

# 固化処理したため池底泥土の盛土材への適用性の研究

福島伸二<sup>1</sup>・北島 明<sup>2</sup>・石黒和男<sup>3</sup>・池田康博<sup>4</sup>・酒巻克之<sup>5</sup>・谷 茂<sup>6</sup>

<sup>1</sup> フェロー会員 工博 (株)フジタ 技術研究所 (〒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 技術研究所 (〒243-0125 神奈川県厚木市小野 2025-1)

<sup>3</sup> 正会員 (株)フジタ 土木本部 (〒151-8570 東京都渋谷区千駄ヶ谷 4-6-15)

<sup>4</sup> 正会員 太平洋セメント(株) 東京支店 (〒101-8357 東京都千代田区西神田 3-8-1)

<sup>5</sup> 正会員 太平洋セメント(株) セメント営業本部 (〒135-0024 東京都江東区清澄 1-2-23)

<sup>6</sup> 農博 農林水産省 農業工学研究所 (〒305-8609 茨城県つくば市観音台 2-1-2)

ため池内に堆積した底泥土は貯水容量の減少や水質の悪化などため池機能の低下の原因になる。このため一部で機能回復のための底泥土の浚渫除去が行われている。しかしこの浚渫された底泥土は、粘土・シルト分を多く含み含水比が極端に高い超軟弱土で、その捨て場所の確保も難しくなっている。このような底泥土がため池堤体の改修あるいは補強のための盛土材として利用できれば、捨土処分が不要になりかつ必要な盛土材を原石山の用地買収を伴う形で求める必要がなくなるなどの利点があり、効率的な底泥土の処理とため池の改修・補強が可能となる。そこで、本研究は、このようなため池に堆積した底泥土をセメント系固化材で固化処理した改良土により、ため池の堤体を改修あるいは補強するための盛土材としての適用性を検討したものである。

*Key Words: pond mud soil, soil stabilization, cement stabilizer, embankment material, strength, unconfined compression test, triaxial compression test*

## 1. はじめに

ため池内に堆積した底泥土は、貯水容量の減少や水質の悪化などがため池機能の阻害や低下の原因になる。このため一部では機能回復のための対策として底泥土の浚渫除去が行われている。しかしこの浚渫された底泥土は粘土・シルト分を多く含み含水比が極端に高い超軟弱土であるため、捨土処分のためには何らかの改良を施さない限り運搬も不可能である。また最近ではこのような高含水比土の捨土処分は、土捨て場の確保も難しくなっており、限界にきている。一方底泥土の除去処分を必要とするため池の中には、老朽化し早急に改修を要するものや、さらに大規模地震の発生が想定される地域では堤体に耐震補強の必要性のあるものも少なくない。

そこで、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」として、このような除去処分を必要とするため池の底泥土をセメント系固化材等で固化処理した改良土を、ため池の改修あるいは補強を行う時の堤体盛土材としての利用可能性

を検討したものである。このような底泥土の利用が可能であれば、底泥土の捨土処分が不要になり、さらにため池堤体の改修あるいは補強に要する盛土材を新たに原石山の用地買収を伴う形で求める必要がなくなるなど、効率的に底泥土の処理とため池の改修あるいは補強が可能となる。

## 2. 固化処理底泥土の堤体盛土材としての適性

本研究は、図-1に示すように、ため池内に堆積し除去が必要な底泥土をそのため池堤体部の改修・補強のための盛土材として有効活用するために、固化材により固化処理した底泥土の強度・変形特性を調べ、堤体盛土材としての適用性を検討したものである。これまで底泥土に固化材を添加・混合しただけの固化処理土は、目標強度を固化材添加量の加減により容易に確保できても、破壊ひずみが通常土に比べて小さく周辺地盤との剛性の極端な相違が生じるなど堤体盛土材としての変形性に問題があり、堤体のような重要な土構

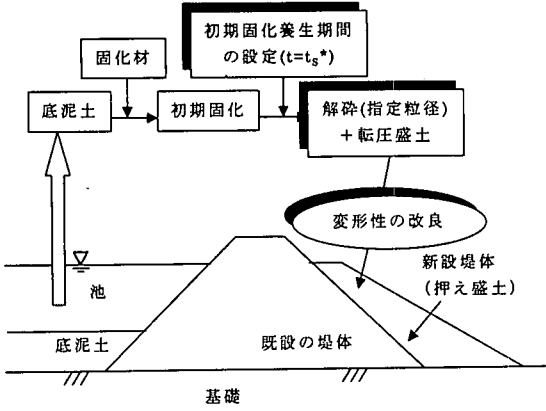


図-1 ため池底泥土の堤体盛土材への適用性

造物には使用されなかった。つまり周辺地盤や既設の堤体と固化処理土による新設の盛土との間に剛性の相違があると、互いのなじみが悪く地震時のように堤体やその基礎地盤が大きな変形を受ける時には、剛性の高い部分に局所的な変形集中によるクラックや過大な土圧の発生が懸念されるためである。

本報告では、上述のような固化処理土の変形性に関する問題の解決のために、底泥土に固化材を添加・混合しただけの固化処理土（これを初期固化土という）を所定期間放置し、ある程度固化させてから（この放置期間を初期固化養生時間  $t_s$  とする）、指定した粒度になるように解砕し、通常土と同様に転圧して盛土することにした（この解砕してから転圧した固化処理土を砕・転圧土という）。このように初期固化土を砕・転圧土として盛土することにより、以下本論文で述べるように、砕・転圧土の再発現強度は初期固化土の強度より低下するが、破壊ひずみを通常土レベルまで伸ばすことができる。

したがって、固化処理したため池底泥土であっても、堤体の安定性を確保できる強度を有する砕・転圧土として使用すれば、既設堤体との剛性の相違の解消など変形性が改良され、図-1に示したような堤体補強のための押え盛土への適用の他に、図-2に示すような腹付け盛土や堤体遮水部の刃金土（コア材）として、あるいは図-3に示すような貯水容量増大のための高上げ盛土の堤体盛土材として適用できる。

### 3. 固化処理した底泥土の供試体の作製

#### (1) 試験に使用した底泥土と固化材

試験に使用した底泥土は静岡県三笠郡大須賀町西大谷池から潜水夫によりバケツで掬って採取した。この

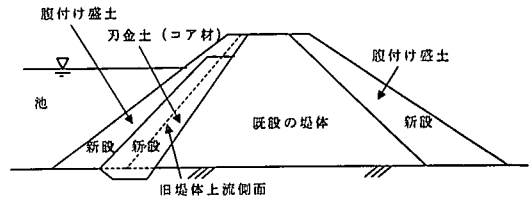


図-2 腹付け盛土・刃金土（コア材）への適用例

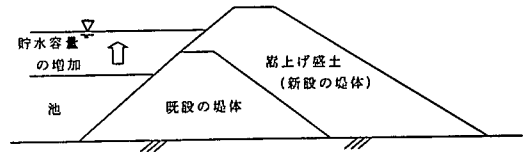


図-3 高上げ盛土への適用例

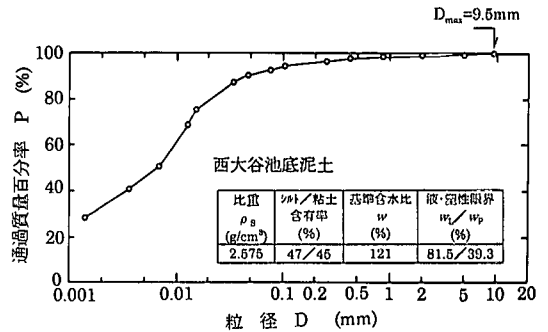


図-4 底泥土の粒度・物理特性

採取した底泥土は試験室で大型ポリエチレン容器(200ℓ)に3日間放置して浮き出た水を除去した時の水分状態を基準含水比( $w_0=121\%$ )として試験に使用した（この含水調整は落水後にある期間放置して自然排水や天日乾燥による低含水比化をイメージしたものである）。試験に使用した底泥土の粒度・物理特性は図-4に示す。この底泥土は最大粒径が  $D_{max}=9.5mm$  であるもののほとんどシルトと粘土のような細粒分であり、基準の含水比状態  $w_0$  が液性限界( $w_L=81.5\%$ )よりかなり高く、超軟弱な状態にあることがわかる。なお、ここでは紙数の関係から西大谷池の底泥土の試験結果のみを示すが、同様な試験をこの他に3つのため池から採取した底泥土についても実施しており、ここで述べる結果とほぼ同様なものを得ている。

使用した固化材は高含水比の軟弱土の固化処理に適した一般軟弱土用セメント系固化材である。この固化材を選択した理由は、これが底泥土に適していること

もあるが、この種の固化材はセメント各社が製造しており全国どこでも入手可能なためである。底泥土への固化材の添加量の表示はすべて次式による湿潤添加率

$$C_w = (\text{固化材重量 } W_c / \text{土の湿潤重量 } W) \times 100 (\%) \quad (1)$$

により行った。なお、実施工では原位置の堆積状態での密度  $\rho_t$  を測定あるいは推定すれば、底泥土の単位体積当たりの固化材添加量  $\Delta W_c = \rho_t \cdot (C_w / 100)$  に変換した方が便利であろう。

## (2) 一軸・三軸圧縮試験用供試体の作製方法

一軸・三軸圧縮試験に使用した供試体は以下のように作製した。まず所定の固化材添加率  $C_w$  に相当する底泥土と固化材を小型ミキサーで1分間攪拌・混合し、まだ固化しない固化処理土を準備する。なお、ここでは固化材の添加は原則として粉体状態としたが、スラリー状態で添加した場合との比較については後述する。

### a) 初期固化土の供試体

初期固化土の試験に使用した供試体は以下に示す手順で作製した。①直径/高さ比  $D/H=50\text{mm}/100\text{mm}$  の二つ割りモールド内にまだ固化しない固化処理土を詰める(固化処理土をモールド内に詰める時には内部に気泡が残らないようにモールドで床を叩くようにした)。②翌日まで固化させてからストレートエッジ等でモールド端面を整形し、乾燥防止用に包装用フィルムでラップする。③供試体はモールドに入れたまま温度約  $20^\circ\text{C}$ 、湿度約 60% の恒温恒湿室内で所定の初期固化養生時間  $t_s$  まで置いて固化させる。

