

老朽化フィルダムにおける底泥土を活用した堤体改修工法

谷 茂*・福島伸二**・北島 明**・廣田 修**・西本 浩司**・酒巻 克之***

目 次

緒 言	195	4 本工法による効果	204
砕・転圧盛土工法の設計・施工法	195	北谷池堤体補強工事の事例	204
1 工法の概要	195	1 砕・転圧盛土工法を採用した理由	204
2 目標強度の設定	197	2 傾斜遮水ゾーンの強度ゾーニング	205
3 室内試験による固化材添加量の決定	197	3 傾斜遮水ゾーンと既設堤体部の変形性の比較	206
4 標準的な施工手順	199	結 言	206
本工法のフィルダムへの適用	200	参考文献	207
1 堤体改修法の基本的考え方	200	Summary	208
2 砕・転圧土の強度パラメータ	201		
3 ゾーニングによる堤体築造	202		

緒 言

国内には築造年代の古い小・中規模フィルダムが数多くあるが、これらの多くは老朽化により堤体の安定性不足、漏水等のため早急な改修が必要とされている。また、このようなダムでは貯水容量低下や水質悪化の原因となる底泥土が貯水池内に厚く堆積しその除去処分も必要とされている。一方、最近では改修に必要な所要の強度と遮水性を有する築堤土がダム近傍で入手し難くなってきており、計画的な改修が難しくなっている。このような状況はため池の場合と同様であるが、フィルダムでは規模が大きいため問題がより深刻である。

筆者らはこれまでにため池（堤高 $H < 15\text{m}$ ）を対象として、池内に堆積した底泥土を築堤土として利用し、堤体改修と底泥土の除去処分が同時にできる砕・転圧盛土工法を開発し（谷ら, 2003）、数箇所のため池の堤体改修に適用してきた（福島ら, 2003）。この工法は底泥土を固化処理して所要の強度と遮水性を有する築堤土（砕・転圧土）を製造して堤体補強や漏水防止のための傾斜遮水ゾーンや貯水容量増加のための嵩上げなどを築造するもので、経済的な堤体改修が可能であった。この工法を規模の大きい堤高15m超のフィルダムの堤体改修に適用すれば効率的で経済的な改修が期待できるものと

考えられる。ここでは、この工法の概要を紹介するとともに、フィルダムへの適用上の課題についてため池の場合との比較から検討したものである。本研究は官民連帯研究「ため池改修工事の効率化」において行われた成果、及び実施工事において得られた知見についてまとめたものである。

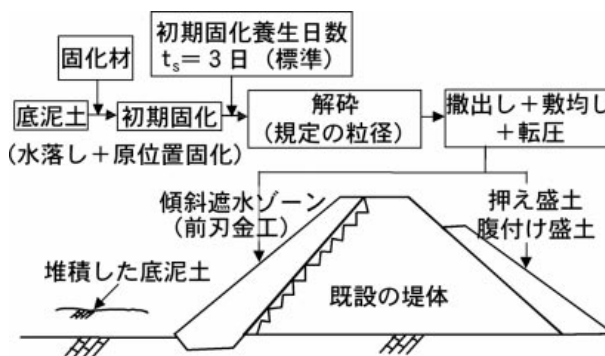


Fig.1 砕・転圧盛土工法の概念図

Conceptual diagram of bankment method using crushed and compacted cement-mixed muddy soil

砕・転圧盛土工法の設計・施工法

1 工法の概要

砕・転圧盛土工法はFig. 1 に概念的に示すようにため池の堤体改修と池内の底泥土の除去を同時に達成するために、池内に堆積した底泥土を所要の強度と遮水性を有するようにセメント系固化材により一定期間 t_s だけ固化させた改良土（これを初期固化土という）を規定の最大粒径 D_{max} で解砕して製造し、これを通常の築堤土と同

*造構部上席研究官

** (株)フジタ

***太平洋セメント(株)

平成17年2月7日受理

キーワード：フィルダム，堤体改修，底泥土，固化処理

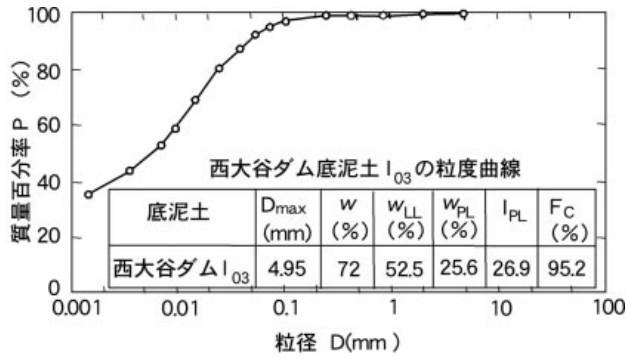


Fig.2 試験に使用した底泥土の粒度曲線
Gradation curve of muddy soil used in this test program

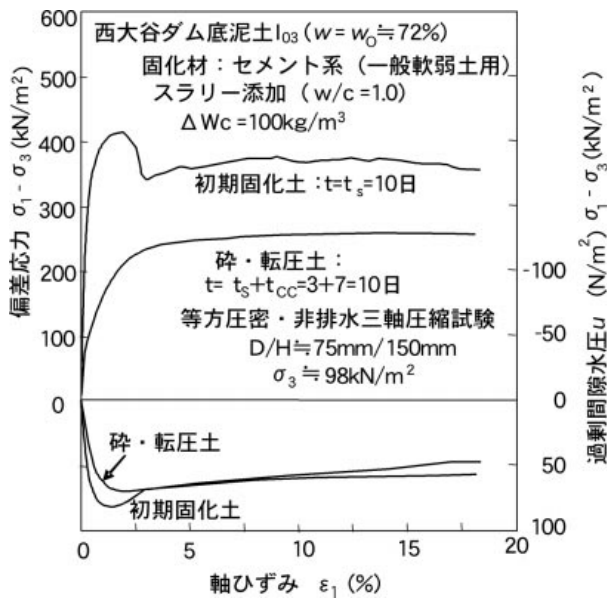


Fig.3 初期固化土と砕・転圧土の比較
Comparison of stress and strain curves in initial-stabilized soil with crushed and compacted soil

様に均一に撒出し、さらに一定層厚で敷均してから転圧して(これを砕・転圧土という)、堤体補強や漏水防止のための築堤を行うものである。

砕・転圧土は初期固化期間 t_s と解砕・転圧後の期間 t_{cc} を合わせた $t_s + t_{cc}$ が全養生期間になるが、 t_s は解砕・転圧後の再固化強度に影響する。また D_{max} は遮水性と強度の両方に影響し、大きい D_{max} の砕・転圧土であるほど強度が大きく、透水係数も大きくなる。このため、砕・転圧土により所要の強度と遮水性を有する堤体を築造するには初期固化期間 t_s や最大粒径 D_{max} を管理することが必要であり、この点が一般の土質改良工と異なる点である。従来、単に底泥土を固化処理しただけの固化処理土(ここでいう初期固化土)は強度を固化材添加量 W_c の加減により容易に確保できるが、通常の築堤土に比較して破壊ひずみがい小さいため既設堤体との間の極端な変形性の相違に起因するクラックが生じやすく堤体には使用できなかった。本工法では、この問題を初期固化

させた底泥土を固化中に解砕・転圧して築堤すると、再固化時の応力～ひずみ特性が通常の築堤土に近いひずみ硬化型になる性質を利用して既設堤体との密着性(なじみ)を良くしたものである。

