

参考資料:「豊川用水初立池耐震対策技術検討委員会資料」(H24.1,水資源機構)

## 1. 施設概要(基本諸元)

※諸元・写真は日本ダム協会HPより引用

項目	諸元
ダム名	初立(はつたち)池
所在地 (河川名称)	愛知県田原市伊良湖町地内 (豊川水系豊川)
目的/形式	かんがい/アースダム
堤高/堤頂長/堤体積	22.5m/346.5m/250千m <sup>3</sup>
総貯水容量/有効貯水量	1,700千m <sup>3</sup> /1,600千m <sup>3</sup>
ダム事業者	愛知用水公団(現・水資源機構)
着工/竣工	- /1969



## 2. 被災の状況(メカニズム): **該当しない**

本ダムは、被災復旧対策ではなく、既設ダムの補強対策として計画されている。

## 3. 補強工法の検討

### <耐震補強工法の基本方針>

- 今回の耐震補強は、L1地震動に対する堤体の安定性確保を目的とする。  
また、補強工法の選定は、L2に対して、基礎及び堤体の液状化の低減及び堤体の変形抑制に対する効果も合わせて行うものとする。
- 現堤体の安定性については、H20土質試験結果に基づく安定計算(震度法Kh=0.15)の結果、すべり安全率( $F_s \geq 1.2$ )を確保できていないことを確認している。

表 2-1-1 堤体法面の安定計算に用いる解析物性値の一覧(底樋断面(STA. 2))

ゾーン区分	飽和密度	湿潤密度	粘着力	内部摩擦角	備 考	
	$\gamma_{sat}$ ( $\text{kN}/\text{m}^3$ )	$\gamma_t$ ( $\text{kN}/\text{m}^3$ )	$c'$ ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )	$\phi'$ ( $^\circ$ )		
基礎地盤	Cl <sup>※1</sup>	—	—	—	—	
	Dm <sup>※1</sup>	—	—	—	—	
	Dt <sup>※1</sup>	—	—	—	—	
	Dg1	20.58	19.60	57.9	33.5	第5回委員会資料と同一
	Dc	19.60	19.60 【18.62】	20.0 【24.5】	22.7 【29.1】	変更(H22年三軸圧縮試験結果を反映) 【 】内の数値：第5回委員会資料の値
	Ds	18.62	18.62	32.4	22.5	第5回委員会資料と同一(as層の値)
	Dg2	20.58	19.60	57.9	33.5	第5回委員会資料と同一
堤体	中央不透水部	19.60	19.60	18.6	24.8	第5回委員会資料と同一
	ブランケット・上流側不透水	19.60	18.62	20.6	28.7	第5回委員会資料と同一
	ドレーン	19.60	18.62	2.9	38.5	第5回委員会資料と同一
	上流側透水路、下流側透水路	20.58	20.58	16.7	30.3	第5回委員会資料と同一

表 2-1-2 貯水位および設計水平震度

貯水位条件	浸潤線 EL. (m)			設計 水平震度	設計 対象法面	備 考
	OP-2	OP-3	OP-4			
常時満水位 EL. 20.0m	12.15	11.53	6.66	0.15	上流面 下流面	オープンピエゾメーターOP-2, 3, 4 の観測データより、浸潤線を設定した。
中間水位 EL. 9.0m	9.00	9.00	6.66	0.15	上流面	中間水位 EL. 9.0m における OP2, 3, 4 の計測データがないこと、EL. 9.0m が 概ね堤敷標高と一致することより、安全側 を考慮し、堤内水頭ロスを考慮せず、 浸潤線は水平とした。
水位急低下 EL. 20.0m→ EL. 6.0m	12.15	11.53	6.66	0.075	上流面	水位急低下範囲は、既往安定計算と 同様に残留間隙水圧を 100%とした。

