

藤沼ダム再生～地震被害から耐震強化までの新たな枠組みによる解析・検討

毛利 栄征^{*1}

*1 茨城大学名誉教授

龍岡 文夫^{*2}

*2 東京大学・東京理科大学名誉教授

田中 忠次^{*3}

*3 東京大学名誉教授

デュッティン・アントワン^{*4}

*4 (株)複合技術研究所

三浦 亨^{*5}

*5 NTCコンサルタンツ(株)

1 はじめに

農業用ため池は豪雨や地震によって毎年多くの被害を受けている。特に地震時には突発的な決壊にいたることも多く、貯水が洪水となって下流地域の二次被災につながることも少なくない。全国のため池の地震時の安全性については、レベル1地震動に対して検証が進んでいる。しかし、被災原因の究明と安定解析の信頼性の検証から堤体の強化復旧・耐震強化した堤体の安定性の確認までを系統的に解析・検討した報告は見当たらない。

近年の特筆すべきため池の地震被害として、平成23年東北地方太平洋沖地震(3月11日14時46分、モーメントマグニチュード $M_w=9.0$)による福島県内の農業用ダムおよびため池の被災がある。県内の3,730カ所のため池のうち750カ所の被災と3カ所のため池の決壊があった。藤沼ダム(福島県須賀川市)は、本堤(堤高18.5m、頂長133.2m)と副堤(堤高10.5m、堤頂長72.5mの土堰堤)からなるアースフィルダムである。本堤の決壊と副堤の大規模崩壊の原因は、「福島県農業用ダム・

ため池耐震性検証委員会」¹⁾によって明らかにされている。本報告¹⁾では、藤沼ダムを事例として、決壊した堤体の被災状況と安定解析の整合性の検証とともに、その過程から浮かび上がる従前の解析手法と堤体の施工管理の課題を明らかにし、新たな枠組みを提案し実施している。

以下が具体的な内容である。1) 堤体の破壊予測には、堤体土の地震時の強度低下を導入できる安定解析を用いる必要がある。2) 安定解析の予測能力は、実際の被災状況との比較検証によって信頼性を検証する必要がある。3) 飽和度管理を導入した新たな締固め管理を実施することで、高品質・高強度盛土が実現できる。4) 復旧された新堤体は、開発した安定解析によって大規模地震に対する安全性が確認されている。

2 藤沼ダムの決壊前の状況

藤沼ダムは、昭和12年に建設に着手されている。当時は、耐震性に関する基準類は制定されておらず、耐震設計は実施されていない。また、盛土の締固め方法と締固め管理などの点でも明確な基準

がなく、人力主体で経験的な技術によって築堤されている。

2.1 堤体の状況

地震により崩壊した堤体(旧堤体と表記)は、土質構成と施工時期の違いにより3層(上部盛土、中部盛土、下部盛土)に区分でき、上部盛土は粗粒質砂主体で、中部盛土は砂質シルト、下部盛土は礫混じり細粒分質砂を主体としている。図1と表1に堤体土の層区分と特性を示す。また、堤体の締固め度 D_c 値は図2に示すように、上部盛土では標準プロクター基準による締固めエネルギー(1Ec)に基づくB法で87.9%と低い上に、図3に示すように液状化の危険性が高い土質である。中部盛土でも81.6%と87.4%(B法)、下部盛土でも86.4%と93.7%(B法)と低い値が得られた。

2.2 堤体の被災状況

藤沼ダムの旧堤体は、現地調査等¹⁾により確認及び推定した堤体の複数のすべりのうち生起順で4番目までを図4(a)に示す。上流側堤体の崩壊状況は(b)に示す。藤沼ダムの南東約3kmに位置

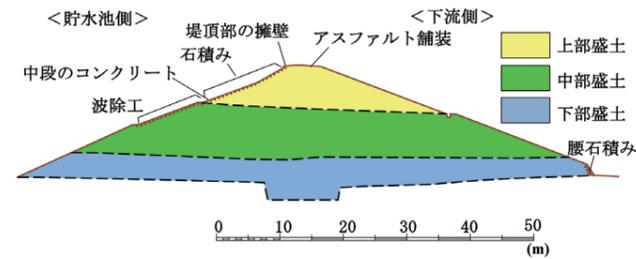


図1 堤体断面と付帯構造物の配置¹⁾

するKik-net長沼観測所で得られた地震波形を図5に示す。本観測所で 3.93m/s^2 が観測されており、 0.50m/s^2 以上の地震動が100秒間も継続したことが大きな特徴である。なお、「gal」は cm/s^2 を意味する。旧堤体の被災状況の調査では、上部盛土のすべり1が先行的に上流側に大きくすべり崩壊し、これに続いて中部盛土を主体とするすべり2が発生し、不安定化した堤体は深いすべり3の発生に至ったと結論している。すべり3は開削調査によって滞筋断面とそれに隣接する箇所、中部盛土と下部盛土の境界面近くに認められ、4mのすべりが発生していることが確認されている。これらの地震初期の滞筋部でのすべり1、2、3による天端沈下量は、少なくとも天端余裕高さの2.387m以上であった可能性が高い。

