

# 堤体土に底泥土を混合した粒度調整土の 遮水用築堤土への適用性

福島伸二<sup>1</sup>・北島 明<sup>2</sup>・谷 茂<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 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>3</sup> 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>4</sup> 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築造年代が古く老朽化して、漏水や堤体破損等に対する早急な改修を必要とされているものが多い。特に市街化が進んだ地域では適切な遮水用築堤土を近傍から入手しにくくなっており、漏水対策工事の実施が難しくなっている。この状況の解決のためには、既設堤体土に貯水池内に堆積した底泥土を混合した粒度調整土による築堤土の現地調達法が考えられる。ここでは底泥土混合により粒度調整して堤体土の遮水用築堤土への適用性を調べた結果を報告する。

**Key Words** : old small earth dam, leakage control, impervious soil, embankment soil, mud soil, mechanical stabilization, thin upstream sloping core

## 1. まえがき

ため池のような小規模ダムは築造年代が古く老朽化し、漏水や堤体破損等に対する速やかな改修を必要とされているものが多い。特に市街化が進んだ地域では、本来の貯水機能の回復や保持だけでなく下流側への二次災害防止のために防災上緊急性のある場合が多いが、適切な遮水用築堤土を近くで確保しにくいいため早急な対策工事の実施を難しくしている。早急な改修のためには、必要な遮水用築堤土は外部で入手するのではなく現地で調達せざるをえなくなっている。

そこで、図-1に概念的に示すように、既設堤体の貯水池側の前法面部を段切り掘削して発生する堤体土に、貯水池内に堆積している底泥土を混合した粒度調整土が遮水用築堤土として適用できれば、築堤土の現地調達が可能となる。この底泥土混合による堤体土の遮水性改良法は高含水比で超軟弱な底泥土の堤体土への混合となるが、堤体土は遮水性の不足があってもわずかである場合が多いため、少量の底泥土混合だけで遮水性の改良が十分達成できるものと考えられる。

これまでの混合土の遮水性に関する研究は、フィルドコア材の粒度調整による遮水性改良に関

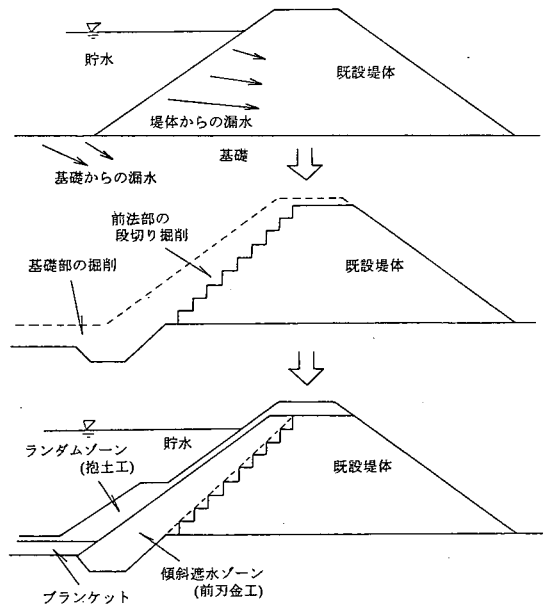


図-1 既設堤体土を底泥土混合により遮水性を改良した粒度調整土の遮水用築堤土への適用 (老朽ため池堤体の漏水防止対策)

するもの<sup>1)</sup>、主に放射性廃棄物埋設を対象に高遮水性を目指した砂とベントナイトの混合土<sup>2)</sup>、ベントナイト等の粘性土に砂や礫を混入した礫混入混合土<sup>3)</sup>による人工遮水材料の研究がある。前者は現地で入手可能な粗・細粒土の組合せから遮水性だけでなく堤体安定に必要な強度も満足するコア材に関する研究であり、混合には大量混合・経済性に重きを置いたストックパイル法を前提としたものである。後者は複数材料の均一な混合と、高遮水性を確保できるプラント混合を前提にしたものである。これらの研究成果は、築堤土を現地で調達する必要がある、混合には経済性からプラントを使用できないため池の漏水対策工事にそのまま適用できない。

本研究では現地調達できる材料として遮水ゾーン築造のために既設堤体の貯水側法面部の掘削により発生する堤体土と底泥土を選択し、これらの組合せによる粒度調整土の遮水用築堤土としての適用性を調べた結果について述べる。

## 2. 底泥土混合粒度調整土の遮水用築堤土への適用

漏水が問題となる堤体では、その経路が特定されている場合を除いて、堤体の前法面を段切り掘削した部分への傾斜遮水ゾーン（前刃金工）の築造や、基礎部の漏水では池底を掘削してブランケットの築造が行われることが多い<sup>4)</sup>。過去の地震により被災したため池の復旧対策の事例<sup>5)~9)</sup>でも傾斜遮水ゾーンによる改修法が多用されているが、この改修方法は、土工量が少なく、既設堤体への影響も少なくすむなど、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。

そこで、漏水対策として既設堤体の前法部を掘削して傾斜遮水ゾーンを築造することを前提に、そこを掘削して発生する堤体土の活用を考える。既設の堤体土はこれまでに貯水機能を果たしてきたので、その遮水性が不足していてもほんのわずかで、原因は堤体土の細粒分の不足によるものである。そこで、細粒分の不足分を池内に堆積した底泥土を混合して補充すれば、堤体土の遮水性を改良でき、遮水用築堤土の現地調達が可能である。

## 3. 使用した試料とその締固め特性

試験に使用した堤体土と底泥土の粒度曲線を図

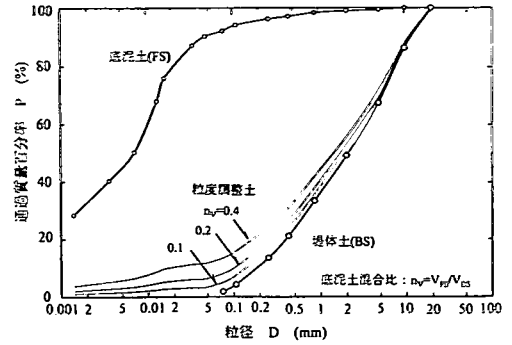


図-2 使用した堤体土、底泥土、粒度調整土( $n_v=0.1 \sim 0.4$ )の粒度曲線

2にそれぞれ示す。堤体土は堤体の下流側法面の小段部の地表面下約1mの位置から掘削採取したもので、自然含水比 $w_n=12.7\%$ で、後述する最適含水比 $w_{opt}$ に近いやや乾燥側の状態にあり、シルト以下の細粒分の少ないものである。また底泥土は池の最深部付近から潜水夫により採取したもので、含水比 $w_0=120\%$ に調整したものである。 $w_0$ は、池の水落し後ある期間放置して底泥土の含水比低下が少なくなった状態を再現するために、採取してきた底泥土をよくかき混ぜて一週間放置し浮き出た水を取り除いて調整したものである。

堤体土(BS)への底泥土(FS)の混合比は湿潤状態における体積比

$$n_v = V_{FS}/V_{BS} \quad (1-1)$$

$$= (\rho_{BS}/\rho_{FS}) \cdot (M_{FS}/M_{BS}) \quad (1-2)$$

により表示する。ここでは、堤体土の湿潤単位質量 $\rho_{BS}$  ( $=M_{BS}/V_{BS}$ )は後述する堤体土の締固め試験の結果より推定される締固め度 $D_c=90\%$ に相当する $\rho_{BS}=1.89\text{g/cm}^3$ とした。また底泥土の湿潤単位質量 $\rho_{FS}$  ( $=M_{FS}/V_{FS}$ )は高含水比土の湿潤単位質量 $\rho_1$ ~含水比 $w$ 関係<sup>10)</sup>における $w_0=120\%$ に相当する値 $\rho_{FS}=1.37\text{g/cm}^3$ とした。粒度調整土は、所定の $n_v$ になるように計量した堤体土と底泥土を、小型ミキサーにより2分間攪拌混合して準備した。これらの $n_v$ を変えて底泥土を混合した粒度調整土の代表的な粒度曲線を図-2に示してある。

本論文では、堤体土あるいは粒度調整土の含水比は重要な指標となるので図-3に示すように定義した。すなわち、堤体土単体の基本準含水比は、 $w_{opt}$ よりも乾燥側の含水状態として $w_{nd}$ （ここではこれを採取時の自然含水比 $w_n$ とする）、 $w_{opt}$ よりも

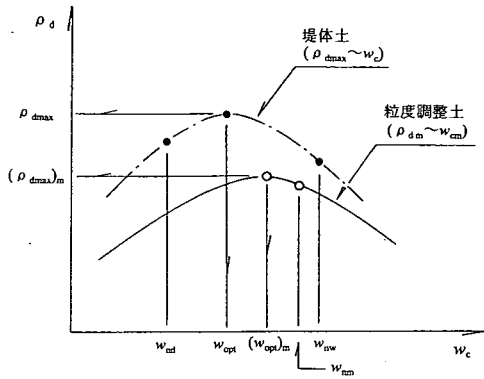


図-3 堤体土と粒度調整土の含水状態の表示

湿潤側の含水状態として  $w_{nw}$  の2種類を設定した。そして、供試体の締固め時の含水比はこれらの  $w_{nd}$  あるいは  $w_{nw}$  の状態から加水あるいは乾燥させるなどして種々変えたが、この時の含水比を  $w_c$  により表示した。一方、粒度調整土では堤体土と区別するためにすべて添字  $m$  を付けて表示するものとし、 $w_{opt}$  は  $(w_{opt})_m$  ( $\rho_{dmax}$  は  $(\rho_{dmax})_m$ ) により、また堤体土 ( $w_{nd}$  の場合のみ) に底泥土をある  $n_v$  で混合した時の混合含水比は  $w_{nm}$  により、この状態から締固め時の含水比を変えるために加水あるいは乾燥させた時の含水比は  $w_{cm}$  により表示した。

堤体土単体の供試体は自然含水比  $w_n = w_{nd} = 12.7\%$  にある堤体土を加水あるいは乾燥させるなどして締固め時の含水比  $w_c$  を種々変えて作製したもので、標準締固め試験(JIS A1210, A-c法)による乾燥密度  $\rho_d \sim w_c$  の関係(●印)を図-4に示す。またこの図には  $w_{nd} = 12.7\%$  の堤体土に底泥土を  $n_v = 0.05 \sim 0.20$  の範囲内で一定の  $n_v$  で混合した粒度調整土 ( $w_{nm}$ ) を加水あるいは乾燥させるなどして締固め時の含水比  $w_{cm}$  を変えて試料の標準締固め試験から求めた  $\rho_{dm} \sim w_{cm}$  関係のうち  $n_v = 0.05, 0.10, 0.15$  のデータのみ(□, ◇, △印)をそれぞれ示す。この図から、粒度調整土の  $\rho_{dm} \sim w_{cm}$  曲線は  $n_v$  の増加に伴いゼロ空気間隙曲線(ZAVC)に沿って右下方に移動し、 $(\rho_{dmax})_m$  が減少し、 $(w_{opt})_m$  が増加することがわかる。