Fig. 2 には改修中の西大谷ダムの貯水池内に堆積した底泥土の粒度曲線を示すが、この底泥土による初期固化土と砕・転圧土の試験結果からそれらの強度変形特性の相違をみてみよう。Fig. 3 に $WC=100\text{kg/m}^3$ で固化した $t_s=10$ 日目の初期固化土と、 $t_s + t_{cc}=3+7=10$ 日目の砕・転圧土の等方圧密・非排水三軸圧縮試験による応力～ひずみ曲線の比較を示す。初期固化土では偏差応力 q ($\sigma_1 - \sigma_3$)が小さいひずみで最大値に達した後に低下するクラックが生じやすいひずみ軟化型を示すが、砕・転圧土ではこのような q の減少がなく通常の築堤土に類似したひずみ硬化型になっていることがわかる。次に、初期固化土の一軸圧縮強さ(q_u) $_s \sim t_s$ 関係と、 $t_s=1, 3, 5, 7$ 日の砕・転圧土の一軸圧縮強さ(q_u) $_{cc} \sim t (=t_s + t_{cc})$ 関係の比較をFig. 4 に示す。図中の左半分黒塗りの記号は初期固化土を解砕・転圧した直後 $t_{cc}=0$ 日の砕・転圧土の再固化強度(q_u) $_{cc0}$ を示すが、これは築堤面上の施工機械のトラфикаビリティーに関係し、 t_s が短いほど低くなる。図から、短い t_s では解砕・転圧による強度低下が少なく固化効率が良いものの、(q_u) $_{cc0}$ が低くトラфикаビリティー確保が難しく施工性に問題がある。一方、長い t_s では(q_u) $_{cc0}$ が高く施工性は良いが、初期固化土の解砕・転圧による強度低下が著しく、同じ強度にするのにより多くの WC を必要とするなど強度低下の傾向が鈍くなり、かつある程度のトラфикаビリティーが期待できる $t_s=3$ 日を標準としている。この初期固化から砕・転圧による強度低下は $t=28$ 日における砕・転圧土と初期固化土の $t_s + t_{cc}=28$ 日における強度比

$$R = (q_u)_{cc} / (q_u)_s \quad (1)$$

により定義し、 R と t_s の関係を求めたのがFig. 5 である。

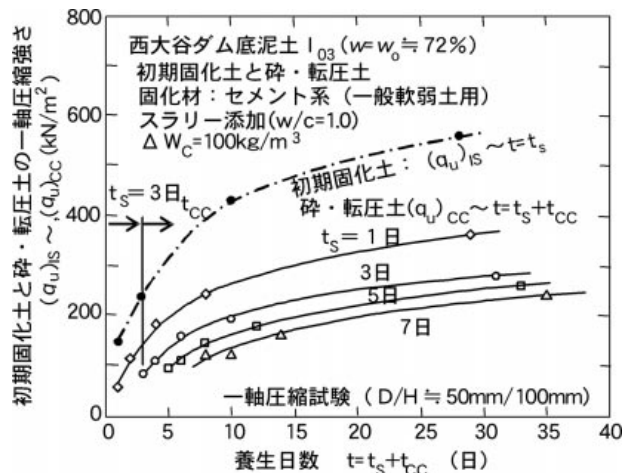


Fig.4 砕・転圧土の強度に及ぼす初期固化日数の影響
Effect of initial-stabilized curing period on strength of crushed and compacted soil

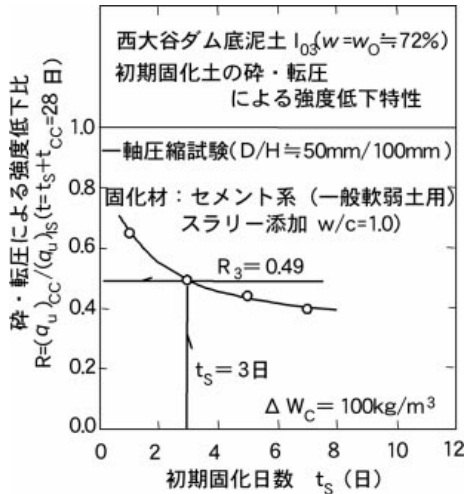


Fig.5 砕・転圧による強度低下比Rと t_s の関係
Relation between strength reduction ratio by crush and compaction and curing period under initial stabilization

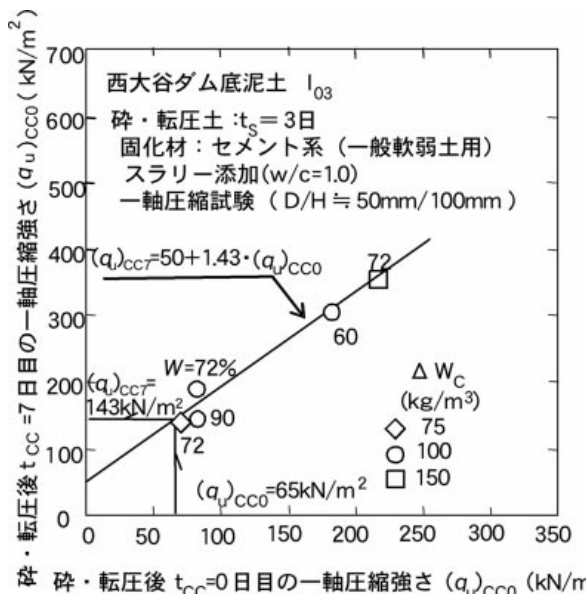


Fig.6 砕・転圧土の $(q_u)_{CC7} \sim (q_u)_{CC0}$ 関係
Relation between $(q_u)_{CC7}$ and $(q_u)_{CC0}$ in crushed and compacted soil curing period under initial stabilization

図から、砕・転圧による強度低下は初期固化期間 t_s が長いほど大きいこと、特に標準の $t_s=3$ 日付近までの低下が著しいことがわかるが、 $t_s=3$ 日では $R_3 = 0.49$ である。 $t_s=3$ 日で W_c を種々変えたFig.4のような試験から得られた砕・転圧直後の供試体強度 $(q_u)_{CC0}$ とこれが目標強度設定日の $t_{CC}=7$ 日目までに増加した $(q_u)_{CC7}$ の関係はFig. 6に示してあるが、これは施工機械のトラフィカビリティを確保するために必要な強度 $(q_u)_{CC7}$ を求めるとの関係である。

2 目標強度の設定

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(セメント協会編, 2003)にならって

一軸圧縮強さ q_u で表示し、強度パラメータは粘着力 c だけを考え(内部摩擦角は無視)、 q_u との関係を

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

とおく。セメント系固化材により固化処理した底泥土の強度は養生日数 t とともに発現するが、その傾向は一般に $t=10$ 日以降から急激に低下する。そこで、目標強度は強度発現が急減する $t=10$ 日目、つまり初期固化土では固化材の添加後 $t=t_s=10$ 日目の強度 $(q_u)_{S10}^*$ 、砕・転圧土では $t_s=3$ 日として砕・転圧後 $t_{CC}=7$ 日目の強度 $(q_u)_{CC7}^* = (q_u)_{CC7}(t=t_s+t_{CC}=3+7=10)$ として設定する³⁾。そして、 $(q_u)_{CC7}^*$ は、安定計算により求まる堤体全体が所定の安全率を満足して安定するのに砕・転圧土部に必要とされる粘着力 $c_{Stability}$ を一軸圧縮強さに変換した $(q_u)_{CC7}^{Stability} (=2 \cdot c_{Stability})$ と、築堤時に施工機械のトラフィカビリティに必要な強度に関連した $(q_u)_{CC7}^{Trafficability}$ と比較して大きい方を採用する。

$(q_u)_{CC7}^{Trafficability}$ は以下のように求められる。砕・転圧土の築堤時における施工機械のトラフィカビリティに必要な強度は、解砕した初期固化土を転圧する時の強度、すなわち $t_{CC}=0$ 日目の強度 $(q_u)_{CC0}$ である。 $(q_u)_{CC0}$ はため池の堤体基礎地盤で要求される機械施工が可能な支持力(コーン指数 $q_c=490$ kN/m²が目安とされる)8)を満足しなければならないとすると、 $q_u \sim q_c$ 変換式 $(q_u = q_c / 7.5)$ ³⁾より $(q_u)_{CC0} = 65$ kN/m²となる。よって、 $(q_u)_{CC7}^{Trafficability}$ は初期固化土を解砕した後に直ぐに転圧して築堤する時の強度 $(q_u)_{CC0}$ から再固化が進み $(q_u)_{CC7}^*$ の設定日である $t_{CC}=7$ 日目までに発揮される $(q_u)_{CC7}$ となるので、Fig. 6に示す配合試験による $(q_u)_{CC7} \sim (q_u)_{CC0}$ 関係から決定される。

