

土木研究所資料

加古川堤防質的強化対策調査報告書

昭和63年 3 月

建設省土木研究所
河川部河川研究室
機械施工部土質研究室

「Copyright C (1988) by P. W. R. I

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

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全文又は一部の転載、複製は、土木研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはいない。」

加古川堤防質的強化対策調査報告書

河川部	部長	橋本	宏
河川研究室	室長	福岡	捷二
	研究員	藤田	光一
		加賀谷	均
土質研究室	室長	久楽	勝行
	研究員	吉岡	淳
		細谷	政和

要 旨

本報告書は、加古川堤防の質的強化を目的として、大型堤体模型を用いた越流実験および浸透実験により、耐越水工法および耐浸透工法の検討を行なったものである。

キーワード：加古川，堤防強化，アーマー・レバー，越水，浸透

は　じ　め　に

土堤表面に保護工を設置することにより、越水や浸透などによる破壊に対する抵抗力を強化した堤防をアーマー・レビー（鎧をかぶった堤防の意味）と呼ぶ。堤防がアーマー化されれば、破堤の危険性が通常の土堤に比べて大幅に減少し、人的被害、流域資産の被害額などの大幅な軽減が期待できることから、アーマー・レビーは堤防の質的強化工法の有力な手段の1つとして位置付けられる。

加古川下流部においては、堤防は計画高をほぼ満足しているものの、河道内改修が遅れているため、計画流量規模の洪水に対して堤防高にあまり余裕がない。このため河道内改修を完了するまでの間、堤防が越水および浸透の危険にさらされることになる。そこで、堤防をアーマー化することにより質的強化を図ることになった。

本報告書は、加古川堤防のアーマー化工法を開発することを目的として、昭和60年度～昭和61年度に実施した大型堤体模型を用いた越水および浸透実験の結果をまとめ、加古川に適したアーマー化工法を提示したものである。本調査は、河川研究室と土質研究室の共同によるもので、河川研究室が耐越水工法の開発、土質研究室が耐浸透工法の開発を担当した。

昭和63年3月

目 次

はじめに

第1章 序論

1.1	加古川におけるアーマー・レビーの必要性	1
1.2	堤防の破壊機構	2
1.3	アーマー・レビーの基本構造	4
1.4	加古川堤防へのアーマー・レビーの適用にあたって	5

第2章 越水対策

2.1	裏法尻保護工の検討	6
2.1.1	堤体模型の概要	6
2.1.2	角パイプによる裏法尻保護工についての予備的検討	8
2.1.3	ふとんかごを用いた裏法尻保護工の検討	11
2.1.4	ふとんかごを用いた裏法尻保護工の改良1	15
2.1.5	ふとんかごを用いた裏法尻保護工の改良2	21
2.1.6	堤内地の洗掘特性に関する検討	27
2.1.7	堤内地にあまりスペースがとれない場合の検討	30
2.2	裏法保護工の検討	32
2.2.1	堤体模型の概要	33
2.2.2	ジオメンブレンの設置方法の検討	34
2.2.3	ジオテキスタイルの適用性の検討	38

第3章 浸透対策

3.1	河川水および雨水の浸透防止効果の検討	42
3.1.1	昭和58年度実験の概要	42
3.1.2	大型模型堤防による浸透実験	43
3.2	堤防表層の土羽土の安定性の検討	46
3.2.1	力のつり合い式による検討	46
3.2.2	大型模型堤防による実験的検討1	46
3.2.3	大型模型堤防による実験的検討2	48

3.3 アップリフトに対する安定性の検討.....	50
3.3.1 力のつり合い式による検討	50
3.3.2 大型模型堤防による実験的検討	51

第4章 まとめ

おわりに

第1章 序 論

1.1 加古川におけるアーマー・レビーの必要性

加古川下流部では、堤防はほぼ計画高を満足している。しかし、図-1.1に示すように塩水遡上を防止するための古新堰堤（3.8 km 地点）や取水用の加古川堰堤（6.0 km 地点）がある他、このエリアには相生橋（1.5 km 地点）、山陽電鉄鉄橋（2.0 km 地点）、加古川橋（5.2 km 地点）、山陽本線鉄橋（5.8 km 地点）等があるため、河床の掘削が困難な状況にあり、計画河床高よりかなり高い河床となっている。このような状況は、堰の改築や橋の架け換え等を実施しないかぎり解消されない。しかし、これらの改修工事を実施することは、費用等の面から容易ではない。したがって、非常に長い期間にわたって、堤防が越水および浸透の危険にさらされることになる。さらに、加古川の堤体土質は砂質土であるため、越水や浸透に対して非常に弱い。そこで、アーマー・レビーによる堤防の強化が必要になった。

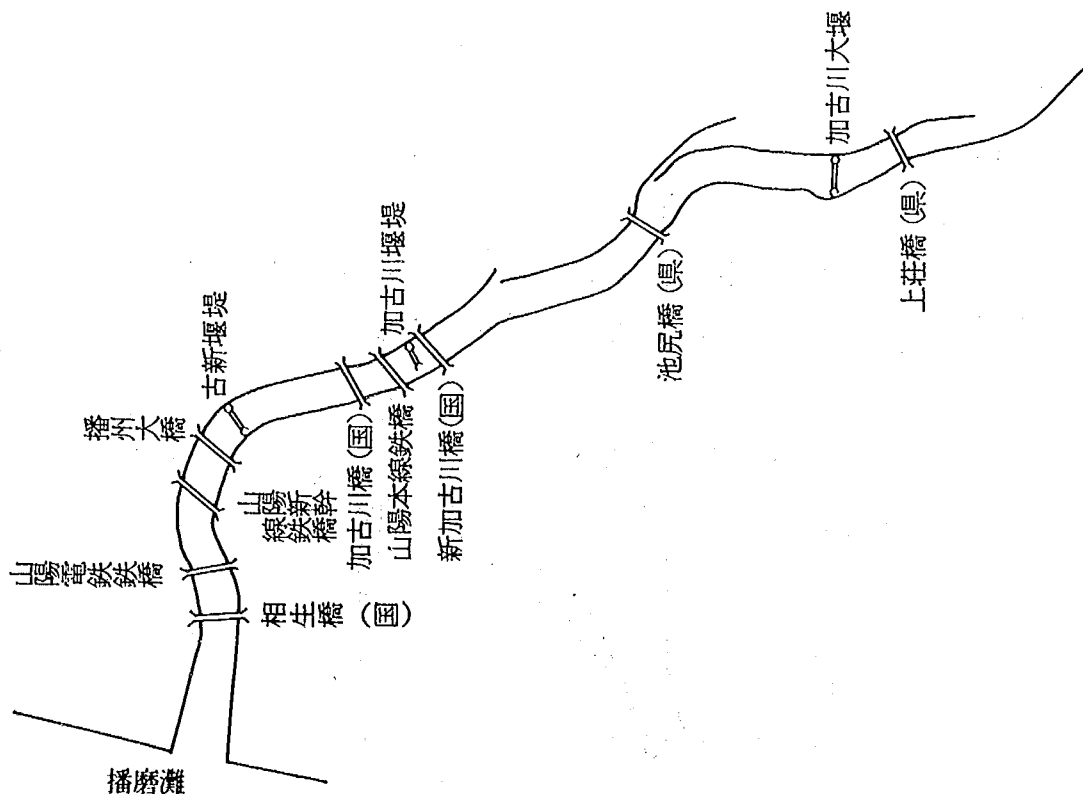


図-1.1 加古川下流平面図

1.2 堤防の破壊機構

アーマー・レビーによる堤防の強化を効率的に行うためには、堤防の破壊機構をよく知らなければならない。堤防の破壊原因を分類してみると、越水、浸透、洗掘、地震の4種類に大別される。ここでは、堤防の破壊原因のなかで大きな割合を占める、越水および浸透による破壊機構について述べる。

越水による土堤の破壊過程は、高さ2.5mの堤体模型を用いた越流実験の結果、図-1.2に示すように、裏法・裏法尻侵食過程から天端崩壊過程へと進行することが分った。

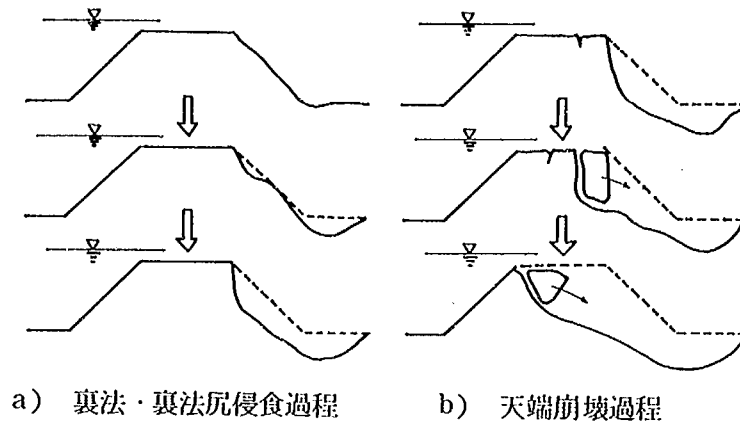


図-1.2 土堤の破壊過程

第1の破壊過程である裏法および法尻の侵食は、越流水によって堤体に作用するせん断力によるものである。そこで、堤体に作用するせん断力の分布特性を明らかにするため、高さ0.6mの固定床堤体模型を用いた越流実験において、越流水の底面付近すなわち堤体近傍の流速を測定することにより、各地点のせん断力を求めた。図-1.3は、せん断力の

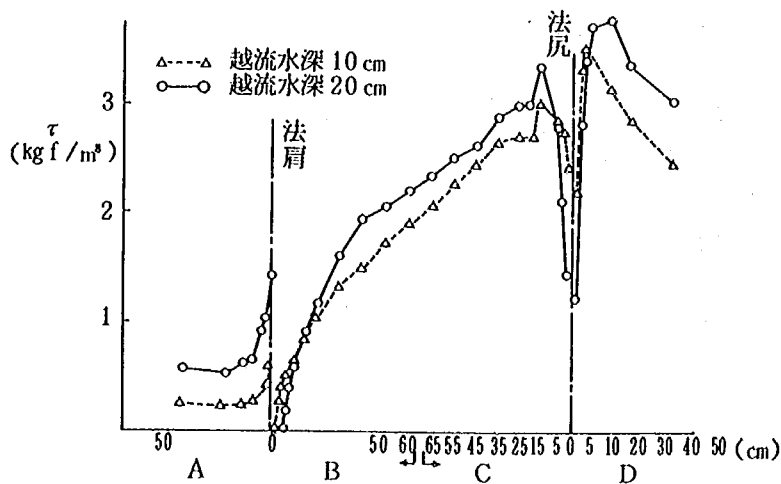


図-1.3 せん断力の縦断分布図 (裏法勾配2割)

測定結果を示したものである。この図から分るように、天端でのせん断力は裏法や法尻と比べると相対的に小さい。また、法肩では急激な曲りにより流線がはく離するため、せん断力はほとんど0に近く、裏法では流下して下流に行くにしたがって増加する。法尻では法肩と同様、急激な曲りにより流線がはく離するため、せん断力は急激に減少するが、その直下流では、はく離した流れが再付着し、せん断力はここで最大値を示す。したがって、裏法・裏法尻侵食過程において侵食が開始する場所は、堤体に作用するせん断力の分布特性と堤体土質との関係から決り、砂質土を多く含んだ強度の弱い堤防の場合には、裏法および法尻が一斉に侵食され、粘性土を多く含んだ強度の弱い堤防の場合には、裏法の下流部あるいは法尻から侵食が始る。したがって、第1の破壊過程である裏法および法尻の侵食を防止するためには、裏法および法尻に越流水によって作用するせん断力に耐えられるような保護工を設置する必要がある。

第2の破壊過程である天端の崩壊は、裏法が完全に侵食されて法肩から切り立った状態となったあとに、天端に越流方向と直角の割れ目が入り、そこから下流側の天端が土塊となって崩れ落ちるといった破壊形態を示し、この崩落を繰返して破堤に至る。崩落の原因は、越流水のせん断力だけではなく、切り立った状態の堤体の不安定さと、堤体が飽和に近い状態となり堤体自身の強度が弱体化したことによるものである。越流を止めた状態でも天端の崩壊は進行することから、せん断力よりもむしろ後者の不安定性および強度の弱体化の方が大きな要因と考えられる。天端の崩壊を防止するための対策としては、天端に保護工を設置することがある程度効果を発揮するが、堤体自身の強度が弱い場合には、崩壊を防止するのは困難であると考えられる。

一方、浸透による堤防の崩壊には2種類の形態がある。1つは裏法、法尻、堤内地などからの水みちをともなった漏水によるもので、漏水量が増加するにしたがい水が濁って水みちが大きくなるとともに、堤体内の土砂がしだいに運び出され、堤体が貫通あるいは陥没して崩壊する。もう1つは、水みちがなく堤防の裏法面に浸透水が一面に浸み出する場合で、時間がたつにつれ裏法面がゆるみ出し、法崩れをおこして破壊する。このような浸透による堤防の破壊を防止するためには、次のような対策を考える必要がある。1)河川水が浸透しにくい構造の保護工を表法に設置する。2)浸潤線が上昇して浸透水が裏法面に浸み出さないように、浸透水をすみやかに排水できるような構造の保護工を裏法尻に設置する。3)水みちができて、堤体の土砂が運び出されないような構造の保護工を裏法尻に設置する。

1.3 アーマー・レビーの基本構造

アーマー・レビーにより堤防の耐越水能力および耐浸透能力の強化を行う際には、前節において述べた堤防の破壊機構を考慮して、堤体保護工を効率的に設置すべきである。耐越水対策においては、堤体に作用するせん断力が比較的小さい表法および天端は、あまり過大な強度を持つ保護工を設置する必要はなく、大きなせん断力が作用する裏法および法尻については、十分な強度を持つ保護工を設置するのが効率的であると考えられる。

浸透対策においては、増水時において浸透水の侵入場所となる表法には浸透しにくい構造の保護工を設置し、裏法尻には排水しやすく堤体土砂の流出を許さない構造の保護工を設置する。表法の透水性や裏法尻の排水性は、堤体内の浸潤線があまり上昇しないように決める。浸潤線がかなり上昇する場合には、漏水や法崩れを防止するため裏法にも排水能力を持ち、かつ浸透水によるアップリフトに耐えられるような保護工を設置する。減水時においては残留水圧により、表法に設置した保護工にはアップリフトが作用するため、表法に設置する保護工は、浸透しにくいと同時にアップリフトにも耐えられるような構造とする。

このような観点から考えると、アーマー・レビーの基本構造は次のようになる。表法については、通常の護岸の下に河川水の浸透を抑制するため、ジオメンブレン（遮水シート）やジオテキスタイル（不織布）等の浸透しにくい材料を用いた保護工を設置する。

天端については、越流水によるせん断力の作用を軽減するとともに降雨の浸透を抑制するため、ジオメンブレン、ジオテキスタイル、アスファルト等を用いた保護工を設置する。アスファルトを用いた保護工は過大な強度を持つが、これは主に天端が兼用道路としてアスファルト舗装がしてある場合に限られる。

裏法については、越流水による侵食を防止するため、ジオメンブレン、連節ブロック、ジオテキスタイル等を用いた保護工を設置する。

裏法尻については、浸潤線の上昇を抑制するため、浸透水をすみやかに排水できるような構造で、かつ越流水が持つ流体力に対し十分な抵抗力を持つ部材として、ふとんかご、アスファルト、コンクリート等を用いた保護工を設置する。アスファルトおよびコンクリートを用いた保護工の場合には、ドレーンの機能を持たせるために、その上下に碎石を敷くなどの工夫が必要である。

実際の施工にあたっては、周辺の景観との調和、これに関連して保護工上に盛土をした場合の法すべりの防止、植生の生育等についても考慮しなければならない。

1.4 加古川堤防へのアーマー・レビーの適用にあたって

加古川堤防におけるアーマー・レビーの適用にあたっては、加古川の堤防特性を考慮して以下の条件を設計の基本とした。1)加古川堤防の堤体材料は、砂質土であるため、河川水や越流水、雨水の浸透に対してきわめて弱い。したがって、堤体表面は、表法・天端・裏法ともすべて止水構造とする。2)現堤防の弱体化をさけるため、改造は表面はぎ程度の掘削とする。3)堤防天端は、現在ほとんどが兼用道路としてアスファルト舗装されていることから、これをそのまま利用した止水構造とする。4)堤防表法および裏法は、すぐれた止水能力を持ち、安価で施工も容易なジオメンブレンを用いた構造とする。5)堤体表面を止水構造にしても、河川水は堤防基盤から侵入する。これにともなって、保護工には空気圧および水圧が働く。これを除去するため、裏法保護工はジオメンブレンをかわら状に設置し、排気および排水が可能な構造とする。6)裏法尻には浸透水をすみやかに排水し浸潤線の上昇を抑え、かつ法尻の洗掘を防止するため、安価ですぐれた排水機能を持ち、越流水の外力に対しても十分抵抗できるふとんかごを用いた保護工を設置する。なお、堤体の土砂が運び出されないように、ふとんかごには吸出し防止材を取り付ける。7)堤防表法および裏法にもちいるジオメンブレンの直射日光による品質の劣化の防止と、周辺の景観との調和を保つため、ジオメンブレン上には盛土を行い張芝工を施工する。図-1.4は、これらの条件を考慮した堤防の質的強化工法の素案である。

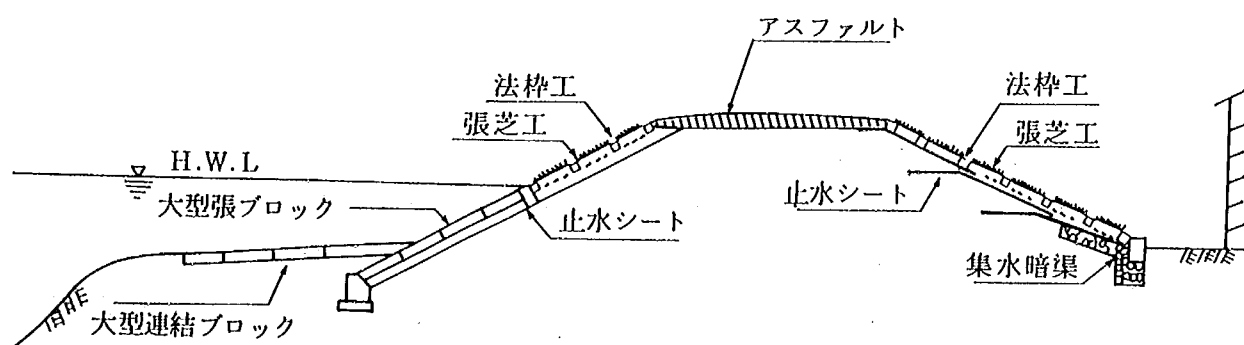


図-1.4 加古川堤防の質的強化対策工法（素案）

第2章 越水対策

越水による堤防の破壊形態は、第1章で述べたとおり、最初に第1段階として裏法の侵食、裏法尻の洗掘が起り、次に第2段階として天端の崩壊が進行して破堤に至る。第2章では、裏法の侵食を防止する裏法保護工、および裏法尻の洗掘を防止する裏法尻保護工について、大型堤体模型を用いた越流実験による検討結果を述べる。天端の崩壊を防止する天端保護工の実験結果については、越水堤防調査最終報告書²⁾を参照されたい。

2.1 裏法尻保護工の検討³⁾

土木研究所では、裏法保護工について従来から実験による検討が多数行われている。今回、加古川堤防のアーマー・レビーに採用することになったジオメンブレンを用いた裏法保護工についても実験による検討が行われており、このなかで裏法尻の処理が問題であることが明らかにされている。すなわち、裏法尻は越水により最も大きな流体力を受ける箇所であるため、適切な処理を施さないと、この部分においてジオメンブレンに亀裂が生じ、この亀裂が徐々に上流に向かって進行し裏法が崩壊する。また、裏法尻は保護工の終端にあたるため、その下流では堤内地が洗掘される。しかも、裏法尻においては、河道内の流速に比べて、はるかに大きな流速が生じるため、適切な裏法尻保護工を設置しないと、堤内地は著しい洗掘を受け、これが裏法にも波及する。

このように、裏法尻の処理が解決しなければ、裏法保護工がいかに強固であってもアーマー・レビーが十分な機能を発揮しないことから、まず最初に裏法尻保護工の検討を行うことにした。

2.1.1 堤体模型の概要

実験に用いた堤体模型は、図-2.1に示すように、水路床から堤防天端までの高さが3.75m、堤内地盤から堤防天端までの高さが2.0m、堤防天端幅が4.0m、裏法勾配が1:2、水路床から堤内地盤までの高さが1.75m、水路幅が2.34m、堤内地の長さが10.0mである。なお、堤体模型は表面がコンクリートで造られ、堤内側に砂を腹付けして裏法および堤内地だけを移動床としている。そのため、河川水の浸透を一切許さない構造となっている。これは、越水による堤防破壊が裏法側から始まること、今回の堤防質的強化工法の素案では、表法および天端は止水構造であることから、裏法および堤内地だけを移動床とした実験でも、保護工の機能に関する有益な情報が得られると考えたからである。実験に用

いた砂は、平均粒径が $d_m = 1.2\text{mm}$ の混合砂である。実験砂の粒度分布を図-2.2に示す。裏法保護工として用いたジオメンブレンは、厚さが 1.5mm 、引裂き強度が 109kgf/cm 、引張り強度が 203kgf/cm^2 である。ジオメンブレンは、越流水による引張力や裏法の変形に対して的確な応答ができるように、図-2.3に示すようにひもで吊るした。

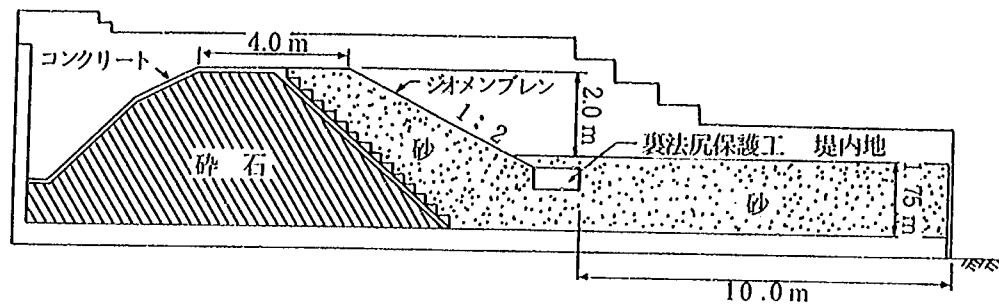


図-2.1 堤体模型側面図

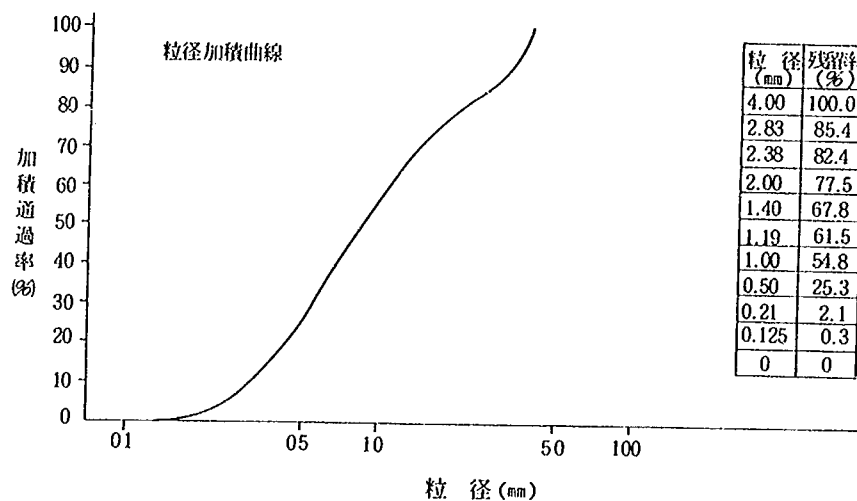


図-2.2 実験砂の粒度分布

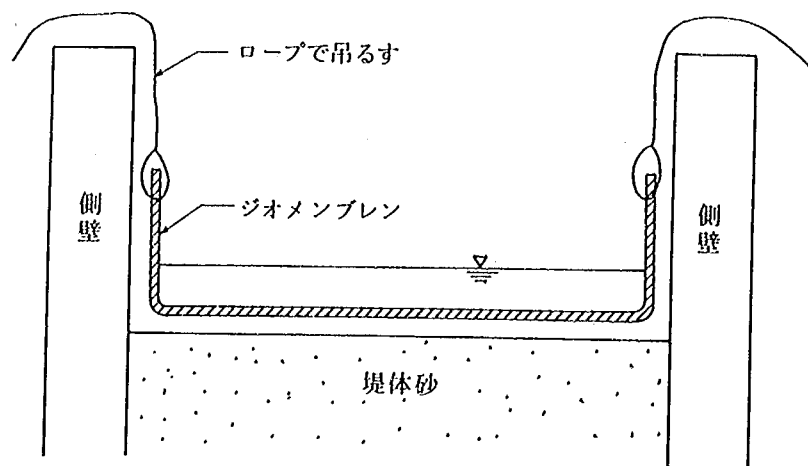


図-2.3 堤体模型正面図

2. 1. 2 角パイプによる裏法尻保護工についての予備的検討（ケース1）

(1) 実験目的

裏法保護工として用いるジオメンブレンは、裏法尻においてジオメンブレン末端に適切な処理を施さないと、ジオメンブレンに亀裂が生じ、また裏法尻が著しく洗掘されることから、図-2.4に示すようにジオメンブレン末端を角パイプに巻きつけるという処理を施し、その効果を検討した。これは、ジオメンブレン末端を角パイプで押えることにより、ジオメンブレンがバタバタ振動して引裂かれるのを防ぎ、かつ角パイプで越流水を跳ねることにより、裏法尻の洗掘を軽減することをねらいとしたものである。

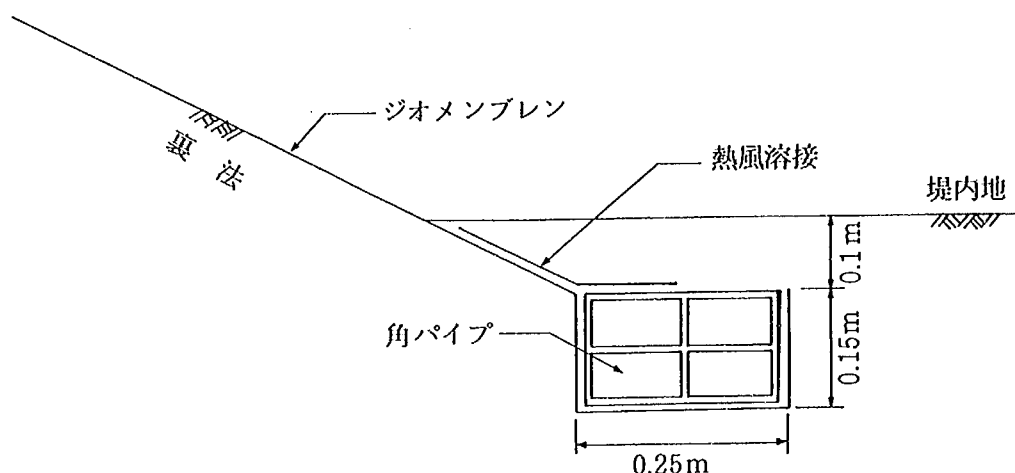


図-2.4 角パイプを用いた裏法尻保護工

(2) 実験概要

角パイプ（7.5cm×12.5cm×234.0cm）を4本組み合わせ、これをジオメンブレンで二重巻にしたものと裏法尻のジオメンブレン末端とを熱風温度約450℃の電気熱風溶接機を用いて、ジオメンブレンを溶かして両者を容融接合し、これを堤内地に0.1mの深さに埋設した状態で耐越水能力を検討した（図-2.4参照）。実験では、表-2.1に示すように単位幅当りの越水流量 $0.1\text{m}^3/\text{s}/\text{m} \sim 0.4\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ の範囲について検討を行った。通水中の裏法尻付近は、跳水による白濁や土砂の舞い上がりにより中の様子がよく見えないので、いったん通水を止めてから、裏法尻保護工の状態や堤内地の洗掘を観察した。

表-2.1 実験一覧表 (ケース1)

ケース	越水流量 ($\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$)	越水時間 (min)	洗 掘 深		備 考
			保護工直下流	堤内地 (最大)	
1-1	0.1	2	- 1.0 cm	- 5.5 cm	
1-2	0.1	10	- 7.5	- 12.5	
1-3	0.2	18	- 10.5	- 30.0	
1-4	0.2	20	- 9.0	- 25.0	
1-5	0.4	5	- 22.3	- 42.5	裏法下流部の崩壊。
1-6	0.4	8	- 33.0	- 41.5	裏法尻保護工の転倒。

※ 洗掘深は裏法尻保護工の天端高を0とし、上方向をプラス、下方向をマイナスとしている。

(3) 実験結果

角パイプを用いた裏法尻保護工の対策効果を検討した。表-2.1は実験条件および実験結果の概略を示したものである。角パイプを用いた保護工は、単位幅越流量が $q=0.1\text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ ~ $0.2\text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ の範囲においては、保護工自体の移動や変形などの変化はみられず、裏法尻および堤内地の洗掘も小さく抑えられていることから、保護工がないときに比べて裏法尻を保護する効果があることが示された。図-2.5は $q=0.2\text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ の越水流量を38分間通水したあと（ケース1-4のあと）の裏法尻保護工下流の洗掘状況を示したものである。単位幅越流量が $q=0.4\text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ に増加した場合には、裏法尻保護工直下流の洗掘が大きくなり、保護工の下に土砂が吸出されたことにより裏法の崩壊が始り、その後図-2.6に示すように保護工と接続していたジオメンブレンが切断し、保護工の転倒が確認された。以上の結果から、角パイプを用いた裏法尻保護工は、 $q=0.4\text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ 以上の越水流量に対して、耐越水能力が不足していることが示された。

