

(10) №.1-10 : 尾鷲第一発電所 調圧水槽耐震補強工事

No.	1-10
発注者	電源開発(株)
施設名	尾鷲第一発電所
所在地	三重県尾鷲市
工事名称	調圧水槽耐震補強工事
施工期間	2011年1月～2011年11月
施工者	(株)JP ハイテック
キーワード	調圧水槽、耐震補強、基礎地盤管理、超高压ポンプ打設

**概要**

尾鷲第一発電所の調圧水槽において、東海・東南海・南海地震の同時発生時における耐震性能について照査した結果、設備が損傷する恐れがあることが判明したため、耐震補強工事を実施した。

**【設計概要】**

地震応答解析には、内閣府中央防災会議から公表されている公開波形を用いて、三次元地震応答解析を行い、調圧水槽地点の地震動波形を決定したうえで、調圧水槽の地上部を対象とした3次元FEMモデルにより動的線形解析を行った。

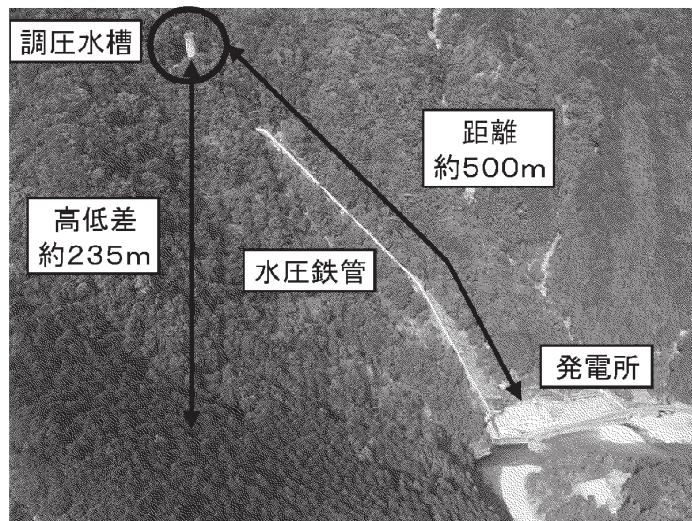


写真-1 発電所全景

表-1 設備諸元

尾鷲第一発電所	
運転開始	昭和 37 年 4 月
発電方式	ダム水路式
許可出力 (使用水量)	40,000 kW (21.0m³/s)
ダム名 (高さ)	坂本ダム (103m)
有効容量	68,000 千m³
調圧水槽	
型 式	差動式サージタンク
構 造	内径 7.0m, 高さ 72.75m ライザーパイプ径 2.7m

A-A 断面

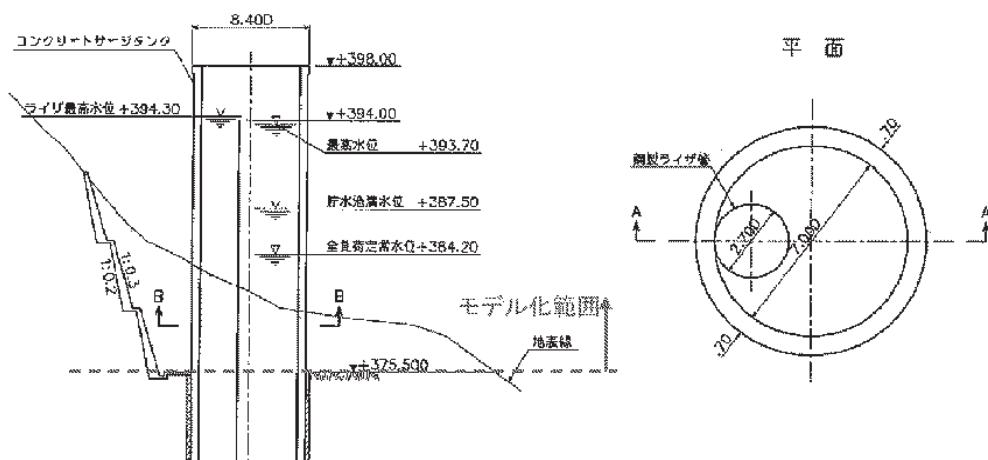


図-1 調圧水槽概要

地震応答解析の結果、調圧水槽をモデル化した地上部側壁下端部で鉛直・円周方向とも鉄筋の曲げ引張応力度が許容値を超えることが判明したため、耐震補強を行うこととした。

耐震補強工法は、タンク外面に補強コンクリートと補強繊維材の巻立てを施工した。補強コンクリートの根入れについては、地質調査ボーリングの結果に基づき、既設調圧水槽の周囲を地表面下 2.4m まで掘削して補強工の基礎とした。なお、内面側の補強については水槽の内部にライザーパイプが存在し水槽内面の補強工が非常に困難であること、水槽内面の補強工が劣化し将来的に水槽内へ落下する可能性が懸念されることから外面のみ補強を実施することとした。

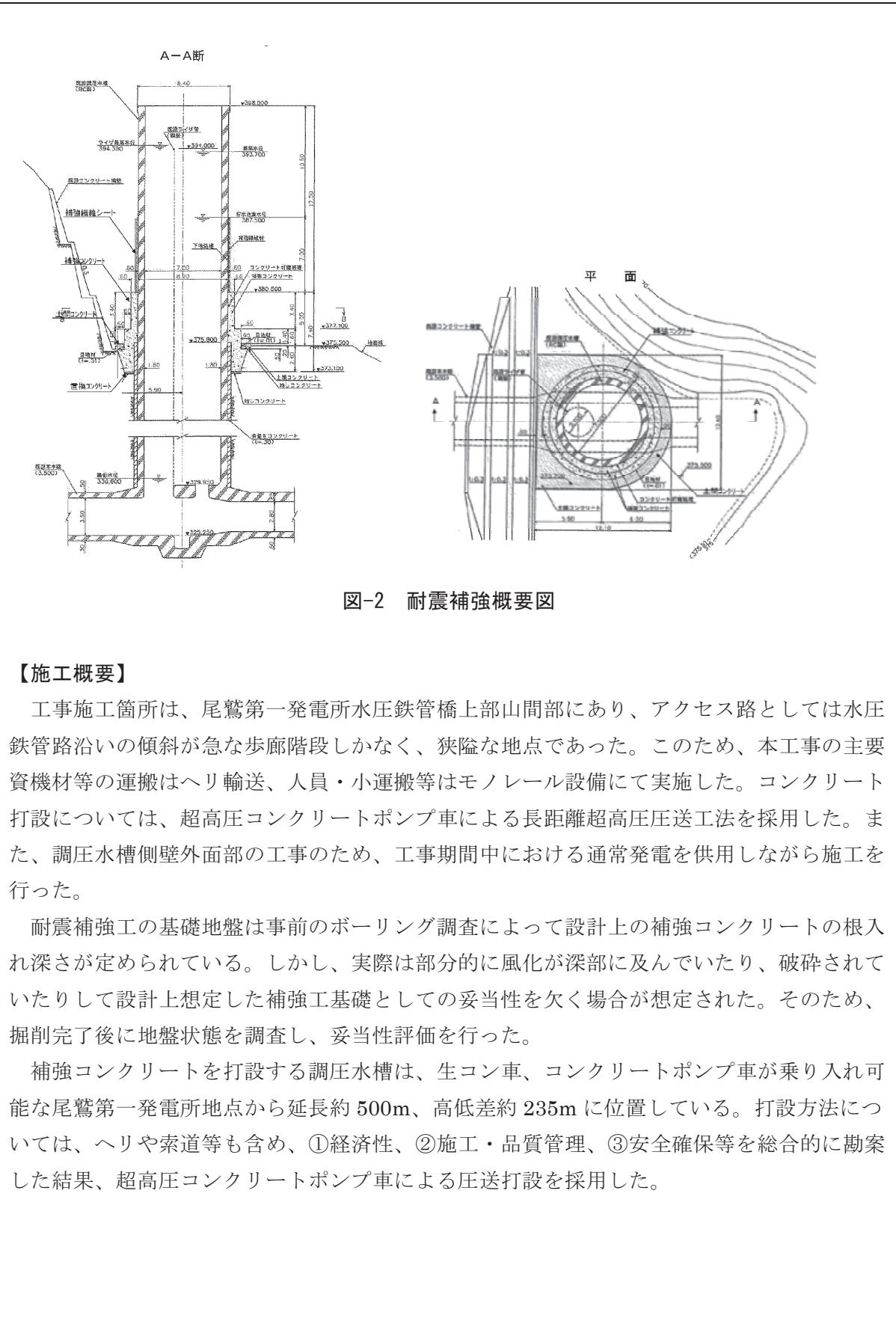


図-2 耐震補強概要図

### 【施工概要】

工事施工箇所は、尾鷲第一発電所水圧鉄管橋上部山間部にあり、アクセス路としては水圧鉄管路沿いの傾斜が急な歩廊階段しかなく、狭隘な地点であった。このため、本工事の主要資機材等の運搬はヘリ輸送、人員・小運搬等はモノレール設備にて実施した。コンクリート打設については、超高压コンクリートポンプ車による長距離超高压圧送工法を採用した。また、調圧水槽側壁外面部の工事のため、工事期間中における通常発電を供用しながら施工を行った。

耐震補強工の基礎地盤は事前のボーリング調査によって設計上の補強コンクリートの根入れ深さが定められている。しかし、実際は部分的に風化が深部に及んでいたり、破碎されていたりして設計上想定した補強工基礎としての妥当性を欠く場合が想定された。そのため、掘削完了後に地盤状態を調査し、妥当性評価を行った。

補強コンクリートを打設する調圧水槽は、生コン車、コンクリートポンプ車が乗り入れ可能な尾鷲第一発電所地点から延長約 500m、高低差約 235m に位置している。打設方法については、ヘリや索道等も含め、①経済性、②施工・品質管理、③安全確保等を総合的に勘案した結果、超高压コンクリートポンプ車による圧送打設を採用した。

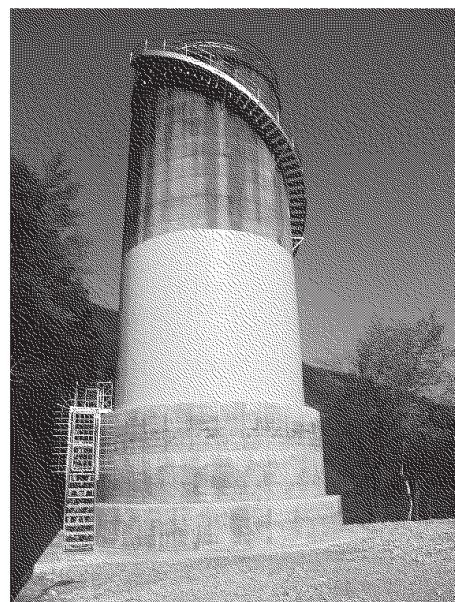


写真-2 工事完成状況

参考文献	中川京洋, 吉澤和明, 小林憂三: 尾鷲第一発電所 調圧水槽耐震補強工事の設計および施工, 電力土木, No.360, 2012.
備 考	

(11) No. 1-11 : 信発山本調整池堤体他災害応急(中越地震)