以上のように決められた $(q_u)_{CC7}^*$ は初期固化状態での強度 $(q_u)_{S3}^*$ で表示すると、配合試験から求まる初期固化土を砕・転圧したことによる強度低下比 R_3 (標準の $t_s=3$ 日での R の値)を考慮することにより

$$(q_u)_{S3}^* = (q_u)_{CC7}^* / R_3 \quad (3)$$

となる。

3 室内配合試験による固化材添加量の決定

固化材添加量は、実施工時に便利なように、湿潤状態にある単位体積 $V=1$ m³の底泥土に対して添加すべき質量 W_c として表示する。そして、底泥土への固化材の添加は均一な混合に適しているスラリー法(水・固化材比 $w/c=1.0$)を標準としている。配合試験は底泥土の実施工で想定される含水比 $w=w_0$ を基準にし、これに加水あるいは乾燥させて含水調整した底泥土の初期固化強度 $(q_u)_S$ や砕・転圧強度 $(q_u)_{CC}$ に及ぼす W_c や w の影響を調べるものである。Fig. 7には W_c 毎に目標強度設定日の $t_s=10$ 日目の強度 $(q_u)_{S10}$ と w の関係を整理した試験結果を示す。この図における $(q_u)_{S10}$ は $(q_u)_{S10}$ を $w=w_0$ 時の強度 a により、 w を w_0 により正規化すると、底泥土の種類や W_c などによらず指数関数

$$(q_u)_{s10} = a \cdot (w/w_0)^b \quad (b = -1.37) \quad (4)$$

で表せることがわかっているが(福島ら,2003), 図中には上式による曲線を示してあるが, 比較的良好な近似が可能であることがわかる。また, Fig. 8はFig. 7のw毎の $(q_u)_{s10} \sim W_C$ 関係が

$$W_C = A + B \cdot (q_u)_{s10} \quad (5)$$

のようにほぼ直線で近似できることを示している。

現場での固化材添加量 W_C^* は, Fig. 9に示すように基準含水比 $w = w_0$ における上式の $(q_u)_{s10}$ に $(q_u)_{s10}^*$ を現場/室内強度比 $F_L = 1/1.5$ (トレンチャー式攪拌混合機でスラリー添加を行った場合の実績2))を考慮した室内配合強度 $(q_u)_{s10}^* / F_L$ を代入して得られる。底泥土は

その堆積場所によりwが一定ではないが, $(q_u)_{s10}$ に及ぼすwの影響を考慮しないと均一な強度を有する堤体の築造ができない。そこで, 実施工時の W_C は, 混合泥土の固化前含水比wを測定し, w_0 との差に応じて $w = w_0$ での W_C^* を上述した式(4)を利用して加減する。すなわち, $(q_u)_{s10}$ はwや W_C の影響を受け, $(q_u)_{s10} \sim w \sim W_C$ 関係は概念的にFig.10のように示すことができる。図の右側の $(q_u)_{s10} \sim w$ 関係はFig. 7に相当し, また左側の $(q_u)_{s10} \sim W_C$ 関係はFig. 8に相当することになる。 $(q_u)_{s10}^* / F_L$ は $w = w_0$ 時に W_C^* により達成することができるが, この $((q_u)_{s10}^* / F_L, w_0)$ 点はFig.10における W_C^* に対応する $(q_u)_{s10} \sim w$ 曲線上にあり,

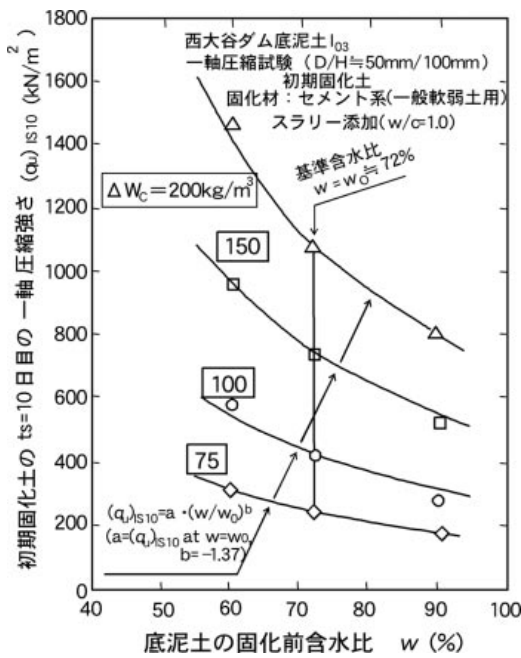


Fig.7 $(q_u)_{s10} \sim W_C \sim w$ 関係

Relation between $(q_u)_{s10}$ and w as a parameter of W_C

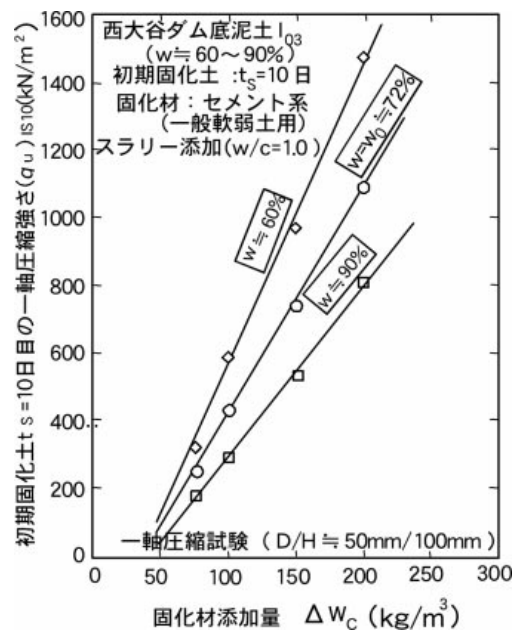


Fig.8 $(q_u)_{s10} \sim w \sim W_C$ 関係

Relationship between $(q_u)_{s10}$ and W_C as a parameter of w

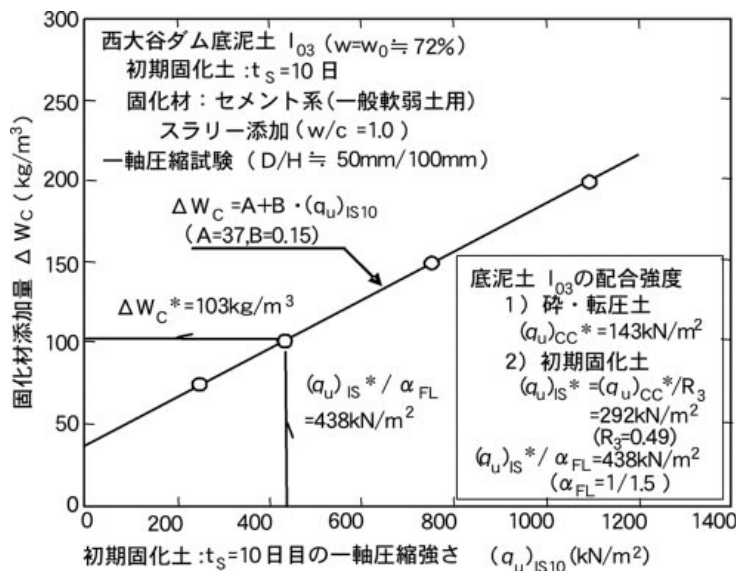


Fig.9 基準含水比 $w = w_0$ における W_C^* の決定

Determination of amount of cement stabilizer at reference water content $w = w_0$

