

# 固化処理底泥土で築造した傾斜遮水ゾーン による老朽ため池の改修事例

福島伸二<sup>1</sup>・谷 茂<sup>2</sup>・北島 明<sup>3</sup>・石黒和男<sup>4</sup>

<sup>1</sup> 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)

<sup>2</sup> 正会員 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)

<sup>3</sup> 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)

<sup>4</sup> (株)フジタ 土木本部 (〒151-8570 東京都渋谷区千駄ヶ谷 4-25-2)

著者らは、築造年代が古い老朽化したため池の効率的な改修方法として、池内に堆積した底泥土を固化処理して築堤土として有効活用でき、底泥土の除去と堤体改修を同時に達成できる砕・転圧盛土工法を開発してきた。ここでは、この工法をある老朽ため池の堤体の漏水対策工としての傾斜遮水ゾーンの築造に初めて適用した事例を紹介し、そこで実施した室内配合試験、固化材添加量決定のための設計法や実際の施工手順の説明、そして築造した傾斜遮水ゾーンの強度・変形特性と遮水性を確認した結果を報告する。

**Key Words** : old earth dam, mud soil, cement-stabilized soil, sloping core zone, leakage control, strength, permeability, renewal of embankment

## 1. まえがき

一般に、灌漑用のため池の多くは築造年代が古く、老朽化による堤体の断面不足や漏水等により早急な改修が必要とされている事例が多い。一方、老朽化ため池に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、その除去処分が必要とされている。これまでに、著者らはこの除去すべき底泥土をそのため池の堤体改修に使用する築堤土として有効活用し、堤体改修と底泥土の除去処分を同時に達成できる砕・転圧盛土工法を開発してきた<sup>1)~3)</sup>。

堤体の安定性の不足や漏水が問題となる堤体では、図-1に概念的に示すように、堤体の前法面を段切り掘削した部分に傾斜遮水ゾーン(前刃金工)を築造して漏水対策工や堤体補強工とすることが多い。この改修法は、既設堤体の土工量も少なくすむ、ブランケット工と接続しやすいなど、ため池に多い均一型アースダムに適しているからであろう。しかし、この改修工事では傾斜遮水ゾーン築造のための既設堤体の前縁部に止水トレンチを掘削することにより発生する底泥土等の処分と、場外から購入築堤土を大量に購入する必要がある。しかしながら、最近では所要の強度と遮水性を有した築堤土をため池近くで大量に確保しにくくなっている。また、例えば築堤土を必要量確保できたとしても、掘削発生土の搬出と購入土の搬入のための

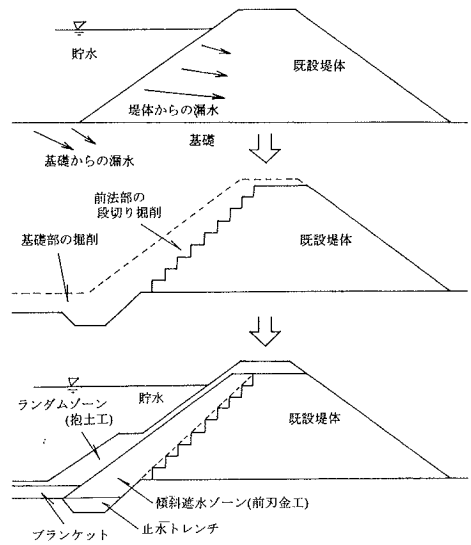


図-1 傾斜遮水ゾーン築造による漏水対策工

大型ダムが池周辺の交通・環境事情を悪化させるなど近隣住民の理解を得にくい状況にある。この問題は搬入・搬出土量が多いほど深刻であり、単に経済的であったとして

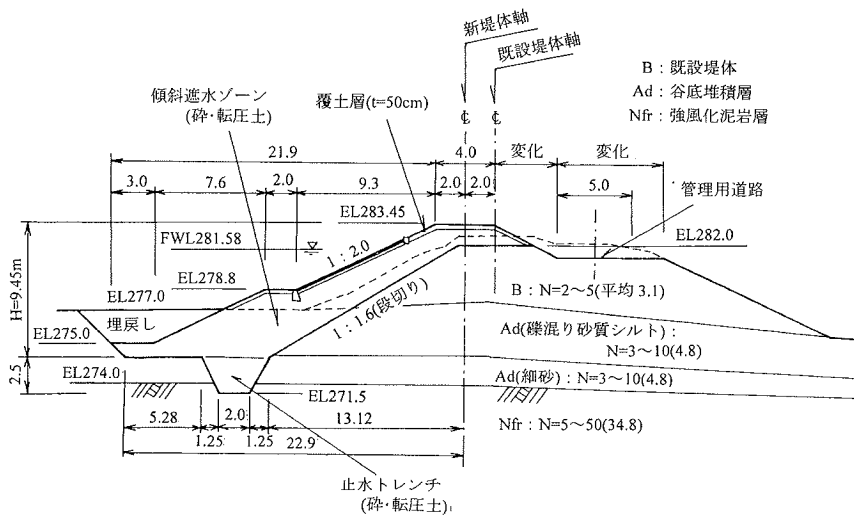


図-2 虎吉沢池堤体の標準断面

も解決しにくいものである。つまり、早急な改修実施のためには築堤土を現地で調達せざるをえなくなっている。このような場合に池内に堆積した底泥土を築堤土に活用できる本工法の意義があるものといえる。

本論文は、ある老朽ため池の堤体の漏水対策のために傾斜遮水ゾーンをこの砕・転圧盛土工法（施工手順は後述の図-15に示す）を適用して固化処理した底泥土により築造した事例を示し、そこで実施した室内配合試験、固化材添加量決定のための設計法と実際の施工手順について説明し、築造した傾斜遮水ゾーンの強度・変形特性と遮水性を調査した結果を報告するものである。

表-1 虎吉沢池の改修前後の堤体仕様

堤体仕様	改修前	改修後
形式	均一型	傾斜遮水ゾーン型 (前刃金工)
堤高 (m)	7.0	9.45
堤長 (m)	65.5	70.0
堤体積 (m <sup>3</sup> )	13,700	13,800
貯水量 (m <sup>3</sup> )	3,100	3,100
余裕高 (m)	0.2	1.4
法面勾配	1 : 1.5(上流) 1 : 1.8(下流)	1 : 2.0(上流) 1 : 2.0(下流)
その他の改修	—	洪水吐、底樋・斜樋、 張ブロック工

## 2. 虎吉沢池の堤体改修計画

ここで対象とした老朽ため池は、山形県西置賜郡飯豊町にある虎吉沢（とらきちさわ）池であり、慶応3年（1867年）に築造され、昭和39年に斜樋と洪水吐の一部の災害復旧工事を実施している。しかし、老朽化により堤体法尻や底樋周囲からの漏水や、堤体の損傷や侵食による断面変形や余裕高不足、洪水吐の破損や通水能力不足になったため、傾斜遮水ゾーンによる堤体の漏水対策、底樋や洪水吐の前面改修が必要になった。この改修を実施するには既設堤体の段切や傾斜遮水ゾーンの止水トレンチ等の掘削により池敷に堆積した底泥土等の土砂が大量に発生する。この底泥土は、高含水比で超軟弱なため場外処分を必要とするものである。

本事例では、この大量の土砂の土捨て処分場が確保できなかったため、底泥土をセメント系固化材により固化処理して必要とされる強度あるいは遮水性を有する築堤土を

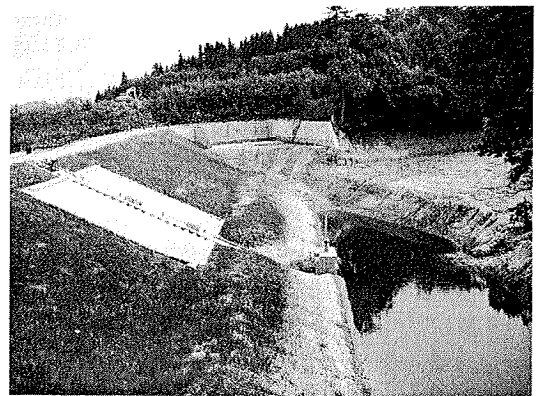


写真-1 改修後の堤体の状況

人工的に製造できる砕・転圧盛土工法を採用した。図-2に堤体の標準横断面を、表-1に改修前・後の堤体仕様をそれぞれ示す。また写真-1に改修後の堤体状況（張プロ

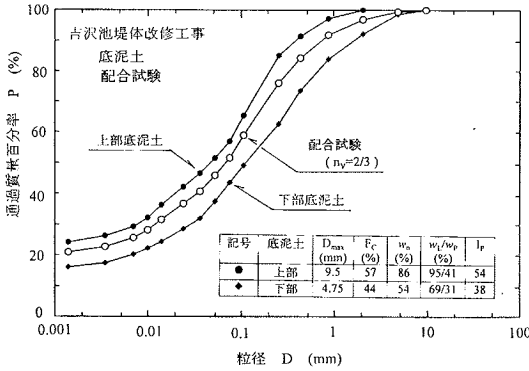


図-3 配合試験に使用した底泥土の粒度曲線

ック工を一部のみ施工)を示す。この例では、先ず堤体右岸側に洪水吐を、堤体のほぼ中央を横断したV字形開削部に底樋を改築した後に購入土で再築堤し、既設堤体の段切り掘削や、止水トレンチを掘削してから、傾斜遮水ゾーンを砕・転圧土により一層毎に築造した。

一般に、ため池の堤体改修では堤体の小段下層部には傾斜遮水ゾーンを保護するためのランダムゾーン(抱土工)が設けられ、水位急低下時でも堤体の安定が損なわれないよう強度や透水性が傾斜遮水ゾーンよりもやや良い、過剰間隙水圧が消散しやすい築堤土で築造される。しかし、実際には遮水ゾーンとランダムゾーンで2種類の築堤土を池近傍で入手しにくいと、ランダムゾーンは傾斜遮水ゾーンと同じ築堤土により築造されることが多く、水位急降下時の安定性には注意が必要であった。これに対して、砕・転圧土は、強度が主に粘着力により構成されているため、ランダムゾーン部に水位急降下時の過剰間隙水圧が残留しても堤体の安定が損なわれることはない。このため虎吉沢池ではランダムゾーン部と傾斜遮水ゾーンは同仕様の砕・転圧土により築造することにした。なお、この傾斜遮水ゾーンの表層部には、法面の植栽、砕・転圧土の乾・湿燥返しによる劣化や高アルカリ水の溶出の防止のために、堤体面の垂直方向の層厚50cmで覆土(購入土)を施した。なお、本事例のように砕・転圧盛土工法により池内の底泥土を固化処理して築堤土として活用すると、傾斜遮水ゾーン築造による貯水量の減少はなく、やや拡大する。

### 3. 事前に実施した底泥土の室内配合試験

#### (1) 配合試験に使用した底泥土

虎吉沢池の底泥土は池敷面から深さ約0.5~1m付近に礫混り粘土を挟んで堆積していたので、上・下部に分けて採取し、それぞれをよく解きほぐしてから9.5mmフルイを通過させて混入していた枯れ葉などの異物を取り除い

