

河川堤防の浸透による崩壊形態と安全性評価

齋藤由紀子* 佐々木哲也** 森 啓年***

1. はじめに

現在の河川堤防(以下、「堤防」という)の多くは、堤防延長・断面については相当の整備がなされてきている。しかしながら、近年の豪雨においてもすべりや漏水が生じており¹⁾、安全性が不足する箇所は少なからず存在する。平成20年3月までに実施された堤防詳細点検²⁾によると、直轄管理堤防のうち、3割から4割程度の区間が洪水時の浸透に対し必要な安全性を確保しないことが予想されており、そうした弱点箇所を適切に評価し強化することが求められている。

このため本研究では、効率的・効果的な堤防強化を今後実施するため、現行の浸透安全性評価手法の精度向上を目的に検討を実施してきた³⁾。本報文では、堤防の模型実験に基づいて、浸透による崩壊形態と崩壊時のすべり面で発揮される土質定数について考察した結果を報告する。

2. 堤防の大型模型実験

2.1 実験方法

堤防模型の概要図を図-1に示す。実験施設内に高さ3m、天端幅3m、のり面勾配1:2、延長方向の長さ6.2mの堤防を、仕上がり層厚15cmで20層に分けて密度管理をしながら締め固めて築造した。実際の堤防とは異なり、堤防天端と裏のり面のみの模型である。実験は、図-2に示すように外水位2.3m、のり面勾配1:2を基本とし、段階的にすべ

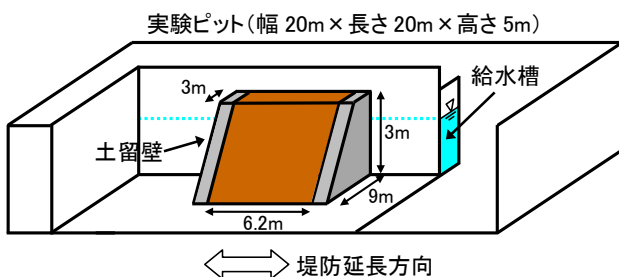


図-1 堤防模型の概要図

りに対して厳しい条件へと移行させて実施した。各段階では、裏のり面に大きな変状が見られる、もしくは堤体内水位に変化が見られなくなるまで一定の外水位を保持した。

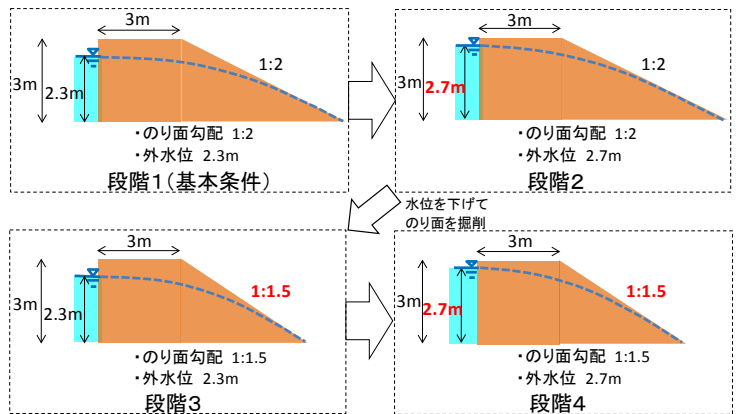


図-2 実験方法

2.2 堤防模型の条件

堤防模型は、土質と締固め度の組み合わせを変えて、表-1のとおり5ケース築造した。使用した模型土質材料の物理特性を表-2に、模型築造時の含水比等の条件を表-3にそれぞれ示す。

表-1 堤防模型の条件

		締固め度 D_c	
		85%	90%
土質	土質1 ($F_c^*=10\%$)	Case1	Case2
	土質2 ($F_c=30\%$)	Case3	Case4
	土質3 ($F_c=50\%$)	—	Case5

※ F_c : 土の細粒分含有率

表-2 堤防模型土質材料の物理特性

		土質1	土質2	土質3
粒度構成	礫 (%)	1.3	4.1	0.4
	砂 (%)	89.2	62.4	45.5
	シルト (%)	7.0	26.5	42.1
	粘土 (%)	2.5	7.0	12.0
最大粒径 (mm)		4.75	9.50	4.75
50%粒径 D_{50} (mm)		0.173	0.125	0.063
土の工学的分類		S-F(細粒分まじり砂)	SF(細粒分質砂)	ML(シルト)
土粒子の密度 (g/cm^3)		2.689	2.698	2.664