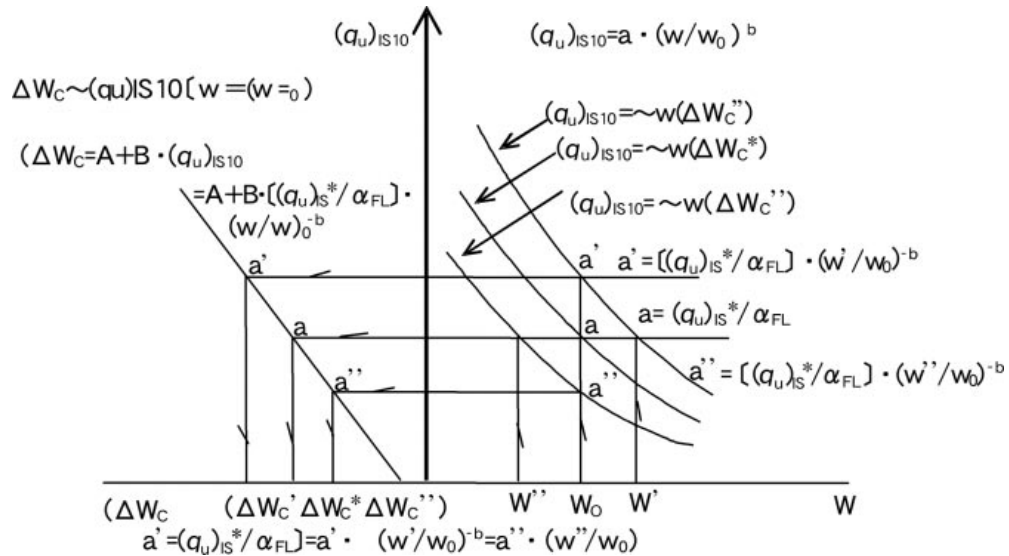


Fig.10 初期固化土の $(q_u)_{S10} \sim w \sim W_C$ 関係の概念図
Conceptual diagram of relationship of $(q_u)_{S10}$, w and W_C in initial-stabilized soil

式(4)における $(q_u)_{S10}$ の値が $a = (q_u)_{S10}^* / \alpha_{FL}$ となる。一方、 w が w_0 より湿潤側の w にある時に $(q_u)_{S10}^* / \alpha_{FL}$ を達成できる W_C は、 $w = w$ の時にちょうど $(q_u)_{S10}^* / \alpha_{FL}$ を通る $(q_u)_{S10} \sim w$ 曲線上の w_0 における $(q_u)_{S10}$ の値 a が式(5)より $a = [(q_u)_{S10}^* / \alpha_{FL}] \cdot (w' / w_0)^b$ となるので、これを式(4)に代入した

$$W_C = A + B \cdot [(q_u)_{S10}^* / \alpha_{FL}] \cdot (w' / w_0)^b \quad (6)$$

から求められる。 w が w_0 より乾燥側の w'' にある場合に $(q_u)_{S10}^* / \alpha_{FL}$ を達成できる W_C' は同様に図中にあるように求めることができる。したがって、底泥土の固化前含水比 w が w_0 の場合に、 $(q_u)_{S10}^* / \alpha_{FL}$ を達成できる

W_C は w の値を式(6)に代入すれば算定することができる。

4 標準的な施工手順

本工法の施工手順は、底泥土の初期固化、初期固化土の解砕、解砕土の築堤の各工程からなる。

初期固化工程は、Fig.11に示すようなプラントにより水・固化材比 $w/c=1.0$ のスラリー状態にした固化材を落水後の池敷の底泥土(原位置固化法)、あるいは別途設けた固化処理ピット内に掘削運搬した底泥土(搬入固化法)に添加して、ある一定期間 t_s だけ固化する工程である。これは深さ方向に均一な混合が可能なFig. 12に示すようなトレンチャー型攪拌混合機などを使用して行う。

解砕工程は一定期間 t_s だけ養生した初期固化土を規定の D_{max} で解砕するものであるが、これは掘削・解砕・積み込みを連続的にできるバケット式解砕機で行う。この解砕機は 1.0m^3 級バックホウをベースマシンとし、Fig.13に示すような最大力約 200kN の押土板を装着したスケルトンバケットにより掘削した初期固化土を、Fig.14に示すように押土プレートで所定間隔のスケルトンから押出して解砕と積み込みを行うものである。この時の D_{max} はスケルトン間隔を変えて制御する。



Fig.11 スラリープラントの例
Example of typical cement slurry plant facility



Fig.12 トレンチャーによる初期固化状況
Initial stabilization of muddy soil by trencher-type mixing machine



Fig.13 押土板を装着したスケルトンバケット
Skelton bucket fitted with pushing plate



Fig.14 バケット式解砕機による解砕状況
Crushing of initial-stabilized soil by bucket-type crusher machine



Fig.15 振動ローラによる転圧状況
Compaction of initial-stabilized soil by vibrating roller

最後の築堤工程は、築堤個所まで運搬されてきた解砕土を粗粒から細粒子までの解砕土粒子が均一に混合されるようにバックホウで撒出し、ブルドーザで一定層厚に敷均してから振動ローラ等により規定回数だけ転圧するものである。なお、法面表層部には、植栽の基盤層として、あるいは砕・転圧土の乾・湿繰返しによる劣化や高アルカリ水溶出の防止のために、法面垂直方向に既設堤体などからの掘削発生土を用いて層厚30~50cmの覆土を施すものとする。

本工法のフィルダム堤体改修への適用

1 堤体改修法の基本的考え方

砕・転圧盛土工法によりフィルダムの堤体を改修する

にはため池に比較して以下のようなことを考慮しなければならない。

その第1は、Fig.16に概念的に示すように、フィルダムでは規模が大きいのですべり面位置が深く、ため池に比較して応力領域が広く、かつ高いことである。砕・転圧土のような固化処理土の強度特性は、後述するように図の下側に概念的に示すパイリニア型の破壊規準になり、ある拘束圧レベル σ_p を境に大きく変化する。堤高の小さいため池では堤体内を通る安定計算上のすべり面に作用する垂直応力 σ_v がとる領域がこの σ_p より低いので、内部摩擦角 ϕ による効果が相対的に少なく、強度パラメータは一般の土質改良工での取扱い(セメント協会, 2003)のように c を無視して粘着力 c のみを考慮することが可能であった。これに対して、フィルダム

では堤高が大きく堤体内のすべり面部分に作用する垂直応力 σ_{FD} の領域が σ_{IP} より高くなることもあり、の効果を無視できず、これを無視した場合には不経済な設計となってしまう。このことから、使用する砕・転圧土の強度パラメータは σ_{IP} を無視することなく、対象となる範囲の拘束圧領域における c と ϕ をきちんと評価しなければならない。

第2は、貯水池内に堆積している土砂の粒度が大きく異なる場合が多いことである。ため池は一般に平地に設けられていることが多く、この場合には池内に堆積している底泥土はほとんどシルト・粘土のような細粒分となる高含水比土であることが多い。一方、フィルダムは中山間地のような傾斜地に設けられていることが多く、この場合には池内に流れ込んで堆積する底泥土は池内位置により異なる。つまり、下流側の堤体に近い位置では細粒分の多い高含水比底泥土になるが、上流側になるほど粗粒分を多く含む低含水比底泥土になりやすい。このため、フィルダムでは粗粒から細粒までの広範囲な粒度と含水比をもつ底泥土を使うことになるが、問題は粗粒分の多い底泥土ほど少ない固化材で高強度を達成できるが、遮水性の確保が難しくなることである。そこで、本工法によりフィルダムを改修するには、Fig.17に概念的に示すように、堤体を急勾配法面で安定化できる強度を有する堤体部（シェルゾーン）と貯水機能を果たすための遮水性を有する堤体部（コアゾーン）とに分けて築造するものとし、貯水池上流側にある粗粒分を多く含む底泥土はシェルゾーン築堤のための強度主体の砕・転圧土を、また貯水池内堤体に近い細粒分の多い底泥土はコアゾーン築堤のために強度よりも遮水性を重視した砕・転圧土のように、底泥土の粒度により使い分けることを基本とする。この時に注意すべきことは、砕・転圧土の強度は安定計算により決まるが、フィルダムではため池の場合よりも堤体安定に必要な砕・転圧土の強度が高くなるので、新設堤体部と既設堤体部の間に極端な剛性差が生じやすいことである。このような新設・既設堤体間の剛性差の影響が少なくなるような堤体構造にするために、第3章節で後述するように、砕・転圧土による新設部をゾーニングして築造するのが効果的である。

