

## III-2 堤防強化対策の選定手法に関する調査

研究予算：運営費交付金（治水勘定）

研究期間：平 10～平 17

担当チーム：材料地盤研究グループ（土質）

研究担当者：小橋秀俊、古本一司、森啓年、  
齋藤由紀子

### 【要旨】

全国の河川堤防を対象として実施された点検において、河川水位が計画高水位に達した時の浸透破壊に対する安全性が確保されていない個所については、質的整備を図ることとされており、効果的かつ経済的な対策を検討する必要がある。本研究では、堤防点検に基づく堤防弱点個所の分析ならびにパターン化、対策としてのドレーン工法の効果検証、および短繊維混合補強土などの新技術を用いた工法に関する実験的検討を行い、弱点個所のパターンに応じた合理的な堤防強化工法を提案することを目的とする。

本研究の結果、浸透に対する安定性に問題があると考えられる堤防の条件、ドレーン工法の長期耐久性や短繊維混合補強土工法など新たな対策の適用性が明らかとなった。また、これらの検討結果を基に、内部構造などを考慮した浸透に対する堤防強化対策の選定手法を提案した。

キーワード：河川堤防、堤防強化工法 浸透対策

### 1. はじめに

全国の河川堤防を対象として実施された点検において、河川水位が計画高水位に達した時の浸透破壊に対する安全性が確保されていない個所については、質的整備を図ることとされており、効果的かつ経済的な対策工法を検討する必要がある。

そこで本研究では、堤防点検に基づく堤防弱点箇所の分析ならびにパターン化、ならびに対策としてのドレーン工法の効果検証、および短繊維混合補強土などの新技術を用いた工法に関する実験的検討を行うとともに、堤体、基礎地盤構造を考慮した合理的な堤防強化工法の選定手法を検討した。

### 2. 研究方法

#### 2.1 内部構造のパターン化と評価手法

##### 2.1.1 堤防点検結果の整理

平成8年度より、全国の直轄管理の河川堤防を対象に堤防概略点検が実施され、浸透に対する安定性を4段階で評価している。

そこで、浸透に対して、弱点となりやすい堤防の傾向を把握するために、概略点検の結果、安定度の低いD区間と判定された区間に関し、同区間において実施されている堤防の浸透に対する安全性の詳細点検（以下、堤防詳細点検という）結果を基に、特に透水係数に着目して整理した。

##### 2.1.2 堤防弱点箇所に対するモデル解析

堤防点検結果を整理して抽出された弱点箇所に対し、堤防の不安定化の要因となる堤体内の浸潤線上昇に着目して、モデル解析によって、堤体土質の影響や堤防点検結果の妥当性に関する検討を行った。

堤防点検での標準的な規模の堤防をモデル化（比高5.0m、2割勾配、裏小段有り）し、平均的な外力条件（事前総降雨 215mm、洪水時総降雨 358mm、高水位継続時間 91 時間）で浸透流解析を行った。解析は、堤体と基盤の透水係数を  $1.0 \times 10^{-2} \sim 10^{-5} \text{cm/sec}$  に変えたケースについて行った。

### 2.2 効果的かつ経済的な対策の検討

#### 2.2.1 ドレーン工法に関する調査

浸透に対する堤防強化工法の1つとして用いられつつあるドレーン工法は、れきや碎石により作製したドレーン工を堤体裏のり尻に配置し、堤体内の浸透水を速やかに排水することにより洪水時の堤体の安定を図るものである。しかし、必要なドレーン幅や形状については、十分に設計法が確立されておらず、また、れきや碎石をつつむフィルター材が目詰まりを起こすことによる機能低下が生じるおそれがあることが指摘されている。

そこで、ドレーンの必要幅や形状ならびに目詰まりの有無を検討するため、図 2.1 に示すような大型堤防模型（高さ 3.0m、天端幅 3.0m、のり面勾配 1 : 2 の半断面堤防）を用いた模型実験を行った。

本実験では、ドレーン工の大きさや形状を変えて実施した。ドレーン材には、粒径 30~40mm の碎石を、フィルター材にはジオテキスタイルを用いた。また、堤体内の所定位置に、水圧測定用のマノメータ、水位観測孔を設置した。マノメータの先端には、不織布を巻いて砂が連行しないようにした。

外力として河川水位を想定した堤体内水位と 15mm/hr の降雨を同時に与え、48 時間維持し、その後排水を行うという作業を 5 回繰り返した。また、実験条件を解析によって再現し、形状の効果等について検討した。

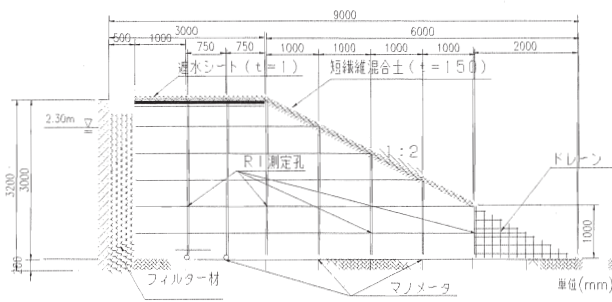


図 2.1 ドレーン工に関する大型模型実験の概要

### 2.2.2 短繊維混合土被覆工に関する調査

短繊維混合補強土は、ハイグレードソイルリとして、研究開発が進められたものであり、耐洗掘性や耐パイピング性が高いといった特徴を持っており、有効な堤防強化工法の一つになりうると思われる。そこで、図 2.2 に示すような大型模型実験を行った。