信発新山本調整池堤体他災害応急(中越地震)

No.	1-11
発注者	東日本旅客鉄道(株)
施設名	信濃川発電所 浅河原調整池、山本調整池、新山本調整池
所在地	新潟県十日町市～小千谷市
工事名称	①信発山本調整池堤体他災害応急(中越地震) ②信発新山本調整池堤体他災害応急(中越地震)
施工期間	2005年3月～2006年2月
施工者	①前田建設工業(株)・鉄建建設(株)共同企業体 ②大成・東鉄・青木あすなろ共同企業体
キーワード	地震、フィルダム、復旧、沈下、被害

概要

JR 東日本信濃川発電所は年間約 17.8 億 kWh(平成 15 年実績)を発電して、JR 東日本の使用電力量の約 25% を賄っている。信濃川発電所とは、千手発電所、小千谷発電所および新小千谷発電所の 3 つの発電所の総称であり、各発電所にフィルダムである浅河原調整池、山本調整池および新山本調整池を有する。落差を確保するため発電施設配置の距離が長いことに加えて、昭和 6 年から順次工事をして段階的に発電できるようにしたため、3 条の水路が並行し、約 80km に及ぶ水路トンネルもある。調整池には信濃川からの水を夜間および日中に貯めておき、ラッシュアワーとなる朝と夕方の 2 回、大量の水を放出し発電を行う。

この 3 つのフィルダムが、平成 16 年 10 月 23 日 17 時 56 分頃に発生した新潟県中越地震で被災した。発電所の全面的な復旧には約 1 年半(507 日)を要した。

信濃川発電所の鳥瞰図を図-1 に、調整池の諸元を表-1 に示す。

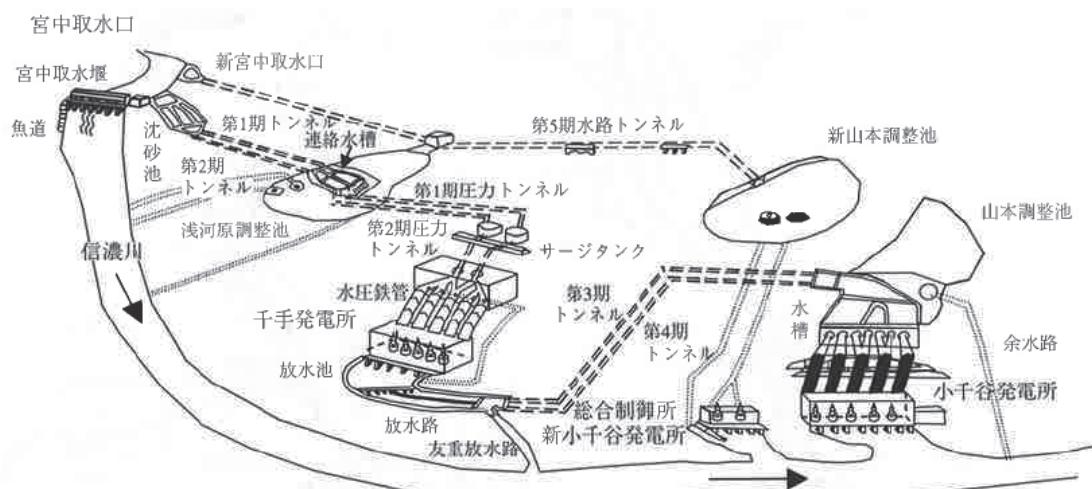


図-1 鳥瞰図

表-1 調整池の諸元

	浅河原調整池	山本調整池	新山本調整池
形 状	ゾーン型アースダム	ゾーン型アースダム	中央進水型フィルダム
頂 長	291.8 m	926.6 m	1,392 m
高 さ	37.0 m	27.1 m	42.4 m
堤 体 積	520,900 m <sup>3</sup>	538,000 m <sup>3</sup>	2,300,000 m <sup>3</sup>
有効水深	9.1 m	7.0 m	13.0 m
勾 配	上流側：1:2.8～3.0 下流側：1:2.0～2.5	上流側：1:3.0 下流側：1:2.5	上流側：1:3.4 下流側：1:2.1
建設年代	1933年～1945年	1951年～1954年	1985年～1990年

### 【浅河原調整池】

堤体の天端には写真-1のような亀裂が生じた。段差は中央部で最大0.53mであり、設計標高に対しては最大約0.25m、段差を含めると最大0.75m沈下していた。トレーニング掘削で確認したところ、堤頂に見られた段差や亀裂は全て深さ3.3mまで収束していた(図-2)。



写真-1 浅河原調整池の段差地形



図-2 天端トレーニング側面のスケッチ

#### (1) 設計概要

図-3に復旧断面を示す。被害の原因となった堤体上部さや土は全て剥ぎ取り、心壁や上流さや土の上部の状況を確認しながら、設計上必要な幅、密度や透水性を確保している堤体天端から深さ4m程度までを除去し、再盛り立てして基本断面を回復することとした。

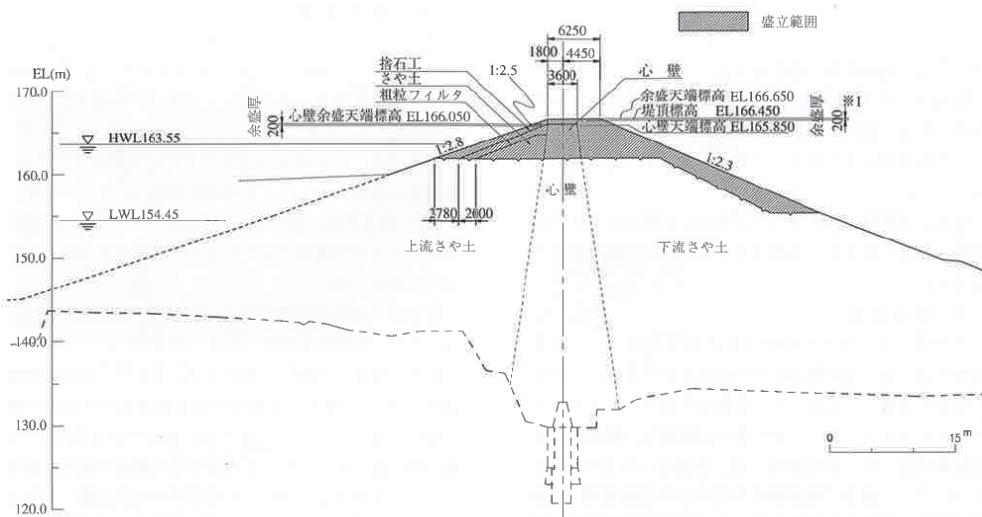


図-3 復旧断面(浅河原調整池)

復旧形状は原形復旧を基本としたが、高さに関しては河川管理施設等構造令に準拠するために、心壁の高さを 0.9m 上げた。捨石工は越流時の堤体保護のため堤体天端まで設置することとし、余盛は建設後 60 年以上経過している堤体であることと、今回の補修範囲が堤頂付近に限られていることから、今後大きな沈下はないと考え、堤体高さの 0.5%程度とした。

河川構造令に準じた静的安定計算を実施して、復旧後の断面で、水位急低下の地震時において安全率が 1.2 以上となることを確認した。

## (2) 施工概要

転圧回数については、心壁材は 4t 振動タンピングローラを用いて仕上げ厚 0.15m 以下となるように 8 回転圧した。さや土材は、砂礫を用いて 4t 振動ローラにて仕上げ厚 0.15m 以下、転圧回数 12 回以上とした。

### 【山本調整池】

堤体上流側に円錐状の段差がほぼ同じ標高で発生し(写真-2)、上流のり面には噴砂が 7 箇所発生した。トレチ調査の結果、すべり面は最大深さ 0.5m、噴砂の発生源は最大深さ 1m で、堤体表面に近い浅い部分の変状であることが確認できた。

堤体右岸方の堤頂部には亀裂が生じていた(写真-3)。地表から慎重に掘削しながら観察したところ、1.6m 下のコンクリート止水壁天端では心壁との間に 5~10mm の隙間があった。

堤体の沈下量は、堤体全体にわたり 0.1~0.2m と少なかった。



写真-2 上流のり面の段差地形



写真-3 右岸方天端の亀裂

## (1) 設計概要

図-4 に復旧断面を示す。被害の原因と考えられるリップラップ下の粘性土や砂分の多い層は全て剥ぎ取り、再盛り立てして基本断面を回復することとした。復旧断面形状は原形復旧を基本としたが、高さは河川構造令に準拠させるために、心壁の高さを 1.3m、堤体高さを 0.4m 高くした。捨石工を堤頂まで設置すること、余盛りは 0.5%程度とすることは浅河原調整池と同様である。

コンクリート止水壁と堤体の隙間の補修は、境界に空隙がなくなる約 8m の深さまで止水壁の周りの心壁等を掘削除去し、健全な部分から心壁材およびさや土材を再盛り立てた。

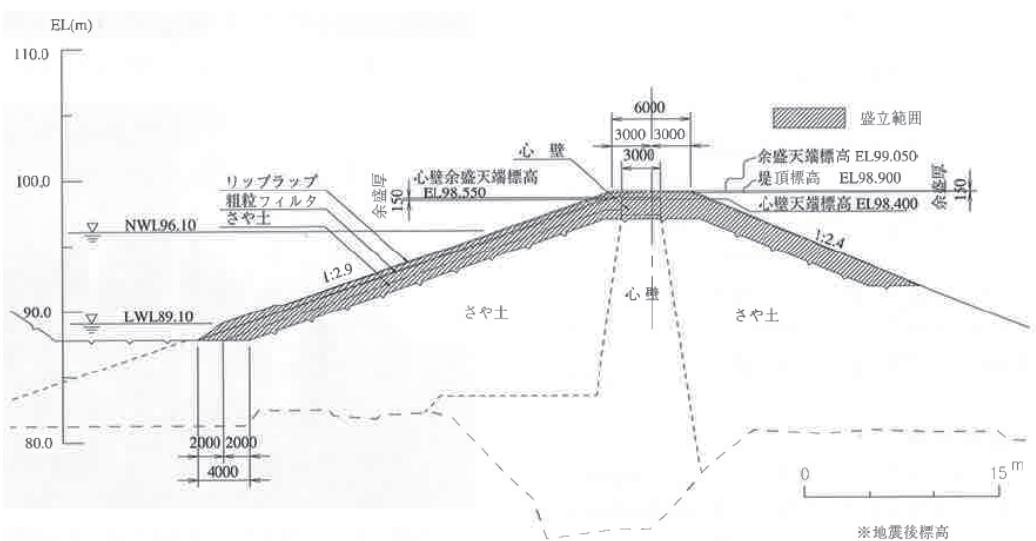


図-4 復旧断面(山本調整池)

浅河原調整池と同様な考え方で静的安定計算を実施し、復旧後の安全率は 1.2 以上となっていることを確認した。

## (2) 施工概要

転圧回数は、盛立て試験結果から沈下量が収束するまでとした。心壁材は 11t 振動タンピングローラを用いて仕上げ厚 0.2m、転圧回数 12 回とした。さや土材に関しては、10t 振動ローラを用いて仕上げ厚 0.5m、転圧回数 10 回とした。