表-3 堤防模型の築造条件

	Case1	Case2	Case3	Case4	Case5
使用土質 (表-1参照)	土質1 ($F_c=10\%$)		土質2 ($F_c=30\%$)		土質3 ($F_c=50\%$)
最大乾燥密度 (g/cm^3)	1.685		1.640		1.467
最適含水比 (%)	18.6		20.2		26.6
作製時含水比 (%)	14.9	15.1	23.6	21.5	32.4
締固め度 D_c (%)	84.6	90.7	84.6	89.0	91.7
透水係数 k (m/s)	2.34 E-5	1.42 E-5	3.28 E-5	3.89 E-6	2.33 E-7

2.3 堤防模型の変状形態とメカニズム

実験の結果、いずれのケースも最終的には堤防ののり面に変状が見られた。その形態は、つぎの3つに分類された。

- (1) 内部侵食
- (2) 内部侵食とすべりの複合
- (3) すべり

ここで、内部侵食とは、堤防のり尻部の比較的浅い範囲で崩壊が発生し、それがのり面上部に徐々に進行していく現象、すべりとは、堤防のり面の比較的深い位置にすべり面が発生し崩壊する現象、と区別した。

以下、変状の形態毎に実験結果を述べる。

2.3.1 内部侵食

内部侵食は、Case1,2,4で発生した。Case2の実験状況を写真-1に示す。Case2では、図-2に示す段階1（外水位2.3m、のり面勾配1:2）において、36時間経過した時点からのり尻部に浸透水

が集中し、小さな表層土塊がのり尻方向に繰り返して倒壊した。変状は時間とともにのり面上部に拡大し、写真-1の最も右に示す実験最終時点では、のり面の約半分が泥状に変化してのり尻方向へ移動した。深度方向の変状は、図-3に示すとおりのにり面の表面から0.5m程度と浅い範囲であった。

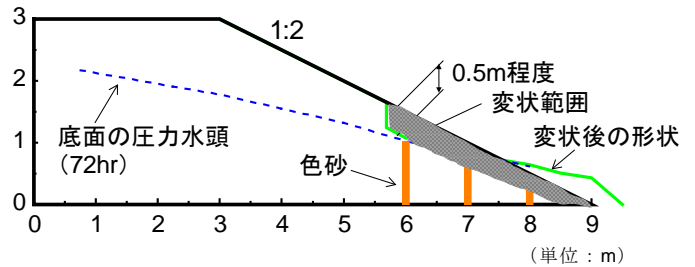


図-3 内部侵食の発生範囲

2.3.2 内部侵食とすべりの複合

Case3において、内部侵食とすべりが複合して生じた。Case3の実験状況を写真-2に示す。Case3では、図-2に示す段階1（外水位2.3m、のり面勾配1:2）において、内部侵食がまず発生した。しかしながら、のり尻部のみの部分的な発生に留まり、段階3（外水位2.3m、のり面勾配1:1.5）まで、のり面上部への拡がりはみられなかった。つづいて、段階4（外水位2.7m、のり面勾配1:1.5）まで進めた時点で、変状が進行しのにり面の約半分が泥状に変化してのり尻方向へ移動

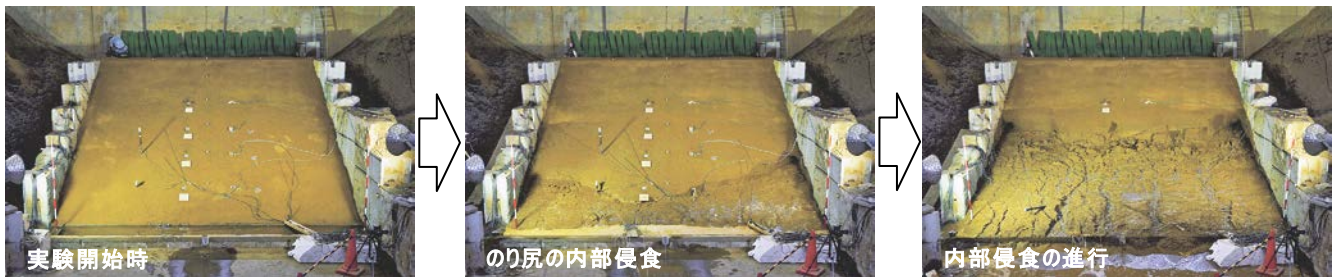


写真-1 内部侵食の発生状況 (Case2, $F_c=10\%$, $D_c=90\%$)

