

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

福島伸二¹・北島 明²・谷 茂³・石黒和男⁴

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 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)

³農博 独立行政法人 農業工学研究所 (〒305-8609 茨城県つくば市観音台 2-1-2)

⁴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)

ため池のような小規模ダムは、一般に築造年代が古く老朽化し、早急に改修を必要とするものが多い。このような老朽化ため池では貯水容量低下や水質悪化の原因になる底泥土が厚く堆積しその除去が必要なものが多い。この厄介な底泥土をその堤体の改修・補強のための築堤土として使用できれば、堤体の改修・補強と底泥土の除去が同時に可能となる。著者らはこれまでに底泥土を固化処理して、ため池堤体の改修・補強用の築堤土として有効活用できる砕・転圧盛土工法を開発してきた。ここでは、これまでの成果により一般性を持たせるために、全国数箇所のため池から採取した底泥土の追加調査を実施し、固化処理した底泥土による築堤土の強度特性に及ぼす各種要因の影響を整理し、その結果を考慮した合理的な室内配合試験法、目標強度の設定法や施工管理法を提案したものである。

Key Words : old reservoir embankment, sedimentary mud soil, cement stabilization, crushed and compacted stabilized soil, design strength, soil-stabilizer mix design, quality control test, embankment renewal

1. まえがき

ため池のような小規模ダムは、一般に築造年代が古く老朽化し、早急に改修を必要とするものが多い。特に大規模地震が想定されている地域では堤体の耐震補強が急務になっている。一方、このような老朽化したため池では貯水容量の低下や水質悪化の原因となる底泥土が厚く堆積し、その除去を必要とされている場合が多い。また底泥土は高含水比の超軟弱土であり浚渫して除去処分するにもそのままでは搬出不可能であり、天日干し等の低含水比化や固化処理により取扱いを改良する必要がある。しかし近年では土捨場の確保も難しくなっている。この厄介な底泥土を堤体の改修・補強用の築堤土として使用できれば、最近入手困難になっている築堤土を現地調達できるだけでなくその除去処分も不要になり、堤体の改修・補強と底泥土の除去が同時に可能となる。

そこで、著者らは堤高 15m 未満の小規模ダム堤体を対象にして、ため池内に堆積した底泥土を固化処理してその堤体の改修や補強用築堤土として

有効活用できる盛土技術である砕・転圧盛土工法を開発し、固化処理した底泥土の築堤土としての適用性を室内試験による強度特性や透水特性等から確認し¹⁾、さらに全体施工システムの検討や現場実証試験²⁾を実施してきた。

ここでは、これまでの成果により一般性を持たせるために、全国数箇所のため池から採取した底泥土の追加調査を実施し、固化処理した底泥土を利用した築堤土(砕・転圧土)の強度特性に及ぼす初期固化日数 t_s 、解砕・転圧による初期固化状態からの強度低下特性、底泥土の物理特性の影響について整理するとともに、その結果を考慮した合理的な配合試験法、目標強度の設定法や施工管理法を提案するものである。

2. 砕・転圧盛土工法の概要

固化処理した底泥土を対象とする砕・転圧盛土工法は、図-1に概念的に示すように、池内の底泥土を漏水対策としての傾斜遮水ゾーン(前刃金

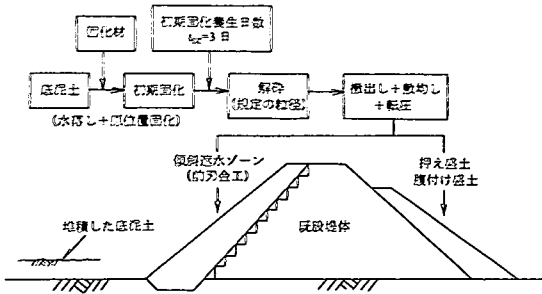


図-1 固化処理した底泥土の築堤土への適用

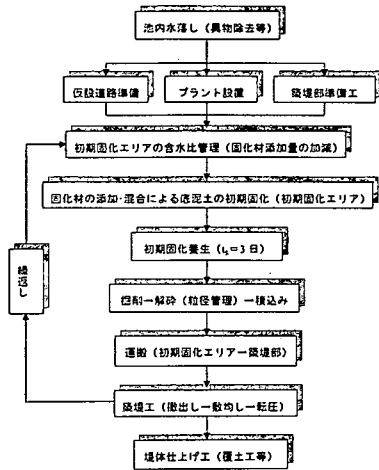


図-2 砕・転圧盛土工法の標準的な施工工程

工)やブランケットを築造のための遮水用土や、押え・腹付け盛土等の築堤土として有効活用するもので、セメント系固化材により所定日数 t_s (初期固土日数) だけ養生固化させた底泥土(初期固土)を、規定の最大粒径 D_{max} で解砕して通常土と同様に撤出し、敷均してから転圧して堤体を築造するものである。なお、堤体表層部は降雨による侵食や劣化の防止や、植栽のために覆土を必要とする。この初期固土を解砕・転圧した築堤土は砕・転圧土と称し、この状態での養生日数は t_{cc} で表示される(全養生日数 t は $t=t_s+t_{cc}$)。

本工法による標準的な施工手順は、図-2に示すように、初期固土→解砕→築堤の各工程からなる。これらのうち、底泥土に固化材を添加・混合して初期固化するまでの工程は軟弱地盤の土質改良時の固化処理工程と同じである。異なる点は、底泥土の初期固土工程以降に一定期間 t_s の養生後に

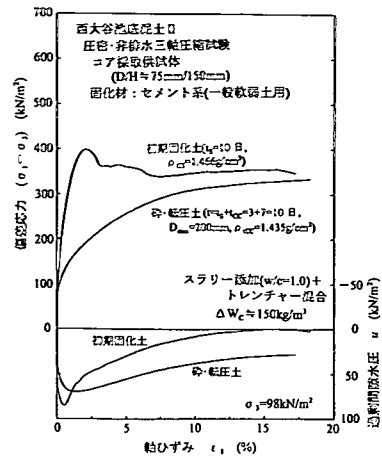
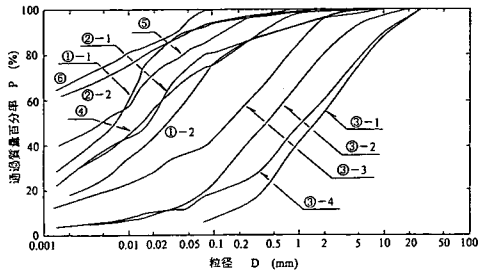


図-3 初期固土と砕・転圧土の応力～ひずみ関係の比較(CU-試験, $\sigma_{3c}=98kN/m^2$)

規定の D_{max} による初期固土の解砕工程(掘削→解砕→積込)と、撤出し→敷均し→転圧からなる築堤工程が加わり、さらに築堤土として所定の強度や遮水性を確保するための厳密な管理が要求されることである。なお、この初期固土工程では、均一で経済的な固化処理を行うため、池の水落し後の底泥土に原位置で固化材を水・固化材比 $w/c=1.0$ 程度のスラリー状態で添加し、トレンチャー式攪拌混合機により混合することを標準としている。解砕工程では、解砕時の D_{max} を用途に応じて設定しなければならない。そして、築堤工程では解砕した粗・細粒子が均一に混合されるようにバックホウで撤出しを行うこととし、その後の敷均しあるいは転圧時の施工機械のトラフィカビリティの確保が重要である。

これまで底泥土に固化材を添加しただけの改良土は、固化材添加量の加減により目標強度を容易に確保できても、その破壊ひずみが通常土に比較すると小さく、これにより築造した堤体部はその周辺の既設堤体部との極端な剛性の相違によりクラックが生じやすく、重要な土構造物の築堤土として使用できなかった。

本工法では、この問題を所定強度まで初期固土させた底泥土を、さらに規定された D_{max} で解砕してから通常土と同様に所定層厚で撤出し→敷均し→転圧して築堤することで解決したものである。例えば、図-3には実証試験²⁾において同一配合条件で施工した $t=t_s=10$ 日目の初期固土と、 $t=t_s+t_{cc}=3+7=10$ 日目の砕・転圧土の等方圧密応力 $\sigma_3=98kN/m^2$ における圧密・非排水三軸圧縮試験による