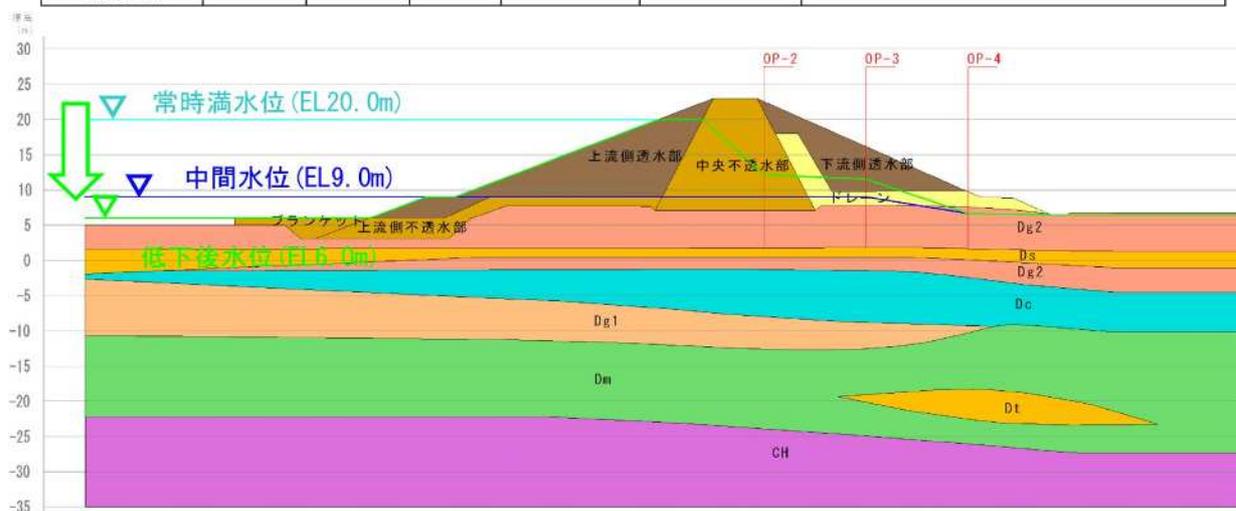
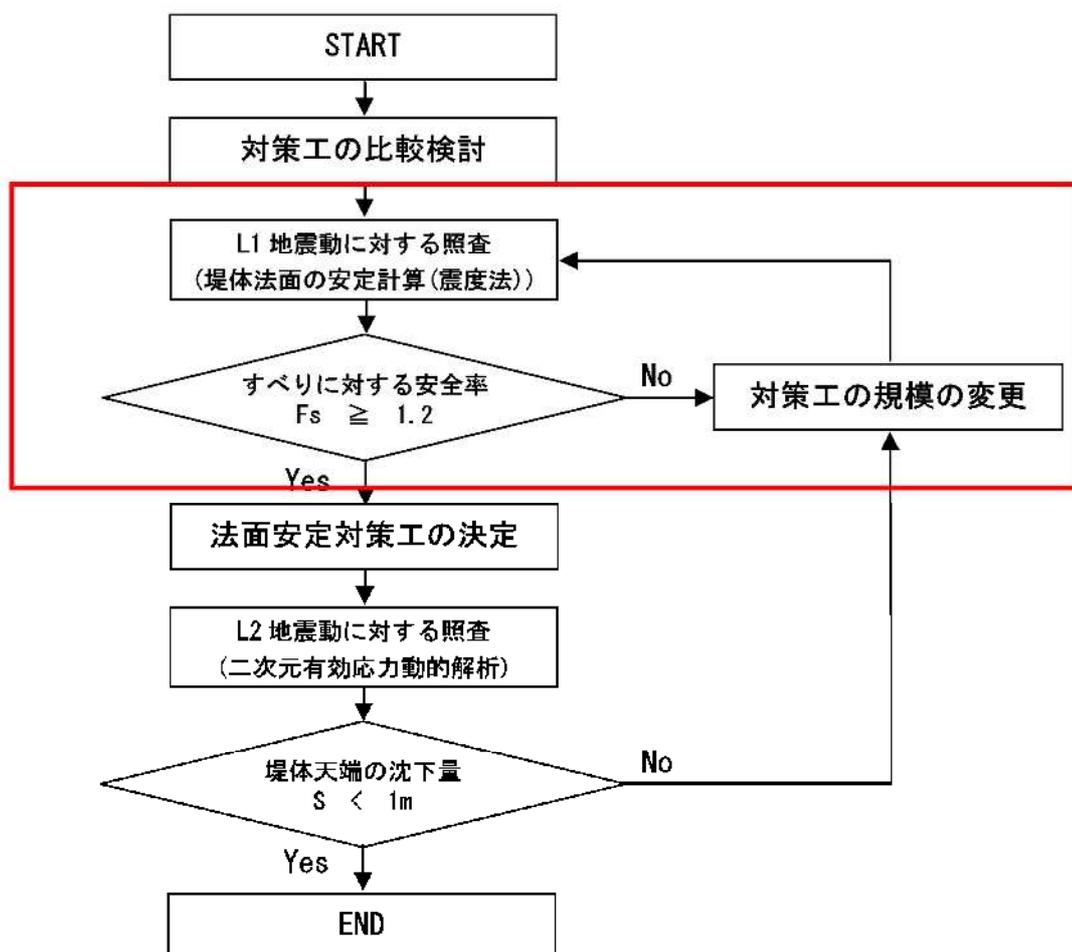


表 2-1-3(a) 安定計算結果一覧(最小安全率計算)

検討ケース(貯水位)	必要 安全率 $p \cdot F_s$	安全率 $F_s$	抵抗	逸動	円錐の 半径 R (m)	安定性の照査 $p \cdot F_s < F_s$	備 考	
			モーメント $M_p$ ( $\text{kN} \cdot \text{m}$ )	モーメント $M_o$ ( $\text{kN} \cdot \text{m}$ )				
常時満水位	上流側	1.2	1.311	233256.0	177963.3	40.24	○	
	下流側	1.2	0.935	230925.5	246966.9	33.74	×	
中間水位	上流側	1.2	1.153	235813.2	204505.3	35.24	×	
	下流側	1.2	1.118	246874.8	220732.1	33.74	×	参考値
水位急低下	上流側	1.2	1.011	133765.0	132312.8	30.24	×	
	下流側	1.2	1.181	236085.1	199924.9	33.74	×	参考値

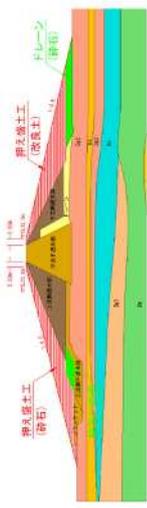
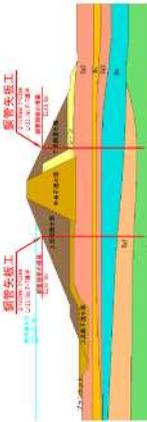
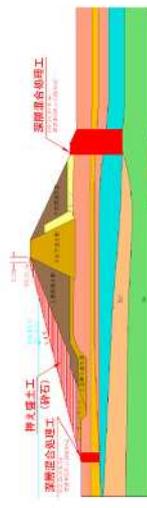
## ＜耐震補強工法のフロー＞