て調整した。上・下部底泥土の各粒度曲線(●印、◆印)と、後述するように配合試験に使用した上・下部底泥土を混合した底泥土の粒度曲線(○印)を図-3にそれぞれ示す。上部底泥土は75μm以下の細粒分含有率F<sub>C</sub>≒57%、液性・塑性限界w<sub>L</sub>=95%・w<sub>p</sub>=41%(塑性指数I<sub>p</sub>=54)、自然含水比w<sub>nL</sub>=86.0%で比較的流動性の高い状態にあるのに対して、下部底泥土はF<sub>C</sub>≒44%、w<sub>L</sub>=69%・w<sub>p</sub>=31%(I<sub>p</sub>=38.3)、w<sub>nL</sub>=53.5%であった。また、落水状態で採取した底泥土は実施工でもこれに近い含水状態にあると想定されたので、採取時の含水比をそのまま基準含水比w<sub>0</sub>とした(上部底泥土がw<sub>0U</sub>=86.0%、下部底泥土がw<sub>0L</sub>=53.5%)。以上から、上部と下部の底泥土を比較すると、堆積位置の深い下部底泥土の方が低含水側にあるが、上・下部で粒度や物理特性にやや差があるものの、これらは全体的にみれば近い性状にあるように思われる。

実施時にはこれらの底泥土を上部・下部で分けて固化処理することは不可能であり、区別せずに固化処理せざるを得ない。そこで、各底泥土単体、上・下部混合の底泥土を固化処理した時の強度の支配的な要因について調べ、上・下底泥土を区別せずに固化処理することの可能性について検討した。そのために、上・下底泥土層の混合割合は、現場で層厚による管理が容易な上部底泥土の体積V<sub>U</sub>に対する下部底泥土の体積V<sub>L</sub>の湿潤状態での比

$$n_v = V_L / V_U \quad (1)$$

で表示する。この時に必要な上・下底泥土の各湿潤密度はそれぞれρ<sub>U</sub>(=W<sub>U</sub>/V<sub>U</sub>)、ρ<sub>L</sub>(=W<sub>L</sub>/V<sub>L</sub>)で表示したが(W<sub>U</sub>とW<sub>L</sub>はそれぞれの質量)、これらの値はヘドロや泥土におけるρ<sub>t</sub>~w関係<sup>4)</sup>から推定し、上部底泥土ではρ<sub>U</sub>≒1.55g/cm<sup>3</sup>(w<sub>0U</sub>≒86%)を、下部底泥土でρ<sub>L</sub>≒1.60g/cm<sup>3</sup>(w<sub>0L</sub>≒54%)を採用した。

固化材は高含水比土の固化処理に適したセメント系(一般軟弱土用)を使用した。そして、固化材添加量は底泥土の湿潤密度ρ<sub>Mix</sub>に対する質量ΔW<sub>C</sub>として表示し、n<sub>v</sub>で混合した底泥土のρ<sub>Mix</sub>は

$$\rho_{Mix} = (\rho_U + n_v \cdot \rho_L) / (1 + n_v) \quad (2)$$

から算定した。所定のΔW<sub>C</sub>の固化材の底泥土への添加は、実施工と同じ固化材質量と同量の水を加えてスラリー化して行った(水・固化材比w/c=1.0)。そして、配合試験に使用する固化処理した供試体はこれまでの基礎的研究<sup>1)</sup>で採用した方法で準備した。なお、ここでは単に固化材を添加して固化させただけの固化処理土は初期固化土(Initial Stabilizedより添字ISで表示)、解砕して転圧した状態の固化処理土は砕・転圧土(Crushed and Compactedより添字CCで表示)と称し、それぞれを区別して扱う。

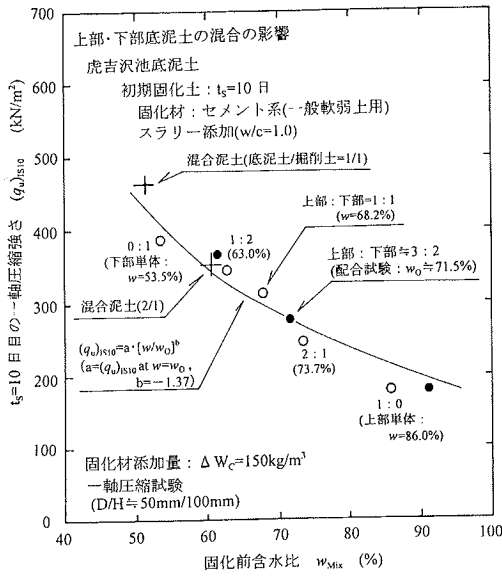


図-4 上・下部底泥土の $(q_u)_{SI10} \sim w_{Mix}$  関係

図-4には各種の $n_v$ の混合底泥土を $\Delta W_c=150\text{kg/m}^3$ で初期固化した $t_s=10$ 日目の初期固化土の一軸圧縮強さ $(q_u)_{SI10}$ と含水比 $w_{Mix}$ の関係(○印)を示す。図中の●印は後述する図-6に示すことになるデータで、実施工で想定される平均的な上・下部底泥土比3:2( $n_v=2/3$ )に混合した底泥土(この状態の $w_{Mix} \approx 71.5\%$ を基準含水比 $w_0$ とした)を、さらに乾燥して $w=w_0-10=61.5\%$ 、あるいは加水して $w=w_0+20=91.5\%$ の3種類の含水状態にした底泥土を $\Delta W_c=150\text{kg/m}^3$ で初期固化したときの $(q_u)_{SI10} \sim w$ 関係である。また、図中の+印は後述する底泥土に掘削発生土を混合した混合泥土における試験値である。なお、図中の曲線は $(q_u)_{SI10}$ に及ぼす含水比 $w$ の影響を考慮できる後述の近似式(3)によるものである。この図から、多少の不一致があるが、上・下部底泥土を合わせた混合底泥土の固化処理強度はほぼ含水比 $w$ により決まり、その混合割合の影響を受けないことがわかる。つまり、この底泥土は、上・下部で固化処理上単に含水比だけが相違した同じ底泥土として扱うことができる。したがって、以下の配合試験では、実施工で想定される上・下部の平均的な混合比 $n_v=2/3$ で混合した底泥土を使用した。

## (2) 初期固化土の強度特性

基準含水比 $w=w_0=71.5\%$ の底泥土の初期固化状態での強度 $(q_u)_{SI}$ に及ぼす $\Delta W_c$ と養生日数 $t$ ( $t_s$ )の影響を調べた試験結果を図-5に示す。このような試験を $w=w_0$ にある底泥土を加水あるいは乾燥させることで含水調整した底泥土について実施し、 $(q_u)_{SI10}$ に及ぼす $w$ の影響を調べた

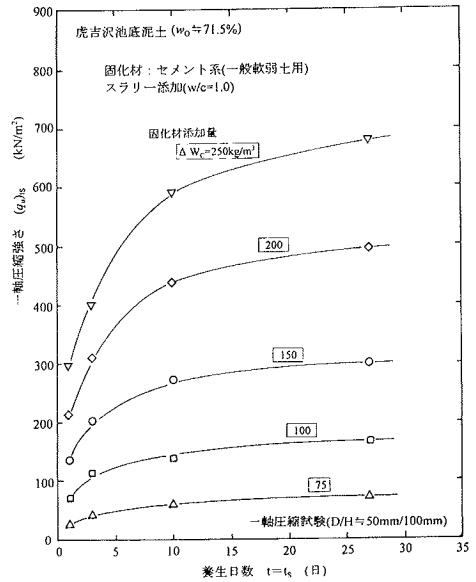


図-5 初期固化土の強度発現  $((q_u)_{SI} \sim t)$

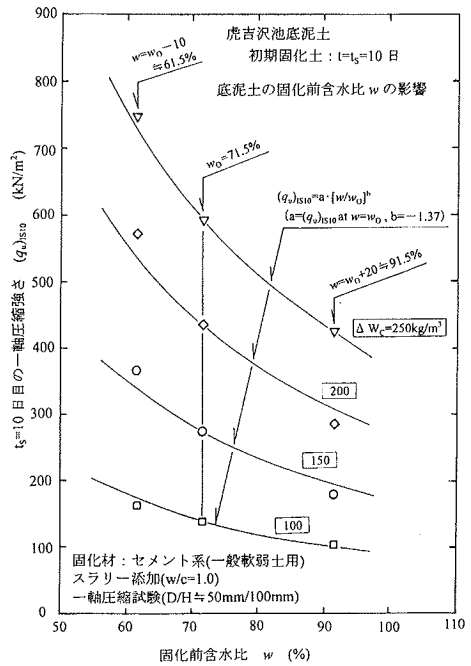


図-6 初期固化土の強度 $(q_u)_{SI10}$ に及ぼす含水比 $w$ の影響

試験結果を図-6に示す。この図から、 $(q_u)_{SI10}$ は $w$ により影響を受け、この影響は特に $w$ の低い領域ほど大きく、 $\Delta W_c$ が増加するほど顕著であり、底泥土を所定の強度に固化処理するには $\Delta W_c$ だけでなく $w$ の管理が非常に重要

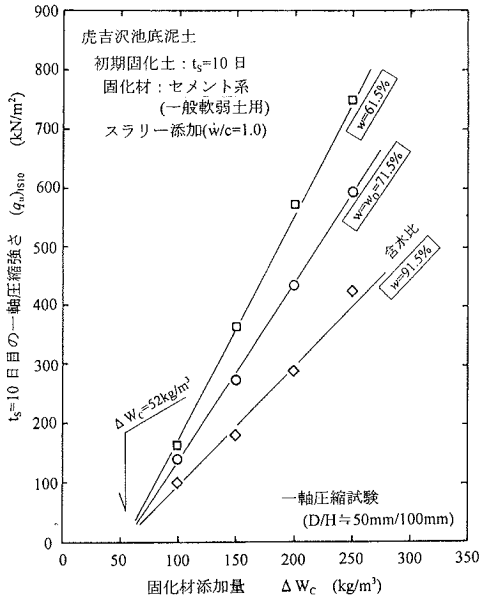


図-7 初期固化土の強度 $(q_u)_{IS10}$ と固化材添加量 $\Delta W_c$ の関係

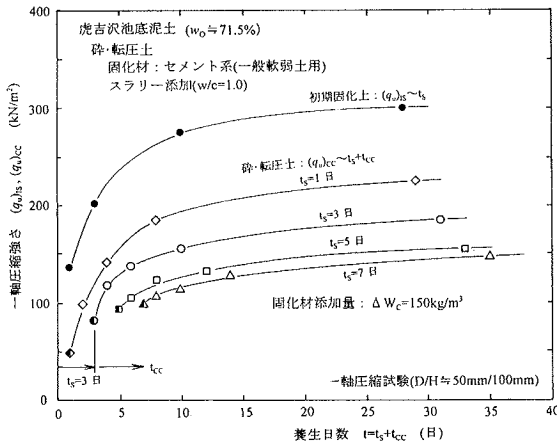


図-8 砕・転圧土の強度発現 ( $(q_u)_{CC} \sim t_s + t_{CC}$ )

