

老朽化フィルダム堤体の 固化処理底泥土を用いた耐震補強事例

北島 明¹・福島 伸二²・谷 茂³

¹ 正会員 株式会社 フジタ 技術センター (〒243-0125 神奈川県厚木市小野 2025-1)

² フェロー会員 株式会社 フジタ 土木本部 (〒151-8570 東京都渋谷区千駄ヶ谷 4-25-2)

³ 正会員 (独)農研機構 農村工学研究所 (〒305-8609 茨城県つくば市観音台 2-1-2)

築造年代の古いフィルダムやため池は老朽化が進み堤体の地震時の安定性不足や漏水等により早急な改修が必要とされている例が多い。筆者らはこれまでに老朽化ため池の堤体改修(補強や漏水防止)を目的に、池内に堆積した底泥土を固化処理して所要の強度と遮水性を有するように人工的に製造した築堤土により堤体を築造する砕・転圧盛土工法を開発してきた。本工法は堤体改修と底泥土の除去処分が同時に達成できることから、ため池よりも規模の大きいフィルダムの堤体改修に適用できれば経済的で効率的な改修が期待できる。本論文では、砕・転圧盛土工法をあるフィルダム堤体の耐震補強に適用した事例を紹介するもので、設計の基本的考え方や施工方法について報告する。

キーワード :老朽化フィルダム, 補強, 底泥土, 固化処理土, 強度, 遮水性

1. まえがき

築造後40年以上経過したフィルダムの多くは老朽化が進み堤体の安定性不足や漏水等により早急な改修を必要とされている。しかし、ダム近傍での強度と遮水性を有する築堤土の入手や、貯水量低下や水質悪化の原因となる底泥土などの除去処分地の確保が困難で、改修が計画的に進まない状況にある。この状況はため池(H<15m)の場合も同様であるが、規模が大きく改修に大量の築堤土を必要とするフィルダムの方がより深刻である。

筆者らは、これまでに、ため池を対象に池内に堆積した底泥土を固化処理して築堤土に有効活用できる砕・転圧盛土工法を開発し^{1)~4)}、数箇所のため池の改修に適用してきた^{5)~7)}。本工法は堤体改修と底泥土の除去処分を同時に達成できること、所要の強度を有する築堤土を人工的に製造できるので急勾配法面での改修ができるなどの利点を有している。老朽化したフィルダムは堤高H=30m未満の比較的小規模なものが大部分であり、ため池と同じように均一型かあるいはこれに近い堤体構造をしており、ため池で採用される改修法がそのまま適用できるものと考えられる。

ここでは、砕・転圧盛土工法をフィルダム堤体の耐震補強に適用した事例を紹介し、設計法と施工法について説明するとともに、施工中に実施した強度と遮水性の確認調査の結果について報告するものである。

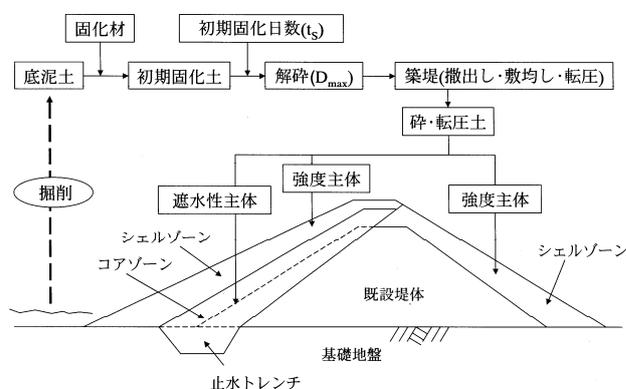


図-1 砕・転圧盛土工法の概念図

2. 砕・転圧盛土工法の概要^{1)~4)}

砕・転圧盛土工法は図-1 に概念的に示すように、底泥土をセメント系固化材により土質改良して所要の強度と遮水性を有する築堤土に改良して堤体の補強や漏水防止のための築堤を行うもので、堤体改修と池内の底泥土の除去処分を同時に達成するものである。

底泥土の固化処理は従来から実施されており、固化材添加量 ΔM_c の加減により強度は容易に制御できるが、

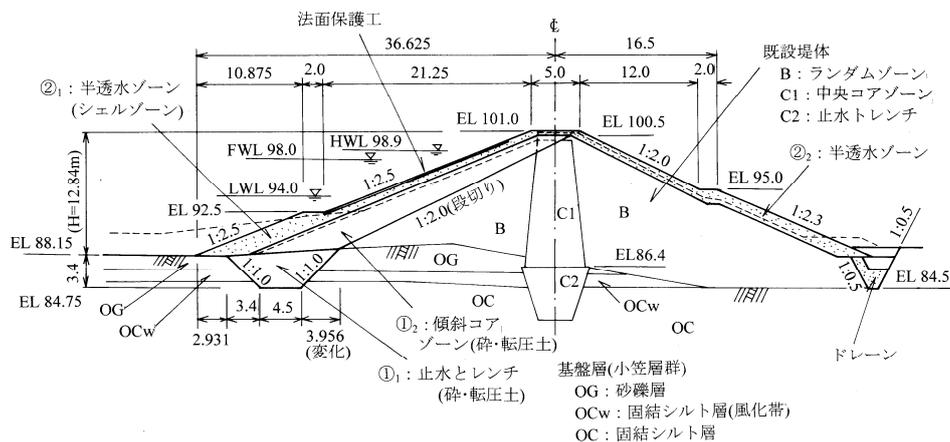


図-2 西大谷ダム堤体の標準断面

貯水用の堤体には使用できなかった。これは固化処理土が通常の築堤土に比較して破壊ひずみが小さく、脆性的なひずみ軟化型の応力～ひずみ特性にあるため、既設堤体との間の極端な強度や変形性の相違に起因するクラックが生じやすいためである。砕・転圧盛土工法は、このような問題を、初期固化させた底泥土を固化途中に解砕して通常の築堤土と同様に転圧して築堤することにより、再固化時の応力～ひずみ特性が通常の築堤土と同じひずみ硬化型になる性質を利用して既設堤体との密着性（なじみ）を良くしたものである。

