

# 固化改良土を用いたフィルダム堤体の耐震補強技術 — 砕・転圧盛土工法 —

福島 伸二<sup>1</sup>

<sup>1</sup>株式会社フジタ 建設本部 土木エンジニアリングセンター。

本稿は、フィルダムの貯水池内の底泥土、あるいは底泥土に既設堤体などからの掘削土を加えた混合泥土をセメント系固化材により固化改良して準備した築堤土を用いて堤体の耐震補強や漏水防止対策を行う砕・転圧盛土工法の概要とその適用事例について紹介するものである。砕・転圧盛土工法は所要の強度と遮水性を有する築堤土を人工的に準備できることから、急勾配法面による堤体改修が可能で土工量を少なくできる、底泥土を築堤土に利用するため貯水量減少を無くせる、築堤土の土取り場と工事発生土の土捨て場が不要になるなど、経済的なだけでなく環境的にも優れた利点を有している。

キーワード：フィルダム，耐震補強，固化改良土，底泥土，老朽化

## 1. まえがき

築造年代が古いフィルダム（堤高  $H \geq 15\text{m}$ ）やため池（ $H < 15\text{m}$ ）は老朽化して堤体の断面不足や漏水等により早急な改修を必要とするものが多い。特に、フィルダムは貯水量が大きく堤体決壊が下流側に大きな被害を及ぼすため深刻であり、初めてのダム基準<sup>1)</sup>が制定された1953年（S28）以前のもは土質力学を導入した近代的フィルダム工学による設計・施工法で築造されていないため現行基準を満足しない可能性がある。また、新潟地震が発生した1964年（S39）以前に設計されたフィルダムは液状化を考慮されておらず、砂質系築堤土により築造された堤体、あるいは砂質地盤上に築造された堤体では耐震性に注意が必要である<sup>2)</sup>。以上の条件に合うフィルダムは何らかの弱点を抱えている可能性があり、堤体安定性の詳細な調査を実施し必要に応じて適切な対策を講じるべきである。

一方、築造年代の古いフィルダムやため池では、近年周辺の市街化の進展により堤体改修に必要な築堤土を入手しにくくなっているだけでなく、貯水池には貯水量低下の原因になる底泥土が堆積し除去を必要とされているものの土捨て場が確保しにくくなっている。

砕・転圧盛土工法<sup>3)4)</sup>は以上のような築堤土入手難と底泥土の除去問題を解決すべく開発された堤体改修技術で、底泥土をセメント系固化材により固化改良して築堤土に利用して堤体改修と底泥土除去処分を両立させたものである。砕・転圧盛土工法は所要の強度の築堤土を人工的に準備できることから急勾配法面による改

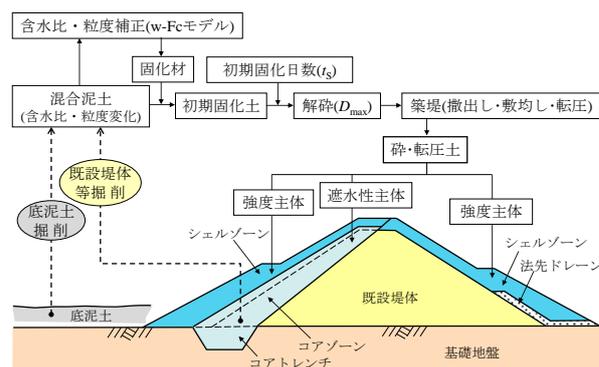


図-1 砕・転圧盛土工法の概要

修が可能となり、土工量を少なくできる、底泥土を築堤土に利用するため貯水量減少を無くせる、築堤土の土取り場と工事発生土の土捨て場が不要など、経済的で環境負荷が少ない利点を有している。

本稿は、砕・転圧盛土工法の概要と、これにより堤体改修が実施された13箇所のため池やフィルダムのうちの、フィルダムに限定した4箇所の事例を紹介し、そこで採用された堤体改修のためのゾーニングパターンの特徴を述べることで、フィルダム効率的な堤体改修の参考に供するものである。