### b) 砕・転圧土の供試体

砕・転圧土の供試体は以下の手順で作製した。①  $D/H=100\text{mm}/200\text{mm}$  の二つ割りモールド内にまだ固化しない固化処理土を詰め、所定期間(ここではこの期間を初期養生日数  $t_s$  とおくことにする)養生させて初期固化土を準備する。②この初期固化土をモールドから取り出してストレートエッジ等により最大粒径 10mm 程度の粒状に解砕する。この時の解砕状態は解砕粒径の影響を調べた後述の写真-2 に示す中粒径粒状に相当するもので、本研究ではこの状態を標準とした。③解砕した固化処理土を  $D/H=50\text{mm}/100\text{mm}$  の二つ割りモールド内で2層に分けて、標準締め試験(JGS T711)の突固め方法のA法と同じ締めエネルギー  $E_c=550\text{kJ}/\text{m}^3$  になるように、各層について 1.525kg ランマー(落下高さ 20cm)により突き固め、初期固化土と同様に恒温恒湿室内で所定期間養生する(ここではこの初期固化土を解砕・転圧してから試験実施までの養生日数を  $t_{cc}$  とおくことにする)。した

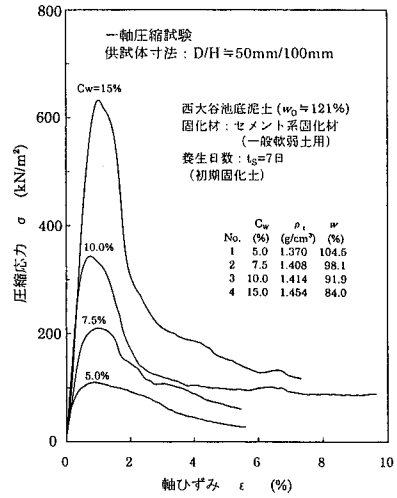


図-5 初期固化土の一軸圧縮試験( $t_s=7$ 日)

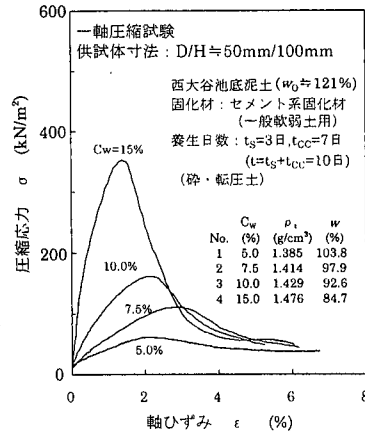


図-6 砕・転圧土の一軸圧縮試験( $t_s=3$ 日,  $t_{cc}=7$ 日)

がって、砕・転圧土の初期固化状態から試験までの全養生日数  $t$  は

$$t = t_s + t_{cc} \quad (2)$$

となる。

## (3) 圧密試験・透水試験用供試体の作製

圧密試験と三軸透水試験に使用する供試体は同じ寸法とし、後述の図-29に示す圧密試験で使用する圧密リング内で一軸・三軸圧縮試験の場合と同様の方法で作製した。この圧密リングの寸法は  $D/H=60\text{mm}/60\text{mm}$  で、その内壁面には周面摩擦の除去のためにハードクロムメッキを施しさらにシリコングリースを塗布した。砕・転圧土の供試体は圧密リング内で2層

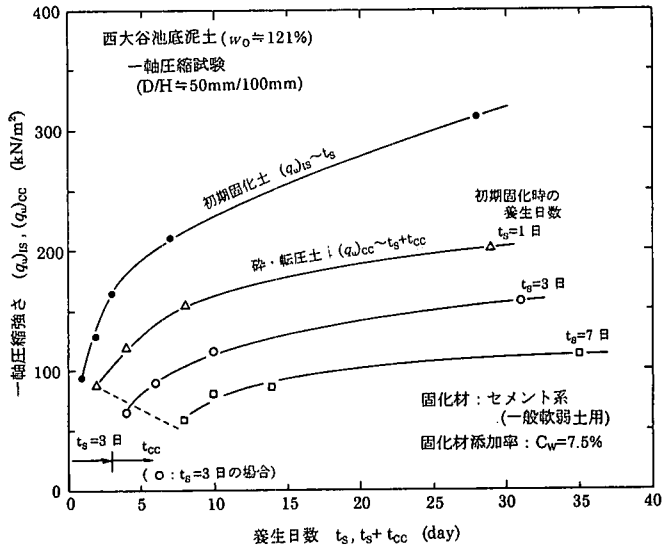


図-7 初期固化土を砕・転圧した時の強度低下特性に及ぼす養生日数の影響

に分けて、各層について 1.525kg ランマーで  $E_c=550 \text{ kJ/m}^3$  になるように突固めて作製した。

#### 4. 初期固化土と砕・転圧土の一軸圧縮強度特性

##### (1) 砕・転圧土の強度に及ぼす養生日数の影響

砕・転圧土の強度に及ぼす初期固化状態での養生日数  $t_s$  (解砕時期) や、初期固化土を解砕・転圧した砕・転圧土状態での養生日数  $t_{cc}$  の影響を調べるために、 $C_w=5.0, 7.5, 10.0, 15.0\%$  と変えた初期固化土 ( $t_s=7$  日) と砕・転圧土 ( $t_s=3$  日,  $t_{cc}=7$  日,  $t=t_s+t_{cc}=10$  日) について作製した供試体の載荷速度約 1%/min. での一軸圧縮試験を実施した。これらの試験から得られた応力～ひずみ曲線をそれぞれ図-5, 図-6 に示す。これらの図から、砕・転圧土の一軸圧縮強さは  $C_w$  が同じでも初期固化土に比較して小さいこと、また砕・転圧土の方がピーク応力(一軸圧縮強さ  $q_u$ )での軸ひずみ(破壊ひずみ  $\epsilon_p$ ) がやや大きくなることわかる(この破壊ひずみについては後述する)。この初期固化土を砕・転圧した時の再発現強度の初期固化土からの低下特性を詳細に調べるために、 $C_w=7.5\%$  で一定にして、養生日数のみを変えた初期固化土 ( $t_s=1, 3, 7, 28$  日) と砕・転圧土 ( $t_s=1, 3, 7$  日,  $t_{cc}=1, 3, 7, 28$  日) の一軸圧縮試験結果を図-7 に示す。ここでは初期固化土と砕・転圧土の一軸圧縮強さをそれぞれ  $(q_u)_{is}$ ,  $(q_u)_{cc}$  で表示している。この図から砕・転圧土の再発現強度は同一養生日数  $t(t=t_s+t_{cc})$  の初期固化土の強度に比較して小さく、そして砕・転圧による初期固化土からの強度低下割合

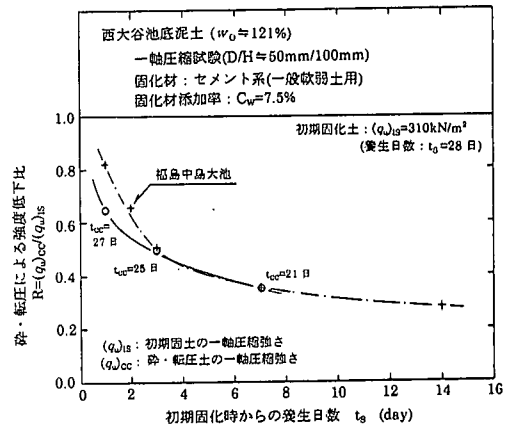


図-8 砕・転圧による初期固化土からの強度低下特性

は初期固化状態での養生日数  $t_s$  が増加するほど著しいことがわかる。これは初期固化状態で長期間放置して強度発現をすませしてしまうほど、砕・転圧後の強度の再発現余力がなくなってしまうためと思われる。この砕・転圧土の強度低下割合を調べるために、図-7 から全養生日数  $t=t_s+t_{cc}=28$  日における砕・転圧土の初期固化状態からの強度低下比を次式

$$R_{cc} = (q_u)_{cc} / (q_u)_{is} \quad (t = t_s + t_{cc} = 28 \text{ 日}) \quad (3)$$

で定義して、これを初期固化養生日数  $t_s$  に対してプロットしたのが図-8 である。なお、図中には比較のために福島県西白河郡中島村の中島大池で採取した底



写真-1 大粒径塊状で解砕した場合



写真-3 細粒径粉々に解砕した場合



写真-2 中粒径粒状に解砕した場合（標準解砕粒径）

泥土（シルト分/粘土分=54/42(%)， $w_0=240\sim 250\%$ ， $w_t/w_p=92/58(\%)$ )の結果を示してある。この図によると、砕・転圧による強度低下は初期固化時の養生日数  $t_s=3$  日が特に著しく、 $t_s=3$  日まで約 50%も低下してしまうことがわかる。

なお、通常土からなる盛土材では、より密になるように高い締固め度で転圧することが重要である。しかし、この砕・転圧土では、原土が高含水比の底泥土であるため、解砕した粒子が潰れて隙間のない状態まで締まったなら、それ以上の転圧をすと過転圧状態になり泥濘化してしまう（実施工では転圧機械のトラフィカビリティーが確保できない状態になる）。通常盛土材であれば泥濘化状態では軟弱部として残ってしまうが、砕・転圧土では過転圧により泥濘化させても、時間経過とともに硬化してくる。これは、この砕・転圧土の強度発現が、締固め密度ではなく、セメント系

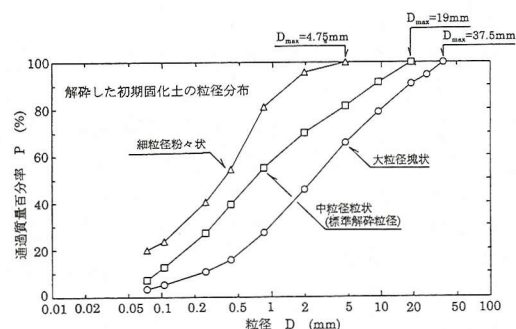


図-9 各解砕粒径における粒度曲線

固化材により硬化したものであり、解砕粒子間の隙間がなくなれば締固め密度は重要ではないからである。しかし、次項の「解砕粒径が砕・転圧土の強度に及ぼす影響」の項で述べるように、泥濘化は細かく砕いた場合に相当し発現強度が小さいので、過転圧は避けねばならないのはいうまでもない。