番号	記号	底 泥 土	D_{max} (mm)	FC (-75 μ m)	FC (-5 μ m)	w_L (%)	w_p (%)	I_p	w_0 (%)
①-1	○	西大谷池 I	9.5	92	46	81.5	39.3	42.3	121
①-2	●	西大谷池 II	9.5	70	25	62.1	28.5	33.6	70
②-1	□	中島大池 I	4.75	80	38	133.6	57.6	76.0	186
②-2	■	中島大池 II	4.75	93	70	144.7	60.8	83.9	240
③-1	△	江池 I (砂質)	36.5	6	—	—	—	—	12.4
③-2	▲	江池 II (砂質)	19.0	18	4	23.7	192	6.5	22.7
③-3	▲	江池 III (砂質)	9.5	39	20	46.7	23.6	23.1	41.0
③-4	△	江池 IV (泥含土)	26.5	17	9	34.0	21.2	12.8	34.2
④	+	上野原 TP	4.75	74	36	54.1	33.8	22.3	83
⑤	▽	IT 池	2.00	85	50	54.3	29.3	25.0	72
⑥	◇	IS 池	0.105	99	74	136.5	54.3	82.2	220

図-4 試験に使用した各種底泥土の物理特性

応力～ひずみ関係を比較してあるが、初期固化土の応力は小さいひずみでピークに達した後には低下を示しているが、砕・転圧土ではこのような応力低下がなく通常土に近い応力～ひずみ曲線を示し、既設堤体との極端な剛性の差が解消されていることがわかる。

3. 砕・転圧土の強度に及ぼす底泥土の物理特性の影響

初期固化底泥土の強度はその底泥土の粒度や含水比等の物理特性により相違する。そこで、ここでは初期固化土を解砕・転圧した砕・転圧土の強度特性と初期固化日数 t_s や解砕時の最大粒径 D_{max} の関係に及ぼす底泥土の物理特性の影響を調べたものである。ここで対象とした底泥土の粒度曲線等の物理特性を図-4に示す。図中の w_0 は5章で説明をする配合試験時の基準含水比である。なお、ここでの底泥土を原土とした初期固化土や砕・転圧土の強度は、一般の固化材を用いた土質改良法での取扱いにならって、すべて一軸圧縮強さ q_u で表示することにする。

(1) 砕・転圧による強度低下に及ぼす t_s の影響

t_s が砕・転圧土の強度に及ぼす影響は、図-5に示す初期固化土の強度 $(q_u)_{IS} \sim t_s$ 関係 (●印) と、 t_s を $t_s=1, 3, 7$ 日と変えて解砕・転圧した砕・転圧土の強度 $(q_u)_{CC} \sim t (=t_s+t_{CC})$ 関係 (□, ○, ◇印) を比

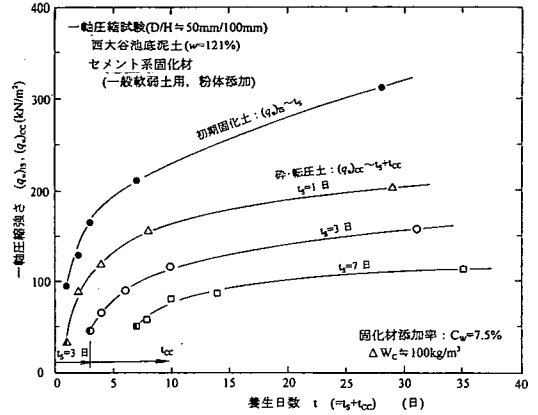


図-5 初期固化土と砕・転圧土の強度に及ぼす初期固化養生日数 t_s の影響¹⁾

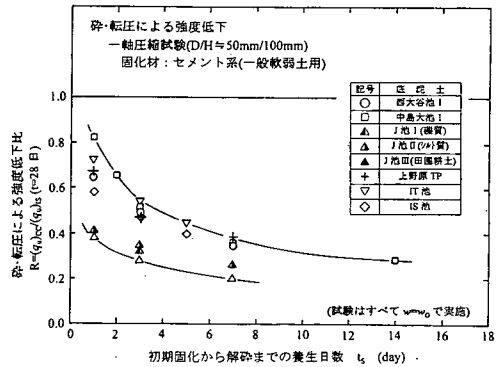


図-6 砕・転圧による強度低下比 R に及ぼす t_s の影響

較した一例から明らかである。この図で左半分を黒塗りにした記号は t_s を変えて初期固化土を砕・転圧した直後 ($t_{CC}=0$ 日) の強度 $(q_u)_{CC0}$ を示しており、これは施工中の盛立て面を走る転圧機械のトラフィカビリティーに関する強度である。各種の底泥土に関するこのような関係図から、初期固化から砕・転圧による強度低下比を $t=28$ 日における両者の強度比

$$R = (q_u)_{CC} / (q_u)_{IS} \quad (1)$$

により定義し、 R と t_s の関係を求めたのが図-6である。図中には全データの上・下限に曲線を引き R が t_s の増加により低下してゆく傾向を示してある。この図から砕・転圧土の強度は初期固化土状態より低下し、特に $t_s=3$ 日付近までの低下が著しく、 t_s が長いほど砕・転圧後の強度低下が大きい。この

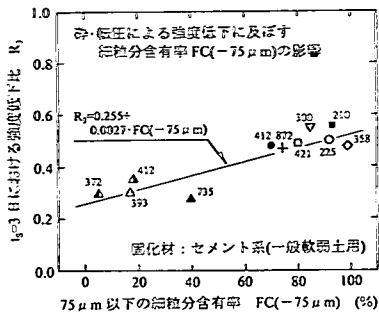


図-7 R₃と底泥土のFC(-75 μm)の関係

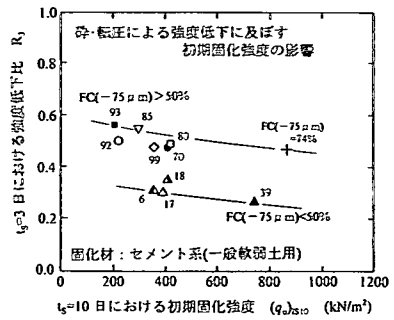


図-8 R₃と初期固化強度(q_u)_{IS10}の関係

ように t_s が長いほど強度低下が大きいのは強度発現をすましてしまうほど砕・転圧後の再発現余力がなくなってしまうためと考えられる。これらのことは、砕・転圧土により所要の強度を有する堤体を築造するには初期固化土を解砕するまでの t_s の影響を考慮する必要があることを示している。すなわち、 t_s が短い場合には、砕・転圧による強度低下が少なく固化材添加量 ΔW_c を節約でき固化効率は良いが、 $(q_u)_{CC0}$ が小さいためトラフィカビリティーが確保しにくいなど築堤中の施工性に問題がある。一方、 t_s を長くした場合には、 $(q_u)_{CC0}$ が大きく施工性は良いが、砕・転圧による強度低下が著しく ΔW_c を増加させなければならず固化効率が悪くなる。そこで、著者らは、上述した施工性や固化効率を考慮して、強度低下傾向が少なくなり、かつある程度のトラフィカビリティーが期待できる $t_s=3$ 日を標準としている。

(2) 強度低下比 R に及ぼす底泥土の粒度や固化材添加量 ΔW_c の影響

R に及ぼす底泥土の粒度の影響を調べるために、 $t_s=3$ 日目に初期固化土を解砕した時の R を R_3 とおき、各種底泥土の R_3 とその 75 μm 以下の細粒含有率 FC(-75 μm) の関係を図-7 に示す。図中の数値は目標強度設定日である $t_s=10$ 日目の初期固化強度 $(q_u)_{IS10}$ を示している。また、 R_3 に及ぼす強度 $(q_u)_{IS10}$ の影響は図-8 に示す ($(q_u)_{IS10}$ は ΔW_c の影響と同じ意味を有している)。図中の数値は FC(-75 μm) を示している。なお、これらの図-7 と図-8 における記号は図-4 を参照してほしい。これらの図から、 R_3 に及ぼす影響は細粒分が多いほど、 $(q_u)_{IS10}$ が小さい (ΔW_c が少ない) ほど大きい値になるが、細粒分の影響の方が顕著なことがわかる。また、一般の底泥土の FC(-75 μm) は 60% 以上であるのが普通であるが、この場合

