

フィルダムの大規模地震を対象とした耐震補強における課題

Problem in Seismic-resistant Rehabilitation of Fill Type Dam Embankment Considering Strong Earthquake Motion

福 島 伸 二 (ふくしま しんじ)

(株)フジタ 建設本部

谷 茂 (たに しげる)

(株)共和技術コンサルタンツ 技術顧問

1. はじめに

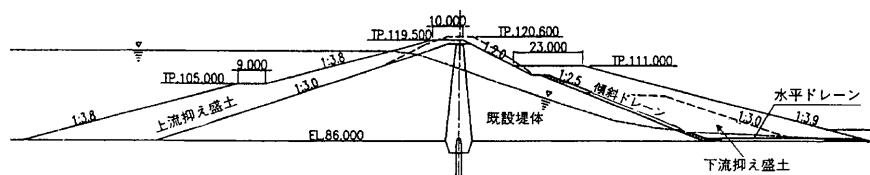
東北地方太平洋沖地震は沿岸部に甚大な津波被害を及ぼし、内陸部においても藤沼ダム(1949年完成)を決壊させるなどフィルダムのような貯水を目的とした土構造物に被害を及ぼした。藤沼ダムの決壊原因はいずれ詳細な調査により明らかにされるだろうが、地震動が大きく継続時間も長かっただけでなく、築造年代が古いことも関係していると思われる。築造年代が古く、特に初めてのダム基準¹⁾が整備された1953年以前に設計されたフィルダムは設計・施工法が土質力学を導入した近代的なフィルダム工学に依拠しておらず現行基準を満足していない可能性がある。また、新潟地震が発生した1964年以前に設計されたフィルダムは液状化を考慮しておらず、砂質地盤上に築造された、あるいは砂質系築堤土により築造されたものには液状化に対する安定性に注意が必要であろう²⁾。

以上のようなフィルダムは大規模地震(L2地震)を対象にした耐震補強が急務となっているものの、兵庫県南部地震や東北地方太平洋沖地震の発生以降、設計で考慮する地震力が高く設定される傾向にあるなど、貯水機能を維持し、かつ生じた損傷が修復可能な範囲にとどまるように耐震補強をするためには解決すべき問題が多い。本稿はフィルダムのL2地震を対象とした耐震補強を行う際の参考にするために、L2地震を対象に耐震補強が実施された事例を調査し、そこで採用された堤体ゾーニングの特徴と今後の課題について述べるものである。

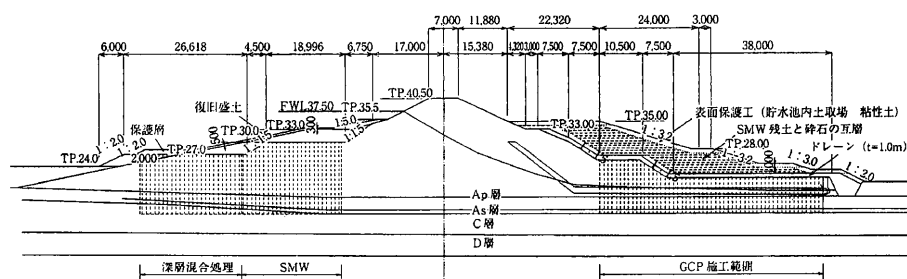
2. 耐震補強事例

2.1 山口貯水池(埼玉県)

山口貯水池は1934年に築造された堤高 $H=35.0$ m、堤長 $L=691.0$ m、堤体積 $V=140.4$ 万 m^3 、貯水容量 $Q=2\,064.9$ 万 m^3 の上水道専用の中央コア型フィルダムで、堤体の耐震性が老朽化により不足していたため大規模地震時においても水道システムを維持できるように、L2



図—1 山口貯水池の改修後堤体標準断面³⁾



図—2 山倉ダムの改修後堤体標準断面⁴⁾

地震を対象とした堤体の耐震補強が実施された³⁾。

耐震補強は、図—1に補強後の標準断面を示すように、既設堤体をそのまま活用して、上流側に腹付け盛土約53.0万 m^3 を、下流側に既設の押え盛土を撤去してフィルタードレーン約4.8万 m^3 を挟んで押え盛土約44.0万 m^3 を築造して実施された。築堤土には貯水城内の掘削土が用いられたが、高含水比であったため施工機械のトラフィカビリティを確保するために碎石を体積比20%で加えて使用し、さらに築堤中の過剰間隙水圧の上昇を抑えるため築堤速度に1.5 m/月の制限が設定された。築堤土は、強度的に優れていなかったため、堤体勾配を緩くする必要から97万 m^3 の膨大な量が必要になっただけでなく、下流側においても広い用地が新たに必要になった。改修後の堤体は貯水池側に約53.0万 m^3 の腹付け盛土としたにもかかわらず貯水容量に変化がなかったのは築堤土を池内から確保したためである。