以上このことから、砕・転圧土の強度は、この初期固化土を解砕して転圧するまでの初期固化養生日数  $t=t_s$  と、この時までには発揮されている初期固化土の強度( $q_{t_s}$ )の影響を受けるので、実施工での砕・転圧による盛土地盤の目標強度を設定にはこの2つの要因と、その時の初期固化土からの強度低下特性の影響を考慮して設定しなければならないことがわかる。

## (2) 解砕粒径が砕・転圧土の強度に及ぼす影響

ここでは砕・転圧土にするための初期固化土を解砕した時の粒径の大きさ、いわゆる解砕粒径が強度に与える影響を調べる。そこで初期固化土 ( $C_w=7.5\%$ ， $t_s=3$

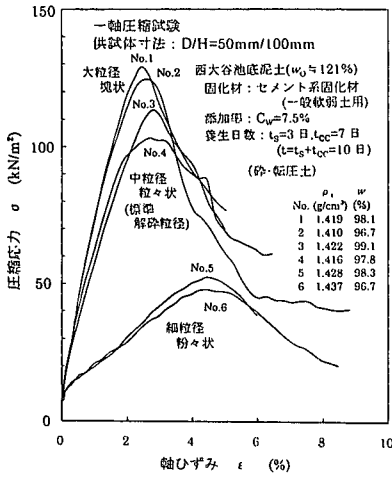


図-10 各解砕粒径による砕・転圧土の一軸圧縮試験

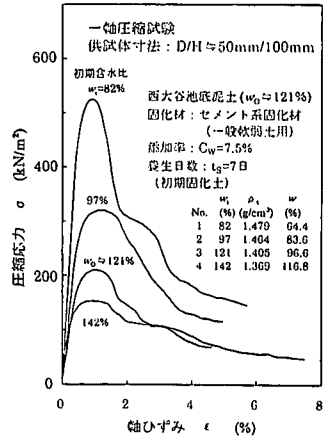


図-11 初期含水比  $w_1$  が初期固化土の強度に及ぼす影響

日)を、大粒径の塊状(最大粒径約30mm程度)、粒径10mm程度の中粒径の粒状(ここで実施した試験の標準解砕粒径である)、そして中粒径に解砕したものをさらにミキサー内で粉々状にした細粒径の3種類で解砕し、各解砕粒径の砕・転圧土の供試体を作製し1週間後に試験を実施した( $t_{cc} = 7$ 日,  $t = t_s + t_{cc} = 10$ 日)。写真-1(大粒径塊状)、写真-2(中粒径粒状)、写真-3(細粒径粉々状)には初期固化土を3種類の解砕粒径で解砕した状態の試料を示す。図-9には各解砕粒径で解砕した代表的な固化処理土を1ヶ月空乾状態で固化させてから実施した粒度試験の結果を示すが、ほぼ最大粒径が異なるがほぼ平行な粒度分布となっていることがわかる。次に、図-10に各解砕粒径の供試体の一軸圧縮試験から得られた応力~ひずみ曲線を示す。この図から、強度は標準状態の中粒径粒状の供試体を基準にすると、大粒径塊状に解砕した供試体強度は大きくなるが(2割程度)、細粒径粉々状にまで解砕したものは半分以下まで低下することがわかる。このような解砕粒径による強度の相違は以下のようなことであると思われる。粗粒に解砕した場合には、初期固化部分が解砕・転圧しても完全に潰れることなくある程度の強度を保持したまま残った部分が核となり、これらの周辺の初期固化部分が完全に破壊して強度が再発現してくる部分とが合わさって地盤全体として発揮される強度は大きくなる。これに対して、細粒に解砕すると初期固化部分が解砕・転圧により完全に破壊されてしまう割合が高く、その後に発揮される地盤強度は再発現によるものだけで、粗粒で解砕した場合に比べて小さくなる。

このように初期固化土の解砕粒径が砕・転圧土の強度に強く影響を及ぼすため、実施工では使用目的に

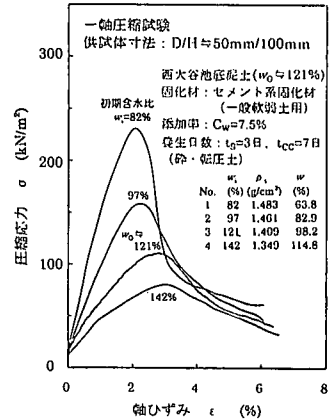
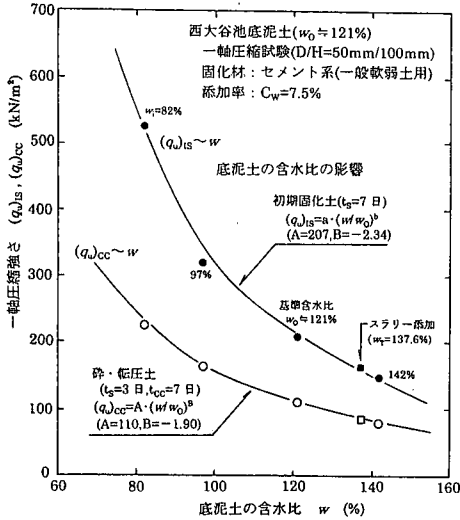


図-12 初期含水比  $w_1$  が砕・転圧土の強度に及ぼす影響

応じて解砕程度を選択しなければならない。例えば、固化処理土を堤体の下流側に腹付け・押え盛土をする場合のように安定性だけを確保するためには、解砕粒径は大きく塊状に砕いて転圧するのが効果的である。しかし上流側に前刃金土として腹付け盛土する場合のように遮水性が要求される時には、粒径を大きく砕いた塊状粒子は転圧しても粒子間接触部に隙間が残る可能性が考えられるので、多少強度を犠牲にしても細かく砕いて塊粒子接触部間に隙間ができないように転圧することが必要であろう。

いずれにせよ固化処理土の使用目的(堤体盛土の安定性か、遮水性の確保か)に応じて適切な解砕粒径を選択しなければならないが、具体的にはどのように決めればよいだろうか。室内配合試験は、実粒径に合わせた供試体を作製すると大型試験を実施しなければ



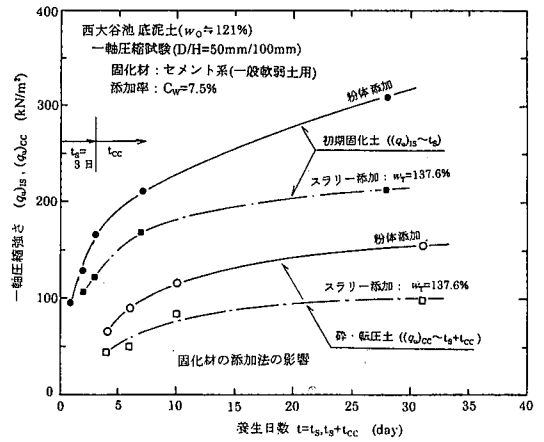
図一 13 強度  $(q_u)_{IS}$ ,  $(q_u)_{CC}$  ~ 含水比  $w_1$  の関係

ならないから、供試体に適した粒径範囲内で解砕して砕・転圧土供試体を作製し一種のインデックス試験として実施して目標強度のみを設定する。そして解砕粒径の大きさは実大レベルで評価できる試験施工や実施工における実績等により選定し、解砕粒径に起因した室内試験強度と現場強度との相違は現場/室内強度比で補正するのが現実的であろう。

### (3) 底泥土の含水比の影響

底泥土の固化処理をより効率的に行うにはその初期含水比  $w_1$  は低い方が有利である。しかし底泥土の固化処理前の初期含水状態は、原位置固化処理法のように池内を落水しドライ状態にしてからの放置期間に（さらに溝切り等を施すかどうかにもよる）、あるいは搬出固化処理法のように底泥土を浚渫してからの余水処理の方法やその処理程度等により大きく変動する。そこでここでは底泥土の  $w_1$  が固化処理効果に及ぼす影響を調べるために、 $w_1$  を変えた固化処理した底泥土の一軸圧縮試験を実施した。供試体は、底泥土の  $w_1$  を基準含水比  $w_0=121\%$  に対して、低含水比側に  $w_1=97\%$ ,  $82\%$ 、高含水比側に  $w_1=142\%$  の含水比になるように調整した底泥土を準備し、各含水比の底泥土に固化材を  $C_w=7.5\%$  で添加・混合して作製した。

図一 11、図一 12 にそれぞれ  $w_1$  と砕・転圧土の一軸圧縮試験から得られた応力 ~ ひずみ曲線を示すが、 $w_1$  が高いほど強度は小さくなるのがわかる。これらの図から、砕・転圧土だけの一軸圧縮強さ  $(q_u)_{CC}$  を読み取り、固化材添加前の  $w_1$  に対してプロットした関係を図一 13 に示す。これより強度は  $w_1$  が低い方が



図一 14 固化材添加法の影響 (粉体とスラリー)

大きくなり、ある含水比以下（ここでは90%以下）になると急増することがわかる。また  $q_u \sim w$  関係は両対数グラフ上でほぼ直線関係にあり、指数関数式

$$(q_u)_{IS} = a \cdot (w/w_0)^b \quad (4a)$$

$$(q_u)_{CC} = A \cdot (w/w_0)^B \quad (4b)$$

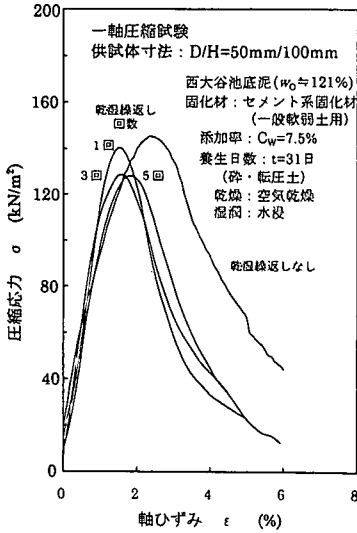
で近似できる ( $a$ ,  $A$  は  $w/w_0=1.0$  時の一軸圧縮強さ、 $b$ ,  $B$  はそれぞれ近似直線の傾き)。この関係は実施工時の施工管理において含水比の変動にもなう強度の概略的な推定に使用できる。図中には試験データから推定したこれらの予測式をそれぞれ示すが、比較的よい近似を与える。

