

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

福島伸二¹・石黒和男²・北島 明³・谷 茂⁴・池田康博⁵・酒巻克之⁶

¹フェロー会員 工博 (株)フジタ 技術センター (〒243-0125 神奈川県厚木市小野 2025-1)

²正会員 (株)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 工修 (株)フジタ 技術センター (〒243-0125 神奈川県厚木市小野 2025-1)

⁴農博 農林水産省 農業工学研究所 (〒305-8609 茨城県つくば市観音台 2-1-2)

⁵太平洋セメント(株) 東京支店 (〒101-8357 東京都千代田区西神田 3-8-15)

⁶太平洋セメント(株) 清澄研究所 (〒135-0024 東京都江東区清澄 1-2-23)

ため池に堆積した底泥土は貯水容量の低下や水質悪化の原因となるが、このようなため池では堤体が老朽化し早急に改修や補強が必要な場合が多い。これまでに著者らは、ため池の底泥土の除去処理と堤体の改修や補強を同時に行うために、底泥土の堤体盛土材への適用性を室内試験により確認してきた。ここでは、これまでの室内試験による成果を実施レベルで確認するために現場実証試験を実施した結果を報告する。特に、初期固化土解砕時における解砕粒径が強度や透水性に及ぼす影響があり、盛土材の用途に応じて適切な解砕粒径を選択する必要があること、盛土造成時にはトラフィカビリティーの確保が重要であることが明らかになった。

Key Words : pond mud soil, cement stabilization, crushed and compacted stabilized soil, initial curing time, crushed diameter, strength, permeability, irrigation dam

1. まえがき

ため池に堆積した底泥土は、貯水容量の低下や水質悪化など、ため池の機能低下の原因となる。しかし、底泥土は高含水の超軟弱土なため浚渫して除去処分するにもそのままでは運搬も容易ではなく、さらに最近では土捨場の確保も難しくなっている。このような厄介な底泥土が堆積したため池は老朽化し早急に改修あるいは補強が必要な場合が多い。そこで、底泥土をそのため池の堤体の改修・補強工事の盛土材として適用が可能であれば、底泥土の除去処分が不要で、かつ堤体の改修・補強用盛土材をそのため池で簡単に入手でき、底泥土の除去処理と堤体の改修・補強が同時に可能となる。

これまで著者らは、底泥土の除去処理と堤体の改修を同時に行うために、農林水産省の官民連携新技術研究開発事業『ため池改修工事の効率化』の課題として、固化処理した底泥土の堤体盛土材への適用性を室内試験で調べてきた^{1)~5)}。そして強度は大きい破壊ひずみの小さい初期固化土の

変形性を、所定の粒径に解砕して転圧することで、通常土に近いレベルまで改良することができ、既設堤体となじみのよい堤体補強のための押え盛土あるいは腹付け盛土などが造成できることがわかった。この時、所要の強度や遮水性を有する盛土を造成するには、初期固化から解砕までの初期固化養生日数 $t_s (=t_{sc})$ と解砕粒径の管理が特に重要なことも明らかになった。

そこでここでは、これまでの室内試験による成果、特に実際に盛立てた砕・転圧土による盛土地盤の強度や透水特性、これらに及ぼす解砕粒径の影響を調べるためと、一連の施工過程における使用機械の適性等を実施レベルで確認するために実施した現場実証試験の概要と、その結果を報告するものである。

2. 現場実証試験の概要

実証試験場所は、これまで固化処理した底泥土の堤体盛土材への適用性に関する一連の室内試験

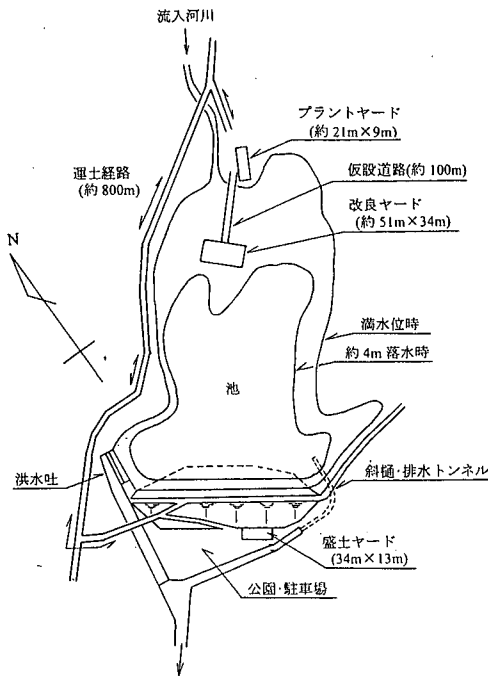


図-1 現場実証試験ヤードの全体図

に使用した試料の採取池の一つである、静岡県小笠郡大須賀町にある西大谷池とした。

試験ヤードは、図-1に池の全体図を示すように、固化材をスラリー化して固化処理場まで圧送するためのプラントヤード（池上流の川流入部付近の地盤良好な位置を選択）、底泥土を固化処理する改良ヤード、そして固化処理した底泥土を盛立てる盛土ヤードの3つから構成される。実証試験は参考文献5)に示した標準的な施工工程に従って実施と同じ手順で行うこととし、図-2のフローチャートに示すように、プラントヤードで製造したスラリー状態のセメント系固化材を改良ヤードまで圧送して、トレンチャーにより地中噴射しながら攪拌混合して底泥土を初期固化し、さらに一定の養生期間後に所定の最大粒径で解砕して製造した盛土材を、盛土ヤードにおいて通常土と同様に撒出し・敷均してから転圧して、試験盛土を造成した。試験中には、一連の盛土造成過程の各工程における施工性の検討や歩掛りの測定を行い、また施工された固化処理土、砕・転圧土の特性調査をそれぞれ実施した。

(1) プラントヤードと改良ヤード

プラントヤードは池の上流端付近に設けた約21

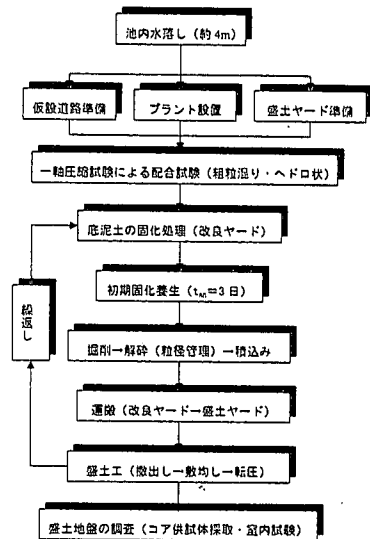


図-2 現場実証試験フローチャート

m×9mの広さの敷地を選択し、固化材スラリーを製造するためのセメントサイロ 273kN(30tf)、スラリー製造プラント(能力 20m³/h：水供給タンク、1.5m³ミキサー、3m³アジテータで構成)、流量計(最大 200 ℓ/min)、グラウトポンプ(最大吐出圧 4.9MPa (50kgf/cm²), 最大吐出量 220 ℓ/min)、発電機 (150kVA)、水タンク(10m³)、アルカリ中和装置 (6m³/h)等を設置した。

改良ヤードは、貯水位を試験のために満水位から約4mだけ低下させ、プラントヤードから堤体に向かって約100mの水辺に近い位置(プラントヤードと改良ヤード間は仮設道路で連絡)としたが、池最深部からはやや上流側に離れた場所になる。改良ヤード内は、図-3に示すように、3つの区画(①,②,③)に分け、1区画は1日当りの固化処理土量分で、試験盛土1層分に相当する長さ×幅×深さ=17m×4.5m×1mの2面からなる(1日の固化処理土量は午前・午後で V=2×17×4.5×1=153m³)。さらに半日分の固化処理区画を長さ方向に以下の3つの小区画

- (1) 4.5m×5m×1m(改良対象土量 V=22.5m³)
- (2) 4.5m×5m×1m(V=22.5m³)
- (3) 4.5m×7m×1m(V=31.5m³)

にさらに分けた。

この池の底泥土の堆積状況は、河川流入部に相当する池の上流側には砂や砂利等の粗粒分を薄く層状に挟んでいる粗粒混り底泥土が堆積しており、そしてダム堤体に近いほど細粒分が多く、池最深部では高含水比で細粒のヘドロ状底泥土が厚く堆

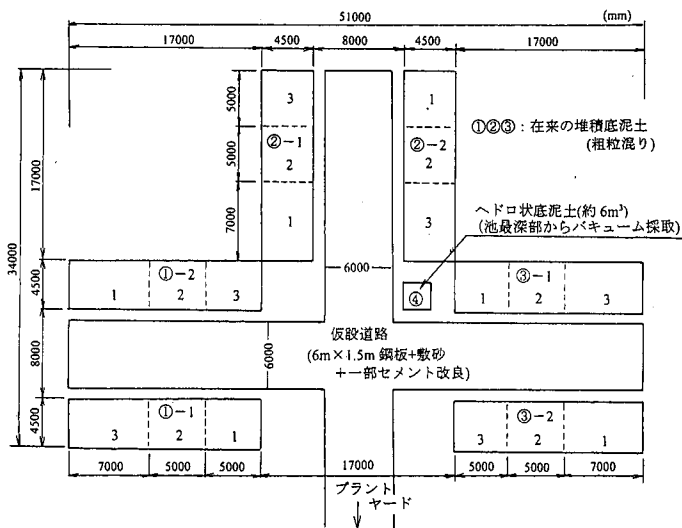


図-3 改良ヤードの区分け (粗粒混り底泥土: 区画①,②,③とヘドロ状底泥土: 区画④)