### 【新山本調整池】

上流のり面には、段差と噴砂が生じた。下流のり面には、堤体上部から高さ 2m 程度下の位置にダム軸と平行に亀裂が生じ、一部はらみ出しがあった(写真-4)。トレンチ調査の結果、上流部のゆるみ領域は最大深さ 2.5m 程度、下流面の亀裂やすべり面は深さ 2m より浅かつた。

特徴的なのは堤体の沈下で、沈下量は最大で約 0.85m と堤体高さの 2% 近い値となり、埋設設計器のコードを取り付ける H 形鋼の突出が見られた(写真-5)。



写真-4 下流のり面はらみ出し



写真-5 堤体天端の H 形鋼突出

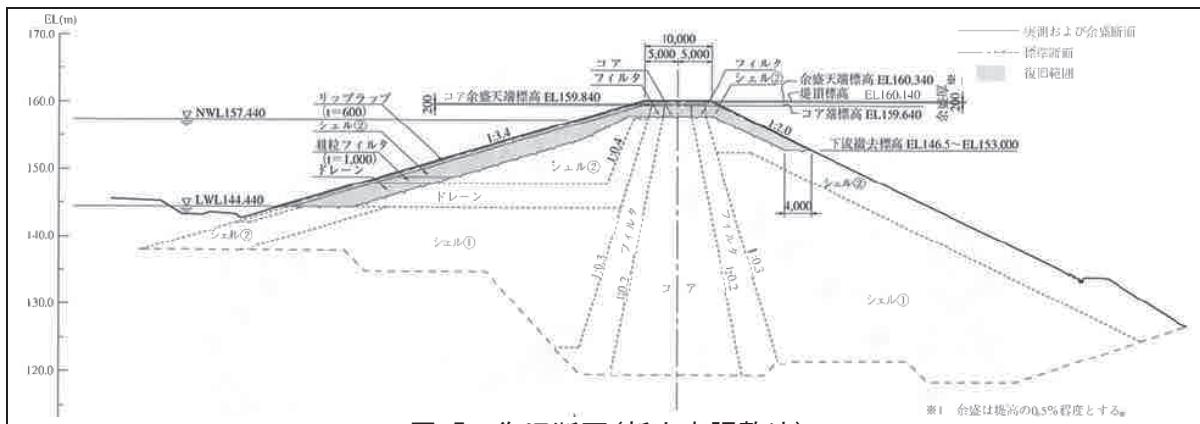


図-5 復旧断面(新山本調整池)

### (1) 設計概要

新山本調整池は平成2年使用開始の近代的なフィルダムで、河川構造令に則っているため、原形復旧することとした。復旧断面を図-5に示す。基準となるサイフォン天端が約0.64m隆起しているため、設計標高は全て0.64m高くした。余盛りは堤体高さの0.5%程度とした。

ドレン補修範囲では、上流のり面の表面から20mまで掘削除去して盛り立てることとし、下流面は亀裂の入った範囲を掘削幅4mで除去し、再盛り立てを行った。

### (2) 施工概要

堤体の使用材料のうち、コア材、フィルタ材および粗粒フィルタ材は新規材とした。ドレン材は粒度を満足しないものについては洗浄して再利用、シェル材は変状があった箇所および有機物(植生工の根等)が混入している下流側の表層を除いて既設材を再利用することを基本とし、不足分は新規材を使用することとした。

締固め機械や転圧回数は山本調整池と同様とした。建設当時1m撒き出したったシェル材やドレン材は、0.5m撒き出しとした。

参考文献	野澤伸一郎, 栗田敏寿, 齊藤誠, 島峰徹夫:新潟県中越地震における発電用調整池の被害と復旧, ダム技術, No.239, pp.29-48, 2006.
備 考	<ol style="list-style-type: none"> <li>押田常行, 我妻敏昭, 滝沢聰:新山本調整池災害復旧工事の概要, 電力土木, No.338, 2008.</li> <li>新潟県中越地震で被災した信濃川発電所の復旧－大規模地震動を受けた調整池の早期復旧－, 土木学会誌, vol91, No.11, 2006.</li> <li>JR東日本信濃川水力発電浅河原調整池・新山本調整池・山本調整池の各フィルダム関連工事等 (<a href="http://www.jsce.or.jp/report/32/teigen2/2shiryo/doc/A52.pdf">http://www.jsce.or.jp/report/32/teigen2/2shiryo/doc/A52.pdf</a>)</li> <li>信濃川発電所の復旧状況について (<a href="http://www.jreast.co.jp/press/2004_2/20050301.pdf">http://www.jreast.co.jp/press/2004_2/20050301.pdf</a>)</li> <li>山本調整池復旧工事概要 (<a href="http://www.nilim.go.jp/lab/bcg/siryou/tnn/tnn0248pdf/ks0248024.pdf">http://www.nilim.go.jp/lab/bcg/siryou/tnn/tnn0248pdf/ks0248024.pdf</a>)</li> <li>新潟県中越地震以降の信濃川発電所復旧状況 (<a href="http://www.hrr.mlit.go.jp/shinano/shinanogawa_info/mizukan/pdf/13th_04.pdf">http://www.hrr.mlit.go.jp/shinano/shinanogawa_info/mizukan/pdf/13th_04.pdf</a>)</li> </ol>

(12) No. 1-12 : 山口貯水池堤体強化工事

No.	1-12
発注者	東京都水道局
施設名	東京都水道局山口貯水池
所在地	埼玉県所沢市
工事名称	山口貯水池堤体強化工事
施工期間	1998年1月～2002年11月
施工者	鹿島・間・清水建設共同企業体
キーワード	既設アースフィルダム、耐震補強工事、単純押え盛土、下流傾斜・水平ドレーン、補強盛土、FEM解析、動態観測、情報化施工管理、間隙水圧発生率

概要

東京都水道局山口貯水池(通称：狭山湖)は、東京都武蔵村山市、瑞穂町、埼玉県所沢市、入間市にまたがる水道専用の貯水池であり、ダム堤体は1934(昭和9年)年に完成した堤高35m、堤頂長691m、堤体積140万m<sup>3</sup>、有効貯水量1953万m<sup>3</sup>の国内3番目の規模を有するアースフィルダムである。

「山口貯水池堤体強化工事」は、阪神・淡路大震災を契機に、平成7年に耐震診断を実施した際、耐震性評価でレベル2地震動が作用した場合、堤体安定性が低下し、堤体堤頂部に1m強の沈下が生じることが判明した。また、堤体直下まで市街化が進行していることから、既設堤体上下流側に補強盛土(上流側54万m<sup>3</sup>、下流側44万m<sup>3</sup>)を築造することとなった耐震補強工事である。

本堤体強化工事は、「山口貯水池堤体強化技術委員会」を設置し、貯水池堤体強化技術として、以下の5案を抽出した。

A案：単純押え盛土

B案：表面土質遮水壁

C案：表面人工遮水壁

D案：単純押え盛土+下流傾斜・水平ドレーン

E案：単純押え盛土+鉛直ドレーン

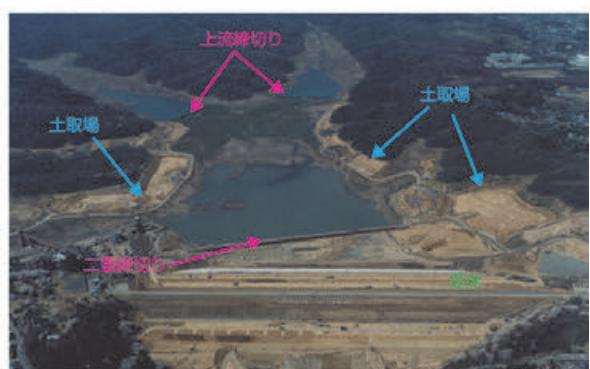


写真-1 施工中の山口貯水池全景

(2001年4月撮影)

表-1 堤体強化工法の比較

検討要因	堤体強化工法				
	A案	B案	C案	D案	E案
盛土量の確保	×	○	○	△	○
変形追従性	○	○	×	○	○
点検・補修の容易さ	○	△	×	○	○
施工の確実性	○	△	△	○	△
工期	×	△	×	○	○
経済性	×	○	×	○	△
総合評価	△	○	×	○	△

上記の案から①盛土量の確保、②変形追従性、③点検・補修の容易さ、④施工の確実性、

期、⑤経済性の 5 項目を比較要因とし検討を行い、「単純押え盛土+下流傾斜・水平ドレン」

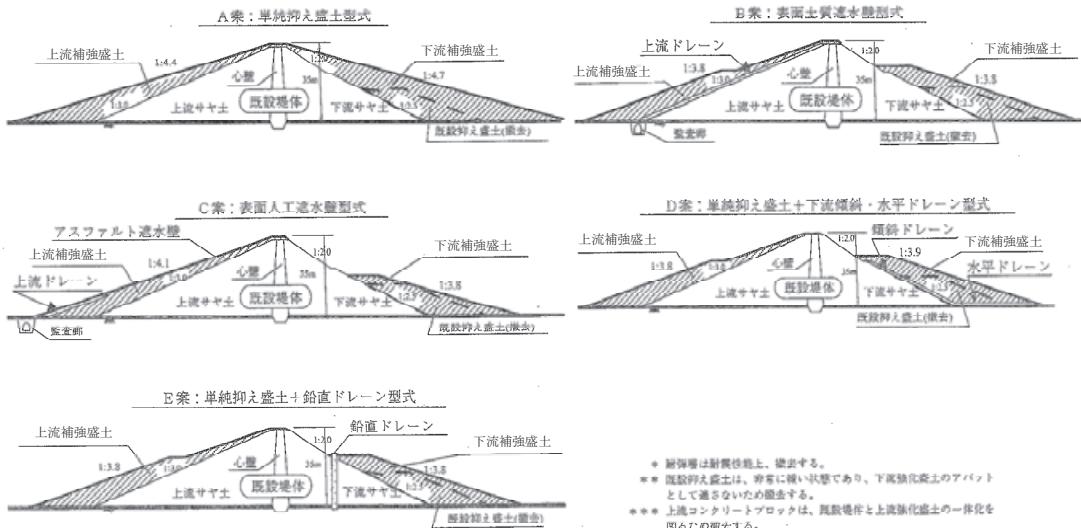


図-1 堤体強化工法(案)

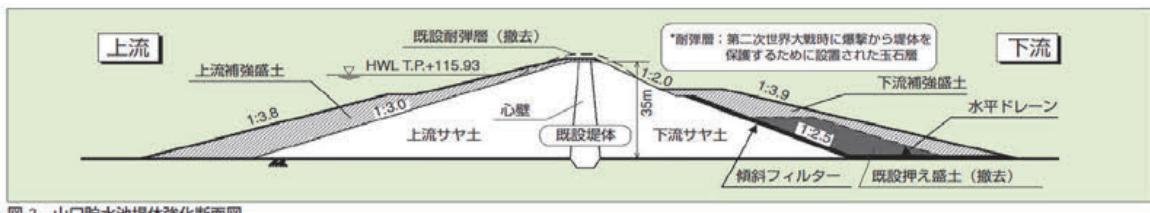


図-2 山口貯水池堤体強化断面図

図-2 山口貯水池堤体強化断面図

工法を採用した。補強盛土量は、98万m<sup>3</sup>、ドレン部の土量は5万m<sup>3</sup>で、既設の堤体積140万m<sup>3</sup>であることから、堤体強化工事完成後の堤体積は、243万m<sup>3</sup>となる。