### (4) スラリー状態で固化材を添加した場合との比較

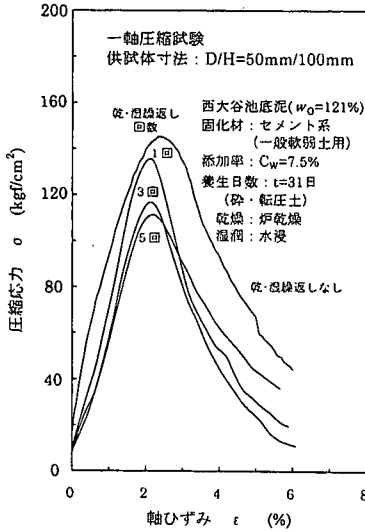
以上の試験は固化材をすべて粉体状態で底泥土に添加した場合であるが、ここではスラリー状態で添加した場合の固化処理特性を調べた。一般に粉体添加法は底泥土の含水比を高めないフレコン散布であれば、固化材供給プラントが不要であるなど経済的に有利な面もあるが、混合効率がやや低いことや粉塵が発生するなど問題がある。これに対して固化材に水を加えてスラリー状にして底泥土に添加するスラリー添加方式があり、この添加法は加水分だけ底泥土の含水比を高めてしまうことやスラリープラントを必要とすることが問題となるが、取扱いが容易で混合効率がよい、粉塵が発生しないなど有利な面が多い。

試験に使用した固化材スラリーは、固化材重量  $W_c$  に加えた水重量  $W_{cw}$  の比として水・固化材比:  $w/c = W_{cw}/W_c$  で表示すると、 $w/c=1.0$  とした。図一 14 に固化材をスラリー状態で添加した初期固化土と砕・転



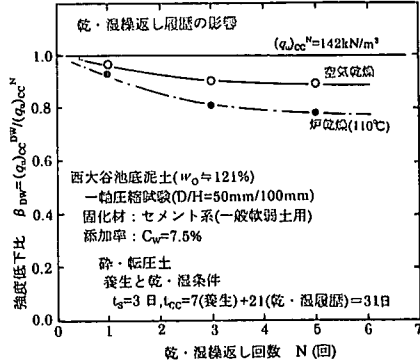


図一15 乾・湿繰返し履歴の影響 (空気乾燥⇒水浸)



図一16 乾・湿繰返し履歴の影響 (炉乾燥⇒水浸)

圧土の一軸圧縮試験から求めた一軸圧縮強さ $(q_u)_{IS}$ 、 $(q_u)_{CC}$ と養生日数 $t$ の関係を示す。また図には比較のため粉体状態で添加した供試体の $(q_u)_{IS}$ 、 $(q_u)_{CC} \sim t$ 関係(図-5)を示してある。この図から初期固化土、砕・転圧土ともにスラリー添加の方が強度は低いことがわかる。これは前述したように固化材をスラリー状にするための加水による含水比の増加によるためと思われる。そこで固化材をスラリー状態で添加した時の供試体の $t=t_s+t_{CC}=10$ 日における一軸圧縮強さ $q_u$ と含水比 $w$ の関係を前述した図-13の $q_u \sim w$ 関係上にプロットすると、ほぼ同じ $q_u \sim w$ 線上にあることがわかる。



図一17 乾・湿繰返し履歴による強度低下

このことは室内試験のようにどちらの添加法でも均一に混合できる場合には、強度は固化材の添加量が同じであればほぼ含水比のみにより決まることを示唆しているといえよう。しかし、一般に実施工での固化材の添加・混合においては、スラリー添加法は粉体添加法よりも混合効率も良く混合程度の均一性に優れているとされているので、このような場合には添加法による相違があるため、固化処理強度は含水比だけでは決まらないと思われる。

### (5) 乾・湿繰返し履歴の影響

砕・転圧土で造成した堤体の各部分は貯水位や地下水水位の変動、晴天・降雨等の気候条件により乾燥状態と湿潤状態の変化を繰返し受ける、いわゆる乾・湿繰返し環境下に置かれることもある。そこで砕・転圧土の強度がこのような乾・湿繰返し履歴により受ける影響を調べるため、以下に示すような乾・湿繰返し履歴を加えた供試体の一軸圧縮試験を実施した。乾・湿繰返し履歴の加え方は、 $t_s=3$ 日、 $t_{CC}=28$ 日の砕・転圧土(全養生日数は $t=t_s+t_{CC}=3+28=31$ 日)の強度を基準とするために、3日間養生した初期固化土( $t_s=3$ 日)を解砕して作製した砕・転圧土の供試体を室内で一週間放置した後( $t=t_s+t_{CC}=3+7=10$ 日)、これに残りの21日間に所定回数の乾燥状態(110°C炉乾燥と空気乾燥の2種類)→湿潤状態(水浸)の繰返し履歴を等間隔で加えた。つまり、乾・湿履歴1回は $2 \times 10.5=21$ 日/1サイクル、3回は $2 \times 3.5=7$ 日/1サイクル、そして5回は $2 \times 2.1=4.2$ 日/1サイクルになるように乾・湿繰返し履歴を与えた。

この乾・湿繰返し履歴を与えた砕・転圧土供試体の一軸圧縮試験から得られた応力～ひずみ曲線をそれぞれ図-15と図-16に示す。また図-17には乾・湿繰返し履歴のない供試体の一軸圧縮強さ $(q_u)_{CC}^N$ に対する乾・湿繰返し履歴を与えた供試体の一軸圧縮強



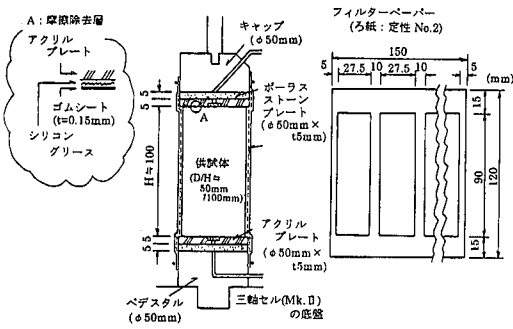


図-18 三軸圧縮試験における供試体条件

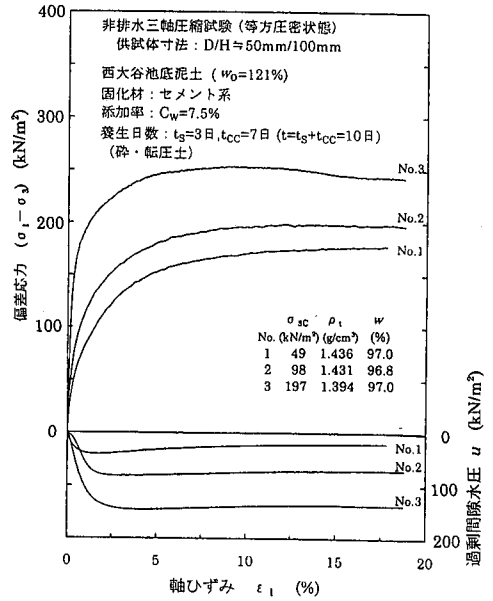


図-20 砕・転圧土の応力～ひずみ関係

応であるものと考えられる。

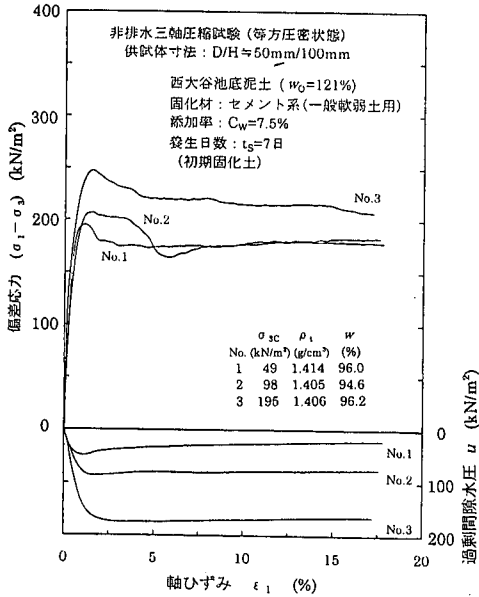


図-19 初期固化土の応力～ひずみ関係

$(q_w)_{cc}^{DW}$  の比である

$$\text{強度低下比} : \beta_{DW} = (q_w)_{cc}^{DW} / (q_w)_{cc}^N \quad (5)$$

と乾・湿繰返し回数  $N$  の関係を示す。これらの図から乾・湿繰返し履歴のある供試体の強度は、乾・湿繰返し回数が増加するにつれて低下すること、かつその低下割合はより過酷な条件である乾燥履歴が炉乾燥状態の場合の方が大きいことがわかる。しかし乾・湿繰返し履歴による強度低下はせいぜい約 1~2 割程度である。したがって、実際に原位置で乾・湿繰返し環境下に置かれる可能性がある堤体部分にある固化処理土では 1~2 割の強度割増しをして目標強度を設定すれば、このような乾・湿繰返し履歴による強度低下に対

## 5. 初期固化土と砕・転圧土の三軸圧縮試験

盛立てられた堤体内の土の要素はある拘束圧下に置かれるが、固化処理した底泥土により造成された堤体の変形解析や安定性評価に必要な応力～ひずみ特性、強度パラメータ ( $c$ ,  $\phi$ ) を調べるには三軸圧縮試験が適している。そこで固化処理した底泥土の砕・転圧による変形性の改良効果や強度パラメータを調べるために、圧密・非排水三軸圧縮試験 (CU-試験) と非圧密・非排水三軸圧縮試験 (UU-試験) を実施した。この時の供試体の上・下端面と側面の条件を図-18 に示す。すなわち供試体の上・下端面は、端面摩擦を除去するためにアクリルプレート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、さらにフィルターの役割をするポーラスストーンを設置し、側面には排水用の縦方向にスリットを設けたろ紙を巻いた。固化処理土は一般に透水性が低く完全に飽和させるのが困難であるが、炭酸ガスを通してから脱気水を流し、さらに背圧  $\sigma_{BP}=98\text{kN/m}^2$  を加えて完全飽和状態になるように目指した (B 値は 0.95 以上になるようにした)。CU-試験は拘束圧レベルを  $\sigma_3=49,98,196\text{kN/m}^2$  まで等方圧密させた後に非排水状態でせん断速度  $0.3\%/min$  でせん断した。また、UU-試験では非圧密状態で拘束圧レベルを  $\sigma_3=49,98,196\text{kN/m}^2$  まで増