3 堤体の崩壊状況の予測

旧堤体の安定性を「土地改良事業計画設計基準・設計「ダム」基準書(平成15年)」に準じて、極限平衡法の円弧すべり計算(有効応力解析)を行った。解析に用いた地盤定数は、原位置試験及び室内土質試験から得られた値である。なお、解析は排水条件を仮定した計算であり、有効応力表示のピーク強度パラメータは粘着力 c' 、内部摩擦角 ϕ' を用いている。すべり安定計算の結果は、図6に示す

ように常時満水位の時に地震力(水平震度0.15)が作用する条件で、堤体上流側で安全率 $F_s=1.15$ となり現在の設計基準の安全率の許容値1.2を若干下回るが、直ちにすべり破壊する状況にはない。しかし、実際には堤体盛土は大規模崩壊しており、この解析手法では十分に地震時のすべり破壊を説明できないことがわかる。一方、指針に準拠して設計震度0.15の場合で上部盛土の粒度特性と繰返し非排水三軸試験結果から求めた液状化抵抗率FLは1.75であり、堤体は液状化しない判定となった。しかし、実際には地震時に非排水繰返し载荷を受けて飽和領域では非排水せん断強度が大幅に低下して堤体を不安定化したと判断できるが、この現象は上記の液状化判定には反映されていない。

以上のように従前の安定解析手法は、地震による藤沼ダムの決壊を適切に予見できない

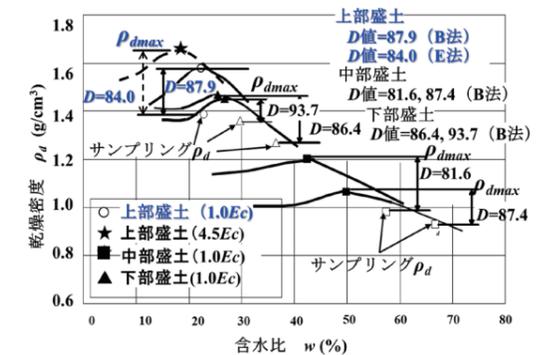


図2 堤体土の締固め特性と締固め度¹⁾

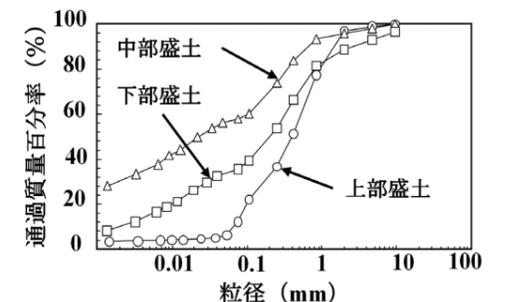
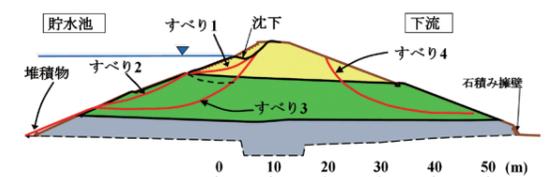


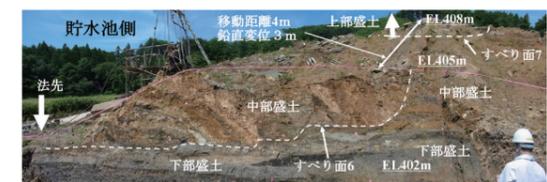
図3 堤体土の粒度分布¹⁾

表1 堤体土の強度特性

地層名	層相	N値	飽和密度 ρ_s (g/cm³)	せん断強度 ピーク強度		
				c' (kN/m²)	ϕ' (°)	
盛土	上部盛土	砂質土	2	1.70	14	28
	中部盛土	粘性土	5	1.55	3	38
	下部盛土	砂質土	4	1.75	3	40
基礎地盤	非火山性堆積物層	礫・砂	13	1.54	18	29
	白川層(風化部)	火山砕積物	19	1.80	-	-



(a) すべり面の位置



(b) すべり面の確認

図4 堤体の被災状況(滞筋部)¹⁾

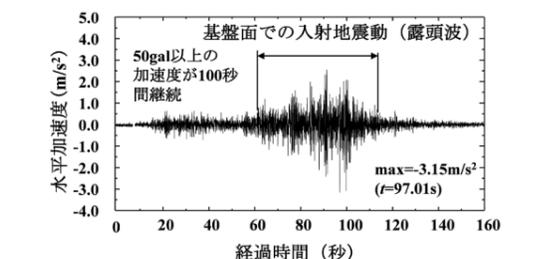


図5 Kik-net長沼観測所で観測された地震波形

ことから、強化復旧される新堤体の設計に同手法を適用できない。

4 強度低下を考慮した解析

新堤体が大規模地震でも安全であることを確認するためには、適用する安定解析手法が、旧堤体のすべり破壊・残留沈下量を適切に再現できることが必要である。この条件を満たした安定解析手法を、以下のように開発した。

