

## 水位急低下時の堤体内浸透挙動に関する遠心実験

### Centrifuge Tests on Seepage Behavior in Embankment Dam during Rapid Draw-down

定岡直樹<sup>†</sup>, 成田国朝<sup>††</sup>, 奥村哲夫<sup>††</sup>, 木村勝行<sup>††</sup>, 大根義男<sup>††</sup>  
Naoki SADAOKA, Kunitomo NARITA, Tetsuo OKUMURA,  
Katsuyuki KIMURA, Yoshio OHNE

**Abstract** Embankment dams for power generation and irrigation purposes have often experienced severe damages of slope failure due to a rapid draw-down of the reservoir water in seasons of full operation. This paper concerns seepage behavior in embankment dam during a rapid draw-down of the reservoir water. Distribution of the residual pore water pressure generated in the dam body and its influence on instability of the upstream slope are important points to be discussed. Centrifuge model tests were carried out on several model fills with different permeability, by varying the decreasing rate of the reservoir level, to understand the mechanism of seepage flow during draw-down and variation with time of the residual pore water pressure accumulated in the embankment. Sliding failure of the upstream slope was also realized in the tests to discuss an appropriate procedure of evaluating the residual pore water pressure and its influence on slope stability. The test results and associated analysis of slope stability revealed that the residual pore water pressure generated during rapid draw-down directly leads to a serious damage of the upstream slope, and the procedure of pore water pressure estimation currently adopted in the design gives a safe side value as compared with the tests results.

#### 1. はじめに

発電や灌漑を目的としたフィルダムでは、短期間の放水により貯水位が急激に低下することにより、上流側で斜面のすべり破壊を含む激しい被害がしばしば経験される。これは主として、貯水位低下に伴って堤体内に発生する残留水圧に起因するものであり、その大きさは堤体内の浸透水の排水速度と貯水位の低下速度との相対的な関係に支配されると考えられる。一般に、貯水位の低下速度に比べて上流側からの排水速度はかなり遅いから、堤体内には多量の間隙水圧が残留して築堤材料のせん断抵抗を低下させ、同時に貯水圧の押さえ効果の消失に伴って、上流側斜面は急激に不安定化に至る。

水位急低下時の堤体内の浸潤面や間隙水圧の挙動につ

いては、古くから理論計算や差分解析、流線網解析、更に Hele-Shaw モデル等の実験手法に基づく議論が行われているが<sup>1)</sup>、最近では有限要素法を用いた飽和-不飽和浸透流解析や模型実験及び実測値に基づく検討も進められている<sup>2)3)</sup>。しかし、現象やメカニズムの解明には未だ不透明な部分が多く指摘されており、実用計算への取り込みを含めて、今後とも様々な手法・観点からの議論を行っていく必要があると考えられる。

本研究は、遠心載荷装置を用いて、水位急低下時のフィルダム堤体内の浸透挙動を実験的に明らかにしようとするものである。透水性の異なる幾つかの模型堤体に対して貯水位の低下速度を変えた実験を行い、水位低下時の浸透挙動のメカニズムや堤体内に蓄積される残留間隙水圧の経時変化を調べる。また、上流斜面のすべり破壊を遠心実験で再現し、水位低下が斜面の安定性に及ぼす影響を論じながら、より実用的な残留水圧の評価法について言及する。

<sup>†</sup> (株) アイコ

<sup>††</sup> 愛知工業大学 土木工学科 (豊田市)

2. 実験概要

2・1 実験装置及び実験手順

本学に設置されているビーム型遠心载荷装置の諸元と性能を表-1に整理する。また、今回の一連の実験で使用した試料容器と実験装置の概略を図-1に示す。内寸法 W460×D200×H460 のアルミ製土槽コンテナ内に模型堤体を作製し、遠心载荷中に装置上部に設置した水槽から注水して貯水を、下部排水孔から排水して貯水位低下を再現するようになっている。