2.2 山倉ダム(千葉県)

山倉ダムは1964年に築造された $H=22.5$ m、 $L=420.0$ m、 $V=53.0$ 万 m^3 、 $Q=510.0$ 万 m^3 の工業用水の供給を目的としたフィルダムで、下流域周辺の市街化が進み高い耐震性が求められたためL2地震を対象とした堤体補強と基礎地盤の液状化対策が実施された⁴⁾。

耐震補強は、築堤土の外部からの搬入や工事に伴う発生土の外部処分のための搬出を避けるために、上・下流

側の堤体法先部の補強と基礎地盤の液状化防止を同時に達成できる地盤改良工法が採用された。すなわち、図-2に補強後の堤体標準断面を示すように、上流側は基礎地盤の止水性を確保できる深層混合処理（CDM）工法とソイルミキシングウォール（SMW）工法による補強が、下流側は上流側からの浸透水を遮断しないようにグラベルコンパクションパイル（GCP）工法による補強がそれぞれ実施された。さらに、堤体下流側の法先部には工事に伴う発生土により押え盛土が築造された。

2.3 村山下貯水池（東京都）

村山下貯水池は1927年に築造された $H = 32.6\text{ m}$ 、 $L = 587.3\text{ m}$ 、 $V = 83.6\text{ 万 m}^3$ 、 $Q = 1\,214.8\text{ 万 m}^3$ の上水道専用のフィルダムで、L2地震を想定すると耐震性に不足する堤体下流側についてのみ耐震補強が実施された⁵⁾。

堤体の耐震補強は、図-3に補強後の標準断面を示すように、堤頂幅を大きくし、下流側のみに腹付け盛土を築造し、さらに天端から3 mまでの堤頂部を地震により局所的な破壊が生じないようにセメント改良土により置き換えて行われた。堤体補強が下流側のみとなったのは、法面勾配が上流側1:3.0に対して下流側1:2.0と上・下流側間で大きく相違していたためと思われる。築堤土には既設堤体からの掘削土に購入した碎石と細砂を乾燥状態質量比で1:1.5:1.5の割合で混合した粒度調整土が用いられた。特徴は下流側において隣接公園の敷地を侵せない条件があったために法先部に補強土工法を採用していることである。

2.4 大原ダム（滋賀県）

大原ダムは1953年に築造された $H = 27.4\text{ m}$ 、 $L = 191.7\text{ m}$ 、 $V = 23.6\text{ 万 m}^3$ 、 $Q = 192\text{ 万 m}^3$ の灌漑用の中央コア型フィルダムである。堤体が老朽化して断面不足にあったことや、堤頂面下5~6 m付近からの漏水や上流側ランダムゾーンにおける液状化の可能性からL2地震に対する耐震性が不足していたため、耐震補強と漏水防止を目的とした堤体改修が実施された⁶⁾⁷⁾。

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から、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（砕・転圧土）に利用できる砕・転圧盛土工法⁸⁾が採用された。堤体ゾーニングは、図-4に改修後の標準断面を示すように、貯水量の減少を避けるために堤体が改修後においても既設堤体内に入るように決定された。上流側は表層部を掘削し砕・転圧土によるランダムゾーンⅠ・Ⅱが腹付けられ、また漏水が確認された堤頂部は掘削除去してランダムゾーンⅡとコアゾーンⅢとして遮水性のある砕・転圧土により置き換えられ