4.1 準静的非線形 FEM 解析

この解析では、堤体盛土内のすべり以外の連続的変形を予測する。すなわち、4.2で説明するすべり解析では、すべり面以外は変形しない剛体と仮定するが、実際にはすべりが生じる前は堤体全体で変形や沈下が生じ、すべり面発生後はすべり面より下方の土塊ではさらに変形が生じる。この変形は準静的非線形 FEM 解析で算定した。この解析法では、地震動をパルスに置き換えて、各パルスから換算した地震荷重と自重を合算した静的な力を堤体の作用外力として堤体の変形を算定する。この時、堤体の強度と剛性は、各パルスよりも前の地震動履歴によって劣化した値を用いる。複数の地震荷重パルスによって生じた堤体全体の変形量のうちで最終的に最大となった変形量を、地震による堤体の残留変形量とする。

4.2 堤体の強度低下と Newmark-D 法解析による残留変形解析

次に、堤体盛土にすべりが発生することによる変形量を予測する。そのためには、地震時の各時点において堤体土が發揮できる強度を予測できる必要がある。特に、安定解析では地震時に堤体土

の飽和した領域が非排水状態となるため正の過剰間隙水圧が発生して非排水強度が低下することを考慮する必要がある。図7は堤体土が地震時に受ける損傷ひずみに応じて非排水せん断強度が低下することを示している。堤体上部盛土は砂質性の土質と低い締固め状態であることから、地震時に生じる損傷ひずみが大きくなることもあり、大きな強度低下を示すことになる。このような土の強度の継続

的な低下を Newmark-D 法による解析に導入することによって、地震動の継続中に累積する剛体すべり量を土の特性に即して適正に求めることができる。堤体の最終残留変形量は、準静的非線形 FEM 解析によって求まる変形量と剛体すべり量を合算して求める。具体的な解析手順については、参考文献2) に詳述している。