なことがわかる。この $(q_u)_{IS10} \sim w$ 関係は、 $(q_u)_{IS10}$ を $w=w_0$ 時の強度 $a$ により、 $w$ を $w_0$ によりそれぞれを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 $\Delta W_c$ などによらず直線

$$(q_u)_{IS10} = a \cdot (w/w_0)^b \quad (b = -1.37) \quad (3)$$

でほぼ近似できることがわかっている<sup>3)</sup>ので、この関係を利用して、 $w=w_0$ における強度 $(q_u)_{IS10}$ を求めれば $(q_u)_{IS10}$ に及ぼす $w$ の影響を考慮することができる。なお、図中の曲線は式(3)によるもので、試験実施の範囲では多少の不一致は

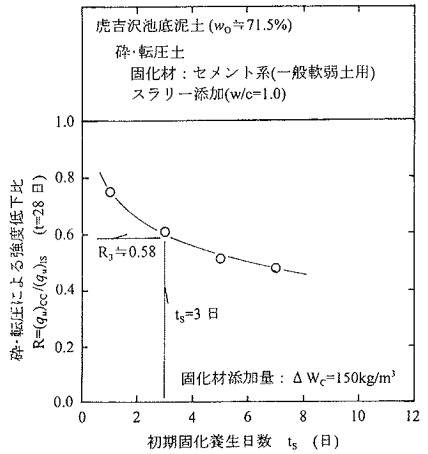


図-9 強度低下比 $R$ と初期期養生日数 $t_s$ の影響

あるものの比較的良好な近似を与えることがわかる。

ただし、図-6に示した $(q_u)_{IS10}$ を含水比 $w$ 毎に $\Delta W_c$ に対してプロットした関係を図-7に示したが、この図から、 $\Delta W_c \leq 52 \text{ kg/m}^3$ では固化強度が得られないこと、つまり本事例における底泥土の固化処理における固化材の最低添加量は $52 \text{ kg/m}^3$ であることがわかる。

### (3) 砕・転圧土の強度特性

ある養生日数 $t_s$ だけ固化させた底泥土は解砕・転圧すると再び固化するが、この再固化時の強度特性に及ぼす $t_s$ の影響を調べるために、図-8に $\Delta W_c = 150 \text{ kg/m}^3$ で初期固化した底泥土の強度 $(q_u)_{IS} \sim t_s$ 関係(●印)と、 $t_s$ を $t_s = 1, 3, 5, 7$ 日と変えて解砕・転圧した砕・転圧土の $(q_u)_{CC} \sim t (=t_s + t_{CC})$ 関係(◇, ○, □, △印)をそれぞれ示す。この図で左半分を黒塗りにした記号は初期固化土を解砕・転圧した直後 $t_{CC} = 0$ 日目の砕・転圧土の強度 $(q_u)_{CC0}$ (4章で後述する築堤中の施工機械のトラフィカビリティーに係る強度)を示している。初期固化から砕・転圧による強度低下の程度を $t=28$ 日における強度比

$$R = (q_u)_{CC} / (q_u)_{IS} \quad (t = t_s + t_{CC} = 28 \text{ 日}) \quad (4)$$

により定義し、 $R$ と $t_s$ の関係を求めたのが図-9である。この図から砕・転圧土の $(q_u)_{CC}$ は初期固化土状態での $(q_u)_{IS}$ より低下するが、その程度は $t_s$ とともに大きくなる。そこで、実施工時の解砕・転圧日は、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を期待できる $t_s = 3$ 日を標準とし、強度低下比 $R_3 = 0.58$ を採用した。

図-9に示した試験のうち $t_s = 3$ 日に相当する $\Delta W_c$ と $w$ を変えた試験から得られた $(q_u)_{CC0}$ とこれが目標強度の設

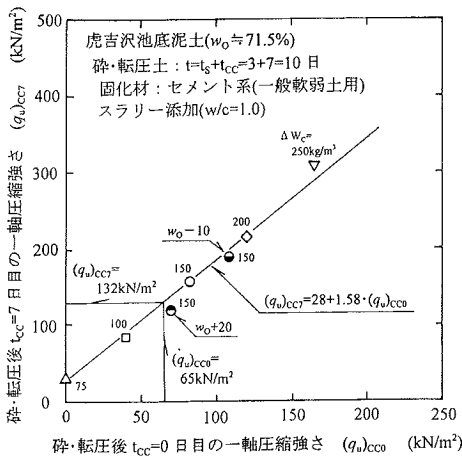


図-10 砕・転圧土の $(q_u)_{CC7} \sim (q_u)_{CC0}$

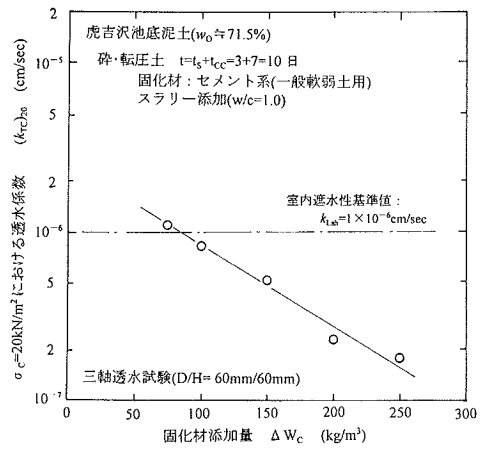


図-12 砕・転圧土の透水係数に及ぼす $\Delta W_c$ の影響

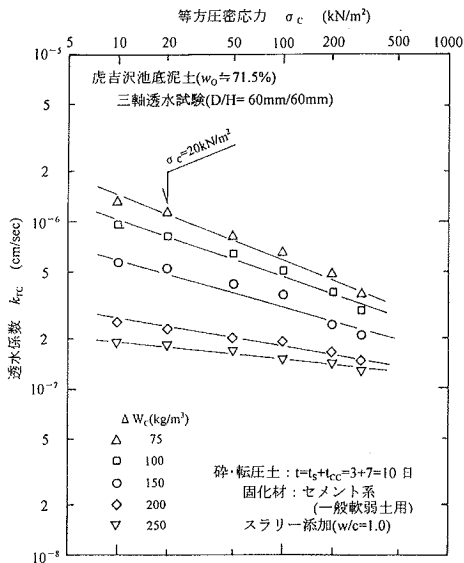


図-11 砕・転圧土の透水係数に及ぼす $\Delta W_c$ の影響

定日である  $t_{CC}=7$  日目までに増加した強度 $(q_u)_{CC7}$ の関係は4章で述べるトラフィカビリティ確保に必要な強度 $(q_u)_{CC7Trafficability}$ を求めるために必要であるが、この関係を図-10に示す。

#### (4) 砕・転圧土の透水特性

固化処理した底泥土の砕・転圧土状態での透水特性を調べるために、三軸セルを用いた透水試験(変水位型)<sup>1)</sup>を実施し、等方圧密応力 $\sigma_c$ を作用させた状態での透水係数 $(k_{TC})$ を求めた。

$w=w_0$ にある底泥土を、 $\Delta W_c$ を変えた初期固化土を $t_s=3$

日目に解砕・転圧した砕・転圧土( $t_s+t_{CC}=3+7=10$ 日)の $k_{TC}$ と等方応力 $\sigma_c$ の関係を図-11に示す。これより、砕・転圧土の $k_{TC}$ は $\sigma_c$ の増加による圧密現象、つまり通水間隙の減少により低下し、結果的に応力レベルに依存することになるが、この応力依存性は $\Delta W_c$ が増加すると減少する。これは $\Delta W_c$ が増加すると固化強度の増加により応力増加による圧密量が低下するためと思われる。この図から、傾斜透水ゾーン内の平均的な応力レベルとして想定した $\sigma_c=20\text{kN/m}^2$ における値 $(k_{TC})_{20}$ と $\Delta W_c$ の関係を図-12に示す。この図から、砕・転圧土の $k_{TC}$ は $\Delta W_c$ が増加するほど低下する傾向があり、 $\Delta W_c \geq 80\text{kg/m}^3$ であれば室内試験による遮水性基準値 $k_{TAB} \leq 1 \times 10^{-6}\text{cm/sec}$ を満足することがわかる。

#### 4. 固化材添加量の決定

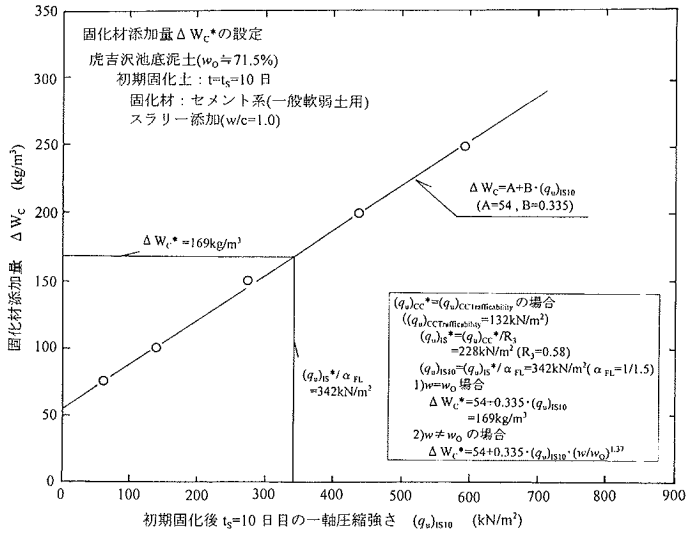
##### (1) 目標強度の設定

本工法における初期固化土あるいは砕・転圧土の強度は一般の土質改良工での取扱い<sup>4)</sup>と同様に一軸圧縮強さ $q_u$ により、また強度パラメータは

$$c=q_u/2 \quad (5)$$

のように $q_u$ に関係させて表示する。また、目標強度 $(q_u)_{CC}^*$ は強度の発現傾向が急減を始める $t=10$ 日目、つまり初期固化土では固化材の添加・混合後 $t_s=10$ 日目の強度 $(q_u)_{S10}$ により、砕・転圧土では初期固化日数を $t_s=3$ としたので砕・転圧後 $t_{CC}=7$ 日目の強度 $(q_u)_{CC7}$ ( $t_s+t_{CC}=3+7=10$ 日)により設定している<sup>1), 2), 3)</sup>。

$(q_u)_{CC}^*$ は、堤体全体が所定の安全率 $F_s^*$ を満足して安定



図一 13 目標強度達成のための固固化材添加量  $\Delta W_c$  の決定

であるために碎・転圧土部に必要な粘着力  $c_{Stability}$  から求まる一軸圧縮強さ  $(q_u)_{ccStability} (=2 \cdot c_{Stability})$  と、築堤時の施工機械のトラフィカビリティ確保に必要な強度  $(q_u)_{ccTrafficability}$  の両面から検討され、どちらか大きい方で決定される。