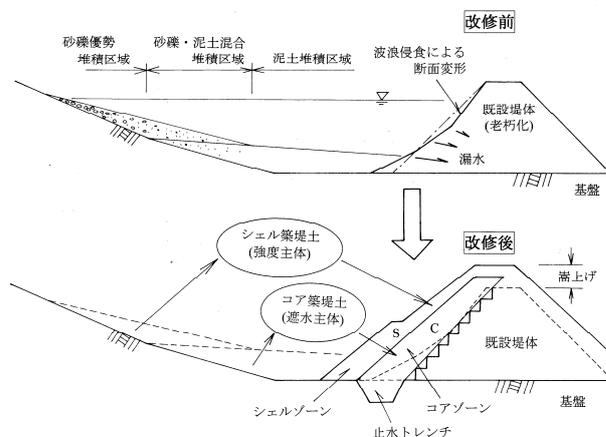


図-3 堤体のゾーニングと底泥土の粒度による使分け

3. 西大谷ダム堤体の耐震補強工事

(1) 西大谷ダムの耐震補強計画の概要

西大谷ダムは1959年に静岡県西部の洪積台地の丘陵地に築造された洪水調節用防災ダムで、堤体が老朽化して漏水により地震時の安定性が不足していただけでなく、池内には堤体付近のシルト・粘土分の多い底泥土から河川流入部付近の礫質土までの約 41,000m³ (底泥土約 25,000m³) が堆積して貯水容量の不足により効率的な洪水調節が不可能になっていた。また、取水トンネルの損傷や洪水吐の通水能力が不足するなど全面的な改修が必要とされていた。そこで、堤体の耐震補強と漏水防止のための傾斜遮水ゾーンの築造、さらに洪水吐の全面改築と取水トンネルの止水グラウトを施すことになった。

西大谷ダムはダム便覧⁸⁾に登録されているが、図-2に標準断面を示すように堤高が15mをわずかに下回っていること、堤体構造が中心コア型ではあるがコアゾーン(C1, C2)とランダムゾーン(B)は同様の土質からなり均一型堤体と見なすことができることから、ため池と同じ傾斜遮水ゾーンによる堤体補強と漏水防止ができるとして改修を土地改良事業設計指針「ため池整備」⁹⁾に準拠して行うことにした。しかしながら、このダムでは堤体

補強に必要な強度と遮水性を満足する築堤土が近傍で入手できなかったこと、また池内の底泥土の処分地も確保できなかったため、堤体補強と底泥土の除去処分が同時に可能な砕・転圧盛土工法を採用することになった。

(2) 補強後の堤体構造

筆者らは砕・転圧盛土工法を用いたフィルダムの堤体改修を想定した堤体構造として、遮水を受け持つコアゾーンと堤体の安定性確保を受け持つシェルゾーンに分け、これらに使用する砕・転圧土を図-3に示すように池内に堆積した底泥土の粒度により使い分ける方法を提案してきた¹⁰⁾。そこで、改修後の堤体構造は図-2に示すようにゾーニングし、池内に堆積した底泥土や、既設堤体からの掘削発生土や池上流側の河川流入部付近に堆積した礫質土を可能な限り堤体工事に使用して場内処分できるように断面を決定した。ここではシェルゾーンを強度制御が可能な砕・転圧土ではなく、堤体掘削土や上流側礫質土を使用したため堤体は比較的緩い勾配になった。工事開始直前における堤体の状況を写真-1に、補強後の堤体の状況を写真-2にそれぞれ示す。



写真-1 補強工事実施前の堤体の状況



写真-2 補強工事実施後の堤体の状況

4. 室内配合試験

(1) 底泥土の粒度特性

砕・転圧盛土工法により築堤土として使用した底泥土は堤体から上流に右岸側では約 100m、左岸側では約 150m までの広さ約 20,000m² (層厚 0.5~1.6m で平均約 0.9m) に堆積した底泥土 I₀₃ と、この区域より上流に堆積した底泥土 I₀₃ よりもやや粗粒の底泥土 II₀₃ である。配合試験はこれら 2 種類の底泥土について実施したが、ここでは使用量の 8 割以上を占める底泥土 I₀₃ の試験結果のみを示す。底泥土は堤体改修工事の開始直前に採取し、混入していた枯れ葉や木片などの異物を 9.5mm フルイに通過させて取り除いてから配合試験に使用した。