図8は地震動が継続することによって堤体の強度(降伏震度)が

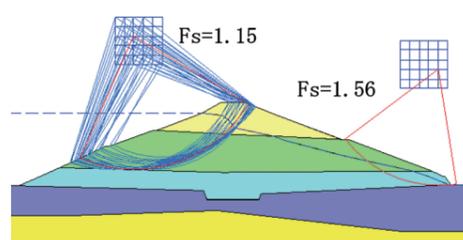


図6 ため池整備指針による安定解析

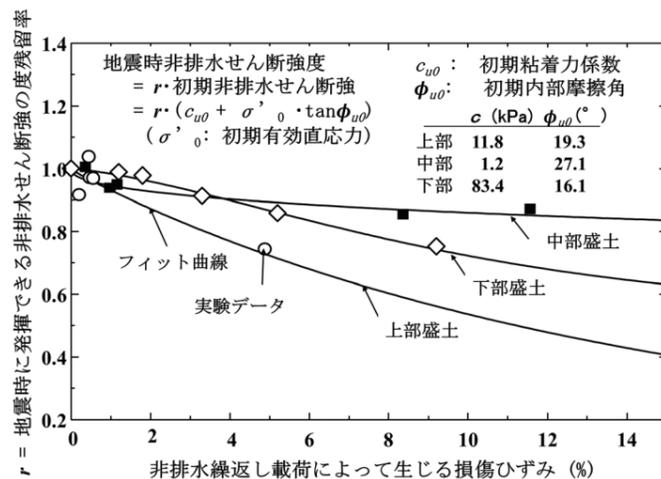


図7 旧堤体材料の強度低下¹⁾

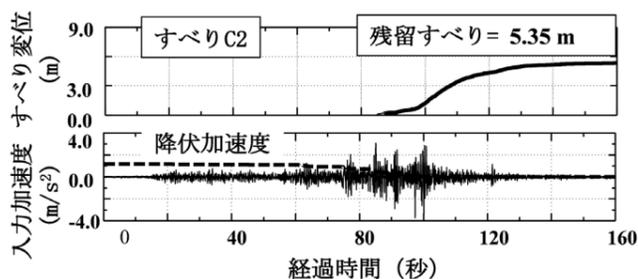


図8 Newmark-D 法によるすべり変位¹⁾

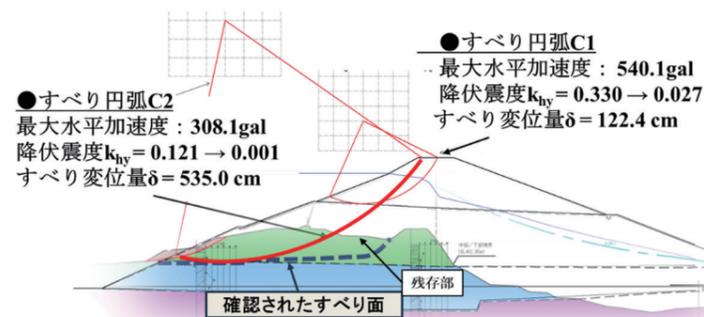


図9 旧堤体 Newmark-D 法による解析結果と被災堤体の重ね合わせ

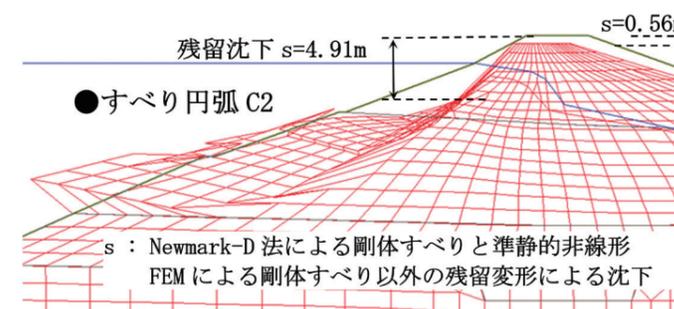


図10 旧堤体の合算残留沈下形

低下するため、残留すべりが大きく累積していることを示している。図9は Newmark-D 法による旧堤体の濡筋断面での解析結果²⁾である。上部盛土内部での円弧すべり C1 と上部盛土から中部盛土を通るすべり C2 が発生し、大きな残留すべりが生じている。それらの位置と規模は実際のすべり 1、3 と良く対応している。特にすべり C2 の法先部の位置は、現場調査で得られた図4(b)のすべり面の位置とほぼ完全に重なる。最終的な残留すべりは、すべり C1 で 1.22m とすべり C2 で 5.35m と非常に大きくなっている。図10に示す堤頂残留沈下は剛体すべりでは 4.91m、連続体としての変形では 0.56m であり、両者の合計は 5.47m にもなった。

藤沼ダムの堤体上部は地震によって完全に流失したため、堤頂部の実際の沈下量は不明である

が、残置していた堤体から推定されるすべり規模と解析によるすべり位置や沈下量はよく対応しており、解析の予測能力が高いことが分かる。特に、堤頂残留沈下の解析値 5.47m は満水面から天端までの堤体余裕高 (2.387m) よりもかなり大きく、実際の越流を伴った崩壊現象と整合している。Newmark-D 法は、設計指針に記載の「排水強度(有効応力)を用いた円弧すべり法」と比較すると、地震時に低下する堤体の非排水せん断強度(全応力)に基づいており、地震時に低下する堤体の非排水せん断強度(全応力)に基づいており、地震時の堤体の挙動をより正確に再現できる。

5 堤体の決壊原因と技術的課題のまとめ

4章で示したように、決壊の誘因は堤体の著しい強度低下を引き起こすような強い地震動が長時間

継続したことにより、素因は近代的な設計施工技術が確立される以前の築堤であったことによる「堤体材料の不適切な選定(特に上部盛土の砂質土)」と「全般的な低い締固め状態、特に砂質土の上部盛土での低い締固め状態」である。また、Newmark-D 法解析は地震時に發揮できる堤体の強度(非排水せん断強度の初期値と地震による強度低下)を導入できる手法であり、その解析結果は図9に示すように地震後の崩壊した堤体の形状とよく整合している。

決壊した藤沼ダムの再建では、決壊を回避するために地震による堤体天端沈下量は許容沈下量以下とすることを設計目標としている。このためには、施工面では地震時の堤体土の高い初期強度を保証し強度低下を抑制できる土質の選定と適切な施工管理による高い締固め実現する必要がある。

このことから、新堤体の設計・施工での具体的技術課題として、以下のことを挙げることができる。

- ①適切な堤体構造の選定
- ②適切な堤体材料の選定
- ③堤体の適切な締固めによる品質の確保と評価
- ④締固め度の影響を考慮した堤体強度の評価
- ⑤④を考慮した堤体の地震時安定解析法と安全性照査

6章では、これらの課題にどのように対処したのか説明する。

6 新堤体の設計・施工

6.1 堤体の土質とゾーニング

新堤体の設計・施工では、旧堤体の崩壊の要因を確実に排除するために堤体構造、土質と締固め法を以下のように見直した³⁾。

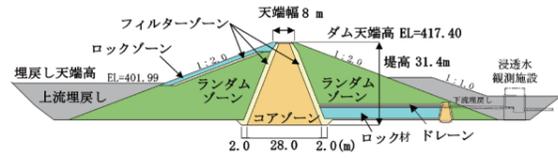


図11 新堤体 中心遮水型アースフィルダム²⁾

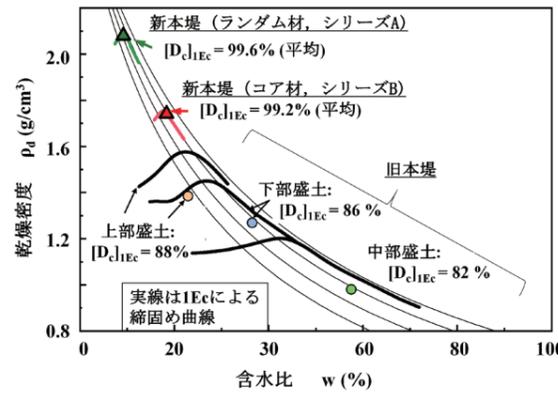


図12 旧堤体と新堤体の締固め特性と締固め度²⁾

- a) 盛立材料：図11に示すように堤体材料はゾーンごとに適切な材料を選定した。
- b) 堤体の締固め：堤体のせん断強度の向上には、締固め度の向上が重要であり、これを実現するために、従来の締固め度と含水比の規定に加えて飽和度の規定を設けた新たな枠組みの締固め管理基準を導入した。