本実験では、短繊維混合補強土を覆土（覆土厚 30cm）として用いたケース、及び覆土と堤体内への敷き込みを行ったケースについて実施した。

短繊維混合補強土は、川砂と長さ 6.4cm 太さ 45 $\mu$ m の繊維を乾燥重量比で 0.4% の割合で、水平型ドラムミキサーを用いて攪拌して作製した。

模型の大きさ、与えた外力は、2.2.1 において示したものと同様である。（ただし、外水、降雨は 1 回のみ）

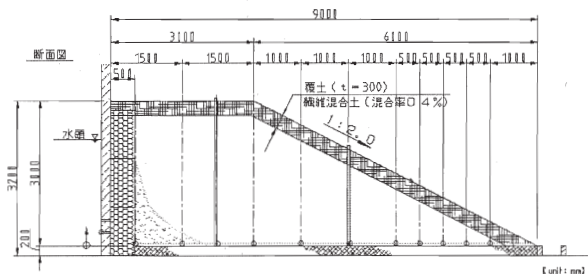


図 2.2 短繊維混合被覆工に関する検討

### 2.2.3 遮水シート工法に関する調査

堤防の浸透問題を検討する際、堤体の条件によっては、降雨の影響も大きいことが解析等の結果から明らかとなっている。

そこで、堤体の条件に応じた降雨の影響ならびに、降雨の浸透を防止するため遮水シートを裏のりに敷設する手法について検討するため、図 2.3 に示すような大型模型を用いた降雨実験を行った。

模型の大きさ、与えた外力は、2.2.1 において示した内容と同様である。（ただし、外水、降雨は 1 回のみ）

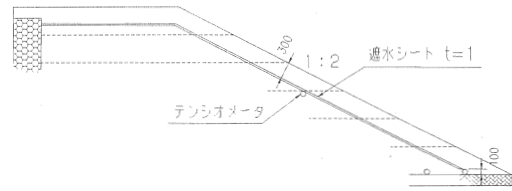


図 2.3 遮水シートに関する実験

## 2.3 合理的な堤防強化対策工法選定基準の検討

「河川堤防の構造検討の手引き<sup>2)</sup>」あるいは 2.2 で示したように、堤防強化工法にはいくつか種類があるが、堤防の内部構造に応じて適用性の高い工法は異なると考えられる。そこで、2.1 の検討結果に基づいて、浸透が問題となる堤防の内部構造を設定し、均一な土質の堤防と比較することにより、浸透破壊に対する堤防強化工法の選定について検討した。

### 2.3.1 均一な土質の堤体（構造 I）

堤体の透水係数  $k_1$  が基礎地盤の透水係数  $k_2$  より高い ( $k_1 > k_2$ ) 場合と、低い場合 ( $k_1 < k_2$ ) について、それぞれ堤防強化工法の効果を模型実験により調査した。実験条件を表 2.1 に、ケース I-1 の模型断面を図 2.5 に示す。ケース I-3 と I-8 では、表のり面被覆に遮水シートを使用し、堤防長手方向に 1 カ所継ぎ目を設けた。継ぎ目における遮水シートの重ね合わせ幅は 0.2m で、接着等の処理は行っていない。ケース I-7 と I-8 では、川表遮水工法として矢板を使用した。矢板は、基礎地盤の下に敷いた厚さ 0.1m のローム層に 0.05m 貫入させた。ケース I-8 では、矢板周辺の地表面をモルタルで平らにし、遮水シートとの密着性を確保した。

実験では、河川水位を想定した外水位を 0.5 時間かけて計画高水位相当の 0.8m まで上昇させて維持し、続いて 15mm/hr の降雨を 16 時間与えた。

表 2.1 構造 I の実験条件

ケース	工法	のり面勾配 表、裏	堤体の 透水係数 k1(cm/s)	基礎地盤の 透水係数 k2(cm/s)	備考
I-1	無対策	1:2, 1:2	$3.76 \times 10^{-3}$	$2.03 \times 10^{-4}$	k1>k2
I-2	ドレーン	1:2, 1:2	$3.76 \times 10^{-3}$	$2.03 \times 10^{-4}$	
I-3	表のり面被覆	1:2, 1:2	$3.76 \times 10^{-3}$	$2.03 \times 10^{-4}$	
I-4	断面拡大	1:3, 1:3	$3.76 \times 10^{-3}$	$2.03 \times 10^{-4}$	
I-5	断面拡大	1:2, 1:4	$3.76 \times 10^{-3}$	$2.03 \times 10^{-4}$	
I-6	無対策	1:2, 1:2	$3.76 \times 10^{-3}$	$4.36 \times 10^{-2}$	k1<k2
I-7	川表遮水	1:2, 1:2	$3.76 \times 10^{-3}$	$4.36 \times 10^{-2}$	
I-8	表のり面被覆・川表遮水	1:2, 1:2	$3.76 \times 10^{-3}$	$4.36 \times 10^{-2}$	

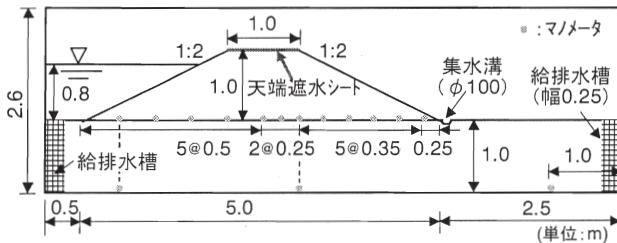


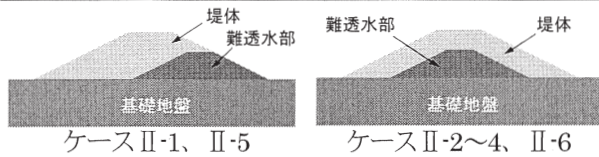
図 2.4 実験模型断面 (ケース I-1)