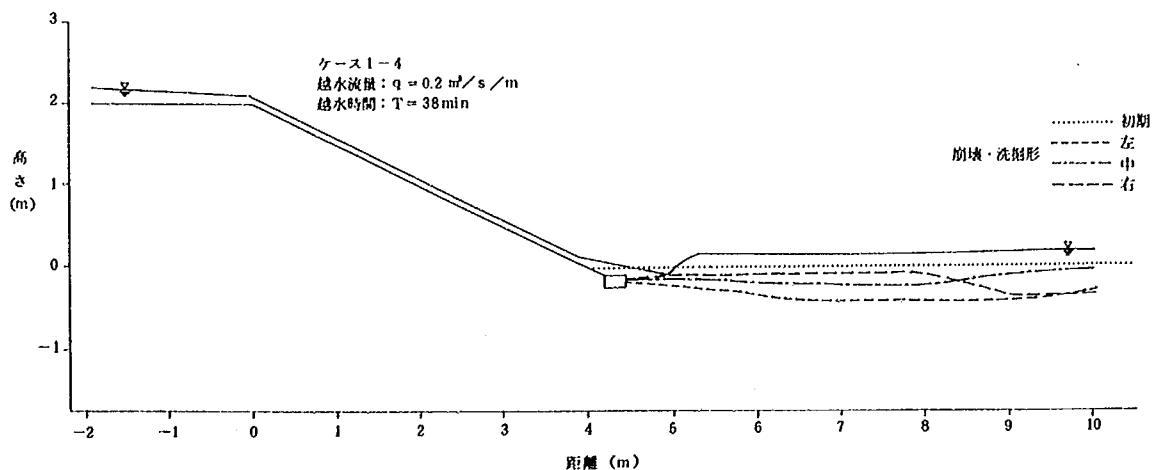


図-2.5 堤体の崩壊・堤内地の洗掘 (ケース1-4)

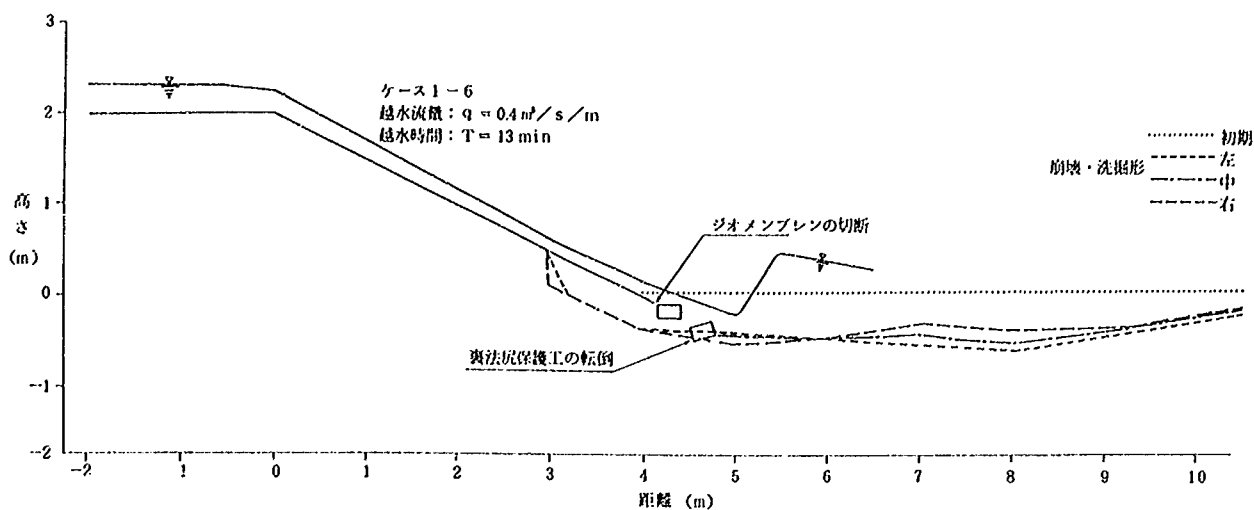


図-2.6 堤体の崩壊・堤内地の洗掘（ケース1-6）

(4) まとめ

裏法尻保護工の下から堤体土が吸出されたことから、保護工の高さは、保護工直下流の洗掘深より大きくする必要があることが分った。また、裏法尻保護工が転倒したことから、保護工自体の転倒および滑動に対する抵抗力が不足していることが明らかとなった。今回は、裏法尻保護工の埋設深を0.1mとして実験を行ったが、埋設深を変えれば堤内地の水深も変化し、それに伴う跳水の発生位置の変化やウォータークッションによる裏法尻での流速の変化により洗掘状況も変化することが容易に想像される。したがって、今後は越水流量～埋設深～洗掘深の関係を明らかにすることが重要であると考えられる。さらに、この問題を加古川堤防だけでなく、より一般的なものにするためには、上記の関係に加えて、堤内地材料との関係も明らかにしなければならない。

2. 1. 3 ふとんかごを用いた裏法尻保護工の検討（ケース2）

(1) 実験目的

裏法尻保護工に角パイプを用いた場合、保護工の下から堤体土が吸出され保護工が転倒したことから、今回は図-2.7に示すように、角パイプに比べて高さが大きく、かつ自重が大きいために転倒および滑動に対する抵抗力も大きなふとんかごを保護工の材料として用い、耐越水能力の検討を行うことにした。ふとんかごは屈撓性に富んでいるため、保護工の下からの吸出しに対しても、ふとんかご自身が地盤の変化に追随し、吸出し量を軽減する効果が期待できる。また、埋設深を0.5mと前回よりも大きくして、ウォータークッションにより裏法尻での流速を減勢させ、保護工直下流の洗掘を軽減させることをねらった。裏法尻保護工の材料としてふとんかごを選んだのは、今述べたような越流水の外力に対する保護工の安定性ということのほか、第1章で述べたように、河川水の堤体内への侵入により、堤体内の浸潤線が上昇しないように、裏法尻にはドレーンを設ける必要があることから、金網と割ぐり石で構成されたふとんかごは、透水性が高くドレーンとしての機能にすぐれているという理由により保護工の材料として選んだ。保護工自体の強度という観点だけからみれば、コンクリートやアスファルトでもかまわないが、保護工の下からの吸出しに対する安定性や、雨水および河川水の排除という観点も考え併せれば、ふとんかごの方が適している。なお、ふとんかごは水だけでなく砂も通すことから、越流水が激しい勢いでふとんかごの中に侵入し、堤体土の吸出しを促進するのを防止するため、ふとんかご天端にはジオメンブレンを設置し、ふとんかご背面（裏法側）には吸出し防止材を設置した。

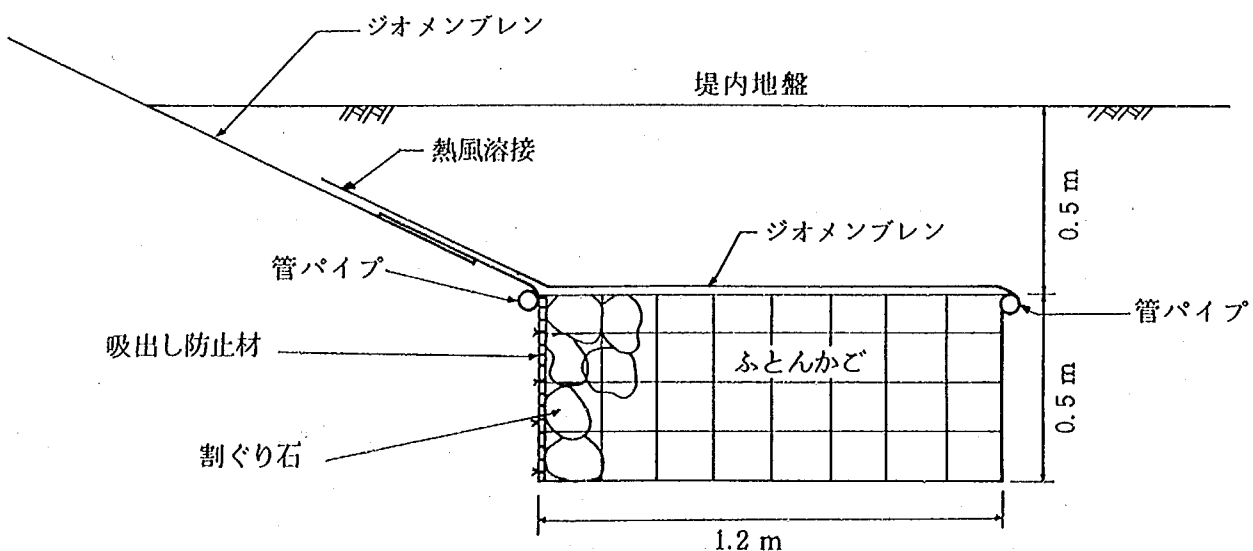


図-2.7 ふとんかごを用いた裏法尻保護工

(2) 実験概要

裏法尻保護工として、幅 1.2m（流下方向）、高さ 0.5m、長さ 2.34m（水路幅）のふとんかごを用い、これを堤内地盤高から 0.5m の深さに埋設する形で設置した。ふとんかごの金網の線径は 3.2mm、網目の大きさは 15cm であり、金網のなかに詰込んだ割ぐり石の大きさは、直径 10cm～15cm である。なお、割ぐり石が金網から飛出さないように、鉄線を用いて網目の大きさを半分にした。裏法保護工として用いるジオメンブレン下流端とふとんかごとの接続は、外径 50mm の管パイプに下流端のジオメンブレンを巻きつけ、ふとんかご背面（裏法側）の天端に鉄線を用いて止める方法で行った。ふとんかごを通過して堤体土が流出するのを防止するため、ふとんかご天端上にもジオメンブレンを設置するとともに、ふとんかご背面には吸出し防止材として麻袋を鉄線を用いて取り付けた。ふとんかご天端上のジオメンブレンの取付けは、一方を裏法下流端のジオメンブレンに熱溶接し、もう一方をふとんかご前面（堤内地側）の天端に管パイプと鉄線を用いて接続した。越水流量は、表-2.2 に示すように単位幅当り $0.1\text{m}^3/\text{s}/\text{m} \sim 0.4\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ の範囲について検討を行った。

表-2.2 実験一覧表（ケース2）

ケース	越水流量 ($\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$)	越水時間 (min)	洗 掘 深		備 考
			保護工直下流	堤内地（最大）	
2-1	0.1	15	32.8 cm	28.1 cm	
2-2	0.2	20	4.0	8.3	ふとんかご天端上のジオメンブレンがふくらむ。
2-3	0.3	12	3.0	— 3.0	ふとんかご前面上端に接続したジオメンブレンが切断。
2-4	0.3	28			ふとんかご天端上のジオメンブレンを 0.6m 切り取る。
2-5	0.4	29	4.0	9.0	ふとんかご背面上端に接続したジオメンブレンが切断し、裏法が崩壊。

※ 洗掘深は裏法尻保護工の天端高を 0 とし、上方向をプラス、下方向をマイナスとしている。

(3) 実験結果

ふとんかごを用いた裏法尻保護工の適用性を検討した。表-2.2 は実験条件および実験結果の概略を示したものである。全体的に埋設深を大きくした効果があらわれ、ふとんかご直下流はほとんど洗掘を受けていない。単位幅流量が $q = 0.1\text{m}^3/\text{s}/\text{m} \sim 0.2\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ の範囲においてはふとんかごの沈下や変形およびジオメンブレンの破損もみられなかった。

しかし、 $q=0.2\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ の場合に図-2.8に示すように通水中にふとんかご天端に設置したジオメンブレンがふくらむ現象がみられた。これは跳水により発生した気泡がふとんかご内に侵入し、ジオメンブレンに浮力が働いたためと考えられる。また、裏法下流部に若干沈下がみられるが、これは図-2.3に示したように、裏法保護工の主要な材料であるジオメンブレンをひもで吊るしているため、裏法下流部においては水路側壁とジオメンブレンとの隙間から堤内地の水が侵入する。この侵入水は周期的な変動を起こすため、裏法面には波打ち的な外力が作用する。裏法下流部の侵食は、この波打ちの力によるものであり、実験装置上の問題である。したがって、現地では起こり得ない現象であり、問題にならないと考えられる。

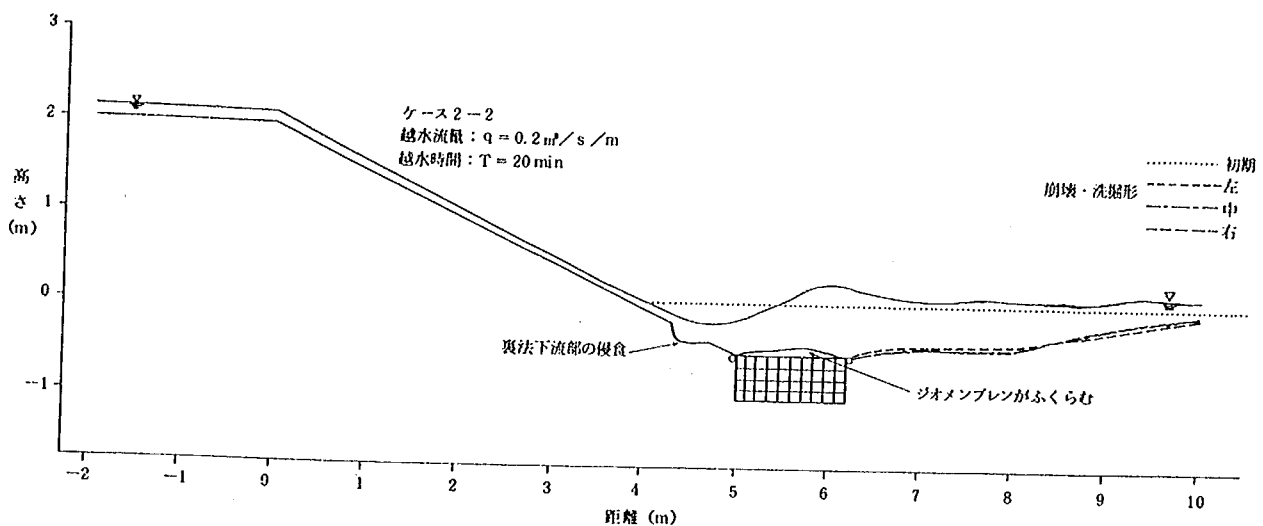


図-2.8 堤体の崩壊・堤内地の洗掘 (ケース 2-2)

$q=0.3\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ (ケース 2-3) の場合は、ふとんかご前面の天端に接続していたジオメンブレンが引きちぎられ切断した。これは、ふとんかご天端上のジオメンブレンに、越流水による流体力および跳水により発生した気泡のふとんかご内への侵入による浮力が、激しい変動をともなって作用したため、ふとんかごとの接続部のジオメンブレンに交番応力が働き疲労破壊したものと考えられる。ふとんかご先端（堤内地側）に接続していたジオメンブレンが破壊し、ふとんかご後端（裏法側）に接続していたジオメンブレンが破壊しなかったのは、ふとんかご後方のジオメンブレンは、越流水により押えつけられるため浮力が作用せず大きな交番応力が作用しなかったためと考えられる。ふとんかご先端に接続していたジオメンブレンが引きちぎられ切断したことにより、ジオメンブレン末端がバタバタ振動するようになり、これが堤内地の洗掘を促進すると考えられたため、ジオメンブレン末端を 0.6m 切り取った。0.6m という値は、ふとんかごの幅 1.2m の半分に相当

する。ジオメンブレン末端を0.6m 切り取った状態で、 $q = 0.3 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ を通水した結果（ケース2-4），ジオメンブレンを切り取った部分のふとんかご内の割ぐり石が，越流水の力により移動しているのが確認された。その後，越流量を $q = 0.4 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ に増したところ（ケース2-5），図-2.9に示すようにふとんかご後端に接続していたジオメンブレンも切断し，ここから堤体砂が大量に流出して裏法が崩壊した。

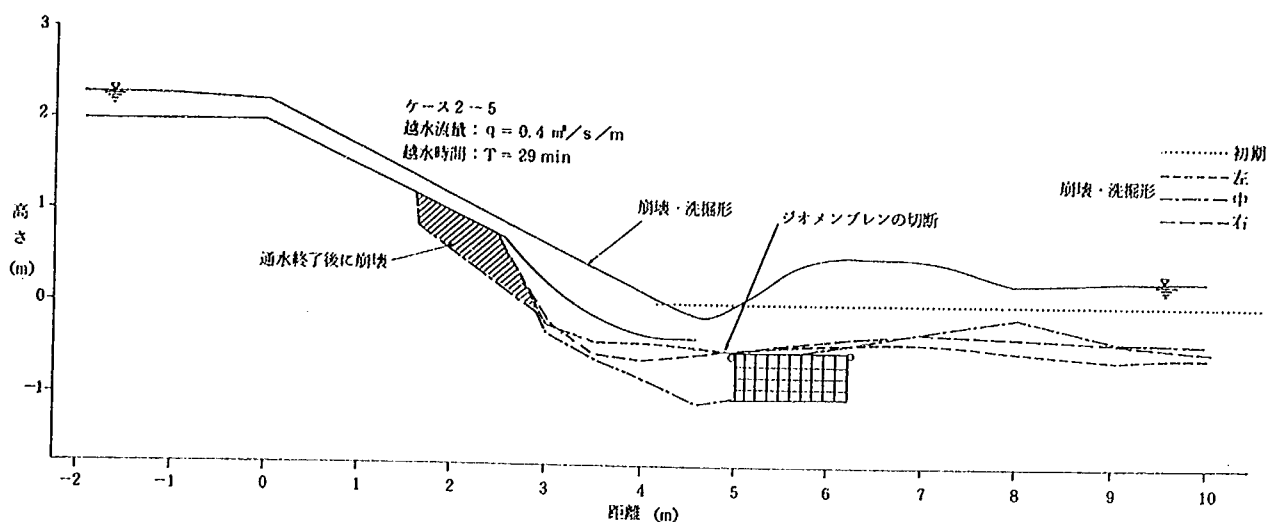


図-2.9 堤体の崩壊・堤内地の洗掘（ケース2-5）

(4) まとめ

ふとんかご天端上に設置したジオメンブレンは，越流水の流体力によるふとんかご内の割ぐり石の移動を防止する効果がみられるが，激しい流体力やふとんかご内への気泡の侵入による浮力を受けるため，ふとんかご先端とジオメンブレンとの接続を維持するのは困難であることが分った。ふとんかご自体は，転倒や滑動，および沈下などがみられず，十分な安定性を持っていることが分った。ふとんかご直下流の堤内地は，埋設深が0.5の場合， $q = 0.1 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m} \sim 0.3 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ の範囲において，ほとんど洗掘を受けないことが分った。したがって，ふとんかごの下からの吸出しに対しては十分安全であることが分った。 $q = 0.4 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ の越水時に，ふとんかご後端に接続していたジオメンブレンが切断し，裏法が崩壊したことから，この接続方法を改良すれば，ふとんかごを用いた裏法尻保護工はさらに大きな耐越水能力を発揮することが期待される。

2. 1. 4 ふとんかごを用いた裏法尻保護工の改良1 (ケース3)

(1) 実験目的

ふとんかごを用いた裏法尻保護工の耐越水能力の向上を図ることを目的として、前回の実験(ケース2)において生じた問題点の改善を行った。前回の実験では、裏法下流端においてふとんかご背面上端と接続していたジオメンブレンが切断したことにより裏法が崩壊した。このことは、ジオメンブレンが破損すれば裏法が崩壊することを意味している。そこでジオメンブレンが破損しても裏法が簡単に崩壊しないように、大きな流体力が働く裏法下流部のジオメンブレンの下に、沈下などに対する裏法の強化も兼ねて、図-2.10に示すように平型連節ブロックを設置した。また、ふとんかごとジオメンブレンとの接続方法については、管パイプが回転しやすいことから、角パイプに変更し回転防止による接続強度の強化を図った。

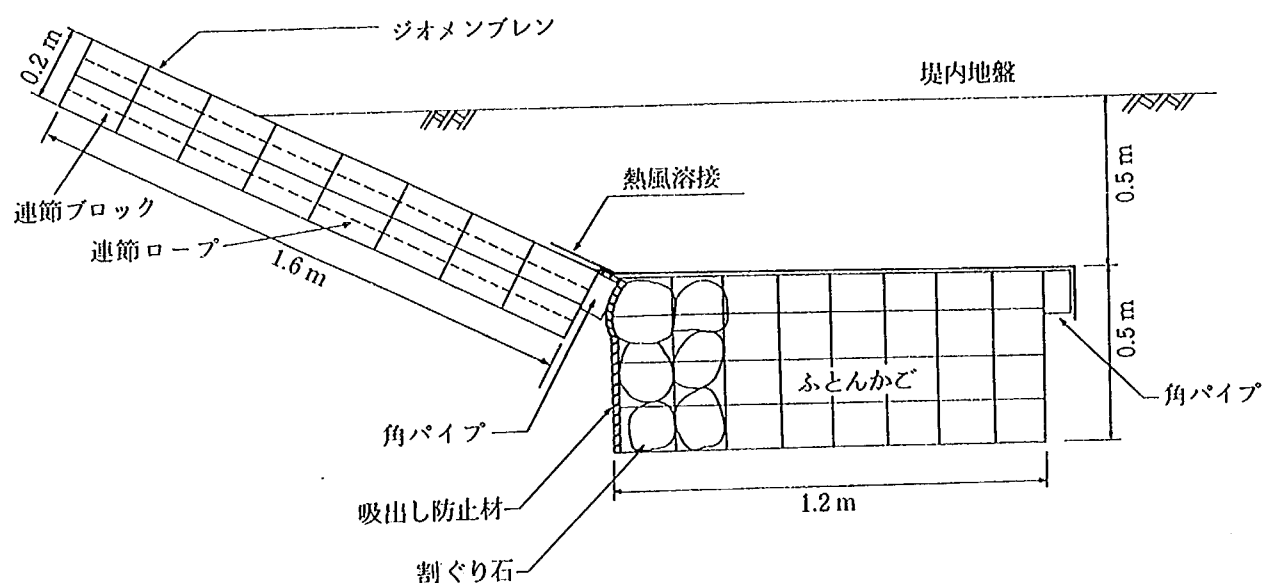


図-2.10 ふとんかごを用いた裏法尻保護法 (改良1案)

(2) 実験概要

裏法尻保護工の構造を図-2.10に示す。ふとんかごの大きさおよび埋設深は前回の実験(ケース2)と同様に、幅1.2m、高さ0.5m、長さ2.34m、埋設深0.5mとした。ふとんかご背面にも先の実験と同様に、吸出し防止材として麻袋を取り付けた。ふとんかごとジオメンブレンとの接続は、角パイプ(7.5cm×12.5cm×234.0cm)により行った。裏法下流部のジオメンブレンの下には、平型連節ブロックを法尻から上流1.6mの範囲に2層積に設置した。実験は、表-2.3に示すように単位幅越流量が $q = 0.1\text{m}^3/\text{s}/\text{m} \sim 0.8\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ の範囲について検討を行った。

表-2.3 実験一覧表(ケース3)

ケース	越水流量 ($\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$)	越水時間 (min)	洗 掘 深		備 考
			保護工直下流	堤内地(最大)	
3-1	0.1	20	25.0 cm	25.0 cm	裏法下流端の連節ブロックが10cm程度沈下。
3-2	0.2	20	5.0	10.0	
3-3	0.3	20	2.0	-10.5	
3-4	0.4	10	-1.0	-23.5	
3-5	0.4	15	-10.0	-14.5	ふとんかご前面上端に接続したジオメンブレンが切断。
3-6	0.4	10			ふとんかご天端上のジオメンブレンの高さが2cm削ぐり石の高さが10cm沈下。
3-7	0.4	60	-16.0	-17.0	裏法下流端のジオメンブレンがふくらむ。
3-8	0.8	18			ふとんかご背面上端に接続したジオメンブレンが切断。
3-9	0.8	5	-31.0	-31.0	削ぐり石の高さが16cm沈下。

※ 洗掘深は裏法尻保護工の天端高を0とし、上方向をプラス、下方向をマイナスとしている。

(3) 実験結果

連節ブロックによる裏法下流部の補強、および角パイプによるふとんかごとジオメンブレンとの接続の強化を行った裏法尻保護工の改良効果を検討した。表-2.3は実験条件および実験結果の概略を示したものである。単位幅越流量が $q=0.1\text{m}^3/\text{s}/\text{m}\sim 0.3\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ の範囲(ケース3-1~3-3)においては、ふとんかご前面上端(堤内側)に接続し

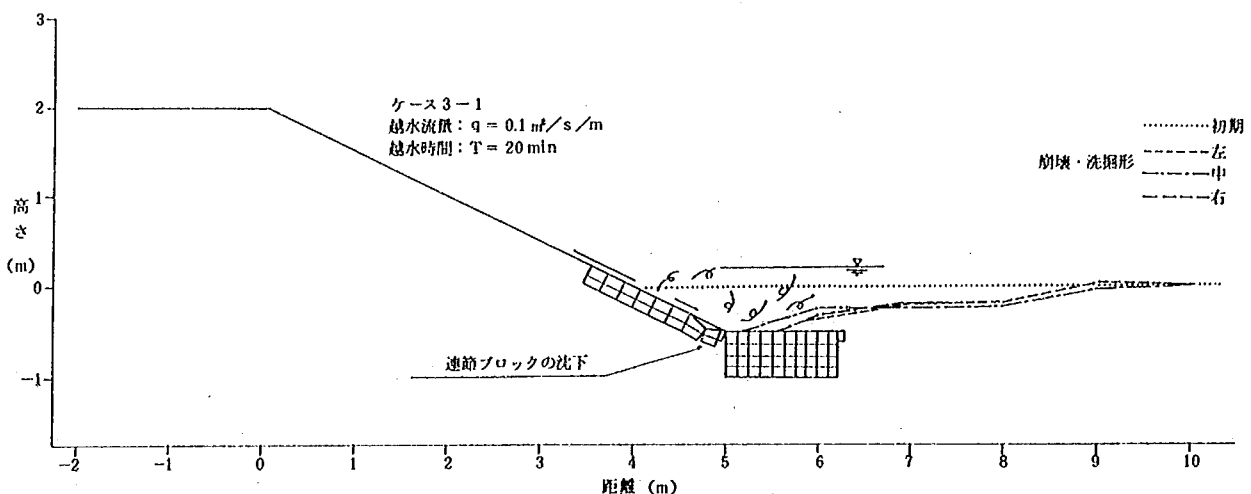


図-2.11 堤体の崩壊・堤内地の洗掘(ケース3-1)

たジオメンブレンの切断がみられなかったことから、角パイプにより接続強度を強化した効果が示された。しかし、図-2.11 1に示すように裏法下流端の連節ブロックが10cm程度沈下した。これは、ふとんかご背面上端に角パイプを接続する際、連節ブロックの設置を安定させるためにふとんかご内の割ぐり石の配列を図-2.12 2(a)のようにしたもの、越流水の流体力によってふとんかごが図-2.12(b)のように変形したためと考えられる。堤内地の洗掘状況は、ケース2と類似しており、ふとんかご直下流はほとんど洗掘されていない。

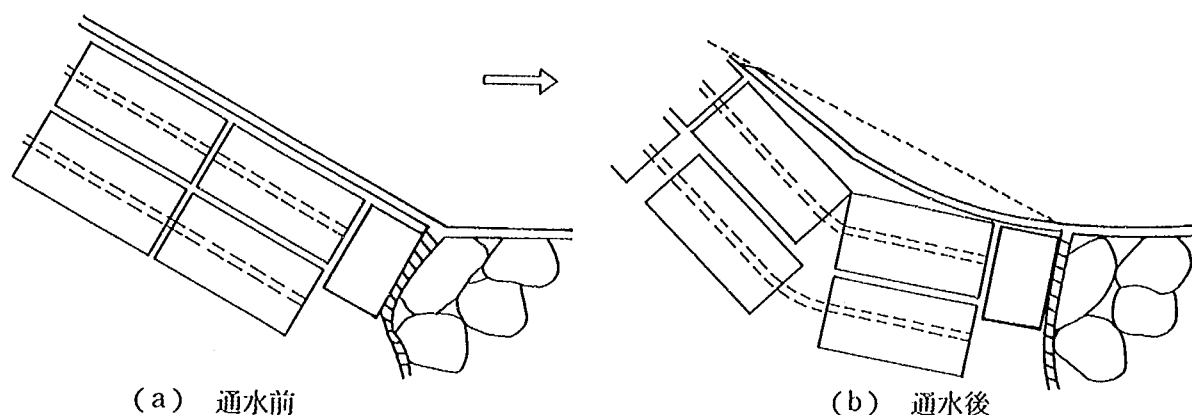


図-2.12 ふとんかごと角パイプとの接続

越水流量を $q = 0.4 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ に増やしたところ、図-2.13に示すようにふとんかご前面上端に接続していたジオメンブレンが切断した(ケース3-5)。角パイプによりふとんかごとジオメンブレンとの接続強度の強化を図ったものの、 $q = 0.4 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ 以上の越水流量に対して接続を維持することは非常に困難であると考えられる。なお、裏法が若干侵食されているが、これはケース2の場合と同様に実験装置上の問題である。ジオメンブ

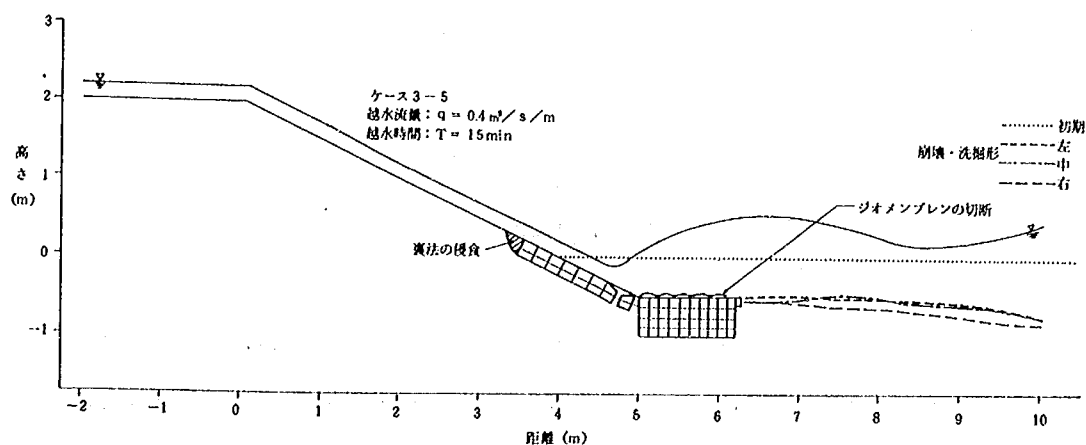


図-2.13 堤体の崩壊・堤内地の洗掘(ケース3-5)