底泥土の粒度曲線は図-4 に示すが、底泥土 I₀₃ は細粒分含有量 F_c が約 90% 以上であったが、底泥土 II₀₃ は F_c = 40% と底泥土 I₀₃ よりも細粒分が少なくかなり粗粒側にあった。なお、図中には池上流側の河川流入部付近に堆積していた礫質土の粒度曲線も示してある。このように池内には堤体付近から河川流入部の上流側に向かって細粒分の多い底泥土から粗粒の砂礫土までの粒度の大き

底泥土	ρ_s (g/cm ³)	D _{max} (mm)	F _c (%)	w _L (%)	w _p (%)	I _p
I ₀₃	2.671	4.75	95.0	52.5	25.6	26.9
II ₀₃	2.683	19.0	41.0	38.1	19.6	18.5
礫質土	2.680	53.0	4.0	—	—	—

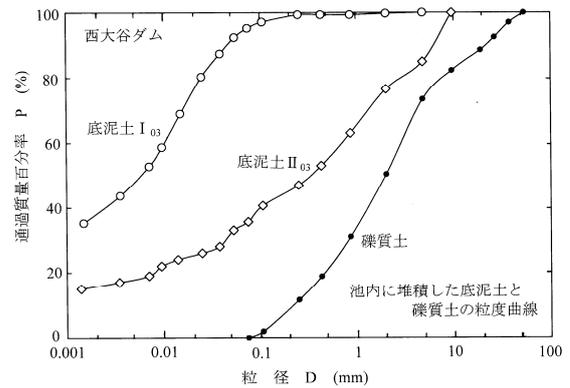


図-4 池内に堆積した底泥土と礫質土の粒度曲線

く異なる土砂が堆積していることがわかる。なお、実施工での底泥土 I₀₃ と底泥土 II₀₃ の区別は堆積位置だけでなく、w と F_c の確認により判断した。

(2) 初期固化土と砕・転圧土の強度特性

固化材は底泥土のような高含水比粘性土の固化処理に適したセメント系固化材 (一般軟弱土用) を使用した。固化材添加量は底泥土の湿潤状態での密度 ρ_t に対する質量 ΔM_c (kg/m³) で表示する。底泥土への固化材の添加は実施工と同じ水・固化材比 w/c=1.0 のスラリー状態にして加え、初期固化土や砕・転圧土の供試体はこれまでの本工法の基礎的研究¹⁾で採用した方法により作製した。

底泥土 I₀₃ の初期固化土の養生日数 $t=t_5=10$ 日目の強度 (q_v)_{IS10} (添字の IS は初期固化土であること、10 は $t=10$ 日目の強度であることを表す) に及ぼす ΔM_c と w の影響を調べるために、図-5 に ΔM_c を $\Delta M_c=75, 100, 150, 200$ kg/m³ と変え、w を $w_0=72\%$ とこれを中心に乾燥あるいは加水して $w=60\%, 90\%$ の 3 種類に含水調整した底泥土の試験から得られた (q_v)_{IS10} ~ w 関係を示す。 (q_v)_{IS10} ~ w 関係は (q_v)_{IS10} を $w=w_0$ 時の強度 a により、w を w_0 により正規化して両対数グラフ上にプロットすると、底泥土の種類や ΔM_c によらず直線

$$(q_v)_{IS10} = a \cdot (w/w_0)^b \quad (b=-1.37) \quad (1)$$

によりほぼ近似できることがわかっている³⁾。図中の曲線は上式によるものであるが、比較的良い近似となっている。施工中における固化処理した底泥土の強度に及ぼす w の影響は式(1)により考慮し、固化前の w と w_0 の差に応じて第 5 章で後述する式(5)により ΔM_c を加減した。

次に、砕・転圧土の強度特性を知るために、底泥土 I₀₃ ($w=w_0$) の $\Delta M_c=100$ kg/m³ による初期固化土の (q_v)_{IS} ~ t_5 関係 (●印) と、この初期固化土を $t_5=1, 3, 5, 7$ 日目にそ