## ＜耐震補強工法の選定＞

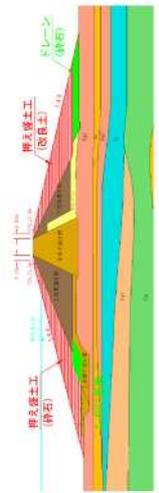
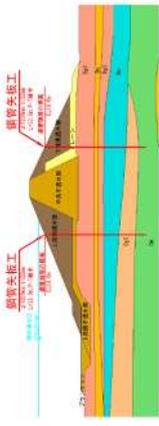
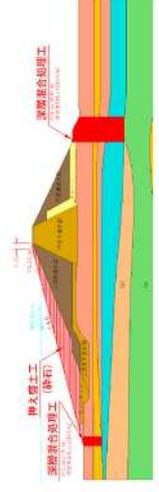
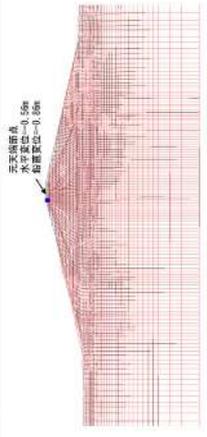
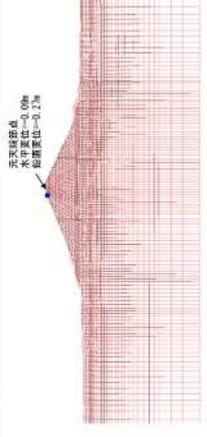
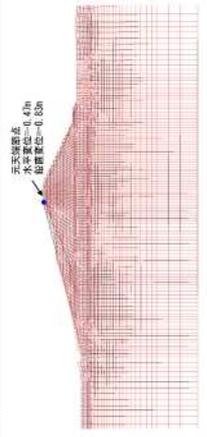
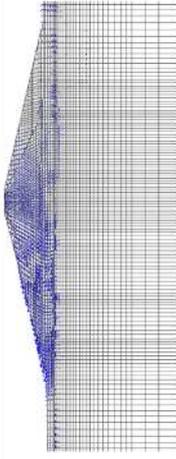
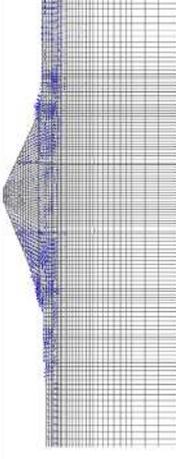
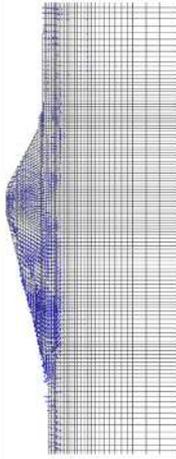
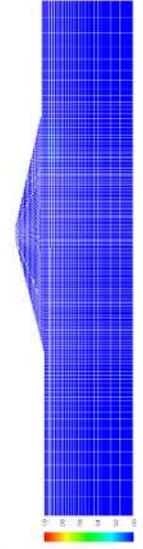
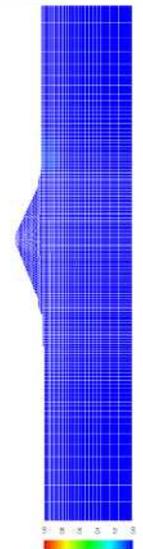
- 一次選定：耐震補強工法の選定にあたっては、既存の補強事例から工法を3つ抽出し、この中から、経済性(直接工事費)から、
  - ・第1案(押え盛土工法)
 を選定した。
  
- レベル1地震動を対象として決定した対策工について、二次元有効応力動的解析を実施し、レベル2地震時の堤体天端の沈下抑制効果について検証した。その結果、対策工法を満足する工法及び仕様では、全ての案で地震動終了時点での堤体天端の沈下量が1mを超える結果となり、要求される耐震性能を満足することができないことがわかった。したがって、レベル2地震時の液状化による堤体天端の沈下量を抑制する工法を検討することとし、レベル1地震動の対策で検討した第1案(押え盛土)、第2案(鋼管矢板)、第3案(深層混合処理)をもとに、レベル2地震動の耐震性能を満足する形状等について検討を行った。