6.2 締固め管理の新しい枠組み

新堤体の設計開始時（平成24年～25年）の土地改良事業設計指針「ため池整備」においては、盛土の標準プロクター（1Ec）の締固めエネルギーでの最大乾燥密度 ρ_{dmax} を基準とした締固め度 $[D_c]_{1Ec} = 90 \sim 95\%$ を規定しているが、実際の農業用ため池では、 $[D_c]_{1Ec} = 90\%$ を全測定値の許容下限値とし最適含水比 (w_{opt}) 以上の含水比 w を許容する締固め管理であった。このため、盛土材料の含水比は高い

状態となり飽和度 S_r が100%に近づいて過転圧状態となり締固め乾燥密度が十分に上昇しないことが多かった。過転圧状態を避けるために十分な回数の転圧が回避され施工目標が疎かになることがあった。このような課題を踏まえて、藤沼ダムの復旧では新たな枠組みの締固め管理基準を取り入れた。特に、盛土の締固め度 $[D_c]_{1Ec}$ と含水比 w とともに飽和度 S_r の目標値と管理値を規定した。含水比と飽

和度を管理することにより施工時含水比 w が高くなることによる過転圧とそれに伴う土の強度低下を確実に回避している。具体的には、近年のフィルダムの管理基準に倣って、 $[D_c]_{1Ec}$ の許容最低値（管理基準値）を従来の90%から95%に引き上げた。さらに性能・品質を重視するために、従来は管理値として設定されなかった「施工目標値」を $[D_c]_{1Ec} = 100\%$ と定め、実際の平均値がこの値に達するように施工することにした³⁾。図12に再建された新堤体と被災した旧堤体の締固め状態を示すが、新堤体では $[D_c]_{1Ec}$ の平均値の目標値100%はほぼ実現した。また、飽和度 S_r 値の管理では、最大乾燥密度が得られる最適飽和度 ($S_r)_{opt}$ を目標値として定め、遮水性ゾーンでは $1 \times 10^{-5} \text{cm/s}$ 以下の現場透水係数を実現するように盛土の飽和度の許容下限値を設定した。

要求性能を実現するために、盛土材の土質、含水比 w 、締固めエネルギーの目標値からの乖離とばらつきを抑制するために、5つの管理境界を設定した。表2、3に、それぞれの管理境界の物理的・工学的な意味と数値を示す。これらの管理境界値は、室内試験、現場試験、現場転圧試験によって設定した。

6.3 盛土の品質管理と関連した締固め管理

新堤体の築堤では、堤体のゾーン毎に定めた品質確認の試験項目とその頻度を以下のように規定した。

- ・日常管理試験（毎日1回）による現場乾燥密度・含水比測定
- ・定期管理試験（毎月1、2回）及び定期確認試験（盛土量 $10,000 \text{m}^3$ 毎）による盛土材の粒度試験と室内締固め試験

図13に新堤体の定期管理（19回）で得られた盛土材の代表試料の締固め曲線と日常管理試験で得られた各現場締固め状態（○印のデータ）を示す。現場では土質、含水比、締固めエネルギーが不可避免的に変動するため、各現場締固め状態は締固め曲線に対してばらつくが、締固め曲線がばらついているために、全工程での締固め状況が管理範囲にあるのかを把握できない。そこで、ゾーンごとの締固め状態を以下の様にして把握した。

図14に、図13に示す締固め曲線を締固め度 $[D_c]_{1Ec} = (\rho_d) / [(\rho_d)_{max}]_{1Ec}$ と $S_r - (S_r)_{opt}$ の関係に正規化して再プロットした。最適飽和度 ($S_r)_{opt}$ の値はほぼ一定である。図13での締固め曲線の変動に関わらず、正規化締固め曲線はほぼ一定である。この正規化関係は土質と現場CELに依らないと仮定

表2 締固めにおける5つの管理境界

管理境界	土構造物の要求性能の実現に必要な物理特性	高い強度・剛性確保			
		水浸時の強度低下・沈下抑制	遮水性確保	過転圧防止	
締固め前の盛土材の管理境界	含水比 w	下限: WL	○	○	○
		上限: WU	●	○	●
締固めた盛土の管理境界	締固め度 $[D_c]_{1Ec}$	下限: DL	●	○	○
	飽和度 S_r	下限: SL	●	●	●
		上限: SU	○	○	●

注 ●: その要求性能の確保に非常に重要な境界
○: その要求性能の確保に重要な境界

表3 堤体の締固め管理で設定した管理境界値

管理項目	盛土材	コア材 (撤出し厚: 25cm) (転圧回数: 8回)	ランダム材 (撤出し厚: 5cm) (転圧回数: 8回)
含水比下限値: WL		$[w_{opt}]_{1Ec} - 1.0\%$	$[w_{opt}]_{1Ec} - 1.0\%$
含水比上限値: WU		$[w_{opt}]_{1Ec} + 2.0\%$	$[w_{opt}]_{1Ec} + 1.0\%$
締固め度下限値: DL		$[D_c]_{1Ec}$ の95%	$[D_c]_{1Ec}$ の95%
飽和度下限値: SL		$(S_r)_{opt} - 5\%$	$(S_r)_{opt} - 15\%$
飽和度上限値: SU		$(S_r)_{opt} + 5\%$	$(S_r)_{opt} + 6\%$