表-1 遠心载荷装置の諸元

項目	性能
有効半径	1360mm
最大遠心加速度	200g (75kg 搭載時)
最大搭載重量	200kg (75g 载荷時)
容量	15g-ton
駆動馬力	11.0kw インバータモータ
試料容器搭載形式	スウィングプラットフォーム
载荷スペース	W660×D500×H770mm

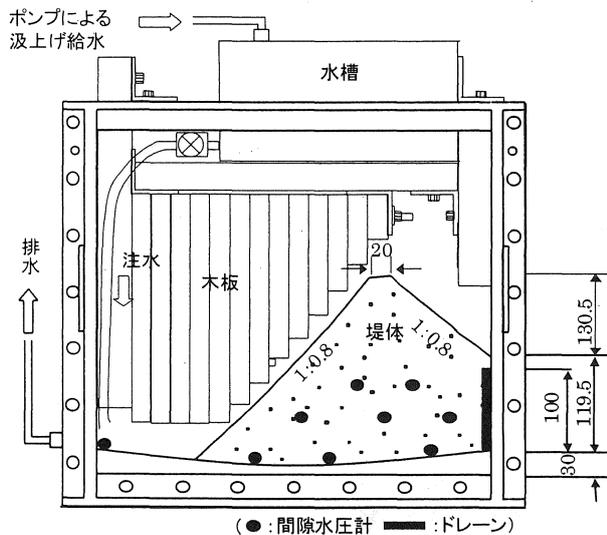


図-1 実験装置の概要

実験模型の作製においては、先ず堤体底面の遠心加速度が一定になるように、土槽底面に円弧型のスペーサーを設置する。この上に実験試料を1層 30mm の10層分割で堤高 250mm まで締め固めた後、斜面部を対数線状に掘削整形して模型堤体を作製する。堤体作製中には、図-1に示す位置に、3段に分けて合計8個の小型間隙水圧計(●印)を埋設する。また、堤体下流部には珪砂を用いて鉛直ドレーンを作製する。最後に、土槽壁面と模型堤体の接触面からの水の浸入を防止するために、粘土を用いて止水を行う。

堤体作製後、貯水位を監視するための間隙水圧計を上流側の貯水池底部に設置する。そして、土槽上部には貯水を供給するための水槽を設置する。実験中は水槽に取り付けられたバルブを空気圧で開閉することにより注水量を調整する。貯水位低下を再現するために土槽底部から排水される水は、ダイヤフラムポンプを経由して再び水槽タンクに送られる。なお、上流側の貯水池に相当する部分には木製の板を多数設置し、貯水池容量を減少させることで、注水・排水の制御を容易にする工夫をした。今回の一連の実験では、堤高 250mm、上下流斜面勾配 1:0.8 の模型堤体に対して底面で 30G の遠心加速度を与え、目標水位 200mm(±)になるまで貯水した後、種々の条件で水位低下実験を行う。実物換算では、堤高 7.5m、目標水位 6.0m(±)に相当する。実験手順は、遠心加速度 30G 一定になったのを確認した後、水槽のバルブを開いて貯水を開始し、CCD カメラと水圧計の出力を見ながら、目標水位を保持するようにバルブを開閉する。そして、堤体内に埋設した間隙水圧計の測定値に基づいて定常浸透状態を確認した後、上流側の排水孔のバルブを開いて水位急低下の実験を開始する。水位低下中は堤体内の間隙水圧の経時変化を追跡すると同時に、CCD カメラにより土槽前面のアクリル板を通して堤体のすべり破壊の状況を観察した。

2・2 実験試料及び実験内容

実験に用いた試料の物理的・工学的性質を表-2に整理した。試料Aはシルト混じり砂であり、模型堤体の材料として使用する。試料Bは粘土質砂であり、堤体より透水性の低い遮水部を上流斜面に設ける場合の実験において、表層土として使用する。この他、試料A,Bを10:1で混合したものを試料Cとし、これも表層土に使用する。図-2は各試料の粒径分布曲線を示したものであり、試料Cは試料Aにほぼ類似していると考えてよい。実験条件は表-3にまとめたように、3種類の模型堤体について、目標水位から空虚状態までの貯水位の低下時間を36秒(実物換算9時間)一定として実験を行う。CASE 1