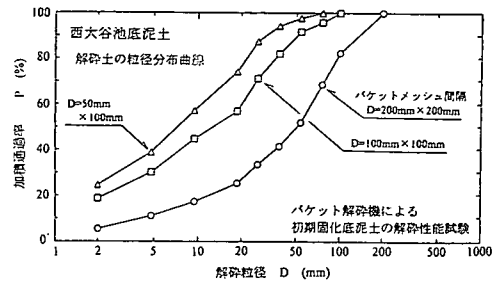


図-9 最大粒径 D_{max} を変えた解砕土の粒度曲線

にはここで標準としている $t_s=3$ 日における初期固化土の砕・転圧による強度低下比はほぼ $R_3 \approx 0.5$ 程度にあることがわかる。そして、この R の値は $(q_u)_{IS}$ が大きい場合、細粒分が少ない底泥土の場合には、上記より小さい値を採用すべきであろう。

(3) 初期固化土解砕時の最大粒径 D_{max} の影響

初期固化土を解砕した時の D_{max} が砕・転圧土の強度 $(q_u)_{CC}$ と透水係数に及ぼす影響をみってみる。図-9 には、実証試験において実際に初期固化させた底泥土をメッシュ間隔を変えたバケット式解砕機により解砕した D_{max} の異なる解砕土の粒度分布を求めた例²⁾を示すが、粒度分布に極端な違いはなく平行に近い形状の粒度曲線になっているため、この粒度分布による影響はすくないように考えられる。このような D_{max} の異なる解砕土を転圧した砕・転圧土地盤から採取したコア供試体 ($t=t_s+t_{CC}=3+7=10$ 日) の一軸圧縮試験から求めた強度比 $(q_u)_{CC7}/(q_u)_{CC7}^{200}$ と D_{max} の関係 ($(q_u)_{CC7}^{200}$ は $D_{max}=200$ mm での値で $(q_u)_{CC7} \approx 230 \text{ kN/m}^2$) を、また三軸セルを用いた透水試験 (変水位型) による $\sigma_c=50 \text{ kN/m}^2$ (堤高 10m 程度のため池のような小規模ダム の傾斜遮水ゾーン内の応力レベルとして想定) におけ

表-1 砕・転圧土の用途と D_{max} の関係²⁾

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)のみを確保する場合の標準粒径
中粒径	100	盛土の安定性と遮水性を同時に確保する場合
小粒径	50	コアゾーン(刃金土)・プランケットに使用する場合のように遮水性が必要な場合

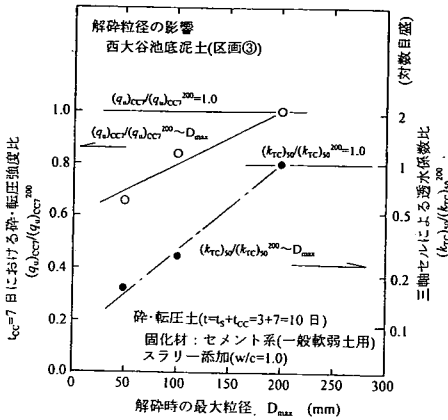


図-10 砕・転圧土の強度 $(q_u)_{CC7}$ と透水係数 k_{TC} に及ぼす D_{max} の影響

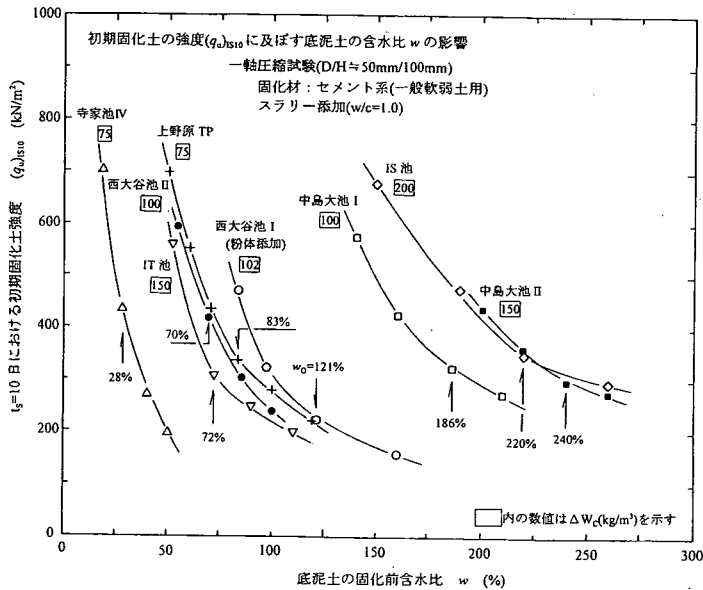


図-11 各種底泥土の初期固化強度 $(q_u)_{I510}$ と底泥土の固化前含水比 w の関係

る透水係数の比 $(k_{TC})_{50}/(k_{TC})_{50}^{200}$ と D_{max} の関係を図-10にそれぞれ示す $((k_{TC})_{50}^{200}$ は $D_{max}=200\text{mm}$ における値で $(k_{TC})_{50}=1.6 \times 10^{-5}\text{cm/sec}$)。これらの図から D_{max} が大きいくほど砕・転圧の強度と透水係数が大きくなることわかる。以上から、目標とする強度や透水係数にもよるが、堤体の安定性のみを確保し強度を問題とする場合には大粒径で解砕した方が有利であること、また遮水ゾーンやプランケットのように遮水性を確保したい場合には細粒径で解砕する方が有利であることがわかる。

そこで著者らは D_{max} を砕・転圧土の用途により表-1に示すように3種類を設定しているが²⁾、これには以下のことに留意が必要である。小さい D_{max} で初期固化土を解砕する場合には、施工効率がかかなり低下し、築堤時の施工機械のトラフィカビリティーが確保しにくくなる。また実証試験において細粒分が多い $FC(-75\mu\text{m}) > 50\%$ の底泥土では $D_{max}=200\text{mm}$ の砕・転圧土でも十分な遮水性が得られることが確認されているので²⁾、解砕粒径は $D_{max}=200\text{mm}$ でよい。

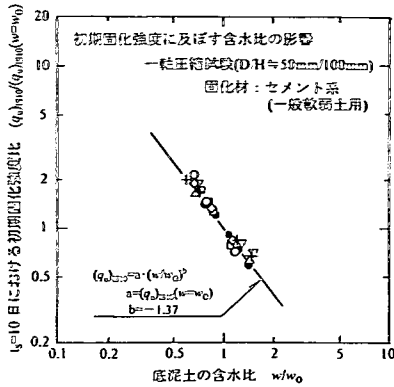


図-1 2 両対数グラフ上での $(q_u)_{IS10} \sim w$ 関係

(4) 底泥土の固化前含水比 w の影響

固化処理した底泥土の強度は ΔW_c 、養生日数 t ($=t_s+t_{cc}$) だけでなく底泥土の固化前の含水比 w により大きく変化する。このことは、図-1 1 に示す目標強度設定日である $t_s=10$ 日目における強度 $(q_u)_{IS10}$ と底泥土の w の関係からよくわかる。図中の上向きあるいは下向きの矢印は5章で説明する基準含水比 w_0 を、 \square 内の数値は ΔW_c の値をそれぞれ示している。すなわち、種類の異なる底泥土が同じような含水比領域にあっても、同じ固化強度を達成できる ΔW_c は底泥土により異なること、つまり底泥土により固化処理特性に大きな相違があることがわかる。しかし、 $(q_u)_{IS10} \sim w$ 関係が底泥土により相違していても、図-1 2 (図中の記号は図-4を参照) からわかるように、 $(q_u)_{IS10}$ を $w=w_0$ 時の強度 a ($= (q_u)_{IS10}(w=w_0)$) により正規化し、また w を w_0 により正規化した $(q_u)_{IS10}/a \sim w/w_0$ 関係は両対数グラフ上ではほぼ直線になる。そしてこの直線の傾き b は底泥土や ΔW_c などにより多少相違するものの、単純化を優先すればほぼ1本の直線

$$(q_u)_{IS10} = a \cdot (w/w_0)^b \quad (2)$$

で近似できる ($b \approx -1.37$)。したがって、 w_0 における試験から $(q_u)_{IS10}$ が求まれば、上式から w を変えた試験を実施することなしに固化強度 $(q_u)_{IS10}$ に及ぼす w の影響を推定することが可能である。