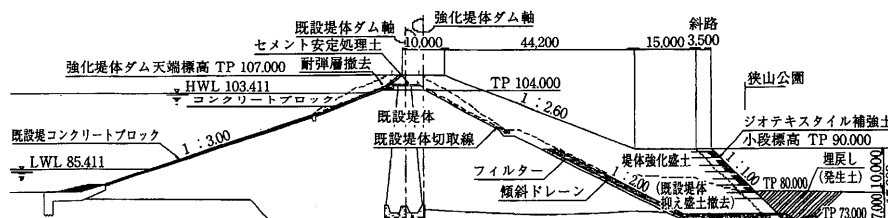


図-3 村山下貯水池の改修後堤体標準断面⁵⁾

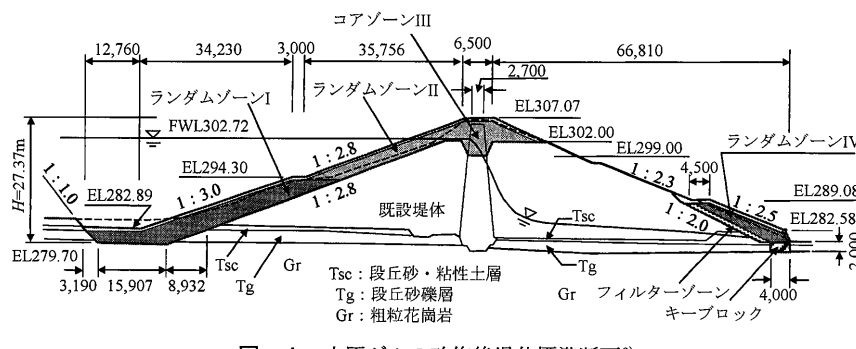


図-4 大原ダムの改修後堤体標準断面⁶⁾

た。下流側は法先部に砕・転圧土によるランダムゾーンⅣが押え盛土的に築造された。砕・転圧盛土工法には池内の底泥土とこれに既設堤体からの掘削土を加えた混合泥土が使用され、底泥土と掘削土の混合割合は掘削土の全量を現場内で処分できるように決められた。

3. 堤体ゾーニングの特徴

堤体の耐震補強のためのゾーニングはダムサイト周辺から入手できる築堤土により上・下流側に腹付け盛土、あるいは押え盛土をする形式が基本となるものの、採用された事例は山口貯水池のみである。理由はこの形式が昔から採用されている正統的な補強法であっても、築堤土がダムサイト周辺で入手し難くなっているため常に採用できないということであろう。

他の3事例では、堤体とともに基礎地盤も補強する必要がある、下流側に十分な用地が確保できない、堤体補強に必要な築堤土が入手できないなどの制約条件により地盤改良工法や補強土工法が採用され、堤体補強におけるゾーニングが大きく異なっている。

山倉ダムは堤体の耐震補強とともに基礎地盤の液状化対策が必要になった事例であり、両方を同時に達成できる地盤改良工法を採用することで、堤体上流側を旧堤体断面と大きく変えることなく耐震補強して、貯水量の減少を最小限に抑えることに成功している。

村山下貯水池は堤体下流側のみを補強土工法を採用して補強した事例であり、補強土工法は用地不足で盛土幅を十分とれない場合でも急勾配法面により盛土高を大きくできることから、堤体法先部や基礎地盤に上載圧を加えてせん断抵抗を増加させることに成功している。なお、堤頂幅を大きくしたことも堤体安定性の向上に寄与すると考えられる。

大原ダムにおいて採用された砕・転圧盛土工法は、固化改良土により堤体の上・下流側に腹付け、あるいは押

報 告

え盛土を築造したゾーニングにより堤体を改修したものであるが、築堤土である固化改良土が固化材添加量の加減により強度を制御できるので急勾配法面が可能であり、ほぼ旧堤体断面内での堤体改修を達成している。

4. 大規模地震を対象とした耐震補強における課題

大規模地震を対象とした堤体の耐震補強における課題は、築堤土に求められる強度レベルが高いことに加えて、築堤土がダムサイト周辺で入手しにくくなっている、下流側に堤体補強のための用地が確保できないことがある、堤体あるいは基礎地盤に液状化の発生が懸念されることもある、などである。以上の課題とそれらを解決するための対策について思うところを述べたい。

4.1 築堤土の入手難

築堤土の入手難の問題は、ダムサイトの周辺環境が市街化の進展などにより築造当初と大きく変化したため、築堤土が確保しにくくなっていること、あるいは例え築堤土を確保できても現場までの運搬が周辺の交通事情から難しくなっていることである。このような場合には、既設堤体からの掘削土の有効利用、池内に張り出した地山部の掘削による入手が考えられるが、これらの土は貯水下にあったため含水比が高く強度や施工性に問題があり碎石などの良質土を一定割合で加え粒度調整して使用することが多い(山口貯水池、村山下貯水池、山倉ダム)。

大原ダムにおいて採用された砕・転圧盛土工法は、築堤土の入手難問題の解決のために除去処分が難しい池内の底泥土を固化改良して築堤土に有効利用したもので、底泥土の除去と堤体改修の両立を目指したものである。固化改良土は固化材添加量を加減することで強度を制御できるため、設計上の地震力の大規模化に応じて築堤土に高強度が求められる場合にも対応でき、急勾配法面により堤体断面を大きく変えないで補強できる利点がある。