積し堆積土量も多い。このため改良ヤードでの底泥土は、堆積土量の多い最深部にあるヘドロ状のものよりも、砂や砂利等の粗粒分を含み含水比も比較的低いものである($w_n=40\sim60\%$)。このため、多くのため池で改良対象となる細粒分の多い高含水比のヘドロ状底泥土の試験ができない。そこで、改良ヤード内の区画①～③に堆積しているものを粗粒混り底泥土とし、バキュームポンプで池最深部の複数位置から採取したものをヘドロ状底泥土とし区画④($2.5\text{m} \times 2.5\text{m} \times 1\text{m} \approx 6\text{m}^3$)を別途設け($w_n=90\sim120\%$)、2種類の底泥土の試験を実施した。

これら2種類の底泥土の粒度曲線の範囲を図-4に示す。またこれまでの一連の室内試験¹⁾で使用してきた底泥土の粒度曲線も○印により示す。この図から、改良ヤード位置にもともとあった底泥土はかなり粗粒分が含まれているが、バキューム採取した区画④の底泥土は、これまでの室内試験で使用したものに近いことがわかる。

(2) 目標強度の設定

a) 目標強度の設定方法

固化処理した底泥土の砕・転圧盛土工法では、固化処理した底泥土、つまり初期固化土をある一定期間 $t_s (=t_{sc})$ だけ養生させてから解砕→転圧して砕・転圧土とするが、砕・転圧土の再発現強度はこの時の養生期間 t_{sc} の影響を受け、この期間が短いと解砕・転圧後の強度発現が大きく、また長いほど砕・転圧土の再固化強度が小さくなる^{1), 2), 5)}。このため、短期間の t_{sc} では初期固化土の解砕時

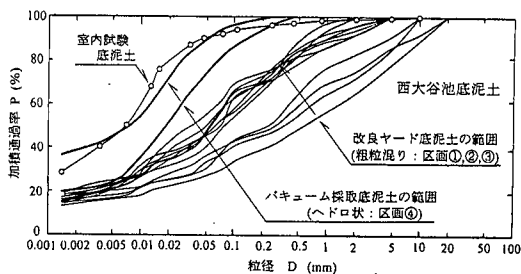


図-4 改良ヤード内の底泥土(区画①②③)とバキューム採取した底泥土(区画④)

強度が小さく盛土施工が難しくなり、また長期間では初期固化土強度が大きく施工性は良いが砕・転圧土の再固化強度が小さいなど、施工性、解砕時強度や砕・転圧後の強度発現からみた最適な養生日数が存在する。これまでの室内試験結果^{1), 5)}によるとこの初期固化養生日数は $t_{sc}=3$ 日程度が施工性や砕・転圧後の再固化強度から適切なことがわかっている。そこで砕・転圧土の再固化による強度($q_u)_{cc}$ の初期固化時の強度($q_u)_{is}$ からの低下率を $R=(q_u)_{cc}/(q_u)_{is}$ とおくと、これまでの室内試験結果^{1)~5)}によると $t_{sc}=3$ 日では

$$R_3=(q_u)_{cc}/(q_u)_{is} \approx 0.5 \quad (1)$$

であった。この R_3 の値は固化材添加量、底泥土の含水比や細粒分含有量等により異なるので、今後各種底泥土の試験や実施工を経て、データの蓄積

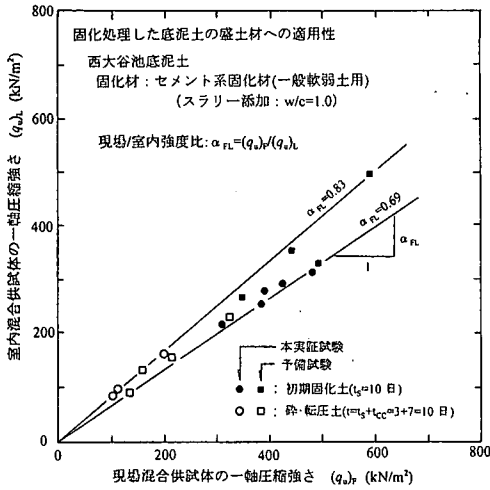


図-5 室内配合強度を決定するための
現場/室内強度比 α_{FL}

をした上で修正する必要のあるものである。

ここでは、既設盛土とこれに腹付けあるいは押え盛土を砕・転圧土により新設した盛土全体が所定の安全率を確保して安定であるために必要な砕・転圧土の強度は一軸圧縮強さにより設定する。まず、堤体盛土全体の安定計算により算定される砕・転圧土による新設堤体部に必要な強度

$$\tau_f = c_{Rec} + \sigma \cdot \tan \phi_{Rec} \quad (2)$$

を求める。一般にため池の堤体はせいぜい高さ15m以下であるので、想定すべり面上の垂直応力レベルは低く、また砕・転圧土の内部摩擦角 ϕ は小さいため、この内部摩擦角による強度成分は無視して ($\phi=0$),

$$\tau_f = c_{Rec} \quad (3)$$

としてもよい。したがって、新設盛土を構成する砕・転圧土に必要な一軸圧縮強さ $(q_u)_{CC}^*$ は

$$(q_u)_{CC}^* = 2 \times c_{Rec} \quad (4)$$

となり、さらにこれを初期固化土の目標強度 $(q_u)_{IS}^*$ に変換すると、前述の $R=0.5$ ($t_{SC}=3$ 日の場合) の関係より、

$$(q_u)_{IS}^* = (1/R) \cdot (q_u)_{CC}^* = 4 \times c_{Rec} \quad (5)$$

となる。これが砕・転圧土による新設の堤体盛土に必要な強度を達成するための初期固化土状態での目標強度である。なお、この $(q_u)_{IS}^*$ は $t_s=10$ 日での値としている。これはこれまでの室内試験⁵⁾によると砕・転圧土の強度増加傾向が $t_s=10$ 日以降に鈍くなり、これ以降の強度増加分は乾・湿繰返し等による強度劣化への余裕としているためである。

b) 実証試験での目標強度の設定

本実証試験での目標強度は、通常の堤体補強のための押え盛土あるいは腹付け盛土に必要な強度が、粘着力で $c_{Rec}=49\text{kN/m}^2$ (0.5kgf/cm^2) 程度であることより設定した。この c_{Rec} を、 $\phi=0$ として、初期固化土における目標強度 $(q_u)_{IS}^*$ に換算すると、

$$(q_u)_{IS}^* = (q_u)_{CC}^* / R \\ = 196\text{kN/m}^2 (2.0\text{kgf/cm}^2)$$

となる。そして、現場で固化材添加量を決めるための室内配合強度は、現場と室内試験との混合条件の相違を補正するための現場/室内強度比 α_{FL} より求めた。 α_{FL} は実証試験に先立って実施した予備試験から得られた初期固化土(■印)と砕・転圧土(□印: $D_{max}=200\text{mm}$ で解砕→30cm 撒出し→振動ローラー6回転圧)の同一配合条件での現場と室内における一軸圧縮強さの関係を示す図-5から求めた(図中には本実証試験における結果もそれぞれ●印と○印により示してある)。 α_{FL} は図から得られる最小値に近く、かつ $1/\alpha_{FL}=1.5$ になるように $\alpha_{FL}=0.67$ とすると、配合試験強度は

$$(q_u)_{IS}^* / \alpha_{FL} = 294\text{kN/m}^2 (3.0\text{kgf/cm}^2)$$

となる。ここでは、目標強度を達成する固化材添加量 ΔW_C^* を決めるための初期固化養生日数 t_s は解砕までの養生日数 t_{SC} と区別して t_s^* とおく。この t_s^* は、前述したように、通常は $t_s^*=10$ 日としているが、ここでは試験盛土がこの池で計画されている改修後の堤体の一部になる可能性があるため、目標強度を安全側に設定するために $t_s^*=3$ 日 ($(q_u)_{IS3}$) とした。なお、これまでの試験結果⁵⁾からすると、 $t_s^*=3$ 日としたことは $t_s^*=10$ 日 ($(q_u)_{IS10}$) とした場合の約3割程度の強度割増しに相当する。すなわち

$$(q_u)_{IS10} / (q_u)_{IS3} = 1.3$$

である。

(3) 底泥土の固化処理

a) 固化材とその添加量の決定

固化材は、これまでの一連の室内試験と同様に、セメント系(一般軟弱土用)を使用した。目標強度を確保するための固化材添加量 ΔW_C^* は、改良ヤード各区画の底泥土の含水比が大きく変化してい

