

## 攪乱を受けたため池堤体土のせん断強度特性と堤体の安定性評価の検討

Shear Strength Characteristics of Disturbed Embankment Soil of Reservoirs and  
Study on Stability Evaluation of Embankment of Reservoirs

神山 惇 Atsushi KOYAMA (宮崎大学工学部)  
 工藤啓幹 Hiroto KUDO (宮崎大学大学院工学研究科)  
 福林良典 Yoshinori FUKUBAYASHI (宮崎大学工学部)  
 鈴木素之 Motoyuki SUZUKI (山口大学大学院創成科学研究科)

近年、地震や豪雨等により多発するため池の被災を受け、老朽化ため池に対する堤体土質調査が全国で実施されている。現況の堤体強度を調べ、堤体の安定性を評価するために、原位置から採取された不攪乱試料に対し、室内土質試験が実施される。本研究では不攪乱状態での試料サンプリングの省略を目指し、再構成試料から不攪乱試料の強度定数の推定を検討した。圧密非排水三軸圧縮試験によりため池堤体土における不攪乱・再構成試料のせん断強度特性を比較し、得られた強度定数を用いて安定計算を行った。その結果、 $\phi'$ は不攪乱・再構成の違いによる顕著な差はみられないことが分かった。一方で $c'$ の値の差と堤体サイズによっては、安全率を過小評価することがわかった。

キーワード：ため池堤体土，再構成，せん断強度特性，安定計算

(IGC : D-06, H-04)

## 1. はじめに

ため池は全国に約20万カ所存在し、その多くは大正時代以前に築造されている。近年多発する豪雨や地震によって、多くのため池が被災したことから、老朽化ため池の維持管理が社会的問題となっている。

平成23年の東北地方太平洋沖地震において福島県の藤沼ダムが決壊し、下流域に死者7名、行方不明者1名の甚大な被害が発生した<sup>2)</sup>。これを受けて、平成25年度から全国各地で、豪雨や地震に対する防災対策を必要とするため池に対して点検・調査が実施されている<sup>3)</sup>。なかでも、下流部に住宅や公共施設等があり、ため池が決壊した場合に深刻な被害を与える恐れのあるため池を防災重点ため池とし、豪雨および地震における堤体の安定性を評価するために詳細な調査が実施されている。そのような状況下で、平成30年7月豪雨によって、中国地方を中心に多くのため池が決壊し、下流部に甚大な被害をもたらした。この豪雨によって、広島県と岡山県を中心に32箇所のため池が決壊したが、その内29箇所が防災重点ため池に指定されていなかった<sup>4)</sup>。また、多数のため池に堤体のすべり破壊等の損傷が生じた。

**写真-1**に下流法面が崩壊した岡山県のため池の状況を示す。農林水産省はこの豪雨災害を受け、防災重点ため池の選定基準の見直しを行った<sup>4)</sup>。このことから、今後、全国で防災重点ため池の数が増加すると考える。また、今後も大地震や豪雨の発生が危惧されることから、ため池に対する迅速な調査・改修が望まれる。

一方、ため池堤体の土質調査では、原位置からサンプリングされた不攪乱試料に対して室内土質試験が実施されるケースがある。しかし、調査対象となる全てのため池に対して不攪乱状態での試料を採取することは、多大な労力に加えて高額な費用と調査



写真-1 下流法面が崩壊したため池 (岡山県岡山市)

期間の長期化が課題となる。そこで本研究では、不攪乱試料サンプリングの省略によるため池調査の効率化を目指し、乱れた状態の攪乱試料を再構成した試料から、不攪乱試料の強度定数の推定を検討した。

一般的に、不攪乱試料と再構成(攪乱)試料では、土の変形やせん断強度特性に違いがあることが知られている<sup>5)6)</sup>。実地盤では年代効果の影響によって土粒子構造が優位になるためであり、これらの影響を定量的に評価することは、地盤工学において重要な研究課題となっている。既往の研究として、八木ら<sup>7)</sup>は、飽和粘性土においては、乱れの影響による内部摩擦角 $\phi'$ の変化はほとんどないと報告している。また、亀井ら<sup>8)</sup>は、土のコンシステンシー特性の異なる粘性土を用いて、不攪乱試料と練返し再構成試料に対し圧密定体積一面せん断試験を実施し、せん断特性の比較と両者の強度定数を用いてモデル地盤に対して安定解析を行った。その結果、不攪乱試料と再構成試料のせん断強度は、不攪乱試料の方が再構成試料より5~15%大きくなった。ま

表-1 ため池の概要

ため池	堤体型式	堤高 (m)	貯水量 (m <sup>3</sup> )	堤頂幅 (m)	上流勾配 (1 : N)	下流勾配 (1 : N)
A	傾斜遮水ゾーン型	11.00	20,000	4.0	2.0	1.6
B	傾斜遮水ゾーン型	6.40	7,900	4.0	2.0	1.8
C	均一型	7.64	295,000	5.0	1.1	1.8
D	傾斜遮水ゾーン型	9.14	60,900	3.5	1.9	1.8