表-2 実験試料の特性

試料	A	B
土質分類	S-M	SC
最大粒径 (mm)	2.00	
土粒子密度 (g/cm <sup>3</sup> )	2.564	2.496
最大乾燥密度 (g/cm <sup>3</sup> )	1.798	1.665
最適含水比 (%)	12.5	15.3
堤体乾燥密度 (g/cm <sup>3</sup> )	1.546	1.415
(締め固め度)	(85%)	(85%)
堤体含水比 (%)	6.0	13.0
飽和透水係数 (cm/s)	6.08×10 <sup>-3</sup>	1.90×10 <sup>-5</sup>

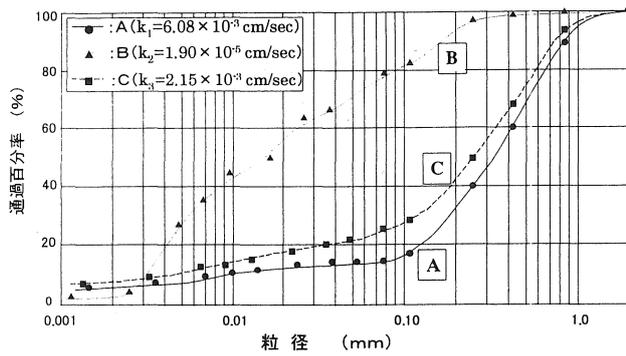


図-2 実験試料の粒度分布

表-3 実験条件

CASE	試料	表層条件
1	試料A	表層なし
2	試料B	表層有り (上幅 10mm、下幅 40mm)
3	試料C	表層有り (上幅 10mm、下幅 20mm)

は試料Aの均一堤体である。CASE 2, 3は上流斜面に表層土が存在する場合であり、表層土の材料と寸法を変えてその効果を調べる。

### 3. 実験結果と考察

#### 3・1 水位急低下に伴う堤体内の浸透挙動

模型堤体内に埋設した8個の間隙水圧計の測定値から配置点の全水頭を求めると同時に、CCDカメラで観察した浸潤面形状を参考にして流線網を描けば、堤体内の浸透挙動の経時変化が知れる。

図-3(a)~(c)は、CASE1(均一堤体)の実験における3つの状況において流線網を描いたものである。(a)は水位低下前の定常浸透状態、(b)は水位低下後の中間水位の状態(実物換算約3.0m)、(c)は水位低下終了時(実物換算水位0.6m)から約76秒(実物換算19時間)経過した時点の状態である。(a)図には、参考値として、キャサグランデの提案手法による浸潤面形状を破線で示した。図に見られるように、定常浸透状態で計測された浸潤面は、キャサグランデの提案する放物線にほぼ類似しており、間隙水圧計や CCD カメラ観察に基づく本実験結果の整理は、測定精度の面で十分満足し得ることが裏付けられる。(b)及び(c)図のように貯水位が低下すると、上流側への浸透流が生じ、浸潤面は堤体中央部で頂点を有する山型の曲線になる。このとき、現在の貯水位と浸潤面の頂点との落差は、貯水位が低くなるほど大きくなる傾向を示し(つまり(b)より(c)の方が落差大)、水位低下が大きいほど堤体の不安定化に及ぼす残留間隙水圧の影響