2 砕・転圧土の強度パラメータ

フィルダムはため池に比較すると堤高が大きく安定計算で対象となる拘束圧領域が高くなるため σ_{IP} の効果を無視できない。

したがって、フィルダム改修における砕・転圧土はため池の場合よりも広範囲な拘束圧領域での強度パラメータが必要となってくる。なお、砕・転圧土のような固化処理土の強度構成は通常地盤材料のように密度や土粒子間のかみ合わせによるものではなく、固化材による固結構造の強度が主要な役割をしている。このため、固化処理土の強度特性はそれが有している固結強度に関係し

ているので、強度パラメータは試験時の拘束圧レベルを考慮して求めなければならない。そこで、ここでは砕・転圧土の拘束圧の影響を考慮した強度パラメータの求め方について検討してみたい。

Fig.18には、 $W_C=100\text{kg/m}^3$ で固化させた前章で使用した底泥土からなる砕・転圧土 ($t=t_S+t_{CC}=3+7=10$ 日) について圧密時の最小主応力 $\sigma_{3C}=25\sim 392\text{kN/m}^2$ の範囲で実施した等方圧密・非排水三軸圧縮試験による偏差応力 $q (= \sigma_1 - \sigma_3)$ 、過剰間隙水圧 u と軸ひずみ ϵ_1 の関係を示す。図中には固結強度の指標である一軸圧縮強さ $(q_u)_{\lambda_{3C}}$ の値を示してある。図から、応力 \sim ひずみ曲線は σ_{3C} の値により異なり、 σ_{3C} がある値よりも低い領域では σ_{3C} による q の相違は少ないが、 σ_{3C} がある値よりも高くなるとその値に応じて大きな q となっていることがわかる。

次に、砕・転圧土の応力 \sim ひずみ曲線に及ぼす σ_{3C} の影響を固結強度 $(q_u)_{\lambda_{3C}}$ に関連させて見ていきたい。Fig.19には W_C を変えた砕・転圧土の三軸圧縮試験による応力 \sim ひずみ曲線から求めた q_{max} (q_{max} が現れない場合には $\sigma_1=15\%$ 時の偏差応力 $q_{15} = (\sigma_1 - \sigma_3)_{15}$) をその W_C における $(q_u)_{\lambda_{3C}}$ により正規化した

$q / (q_u)_{\lambda_{3C}}$ と、 σ_{3C} を $(q_u)_{\lambda_{3C}}$ により正規化した $\sigma_{3C} / (q_u)_{\lambda_{3C}}$ の関係を示す。砕・転圧土の $q / (q_u)_{\lambda_{3C}} \sim \sigma_{3C} / (q_u)_{\lambda_{3C}}$ 関係は W_C に関係なく傾きの異なる2本の直線でほぼ近似でき、その交点の σ_{3C} の値を $(\sigma_{3C})_P$ とおくと、 $\sigma_{3C} = (\sigma_{3C})_P$ を境にせん断特性が大きく異なっていることがわかる。これは前述した $(\sigma_{3C})_P$ の値を境に応力 \sim

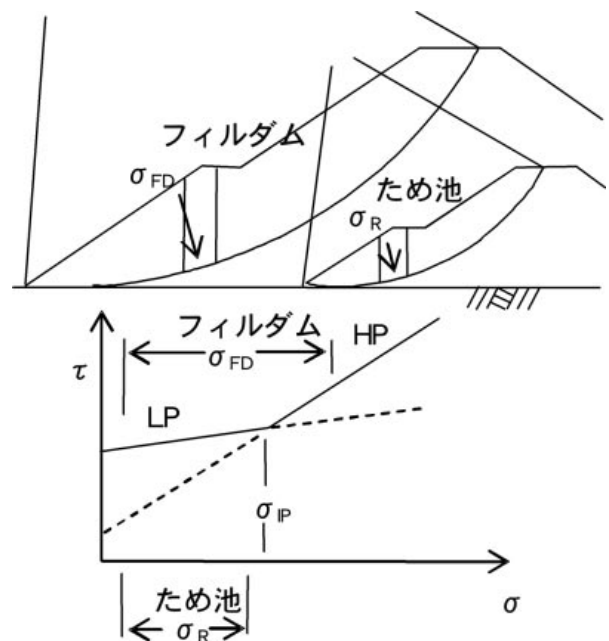


Fig.16 フィルダムとため池における安定計算で対象となる応力領域の相違

Difference of stress range in slope analysis between fill dam and irrigation pond

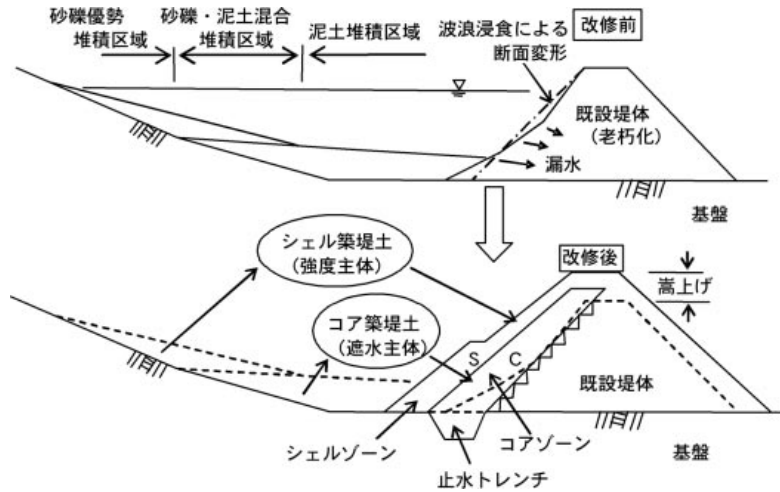


Fig.17 フィルダム堤体改修の基本型

Basic type in repair of fill dam embankment using crushed and compacted soil

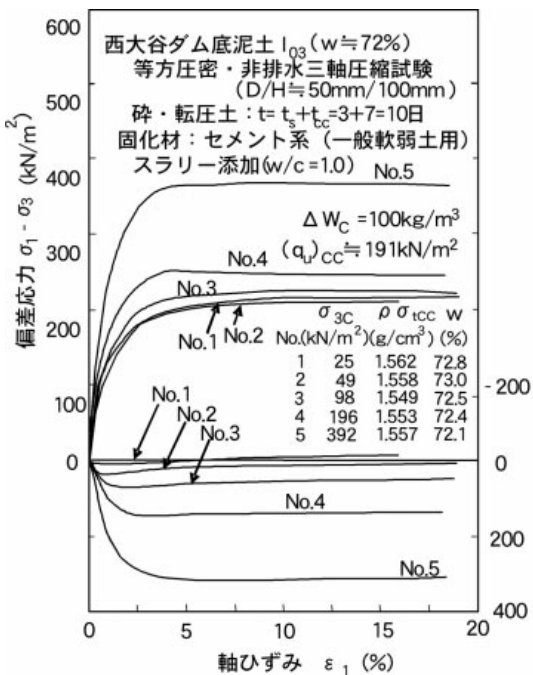


Fig.18 応力～ひずみ関係に及ぼす σ_{3C} の影響

Effect of minimum principal stress σ_{3C} on stress and strain curves in crushed and compacted soil