## 2. 砕・転圧盛土工法の概要

砕・転圧盛土工法<sup>3)4)</sup>は、図-1に概念的に示すように、池内の底泥土をセメント系固化材により固化改良して築堤土を準備し、堤体の補強や漏水防止のための築堤を行うものである。築堤は、一定の初期固化期間  $t_s$  だ

け固化させた底泥土あるいは混合泥土（これを初期固化土という）を規定の最大粒径  $D_{max}$  で解砕してから通常土と同様に一定層厚に撒出し、敷均してから転圧して一層毎に行う（これを砕・転圧土という）。砕・転圧土の強度は初期固化土を解砕・転圧するまでの初期固化日数  $t_s$  とそれからの経過期間  $t_{cc}$  を合わせた  $t = t_s + t_{cc}$  に関係し、特に  $t_s$  が解砕・転圧後の再固化強度の発現に強く影響する。また、 $D_{max}$  は強度と遮水性の両方に影響し、 $D_{max}$  を大きくした砕・転圧土ほど強度が大きく、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  $t_s$  と  $D_{max}$  を適切に管理する必要がある。

従来、単なる底泥土の固化土（初期固化土に相当）は強度を固化材添加量の加減により容易に制御できるが、通常の築堤土に比較して破壊ひずみが小さく脆性的なひずみ軟化型の応力～ひずみ特性にあり、既設堤体との変形性の相違に起因したクラックが生じやすく貯水用堤体には使用できなかった。砕・転圧盛土工法はこのような固化土を築堤土に使用する場合の問題点を、初期固化させた底泥土を固化途中中に解砕して通常の築堤土と同様に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類似した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を良くしたものである。

### 3. 砕・転圧盛土工法の設計法

#### (1) 砕・転圧盛土工法による堤体ゾーニングの基本形

砕・転圧盛土工法によるフィルダムの耐震補強や漏水防止を目的とした堤体改修でのゾーニングパターンは以下のものが基本形になる。

従来法による堤体改修では、築堤土が強度と遮水性の両面で優れていないため、遮水機能を受け持つコアゾーンは遮水性に優れた築堤土により、堤体安定機能を受け持つシェルゾーンは強度に優れた築堤土によりそれぞれ築造する必要がある。そのため、築堤土は、ダムサイト周辺で、遮水性に優れたコア用土と強度に優れたシェル用土をそれぞれ入手しなければならない。堤体ゾーニングは、図-2 の中段に概念的に示すように、堤体の上流側には法面表層部を段切掘削などしてコア用土によるコアゾーンを、その外側にシェル用土によるシェルゾーンをそれぞれ築造し、下流側には法面表装の劣化部を掘削除去するなどしてシェル用土により押え盛土してシェルゾーンとする。コアゾーンやシェルゾーンの形状と勾配は使用される各築堤土が有する強度に依存し、堤体全体の安定計算により所要の安全率  $R_s$  を満足するように決定される。築堤土は強度成分が主にすべり面上の垂直応力に比例した内部摩擦角  $\phi$  によるので、図-3 の上段に概念的に示すように、法先部では垂直応力が低いためせん断抵抗が小さく、上・下流側ゾーンを幅広に、勾配を旧堤体より緩くする必