粒度調整土の締固め試験から得られた  $(\rho_{dmax})_m$ 、 $(w_{opt})_m$ 、 $w_{nm}$  は、図-5に示すように、 $n_v$  に対してほぼ直線的に変化することがわかる。そしてもともとの堤体土の  $w_c$  が  $w_{opt}$  より乾燥側 ( $w_c < w_{opt}$ ) にあった場合でも、底泥土混合量が  $n_v \geq 0.05$  となると粒度調整土の  $w_{cm}$  は  $(w_{opt})_m$  より湿潤側になってしまうことがわかる。

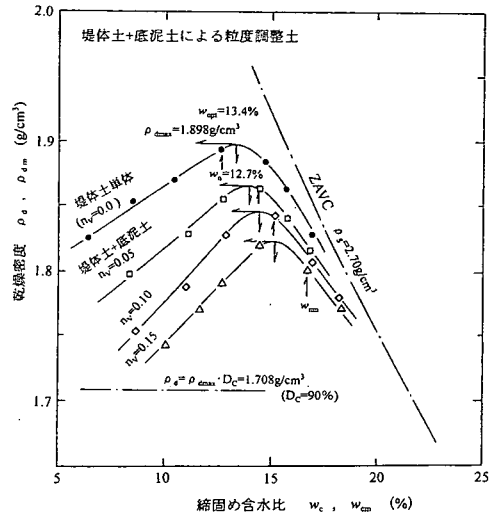


図-4 堤体土と粒度調整土の締固め曲線

| 記号 | 混合比<br>$n_v = V_{FS}/V_{BS}$ | 最大乾燥密度<br>$\rho_{dmax}, (\rho_{dmax})_m$<br>( $g/cm^3$ ) | 最適含水比<br>$w_{opt}, (w_{opt})_m$<br>(%) | 自然含水比<br>$w_n, w_{cm}$<br>(%) |
|----|------------------------------|--|--|-------------------------------|
| ●  | 0.00                         | 1.898  | 13.4                                   | 12.7                          |
| ○  | 0.025                        | 1.877  | 13.8                                   | 13.2                          |
| □  | 0.05                         | 1.868  | 14.1                                   | 14.4                          |
| ◇  | 0.10                         | 1.846  | 14.5                                   | 15.1                          |
| △  | 0.15                         | 1.824  | 15.2                                   | 16.8                          |
| ▽  | 0.20                         | 1.813  | 15.8                                   | 18.5                          |

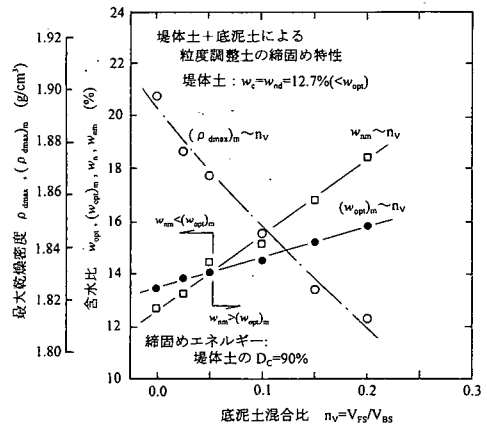


図-5 粒度調整土の  $(\rho_{dmax})_m$ 、 $(w_{opt})_m$ 、 $w_{nm} \sim n_v$  関係

また、 $(\rho_{dmax})_m$ 、 $(w_{opt})_m \sim w_{nm}$  関係においても、図-6に示すように、ほぼ直線関係が成り立つようである。実施工ではある一定の  $n_v$  で堤体土に底泥土を混合して粒度調整してもある程度のバラツキがどうしても生じてしまう。そのため  $n_v$  のバラツキに応じて  $(\rho_{dmax})_m$  の値が変動することになり、室内締固め試験により求めた粒度調整土の  $(\rho_{dmax})_m$

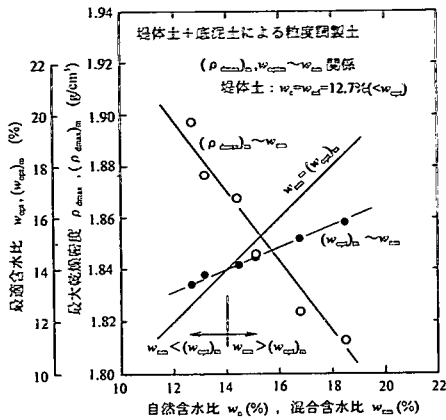


図-6 粒度調整土の $(\rho_{dmax})_m$ ,  $(w_{opt})_m \sim w_{nm}$  関係

は築堤中の締固め度の管理に役に立たないことになる。このような場合の締固め度の管理に図-6の関係が利用できる。つまり、母材である堤体土の $w_n$ が一定であるとすれば、 $n_v$ のバラツキは粒度調整土の $w_{nm}$ の変化となって現れるから、粒度調整土による築堤時に測定した $w_{nm}$ と、予め求めておいた理想的な混合条件での図-6に示したような $(\rho_{dmax})_m \sim w_{nm}$ 関係より、 $w_{nm}$ に相当する $(\rho_{dmax})_m$ は推定できる。そこで、築堤中の締固め度は、この $n_v$ のバラツキを考慮した $(\rho_{dmax})_m$ と、 $w_{nm}$ 測定時に同時に測定した $\rho_{dm}$ から

$$D_{Cm} = [\rho_{dm} / (\rho_{dmax})_m] \times 100 \quad (2)$$

により管理することができる $(\rho_{dm} \rightarrow w_{nm} \rightarrow (\rho_{dmax})_m \rightarrow D_{Cm})$ 。

#### 4. 粒度調整土の透水特性

##### (1) 三軸セルを用いた透水試験法

堤体土に底泥土を混合した粒度調整土の透水特性を調べるために透水試験を実施した。なお、ダムのような堤体内の土要素はある拘束応力下におかれるため、透水係数はその拘束応力状態に強く依存する。そのため、透水試験はすべて明確な応力条件下での透水係数を調べられる三軸セルを用いた透水試験法(変水位型)<sup>11), 12)</sup>を採用した。

供試体はすべてD/H=100mm/100mmの二つ割りモールド内で、高さ12cmまでを3層に分けて(層厚約40mm)、24.5Nランマーにより締固め時含水

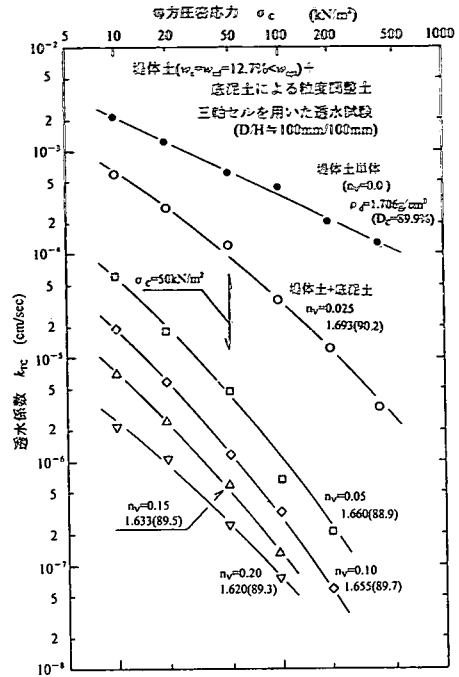


図-7 粒度調整土の $k_{TC} \sim \sigma_c$ 関係 ( $w_c < w_{opt}$ )

比 $w_c$ が $w_n = w_{nd} = 12.7\% (< w_{opt})$ の堤体土単体を $D_c = 90\%$ に締固めることができる締固めエネルギー $E_{C90}$ で突固め、上端部の余盛分をカットして準備した。なお、本論文では各種の寸法・形状の供試体を使用したが、これらの供試体はすべて上記の $E_{C90}$ になるように、ランマーの重量や突固め回数を変えて締固め試験での層厚に合わせた約35~40mm層厚で突き固めて準備した。

供試体は、その上・下端面にフィルターの役割をするポーラスストーンを設置し、厚さ0.3mmのゴムスリーブで包んで三軸セル内にセットし、等方圧密応力 $\sigma_c = 10 \text{ kN/m}^2$ で初期圧密した。そして供試体には完全飽和させるために炭酸ガスを通してから脱気水を流し、さらに背圧 $\sigma_{BP} = 98 \text{ kN/m}^2$ を加えた(B値は0.96以上を確保)。透水試験は $\sigma_c$ を段階的に増加させ、各応力段階毎の圧密終了後に実施し透水係数 $k_{TC}$ を求めた( $k_{TC}$ の算定法は参考文献11), 12)を参照)。

##### (2) 透水係数に及ぼす底泥土混合量 $n_v$ の影響

図-7には、 $w_c$ が $w_{opt}$ より乾燥側( $w_{nd} = 12.7\% < w_{opt}$ )にある堤体土に $n_v$ を変えて底泥土を混合した粒度調整土の透水試験から得られた $\sigma_c \sim k_{TC}$ 関係を示す。また、図-8には $w_c$ が $w_{opt}$ より湿潤側

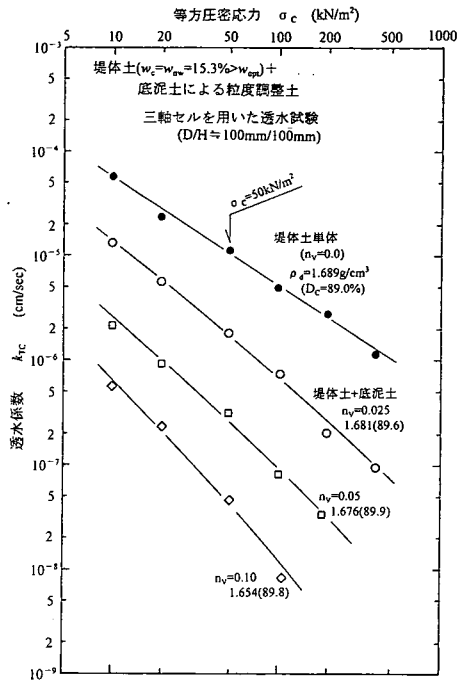


図-8 粒度調整土の  $k_{TC} \sim \sigma_c$  関係 ( $w_c > w_{opt}$ )