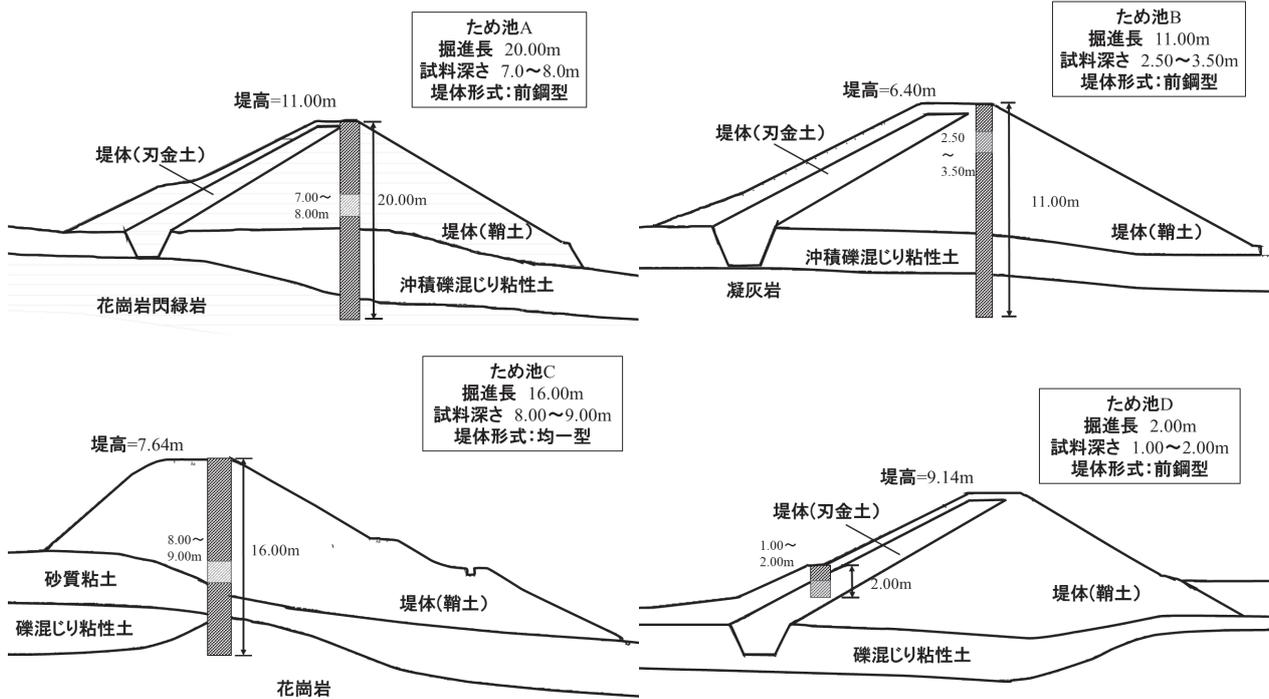


図-1 ため池堤体の断面図および試料採取深さ

た、再構成試料から得られた強度定数を用いて安定性評価を行うと実地盤の安定性を過小評価すると報告している。また、亀井ら<sup>9)</sup>は、海成粘土については、非排水せん断中に発生する過剰間隙水圧は、不攪乱試料が再構成試料より小さくなることを報告している。これらは、自然堆積の粘性土に対して実施された研究である。土構造物である堤体から採取した、砂や粘土が入り混じった堤体土に対して、不攪乱試料と再構成試料のせん断強度特性の比較や堤体の安定解析を実施した例はない。また、土地改良事業設計指針「ため池整備<sup>10)</sup>」には、不攪乱試料の採取が困難な場合は、原位置の密度に合わせた再構成試料を三軸圧縮試験に用いることが示されている。しかしながら、実際に再構成試料を用いて堤体の安定性評価がなされた報告は極めて少ない。

そこで本論文では、ため池堤体土試料を用いて、不攪乱試料および不攪乱試料を乱して再構成した試料に対して圧密非排水三軸試験(CU)を実施し、両者のせん断強度特性を比較評価した。また、両者の強度定数を用いて堤体の安定解析を行い、強度定数の違いが堤体の安定性に及ぼす影響について検討した。

## 2. 試験方法

### 2.1 ため池堤体土試料

本研究で用いた堤体土試料は、山口県内に存在する4箇所のため池A~Dから採取した堤体土A~Dである。表-1に各ため池の型式、堤高、貯水量、堤頂幅、上流・下流の勾配を示す。また、堤体の断面図および試料採取箇所を図-1に示す。いずれの試料もシンウォールサンプラーまたはトリプルチューブサンプラーを用いて、不攪乱状態で採取した。なお、「地盤調査の方法と解説<sup>11)</sup>」においては、各種サンプラーにより採取された試料は「乱れの少ない試料」と定義されている。本論文では、これらの試料を「不攪乱試料」と称する<sup>9),12)</sup>。

堤体土を採取したため池の堤体型式は、ため池A、ため池B、ため池Dは傾斜遮水ゾーン型、ため池Cは均一型である<sup>10)</sup>。ため池の堤体構成は、遮水を目的とする部分を「刃金土」、遮水部分より上流側を「抱土」、下流側を「鞆土」と定義される<sup>13)</sup>。一方で、試料採取したため池については、「抱土」と「鞆土」にあ

表-2 各堤体土試料の採取深度と物理特性

堤体土	採取深度 (GL-m)	土粒子密度 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	液性限界 $w_L$ (%)	塑性限界 $w_P$ (%)	塑性指数 $I_P$	細粒分含有率 $F_c$ (%)
A	7.0~8.0	2.682	42.2	32.6	9.6	34.8
B	2.5~3.5	2.713	46.9	34.3	12.6	49.3
C	8.0~9.0	2.691	44.5	N.P	N.P	40.5
D	1.0~2.0	2.639	46.6	18.0	28.6	49.3

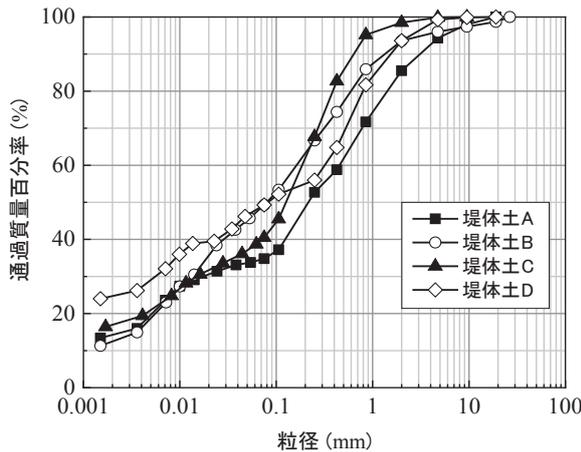


図-2 各堤体土の粒度分布

表-3 再構成試料の試験ケース

堤体土	供試体の目標初期状態量				試験条件 $\sigma'_c$ (kPa)
	$w_0$ (%)	$\rho_{t0}$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\rho_{d0}$ (g/cm <sup>3</sup> )	$e_0$	
A	25.5	1.880	1.498	0.790	50, 100, 150
B	36.0	1.900	1.397	0.942	30, 50, 100
C	34.0	1.854	1.384	0.944	50, 100, 150
D	30.4	1.913	1.467	0.799	50, 100, 150

たる堤体部が同一の土質であったことから図-1では、遮水部以外の堤体については軸土と表記している。また、各試料の採取箇所は、ため池A、ため池B、ため池Cが堤体中央部（軸土）、ため池Dは遮水部（刃金土）から試料を採取している。