(5) 砕・転圧土の密度 ρ_{icc}

底泥土のように細粒分が多く、かつ高含水比の軟弱土は、固化材を添加して固化処理しても、空隙が大きくその中に水を大量に含んだ状態で固化することになる。このため砕・転圧土による築堤土

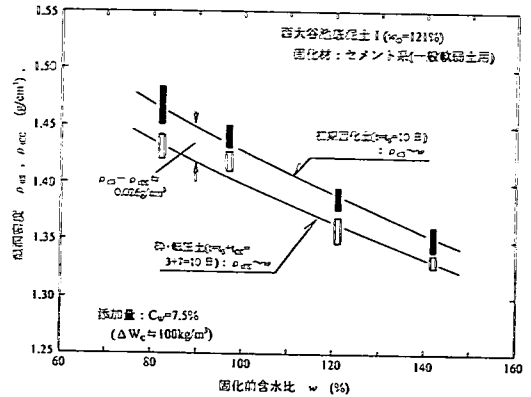


図-1 3 初期固化土の ρ_{is} と砕・転圧土の ρ_{icc} と w の関係

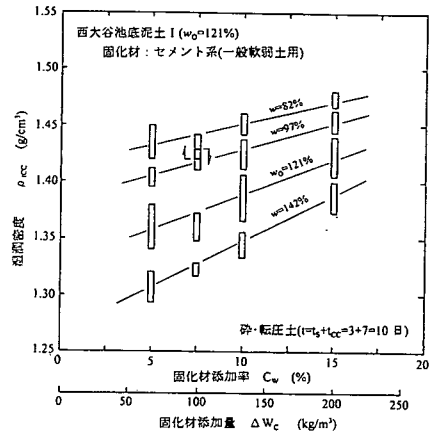


図-1 4 砕・転圧土の ρ_{icc} と固化材添加量 ΔW_c の関係

は、通常土からなる盛土材に比較すると、密度 ρ_i が小さいことが特徴の一つである (底泥土の w が高いほど ρ_i は小さい)。そこで底泥土を固化処理前の w を変えて一定の ΔW_c の初期固化土あるいは砕・転圧土の ρ_i (初期固化土では ρ_{is} あるいは砕・転圧土では ρ_{icc} のように区別して扱う) と w の関係の一例を図-1 3に示す。図中の細長の角形記号は ρ_{is} あるいは ρ_{icc} がとる最大・最小値の範囲を示している。また、図-1 4には砕・転圧土の ρ_{icc} に及ぼす ΔW_c の影響を示したものである。これらの図から、 ρ_{icc} は w により異なり、高含水比であるほど、また ΔW_c が少ないほど小さくなること、また ρ_i は初期固化土状態よりも砕・転圧土の状態の方がやや小さいことがわかる。

4. 目標強度の設定

砕・転圧土の強度パラメータは、一般に砕・転圧土の内部摩擦角 ϕ が小さいのでこれを無視して $\phi = 0$ とし、粘着力 c のみで表示する。このため3章で述べたように初期固化土あるいは砕・転圧土の強度は一軸圧縮強さ q_u で表示すると

$$q_u = 2 \cdot c \quad (3)$$

になる。また一般にセメント系固化材による底泥土の強度は養生日数 t とともに増加するが、その増加傾向が $t=10$ 日以降伸びが低下してくる。そこで、本工法の目標強度は強度の伸びが低下しはじめる $t=t_s+t_{cc}=10$ 日目で、つまり初期固化土では $(q_u)_{15}^*=(q_u)_{10}$ 、砕・転圧土では砕・転圧後 $t_{cc}=7$ 日目の $(q_u)_{cc}^*=(q_u)_{cc7}$ (標準の $t_s=3$ 日では $t_{cc}=t-t_s=10-3=7$ 日) で設定するものとした。

通常土により築造された堤体の安定性は、その築堤土の強度パラメータ (c , ϕ) を用いた安定計算により所要の安全率 F_s^* が満足されることを確認する。これに対して、砕・転圧盛土工法では、安定計算により堤体が所要の安全率 F_s^* を満足するような強度を有する砕・転圧土の配合条件を設定するものである。ただし、砕・転圧土による築堤では、施工中の築堤面での運搬車両や転圧車両のトラフィカビリティーが確保されなければならない。すなわち、砕・転圧土の目標強度は、現況堤体の一部に遮水ゾーンや押え・腹付け盛土等を砕・転圧土により築造した堤体全体が所定の安全率 F_s^* を満足して安定であるために必要な砕・転圧盛土部の強度 $c_{Stability} (= (q_u)_{CCStability} / 2)$ と、堤体築造時の施工機械のトラフィカビリティーを確保できる強度 $(q_u)_{CCTrafficability}$ の両面から検討され、

$$(q_u)_{CC}^* = [(q_u)_{CCStability}, (q_u)_{CCTrafficability}]_{max} \quad (4)$$

で決まる。このうち $(q_u)_{CCStability}$ には乾・湿繰返しによる強度劣化を考慮して二割程度の割増しを行うものとする¹⁾。

一般にため池等の小規模ダムは堤高が低く、堤体安定に必要な強度は小さいため、 $(q_u)_{CC}^*$ はトラフィカビリティーにより決まってしまうのが普通である。この場合の $(q_u)_{CCTrafficability}$ は、運搬車両としてクローラードンプや普通ブルドーザ等のキャタピラー系施工機械を基準として求めることができる。土工事で採用される建設機械の走行に必要なコーン指数 q_c によると²⁾、普通ブルドーザ (15t 級

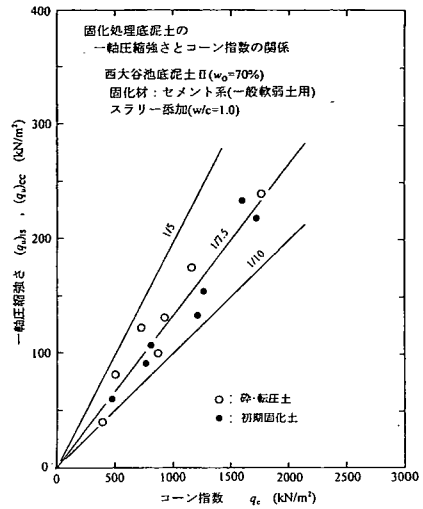


図-15 初期固化土と砕・転圧土の $q_c \sim q_u$ 関係

程度) のトラフィカビリティー確保に必要な地盤強度はコーン指数で $q_c=490 \text{ kN/m}^2$ である。この q_c を一軸圧縮強さ q_u に変換する時の関係として普通沖積粘土や洪積粘土では変換式 $q_u \approx q_c / (5 \sim 10)$ が提案されている⁴⁾。しかし、固化処理した底泥土の $q_u \sim q_c$ 関係の一例を図-15に示すように、試験データは上述の変換式の範囲にありこれらの平均値に相当する

$$q_{ut} \approx q_c / 7.5 \quad (5)$$

で近似できる。そこで、上式からトラフィカビリティー確保に必要な一軸圧縮強さを求めると $q_{ut}=65 \text{ kN/m}^2$ となる。この q_{ut} は、初期固化土を砕・転圧した直後の $t_{cc}=0$ 日目、つまり築堤中の砕・転圧土の強度 $(q_u)_{CC0}$ に相当するので、これを固化が進み目標強度設定日 $t_{cc}=7$ 日に発揮される砕・転圧強度 $(q_u)_{CC7}$ に変換したものが $(q_u)_{CCTrafficability}$ になる。この $(q_u)_{CC7}$ と $(q_u)_{CC0}$ の関係は、図-16に一例を示すように、対象とする底泥土について ΔW_c や w を変えた配合試験による図-5のような関係図から求められる。なお、各種の底泥土について求めた同様な関係を直線近似した $(q_u)_{CC7} \sim (q_u)_{CC0}$ 関係は、図-17に示すように、底泥土によらず同じような関係となるので、 $(q_u)_{CCTrafficability}$ の概略値は

$$(q_u)_{CCTrafficability} = (q_u)_{CC7} \approx 120 \sim 140 \text{ kN/m}^2 \quad (6)$$