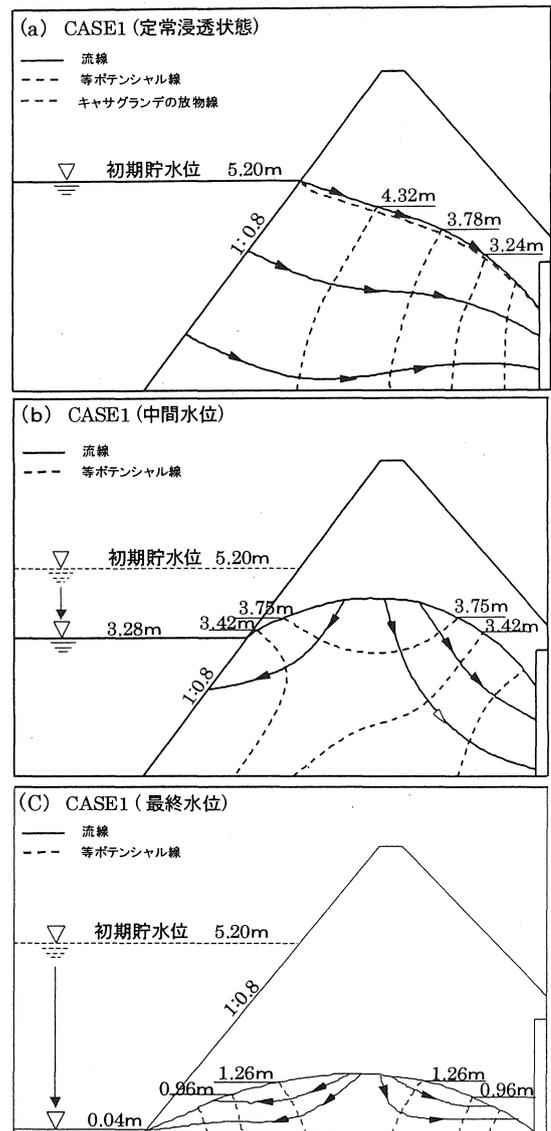


図-3 CASE 1 (均一堤体) の浸透挙動

が大きいことが伺われる。

図-4(a)~(c)は、CASE 2(試料Bの表層を有する堤体)の実験において、定常浸透状態、中間水位、水位低下終了時の3つの状況に対する流線網を描いたものである。表層材料の透水係数が堤体材料より1/300程度と小さいため、いずれの状況においても堤体内水位は貯水位と連動することなく、両者には不連続な落差が見られている。(a)図の堤体内に破線で示した浸潤面は、農水省ため池整備基準<sup>4)</sup>で提案されている、傾斜遮水ゾーン型ダムの浸潤面形状の推定方法に基づいて描いたものである。すなわち、図-5に例示したように、遮水ゾーンの底部と貯水面におけるゾーン幅を $B_1$ 、 $B_2$ としたとき、遮水ゾーン内の浸潤面は、浸入点Pからゾーン上流面に沿って平均幅 $(B_1+B_2)/2$ 分だけ下方に位置する点Rを中心に描いた円弧PQで与えられるとする。一方、下流側については、基礎地盤から点Qまでの高さを $h$ 、遮水材