4.2 下流側の用地不足

ダムサイトの周辺環境が市街化の進展などにより築堤当時から大きく変化し、堤体下流側には耐震補強のための新たな用地を十分に確保できない場合も多い。このような場合には、図-5に概念的に示すように、堤体軸を上流側に移動させ下流側を掘削して緩勾配化して補強する方法が考えられるが、堤体軸移動量が大きいと貯水量の減少が大きくなることや洪水吐との位置関係に問題が生じるなど採用できない場合も多い。

村山下貯水池では、下流側に堤体補強に必要な用地を隣接する公園のために確保できなかったことから、補強土工法を採用した押え盛土を築造している。補強土工法による押え盛土は、図-6に概念的に示すように、用地不足により盛土幅を十分とれない場合でも盛土高を大きくできるため、堤体法先部や基礎地盤に上載圧を加えてせん断抵抗を増加させることができる。通常の腹付け盛土では、内部を通るすべり面長を L とすると、すべり面上に作用する上載応力が $\sigma_v = \gamma \cdot H$ と与えられる(γ は腹付け盛土の単位体積重量、 H はその平均盛土高さ)。

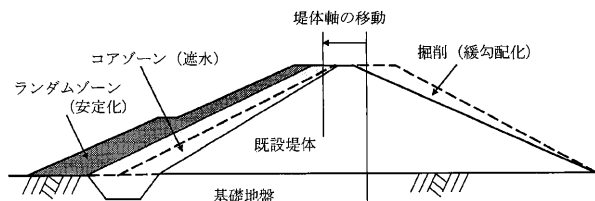


図-5 堤体下流側に用地がない場合の堤体補強法

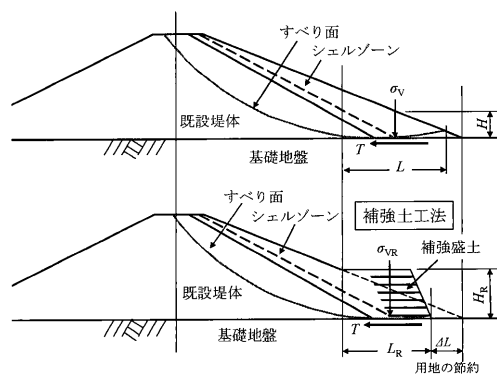


図-6 堤体下流側の補強土工法による押え盛土

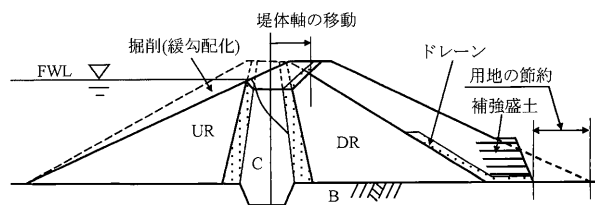


図-7 補強土工法の適用による堤体上・下流側の補強

一方、補強土工法では、盛土高を H_R とするとすべり面長 L_R における上載応力が $\sigma_{vR} = \gamma \cdot H_R$ と与えられる。したがって、補強土工法は、上載応力により発揮されるせん断抵抗力 T が

$$T = \sigma_v \cdot \tan \phi \cdot L = \sigma_{vR} \cdot \tan \phi \cdot L_R$$

とおけることから

$$L_R = (H/H_R) \cdot L$$

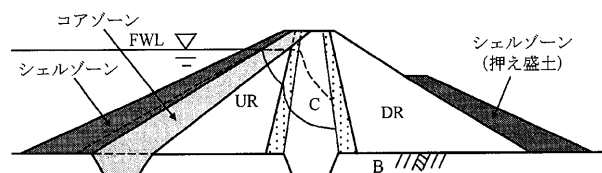
となり、腹付け盛土の底幅を短くすることができる。

補強土工法は村山下貯水池では下流側だけを補強したものであるが、完全に水中になる上流側の補強には適用しにくいと考えられる。上流側の補強が必要となる場合には、図-7に概念的に示すように、下流側を補強土工法により補強し、上流側法面を掘削により緩勾配化させ、すなわち堤体軸を下流側に移動させて安定化させる形式が考えられよう。

大原ダムでは、下流側において工事に必要な用地を借用できたものの、堤体補強に必要な用地を恒久的に確保することができなかったため、急勾配法面が可能な砕・転圧盛土工法の採用により図-4に示したように旧断面内での補強を達成している。

4.3 液状化対策

築造年代の古いフィルダムは均一型か、あるいは中央コア型でゾーニングされた堤体であってもコアゾーンとその両側のゾーンとの間の築堤土の相違が少なく均一型に近いものが多い。すなわち、築堤土はコア材としては