ため池A、ため池Dはそれぞれ1997年、1986年に全面改修されているが、それ以外のため池の改修履歴は不明である。表-2に各堤体土の採取深度と物理特性、図-2に各堤体土の粒度分布を示す。すべての堤体土は、細粒分質砂に分類される。また、塑性指数は堤体土Cが非塑性N.Pで、それ以外の堤体土が $I_P=9.6 \sim 28.6$ である。これらの4つの堤体土の $I_P$ 、 $F_c$ は他県のため池の堤体土<sup>(例えば14)</sup>の物性値から大きく外れてはならず、4つの堤体土と類似した堤体土から成るため池は全国に数多くあると考える。

## 2.2 供試体作製方法および試験手順

本研究の堤体土は、細粒分を34~49%程度含む砂質土であるため圧密非排水三軸試験(CU)を適用した。せん断中は、軸圧縮力、軸変位量、間隙水圧を計測した。

不攪乱試料は、サンプラーにより採取されたサンプルをトリミング法によって直径5cm、高さ10cmの三軸試験用供試体に成形した。背圧は200kPaとし、二重負圧法により供試体を飽和し、圧密前の間隙水圧計係数B値が0.95以上であることを確認した。その後、所定の有効拘束圧 $\sigma'_c$ で圧密し、ひずみ速度0.15%/minで軸ひずみ $\epsilon_a=15\%$ に達するまで非排水せん断を行っ

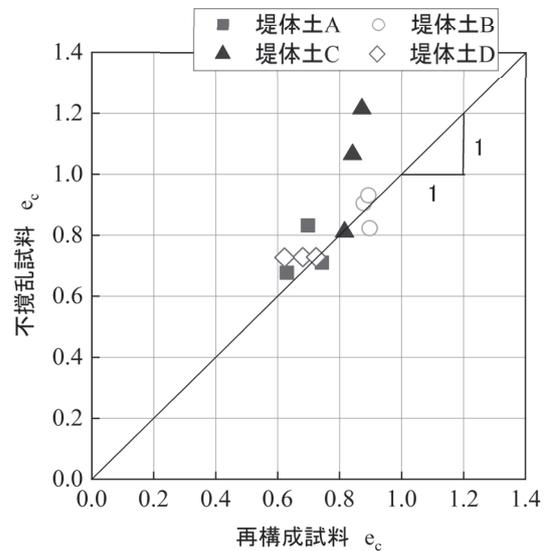


図-3 圧密後の不攪乱と再構成試料の間隙比の関係

た。なお、 $\sigma'_c$ の値は、不攪乱試料が採取された深度を考慮して、原位置における土被り圧の値が含まれるように設定した。圧密の打ち切り時間は3t法により決定した。

表-3に再構成試料の試験ケースを示す。表には再構成供試体の目標となる初期状態量である含水比 $w_0$ 、湿潤密度 $\rho_{t0}$ 、乾燥密度 $\rho_{d0}$ 、間隙比 $e_0$ および試験条件、有効拘束圧 $\sigma'_c$ を示している。再構成供試体は不攪乱試料を自然乾燥させ、所定の含水比になるように蒸留水を加えながら十分練返し、高さ10cm、内径5cm

のモールド内に突き固めた。その後、自立する供試体を三軸試験機にセットした。再構成供試体の目標となる初期状態量は、含水比および湿潤・乾燥密度が、各堤体土の不攪乱供試体の初期状態（採取時）の代表的な値と同等になるように作製した。なお、代表的な値とは、1種類の堤体土における3本の不攪乱供試体の初期状態量の平均値、または3本の中で最も乾燥密度が高い供試体の初期状態量である。また、供試体が自立しない場合は、負圧法を用いて2つ割りモールド内で供試体を突き固めて作製した。 $\sigma'_c$ は、それぞれの不攪乱試料と同じになるように設定した。飽和は不攪乱試料と同様の手順を経て、圧密前の間隙圧係数B値が0.95以上であることを確認した。その後は所定の圧密応力で圧密し、ひずみ速度0.15%/minで $\varepsilon_a=15\%$ に達するまで非排水せん断を行った。

### 3. 試験結果と考察

#### 3.1 不攪乱および再構成試料のせん断強度特性

図-3に所定の $\sigma'_c$ に応じた不攪乱および再構成試料の圧密後の間隙比 $e_c$ の関係を示す。両試料とも1種類の堤体土につき供試体が3本なので、堤体土ごとに3点プロットしている。 $e_c$ は不攪乱試料の方が再構成試料よりも大きくなる傾向にある。2.2で述べたように、いずれの堤体土も再構成試料の初期状態量は、不攪乱試料の代表的な値に合わせている。再構成試料の初期状態量は、堤体土ごとに概ね統一されているが、不攪乱試料は同一の堤体土であっても初期状態量にバラつきがある。そのため、同じ堤体土および同じ $\sigma'_c$ の下であっても、不攪乱試料供試体と再構成試料の $e_c$ には差が生じる。

図-4に堤体土Aの不攪乱と再構成試料のせん断挙動を示す。実線は不攪乱試料のせん断挙動、破線は再構成試料のせん断挙動である。軸差応力 $\sigma_1-\sigma_3$ は、不攪乱・再構成試料ともに、軸ひずみ $\varepsilon_a=2\%$ に達するまで著しく上昇している。 $\varepsilon_a=2\%$ 以降は、不攪乱試料の $\sigma_1-\sigma_3$ は、軸ひずみの増加に伴って緩やかに増加するひずみ硬化型のせん断挙動を示している。一方、再構成試料ではいずれの $\sigma'_c$ の下においても、ひずみ硬化は見られず $\varepsilon_a=2\%$ 付近から定常状態に達した。また、不攪乱と再構成試料の $\sigma_1-\sigma_3$ は、不攪乱試料の方が再構成試料よりも大きくなる傾向にあった。この傾向は、堤体土B、Dにおいても同様であった。これは、再構成試料では、攪乱により不攪乱状態の堤体土の年代効果が喪失し強度が低下したためだと考えられる。築造から数十年のため池においても、不攪乱試料は年代効果によってせん断強度が増加されていることが推察される。

次に、図-4に示した過剰間隙水圧 $\Delta u$ に着目する。堤体土Aの不攪乱試料では、 $\Delta u$ はせん断の進行に伴い増加した後、 $\varepsilon_a=2\%$ 付近でピークを示し、その後、 $\Delta u$ が減少傾向に転じている。この $\Delta u$ の減少は、せん断の進行に伴い供試体が収縮から膨張の挙動を示したためである。不攪乱試料では、この挙動が特に顕著に表れている。なお、本試験は非排水せん断であるため、供試体の