圧密・非排水三軸圧縮試験  
試料：西大谷池底泥

写真-4 初期固化土供試体の破壊



圧密・非排水三軸圧縮試験  
試料：西大谷池底泥

写真-5 砕・転圧土供試体の破壊

加させた後に非排水状態でせん断した。

図-19, 図-20には,  $C_w=7.5\%$ で作製した初期固化土 ( $t_s=7$ 日)と砕・転圧土 ( $t_s=3$ 日,  $t_{cc}=7$ 日,  $t=t_s+t_{cc}=10$ 日)のCU-試験から得られた応力~ひずみ関係をそれぞれ示す。なお, 図中の  $\rho_v$ ,  $w$  は供試体を試験機にセットした時の値を示している。これらの図から以下のことがわかる。初期固化土と砕・転圧土の応力~ひずみ曲線の間には大きな相違が見られる。つまり初期固化土の応力~ひずみ曲線は, せん断初期にはほぼ線形的に偏差応力が増加し, 明瞭なピーク応力 ( $\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$  が小さい軸ひずみ  $\epsilon_f$  (破壊ひずみ) で現れ, そしてこの  $\epsilon_f$  を越えると急激に偏差応力は低下し最終的に残留状態に至る。これに対して, 砕・転圧土の応力~ひずみ曲線は通常土に近い形状の応力~ひずみ曲線を示し, せん断初期から偏差応力は非線形的に増加してゆき, 明瞭なピーク偏差応力 ( $\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$  が現れず, またこの状態での軸ひずみ  $\epsilon_f$  も通常土なみの値である。このような変形性の相違は, 写真-4, 写真-5にそれぞれ示す初期固化土と砕・転圧土のせん断後の供試体の破壊モードからもわかる。つまり, 初期固化土では局部的に変形が集中して明確なすべり面が現れるのに対して, 砕・転圧土では通常土と同様に変形集中は少なく樽型変形をしている。また, このような初期固化土と砕・転圧土における応力~ひずみ曲線の相違に比較すると, せん断中の過剰間隙水圧  $u$  の変化の差は少ないことがわかる。これら初期固化土と砕・転圧土の応力~ひずみ曲線から読み取った ( $\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$  時の軸ひずみ  $\epsilon_f$  を図-21に示すが,

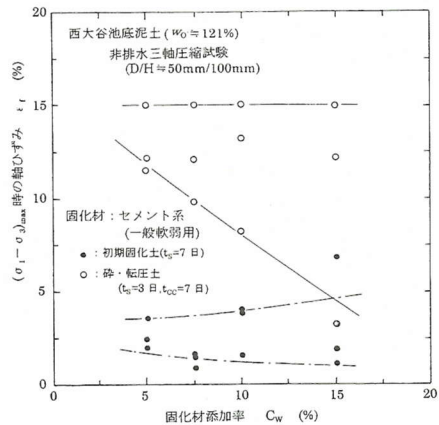


図-21 初期固化土と砕・転圧土の破壊ひずみ  $\epsilon_f$

砕・転圧土の破壊ひずみは  $\epsilon_f=3\sim 15\%$ と通常土と同程度にあることがわかる。以上から初期固化土を解砕して転圧することで, 再発現強度は初期固化状態よりも低下するものの, その変形性が大幅に改良されることがわかる。ここで変形性の改良効果の評価に  $\epsilon_f$  を使用したのは, 例えば変形係数  $E_{50}$  では三軸圧縮試験により求められる値が拘束圧に強く依存するが,  $\epsilon_f$  の値は, 拘束圧の影響が  $E_{50}$  に比較してずっと少ないからである。

このような初期固化土の砕・転圧による変形性の改良機構は, 初期固化している解砕粒子が転圧により潰れて密な状態になるが, 完全に潰れずにある程度初期

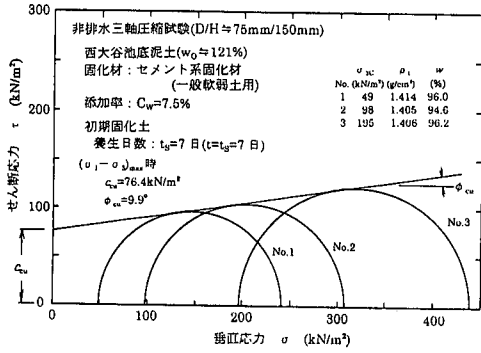


図-22 初期固化土の強度パラメータ( $c_{cu}$ ,  $\phi_{cu}$ )

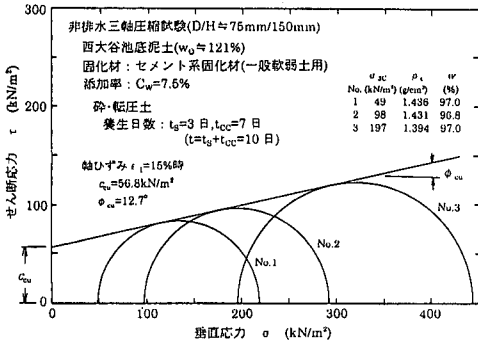


図-23 砕・転圧土の強度パラメータ( $c_{cu}$ ,  $\phi_{cu}$ )

固化状態のままに残った部分と完全に潰れて強度が再発現する部分とが混在して再固化地盤が形成されるため、砕・転圧土の剛性は初期固化土だけの場合に比較して全体的に低下するため変形性が改良されるためと考えられる。

次に図-19, 図-20に示した  $C_w=7.5\%$  の初期固化土と砕・転圧土の応力~ひずみ曲線の  $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$  による Mohr の応力円から求めた強度パラメータ ( $c_{cu}$ ,  $\phi_{cu}$ ) をそれぞれ図-22, 図-23に示す。また図-24に  $C_w$  を変えた同様の試験から求めた強度パラメータ ( $c_{cu}$ ,  $\phi_{cu}$ ) と  $C_w$  の関係を示す。これらの図から、固化処理土の強度成分は粘着力  $c_{cu}$  が主であり ( $C_w$  の増加に対して増加する)、内部摩擦角  $\phi_{cu}$  は小さいことがわかる。

以上の三軸圧縮試験はすべて CU-条件で実施してきた。しかしながら、後述するように固化処理した底泥土は遮水材としての適用性を検討されるなど透水性の低い材料であるため、堤体内の土の要素は盛立て直後には排水が許されず非圧密状態に置かれることになる。そこで施工中の堤体安定性の検討には UU-状態で発揮される強度パラメータ ( $c_u$ ,  $\phi_u$ ) を用いる方が合理的と考えられる。図-25, 図-26には  $C_w=7.5\%$

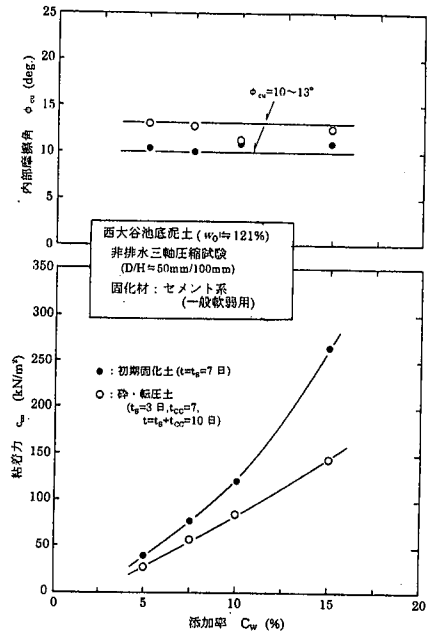


図-24 初期固化土と砕・転圧土の強度パラメータ ( $c_{cu}$ ,  $\phi_{cu}$ ) と固化材添加率  $C_w$  の関係

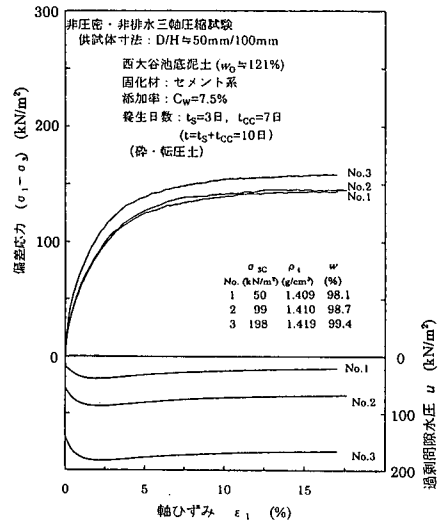


図-25 砕・転圧土の UU-試験による応力~ひずみ関係

により作製した砕・転圧土の UU-試験から得られた応力~ひずみ関係と Mohr の応力円から求めた強度パラメータ ( $c_u$ ,  $\phi_u$ ) の例を示す。また図-27に  $C_w$  のみを変えた同様の試験から求めた ( $c_u$ ,  $\phi_u$ ) を  $C_w$  に対してプロットした結果を示す。これらの図から UU-状態での応力~ひずみ曲線は CU-試験と同様に変形

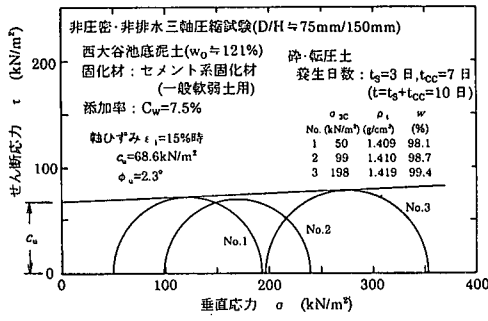


図-26 UU-試験による強度パラメータ( $c_u, \phi_u$ )