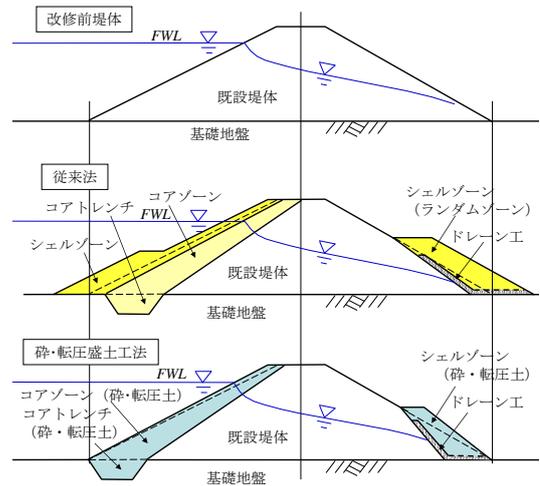


図-2 砕・転圧盛土工法による堤体改修の特徴

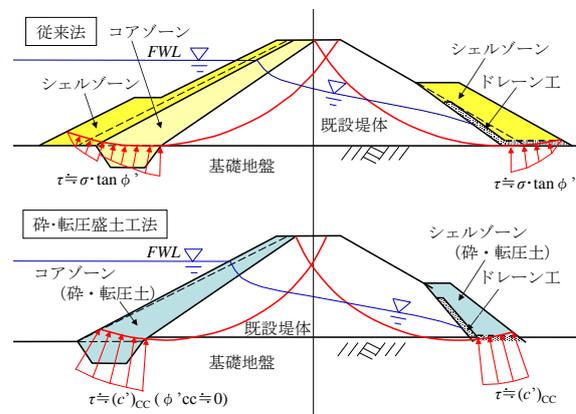


図-3 従来法と砕・転圧盛土工法による堤体補強特性

要がある。なお、堤体の上・下流側のシェルゾーンは既設堤体等からの掘削発生土を流用して築造することもあり、その場合にはランダムゾーンと称される。

一方、砕・転圧盛土工法による堤体改修では、図-2 の下段に概念的に示すように、堤体上流側に砕・転圧土によりコアゾーンを腹付け、下流側に砕・転圧土によりシェルゾーンを押え盛土して行われる。砕・転圧土は強度だけでなく遮水性にも優れているので、コアゾーンとシェルゾーンのように機能毎に分ける必要がなく、一体として築造できる。砕・転圧土の強度は、固化材添加量の増減により自由に設定できるので、砕・転圧土ゾーンの目標強度は堤体改修のためのゾーニングを予め決めてから、砕・転圧土ゾーンに必要な強度を安定計算により堤体全体が所要の  $R_s$  を満足するように逆算して決定するのが基本となる<sup>3)4)</sup>。そして、砕・転圧土ゾーンは、図-3 の下段に概念的に示すように、すべり面上の垂直応力に関係なく一定の粘着力が作用するので法先部に効果的にせん断抵抗力を付加でき、ゾーン幅を小さく急勾配による補強が可能であり、堤体ゾーニングを旧堤体断面内とすれば下流側に新たな用地が必要なく、貯水量の減少も少なくすることができる。

なお、砕・転圧土ゾーンの法面表層部には、砕・転圧



写真-1 固化材のスラリープラント



写真-2 DAM機によるピット内の混合泥土の初期固化状況

土の乾・湿環境の繰返しによる劣化や高アルカリ水の溶出防止、植栽の基層とするために、既設堤体掘削土により法面垂直方向に層厚30~50cm程度の覆土を設ける。

## (2) 砕・転圧土ゾーンの目標強度の決定

砕・転圧土の強度は固化材添加による底泥土あるいは混合泥土の固化強度による粘着力 $(c')_{cc}$ が主であり、内部摩擦角 $(\phi')_{cc}$ に及ぼす影響が少ない。そこで、砕・転圧盛土工法では、固化材添加量により制御できる設計上の強度パラメータとして $(c')_{cc}$ だけを考慮することにして、そして、砕・転圧土ゾーンの目標強度 $(c')_{cc}^*$ は、砕・転圧土ゾーンを含む堤体全体に関する安定計算により所要の安全率 $F_s$ を満足する堤体安定に必要な強度 $(c')_{cc}^{Stability}$ と、築堤中の施工機械のトラフィカビリティを確保するために最低限必要な強度 $(c')_{cc}^{Trafficability}$ を比較して、大きい方の値

$$(c')_{cc}^* = \max[(c')_{cc}^{Stability}, (c')_{cc}^{Trafficability}]$$

として決定する<sup>3)4)</sup>。一般に、 $(c')_{cc}^*$ は $H \geq 10m$ では堤体安定により決まり、 $H < 10m$ では堤体安定に必要な強度が小さく施工機械のトラフィカビリティにより決まる。

なお、砕・転圧土は固化改良土であるため、その強度は時間経過により増加してゆく。そこで、設計強度は固化材を添加してから $t=10$ 日目までに発現される値、すなわち初期固化土であれば $t_{ts}=10$ 日目の強度、砕・転圧土であれば解砕・転圧後の強度、 $t_s=3$ 日であれば $t_{cc}=t-t_s=10-3=7$ 日目の強度により設定するものとしている。