表-1 使用した固化材とその配合条件

固化材	種類		一般軟弱土用
	添加方法		スラリー (w/c=1.0)
添加量 ΔW_c (kN/m ³)	区画①	$w_n=30\sim40\%$	1.0~1.0
	区画②	$w_n=30\sim35\%$	1.0~1.3
	区画③	$w_n=35\sim45\%$	1.4~2.2
	区画④	$w_n=105\%$	2.5
初期固化養生日数: t_{sc}			3日

ため、各区画毎に底泥土の含水比 w_n をパラメータにして、事前の配合試験による $(q_u)_{ts} \cdot \Delta W_c \sim w_n$ 関係から表-1に示すように決めた(平均で $\Delta W_c^* = 1.5 \text{ kN/m}^3 (150 \text{ kgf/m}^3)$)。なお、底泥土の含水比を測定する時に注意しなければならないことは、一般に底泥土は粒径が微妙に異なったものが層状に堆積しているため、深さ方向に粒度や含水比が異なっていることである。このためその改良箇所の含水比を求めるには、地表面から試料を採取するのではなく、トレンチャー等で深さ方向に混合した底泥土を採取するか、あるいは一定の深さ毎の底泥土を採取してそれらを混合したものを試料として、含水比を求めその場所の代表的な値とすることが重要である。

b) トレンチャーによる固化処理

底泥土の固化処理は、スラリープラントで製造した水・固化材比 $w/c=1.0$ のスラリー状態にした固化材をトレンチャー先端の吐出口まで一定流量 $\Delta Q=100 \text{ l/min}$ でポンプ圧送し、トレンチャーを回転させながら底泥土中に噴射させて原位置で攪拌・混合して行った。底泥土の堆積層厚が 1m 程度なため、トレンチャーを使用するには浅すぎる点もあったが、固化材の攪拌・混合性能に優れ、様性の高い固化処理が可能なことを考慮してこの攪拌・混合方法を採用した。トレンチャーによる固化処理状況を写真-1に示す。固化材スラリーを圧送するのに要する時間の目安は、固化材の攪拌・混合のためのトレンチャー回転を固化材スラリーを圧送する時間中だけ行ったものとして、以下のように算定される(実際には均一な混合を行うためにスラリー圧送時間以外にも必要に応じてトレンチャー回転を行うのでここで算定された時間よりも長くなるのが普通である)。圧送するスラリー容積 V' は、1区画当たりの改良土量 $V=4.5 \times (5.0 \sim 7.0) = 22.5 \sim 31.5 \text{ m}^3$ に対して、底泥土 1 m^3 当たりの固化材添加量を ΔW_c とおくと、固化材の容積 V_c とこれに加えた水の容積 V_w の和から

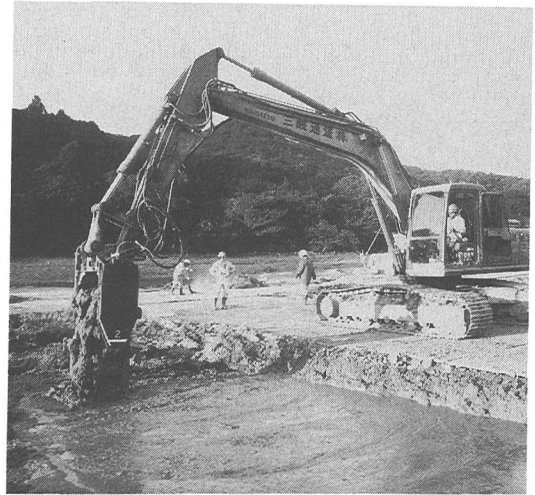


写真-1 改良ヤードにおけるトレンチャーによる底泥土の固化処理状況

$$\begin{aligned}
 V' &= V_c + V_w \\
 &= W_c \cdot \{1/\rho_c + (w/c)/\rho_w\} \\
 &= \Delta W_c \cdot V \cdot \{1/\rho_c + (w/c)/\rho_w\} \quad (6)
 \end{aligned}$$

となる(ここで ρ_c は固化材密度($=3.12 \text{ t/m}^3$), ρ_w は水の密度)。 V' は上式に実際の数値を代入すれば、

$$\begin{aligned}
 V' &= \Delta W_c \cdot (22.5 \sim 31.5) \cdot \{1/3.12 + 1.0\} \\
 &= (29.71 \sim 41.59) \cdot \Delta W_c
 \end{aligned}$$

となり、平均的な $\Delta W_c = 1.5 \text{ kN/m}^3 (150 \text{ kgf/m}^3)$ に対しては

$$V' = 4.46 \sim 6.23 \text{ m}^3$$

となる。これを吐出量 $\Delta Q=100 \text{ l/min} (0.1 \text{ m}^3/\text{min})$ でポンプ圧送するには

$$t = V'/\Delta Q = 45 \sim 62 \text{ 分}$$

が必要である。つまり、半日のポンプ圧送時間は3つの小区画の合計で正味2時間30分程度(45+45+62分)必要なことがわかる。なお、ここで使用したスラリープラントとトレンチャーの組合せによる固化処理能力は約 $230 \text{ m}^3/\text{日}$ 程度である。

(4) 初期固化土の強度特性

各区画での初期固化した底泥土の強度特性を確認するために、固化直後に内径 $75 \text{ mm} \times$ 肉厚 $0.5 \text{ mm} \times$ 長さ 150 mm のシンウォールチューブを貫入させ、翌日掘り出してコア供試体を採取した。コア供試体は密封して約 20°C の室内で養生した。図-6に、採取した初期固化土のコア供試体の一軸圧縮強さ $(q_u)_{ts}$ と養生日数 t_s の関係を示す。この図か

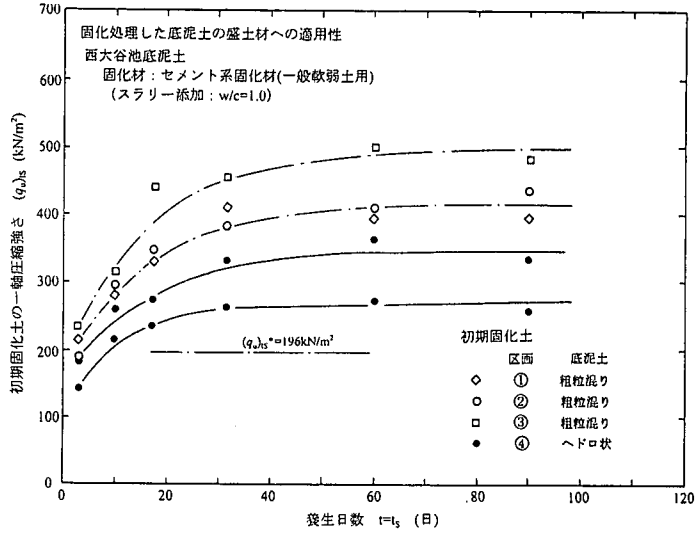


図-6 初期固化土の軸圧縮強さ $(q_u)_{1S}$ と養生日数 t_s の関係

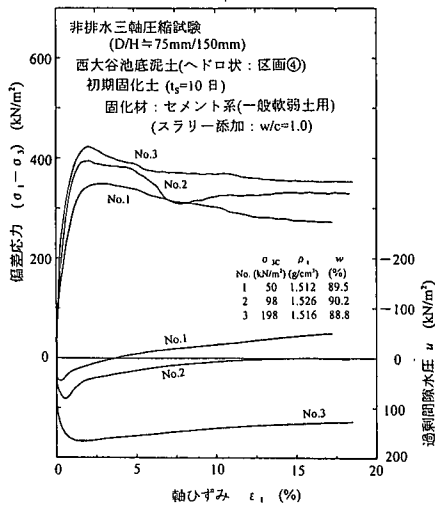


図-7 初期固化土(区画④)の非排水三軸圧縮試験による応力～ひずみ関係

ら、初期固化土の強度は、ヘドロ状底泥土ではほぼ目標強度を満足しているが、砂・砂利等を含み含水比が比較的低い粗粒混り底泥土では強度増加が著しく目標強度を大きく上回っていることがわかる。このことは、粗粒混り底泥土では養生日数による強度増加が、これまでの室内試験で使用してきた細粒分の多い底泥土に比較して著しく、目標強度を得るための $\Delta W_c = \Delta W_c^*$ を設定するときの初期固化養生日数 t_s^* はこの粗粒分が多いことによる強度増加特性の相違を考慮する必要性を示し