できるので、図14の縦軸を「現場での真の締固め度 $[D_c]_t = (\rho_d) / [(\rho_d)_{max}]$ 」に置き換えると、現場での施工管理において、現場 S_r の値をこの正規化締固め曲線に代入すれば、現場CELに関わらず現場での真の締固め度 $[D_c]_t$ を推定できる。つまり、現場 S_r を管理することによって現場締固め状態を管理できる。これを踏まえて、従来の締固め度と含水比の管理に飽和度管理を追加した。新たに設定した締固めの管理領域は、図15に示す。施工目標(点T)は、 $[D_c]_{1Ec} = 100\%$ 、 $w = (w_{opt})_{1Ec}$ 、 $S_r = (S_r)_{opt}$ である。

現場締固め状態全体と上記管理境界との関係を把握するために、図13に示す○印のデータを図15に次のように再プロットした。まず、各ロットの盛土材の間での土質の相違による締固め曲線のばらつきの問題を解消するために、図13に示す締固め曲線の平均締固め曲線を得た（図中の太い曲線N）。次に、定期管理試験（シリーズA）で実測された各現場締固め状態を平均締固め曲線Nに対して再

プロットした（小さな○印）。その時、各○印のデータの飽和度 S_r は変更せず、またそのデータの平均締固め曲線Nを基準とした $[D_c]_{1Ec}$ の値はそのデータの現場乾燥密度 ρ_d の対応する盛土材代表試料の室内締固め試験（1Ec）による最大乾燥密度 $[(\rho_d)_{max}]_{1Ec}$ に対する比に維持した。大きな○印はその平均状態である。全ての現場締固め状態は、ばらついているが許容領域内にある。しかし、全体として締固め目標Tよりも低乾燥密度・高含水比側に偏在している。その原因として、「図13に示す締固め曲線を求めた各ロットの盛土材代表試料の土質が「現場で締固めて (w, ρ_d) の値を測定した盛土材の土質から偏っていたことが考えられた。そこで、現場で (w, ρ_d) を測定した箇所（複数）から試料を採取して室内締固め試験（1Ec）を実施し最大乾燥密度 $[(\rho_d)_{max}]_{1Ec}$ を求めた。飽和度 S_r の値は現場の値に維

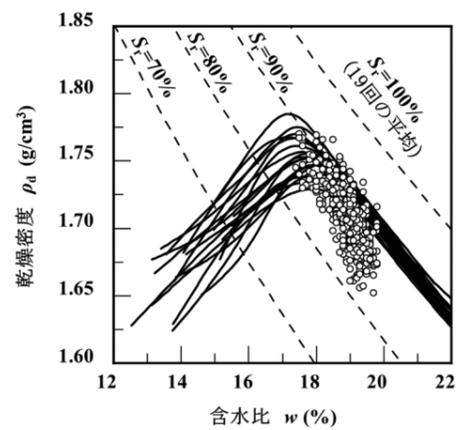


図13 堤体の遮水ゾーンでの19回の定期管理による1Ecでの締固め曲線と現場締固め状態の全データ²⁾

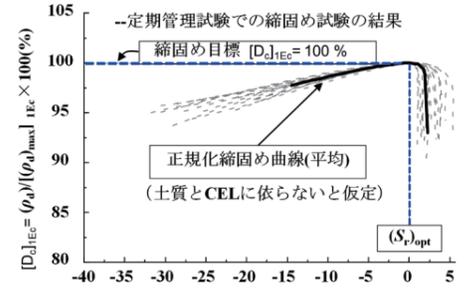


図14 正規化締固め曲線（新堤体の遮水ゾーン）²⁾

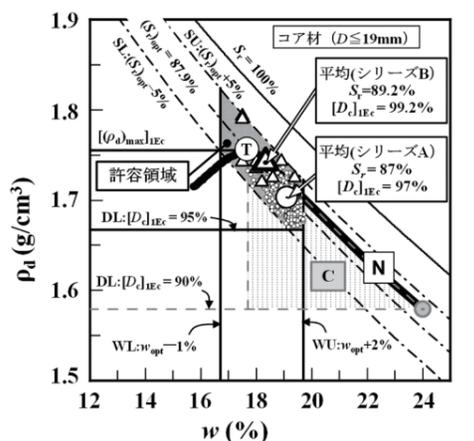


図15 新堤体の遮水ゾーンの締固め曲線のばらつきを除去した全定期管理試験²⁾

持し、平均締固め曲線 N に対する締固め度 $[D_c]_{IEc}$ は「現場試料の $[(\rho_d)_{max}]_{IEc}$ に対する比」としたのが図 15 に示す多数の小さな△印であり、大きな△印はその平均状態である。遮水材のこの平均状態は目標点 T に非常に近く $[D_c]_{IEc}=99.2\%$ であり、図 12 に示すように被災した旧本堤よりも遥かに高い値である。ランダム材も同様である。この結果は、新たに採用した締固め管理法が有効に機能したことを示している。