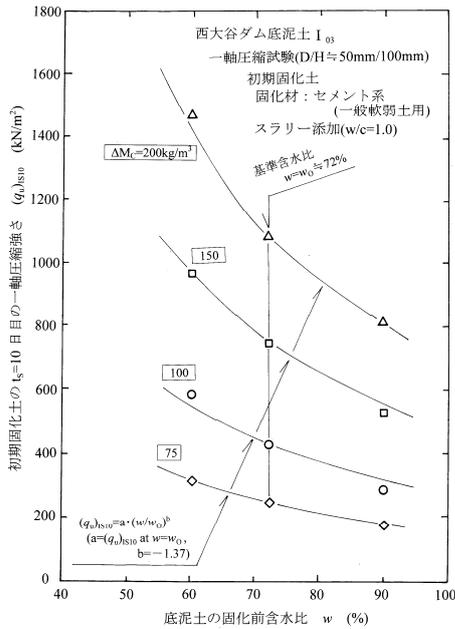


図-5 底泥土 I₀₃による初期固化土の $(q_0)_{ISO} \sim w$ 関係

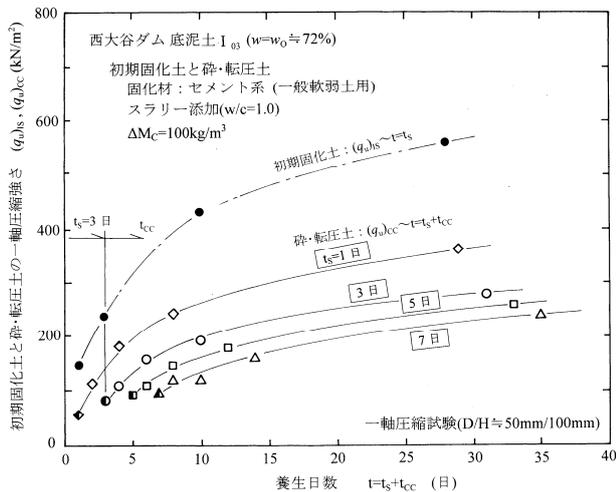


図-6 底泥土 I₀₃の砕・転圧強度 $(q_0)_{CC}$ に及ぼす t_s の影響

それぞれ解砕・転圧した砕・転圧土の $(q_0)_{CC} \sim t (=t_s+t_{CC})$ 関係 (◇, ○, □, △印) を比較した結果を図-6 に示す (添字の CC は砕・転圧土であることを表す). 図中の左半分黒塗りの記号は初期固化土を解砕・転圧した直後 $t_{CC}=0$ 日目の強度 $(q_0)_{CC}$ を示すが, これは築堤面上の施工機械のトラフィカビリティーに関係する強度で, t_s が短いほど低くなる. 図から, 砕・転圧土の強度 $(q_0)_{CC}$ は初期固化状態よりも小さく t_s による影響が大きいこと, t_s が短い方が解砕・転圧直後の強度 $(q_0)_{CC}$ が低いものの再固化状態での強度が高いことがわかる. このことは初期固化土からの解砕・転圧による強度低下程度を図-7 に示す $t=t_s+t_{CC}=28$ 日目における強度比

$$R = (q_0)_{CC} / (q_0)_{ISO} \quad (t=28 \text{ 日}) \quad (2)$$

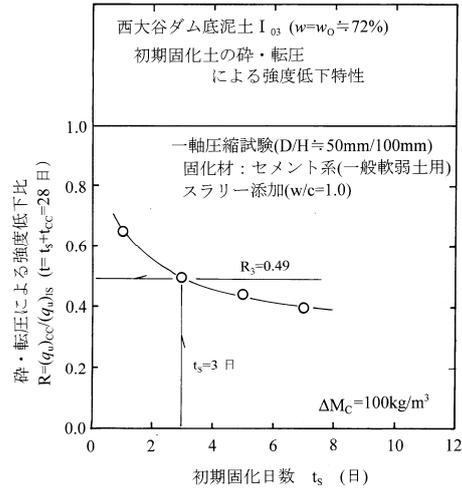


図-7 砕・転圧による強度低下に及ぼす t_s の影響

により定義した R と t_s の関係からわかる.

したがって, 底泥土を砕・転圧土として使用するには初期固化時の t_s を適切に選択しなければならない. t_s が短いと初期固化土の解砕・転圧による強度低下が少なく固化効率が良いが, $(q_0)_{CC}$ が低くトラフィカビリティーの確保が難しく施工性に問題がある. 一方, t_s が長くなると $(q_0)_{CC}$ が高く施工性も良いが, 初期固化土の解砕・転圧による強度低下が著しく, 同じ強度を確保するのに ΔM_c が増えるなど固化効率が悪い. そこで, 本工法では施工性や固化効率を考え, 強度低下傾向が鈍くなりはじめ, かつある程度のトラフィカビリティーが期待できる $t_s=3$ 日を標準とした^{3), 4)}. この $t_s=3$ 日に対応する底泥土 I₀₃の強度低下比 R_3 は図-7 から $R_3=0.49$ である.

5. 砕・転圧盛土工法の設計法

(1) 目標強度の設定

セメント系固化材により固化処理した底泥土の強度は養生日数 t とともに増加してゆくが, その傾向は図-6 に示したように1週間程度までに急増し $t=10$ 日以降急激に鈍化してくる¹⁾. そこで, 本工法における目標強度は増加傾向が急減し始める $t=10$ 日目の値で, つまり初期固化土では固化材を添加・混合してから $t=t_s=10$ 日目の強度で, 砕・転圧土では $t=10$ 日から解砕・転圧までの初期固化日数 t_s を差し引いた解砕・転圧後からの日数 t_{CC} ($t_s=3$ 日の場合には $t_{CC}=t-t_s=10-3=7$ 日目の強度)により設定することになっている^{3), 4)}.

目標強度は一軸圧縮強さ $(q_0)_{CC}^*$ により表示するものとし, 堤体安定に必要な強度 $(q_0)_{CC}^{\text{Stability}}$ と転圧機械のトラフィカビリティーに必要な $(q_0)_{CC}^{\text{Trafficability}}$ を比較して大きい方とする. $(q_0)_{CC}^*$ を現場で達成するために必要な固化材添加量 $\Delta M_c = \Delta M_c^*$ は図-8 に示す手順により決定される.