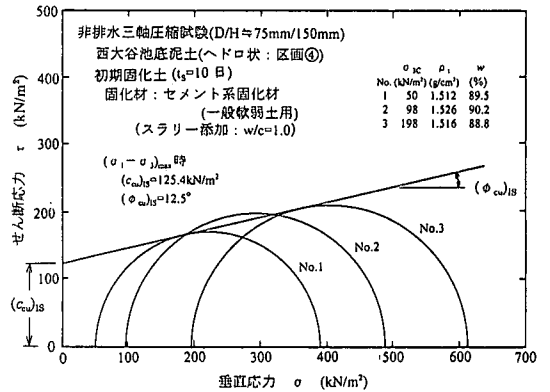


図-8 初期固化土(区画④)の非排水三軸圧縮試験による強度パラメータ $((c_{cu})_{1S}, (\phi_{cu})_{1S})$

ていよう。つまり、粗粒混りの底泥土では目標強度を確保するための t_s^* は細粒分の多いヘドロ状底泥土よりも日数を多くして、時間経過による増加余力が少なくなる $t_s^* = 17 \sim 24$ 日とすべきであろう。

次に、初期固化土のコア供試体(区画④)のヘドロ状底泥土)の等方圧密・非排水三軸圧縮試験による応力～ひずみ関係と、最大偏差応力 $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$ あるいは軸ひずみ $\epsilon_1 = 15\%$ 時の偏差応力 $(\sigma_1 - \sigma_3)_{15}$ による Mohr の応力円を直線近似して求めた強度パラメータ $((c_{cu})_{1S}, (\phi_{cu})_{1S})$ を図-7と図-8にそれぞれ示す。このような試験から得られた $(c_{cu})_{1S}$ と $(\phi_{cu})_{1S}$ をまとめて図-9に示す。この図から、初期固化土の粘着力は $(c_{cu})_{1S} = 147 \sim 196 \text{ kN/m}^2$ ($1.5 \sim 2.0 \text{ kgf/cm}^2$)であり、 $(q_u)_{1S} = 2 \times (c_{cu})_{1S}$ よりここで設定

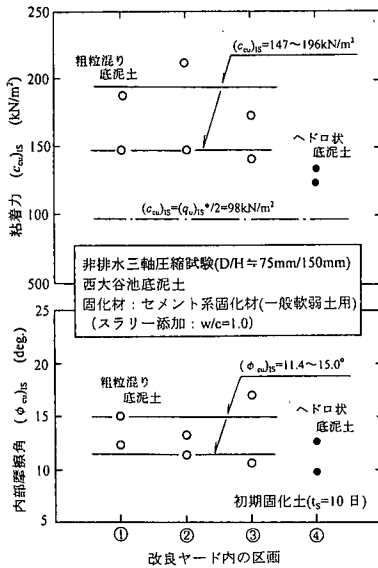


図-9 各改良区画における初期固化土の強度パラメータ $((c_u)_{IS}, (\phi_u)_{IS})$

した目標強度 $(q_u)_{IS}^* = 196 \text{ kN/m}^2 (2.0 \text{ kgf/cm}^2)$ を満足していることがわかる。

(5) 盛土ヤード

盛土ヤードは堤体下流側の駐車場を選択し、試験盛土は、駐車場のアスファルト層(約 5cm 層厚)を剥ぎ取り、その下の路盤を約 25cm まで掘削して十分な支持力が期待できる基盤上に、図-10に示すような標準的な盛土形状になるように盛り立てた。この試験盛土は、初期固化時の養生日数を $t_{SC} = 3$ 日とした初期固化土を、後述するバケット式解砕機により所定の最大粒径になるように解砕して盛土材を製造し、これを盛土ヤードまで運搬し、目標層厚 35cm 程度になるようにバックホウで撤出し、ブルドーザで敷均してから、2層目は振動ローラーあるいはタイヤローラー、3層目は振動ローラーあるいはブルドーザにより転圧して、合計3層分(約 350 m^3)を盛り立てたものである。

なお、ここでバックホウで解砕土の撤出しを行ったのは、ブルドーザのブレードによる押土撤出しでは、粗粒から細粒までの解砕土粒子が均一に混り合った状態に撤出すことができないこと、ブルドーザの前・後進や反転時に砕・転圧土をキャタピラーにより撤出し層をこね返しにより泥濁化させてしまいやすく、その後の転圧機械のトラフィカビリティが確保できなくなってしまうことを避けるためである。

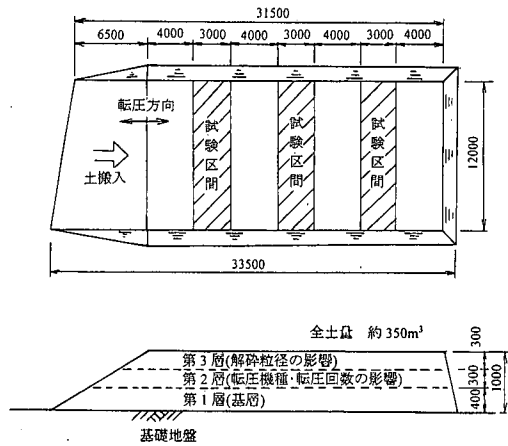


図-10 試験盛土の形状と試験区間

表-2 砕・転圧土の用途と解砕粒径 D_{max} の関係

解砕粒径	最大粒径 D_{max} (mm)	砕・転圧土の用途
大粒径	200	堤体の安定性(強度)を確保すればよい場合の標準粒径
中粒径	100	盛土の安定性と遮水生を同時に満足させたい場合
小粒径	50	刃金土(コア材)・ブランケット材として使用する場合のように遮水性が必要な場合

3. 初期固化土の解砕

(1) 砕・転圧土の用途と解砕粒径の関係

これまでの室内試験結果から、砕・転圧土の強度や遮水性に及ぼす解砕粒径の影響については以下のことがわかっている⁵⁾。解砕粒径が大きいほど発揮される強度は大きく、また解砕粒径が小さいほど転圧時に潰れて粒子隙間が小さくなるため遮水性が良い。本実証試験では、この解砕粒径の影響を実施レベルで確認するわけであるが、実施工における砕・転圧土の用途と解砕時の最大粒径 D_{max} の関係を表-2に示すように設定した。堤体の安定性のみを確保すればよい場合では、実施工での解砕粒径の最大値を $D_{max} = 200 \text{ mm}$ 程度とした。この値にしたのは、一般に盛土材の撤出し層厚は 30~40cm 程度とするので、一様な盛土地盤を造成するために限界の大きさであるからである。一方、砕・転圧土を刃金土(コア材)あるいはブランケット

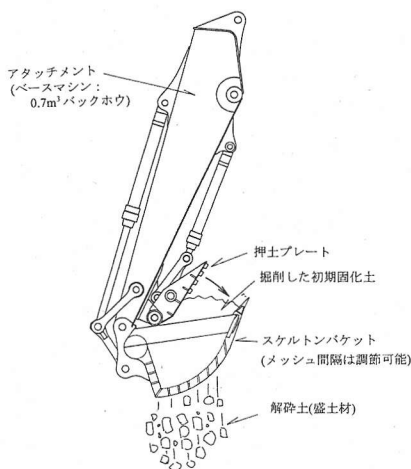


図-11 バケット式解砕機(アタッチメント)

材として使用する時のように遮水性が必要な場合には解砕粒径は小さい方が有利であるので、 $D_{max}=50\text{mm}$ を遮水材の場合の最大粒径とした。ここで遮水材の最大粒径をこの値に設定したのは、解砕粒径が小さくなるほど解砕効率が加速度的に低下すること、小粒径で解砕した解砕土ほど強度が小さく、転圧時に軟弱化しやすくトラフィカビリティーが確保しにくくなることを避けるためである。また解砕土を安定性と遮水性の両方を満足させるような場合にはこれら両者の中間をとって最大粒径を $D_{max}=100\text{mm}$ とした。

(2) 初期固化土の解砕と解砕土の粒度分布

本実証試験では、初期固化土($t_{sc}=3$ 日間養生)を規定の最大粒径になるように解砕するために、図-11に示すような、バケット式解砕機を使用した(盛土材の製造)。この解砕機は、 0.7m^3 のバックホウをベースマシンとして、約 0.7m^3 のスケルトンバケットに押力約 $196\text{kN}(20\text{tf})$ の押土プレートを設置し、初期固化土を掘削→解砕→積込みを連続的に行って盛土材を製造するもので(解砕能力約 $30\text{m}^3/\text{時間}$)、特に効率的で経済的な解砕が可能なこと、工事規模に関係なく適用できる汎用性の高いものを目指して開発したものである。写真-2に初期固化土を解砕中の解砕機を示す。

解砕粒径の調節はスケルトンバケットのメッシュ間隔をメッシュプレートあるいはバーを溶接で追加取付けすることで現場で変更可能とし、大粒径： $200\text{mm} \times 200\text{mm}$ (所要強度をもつ盛土材)、中粒径： $100\text{mm} \times 100\text{mm}$ (盛土材・遮水材)、小粒