### 【設計概要】

- 設計地震動と設計方針を以下に示す。
- ・ 設計地震動：既往文献ならびに地震危険度解析結果や貯水池南西約5kmにある立川断層(第四紀断層)を考慮し、レベル1地震動(安政江戸地震M6.9直下型)およびレベル2地震動(南関東地震M7.9海溝型、立川断層地震M7.1近傍直下型)を対象とした。
  - ・ 設計方針等：堤体のすべり安全率は1.0以上とし、残留変形量はレベル1で「補修を必要としない程度の変形」、レベル2

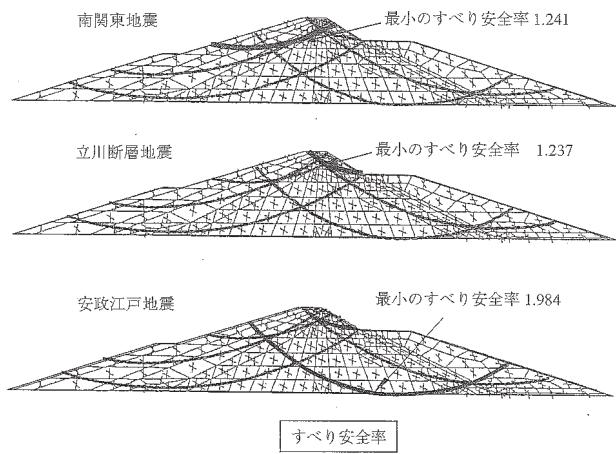


図-3 解析結果図(すべり安全率)

で「軽微な補修で対応可能な程度の変形」を目標とし、動的解析を行った。解析の結果、強化後の堤体の耐震性は、各々の地震動に対し、すべり变形は生じず、地震後の天端の沈下量は、レベル1、レベル2とも最大10cm未満であり、強化後の堤体は目標とする耐震性を満足した。

### 【施工概要】

堤体強化工事全体施工フローを図-5に示す。

- ・準備工事(仮縫切工・湖底堆積物処理工)(step1)

工事計画当初は、貯水池下側の二重縫切により水面を確保する予定であったが、動植物の活動を損ねないように、堤体上流側に二重縫切を設置した。その結果、当初計画に比べ、約2倍の水面積が確保でき、3箇所の合計水面積は、常時満水時の1/6であった。確保した工事領域は、軟弱な土砂が平均で2m堆積しており、人間の歩行も困難であったために混合改良処理を行った。また、掘削土は、補強盛土仮置き場の造成材として再利用した。

- ・耐弾層・既設抑え盛土・上流コンクリートブロックの撤去(step2)

- ・基礎掘削(step3)

軟弱な土層を掘削し、補強盛土の基礎地盤を既設堤体と同等な地盤にすることを目的として実施した。

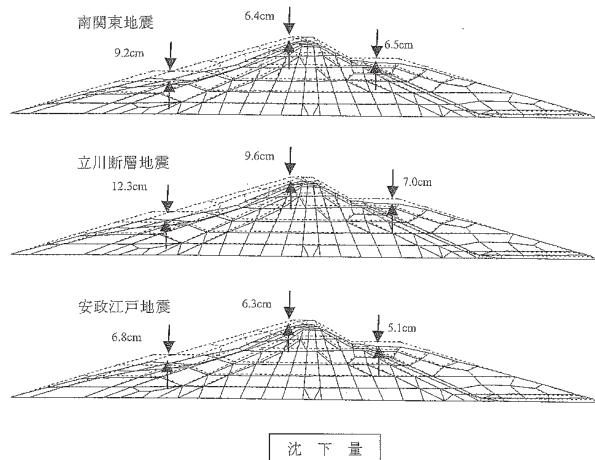


図-4 解析結果図(沈下量)

表-2 解析結果

	動的解析結果		静的(沈下)解析結果		
	最大応答加速度(gal)	最大相対変位(cm)	堤体天端(cm)	上流部(cm)	下流部(cm)
レベル1	安政江戸地震	508	2.9	6.3	6.8
	南関東地震	946	22.0	6.4	9.2
	立川断層地震	1,206	21.7	9.6	12.3
レベル2					7.0

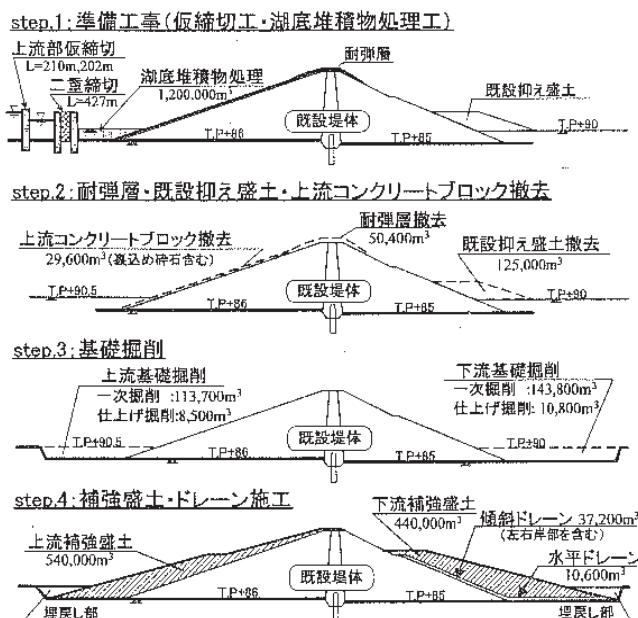


図-5 堤体強化工事 全体施工フロー

#### ・補強盛土・ドレーン施工(step4)

本工事では、補強盛下することや既設堤体内の過剰間隙水圧の消散による圧密沈下によって補強盛土量が増加するため、施工中の動態観測結果を用いて既設堤体および補強盛土盛立の安定性を定量的に評価しながら補強盛土盛立を行う情報化施工管理を実施した。

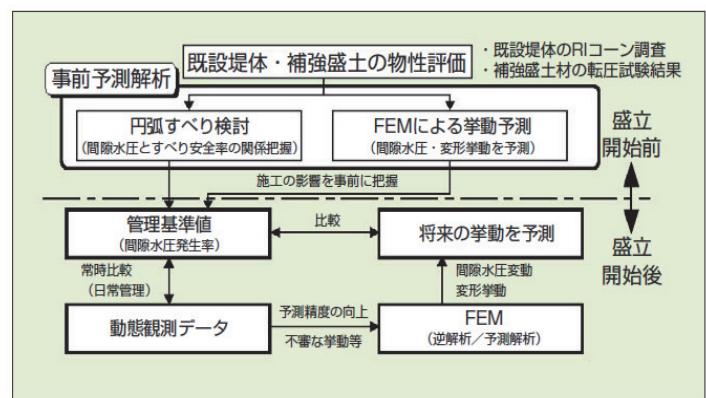


図-6 情報化施工フロー

#### (1) 情報化施工管理に向けた既設堤体調査

施工開始前の RI コーン調査と不攪乱資料による土質試験等から、既設堤体が比較的均一な状態で、各部位の飽和度が 90~100% と既設堤体全域がほぼ飽和していることが確認された。

#### (2) 補強盛土盛立時の管理基準値の設定

新たに盛り立てる補強盛土の過剰間隙水圧が問題になる場合は、盛土速度を制限する等の対策を講じることができるが、既設堤体の過剰間隙圧については、施工中対策を講じることが難しい。このため、補強盛土盛立完了時を対象とした円弧すべり検討を行った。その結果、常時は、既設堤体および補強盛土の間隙水圧発生率 60% 以下、地震時は、既設堤体で 40%、補強盛土で 50% を確保できれば、すべり安全率 1.2 以上を確保できることが判明したため、間隙水圧発生率 60% 以下を管理基準値とし、既設堤体で 40%、補強盛土で 50% を超過した場合には、間隙水圧挙動の詳細な確認を行い、上昇傾向にある場合は原因究明を行うこととした。

#### (3) FEM 解析による補強盛土盛立時の堤体挙動および安定性の予測

補強盛土盛立時の堤体挙動および安定性を FEM 解析で予測し、その解析から得られる間隙水圧および変形の予測結果は、施工中の動態観測結果の目安として使用した。

動体観測は 6 種類、計 116 個の計測器により主計測断面 3 断面、副計測断面 2 断面の計 5 断面で実施した。FEM 解析から得られた結果、補強盛土の施工余盛量は、施工誤差を考慮して 50mm に設定した。

#### (4) 補強盛土盛立中の動態観測結果と情報化施工管理の有用性

補強盛土盛立(2000 年 2 月～2001 年 11 月末)は、トラフカビリティーを確保するため、室内試験より選択した芋窪礫層に碎石(C-40)を 20% 混合した補強盛土を、敷均し機械に 21t ブルドーザ(湿地型)と転圧機械 10t 級振動ローラー(仕上り厚さ 20cm/層、転圧回数 6 回)で施工を行った。盛立速度は、月平均で盛立高さ 1.5m 程度が上限とした盛立計画で実施した。

なお、補強盛土の締め固め度の品質管理基準を 95% 以上とし、補強盛土盛立面での含水比は、 $W_{opt}-5\% \sim +3\%$  の範囲として、品質管理を行った。

各時点における動態観測結果のうち間隙水圧および沈下観測結果を反映させた FEM 解析

を行い、補強盛土盛立完了時の既設堤体、補強盛土の間隙水圧発生率を予測する堤体安定性予測を3回実施し、いずれも管理基準値60%を超過する結果は得られなかった。

#### (5) 環境への配慮

山口貯水池の流域のほとんどは、東京都下水道局で水源涵養林として管理されているため、都心であるが、数多くの貴重な動植物が生息している。山口貯水池周辺は、埼玉県で唯一の「特別鳥獣保護区」に指定されており、「さいたまのレッドデータブック－埼玉希少生物調査報告書－」に書かれている絶滅に瀕する種の存在が確認されており、事前に環境影響調査と工事期間中の継続監視および保全対策を実施した。

その中で、「絶滅のおそれのある野生動植物保存に関する法律」で国内希少野生動物種に指定されているオオタカが2つがい営巣していることがわかった。そのため、専門家によるモニタリング調査を週1回実施し、その結果を基に必要に応じて工事区域や工事工程などの調整を行った。さらに、専門家からアドバイスを受け、オオタカに与える影響を最小限にするための施工方法を行った結果、工事完了時には、3つがいのオオタカが確認された。