で与えられる。

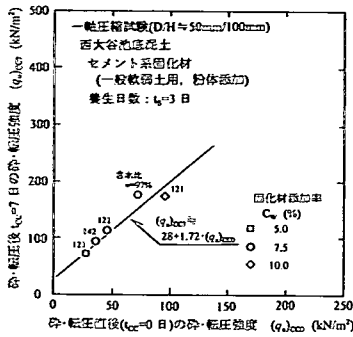


図-16 砕・転圧土の $(q_u)_{CC7} \sim (q_u)_{CC0}$ 関係の一例

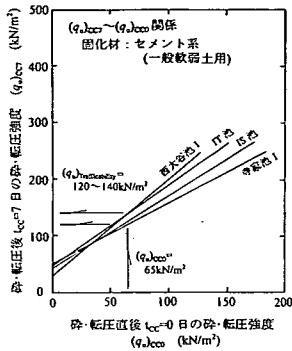


図-17 直線近似した各種底泥土による砕・転圧土の $(q_u)_{CC7} \sim (q_u)_{CC0}$ 関係

目標強度 $(q_u)_{CC}^*$ は、この $(q_u)_{Trafficability}$ が $(q_u)_{Stability}$ より大きいければ式(4)より $(q_u)_{CC}^* = (q_u)_{Trafficability}$ となる。そして、この砕・転圧土状態での目標強度 $(q_u)_{CC}^*$ の初期固化状態での目標強度 $(q_u)_{IS}^*$ への変換は、解砕までの養生日数を $t_s=3$ 日とした時の強度低下比 R_3 が細粒分が $FC(-75\mu m) > 60\%$ である一般の底泥土では3章で述べたように $R_3=0.5$ であるから、

$$(q_u)_{IS}^* = (q_u)_{CC}^* / R_3 = 2 \cdot (q_u)_{CC}^* \quad (7)$$

となる。そして、現場での固化材添加量 ΔW_C^* を決めるための室内での目標配合強度は、室内混合と現場混合の条件の相違を補正し、割増量を決めるための現場/室内強度比 α_{FL} から決まり、均一な固化材混合が可能なトレンチャー式攪拌混合機を想定すればこれまでの実績²⁾から $1/\alpha_{FL} = 1.5$ となるので

$$(q_u)_{IS}^* / \alpha_{FL} = 3 \cdot (q_u)_{CC}^* \quad (8)$$

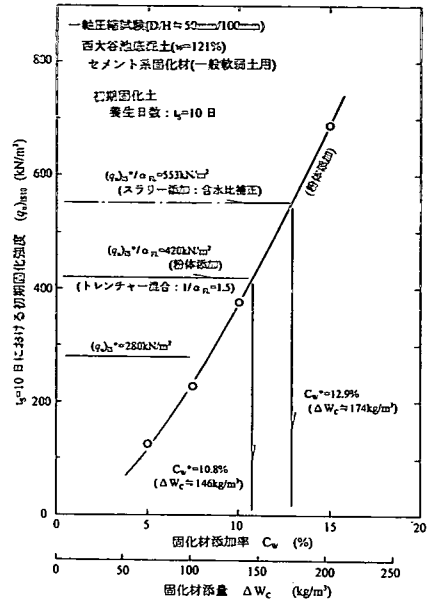


図-18 現場での固化材添加率 ΔW_C^* の決定例

が得られる。したがって、 ΔW_C^* は図-18に示すような $(q_u)_{IS10} \sim \Delta W_C$ 関係から決定される。なお、この例の室内配合試験は粉体状態で固化材を添加しているため、スラリー状態で添加した場合の固化材添加量はスラリー添加による含水比増加分に相当する固化材量を割増さなければならないことに留意してほしい。

このように、本工法における目標強度の設定では、砕・転圧土の強度 $(q_u)_{CC}$ が初期固化土を解砕して転圧するまでの養生日数 t_s の影響を強く受けることから、 t_s と R を考慮することが、他の改良工法と異なるところである。

5. 合理的な室内配合試験法

配合試験は、固化処理した底泥土の強度に及ぼす各種要因の影響を一軸圧縮試験により調べ、目標強度を現場で達成できる固化材添加量 ΔW_C^* を決めるために実施される。そして、試験時の底泥土の含水比 w_{Test} は、実施工時に想定される含水比状態を後述する基準含水比 w_0 として設定し、これを中心に原位置で想定される湧水の有無や底泥土の堆積場所(層厚や粒度の相違)による w の乾燥側への変化 Δw_{Dry} 、あるいは湿润側への変化 Δw_{wet} をカバーできる

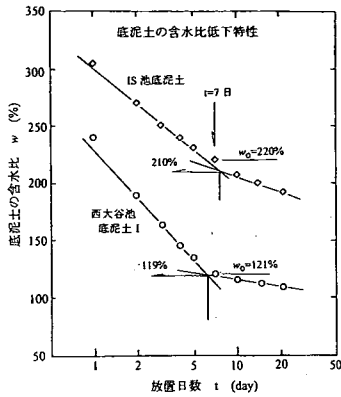


図-19 底泥土の含水比低下特性

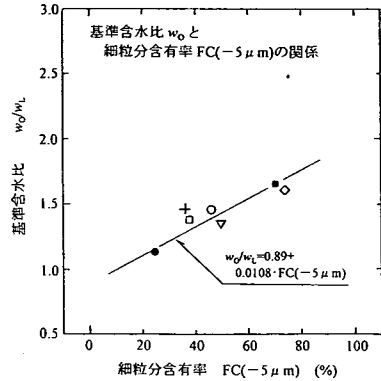


図-20 底泥土の w_0/w_L と $FC(-5\mu m)$ の関係

$$w_{Test} = (w_0 - \Delta w_{Dry}) \sim w_0 \sim (w_0 + \Delta w_{Wet})$$

の範囲で4~5 ケース程度を設定しなければならない。しかしながら、固化処理した底泥土の強度に及ぼす ΔW_C 、 t ($=t_s + t_{CC}$)、 w の条件をそれぞれ数段階変えた試験をすべて行うとかなりの試験数が必要となる。堤高の低く規模の小さい堤体改修では、すべての影響要因を網羅する配合試験の実施は不経済的なため、試験数を少なくした簡単化した配合試験が必要となる。そこで、以下に強度に及ぼす底泥土の物理的特性の影響を考慮して合理的に試験数を少なくした配合試験法を提案したい。

(1) 基準含水比 w_0 の設定

本工法では、池の水落しをした後の底泥土を原位置でそのまま固化処理することを標準としているので、水落し後ある期間放置して含水比の変化が少なくなった状態を基準含水比 $w=w_0$ とする。そして、この w_0 は、池内から採取してきた底泥土試料（池は貯水状態である場合が多く水落し時より高含水比になっている）をよく解きほぐし混入していた枯れ葉やゴミなどの異物を取り除いてから一週間放置し浮き出た水を除去した状態の含水比とした。これは以下の理由からである。

図-19には、底泥土を直径160mm×深さ200mmの容器に深さ150mm程度まで流し込み、放置して浮き出た水を除く泥土部だけの含水比 w と放置日数 t の関係を片対数グラフにプロットした一例を示す。これより、放置日数にともなう w の低下は、底泥土により異なり粘土分が多いほど少ない傾向にあるが、 w は一週間程度までに急激に低下してゆくが、それ以降のその程度が急激に減少