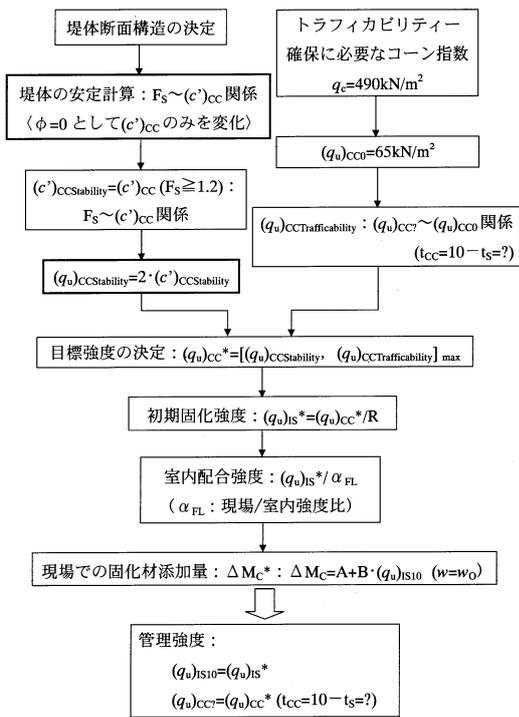


図-8 目標強度の設定と固化材添加量の決定までの手順

(2) 堤体の安定性に必要な強度

砕・転圧土の一軸圧縮強さ $(q_u)_{cc}$ は一般の土質改良工での取扱い¹³⁾と同様に粘着力 $(c')_{cc}$ との間に

$$(q_u)_{cc} = 2 \cdot (c')_{cc} \quad (3)$$

の関係が成り立ち、内部摩擦角 $(\phi')_{cc}$ を無視するものとする $((\phi')_{cc}$ を考慮する場合もある)。図-2に示した堤体の計画断面について堤体安定に必要な砕・転圧土の強度は図-8の左側の手順により求めるが^{3), 4)}、これは砕・転圧土の強度パラメータのうち ΔM_c と比例関係にある $(c')_{cc}$ をパラメトリックに変えて安定計算を行い、堤体の安全率 F_s と $(c')_{cc}$ の関係を求め $F_s \geq 1.20$ に相当する値 $(c')_{cc}$ を逆算するものである。

安定計算は常時満水位 FWL 時に、この地域で想定される地震力(震度係数 $k_H=0.18$)を加えた条件下で行い、得られた F_s と $(c')_{cc}$ の関係は図-9に示す通り、以下のようになる。

- ① $(c')_{cc}$ の値により破壊モードが異なり、 $(c')_{cc} \leq 40 \text{ kN/m}^2$ の領域ではすべり面が傾斜遮水ゾーン内を長く通る破壊モード[A]であるのに対して、 $(c')_{cc} > 40 \text{ kN/m}^2$ では最短になるような破壊モード[B]になっており、 F_s への $(c')_{cc}$ の影響が少なくなる。
- ② 堤体安定に必要な強度 $(c')_{ccStability}$ は $F_s \geq 1.20$ を満足する $(c')_{cc}$ となり、図-9から読み取ると $(c')_{ccStability} = 52 \text{ kN/m}^2$ となり式(3)より $(q_u)_{ccStability} = 2 \times 52 = 104 \text{ kN/m}^2$ となる。