### 2.3.2 内部に難透水路が存在する堤体 (構造 II)

堤体内に難透水路が存在する場合、均一な土質の堤防と比較して、堤体内水位が上昇しやすいといわれている。難透水路が堤体の裏のり尻に存在する場合と、中心に存在する場合について、堤体内水位の上昇傾向と堤防強化工法の効果を模型実験により調査した。実験条件を表 2.2 に示す。外水位と降雨の条件は、構造 I の場合と同様である。

表 2.2 構造 II の実験条件

ケース	工法	難透水路の位置	堤体の 透水係数 k1(cm/s)	基礎地盤の 透水係数 k2(cm/s)	備考
II-1	無対策	裏のり尻	$3.76 \times 10^{-3}$	$2.03 \times 10^{-4}$	k1>k2
II-2	無対策	堤体中心	$3.76 \times 10^{-3}$	$2.03 \times 10^{-4}$	
II-3	ドレーン	堤体中心	$3.76 \times 10^{-3}$	$2.03 \times 10^{-4}$	
II-4	表のり面被覆	堤体中心	$3.76 \times 10^{-3}$	$2.03 \times 10^{-4}$	k1<k2
II-5	無対策	裏のり尻	$3.76 \times 10^{-3}$	$4.36 \times 10^{-2}$	
II-6	無対策	堤体中心	$3.76 \times 10^{-3}$	$4.36 \times 10^{-2}$	

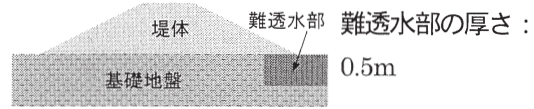


### 2.3.3 難透水路が存在する基礎地盤上の堤体 (構造 III)

堤体裏のり尻下の基礎地盤に難透水路が存在すると、存在しない場合と比較して、堤体内水位が上昇しやすいといわれている。堤防の土質構成と堤体内水位の上昇傾向を模型実験により調査した。実験条件を表 2.3 に示す。外水位と降雨の条件は、構造 I の場合と同様である。

表 2.3 構造 III の実験条件

ケース	工法	堤体の 透水係数 k1(cm/s)	基礎地盤の 透水係数 k2(cm/s)	備考
III-1	無対策	$3.76 \times 10^{-3}$	$2.03 \times 10^{-4}$	k1>k2
III-2	無対策	$3.76 \times 10^{-3}$	$4.36 \times 10^{-2}$	k1<k2



## 3. 研究結果

### 3.1 内部構造のパターン化と評価手法

#### 3.1.1 堤防点検結果の整理

堤防の浸透に対する安全性の詳細点検（以下堤防点検と称す）の中間成果を整理した結果、浸透安定性に問題があると評価された堤防は概ね表 3.1 に示されるタイプに分類された。

その約7割は、堤防の土質条件によって堤体内の浸潤線が上昇することで漏水やすべり破壊が発生すると評価されたもの（タイプA～D）で、堤体材料の強度、のり面勾配等が不安定化の要因となったもの（タイプE）は3割弱であった。前者の中で特徴的なものは、従来から浸透が問題となる（河川水の浸透で堤体内浸潤線が上昇しやすい）土質条件として挙げられていたCやDのタイプよりも、堤体への降雨浸透によって浸潤線が上昇したAやBのタイプが全体の約半数を占めていたことと、堤体材料として比較的良いとされている難透水性材料（ここでは  $k=1.0 \times 10^{-4} \text{cm/s}$  以下と定義）の堤体のタイプAで、堤体内浸潤線が非常に高くなり、全体の約3割を占めていた点である。難透水性材料は、土質分類の [SF]、[S] に相当し、実績も多い（図 3.1）が、一方で久楽ら<sup>3)</sup>が過去の破堤実績より整理した「堤防のりすべり崩壊を起こした土の範囲」にも該当している。

#### 3.2.2 堤防弱点箇所に対するモデル解析

浸透流解析の解析ケースと結果を図 3.2 に示す。図中には、7つの各解析ケースで堤体内浸潤線が最も上昇した時点での堤体内浸潤部の面積を堤体断面積との比で整理したものを示した。降雨の有無で面積比の差が大きいものが、河川水の浸透よりも降雨浸透による影響の大きいものであり、ケース3、6で顕著であった。また、3.1に示したタイプA、Bに該当するケース3、5、6で浸潤線が非常に高くなることが確認された。一方、ケース4は降雨の有無によらずに浸潤線の上昇が低く、難透水性材料でも  $k=1.0 \times 10^{-5} \text{cm/s}$  程度以下の堤体であれば、計画規模の外力による浸透に対して問題の無いことが分かった。