本事例の堤体は、堤高が  $H=10\text{m}$  未満と低いため、堤体安定に必要な傾斜排水ゾーンの強度は安定計算によると  $(q_u)_{ccStability} \approx 100 \text{ kN/m}^2$  となり、施工機械のトラフィカビリティに必要な強度  $(q_u)_{ccTrafficability}$  より小さいため、 $(q_u)_{cc}^*$  は  $(q_u)_{ccTrafficability}$  により決まった。ここで、 $(q_u)_{ccTrafficability}$  は、初期固化土を解砕・転圧した直後の  $t_{cc}=0$  日目の強度  $(q_u)_{cc0}$  をため池の堤体基礎地盤で要求される機械施工可能な支持力<sup>3)</sup>の目安であるコーン指数  $q_c=490 \text{ kN/m}^2$  に対応させて決めるものとし、 $q_c$  の  $q_u$  への変換式  $(q_u=q_c/7.5)$ <sup>3)</sup> を使用すると  $(q_u)_{cc0}=65 \text{ kN/m}^2$  となるので、既出の図一 10 に示した配合試験による  $(q_u)_{cc7} \sim (q_u)_{cc0}$  関係から

$$(q_u)_{cc}^* = (q_u)_{ccTrafficability} = 132 \text{ kN/m}^2 \quad (6)$$

となる。この  $(q_u)_{cc}^*$  は、式(4)より初期固化強度  $(q_u)_{10}^*$  で表示すると、図一 9 より  $R_3=0.58$  となるから

$$(q_u)_{10}^* = (q_u)_{cc}^* / R_3 = 228 \text{ kN/m}^2 \quad (7)$$

になる。

## (2) 現場での固固化材添加量 $\Delta W_c$ の決定

現場での固固化材添加量  $\Delta W_c$  は、室内試験と現場での混合条件の相違を補正するための現場/室内強度比  $\alpha_{FL}$  を考慮して決める。この  $\alpha_{FL}$  は、均一な固固化材混合が可能なた

レンチャー型攪拌混合機を用いたスラリー添加法 (水・固固化材比  $w/c=1.0$ ) とすれば  $\alpha_{FL}=1/1.5$  (これまでの実績値<sup>2)</sup>) とおける。したがって、現場で目標強度  $(q_u)_{10}^*$  を確保するための室内での目標配合強度は

$$(q_u)_{10}^* / \alpha_{FL} = 228 \times 1.5 = 342 \text{ kN/m}^2 \quad (8)$$

になる。したがって、実施工での固固化材添加量  $\Delta W_c$  は、この  $(q_u)_{10}^* / \alpha_{FL}$  を満足するように、既出の図一 5 の  $(q_u)_{10} \sim t_0$  関係 ( $w=w_0$ ) から  $t_0=10$  日目の強度  $(q_u)_{10}$  と  $\Delta W_c$  関係を図一 13 に示すように直線近似した

$$\Delta W_c = A + B \cdot (q_u)_{10} \quad (9)$$

を利用し ( $w=w_0$  において  $A=54$ ,  $B=0.335$ )、 $(q_u)_{10}$  に  $(q_u)_{10}^* / \alpha_{FL} = 342 \text{ kN/m}^2$  を代入して得られ

$$\Delta W_c = 54 + 0.335 \times 342 = 169 \text{ kg/m}^3$$

となる。

底泥土の固固化前の  $w$  が基準の値  $w_0$  と異なる場合には、 $w_0$  との差に応じて、 $w=w_0$  時における基準の固固化材添加量  $\Delta W_c$  を加減しなければならぬ。この加減は以下のように行う。底泥土の  $(q_u)_{10}$  に及ぼす  $w$  の影響は前述した式(3)により評価することができる。そして、 $(q_u)_{10} = (q_u)_{10}^* / \alpha_{FL}$  は  $w=w_0$  では  $\Delta W_c$  により達成できるが、この時の  $((q_u)_{10}^* / \alpha_{FL}, w_0)$  点は図一 14 (この図の右半分は図一 6 に、左半分は図一 13 にそれぞれ相当する) に概念的に示す  $W_c \sim (q_u)_{10} \sim w$  関係からわかるように、 $\Delta W_c$  に対応する

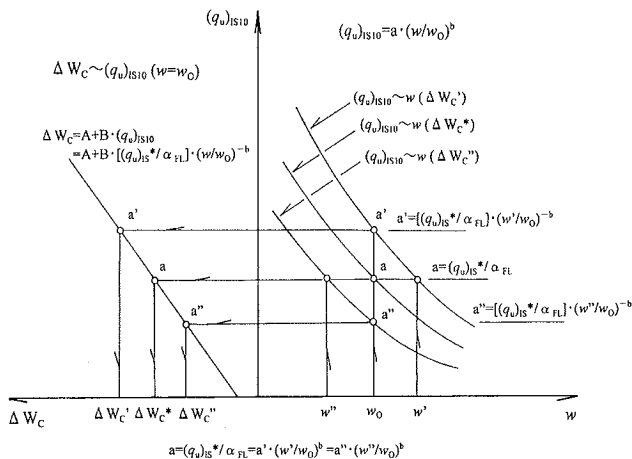


図-14  $W_c \sim (q_u)_{IS10} \sim w$  関係の概念図

$(q_u)_{IS10} \sim w$  ( $\Delta W_c^*$ ) 曲線上にあるので、式(3)の  $a$  値が  $a = (q_u)_{IS10}^* / \alpha_{FL}$  となる。また、 $w$  が  $w_0$  より湿潤側の  $w'$  ( $> w_0$ ) にある時に  $(q_u)_{IS10}^* / \alpha_{FL}$  を達成できる  $\Delta W_c'$  は、 $w = w'$  時にちょうど  $(q_u)_{IS10}^* / \alpha_{FL}$  を通る  $(q_u)_{IS10} \sim w$  ( $\Delta W_c'$ ) 曲線上の  $w_0$  における  $(q_u)_{IS10}$  の値  $a'$  が式(3)より

$$a' = [(q_u)_{IS10}^* / \alpha_{FL}] \cdot (w' / w_0)^{-b} \quad (10)$$

となるので、これを(10)式の  $(q_u)_{IS10}$  に代入した

$$\Delta W_c' = A + B \cdot [(q_u)_{IS10}^* / \alpha_{FL}] \cdot (w' / w_0)^{-b} \quad (11)$$

から求まる。同様に、 $w$  が  $w_0$  より乾燥側  $w''$  ( $< w_0$ ) にある場合の  $\Delta W_c''$  は上式の  $w'$  の代わりに  $w''$  を代入すれば求まる。

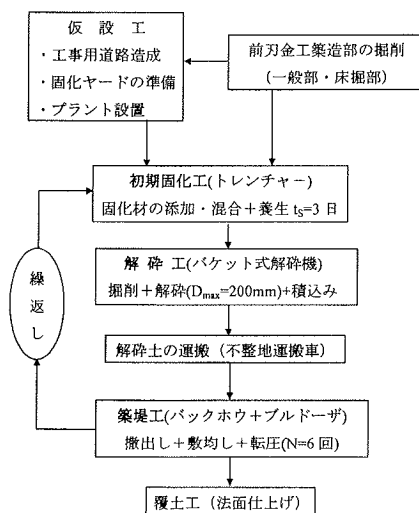


図-15 施工手順のフロー図

## 5. 砕・転圧土による傾斜遮水ゾーンの築造

本事例における傾斜遮水ゾーンは、図-15に示す施工手順のフロー図のように、固化ヤードの準備を含む工事用道路の施工、プラントの設置等の仮設工や傾斜遮水ゾーンの止水トレンチや両袖部の基礎掘削等の準備工事を実施してから、砕・転圧盛土工法の基本手順に従って底泥土の初期固化工、 $t_5=3$ 日目の解砕工、築堤工の順序で一層毎に築堤したものである。

### (1) 仮設工・準備工

まず、止水トレンチ掘削部のすぐ上流側に、これと平行に池敷の底泥土を約 6m 幅でセメント系固化材を  $\Delta W_c=100 \text{ kg/m}^3$  で改良 (フレコンによる粉体添加+バック

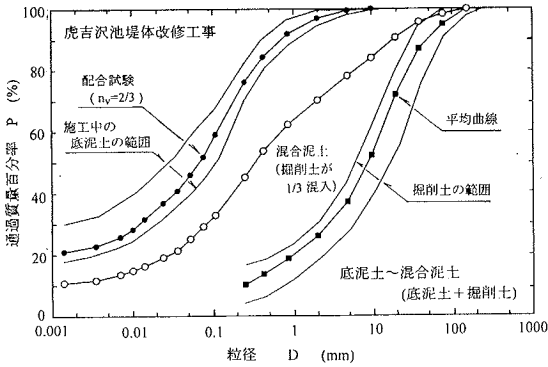
ホウ混合) し、さらにこの上に高さ約 1.5m に堤防盛土のように工事用道路を造成し、その上流側の池敷を固化ヤード (約 33m×約 32m) とした。さらに、この固化ヤードと堤体部を連絡する工事用道路も造成した。これらの工事用道路は、止水トレンチ掘削による底泥土以外の発生土を利用したもので、普通セメント  $\Delta W_c=50 \text{ kg/m}^3$  により改良し、さらにその上に鋼板を敷いた。一方、掘削発生底泥土は固化ヤードに層厚約 1.5m 程度で撤出して積上げた。

全体の土工量は、表-2に示すように、盛土が固化処理土約 4000 $\text{m}^3$ 、覆土約 1100 $\text{m}^3$ 、埋戻し約 1000 $\text{m}^3$  で、掘削が傾斜遮水ゾーンの止水トレンチと堤体段切などを合わせた約 3200 $\text{m}^3$  であった。この掘削発生土は、工事用道路築造に使用予定の止水トレンチ部からの掘削発生土が予想



表一2 前刃金工築造時の土工数量

土工	項目	土量 (m <sup>3</sup> )	発生源	備考
切土工	前刃金工部掘削 (一般部+ 床掘部)	3200	①底泥土+ 軟弱化通常土 1300m <sup>3</sup>	通常土は降雨・浸出 水により高含水軟 弱化したもの
			②通常土 900m <sup>3</sup>	
			③通常土 1000m <sup>3</sup>	
仮設工	工事用道路	900	②より 900m <sup>3</sup>	
固化工	底泥土 底泥土・軟弱土 合計	2700 1300 4000	④池敷に堆積	固化ヤード
			①より 1300m <sup>3</sup>	
			⑤：④+①	
盛土工	築堤土(遮水用)	4000	⑤より 4000m <sup>3</sup>	砕・転圧盛土工法
	覆土	1100	外部搬入	購入土
	埋戻し土	1000	③より 1000m <sup>3</sup>	
	合計	6100		



図一16 施工中の底泥土と掘削土の粒度範囲

を超える頻度の降雨や浸出水のために高含水軟弱化してしまつたため、これを固化ヤードの池敷にある底泥土と合わせて混合泥土として使用することにした。つまり、掘削土約 3200m<sup>3</sup>のうちの約 900m<sup>3</sup>を工事用道路の造成、また約 1000m<sup>3</sup>を池敷掘削部の埋戻しに使用した。そして、残りの底泥土と軟弱化してしまつた掘削土を合わせた 1300m<sup>3</sup>は固化ヤードに運び入れ、池敷堆積の底泥土とあわせて混合泥土として初期固化して砕・転圧土に使用した。この混合泥土は底泥土 2700m<sup>3</sup> (=4000-1300) と掘削土 1300m<sup>3</sup>からなるが、この割合は最大でも 2 : 1 以下で、全体土量に占める掘削土の割合は約 1/3 以下であった。