ひずみ曲線が σ_{3C} から受ける影響が異なることと対応しており, $\sigma_{3C} < (\sigma_{3C})_P$ 領域での強度はそれが有している固結構造の強度により決まるが, σ_{3C} が $(\sigma_{3C})_P$ を越える領域の強度は固結構造が降伏するので σ_{3C} にも関係するようになり, σ_{3C} に応じた q を発揮するためと考えられる。このことから, $(\sigma_{3C})_P$ を固結構造降伏応力と呼ぶことができ, $(\sigma_{3C})_P$ の値は $q/(q_u)_{CC} \sim \sigma_{3C}/(q_u)_{CC}$ 関係を近似した2直線の交点から求めることができ, これは砕・転圧土の $(q_u)_{CC}$ の値に関係している。

以上より, 強度パラメータは応力～ひずみ曲線が固結強度, すなわち σ_{3C} に深く関係するので, この σ_{3C} の影響を考慮しなければならないことがわかる。Fig.20には

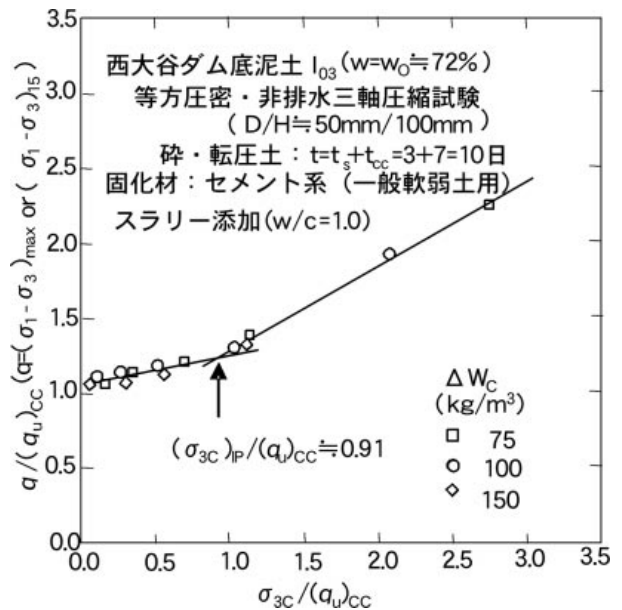


Fig.19 砕・転圧土の $q/(q_u)_{CC} \sim \sigma_{3C}/(q_u)_{CC}$ 関係

Relation between $q/(q_u)_{CC}$ and $\sigma_{3C}/(q_u)_{CC}$ of crushed and compacted soil

Fig.18示した砕・転圧土の $q = q_{max}$ (あるいは q_{15}) における有効応力表示でのMohrの応力円を示す。図中には強度パラメータ $(c')_{CC}, (\phi')_{CC}$ を, 既述の $q/(q_u)_{CC} \sim \sigma_{3C}/(q_u)_{CC}$ 関係図の2直線の交点から求めた $(\sigma_{3C})_P$ の値を基にして, $\sigma_{3C} < (\sigma_{3C})_P$ 領域 (LP) にあるMohrの応力円と $\sigma_{3C} > (\sigma_{3C})_P$ 領域 (HP) にあるMohrの応力円のそれぞれについて描いたバイリニア型の破壊規準線から求め, $\sigma_{3C} < (\sigma_{3C})_P$ 領域においては $((c')_{CC}^{LP}, (\phi')_{CC}^{LP})$ により, $\sigma_{3C} > (\sigma_{3C})_P$ 領域においては $((c')_{CC}^{HP}, (\phi')_{CC}^{HP})$ によりそれぞれ表示した。なお, この $(\sigma_{3C})_P$ は $(\sigma'_{1P}, \sigma'_{3P})$ 表示ではすべり面上の垂直応力 σ'_{1P} に相当する。以上から,

砕・転圧土の強度パラメータは試験時の σ_{3c} の影響を考慮せずに1本の破壊規準線から求めると、 σ_{3c} の影響を受けにくい $\sigma_{3c} < (\sigma_{3c})_p$ 領域ではc1成分を過小評価し、逆に σ_{3c} の影響を受ける $\sigma_{3c} > (\sigma_{3c})_p$ 領域では σ' 成分を過小評価してしまうことがわかる。

以上のように砕・転圧土の破壊基準がバイリニア型になることから、これから求まる強度パラメータはフィルダム改修時の堤体安定計算に以下のように適用することができる。安定計算における円弧すべり土塊の各分割片のすべり面に作用する垂直応力 σ' をFig.21に示すように求めて、Fig.20のようなMohrの応力円から求まる σ'_{ip} と比較して安定計算に適用する強度パラメータを決めるものとする。図から、 σ' を分割片の密度、 g を重力加速度、 b と z をそれぞれ分割片の幅と平均深さとするとき、すべり面に作用する垂直力 N は分割片の自重 $W = \rho \cdot g \cdot b \cdot z$ から $N = W \cdot \cos \alpha$ となる。その分割片のすべり面の垂直応力 $\sigma' = N / s$ は

$$\sigma' = \rho \cdot g \cdot z \cdot \cos^2 \alpha \quad (7)$$

となる ($\cos \alpha = b / s$)。したがって、その分割片の強度パラメータは σ' と σ'_{ip} と比較してすべり面の応力レベルが $\sigma' < \sigma'_{ip}$ (LP) にある場合には $((c')_{cc}^{LP}, (\phi')_{cc}^{LP})$ を、 $\sigma' > \sigma'_{ip}$ (HP) にある場合には $((c')_{cc}^{HP}, (\phi')_{cc}^{HP})$ を適用する。

以上のように、堤体の安定性を評価する時の砕・転圧土の強度パラメータとして、ため池の場合では土質改良工と同じように c のみを考慮しただけに対して、フィルダムでは砕・転圧土の強度特性を考慮したバイリニア型の破壊規準による c と ϕ を採用することで、本工法による堤体改修が堤高 $H = 15m$ の堤体に適用されるダム基準⁶⁾に準拠させて行うことが可能となったといえる。

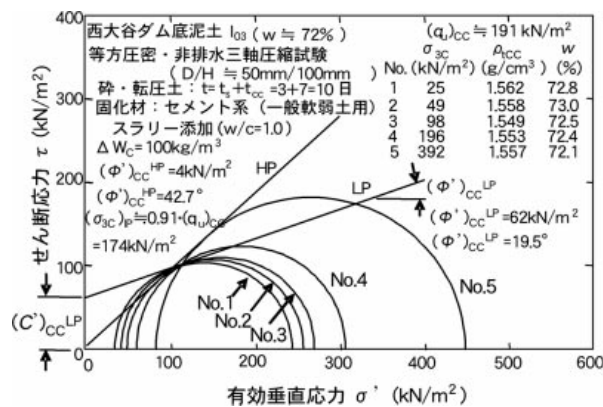


Fig.20 応力砕・転圧土の応力レベルを考慮したバイリニア型破壊規準と強度パラメータ

Bi-linear type failure criterion and strength parameter of crushed and compacted soil considering effect of stress level

3 ゾーニングによる堤体築造

これまで述べてきたように、フィルダムではため池の場合に比較して高強度の砕・転圧土で築造することにな

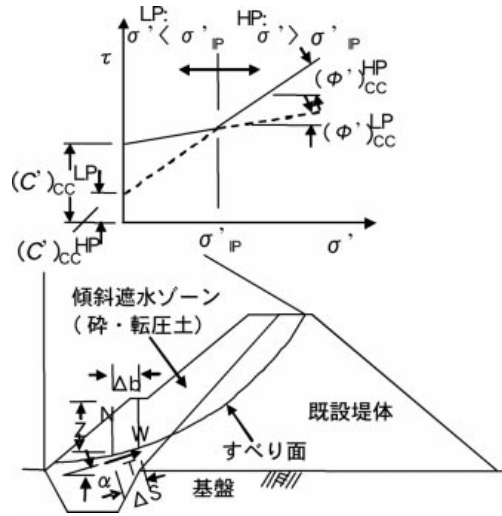


Fig.21 フィルダムにおけるバイリニア型の破壊規準による強度パラメータの安定計算への適用

Application of strength parameter in bi-linear failure criterion to slope analysis in fill dam embankment