なお、図 15 に示す平均締固め曲線 N を基準とした管理境界線とそれらで構成された管理許容領域（ハッチ領域）は、領域 C で示す旧ため池整備指針による管理領域と比較すると、低含水比、高乾燥密度であり飽和度の許容下限値はかなり高く、高品質の盛土を実現する上で有効であることが分かる。

7 耐震性評価のための土質試験と安定解析

新たな施工管理基準に基づいて築堤した新堤体の安全性を確認するために、堤体土の強度特性を土質試験によって求め、その特性を用いて安定解析を実施した。

7.1 非排水繰返し载荷による堤体土の非排水強度の低下

旧堤体の中部、下部、上部の盛土材と新堤体のコア材とランダム材の強度は一連の非排水繰返し三軸試験と非排水三軸圧縮試験によって測定し、以下の特性を確認した。

締固め度が低く砂質である旧堤体の上部盛土では、(1) 初期非排水せん断強度 τ_{cu0} が低い上に、(2) 非排水繰返し载荷で大きな損傷ひずみ ε_D が生じやすく、(3) ε_D による非排水強度の低下率も大きい。

これらのため、地震時非排水せん断強度 τ_{cuD} は非常に小さい値に低下し、液体状になる可能性もある。旧堤体の下部、中部盛土の地震時非排水せん断強度 τ_{cuD} はかなり低下する。(3) に関して、図 16 に非排水繰返し载荷で生じた最大ひずみ（損傷ひずみ ε_D ）による非排水せん断強度の低下特性を示す。旧堤体上部盛土の ε_D による強度低下率は、明確に大きい。

一方、密詰めで細粒分を適度に含有する新堤体盛土では、(1) 初期非排水せん断強度 τ_{cu0} が高い上に、(2) 非排水繰返し载荷で損傷ひずみ ε_D が生じにくく、(3) ε_D による非排水せん断強度の低下率が小さい。これらのため、地震時も高い非排水せん断強度 τ_{cuD} を維持できて液体状になる可能性はな

なる³⁾。このように、堤体の地震時非排水せん断強度には、土質の影響に加えて締固めの影響が非常に大きく、新堤体の耐震性の向上には適切な締固めが必須であることが分かる。

7.2 安定解析

新堤体の安定性は、旧堤体の崩壊を説明できる解析法によって照査することで確認した。すなわち、累積損傷理論と全応力法に基づく地震時強度と地震荷重の設定の枠組みで構成された下記 2 つの解析を地震時の飽和土の非排水せん断強度の低下を考慮して行い、残留変形量を算定した。(1) Newmark-D 法による剛体円弧すべり解析。(2) 準静的非線形