図一16には施工中の底泥土の粒度範囲を、またこれに混合した軟弱化した掘削土の粒度範囲をそれぞれ示すが、図中には混合土(掘削土の最大の混合割合 1/3 の場合)の推定粒度曲線も示してある。現場で工事中に追加実施した配合試験によると、この程度の掘削土を含む混合泥土の強度は、前述した図一4の $(q_n)_{ts10} \sim w_{mix}$  関係図に十印で示したように底泥土単体の関係と同傾向にあり、底泥土単体と同様に含水比  $w$  のみにより決まること、また透水試験によりその遮水性も確認できたため、混合泥土の場合の固化材添加量  $\Delta W_c$  は底泥土単体の場合と同じ配合試験結果を使用して設定した。



写真一2 トレンチャー型攪拌混合機による初期固化状況

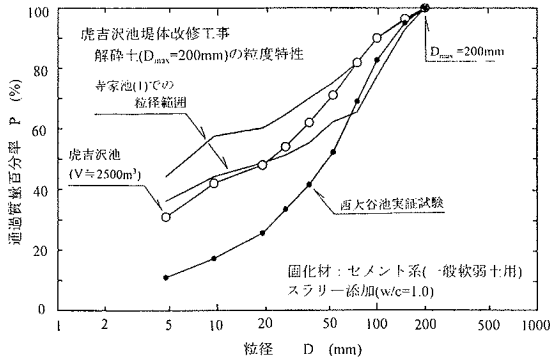


写真一3 バケット式解砕機による解砕状況

(2) 砕・転圧土による傾斜遮水ゾーンの築造

底泥土の初期固化は、堤体に平行な工事用道路上にトレンチャー型攪拌混合機を移動させて、固化ヤードを1日の予定固化土量に相当する幅約 4.5m×深さ 2.5m×長さ 18~25m の範囲の底泥土中に固化材スラリー(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  $\Delta Q$  ( $\Delta W_c$ により異なりおおよそ 150~200 ℓ/min の範囲)で吐出させながら攪拌混合して行った。写真一2にトレンチャー型攪拌混合機による初期固化状況を示す。この作業を繰り返して上流側に順次初期固化を進めてゆくと、トレンチャー型攪拌混合機は前日に初期固化した部分に鋼板を敷いた上に載せて平行移動させながら、底泥土を初期固化した。

この作業と並行して、 $t_s=3$  日間の養生期間に達した初期固化土からバケット式解砕機により最大粒径  $D_{max}=200\text{mm}$  で解砕した。この解砕機は、0.7m<sup>3</sup> の格子バケット(格子間隔は  $D_{max}$  により変更)に装着した最大力 200kN の押土プレートにより、掘削した初期固化土を格子間から押し出



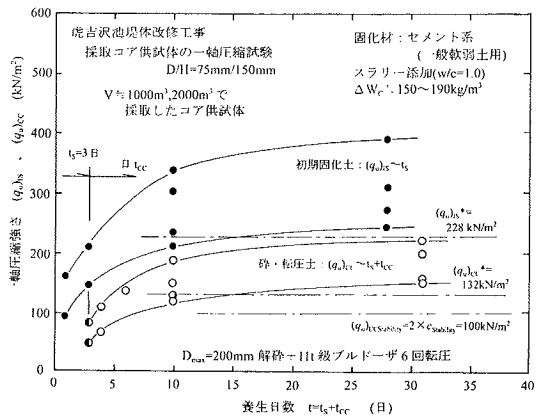
図一 17 解砕土の粒度曲線

すこと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（解砕能力は約30～40m<sup>3</sup>/時間）。なお、この実施工時のD<sub>max</sub>は、2種類の格子間隔200mm×200mm、100mm×100mmで初期固化土を解砕し、これらにより実施工で使用される施工機械の組合せを用いて試験盛土を築造し、所要の強度や遮水性を達成できる大きい方の最大粒径であるD<sub>max</sub>=200mmと、過転圧とならない転圧回数N=6回を採用した。写真-3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。

V≒2500m<sup>3</sup>まで築堤した時に採取した解砕土の粒度曲線を図-17に示すが、この解砕土は粗粒から細粒までを含む粒度分布の良い状態にあるが、現場実証試験での解砕土に比較して細粒側の解砕粒径になっている。これは運搬車の到着までの待ち時間を利用して予備解砕を行ったためと思われる。いずれにせよ、均一な強度と遮水性を有する堤体を築造するには、これらの粗・細粒子が均一に混合されるように撒出し、一定層厚で敷均し・転圧して固化させることが重要となる。

築堤工程では、運搬されてきた解砕土をバックホウで均一に層厚Δ=35cm（仕上り層厚で30cm）程度に撒出し、11t級ブルドーザで一定層厚になるように敷均してから、規定回数N=6回で転圧して堤体を築堤した。次層の築堤は、転圧層間の密着性がよくなるように、前層の転圧面をバックホウのバケットの爪で掻き起こしてから行った。ここで、解砕土の撒出しにバックホウを使用することにしたのは、均一な堤体築造のために粒径の大きい粒子が偏らないこと、かつ一定の層厚になるようにするためである。また転圧にブルドーザを使用したのは、通常のローラーよりもキャタピラーの方がトラフィカビリティを確保しやすいためである。

また、覆土は現場内に適切な用土が見つからなかったため、購入した粘性土を使用し、解砕土をある程度築堤してから、堤体面に垂直方向に層厚50cmになるように法面に撒き出して、法切りバケットで腹付け整形して仕上げた。



図一 18 初期固化土と砕・転圧土の強度発現特性

### (3) 底泥土の固化前含水比の変動範囲

現場での固化材添加量  $\Delta W_c^*$ は、底泥土の基準含水比  $w_0$  に対して設定しているの、固化処理を行うピット内の底泥土の固化前含水比  $w$  を測定し（午前・午後の2回）、 $w$  と  $w_0$  の差に応じて4章(2)で述べた方法により  $\Delta W_c^*$  の加減をした。なお、底泥土の  $w$  の測定は、底泥土と掘削土を深さ方向に一樣に混合した状態での平均的な値を求めるために、トレンチャーにより固化材スラリーの吐出をしないで固化対象部を計画固化深さまで攪拌混合してから行った。

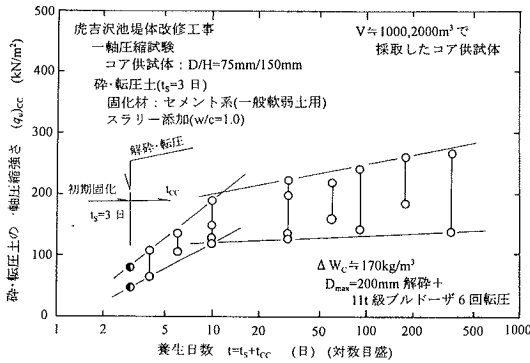
施工中の底泥土あるいは混合泥土の含水比は、底泥土に掘削土が混合された場合ほど低い傾向にあったが、事前の配合試験の基準値の  $w_0=71.5\%$  に対して  $w=61\sim79\%$  の範囲にあった。  $\Delta W_c$  はこれらの含水比に応じて  $\Delta W_c=150\sim190\text{kg/m}^3$  の範囲にあった。

## 6. 傾斜遮水ゾーンの強度・変形特性

### (1) 一軸圧縮試験による強度特性

砕・転圧土は締固め度を高めて強度を確保する通常の築堤土と異なり、 $t_s=3$ 日目まで初期固化させてから、粒径が粗粒から細粒までの広範囲に分布するように解砕した粒子が均一に分布するように撒き出され、隙間のないように転圧されて、その後の養生日数  $t_{cc}$  とともに固化材により化学的に再固化してゆく強度発現を利用したものである。

図-18には初期固土と砕・転圧土の養生期間  $t (=t_s + t_{cc})$  の経過による強度発現傾向を確認するために、V=1000m<sup>3</sup>と2000m<sup>3</sup>まで築堤した各段階で初期固化土と砕・転圧土の各地盤から不攪乱状態で採取したコア供試体 (D/H=75mm/150mm) の一軸圧縮試験から求めた約1ヶ

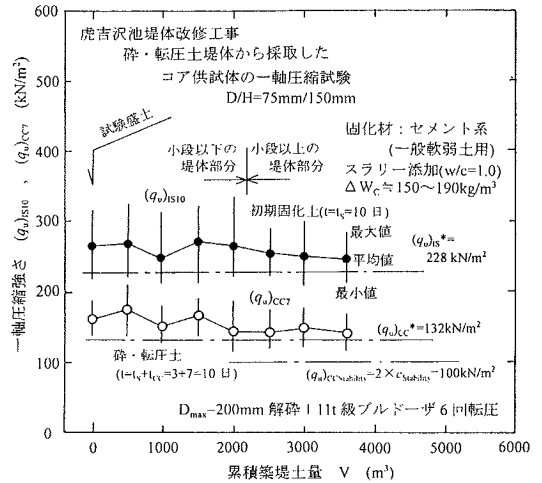


図一 19 砕・転圧土の長期的な強度発現特性 (片対数)

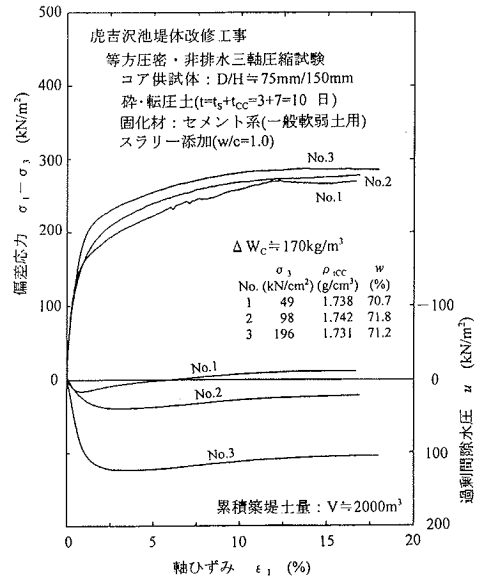
月までの $(q_u)_{s10}$  (●印),  $(q_u)_{cc7}$  (○印)  $\sim t$  ( $=t_s+t_{cc}$ ) 関係を示す。図から $(q_u)_{s10}$ と $(q_u)_{cc7}$ は $t$ とともに増加してゆくが、 $t=t_s+t_{cc}=3+7=10$ 日以降になるとこの増加傾向が低下してくる。また強度のパラツキ範囲は初期固化土では大きい。砕・転圧土では小さくなり、より均一な状態にあることがわかる。このような固化処理土のパラツキは固化材の混合ムラや含水比の相違によるものと思われる。そして、このパラツキは、密度や含水比などの土の性状の相違による通常の築堤土の場合に比較して大きい。砕・転圧土として使用しているため通常の固化処理土に比較するとかなり少なくなっている。

図一 19には、さらに長期にわたる砕・転圧土の強度発現特性を詳細に調べるために、同じ築堤段階での砕・転圧土のコア供試体の約半年間までの $(q_u)_{cc} \sim t$  ( $=t_s+t_{cc}$ ) 関係を片対数グラフにプロットした関係を示す。この図から、強度発現は $t=10$ 日程度まで大きい。その後この増加傾向は急激に小さくなる。そして、この強度発現傾向は $t=10$ 日付近で交差する傾きの異なる2本の直線ではほぼ近似できることがわかる。