写真-2 初期固化土を解砕中の解砕機

径： $50\text{mm} \times 100\text{mm}$ (遮水材)のように表-2に示したような用途に応じて3種類とした。

この解砕機により初期固化土を3種類の粒径で解砕した各盛土材を、約一ヶ月間室内に空乾状態で放置し固化させてからフルイ分け試験を行った。フルイ分けした各盛土材の 53mm フルイに残留した粒子を写真-3～5にそれぞれ示すが、メッシュ間隔による粒径の相違がよくわかる。ただし、遮水材になるように $D_{max}=50\text{mm}$ を目指したものは、メッシュ間隔を $50\text{mm} \times 100\text{mm}$ としたため、 53mm フルイに残留分がある。また試験から得られた粒径分布曲線を図-12に示すが、解砕バケットによる解砕された盛土材は、バケットのメッシュ間隔により最大粒径の異なるほぼ平行な粒度曲線となっていることがわかる。なお、メッシュ間隔を $50\text{mm} \times 100\text{mm}$ で解砕した遮水材は $D_{max}=50\text{mm}$ とならず、 $D_{max}=75\text{mm}$ であるが、ここでは便宜上 $D_{max}=50\text{mm}$ として扱うことにする。

4. 試験盛土各層の試験条件

試験盛土は、前述の図-10に示したように、3つの盛土層から構成され、各盛土層はその試験目的に合わせて盛立て条件を以下のように設定した。1～2層目は転圧機種と転圧回数の影響を調べるために図-13の下段に示すような試験条件で、また第3層目は解砕粒径の影響を調べるために図-13の上段に示す試験条件とした。表-3

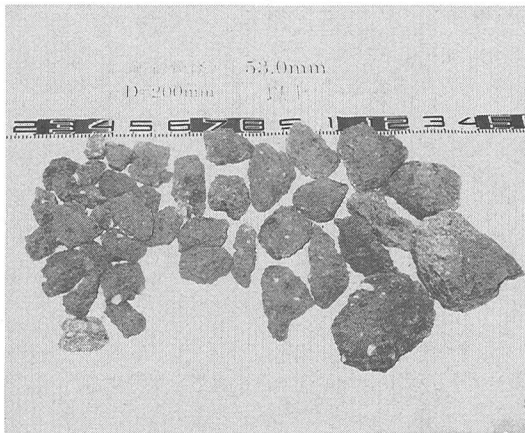


写真-3 $D_{max}=200\text{mm}$ の解砕土の 53mm フルイ残留分

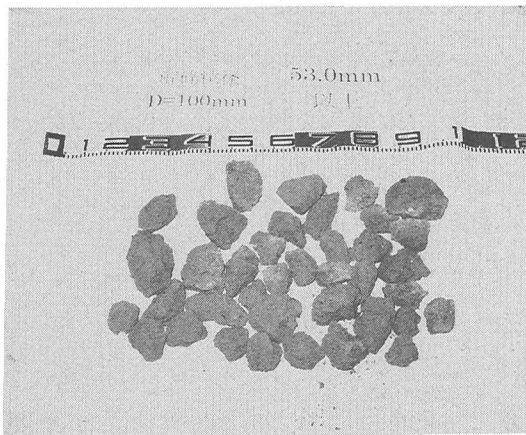


写真-4 $D_{max}=100\text{mm}$ の解砕土の 53mm フルイ残留分

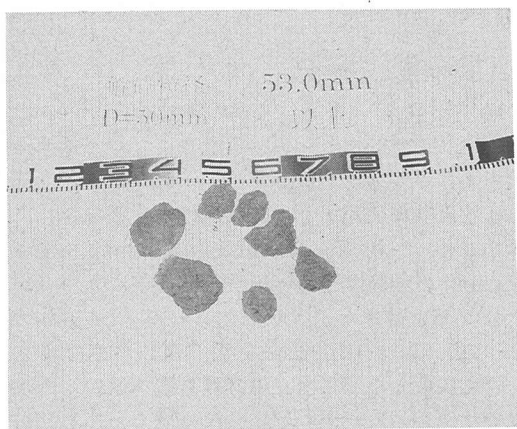


写真-5 $D_{max}=50\text{mm}$ の解砕土の 53mm フルイ残留分

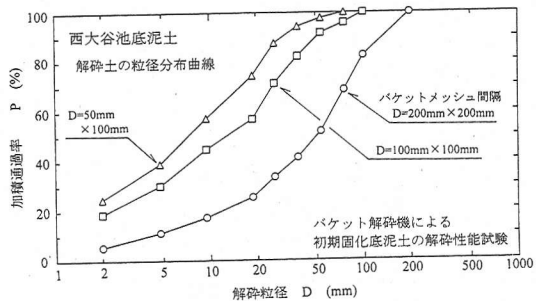


図-1 2 メッシュ間隔を変えて解砕した盛土材の粒度曲線



図-1 3 試験盛土各層の試験条件

表-3 試験盛土各層の試験条件

盛土層	解砕粒径 D_{max} (mm)	仕上層厚 ΔH_i (cm)	転圧機械 (N: 転圧回数)
第1層	200	40	7t 振動ローラー (N=4, 6, 8回)
			8t タイヤローラー (N=4, 6, 8回)
第2層	200	30	7t 振動ローラー (N=4, 6, 8回)
			8t タイヤローラー (N=4, 6, 8回)
第3層	200	2×15 (2層・薄層転圧)	7t 振動ローラー (N=6回)
	100		7t ブルドーザ (N=6回)
	50		

には以上の試験盛土各層の試験条件をまとめてそれぞれ示す。なお、ここで転圧機械は小型の 10t クラス未満(7t 振動ローラー・8t タイヤローラー)を使用した。これは以下の理由による。砕・転圧土の強度発現は締固め密度ではなく、固化材による硬化によるものであり、解砕粒子間の隙間がなくなる程度まで転圧すれば、締固め密度は重要ではないため必ずしも大型転圧機械である必要がないこと、また一般にため池は規模の小さいものが多く、このような箇所での施工性を考えると小型機械の方が有利なためである。

(1) 第1～2層目

第1層目と2層目は、転圧機械による相違、転圧回数(N=4, 6, 8回)による影響など、砕・転圧土に適した転圧条件を調べるためのものである。図-13の下段に示すように、堤体に平行な長手方向に左・右2レーンに分けて、改良ヤードの区画①の初期固化土は第1層目に、区画②の初期固化盛土は第2層目に $D_{max}=200\text{mm}$ で解砕してから撒出し・敷均しを行い、それぞれ振動ローラー、タイヤローラーによる転圧を行った。この時の転圧回数 N はそれぞれN=4, 6, 8回とした。第2層目の盛立て面では、砕・転圧土地盤の強度特性を調べるために、室内試験用のコア供試体を後述するライナーサンプラー法で採取した。

(2) 第3層目

第3層目は、初期固化土を解砕するときの解砕粒径が砕・転圧土の強度あるいは透水性に及ぼす影響を調べるためのもので、図-13の上段に示すように長手方向に3つのレーンに分け、各レーン毎に解砕バケットの解砕メッシュ(解砕時の最大粒径： $D_{max}=200, 100, 50\text{mm}$)を変えて、区画③の初期固化土を解砕して盛土した。ただしヘドロ状底泥土は $D_{max}=200\text{mm}$ で解砕して、解砕粒径 $D_{max}=200\text{mm}$ のレーンの一部に盛土した。各解砕粒径で盛土したレーンは基本的には振動ローラーで転圧回数N=6回で転圧することにした。なお、3種類の解砕粒径の盛土レーンのうち最大粒径 $D_{max}=200\text{mm}$ の解砕土では、振動ローラーでもトラフィカビリティが確保でき、転圧可能であった。これに対して、解砕粒径の小さい $D_{max}=100\text{mm}$ と $D_{max}=50\text{mm}$ の盛土レーンでは、トラフィカビリティが確保できない恐れがあったので、トラフィカビリティを確保しやすい敷均し用ブルドーザによる転圧に変更した。そして、ブルドーザでは機械重量の割にキャタピラー幅があり、転圧エネルギーが小

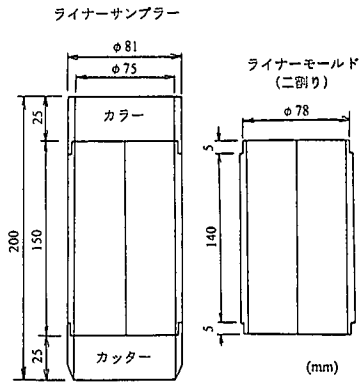


図-14 D/H=75mm/150mm 供試体を採取するためのライナーサンプラー

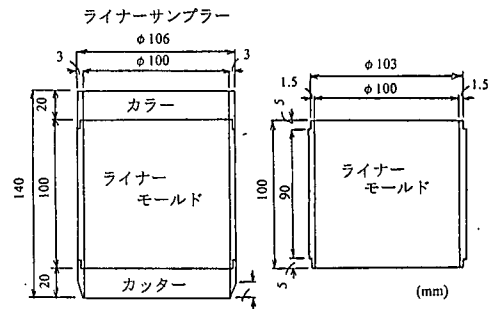


図-15 D/H=100mm/100mm 供試体を採取するためのライナーサンプラー

さく、塊状粒子が完全に潰れず粒子間に隙間が残る可能性が考えられたので、撒出し厚を 15cm の薄層転圧とした。なお、この第3層目の解砕粒径を変えた各盛土面からもコア供試体を次項で述べる方法で採取した。