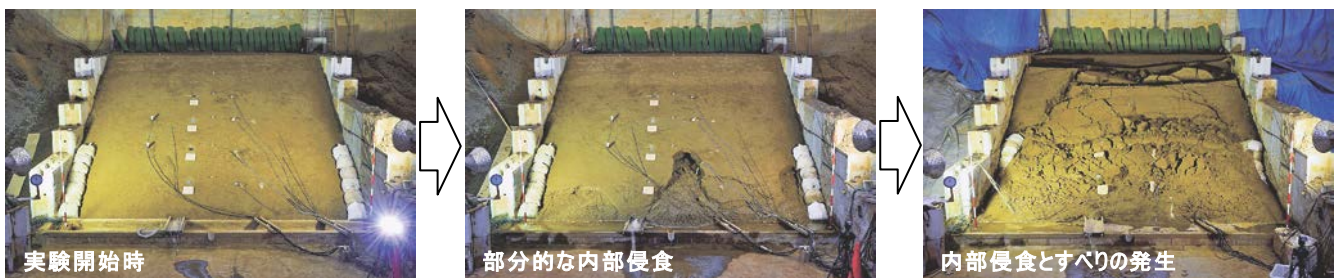


写真-2 内部侵食とすべりの発生状況 (Case3, $F_c=30\%$, $D_c=85\%$)

した。その後、天端にクラックが入り、すべりによる崩壊が発生した。図-4に示すとおり、変状は堤防の底面付近まで深く達していた。底面の圧力水頭はのり面の高さを超過しており、間隙水圧の増加によるせん断抵抗の減少により、堤体と基礎地盤の境界付近で滑動するような挙動を示したと考えられる。

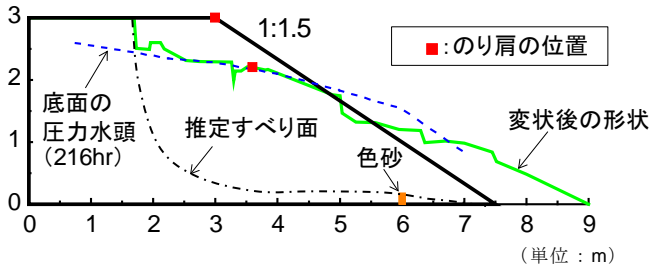


図-4 内部侵食とすべりの発生範囲

2.3.3 すべり

すべりは、Case5で発生した。Case5の実験状況を写真-3に示す。Case5では、図-2に示す段階1から3までは、のり面に変状はみられなかった。つづいて、段階4（外水位2.7m、のり面勾配1:1.5）まで進めた時点で、のり面にクラックが発生し、すべりが発生した。深度方向の変状は、図-5に示すとおり、のり面の表面から深いところまで1m程度であった。



写真-3 すべりの発生状況 (Case5, $F_c=50\%$, $D_c=90\%$)

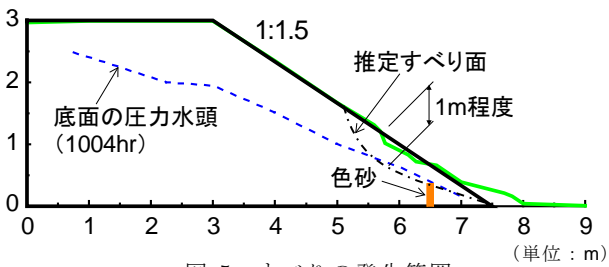


図-5 すべりの発生範囲

2.3.4 実験における変形態態のまとめ

模型実験において変状が発生した時点の条件を

土質と締固め度に応じて表-4に示す。「すべり」に着目すると、細粒分含有率が高い堤体材料、緩い締固め度の場合については、すべりが発生しやすい傾向が確認できる。細粒分含有率が30%程度のいわゆる中間土の場合は内部侵食を伴ってのすべり、細粒分含有率が50%程度の土についてはすべりのみという違いがみられた。

表-4 変状発生時の実験条件

		締固め度 D_c	
		85%	90%
土質	土質1 $F_c=10\%$	内部侵食 (段階1)	内部侵食 (段階1)
	土質2 $F_c=30\%$	内部侵食とすべりの複合 (段階4)	内部侵食 (段階4)
	土質3 $F_c=50\%$	—	すべり (段階4)

3. 模型実験におけるすべりの発生条件

3.1 検討方法

今回の実験では、前項で述べた「内部侵食」「内部侵食とすべりの複合」「すべり」の3種類の破壊形態がみられた。すべりに対する現行の評価手法³⁾である円弧すべり計算により、実験ですべりが発生したケース (Case3とCase5) の抽出を試みた。模型実験で使用した土質材料・密度の条件について、圧密非排水条件の三軸圧縮試験を実施した結果を表-5に示す。試験結果より、浸透崩壊時のすべり面で発揮される土質定数について、つぎの2つを設定した。

- (1) 非排水状態ですべりが発生
(土質定数：粘着力 c_{cu} 、内部摩擦角 ϕ_{cu})
- (2) 排水状態ですべりが発生
(土質定数：粘着力 c' 、内部摩擦角 ϕ')