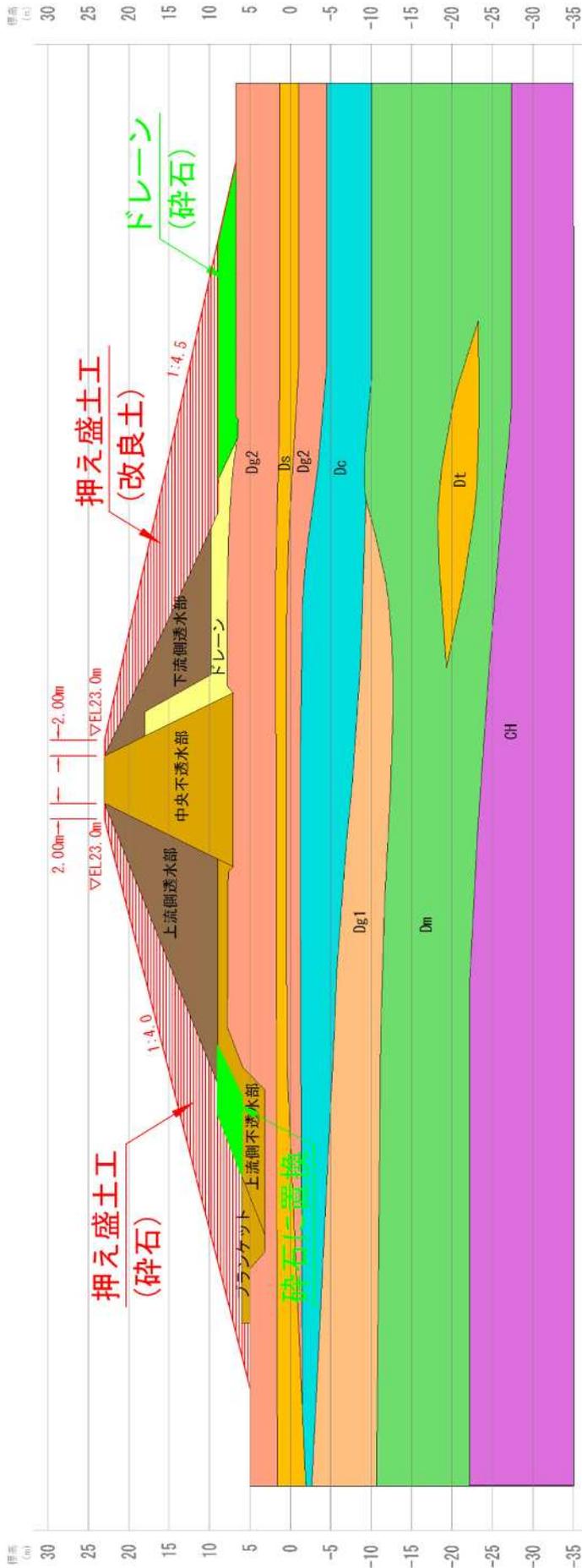
表 5-1(a) レベル1 およびレベル2 地震動に対する対策工法の比較表

工法分類	第1案 押え盛土案(砕石、改良土)	第2案 鋼管矢板案(剛性最大)	第3案 押え盛土(砕石)+深層混合処理工業
工法概要	<ul style="list-style-type: none"> <li>上流側は、強度および剛性の高い砕石を行うことで、L1地震時は堤体内および基礎地盤(Dc層)を通るすべりを抑制し、L2地震時は液状化層の変形を抑制する。</li> <li>下流側は、池敷掘削土の改良土による押え盛土を行うことで、L1地震時は堤体内および基礎地盤(Dc層)を通るすべりを抑制し、L2地震時は液状化層の変形を抑制する。なお、下流側押え盛土の下部は排水工として砕石を用いる。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>上・下流ともに、堤体中央付近に鋼管矢板を打設することで、L1地震時は堤体内および基礎地盤(Dc層)を通るすべりを抑制し、L2地震時は液状化層の変形を抑制する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>上流側は、強度および剛性の高い砕石により押え盛土を行うことで、L1地震時は堤体内および基礎地盤(Dc層)を通るすべりを抑制し、L2地震時は液状化層の変形を抑制する。</li> <li>なお、L2地震時の基礎地盤の側方流動を抑えるために深層混合処理を施す。</li> <li>下流側は、深層混合処理工により、L1地震時は堤体内および基礎地盤(Dc層)を通るすべりを抑制し、L2地震時は液状化層の変形を抑制する。</li> </ul>
施工形状 底層断面(STA.2) (断面図)			
対策仕様 底層断面(STA.2) (仮設は除く)	<ul style="list-style-type: none"> <li>堤体法原の掘削・置換(砕石)29m<sup>2</sup>/m</li> <li>押え盛土(砕石)240m<sup>2</sup>/m；天端幅2m、法面勾配1:4.0</li> <li>押え盛土(池敷土+砕石)；天端幅2m、法面勾配1:4.5</li> <li>※上部：池敷土の改良土(299m<sup>2</sup>/m)</li> <li>下部：砕石によるドレーン(71m<sup>2</sup>/m)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>鋼管矢板工：φ1200mm、t=22mm、L=33.0m(ドレーン無し)</li> <li>鋼管矢板工：φ1200mm、t=22mm、L=33.0m(ドレーン無し)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>押え盛土(砕石)240m<sup>2</sup>/m；天端幅2m、法面勾配1:4.0</li> <li>深層混合処理工：B=3.3m、H=6.5m、改良率a=50% 改良体の現場における設計基準強度 qu=400kN/m<sup>2</sup>(粘着力c=200kN/m<sup>2</sup>)</li> <li>深層混合処理工：B=9.2m、H=18.4m、改良率a=50% 改良体の現場における設計基準強度 qu=580kN/m<sup>2</sup>(粘着力c=290kN/m<sup>2</sup>)</li> </ul>
対策効果 底層断面(STA.2) 全体概算 直接工事費 (堤体延長346.5m) (仮設は除く)	<ul style="list-style-type: none"> <li>レベル1地震動：OK</li> <li>レベル2地震動：OK(天端沈下量：地震動終了時0.75m 圧密終了時0.86m)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>レベル1地震動：OK</li> <li>レベル2地震動：OK(天端沈下量：地震動終了時0.23m 圧密終了時0.27m)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>レベル1地震動：OK</li> <li>レベル2地震動：OK(天端沈下量：地震動終了時0.75m 圧密終了時0.83m)</li> </ul>
施工性 (仮設や実現性)	<ul style="list-style-type: none"> <li>上流側の押え盛土の施工範囲を仮締切りによりドライにする必要がある。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>基礎地盤がN値の大きい砂礫地盤(Dg2：平均N=37、Dm1：平均N=53)であることから矢板打設時に補助工法が必要である。</li> <li>鋼管矢板工の施工ヤードを盛土もしくはは棧橋形式により構築する必要がある。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>上流側の押え盛土の施工範囲を仮締切りによりドライにする必要がある。</li> <li>基礎地盤がN値の大きい砂礫地盤(Dg2：平均N=37、Dm1：平均N=37、Dg1：平均N=37)であることから深層混合処理工法の工法選定に留意する必要がある。</li> </ul>
全体概算工期 (堤体延長346.5m) (仮設は除く)	約10億円	約30億円	約20億円
特記事項	<ul style="list-style-type: none"> <li>現状張石の処理について検討が必要である(そのまま施工or撤去して施工)。</li> <li>上流側押え盛土による貯水容量の低下を補うために池敷掘削が必要である。</li> <li>砕石、池敷土の土質性状を確認する必要がある。</li> <li>池敷土の採取場所を検討する必要がある。</li> <li>押え盛土の前面の浸食防止策が必要である(弱状張石の転用、ブロック等)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>堤体内に異種構造物を入れることとなる。</li> <li>堤体内に異種構造物を入れることとなる。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>現状張石の処理について検討が必要である(そのまま施工or撤去して施工)。</li> <li>上流側押え盛土による貯水容量の低下を補うために池敷掘削が必要である。</li> <li>砕石、池敷土の土質性状を確認する必要がある。</li> <li>池敷土の採取場所を検討する必要がある。</li> <li>押え盛土の前面の浸食防止策が必要である(弱状張石の転用、ブロック等)</li> <li>施工前に室内配合試験を実施し、設計時に想定した強度が確保できるかを確認するとともに、六価クロム溶出試験を実施する必要がある。</li> </ul>
総合判定	○	△	△
	<ul style="list-style-type: none"> <li>工事費が3案中最も安価である。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>工事費が3案中最も高価である。</li> <li>地下水の流動に関する検討が必要となる。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>工事費が3案中、中程度である。</li> <li>地下水の流動に関する検討が必要となる。</li> </ul>