## 4. 砕・転圧盛土工法の施工法

砕・転圧盛土工法の施工手順は、底泥土あるいは混合泥土の初期固化、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、写真-1に示すようなスラリープラントにより水・固化材比 $w/c=1.0$ （標準値）のスラリー化した固化材を圧送して、写真-2に示すような二軸回転翼型攪拌混合機（DAM機）<sup>5)</sup>などを用いて、容積が既知のピット内の底泥土あるいは混合泥土に固化材スラリーを添加・混合する過程である。

解砕工程は一定の初期固化期間 $t_s$ （3日間を標準とす



写真-3 バケット式解砕機による初期固化土の解砕状況



写真-4 押土プレート付き格子バケット

る)だけ固化させた初期固化土を規定の $D_{max}$ で解砕するが、これは写真-3に示すように掘削から解砕、積込みまでを連続的にできるバケット式解砕機により行う。バケット式解砕機は $0.7m^3$ 級バックホウをベースマシンとし、写真-4に示すように、所定間隔の格子枠をもつバケットに最大力約 $200kN$ の押土プレートを装着したもので、掘削した初期固化土塊を格子枠から押出して解砕するものである。解砕時の $D_{max}$ はバケットの格子枠間隔を $50mm$ 、 $100mm$ 、 $200mm$ の3種類とし、底泥土あるいは混合泥土の固化特性や砕・転圧土の用途等を考慮して決定する（ $200mm$ を標準とする）。

築堤工程は、粗粒から細粒までの解砕土の塊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、振動ローラあるいはブルドーザにより試験盛土等により決定した規定回数で締固め転圧を行うものである。写真-5には土工振動ローラによる締固め転圧の状況を示す。

砕・転圧土の施工管理は、日常試験として球体落下試験による強度確認と密度試験による遮水性確認を行い、品質確認試験として築堤土量 1,000~1,500m<sup>3</sup>に 1 回程度の頻度で強度確認のためのコア供試体（直径  $D \times$  高さ  $H=75\text{mm} \times 150\text{mm}$ ）の一軸圧縮試験、遮水性確認のための現場透水試験とコア供試体（ $D \times H=75\text{mm} \times 100\text{mm}$ ）の三軸透水試験を実施する<sup>3)4)</sup>。



写真-5 振動ローラによる解砕土の締固め転圧状況

## 5. フィルダムの改修事例

### (1) 大原ダムの事例（滋賀県）

大原ダムは 1953 年に築造された堤高  $H=27.4\text{m}$ 、堤長  $L=191.7\text{m}$ 、堤体積  $V=23.6$  万 m<sup>3</sup>、貯水量  $Q=192$  万 m<sup>3</sup> の中央コア型フィルダムである。大原ダムでは堤体が老朽化して断面不足にあり、かつ浸潤面が堤頂面以下 5~6m 付近からの漏水により高くなっていたことや、堤体上流側のランダムゾーンの一部に液状化の可能性が懸念され耐震性が不足していたため<sup>9)</sup>、耐震補強と漏水防止のための改修が実施された。堤体改修はダムサイト周辺で築堤土を確保できなかったことや工事に伴う掘削発生底泥土や既設堤体土の土捨て場を確保できなかったことから、池内の底泥土を築堤土に利用できる砕・転圧盛土工法が採用された<sup>7)</sup>。

堤体ゾーニングは図-4 に示すように堤体軸を変えずに、改修後堤体が貯水量減少のないように既設堤体内にほぼ入るように決定された。工事に伴って発生した既設堤体等からの掘削土は覆土と仮設工事に利用し、残りを底泥土に加えて砕・転圧盛土工法の原料土に利用することで全量を処分することができた。

堤体上流側は、既設堤体表層部を掘削し砕・転圧土によりランダムゾーン I・II を腹付け、その強度レベルは小段面を境にして変えて強度ゾーニングしている（図-4 では色の濃い方を高強度として表示している）。すなわち、下層は堤体の安定上重要な役割をするので高強度ゾーン I として粘着力  $(c')_{cc} \approx 150\text{kN/m}^2$  とし、上層は地震時に大きな変位が生じやすいため低強度ゾーン II として砕・転圧土の施工上必要な最低強度に近い  $(c')_{cc} \approx 55\text{kN/m}^2$  としている。漏水が確認された既設コアゾーンを含む堤頂部は掘削してコアゾーン III として遮水性のある砕・転圧土により築造し、その強度をゾーン II と同じとしている。改修後の堤体の安定性は、砕・転圧土の内部摩擦角  $(\phi')_{cc}$  を室内配合試験による値に余裕をみた  $(\phi')_{cc} = 10^\circ$