(3) コア供試体の採取方法

砕・転圧土による盛土地盤の強度特性や遮水性等の土質力学的性質を調べるために、コア供試体を以下に示す方法で採取した。一軸圧縮試験、三軸圧縮試験に使用するコア供試体は、図-14に示すような、外径 $\phi 81\text{mm}$ × 肉厚 $t3\text{mm}$ × 長さ 150mm の鋼管製の二つ割りモールドにカッターとカラーを付けたライナーサンプラー(供試体寸法： $D/H=75\text{mm}/150\text{mm}$)を盛土面に鉛直に貫入させて採取した。また三軸試験装置を用いた透水試験に使用するためのコア供試体は、上述したものと同様な方法により、図-15に示すような外

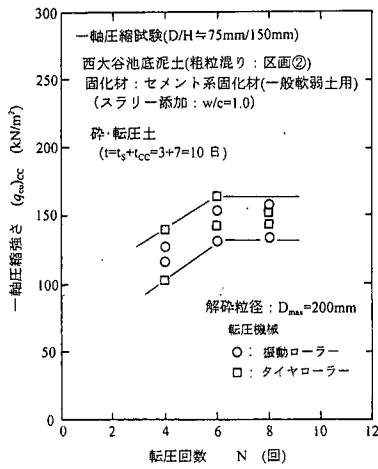


図-16 砕・転圧土の $(q_u)_{CC} \sim N$ 関係

径 $\phi 106\text{mm} \times$ 肉厚 $t_3\text{mm} \times$ 長さ 100mm の鋼管製の圧密リングにカッターとカラーを付けたライナーサンプラー(供試体寸法: $D/H=100\text{mm}/100\text{mm}$)を盛土面に鉛直に貫入させて採取した。

5. 砕・転圧盛土の強度・透水特性

(1) 砕・転圧土の強度に及ぼす転圧条件の影響

最大粒径 $D_{\max}=200\text{mm}$ の解砕土を 2 種類の転圧機械で、それぞれ転圧回数 $N=4, 6, 8$ で転圧した砕・転圧土地盤から採取したコア供試体の一軸圧縮強さ $(q_u)_{CC}$ と転圧回数 N の関係を図-16に示す。また図-17には同様に採取したコア供試体の圧密・非排水三軸圧縮試験から得られた強度パラメータ $((c_{cu})_{CC}, (\phi_{cu})_{CC})$ と転圧回数 N の関係を示す。これらの図から、砕・転圧土は転圧機械による相違はほとんどないこと、また転圧回数は $N=6$ 回程度がよいことがわかる。施工状況から判断すると、 $N=6$ 回以上では過転圧になり盛立て面に泥濘化が生じるなど、トラフィカビリティーが確保できなくなった。

なお、ここで注意が必要なことは、通常土と砕・転圧土の強度発現機構の相違である。つまり、通常土による盛土では、高い締固め度で転圧してより密な状態の方が大きな強度が発揮される。しかし砕・転圧土による盛土は解砕土の塊状粒子が潰れて粒子間の隙間がなくなる程度までの転圧で十分で、それ以上の転圧は過転圧により泥濘化しトラフィカビリティーが確保できず施工不能に陥ってしまうだけである。これは、砕・転圧土は高密

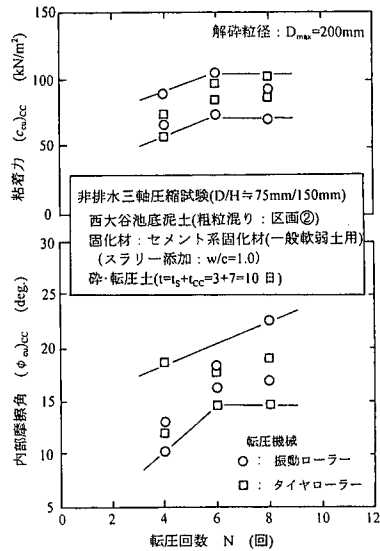


図-17 砕・転圧土の $(c_{cu})_{CC}, (\phi_{cu})_{CC} \sim N$ 関係

度化による強度発現ではなく、セメント系固化材による固結現象によるためである。そして、通常土の盛土材であれば泥濘化状態になった場合には軟弱部として残ってしまうため、その部分を取り除く必要があるが、砕・転圧土では過転圧により泥濘化させたとしても、時間経過とともに固結化してくるため、最終的に所要の強度を確保できればあえて取り除く必要はないものである。

(2) 砕・転圧土の強度に及ぼす解砕粒径の影響

解砕粒径 D_{\max} を変えて解砕した砕・転圧土による第 3 層目盛土地盤から採取したコア供試体の一軸圧縮強さ $(q_u)_{CC}$ と養生日数 $(t=t_s+t_{cc})$ の関係を図-18に示す。この図における解砕粒径と転圧条件の関係は図-13と表-3を参照してほしい。この図から以下のことがわかる。初期固化土の同様の関係を示した前掲の図-6と比較すると、砕・転圧土の再固化による強度 $(q_u)_{CC}$ の初期固化時の強度 $(q_u)_{IS}$ からの低下がほぼ半分になっており、室内試験と同様に現場でも(1)式が成り立っている。砕・転圧土の強度は、へドロ状底泥土ではほぼ目標強度を満足しているが、粗粒混り底泥土は強度増加が著しく目標強度を大きく上回っている。このことは初期固化土の項で述べたように、粗粒混り底泥土では養生日数による強度増加特性を考慮した目標強度を確保するために必要な初期固化養生日数 t_s^* を多くした方がよいことを示しているといえよう。また砕・転圧土の強度は解砕粒径による

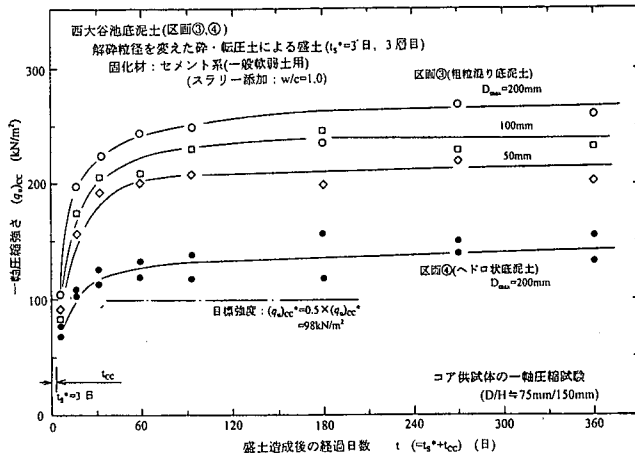


図-18 解砕粒径 D_{max} の異なる砕・転圧土の一軸圧縮強さ $(q_u)_{cc}$ と養生日数 $t(t=t_s+t_{cc})$ の関係

影響があり、大粒径の方が明らかに大きく、堤体下流側での押え盛土や腹付け盛土のように安定性だけを確保する場合には解砕粒径は大きい方が有利であることがわかる。このように解砕粒径による強度特性の相違は、室内試験結果の報告⁵⁾で述べたように、粗粒の初期固化部分の方が転圧時に完全に潰れずに残り、この部分が再固化の核になりより大きな強度の再発現につながるためと考えられる。また、砕・転圧土の強度の養生日数に伴う増加程度はほぼ1ヶ月程度で鈍化するが、この傾向は図-19に示すような片対数グラフ上にプロットするとよくわかる。つまり、この関係は造成初期の強度増加が急激な領域と、その後の強度増加が鈍化する領域で、傾きの異なる2本の直線で近似できるようなのである。そこで、初期領域を

$$(q_u)_{cc} = a_{cc} + b_{cc} \cdot \log[t/(t_s+1)] \quad (t=t_s+t_{cc}) \quad (7)$$

のように近似すれば、この式は施工管理に使用できる。つまり、解砕土を転圧した翌日($t_{cc}=1$ 日)、すなわち $t=t_s+1$ (日)における一軸圧縮強さ $(q_u)_{cc1}(=a_{cc})$ を現場試験等の方法で測定し、これを上式に代入すれば、 $t=t_s^*$ における目標強度が推定できるので、前日に転圧した砕・転圧地盤が目標強度を満足しているかどうかの確認が可能である。なお、著者らの実験を行った範囲では、上式はここで使用したセメント系固化材と似たような強度発現特性を示すセメント主体の固化材では成り立つようであるが、これらと異なる固化特性の固化材では事前の検討が必要であろう。