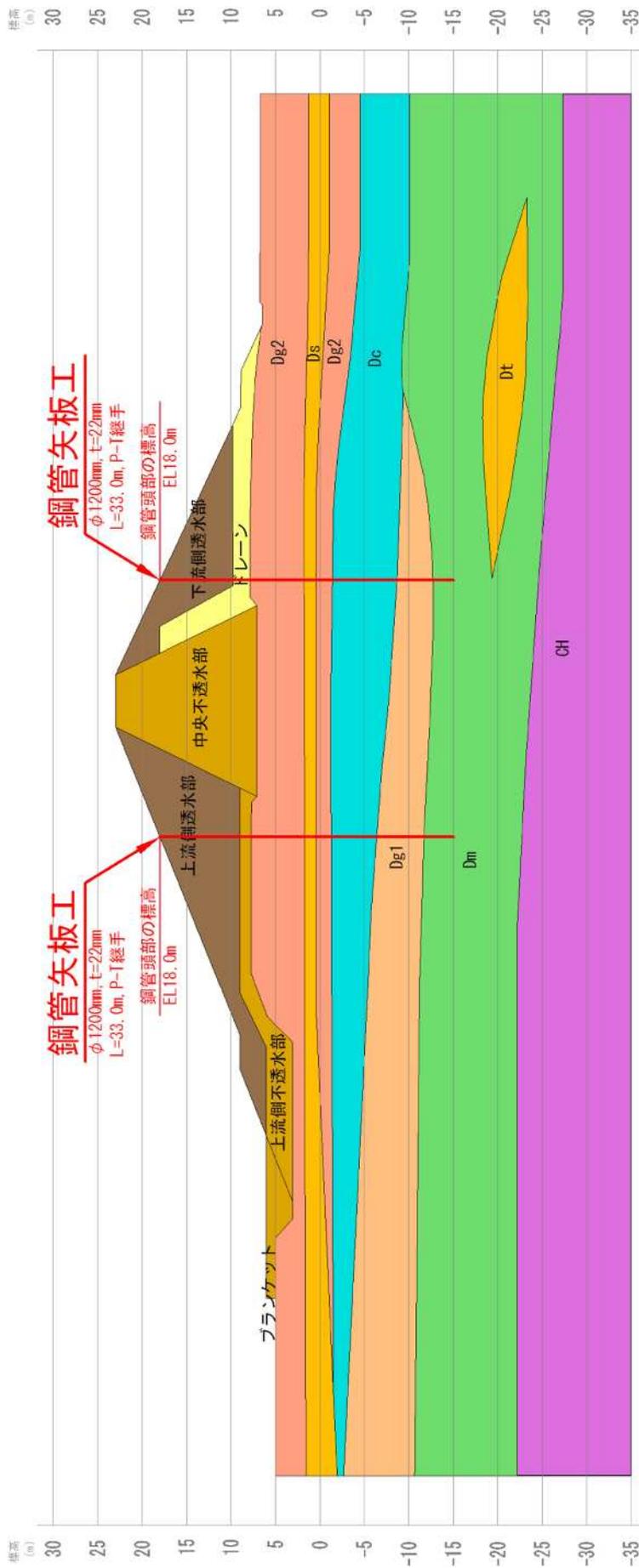
※工期には準備工3ヶ月、試験流水4ヶ月を見込んでいます。

表 5-1(b) レベル1およびレベル2地震動に対する対策工法の比較表(底層断面(STA.2)解析結果)