してくることがわかる。そして、このように決めた w_0 はその底泥土の液性限界 w_L に対して

$$w_0 \cong (1.2 \sim 1.6) \cdot w_L \quad (9)$$

の関係にある。実際に水落し後のため池から採取してきた底泥土の w もほぼこれに近い状態にあった。そこで、本研究では w_0 の目安値として式から推定される値を採用している。この w_0 は定性的に言えば、図-11に示した ΔW_C を一定にした時の $(q_u)_{IS10} \sim w$ 関係において、 w の乾燥側への変化に伴う固化強度の増加が顕著になる状態と、 w の湿潤側への変化に伴う固化強度の低下が鈍り始める状態との境界付近の含水状態のようである。

またこの w_0/w_L の比は図-20に示すように細粒分含有量、特に $5\mu m$ 以下の粘土分 $FC(-5\mu m)$ に関係しており、これが多いほど大きな値になっている。このように w_0 が w_L やより細粒の粘土分に関係しているのは、底泥土内の含有水分の抜け難さが粘土粒子間の物理化学的な水の吸引力に関連しているためと思われる。

(2) 試験数を最小限とした基本配合試験

基本配合試験の構成は、図-21にまとめて示すように、目標強度 $(q_u)_{CC}^*$ あるいは $(q_u)_{IS}^*$ の設定、底泥土の物理試験、 $w=w_0$ における初期固化土の強度特性試験、現場固化材添加量 ΔW_C^* の決定から構成される。試験実施時の底泥土の w_0 は物理試験による $FC(-5\mu m)$ や w_L と前述の図-20から推定する。そして、初期固化土の強度特性試験は $w=w_0$ において t_s を $t_s=1, 3, 10, 28$ 日の4ケース程度、 ΔW_C を3~4段階程度について初期固化土の一軸圧縮試験を実施し、 ΔW_C 、 t ($=t_s + t_{CC}$) の影響を調

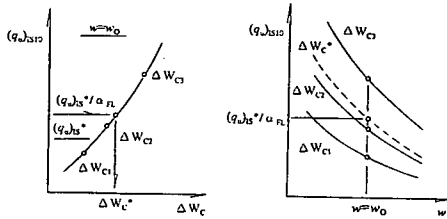
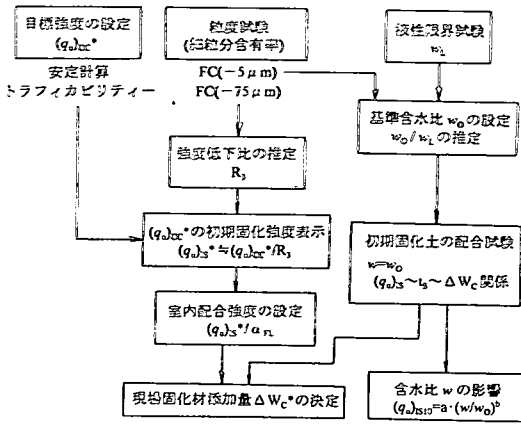


図-21 試験本数を少なくした基本配合試験の構成

べる。なお、固化材の選定では、底泥土のような高含水比粘性土の固化処理に適していること、 $t_5=3$ 日目まで初期固化後に解砕する必要上養生初期に強度発現が大きいため、また既設の堤体との極端な剛性の相違が生じないように必要以上の長期的な強度増加が少ないことなどを考慮しなければならない。著者らの経験では、セメント系一般軟弱土用固化材が、強度特性だけでなく、セメント各社が製品名は異なるがほぼ同様な品質のものを供給し全国どこでも入手可能なことから、最も適しているものと考えている。

以上のように、基本配合試験では $w=w_0$ における初期固化土の一軸圧縮試験を実施するのみである。そのため、砕・転圧土の強度特性は、既述した図-7の底泥土の粒度特性 $FC(-75\mu m)$ が R_3 に及ぼす影響を考慮して推定した $R_3=R_{3Estimated}$ と、初期固化土の試験結果 $(q_u)_{IS10}$ から求めなければならない。すなわち、目標設定日の解砕・転圧後 $t_{cc}=7$ 日目における $(q_u)_{CC7}$ は、推定された $R_{3Estimated}$ と $t_5=10$ 日目における $(q_u)_{IS10}$ から

$$(q_u)_{CC7} \equiv (q_u)_{IS10} / R_{3Estimated} \quad (10)$$

として得られる。

このように初期固化土の $w=w_0$ における ΔW_c と

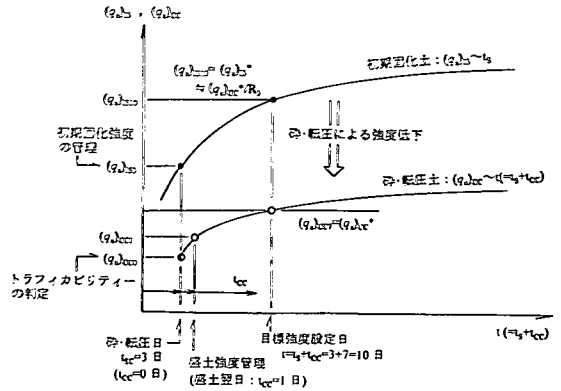


図-22 砕・転圧盛土工法における強度管理の考え方

t_5 を変えた試験のみで、式(2)式、式(9)そして式(10)から、一連の $(q_u)_{IS}$ あるいは $(q_u)_{IS} \sim \Delta W_c \sim t_5 \sim w$ 関係が推定でき、 w を変えた試験や砕・転圧土の試験を大幅に省略することができる。

6. 施工管理法について

通常土による盛土の管理は、締固め試験による最大乾燥密度 ρ_{dmax} を用いた締固め度 D_c 値による密度管理が適用され、所定の D_c 値が達成されていれば強度も満足されているという、間接的な強度管理法である。これに対して、本工法では固化処理した底泥土による築堤土であるため、通常土のように締固めによる強度増加ではなく、化学的固化が養生期間とともに増加してゆく強度発現なので、密度管理では目標強度が確保されていることの確認は不可能であり、締固め管理は強度の直接管理法によるものとする。

ここでは通常の地盤固化処理工事で必要な固化材添加量 ΔW_c や固化材スラリーの比重などの管理項目以外の砕・転圧盛土工法に特有な施工管理項目についてのみ述べる。

(1) 底泥土の固化前含水比管理

含水比管理はその日に固化処理を行う予定区画内の底泥土の現状の含水比 w を測定する。これは、底泥土がその堆積場所で湧水の有無や排水条件の相違により想定した基準含水比 w_0 とかけ離れている場合に $w=w_0$ で設定した現場固化材添加量 ΔW_c^* を加減するために行うものである。なお、底泥土の w 測定時に注意すべきことは、底泥土層は粒度

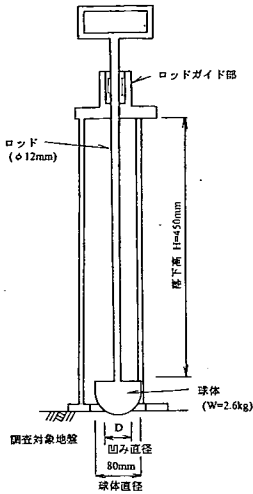


図-23 球体落下試験 (球体：直径 80mm, 質量 2.6kg, 落下高 45cm)

の異なるものが層状に堆積し深さ方向に w が異なることが多いので、トレンチャーを固化材スラリーの噴出させずに空回転させて底泥土層を改良深さまで攪拌混合して深さ方向の平均的な w を測定することである。

(2) 堤体盛土の強度管理

砕・転圧盛土工法における強度管理の基本的考え方は図-22に示す初期固化土の $(q_u)_{1s} \sim t_s$ 関係と初期固化土を解砕して転圧した砕・転圧土の $(q_u)_{cc} \sim t (=t_s+t_{cc})$ 関係の概念図により説明する。堤体の築造は、底泥土を初期固化後にある一定の期間 $t_s=3$ 日 (標準の初期固化日数) 養生してから、解砕して通常土と同様に転圧して行くが、強度管理は初期固化土と砕・転圧土のそれぞれの強度について管理するものである。