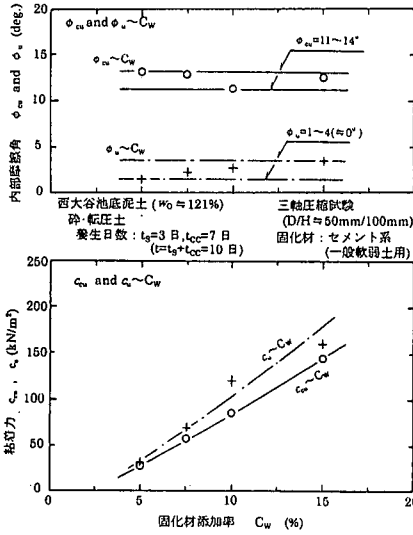


図-27 碎・転圧土のCU・UU-試験による強度パラメータ:( $c_u, \phi_u$ ), ( $c_u, \phi_u$ )

性が改良されているが、強度パラメータは内部摩擦角が $\phi_u=1.5\sim 3.6^\circ$ 程度で、ほとんど無視できる値である( $\phi_u=0^\circ$ )。粘着力 $c_u$ はCU-状態でのものよりやや大きいか、あるいはほぼ同程度にあることがわかる。このようにCU-試験による内部摩擦角がやや大きいのは、碎・転圧土のような固化処理土でもわずかではあるが圧密による強度増加の効果があることを示しており興味深い。

以上から、安定性の検討に使用する強度パラメータの考え方からすると、固化処理した底泥土により造成した堤体の安定性のうち、施工中の安定性は内部摩擦角を無視したUU-強度 $c_u$ を用いた安定計算、あるいは施工後の安定性はCU-強度( $c_u, \phi_u$ )を用いた安定計算が合理的と思われる。しかし、 $\phi_u$ は小さいから

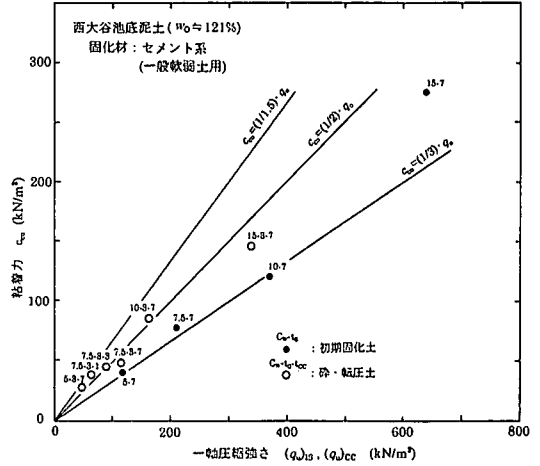


図-28 固化処理した底泥土の $c_u \sim q_u$ 関係

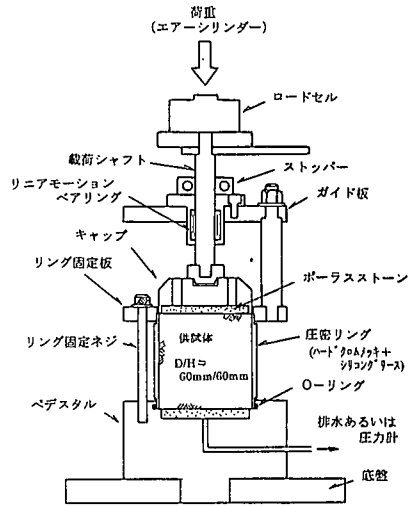


図-29 使用した圧密試験機(D/H=60mm/60mm)

これを無視すれば、施工中あるいは施工後の堤体の安定性はともにCU-試験による粘着力 $c_u$ のみを用いた安定計算でも安全側になることや、三軸圧縮試験の実施が排水条件がCU-状態の一種類だけでよいことなどから便利であろう。

三軸圧縮試験から求められた強度パラメータ( $c_u, \phi_u$ )のうちの、粘着力 $c_u$ と一軸圧縮強さ(●:初期固化土( $q_{uIS}$ )あるいは○:碎・転圧土( $q_{uCC}$ ))の関係を図-28に示す。この図から、碎・転圧土の $c_u \sim q_u$ 関係は通常の飽和粘性土のUU-試験による粘着力 $c_u$ と一軸圧縮強さ $q_u$ の間に成り立つとされる直線関係と同様な

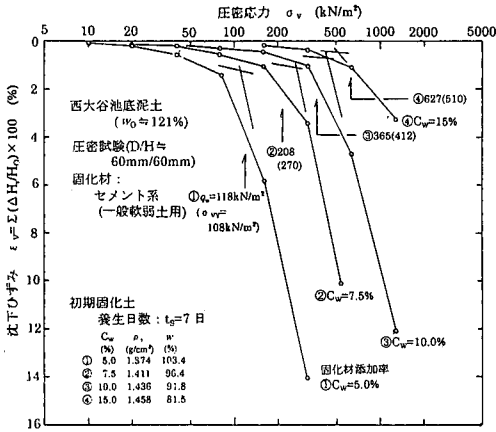


図-30 初期固化土の  $\varepsilon_v \sim \sigma_v$  関係

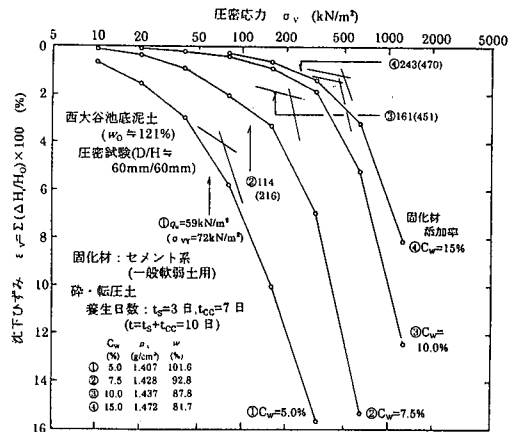


図-31 砕・転圧土の  $\varepsilon_v \sim \sigma_v$  関係

$$c_{ai} = (1/2) \cdot (q_u)_{cc} \quad (6)$$

が成り立つようであるが、初期固化土では

$$c_{ai} = (1/2 \sim 1/3) \cdot (q_u)_{is} \quad (7)$$

である。これらの関係式の係数は、固化材配合条件等により代わる可能性があるが、これらを事前に求めておけば、三軸圧縮試験から求めなければならない粘着力を一軸圧縮強さから簡単に推定でき、実施工時の初期固化土地盤、砕・転圧土地盤の現場強度を確認するための施工管理に便利である。

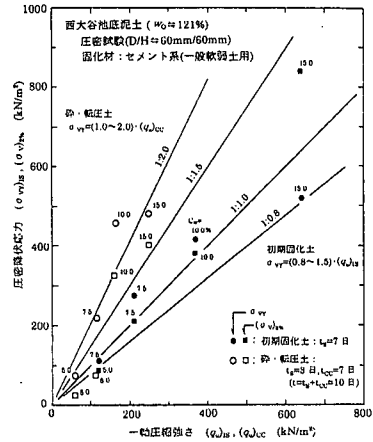


図-32  $\sigma_{vy}$ ,  $(\sigma_v)_{25\%} \sim q_u$  関係

## 6. 圧密試験

### (1) 圧密沈下曲線 ( $\varepsilon_v \sim \sigma_v$ 関係)

固化処理した底泥土で造成した盛土は、盛立てに伴う自重の増加により沈下するが、ここではこの時の沈下特性を知るために初期固化土と砕・転圧土の圧密試験を実施した。圧密試験は図-29に示すような  $D/H=60\text{mm}/60\text{mm}$  の圧密リングを使用する圧密試験機により実施した(供試体は浸水状態においたが、かならずしも飽和状態にない)。ここで標準圧密試験(JGS T411)よりも高さの大きい供試体を使用したのは、底泥土が  $D_{\max}=10\text{mm}$  であるので粗粒子が含まれても供試体が一樣沈下をするように、端面整形時に乱れが加わってもその影響を小さく抑えられるようにするためである。

$C_w$  を変えて作製した初期固化土 ( $t_s=7$  日) と砕・転圧土 ( $t_s=3$  日,  $t_{cc}=7$  日) の圧密試験から得られた初

期固化土と砕・転圧土の沈下ひずみ  $\varepsilon_v \sim$  圧密応力  $\sigma_v$  の関係を図-30と図-31にそれぞれ示す。ここでの沈下ひずみは各  $\sigma_v$  の載荷レベルにおいて24時間載荷したときに供試体に生じた沈下量  $\Delta H_i$  を初期高さ  $H_0$  で除して求めた沈下ひずみ  $\Delta \varepsilon_v [=(\Delta H_i/H_0) \times 100(\%)]$  を合計して算定した。

$$\varepsilon_v = \sum (\Delta H_i/H_0) \times 100 (\%) \quad (8)$$

なお、これらの図には同じ  $C_w$ 、養生日数における固化処理土の一軸圧縮試験から得られた一軸圧縮強さ  $q_u$  と圧密降伏応力  $\sigma_{vy}$  をそれぞれ示す。この  $\sigma_{vy}$  は沈下が急増する時の  $\sigma_v$  に相当するが、一義的に決めにくいので便宜的に沈下曲線の初期沈下曲線部と最終沈下曲線部を直線近似したときの交点として求めたものである。これらの図から、初期固化土がある  $\sigma_v$  を越え

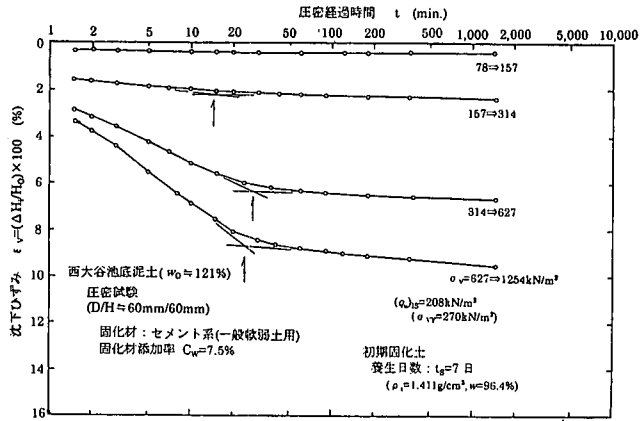


図-3-3 初期固化土( $t_0=7$ 日)の圧密沈下の時間的変化 ( $\epsilon_v \sim \log t$ )