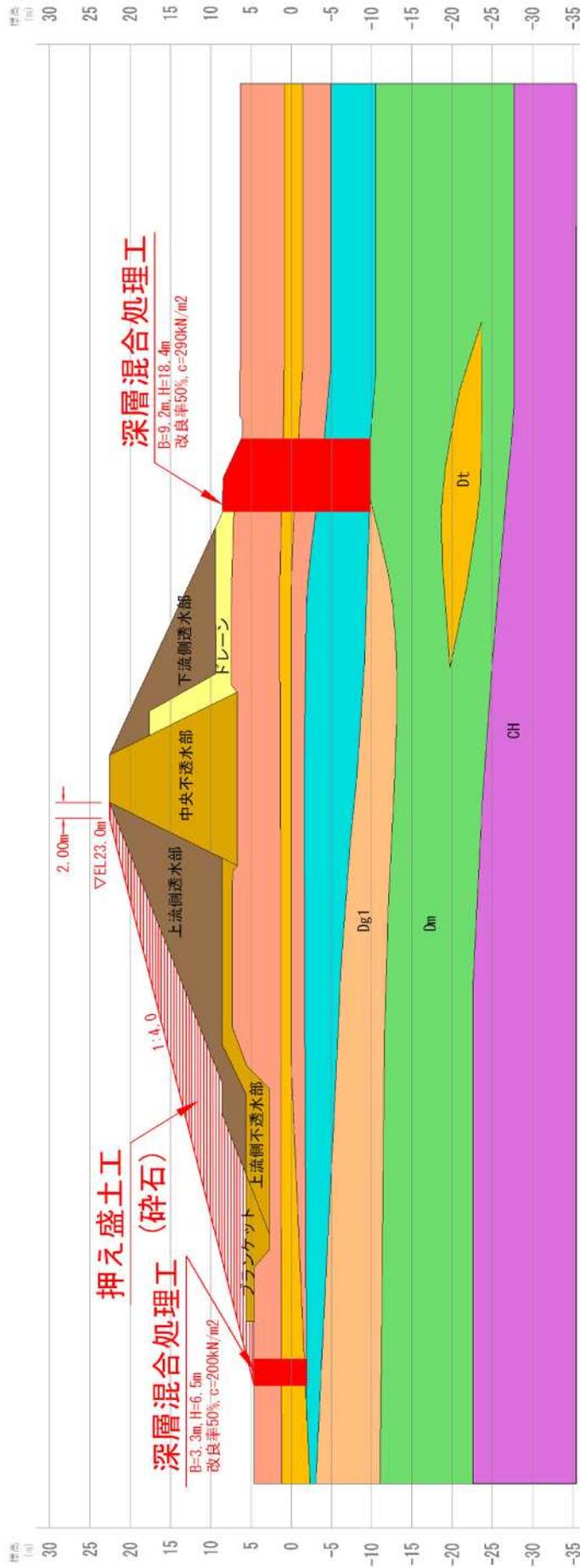
工法分類	第1案 押え盛土案(砕石、改良土)	第2案 鋼管矢板案(剛性最大)	第3案 押え盛土(砕石)+深層混合処理工案
施工形状 底層断面 (STA.2) (断面図)			
対策仕様 底層断面 (STA.2) (仮設は除く)	上流側 <ul style="list-style-type: none"> <li>堤体法尻の肥削・置換(砕石)250m<sup>3</sup>/m</li> <li>押え盛土(砕石)240m<sup>3</sup>/m: 天端幅 2m, 法面勾配 1: 4.0</li> </ul>	上流側 鋼管矢板工: φ1200mm, t=22mm, L=33.0m(ドレーン無し)	上流側 <ul style="list-style-type: none"> <li>押え盛土(砕石)240m<sup>3</sup>/m: 天端幅 2m, 法面勾配 1: 4.0</li> <li>深層混合処理工: B=3.3m, H=6.5m, 改良率 a=50%, 改良体の環壁における設計基準強度 <math>q_{ul}=400kN/m^2</math>(粘着力 <math>c=200kN/m^2</math>)</li> </ul>
	下流側 <ul style="list-style-type: none"> <li>押え盛土(池敷土+砕石): 天端幅 2m, 法面勾配 1: 4.5</li> <li>※上部: 池敷土の改良土(250m<sup>3</sup>/m)</li> <li>下部: 砕石によるドレーン(71m<sup>3</sup>/m)</li> </ul>	下流側 鋼管矢板工: φ1200mm, t=22mm, L=33.0m(ドレーン無し)	下流側 <ul style="list-style-type: none"> <li>深層混合処理工: B=9.2m, H=18.4m, 改良率 a=50%, 改良体の環壁における設計基準強度 <math>q_{ul}=560kN/m^2</math>(粘着力 <math>c=290kN/m^2</math>)</li> </ul>
変形図 (圧密終了時)			
変形 ベクトル図 (圧密終了時)			
過剰間隙 水圧比分布図 (圧密終了時)			



第1案 押え盛土案



第2案 鋼管矢板案



第3案 深層混合処理案

参考資料:「ダム技術NO.227」(H17.8,ダム技術センター)

### 1. 施設概要(基本諸元)

※諸元・写真は日本ダム協会HPより引用

項目	諸元
ダム名	山口(やまぐち)ダム
所在地 (河川名称)	埼玉県所沢市山口 (多摩川水系多摩川)
目的/形式	上水/アースダム
堤高/堤頂長/堤体積	22.5m/690.9m/1,404千m <sup>3</sup>
総貯水容量/有効貯水量	20,649千m <sup>3</sup> /19,528千m <sup>3</sup>
ダム事業者	東京都
着工/竣工	- /1934



### 2. 被災の状況(メカニズム): **該当しない**

本ダムは、被災復旧対策ではなく、既設ダムの補強対策として計画されている。

### 3. 補強工法の検討

#### <耐震補強工法の基本方針>

- H7に発生した阪神・淡路大震災を契機に、水道施設の耐震性を見直しを実施、この結果L2地震(南関東直下型M7.9)により、堤頂部で1000gal程度に増幅、1m強の沈下が生じることが判明。
- 耐震対策上、非常に重要な施設であること、堤体直下に市街化が進行している現状をふまえ、耐震性を強化させるための堤体強化工事を実施。
- 現堤体、基礎地盤の遮水性、水理的安全性に問題はないが、現堤体は断面不足であり、浸潤線が高いことにより安定性が低いことが判明。
- そこで、堤体強化工法は、「断面の増厚によりすべり抵抗性を高める工法」、「浸潤線を下げて有効応力を増すことによりせん断堤高を高める方法」、これらを組み合わせた工法として比較検討を実施。