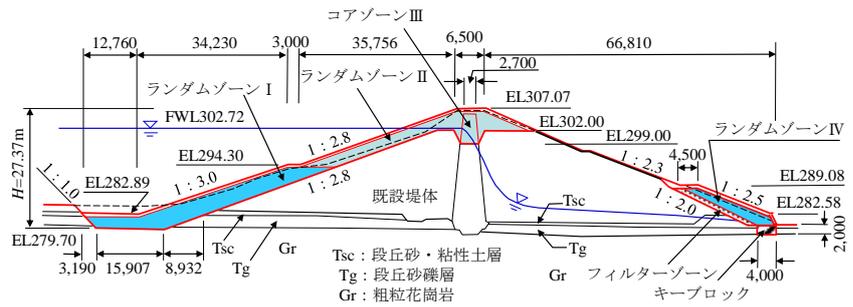


図-4 大原ダムの改修前・後の標準断面<sup>7)</sup>

に設定して安定計算を実施し、堤体安定に必要な安全率  $F_s \leq 1.20$  を満足する  $F_s = 1.22$  を確認している。

堤体下流側は法先部にせん断抵抗を付加させるために  $(c')_{cc} \approx 150\text{kN/m}^2$  の砕・転圧土によるランダムゾーン IV を押え盛土的に築造し、さらに浸潤面を低下させるために既設堤体部との間にフィルターゾーンを配置している。また、ランダムゾーン IV の基礎は幅 4m にわたり基礎層 Gr までの深さ約 2m をセメント改良してキーブロックとし、改良目標強度は安定計算によりすべり面が Gr 層を通らない条件を満足する粘着力  $c=70\text{kN/m}^2$  に設定された。

### (2) 西大谷ダムの事例（静岡県）

西大谷ダムは 1959 年に築造された  $H=14.6\text{m}$ 、 $L=209.0\text{m}$ 、 $V=7.7$  万 m<sup>3</sup>、 $Q=28.9$  万 m<sup>3</sup> の洪水調節用防災ダムである（ダム便覧<sup>8)</sup>には  $H=15.1\text{m}$  のフィルダムとして登録されている）。西大谷ダムは堤体が老朽化して断面不足や漏水により耐震性不足にあり、さらに貯水量が底泥土の堆積により不足していた。堤体改修は耐震補強と漏水防止を目的に行われ、ダムサイト周辺では築堤土が入手できなかったことと工事に伴う掘削発生底泥土や既設堤体土の土捨て場を確保できなかったことから砕・転圧盛土工法が採用された<sup>9)</sup>。

堤体ゾーニングは、図-5 に示すように、周辺状況から堤体軸を変えられないため、改修後堤体が貯水容量の減少がないように既設堤体内に入るように、かつ池内の底泥土や工事に伴う掘削土全量を場内処分できるように決められた。堤体上流側は止水性のある基礎地盤 OC 層

まで掘り下げて、砕・転圧土によりコアトレンチ I とコアゾーン II を築造し、その外側のランダムゾーン III を既設堤体からの掘削土により築造している。また、堤体下流側は劣化した表層部を除去してランダムゾーン IV として既設堤体からの掘削土を築造し、さらに浸潤面が法面途中に現れないように法先ドレーンを配置している。