次に、図一 20には  $\Delta V \approx 500m^3$  築堤毎に築堤面から採取した初期固化土と砕・転圧土のコア供試体の一軸圧縮試験から求めた $(q_u)_{s10}$ ,  $(q_u)_{cc7}$ を累積築堤土量  $V (= \sum \Delta V)$  に対する関係を示す。記号○, ●は試験した3供試体のうちの平均値を、縦線は試験値の最大～最小値の範囲をそれぞれ示している。図から、平均値は築堤中の施工機械のトラフィカビリティーを確保するために設定された目標値 $(q_u)_{s10}^*$ や $(q_u)_{cc}^*$ を満足していることがわかる。しかし、最小値はこれらの値を下回る場合もあったが、施工中にトラフィカビリティーが確保され、かつ安定に必要な強度 $(q_u)_{cc\text{Stability}}=100kN/m^2$ を満足していれば問題ないとし、必要以上の強度とならないよう $\Delta W_c$ の変更は行わなかった。このような取扱い、砕・転圧盛土工法が堤体安定に必要な強度 $(q_u)_{cc\text{Stability}}$ を有し、かつ既設堤体部との密着性(なじみ)の良い堤体を第一に考えているためである。つまり、



図一 20 築堤過程における強度 $(q_u)_{s10}$ ,  $(q_u)_{cc7} \sim V$  関係



図一 21 砕・転圧土の等方圧密・非排水三軸圧縮試験による $(\sigma_1 - \sigma_3) \cdot u \sim$ 軸ひずみ $\epsilon_1$ 関係

通常の土質改良法のようにただ単に目標強度を満足すればよい訳ではなく、砕・転圧土が堤体安定に必要な強度を超えて剛性が高くなり過ぎ、既設堤体土との密着性を悪化させることや既設堤体を含めた堤体全体の一体性を大きく損うことを避けるためである。

(2) 三軸圧縮試験による強度・変形特性

図一 21には  $V \approx 2000m^3$  まで築堤した時点での築堤面から採取したコア供試体 ( $D/H=75mm/150mm$ ,  $t_s+t_{cc}=3$

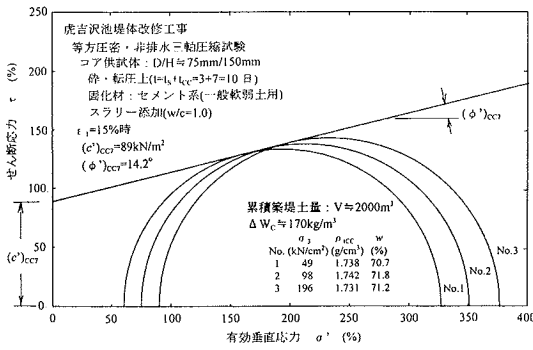


図-2.2 砕・転圧土の等方圧密・非排水三軸圧縮試験による Mohr の応力円と強度パラメータ

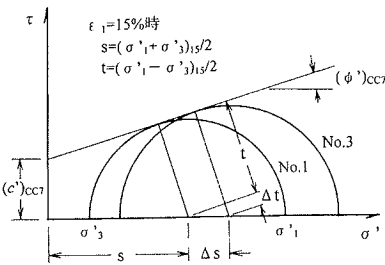


図-2.3 近接した Mohr 円での強度パラメータの算定法

+7=10日)の最小主応力  $\sigma_3=49, 98, 196\text{kN/m}^2$  で実施した等方圧密・非排水三軸圧縮試験から得られた偏差応力  $(\sigma_1 - \sigma_3)$ ・過剰間隙水圧  $u$  ~ 軸ひずみ  $\varepsilon_1$  関係を示す。これより、応力~ひずみ曲線は固化処理土でありながら明確な最大値  $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{max}}$  が現れることなく、後述する既設堤体土に近いひずみ硬化型の形状をしていることがわかる。また、図-2.2には、これらの応力~ひずみ関係から読み取った  $\varepsilon_1=15\%$  時の偏差応力  $(\sigma_1 - \sigma_3)_{15}$  と過剰間隙水圧  $u_{15}$  による有効応力表示の Mohr の応力円の包絡線を描き、これを直線近似して求めた強度パラメータである粘着力  $(c')_{CC7}$  と内部摩擦角  $(\phi')_{CC7}$  を示す。砕・転圧土の強度は拘束圧レベルの影響が小さく、各拘束圧における Mohr の応力円が近接しすぎて各応力円に共通な接線を求めることが難しい。このため、強度パラメータは、図-2.3に概念的に示すように、拘束圧レベル  $\sigma_3=49, 196\text{kN/m}^2$  の2つの Mohr の応力円 (No.1 と No.3) の  $(\sigma'_1, \sigma'_3)$  から定義した  $s=(\sigma'_1 + \sigma'_3)/2$ ,  $t=(\sigma'_1 - \sigma'_3)/2$  の差  $\Delta s$  と  $\Delta t$  を用いて次式

$$(\phi')_{CC7} = \sin^{-1}(\Delta t / \Delta s) \quad (12a)$$

$$(c')_{CC7} = [t - s \cdot \sin(\phi')_{CC7}] / \cos(\phi')_{CC7} \quad (12b)$$

により算定した。砕・転圧土の強度成分は通常の築堤土に

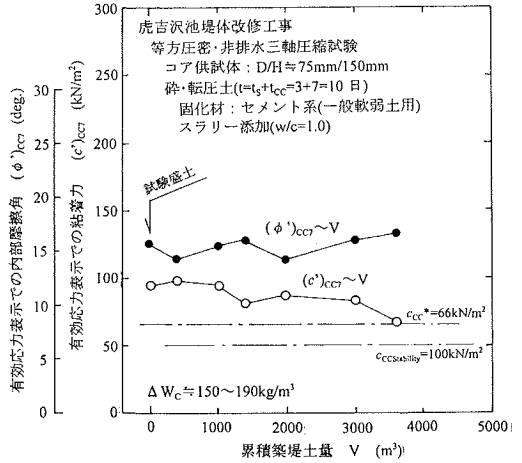


図-2.4 強度パラメータ  $((c')_{CC7}, (\phi')_{CC7})$  ~ 累積築堤土量  $V$  関係

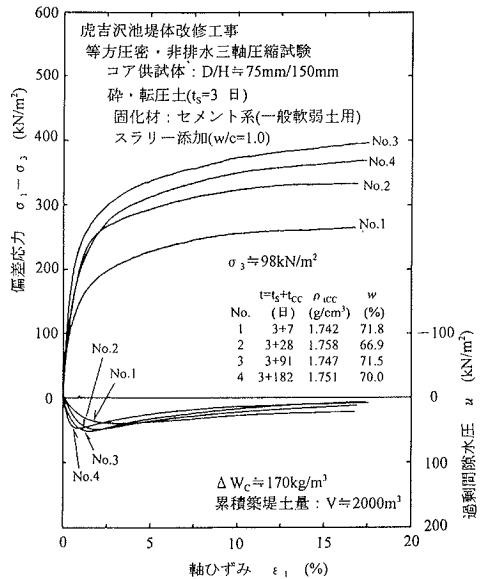


図-2.5 時間経過に伴う砕・転圧土の三軸圧縮試験による  $(\sigma_1 - \sigma_3) \cdot u$  ~ 軸ひずみ  $\varepsilon_1$  関係

比較すると  $(\phi')_{CC}$  が相対的に小さく、非常に大きな  $(c')_{CC}$  から構成されてことがわかる。このような試験を  $\Delta V \approx 500\text{m}^3$  築堤毎に採取したコア供試体について実施して求めた  $((c')_{CC7}, (\phi')_{CC7})$  を  $V$  に対してプロットした関係を図-2.4に示す。この図から、砕・転圧土の  $((c')_{CC7}, (\phi')_{CC7})$  はおおよそ  $(c')_{CC7}=68 \sim 100\text{kN/m}^2$ ,  $(\phi')_{CC7}=14 \sim 16^\circ$  の範囲にあり、かつどの築堤段階でも目標強度  $c_{CC}^* = 66\text{kN/m}^2 (=q_{uCC}^*/2)$  を満足していることがわかる。

次に、砕・転圧土の時間経過  $t=t_s+t_{CC}$  による応力~ひずみ

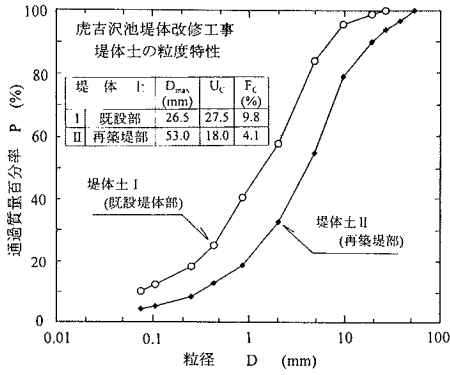


図-2-6 既設堤体土と再築堤土の粒度曲線

特性の変化を調べるために、 $V=2000\text{m}^3$  築堤時に採取したコア供試体の  $t_{CC}=7, 28, 91, 182$  日経過後に等方圧密・非排水三軸圧縮試験を実施して求めた  $(\sigma_1 - \sigma_3) \cdot u \sim \epsilon_1$  関係の変化を図-25に示す。これより、時間経過により強度は増加してゆく傾向はあるものの、応力～ひずみ曲線は明確な最大値が現れることなく通常の築堤土に近い形状のままであること、このため砕・転圧土による傾斜遮水ゾーンは通常の築堤土からなる既設堤体部との間で極端な剛性の相違を生じにくい状態にあると言えよう。また  $u$  も  $t$  によらず同じような  $u \sim \epsilon_1$  挙動をしており変形性に大きな相違がないことを示している。

## 7. 傾斜遮水ゾーンと既設堤体部の応力～ひずみ関係と変形係数の比較

砕・転圧土による傾斜遮水ゾーンは既設堤体部法面に載るように築造されるため、両者が密着性のよい堤体となるためには砕・転圧土の強度・変形特性とともに既設堤体の強度・変形特性も重要となる。虎吉沢池の堤高は低いため、傾斜遮水ゾーン築造により既設堤体に新たに作用する土被り圧の増加は  $\Delta \sigma_v = 40 \sim 60 \text{kN/m}^2$  程度と低く過大な沈下による影響は考えにくい。そこで、ここでは堤体が地震時のように大きな変形をするような場合を想定し、傾斜遮水ゾーンを構成する砕・転圧土、元々の既設堤体土（堤体土 I）、底掘改築部を再築堤した堤体土（堤体土 II）の変形特性の相違について調べた。

### (1) 既設堤体部の締固め・強度特性調査

図-26に既設堤体部の堤体土 I と堤体土 II の粒度曲線をそれぞれ示すが、これより、堤体土 II は堤体土 I よりも粗粒側にあり、 $75 \mu\text{m}$  以下の細粒分含有率が約半分程度になっており、遮水性にやや問題があるように思われる。