るので、砕・転圧土による新設堤体部と既設堤体部との間の極端な剛性差による影響が少ない堤体構造とすることが必要になる。この方法として、新設堤体部を既設堤体部との間に剛性差が急変しないように強度ゾーニングして築堤することが考えられる。この強度ゾーニングはFig.22に示す水平強度ゾーニングとFig.23に示す傾斜強度ゾーニングが考えられ、これらは堤高 H に応じて以下のように使い分けるものとする。

a) 堤高が小さい場合 ($15m < H < 20m$ を目安とする)

このゾーニングは、Fig.22に示すように、新設部をコアゾーンだけにして、この中を水平ゾーニングするものである。同一築堤面では1種類の配合の砕・転圧土で施工でき、規模の小さい堤体工事に適している。このゾーニングはコアゾーンとシェルゾーンに分けて傾斜ゾーン堤体を築造するFig.17に示したような基本形と異なるが、堤高がこの範囲にある堤体は堤体安定に必要な強度が高くないので、遮水性を満足させつつ強度も確保できるものと考えられる。コアゾーン内の強度は堤体の高さ方向に変化させ、堤体低位置ほど堤体安定上有利なように高強度の砕・転圧土で、堤体の高位置ほど剛性差が少なくなるように低強度の砕・転圧土により築造するものである。

b) 堤高が大きい場合 ($20m < H < 30m$ を目安とする)

堤高が大きい堤体では、急勾配で堤体を安定させるのに必要な強度は非常に高くなるので、遮水性を満足させながら強度を確保することが難しい。このため、堤体改修はFig.23に示すように堤体の遮水機能を分担するコアゾーンと、堤体を急勾配で安定化させるシェルゾーンのように、あたかもロックフィルダムにおけるコアゾー

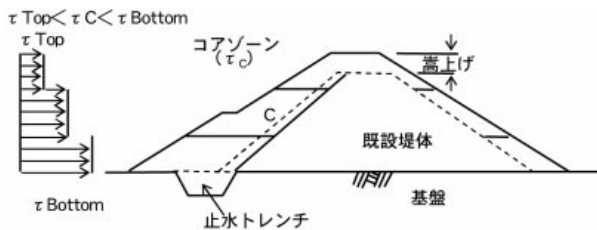


Fig.22 堤高が小さい場合の水平ゾーニング (15m H < 20m)

Horizontal zoning in low embankment (15m H < 20m)

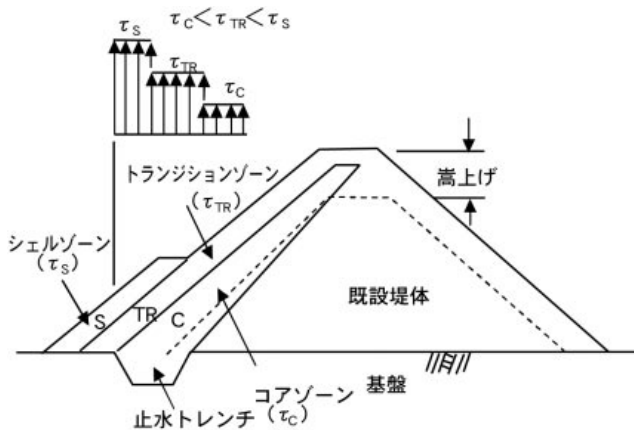


Fig.23 堤高が大きい場合の傾斜ゾーニング (20m H < 30m)

Slope zoning in high embankment (20m H < 30m)

ン、フィルター、ロックゾーンのように傾斜ゾーニングするものとする。そして、コアゾーンは強度よりも遮水性を満足するように細粒土から製造した低強度砕・転圧土(コア土)、シェルゾーンには遮水性よりも強度を重視した粗粒底泥土から製造した高強度砕・転圧土により堤体改修を行う。こうすることで、既設堤体からコアゾーン、そしてシェルゾーンと強度が高くなるが、極端な剛性差が生じないようにすることができる。

4 本工法による効果

本改修法によれば、貯水池内に堆積した底泥土だけでなく、底泥土だけでは不足する場合には工事中の掘削発生土なども底泥土に併せた混合泥土に固化材を加えて、所要の強度と遮水性を有する築堤土を製造することで現地調達できるので、築堤土の土取り場やそこからの土砂運搬が不要になるだけでなく、貯水池内の堆積土砂や工事中の掘削発生土の廃棄処分が不要、土捨て場やそこまでの土砂運搬が不要になるなど経済的な改修が可能である。これだけでなく、土取り場や土捨て場の開発に伴う自然破壊がない、土砂の搬入が無く運搬車両による交通障害や空気汚染がないなど環境面で優れている。

購入した通常土による改修では、Fig.24に概念的に示すように、通常の築堤土が有する強度の大きさに限界があるため、改修後の堤体は3割以上のゆるい勾配にせざる

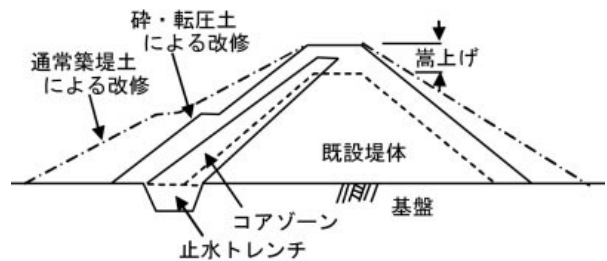


Fig.24 砕・転圧盛土工法を採用した効果

Effect by application of embankment method using crushed and compacted soil

るをえず、大量の築堤土を必要とすること、貯水容量が大幅に減少してしまう、下流側にも新たに必要築堤用地が増加するなどの経済的な改修が不可能である。これに対して、本工法による堤体改修法は使用する堆積した底泥土の粒径や含水比に応じた WCを加減することにより、堤体安定に必要な強度を自由に設定できるので、既設堤体の法面勾配と同じ程度か、さらに急勾配の堤体の改修も可能であり、土工量を大幅な削減でき、かつ貯水容量の減少を最低限にすることができるなど経済的な改修工事を実現することができる。

北谷池堤体補強工事の事例

北谷池は、堤高H 15mのため池であることから、その改修は「ため池整備」⁵⁾(農林水産省構造改善局建設部設計課, 2000)に準拠して改修を行ったものであるが、急勾配法面の傾斜遮水ゾーンにより堤体補強と漏水防止を行った事例として紹介するものである。

1 砕・転圧盛土工法を採用した理由

北谷池はため池として堤高が大きい(H>12m)、築年代不明で老朽化が進行して断面変形による急勾配化、堤体法尻と底樋周囲からの漏水により地震時の安定性が確保されなくなっており、また底樋や洪水吐の破損が著しい状況にあった。そこで、底樋や洪水吐等の構造物の全面改修と堤体の補強と漏水対策のための傾斜遮水ゾーンを築造して補強することになった。北谷池は十分な堤体余裕高を確保するには堤高H=14mにする必要があり、入手可能な築堤土(購入土)により堤体の安定性を確保できる傾斜遮水ゾーンを築造するには法面勾配を1:3.0以上のゆるい勾配にしなければならなかった。このため購入土による堤体補強では貯水容量の大幅な減少や大量の築堤土を必要とするなど現実的な補強が不可能であった。また、止水トレンチの掘削により大量の底泥土が発生するが、この底泥土の土捨て場も確保できなかった。

以上の理由から、北谷池では場外処分が困難な底泥土を固化処理して、Fig.25に示す標準断面のように、急勾配で堤体補強できる強度と遮水性を有する築堤土を人工的に製造できる砕・転圧盛土工法を採用した。傾斜遮水