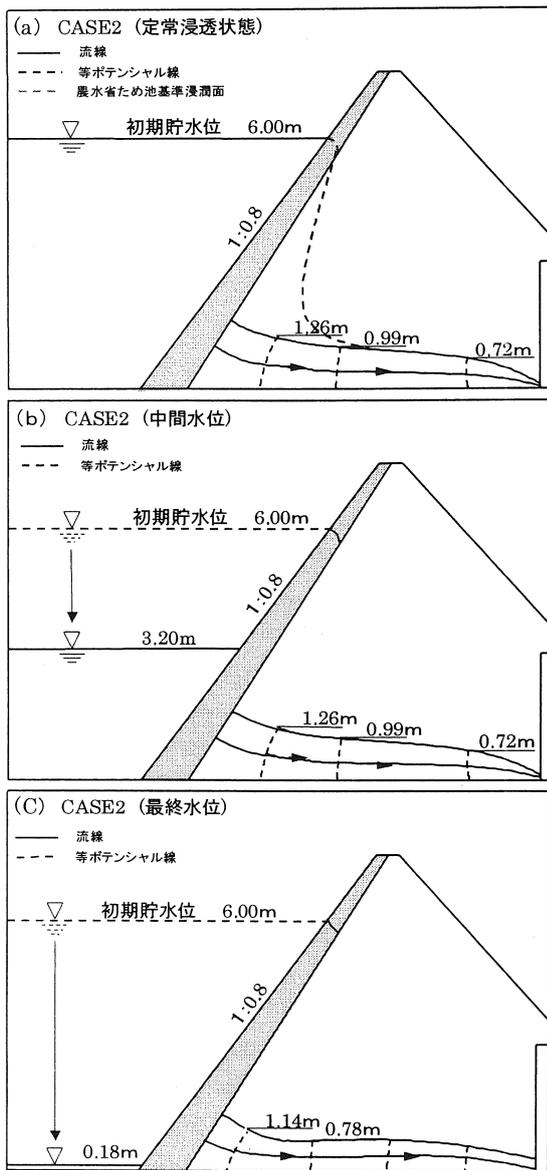


図-4 CASE 2 (表層有り、試料B) の浸透挙動

料と堤体材料の透水係数を  $k_1$ ,  $k_2$  として

$$Y_0 \approx (k_1/k_2)h \quad (1)$$

より下流側の浸出点の高さ  $Y_0$  を求め、 $Y_0$  位置を極とする次式の基本放物線

$$y \approx \sqrt{2Y_0x + Y_0^2} \quad (2)$$

を描いて浸潤面とする。以上、遮水ゾーンと下流部で別個に求めた浸潤面は不連続であるので、点 Q を通る滑らかな曲線で両者を連結し、一連の浸潤面として完成する。なお、 $k_2/k_1 < 10$  の場合は均一型と考えてよいとしている。

図-4(a)において、実験値に基づいて描いた浸潤面と、農水省ため池整備基準の計算による浸潤面を比較すると、実験では計算で想定されるような連続した浸潤面の存在

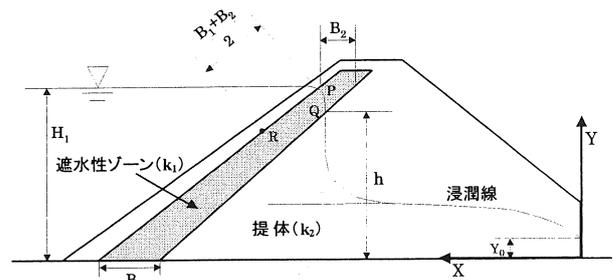


図-5 傾斜遮水ゾーン型ダム の浸潤面

が認められず、遮水ゾーンの上下流で明瞭な段差があると考えざるを得ない。この論拠は、実験結果の整理において2つの側面から正当性が裏付けられたと考えている。一つは、浸潤面の下に配置した間隙水圧計では流線網にほぼ対応する水圧値が測定されたこと、一方、浸潤面上に配置した2つの間隙水圧計では、負圧測定に対する方が十分ではなく絶対値の議論ができないが、いずれも負圧が観測されたことである。他は、貯水位以下の遮水ゾーンを通じて流入する流量  $Q_1$  と、実験値に基づいて浸潤面下の堤体部を流下する流量  $Q_2$  を試算したところ、 $Q_1=0.838\text{m}^3/\text{日}$ 、 $Q_2=0.474\text{m}^3/\text{日}$  となり、概略的には  $Q_1 \approx Q_2$  で、流れの連続性が確認されたことである。このように、本実験における間隙水圧の測定は精度的に満足できるものであり、この種の浸透挙動の解明に十分対応し得るものと考えられる。また、実験値が正しいものとするれば、遮水ゾーン下部に沿う計算と実験の浸潤面の間の空間は不飽和状態であるが、ため池整備基準に基づく設計ではこの部分を飽和域とみなすから、安定計算において土重量とすべり面に沿う間隙水圧を過大評価する傾向になり、安全側の設計を促していると言える。

図-4(b)(c)は、水位低下時の浸透挙動である。遮水ゾーンの透水性が堤体部に比べて極めて低いため、堤体内の浸潤面は貯水位と連動して低下することはない。即ち、堤体内から上流側への流出はほとんどなく、下流側への流下によって浸潤面が徐々に低下する様子が伺われる。