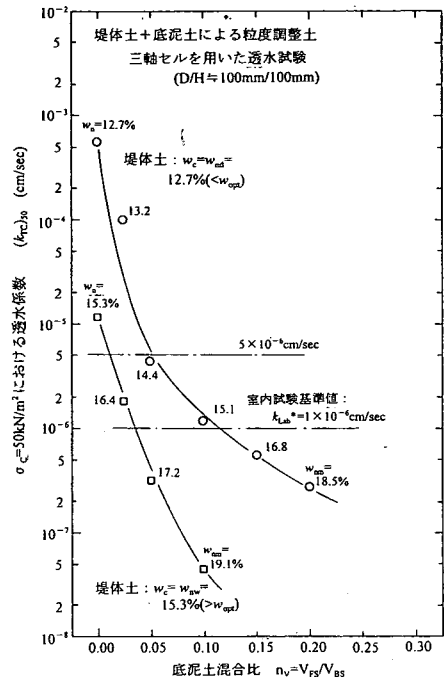


図-9 粒度調整土の  $(k_{TC})_{50} \sim n_v$  関係

( $w_{nw} = 15.3\% > w_{opt}$ ) の堤体土に  $n_v$  を変えて底泥土を混合した粒度調整土の  $\sigma_c \sim k_{TC}$  関係を示す。これらの図から以下のことがわかる。粒度調整土の  $k_{TC}$  は堤体土の基本含水比  $w_{nd}$  あるいは  $w_{nw}$  にかかわらず、 $n_v$  が増加すると大幅に低下することがわかる。つまり、この堤体土は原土状態では十分な遮水性はなく、例えば  $w_c$  が  $w_{opt}$  より乾燥側 ( $w_c < w_{nd}$ ) の状態で応力領域  $\sigma_c = 10 \sim 100 \text{ kN/m}^2$  において  $k_{TC} = 2 \times 10^{-3} \sim 4 \times 10^{-4} \text{ cm/sec}$  であるが、 $k_{TC}$  は底泥土を  $n_v = 0.10$  程度混合するだけで 1~2 オーダー以上低下することがわかる。このことは図-9 に示す応力レベル  $\sigma_c = 50 \text{ kN/m}^2$  (堤高 10m 程度の小規模ダムに漏水対策として築造される傾斜遮水ゾーン内の応力レベルとして想定) における透水係数  $(k_{TC})_{50}$  と  $n_v$  の関係からよくわかる。

次に粒度調整土の  $k_{TC}$  が母材である堤体土の基本含水比  $w_{nd}$  あるいは  $w_{nw}$  から受ける影響についてみてみよう。粒度調整土の  $k_{TC}$  は、基準含水比が  $w_{opt}$  の乾燥側の  $w_{nd} (< w_{opt})$  にあるか、あるいは湿潤側の  $w_{nw} (> w_{opt})$  にあるかにより異なり、湿潤側では乾燥側においてよりもワンオーダー以上も小さい値となっている。このため、粒度調整土が同じ遮水性を有するために必要な底泥土混合量は少なくてよい。例えば室内試験による遮水性基

準値<sup>13)</sup>

$$k_{Lab}^* = 1.0 \times 10^{-6} \text{ (} 5.0 \times 10^{-6} \text{) cm/sec}$$

をほぼ満足するために必要な底泥土混合量は以下のようなになる。なお、上記の括弧内の基準値は、最新の土地改良事業設計指針「ため池整備」<sup>14)</sup>により、材料選択の自由度を大きくすることを目的に堤体の浸透に対する安定性について十分検討し必要な対策を講じることを条件に若干緩和された値である。堤体土の  $w_c$  が  $w_{opt}$  より乾燥側  $w_{nd} (< w_{opt})$  の場合には  $n_v \geq 0.10$ 、これに対して湿潤側  $w_{nw} (> w_{opt})$  の場合には  $n_v \geq 0.05$  となる。ただし、粒度調整土は、母材である堤体土の  $w_c$  が  $w_{opt}$  よりも湿潤側の  $w_{nw} (> w_{opt})$  にある場合(堤体の貯水池側にある前法部を段切り掘削して発生する堤体土ではこのような状態となっていると思われる)には、図-9における記号脇に数値で示す底泥土混合後の含水比  $w_{nm}$  からわかるように、乾燥側  $w_{nd} (< w_{opt})$  にある場合よりも高くなってしまったため、泥濁化しやすくトラフィカビリティーを確保するのが難しくなる場合があるので注意が必要である。

次に、粒度調整土の遮水性と細粒分含有量の関係について考察したい。これまでに提案されている遮水用築堤土に必要な  $75 \mu\text{m}$  以下の細粒分含有率  $FC(-75 \mu\text{m})$  は、例えば土地改良事業計画設計

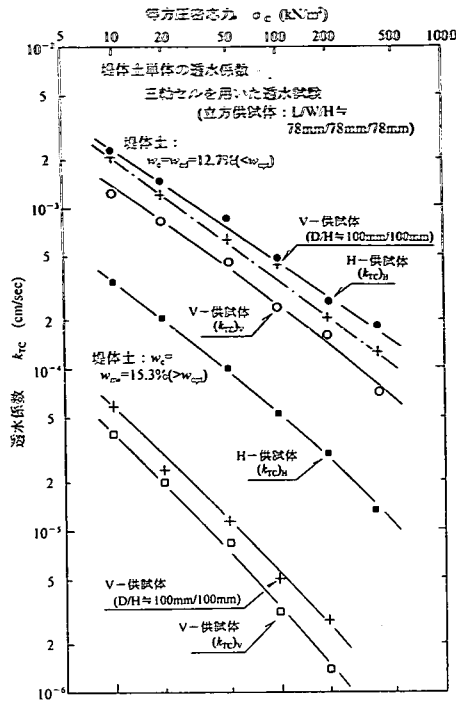


図-10 堤体土単体の  $k_{TC}$  におけるの異方性

基準-設計・ダム-<sup>13)</sup>では  $FC(-75\mu m) > 8\%$ 、河川砂防技術基準(案)<sup>15)</sup>では  $FC(-75\mu m) > 10\%$ としている。遮水性を確保できるまで底泥土を混合した粒度調整土は、図-2に示した粒度曲線からわかるように、 $n_v = 0.05 \sim 0.10$  相当で  $FC(-75\mu m) < 5\%$ であり、上記の基準よりもやや少ない。これは後述するように底泥土混合後の粒度調整土の  $w_{nm}$  が透水係数が小さくなる( $w_{opt}$ )<sub>m</sub> を越えた湿潤側にあるためである(図-5より  $w_{nm} > (w_{opt})_m$  となるのは  $n_v \geq 0.05$  の時である)。

### (3) 透水係数における異方性

一般に、層状に撒出して締固めた土はその締固め面に対して平行な方向と垂直な方向とで透水係数が相違する。そこで、透水係数における異方性に及ぼす締固め時の含水比  $w_c$  (あるいは  $w_{cm}$ ) の影響を調べるために、 $w_c$  を変えた堤体土と、 $w_{cm}$  を変えた  $n_v = 0.10$  の粒度調整土の締固め面に対して透水方向を変えた試験を実施した。供試体は寸法  $L \times W \times H = 78\text{mm} \times 78\text{mm} \times 78\text{mm}$  の立方体モールド内で  $E_{c90}$  により突固めて作製し、透水方向は締固め面に対して直交方向 ( $(k_{TC})_V$ : V-供試体) と平行方向 ( $(k_{TC})_H$ : H-供試体) に変えた。

図-10には堤体土単体の  $k_{TC}$  の異方性を調べ

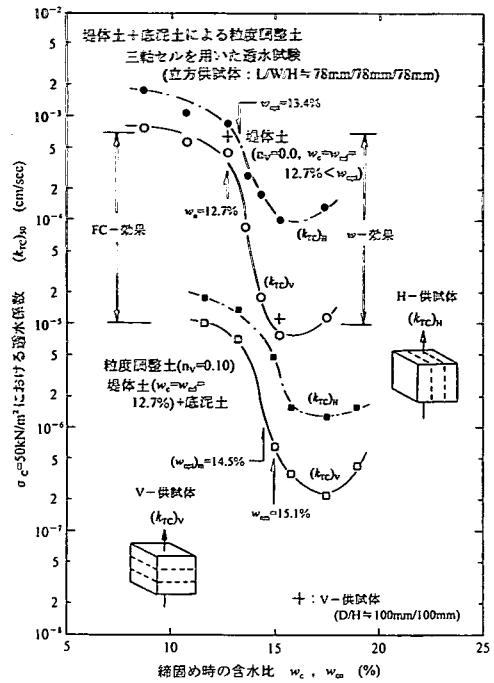


図-11 堤体土と粒度調整土における  $k_{TC}$  の異方性と締固め時の含水比  $w_c$  ( $w_{cm}$ ) の関係

た結果を示してある。 $w_c$  が  $w_{opt}$  の乾燥側 ( $w_{nd} = 12.7\% < w_{opt}$ ) で突固めた立方体形の V-供試体 (○印) と H-供試体 (●印) の試験から得られた  $(k_{TC})_V$ 、 $(k_{TC})_H \sim \sigma_c$  関係である (+印は円柱形の V-供試体  $D/H = 100\text{mm}/100\text{mm}$  のデータ)。またこの図には堤体土の  $w_c$  を  $w_{opt}$  の湿潤側 ( $w_{nw} = 15.3\% > w_{opt}$ ) で突固めて作製した立方体形の V-供試体 (□印) と H-供試体 (■印) の試験から得られた同様な関係もそれぞれ示す。この図から、締固め土の透水係数には異方性があり、その締固め面に対して直交する方向  $(k_{TC})_V$  より平行な方向  $(k_{TC})_H$  の方が大きいことがわかる。またこの異方性の程度は、締固め時の  $w_c$  により異なり、 $w_c$  が  $w_{opt}$  より乾燥側の  $w_{nd} (< w_{opt})$  にある場合より湿潤側の  $w_{nw} (> w_{opt})$  にある場合において顕著であり、 $(k_{TC})_H$  は  $(k_{TC})_V$  よりもワンオーダー以上大きい。

このことをさらに詳細に調べるために、 $w_c$  を変えて突固めた堤体土単体の供試体と、粒度調整土 ( $n_v = 0.10$ ) の  $w_{cm}$  を変えて突固めた供試体の透水試験を実施し、応力レベル  $\sigma_c = 50\text{kN/m}^2$  における透水係数  $(k_{TC})_{50}$  と  $w_c$  (あるいは  $w_{cm}$ ) の関係を求めたのが図-11である。この図から以下のことがわかる。堤体土単体、粒度調整土ともに、異方性  $(k_{TC})_V < (k_{TC})_H$  があるが、その程度は締固め時の