表-5 圧密非排水条件 (CUB) の三軸圧縮試験

		Case1	Case2	Case3	Case4	Case5
		$F_c=10\%$ $D_c=85\%$	$F_c=10\%$ $D_c=90\%$	$F_c=30\%$ $D_c=85\%$	$F_c=30\%$ $D_c=90\%$	$F_c=50\%$ $D_c=90\%$
非排水強度	c_{cu} (kN/m ²)	1.8	28.2	10.9	57.0	14.6
	ϕ_{cu} (°)	12.1	16.1	15.2	13.8	19.0
排水強度	c' (kN/m ²)	1.6	0.0	0.0	0.0	0.0
	ϕ' (°)	26.1	35.2	36.3	37.1	38.4
試験条件	背圧: 200 kN/m ² 圧密応力: Case1,2 50, 100, 150 kN/m ² Case3,5 40, 80, 160 kN/m ² , Case4 60, 120, 240 kN/m ² ひずみ速度: 0.1%/min.					

3.2 検討結果

前項で設定した土質定数を用いて円弧すべり計算を実施した結果を表-6に示す。非排水状態の土質定数を用いて計算した場合、Case1を除いて、円弧すべり安全率は1.8程度以上で安全という評価となった。これは、非排水強度の設定にあたり低拘束圧下において過度の粘着力を見込んだ結果であると考えられる。

一方、排水強度の土質定数を用いて計算した場合、表-6のとおり比較的透水性が高い土質材料 ($F_c=30\%$) を用いたCase3について、円弧すべり安全率とすべりの発生状況が一致した。これは、透水性が高い土質材料を用いた均質な堤防のすべりが、排水条件で発生する可能性を示唆している。

3.3 今後の課題

今後、堤防詳細点検等で抽出された要対策区間に浸透対策を選定・設計する場合、大規模なドレーン工など過度な対策を回避するため、すべりの安全性評価において適切な土質定数を設定することが重要である。具体的には、比較的透水性が高い堤防について、堤体構造などを考慮の上、工学的判断により排水条件の土質強度を設定することが適切である場合も存在することが、本実験により示唆された。一方、土質定数を見直す場合、のり尻部の内部侵食の発生を抑制するため、堤体内浸潤線をのり尻に到達させない対策である腰積

み擁壁や小規模なドレーン工の設置も必要であり、あわせて検討が必要である。

4. おわりに

本報文では、堤防の洪水時の浸透崩壊に関する模型実験を実施し、崩壊時にすべり面で発揮される土質定数について考察を行った。堤防を構成する土質は多種多様であり、たとえ同じ土質であっても締め具合によって発揮される土質強度は異なる。土質強度は、堤防の浸透安全性評価の結果に大きく影響を与えることから、その設定において現場技術者の工学的判断が求められる。土質定数の設定における工学的判断の精度向上のため、実験の実施や被災事例の分析などを通じて、今後さらなる検討が必要である。

参考文献

- 1) 森啓年、荒金聡、齋藤由紀子、佐々木哲也、服部敦：堤防被災原因調査について、河川、2010-2月号、pp.71～77、2010.2.
- 2) 国土交通省河川局治水課：河川堤防設計指針、国河治第87号、2002.7.
- 3) 齋藤由紀子、森啓年、佐々木哲也：砂質土堤防の浸透による破壊形態と土質定数に関する大型模型実験、河川技術論文集、第17巻、pp.281～286、2011.7.
- 4) 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.

表-6 円弧すべり計算結果

		Case1	Case2	Case3				Case4			Case5		
		段階1	段階1	段階1	段階2	段階3	段階4	段階1	段階2	段階4	段階1	段階3	段階4
模型実験での変状形態		内部侵食	内部侵食	小規模な内部侵食	小規模な内部侵食	小規模な内部侵食	内部侵食 ↓ すべり	変状無し	小規模な内部侵食	小規模な内部侵食	変状無し	変状無し	すべり
円弧すべり安全率 F_s	非排水強度 (c_{cu}, ϕ_{cu})	0.69	4.82	2.24	2.16	1.94	1.81	8.95	8.71	7.52	3.00	2.63	2.53
	非排水強度 (c', ϕ')	1.01	1.34	1.38	1.26	1.11	0.85	1.46	1.34	1.09	1.65	1.43	1.25

齋藤由紀子*



独立行政法人土木研究所つくば中央研究所地質・地盤研究グループ土質・振動チーム 主任研究員
Yukiko SAITO

佐々木哲也**



独立行政法人土木研究所つくば中央研究所地質・地盤研究グループ土質・振動チーム 上席研究員
Tetsuya SASAKI

森 啓年***



国土交通省総合政策局海外プロジェクト推進課国際協力官、博士(工学)(前独立行政法人土木研究所つくば中央研究所地質・地盤研究グループ土質・振動チーム主任研究員)
Dr. Hiroto MORI