図-6(a)~(c)は、CASE 3 (試料Cの表層を有する堤体)の実験結果であり、先と同じ3つの状況に対して流線網を描いている。試料Cは試料A, Bを10:1の比率で混合した試料であり、細粒分を若干増やし、かつ密に締め固めて表層土の材料に使用した。結果として得られた透水係数は堤体土(試料A)の約1/3であり、これを下幅20cm(CASE 3の半分)の表層土として上流斜面に設置した。CASE 3の実験を行った目的は、均一堤体(CASE 1)と不透水表層(CASE 2)の中間の浸透挙動を再現して表層の影響を調べることにある。

まず、(a)図の定常浸透状態では、流線網の形状が均一堤体(CASE 1)と同様に整然と描かれ、浸潤面の形状もキャサグランデの提案する放物線にほぼ類似することが知れる。すなわち、定常浸透状態においては、この程

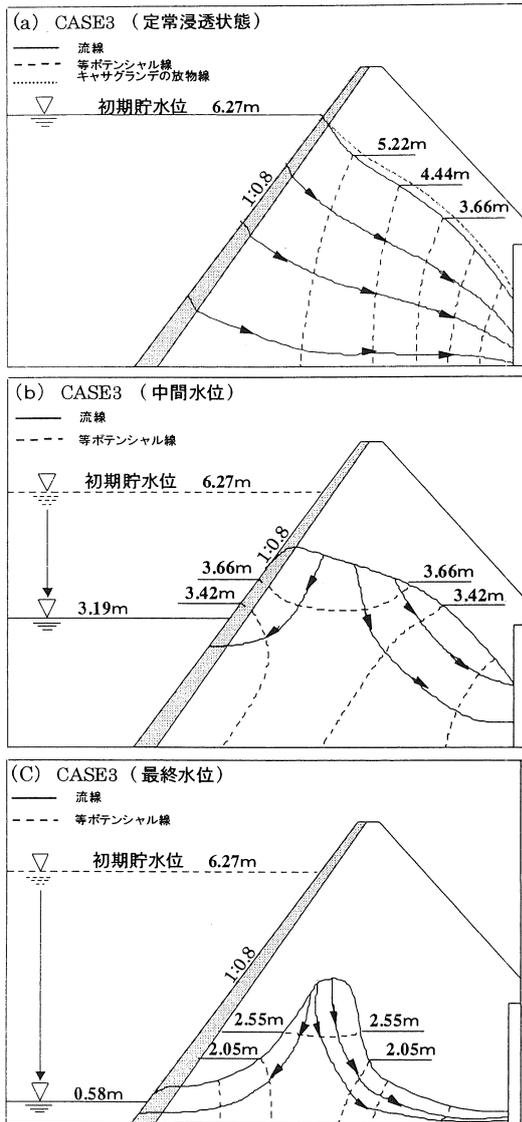


図-6 CASE 3 (表層有り、試料C) の浸透挙動

度の表層土(透水係数比:  $k_1/k_2=3$ )の影響はほとんどないと考えてよい。貯水位を中間水位まで急低下した時点の(b)図では、表層土によって上流への排水が妨げられ、残留間隙水が上流側に片寄るため、均一堤体と異なり、浸透形状が非対称になる様子が伺われる。そして、水位低下終了時点の(c)図では、下流側の浸潤面は貯水位に準じて低下するが、堤体下部で表層土の厚さが増えることも影響して、上流側には間隙水が多く残留し、均一堤体のような浸潤面の平滑化は見られない。円弧すべりを想定すると、図のような形で間隙水が残留することは、斜面安定の面で好ましくない状況と考えられる。