参考文献	1) 田原功：既設アースフィルダムの耐震補強工事，土木学会誌，Vol.87, pp.53-55, 2002. 2) 藤崎勝利, 田原功, 加藤正樹, 岡本道孝, ,村上武志：既設アースフィルダムの安定性に着目した情報化施工管理事例, 土木学会論文集, No.784/VI-66, pp. 45-64, 2002. 3) 佐々木史朗, 村山 真：既設アースダムの耐震補強工事－山口貯水池堤体強化工事－, ダム技術, No.227, pp. 112-120, 2005.
備 考	村山下貯水池堤体強化工事

(13) No. 1-13 : 村山下貯水池堤体強化工事

No.	1-13
発注者	東京都水道局
施設名	村山下貯水池
所在地	東京都
工事名称	村山下貯水池堤体強化工事(既設アースフィルダムの耐震性強化)
施工期間	2002年度末～2009年3月
施工者	大成・西松・飛島建設共同企業体
キーワード	既設 アースフィルダム 耐震 補強

**概要**

東京都水道局では阪神・淡路大震災を機に、水道施設の信頼性向上を重点対策に位置づけ、既設水道施設の耐震強化工事を進めており、当局所管の山口貯水池において、すでに平成9年度から14年度にかけて、耐震工事を行った。その後引き続き、当該の村山下貯水池において、平成14年度末より耐震強化工事に着手し、本稿において、その耐震強化工法、耐震性照査、ジオテキスタイルの設計について報告している。

**【設計概要】**

**(1) 設計方針**

- ・目標とする堤体の耐震性

村山下貯水池の下流側は高度な市街化が進行しており、本貯水池は災害対策上も確保すべき重要な施設であるため、耐震強化の目標を設定した。

＜村山下貯水池における耐震強化の目標＞

- |  |
|--|
| ① 大地震が発生しても、堤体の安定性を維持し、<br>人命及び財産に損害を与えないこと。 |
| ② 地震後にも、水源施設の機能を保持できること。                     |

さらに耐震基準として、「水道施設耐震工法指針・解説」に準拠する耐震水準を適用した。

表-1 地震時に保持すべき耐震水準

地震動レベル	レベル1	レベル2
耐震水準	無被害であること。	人命に重大な影響を与えないこと。 個々の施設に軽微な被害が生じても、その機能保持が可能であること。

- ・耐震設計と耐震性の照査

本堤体の耐震強化設計においては、a)「震度法」による耐震設計(円弧すべり面法)を行い、強化堤体の基本断面を設定し、さらにこの断面に対して b)「動的解析」による耐震性の照査を行った。

### a) 震度法

設計震度は、地域区分、ダム型式、基礎地盤条件を考慮し、設計震度  $k=0.2$  とし、材料強度は、堤体材料が難透水性材料で地震時の休息せん断時には非排水状態になることから、圧密非排水強度( $C_{cu}$ ,  $\phi_{cu}$ )を基本とした。すべり安全率は 1.2 以上とした

### b) 動的解析

動的解析による耐震性の照査では、下表を評価基準とし、入力地震動は、レベル 1 地震を「安政江戸地震(M6.9)」、レベル 2 を「南関東地震(M7.9)」と立川断層による地震(M7.1)も加味した。

表-2 動的解析による耐震性の評価基準

評価項目	地震動レベル	
	レベル 1	レベル 2
動的解析による すべり安全率	すべり安全率を 1.0 以上 とする	全体破壊につながるよう なすべりは許容しない
残留変形量	補修を必要としない程度 の沈下は許容する	軽微な補修で対応可能な 程度の沈下は許容する

### 【耐震強化の検討】

耐震性の強化では、貯水池位置の立地上の制約とともに、経済性、施工性、構造の確実性を評価項目として比較検討を行った。

#### ・立地条件

貯水池側の制約

堤体下流側の制約

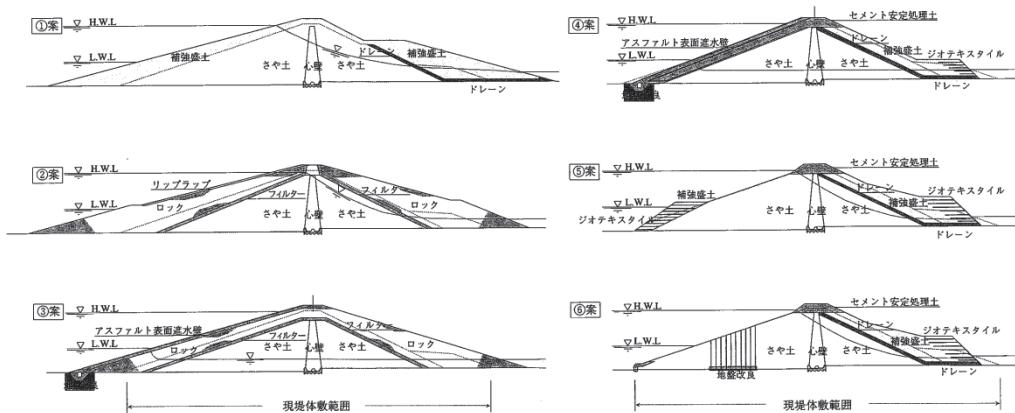


図-1 堤体強化工

・耐震強化工法比較(6つの工法)

- ① 単純抑え盛土+下流ドレーン
- ② ロックフィルダム
- ③ 表面遮水壁型ロックフィルダム
- ④ 表面遮水+上流セメント改良+下流ジオテキスタイル補強盛土
- ⑤ 下流ジオテキスタイル補強土+天端セメント改良
- ⑥ 下流基礎地盤改良+下流ジオテキスタイル補強盛土

①～③案では、盛土による断面増厚を堤体布設範囲内で行うことが不可能であり、④～⑥の3つの案に絞り、比較した結果⑤の案を選定した。

さらに、この案について、地盤調査や土質調査の結果などから堤体及び基礎地盤の基本物性を整理し、補強盛土材料の試験結果などを踏まえて、仮設計を行った堤体強化工法基本案について震度法によるすべり安定解析を行い、すべり安全率1.2以上を満足するよう断面形状を修正した結果、基本断面が決定された。

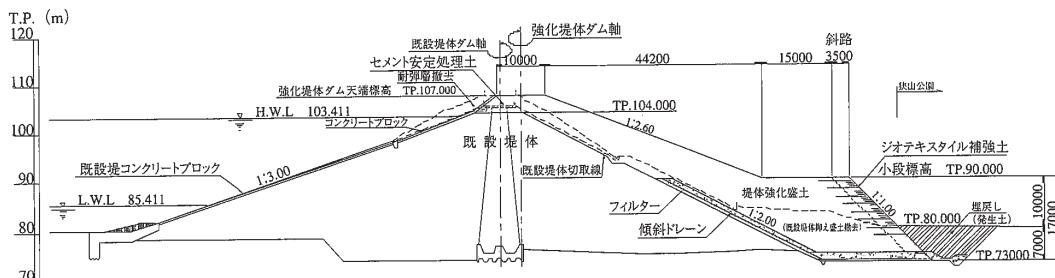


図-2 震度法による耐震設計で設定した堤体強化工法基本断面

・動的解析による耐震性の照査

動的解析により「すべり安定性」、「残留変位量」を照査した。その結果、堤体強化後のすべりの安全率はいずれの地震動においても1.0以上であり、すべりは発生せず、所要の耐震性を満足している。また、残留変位としての天端沈下量はいずれの地震動においても30cm程度であり、沈下後も「河川管理施設等構造令」に従って定めた非越流部標高T.P.+106.5mを上回るため原則として補修を必要とせず、所定の耐震性を満足することが確認された。

表-3 動的解析によるすべり変形解析結果

地震動レベル	耐震性の評価基準	対象地震動	最大応答加速度	最小すべり安全率	天端の沈下量
レベル1	すべり安全率1.0以上	安政江戸地震	422 gal	1.43	24.5 cm
レベル2	全体破壊につながるようなすべりは許容しない	南関東地震 立川断層による地震	591 gal 635 gal	1.07 1.12	32.0 cm 27.0 cm

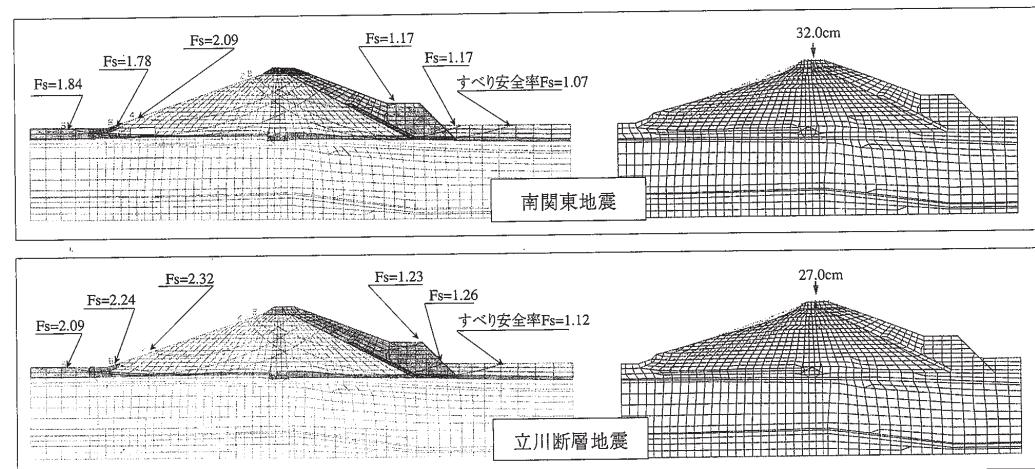


図-3 動的解析によるすべり安全率及び沈下量

#### 【下流側ジオテキスタイル補強盛土の設計】

##### ・設計条件と検討内容

ジオテキスタイル補強土の設計に用いる材料の設計値、目標安全率は、強化盛土材料の圧密試験、三軸圧縮試験等の結果から、

圧密係数  $C_v = 3,000 \text{ cm}^2/\text{d}$

補強材料設計強度  $20,35,50,65 \text{ kN/m}$

これらをもとに、施工中と施工後に分けて補強対策を検討した。

##### ・ジオテキスタイルの配置と敷設長

配置については、盛土施工の厚さを考慮し高さ方向の間隔を仮定し、各高さにおいて必要なジオグリッドの強度を算出し、それを満たす間隔とした。敷設長は補強盛土材の粘着力と内部摩擦角を有する材料として、砂質土または粘性土の値を採用し決定した。

表-4 強化盛土材料の各施工段階における設計強度

検討ケース・条件		設計値	備考
盛立直後 (非圧密非排水)	$C_{cu} (\text{kgt/cm}^2)$	0.29	UU 試験結果による飽和強度
	$\phi_{uu} (^{\circ})$	0.0	
圧密による強度 増加を考慮 (圧密後非排水)	$C_{cu} (\text{kgt/cm}^2)$	(0.4)	CU 試験結果による飽和強度 $C_{cu}$ は計算に用いない
	$\phi_{cu} (^{\circ})$	23.0	
完成後常時 (圧密後排水)	$C' (\text{kgt/cm}^2)$	0.0	CU 試験結果による不飽和強度
	$\phi' (^{\circ})$	36.0	
完成後地震時 (圧密後非排水)	$C_{cu} (\text{kgt/cm}^2)$	3.4	CU 試験結果による不飽和強度
	$\phi_{cu} (^{\circ})$	42.0	