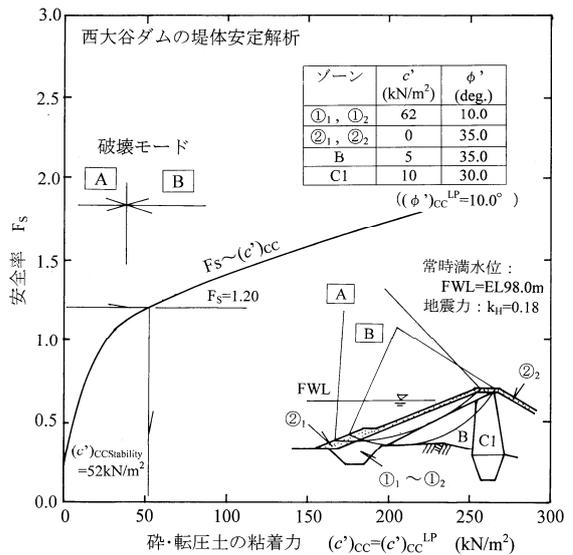


図-9 安全率 F_s ～砕・転圧土の粘着力 $(c')_{cc}$ の関係

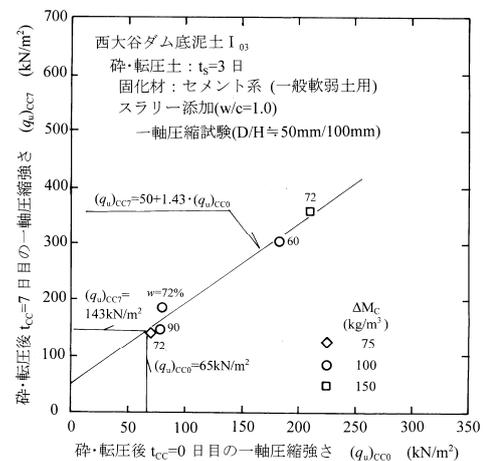


図-10 底泥土 I_{03} による砕・転圧土の $(q_u)_{cc7} \sim (q_u)_{cc0}$ 関係

(3) トラフィカビリティの確保に必要な強度の決定

築堤中における施工機械のトラフィカビリティの確保に必要なとされる強度は図-8の右側の手順に沿って算定した。本工法では初期固化土を $t=t_s$ 日目に解砕・転圧してから、直ちに撤出し→敷均し→転圧をして築堤するので、トラフィカビリティの確保に必要な強度が図-6に示した解砕・転圧の当日 $t_{cc}=0$ 日目の強度 $(q_u)_{cc0}$ となる。 $(q_u)_{cc0}$ は堤体基礎地盤で要求される機械施工が可能な地耐力(コーン指数 $q_c=490 \text{ kN/m}^2$ が目安)を満足しなければならない⁹⁾とすると、コーン指数 q_c と一軸圧縮強さ q_u の関係式 $(q_u=q_c/7.5)$ ³⁾から $(q_u)_{cc0}=q_c/7.5=65 \text{ kN/m}^2$ となる。したがって、トラフィカビリティ確保に必要なとされる目標強度 $(q_u)_{ccTrafficability}$ は $(q_u)_{cc0}$ が目標強度設定日の $t=10$ 日から解砕・転圧日 $t_s=3$ 日を差し引いた $t_{cc}=t-t_s=7$ 日目までに発揮される $(q_u)_{cc7}$ となるから、 ΔM_c を変えて実施した $t_s=3$ 日の砕・転圧土の配合試験から得られる図-10の $(q_u)_{cc7} \sim (q_u)_{cc0}$ 関係より $(q_u)_{ccTrafficability}=143 \text{ kN/m}^2$ と推定される。

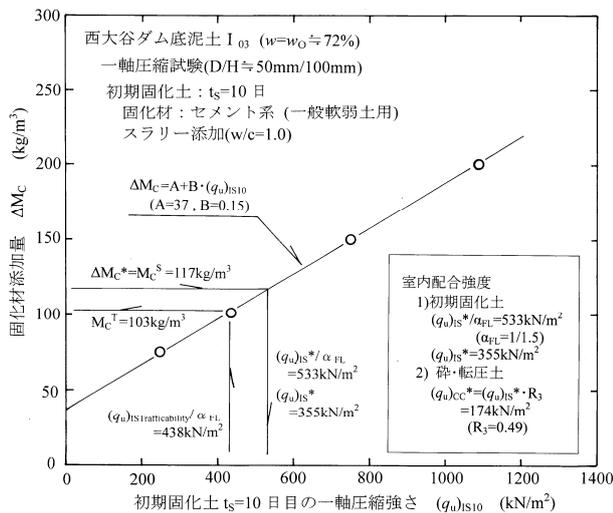


図-11 底泥土 I₀₃ からなる砕・転圧土の $\Delta M_c \sim (q_u)_{IS10}$ 関係

(4) 目標強度と固化材添加量の決定

目標強度 $(q_u)_{\alpha}^*$ は上述した $(q_u)_{\alpha_{Stability}}$ と $(q_u)_{\alpha_{Trafficability}}$ を比較して大きい方の $(q_u)_{\alpha}^* = (q_u)_{\alpha_{Trafficability}} = 143 \text{ kN/m}^2$ になる。この $(q_u)_{\alpha}^*$ は図-7 と式(2)を用いて初期固化土の強度 $(q_u)_{IS}^* = (q_u)_{\alpha}^* / R_3 = 292 \text{ kN/m}^2$ に変換される。 $(q_u)_{IS}^*$ を現場で達成するのに必要な $\Delta M_c = \Delta M_c^*$ は現場/室内強度比 α_{FL} を考慮し $(q_u)_{IS}^* / \alpha_{FL} = 438 \text{ kN/m}^2$ を図-11 の $w = w_0$ における $\Delta M_c \sim (q_u)_{IS10}$ 関係を近似した直線式

$$\Delta M_c = A + B \cdot (q_u)_{IS10} \quad (4)$$

の $(q_u)_{IS10}$ に代入すれば $\Delta M_c^* = 103 \text{ kg/m}^3$ のように算定される。なお、 α_{FL} は固化材の均一な混合が可能なトレンチャー型攪拌混合機（スラリー添加）を使用することを想定して $\alpha_{FL} = 1/1.5$ （これまでの実績値²⁾）とした。

ΔM_c^* は、底泥土の w_0 に対して設定されているので、固化前含水比 w が w_0 と差がある場合にはその差に応じて加減しなければならないが、これは式(1)と式(4)を組み合わせた

$$\Delta M_c = A + B \cdot [(q_u)_{IS}^* / \alpha_{FL}] \cdot (w / w_0)^{-b} \quad (5)$$

を利用しておこなった^{3), 4)}。

6. 砕・転圧盛土工法の施工法

西大谷ダムは、先ず工事用道路や固化処理ピットの造成などの仮設工事と、これに並行して既設堤体と止水トレンチの掘削などの準備工事を行ってから、底泥土の初期固化、初期固化土の解砕、そして築堤の各工程を繰り返すことにより止水とレンチ①と傾斜遮水ゾーン②の築造を一層毎に行った。



写真-3 底泥土の初期固化（トレンチャー式攪拌混合機）



写真-4 解砕バケット（スケルトンバケット+押土板）

固化処理ピットは同一深さで底泥土の初期固化を効率よく行うために、当日初期固化分、1日目養生分、2日目養生分、3日目解砕分、底泥土投入分の5個とした。ピット1個の大きさは1日の固化処理量約 270m³ に相当する幅 4.5m × 深さ 2.5m × 長さ約 25m とした。