### 3・2 水位急低下に伴う堤体の破壊挙動

写真-1は、CASE 3の実験における(1)定常浸透状態、(2)貯水位低下直後、(3)斜面破壊の開始時、そして(4)水位

低下終了時の実験土槽を撮影したものであり、写真から読み取った堤体部、貯水面、浸潤面及び破壊すべり面の形状をマーカーで描いている。(2)の水位低下直後では、表層の存在により上流への排水が妨げられ、堤体内には上流側に片寄った残留間隙水が見られる。更に水位が低下すると、上流斜面に対する貯水圧の押さえ効果の減少と堤体内の残留水圧の影響により、(3)のように堤頂を含む円弧状のすべり破壊が生じた。ただし、すべり面より下の斜面部は貯水圧および崩壊残土で押さえられているので、この時点では堤体底部まで達するような大きなすべりには至っていない。そして、最終的に水位低下が終了した(4)の時点で、(3)の破壊を含む形で大きな深いすべり破壊が発生し、その影響は下流側堤体に変状を及ぼす程度まで達している。このように、CASE 3では表層の存在により貯水圧の押さえ効果は期待できるが、一方で、図-6に見られるように堤体中心部で間隙水圧が大きく残留する傾向にあるから、堤体全体に変状を及ぼすような大きなすべり破壊懸念されることになる。

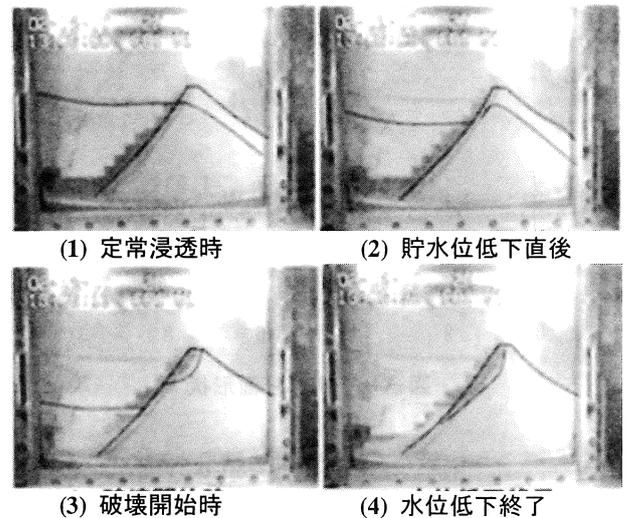


写真-1 堤体の破壊挙動 (CASE 3)

貯水位急低下に伴うすべり破壊の現象を模型実験で再現することができたが、この破壊が慣用の斜面安定解析法で精度よく評価できるか否かを調べるために、堤体構造が単純な均一堤体に対して、破壊実験を別途行った。堤体材料や断面形状はCASE 1の実験と同じとし、初期貯水位 6.3m から、水位低下時間を 6.75 時間(遠心場で 27 秒)に設定して実験を行った。

図-7はすべり破壊が生じた貯水位 5.1m 時点において、堤体内の間隙水圧分布を実験値に基づいて描いたものである。浸潤面形状に着目すると、本実験では上流側で水位低下に遅延が生じて間隙水が残留する様子が伺われ、図-3のCASE 1の実験で見られたような上下流で対称の形状にはならない。これは本実験の初期貯水位が