図-27には各堤体土の締固め曲線（JISA1210による）

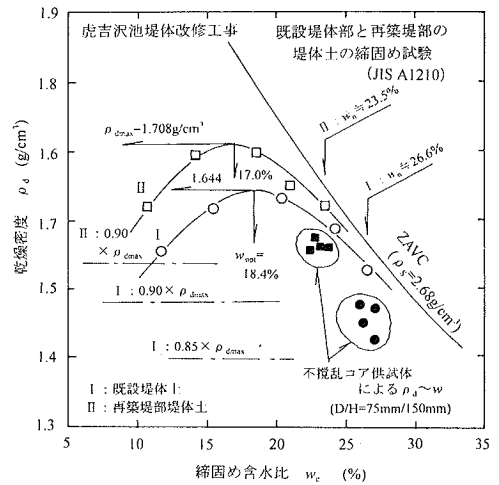


図-2-7 既設堤体土と再築堤土の締固め特性

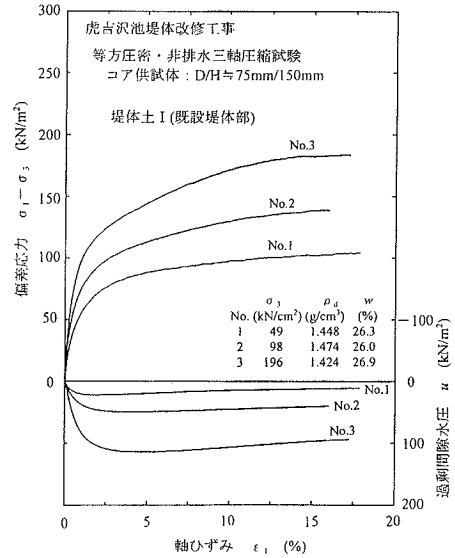


図-2-8 堤体土 I の等方圧密・非排水三軸圧縮試験による  $(\sigma_1 - \sigma_3) \cdot u \sim \epsilon_1$  関係

を示すが（図中の ZAVC はゼロ空気間隙線）、堤体土 II（□印）は堤体土 I（○印）よりも最大乾燥密度  $\rho_{dmax}$  が大きく、最適含水比  $w_{opt}$  が低いこと、また自然含水比  $w_n$  は両堤体土ともに  $w_{opt}$  より湿潤側にあることがわかる。なお、この図には後述する三軸圧縮試験に使用するために不攪乱状態で採取したコア供試体から求めた堤体土 I（●印）と堤体土 II（■印）の密度  $\rho_d$  と含水比  $w$  の関係をそれぞれ示してある。これより、堤体土 I の現況の  $\rho_d$  は締固め度  $D_c (= \rho_d / \rho_{dmax} \times 100\%)$  で表示すると  $D_c = 87 \sim 90\%$

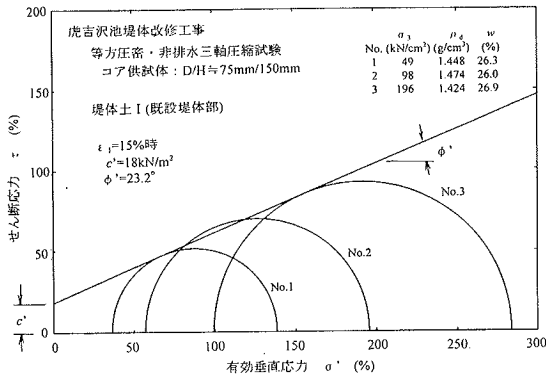


図-29 堤体土Iの等方圧密・非排水三軸圧縮試験によるMohrの応力円と強度パラメータ

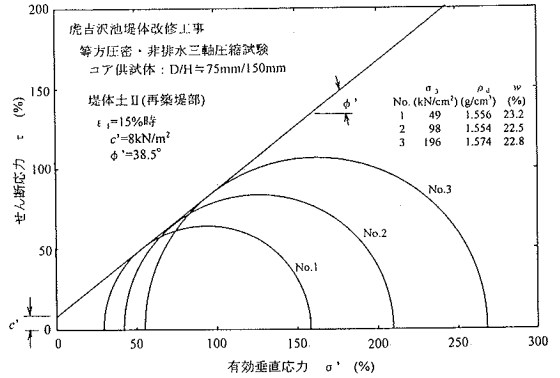


図-31 堤体土IIの等方圧密・非排水三軸圧縮試験によるMohrの応力円と強度パラメータ

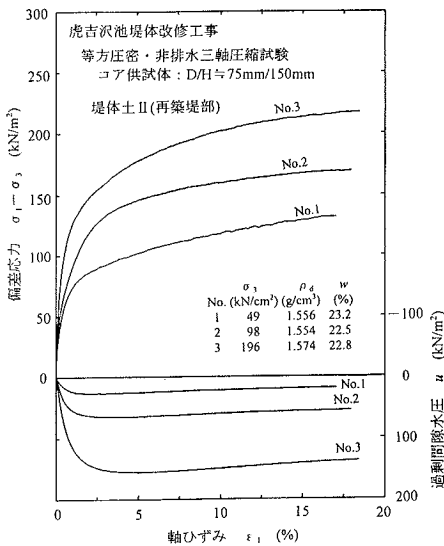


図-30 堤体土IIの等方圧密・非排水三軸圧縮試験による $(\sigma_1 - \sigma_3) \cdot u \sim \epsilon_1$ 関係

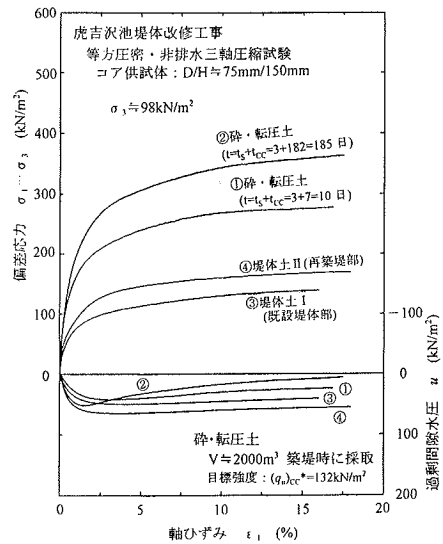


図-32 砕・転圧土、堤体土I、堤体土IIの三軸圧縮試験による $(\sigma_1 - \sigma_3) \cdot u \sim \epsilon_1$ 関係の比較

の範囲にあり、ややバラツキがみられる。このバラツキは、現状堤体土が築堤当初から長年の間に受けた風化等による堤体内の場所による粘土化の進行等により変質したため、その程度がわずかの堤体内位置により異なるためと思われる。一方、再築堤部の堤体土IIは  $D_c=90\%$ 以上で、比較的均一な状態にあることがわかる。

図-28には堤体土Iのコア供試体の等方圧密・非排水三軸圧縮試験から求めた $(\sigma_1 - \sigma_3) \cdot u \sim \epsilon_1$ 関係を示す。そして、図-29には $(\sigma_1 - \sigma_3) \sim \epsilon_1$ 関係の $\epsilon_1=15\%$ 時の $(\sigma_1 - \sigma_3)_{15}$ と $u_{15}$ により描いた有効応力表示のMohrの応力円の包絡線を直線近似して求めた強度パラメータ( $c'$ ,  $\phi'$ )を示す。同様に、図-30と図-31には堤体土IIに関するこれらの関係をそれぞれ示す。これらの図から、堤体土

IIの方がより粒度がやや粗粒側にあることや、より高い締固め状態にあることから、強度も大きいことがわかる。

## (2) 傾斜遮水ゾーンと既設堤体部の応力～ひずみ関係と変形係数の比較

傾斜遮水ゾーンを構成する砕・転圧土 ( $t=ts+tc=3+7=10$ 日)、既設堤体部を構成する堤体土Iと再築堤部の堤体土IIの間の变形特性の相違を調べるために、堤体の各部分から不攪乱状態で採取したコア供試体の $\sigma_3=98\text{kN/m}^2$ における等方圧密・非排水三軸圧縮試験から求めた $(\sigma_1 - \sigma_3) \cdot u \sim \epsilon_1$ 関係の比較を図-32に示す。この図から、3種類の応力～ひずみ曲線のうち、同じ $\epsilon_1$ 値において発揮される強度は砕・転圧土において最も大きく、既設堤体部の堤体

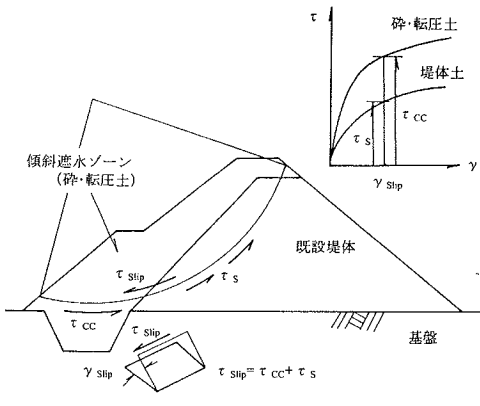


図-3-3 すべり面上の砕・転圧土部と既設堤体部で発揮されるせん断抵抗

土 I, 堤体土 II の約 2~3 倍程度あることがわかる. このような強度差があっても, すべてひずみ硬化型の応力~ひずみ曲線となっているため, 堤体への局所的な変形集中が逐次的に発達して形成されたすべり面上で発揮されるせん断強度は, 図-3-3 に概念的に示すように, 砕・転圧土と既設堤体部において同一ひずみレベルで発揮される強度を単純に加算した強度

$$\tau = \tau_{cc}(\text{砕・転圧土部}) + \tau_s(\text{既設堤体部}) \quad (13)$$

として抵抗してくれるものと考えられる.

次に, 図-3-4 には砕・転圧土や堤体土の剛性差を式(13)における場合と同様に同一ひずみレベルで発揮される強度として評価するために, これらの応力~ひずみ曲線のうち軸ひずみ  $\epsilon_1 = 1.0\%$  の偏差応力  $(\sigma_1 - \sigma_3)_{1.0}$  から算定した割線変形係数  $E_{1.0}$  と応力レベル  $\sigma_3$  の関係を両対数グラフ上にプロットしてある. 図から,  $E_{1.0}$  と  $\sigma_3$  の関係は両対数上でほぼ直線で近似でき, 砕・転圧土の  $E_{1.0}$  は堤体土よりも 2.5~2 倍程度大きい, 応力レベルが低いほどその差が大きくなる傾向にあることがわかる.

このような既設堤体部と砕・転圧土による新設堤体部の間の剛性差がどの程度まで許容できるのかは明らかではないが, ひとつの考え方として, ロックフィルダムのコアゾーンとロックゾーン間の剛性差が参考になろう. 例えば, 播田・久納(1991)<sup>6)</sup>は, 築堤中のロックフィルダムの埋設計器による実測変位から算定したロックゾーンとコアゾーンの変形係数の差は 2~3 倍程度という結果を得ている(実際にはロックゾーンとコアゾーンの間にはフィルターがあり, フィルターとコアゾーンの剛性差はさらに大きい). ロックフィルダムはこれまでに数多く築造されているところから考えると, この程度の剛性差は許容されるものと考えられる. 本事例の堤体は低い堤高でマッシュな形状で

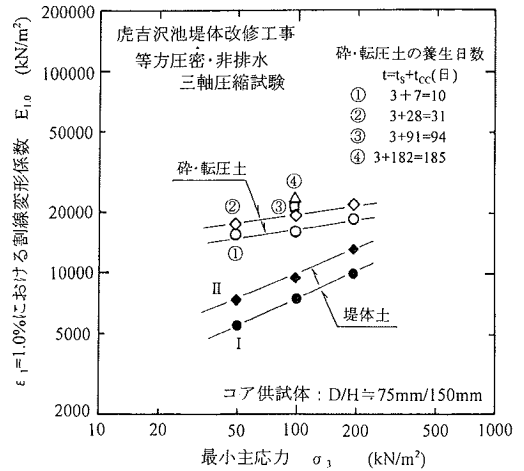


図-3-4 割線変形係数  $E_{1.0}$  と応力レベル  $\sigma_3$  との関係

あることから, 地震時でも剛体に近い挙動をするので大きな変形を受けにくく剛性の相違の影響は相対的に小さいものと思われる. また, 傾斜遮水ゾーンと既設堤体の境界面の勾配はロックフィルダムのロックゾーンとコアゾーンの境界面の勾配に比較してかなりゆるいことなどを考えると許容できる剛性差はロックフィルダムに比較してずっと幅があるように考えられる.