法面の安全率は $F_s=1.43$ になった。

3 傾斜遮水ゾーンと既設堤体部の变形性の比較

砕・転圧土による傾斜遮水ゾーンは既設堤体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には砕・転圧土の強度・变形特性とともに既設堤体のそれも重要であり、両者間の極端な变形性差が少ないことが望ましい。そこで、傾斜遮水ゾーンを構成する砕・転圧土(ゾーン ② と ③)、既設堤体土(ゾーン ④)、底樋の改築のために堤体中央部をV字掘削して再築堤した堤体土(ゾーン ④')の变形特性の相違を調べるために、堤体の各ゾーンから不攪乱状態で採取したコア供試体の $\sigma_3=98\text{kN/m}^2$ の等方圧密・非排水三軸圧縮試験から求めた $(\sigma_1 - \sigma_3) \sim \epsilon_1$ 関係をFig.27に比較してある。この図から、傾斜遮水ゾーンのうち下層部の高強度ゾーン ②で発揮された $(\sigma_1 - \sigma_3)$ が最も高く、上層部の低強度ゾーン ③での2倍以上の値になっている。しかしながら、傾斜遮水ゾーンの上・下層部で $(q_u)_{cc}$ を変えてゾーニングしているので、地震時変形の影響が大きい上層部のゾーン ③は既設堤体部のゾーン ④、④'に非常に近い状態にあることがわかる。また、各ゾーン間で強度差があるものの、各ゾーンがひずみ硬化型の応力~ひずみ曲線となっているので、堤体はすべり面が通過する砕・転圧部(②と③)と既設堤体部(④と④')でひずみに応じて発揮される強度が単純に加算された形で抵抗して、極端な変形集中によるクラックは生じにくく地震時でも既設堤体と密着性のよい状態を維持してくれるものと思われる。

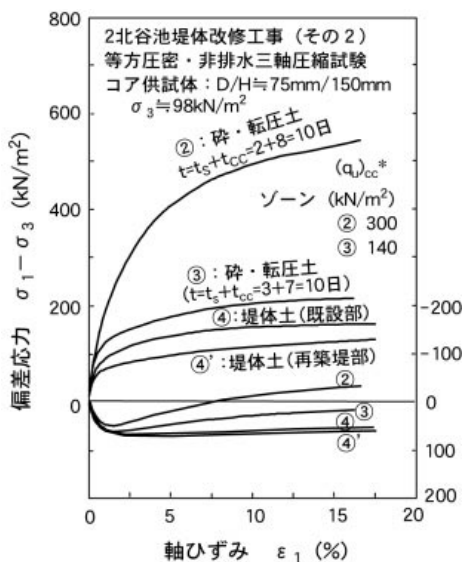


Fig.27 各ゾーンの応力~ひずみ関係の比較
Comparison of stress and strain curves in each zones

次に、各ゾーン間の变形性を比較するために、各ゾーンの応力~ひずみ曲線の $\epsilon_1=1.0\%$ において発揮される偏差応力 $(\sigma_1 - \sigma_3)$ から求めた変形係数 $E_{1.0}$ とせん断開

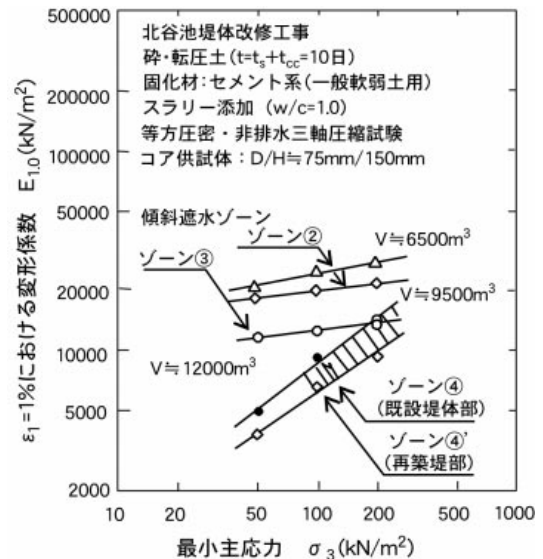


Fig.28 変形係数 $E_{1.0}$ と最小主応力 σ_3 との関係
Relation between secant modulus at $\epsilon_1=1\%$ and minimum principal stress σ_3 at final consolidation

始時の最小主応力 σ_3 の関係をFig.28の両対数グラフ上にプロットしてある。図から、 $E_{1.0} \sim \sigma_3$ 関係は砕・転圧土と堤体土のどちらも両対数上でほぼ直線で近似できるが、砕・転圧土の $E_{1.0}$ は応力レベルによる影響が少ないことがわかる。これは砕・転圧土の強度が固化材による固結強度による粘着力成分が卓越した特性を有しているためであり、砕・転圧土と堤体土の差は応力レベルの高い領域ほど小さくなる傾向となる。また、砕・転圧土の $E_{1.0}$ は堤体土より地震時の変形の小さい下層の高強度のゾーン ②では2~4倍程度大きい、地震時変形の大きい上層の低強度のゾーン ③では1~2倍程度の近い状態になっており、傾斜遮水ゾーンはゾーニングしたことで地震時でも既設堤体と密着性のよい状態を維持してくれるものと思われる。

結 言

砕・転圧盛土工法は、貯水池内の底泥土を築堤土として有効活用して、底泥土の除去処分と堤体改修を同時に可能にした効率的な老朽ため池改修法である。そして、なによりも、所要の強度と遮水性を有する築堤土を人工的に製造できることから、急勾配の堤体築造を可能であり、ため池より規模の大きい堤高15m超のフィルダムの堤体改修に適用すれば効果的かつ経済的な改修が期待できる。本報告ではこの工法をフィルダムに適用するための課題について検討したものである。フィルダムはため池に比較して堤高が大きいため安定計算で対象となるすべり面の応力領域が広くかつ高い。このため、フィルダムにおける堤体の安定性を評価するには、応力レベルの高い領域ではその効果を無視できず、これを無視した場合には不経済な設計になってしまうので、広範囲な応

力領域にける強度パラメータが必要になってくる。また、フィルダムでは、砕・転圧土の強度が安定計算により決まるので、ため池の場合よりも砕・転圧土の強度が高く設定され、新設堤体部と既設堤体部との間で極端な変形性の相違の影響を受けにくい堤体構造とする必要がある。この対策として、砕・転圧土により築造する部分は既設堤体部との間に急激な強度差が生じないように強度ゾーニングすることを提案し、これが有効であることを北谷池の事例から検討した結果を示した。

参考文献

- 1) (社)セメント協会編,(2003):セメント系固化材による地盤改良マニュアル(第3版),技報堂.
- 2) 谷茂,福島伸二,北島明,酒巻克之,(2003):た

め池底泥土を有効利用した砕・転圧土の力学特性, pp.255-260,第5回環境地盤工学シンポジウム.

- 3) 福島伸二,谷 茂,北島明,石黒和男,酒巻克之,(2003):老朽化ため池における底泥土を活用した環境負荷の少ない堤体改修工法の適用事例, pp.265-270,第5回環境地盤工学シンポジウム.
- 4) 福島伸二,北島 明,谷 茂,石黒和男,(2002):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/」 - 60, pp.165 - 178.
- 5) 農林水産省構造改善局建設部設計課,(2000):土地改良事業設計指針「ため池整備」,農業土木学会.
- 6) 農林水産省農村振興局編,(2003):土地改良事業計画設計基準,設計「ダム」技術書〔フィルダム編〕,農業土木学会.

Repairing Method of Old Fill Dam Embankment Using Cement-mixed Muddy Soil

TANI Shigeru, FUKUSHIMA Shinji, KITAJIMA Akira,
HIROTA Osamu and NISHIMOTO Kouji

Summary

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 embankment of irrigation pond by means of the stabilized mud soil with cement stabilizer.

This paper investigates geotechnical problems when applying this method to repair the embankment of the fill dam having the embankment more than 15m high.

Keywords : fill dam, repair of embankment, muddy soil, stabilization