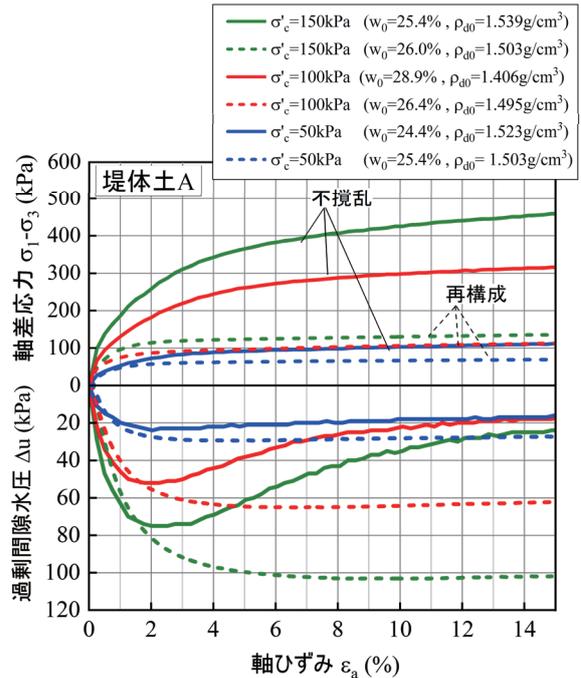


図-4 堤体土Aの非排水せん断挙動

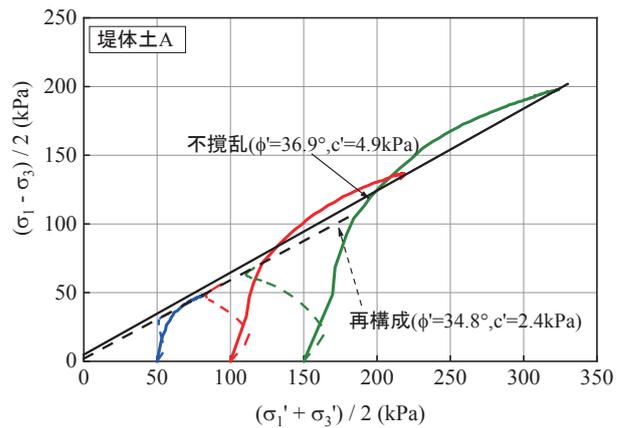


図-5 堤体土Aの有効応力経路

体積は変化しない。ここでの収縮、膨張の表記は非排水せん断時の $\Delta u$ の発生に伴う有効応力経路の挙動に対して用いている<sup>15)</sup>。不攪乱試料の土粒子構造が比較的強固であるため、負のダイレイタンスの発生が抑制され、密詰めのような挙動を示したと考えられる。図-4に示した不攪乱および再構成試料の $\Delta u$ の挙動は、堤体土B、Dにおいても同様な挙動が見られた。

図-5に堤体土Aの有効応力経路を示す。有効応力経路は、縦軸が $\sigma_1-\sigma_3$ の1/2、横軸が平均有効応力 $(\sigma_1+\sigma_3)/2$ で表している。不攪乱試料は、せん断の進行に伴い供試体が膨張し、 $\Delta u$ が減少した。そのため、図-5に示したように、いずれの $\sigma'_c$ の下においても、有効応力が増加する挙動を示していることが分かる。一方で、再構成試料は不攪乱試料と比較して正の $\Delta u$ の発生量が大きかったことから、 $\sigma'_c=100, 150\text{kPa}$ のケースではせん断の進行に伴い有効応力は減少している。一方、 $\sigma'_c=50\text{kPa}$ のケースでは、

有効応力経路は不攪乱と再構成試料の挙動に顕著な違いはなく、いずれもせん断に伴い有効応力が増加する挙動を示している。締固めによって、ため池の築堤時および再構成試料の作製時に先行荷重が加えられていることもあり、供試体が正のダイレイタンシー挙動を示す比較的低い拘束圧下では、不攪乱と再構成試料の間に大きな強度差は現れないことが示唆される<sup>16)</sup>。

図-6に堤体土Cの不攪乱と再構成試料のせん断挙動を示す。不攪乱試料の $\sigma_1-\sigma_3$ は、 $\sigma'_c=100, 150\text{kPa}$ のケースにおいて $\epsilon_a=1\%$ に達するまで著しく上昇し、その後は緩やかに単調増加し、最終的には定常状態に至った。一方、再構成試料のせん断挙動は、いずれの $\sigma'_c$ の下においても $\sigma_1-\sigma_3$ は $\epsilon_a=1\%$ に達するまで急上昇し、その後ひずみ硬化している。また、 $\sigma'_c$ の違いによらず、 $\epsilon_a=15\%$ における不攪乱試料と再構成試料の $\sigma_1-\sigma_3$ には顕著な差はなかった。小西ら<sup>17)</sup>は、非塑性の細粒土を含む混合土のせん断挙動は、非塑性細粒分の含有率に関係なくひずみ硬化を示すと報告している。同様に、非塑性試料である堤体土Cも、再構成試料はせん断中にひずみ硬化する挙動を示し、堤体土Aのような塑性を示す試料のせん断挙動とは大きく異なった。

$\Delta u$ を比較すると、不攪乱および再構成試料ともに、 $\epsilon_a=2\%$ 付近まで著しく上昇し、その後、緩やかに増加したのちに減少する挙動を示しており、挙動に顕著な違いは見られなかった。しかし、正の $\Delta u$ の発生量は不攪乱試料より再構成試料のほうが大きくなった。

図-7に堤体土Cの有効応力経路を示す。不攪乱試料の有効応力経路は、せん断初期に有効応力が減少し、その後は増加する挙動に転じた。一方、再構成試料の有効応力経路は、特に $\sigma'_c=100, 150\text{kPa}$ のケースでは、せん断初期に正の $\Delta u$ が発生したため、有効応力は収縮挙動を示し不攪乱試料より大きく減少した。その後、変相点に達した後に膨張する挙動に転じた。