## 8. 傾斜遮水ゾーンの遮水特性

既設堤体の漏水を防止するために築造した傾斜遮水ゾーンの遮水性を確認するために, 約 500m<sup>3</sup> 毎の築堤面から採取したコア供試体 (D/H=75mm/100mm) の三軸透水試験を実施し, さらに築堤面で現場透水試験 (立坑法: JIS 1316 に準じる) を実施した. 図-3-5 には 2~3 供試体の三軸透水試験により求めた  $k_{TC}$  のうち  $\sigma_c = 20\text{kN/m}^2$  における値 ( $k_{TC20}$ ) の最大~最小値の範囲 (○印) と, 2~3 箇所で行った現場透水試験 (立坑法: JIS 1316 に準じて実施) による現場透水係数  $k_{field}$  の範囲 (●印) の累積築堤土量 V に対する関係をそれぞれ示す. この図から, 室内および現場試験による値はともにバラツキがあるが, これらの値は約 10 倍程度の相違があることがわかる. このことは, 室内試験の遮水性基準値が  $k_{lab} \leq 1 \times 10^{-6} \text{cm/sec}$ , 現場試験の遮水性基準値が  $k_{field} \leq 1 \times 10^{-5} \text{cm/sec}$  というように, 室内試験による透水係数が現場試験による透水係数の 1/10 であることを想定して決められている<sup>9)</sup> ことと符号している. そして, ( $k_{TC20}$ ) や  $k_{field}$  のバラツキは地盤の遮水性の非均一性を反映したもので, 現場試験による  $k_{field}$  のバラツキがやや大きいのは試験孔を掘削した時の孔壁面の乱れ, 試験水の濁りや気象の影響と考えられる. いずれにせよ, これ

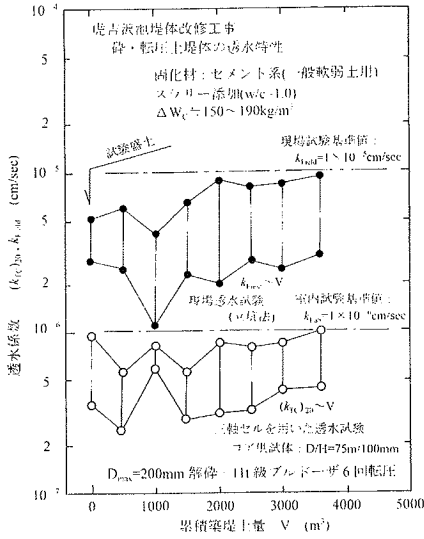


図-35 築堤過程における透水係数( $k_{rc20}$ ,  $k_{field}$ ) $\sim V$  関係

らの値は各遮水性基準値をそれぞれ満足しており、築造した傾斜遮水ゾーンは所要の遮水性を有している。

## 9. 堤体の挙動計測

砕・転圧土で築造した堤体の施工中と施工後の土被り圧  $\sigma_v$ 、過剰間隙水圧  $u$ 、そして圧縮ひずみ  $\varepsilon_v$  を測定するために、底樋の設置断面から右岸側に 4m の堤体断面内の図-36 に示す位置に土圧計、間隙水圧計、地中変位計を埋設した。図-37 には EP1 位置の土圧計で測定した築堤(土被り深さ  $Z$ )に伴う土圧  $\sigma_v$  と P1 位置の間隙水圧計で測定した築堤に伴う  $u$  に対する土柱質量から算定した土被り圧  $\rho_{cc} \cdot g \cdot Z$  の関係を示す( $\rho_{cc}$ : 砕・転圧土の平均密度,  $g$ : 重力加速度)。この図から以下のことがわかる。 $\sigma_v$  の測定値は通常の築堤土と同様に土被り  $Z$  とともに増加し、かつ土柱質量算定値よりもやや小さいが、傾向的に比較的良好一致を見せている。また、 $u$  の測定値は築堤に伴う発生は小さく、土柱質量に対して一割程度であり ( $u(\rho_{cc} \cdot g \cdot Z) \leq 0.1$ )、築堤に伴って非常に大きな過剰間隙水圧が発生する通常のコア土(特に高塑性・高含水の粘性質土のようなもの)との相違を示している。これは、砕・転圧土には時間経過による強度発現  $\Delta(q_{acc})$  があるが、この  $\Delta(q_{acc})$  が築堤後による土被り圧増加  $\Delta\sigma_v$  より大きく、 $u$  が発生しにくいと思われる。このことから、砕・転圧土の築堤では通常のコア土のように築堤中に発生する  $u$  の消散を待って築堤中の堤体の安定性を確保するために築堤速度の制御は必要ないことがわかる。

地中ひずみ  $\varepsilon_{vm}$  は、ストローク 100mm のロッド型変位

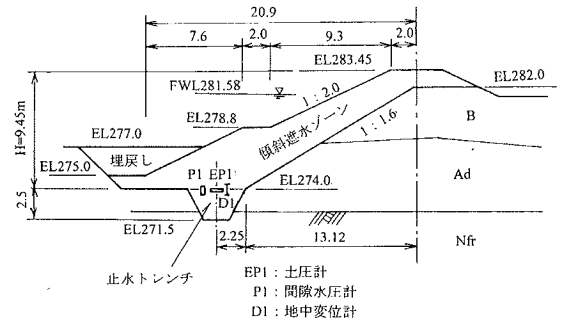


図-36 土圧計、間隙水圧計、地中変位計の埋設位置

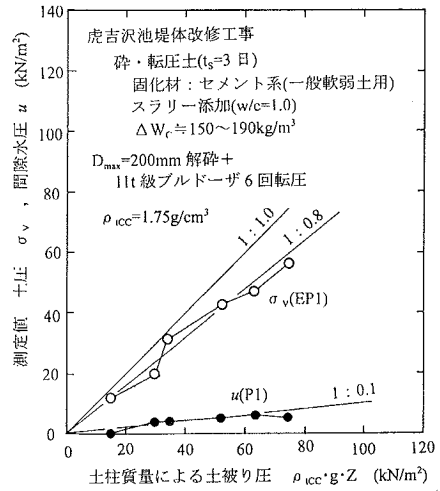


図-37 土圧計と間隙水圧計の計測結果

計 ( $\phi 48.6\text{mm} \times$ ゼロストローク時全長 700mm の両端に等辺山形鋼からなる測定板を固定したもの) を D1 位置に鉛直方向に埋設して測定した。測定結果によると、土被り深さが浅いため生じるひずみは  $\varepsilon_v = 0.3 \sim 0.4\%$  程度で非常に小さく、さらに築堤終了前にひずみの進行はほぼ収束していた。これは傾斜遮水ゾーン築造による土被り圧の増加  $\Delta\sigma_v$  よりも固化強度の増加  $\Delta(q_{acc})$  が大きいためと考えられる ( $\Delta\sigma_v < \Delta(q_{acc})$ )。

## 10. あとがき

本報告は、固化処理した底泥土を築堤土として有効活用し、底泥土の除去処分と堤体改修を同時に可能にした砕・転圧盛土工法により、あるため池の堤体の漏水対策としての傾斜遮水ゾーンを築造した事例の紹介と、そこでの目標強度の設定や目標強度を現場で確保するための固化材添



加量 $\Delta W_c$ を決定するための設計法や、施工手順について説明した。また固化処理した底泥土により築造した傾斜遮水ゾーンの強度や遮水性について、築堤面から採取したコア供試体の各種試験や現場試験により調査した。そして、この傾斜遮水ゾーンは目標強度を満足し、さらに固化処理土であるが砕・転圧土としているため比較的均一な状態にあること、また透水係数も目標値を満足し十分な遮水性があることが確認できた。

さらに、砕・転圧土による傾斜遮水ゾーンが既設堤体の前法面に載るように築造されるため、互いの密着性(なじみ)や堤体全体の一体性を考えるとこれらの応力~ひずみ特性や剛性の相違が重要である。そこで、砕・転圧土と既設堤体土の応力~ひずみ曲線を比較したが、これらは強度差があってもすべてひずみ硬化型の応力~ひずみ曲線となっているため、堤体への局部的な変形集中が逐次的に発達して形成されたすべり面上で発揮されるせん断強度は砕・転圧土部と既設堤体部の同一ひずみで発揮される強度を単純に加算した合算強度として抵抗してくれるものと考えられる。また、砕・転圧土と既設堤体土の変形係数の差は2~2.5倍程度あるが、本事例のように堤高が小さくマシブな堤体形状である場合には地震時でも剛体に近い挙動をするので大きな変形を受けにくく剛性の相違の影響は相対的に小さいものと思われる。

以上の築堤中に得られた各種試験データは今後の同様の改修工事に参考になるものと思われる。今後もこのような試験データの蓄積は必要であるが、施工面では以下のような事項が課題となろう。全国には早急に改修を必要とするため池は約2万箇所あると見積もられており<sup>7)</sup>、これらのうち大多数はここで対象としたような堤高10m未満の小規模なものである。このため、小規模な改修工事に適用

できる、あるいは狭隘地でも搬入できる小型のプラントや施工機械を含む施工システムの確立が必要と思われる。また、この工法は池内に堆積した底泥土の土捨て処分地を確保できない場合には、購入土を用いた従来の改修法に比較して約1~2割程度経済的である。このため、この工法は所要の強度や遮水性を有する築堤土の調達が困難になりつつある最近の状況を考えると、効率的な改修に役に立つものと確信している。

#### 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) 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) (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, p.58, 1994.
- 5) 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.
- 6) 播田一雄, 久納 誠: 実用的なフィルダムの実測値による応力・ひずみ解析, ダム技術, No.57, pp.53-59, 1991.
- 7) 老朽ため池整備研究会: 老朽ため池便覧(昭和57年度版), pp.42-43, 公共事業通信社, 1982.

(2003.6.17 受付)

## CASE STUDY OF SLOPING CORE ZONE CONSTRUCTED BY CEMENT-STABILIZED MUDDY SOIL FOR LEAKAGE CONTROL IN SMALL EARTH DAM

Shinji FUKUSHIMA, Shigeru TANI, Akira KITAJIMA and Kazuo ISHIGURO

Most of irrigation reservoir dams were mostly accumulated with a mud soil in reservoir that caused the pollution and the shortage of reserved water. This mud soil generally is high-water-content and very soft clayey soil. In order to make efficient use of such a problematic soil as embankment soil, we have developed a new type method to repair the damaged embankment by means of the stabilized mud soil with cement stabilizer.

This paper describes the case study of sloping core zone constructed by cement-stabilized muddy soil that applied this method to prevent the leakage of an old small earth dam. It also represents the test results investigated the strength and permeability characteristics of the sloping core zone.