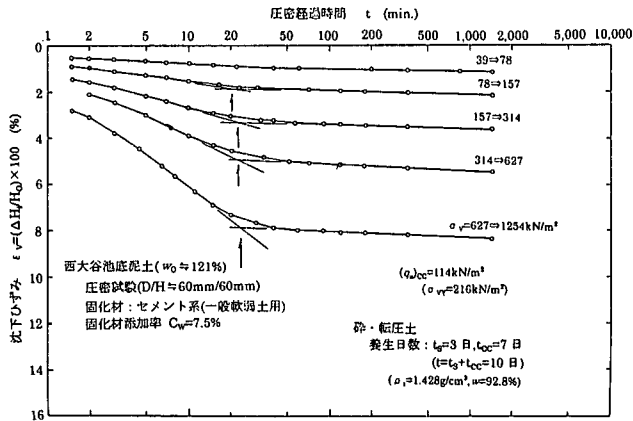


図-3-4 砕・転圧土( $t_0=3$ 日,  $t_{cc}=7$ 日)の圧密沈下の時間的変化 ( $\epsilon_v \sim \log t$ )

ると  $\epsilon_v$  が急増する傾向が著しいのに対して、砕・転圧土は初期固化土よりも  $\epsilon_v$  は  $\sigma_v$  の増加とともに緩やかに生じ、この傾向は  $C_w$  が少なくなるほど顕著である。これは、初期固化土は  $\sigma_{vy}$  を超えると固化構造が破壊されて急激な沈下が発生するのに対して、砕・転圧土は三軸圧縮試験結果で示したように破壊ひずみが大きく、通常土レベルまで変形性が改良されているので、 $\sigma_v$  が  $\sigma_{vy}$  に至っても緩やかに  $\epsilon_v$  が進行してゆくためと思われる。

次に図-3-2には  $\sigma_{vy}$  と  $q_u$  の関係を示す。図中には許容できる  $\epsilon_v$  として選択した  $\epsilon_v=2\%$  に対応する圧密応力  $(\sigma_v)_{2\%}$  の関係も示す。ここで  $\epsilon_v=2\%$  を選択した理由は、砕・転圧土の  $C_w$  の小さい配合を除けば急激な沈下が生じる  $\sigma_{vy}$  に相当する  $\epsilon_v$  がほぼ  $2\%$  であり、 $(\sigma_v)_{2\%}$  が  $\sigma_{vy}$  を求めにくい場合の代用になるか

らである。これらはおおよそ

$$\text{初期固化土: } \sigma_{vy}, (\sigma_v)_{2\%} = (0.8 \sim 1.5) \cdot (q_u)_{IS}$$

$$\text{砕・転圧土: } \sigma_{vy}, (\sigma_v)_{2\%} = (1.0 \sim 2.0) \cdot (q_u)_{CC}$$

のように直線関係にある。いずれにせよ、圧密沈下が急増する  $\sigma_{vy}$  の推定や沈下に対する目標強度の設定にも一軸圧縮強さを使用することが可能と思われる。

この沈下に対する目標強度は、固化処理土により盛立てた堤体の自重による過大な沈下(破壊)が生じないような強度として設定するのが自然であり、固化処理土による腹付け盛土、押え盛土等で対象となる土被り圧領域により決まる。したがって、砕・転圧土で盛立てる堤体における目標強度は、過大な沈下の防止に必要なとされる強度  $(q_u)_{CC}^*$  Settlement と堤体の安定性の確保

するために必要な強度 $(q_u)_{CC}^*$ とを比較して、大きい方を目標強度

$$(q_u)_{CC}^* = [(q_u)_{CC}^*_{Settlement}, (q_u)_{CC}^*_{Stability}]_{max} \quad (9)$$

として選択すべきである。

## (2) 圧密沈下～経過時間関係( $\epsilon_v \sim \log t$ 関係)

初期固化土( $t_s=7$ 日)と砕転圧土( $t_s=3$ 日,  $t_{cc}=7$ 日)の沈下の時間的変化を調べるために、 $C_w=7.5\%$ における各圧密応力レベル $\sigma_v$ での $\epsilon_v \sim t$ 関係を片対数グラフにプロットした結果を図-33, 図-34にそれぞれ示す。これらの図から改良土の沈下曲線は全体の沈下量に比較して初期の沈下量(即時沈下量)の割合が大きく、その後の時間経過に伴う沈下量は小さいことがわかる。そして $\sigma_{vy}$ 以下の $\sigma_v$ レベルではほぼ初期沈下のみで、圧密経過時間に伴う沈下はほとんど無視できる(弾性的な沈下のみ)。これに対して $\sigma_{vy}$ を越える $\sigma_v$ レベルでは初期沈下後、圧密経過時間に伴う沈下が生じる。そしてこの時間経過に伴う沈下は、片対数グラフ上で圧密初期部において傾きの大きい2本の直線に近い性状を示している(通常の粘性土では長期沈下部が直線に近い逆S時曲線形状になる)。以上から、底泥土を固化処理した初期固化土、砕・転圧土は $\sigma_{vy}$ 以下の $\sigma_v$ であればほぼ弾性的な挙動にあるといえよう。

## 7. 三軸試験装置を用いた透水試験

固化処理した底泥土のため池堤体の遮水ゾーン(コア材・刃金土)あるいはブランケット材への適用性を検討するため、堤体内の土要素が受ける盛立てに伴う土被り圧の増加を供試体に再現できる三軸試験装置を用いた透水試験(以下三軸透水試験という)により、固化処理底泥土の透水係数を調べた。この試験は、供試体に通常の三軸試験と同様に土被り圧に相当する等方圧密応力 $\sigma_c$ のもとで圧密を終了させてから透水試験を実施するもので、透水係数の拘束圧依存性を調べることができる<sup>1),2)</sup>。供試体上・下端面には、供試体断面内を水が一樣に流れるように、フィルターとしての役目をするポーラスストーン(透水係数 $k_{FS}=5.55 \sim 6.10 \times 10^{-2} \text{cm/sec}$ )を設置した。そして透水試験は図-35に概念的に示すように供試体の両端に連絡させた2本のビュレット間(A, B)に透水させて行すが、水はビュレットAから供試体の下端から上向きにビュレットBに流した。

この時の透水係数は両方のビュレットの断面積が同

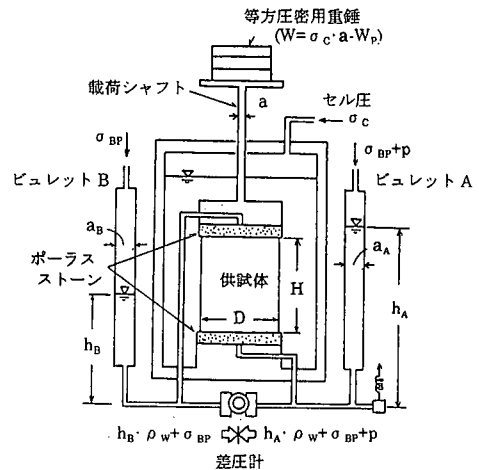


図-35 三軸試験装置を用いた透水試験

じ( $a=a_A=a_B$ )であれば次式から求まる。

$$k=2.303 \cdot H \cdot a \cdot \log_{10}(H_1/H_2)/2 \cdot A_S \cdot (t_1-t_2) \quad (10)$$

ここで $H_1$ は透水開始時 $t=t_1$ の水頭差( $H_1=h_A-h_B$ ),  $H_2$ は透水終了時 $t=t_2$ の水頭差( $H_2=H_1-2 \cdot \Delta h$ ), そして $\Delta h$ はビュレットAにおける透水中の水位低下あるいはビュレットBにおける透水中の水位上昇である( $H, A_S$ はそれぞれ供試体の高さ, 断面積)。この透水試験は、三軸試験の場合と同様に、炭酸ガスと脱気水を流した後に背圧 $\sigma_{BP}=98 \text{kN/m}^2$ を作用させて供試体の飽和度を高めた状態で、等方圧密応力 $\sigma_c$ を $\sigma_c=19.6 \Rightarrow 49 \Rightarrow 98 \Rightarrow 196 \Rightarrow 392 \text{kN/m}^2$ のように段階的に増加させ、各 $\sigma_c$ レベルで過剰間隙水圧の消散を確認後に実施した。

図-36に三軸透水試験により、 $C_w=5.0, 7.5, 10.0, 15.0\%$ と変えて求めた砕・転圧土( $t_s=3$ 日,  $t_{cc}=7$ 日)の透水係数の拘束圧依存性を両対数グラフ上( $\log_{10} k \sim \log_{10} \sigma_c$ )に示す。この図から、砕・転圧土の透水係数は $\sigma_c$ が増加するほど低下すること、この低下の程度は両対数グラフ上でほぼ直線になることがわかる。この透水係数の低下は圧密に伴う透水空隙の減少によるためと考えられる。また $C_w$ の高い砕・転圧土ほど低い $\sigma_c$ 領域での $k$ は小さいが、 $\sigma_c$ の増加による $k$ の低下が傾向がわずかながら認められる。これは $C_w$ の高い供試体では $\sigma_c$ の増加による固結強度が大きくもともと $k$ が小さいが、圧密沈下が少なく透水空隙が変化しないので $k$ の低下が少なくなるためと考えられる。しかし、全体的に見れば固化材添加率の差による透水係数の相違は少なく、砕・転圧土の $k$ の拘束圧依存性は通常土のコア材における関係<sup>1),3)</sup>と同じように



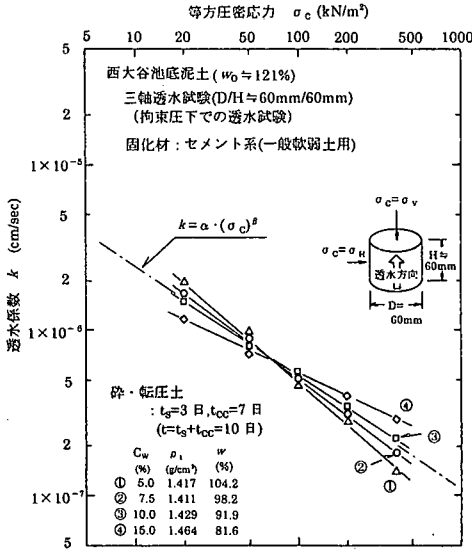


図-36 砕・転圧土の等方応力下での透水係数

指数関数式

$$k = \alpha \cdot (\sigma_c)^\beta \quad (11)$$

で近似できるようなのである。ここで  $\alpha$ ,  $\beta$  はそれぞれ  $\log_{10} k \sim \log_{10} \sigma_c$  関係での代表的な圧密応力レベル  $\sigma_c^* = 98 \text{ kN/m}^2$  ( $\sigma_c / \sigma_c^* = 1.0$ ) における  $k$ , 近似直線の傾きである。いずれにせよ, 砕・転圧土の  $k$  はフィルダムコア材に要求される遮水性の目安である  $k = 1.0 \times 10^{-5} \text{ cm/sec}$  以下の

$$k = 1.0 \times 10^{-6} \sim 1.0 \times 10^{-7} \text{ cm/sec}$$

のレベルにあり, 十分な遮水性を有していることがわかる。したがってこの砕・転圧土は, 通常土と同レベルの変形性にあるので, 大変形やクラックに対して抵抗の大きい遮水材料といえよう。