レンが切断したままの状態では実験を続けると、ジオメンブレン末端がバタバタ振動して堤

内地の洗掘を促進する恐れがあることと、いずれ引きちぎられると推測されたことから、これ以降はふとんかご上のジオメンブレンがない場合の挙動の把握も兼ねて、ふとんかご天端上のジオメンブレンを取除いた状態で実験を行った。その結果、ケース3-6 ($q = 0.4 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$) においては、越流水の流体力によりふとんかご内の割ぐり石が移動し、割ぐり石相互間の隙間が埋められたため、割ぐり石の高さが2 cm~10cm 沈下した。ふとんかご直下流の洗掘は15cm 程度であり、ふとんかごの下からの吸出しに対してはまだ余裕がある。 $q = 0.4 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ に対する耐越水能力を把握する目的で、同越流量を長時間(1時間)通水した(ケース3-7)。その結果、長時間の越水にもかかわらず、ケース3-6と比較してふとんかごおよび連節ブロックの設置状態、堤内地の洗掘状態に特に大きな変化はみられなかった(図-2.14)。以上の実験結果から、裏法尻保護工の改良1案は、単位幅越流量 $q = 0.4 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ に対して、少なくとも95分間の耐越水能力を持つことが確認された。一方、図-2.14に示すように、裏法下流端のジオメンブレンが半球状に10cm程度ふくらむ現象がみられた。これは、堤内地の水がふとんかごの下から裏法に浸透し、裏法下流端のジオメンブレンにアップリフトが作用したためと考えられる。裏法における浸透水の水位は、堤内地で発生する跳水の高さと同じくらいになると考えられる。

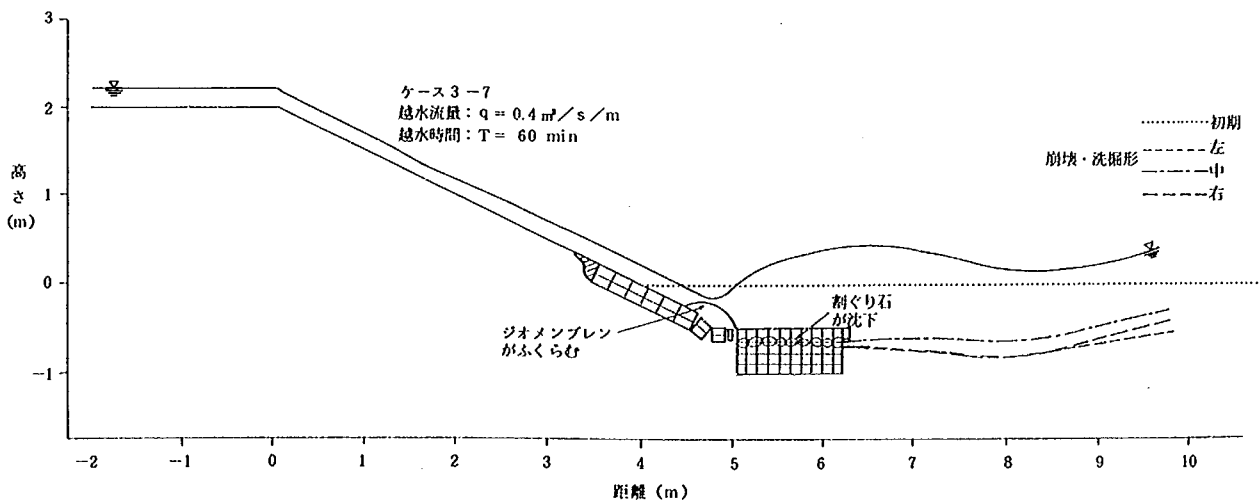


図-2.14 堤体の崩壊・堤内地の洗掘(ケース3-7)

大越流量に対する保護工の耐越水能力を把握する目的で $q = 0.8 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ の越流量を通水した(ケース3-8)。その結果、図-2.15に示すように、裏法下流端においてふとんかご後端に接続していたジオメンブレンが切断し、ジオメンブレンの下に設置していた連節ブロックが露出した。接続部分のジオメンブレンが切断したのは、裏法下流端のジオメンブレンのふくらみ部分が、越流水により激しく叩かれ振動して、接続部分のジオメ

ソブレンに交番応力が作用したためと考えられる。ケース 3-9 はジオメンブレンが切断した場合の、連節ブロックの隙間からの吸出し等の様子を見るための実験であり、 $q=0.8\text{m}^3/\text{s/m}$ の越水を 5 分間だけ通水した。裏法下流端のジオメンブレンが切断しても、裏法の崩壊はみられなかった。裏法下流端に連節ブロックを設置していない前回の実験（ケース 2）では、裏法下流端のジオメンブレンが切断されたあとすぐに裏法が崩壊したことから、連節ブロックを設置したことによる裏法の侵食軽減効果はかなり大きいものと考えられる。連節ブロックの下に吸出し防止材を設置すれば、さらにその効果は高まるものと考えられる。ふとんかご直下流の洗掘は 30cm 程度まで進行した。裏法が完全に崩壊したわけではないが、次の改良案実験へ移行する際に、裏法を作り直すのは大変だと考えて、ここで実験を終了した。

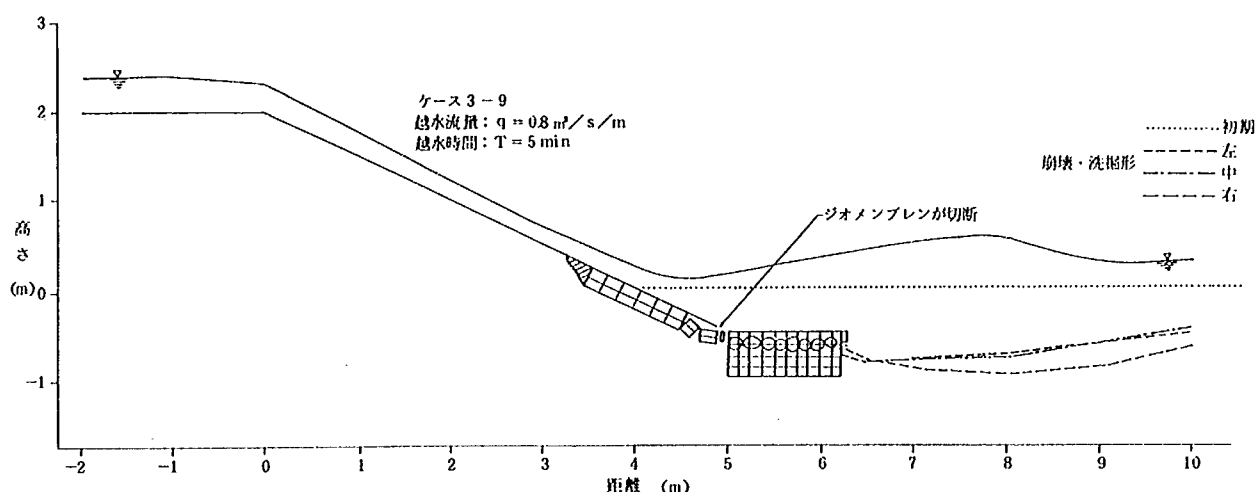


図-2.15 堤体の崩壊・堤内地の洗掘（ケース 3-9）

(4) まとめ

角パイプによりふとんかごとジオメンブレンとの接続強度を強化し、連節ブロックにより裏法下流部を補強した裏法尻保護工は、改良する前の裏法尻保護工に比べて大きな耐越水能力を持つことが明らかにされた。少なくとも $q=0.4\text{m}^3/\text{s/m}$ の越水に対して 95 分間、 $q=0.8\text{m}^3/\text{s/m}$ の越水に対して 23 分間の耐越水能力があることが確かめられた。角パイプを用いてふとんかごとジオメンブレンとの接続強度を強化したが、 $q=0.4\text{m}^3/\text{s/m}$ 以上の場合には、ふとんかご前面上端部分において、ふとんかごとジオメンブレンとの接続を維持することは困難であることが分った。ふとんかご天端を覆っているジオメンブレンを取除いた場合、越流水の流体力により、ふとんかご内の割ぐり石が移動し、割ぐり石相互間の間隙が減少し、割ぐり石の高さが設置当初に比べて 16cm 程度沈下する。ジオメン

ブレンを取除いたことによるふとんかご底面からの砂の吸出しや堤内地の洗掘に対する悪影響はみられなかった。以上のことから、ふとんかごの天端上にジオメンブレンを設置しなくても期待する耐越水能力を得ることができると考えられる。ふとんかご背面上端部分に接続した裏法下流端のジオメンブレンは、 $q = 0.4 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ まではその接続を維持するが、 $q = 0.8 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ のような大越流量の場合には、接続部分のジオメンブレンに働く流体力やアップリフトが大きくなるため、その接続を維持するのは困難であることが分った。裏法下流端において、ふとんかごと接続しているジオメンブレンが切断した場合でも、裏法下流部のジオメンブレンの下に連節ブロックを設置しておくことにより、越流水による裏法の侵食を大幅に軽減できることが分った。

2. 1. 5 裏法尻保護工の改良 2 (ケース 4)

(1) 実験目的

ふとんかごを用いた裏法尻保護工の耐越水能力の向上を図ることを目的として、前回の実験(ケース 3)において生じた問題の改善を行った。前回の実験では、裏法の下流部に設置した連節ブロックが沈下する現象がみられた。これは、ふとんかごと連節ブロックとの接続に用いた角パイプの形状的な不安定性によるものと考えられる。そこで今回は、角パイプの代りに、図-2.16に示すようなコンクリート構造による安定性の高い形状の接続部材を用いた。ふとんかご天端をジオメンブレンにより被覆することは困難であることが前回の実験により知られたので、今回はふとんかご天端のジオメンブレンによる被覆は行わないことにした。これに伴い、ふとんかご底面からの砂の吸出しに対する危険性が増大したため、ふとんかご背面だけでなく底面にも吸出し防止材を設置した。

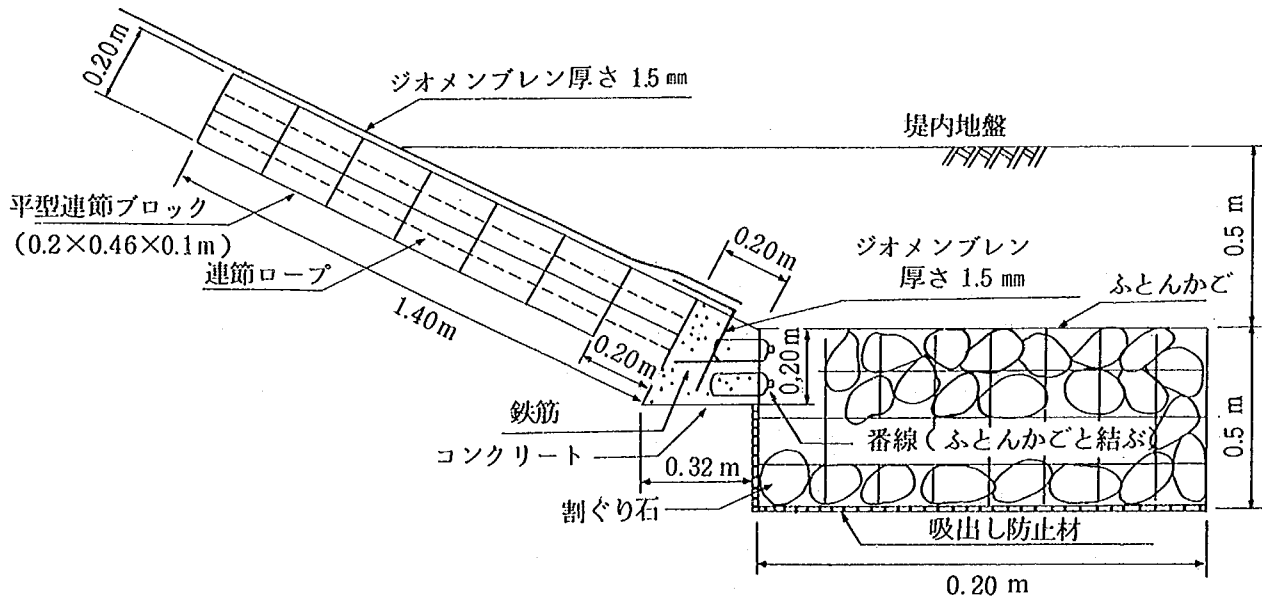


図-2.16 ふとんかごを用いた裏法尻保護工 (改良 2 案)

(2) 実験概要

裏法尻保護工の構造を図-2.16に示す。ふとんかごの大きさおよび埋設深は前回の実験(ケース 3)の場合と同様に、幅 1.2m (越流水の流下方向)、高さ 0.5m、長さ 2.34m (河川水流下方向)、埋設深 0.5m とした。裏法下流端のジオメンブレンとふとんかごとの接続は、あらかじめジオメンブレンと鉄線を埋め込んだコンクリート部材を製作しておき、埋め込んでおいた鉄線によりコンクリート部材をふとんかごに結び付け、裏法下流端のジオメンブレンは、コンクリート部材に埋め込んでおいたジオメンブレンと熱風溶接により接着した。実験は、表-2.4に示すように単位幅越流量が $q = 0.1 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m} \sim 0.8 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$

の範囲について検討を行った。

表-2.4 実験一覧表 (ケース4)

ケース	越水流量 ($\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$)	越水時間 (min)	洗 掘 深		備 考
			保護工直下流	堤内地 (最大)	
4-1	0.1	15			
4-2	0.2	15			
4-3	0.3	15			
4-4	0.4	15	- 18.0 cm	- 23.5 cm	ふとんかご内の割ぐり石が5 cm程度沈下。
4-5	0.4	60	- 16.0	- 12.5	裏法下流端のジオメンブレンが切断。
4-6	0.4	120	- 23.0	- 22.5	特に変化はみられない。
4-7	0.8	30	- 16.0	- 18.5	ふとんかごが変形。
4-8	0.8	10	- 21.0	- 27.5	裏法が侵食されたため、実験条件が不適。

※ 洗掘深は裏法尻保護工の天端高を0とし、上方向をプラス、下方向をマイナスとしている。

(3) 実験結果

裏法下流部に設置した連節ブロックの沈下を防止するため、図-2.16に示すようなコンクリート構造の接続部材により、ふとんかごと連節ブロックとの接続方法を改良した裏法尻保護工の耐越水能力を検討した。表-2.4は実験条件および実験結果の概略を示したものである。前回までの実験結果から、ふとんかごおよび連節ブロックを用いた裏法尻保護工は、 $q=0.4\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ まではふとんかご天端の後端部分に接続したジオメンブレンの切断もみられず、大きな耐越水能力を持つことが知られていることから、ケース4-1～4-4では、単位幅流量 $q=0.1, 0.2, 0.3, 0.4\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ の4流量を各々15分間通水した。この間、各越流量ごとに通水を止めて、保護工の状態や洗掘状態の観察は行わずに、越流量を連続的に増やした。図-2.17はケース4-4の通水後の状態を示したものである。裏法下流部に設置した連節ブロックの沈下がみられなかったことから、ふとんかごと連節ブロックとの接続方法の改良効果が示された。裏法下流端におけるふとんかごとジオメンブレンとの接続部分でのジオメンブレンの切断もみられなかった。ふとんかご内の割ぐり石は、越流水の攪乱により割ぐり石相互間の間隙が減少し、割ぐり石の高さが施工当初に比べて5 cm程度沈下した。ふとんかご直下流の洗掘は、ふとんかご天端高から20 cm程度となったが、ふとんかごの下からの堤体砂の吸出しに対してはまだ30 cmの余裕がある。

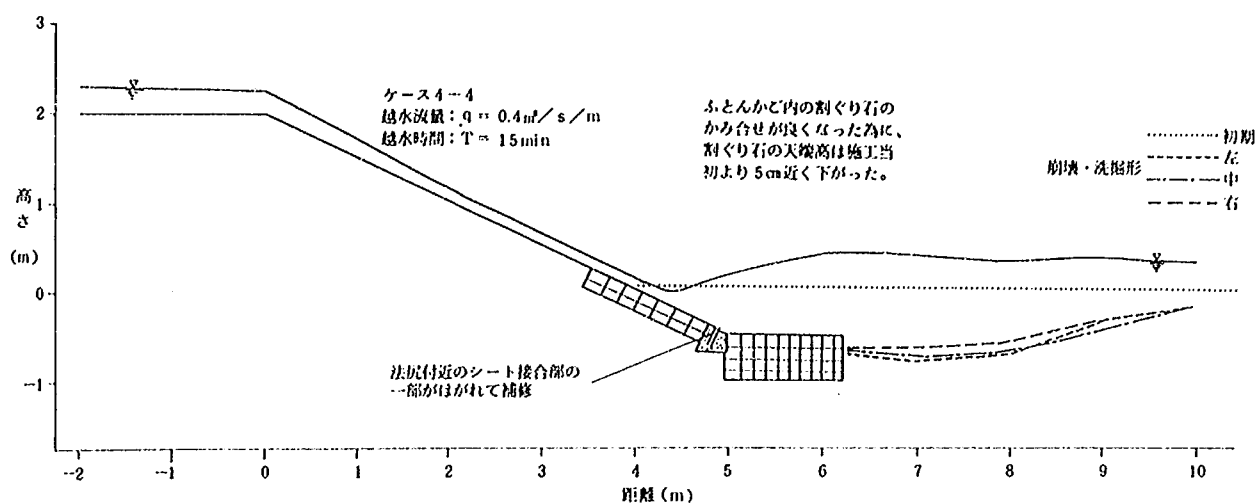


図-2.17 堤体の崩壊・堤内地の洗掘（ケース4-4）

$q = 0.4 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ に対する対越水能力を把握するため、ケース4-5では同越流量を1時間通水した。その結果、図-2.18に示すように、裏法下流端のふとんかごとの接続部分におけるジオメンブレンがふくらみその後切断した。裏法下流部のジオメンブレンには越流水による大きな流体力が働くと同時に、ふとんかごの下からの浸透水によるアップリフトが働くため、裏法下流端においてジオメンブレンとふとんかごとの接続を維持するのは困難だと考えられる。ジオメンブレンが切断しても、裏法下流部に設置した連節ブロックの沈下およびブロックの隙間からの堤体砂の吸出しはみられなかった。ふとんかご内から割ぐり石が3個程度飛出し、堤内地に散乱している状況がみられ、流体力の激しさを知

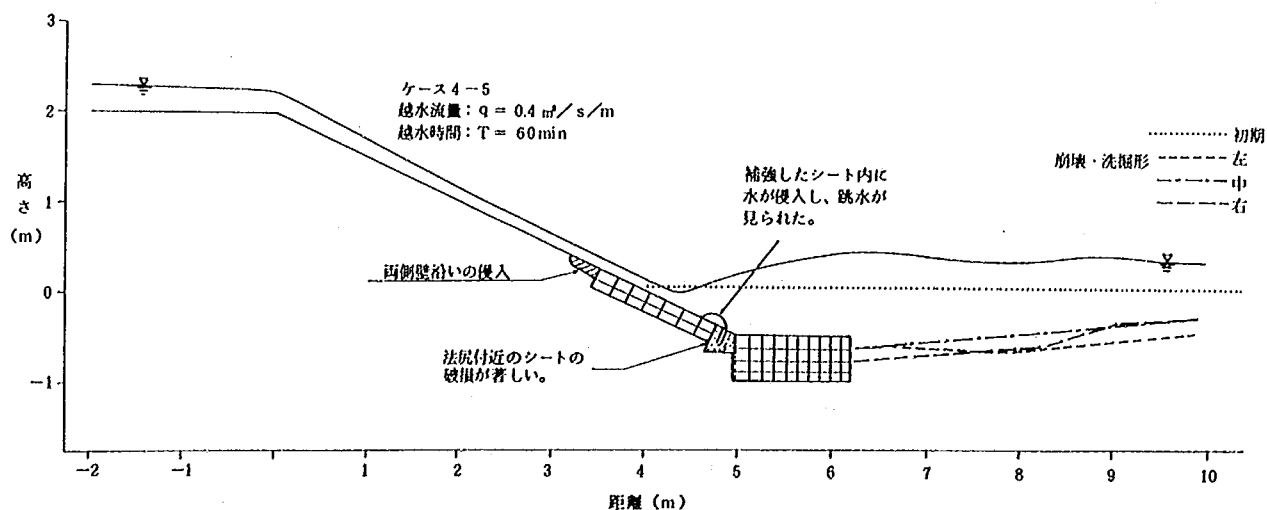


図-2.18 堤体の崩壊・堤内地の洗掘（ケース4-5）

ることができた。それでも、ふとんかごの移動や沈下はみられなかった。

ケース4-6では、裏法尻においてジオメンブレンとふとんかごとの接続を維持するのは困難だと考えて、接続せずにフリーの状態では $q = 0.4 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ の越水を2時間行った。その結果、長時間の越水にもかかわらず図-2.19に示すように、ケース4-5に比べて堤体形状および堤内地の洗掘状態に特に変化はみられず安定した状態を保っていた。 $q = 0.4 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ の越水に対しては、トータルで3時間+15分間通水したことになり、かなり大きな耐越水能力を持つことが明らかにされた。

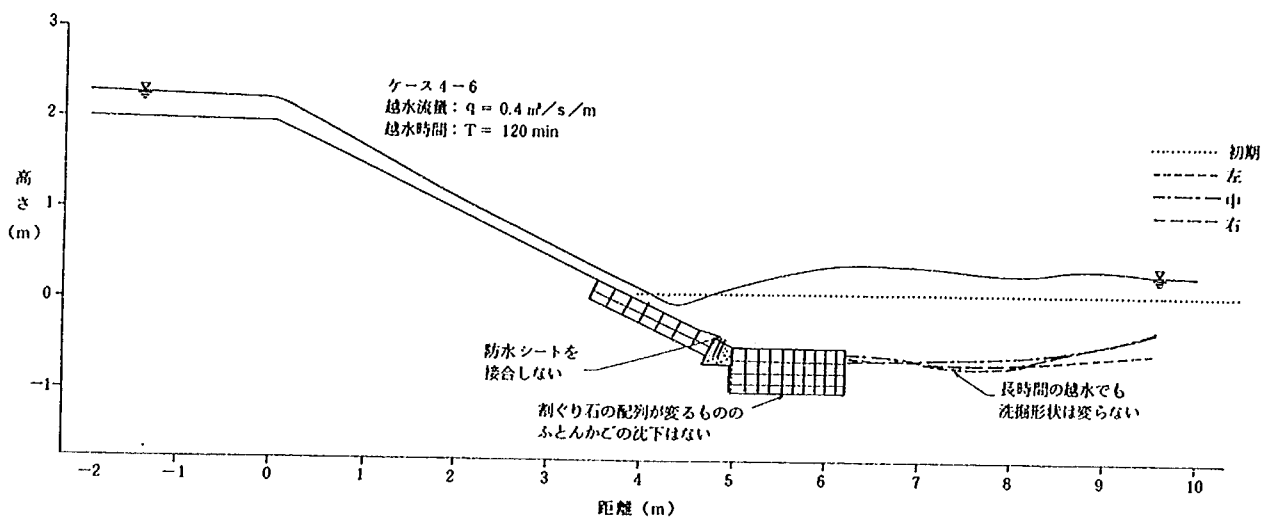


図-2.19 堤体の崩壊・堤内地の洗掘（ケース4-6）

ケース4-7～4-8では、現地において最大級の越流量に相当する $q = 0.8 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ に対する耐越水能力を検討した。その結果、ケース4-7では図-2.20に示すように、ふとんかご内の割ぐり石がかなり移動し、ふとんかごの後部（裏法側）が沈下し、前部（堤内側）が盛り上がるという変形がみられた。ふとんかごにこのような変形が生じると、越流水が盛り上がった部分に当るようになり、ふとんかごに作用する流体力が大きくなる。このことは、ふとんかごの転倒や滑動および破壊に対する危険性を増大させる。このような変形が起きたのは、越流水による流体力が増大したことと、径の小さな割ぐり石がふとんかご内から飛出し間隙が増大したことによると考えられる。したがって、 $q = 0.8 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ のような大越流量に対しては、ふとんかごの網目の大きさを割ぐり石の大きさに対して十分小さくし、割ぐり石を移動する隙間がないくらいに密に詰込んだり、ふとんかご内にいくつか仕切の金網を設けるなどの工夫が必要であると考えられる。ケース4-8では実験装置上の問題（ケース2と同様）から裏法が大きく侵食されたため、越流水がここで大きくジャンプするようになったため、実験条件としてはあまり適切でないと考えてこ

で実験を終了した。

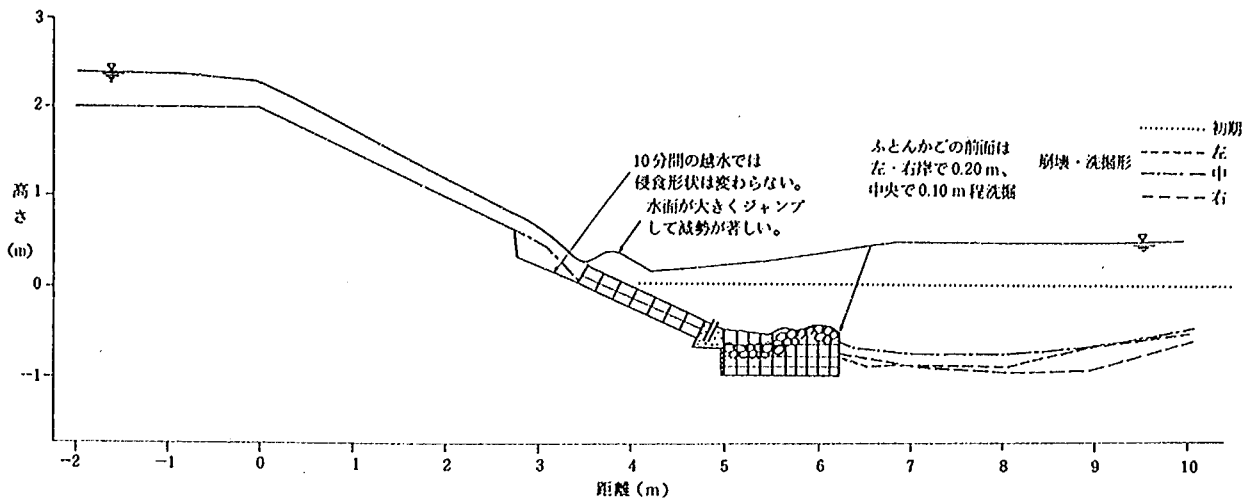


図-2.20 堤体の崩壊・堤内地の洗掘

(4) まとめ

裏法下流部に設置した連節ブロックとふとんかごとの接続方法を、図-2.16に示すような構造に改良することにより、連節ブロックの沈下を防止することができた。その結果、ふとんかごと連節ブロックを用いた裏法尻保護工がかなり大きな対越水能力を持つようになった。少なくとも $q = 0.4 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ の越水に対しては3時間+15分間、 $q = 0.8 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ の越水に対しては30分間の耐越水能力を持つことが明らかとなった。しかし、まだふとんかごやジオメンブレンの強度および設置方法について若干の問題が残されている。今回の実験で生じた主な問題点と対策方法をまとめると次のようである。

主な問題点は次の2点である。①裏法下流部に働くアップリフト。②ふとんかごの変形。堤内地の水がふとんかごおよびその下を通して裏法に浸透することにより、裏法に設置したジオメンブレンにはアップリフトが働く。このアップリフトが作用することにより、裏法下流部ではジオメンブレンが水袋状態にふくらみ、またこのふくらみ部分に越流水による強い流体力を受けるとジオメンブレンは破損する。ジオメンブレンが破損した場合でも、ジオメンブレンの下に設置した連節ブロックにより裏法の侵食は防止されるが、ブロックの隙間からは堤体土が吸出される危険性が増すため、連節ブロックの下には吸出し防止材を設置しておく必要がある。裏法下流端においてふとんかごとジオメンブレンとの接続を維持するのは困難であるが、最初からジオメンブレン末端を接続せずにフリーな状態にしておくのではなく、施工時には接続しておいた方がよい。これは、連節ブロックの下から

堤体土が吸出される開始時刻を少しでも遅らせた方が良いからである。堤内地における跳水の高さが小さい場合には、ジオメンブレンに働くアップリフトも小さくなるため接続を維持できる可能性が高くなる。ジオメンブレンの厚さを大きくし、外力に対する抵抗力を強化することも対策の一つと考えられる。

越流水による流体力がある値以上になると、ふとんかごの変形および割ぐり石のふとんかご内からの飛出しが起こる。これはふとんかご自体が変形しやすいフレキシブルな構造であること、およびふとんかご内の間隙率が大きいいため割ぐり石が移動しやすいことが主な原因と考えられる。これらの防止対策としては、ふとんかごの網目を小さくしたり、割ぐり石を密に詰めたり、ふとんかご内にいくつか仕切りの金網を設けるなどの工夫が必要と考えられる。割ぐり石の移動を防止するためには、ふとんかご天端をジオメンブレンで被覆するのが効果的であるが、この場合、ふとんかごとの接続部分のジオメンブレンには、流体力および浮力による交番応力が働くため、接続を維持するのは非常に困難である。したがって、ふとんかご天端をジオメンブレンで被覆する場合には、ふとんかごとジオメンブレンの接続箇所をふとんかごの両端以外にもいくつか設けるなどの工夫が必要である。

2. 1. 6 堤内地の洗掘特性に関する検討³⁾ (ケース5)

越流水によって堤内地の洗掘が進行することにより、裏法尻保護工の下からの堤体土の吸出しに対する危険性が増大する。堤体土の吸出しは裏法の崩壊につながるため、その防止対策は重要な課題である。そこで、越水による堤内地の洗掘特性を明らかにしておく必要がある。

堤内地の洗掘特性の解明にあたっては、その機構を精度よく調べるために、ふとんかごの代わりにコンクリートを用いた裏法尻保護工により検討を行った。ふとんかごの場合、割ぐり石や金網による表面の凹凸が激しいため、越流水が不規則に跳ねて、これが洗掘形状にも影響を与える。堤内地の洗掘特性の基本的理解には、コンクリートのように表面が滑らかなものが適している。

実験に用いた堤体模型は、高さが2.0m、裏法勾配が1:2と前節までの検討に用いたものと同じである(図-2.1参照)。ただし、今回は裏法尻保護工の材料としてふとんかごの代わりにコンクリートを用い、その埋設深を初期堤内地盤高から0.2mとした。埋設深を0.2mと小さくしたのは、裏法尻保護工直下流の洗掘が顕著に現れるようにするためである。越水流量は $q = 0.1 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m} \sim 0.8 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ の範囲とし、越水時間はそれぞれ20分間とした。