表-5 設計水平震度及び目標安全率

計算ケース		設計水平震度	すべりに対する目標安全率	ジオグリッドの引抜に対する安全率	備考
施工中		—	1.1	2.0	ジオテキスタイルマニュアルによる
完成後	常時	—	1.2	2.0	堤体安定計算条件による(基本は「河川管理施設等構造令」による)
	地震時	0.2	1.2	1.2	

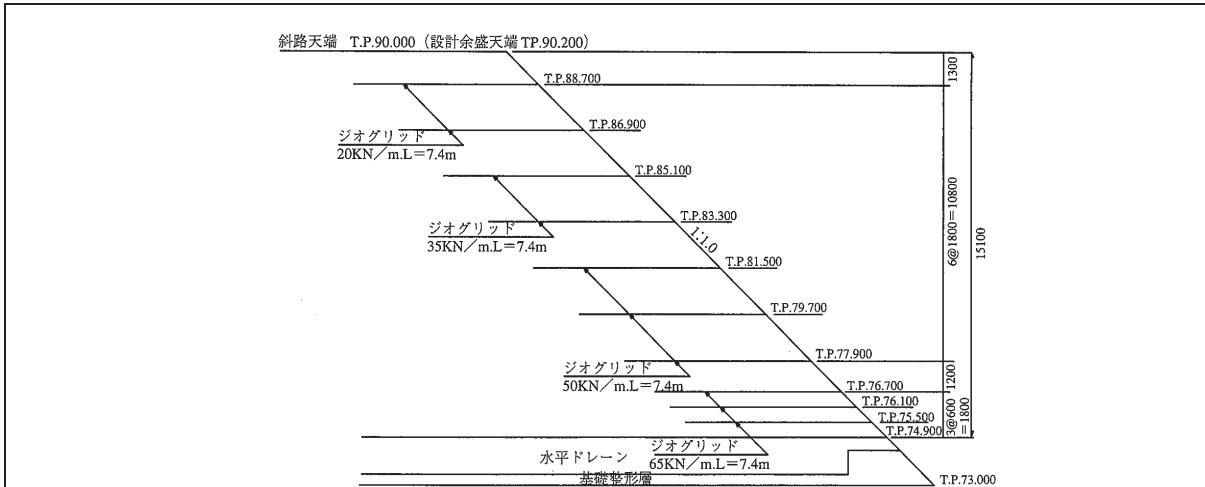


図-4 当初設計におけるジオテキスタイル配置

- 新潟中越地震による見直し

当該工事を着手し掘削を進めていた平成16年10月に新潟中越地震が発生し、同地区にあるアースダム(山本、新山本調整池等)の被害情報を得て、視察を行った。その結果、堤体表面に多数のすべり損傷が確認された。

そこで、当初設計を再検討し、「法面の表層部の安定性を増すためには、補助材を敷設することが望ましい」ことや「下流側法尻の公園部の埋め戻し土について、自重を考慮することによりジオグリッド敷設料が低減できる可能性がある」ことが判明し、修正設計を行った。

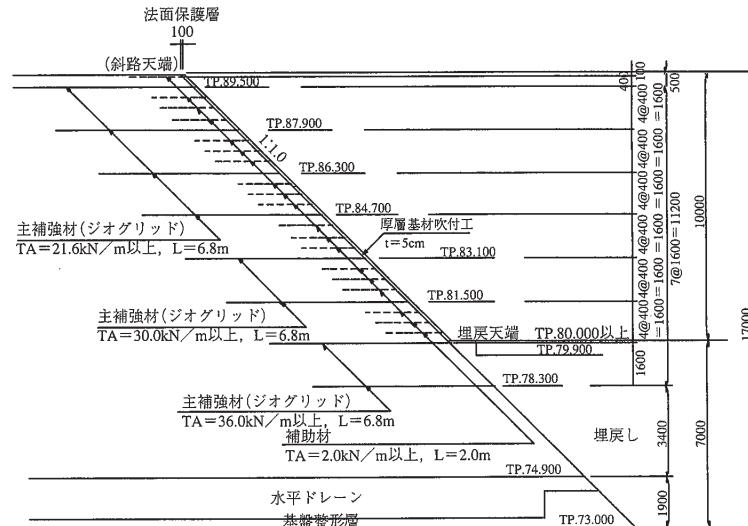


図-5 修正後のジオテキスタイル使用断面の例

### 【施工概要】

工事は、平成16年5月より着手し、準備工として既設堤体堤頂部の耐弾層の撤去を行った。次に既設堤体の掘削部分を、新設盛立箇所の基礎地盤までを掘削した。基礎地盤を平成17年4月～5月にかけて確認し、その後盛立作業を開始し、平成18年9月にはジオテキスタイル補強盛土小段部(T.P.+90.0m)まで完了した。

盛立強化材料は、山口貯水池の例を参考に、盛土試験で確認し、現場発生土、購入碎石、

購入細砂を乾燥重量比で 1 : 1.5 : 1.5 とすることとした。また、盛土は 20cm 毎の互層となるよう、10t 級振動ローラで 8 回の転圧を行うこととした。施工含水比は混合後の材料について最適含水比 -1.5%～+2.0% の範囲とした。品質管理及び管理基準を下表に示す。

表-6 品質管理項目及び管理基準

項目	堤体強化材料 (ゾーン I 材)	堤体強化材料 (ゾーン II 材)	フィルター (購入材)	ドレン (購入材)
最大粒径 (mm)	150	150	10	40
細粒分含有率	15～30%	15～30%	20%以下	5%以下
1 mm 以下含有率	—	—	—	15%以下
2 mm 以下含有率	—	—	65～90%	—
含水比	$W_{opt} - 1.5 \sim +2.0\%$	$W_{opt} - 1.5 \sim +2.0\%$	—	6%以下
締固め度	$1.5 Ec \times 95\% \text{以上}$	$1.5 Ec \times 95\% \text{以上}$	Dr 値 85%以上	Dr 値 85%以上
乾燥密度	1.85 以上	1.72 以上	1.90 以上	1.94 以上
透水係数	—	—	$10^{-3} \sim 10^{-4}$	$10^{-2}$ 以上

※ゾーン I 材：既設堤体のさや土以外を母材とする材料で、T.P. + 99.000 以下に使用

※ゾーン II 材：既設堤体のさや土を母材とする材料で、T.P. + 99.000 より上に使用

参考文献	既設アースダムの耐震性強化、ダム技術、No.242、2006.
備 考	

(14) No. 1-14 : 石岡ダム復旧工事(仮称)

No.	1-14
発注者	台湾省水利局
施設名	石岡ダム
所在地	台湾 台中県石岡郷
工事名称	石岡ダム復旧工事(仮称)
施工期間	1999年9月～2000年5月
施工者	一
キーワード	ダム、耐震

### 概要

#### 【石岡ダムの概要】

石岡ダム(台湾名：石岡壩)は、大甲渓の河口から約 25km の台中区台中県石岡郷に位置する、ダム高 21.4m、堤頂長 357m、洪水吐きゲート 18 門を有する重力式コンクリートダムであり、灌漑、水道用水の供給や観光を目的とした多目的ダムとして 1977 年に完成した。

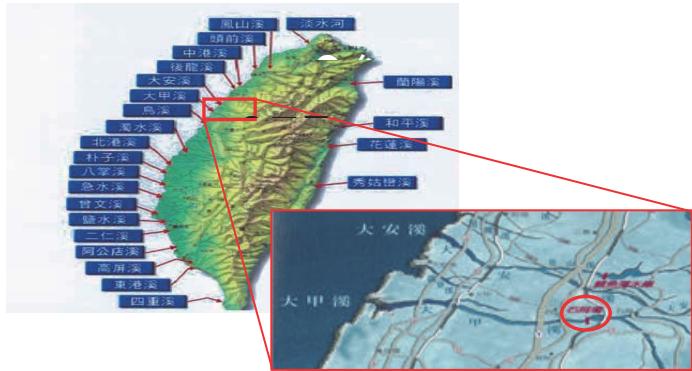


図-1 台湾の河川および石岡ダム位置図

#### (1) 集集地震

集集地震は、台湾時間の 1999 年 9 月 21 日 1 時 47 分 18 秒(日本時間 2 時 47 分 18 秒)に、台湾中部の南投県集集鎮付近を震源として発生したモーメントマグニチュード(Mw)7.6(USGS、台湾中央気象局は Ms7.3)の地震である。921 大地震のほか、台湾大地震、集集大地震、台湾中部大地震、921 集集大地震、台湾大震災などと呼ばれ、台湾では 20 世紀で一番大きな地震であった。この地震は、台湾のほぼ中央部で起きた。

#### (2) 被害の概要

集集地震による断層破壊の終端に近い台中県の石岡ダム地点では、大甲渓の右岸から左岸に至る広い範囲に大規模で複雑な断層食い違いが各所に出現した。この地表地震断層によって、石岡ダムの本体は 9m 近い段差が生じて一部が決壊したほか、取水施設など付属施設にも多大な被害が生じた。堤体の倒壊により貯留水が流出したが、幸いにもダム下流の大甲渓の川幅は