表3.1 堤防点検で問題があると評価された堤防タイプ

タイプ	モデル	特徴	比率(%)
A		<ul style="list-style-type: none"> <li>・難透水性土質の堤体(基盤は特定しない)。</li> <li>・降雨浸透により、堤体内浸潤線が非常に高くなる。</li> </ul>	32
B		<ul style="list-style-type: none"> <li>・難透水性基盤と透水性土質の堤体の組み合わせ。</li> <li>・降雨浸透或いは基盤への排水不良により、堤体内浸潤線が高くなる。</li> </ul>	23
C		<ul style="list-style-type: none"> <li>・堤体全体は透水性土質からなるが、中央部あるいはのり尻部に難透水性の土質が分布する(基盤は特定しない)。</li> <li>・堤体内の難透水性の土質が浸潤線を押し上げる。</li> </ul>	10
D		<ul style="list-style-type: none"> <li>・透水性基盤において裏のり尻下に難透水層が分布する、行止り地盤を形成。</li> <li>・基盤の浸透水が堤体内に上昇して浸潤面を押し上げる。</li> </ul>	8
E		<ul style="list-style-type: none"> <li>・堤体材の強度、のり勾配が不安定化の要因。</li> </ul>	27

※1. ここでは、透水係数 $k=1.0 \times 10^{-4} \text{cm/s}$ 以下の土質を難透水性と定義した。  
 ※2. 全標本数は60断面である。

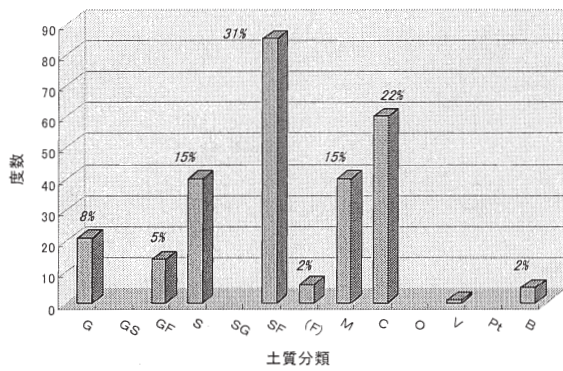


図3.1 堤防で使用される土質の種類

### 3.2 効果的かつ経済的な対策の検討

#### 3.2.1 ドレーン工法に関する検討

ドレーン工法について大型堤防模型を用いた浸透対策効果実験と斜面安定解析結果から、以下のことが明らかになった。

- ・平均動水勾配が0.3となるようにドレーン幅を確保することで、浸潤線上昇後もり面の安全率はほとんど低下せず、すべりに対する対策効果が大きい。
- ・一定の底面幅においては、ドレーン工の前面(堤体内部側)の角度によらずほぼ同じ堤体内浸潤線が実験において確認された。このため、ドレーン形状は一定の幅を確保した上で、現場の状況(施工性)に応じて設定することが可能である(図3.3)。
- ・繰り返しの負荷(外水位と降雨、5回)に対してドレーン工の排水効果は維持される(図3.4)。

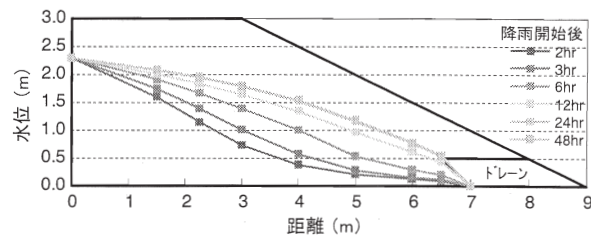
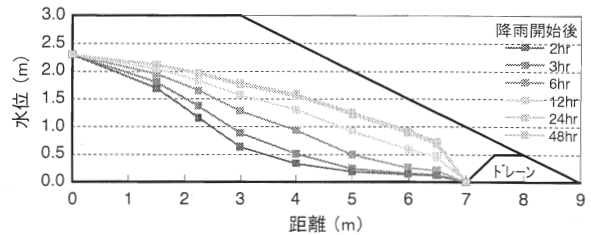


図3.3 堤体内浸潤線の経時変化

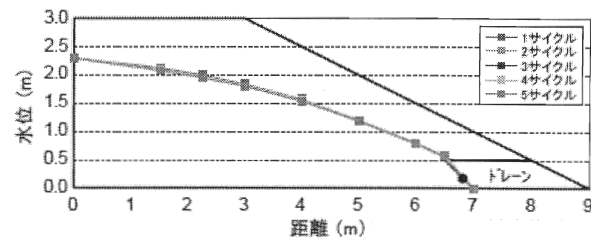


図3.4 堤体内浸潤線に対する繰り返し負荷の影響(各サイクル降雨開始後48時間)

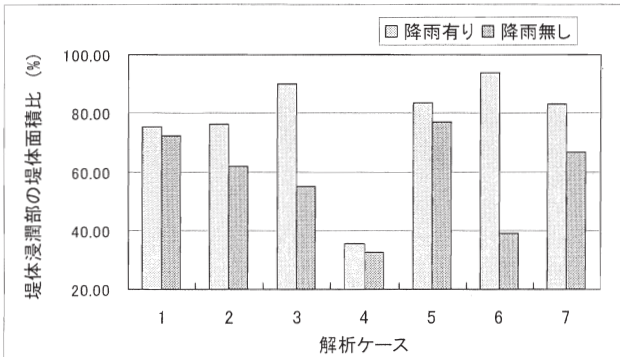
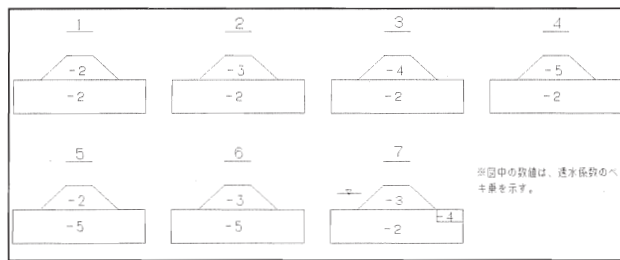