図-2.21は、各越水流量における堤内地の洗掘形状を示したものである。洗掘深 Z_s は裏法尻保護工天端高を0とし、鉛直上方向をプラス、鉛直下方向をマイナスとしている。距離 x は、裏法尻保護工下流端(堤内側)を0とし、下流方向をプラスとしている。堤内地の洗掘は流量の増加とともに進行し、それにともなって最大洗掘深の発生位置は下流側に移行している。また、裏法尻保護工の直下流には特徴的な局所洗掘孔の発生がみられる。

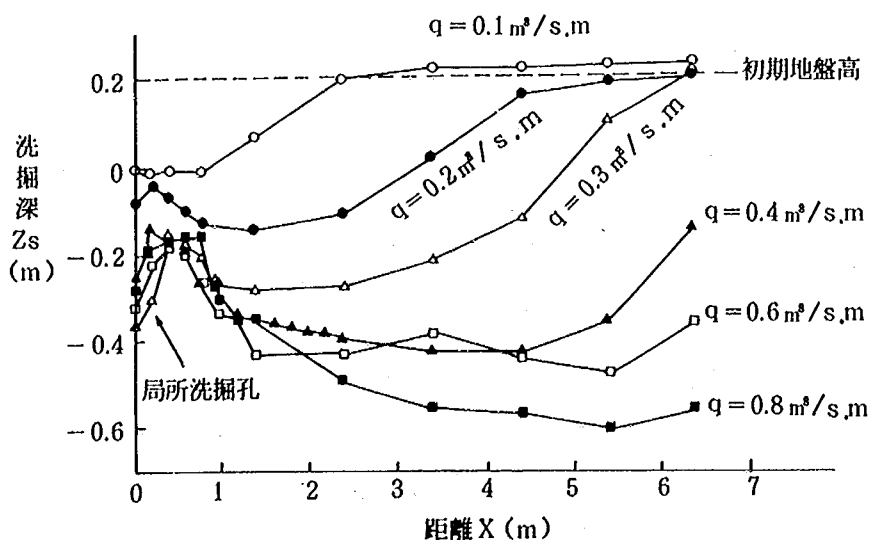
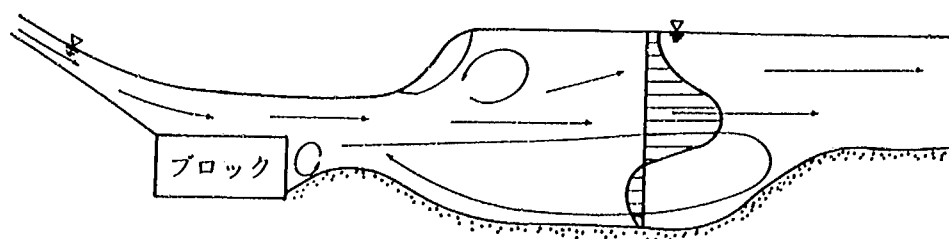


図-2.21 堤内地の洗掘形状

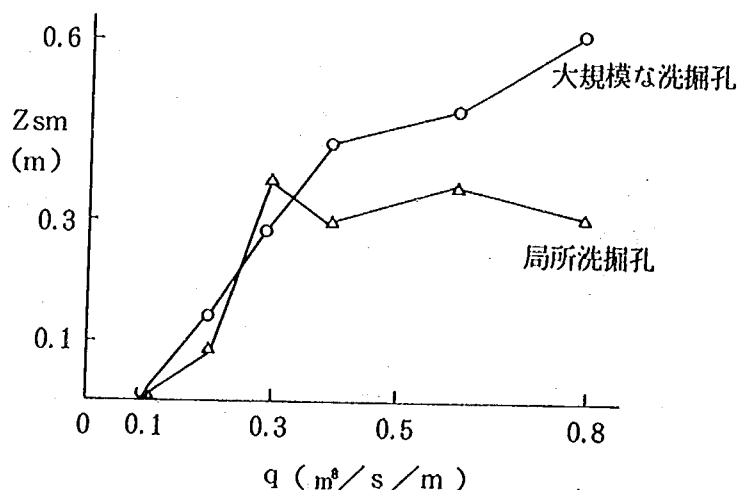
この局所洗掘深孔は、図－2.22に示すように裏法尻保護工直下流に生じる局所的な渦によって形成されたものと考えられる。



図－2.22 裏法尻保護工下流の流下の流況

図－2.23は、局所洗掘孔の最大洗掘深 Z_{sm1} およびその下流の大規模な洗掘孔の最大洗掘深 Z_{sm2} と越水流量との関係を示したものである。この図によると、大規模な洗掘孔の最大洗掘深 Z_{sm2} は、流量の増加とともに大きくなるが、局所洗掘孔の最大洗掘深 Z_{sm1} は、ある越水流量までは単調増加し、これ以上の流量になるとほぼ一定になる。すなわち、今回堤内地材料に用いた平均粒径 1.2mm の砂の場合には、越水流量が $q = 0.3 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ 以上になると、局所洗掘孔の最大洗掘深は 0.3m～0.4m で一定になる。これはアーマリング効果によるものと考えられる。

裏法尻保護工の設計においては、この局所洗掘孔の最大洗掘深が堤体土の吸出しの面から重要であり、また越水しても破堤しない場合には、 $q = 0.8 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ 以上の越水流量は通常は起こり得ないことから、裏法尻保護工の高さ D は、0.5m 以上が一つの指標になると判断される。ただし、以下に述べるような問題点が今後の検討課題として残されている。堤体模型の高さが 2.0m と実際の堤防よりも小さいため、越水流量が多い場合、模型におい



図－2.23 越水流量と最大洗掘深の関係

ては越流水が等流水深になる前に裏法尻に到達してしまい、実際の現地での越水に比べて裏法尻での流速が小さくなる。本実験の場合には、 $q = 0.5 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ 以上の越水時において、裏法尻での流速が等流状態より小さくなっている。これは裏法尻付近に働く流体力や、堤内地の洗掘特性に影響を与える。また、実験で用いた堤内地材料が現地と違う場合には、この実験結果を現地にそのまま適用することはできない。したがって、今後実験等により洗掘深予測のための解析方法を確立する必要がある。

2. 1. 7 堤内地にあまりスペースがとれない場合の検討（ケース6）

土地利用の面から堤防裏法尻際まで家屋などの建物がある場合には、裏法尻保護工を設置するためのスペースがあまりとれない。また、コストの面からも堤内側にあまり大きなスペースをとることには無理がある。このような状況を考慮して裏法尻から堤内側へのスペースを、裏法尻保護工の幅 $B=1.2\text{m}$ に限定した場合について、埋設深 H と堤内地の洗掘深 Z_s との関係について実験による検討を行った。実験では、図-2.24 に示すように埋設深が異なる、A、B、C の3種類のタイプの裏法尻保護工について検討を行なった。

タイプ A は、裏法尻保護工を堤内地に埋設せずに裏法尻保護工天端高と堤内地盤高と同じ高さにすることにより、他のタイプに比べて越流水を確実に跳ねることをねらったものである。しかし、裏法尻保護工を埋設していないため堤内地での水深は小さくなり、ウォータークッションによる流速の減勢効果はあまり期待できない。

タイプ B は、裏法尻保護工の埋設深を 0.2m としたものである。この場合、タイプ A に比べて堤内地での水深が大きくなるため、ウォータークッションによる流速の減勢効果は増大するが、越流水の裏法尻保護工天端に当たる位置が下流側に移動するため、有効水跳ね長すなわち水跳ね機能は逆に低下する。

タイプ C は、裏法尻保護工の埋設深を 0.5m としたものである。この場合、裏法尻保護の水跳ね機能は極端に小さくなり、ウォータークッションのみで洗掘をおさえることになる。

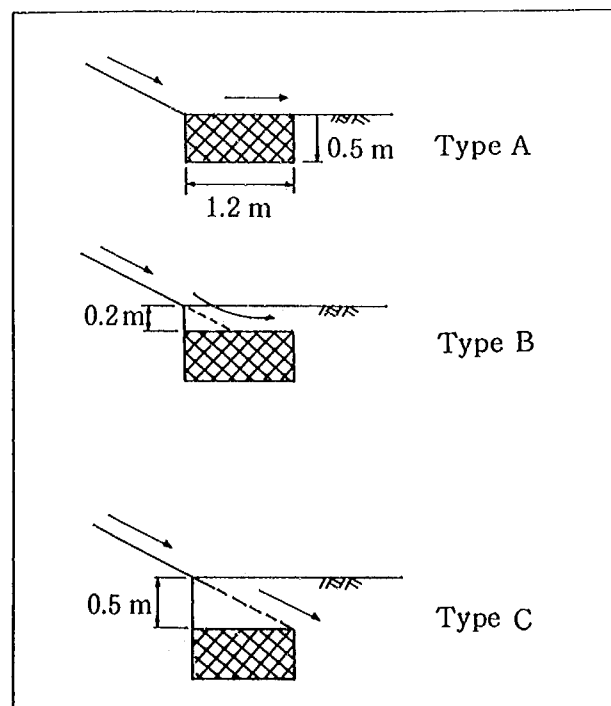


図-2.24 裏法尻保護工のタイプ

図-2.25 は裏法尻保護工のタイプ A, B, C について、越水流量 $q = 0.3 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ を 20 分間通水した場合の堤内地の洗掘形状を比較したものである。洗掘深の基準高は、裏法尻保護工天端を 0 とし、鉛直上方向をプラス、鉛直下方向をマイナスとしている。それぞれのタイプを比較すると、タイプ A は全体的な洗掘に比べ、裏法尻保護工直下流の局所洗掘が著しく大きくなっている。これは、堤内地での水深が小さく流速が減勢されないため、図-2.22 に示したような裏法尻保護工直下流に発生する局所的な渦が大きくなり、このような局所洗掘孔が発達したものと考えられる。タイプ B は、最大洗掘深で比較すれば、3 つのタイプのなかで最も小さい値を示している。これは、水跳ね機能と流速減勢機能の両者がうまくかみ合った結果といえる。タイプ C は、水跳ね機能がほとんどないため、裏法尻保護工下流が著しく洗掘されている。

以上ことから、裏法尻保護工の基本構造はあくまでも図-2.1 に示すものであるが、やむをえず堤内側にスペースがとれない場合には、タイプ B のように越流水を跳ねる機能と流速を減勢させる機能のどちらもある程度満足されるように埋設深 H を定める必要があることが分る。

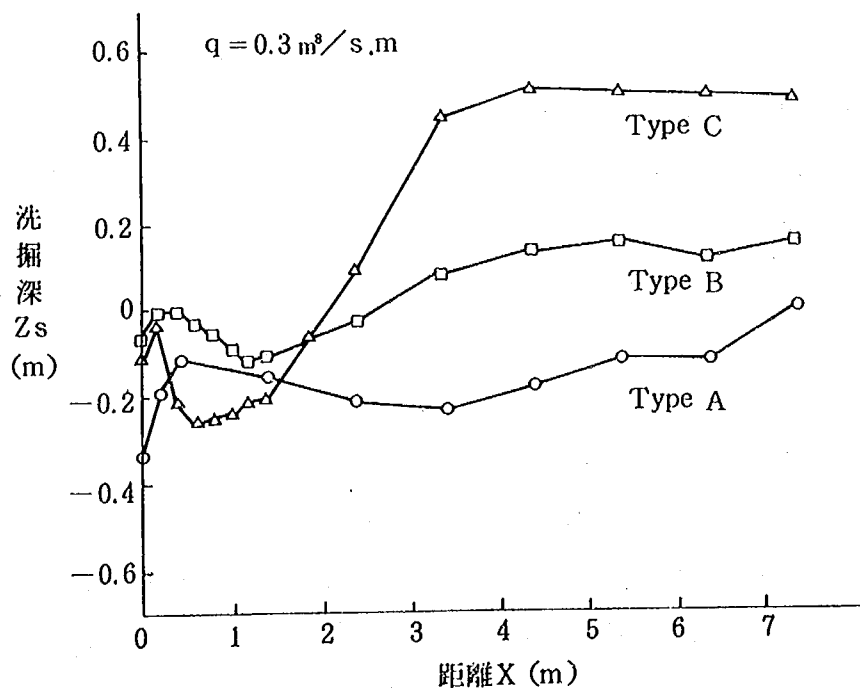


図-2.25 裏法尻保護工のタイプ別洗掘形状

2.2 裏法保護工の検討

裏法保護工は、越水および浸透により裏法に働く外力から裏法を守るために裏法面に設置されるものである。すなわち、越水に対しては越流水による裏法の侵食を防止し、浸透に対しては越水前の降雨の浸透による裏法の侵食を防止するとともに、河川水の浸透による裏法の法崩れを防止するものである。本節においては、越水対策の面からみた裏法保護工について検討を行う。浸透対策の面からみた裏法保護工については第3章において述べる。

土木研究所では従来から、越水対策としていろいろな形式の裏法保護工について実験による検討を行っている。これまで行った裏法保護工の種類を挙げれば、芝張り、玉石、じゃかご、消石灰による改良土、アスファルト乳剤による改良土、連節ブロック、かみ合せブロック、ジオメンブレン、ジオテキスタイルを用いた保護工がある。

裏法保護工を構造の面から分類すれば、透水構造と止水構造の2種類に分類できる。先に述べた裏法保護工をこれに従って分類すると、ジオメンブレンを用いた裏法保護工は止水構造であり、それ以外はすべて透水構造の裏法保護工である。強度的には止水構造の裏法保護工の方が透水構造の裏法保護工に比べて耐越水能力が大きい。裏法のような土構造物は、越流水による侵食に対してきわめて弱いため、ジオメンブレンのように、裏法と越流水を完全に遮断するような保護工が大きな強度を持つのは当然のことといえる。連節ブロックやジオテキスタイルなどを用いた保護工も、越流水の持つ流体力が直接裏法に働くことを防ぐ遮断効果はあるものの、越流水が裏法保護工に浸透して裏法保護工の下で裏法面に及ぶことは避けられない。この浸透水が裏法を飽和状態にすることによって、裏法の強度はかなり弱体化する。さらに、浸透水が裏法を流下することによって、裏法は容易に侵食される。したがって、強固な裏法保護工を望む場合には、止水構造の方が有利である。

今回、加古川堤防のアーマー・レビーに採用することになったジオメンブレンを用いた裏法保護工の最大の難点は、ジオメンブレンの引裂きであった。特に大きな流体力やアップリフトなどの外力が働く裏法尻においては、ジオメンブレンの引裂きを防止するのは困難である。しかし、「2.1節：裏法尻保護工の検討」において述べた、ふとんかごと連節ブロックを用いた裏法尻保護工を設置することにより、この問題はほぼ解決した。あと残された問題は、河川水の堤体内への浸透により裏法保護工に働く水圧および空気圧を除去するため、堤体内の排水および排気が可能な構造にすることと、このような構造にした場合の保護工の安定性の確保である。また、止水構造であるがために生じる問題もある。これは主に越水時ではなく、平常時に問題となる場合が多い。たとえば、景観を良くするため、および直射日光によるジオメンブレンの強度の劣化を防止するために、ジオメンブ

レンノ上には盛土を行い芝などを植えるが、ジオメンブレンは土とのなじみがあまり良くないため、ジオメンブレン上の盛土がすべり落ちる危険性がある。また、長期間の日照りが続くと、ジオメンブレン上の盛土が乾燥し植生が枯れる心配がある。ここでは、これらの問題のうち水理学的な問題、すなわち越水時における保護工の安定性についてのみ検討を行う。

2.2.1 堤体模型の概要

実験に用いた堤体模型は、2.1.1節において述べた裏法尻保護工の検討を行ったときのもの（図-2.1参照）とほとんど同じであるが、裏法に働く外力をできるだけ大きくして安全側の検討を行うために、堤内地盤高から堤防天端までの高さを裏法尻保護工の検討のときよりも0.75m大きい2.75mとした。これにともない、水路床から堤内地盤までの高さは、逆に0.75m小さい1.0mとした。なお、今回は特に堤内地の洗掘状況を把握する必要がなかったため、越水により堤内地が洗掘されてもそのままにしておき、各ケースごとに埋め戻すことはしなかった。図-2.26に堤体模型の側面図を示す。

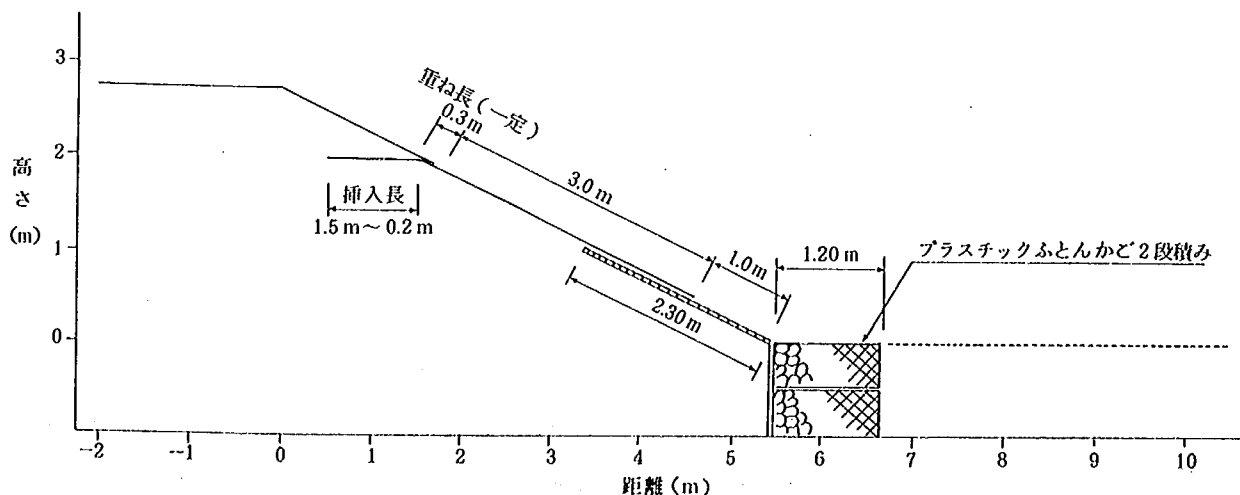


図-2.26 堤体模型側面図

2. 2. 2 ジオメンブレンの設置方法の検討 (ケース 7)

(1) 実験目的

裏法保護工は、越流水による裏法の侵食や裏法への雨水の浸透を防止する一方で、堤体内の排水および排気が可能な構造とするため、図-2.27に示すようにジオメンブレンをかわら状に重ねて設置することとし、このような構造の裏法保護工について、越水に対する安定性の検討を行った。ジオメンブレンをかわら状に重ねて設置する場合には、構造上の面から考えて、次のような問題が懸念される。各ジオメンブレンは、その上部を堤体に挿入し、ジオメンブレンと堤体土との摩擦により、越流水の引張り力に抵抗する構造となっている。したがって、ジオメンブレンの挿入長が適切でないと、ジオメンブレンがずり落ちる危険性がある。また、排水および排気口であるジオメンブレンの重ね部分からは、越流水による堤体土の吸出しが心配される。したがって、ここでは、ジオメンブレンがずり落ちないために必要な挿入長、およびジオメンブレンの重ね部分からの、堤体土の吸出しに対して安全な重ね長について検討を行った。

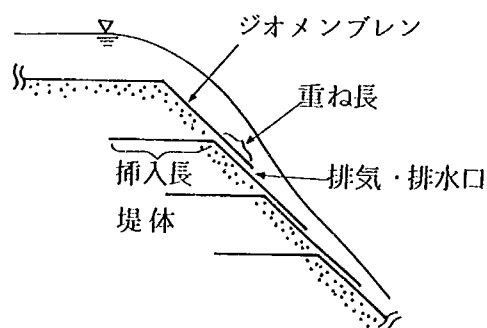


図-2.27 裏法保護工の設置方法

(2) 実験概要

ジオメンブレンの挿入長および重ね長について、越水に対する安定性の検討を行った。実験では図-2.26に示すように挿入長が1.5m, 1.0m, 0.5m, 0.2mの4種類の場合について重ね長を0.3m, ジオメンブレンが越流水に引張られる部分の長さを3.0mとして、越流量を単位幅当たり $q = 0.1\text{m}^3/\text{s}/\text{m} \sim 0.8\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ と段階的に増加させて、ジオメンブレンのずれ、および堤体土の吸出しによる裏法の変形を観察した。ジオメンブレンの重ね部分には、厚さ4mmのジオテキスタイルを吸出し防止材として設置した。また、ジオメンブレンの堤体への挿入は、挿入方向に対して5%の昇り勾配をつけて設置した。各越水流量の越流継続時間は15分間と短めにした。これは、ジオメンブレンがずれるかどうかは力のつりあいであり、越流継続時間にはほとんど関係しないと考えたからである。

(3) 実験結果

実験の結果、挿入長が 1.5m, 1.0m, 0.5m の場合には、 $q = 0.1\text{m}^3/\text{s}/\text{m} \sim 0.8\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ の越水に対してジオメンブレンのずれがないことが確認された。挿入長が 0.2m の場合には、 $q = 0.1\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ の越水を 15 分間、 $q = 0.16\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ の越水を 15 分間通水しても、ジオメンブレンのずれはみられなかった。さらに、 $q = 0.24\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ の越水を 5 分間通水したところ、ジオメンブレンがずれはじめ、同流量をさらに 3 分間通水したところ、ジオメンブレンのずれが広がった。したがって、挿入長が 0.2m の場合には、 $q = 0.24\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ が、ジオメンブレンがずれはじめる限界流量であると判断された。

以上の結果から、越水時にジオメンブレンがずり落ちないために必要な挿入長は 0.5m 以上ということになるが、以下の理由により挿入長はさらに大きくする必要がある。すなわち、堤体模型は実際の堤防に比べて高さが小さいため、 $q = 0.5\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ の越水に対しては、越流水が等流水深にならないうちに裏法尻に到達してしまい、ジオメンブレンに働く引張り力は実際よりも小さくなっている。また、堤体内が河川水により飽和した場合には、ジオメンブレンと堤体土との間に働く摩擦力が低下する。

ジオメンブレンの重ね長については、重ね長を 0.3m とすると堤体土の吸出しは全くないことから、重ね長は 0.3m 以上あれば安全であることが分った。

(4) 挿入長の算定方法⁴⁾

ジオメンブレンは、一般に表面がなめらかで粗度が小さく、また自重も軽いため、引張り力に対する耐力をアンカーの代りに、ジオメンブレンの上部を堤体に挿入し、ジオメンブレンと堤体土との摩擦により受け持たることができる。この場合以下の式が成立する(図-2.28 を参照)。

$$Fs_0 + Fs_1 = Fw \quad \dots \dots \dots (1)$$

ここに、 Fs_0 : 挿入部分における堤体土とジオメンブレンとの単位幅当りの限界摩擦力、

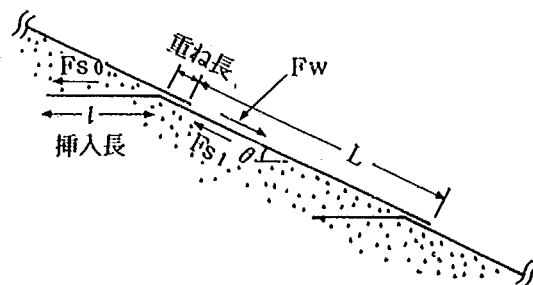


図-2.28 挿入長に関する記号の説明

F_{o1} : ジオメンブレンが越水に引張られる部分における堤体土とジオメンブレンとの単位幅当りの限界摩擦力, F_w : 越流水によりジオメンブレンに働く単位幅当りの引張り力である。 F_{s0} および F_{s1} は次のように求められる。

$$F_{s0} = l c^2 \cdot \gamma_t \cdot \tan \theta \cdot \tan \phi \cdot \dots \cdot (2)$$

$$F_{s1} = \gamma_w \cdot L \cdot \left(\frac{q^2 \cdot n^2}{\sin \theta} \right)^{3/10} \cdot \cos \theta \cdot \tan \phi \cdot \dots \cdot (3)$$

$$F_w = \gamma_w \cdot L \cdot \left(\frac{q^2 \cdot n^2}{\sin \theta} \right)^{3/10} \cdot \sin \theta \cdot \dots \cdot (4)$$

ここに, lc : ジオメンブレンの埋め込み長さ, γ_t : 堤体土の湿潤単位体積重量, ϕ : 堤体土とジオメンブレンとの内部摩擦角, γ_w : 水の単位体積重量, L : 越流水によりジオメンブレンが引張力を受ける部分の長さである。

(1)~(4)式より, ジオメンブレンがずり落ちないために必要な挿入長 lc は次のように求められる。

$$lc > \left\{ \frac{\gamma_w L (\sin \theta - \cos \theta \tan \phi)}{\gamma_t \tan \theta \tan \phi} \right\}^{1/2} \left(\frac{q^2 n^2}{\sin \theta} \right)^{3/20} \cdot \dots \cdot (5)$$

さらに安全側を考えて, F_{s1} を無視する場合には次式が得られる。

$$lc' > \left(\frac{\gamma_w L \sin \theta}{\gamma_t \tan \theta \tan \phi} \right)^{1/2} \left(\frac{q^2 n^2}{\sin \theta} \right)^{3/20} \cdot \dots \cdot (6)$$

図-2.29 は, (5)式および(6)式を用いて, 単位幅越流量と挿入長の関係を示したものである。なお, 実験では挿入長が 0.2m の場合には, $q = 0.24 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ の越水によりシートのずれがみられた。この結果は計算式とよく一致している。設計にあたっては安全をみて挿入長をさらに大きくとる必要がある。

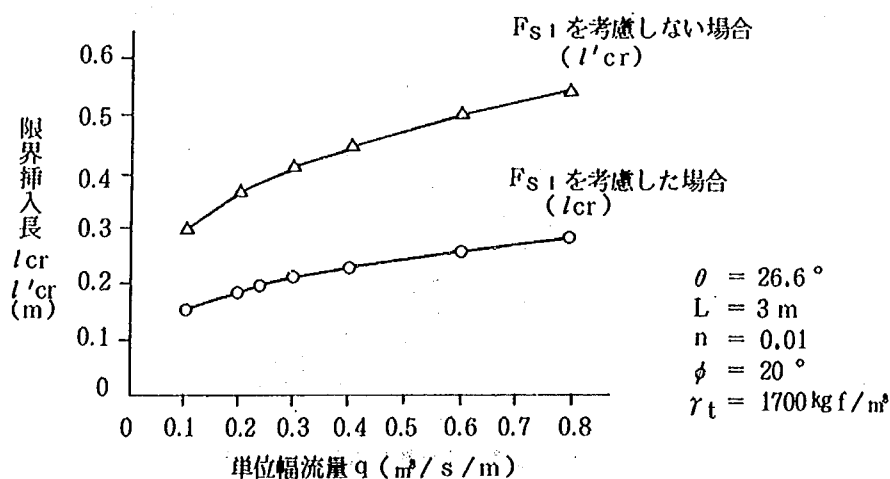


図-2.29 単位幅流量と挿入長との関係

(5) まとめ

ジオメンブレンをかわら状に設置した裏法保護工が、 $q=0.1\text{m}^3/\text{s}/\text{m}\sim 0.8\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ の越水に対して、十分な耐越水能力を持つことが明らかとなった。また、ジオメンブレンの適切な挿入長および重ね長について、おおよその値を知ることができた。

ジオメンブレンが越流水による引張り力によって、ずり落ちないために必要な挿入長は、引張られる部分の長さが $L=3.0\text{m}$ の場合、実験では 0.5m 以上という結果が得られたが、堤体模型の高さの不足による流体力の低下や、堤体内の飽和によるジオメンブレンと堤体土との間の摩擦力の低下があることから、挿入長は(6)式に安全率をみて 1.0m 以上とするのがよいと考えられる。また、 $L=3.0\text{m}$ 以上の場合には、挿入長をさらに大きくする必要がある。

堤体土の吸出しに対しては重ね長を 0.3m 以上にとれば安全であることが分った。

ジオメンブレンを用いた裏法保護工は、越水による外力に対しては、十分な耐越水能力を持つことが分ったが、越水以外の破壊要因に対する検討も必要と考えられる。すなわち、ジオメンブレン上の盛土は、ジオメンブレンが不透水性であるため、ジオメンブレン上が水みちとなり、法すべりを起こしやすい。そこで、ジオメンブレン上の盛土を安定させるために、法枠工を設置することが考えられる。しかし、法枠工は越水による崩壊時にジオメンブレンを傷つける可能性がある。このような観点からみた場合の、ジオメンブレンの厚さの検討も必要と考えられる。

2. 2. 3 ジオテキスタイルの適用性の検討（ケース8）

(1) 実験目的

裏法保護工としてジオメンブレンを用いる場合、耐侵食・耐浸透能力は十分である半面、不透水性であるためにジオメンブレン上が水みちとなり土羽土が滑りやすい、植物が育ちにくく、枯れやすいなどの欠点を持つ。そこで、雨水浸透に対しては良質土で裏法を被覆することによって、越水による裏法の侵食に対しては、良質土の上に透水性のジオテキスタイルを敷くことにより、裏法を強化する保護工を考え、このような保護工が実用上可能であるかどうかを越流実験により調べた。

(2) 実験概要

実験に用いた堤体模型は、図-2.30に示すように堤内地盤高から堤防天端までの高さが2.75mで、良質土として関東ロームの赤土を用い、良質土の上にジオテキスタイルを敷設したものである。良質土の物性は表-2.5に示すとおりである。ジオテキスタイルは表-2.6に示すような透水性の違うA, B, Cの3種類のものを用いた。実験は表-2.7に示すように3ケース行った。各ケースにおけるジオテキスタイルの敷き方は、図-2.31に示すとおりである。ケース8-1は、ジオテキスタイルを敷設しない裸堤の場合の裏法の侵食特性を把握する実験である。ケース8-2は、ジオテキスタイルAおよびBを重ねて敷設した場合、すなわち透水係数が大きい裏法保護工を用いた場合の裏法の侵食軽減効果を把握する実験である。ケース8-3は、ジオテキスタイルAおよびCを重ねて敷設した場合、すなわちケース2よりも透水性を小さくした場合の、裏法の侵食の軽減効果を把握する実験である。