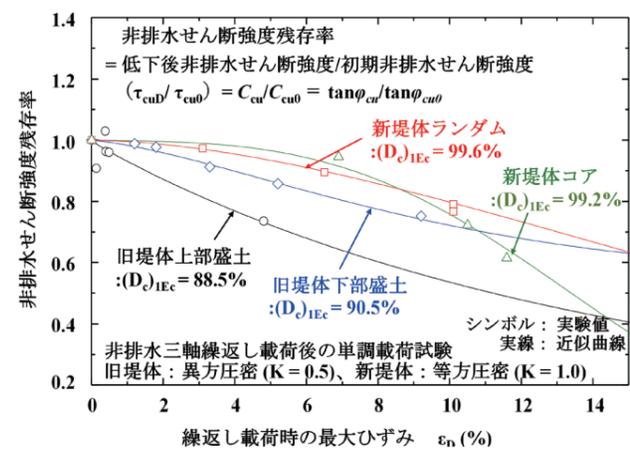


図 16 新旧堤の堤体材料の疲労曲線とせん断強度低下特性²⁾

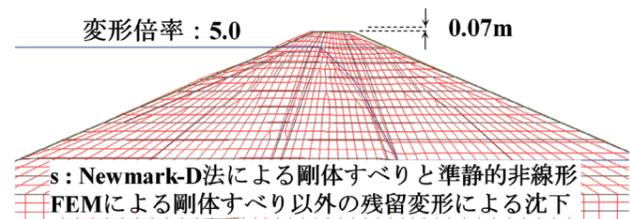


図 18 新堤体の合算変形²⁾

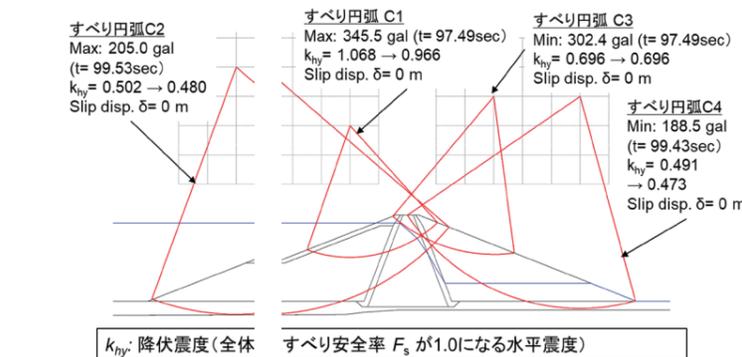


図 17 新堤体の Newmark-D 法による地震時残留変形解析²⁾

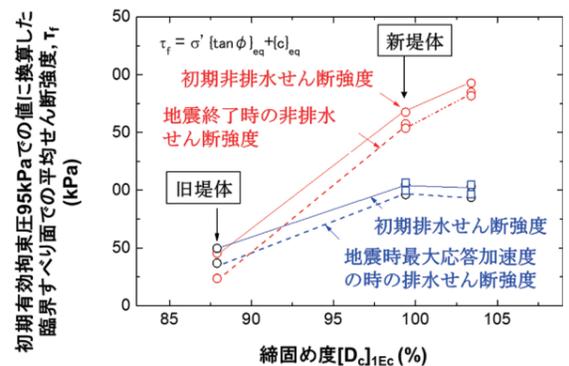


図 19 旧堤体と新堤体の非排水せん断強度及び排水せん断強度と $[D_c]_{IEc}$ の関係

FEM による剛体すべり以外の残留変形解析。これらの解析では、旧堤体の解析に用いた地震荷重を用いた。

図 17 は、いずれの臨界すべり面でも降伏震度 k_{hy} の初期値と低下後の値は作用水平震度 k_h の最大値よりも遥かに高く、すべりは全く生じていないことを示している。図 18 に新堤体の残留変形状態を示す。準静的非線形 FEM 解析による残留変形だけが生じており、最終堤頂沈下は 0.07m と非常に小さい。以上のように、新堤体の設計段階でその高い耐震性を確認できた。

図 19 に、Newmark-D 法で求めた堤体上部の代表的な臨界円弧すべり面に沿って発揮された非排水せん断強度（初期と地震後）、及

び排水せん断強度（初期と地震時）と締固め度の関係を示す。締固め度が非常に悪い旧堤体の上部盛土では、地震時に発揮される非排水せん断強度は低い初期値からさらに低下したことがわかる。締固めが適切な新堤体では、非排水せん断強度は非排水繰返し载荷で若干低下するが、排水せん断強度よりも遥かに高い値を保っている。

これらの結果は、地震時の高い安全性には適切な締固めが必須であることを端的に示している。

以上説明した残留すべり・変形解析法は、排水せん断強度に基づいて安全率を求める従来の方法と比較して、以下の点で優れている³⁾。

- ① 締固めが悪い盛土に対しては、危険性を過小評価しない。
- ② 良く締固めた盛土に対しては、盛土の適切な締固めなどの現実的な耐震対策の有効性を確認できる。

8 まとめ

ため池の被災から復旧過程で実施する被災原因の究明と新堤体の設計・施工時に注目すべき重要事項、さらに具体的な実施結果を以下に示す。

- ① 堤体の安全性には、土が地震時に発揮できる強度、特に初期強度と強度低下が支配的である。
- ② 地震時の強度低下を考慮できる Newmark-D 法解析と準静的非線形 FEM 解析を組み合わせ、堤体の破壊を適切に予測できる。
- ③ 地震時に大きな被害を防止するためには、地震時に強度低下せず高強度を維持できるように、適切な土質を選定し、適切な施工管理を実施する必要がある。
- ④ 締固め度と含水比に加えて飽和度を管理して、過転圧を回避して遮水盛土では低透水係数を維

持し、高強度・高品質の盛土を構築することが重要である。

⑤ 堤高 31.4m に大規模化された堤体は、Newmark-D 解析と準静的非線形 FEM 解析によって安全であることが確認できた⁴⁾。

被災ため池の強化復旧での取り組みを紹介した。豪雨や地震で被害を受けたため池の再構築、及び既設ため池堤体の耐震強化、高耐震性の新設ため池堤体の建設に少しでも貢献できることを期待したい。

参考文献

- 1) 福島県農業用ダム、ため池耐震性検証委員会：藤沼湖の決壊原因調査報告書，pp. 1-100, 2012.
- 2) 鈴木秀一郎、渡邊浩樹、田中忠次、龍岡文夫、デュッティン・アントワン、三浦亨：藤沼ダムの決壊メカニズムの解明とその原因：農業農村工学会誌、第 89 巻、12 号、pp. 943-948, 2021.
- 3) 鈴木秀一郎、田中忠次、龍岡文夫、毛利栄征、DUTTINE Antoine、三浦亨：藤沼ダムの新たな締固め管理と安定解析による再建、農業農村工学会誌、第 90 巻、8 号、pp. 599-604, 2022.
- 4) 鈴木秀一郎、渡邊浩樹、三浦亨、デュッティン・アントワン、山岸明広：震災による崩壊から復旧した藤沼ダムの運用、農業農村工学会誌、第 91 巻、7 号、pp. 537-541, 2023.

事務局から：

「藤沼ダム」の被災原因と強化復旧に関する農業農村工学会誌掲載報文のリンク先をご紹介します。