○ 整備水準(耐震性能)及び照査結果

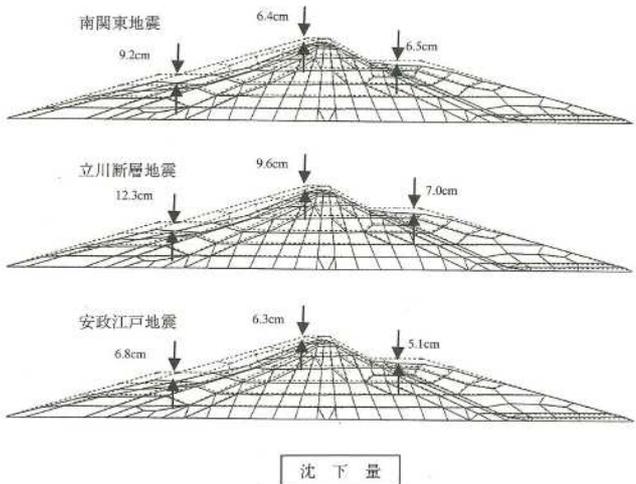
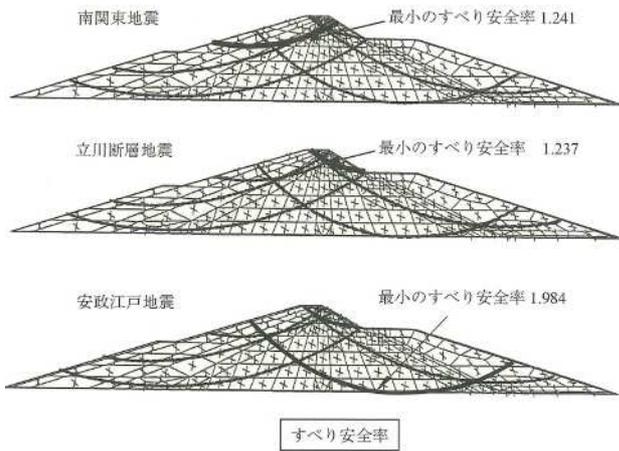
耐震性の照査について、震度法で設計した断面について、レベル1地震動(安政江戸地震、M6.9、直下型)、レベル2地震動(南関東地震、M7.9、海溝型、立川断層による地震動、M7.1、近傍直下型)を対象とし、動的解析による照査を実施。  
各々のレベルに対する耐震性能を満足することを確認した。

表-4 水道施設が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
重要度	ランクA	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、その機能保持が可能であること。
	ランクB	個々の施設に軽微な被害が生じて、その機能保持が可能であること。	個々の施設には構造的損傷があっても、水道システム全体としての機能を保てること。 また、早期の復旧が可能なこと。

表-3 解析結果

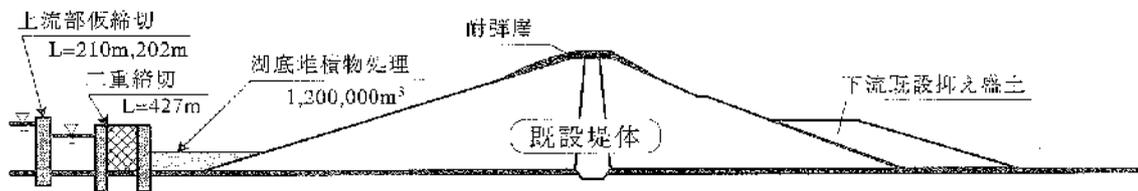
		動的解析結果		静的(沈下)解析結果		
		最大応答加速度 (gal)	最大相対変位 (cm)	堤体天端 (cm)	上流部 (cm)	下流部 (cm)
レベル1	安政江戸地震	508	2.9	6.3	6.8	5.1
	南関東地震	946	22.0	6.4	9.2	6.5
レベル2	立川断層地震	1,206	21.7	9.6	12.3	7.0



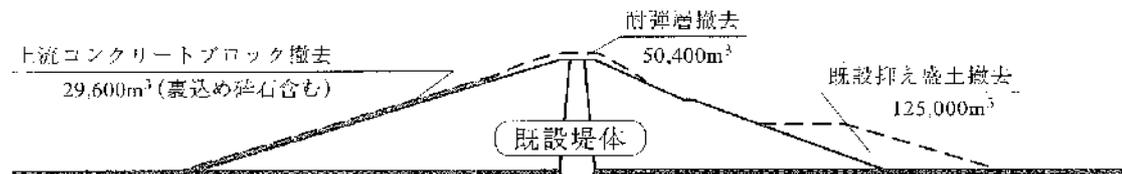
<施工概要>

○ 堤体補強工事は、以下に示す手順で実施(平成10年1月準備工事着工、平成14年11月堤体強化工事完了)。

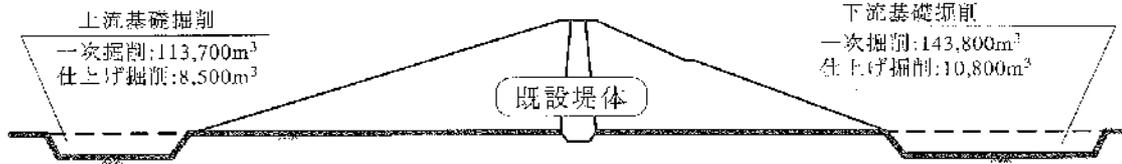
step.1: 準備工事(仮締切工・湖底堆積物処理)



step.2: 耐弾層・既設抑え盛土・上流コンクリートブロック撤去



step.3:基礎掘削



step.4:強化盛土・ドレーン施工



図一5 堤体強化工事 全体工程

参考資料:「ダム技術NO.242」(H18.11,ダム技術センター)、「ダム日本NO.730」(H17.8,ダム技術センター)

1. 施設概要(基本諸元)

※諸元・写真は日本ダム協会HPより引用

項目	諸元
ダム名	村山下(むらやましも)ダム
所在地 (河川名称)	東京都東大和市清水 (多摩川水系多摩川)
目的/形式	上水/アースダム
堤高/堤頂長/堤体積	32.6m/587.3m/836千m <sup>3</sup>
総貯水容量/有効貯水量	12,148千m <sup>3</sup> /11,843千m <sup>3</sup>
ダム事業者	東京都
着工/竣工	- /1927



2. 被災の状況(メカニズム): **該当しない**

本ダムは、被災復旧対策ではなく、既設ダムの補強対策として計画されている。

3. 補強工法の検討

表-2 地震時に保持すべき耐震水準

<耐震補強工法の基本方針>

- ①大地震が発生しても、堤体の安定性を維持し、人命及び財産に影響を与えないこと
- ②地震後にも、水源施設の機能を保持出来ること
- ③地震時に保持すべき耐震水準として、「水道施設耐震工法指針・解説」に準拠した。