図3.2 解析結果

### 3.2.2 短繊維混合被覆土工法に関する検討

大型模型実験の結果から、以下の点が明らかとなった。

- ・無対策のケースは、実験開始から4時間程度でのり尻が緩みはじめた。その後、経時的にのり尻から崩壊が進み、15時間後にはのり面全体が崩壊に至った。一方、短繊維混合補強土を用いたケースでは、のり面の観察からは、ともに降雨の影響をほとんど受けていないことが認められた。
- ・浸潤線は、顕著な差異は認められず、無対策のケースが崩壊した時点では、浸潤線は十分には発達していないことから、のり面崩壊は降雨による影響が大きく、副次的に浸潤線の影響を受けたものと考えられる。一方、短繊維混合土を用いたケースでは、外力としての水位と降雨により発生した浸透流により変形したが、せん断強度およびねばり強さが増したため、大きな崩壊には至らなかった。

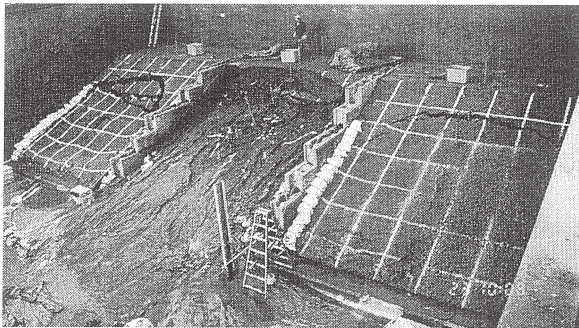


写真 3.1 実験の様子 (両サイドが短繊維混合土を用いたケース、中央が無対策のケース)

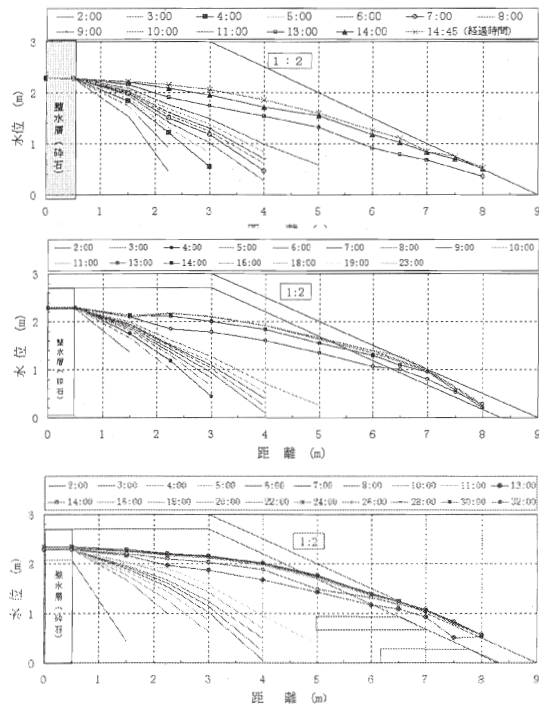


図 3.5 浸潤線の経時変化

### 3.2.3 遮水シート工法に関する調査

堤体土質の透水係数が  $10^{-4}$  cm/s 程度の場合、定常状態に達するのに実験開始後 67 時間要するのに対し、堤体の透水性の高いケース ( $10^{-3}$  cm/s 程度) では 10 時間程度で定常状態に達し、浸潤線はほぼ同じ高さであった。一方、飽和度に注目すると、堤体土質が  $10^{-4}$  cm/s 程度の場合、降雨浸透によって堤防表面から飽和度が上昇して行く過程が観測され、さらに、実験開始後 43 時間で不飽和部分の飽和度は 90% 以上に達し、以降実験終了まで変化は見られなかった (図 3.6)。

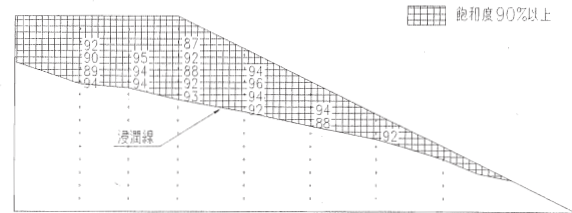


図 3.6 43 時間後の飽和度分布

一方、堤体の透水性が高い場合は、50~60%の飽和度に達した以降は、それ以上の上昇は見られなかった。

また、のり面に設置したテンシオメータによる飽和度の経時変化をもとに、遮水シート工法の効果について検証したところ、無対策並びにドレーン工法を初期の段階で飽和度が 90% 以上に達しているのに対し、遮水シートを敷設したケースでは、シート下部の飽和度を最大でも 80% にとどめていることが分かった。(図 3.7) また、間隙空気による堤防の不安定化といった現象は特に認められなかった。このことから、堤体の土質によっては、裏のり側に遮水シートを敷設する手法が効果的である可能性があることが確認された。