次に、採取したコア供試体の中のヘドロ状底泥

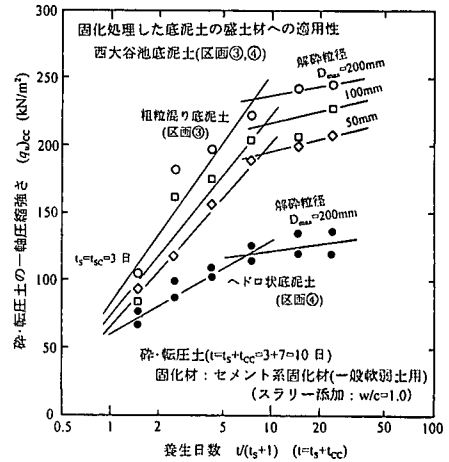


図-19 砕・転圧土の $(q_u)_{cc} \sim t(t=t_s+t_{cc})$ 関係の片対数グラフ上での直線近似

を原土とする砕・転圧土($D_{max}=200mm$)の圧密・非排水三軸圧縮試験による応力~ひずみ関係と、軸ひずみ $\epsilon_{11}=15\%$ 時の偏差応力 $(\sigma_1 - \sigma_3)_{15}$ による強度パラメータ $((c_u)_{cc}, (\phi_u)_{cc})$ をそれぞれ図-20と図-21にそれぞれ示す。ここで比較してほしいのは、図-20の砕・転圧土の応力~ひずみ関係と、前述した図-7の初期固化土の応力~ひずみ関係であり、砕・転圧土の応力~ひずみ関係の方が破壊ひずみ ϵ_{11} が大きく、通常土に近い破壊ひずみ特性を示していることがわかる。解砕粒径の異なる3種類の盛土レーンから採取したコア供試体について実施した三軸圧縮試験から得られた強度

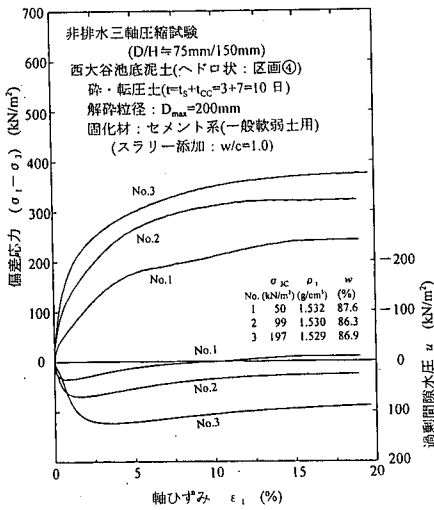


図-20 砕・転圧土(区画④)の非排水三軸圧縮試験による応力～ひずみ関係

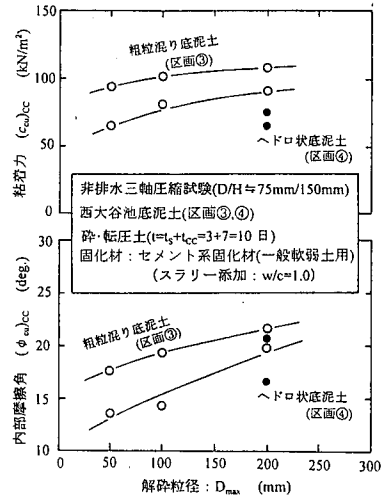


図-22 砕・転圧土の (c_{cc}) , (ϕ_{cc}) に及ぼす解砕粒径 D_{max} の影響

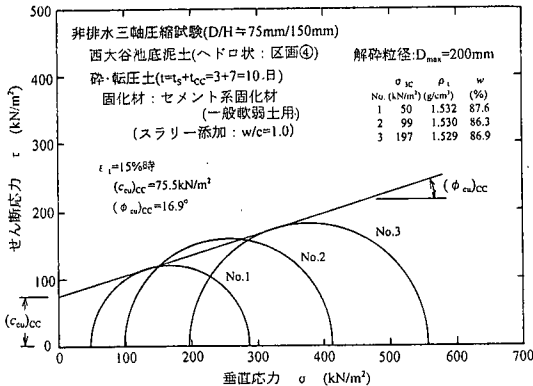


図-21 砕・転圧土(区画④)の非排水三軸圧縮試験による強度パラメータ (c_{cc}) , (ϕ_{cc})

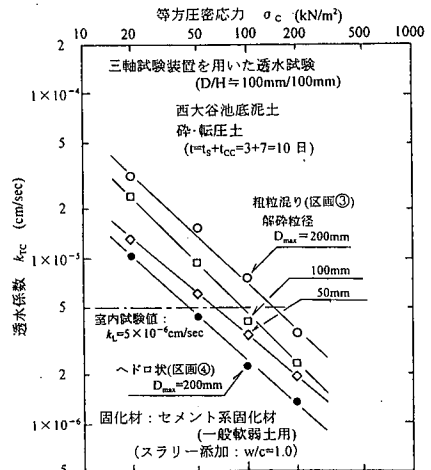


図-23 砕・転圧土の透水係数 k_{TC} に及ぼす解砕粒径 D_{max} の影響

パラメータ (c_{cc}) , (ϕ_{cc}) を、解砕粒径 D_{max} に対してプロットしたのが図-22である。この図から、 (c_{cc}) と (ϕ_{cc}) はともに解砕粒径が大きい方が大きくなるのがわかり、解砕粒径が強度に影響を及ぼすことがわかる。

(3) 砕・転圧土の透水性に及ぼす解砕粒径の影響

砕・転圧土による盛土地盤の透水係数に及ぼす解砕粒径 D_{max} の影響を、各盛土レーンから採取したコア供試体の三軸セルを用いた透水試験により調べた結果を図-23に示す。この試験は供試体を完全に飽和させ、明確な応力条件のもとでの透

水係数に及ぼす解砕粒径の影響を調べたものであるが、試験方法の詳細については参考文献1), 5)を参照してほしい。この図から、砕・転圧土の透水係数は解砕粒径が小さいほど小さくなり、遮水性が良くなり、解砕粒径が砕・転圧土の透水性に影響を及ぼすことがわかる。また透水係数は、底泥土により異なり、原土が粗粒分の多い粗粒混り底泥土の方が大きく、解砕粒径を適切に選択しないと所要の遮水性を確保できないことがわかる。しかしへドロ状底泥土のように細粒分の多い底泥土では、

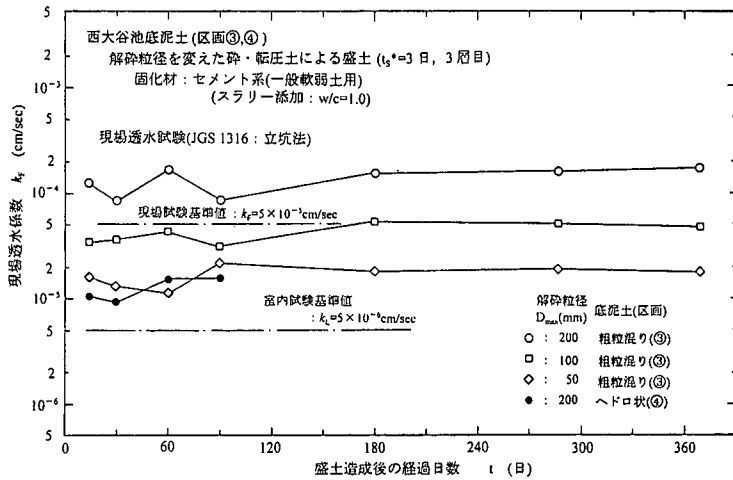


図-24 砕・転圧土地盤の現場透水試験による解砕粒径 D_{max} の影響

たとえ大粒径で解砕した場合でも十分な遮水性が得られることがわかる。

次に、試験盛土造成後の一定期間経過毎に、解砕粒径の異なる各盛土レーンにおいてマリOTTサイフォンを用いた現場透水試験(立坑法: JGS 1316)を実施した。試験結果を図-24に示すが、図中には堤体盛土材のうちの遮水材料に必要な透水係数の目安値⁹⁾として、現場試験による透水係数: $k_f=5 \times 10^{-5} \text{cm/sec}$ と室内試験による透水係数: $k_f=5 \times 10^{-6} \text{cm/sec}$ をそれぞれ示してある。この図から以下のことが分かる。明らかに解砕粒径により透水係数が異なり、小さい解砕粒径ほど透水係数が小さく遮水性に優れている。遮水材料としての目安値を満足させるには解砕粒径は少なくとも $D_{max}=100\text{mm}$ 以下にする必要がある。しかし、細粒分を含むへドロ状底泥土では大粒径の $D_{max}=200\text{mm}$ での解砕でも十分な遮水性が得られ、解砕粒径と遮水性との間には原土の粗・細粒分量の影響も関係しているようである。また時間経過しても透水係数は変化しないが、これは盛土時の密度状態のまま固化し、その時に形成された空隙により遮水性が決まるためと思われる。

6. 砕・転圧盛土での土量変化率について

池底に堆積した底泥土を固化処理して盛土材として適用するときの初期堆積→固化処理→解砕→撤出し・敷均し→転圧するまでの一連の施工過程での土量変化率は、堆積した底泥土が最終的に堤