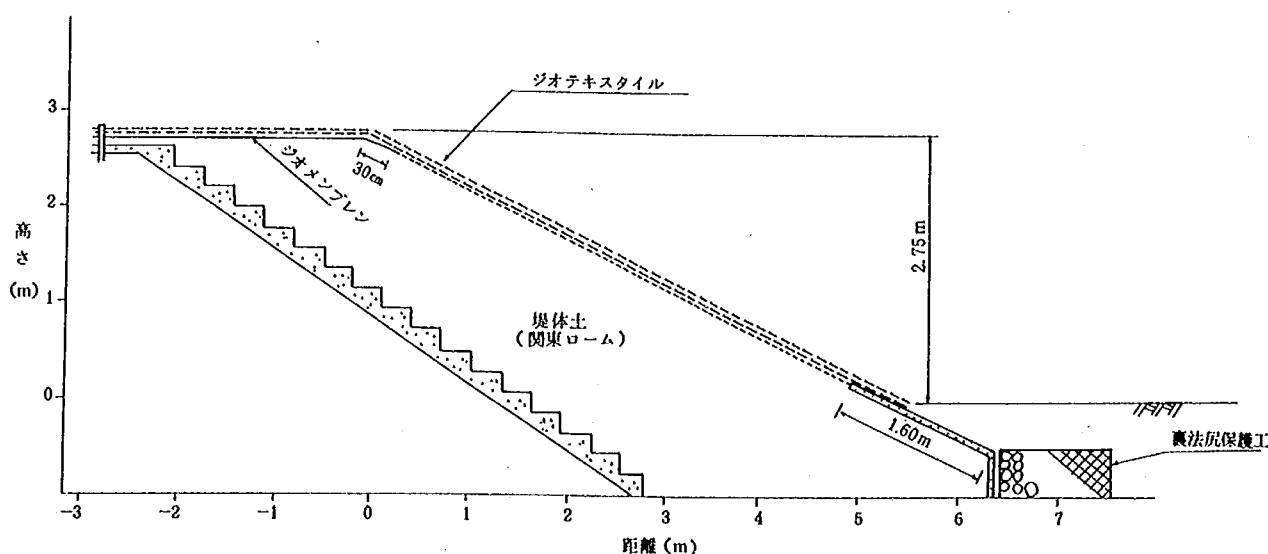
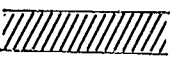
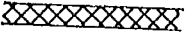


図-2.30 堤体模型側面図（ケース8）

表-2.5 良質土の物性

礫分	(2000 μ m以上)	0%
砂分	(74~2000 μ m)	10%
シルト分	(5~74 μ m)	30%
粘土分	(5 μ m以下)	60%
液性限界	W_L	154%
塑性限界	W_P	79%
塑性指数	$I_P = W_L - W_P$	75%

表-2.6 ジオテキスタイルの種類

ジオテキスタイル	A 	B 	C 
厚さ t	10 mm	4 mm	0.5 mm
透水係数 Ks	0.25 cm/s	0.1 cm/s	0.0015 cm/s
透水性 q	13.4 cm/s · cm ²	58.0 cm/s · cm ²	5.3 cm/s · cm ²
特徴	厚いが透水性高い	薄く透水性	薄いが透水性低い

※ ここに、Ks: 透水係数, t: 厚さ, q: 単位面積当りの浸透量

表-2.7 実験ケース一覧表 (ケース8)

	越水流量	越水時間
ケース8-1	0.01 m ³ /s/m	10 分
	0.05 m ³ /s/m	10 分
	0.10 m ³ /s/m	7 分
ケース8-2	0.01 m ³ /s/m	10 分
	0.05 m ³ /s/m	10 分
	0.10 m ³ /s/m	10 分
ケース8-3	0.01 m ³ /s/m	10 分
	0.05 m ³ /s/m	10 分
	0.10 m ³ /s/m	10 分
	0.20 m ³ /s/m	10 分
	0.30 m ³ /s/m	60 分
	0.40 m ³ /s/m	60 分

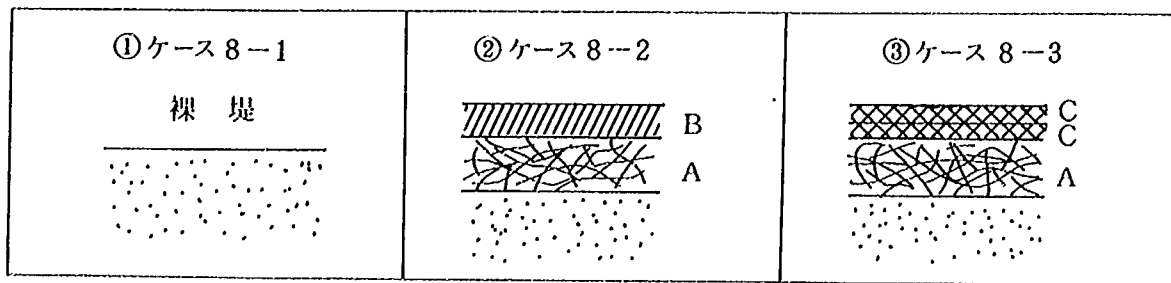


図-2.31 ジオテキスタイルの敷き方

(3) 実験結果

実験の結果、裸堤の場合には、図-2.32に示すように単位幅当たり $0.1\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ の越水で裏法が崩壊した。透水性が大きいジオテキスタイルを敷設した場合（ケース8-2），すなわち，透水係数が下から順に $0.25\text{cm}/\text{s}$ ， $0.1\text{cm}/\text{s}$ のジオテキスタイルを2枚重ねた場合には，図-2.33に示すように裸堤と同様に $0.1\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ の越水で裏法が崩壊し，侵食防止効果はあまりないことが分った。透水性が小さいジオテキスタイルを敷設した場合（ケース8-3），すなわち，透水係数が下から順に $0.25\text{cm}/\text{s}$ ， $1.5 \times 10^{-3}/\text{s}$ ， $1.5 \times 10^{-3}/\text{s}$ のジオテキスタイルを3枚重ねた場合には，越水流量が $0.3\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ で裏法面の侵食が始まり， $0.4\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ で図-2.34に示すように裏法が崩壊した。したがって，透水性の小さいジオテキスタイルを用いることにより，ある程度耐侵食能力の向上を図ることができると思われる。

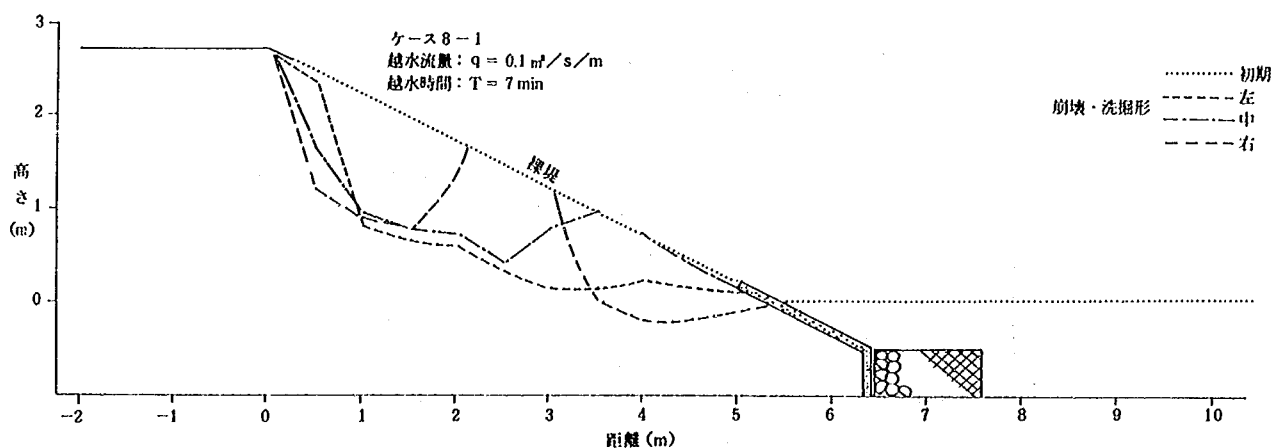


図-2.32 裏法の侵食状況（ケース8-1）

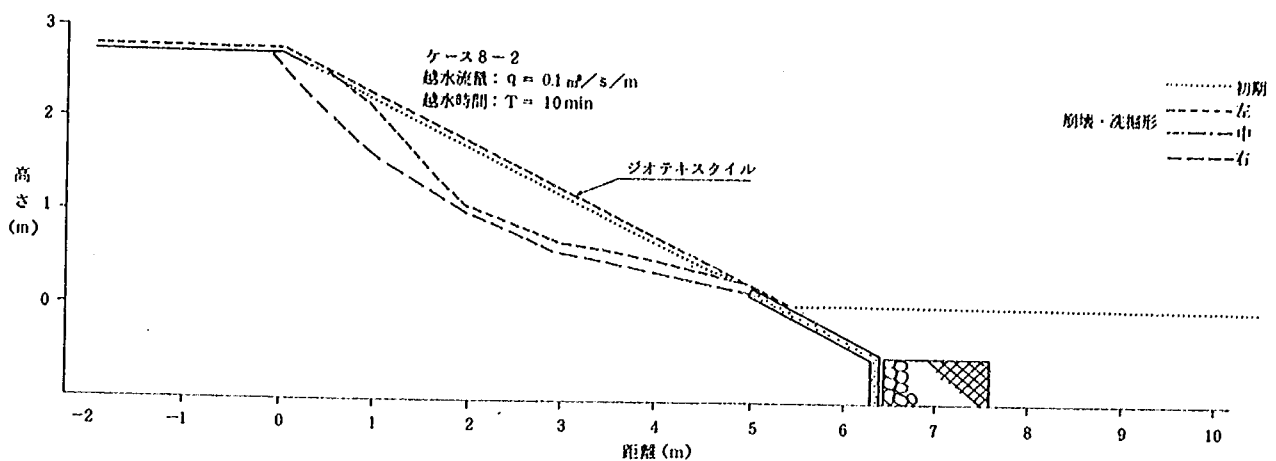


図-2.33 裏法の侵食状況 (ケース 8-2)

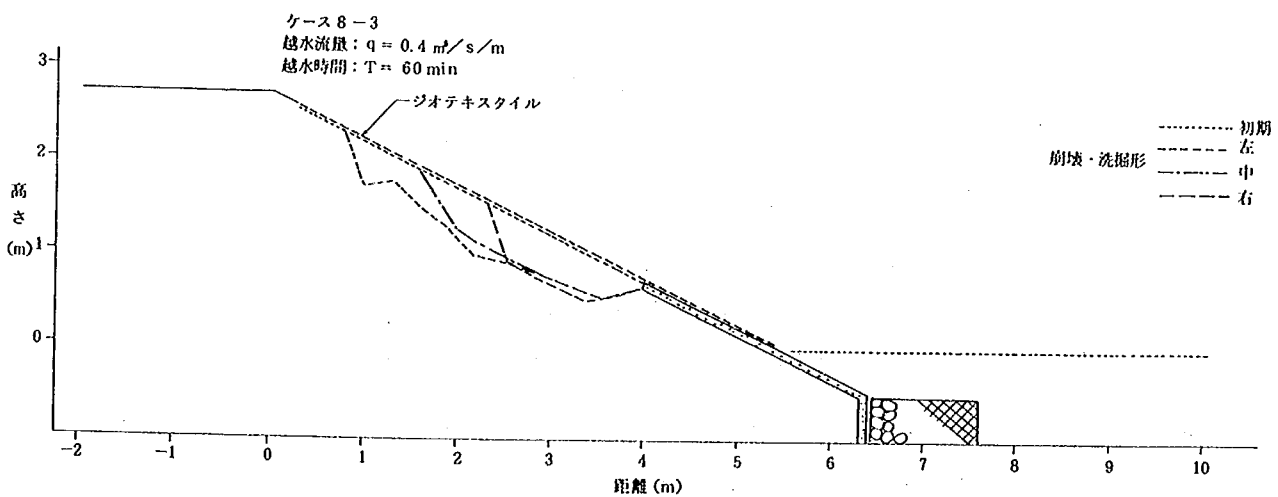


図-2.34 裏法の侵食状況 (ケース 8-3)

(4) まとめ

ジオテキスタイルを用いた裏法保護工の適用性を検討した。その結果、ジオテキスタイルの透水性を小さくすることにより、越流水による裏法の侵食を防ぐ能力すなわち耐侵食能力の向上を図れることが分った。実験では、透水性の小さいジオテキスタイルを用いたケース 8-3 の場合に、 $q = 0.4 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ の越水に対して 1 時間の耐越水能力が示されたが、堤体模型の高さが不足していることなどから、実際には耐越水能力はさらに低下すると考えられる。ジオテキスタイルの適用にあたっては、今後、高さ等について適切な実験条件のもとでさらに検討が必要と考えられる。

第3章 浸透対策

3.1 河川水および雨水の浸透防止効果の検討

3.1.1 昭和58年度実験の概要⁵⁾

昭和58年度に、ジオメンブレンを用いた補強堤防の遮水効果をみるための基礎的な模型実験を実施しているので、まず、その概要を紹介する。

(1) 実験方法

実験に用いた模型は、図-3.1に示すような高さ2.0m、天端幅2.0m、のり勾配1:2の砂の堤防で、天端及びのり面を写真-3.1に示すような超軟質塩化ビニール製のジオメンブレンで覆って補強したものである。補強堤防において、ジオメンブレンはケース2に示すようにかわら状に敷設し、堤体内に流入した浸透水が排除できるような透水ゾーンを設けた。透水ゾーンは幅を15cmとし、地盤面から、0.5mおきに設けた。また、ジオメンブレンの上の土羽土の厚さは50cmとした。表-3.1に、築堤に用いた砂の物性を、また、図-3.2にはその粒度分布曲線を示す。

実験は、模型堤防に人工降雨を加えて、雨水の浸透による堤体内の飽和度や浸潤線の変化などを測定するもので、降雨は降雨強度15mm/hで、72時間連続して加えた。また、図-3.1に示すように、R.I.水分計、水位計、間隙水圧計及びテンシオメーターを用いて計測を行なった。さらに、降雨終了後には、透水ゾーンの排水効果をみるために堤体内の排水に伴う浸潤線の変化を継続して計測した。

(2) 実験結果

降雨時の雨水の浸透に伴う堤体内の飽和度の変化を、砂質土堤防とジオメンブレンを敷設した補強堤防で比較したものが図-3.3である。ケース1の砂質土堤防では、堤体の内部にまでかなり雨水が浸透して飽和領域が大きく拡がっている。一方、ケース2のジオメンブレンを敷設した補強堤防では、土羽土の部分がほぼ飽和状態となっているものの、ジオメンブレンに沿って大部分の雨水が流下するため、堤体内部の飽和度はほとんど上昇していない。

図-3.4は、ケース2の補強堤防における堤体内の浸潤線の経時変化を示したもので、10時間程度経過した時点でようやくジオメンブレンの内側ののり尻部分に浸潤線が現れており、図-3.3の砂質土堤防において10時間で既に飽和領域がかなり堤体内部へ進行していることと比較すると、十分な遮水効果が認められる。また、その後32時間程度ま

では浸潤線に変化が現れない。また、図－3.4には、その後の堤体内の浸潤線の経時的な変化を示すが、これらの結果から、ジオメンブレンをかわら状に敷設したことによる雨水の堤体内への浸透に対する遮水効果が大きいことがわかる。

次に、降雨終了後の排水状況について、浸潤線の経時変化を図－3.5に示す。降雨終了後2日間で大部分の浸透水が排水されており、排水を考慮して敷設いたジオメンブレンが効果的に働いていると判断される。なお、ジオメンブレンの隙間の幅を今回の実験では15cmとしたが、止水性や施工性を考えると、堤体内の水が排出可能な程度にできるだけ狭くする方が良いといえる。また、堤体土の吸出し防止も考慮して透水性のジオテキスタイルと組合せている方法も考えられる。

3.1.2 大型模型堤防による浸透実験（昭和60年度実験）

前述の基礎的な実験結果を基に、①堤体表面での雨水および河川水の遮水の効果の確認、②堤体内に浸透した河川水の裏のりへの排水性の検討、および、③ジオメンブレン上の土羽土の安定性の検討を目的とし、以下に示す大型模型堤防による降雨、湛水実験を行なった。ただし、③の土羽土の安定性の検討については、3.2節において取りまとめる。

(1) 実験方法

実験用の模型堤防は、加古川における本調査の検討対象区間における実験の堤防の平均的な形状を想定したものである。ただし、実験施設における制約から、図－3.6および写真－3.2に示すように川表側及び、川裏側をそれぞれ想定した半断面の模型堤防を並べて築造するものとし、天端幅を3m、堤防高を5m、地盤の厚さを1m、のり勾配を1:2とした。堤体土および地盤は、現地のものに近い粗粒な川砂を用いており、透水係数は、ほぼ $K=1.0 \times 10^{-2} \text{cm/sec}$ である。表－3.2に、築堤に用いた砂の物性を、また、図－3.7にはその粒度分布曲線を示す。

堤体の築造は、各層の仕上り厚が30cmとなるよう、プレートランマーにより締固めるものとした。各層の転圧終了後に、コアカッター法による密度および含水比の計測を行なった。図－3.8にその結果を示す。

ジオメンブレンの敷設方法は、アーマー・レビーの基本構造図（図－1.4参照）に示すものと同じで、川表側は、ジオメンブレンを連続して敷設した上に、H.W.L以下については大型張りブロック工を、H.W.L以上については土羽土打ちとのり枠工とを施工した（図－3.6(a)参照）。ここで、のり枠工は、後述のように、土羽土の安定化を図るためのものである。また、川裏側は、ジオメンブレンをかわら状にして敷き重ねた上に土羽土打ちおよびのり枠工を施工し（図－3.6(b)参照）、さらに、のり尻部には、堤体内の

排水助長のためにジオメンブレンの直下にドレーン工を施した。ただし、実際の河川堤防では、のり面に植生を行なうのが通常であり、加古川堤防においても、ジオメンブレン上の土羽土には張り芝を行なうが、今回の実験が室内であることから、のり枠内には植生を行わず、その代りに碎石を詰めるものとした。

さらに、現地では、地盤に対する浸透対策を行なわない方針であるため、実験模型においても、地盤からの浸透を許すものとした。

各種計器の配置を、図-3.9 および図-3.10 に示す。

実験は、川表側の湛水、川裏側への浸透のそれぞれの条件で行なった。

川表側の湛水は、川表側より浸透する河川水による堤体内の浸潤状況と堤体の安定性を調べるためのものである。ただし、ここで言う川表側からの浸透とはジオメンブレンによって覆われたのり面を通してのものではなく、もっぱら浸透対策を行なわない地盤からの浸透のことである。実験は、川表側の水位を地盤のレベルから上昇させ、その後、水位を再び低下させるものとした。このときの水位のハイドロは、図-3.11 に示す加古川の基準地点でのものを参考にし、水位の上昇、下降の速度がそれに一致するようにした。最高水位は堤防天端下 0.5m の高さ（地盤のレベルより 4.5m の高さ）である。本調査では、河川水が堤防より越水することまで考慮しており、本来なら、天端高までの湛水を行なうことが望ましいが、しかし、実験施設の関係から、この水位までとせざるを得なかった。

次の川裏側への浸透とは、仮に地盤を通して河川水が堤体内に流入した場合の、堤体の裏のり尻の部分での浸潤の状況、ドレーンの排水効果を見るためのものである。実験では、簡単な浸透流解析および上記の川表側の湛水実験の結果を基に、堤体の天端中央に当る部分（図-3.6 (b) の半断面の模型堤防において、土槽に接している左側面の部分）から注水するものとした。水位は、堤防天端中央下で、地盤のレベルより 3.4m まで順次上昇させた後、その状態を保って一旦定常状態にし、その後、さらに水位を 3.7m（表側湛水での定常状態に相当）まで上昇させ、定常になるまで一定に保った。

(2) 実験結果

堤体土、地盤材料共に、現地での材料に近いものを選定し、実験模型を築造したにもかかわらず、結果として、地盤からの浸透がかなり速く、川表側の湛水の場合の浸潤線の経時変化は、図-3.12 のようであった。この場合、実験土槽と堤体側面との間の止水が十分ではなかったことも、堤体内水位の上昇に影響しているものと考えられるが、加古川の現地においても、場所によっては、このような状況が起り得るものと考えられるであろう。しかし、図-3.12 から分るように、川表側の水位に比べてジオメンブレンの直下での浸潤線の位置がやや低くなっており、河川からの浸透水が地盤を通してかなり速く堤体内に

流入した今回の実験においても、ジオメンブレンによる表のり面での遮水の効果が、ある程度までは浸潤線の上昇を抑えることに寄与していることが判明した。また、このように、堤体内への浸潤が速いことは、逆に言えば、水位低下時においても、地盤を通して良く排水されることを意味している。図－3.12に示すように一旦、堤体内水位を川表側の湛水位と同じ高さにまで上げた後に、図に示すように水位を低下させるという、きわめて厳しい条件で、引続き実験を行なったが、残留水圧はほとんど発生しなかった。したがって、現地でも河川水の浸透に関しては、大きな問題はないものと考えられる（後述の3.3 アップリフトに対する安定性の検討の項参照）。

一方、川裏側への浸透に関しても同様に浸潤線の上昇は速いが、この場合には、図－3.13に示すように、裏のり尻に設置したドレーンが非常に良く機能していることが分る。ここで、定常状態として図－3.13に破線で示した浸潤線は、河川水位を天端高から0.5 m 下がりの位置としたときに予想される天端中央での堤体内水位に対する浸潤の状況であるが、この場合でも裏のり尻での浸潤線は低く押えられ、過剰な間隙水圧の発生は認められない。

3.1.3 ま と め

以上のように、昭和60年度に行なった浸透実験結果からも分るように、現地の状況では地盤からの浸透が速く、ジオメンブレンがそれほど顕著な止水の効果を発揮するには至らなかった。しかし、昭和58年度実験の結果とも合せて考えれば、河川水および雨水の浸透に対して、ジオメンブレンによって遮水を行なうこの工法の適用性については、大きな問題がないものと考えている。

3.2 堤防表層の土羽土の安定性の検討

ジオメンブレンで補強した堤防の遮水効果が前述の降雨実験により明らかとなったことから、次に、大型模型堤防を用いて、降雨時の堤体表層の安定性実験的に検討を加えた。

3.2.1 力のつり合い式による検討

ジオテキスタイルを敷設した河川堤防等において、のり勾配を1:2よりきつくすると、のりすべりを起こしやすいという指摘がある⁶⁾。そこでジオメンブレンを敷設し、その上に土羽土を施工した場合ののり面の安定性を、図-3.14に示すような簡単なモデルを用いて、土塊重量と土とジオメンブレンの間の摩擦抵抗とのつり合い式によって考える。図-3.14において、土羽土がジオメンブレン上をすべり落ちないための条件は次式で与えられる。

$$\begin{aligned}\tau_{gs} &> W \cdot \sin \theta \\ \tau_{gs} &= C_{gs} + \sigma \cdot \tan \phi_{gs}\end{aligned} \quad \dots \dots \dots (3.1)$$

ここに、

- τ_{gs} : ジオメンブレンと土のせん断強さ
- C_{gs} : ジオメンブレンと土との間の見掛けの粘着力
- ϕ_{gs} : ジオメンブレンと土とのせん断抵抗角
- σ : ジオメンブレン上の垂直応力 ($=W \cdot \cos \theta$)
- W : ジオメンブレン上の土塊重量
- θ : ジオメンブレンの敷設勾配

である。

式(3.1)から、見掛けの粘着力 $C_{gs}=0$ とすると土羽土が安定であるための条件はせん断抵抗角 $\phi_{gs} > 0$ となる。ジオメンブレンと土とのせん断抵抗角を求めた報告はあまりないが、吉岡ら⁷⁾の行なった一面せん断試験の結果によると、湿润状態の土では乾燥状態に比べジオメンブレンと土とのせん断抵抗が減少し、やや密に詰めた標準砂の場合でせん断抵抗角 $\phi_{gs}=31.9^\circ$ (見掛けの粘着力は $C_{gs}=0\text{kgf/cm}^2$)、同様に、密詰めシルト質砂の場合では、見掛けの粘着力 $C_{gs}=0.13\text{kgf/cm}^2$ 、せん断抵抗角 $\phi_{gs}=24.5^\circ$ という値が得られている。したがって、土羽土の安定を保つには、ジオメンブレンの敷設勾配またはのり勾配を1:2.5 ($\theta=21.8^\circ$) 程度以上とすることが望ましいと言える。のり勾配が1:2ときつい場合には、 $\theta=26.6^\circ$ であるから、十分に締め固めた標準砂などの場合には $\phi_{gs} > 0$ を満足するが、一般に土羽土として用いられることの多いシルト質砂など

の場合には $\phi_{gs} < 0$ である。この場合には、上記に示した試験結果における見掛けの粘着力 C_{gs} の値が、実際にどの程度発揮されるかによって土羽土の安定性が決ることになる。ちなみに、 $\phi_{gs} = 20^\circ$ とすると、式 (3.1) を満足する見掛けの粘着力は $C_{gs} > 0.006 \text{ kgf/cm}^2$ となり、ごくわずかの粘着力が実際に発揮されれば、土羽土の安定は保たれることになる。しかしながら、特に、土羽土内に浸透した雨水がジオメンブレン上を伝わって流れるような場合に C_{gs} あるいは ϕ_{gs} がどの程度まで低下するのかについては、まだ明確にされていない。したがって、現段階においては、ジオメンブレンの敷設勾配または土羽土ののり勾配を 1 : 2.5 程度以上に緩くしてのり面の安定を保つか、もしくは、のり勾配を 1 : 2 とする場合にはのり枠等により補強しておくことが望ましいといえる。

3.2.2 大型模型堤防による実験的検討 1 (昭和 60 年度実験)

(1) 実験方法

先に示した図-3.6 の大型模型堤防を用いて、降雨の浸透に対する土羽土の安定性を調べる実験を行なった。実験模型ののり勾配を 1 : 2 としているため、ジオメンブレン上の土羽土の安定を保つ方法としてのり枠工を施工している。実験は、降雨条件の違いによるのり面の安定への影響を調べるため、降雨強度 15mm/h で 24 時間、降雨強度 30mm/h で 12 時間の 2 ケースについて行なった。

(2) 実験結果

降雨実験の状況および終了後ののり面の状況を、写真-3.3, 3.4 および図-3.15 に示す。表のりにはそれほど大きな損傷は見られないが、裏のりでは、のり面の半分以上が降雨による浸食を受け、表層の沈下や土羽土の流出が見られる。特に、のり枠工の上側半分における土羽土の浸食が著しく、土羽土がすっかり洗い流されて、下に敷設したジオメンブレンが露出している部分が認められている。この降雨による土羽土の浸食の初期の特徴を模式的に表したのが図-3.16 である。この図のように、断面で見て、のり枠の部分で土羽土の厚さ (浸透の断面) が半分になっているため、表面の碎石層から浸透した雨水がのり枠の下面を回り込むように流れた後、のり枠の直下で再のり面の外へ流出する際に、土羽土を洗い流したものと考えられる。また、張り芝の代りに表面に施工した碎石の層がほとんどの降雨を土羽土内に流入させたであろうこと、ジオメンブレンの表面が滑らかで、ジオメンブレンと土羽土との接触面に沿う浸透水の流れが速かったであろうことが、変状を大きなものとした理由の一つであろう。

3.2.3 大型模型堤防による実験的検討2（昭和61年度実験）

大型模型堤防を用いた昭和60年度実験の結果をもとに、のり勾配を1:2より緩くできない場合のジオメンブレン上の土羽土の安定を保つ方法として、さらに、排水工や土羽土の流出防止工等による4種類の安定化工法をとり上げ、その効果を調べると共に、併せて、張り芝の効果を見るために、大型模型堤防による降雨実験を行なった。

(1) 実験方法

実験用の模型堤防は、昭和60年度実験で用いた図-3.6の模型堤防表面の土羽土の部分を剥ぎ取り、以下に示す土羽土の安定化工法を施したものである（図-3.17参照）。ただし、今回は、のり面の安定のみを検討の対象としているため、川表側及び、川裏側の区別はない。

土羽土の安定化工法のねらいは、①土羽土内の浸透を集水して、浸潤による土羽土の強化低下を防止すること、②浸透水がジオメンブレン上を直接流れる量を少なくして、ジオメンブレンと土羽土の摩擦抵抗の低下を極力抑えること、③土羽土内の浸透水の流下によっても土羽内の土粒子が流れ落ちないようにすることなどである。

①及び②については、排水工の併用、ならびに③に対してはのり枠等で対処することが考えられる。そこで、土羽土の安定化工法として、図-3.18に示す4種類のタイプのものを設定した。すなわち、タイプ1は土羽土内に肋骨状に排水マットを設けたもの、タイプ2は各のり枠の水平部分に透水性の不織布を敷設したものである。タイプ3はのり尻部を含めて3個所に間隔をあけて石張りを設けたもので、タイプ4はのり枠のみを施工した場合である。なお、各タイプとも土羽土の上には張り芝を施工し、より実験の堤防に近い条件に合うように実験を行なった。

実験は、タイプ1とタイプ2、タイプ3とタイプ4をそれぞれ同時に行なうものとした。降雨は、各々のタイプについて、降雨強度20mm/hで24時間、降雨強度50mm/hで12時間の2種類の条件をそれぞれ設定した。実験中は、のり面や天端の変状を観測するとともに、堤体内の浸潤状況等も測定した。

(2) 実験結果

降雨条件を変えた2回の実験において、降雨終了後ののり面状況は、各々の安定化工法を施工したすべてのタイプについて、土羽土の流出やすべり等がなく、いずれも安定な状態であった（写真-3.5～3.8参照）。したがって、排水マットや不織布、石張り、のり枠等が土羽土の安定に有効に働いたものと考えられる。特に、タイプ4ののり枠のみを施工したもののでも安定であったことの理由としては、のり枠によって土羽土のすべり落ちようとする力が抑制されていることの他に、今回の実験では、芝串による芝の定着を良く

する意味で土羽土を十分に締め固めたことがあげられる。それによって、ジオメンブレンと土とのせん断強さが増大し、また、土羽土自体のせん断強さが増大してのり枠の補強効果を高めることになったため、土羽土の安定に効果があったものと判断される。

また、今回の実験の結果から雨水による浸透水が土羽土中あるいはジオメンブレンの表面を流下してのり尻に集りやすいため、のり尻では排水をすみやかに処理することも大切であることが認められた。したがって、タイプ3のようにのり尻部に空積みの石張り等を施工しておく、土羽土の安定性をより高めるのに効果があると思われる。

3.2.4 ま と め

力のつり合い式による検討の結果から、のり面の安定性を保つには、のり勾配が1 : 2.5程度以上が望ましく、のり勾配が1 : 2よりもきつい場合には、のり枠工等によるのり面の安定化を図る必要があることが分った。そこで、昭和60年度実験において、降雨実験によってその効果を調べたところ、土羽土とジオメンブレンとの間のせん断抵抗の不足分を補うという意味では、土羽土全体のすべり的な破壊を生じることではなく、所期の効果を果たしていたと考えられるが、のり枠の下面を回り込む浸透水によって土羽土の流出を招き、大きな浸食を生ずる結果となった。