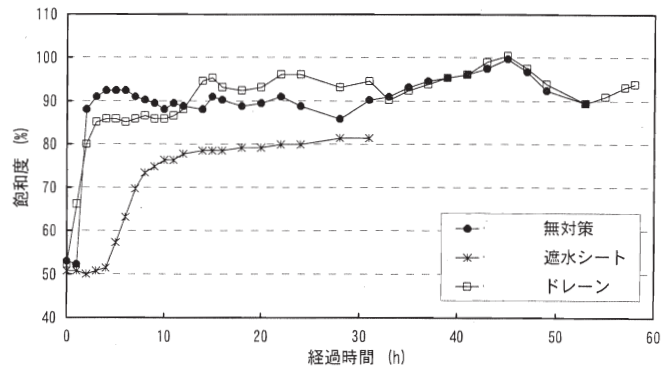


図 3.7 のり面部の飽和度経時変化

## 3.3 合理的な堤防強化対策工法選定基準の検討

### 3.3.1 均一な土質の堤体 (構造 I)

(1) 堤体の透水係数  $k_1$  が基礎地盤の透水係数  $k_2$  より高い ( $k_1 > k_2$ ) 場合

図 3.8 より、無対策のケース I-1 と表のり面被覆のケース I-3 の堤体内水位を比較すると、表のり面を被

覆ることにより、浸潤線の上昇速度が減少するとともに、浸潤線を低下させる効果があることが分かった。しかしながら、ケース I-1 は降雨開始後 3.3 時間で、ケース I-3 は 4.7 時間で裏のり面に変状が生じ始めた。図 3.8 より、変状が生じ始めたのは、浸潤線が裏のり尻に達した時点とほぼ一致することが分かる。表のり面を遮水した場合でも、今回の実験模型のように透水係数が大きい場合などは、基礎地盤からの回り込みや降雨による浸潤線の上昇に留意が必要である。

図 3.8 より、の無対策のケース I-1 と断面拡大のケース I-4、I-5 を比較すると、断面拡大を行うことにより、浸潤線が裏のり面に達するまでの時間を遅らせる効果があることが示された。しかしながら、ケース I-1 は降雨開始後 3.3 時間で、裏のり面の勾配が 1:3 であるケース I-4 は 8.5 時間で裏のり面に変状が生じ始めたが、ケース I-5 では降雨開始後 16 時間の時点で裏のり面の変状が見られなかった。ケース I-4 と I-5 の浸潤線はともに裏のり面まで達しているものの、裏のり面の勾配の違いにより変状の発生に違いが見られた。堤体幅が同じ場合、裏のり面の勾配を緩くする方が浸透に対してより安全であることが分かる。

図 3.8 より、無対策のケース I-1 と裏のり尻にドレーンを設置したケース I-2 を比較すると、ドレーンの排水性により、堤体内浸潤線を低下させる効果があることが分かる。ケース I-2 は、降雨開始後 16 時間の時点で裏のり面の変状も見られなかった。しかし、他のケースと比べて、裏のり尻で計測した排水量が多かったことから、現場においては排水の処理に配慮が必要であるといえる。

(2) 基礎地盤の透水係数  $k_2$  が堤体の透水係数  $k_1$  より高い ( $k_1 < k_2$ ) 場合

図 3.9 より、堤体と比べて基礎地盤の透水性が高い ( $k_1 < k_2$ ) ケース I-6 の方が、低い ( $k_1 > k_2$ ) ケース I-1 より堤体内水位が下がる傾向にあることがわかった。ケース I-6 では、実験時の基礎地盤からの排水量が多くなったことから、河川水や降雨による浸透水が透水性の高い基礎地盤へ流入し、その結果堤体内水位が上がりにくい状態になったと考えられる。

ケース I-7 は、基礎地盤内の浸透水の動きを遮断する目的で矢板（川表遮水工法）を設置したが、無対策のケース I-6 と比較して水位を下げる効果は小さく、裏のり尻からの排水量も減らなかった。しかしながら、矢板と表のり面被覆工法を組み合わせたケース I-8 では、堤体内水位が低下した。基礎地盤の透水性が高く、堤体の透水性もある程度以上に高い場合は、基礎