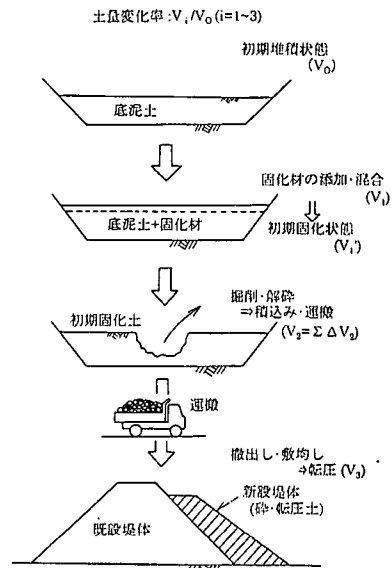


図-25 底泥土の初期堆積状態から砕・転圧土になるまでの土量変化(概念図)

体に盛土した時に1:1の土量関係にならないので、底泥土の除去計画、つまりその堤体盛土への利用計画を立案する時に重要である。

実証試験時に、図-25に概念的に示すように、底泥土が池底に堆積した状態(V_0)を基準として、固化材スラリーを添加・混合してまだ固まらない状態(V_1)、所定の初期固化発生期間において固化した状態(V_1')、掘削・解砕して盛土箇所まで運土

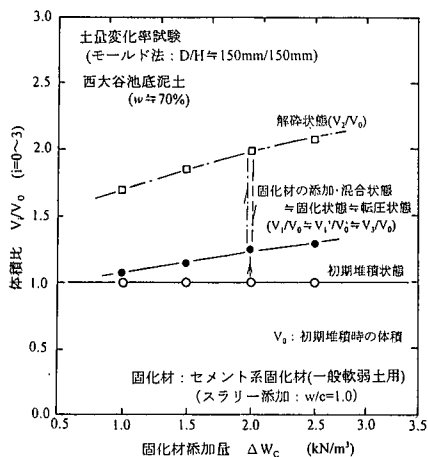


図-26 底泥土の固化処理から砕・転圧土までの土量変化率: $\Delta V_i/V_0 \sim \Delta W_c$ 関係

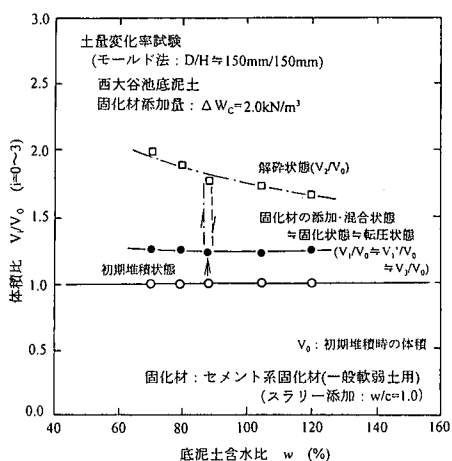


図-27 底泥土の固化処理から砕・転圧土までの土量変化率: $\Delta V_i/V_0 \sim w$ 関係

する最もかさばった状態 (V_2 : 掘削・解砕→ダンプ積込み・運搬), 締め固めた状態 (V_3 : 撤出し→敷均し→転圧) での土量変化を以下に示すモールドを用いた室内土量変化率試験により調べた. しかし現場では底泥土の初期固化→解砕→転圧の各状態での体積測定が, 初期固化土が土中にあるなど概略的なものにならざるを得なかったために正確な値が得にくかった. そこでここでは, 体積測定が容易な容器を用いた室内試験により求めた結果を示す. 以下にその手順を示す. ①内径/深さが150mm/150mmのモールド内に底泥土を詰めて(池底に堆積した状態を再現), その体積 V_0 を測定する. ②これに所定の固化工材をスラリー状態 ($w/c=1.0$) で添加し, まだ固まらない状態での体積 V_1 を測定する(トレンチャーによる固化工材の添加・混合直後). ③所定期間養生後の初期固化土状態での体積 V_1' を測定する. ④初期固化土をモールドから取り出し, 解砕して軽くモールドに詰めた状態の体積 V_2 を測定する(解砕土をダンプに軽く積み込んだ状態の再現をイメージしたもので, この時の土量は運土計画に必要なものである). ⑤解砕した初期固化土をモールド内にランマーで突き固めた時の体積 V_3 を測定する(最終的に堤体に盛土した時の土量で, 池底に体積した底泥土の対象となるため池の堤体改修あるいは補強に必要な新設の堤体盛土量に適合するかどうか見極めるために必要である).

試験室に持ち帰ったヘドロ状底泥土について, 含水比一定($w \approx 70\%$)で固化工材添加量 ΔW_c を変えた試験結果を図-26に示す. また底泥土への固

化材添加量を一定 $\Delta W_c=2.0\text{kN/m}^3$ (200kgf/m^3) にして, 底泥土の含水比を変えた試験結果を図-27に示す. これらの図から, すべての過程で初期堆積状態以上の土量体積を示し, 固化工材添加してまだ固まらない状態, 固化した状態および転圧状態での各体積がほぼ同じであること ($V_1 \approx V_1' \approx V_3$), 解砕状態及び最終的な転圧状態土量ともに固化工材添加量が増加するほどが増加するが, 底泥土の含水比による差はほとんどないことわかる. また最終的な転圧状態での土量変化率は $V/V_0=1.1 \sim 1.3$ でほぼ軟岩相当の値であることがわかる. 以上の試験結果は容量の小さいモールドで調べたものであることや実施工での条件との相違が明確ではないことから, 正確な土量変化率の算出は期待できない. ここでは参考的な土量変化率として,

- (1) 固化状態≒転圧状態では $V/V_0=1.1 \sim 1.3$
(軟岩相当を掘削して盛土した時)
- (2) 解砕状態では $V/V_0=1.6 \sim 2.0$
(硬岩を掘削した状態)

としておき, 今後の実施工の積み重ねから修正してゆくつもりである.

7. あとがき

固化処理した底泥土を堤体盛土材とする砕・転圧盛土工法における, 初期固化土の解砕粒径が砕・転圧土の強度や透水性に及ぼす影響を実施工レベルで確認できた. また造成された盛土地盤は採取したコア供試体の試験から比較的均一な状態

にあることが確認できたが、このことは砕・転圧土も、通常土の盛土材と同様に、各種の大きさで解砕された粒子が大きな粒子間を細かい粒子が埋めるようにうまく混合されて転圧されると一様な地盤ができることを示していると思われる。

以上、初期固化処理した底泥土を、所定の強度や遮水性を満足するように、初期固化養生期間 t_{sc} や解砕粒径 D_{max} を管理しながら、一旦解砕してから通常土と同様に盛土を造成できる施工法として、その実用性が確認できた。そして、この工法は、部分的に固化材スラリープラントや改良機械は既存の確立された技術⁷⁾を使用しており、経済的にも優れ、すぐに実施工に適用できる段階にあるものである。

謝辞：本研究は農林水産省官民連携新技術研究開発事業「ため池改修工事の効率化」の一環として実施したもので、事業の推進にあたっては農林水産省構造改善局建設部設計課・防災課及び関東農政局土地改良事務所の関係諸氏、また現場実証試験の実施にあたっては静岡県農林水産部及び中遠農林事務所の関係諸氏、三祐コンサルタント(株)の関係諸氏には多大な協力をいただいたことを記して、ここに謝意を表します

参考文献

- 1) 福島伸二, 石黒和男, 北島 明, 池田康博, 谷 茂 : 固化処理したため池底泥土の盛土材への適用性, 材料施工研究部会報, 第 37 号, 農業土木学会材料施工研究部会, pp.65-82, 1999.
- 2) 石黒和男, 福島伸二, 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一軸圧縮強度特性—初期固化土と砕・転圧土における養生日数の影響—, 第 34 回地盤工学研究発表会, pp.823-824, 1999.
- 3) 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三軸圧縮試験による強度・変形特性—初期固化土と砕・転圧土の変形性の相違—, 第 34 回地盤工学研究発表会, pp.825-826, 1999.
- 4) 福島伸二, 北島 明, 石黒和男, 池田康博, 酒巻克之, 谷 茂 : 固化処理したため池底泥土の圧密・透水特性, 第 35 回地盤工学研究発表会, pp.1089-1090, 2000.
- 5) 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.
- 6) 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, pp.25, 2000.
- 7) (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(第二版), 技報堂, pp.149-171, 1994.

(2000. 7. 28 受付)

FIELD TEST TO CONFIRM APPLICABILITY OF CEMENT-STABILIZED POND-MUD SOIL AS FILL MATERIAL TO REPAIR OR REINFORCE IRRIGATION DAM EMBANKMENT

Shinji FUKUSHIMA, Kazuo ISHIGURO, Akira KITAJIMA,
Shigeru TANI, Yasuhiro IKEDA and Katsuyuki SAKAMAKI

Mud soil sedimented in a irrigation pond generally is high-water-content and very soft clayey soil. Recently, it is necessary to develop the method for utilization of such a soil, as there is little space to dispose of it as industrial waste.

In this paper, it represents the results of the field test carried out to confirm the applicability of cement-stabilized mud soil as the fill material to construct the counter-weight embankment or widening of embankment in the repair or the reinforcement of the irrigation dam. The effect of crushed diameter of initial stabilized mud soil on strength characteristics and permeability of the crushed and compacted stabilized mud soil was investigated specially in this test program.