## 8. 実施工で注意が必要な事項

以上から, ため池に堆積した底泥土を固化処理した改良土は, 所定期間放置して固化させてから解砕して砕・転圧土として使用することにより堤体盛土材として適用できることが確認できたが, この場合の基本的な施工工程を図-37に示す。この施工工程において固化処理するまでの各工程はヘドロや汚泥を運搬(捨土)するための, あるいは埋戻し土・裏込め土に

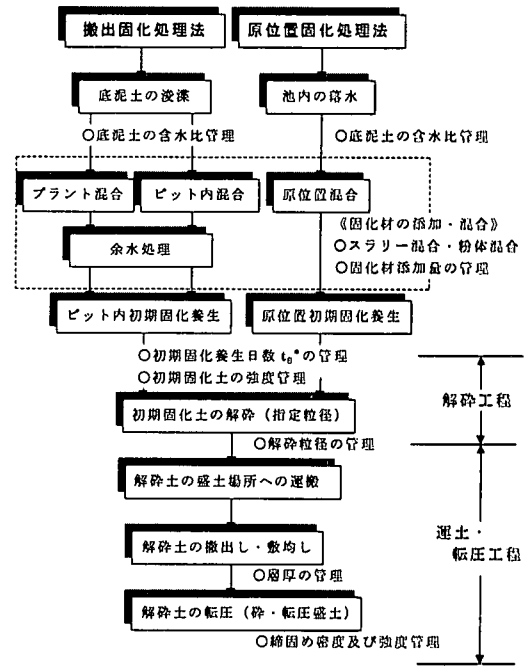


図-37 固化処理土の砕・転圧による変形性を改良した盛土工法の施工工程

するための固化処理の工程<sup>4)</sup>と共通部分が多く, これらの完成された既存の技術をそのまま適用できる。しかし異なる点は, 固化処理土の変形性改良のための初期固化土の解砕→運土・転圧工程が新たに加わることで, 堤体盛土材としての厳しい品質管理(強度・変形性)が要求されること(厳密な施工管理が必要)である。特に, 管理が必要な項目は初期固化土の解砕時期(初期固化養生日数:  $t_s$ )と, 解砕粒径を用途に応じて設定することである。そして実施工において目標強度を設定するには, 砕・転圧土の強度が初期固化土を解砕して転圧するまでの養生日数  $t = t_s$  の影響を強く受けることから,  $t_s$  とこれによる初期固化土強度から低下程度を考慮して設定しなければならない。また初期固化土の解砕粒径の指定は解砕粒径が砕・転圧土の強度に影響を及ぼすためである。例えば, 大粒径に解砕するとより大きな強度が得られるので安定性を確保するためには有利であるが, 搬出し・敷均しや転圧がし難いこと, 転圧しても粒子接触部で空隙が残りやすく遮水性を確保しにくくなる。一方, 細粒径で解砕すると遮水性は確保しやすいが, 再発現強度が小さく盛土転圧時に泥濘化してトラフィカビリティーが確保できないだけでなく, 盛土の強度が目標値に達しないような可能性も考えられる。このように解砕粒径は砕・転圧土

による盛土の機能に応じて最適な解砕粒径を設定する必要があることを強調しておきたい。

## 9. 結論

本研究は、ため池に堆積した底泥土をセメント系固化材により固化処理した改良土を、そのため池の堤体の改修・補強のための堤体盛土材としての適用性を室内土質試験により確認したものである。以下に得られた結果を述べる。

- 1) 初期固化土を解砕して転圧した砕・転圧土の強度は初期固化土に比べて低下するが、この強度の低下程度は、初期固化状態での養生日数  $t_s$  が増加するほど著しい。そして初期固化土からの強度低下率を  $R=(q_w)_{CC}/(q_w)_{IS}$  で定義すると、初期固化時の養生日数  $t_s=3$  日までが著しく、 $t_s=3$  日で約 50%まで低下する。
- 2) 砕・転圧土の強度は初期固化土の解砕粒径により異なり、大粒径で解砕した砕・転圧土の方が大きく、細粒径で解砕するほど小さくなる。このため、解砕粒径は固化処理土の使用目的に対して最適なものを選択する必要がある。
- 3) 砕・転圧土の破壊ひずみ  $\epsilon_f$  は初期固化土より大きく、通常土レベルまで大きくなる。つまり、固化処理土でも、初期固化土を解砕してから通常土と同様に転圧する砕・転圧土として使用することで、強度は初期固化土より小さくなるものの、変形性を改良することができる。
- 4) 砕・転圧土の強度は乾・湿繰返し履歴を受けると低下するが、その強度低下はせいぜい約・1~2割程度である。
- 5) 砕・転圧土の強度パラメータは粘着力成分  $c_w$  が主であり、内部摩擦角  $\phi_w$  が占める割合は小さい ( $\phi_w=10\sim13^\circ$  程度) 特性をもっている。つまり、粘着力成分は  $C_w, t_{CC}$  が増えると増加するが、内部摩擦角はほとんど一定である。
- 6) 初期固化土と砕・転圧土の沈下特性はともに圧密圧力  $\sigma_v$  が圧密降伏応力  $\sigma_{vY}$  を超えると沈下が急増するが、特に初期固化土ほどこの傾向が強い。これは砕・転圧土では砕・転圧効果により変形性が改良されているためであろう。しかしどちらとも圧密沈下が急増する時の  $\sigma_{vY}$  は一軸圧縮強さ  $q_u$  と密接な関係があり、 $q_u$  により沈下に対する目標強度の設定が可能である。
- 7) 固化処理底泥土の圧密沈下~時間関係は、 $\sigma_v$  が  $\sigma_{vY}$  以下の応力レベルではほぼ初期沈下のみで圧密経過時間に伴う沈下はほとんど無視できる

(弾性沈下のみ)。これに対して  $\sigma_v$  が  $\sigma_{vY}$  を超える応力レベルでは初期沈下後、圧密経過時間に伴う沈下が生じ、そしてこの時間経過に伴う沈下は片対数グラフ上で圧密初期部の方が傾きの大きい2本の直線に近い性状を示す。

- 8) 砕・転圧土の透水性は等方圧密応力  $\sigma_c$  が増加するほど低下するが、この透水係数  $k$  の拘束圧依存性は両対数グラフ上でほぼ直線になり指数関数式:  $k=\alpha \cdot (\sigma_v)^\beta$  で近似できる。そしてこの砕・転圧土の  $k$  は、フィルダムコア材で要求される遮水性の目安である  $k=1.0 \times 10^{-5}$  cm/sec 以下の  $k=1.0 \times 10^{-6} \sim 1.0 \times 10^{-7}$  cm/sec のレベルにあり、十分な遮水性を持っている。

## 10. おわりに

現在、以上報告してきた室内試験による堤体盛土材としての品質を、現場で確保するための固化材の添加・混合法、初期固化土を指定の粒径に解砕するための解砕機の開発、その時の適切な解砕粒径の大きさを確認するための、あるいは全体の施工システムの確立のための現場実証試験を実施中であり、ほぼ実施段階にある。また固化処理した底泥土により既設堤体の耐震補強を行うために、砕・転圧土の動的強度・変形特性を主に室内試験により調べている。これらの結果については、また別の機会に報告したい。

今後は現場実証試験や実施工の実績を経て、固化処理すべき底泥土の特性やその土量に応じた効率的な施工機械の組合わせを含めた全体施工システムの確立をしてゆく予定である。

謝辞：本研究は農林水産省の官民連携新技術研究開発事業における研究開発課題「ため池改修工事の効率化」の一環として実施したもので、事業の推進にあたっては農林水産省構造改善局建設部設計課と関東農政局土地改良事務所の関係諸氏、また試料の採取にあたっては静岡県農林水産部中遠農林事務所と大須賀町役場の関係諸氏には多大な協力をいただいたことを記して、ここに謝意を表します。

### 参考文献

- 1) Fukushima, S. and Ishi-i, T.: An Experimental Study of the Influence of Confining Pressure on Permeability Coefficients of Filldam Core Materials, *Soils and Foundations*, Vol.24, No.4, pp.32~46, 1986.
- 2) 福島伸二, 香川和夫, 佐藤研一: 三軸セルを使用した深い地盤の透水性調査法, 土木学会論文集, No.445/III-18,

pp.127~133, 1992.

- 3) 近藤賢一, 八木哲郎, 小林信洋, 福島伸二: 盛立中のフ  
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.

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), pp.150~171, 技報堂, 1994.

(1999. 10. 20 受付)

## APPLICABILITY OF CEMENT-STABILIZED POND-MUD SOIL AS EMBANKMENT MATERIAL FOR IRRIGATION POND DAM REPAIRMENT

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

Mud soil sedimented in a irrigation pond generally is high water content and very soft clayey soil. Recently, it is necessary to develop the method for utilization of such a soil, as there is little space to abandon it as industrial waste. In this paper, to confirm the applicability of the mud soil as the embankment material to repair the irrigation pond dam, a series of unconfined compression and triaxial compression tests and so on was performed to investigate the strength characteristics and stress-strain relation of cement-stabilized pond mud soil. Test results shows the follows. The stabilized-mud soil is applicable to the embankment material if the mud soil was embanked by crushing and compacting after initially stabilized with cement-stabilizer. However, it is important to controlled the initial stabilizing time, the crushed size and strength of initial stabilized-mud soil under construction, because the strength behavior of the crushed and compacted cement-stabilized mud soil is greatly affected by these three factors.