図-8に、各堤体土の不攪乱および再構成試料の最大軸差応力の差 $\Delta(\sigma_1-\sigma_3)_{\max}$ と塑性指数 $I_p$ の関係を示す。非塑性の堤体土Cは、いずれの $\sigma'_c$ 下においても、他の堤体土よりも $\Delta(\sigma_1-\sigma_3)_{\max}$ は小さいことがわかる。一方、堤体土A, B, Dは $\sigma'_c$ が大きい程、 $\Delta(\sigma_1-\sigma_3)_{\max}$ は大きくなった。また、 $\sigma'_c=30, 50\text{kPa}$ の低拘束圧領域では、 $\Delta(\sigma_1-\sigma_3)_{\max}$ は小さな値を示した。以上より、非塑性の土や低拘束圧領域では、乱れを受けたことによる土粒子構造の変化がせん断強度特性に及ぼす影響は小さい可能性がある。

### 3.2 強度定数の比較

土質強度定数である内部摩擦角 $\phi'$ と見かけの粘着力 $c'$ は、図-5、図-7に示したように、1つの土試料につき $\sigma'_c$ の異なる3本の有効応力経路から決定した。3本の有効応力経路それぞれにおける最大軸差応力の1/2の値とその時の平均有効応力の値を有効応力経路にプロットし、それらのプロットを近似した直線の勾配 $m_i$ および切片 $f_1$ から以下の式(1)、(2)より算出される<sup>18)</sup>。

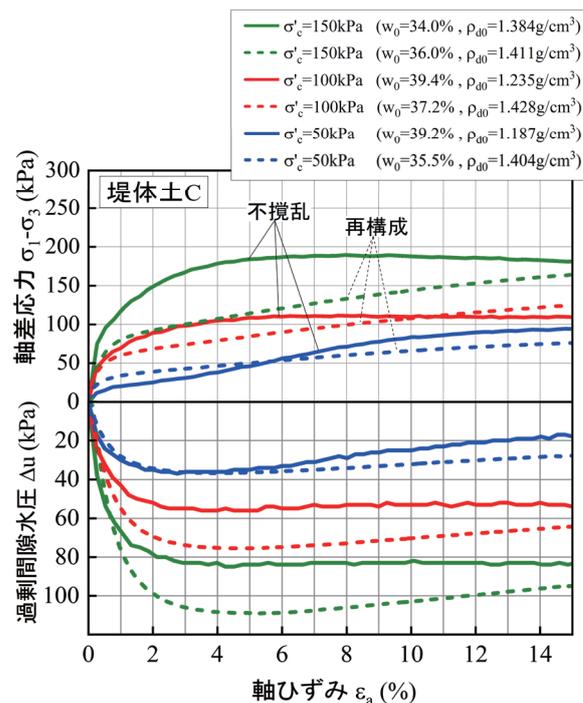


図-6 堤体土Cの非排水せん断挙動

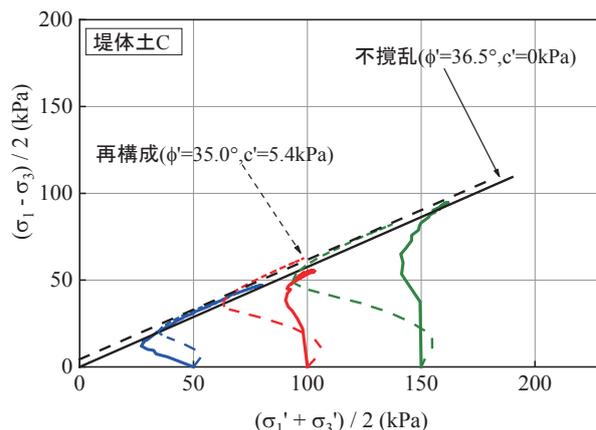


図-7 堤体土Cの有効応力経路

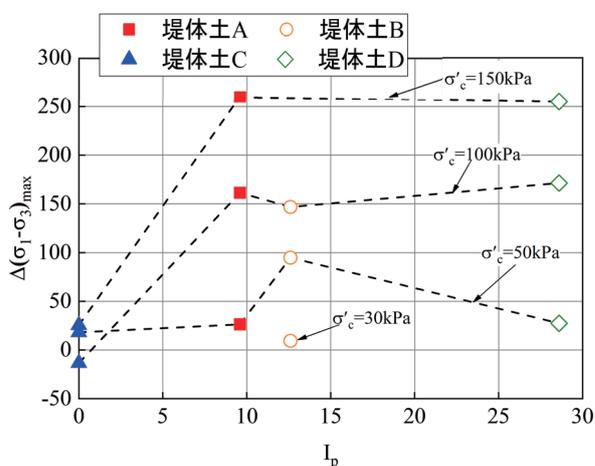


図-8 各堤体土の不攪乱および再構成試料の最大軸差応力の差と塑性指数の関係

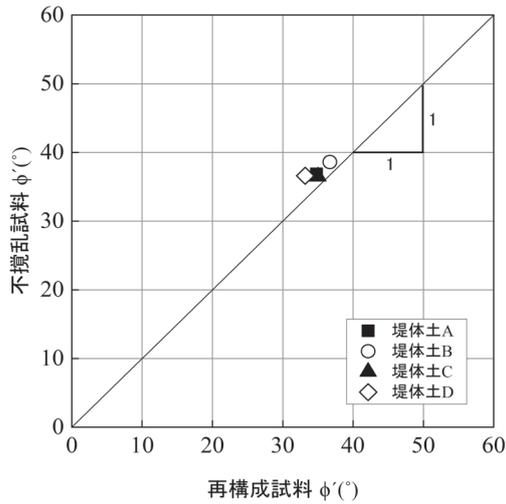


図-9 各堤体土の不攪乱および再構成試料のφ'