初期固化工程は、固化ピット内に投入された底泥土にセメント系固化材を添加して、これらを均一に混合して $t_s = 3$ 日だけ初期固化させる工程である。固化材の底泥土への添加と混合はトレンチャー式攪拌混合機により行うが、これはスラリー化した固化材（水・固化材比 $w/c = 1.0$ ）をトレンチャー先端部から一定流量で底泥土中に吐出させて添加しながら攪拌して混合を行うものである。写真-3にはトレンチャー式攪拌混合機による初期固化状況を示す。

解砕工程は期間 t_s だけ経過した初期固化土をバケット式解砕機により掘削して規定の D_{max} で解砕しながら不整地運搬車に積込みを行うものである。この解砕機は写真-4に示すような格子バケットに押土プレートを装着し、



写真-5 初期固化土の解砕・積込み (バケット式解砕機)



写真-6 振動ローラによる転圧

格子バケットで掘削した初期固化土を押しプレートにより押し出して解砕・積込みを行うものである。格子間隔は D_{max} の大きさ 200, 100, 50mm の 3 種類を設定することが可能である。写真-5 にはバケット式解砕機による初期固化土の解砕・積込み状況を示す。

築堤工程では、固化処理ピットから運土されてきた解砕土をバックホウで撒出し、ブルドーザで一定層厚になるように敷均しをしてから、振動ローラにより転圧して傾斜遮水ゾーンを 1 層毎に築造する工程である。写真-6 に転圧状況を示す。

7. 傾斜遮水ゾーンと既設堤体部の比較

砕・転圧土による傾斜遮水ゾーンは段切り掘削した既設堤体法面に載るように築造され、さらにその外側には既設堤体からの掘削発生土や池上流側からの礫質土による半透水ゾーンで覆われるが、これらが互いに密着して一体とした堤体となるためには砕・転圧土の強度・変形特

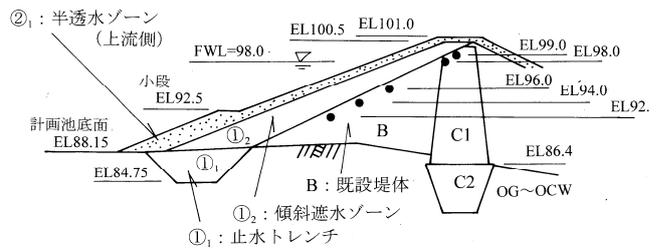


図-12 既設堤体部Bにおける不攪乱コア供試体の採取位置

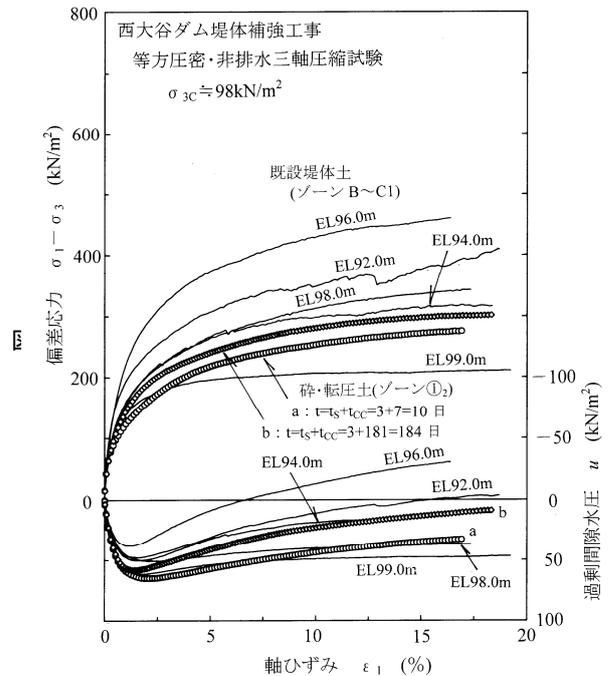


図-13 砕・転圧土 ($V=14,000\text{m}^3$) と既設堤体土 (EL92~96m) における $(\sigma_1 - \sigma_3) \cdot u \sim \epsilon_1$ 関係の比較

性ととともに既設堤体あるいは半透水ゾーンのそれも重要であり、これらの中で極端な変形性の相違が小さいことが望ましい。そこで、ここでは砕・転圧土により築造された傾斜遮水ゾーン①₂と既設堤体土 B との間の応力・変形特性の相違を調べるために、図-12 に示す位置 (EL は標高を表す) から不攪乱状態で採取したコア供試体の三軸圧縮試験を実施した。コア供試体は既設堤体土の最大粒径 ($D_{max}=53\text{mm}$) を考慮して $D/H=200\text{mm}/400\text{mm}$ の大型コア供試体を二つ割りモールド内に納まるように削り出して採取した。

既設堤体から採取した不攪乱供試体の三軸圧縮試験から、安定計算において採用した既設堤体 B と C1 の強度パラメータ ($c'_{Design}=5\sim 10\text{kN/m}^2$, $\phi'_{Design}=30\sim 35^\circ$) を十分満足していることを確認した。

図-13 に新設の傾斜遮水ゾーンと既設堤体との強度・変形特性の相違を調べるために、 $V=14,000\text{m}^3$ の築堤面から不攪乱状態で採取した砕・転圧土のコア供試体と既設堤体内各位置で採取したコア供試体の $\sigma_3=98\text{kN/m}^2$ の三