図-2 震源位置および震度分布

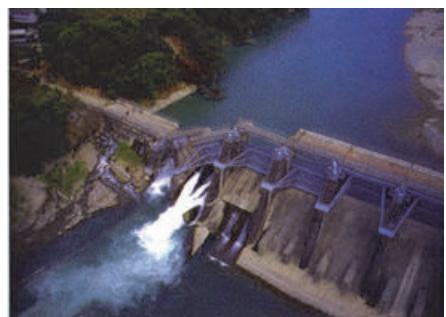


写真-1 石岡ダムの被害状況

広く、大きな被害は発生しなかった。

被害を受けた石岡ダムの状況を写真-1、三面図を図-3に示す。

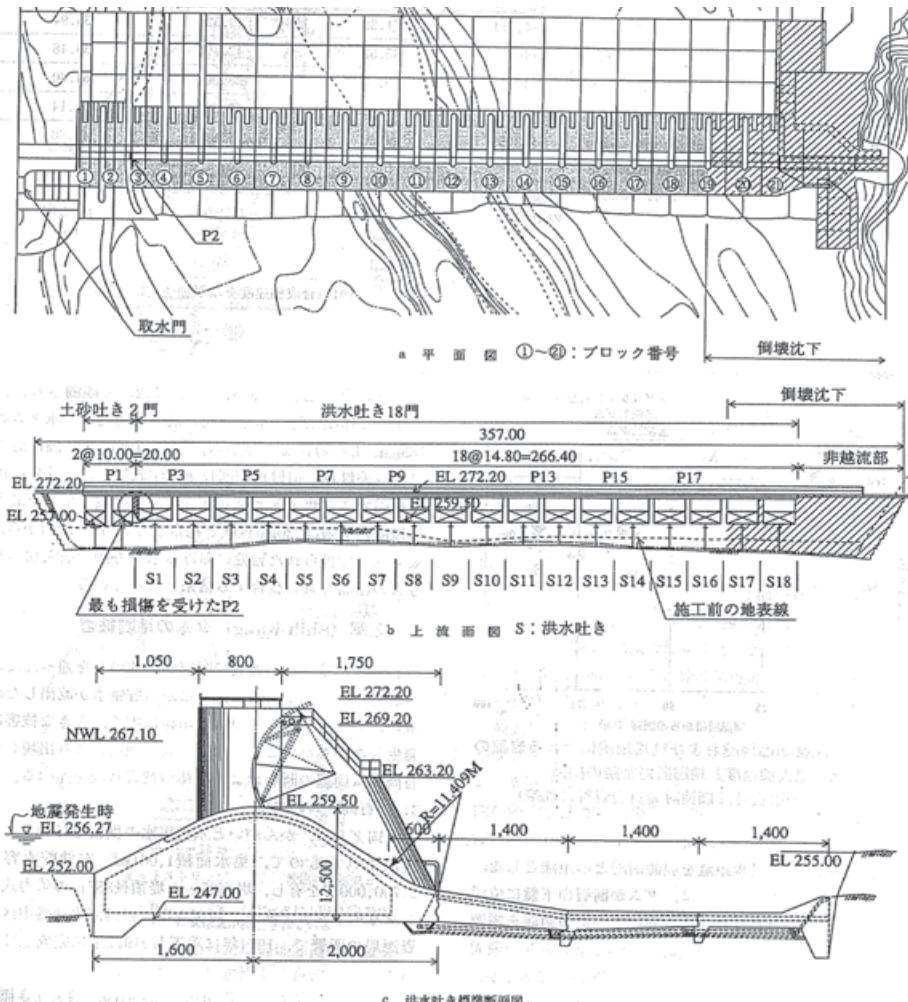


図-3 石岡ダム三面図

地震後、ダムから上流 3km にわたって貯水池の地盤に波状的な起伏変形が観察された。地震前後の測量結果によれば、隆起量は上流域で 3~4m、ダム地点の左岸側では 10m に及んだが、ダム右岸アバットメントでは 1~2m であった。ダムの変形は最も右岸側の二つの洪水吐、すなわち 17 号と 18 号の洪水吐部分に集中し、8.5m に及ぶ段差が生じるとともに、ダム頂の長さが約 7m 短縮した。一方、決壊を免れた左岸側に関しては、左岸から河心部にかけて相対変位の増大が観測されたが、相対隆起量は 1.5m 以内、水平相対変位量は上流側へ最大 35cm であった。

左岸側取り付け部にある取水口では、地震後隆起量 10m、北へ 7m、東へ 1m の地盤変位が観測された。このような変位によって、取水口部分が側壁から最大 50cm も前方へせり出した。また地震断層が横断したため、口径 4m の取水トンネルは約 3.5m の段差が生じて破断され、トンネル壁には縦横に亀裂や剥落が生じた。

## 【設計概要】

地震前と地震後のダム貯水池およびゲート機器等の諸元の比較を表-1、2に示す。

表-1 ダム貯水池の諸元(地震前後の比較)

項目		921大地震前	921大地震後
ダム	形式	コンクリート重力式	
	ダム高	21.40 m	
	堤頂標高	272.00 m	283.00 m
	堤頂長	357 m	275.50 m
	集水面積	1,061 km <sup>2</sup>	
	満水位標高	267.10 m	274.50 m
	計画有効貯水量	2,700,000 m <sup>3</sup>	
	貯水面積	54.00 ha (貯水位267.10 m)	59.20 ha (貯水位274.50 m)
	有効貯水量	2,100,000 m <sup>3</sup> (267.10 m)	1,184,000 m <sup>3</sup> (274.50 m)
洪水吐	堆砂量	639,000 m <sup>3</sup> (267.10 m)	2,016,000 m <sup>3</sup>
	形式	ゲート式越流堰	
	堤頂標高(越流標高)	259.5 m	270.06 m ~ 271.57 m
	ゲート数量及び大きさ	18@12.80m (幅) × 8.00m (高) (#1~#18)	1@11.40m (幅) × 8.00m (高) (#1) 13@12.80m (幅) × 8.00m (高) (#2~#14) 1@11.70m (幅) × 8.00m (高) (#15)
土砂吐	設計洪水量	8,000 m <sup>3</sup> /s	9,100 m <sup>3</sup> /s
	堰頂標高	257.00m (#1~2)	267.28m (#1) 267.41m (#2)
取水口	ゲート数量及び大きさ	2@8.00m (幅) × 6.00m (高) (#1~#2)	
	第一取水口底盤標高	258.00 m	268.07 m
	第一取水口計画取水量	45.167 m <sup>3</sup> /s	45.167 m <sup>3</sup> /s
	第二取水口底盤標高	261.00 m	272.70 m
減勢工及び副ダム	第二取水口計画取水量	19.67 m <sup>3</sup> /s	19.67 m <sup>3</sup> /s (使用中止中)
	洪水吐減勢工長さ	42.00 m	第一減勢工長さ 40.00 m
	洪水吐減勢工底部標高	248.20 m	第一減勢工底部標高 258.70 m
	排砂口減勢工長さ	40.00 m	第一減勢工長さ 20.00 m
	排砂口減勢工底部標高	248.20 m	第一減勢工底部標高 260.4 m (平均) 副ダム標高 263.0 m~263.5 m

表-2 ゲート機器等の諸元(地震前後の比較)

項目		921大地震前			921大地震後		
		仕様 (寸法:幅×高)	数量	捲上設備	仕様 (寸法:幅×高)	数量	捲上設備
洪水吐	ラジアルゲート	12.8m×8.00m	18門	ワイヤー式	11.40m×8.00m (#1) 12.80m×8.00m (#2~#14) 11.70m×8.00m (#15)	15門	ワイヤー式
土砂吐	ラジアルゲート	8.00m×6.00m	2門	ワイヤー式	変更なし		
第一取水口	調節ゲート	3.50m×3.00m	2門	ラック式	変更なし		
	緊急ゲート	4.00m×4.00m	1門	スピンドル式	変更なし		
第二取水口	調節ゲート	2.60m×2.60m	1門	ラック式	変更なし		
	緊急ゲート	4.00m×5.30m	1門	スピンドル式	変更なし		
第一分水口	調節ゲート	1.60m×2.45m	5門	油圧式	変更なし		
	緊急ゲート	4.00m×5.30m	2門	油圧式	変更なし		
輸送管渠	鋼管	φ 4.00m、延長216.60m	1条	—	φ 3.20m、延長216.60m	1条	—
	暗渠	φ 3.20m、延長420.90m	1条	—	変更なし		
緊急ディーゼル発電機					125KVA、80KVA	各1組	

## 【施工概要】

### (1) 応急対策

石岡ダムの応急対策は、2000年5月から洪水期にダムの被害が進展しないよう、効率的かつ経済的な方法で実施された。石岡ダムの主要な修復概要を図-4に示す。

### (2) 工事概要

第一次工事として、破断した取水トンネルに対する内張钢管によるライニングや地盤変位によって損傷した取水口と地震力で転倒した左岸コンクリート擁壁の修復が実施された。

現地で説明を受けた第一次工事に関する映像資料の音声の一部を以下に紹介する。

第二工事として、地震断層の食い違いによって被災したダム本体の補修が行われた。具体的には、排砂路、洪水吐き、減勢池、下流締切堤、テンターゲート、ダムの右岸側、ダム天端橋梁などが対象とされた。

ダム基礎部にはグラウチングが実施され、No.8より右岸側の洪水吐き基礎において注入量が増大した。また、ダム本体と減勢池のコンクリートクラックへはエポキシセメントが注入された。さらに河川水や洪水の流速を低下させるため下流締切堤が設置された。

第三工事として、ダム本体の右岸側決壊部分の保存工事が実施された。ダム本体の決壊箇所を集集地震の記念碑として保存するため、ダム右岸側の16号洪水吐から右岸へかけて、決壊部分への河川水や洪水の流入を防止する目的で上流締切堤を設置したものである。

## 【耐震性の照査】

台湾の耐震性照査は、1998年に「貯水ダム安全性評価規範草案」、2008年に「水利構造物検査及び安全評価技術規範」が定められており、現在は後者によって実施されているとの

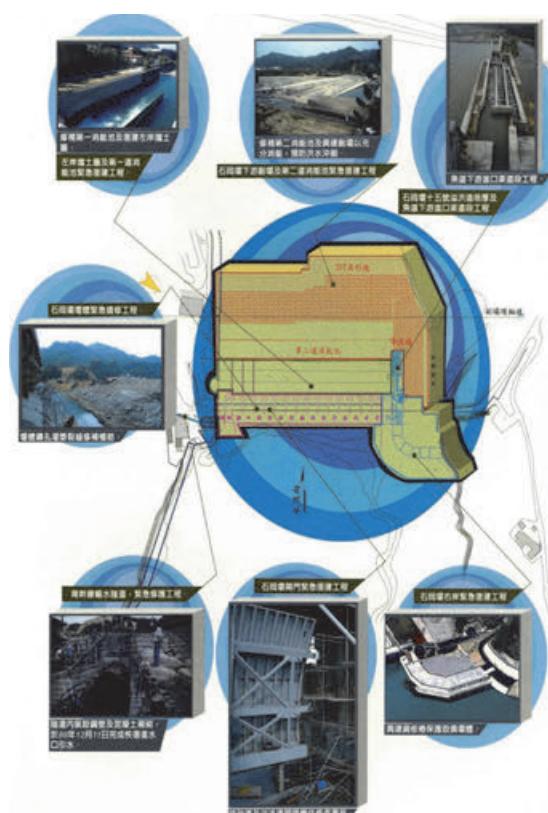


図-4 石岡ダムの主要修復概要



写真-2 輸送隧道钢管布設状況



写真-3 ダム堤体の補修状況

ことであった。この「水利構造物検査及び安全評価技術規範」の主な項目等について参考に表-3に示す。

表-3 水利建造物検査及び安全評価技術規範(2008年)の概要 [参考]

大項目	内 容
1. 既存資料の収集	気象・水文、地質、地震、諸構造計算、管理記録(堆砂、運用、放流)、施工・品質管理記録、維持修繕履歴など取りまとめ
2. 収集資料の再審査と評価	収集した各資料について、内容の審査と再評価を実施
3. 現場検査	水利構造物、附属構造物、湛水内及び周辺地山等の状況について、目視又は計測機具等により頗在事象の確認並びに潜在危険要因の特定
4. 補完調査・試験	完成資料の再審査・評価及び現場検査結果を補完するため、経年変化の把握が必要な調査・試験の実施
5. 諸計算書の分析	設計地震、設計洪水量、構造物の水理、ダム堆砂、洪水処理能力他
6. 再評価	上記の調査、分析、評価の結果、水利構造物全般の現状を再評価

「貯水ダム安全性評価規範草案(1998)」は集集地震が発生する1年前に作成されていることから、兵庫県南部地震(1995年)を契機に定められたと考えられる。一方の「水理建造物検査及び安全評価技術規範(2008)」は集集地震を契機に作成されたものである。