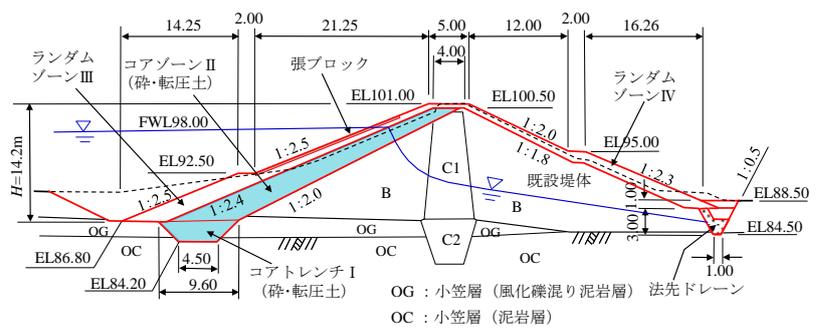


図-5 西大谷ダムの改修前・後の標準断面<sup>9)</sup>

砕・転圧土の強度レベルは計画した堤体ゾーニングについて $(\phi)_{cc}$ を室内配合試験による値に余裕をみた $(\phi)_{cc}=10^\circ$ に設定し、 $(c)_{cc}$ をパラメトリックに変えて安定計算を実施し、 $F_s=1.20$  になるように逆算した $(c)_{cc}^*=52\text{kN/m}^2$ としている。

### (3) 谷田大池の事例 (静岡県)

谷田大池は 1895 年に築造された  $H=14.6\text{m}$ ,  $L=136.0\text{m}$ ,  $V=7.1$  万  $\text{m}^3$ ,  $Q=13.2$  万  $\text{m}^3$  の灌漑貯水池である (ダム便覧<sup>8)</sup>には  $H=16.0\text{m}$  のフィルダムとして登録されている)。谷田大池は堤体が老朽化して断面不足や漏水により耐震性不足にあり耐震補強と漏水防止のための改修が行われた。堤体改修は周辺で必要な築堤土がなかったことや工事に伴う掘削土の土捨て場がなかったため、砕・転圧盛土工法が採用された<sup>10)</sup>。

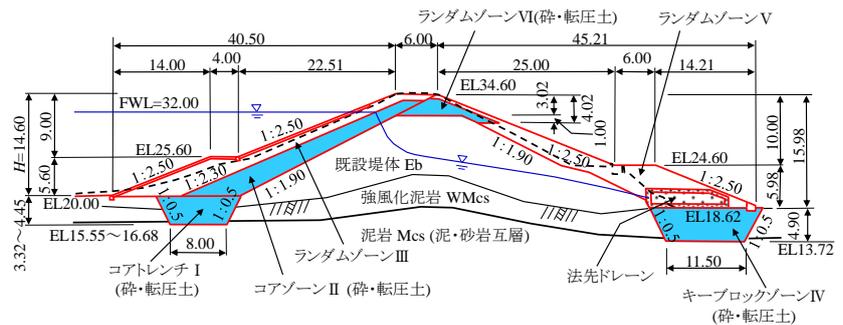


図-6 谷田大池の改修後堤体の標準断面<sup>10)</sup>

堤体ゾーニングは堤頂部が道路に利用され堤体軸の移動をできない、既設の洪水吐や取水トンネルをそのまま活用する、貯水量減少が無いようにすることから、図-6 に示すように改修後の堤体が既設堤体内に入るように決定している。堤体上流側は既設堤体の表層部を掘削し、コアトレンチを止水性のある泥岩層  $Mcs$  まで掘込み、砕・転圧土によりコアトレンチ I とコアゾーン II を築造、さらにその外側にランダムゾーン III を既設堤体からの掘削土により築造された。コアトレンチの幅は基礎部分にせん断抵抗を付加するためにコアゾーン底面幅より拡大させて 8m としている。堤頂部は堤体下流側の法面途中に局部的なすべり面が生じないように約 3m を掘削除去し、砕・転圧土によるランダムゾーン IV を築造している。なお、既設堤体等からの掘削土はランダムゾーン III・V や仮設工事に使用し、残りを底泥土に加えて砕・転圧盛土工法の原料土に使用して全量処分している。砕・転圧土の目標強度は、計画した堤体ゾーニングパターンについて $(\phi)_{cc}$ を室内配合試験により得られた値に余裕をみた $(\phi)_{cc}=14.5^\circ$ に設定し、 $(c)_{cc}$ をパラメトリックに変えて安定計算を実施し、 $F_s=1.20$  になるように逆算した $(c)_{cc}^*=103\text{kN/m}^2$ としている。