含水比  $w_c$  (あるいは  $w_{cm}$ ) により異なり、 $w_{opt}$  (あるいは  $(w_{opt})_m$ ) の湿潤側において顕著である。このような締固め土の異方性は Fukushima and Ishii(1986)<sup>11)</sup>によるフィルダムコア材における傾向と同じである。そしてこの現象は、Lambe(1958)<sup>15)</sup>や Seed and Chan(1959)<sup>17)・18)</sup>が指摘しているように、土粒子は  $w_{opt}$  より乾燥側での締固めではランダム構造に、また湿潤側での締固めでは異方性構造に堆積しやすいためと考えられる。このように、透水係数は細粒分含有量だけでなく、締固め時の含水比  $w_c$  (あるいは  $w_{cm}$ ) が  $w_{opt}$  (あるいは  $(w_{opt})_m$ ) の乾燥側か湿潤側かのどちらかにあるかにより大きく異なり、その異方性にも大きな影響を及ぼす。つまり細粒分を含む土の透水係数は、砂質土のように密度だけで決まらず、同じ締固めエネルギーで締固めてもその時の含水比により土粒子の堆積構造が相違し同じ密度でもその空隙の分布や形状が異なるためと思われる。そしてこのような  $w_c$  の異なる土の透水係数は  $w_c$  (あるいは  $w_{cm}$ ) が  $w_{opt}$  (あるいは  $(w_{opt})_m$ ) よりやや湿潤側で最小となり、乾燥側における透水係数より 1~2 オーダー以上も小さい値になっている。このような  $w_{opt}$  (あるいは  $(w_{opt})_m$ ) 付近における透水係数が急変する現象は、久野(1974)<sup>9)</sup>の指摘にあるように、水の流れやすさを決める土粒子の空隙構造が  $w_{opt}$  (あるいは  $(w_{opt})_m$ ) 付近で大きく異なるためである。

以上からわかるように、堤体土への底泥土混合は、細粒分補充による粒度調整効果だけでなく、含水比を増加させる効果、つまり底泥土に含まれる水分が  $w_{cm}$  を  $(w_{opt})_m$  より湿潤側に増加させて土粒子の堆積時の構造を変えて透水係数を低下させる効果も期待できる。ただし、図-11に示したように、細粒分の補充による遮水性向上は含水比の全領域にわたって増加するが(FC-効果)、含水比の増加による遮水性の向上( $w$ -効果)は主に  $w_{opt}$  (あるいは  $(w_{opt})_m$ ) 付近以上の領域に限定されることに注意すべきである。以上から、原土状態にある堤体土の含水比調整だけで遮水性を確保する方法も考えられるが、底泥土混合による粒度調整法の方が、細粒分の補充と底泥土に含まれる水分による含水比増加効果により、比較的簡単に広範囲な含水比領域にわたって遮水性を改良することが可能である。

## 5. 粒度調整土の沈下特性

堤体土に底泥土を混合した粒度調整土の沈下特

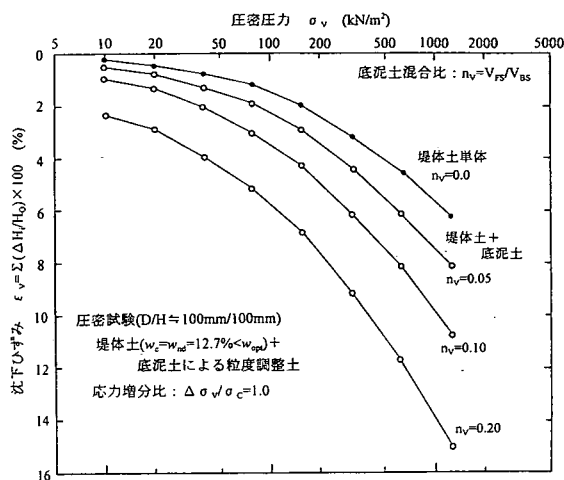


図-12  $n_v$ を変えた粒度調整土の  $\varepsilon_v \sim \log \sigma_v$  関係

性を調べるために、 $n_v$ を変えて底泥土を混合した粒度調整土の圧密試験を実施した。供試体は  $D/H=100\text{mm}/100\text{mm}$  の圧密リング(内壁面は周面摩擦軽減のためにハードクロムメッキ面にシリコングリースを薄く塗付)内で透水試験と同じ方法、同じ締固めエネルギー  $E_{C90}$  で作製した。

$w_c$  が  $w_{opt}$  よりも乾燥側( $w_{nd}=12.7\% < w_{opt}$ )にある堤体土と、これに底泥土を  $n_v=0.05 \sim 0.20$  で混合した粒度調整土の圧密試験から得られた沈下ひずみ  $\varepsilon_v \sim$  圧密応力  $\sigma_v$  の関係を図-12に、またこの図における各供試体の一定応力レベル  $\sigma_v=78 \rightarrow 157\text{kN/m}^2$  での経過時間  $t$  に伴う圧密沈下 ( $\Delta \varepsilon_v \sim \log t$ ) を図-13にそれぞれ示す。ここで沈下ひずみ  $\varepsilon_v$  は各圧密応力段階  $\sigma_{vi}$  における部分沈下ひずみ  $\Delta \varepsilon_{vi}$  を合計したもので、その応力段階  $\sigma_{vi}$  で生じた高さ変化  $\Delta H_i$  と供試体初期高さ  $H_0$  から

$$\Delta \varepsilon_{vi} = (\Delta H_i / H_0) \times 100(\%) \quad (3-1)$$

$$\varepsilon_v = \sum (\Delta \varepsilon_{vi}) \quad (3-2)$$

で算定した。粒度調整土は  $n_v$ が増加すると、図-12から圧密沈下量は急激に増加すること、また図-13から初期沈下後に逆S字カーブを示す粘性土に特有な圧密沈下性状に近くなり、そして片対数上で沈下が直線的に進行するようになる時間、すなわち一次圧密終了に要する時間が長くなることがわかる。また図-13の片対数上で直線的に沈下が進行する時の傾きである二次圧密係数  $C_{\alpha_i}$  を  $n_v$  に対してプロットした図-14からわかるように、 $C_{\alpha_i}$  は  $n_v$  に比例している。つまり、粒度調整土の二次圧密係数は底泥土混合量に比例して増

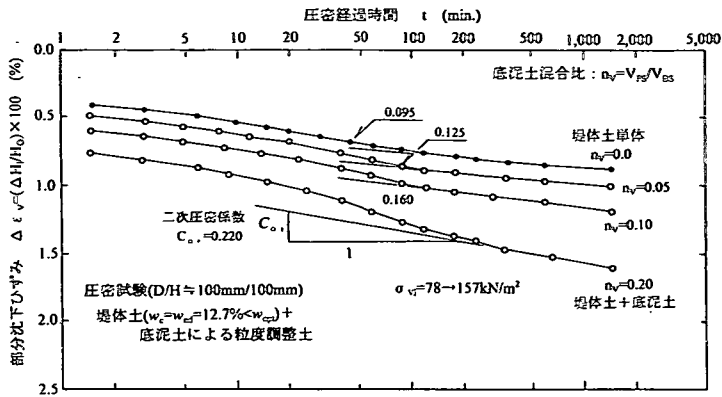


図-1-3 混合比  $n_v$  を変えた粒度調整土の  $\Delta \epsilon_v \sim \log t$  関係 ( $\sigma_{v1} = 78 \rightarrow 157 \text{ kN/m}^2$ )

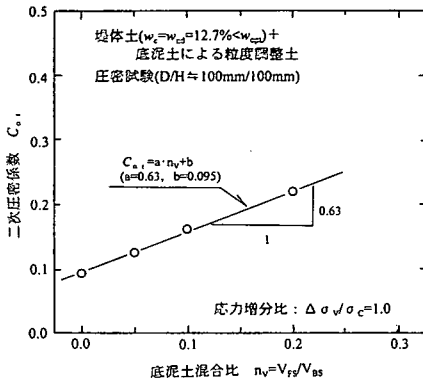


図-1-4 粒度調整土の  $C_{\alpha,1} \sim n_v$  関係

加してゆくことがわかる。

このように堤体土に底泥土を混合した粒度調整土は圧密沈下が生じやすくなるので、特に  $n_v$  の大きい粒度調整土を遮水ゾーン築造に使用する場合には長期的なものも含めた圧密沈下の検討が必要となろう。

## 6. 粒度調整土の強度特性

### (1) 圧密・非排水三軸圧縮試験

$w_c$  が  $w_{opt}$  よりも乾燥側 ( $w_{nd} = 12.7\% < w_{opt}$ ) にある堤体土に  $n_v$  を変えて底泥土を混合した粒度調整土の強度特性を圧密・非排水三軸圧縮試験(CU 試験)により調べた。供試体は  $D/H = 75\text{mm}/150\text{mm}$  のモールド内で堤体土を締固めエネルギー  $E_{C90}$  で、4層(層厚約40mm)に分けて突き固めて作製した。この時の供試体の上・下端面と側面の条件を図-1-5に示す。すなわち供試体の上・下端面には端

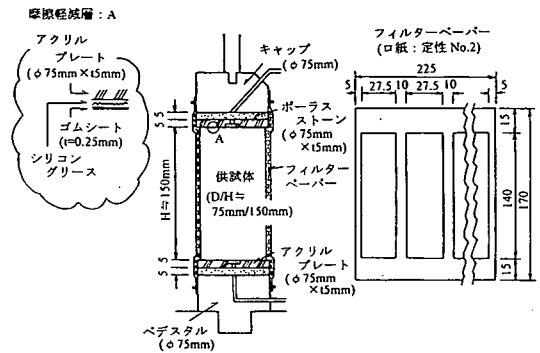


図-1-5 三軸圧縮試験供試体の上・下端面と側面条件

摩擦を除去するためにシリコングリースを薄く塗りゴムシート ( $t_m = 0.15\text{mm}$ ) を貼り付けたアクリルプレートと、フィルターの役割をするポーラスストーンを重ねて設置した。また供試体側面には水回しと排水用の縦方向にスリットを設けたろ紙を巻き、厚さ0.3mmのゴムスリーブで覆った。

供試体は等方圧密応力  $\sigma_{3c} = 20 \text{ kN/m}^2$  を加えた状態で、完全に飽和させるために炭酸ガスを通してから脱気水を流し、さらに背圧  $\sigma_{BP} = 98 \text{ kN/m}^2$  を加えた (B 値は 0.96 以上を確保)。そして、等方圧密応力はそれぞれ  $\sigma_{3c} = 20 \rightarrow 49, 98, 196 \text{ kN/m}^2$  の3種類とし、各応力レベルで圧密終了を確認後に非排水状態にしてひずみ速度  $0.3\%/min.$  で圧縮した。

図-1-6には  $\sigma_{3c} = 98 \text{ kN/m}^2$  における  $n_v$  の異なる粒度調整土の偏差応力 ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) と過剰間隙水圧  $u \sim$  軸ひずみ  $\epsilon_1$  の関係をそれぞれ示すが、これより底泥土の混合量が増加するほど粘性土の性質が増し剛性が低下してくること、 $u$  の発生量が増加してくることがわかる。