初期固化土の強度管理は、図中の $(q_u)_{1s} \sim t_s$ 関係を追跡するもので、解砕日 $t_s=3$ 日目の初期固化地盤の $(q_u)_{1s3}$ を求め、これから推定される目標強度設定日 $t=t_s=10$ 日目の $(q_u)_{1s10}$ が目標値 $(q_u)_{1s}^*$ を満足していることを確認する。また砕・転圧土の強度管理は、図中の $(q_u)_{cc} \sim t (=t_s+t_{cc})$ 関係を追跡するもので、初期固化土を砕・転圧して築造した翌日 ($t_{cc}=1$ 日) の砕・転圧地盤の $(q_u)_{cc1}$ を調べ、これから推定される目標強度設定日 $t_{cc}=7$ 日目の $(q_u)_{cc7}$ が目標値 $(q_u)_{cc}^*$ を満足していることを確認するものである。これらの $(q_u)_{1s3}$ あるいは $(q_u)_{cc1}$ は、一定土量の初期固化毎あるいは一定土量の砕・転圧土を築堤毎に実施するコア供試体の一軸圧縮試験により求めるこ

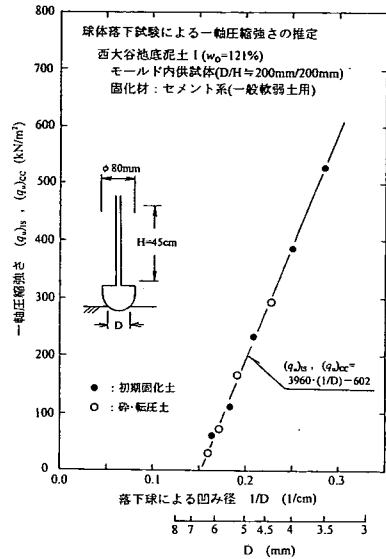


図-24 球体落下試験による $(q_u)_{1s}$, $(q_u)_{cc} \sim 1/D$ 関係

とを基本とし、また日常管理として施工エリア内の多数位置で実施する現場強度試験により求めるものとする。

このうち現場強度試験は施工エリア内の強度を広く面的に管理できるように多数の試験が簡単に行える必要があるが、このようなものとしてはコーン貫入試験がある。しかし、本工法が対象とする初期固化土の強度はコーン貫入試験の試験可能範囲より大きく、コーン貫入試験では初期固化土と砕・転圧土の両方を同じ試験で管理するのは不可能である。そこで、著者らは低・高強度までの広範囲の現場強度試験に適している図-23に示すような球体落下試験を採用している。この球体落下試験は路床土の CBR 値を測定するために使用されたものと同じ原理であるが、球体は直径 80mm, 質量 $W=2.6$ kg で、落下高さ $H=45$ cm である。

直径/高さ=200mm/200mm の容器に詰めた初期固化土と砕・転圧土において落下球により形成された凹みの直径 D (cm 表示)の逆数 $1/D$ と、同一配合条件で準備した初期固化土あるいは砕・転圧土の一軸圧縮強さ $(q_u)_{1s}$ (●印) あるいは $(q_u)_{cc}$ (○印) の関係の一例を図-24にそれぞれ示す。これより、初期固化土や砕・転圧土に関係なく、 $(q_u)_{1s}$ あるいは $(q_u)_{cc}$ と $1/D$ の関係は一本の直線で近似でき、球体落下試験により初期固化地盤と砕・転圧土地盤の強度を簡単に求められることがわかる。

a) 解砕前の初期固化土の強度管理

初期固化土の強度管理は、 $t_s=3$ 日目の初期固化

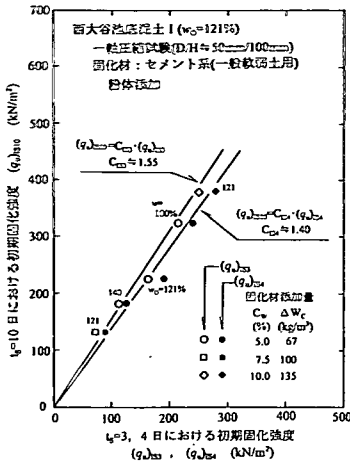


図-25 初期固化土の $(q_u)_{IS10} \sim (q_u)_{IS3}$, $(q_u)_{IS4}$ 関係の直線近似例

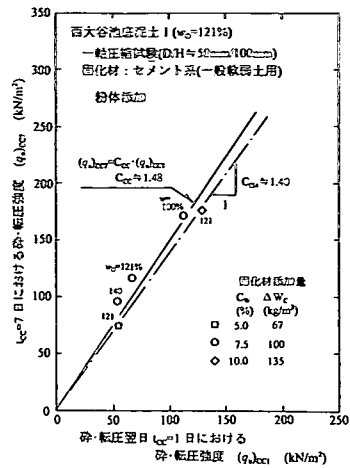


図-26 砕・転圧土の $(q_u)_{CC7} \sim (q_u)_{CC1}$ 関係の直線近似例

土の強度 $(q_u)_{IS3}$ を一定土量の初期固化毎に実施するコア供試体の一軸圧縮試験、もしくは日常管理として実施する現場強度試験により求め、この $(q_u)_{IS3}$ から目標強度設定日である $t=t_5=10$ 日目に発揮される $(q_u)_{IS10}$ を、図-25に示すような $w=w_0$ における基本配合試験結果から得られる $(q_u)_{IS10}$ と $(q_u)_{IS3}$ の関係(□, ○, ◇)を直線近似した

$$(q_u)_{IS10} = C_{IS3} \cdot (q_u)_{IS3} \quad (11)$$

から推定し、これが初期固化強度により表示した目標強度 $(q_u)_{IS}^*$ より大きいこと

$$(q_u)_{IS3} \rightarrow (q_u)_{IS10} \rightarrow \boxed{(q_u)_{IS10} > (q_u)_{IS}^*}$$

を確認して行う。

b) 転圧後の砕・転圧土の強度管理

砕・転圧土の強度管理は、砕・転圧土を盛り立てた翌日($t_{cc}=1$ 日)の盛り立て面での強度 $(q_u)_{CC1}$ を一定土量盛り立て毎に実施するコア供試体の一軸圧縮試験や日常管理として実施する現場強度試験により調べ、この $(q_u)_{CC1}$ から目標強度設定日 $t_{cc}=7$ 日に発揮される $(q_u)_{CC7}$ を図-26に示すような $(q_u)_{CC7} \sim (q_u)_{CC1}$ 関係を直線近似した関係

$$(q_u)_{CC7} = C_{CC} \cdot (q_u)_{CC1} \quad (12)$$

から推定し、この推定値が $(q_u)_{CC}^*$ より大きいこと

$$(q_u)_{CC1} \rightarrow (q_u)_{CC7} \rightarrow \boxed{(q_u)_{CC7} > (q_u)_{CC}^*}$$

を確認することで行う。ただし、砕・転圧土の試験を省略した基本配合試験の場合には式(12)の関係が得られないので、図-25に黒塗り印(■, ●, ◆)で示したような初期固化土の $(q_u)_{IS10} \sim (q_u)_{IS4}$ 関係を直線近似した

$$(q_u)_{IS10} = C_{IS4} \cdot (q_u)_{IS4} \quad (13)$$

と、強度低下比 R_3 から近似的に得られる $(q_u)_{IS10} = (q_u)_{CC7}/R_3$, $(q_u)_{IS4} = (q_u)_{CC1}/R_3$ を上式に代入して得られる次の関係

$$(q_u)_{CC7} = C_{IS4} \cdot (q_u)_{CC1} \quad (14)$$

を利用するものとする($C_{IS4} = C_{CC}$)。このことは図-26からわかるように厳密には成り立たないが、これは養生日数の全域にわたって R_3 が一定でないためである。しかし、この程度の差(約6%)があっても、一般に $C_{CC} > C_{IS4}$ で安全側にあるため実用上問題はない。

(3) 堤体盛土の遮水性管理

砕・転圧土地盤の遮水性の確認は、砕・転圧土を一定土量築堤毎に実施される現場透水試験、あるいはコアカッター法等により採取したコア供試体による室内透水試験から求めた透水係数を直接的に管理することを基本とする。ただし、室内透水試験は三軸セルを用いた透水試験とし、この時の応力レベルは計画中の遮水ゾーンの想定される平均土盛り応力レベル、あるいは3章で想定したよ