図—8 漏水防止対策を伴う堤体補強

細粒分が少なく、シェル材としては細粒分が多いなど各ゾーンの機能上中途半端な粒度特性にあるといえる。現在の液状化判定における液状化の対象となる土の粒度範囲は75 μm 以下のシルト・粘土分である細粒分含有率 F_c が35%以下とされているため⁹⁾、築堤土の多くはこの粒度範囲に入る可能性がある。特に、1964年の新潟地震以前に設計されたフィルダムでは液状化が考慮されていないため堤体や基礎地盤では液状化の検討が必要となろう。

堤体の液状化対策は、築堤土には細粒分がある程度含まれているので、過剰間隙水圧の上昇が粒径の揃ったきれいな砂の地盤で生じる完全液状化ではなく有効応力の低下によるすべり破壊を引き起こしやすく、大原ダムにおいて採用されたように腹付け盛土や押え盛土を築造して防止することが基本となろう。

基礎地盤の液状化対策では、堤体中央部下の基礎地盤は応力レベルが高く液状化しにくいに対して、堤体法先部下の基礎地盤は応力レベルが低く液状化しやすく堤体安定上も重要な部分であることから、上・下流側堤体の法先部下の基礎地盤を山倉ダムにおけるように地盤改良工法により補強することが基本となろう。

4.4 漏水防止対策

築造年代が古い堤体は、長時間の経過により遮水性に必要な細粒分が流失するなどして漏水が生じている場合が多く、堤体補強とともに漏水防止対策も併せて行うこともある。紹介した4事例のうち、堤体の補強と漏水防止を併せて行った事例は大原ダムのみである。漏水防止を伴う堤体補強の場合には、図—8に概念的に示すように、既設堤体の上流側に貯水を受け持つコアゾーンを、その外側に堤体安定を受け持つシェルゾーンの築造が基本となる。この場合には、遮水性に優れたコア材と強度に優れたシェル材の2種類の築堤土を確保しなければならないこと、既設堤体を堤体断面が大きくならないようにするためにある程度掘り込むことが必要になる。掘削土は上流側のシェルゾーンや下流側の押え盛土への流用が基本となろう。

コアゾーンとランダムゾーンのそれぞれに適した築堤土が入手できない場合には、大原ダムにおけるように池内の底泥土を築堤土に利用して、強度と遮水性の両方の性質に優れた築堤土を準備できる砕・転圧盛土工法の適用も考えられよう。

5. おわりに

本稿はL2地震を対象として耐震補強されたフィルダムの事例を調査し、それらで採用された堤体ゾーニングの特徴と今後の耐震補強を行う上での課題について述べた。

堤体の耐震補強における課題は、ダムサイト周辺での築堤土の入手が困難になっていることに加えて、下流側に十分な用地が確保できないことがある、堤体や基礎地盤に液状化対策が必要なことがある、堤体に漏水防止対策が必要なことがある、などである。以上の課題を解決するには、築堤土の強度レベルを固化材の加減により制御できる地盤改良工法や、用地不足であっても急勾配法での補強が可能な補強土工法、基礎地盤の液状化対策に有効な補強が可能な深層混合系地盤改良工法などの新しい技術を積極的に適用してゆく必要がある。特に、L2地震を対象とした耐震補強では、築堤土に求められる強度レベルが高くなることから、入手できる築堤土に期待できる強度が低い場合には、既設堤体よりも極めて緩い法面勾配にしなければならない、これに応じて膨大な量の築堤土が必要になる、必要土量を確保できなくなる、さらに築堤土の入手難や用地の確保難が問題に拍車をかける、などの袋小路に陥り実質的に設計が不可能となる事態も考えられることに注意が必要である。

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) 佐々木史郎・村山 眞：既設アースダムの耐震強化工事—山口貯水池堤体強化工事—，ダム技術，No. 227, No. 8, pp. 112～120, 2005.
- 4) 渡邊秀敏・萩原茂雄：地盤改良工法による山倉ダム耐震性強化工事，工業用水，No. 544, pp. 14～36, 2004.
- 5) 田村聡志・村山 眞：既設アースフィルダムの耐震強化—村山下貯水池堤体強化工事—，ダム技術，No. 242, pp. 47～58, 2006.
- 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) ①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），②農業農村整備情報総合センター，2009.
- 9) ①日本道路協会編：道路橋示方書・同解説，Ⅴ耐震設計編，②日本道路協会，2002.

(原稿受理 2014.9.17)