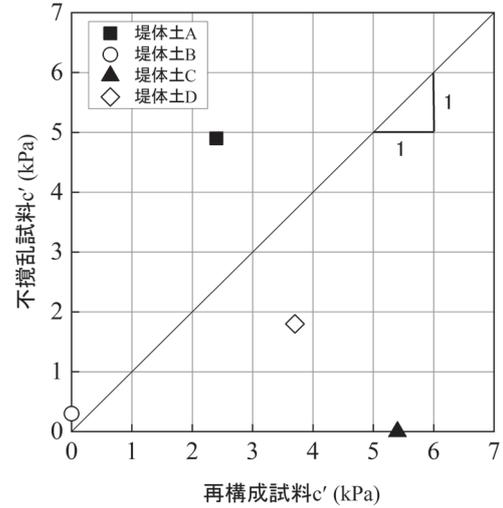


図-10 各堤体土の不攪乱および再構成試料のc'

$$\phi' = \sin^{-1} m_1 \quad (1)$$

$$c' = f_1 / \sqrt{1 - m_1^2} \quad (2)$$

図-9 に不攪乱および再構成試料のφ'の関係を示す。φ'は、両試料の間で約1~3°の差があり、顕著な差は見られなかった。この結果は、八木ら<sup>7)</sup>の粘性土を用いた研究結果と同じであった。土粒子間の摩擦特性に起因するφ'は、少なくとも本研究のように、せん断前に圧密された供試体においては攪乱の影響を受けにくいといえる。一方、図-10 に示したc'は、堤体土A, Bでは再構成試料よりも不攪乱試料の方が高い、または再構成試料のc'が不攪乱試料のc'に近い値を示した。堤体土C, Dのc'は、再構成試料の方が不攪乱試料よりも大きくなった。本研究の三軸圧縮試験におけるσ<sub>c</sub>の範囲には、比較的低い拘束圧領域も含まれているため、再構成試料も堤体土Bを除いてはc'を有する結果となった。c'の変化を定量的に評価するには、年代効果によるセメンテーションや不攪乱試料の不均質性などを考慮する必要があると考える。表-4 に各堤体土の不攪乱および再構成試料の強度定数の一覧を示す。

表-4 各堤体土の強度定数

堤体土	供試体の状態	粘着力 c' (kPa)	内部摩擦角 φ' (°)
A	不攪乱	4.9	36.9
	再構成	2.4	34.8
B	不攪乱	0.3	38.6
	再構成	0.0	36.7
C	不攪乱	0.0	36.5
	再構成	5.4	35.0
D	不攪乱	1.8	36.6
	再構成	3.7	33.2

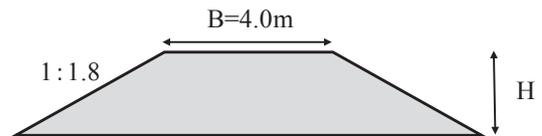


図-11 堤体モデル

### 3.3 強度定数の違いが堤体の安定解析に与える影響

不攪乱および再構成試料の強度定数の違いが堤体の安全率に及ぼす影響を検討するために、モデル堤体に対して安定解析を行った。安定解析には、実務で多く利用されているフェレニウス法を用いた。また、今回は解析ソフトとして五大開発株式会社の「堤体安定計算システム ため池計算」を用いた。堤体法面の安全率F<sub>s</sub>を式(3)により算出した。安定解析には破壊時の過剰間隙水圧は考慮していないが、「ため池整備」に従いφ', c'を用いている。

$$F_s = \frac{\sum [c' l + (W \cos \theta - ul) \tan \phi']}{\sum W \sin \theta} \quad (3)$$

ここで、

- c':各スライスのすべり面の粘着力 (kPa)
- W:各スライスのすべり面上に働く自重 (kN/m)
- θ: 各スライスのすべり面傾斜角 (°)
- u: 各スライスに作用する間隙水圧 (kN/m)
- φ':各スライスのすべり面の内部摩擦角 (°)
- l:各スライスのすべり面の長さ (m)

なお、今回は水圧を考慮しないのでu=0である。

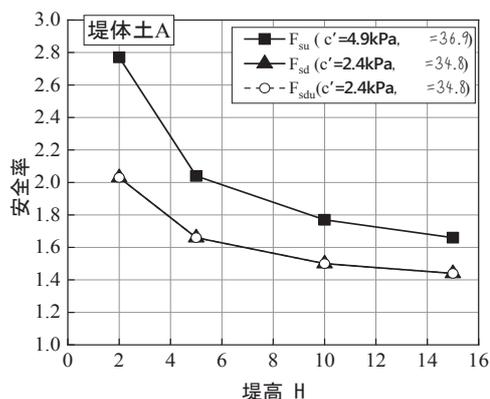
本論文の解析では、半径の異なる数パターン of 円弧に対してF<sub>s</sub>を計算し、最小安全率となるすべり面を決定した。安定解析では、図-11の堤体モデルを用いた。堤高HをH=2.0, 5.0, 10, 15 mの4パターンに設定した。表-1に示した4つの堤体寸法に基

づき堤頂幅  $B=4.0$  m, 勾配  $1:1.8$  に設定した. 実際の堤体型式や試料採取箇所は, 図-1 に示したようにため池によって異なるが, 安定解析では堤体土 A~D のみで構成された均一型の堤体モデルをそれぞれ作成した. そのため, 試料の採取箇所の違いが安定解析に与える影響はないといえる. ため池堤体の安定解析では, 安全率に大きな影響を与える堤体浸潤線および地下水位を考慮することが重要である. しかし, 本論文では, 安全率の算出結果に及ぼす要因として, 強度定数の違いにのみ着目しているため, 解析ではこれらを考慮していない.

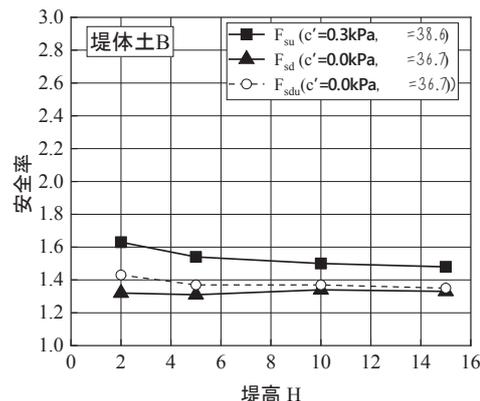
図-12(a)~(d)に, 各堤体土の不攪乱と再構成試料の  $\phi'$ ,  $c'$  の値(表-4 参照)を用いて算出した安全率  $F_s$  と堤高  $H$  の関係を示す. なお, 堤体土 B のように  $c'$  がゼロに近い場合は,  $c'=0$  として設定するケースもあるが, 本論文の主旨と異なるため, 不攪乱および再構成試料の強度定数をそのまま用いている. また, 本研究で用いた堤体土では, 不攪乱と再構成試料の  $c'$  の差は全体的に小さい. しかし, 図-4~7 に示したせん断挙動や有効応力経路をみると, 不攪乱と再構成で明らかに差があることから, 両者の強度定数の差についても必ずしも実験誤差とは言いきれないと考える.