そこで、昭和60年度の実験結果を踏まえて、土羽土の流出の防止を考えたのり面安定化工法について、実験的な検討を行なった結果、のり枠に排水工や土羽土の流出防止工を施したそれぞれの対策が有効であることが分った。また、土羽土の締め固めの効果も少なからず安定性の増加に寄与することが分った。

3.3 アップリフトに対する安定性の検討

ジオメンブレンなどの遮水材料で堤体を覆った場合、河川水位の急低下に伴う残留水圧によって表のり面のアップリフトが作用し、堤体の安定を損う可能性に対して検討しておく必要がある。今回の検討の対象である加古川堤防においては、昭和60年度における湛水実験の結果を見る限り大きな問題が生じないであろうことが予想されてはいるが、ここでは、仮に、地盤からの排水が十分に期待できない場合に、どの程度のアップリフトが限界となるかを、予め検討しておくものとした。

3.3.1 力のつり合い式による検討

堤体の表面をジオメンブレンで被覆してのり面からの直接の水の出入りをなくした場合、現場の条件によっては、地盤や周辺からの浸透水によって、堤体の内部が浸潤する可能性がある。このような状態で、図-3.19に示すように河川水位が急低下した場合には、ジオメンブレンによって堤体内の水の流出が抑制されることから、堤体内の残留水圧と河川水位との差が、アップリフトとしてジオメンブレンに作用し、のり面の安定性が損われることが考えられる。そこで、アップリフトが働いたときののり面の安定性を、作用するアップリフトと、ジオメンブレン上にかかる土羽土及びのり枠の重量とのバランスで計算すると、式(3.2)のようになる。

$$\Delta h < \left[\frac{\gamma_t}{\gamma_w} \cdot \{H_t \cdot (1-B) + (H_t - H_b) \cdot B\} + \frac{\gamma_b}{\gamma_w} \cdot H_b \cdot B \right] \cdot \cos \theta \quad \dots \dots (3.2)$$

ここに、

Δh : ジオメンブレンの上下での水頭差

γ_w : 水の単位体積重量

γ_t : 土の湿潤単位体積重量

γ_b : のり枠の単位体積重量

H_t : 土羽土の厚さ

H_b : のり枠の厚さ

B : のり枠工の1m幅当りに占めるのり枠の幅

である。したがって、水位降下時の堤体内の残留水圧 Δh が式(3.2)の値以下になるように、土羽土の厚さ等を決定すれば良いことになる。なお、堤体内の残留水圧は、堤体

や地盤の土質、土層構成、地盤等への止水対策の有無、外水位の条件等によって異なるので、既往のデータや現地の条件を考慮した浸透流解析の結果などを用いて、残留水圧の大きさを決定するのが良いと思われる。

3.3.2 大型模型堤防による実験的検討（昭和 61 年度実験）

(1) 実験方法

実験では、土羽土の安定性についての検討を行なった図－3.17 の大型模型堤防を用い、ジオメンブレンの上下面における水頭差 Δh がどの程度になったときに堤体に損傷が生じるかを調べるものとした。

そこで、まず、写真－3.9 に示すように天端下 1.0m まで湛水させ、堤体内の浸透水がほぼ定常状態に達した時点で、水位を 0.4m/h の速さで降下させて、水位降下時ののり面の変状や堤体内の湿潤線の変化などを測定したが、模型地盤からの浸透水の流出によって表のり面のアップリフトは大きいものとならず、のり面は安定な状態を保っていた。

このため、アップリフトが作用したときの状況を強制的に作り出すために、模型堤防の背面から注水を行なうものとした（図－3.20 参照）。これによって、堤体内の浸潤線の上昇とともにジオメンブレンの下面にアップリフトが作用するようになるが、このときののり尻部分での間隙水圧を経時的に計測し、のり面の変状との関係を調べるものとした。

(2) 実験結果

実験に先立ち、式（3.2）に諸数値を入れて図－3.17 に示した大型模型堤防におけるアップリフトの限界値を予測した。堤体築造時に得られた諸定数の値として、 $\gamma_t = 1.5 \text{ tf/m}^3$, $H_t = 0.30 \text{ m}$, $B = 0.15 \text{ m}$, $\gamma_b = 2.3 \text{ tf/m}^3$, $H_b = 0.15 \text{ m}$, $\theta = \tan^{-1} 0.5$ を用いて、計算を行なうと、アップリフトの限界値は水頭差 Δh で約 40cm 程度になる。

図－3.20 には、のり尻部に変状が表れた時点での堤体内の浸潤線を示してある。また、図－3.21 には、のり尻部に設置した 2 箇所の間隙水圧計（図－3.20 の A, B）によって計測した水圧の経時変化を示す。時間の経過（浸透水の増加）に伴い、図－3.21 に示すようにのり尻部の水圧が上昇している。のり尻部では、水圧の上昇に伴いコンクリートの継ぎ目部分や、のり枠の間を充填しているモルタルの間隙から漏水が生じてきた。また、のり尻部での水圧が 30cm 程度となった時に、漏水が生じていたコンクリートの継ぎ目部が開き、さらに、仕切の境界部からも多量の漏水が生じたため、急に水圧が低下した。

実験終了時の堤体の状態は、最下段の土羽土に小さな亀裂が見られ、また充填してあるモルタルも多少浮き上がり、全体的にのり尻部が押し上げられた様子が伺えた。しかし、大きな損傷は無かった。

以上述べた今回の実験では、水頭差が 30cm 程度でコンクリートの継ぎ目が開いたため、それ以上の水圧の上昇はなく、結果的に大きな損傷にまで至らなかったが、漏水等がなく、前述の計算のように水頭差が 40cm 程度まで上昇した場合にはのり尻部が大きく損傷することが考えられる。したがって、堤体内に残留水圧が発生することがある程度予想される場合には、事前に検討を行ない、残留水圧に耐え得るような構造とするか、もしくは残留水圧が大きくならないような処置を施すことが重要である。

3.3.3 ま と め

浸透水が堤体内から排水されず残留する場合にジオメンブレン下面に作用するアップリフトに対しての堤体の安定性を、力のつり合い式によって検討し、加古川堤防に適用しようとしている図-3.17 断面の堤防の場合にはジオメンブレンの上下面の水頭差で約 40cm がアップリフトの限界であることを示した。これを実験的に検討した結果から、次の 2 点が指摘できる。まず、加古川堤防のように地盤からの浸透の流出入を許す条件の場合、地盤および堤体材料の透水性が良いときには排水がきわめて速く、水位急降下時にも大きなアップリフトは生じないことが分った。一方で、仮に、残留水圧が発生する要件にある場合には、力のつり合い式で求められる値もしくはそれよりもやや低めのアップリフトによって堤体に損傷が生じるため、残留水圧に対する事前の検討を必要とすることを指摘した。実験では、力のつり合い式による計算上の限界水頭差 40cm に対して、水頭差が 30cm 程度になったところで多量の漏水が発生し、また、これにより水圧が急激に低下している。

表-3.1 築堤材料 (昭和58年度実験)

土質 (日本統一土質分類)			砂 (SPu)	
粒 度 特 性	礫分 (2000 μ m以上) %		0.00	
	砂分	粗砂分 (420~2000 μ m) %	29.80	99.80
		細砂分 (74~420 μ m) %	70.00	
	シルト分 (5 ~ 74 μ m) %		0.20	
	粘土分 (5 μ m 以下) %		0.00	
	最大粒径 mm		2.00	
	60%粒径 mm		0.3703	
	均等係数 U c		2.04	
	曲率係数 U c'		1.03	
土粒子の比重 G s			2.710	
最大乾燥密度 ρ d g / cml			1.63	
最適含水比 W opt %			15.9	

表-3.2 築堤材料 (昭和60, 61年度実験)

土 質 (日本統一土質分類)				砂 (SPu)	
粒 度 特 性	礫分 (2000 μ m以上) %		19.95		
	砂分	粗砂分 (420~2000 μ m) %	55.47	79.05	
		細砂分 (74~420 μ m) %	23.58		
	シルト分 (5~74 μ m) %		1.00		
	粘土分 (5 μ m以下) %				
	最大粒径 mm		4.76		
	60 %粒径 mm		1.05		
	均等係数 U c		4.23		
	曲率係数 U c'		0.44		
土粒子の比重 G s			2.707		
最大乾燥密度 ρ d g / cm ³			1.73		
最適含水比 W opt %			11.5		

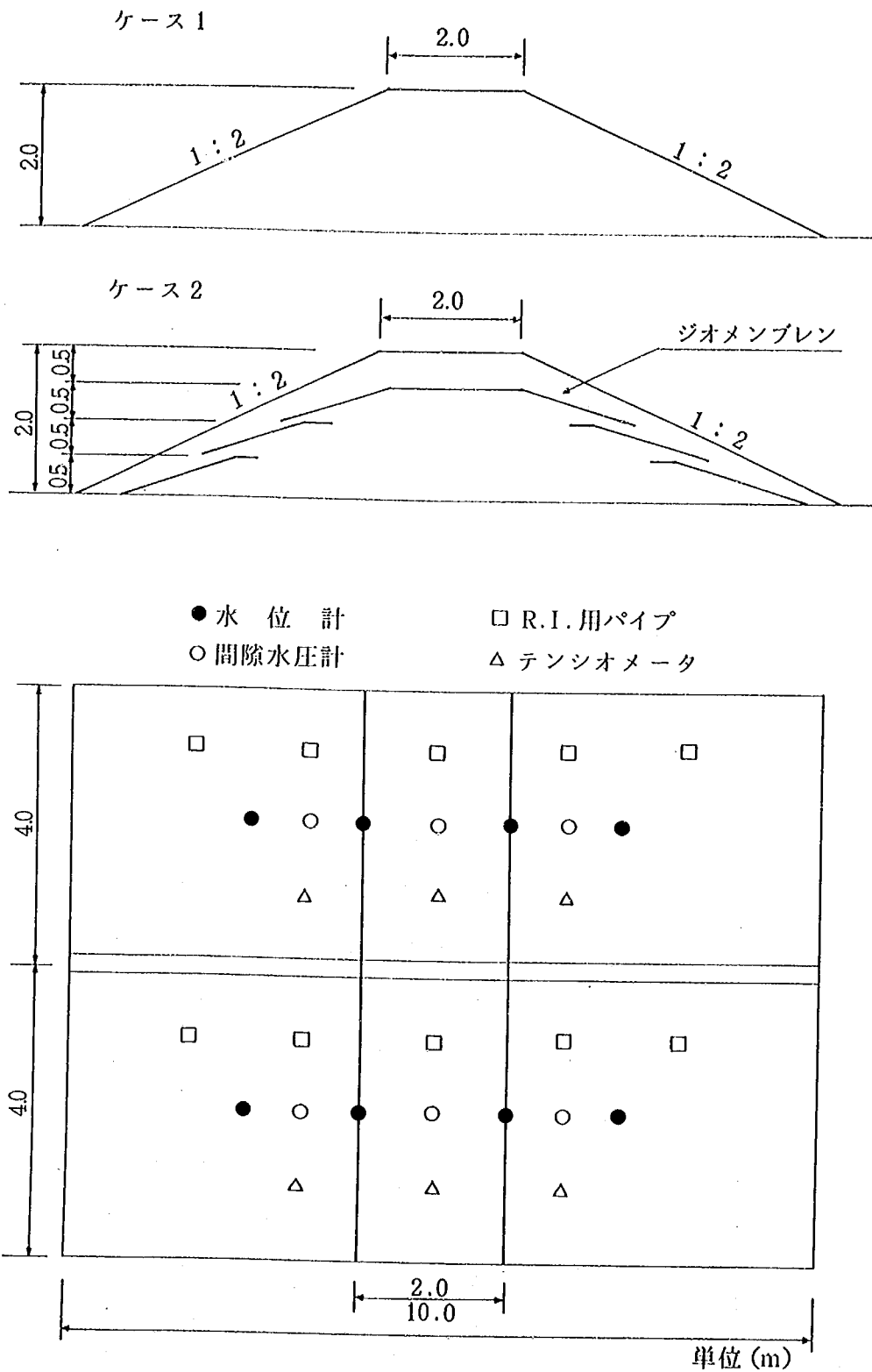


図-3.1 模型堤防の概要と計測器の配置

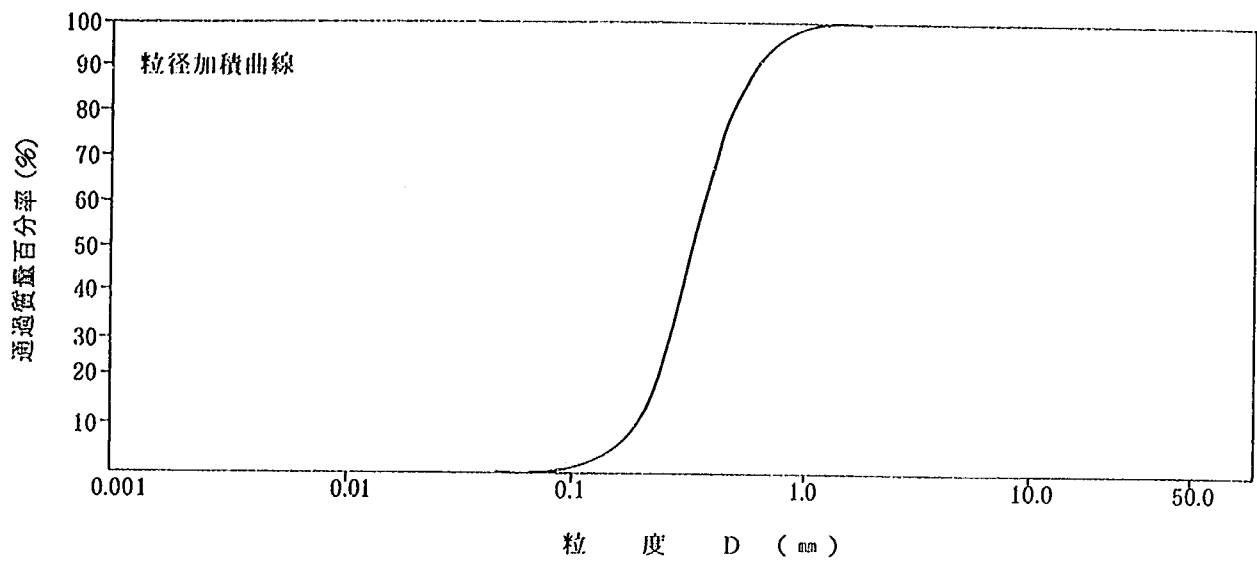


図-3.2 築堤材料の粒度分布 (昭和58年度実験)

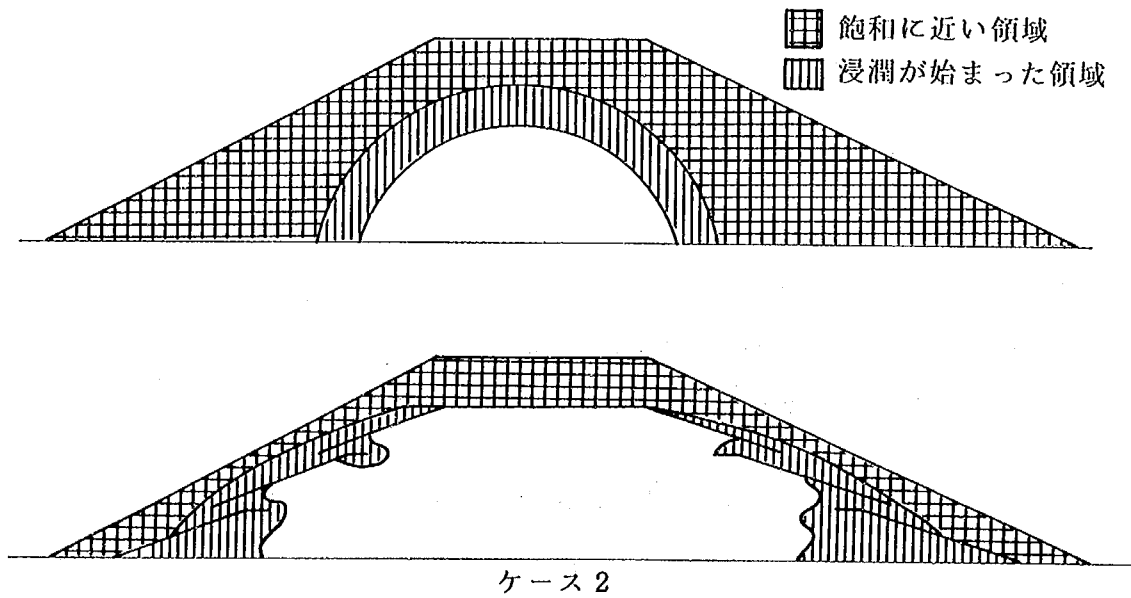


図-3.3 降雨開始10時間後の浸潤状況

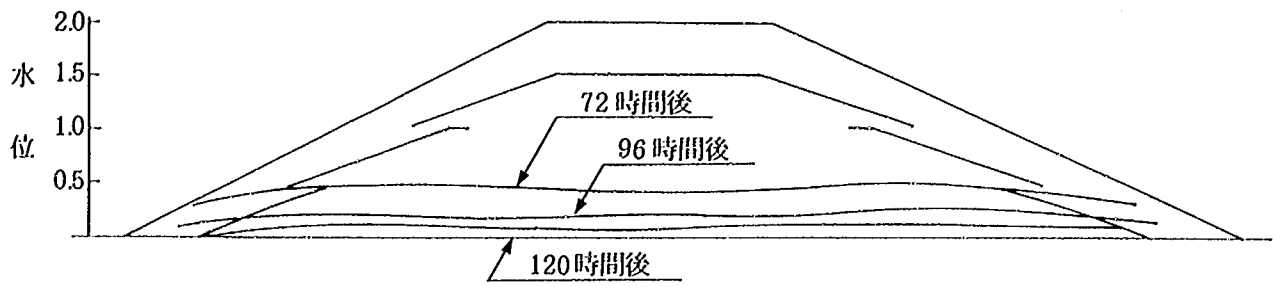


図-3.5 降雨終了後の排水状況 (ケース2)

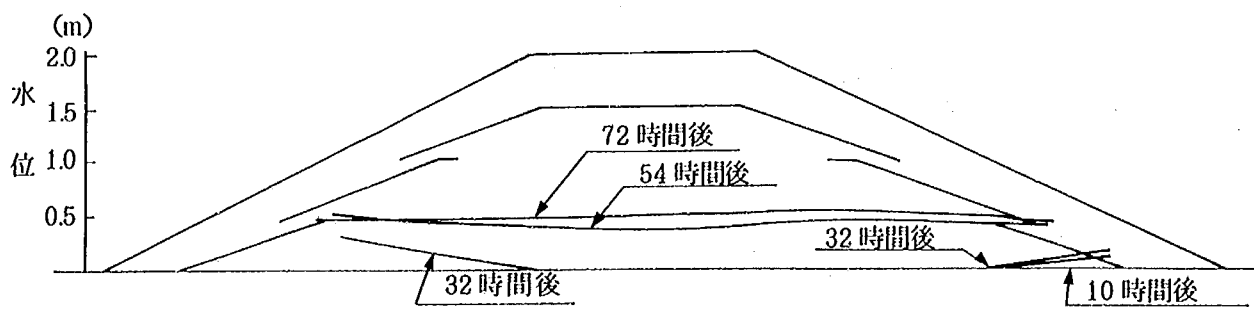


図-3.4 降雨時の浸潤線の経時変化 (ケース2)

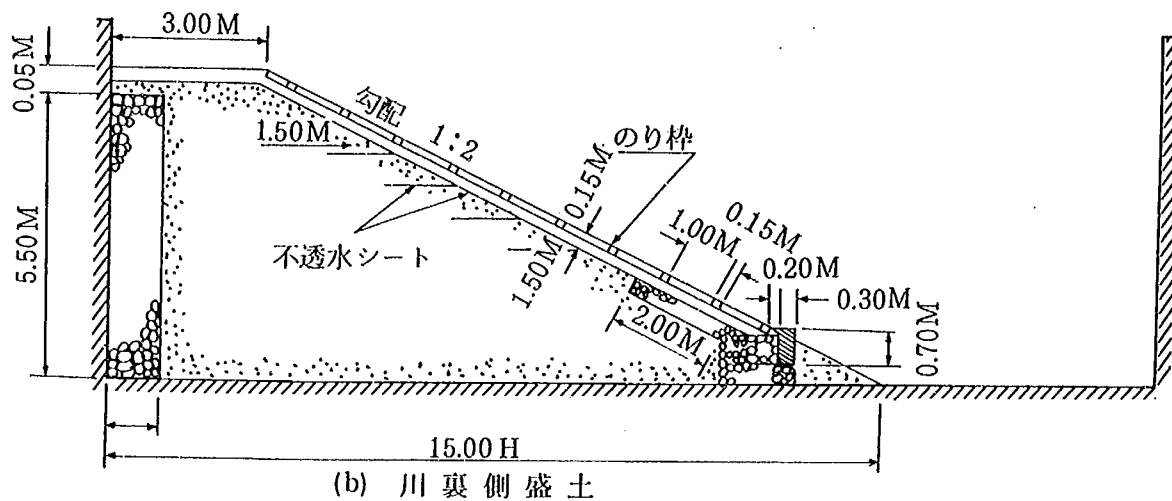
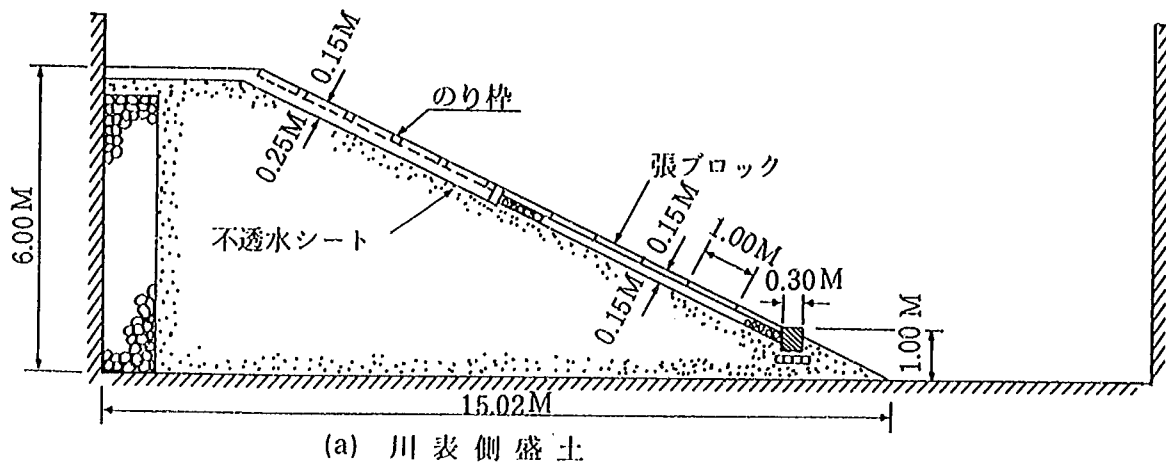


図-3.6 模型堤防の概要

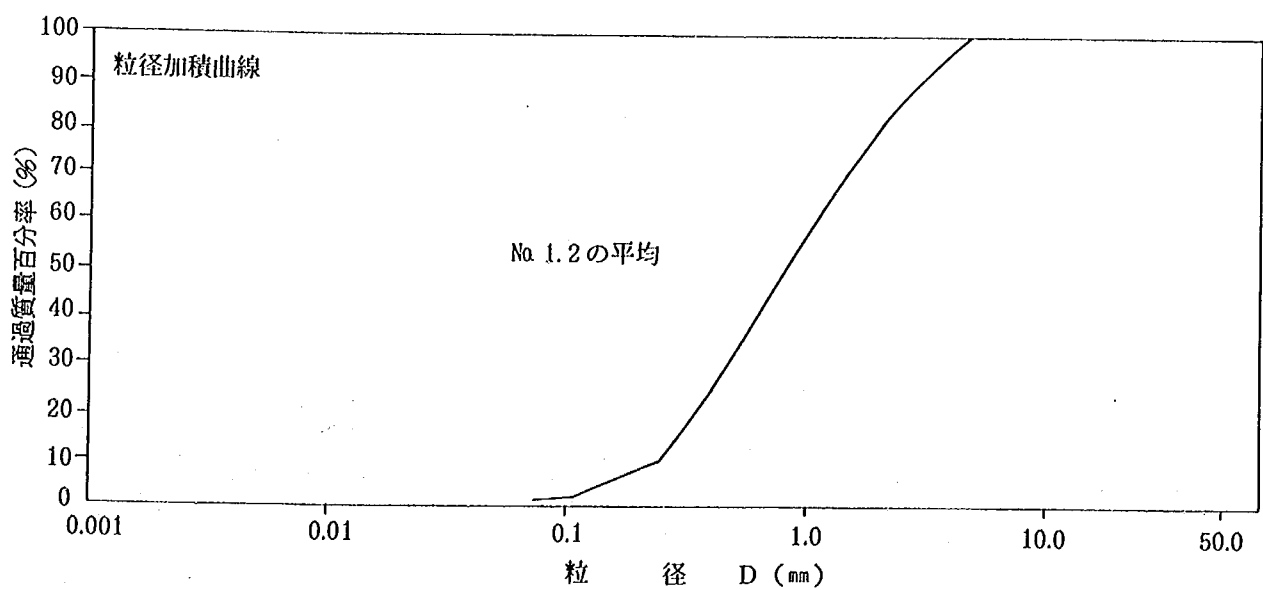


図-3.7 築堤材料の粒度分布

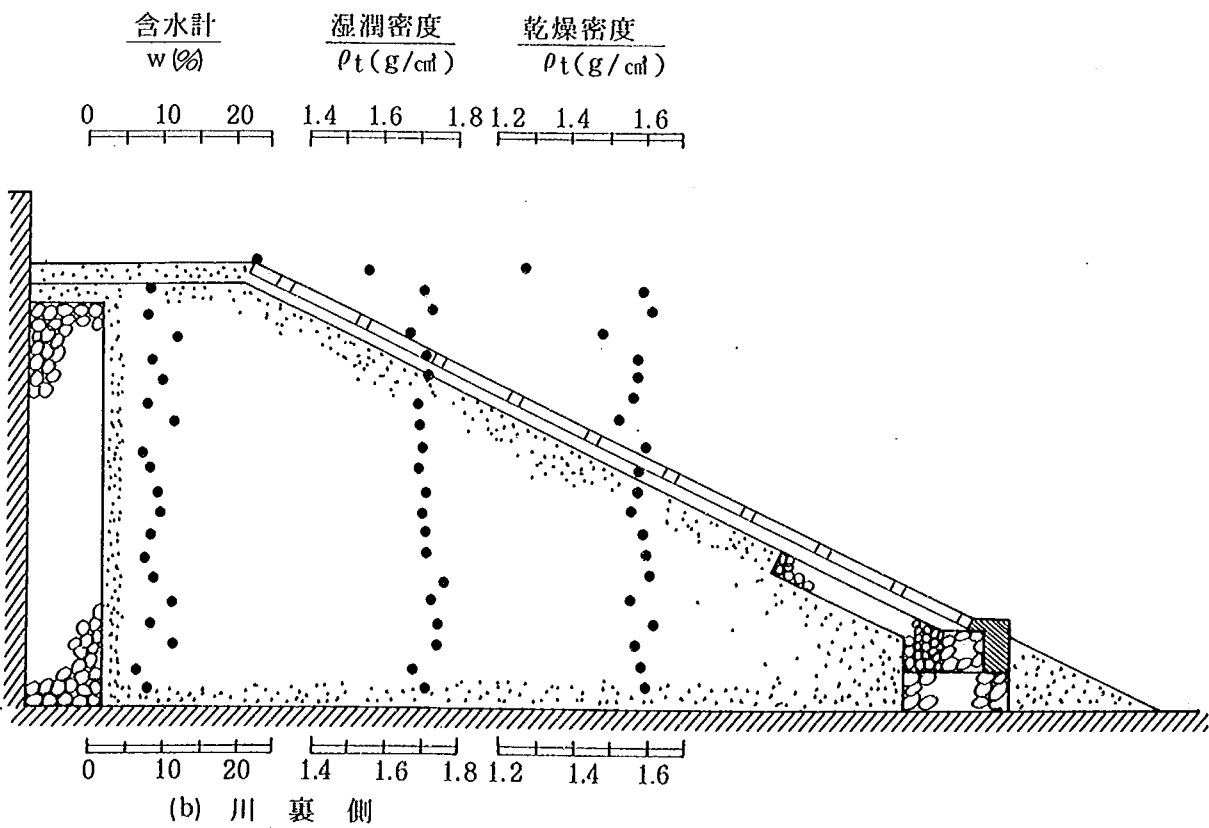
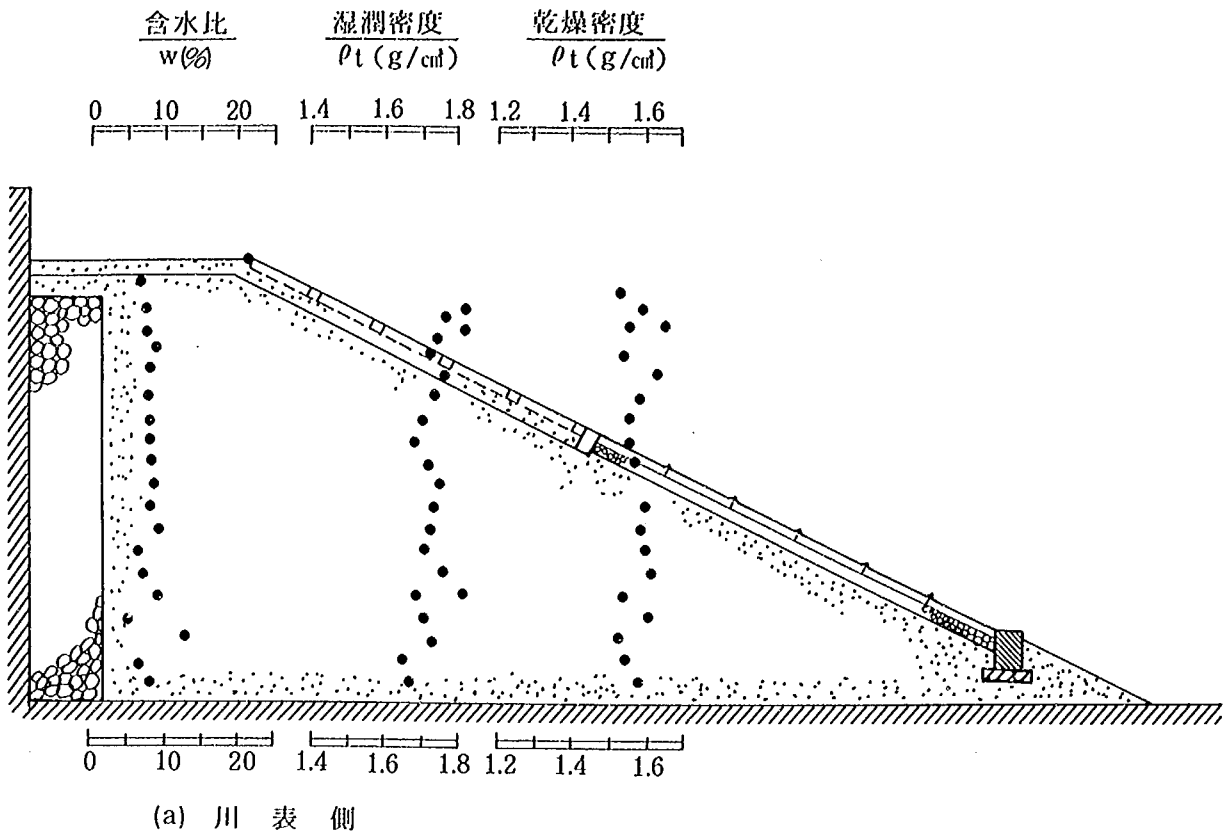
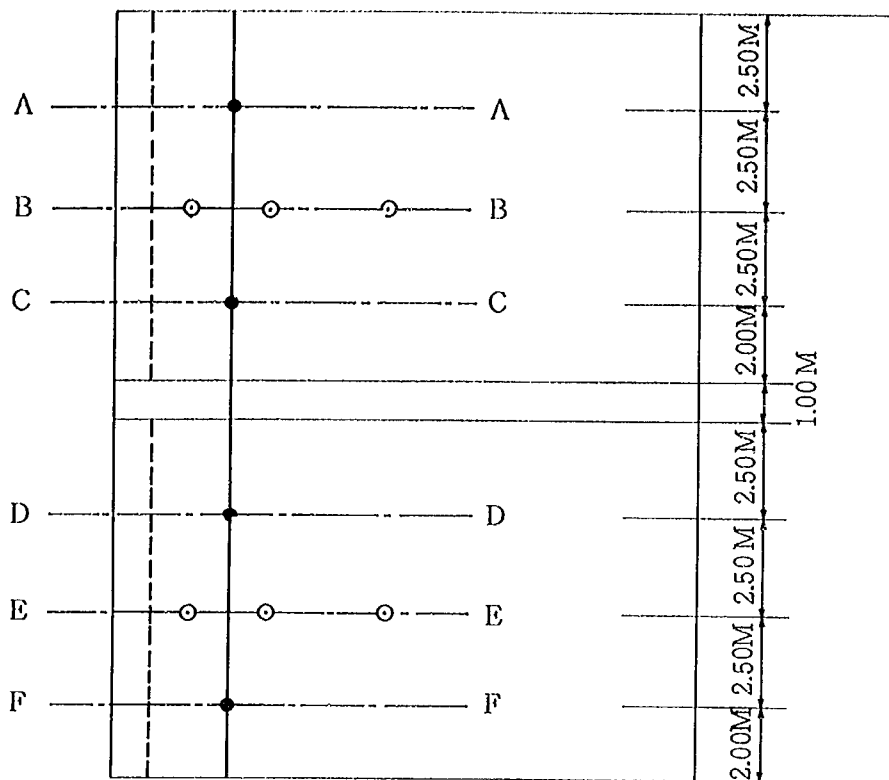
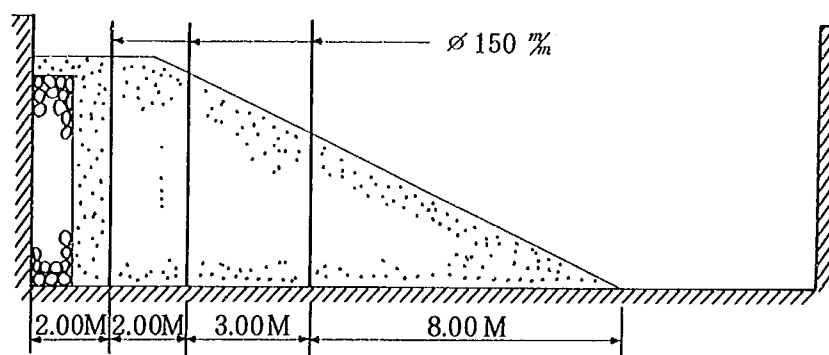