堤体下流側は、すべり面が軟弱な  $WMcs$  層を通らな

いようにその下の  $Mcs$  層まで掘り込み、砕・転圧土によるキーブロックトレンチ IV を築造し、既設堤体の表層部を掘削してから既設掘削土によりランダムゾーン V を押し盛土的に腹付けている。キーブロックトレンチの幅は、砕・転圧土の強度レベルを $(c)_{cc}^*=103\text{kN/m}^2$ に設定した安定計算により  $F_s \geq 1.20$  が確保できる長さとして決定して 11.5m としている。

### (4) 堤沢ダムの事例 (山形県)

堤沢ダムは 1952 年に築造された  $H=17.0\text{m}$ ,  $L=137.0\text{m}$ ,  $V=98,000\text{m}^3$ ,  $Q_T=26.3$  万  $\text{m}^3$  の灌漑用のフィルダムで、堤体内に底樋を持っている。堤体は築造後約 60 年の経過により老朽化して上流側法面が損傷していただけでなく、貯水位が常時満水位  $FWL=217.95\text{m}$  より下 3~4m を超えると漏水が顕著になるなど耐震性が不足していた。また、堤体だけでなく、洪水吐、斜樋・底樋等の取水施設も損傷し機能不全状態にあった。そこで、堤体は現行基準<sup>11)</sup>に合致するように耐震補強をし、併せて洪水吐や取水施設も改築することになった。しかし、堤沢ダムではダムサイト周辺で所要の強度と遮水性を有する築堤土を入手できなかったため、工事に伴って発生し、場外処分の難しい底泥土や掘削土を築堤土に利用できる砕・転圧盛土工法が採用された<sup>12)</sup>。

堤沢ダムの堤体は中央コア型にゾーニングされているものの、底樋改築のための掘削された堤体横断面の観察によるとほぼ均質な状況にあり、均一型堤体として見なせる状態にあった。堤体の耐震補強は、図-7 に標準断面を示すように、既設堤体の堤頂部の約 2.7m を掘削除去して堤高をため池仕様の  $H<15\text{m}$  に変更し ( $H=17.0$

→14.95m), 耐震補強を既設堤体断面内で行われることになった。堤高削減の理由は, 現行基準<sup>1)</sup>では堤体内に底樋を設置できないため, 引き続き底樋を堤体内に設置するためには堤高を $H < 15\text{m}$ のため池仕様にする必要があったからである。堤沢ダムでは底樋を廃止して取水トンネルへの変更も検討されたが, トンネル用地が確保できなかったことや, 利水者が堤高削減による貯水量の減少 ( $Q=26.3 \rightarrow 20.4 \text{ 万 m}^3$ ) を許容できたためである<sup>12)</sup>。

堤体上流側は堤体を掘り込んで砕・転圧盛土工法による砕・転圧土からなるコアゾーン I とその外側に既設堤体からの掘削土によるランダムゾーン II を腹付けた。止水トレンチは基礎地盤を止水性が確保できる 3.2m まで掘り下げて, コアゾーンを岩着させた。堤体下流側は表層部を掘削整形し, さらに法先にドレーンを配置した。

以上の堤体ゾーニングのうちの砕・転圧土ゾーンに必要とされる強度は, 粘着力( $c'$ )<sub>cc</sub> をある一定の値に設定して安定計算を実施して, 所定の安定性が確保されることを確認することで決定した。堤沢ダムでは, 堤高削減により堤体安定性が大幅に向上したことから, 砕・転圧土ゾーンの強度を施工上必要な最低な強度として ( $c'$ )<sub>cc</sub>=38kN/m<sup>2</sup> (内部摩擦角( $\phi'$ )<sub>cc</sub> は室内配合試験による値として( $\phi'$ )<sub>cc</sub>=13.3°を考慮) に設定し, 安定計算により上・下流側で安全率  $F_s > 1.20$  を満足していることを確認した。上記の( $c'$ )<sub>cc</sub>の値は, 砕・転圧盛土工法における施工上必要な最低強度が締固め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で, 粘着力で表示すると( $c'$ )<sub>cc(Trafficability)}</sub>=50~60kN/m<sup>2</sup>に相当するので, これを安全側に評価した 70%強度である。