地盤と堤体の対策工を組み合わせることにより、堤体内水位を下げる効果が発揮できることがわかった。

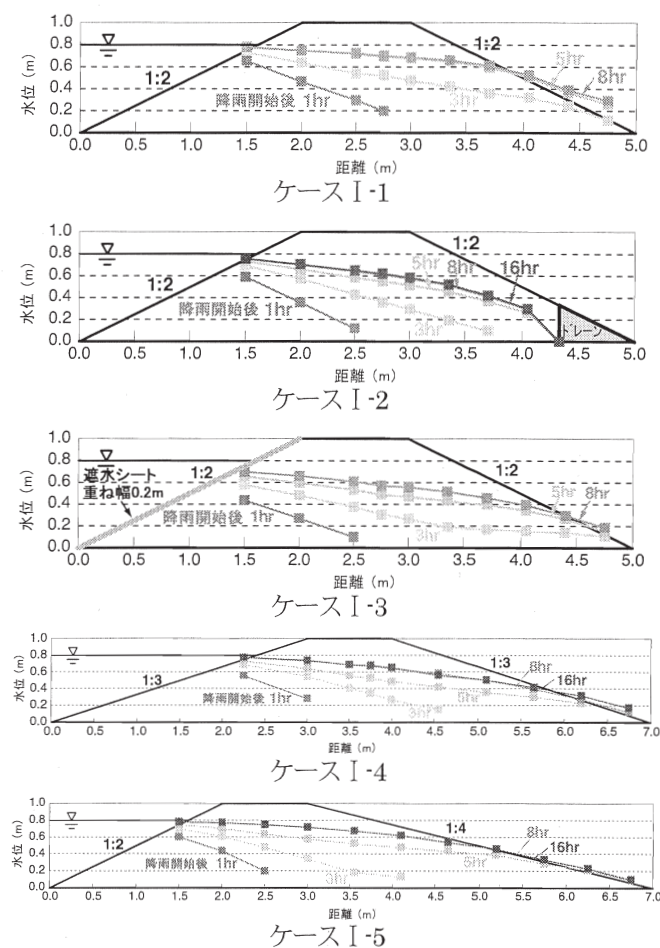


図 3.8 堤体内水位の上昇（構造 I・ $k_1 > k_2$ ）

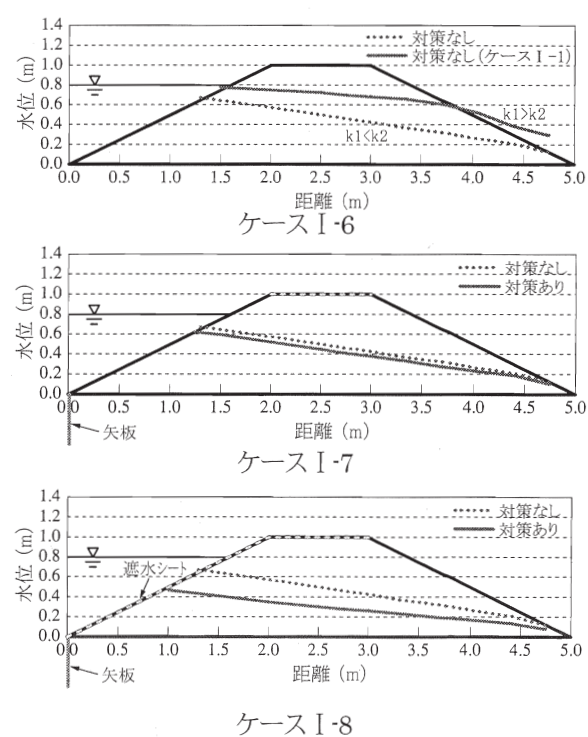


図 3.9 堤体内水位の上昇（構造 I・ $k_1 < k_2$ ）

### 3.3.2 内部に難透水路が存在する堤体（構造Ⅱ）

図 3.10、3.11 より、堤体が均一な土質のケースⅠ-1 と比較して、難透水路が堤体内に存在するケースⅡ-1、Ⅱ-2、同じくケースⅠ-6 と比較してケースⅡ-5、Ⅱ-6 は、堤体内水位が同等程度か上昇する傾向にあった。このように、外水位と比べて難透水路の高さがやや低い場合は、堤体内水位が難透水路を乗り越えるように形成され、上昇する傾向が見られることがわかった。また、この傾向は、基礎地盤の透水性に関わらず観察された。

難透水路が裏のり尻に存在するケースⅡ-1 は、均一な土質の堤体のケースⅠ-1 より堤体内水位が上昇したが、のりすべり等の変状は見られなかった。したがって、難透水路が堤体の中心に存在するケースⅡ-2 に対してのみ堤防強化工法の検討を行った。図 3.10 より、ドレーン工法のケースⅡ-3 と表のり面被覆工法のケースⅡ-4 は、無対策の結果と比較して、いずれも堤体内の水頭を下げる効果があることがわかった。両工法の特徴として、ドレーン工法は堤体内水位を低下させる効果が大きいが、裏のり尻の排水量は無対策より増加することがわかった。一方、表のり面被覆工法は、裏のり尻の排水量と体積含水率が緩やかに上昇した。遮水シートが外水位による表のり面からの水の浸透を抑えたとともに、堤体内の難透水路の存在により基礎地盤からの水の浸透が少なくなったためと考えられる。

### 3.3.3 基礎地盤に難透水路が分布する堤体（構造Ⅱ）

堤体の透水係数  $k_1$  が基礎地盤の透水係数  $k_2$  より高い ( $k_1 > k_2$ ) 場合、基礎地盤が均一な土質のケースⅠ-1 と比較して、難透水路が分布しているケースⅢ-1 では、堤体内水位への影響はほとんど認められない。一方、基礎地盤の透水係数  $k_2$  が堤体の透水係数  $k_1$  より高い ( $k_1 < k_2$ ) 場合、ケースⅠ-6 と比較してケースⅢ-2 では堤体内水位の上昇がみられた。堤体裏のり尻付近の基礎地盤に難透水路が分布する場合、その影響で浸透水の浸出が抑制されるとともに、堤体より基礎地盤の透水性が高い場合は、基礎地盤への浸透水が堤体内に浸透するため、堤体内水位が上昇するものと考えられる。