図-3.8 模型堤防の含水比及び密度分布



B-B, E-E 水位計パイプ



A, C, D, F 斜面変位計支柱

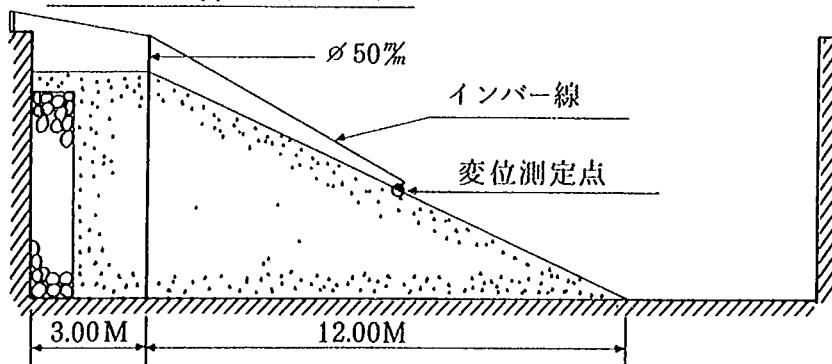


図-3.9 水位計及び変位測定点の配置

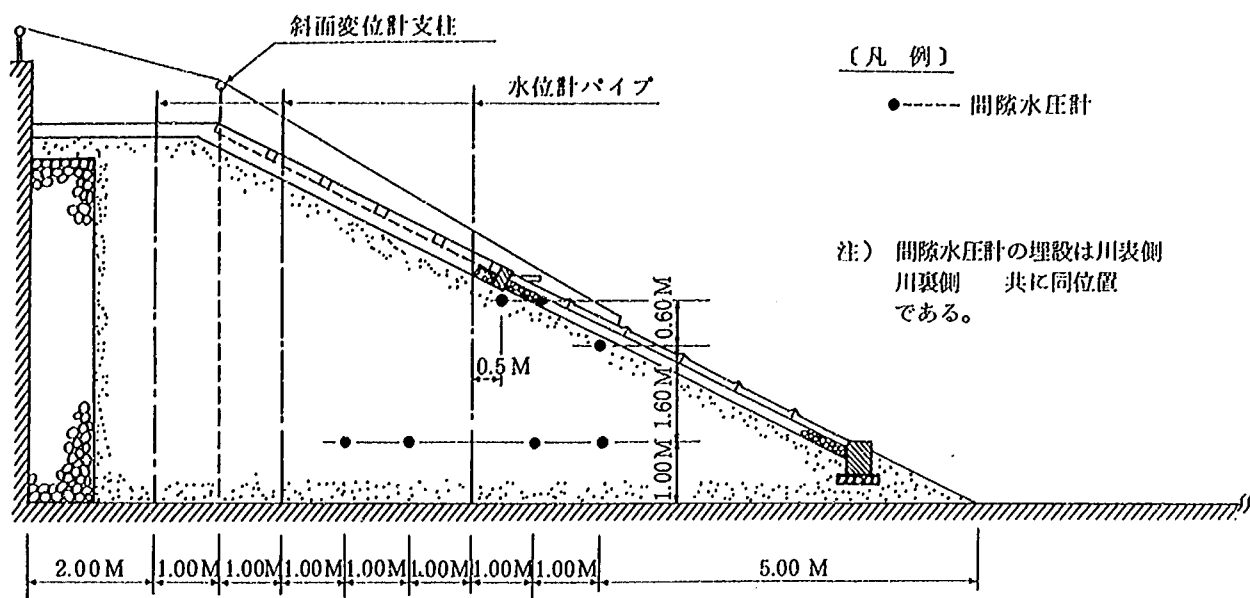


図- 3.10 隙間水圧計の配置

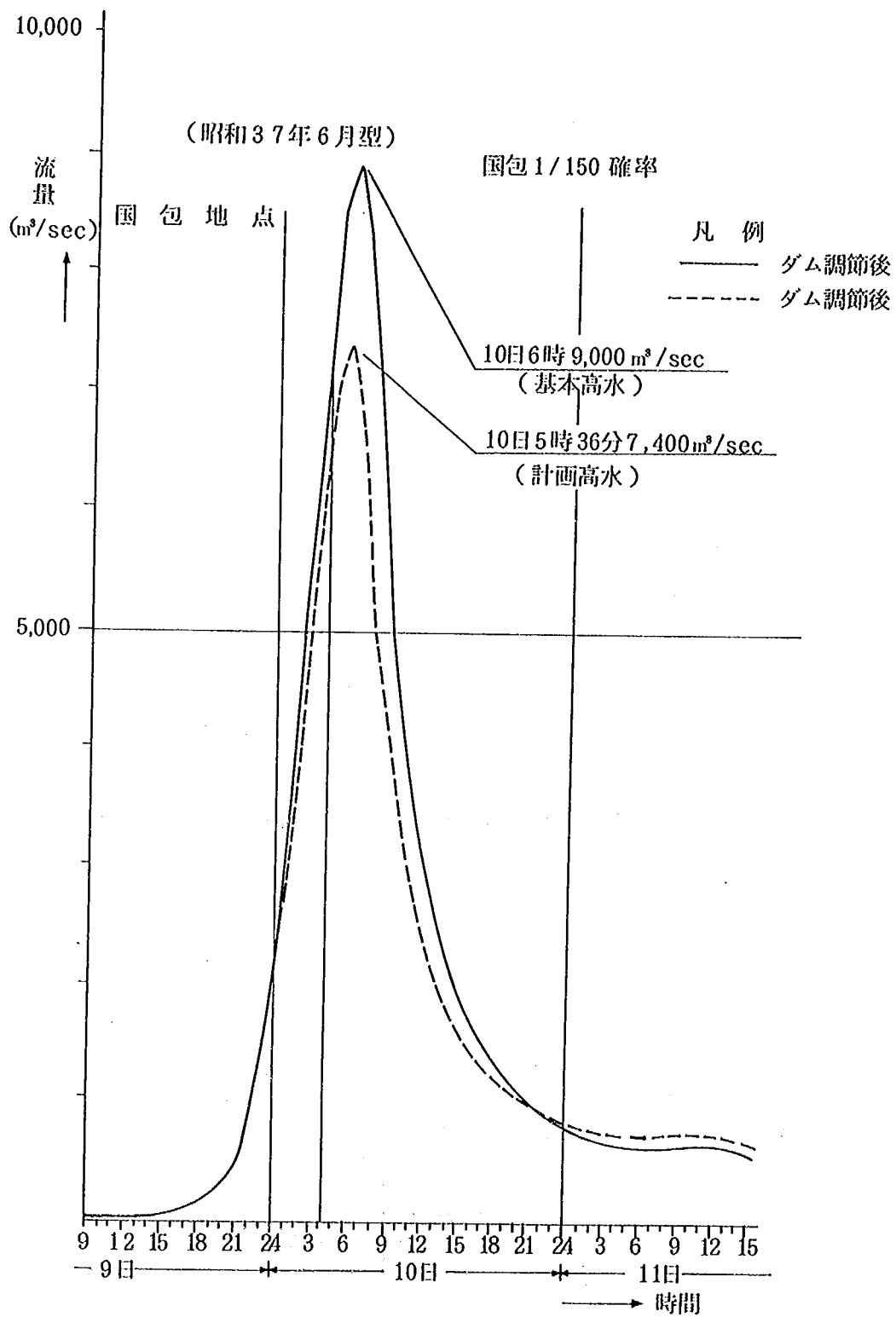


図-3.11 基本高水及び計画高水のハイドログラフ

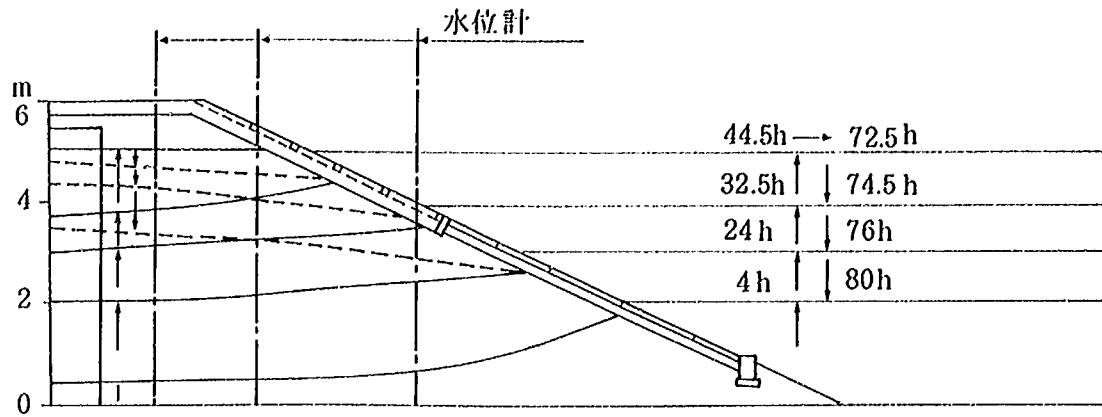


図-3.12 川表の侵潤線の経時変化

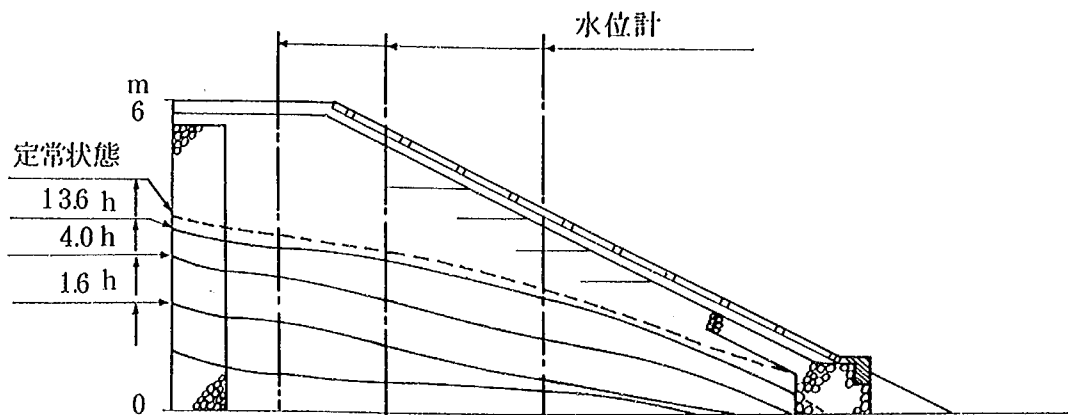


図-3.13 川裏側の侵潤線の経時変化

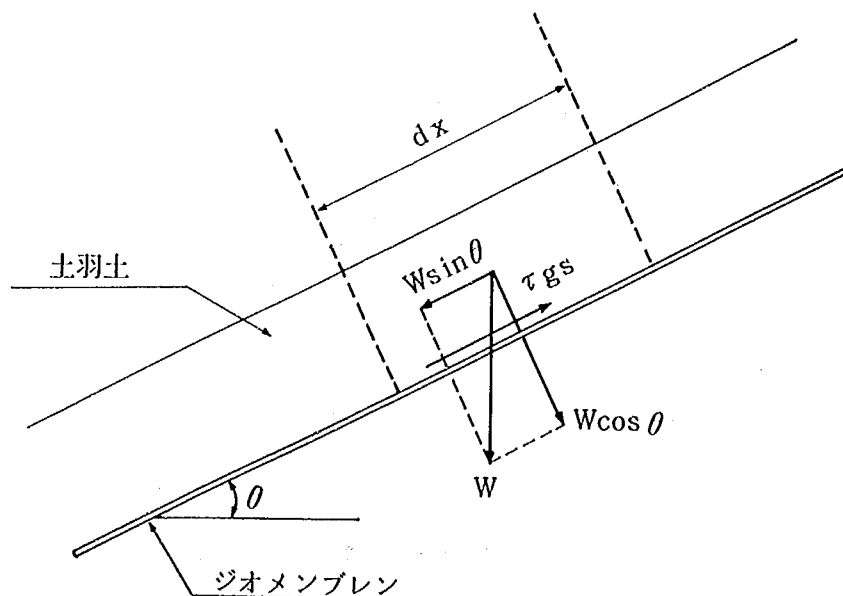
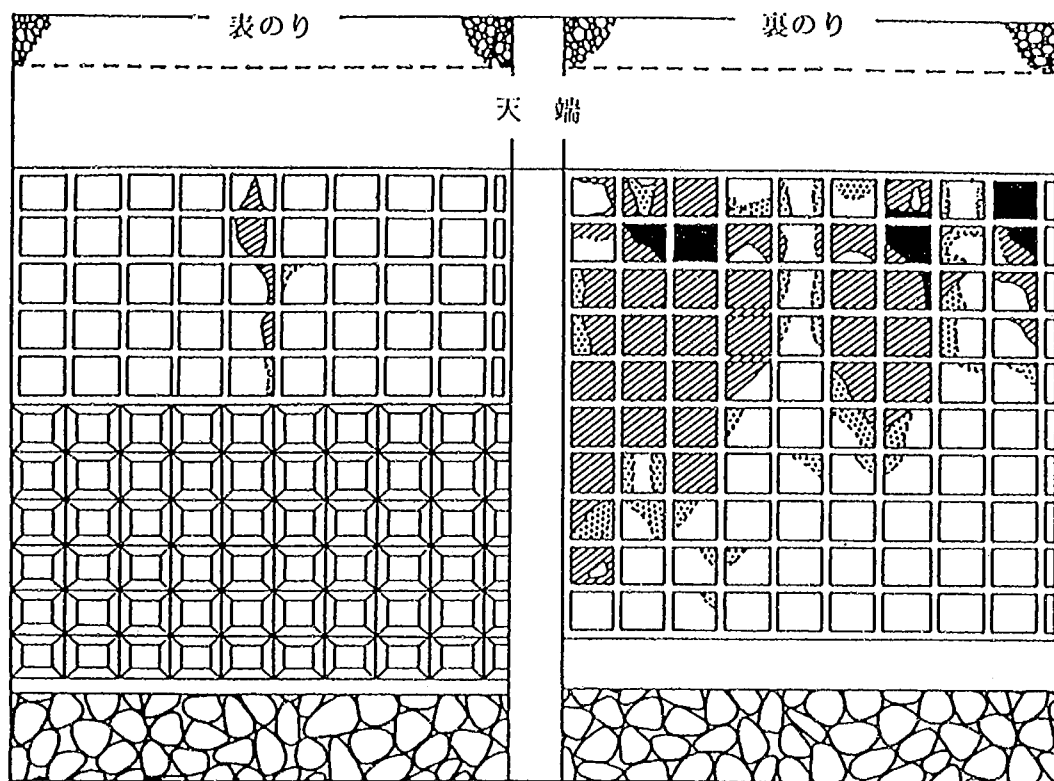


図-3.14 土羽土の安定性 (模式図)



- 止水シートの露出
- ▨ 土羽土の流出、陥没
- ▤ 表層の沈下
- 変状なし

図-3.15 降雨実験終了後ののり面の状況

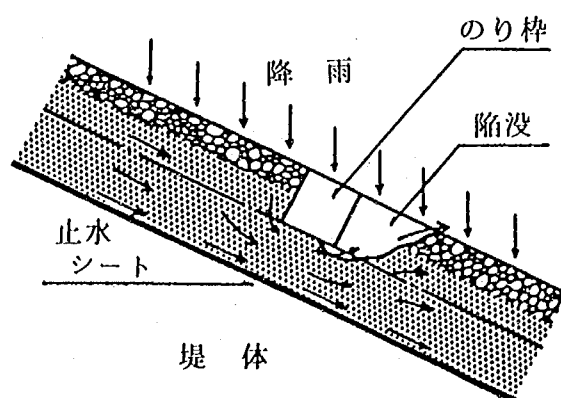
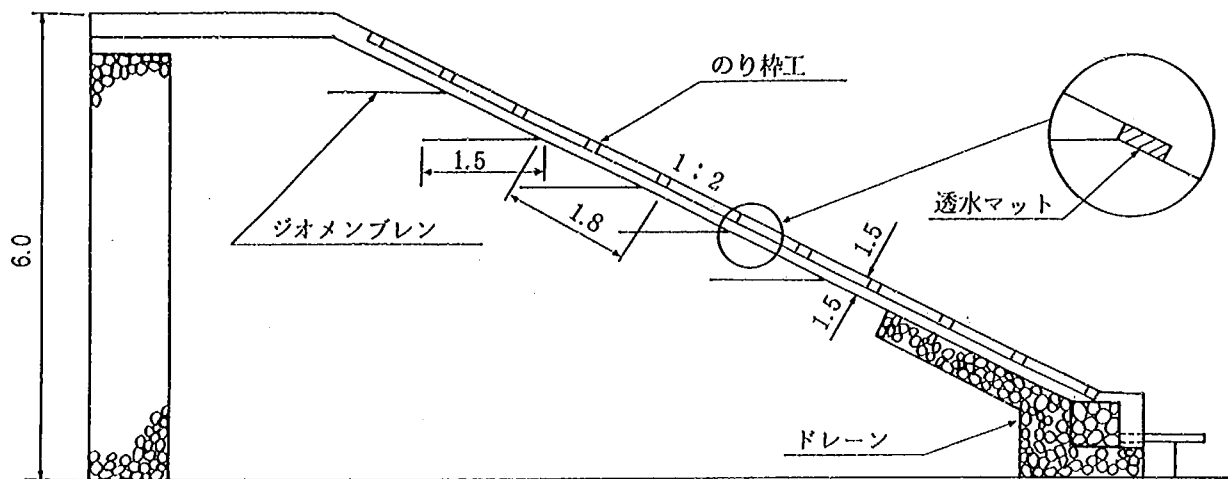
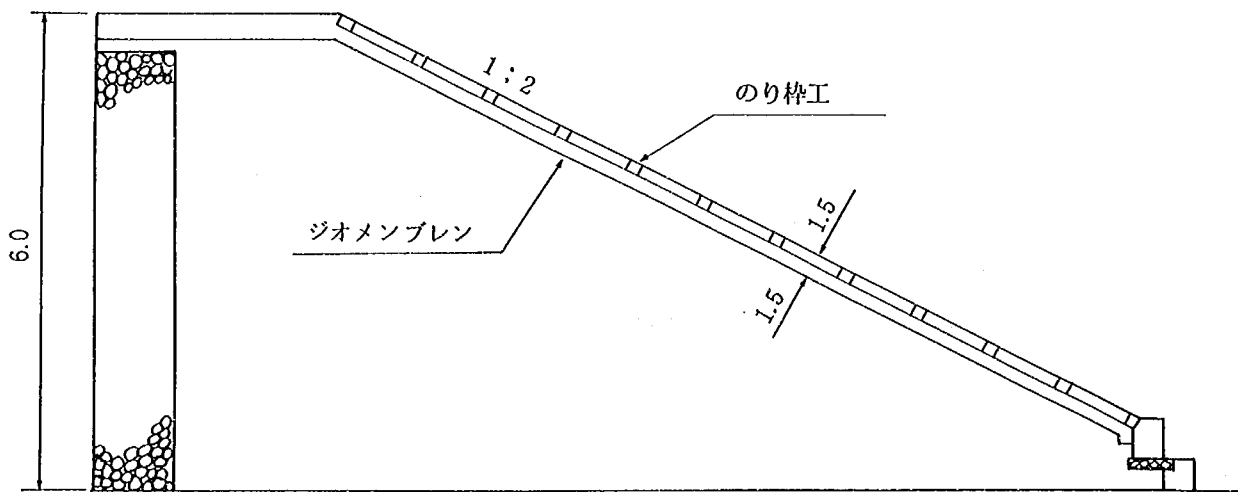


図-3.16 変状の初期の特徴



(a) 川裏側断面



(b) 川表側断面

図-3.17 模型堤防の概要

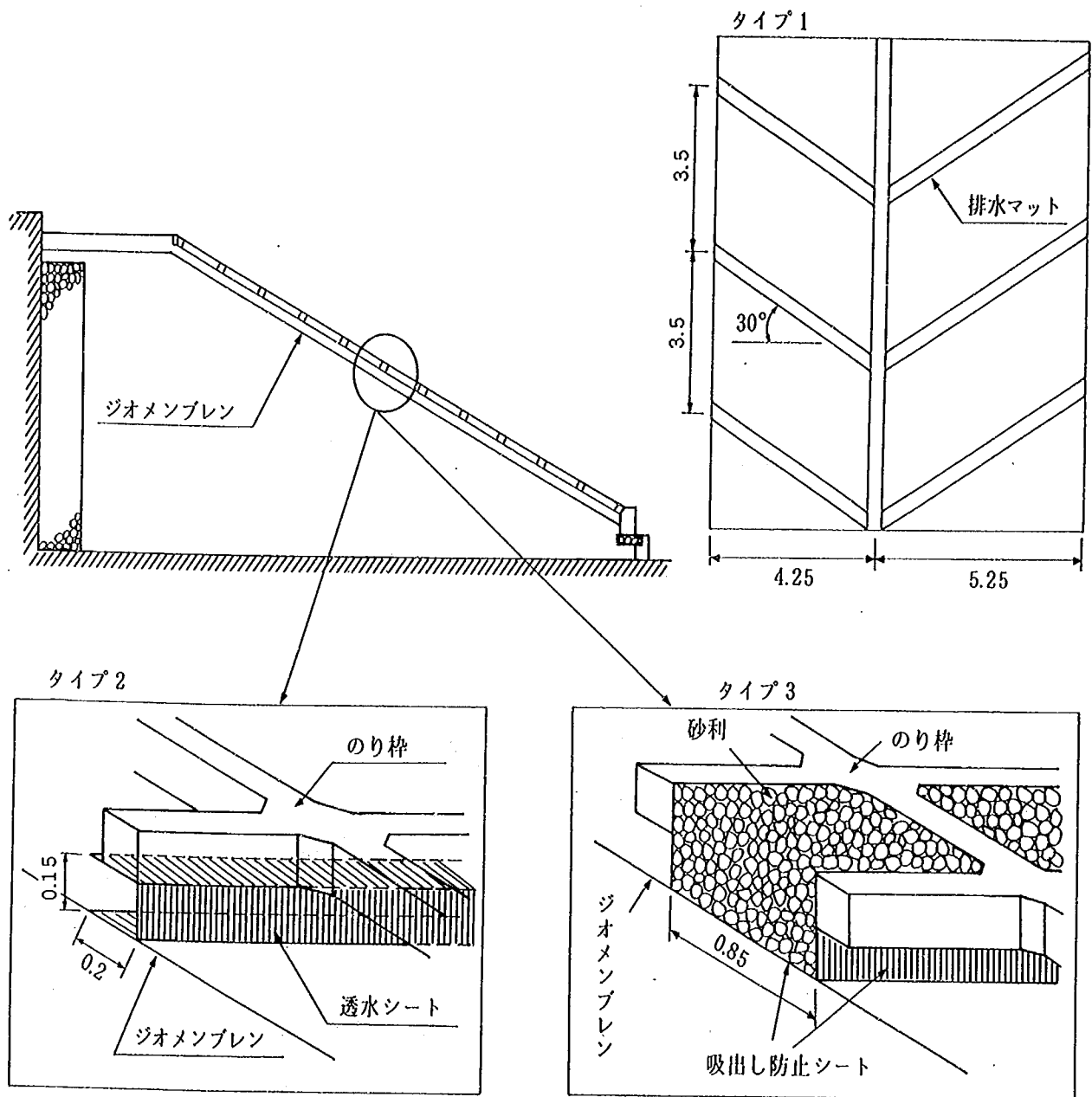


図-3.18 土羽土の安定化工法

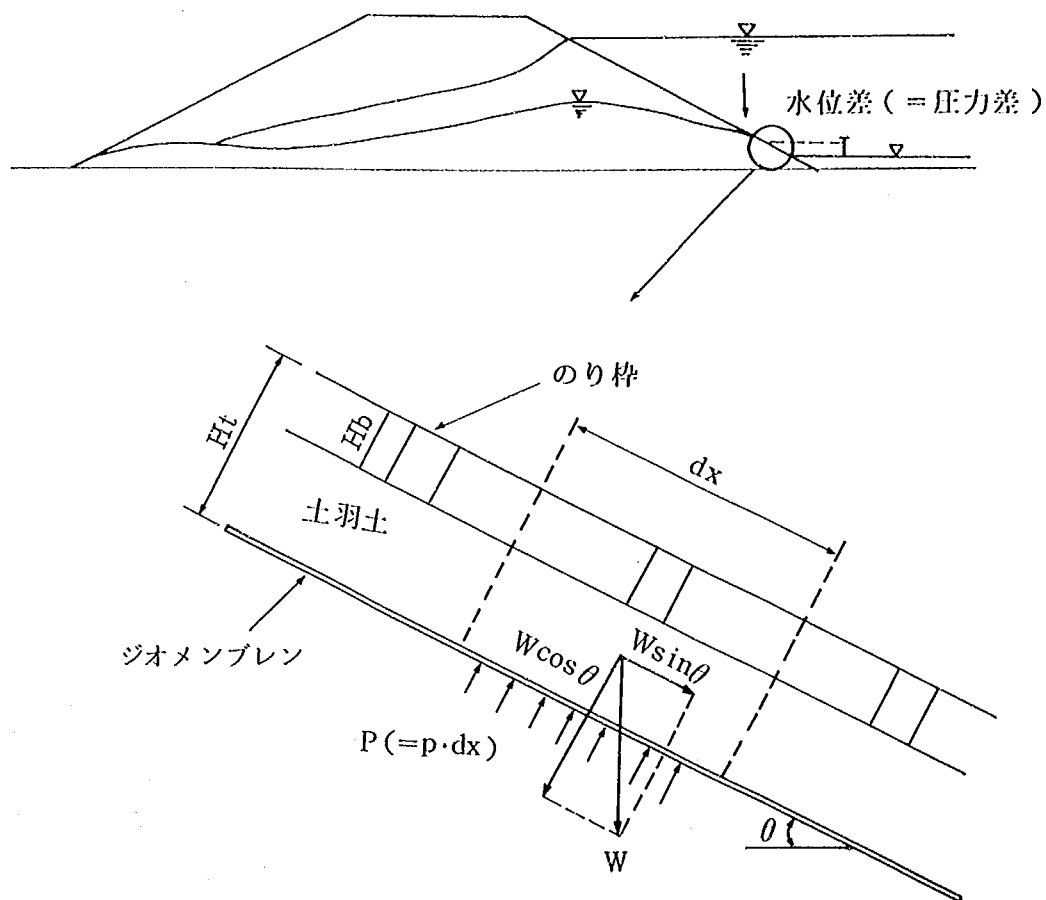


図-3.19 アップリフトに対する安定性 (模式図)