## 6. あとがき

本稿では砕・転圧盛土工法の設計・施工法の概要と, この工法により堤体改修が実施されたフィルダムの4事例を紹介した。砕・転圧盛土工法による堤体改修のゾーニングは, 改修に伴う貯水量の減少がないように新堤体が既設堤体内に入るように, 工事に伴って発生する掘削土を底泥土に加えて砕・転圧盛土工法の原料土にあるいはランダムゾーンの築造に流用して場外処分をなくすように決められている。

砕・転圧盛土工法の利点は築堤土を現場内で調達できるのでダムサイト周辺で築堤土が確保できなくとも堤体改修が可能となること, 強度レベルを所要値に設定できるので急勾配での堤体改修が可能で土工量を少なくできることである。特に, 築堤土を現場内で確保できること

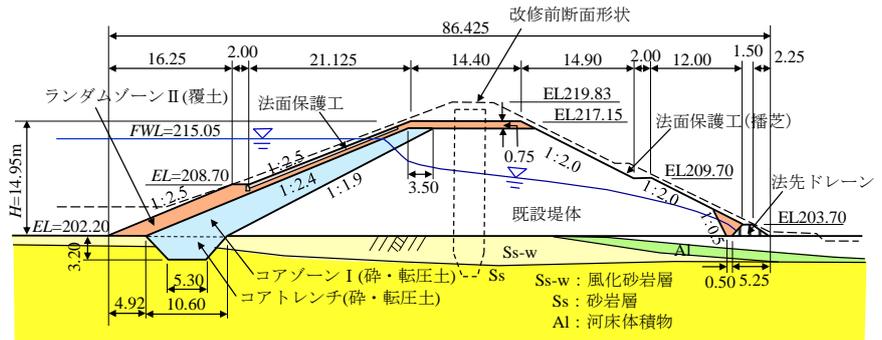


図-7 堤沢ダムの改修前・後の標準断面<sup>12)</sup>

は緊急性の高い地震等により被災した堤体の復旧にも役立つものと考えられる。

## 参考文献

- 1) 農林水産省農地局監修：土地改良事業計画設計基準，第3部設計，第1編土堰堤，農業土木学会，1953。
- 2) 福島伸二，谷 茂：フィルダム堤体改修における液状化問題，地盤工学会誌，Vol.59, No.1, pp.26-29, 2011。
- 3) (社)農業農村整備情報総合センター：ため池改修工事の効率化，一砕・転圧盛土工法によるため池堤体改修，設計・施工・積算指針(案)，(社)農業農村整備情報総合センター，2006。
- 4) (社)農業農村整備情報総合センター編：砕・転圧盛土工法によるフィルダム堤体改修，一堆積土・発生土を有効活用したフィルダムのリニューアル技術—，設計・施工・積算指針(案)，(社)農業農村整備情報総合センター，2009。
- 5) 福島伸二，渋谷光男，平野高嗣，五ノ井 淳：二軸回転翼型攪拌混合機 (DAM 工法)，建設の施工企画，6月号，pp.56-60, 2010。
- 6) 谷 茂，福島伸二，北島 明：液状化を考慮したアースダムの耐震補強事例，第46回地盤工学研究発表会，pp.1785-1786, 2011。
- 7) 福島伸二，谷 茂：大原ダムの砕・転圧盛土工法による耐震補強の設計・施工，ダム日本，No.812, pp.9-27, 2012。
- 8) (財)日本ダム協会ホームページ：ダム便覧 2015  
<http://damnet.or.jp/Dambinran/binran/TopIndex.html>
- 9) 福島伸二，谷 茂，北島 明，西本浩司：フィルダムにおける固化処理底泥土を用いた堤体補強法とその設計法に関する事例研究，土木学会論文集 C, Vol.63, No.2, pp.358-375, 2007。
- 10) 福島伸二，谷 茂，山崎秀昭，三澤宏司：砕・転圧盛土工法による谷田大池堤体改修工事，水と土，第163号，pp.44-52, 2011。
- 11) 農林水産省農村振興局監修：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)，(社)農業土木学会，2003。
- 12) 北島 明，福島伸二，谷 茂：堤体内に底樋をもつフィルダムの固化改良土を用いた耐震補強事例，土木学会第71回年次学術講演会第III部門，pp.348-348, 2016。