次に、図-1-7に  $\sigma_{3c}$  を変えた試験から得られた  $n_v = 0.10$  の粒度調整土の ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ),  $u \sim \epsilon_1$  を、



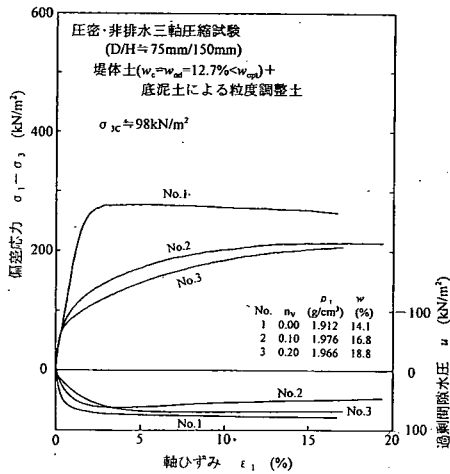


図-16  $n_v$ を変えた粒度調整土のCU試験による  
応力～ひずみ関係( $\sigma_{3c} \approx 98 \text{ kN/m}^2$ )

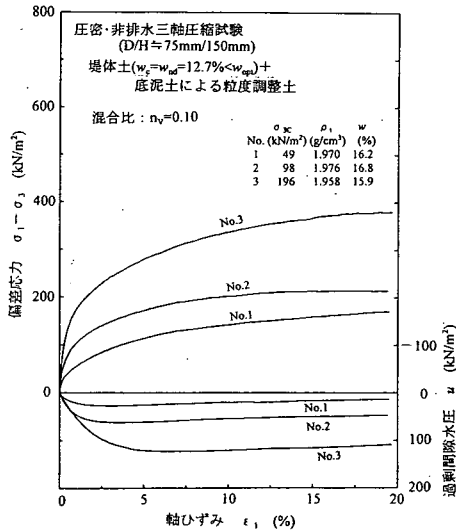


図-17 粒度調整土( $n_v=0.10$ )のCU試験による  
応力～ひずみ関係( $\sigma_{3c} \approx 49, 98, 196 \text{ kN/m}^2$ )

図-18にはこの図から読み取った最大偏差応力( $\sigma_1 - \sigma_3$ )<sub>max</sub>あるいは( $\sigma_1 - \sigma_3$ )<sub>ε₁=15%</sub>に最大値が現れない場合には軸ひずみ $\epsilon_1=15\%$ 時の偏差応力( $\sigma_1 - \sigma_3$ )<sub>15</sub>から描いた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( $c_{cu}, \phi_{cu}$ )をそれぞれ示す。図-17や図-18のようにして求めた $n_v$ の異なる粒度調整土の( $c_{cu}, \phi_{cu}$ ) $\sim n_v$ 関係(●, ○印)を図-19に示す。図から、 $n_v$ が大きくなるほど粒度調整土の粘着力 $c_{cu}$ はやや増加し、内部摩擦角 $\phi_{cu}$ はかなり低下する傾向があるが、遮水

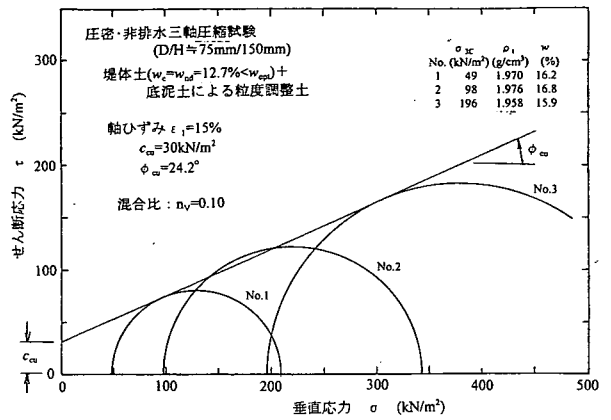


図-18 粒度調整土( $n_v=0.10$ )のCU試験による  
強度パラメータ( $c_{cu}, \phi_{cu}$ )

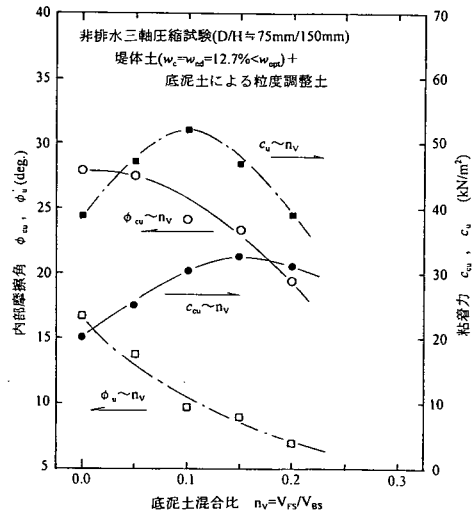


図-19 CU試験とCU試験による堤体土と  
粒度調整土の強度パラメータ

性改良に必要な $n_v \approx 0.10$ 程度の底泥土混合まではほとんど堤体土単体の強度パラメータと同じと考えてよいことがわかる。また、 $n_v$ による( $c_{cu}, \phi_{cu}$ )の変化は、図-20に示す $c_{cu} \sim \phi_{cu}$ 関係からわかるように、底泥土混合量の増加に対して垂直応力 $\sigma = 50 \text{ kN/m}^2$ におけるせん断強度線： $\tau = c_{cu} + \sigma \cdot \tan \phi_{cu}$ に近い一定のせん断強度線上に沿って移動しており、 $n_v$ の増加により、 $c_{cu}$ や $\phi_{cu}$ の変化があっても、せん断強度そのものの低下はほとんどないこともわかる。

## (2) 非圧密・非排水三軸圧縮試験

施工中の堤体安定性を対象にする場合には非圧

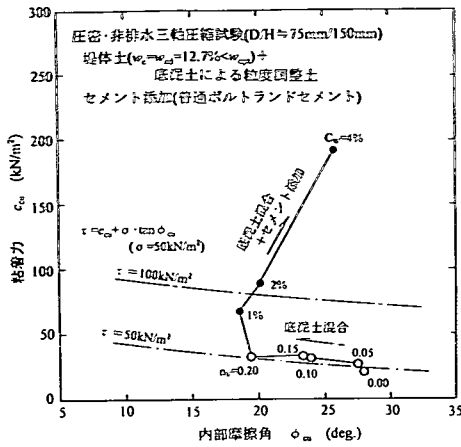


図-20 CU試験による粒度調整土の  $c_u \sim \phi_{cu}$  関係

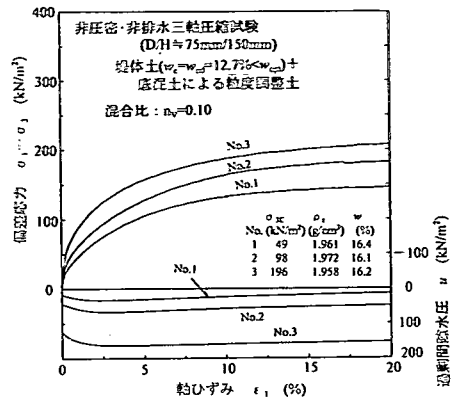


図-22 粒度調整土( $n_v=0.10$ )の UU 試験による  
応力 $\sim$ ひずみ関係 ( $\sigma_{3c} \approx 49, 98, 196 \text{ kN/m}^2$ )

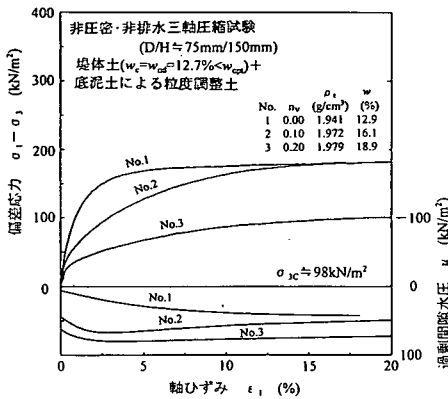


図-21  $n_v$  を変えた粒度調整土の UU 試験による  
応力 $\sim$ ひずみ関係 ( $\sigma_{3c} \approx 98 \text{ kN/m}^2$ )

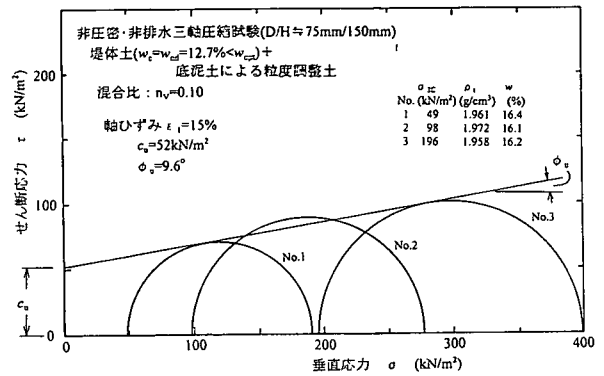


図-23 粒度調整土( $n_v=0.10$ )の UU 試験による  
強度パラメータ ( $c_u, \phi_u$ )

密・非排水状態での強度が必要である。そこで CU 試験と同一条件で作製した粒度調整土供試体の非圧密・非排水三軸圧縮試験 (UU 試験) を実施した。この試験では供試体をセットし  $\sigma_{3c} = 20 \text{ kN/m}^2$  を加えるまでは CU 試験と同様である。その後は、 $u$  の測定系配管内の気泡を除去してから、供試体が完全に圧密終了するまで待つて圧密応力レベルをそれぞれ  $\sigma_{3c} = 20 \rightarrow 49, 98, 196 \text{ kN/m}^2$  まで非排水条件で増加させた後に非排水状態でひずみ速度  $0.3\%/min$  で圧縮した。なお、ここで非圧密・非排水せん断前に  $\sigma_{3c} = 20 \text{ kN/m}^2$  で圧密させたのは、CU 試験における供試体の初期応力状態に揃えるためである。

$n_v$  の異なる粒度調整土の  $\sigma_{3c} = 98 \text{ kN/m}^2$  における  $(\sigma_1 - \sigma_3), u \sim \epsilon_1$  関係の比較を図-21 にそれぞれ示す。これより底泥土混合により剛性が低下し、非排水のまま  $\sigma_{3c}$  を増加させた時の  $u$  の発生量が

大きくなること、 $\sigma_{3c}$  による  $(\sigma_1 - \sigma_3)$  の差が少なくなるのがわかるが、これは底泥土混合により飽和度が高くなったためであろう。