石岡ダムは、応急的な修復を実施しているものの、2008年規範を満足していない。これは、2008年規範を定めた以前に建設されたダム等の利水構造物については、国が損壊時の影響度によって1等級(厳重)、2等級(軽微)、3等級(極軽微もしくは影響なし)の3段階に分類し、2等級以下の構造物は、直ちに耐震補強などの対策を実施する必要がないと定めたためである。

2等級に分類された石岡ダムは、喫緊に2008年規範を満足する必要ないが、大規模な更新工事または改良工事を行った箇所については、規範を満足する構造に変更し、本年度完了した洪水吐ゲートの更新については、規範を満たす構造とした。



写真-4 右岸補修状況

参考文献	1) アジアにおける電源開発と水力発電設備の耐震技術調査：電力土木, No.358, pp.109-114, 2012. 2) 第34回電力土木技術海外調査事業報告書, (社)電力土木技術協会, 2012.
備 考	

(15) No. 1-15 : 北米既設ダムの耐震補強事例

No.	1-15
発注者	1)The California Division of Safety of Dams
施設名	1)San Pablo Dam、2)Coquitlam Dam、3)Ruskin Dam、4)Stave Falls Dam
所在地	1)アメリカ合衆国、2)~4)カナダ
工事名称	—
施工期間	—
施工者	—
キーワード	北米、ダム、耐震、補強、改造

**概 要**

米国、カナダでは、地震動の実測データの蓄積に応じて、ダムが設計上考慮すべき地震動は大きくなっており、既設ダムの補強が実施されている。両国のダムの耐震性能向上を目的とした補強事例を以下に示す。

**【San Pablo Dam の対策事例】**

**(1) ダムの概要**

The East Bay Municipal Utility District が所有する上水貯留が目的のフィルダムで、高さ 51m、貯水容量 53 百万 m<sup>3</sup>、1917～1920 年に水締め工法で施工された。

**(2) これまでの補強**

1965 年に下流への補強盛土が構築され、1979 年に上流の法面緩勾配化(1 : 3→1 : 4)及び天端拡幅(約 30cm)が行われている。

**(3) 今回の補強**

a) 補強目的

最大設計地震動はダムから 3km 離れたところに位置する Hayward 断層を対象としており、最大加速度は 0.9g である。また、地震による液状化を主因とした堤体の沈下量は最大 35 フィートと予測されている。なお、Hayward 断層は、M=7.25 の地震が今後 30 年間に 65% の確率で発生するとされている。

b) 補強概要

下流に CDSM(Cement deep soil mixing)による耐震壁を設置し、下流に押え盛土を施工する。

CDSM による耐震壁は平面では格子状のパネルであり、1 ユニットの寸法は上下流方向長さが 45m でダム軸方向幅が約 13.5m であり、1 ユニットに 5 枚の壁が設置され壁厚は 1.45m



写真-1 San Pablo ダム全景(補強前)

である。耐震壁の工事は工期 12 ヶ月で計画されており、試験施工及び 2箇所のテストヤードでの試験を経て、配合などの仕様が決定される。また、工事中の水位は天端下 10.5m(通常 4.5m)に設定する。

補強に伴う下流の地下水位上昇を避けるために、耐震壁の上流側面にリリーフウェルを設置するとともに、下流押え盛土と本堤体の間に排水層を設ける。また、コアの下流に「クラックストッパー」なる一種のフィルタを設置する。

#### 【Coquitlam Dam の対策事例】

##### (1) ダムの概要

電力会社 BC Hydro が所有するフィルダムで、高さ 31m、貯水容量 220 百万 m<sup>3</sup>、1911～1913 年に水締め工法で施工された。当該ダムは Coquitlam 市の上流に位置し、地震時の液状化、水締めの作業過程で混入した可能性のある木材の腐食による“みず道”の形成、フィルタが無いことに起因したパイピングの発生、等のリスクが存在する。

##### (2) これまでの補強

最大設計地震の最大加速度が 1980 年に 0.2g、1985 年に 0.3g となり、これに対応した押え盛土等の補強が実施されている。

##### (3) 今回の補強

###### a) 補強目的

想定地震動が 2000 年に M=7.5 となり、最大加速度は 0.66g に見直しとなった。

###### b) 補強概要

最大加速度 0.66g に対して調査解析が実施され、この結果、補強の有効性、曖昧さを避けこと、下流のリスク、環境、コストを総合的に判断し、80m 下流に中央コア型ロックフィルダムを新設することとなった。なお、工事は 2008 年に概成している。

増設ダムの材料は、フィルタは最大粒径 9.5mm でシルト分以下は 2%未満、トランジションは最大粒径 76mm でシルト分以下は 5%未満、ロックの最大粒径は 61cm である。基礎の遮水はプラスチックコンクリート、下流にリリーフウェルが併設されている。

今後 2～3 年の試験湛水の後に本湛水を行う予定である。

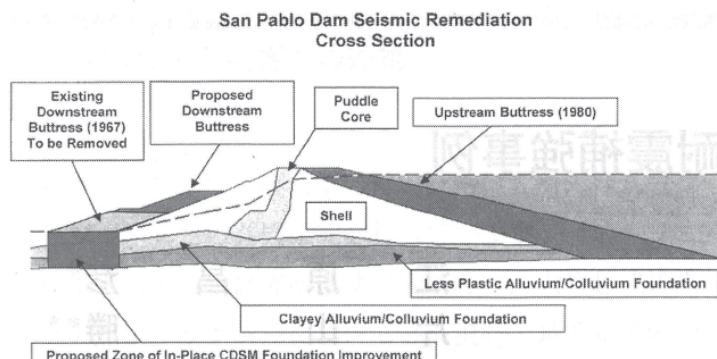


図-2 耐震補強断面

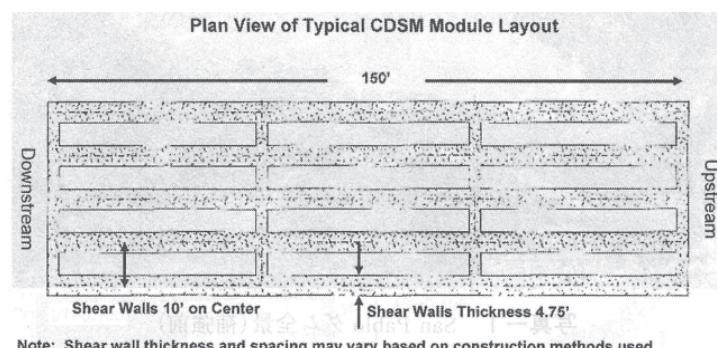


図-3 CDSM 平面

## 【Ruskin Dam の対策事例】

### (1) ダムの概要

当該ダムは、電力会社 BC Hydro が所有する Fraser River の一連の発電ダムの一つで、1930 年に竣工した、高さ 58m、設備能力 105MW のコンクリート重力式ダムである。

### (2) 今回の補強

#### a) 補強目的

最大設計地震  $M=7.5$  の想定は変わらないが、最大加速度が 0.3g(1985 年)、0.56g(1990 年)、0.71g(2000 年代)に見直しとなった。この結果、ダム上部の洪水吐ピアに対する地震時安定性確保と、右岸アバットメントの地震時安定性確保及び止水に課題が生じた。

#### b) 補強概要

上記の課題に対する検討の結果、以下の改造を行う計画としている。

- ・ ダム堤体下部はパッシブアンカーで固定する。
- ・ 既設の洪水吐ピアは撤去し、新たにピアを建造する。クレストラジアルゲートは 7 門から 5 門に減じる。
- ・ 右岸アバットメントの止水は、ベントナイトコンクリートによる連続地中壁によるものとし、斜面は切り直す。また、右岸下流には浸出対策としてフィルタを設置する。
- ・ 発電所は耐震性向上の観点から全面更新する。
- ・ 当面は安全確保のため、運用水位を 1.5m 下げる。

改造工事は 2009 年に開始予定であるが、洪水吐が段階施工となることから完成予定は 2014 年である。

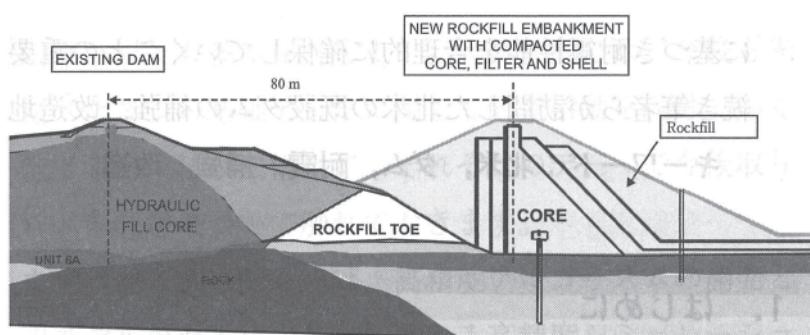


図-4 改造ダム断面

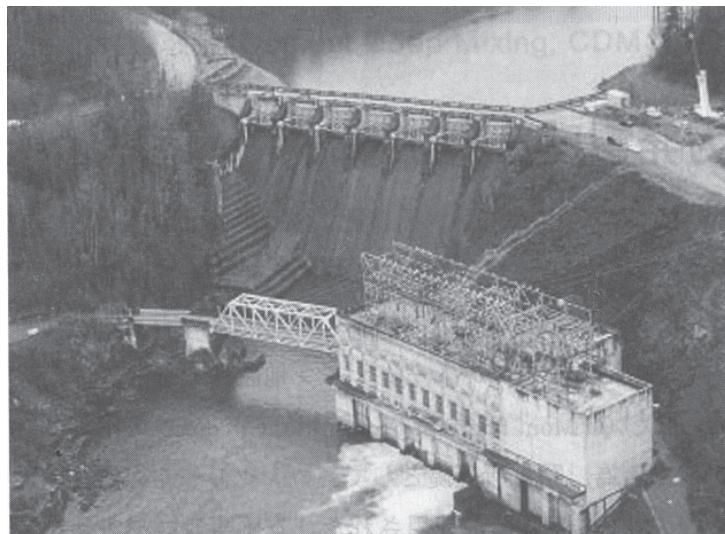


写真-2 Ruskin Dam、発電所全景

### 【Stave Falls Damの対策事例】

#### (1) ダムの概要

電力会社 BC Hydro が所有する 1916 年竣工のコンクリート重力式ダムで、高さ 26m で Ruskin Dam の上流に位置する。

#### (2) これまでの補強

1985 年に耐震補強及び洪水対策としてポストテンションアンカーで堤体が補強され、老朽化した発電所が左岸に更新された。1995 年に最大設計地震の最大加速度が 0.56g に見直された事を受けて、1998～



写真-3 Stave Falls Dam、発電所全景

2006 年にダム取水口・洪水吐部にパッシブアンカー(緊張無しで全長グラウチング)、ダム本体の下流にロックによる盛土が施工されている。また、右岸の取り付け部では止水性に問題があったためカットオフが追加された。

参考文献	江原 昌彦, 片山 勝 : 北米既設ダムの耐震補強事例, 電力土木, No.343, pp.127-129, 2009.
備 考	参考文献は、著者らが訪問した北米の既設ダムの補強、改造地点の内、ダムの耐震補強事例について報告したものである。