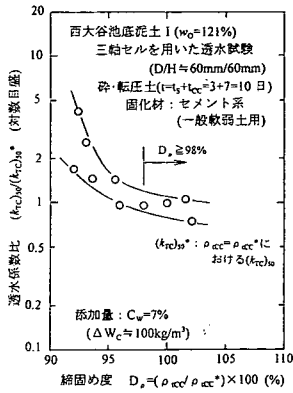


図-2.7 砕・転圧土の透水係数 $(k_{TC})_{50}$ と
締固め度 D_p の関係

うに $\sigma_c=50\text{kN/m}^2$ とする。そして、日常管理は、採取したコア供試体の現場密度を測定することによる間接的な方法により行うものとする。

遮水性の直接管理は三軸セルを用いた透水試験による応力レベル $\sigma_c=50\text{kN/m}^2$ での透水係数 $(k_{TC})_{50}$ 、あるいは現場透水試験による透水係数 k_f が所定の管理基準値 $(k_{TC})_{50}^*$ あるいは k_f^* を満足していることを確認することで行う。この管理基準値は、土地改良事業設計指針「ため池整備」⁴⁾によると

$$\begin{aligned} \text{室内透水試験: } & (k_{TC})_{50}^* \leq 5 \times 10^{-6} \text{cm/sec} \\ \text{現場透水試験: } & k_f^* \leq 5 \times 10^{-5} \text{cm/sec} \end{aligned}$$

である。

また遮水性の現場密度測定による間接管理法は以下のようなことを基礎にしたものである。締固めエネルギーを変えて作製した砕・転圧土の供試体による三軸セルを用いた透水試験から求めた透水係数 $(k_{TC})_{50}$ と次式で定義される締固め度

$$D_p = (\rho_{icc}/\rho_{icc}^*) \times 100 \quad (\%) \quad (15)$$

の関係の一例を図-2.7に示す。ここで ρ_{icc} は締固めエネルギーを変えて作製した砕・転圧盛土供試体の密度、 ρ_{icc}^* と $(k_{TC})_{50}^*$ はそれぞれ配合試験で採用している w_0 における標準締固め試験(JGS 0711)の締固めエネルギー E_c ¹⁾での砕・転圧土の ρ_{icc} と $(k_{TC})_{50}$ である。これより、 D_p がほぼ $D_p=95\%$ 以下になると $(k_{TC})_{50}$ が急増するが、これ以上の D_p であれば $(k_{TC})_{50}$ が $D_p=100\%$ 時の値以下になることがわかる。

そこで、 ρ_{icc} を現場で実際に盛立てた砕・転圧盛土の単位体積重量、 ρ_{icc}^* を均一な固化処理条件

で達成できる室内配合試験で遮水性を確認した時の単位体積重量とすれば、コア供試体の現場密度試験から求めた D_p が

$$\text{管理値: } D_p \geq 98\%$$

であれば室内試験で確認された透水係数が現場でも満足されたと判定する。なお、砕・転圧土は固化材により固結しているため、この固結構造が破壊されない限り長期的にも安定した遮水性状態を保つものと考えられる。

7. あとがき

これまで著者らはため池内の底泥土を土捨て処分するのではなく、これを固化処理してその堤体の改修あるいは補強用築堤土として有効活用できる砕・転圧盛土工法を体系的な室内土質試験や現場実証試験の実施により開発してきた。本論文ではこれまでの成果により一般性を持たせるために、全国数箇所のため池から採取した底泥土の追加調査を実施し、固化処理した底泥土を用いた築堤土の強度特性に及ぼす初期固化日数 t_s 、解砕・転圧による初期固化状態からの強度低下特性、底泥土の物理特性の影響について整理したものである。得られた結論は以下のようである。

- (1) 初期固化土を解砕・転圧した時の強度低下は底泥土の細粒分が多いほど少なく、 $t_s=3$ 日に対応する強度低下比 R_3 でみると $FC(-75\mu\text{m}) > 60\%$ であれば $R_3 \approx 0.5$ 程度である。
- (2) 種類の異なる底泥土が同じような含水比領域にあっても、同じ固化強度を達成できる ΔW_c は底泥土により異なる。しかし、 $(q_u)_{1S10} \sim w$ 関係が底泥土により相違していても、 $(q_u)_{1S10}$ を $w=w_0$ 時の強度 $a (= (q_u)_{1S10}(w=w_0))$ により正規化し、また w を w_0 により正規化した $(q_u)_{1S10}/a \sim w/w_0$ 関係は両対数グラフ上ではほぼ一本の直線

$$(q_u)_{1S10} = a \cdot (w/w_0)^b$$

で近似できる($b \approx -1.37$)。したがって、 w_0 における試験から $(q_u)_{1S10}$ が求めれば、上式から w を変えた試験を実施することなしに固化強度 $(q_u)_{1S10}$ に及ぼす w の影響を推定が可能である。

- (3) 砕・転圧盛土工法での底泥土の固化処理は、池の水落とし後に原位置堆積状態のまま行うことを標準としている。このため室内配合試験は水落

し後ある期間放置して含水比の変化が少なくなった状態を基準含水比 $w = w_0$ として実施する必要があるが、この時の w_0 はその底泥土の液性限界 w_L に依存しておりほぼ

$$w_0 \approx (1.2 \sim 1.6) \cdot w_L$$

で表わすことができる。

- (4) ここで採用した球体落下試験（球体寸法：直径 80mm，質量 $W=2.6\text{kg}$ ，落下高さ $H=45\text{cm}$ ）は、落下球により形成された凹みの直径 D の逆数 $1/D$ と初期固化土強度 $(q_u)_{IS}$ あるいは砕・転圧土強度 $(q_u)_{CC}$ と関係が一本の直線で近似できることから、強度レベルが異なる初期固化土と砕・転圧土の地盤強度を簡単に推定できる。
- (5) 砕・転圧土により盛立てた地盤から採取したコア供試体の湿潤密度 ρ_{icc} が同一配合条件の砕・転圧土供試体の湿潤密度 ρ_{icc}^* に対して、次式で定義される締固め度

$$D_p = (\rho_{icc} / \rho_{icc}^*) \times 100 (\%)$$

で $D_p \geq 98\%$ であれば、現場での遮水性は確保されている。この関係は現場地盤の遮水性を締固め度 D_p を求めることで間接的に確認するのに利用できる。

- (6) ここでは、以上の結果を考慮して、合理的な配合試験方法、砕・転圧土による堤体築造時の目標強度設定法や施工管理法について提案した。

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、農林水産省農村振興局整備部、関東農政局土地改良事務所、静岡県農林水産部中遠農林事務所、三重県北勢県民局農林商工部等の関係諸氏から多大な協力を得たことを記して、ここに謝意を表するものである。

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) (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.
- 4) (社)日本道路協会：道路土工土質調査指針，p.276，1986.
- 5) 村山朔郎，植下 協，斉藤 実：路床土支持力比(CBR値)の簡易測定法としての球体落下試験について，土木学会誌，Vol.44，No.1，pp.9-13，1959.
- 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，p.25，2000.

(2001.8.28 受付)

TENTATIVE METHODS FOR DETERMINING DESIGN STRENGTH, SOIL-STABILIZER MIX DESIGN AND QUALITY CONTROL OF CEMENTED-STABILIZED MUD EMBANKMENT SOIL

Shinji FUKUSHIMA, Akira KITAJIMA, Shigeru TANI and Kazuo ISHIGURO

Mud soil sedimented in a irrigation reservoir generally is high-water-content and very soft clayey soil. Recently, it is necessary to develop the method to make use of such a problematic soil, because there is little space to dispose of it as industrial waste. Therefore, we have developed the embankment method by the cement-stabilized mud soil that can be used to construct a embankment.

In this paper, it represents the results investigated the effects of the physical properties of mud soil on the strength characteristics of the cement-stabilized mud embankment soil by laboratory tests. Based on this results, it is recommended the determined method of design strength and the soil-stabilizer mix design method of the cement-stabilized mud soil, and the quality control method in embankment construction processes.