軸圧縮試験から求めた $(\sigma_1 - \sigma_3)$, $u \sim \varepsilon_1$ 関係の比較を示してある。砕・転圧土のデータのうち砕・転圧土 a は $t_c=7$ 日における $\sigma_3=98\text{kN/m}^2$ のデータで、砕・転圧土 b は $t_c=7$ 日のコア供試体と同時期に採取してから固化がほぼ収束する $t_c=181$ 日目まで養生器内で養生してから試験したものである。

この図から、既設堤体の応力～ひずみ曲線には堤体位置によりかなりの相違があり、同一軸ひずみで発揮される応力に最大・最小で 2 倍程度の相違があることがわかる。このような差は築堤当時の材料あるいは締固め程度の相違か、長年の固結化の進行程度にも関係しているように考えられる。また、傾斜遮水ゾーンは既設堤体部の範囲内にあり、低強度側の既設堤体土に近い応力～ひずみ挙動を示していることがわかる。そして、砕・転圧土と既設堤体土はともにひずみ硬化型の応力～ひずみ曲線となっているので、堤体はすべり面が通過する砕・転圧部と既設堤体部とでひずみに応じて発揮される強度を単純に加算した形で抵抗して、極端な変形集中によるクラックが生じにくいものと考えられる。

8. あとがき

砕・転圧盛土工法は老朽化ため池における堤体改修法として開発されたもので、近傍で所要の強度と遮水性を有する築堤土を入手できない場合でも、貯水池内の底泥土を築堤土として有効活用して、底泥土の除去処分と堤体改修を同時に可能にしたものである。本工法は底泥土を固化処理して遮水性を確保しつつ所要の強度を有する築堤土を人工的に製造できることから急勾配法面での堤体改修を可能にし、ため池より規模の大きい堤高 15m 超のフィルダムの堤体改修に適用すれば通常の築堤土を用いる場合に比較してより経済的な改修が期待できる。また、本工法は底泥土の廃棄処分費用、築堤土の購入費用が不要で直接的なコスト削減を期待できることや、土取り場や土捨て場の造成による環境破壊や土砂の搬出・入に伴うダンプ運搬が不要など環境面でも優れている。

ここでは、砕・転圧盛土工法をフィルダム堤体の耐震補強に適用した事例における目標強度の設定や固化材添加量の決定など設計法と具体的な施工手順について説明し、施工中に実施した砕・転圧土により築造した堤体の強度と遮水性の確認調査の結果について報告した。調査結果によると、砕・転圧土により築造した堤体は所要

の強度と遮水性を満足していたこと、また固化処理土を使用しているが砕・転圧土としたことで単に初期固化させただけの場合よりも強度のバラツキがより小さい堤体になっていたことが確認できた。

参考文献

- 1) 福島伸二, 石黒和男, 北島 明, 池田康博, 酒巻克之, 谷 茂: 固化処理したため池底泥土の盛土材への適用性の研究, 土木学会論文集, No. 666/III-53, pp. 99-116, 2000.
- 2) 福島伸二, 石黒和男, 北島 明, 谷 茂, 池田康博, 酒巻克之: 固化処理したため池底泥土の堤体盛土材への適用性確認のための現場実証試験, 土木学会論文集, No. 680/III-55, pp. 269-284, 2001.
- 3) 福島伸二, 北島 明, 谷 茂, 石黒和男: 固化処理した底泥土を砕・転圧した築堤土の目標強度設定・配合試験法と施工管理法の提案, 土木学会論文集, No. 715/III-60, pp. 165-178, 2002.
- 4) 谷 茂, 福島伸二, 北島 明, 酒巻克之: 砕・転圧盛土工法設計・施工法について, 農業工学研究所技報, 第 202 号, pp. 141-182, 2004.
- 5) 福島伸二, 北島 明, 谷 茂, 石黒和男: 固化処理した底泥土により築造した均一型堤体盛土の強度・遮水特性, 土木学会論文集, No. 750/III-65, pp. 205-221, 2003.
- 6) 福島伸二, 北島 明, 谷 茂, 石黒和男: 固化処理底泥土により築造した傾斜遮水ゾーンによる老朽ため池堤体の漏水対策事例, 土木学会論文集, No. 764/III-67, pp. 341-357, 2004.
- 7) 福島伸二, 谷 茂, 北島 明: 固化処理底泥土を用いた急勾配・高堤体ため池の補強法の事例研究, 土木学会論文集, No. 771/III-68, pp. 289-308, 2004.
- 8) (財)日本ダム協会ホームページ: ダム便覧 2004, <http://www.soc.nii.ac.jp/jdf/Dambinran/binran/TopIndex.html>.
- 9) 農林水産省構造改善局建設部設計課: 土地改良事業設計指針「ため池整備」, 農業土木学会, 2000.
- 10) 谷 茂, 福島伸二, 北島 明, 廣田 修, 西本浩司: 老朽化したフィルダムにおける底泥土を活用した堤体改修工法, ARIC 情報, No. 75, pp. 88-98, 2004.
- 11) 嘉門雅史: ヘドロの工学的性質について, 土と基礎, Vol. 26, No. 1, pp. 19-24, 1978.
- 12) 福島伸二, 谷 茂, 北島 明: 固化処理底泥土からなる築堤土の非排水強度特性, 土木学会論文集 (投稿中)
- 13) (社)セメント協会編: セメント系固化材による地盤改良マニュアル(第三版), 技報堂, 2003.