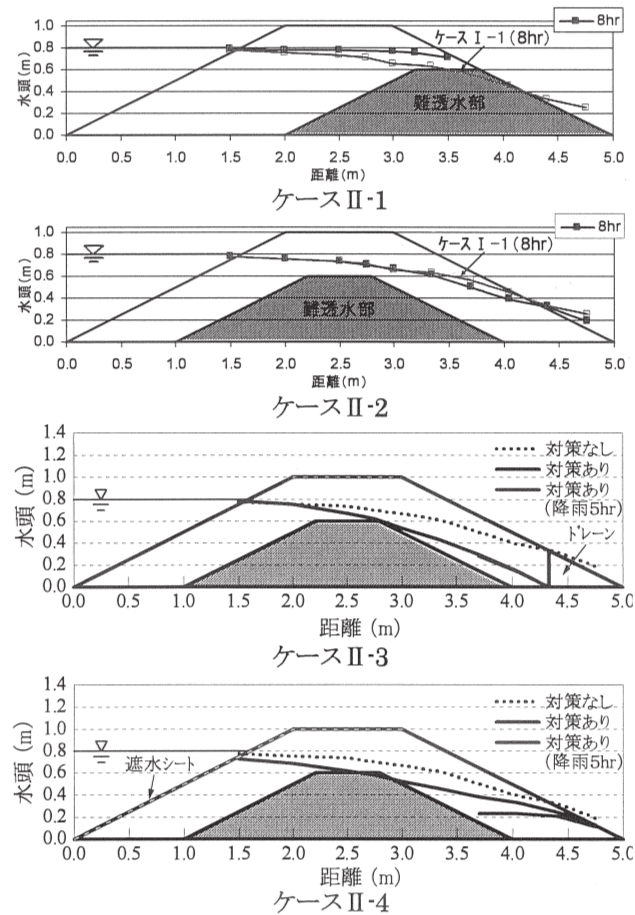


図 3.10 堤体内水位の上昇（構造Ⅱ・ $k_1 > k_2$ ）

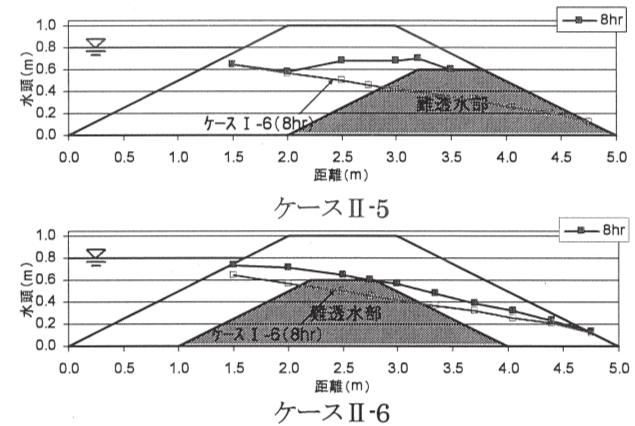


図 3.11 堤体内水位の上昇（構造Ⅱ・ $k_1 < k_2$ ）

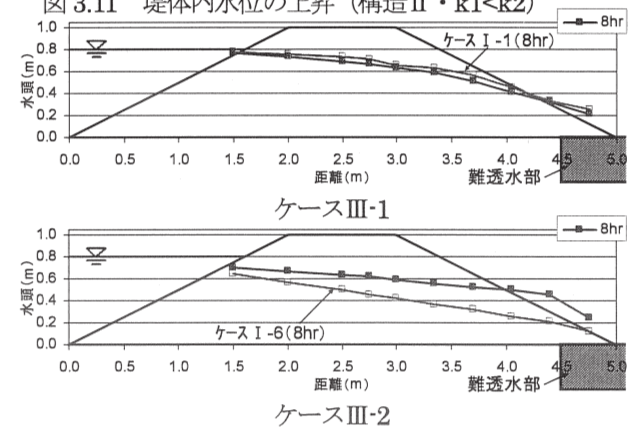


図 3.12 堤体内水位の上昇（構造Ⅲ）

#### 4. まとめ

本研究では、堤防点検に基づく堤防弱点箇所分析ならびにパターン化、対策工法に関する実験的検討を行った結果、以下のことが明らかとなった。

##### ①内部構造のパターン化と評価手法

- ・浸透安定性に問題があると評価された堤防の内部構造（60断面）は5つに分類される。堤防の内部構造に起因するもの（4パターン）が約7割と堤体材料の強度やのり面勾配等が不安定化の要因になったもの（1パターン）が約3割である。
- ・全体の約3割で河川堤防の透水係数が比較的小さい土質（ $k=1.0 \times 10^{-4}$ 以下）で構成されている場合、降雨による浸透水がたまりやすいため堤体内浸潤線が高くなり、すべり破壊に対する安全率が低下し、堤防弱点箇所となる可能性が高い。ただし、解析の結果、 $k=1.0 \times 10^{-5}$ cm/sec程度以下の堤体であれば、計画規模の外力による浸透に対して問題の無いことが分かった。

##### ②効果的かつ経済的な対策の検討

- ・ドレーン工法に関し、平均動水勾配が0.3となるように必要な幅および形状を決定する必要がある。また、繰り返しの負荷に対する効果も維持される。
- ・短繊維混合補強土を用いた覆土工法は、堤防強化工法として適用できる可能性がある。
- ・堤体条件によっては、降雨浸透を抑制する遮水シート被覆工法が効果的である可能性がある。

##### ③合理的な堤防強化対策工法選定基準の検討

- ・堤体の透水係数  $k_1$  が基礎地盤の透水係数  $k_2$  より高い（ $k_1 > k_2$ ）場合、堤体内水位が上昇しやすい傾向にある。水位低下には、断面拡大工法やドレーン工法など、堤体に施す工法が有効である。
- ・堤体の透水係数  $k_1$  が基礎地盤の透水係数  $k_2$  より低い（ $k_1 < k_2$ ）場合、堤体の透水性もある程度以上に高い場合は、基礎地盤のみの対策では、堤体内水位低下に関して有意な効果は得られない。基礎地盤と堤体の対策工を組み合わせることにより、効果が発揮される。
- ・堤体内に難透水路が存在する場合、堤体内水位が上昇しやすい傾向にあるが、その難透水路が堤体中心に存在する場合は、均一な堤体と同様の対策工法の効果を期待できる。

#### 参考文献

- 1) 森啓年、古本一司、大野真希、小橋秀俊：建設発生土リサイクル技術の適用用途拡大と技術向上の取り組み、土木技術資料 46-1、(財)土木研究センター、pp.26-31、2004.1.
- 2) 財団法人国土技術研究センター：河川堤防の構造検討の手引き、2002.7.
- 3) 久楽勝行：盛土構造物の崩壊と対策に関する研究、土木研究所資料 No.2017、1983.6.