不攪乱試料の  $\phi'$ ,  $c'$  を用いて算出した安全率を  $F_{su}$ , 再構成試料の  $\phi'$ ,  $c'$  による安全率を  $F_{sd}$  と表記する. また,  $c'=0$  kPa の場合, 図-13 に示したようにすべり面がごく浅いすべり面となり, 実際の法面崩壊時の形状とは合致しない. このような表層のごく浅いすべり面が最小安全率となる理由は, 式(3)において,  $c'=0$  kPa の場合では, 必然的に  $W \cos \theta$  が最も小さい時, すなわち表層における  $F_s$  が最小となるためである. このような場合には, 最小安全率がごく浅いすべり面にならないようにすべり円弧を設定するケースがある. そこで, 再構成試料の  $c'$  がゼロとなった堤体土 B に対して,  $F_{su}$  で算出されたすべり面に, 再構成試料の  $c'$ ,  $\phi'$  を当てはめることで, 安全率  $F_{sdu}$  を算出した. 今回は堤体土 B に加え, 比較として, 堤体土 A, D についても同様に  $F_{sdu}$  を算出した. なお, 堤体土 C は, 不攪乱試料が  $c'=0$  kPa だったことから今回は対象から除いた. 図-12(a), (b), (d)には  $F_{sdu}$  と  $H$  の関係も示している.

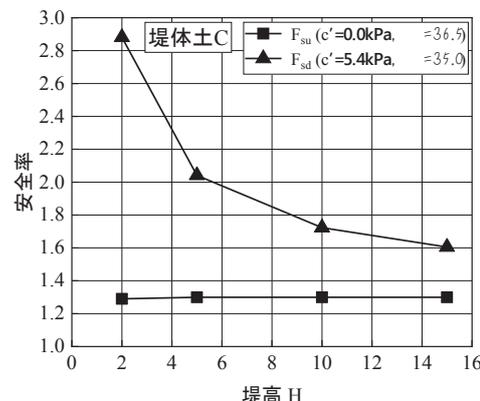
図-12 (b) の堤体土 B において,  $H=2$  m の場合  $F_{sd}$  は,  $F_{su}$  の約 0.8 倍小さく, 図-12 (c) の堤体土 C の場合では,  $F_{sd}$  は  $F_{su}$  の約 2.2 倍大きい. また, 図-12(a)~(d) より, いずれの堤体土においても  $F_s$  の差は  $H$  の増加に伴い低下する. これは,  $H$  が低い場合はすべり面上の土塊が薄く, 式(3)中の  $W \cos \theta$ ,  $W \sin \theta$  が小さくなり,  $F_s$  が  $c'$  に支配されるためである. したがって, 不攪乱試料と再構成試料の  $c'$  の差が比較的大きい堤体土 A, C, D では, 堤高が低い場合では  $F_s$  の差も大きくなる.  $H$  が増加すると  $F_s$  に与える  $c'$  の影響が小さくなるので, いずれの堤体土も  $H=15$  m の場合は,  $F_{su}$  と  $F_{sd}$  の差は 10~23%程度であり,  $H=2$  m のケースにおける  $F_{su}$  と  $F_{sd}$  の差に比べ小さくなった. 堤体土 B は, 不攪乱と再構成試料の  $c'$  の差が 0.3kPa と小さかったため,  $c'$  による  $F_s$  への影響が小さかったと考えられる. なお, 表-4 に示したように, 本研究の堤体土は  $\phi'$  の差が約  $1\sim3^\circ$  であり, 安定計算



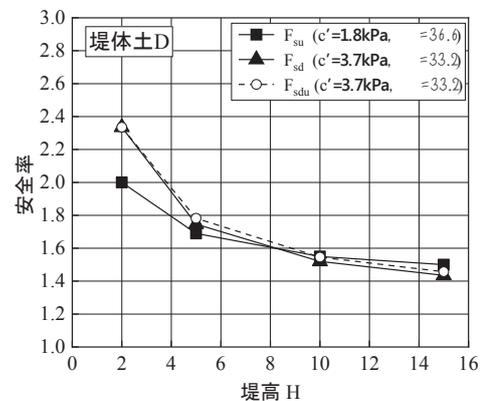
(a) 堤体土 A



(b) 堤体土 B



(c) 堤体土 C



(d) 堤体土 D

図-12 各堤体土の不攪乱および再構成試料の強度定数を用いた安全率と堤高の関係

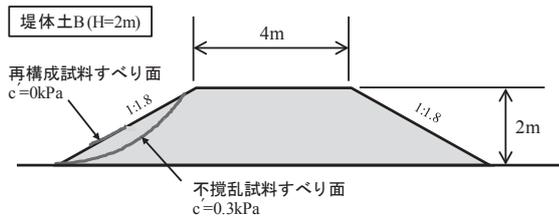


図-13 不攪乱および再構成試料の強度定数を用いたすべり面（堤体土B：H=2m）

にはこの差はほとんど影響していないことを確認している。

次に、 $F_{sdu}$ と $H$ の関係に着目する。図-12 (b) の堤体土Bの場合、 $F_{su}$ と同じすべり面に設定したことで、 $F_{sdu}$ の値は $F_{sd}$ よりも僅かに大きくなった。H=2mの場合では、 $F_{sdu}$ は $F_{su}$ の約0.9倍小さい。また、図-12 (a), (d) の堤体土A, Dでは、いずれのHにおいても、 $F_{sdu}$ は $F_{sd}$ とほぼ同じ値を示した。堤体土A, Dは再構成試料も $c'$ を有していたため、そもそもとして $F_{su}$ と $F_{sd}$ のすべり面がほぼ同じであったためである。

以上より、本論文で用いた堤体土では、再構成試料の $c'$ が不攪乱試料の $c'$ よりも低下した堤体土A, Bでは再構成試料の強度定数を用いると $F_s$ を過小評価するが、安全側の設計となることが分かった。また、再構成試料の $c'$ が不攪乱試料の $c'$ よりも増加した堤体土C, Dでは、 $F_s$ も増加した。また、堤高が高くなると不攪乱と再構成試料の $F_s$ の差は小さくなるため、堤高が高い場合は、再構成試料の強度定数を用いることも可能だと考える。一部の条件下においては、再構成試料の $c'$ が0 kPaの場合は、すべり面を人為的に設定して安定解析を行う方法が有効であることがわかった。