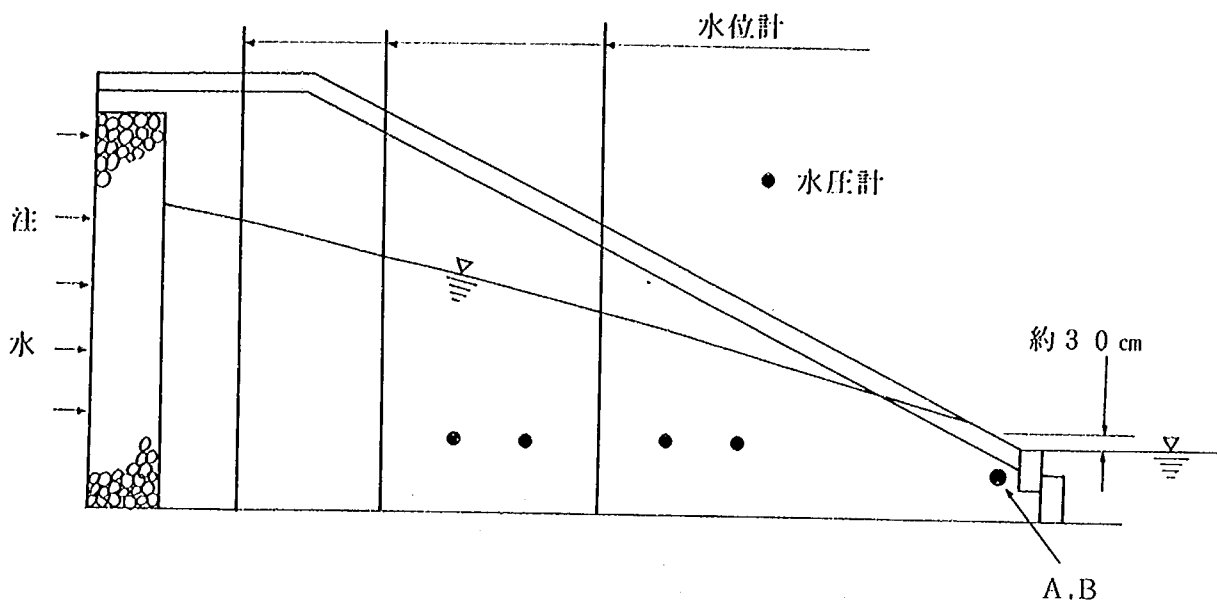


図-3.20 水圧急減時の堤体内の侵潤線

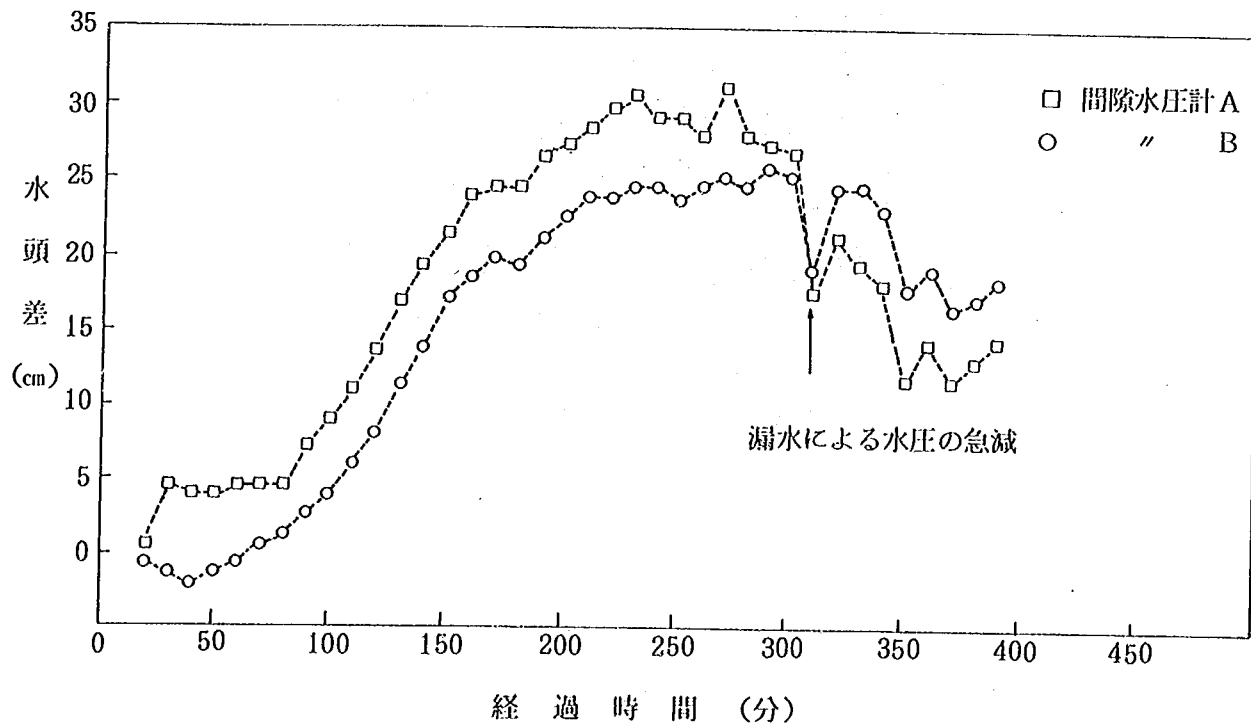
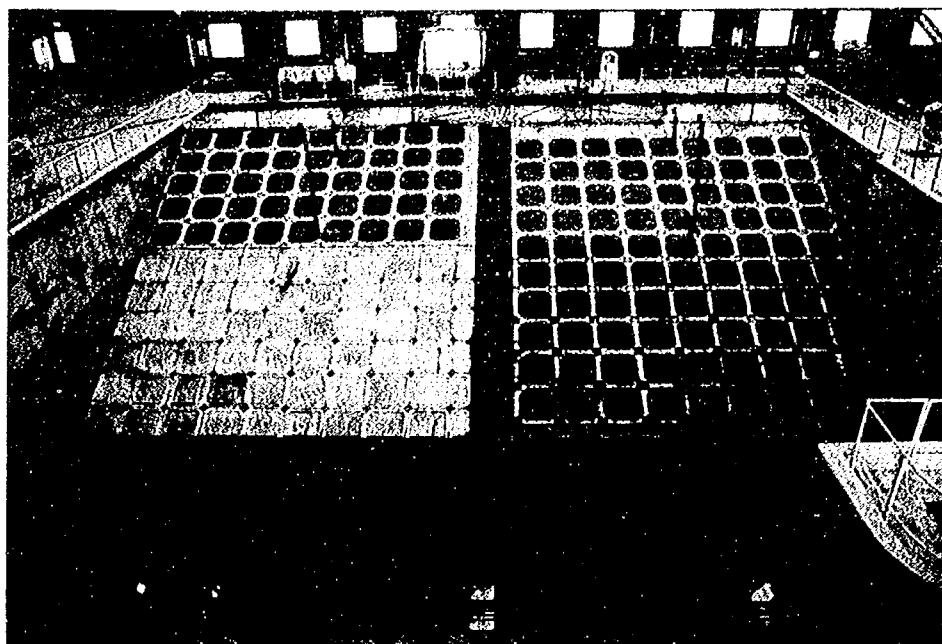
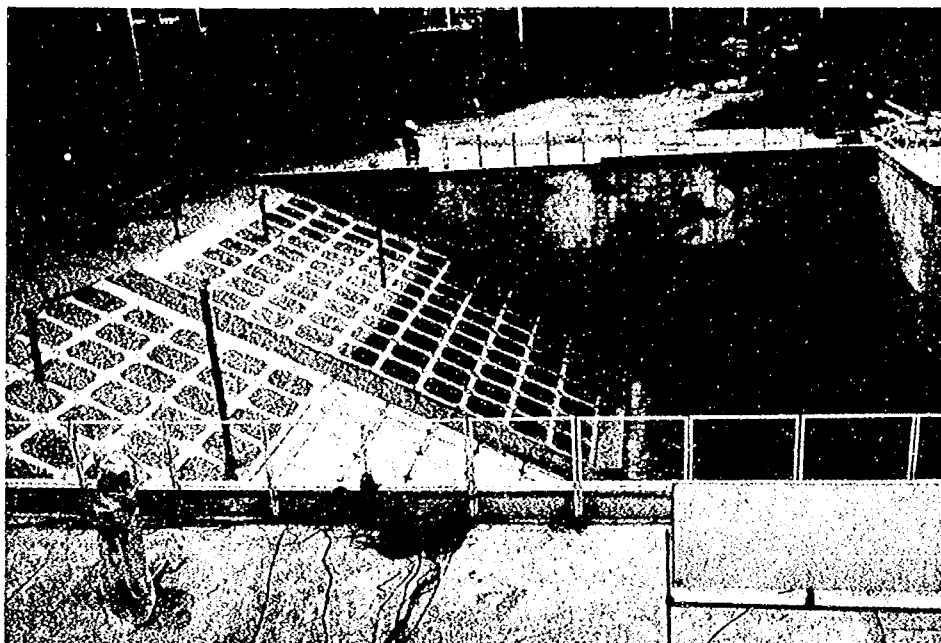


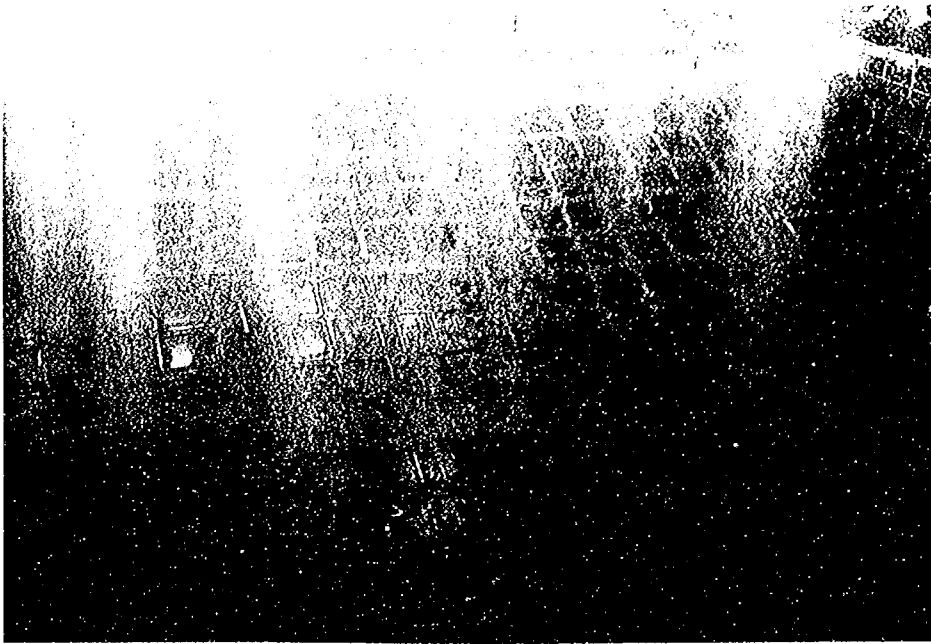
図-3.21 のり尻部の水圧の経時変化



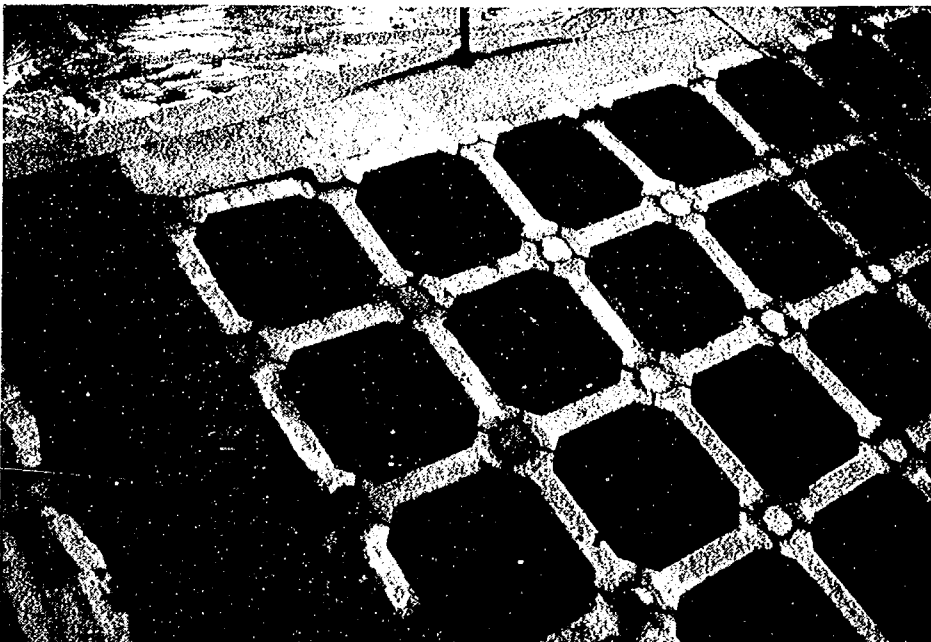
写真-3.1 ジオメンブレン



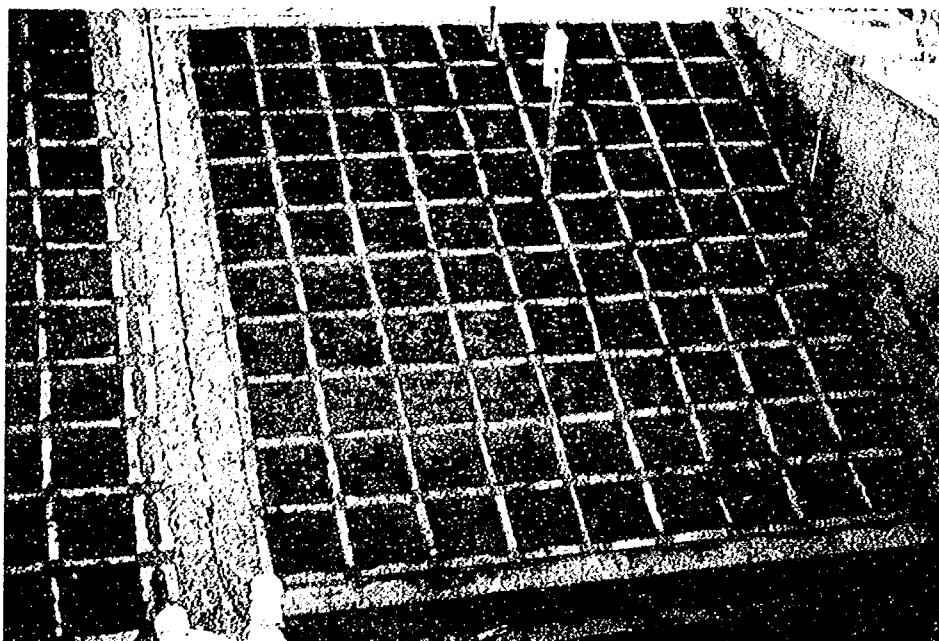
写真－ 3 . 2 模型堤防の外観



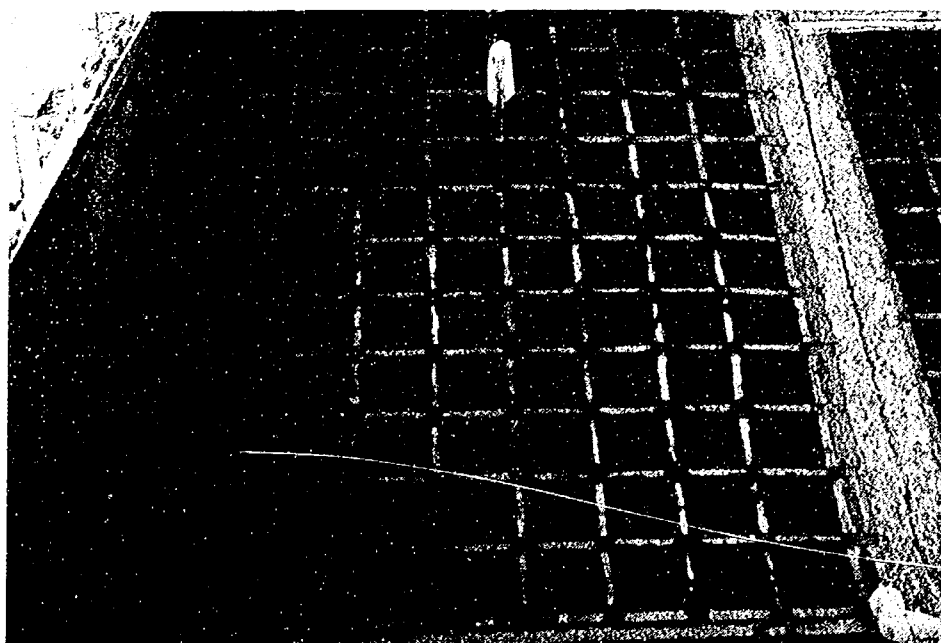
写真－ 3 . 3 降雨実験中の状況



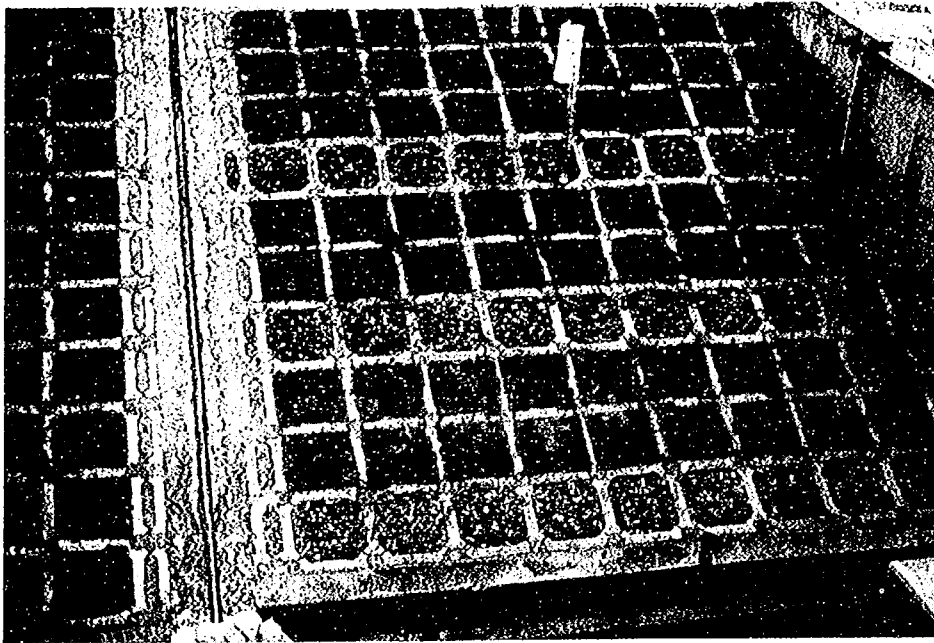
写真－ 3 . 4 降雨終了後ののり面の変状



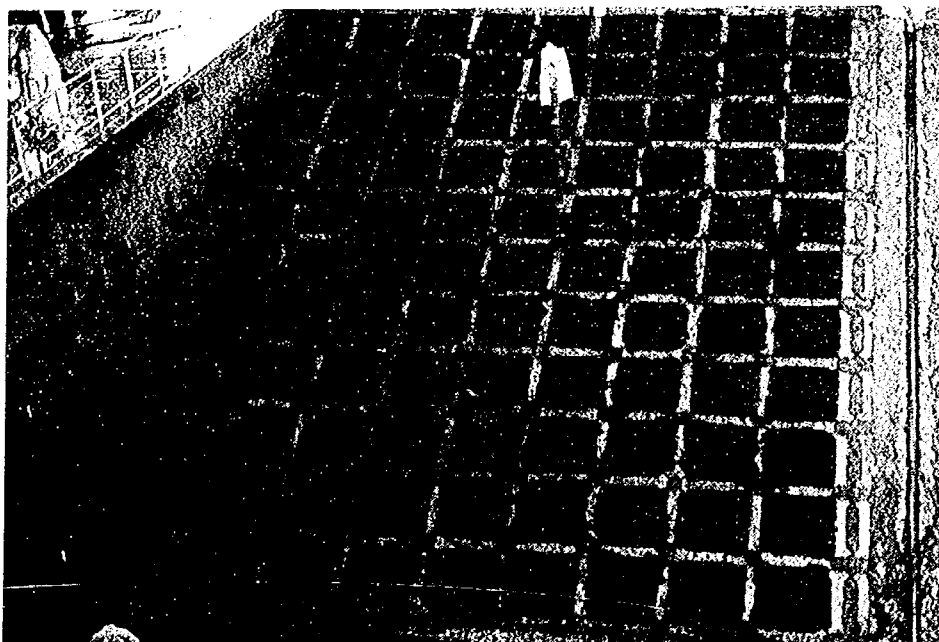
写真一 3.5 降雨終了後ののり面の状況 (タイプ1)



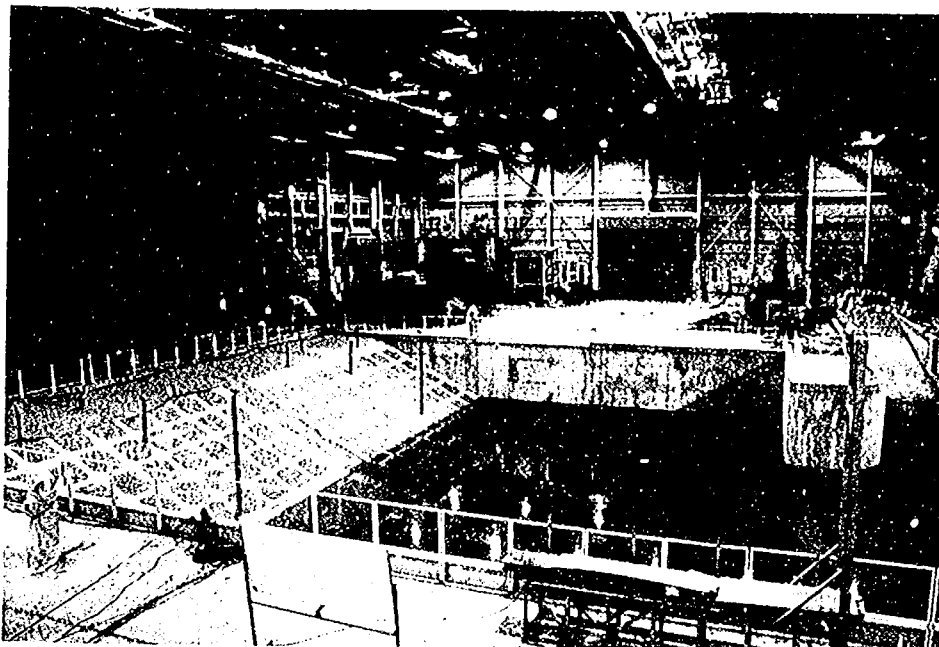
写真一 3.6 (タイプ2)



写真—3.7 (タイプ3)



写真—3.8 (タイプ4)



写真一 3 . 9 湛水後の水位急降下の実験

第4章 ま と め

加古川堤防の質的強化を目的として、大型堤体模型を用いた越流実験および浸透実験により、耐越水工法および耐浸透工法の検討を行なった。

その結果、耐越水工法については、ふとんかごを用いた裏法尻保護工およびジオメンブレンを用いた裏法保護工が十分な耐越水能力を持つことが確認された。

裏法尻保護工は、堤体と堤内地を分離し、堤内地の洗掘の影響が裏法に及ばないように裏法尻に設置されるものである。ふとんかごを用いた裏法尻保護工の基本構造は、図-2.1に示すようにふとんかごを裏法尻に埋設するものである。裏法尻保護工は、越流水を跳ねることにより裏法尻保護工直下流の洗掘を軽減し、裏法尻保護工の下からの堤体土の吸出しによる裏法の崩壊を防止する。また、ふとんかごを地中に埋設することにより、越水時における堤内地の水深を大きくさせ、ウォータークッション作用により流速を減勢させて、ふとんかごに働く流体力および裏法尻保護工直下流の洗掘の軽減を図る。

裏法尻においては、越流水による流体力および浸透水によるアップリフトが作用するため、裏法の変形やジオメンブレンの破損およびふとんかごの破壊・変形が懸念される。

そこで、次のような対策が必要と考えられる。

裏法の変形に対しては、裏法尻付近の裏法のジオメンブレンの下に、連節ブロックやじゃかご等の補強材を設置するなどの対策が必要である。この補強材はまた、ジオメンブレンが破損した場合には、裏法の侵食防止も兼ねるものである。したがって、補強材の下には吸出し防止材を設置しておく必要がある。

ジオメンブレンの破損に対しては、強度や厚さを増すなどの対策が考えられる。

ふとんかごの破壊に対しては、網が越流水によって切断されることがないように、十分な強度を持つ材質の網を用いる。

ふとんかごの変形に対しては、網の中に詰めてある割ぐり石が飛び出さないように、網目の大きさを割ぐり石よりも十分小さくする。また、ふとんかご内の割ぐり石の移動を防止するため、仕切り網を設けるなどの対策も考えられる。

以上のような機能を満足する裏法尻保護工として、図-2.16に示すような構造を考案した。この法尻保護工は $q = 0.4 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ の越水に対して、3時間の耐越水能力があることが、実験により確かめられた。

ジオメンブレンを用いた裏法保護工の基本構造は、図-1.4に示すように裏法にジオメンブレンをかわら状に重ねて設置するものである。裏法保護工は、越流水による裏法の

侵食および雨水浸透による裏法の弱体化を防止するとともに、河床から河川水が堤体内へ浸透してきた場合には、堤体内の空気および浸透水をジオメンブレンの重ね部分から排除し、裏法保護工に空気圧および水圧が作用しないようにして、裏法の破壊を防止する機能を持つ。ジオメンブレンの設置にあたっては、越流実験により安定性の検討を行い、堤体内へ埋め込むジオメンブレンの挿入長および排水・排気口としてのジオメンブレンの重ね長について、次のような結果を得た。すなわち、 $q=0.8\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ の越水に対して、ジオメンブレンが越流水に引張られてずり落ちないために必要な挿入長は 1.0m 以上、越流水が裏法を流下する際の高流速によって、排水・排気口から堤体土が吸出されないために必要な重ね長は 0.3m 以上であることが明らかにされた。

耐浸透工法については、ジオメンブレンによって、堤防を補強する場合のジオメンブレンの敷設方法とその時の遮水効果ならびに安定性の問題について大型模型実験等による検討を行った結果、次のような結論を得た。

ジオメンブレンについては、遮水性と排水性の両方を考慮した敷設方法とする。その場合、川裏側をかわら状に敷設し、ジオメンブレンをオーバーラップさせることによって降雨等に対する遮水性を保ちつつ、堤体内の浸透水の排水機能を持たすこともできる。

また、裏法尻にドレーンを併設することで、さらに、浸透水に対する安全性を増大させることができる。

次に、降雨の浸透に対する法面の安定性については、安定性を高める上で法勾配を 1:2.5 以上に緩くしたり、土羽土を厚くすることが望ましいが、1:2 程度の法勾配のものであっても、法枠を設けて枠内の土羽土をよく締め固めたり、透水マットなどのジオテキスタイルあるいは石張り等を施工することによって、ジオメンブレンの上の土羽土の安定性を保つことが可能であることを示した。

さらに、ジオメンブレンにアップリフトが加わった場合、アップリフトの大きさによっては堤防法面の損傷が大きくなることが、実験結果からも予想されることを示した。したがって、河川水位の低下時のアップリフトには十分留意し、アップリフトが大きくなることが予想される場合には、排水性を考慮した構造とするか、もしくは土羽土を厚くするなどの対策が必要であると言える。

今後さらに検討を要する事項として、ジオメンブレンによる堤防補強を実際に適用するにあたってのその施工手順や材料の規格基準、あるいは土とジオメンブレンとの摩擦などの物性の問題が残されており、これらを現地での試験施工等を踏まえて明らかにしていくことが望ましいと考えている。

おわりに

本報告書で述べた堤防強化工法は、加古川堤防を調査対象としたものである。したがって、ここに述べられている結果は、一般にどこの堤防にも適用されるものではない。堤防の強化は様々な方法で行うことが可能であり、それぞれの堤防が置かれた状況に応じて、無理のない方法で行うことが、均整のとれた治水安全度の向上にとって重要である。

参考文献

- 1) 北野 章, 青木 清, 山村和也, 久楽勝行: 堤防補強法の一試み, 土木技術資料, 第12巻6号, 1970
- 2) 須賀堯三, 橋本 宏, 石川忠晴, 藤田光一, 葛西敏彦, 加藤善明: 越水堤防調査最終報告書(解説編), 土木研究所資料, 第2074号, 1983
- 3) 福岡捷二, 藤田光一, 加賀谷 均: アーマー・レビー法尻工の水理設計, 第31回水理講演会論文集, 1987
- 4) 福岡捷二, 藤田光一, 加賀谷 均: アーマー・レビーの設計(その1, 越水対策), 土木技術資料, 第30巻3号, 1988
- 5) 久楽勝行, 吉岡 淳, 細谷政和, 佐藤正博: ジオテキスタイルを敷設した堤防の補強効果に関する実験, 第19回土質工学研究発表会, 1984

加古川堤防質的強化対策
調査報告書

ISSN 0386-5878
土木研究所資料 第 2621号
昭和63年3月(1988)
橋本 宏, 福岡捷二
久楽勝行他

要旨

本報告書は、加古川堤防の質的強化を目的として、大型堤体模型を用いた越流実験および浸透実験により、耐越水工法および耐浸透工法の検討を行なったものである。

キーワード：加古川，堤防強化，アーマー・レビー，越水，浸透

郵便はがき

305-□□

40円切手
をはって
下さい。

建設省土木研究所
河川研究室 御中

茨城県つくば市大字旭一番地

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所



土木研究所資料第 2621 号 部

上記のとおり受領しました。

所 属(住所)

氏 名 印

土木研究所資料第2621号