次に  $\sigma_{3c}$  を変えた試験から得られた  $n_v = 0.10$  の粒度調整土の  $(\sigma_1 - \sigma_3), u \sim \epsilon_1$  関係を図-22 に、 $(\sigma_1 - \sigma_3)_{15}$  から描いた 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 ( $c_u, \phi_u$ ) を図-23 にそれぞれ示す。図-22 や図-23 のような  $n_v$  を変えた粒度調整土の試験から得られた  $(c_u, \phi_u) \sim n_v$  関係 (■, □印) を前述の図-19 に示す。この図から、粒度調整土の  $c_u$  は、CU 試験による  $c_u$  よりも大きな値となっているが、 $n_v$  に伴って増加し  $n_v = 0.10$  付近で最大値を示した後に減少している。一方、 $\phi_u$  は  $n_v$  の増加に対して急激に低下し  $\phi_u = 0$  に近くなるのがわかる。このように  $\phi_u$  が  $n_v$  に伴って急減するのは底泥土混合により粒度調整土の飽和度が高くなるためと思われるが、遮水性改良に必要な  $n_v = 0.10$  程度の粒度調整

土ではほとんど堤体土単体の強度パラメータから変化していないようである。

### (3) 粒度調整堤土を用いた堤体の安定性

底泥土混合粒度調整土を傾斜遮水ゾーン等の築造に使用した場合の堤体の安定性について考えてみたい。これまでの試験から、堤体土に底泥土を混合すると剛性は低下し、特に内部摩擦角  $\phi_{cu}$  や  $\phi_u$  が低下することがわかった。しかし、ここで対象とした堤体土では  $w_c$  が  $w_{opt}$  より乾燥側 ( $w_c < w_{opt}$ ) にあり、透水係数が  $k_{TC} = 10^{-3} \sim 10^{-4} \text{cm/sec}$  程度の遮水性能しかないが、底泥土を  $n_v = 0.10$  程度まで混合するだけで十分な遮水性を達成できる。また、このような少量の底泥土を混合しただけの粒度調整土では強度低下は施工中の安定性評価に必要な UU 強度 ( $c_u, \phi_u$ ) や、施工後の安定評価に必要な CU 強度 ( $c_{cu}, \phi_{cu}$ ) でもほとんど問題とならないレベルである。例えば、図-20 に示したように  $c_{cu}$  や  $\phi_{cu}$  が  $n_v$  により変化しても、せん断強度  $\tau_f$  そのものはほぼ一定であることから理解できよう。

したがって、いままで貯水機能を果たしてきた既設の堤体土は、遮水性不足といってもわずかである場合が多いので、遮水性改良のための底泥土混合による強度不足はほとんど問題とならぬように考えられる。また、堤高の低い小規模な堤体では対象とする応力レベルが低く内部摩擦角より粘着力の影響が相対的に大きいので、たとえ底泥土混合により内部摩擦角がやや低下しても堤体の安定性にはほとんど影響を及ぼさないと考えられる。谷ら(1985)<sup>7)</sup>の地震により被災したため池堤体の調査によると、築造年代の古い小規模な堤体では、人力に頼った締固めによる堤体築造が大部分であったため締固め度  $D_c$  が 90% 以下の低い堤体が大部分であることを指摘している。このような老朽ため池では、堤体掘削土に底泥土を混合した粒度調整土であっても、締固め度を  $D_c = 90\%$  程度に転圧して築造すれば、改修前の既設堤体と同等以上の強度を十分確保できるものと考えられる。

ただし、堤高の大きい堤体では堤体の安定性に及ぼす内部摩擦角の影響が相対的に大きくなるため、堤体土に底泥土を混合して内部摩擦角が低下した粒度調整土の使用は問題になることも考えられる。また、母材となる堤体土は既設堤体の貯水池側からの掘削土であるため、含水比が高くなっている場合もある。このような場合には何らかの強度低下対策が必要になってくる。この場合については次項で述べる。

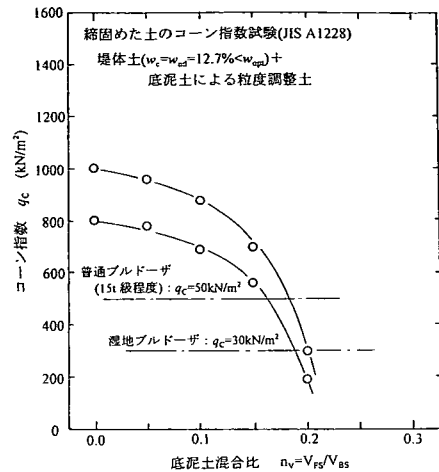


図-2 4 堤体土に底泥土を混合した時のトラフィカビリティーの変化

## 7. 土質改良による強度低下対策

ここで対象とした粒度調整土は、わずかであっても高含水比状態の超軟弱な底泥土を混合したものであるため、堤体土単体よりも軟弱化しやすく、この土により築造した堤体の安定性が強度低下により得られなかったり、盛立て中に施工機械のトラフィカビリティーが確保できなかつたり、あるいは過大な圧密沈下の発生が懸念される。

そこで、粒度調整土のトラフィカビリティー特性を判定するために、 $w_c$  が  $w_{opt}$  より乾燥側 ( $w_{nm} = 12.7\% < w_{opt}$ ) にある堤体土に  $n_v$  を変えて底泥土を混合した粒度調整土をモールド内で突き固めた供試体の「締固めた土のコーン指数試験方法(JIS A1228)」を実施した。この試験から求めたコーン指数  $q_c \sim n_v$  関係を図-24 に示す。図には、普通ブルドーザの施工機械を走行させる時のトラフィカビリティーの目安<sup>20)</sup>となる  $q_c = 30 \sim 50 \text{kN/m}^2$  を示してある。この図から、底泥土混合量が  $n_v > 0.2$  になると施工中に軟弱化してしまいトラフィカビリティーの確保が難しくなる可能性が考えられる。このような粒度調整による軟弱化あるいは強度低下が問題となる時の対策として、底泥土混合後に仮置きして天日乾燥等により低含水比化をする(この時の条件は  $w_c > (w_{opt})_m$  となろう)、セメント等の固化材を添加した土質改良法を採用することなどが考えられる。あるいは遮水性に問題のある築堤土でも貯水できるように堤体内の遮水ゾーンを厚くするなど、つまり均一型に近い堤体を採

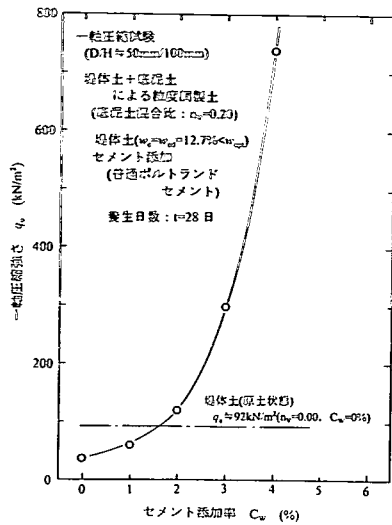


図-25 セメントを添加した粒度調整土( $n_v=0.20$ )の  $q_{u28} \sim C_w$  関係

用して底泥土の混合量を最小限にとどめることも考えられる。

そこで、ここでは普通セメントを添加した場合の効果について調べた結果について述べたい。セメント添加量はすべて粒度調整土  $1\text{m}^3$  当たりのセメント質量  $\Delta M_c$  と粒度調整土の湿潤単体質量  $\rho_s$  から湿潤添加率

$$C_w = (\Delta M_c / \rho_s) \times 100 \quad (\%) \quad (4)$$

で表示する。供試体は普通ポルトランドセメントを粉体状態で粒度調整土に添加しミキサーで2分間攪拌混合し、締固めエネルギー  $E_{C90}$  で突固めて作製した。

図-25には  $w_c$  が  $w_{opt}$  より乾燥側 ( $w_{nd}=12.7\% < w_{opt}$ ) の堤体土に  $n_v=0.20$  に底泥土を混合した粒度調整土をセメント改良した供試体の養生日数  $t=28$  日における一軸圧縮強さ  $q_{u28}$  と  $C_w$  の関係を示す。これより  $q_{u28}$  は  $C_w > 3\%$  のセメントを添加すると急増しているが、これでは築堤土として剛性が高くなりすぎ既設堤体とのなじみが悪くクラック発生等が問題になってくる。適正な添加量  $C_w^*$  の目安は、堤体土単体での一軸圧縮強さ  $q_{uBS}=92\text{kN/m}^2$  と同等の強度（あるいは堤体安定に必要な強度とする）に揃えるという条件から決められることができるが、この時の  $C_w^*$  は今回使用した堤体土と底泥土の組合せではおおよそ  $C_w^*=1.5\%$  程度である。

このようなセメントの添加により土質改良した

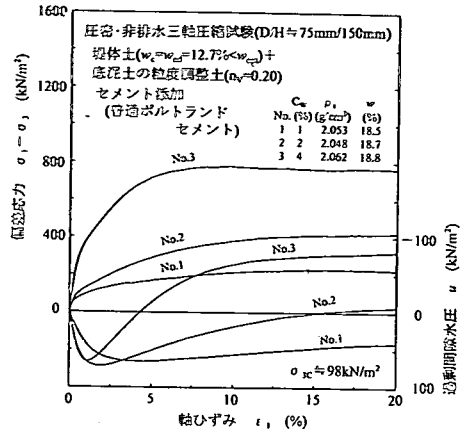


図-26 セメントを添加した粒度調整土( $C_w=1, 2, \sim 4\%$ ,  $n_v=0.20$ )CU試験による応力～ひずみ関係 ( $\sigma_{3c}=98\text{kN/m}^2$ )

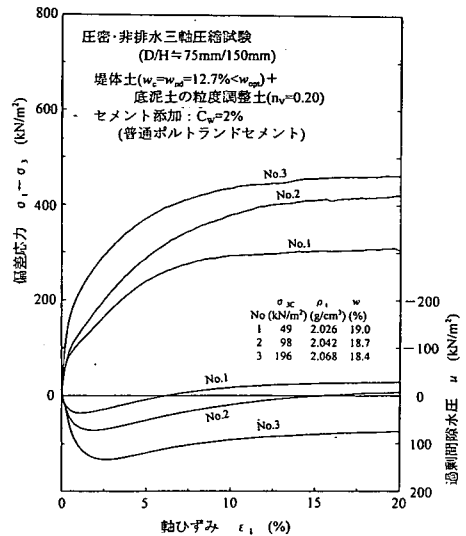


図-27 セメントを添加( $C_w=2\%$ )した粒度調整土 ( $n_v=0.20$ )のCU試験による応力～ひずみ関係 ( $\sigma_{3c}=49, 98, 196\text{kN/m}^2$ )