本論文で検討した安定解析は、強度定数の違いのみに着目していることに注意が必要である。実務に用いるためには、今後の課題として以下を検討する必要がある。一つ目は、堤体内の浸潤線を設定すると $F_s$ が小さくなることは明らかであるが、今回の安定解析では浸潤線を考慮しておらず、限定的な条件の下で解析を実施している。今後は、地下水位および浸潤線が不攪乱と再構成試料の $F_s$ の差に及ぼす影響を定量的に明らかにする必要がある。二つ目は、本論文では不攪乱試料の $c'$ の値が小さい堤体土を対象としたため、今後は $c'$ のデータを幅広く蓄積することが必要である。

#### 4. まとめ

本研究では乱れを受けた堤体の攪乱試料から不攪乱試料の強度定数を推定しその結果を安定解析に活用することを検討した。研究から得られた知見を以下に示す。

- (1) 本研究で用いた塑性を有する堤体土では、軸差応力は不攪乱試料が再構成試料よりも大きく、過剰間隙水圧は不攪乱試料より再構成試料の方が大きくなった。また、非塑性の堤体土では、最大軸差応力は不攪乱と再構成試料にほとんど

ど差はなかった。過剰間隙水圧の発生量は再構成試料の方が大きかった。

- (2) 堤体土の不攪乱および再構成試料の内部摩擦角 $\phi'$ は、約1~3%と顕著な差は見られなかった。したがって、再構成試料の $\phi'$ から不攪乱試料の $\phi'$ を推定できるといえる。
- (3) 再構成試料から不攪乱試料の $c'$ を推定するには、年代効果の影響を考慮する必要がある。
- (4) 不攪乱試料と再構成試料の $c'$ に差が大きい程 $F_s$ の差も大きくなる。また、 $F_s$ の差は堤高が高くなるにつれて小さくなる。そのため、堤高が高い場合や不攪乱と再構成試料の $c'$ の差が小さい場合は、再構成試料の強度定数を用いることが可能だといえる。また、再構成試料の $c'$ が0 kPaの場合は、すべり面を設定して安定解析を行う方法が有効といえる。

時間経過によって発達すると考えられる年代効果と $c'$ の関係を明らかにすれば、 $c'$ の推定は可能だと考える。今後は、ため池の築造年代に着目して、年代効果と $c'$ の関係性を明らかにしていきたい。

#### 謝辞

本研究は、山口県の協力のもと実施された。関係各位に謝意を表す。

#### 参考文献

- 1) 農林水産省 web ページ「ため池」[http://www.maff.go.jp/j/nousin/bousai/bousai\\_saigai/b\\_tameike/#tameiketoha](http://www.maff.go.jp/j/nousin/bousai/bousai_saigai/b_tameike/#tameiketoha) (閲覧日：2019/4/2)
- 2) 田中忠次, 龍岡文夫, 毛利栄征：東北地方太平洋沖地震による藤沼湖の決壊原因調査について、ダム工学, Vol.23, No.2, pp.99-114, 2013.
- 3) 農林水産省 web ページ「ため池一斉点検の結果について (平成28年3月末時点)」  
<http://www.maff.go.jp/j/press/nousin/bousai/160831.html> (閲覧日：2019/4/2)
- 4) 農林水産省 web ページ「平成30年7月豪雨をふまえた今後のため池対策の進め方について」  
[http://www.maff.go.jp/j/press/nousin/bousai/181113\\_9.html](http://www.maff.go.jp/j/press/nousin/bousai/181113_9.html) (閲覧日：2019/4/2)
- 5) 土田孝：三軸試験による自然粘性土地盤の強度決定法に関する研究, 運輸省港湾技術研究所資料, No.688, p.26, 1990.
- 6) 中瀬明男, 小林正樹, 兼近明男：粘性土の非排水せん断強度と変形係数, 港湾技術研究所報告, Vol. 11, No.2, 1972.
- 7) 八木則男, 矢田部龍一：乱れを受けた飽和粘性土の力学特性, 土木学会論文集, Vol. 352, pp.179-186, 1984.
- 8) 亀井健史, 佐野博昭：試料の準備方法の違いが粘性土のせん断特性に及ぼす影響, 地すべり, Vol. 29, No.4, pp.25-31, 1993.
- 9) 亀井健史, 常田亮：不攪乱試料と練返し再圧密試料の非排水せん断特性の比較, 土木学会論文集, No.469, pp.135-

- 138,1993.
- 10) 土地改良事業設計指針「ため池整備」, 農業農村工学会, 2015.
  - 11) 地盤調査の方法と解説—二分冊の1—, 公益社団法人地盤工学会, pp.201-204, 2013.
  - 12) 土田孝, 野口孝俊, 渡部要一: 東京湾の海底地盤から採取した不攪乱粘土試料の各種強度試験に基づいた品質評価, 地盤工学ジャーナル, Vol.12, No.1, pp.135-149, 2017.
  - 13) 農林水産省 web ページ, 「土木工事共通仕様書」  
[http://www.maff.go.jp/j/nousin/seko/kyotu\\_siyosyo/k\\_doboku/](http://www.maff.go.jp/j/nousin/seko/kyotu_siyosyo/k_doboku/)  
(閲覧日: 2019/09/27)
  - 14) 堀俊和: 農業用ため池の豪雨災害に関する研究, 農業工学研究所報告, Vol.44, pp.139-247, 2015.
  - 15) 岡林巧, 兵動正幸, 安福規之, 村田秀一: 乱した一次しらすの非排水単調および繰返しせん断挙動, 土木学会論文集, No. 499/III-28, pp. 97-106, 1994.
  - 16) 赤坂幸洋, 向井亮介, 島田徹也, 野村英雄: 築堤過程の締固めの影響を反映した, 既存ため池堤体土の強度評価方法に関する考察, 第52回地盤工学研究発表会, pp.1011-1012, 2017.
  - 17) 小西義夫, 兵動正幸, 伊東周作: 塑性の異なる細粒分と砂の混合土の圧縮・せん断特性, 土木学会論文集 C, Vol.63, No.4, pp.1142-1152, 2007.
  - 18) 地盤材料試験の方法と解説—二分冊の2—, 公益社団法人地盤工学会, p.594, 2009.

(2019年6月17日 受付)