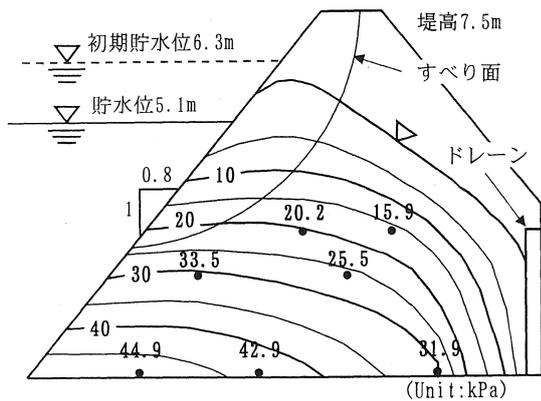


図-7 破壊時の間隙水圧分布

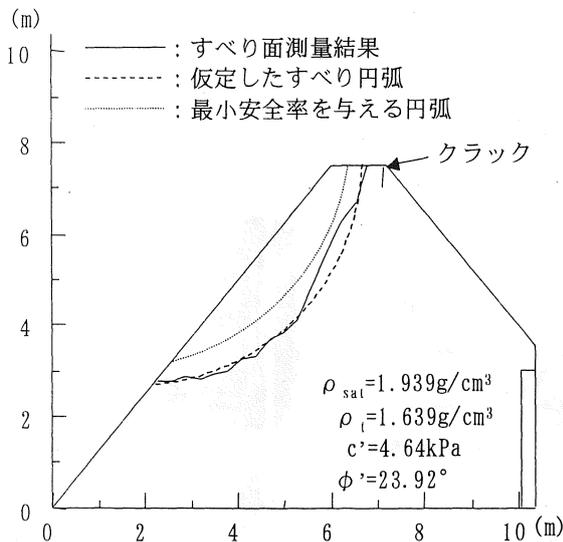


図-8 すべり面形状

表-4 安定計算結果

	安全率 $F_s$
①円弧近似の観測すべり面	0.921
②最小安全率を与える円弧すべり面	0.828

CASE 1 の実験より 1.1m 高いこと, および水位低下時間が約 1.3 倍と速いために, 上流への排水が遅れて貯水位に連動しなかったためと解釈される。

図-8 は, すべり面形状を比較したものである。実験終了後に模型堤体の測定を行って得た観測すべり面を実線で, これを円弧で近似したすべり面を破線で, 更に斜面安定計算で最小安全率を与える円弧すべり面を点線で描いている。安定計算を行うために, 模型堤体と同じ締め固め条件で作製した供試体に対して三軸 SCU 試験を実施し, 有効応力に関する強度定数として  $c' = 4.64 \text{ kPa}$ ,  $\phi' = 23.9^\circ$  を得た。そして, 浸潤面を挟む飽和部と不飽

和部の強度定数は同一であると仮定して, 簡易 Bishop 法を使用して安定計算を行った。表-4 は計算結果の整理であり, ①は円弧近似した観測すべり面に対する安全率, ②はすべり面の位置を変えて繰り返し計算して求めた最小安全率である。すべり破壊が確認された時点で, すべり面上の土塊はピーク強度を越えて残留強度に至る部分もあると考え, 1.0 を若干下回る①の安全率は, 本実験のすべり破壊を比較的精度よく評価できたと考えて良いように思われる。また, 最小安全率を与えるすべり面が計算上は浅く現れているが, 締め固めた土では先行圧縮効果(粘着抵抗の増加)が期待できるので, 実際にはさほど浅いすべりは生じないと考えられる。

#### 4. 結論

本研究により得られた知見を整理すると, 以下のよう

- (1) 均一堤体でも, 水位低下速度が大きい場合や若干の低透水性表層が存在する場合は, 貯水側への排水が十分に行われず, 上流側で片寄った間隙水の残留が起こり, 斜面の不安定化に影響する。
- (2) 低透水性の厚い表層が存在する堤体では, 貯水側への排水がほとんどないため, 堤体内の浸潤面は貯水位と連動することはなく, 不連続な落差が生じる。この状況に対する農水省ため池整備基準による浸潤面計算は, 設計面で安全側の評価を与える。
- (3) 本遠心実験によって, 水位急低下に伴う堤体のすべり破壊の現象が再現でき, 破壊評価も比較的精度良く行えることが判明した。

#### 謝辞

本研究は文部科学省科学研究費補助金の援助を受けた研究であることを付記し, 謝意を表する。

#### 参考文献

- 1) 山口柏樹, 大根義男: フィルダムの設計および施工, pp.238-244, 技報堂出版, 1973.
- 2) 大森康次, 奥村哲夫, 木村勝行, 成田国朝, 大根義男: 水位急降下時のフィルダムの安定性に関する研究, 愛知工業大学研究報告, No.37, pp.115-122, 2002
- 3) 工藤アキヒコ, 西垣誠, 鳥居剛, 浅田昌蔵: ロックフィルダムの上流側ロックゾーンの浸透特性が水位急低下時の残留水圧に及ぼす影響, ダム工学, Vol.13, No.3, pp.137-151, 2003.
- 4) 農林水産省構造改善局建設部設計課監修: 土地改良事業設計指針「ため池設備」, 農業土木学会, 2001.

(受理 平成 16 年 3 月 19 日)