粒度調整土の応力～ひずみ特性の相違を調べるために、 $C_w$  を変えてセメントを添加した粒度調整土 ( $n_v=0.20$ ) の  $\sigma_{3c}=98\text{kN/m}^2$  のおける  $(\sigma_1 - \sigma_3)$ ,  $u \sim \epsilon_1$  を図-26に示す。この図からわかるように、 $C_w$  が増加するほど、 $(\sigma_1 - \sigma_3)$  が大きく、剛性も高くなり、また  $u$  は過圧密粘性土のような密な土の挙動を示し、大きな軸ひずみで負の値を示すようになる。しかし、セメント量が少ないので  $(\sigma_1 - \sigma_3) \sim \epsilon_1$  関係に固化処理土特有の小さい変形で最大値を示した後に急激に低下するような挙動を

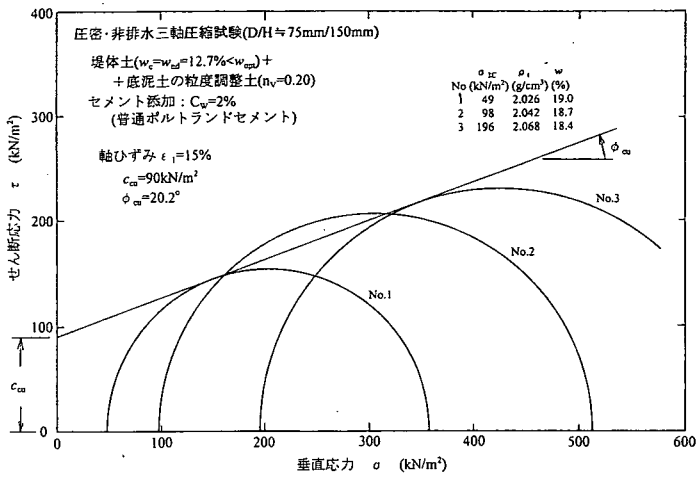


図-28 セメントを添加(C<sub>W</sub>=2%)した粒度調整土(n<sub>V</sub>=0.20)のCU試験による強度パラメータ(c<sub>cu</sub>, φ<sub>cu</sub>)

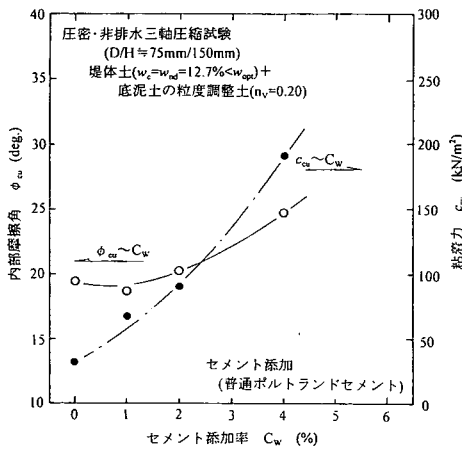


図-29 セメントを添加した粒度調整土(n<sub>V</sub>=0.20)の(c<sub>cu</sub>, φ<sub>cu</sub>)~C<sub>W</sub>関係

示さないことがわかる。これは C<sub>W</sub>=1~2%程度のセメント添加量が既設堤体部との間に極端な剛性の相違が生じるほどの量でないためである。

図-27と図-28には C<sub>W</sub>=2%でセメント添加した粒度調整土(n<sub>V</sub>=0.20)のCU試験から得られた(σ<sub>1</sub>-σ<sub>3</sub>), u~ε<sub>1</sub>関係と, (σ<sub>1</sub>-σ<sub>3</sub>)<sub>max</sub>あるいは(σ<sub>1</sub>-σ<sub>3</sub>)<sub>15</sub>から描いた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<sub>cu</sub>, φ<sub>cu</sub>)をそれぞれ示す。このようなC<sub>W</sub>を変えて作製した供試体の同様な試験から求めた(c<sub>cu</sub>, φ<sub>cu</sub>)とC<sub>W</sub>の関係をまとめて図-29に示すが, φ<sub>cu</sub>の増加はわずかであるが, c<sub>cu</sub>の増加が著しいことがわかる。このことはセメントを添加した粒度調整土の(c<sub>cu</sub>, φ<sub>cu</sub>)をプロットした図-20からもよくわかる。

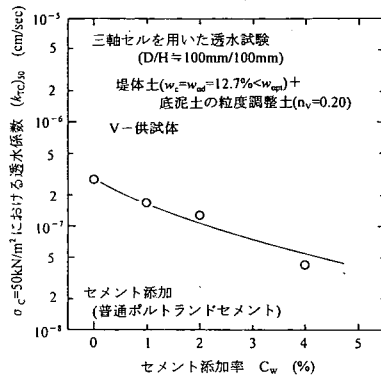


図-30 セメントを添加した粒度調整土(n<sub>V</sub>=0.20)の(k<sub>TC</sub>)<sub>50</sub>~C<sub>W</sub>関係

このようなセメントを添加した粒度調整土(n<sub>V</sub>=0.20)の透水係数(k<sub>TC</sub>)<sub>50</sub>とC<sub>W</sub>の関係を図-30に示す。これより、セメントを添加すると無添加の場合に比較して透水係数が低下するが、その量は比較的わずかであることがわかる(低下量はワンオーダー以下)。これはセメントが土粒子を結び付け固化させて通水空隙を埋めるためと考えられるが、すべての通水可能な空隙を埋めるにはセメントの絶対量が不足するため、透水係数の減少は限定されるためと思われる。またセメントの添加だけで遮水性を確保するには大量のセメントが必要であり、そしてこの場合には改良後の粒度調整土の剛性が高くなりすぎてしまう別の問題が発生する。したがって、セメント添加はあくまで軟弱化防止だけに限定し、これによる透水係数の低下はプラスアルファの効果と考えるべきであろう。

セメントを添加した粒度調整土(n<sub>V</sub>=0.20)の圧

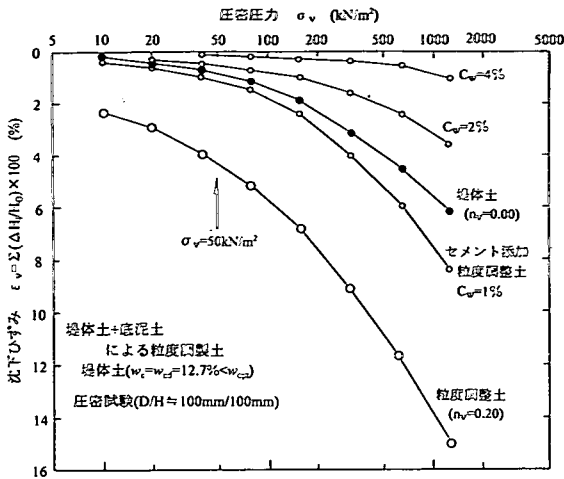


図-3-1 セメントを添加した粒度調整土( $n_v=0.20$ )の  $\epsilon_v \sim \log \sigma_v$  関係

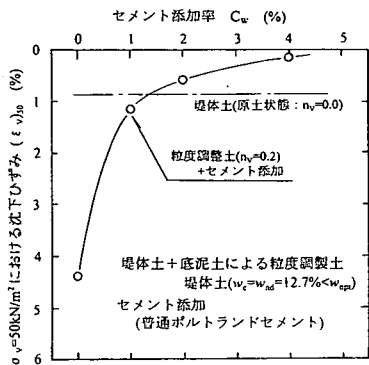


図-3-2 セメントを添加した粒度調整土( $n_v=0.20$ )の  $(\epsilon_v)_{50} \sim C_w$  関係

密試験から得られた  $\epsilon_v \sim \log \sigma_v$  関係を図-3-1に示すが、 $C_w$ が増加するほど圧密沈下は大幅に減少することがわかる。このことは図-3-2に示す  $\sigma_v=50\text{kN/m}^2$  における  $\epsilon_{v50}$  と  $C_w$  の関係からもよくわかり、軟弱化してしまう粒度調整土でも  $C_w \approx 1.5\%$  程度のセメント添加で底泥土を混合しない堆体土単体の  $\epsilon_{v50}$  と同等の沈下に抑えられることがわかる。この時の  $C_w$  は図-25の一軸圧縮試験から設定された添加量  $C_w^*$  と符合している。

これより、ここで使用した堆体土と底泥土の組合せによる粒度調整土では、堆体土単体と同等の強度あるいは圧縮性、すなわち既設堤体部と剛性の相違が問題とならないレベルにするために必要なセメント添加量は  $C_w^* \approx 1.5\%$  程度が目安になるようである。

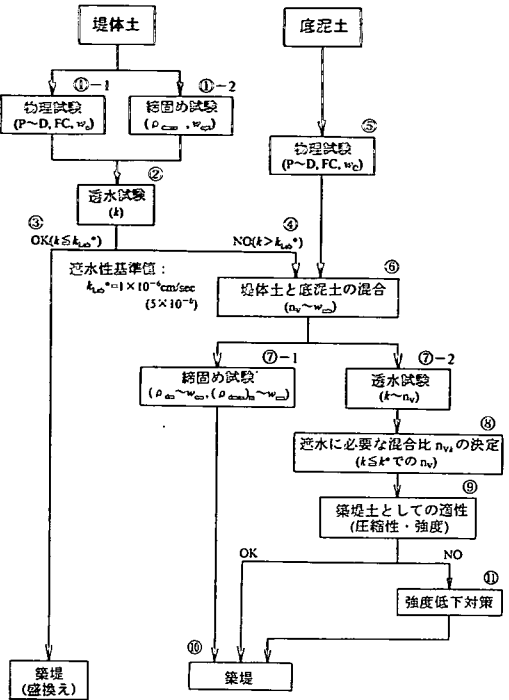


図-3-3 堆体土への底泥土混合比  $n_v$  の決定法

## 8. 底泥土の混合比 $n_v$ の決定法

粒度調整土を遮水用築堤土として利用するための堆体土への適切な底泥土の混合比  $n_v^*$  の決定法は以上の試験結果から図-3-3に示すようにまともることができる。

まず、改修対象の堤体を段切り掘削して発生した堆体土単体の物理試験や締固め試験を実施し、基本的な土質特性 ( $w_n, \rho_{dmax}, w_{opt}, FC(-75\mu\text{m})$  など) を調べる (①-1, ①-2)。そして、その堆体土の遮水性は自然含水比状態  $w_n$  にある堆体土単体の現場の密度相当の締固め度で締固めた供試体の透水試験により求めた透水係数  $k$  が、遮水性の基準値  $k_{Lab}^*$  を満足しているかどうか確認する (②)。堆体土の  $k$  が原土状態のまま遮水性を満足している場合 ( $k \leq k_{Lab}^*$ ) には段切り部にそのまま盛換えて遮水ゾーンを築造する (③)。なお、透水試験はここで採用したような三軸セルを用いた透水試験方法あるいは通常の土の透水試験方法 (JIS A1218) にしたがって実施するものとする。既設堤体の前法部の堆体土は貯水位以下にあったため、その自然含水比  $w_n$  は水落し後でもか

なり高く  $w_{opt}$  より湿潤側にあることが多い。このため、このような堤体土では図-11に示したように、 $w_{opt}$  より湿潤側 ( $w_n < w_{opt}$ ) における  $w$ -効果により、十分な遮水性が期待できる場合が多いものと思われる。

何らかの対策をしない限り遮水性が不足する場合には (④,  $k > k_{lab}^*$ )、遮水性改良のために混合すべき底泥土の物理特性を調べる (⑤)。堤体土と底泥土を種々の  $n_v$  で混合した時の  $w_{nm} \sim n_v$  関係を求め (⑥)、これら各  $n_v$  の粒度調整土の締固め試験による締固め特性 ( $\rho_{dm} \sim w_{cm}(n_v)$ , ( $\rho_{dmax}$ )<sub>m</sub>, ( $w_{opt}$ )<sub>m</sub>) を求め (⑦-1)、さらに透水試験により透水特性 ( $k \sim n_v$ ) を求める (⑦-2)。次に、対象とする堤体土が所要の遮水性を満足するまでに混合すべき底泥土量 ( $n_v = n_{vk}$ ) を求める (⑧)。そして、この  $n_v = n_{vk}$  だけ底泥土を混合した粒度調整土が築堤土として使用可能であるかどうかを圧縮性や強度から判定する。つまり、粒度調整土の圧縮性は圧密試験により、強度特性は三軸圧縮試験あるいは一面せん断試験により調べる (⑨)。この時、底泥土混合量が  $n_v = n_{vk}$  で問題がなければ  $n_v = n_{vk}$  の粒度調整土で築堤する (⑩)。この粒度調整土による築堤時の締固め度の管理は図-6の ( $\rho_{dmax}$ )<sub>m</sub>  $\sim w_{nm}$  関係を利用して現場での  $n_v$  のパラツキを含水比  $w_{nm}$  により考慮して  $D_{cm}$ -値 (2式) により行う。

$n_v = n_{vk}$  の粒度調整土が築堤土として問題ありと判断される場合には何らかの強度不足対策が必要とされる (⑪)。例えば、セメント等の固化材添加による土質改良法を採用する場合には、強度は一軸圧縮試験による図-25のような  $q_{u28} \sim C_w$  関係や三軸圧縮試験による図-29のような強度パラメータ  $c_{cu}$ ,  $\phi_{cu} \sim C_w$  関係から、圧縮性については圧密試験による図-32に示すような沈下ひずみ ( $\epsilon_v$ )<sub>50</sub>  $\sim C_w$  関係から適切な固化材添加量  $C_w^*$  を決定する。この時に注意が必要なことは固化材添加量が多すぎて土質改良粒度調整土が築造した傾斜遮水ゾーン周辺の既設堤体と比較して、極端に高くないようにすることであり、 $C_w^*$  は原土状態での堤体土と同等の強度や剛性レベルを目指して決定すべきである。

## 9. まとめ

本論文では、老朽化したため池のような小規模ダム堤体の漏水対策を対象に、既設堤体の前法部を掘削した堤体土に池内の底泥土を混合した粒度

調整土の遮水用築堤土として適用性を検討した。その結果以下のことがわかった。

- (1) 堤体土の原土状態での締固め時含水比  $w_c$  は遮水性に影響を及ぼし、 $w_c$  が  $w_{opt}$  の乾燥側あるいは湿潤側のどちらにあるかにより、その遮水性は大きく異なる。 $w_c$  が  $w_{opt}$  より湿潤側  $w_c > w_{opt}$  にある堤体土の透水係数は乾燥側  $w_c < w_{opt}$  にある場合よりもワンオーダー以上も小さい。
- (2) 粒度調整土が同じ遮水性を有するために必要な底泥土混合量は母材である堤体土が  $w_{opt}$  よりも湿潤側  $w_c > w_{opt}$  にある方が、乾燥側  $w_c < w_{opt}$  にある場合よりも、少なくてもよい。
- (3) 既設の堤体土は、もともとの貯水機能を有していたため遮水性不足はわずかであるため、少量の底泥土の混合により十分な遮水性を有するように改良できる。
- (4) 所要の遮水性を確保するために必要な底泥土混合量は、堤体土の原土状態で有していた遮水性の程度にもよるが、ここで使用した堤体土と底泥土の組合せでは体積表示の混合比  $n_v$  で  $n_v = 0.10$  程度である。
- (5) 堤体土への底泥土混合量が  $n_v = 0.10$  程度であれば、底泥土混合による強度低下は少なく、原土と同等レベルを保持している。
- (6) 原土状態にある堤体土がもともと高含水比であり強度が低い場合には、わずかな底泥土を混合しても軟弱化シトラフィカビリティーが確保できないなど強度低下対策が必要になる場合も考えられる。この場合の対策として、セメント等の固化材を添加した土質改良法を検討した。改良目標は、堤体土単体の同等の強度あるいは圧縮性、すなわち既設堤体部と剛性の相違が問題とならないようにすることが目安となろう。このような状態にするために必要なセメントの添加量は少なく、ここで使用した堤体土と底泥土の組合せでは湿潤添加率で  $C_w^* = 1.5\%$  程度であった。

## 10. あとがき

ここではため池のような小規模ダムの漏水対策に必要な遮水性築堤土の現地調達法について検討してきたが、この方法は決定的で最良の方法ではないものの築堤土の入手難を解決する適用可能性の高い方法と考えている。

今後の課題として、堤体土と少量の底泥土あるいはセメント等の固化材を現場で均一に混合する

ための方法を確立することである。遮水ゾーンの築造は、先ず堤体土を1層分撤出した後に、その上に所定の混合比  $n_v$  に相当する底泥土あるいは添加率  $C_w$  に相当するセメント等の固化材を撤出す1層毎に盛り立てられる。これらの混合は、通常のフィルダムコア材の粒度調整に採用されるストックパイル法では、底泥土が高含水比な超軟弱土で流動性状態にあるため団子状態になりやすく均一な状態にすることは無理であろう。しかし、スタビライザー、バックホウ・スタビライザー、バックホウ・ミキサー等の攪拌機械を採用すれば、多数の攪拌翼の高速回転によりある程度の均一な混合が可能であろうと考えられる。

謝辞：本研究は農林水産省官民連携新技術研究開発事業「豪雨と地震に対するため池の耐久性・遮水性向上技術の開発」の一部として実施したものであることを記して、農林水産省農村振興局整備部設計課の関係諸氏による協力に謝意を表す。

#### 参考文献

- 1) 堤 晴夫：牛頭ダムコア材の混合試験について，ダム日本，No.416，pp.71-86，1979.
- 2) 小峰秀雄，緒方信英，菅原 宏：砂とベントナイトの混合材料の透水係数，土木学会第46回年次学術講演会第Ⅲ部門，pp.884-885，1991.
- 3) 田中俊行，平 和男，深沢栄造：礫混入粘土混合土による人工遮水材料の基礎特性，土と基礎，Vol.44，No.5，pp.30-32，1996.
- 4) 谷 茂：ため池施設の老朽化診断と改修，農業土木学会誌，Vol.69，No.5，pp.35-38，2001.
- 5) 山下 進：アースダムの被害，農業土木試験場技報，F第1，pp.51-85，1965.
- 6) 守谷正博，高岡恭三，山下 進：十勝沖地震によるアースダムの被害調査とその考察，土と基礎，Vol.16，No.9，pp.39-45，1978.
- 7) 谷 茂，安中正美，川口徳忠，釜田豊也：1983年日本海中部地震によるため池の被害調査報告，農業土木試験場技報，第169号(CE-4)，pp.1-92，1985.
- 8) 谷 茂，中島正憲：農業施設における地震災害と復旧，土と基礎，Vol.46，No.7，pp.5-8，1998.
- 9) 見手倉幸雄：各種構造物の実例にみる地盤改良工法の選定と設計，4. 地盤改良に関する最近の話題，4. 3 震災復旧対策(その1)，4. 3. 1 ため池の復旧，土と基礎，Vol.46，No.11，pp.41-44，1998.
- 10) (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.151，1994.
- 11) Fukushima, S. and Ishi-i, T. : An Experimental Study of Permeability Coefficient of Filldam Core Materials, *Soils and Foundations*, Vol.26, No.4, pp.32-46, 1986.
- 12) 近藤賢一，八木哲郎，小林信洋，福島伸二：盛立て中のフィルダム遮水ゾーンの透水性の拘束圧依存性と強度特性，ダム工学，Vol.8，No.4，pp.293-302，1998.
- 13) 農林水産省構造改善局編：土地改良事業計画設計基準-設計・ダム-，農業土木学会，p.149，1981.
- 14) 農林水産省構造改善局編：土地改良事業設計指針「ため池整備」，農業土木学会，p.25，2000.
- 15) (社)日本河川協会編：改訂新版建設省河川砂防技術基準(案)同解説，設計編 [ I ]，山海堂，pp.219-221，1997.
- 16) Lambe, T. W. : The Engineering Behavior of Compacted Clay, *Proceedings of American Society of Civil Engineers*, Vol.84, SM-No.4, pp.1-35, 1958.
- 17) Seed, H. B. and Chan, C. K. : Structure and Strength Characteristics of Compacted Clay, *Proceedings of American Society of Civil Engineers*, Vol.85, SM-No.5, pp.87-125, 1959.
- 18) Seed, H. B. and Chan, C. K. : Undrained Strength of Compacted Clays after Soaking, *Proceedings of American Society of Civil Engineers*, Vol.85, SM-No.10, pp.31-47, 1959.
- 19) 久野悟郎：締固めと力学特性の相関，土と基礎，Vol.22，No.4，pp.5-10，1974.
- 20) (社)日本道路協会：道路土工施工指針，p.47，1986.

(2001.9.13 受付)



## IMPROVEMENT ON IMPERVIOUS PROPERTY OF EMBANKMENT SOIL BY ADDING MUD SOIL IN SMALL OLD EARTH DAM

Shinji FUKUSHIMA, Akira KITAJIMA, Shigeru TANI and Kazuo ISHIGURO

Recently, we have a very difficulty to repair the leakage of the small old earth dams because of the shortage of suitable impervious soil. This paper represents a improvement method of impervious property of embankment soil in such a dam. This method is the mechanical stabilization of embankment soil obtained from the existing old earth dam need to repair the leakage by adding mud soil in the reservoir.

A series of laboratory tests was performed to investigate the effect of mud soil content on the permeability of a embankment soil stabilized mechanically by adding mud soil. The test results show that the permeability of a mechanical stabilized embankment soil is reduced to less than  $1 \times 10^{-6}$ cm/sec by the addition of about 10% of mud soil.