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。

<立地上の制約条件>

- 村山下貯水池は東京都の原水運用上重要な施設であり、貯水池水位を長期間低下させることが難しい。また、貯水池内には多数の縄文期の遺跡が埋蔵文化財として存在しているため、貯水池内での堤体材料の採取を含め、堤体上流側での工事は最小限にとどめる必要がある。
- 堤体の下流側には、地域住民が憩いの場として利用している都立狭山公園が隣接しており、公園区域への影響を最小限とする必要がある。

＜耐震補強工法の検討＞

- 対策工法(案)として以下の6案を比較
  - ①単純押え盛土+下流ドレーン(山口貯水池と同じ工法)
  - 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+上流セメント安定処理土+下流ジオテキスタイル補強盛土
  - ⑤上下流ジオテキスタイル補強土+天端セメント安定処理土
  - ⑥上流側基礎地盤改良+下流ジオテキスタイル補強盛土
- 各案を比較の結果、⑤案が適切であると判断。

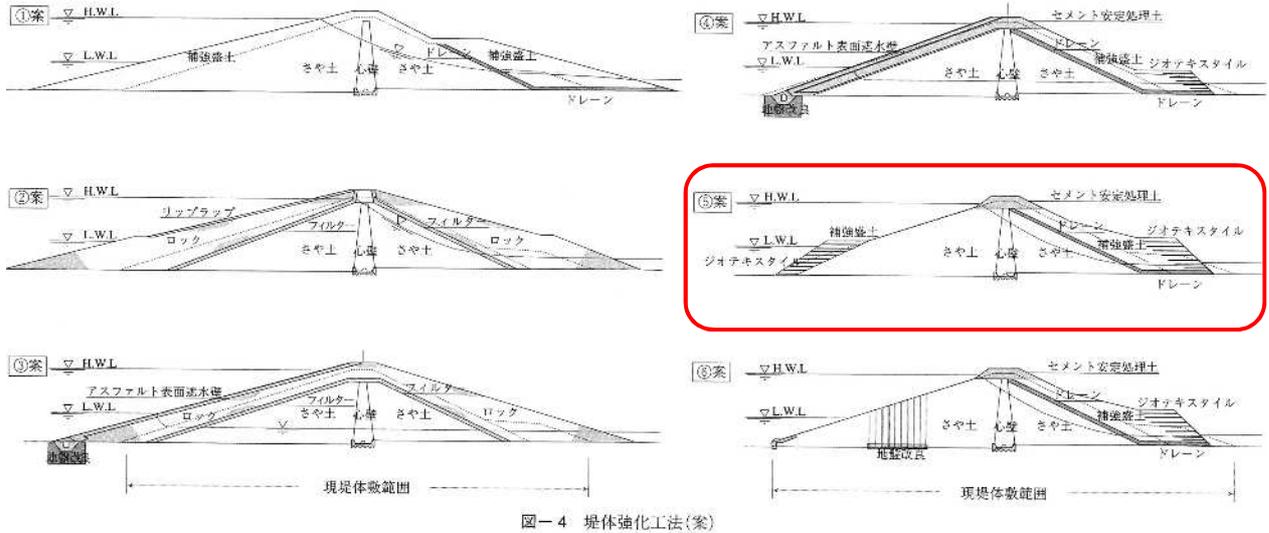


図-4 堤体強化工法(案)

＜耐震補強工法の選定＞

- 耐震補強(堤体強化)工事の標準断面図を以下に示す。また、地震時に加速度の増幅が予想される堤頂部は、盛土材料のせん断強度を高めるため、強化盛土にセメントを混合したセメント安定処理土を使用して強化する。

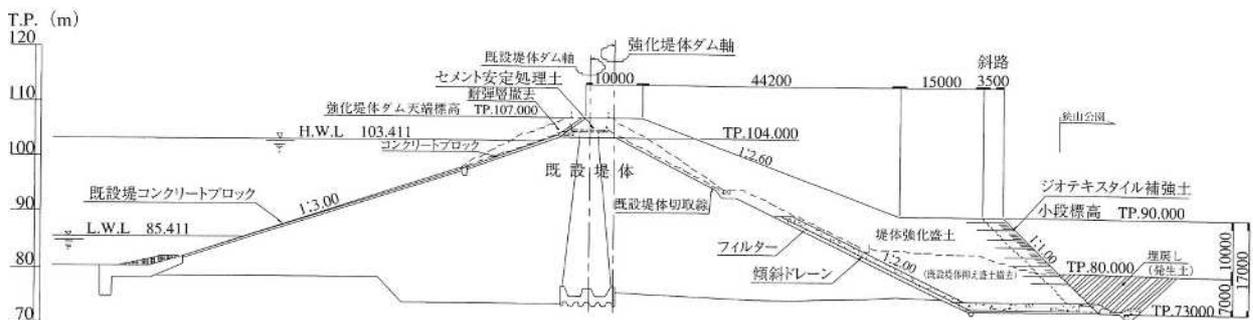


図-5 震度法による耐震設計で設定した堤体強化工法基本断面

- 整備水準(耐震性能)及び照査結果

耐震性の照査について、震度法で設計(kh=0.2、圧密非排水強度)した断面について、レベル1地震動(安政江戸地震,M6.9,直下型)、レベル2地震動(南関東地震,M7.9,海溝型、立川断層による地震動,M7.1,近傍直下型)を対象とし、動的解析による照査を実施。解析には、NewMark法(渡辺・馬場らによるすべり安定評価手法)を実施した。初期応力解析により静的応力を求めたあと、動的応力を求め、その上で動的解析によるすべり変形解析と累積損傷度理論による残留変形の予測を行った。その結果、各々のレベルに対する耐震性能を満足することを確認した。

表-4 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

表-7 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	591 gal	1.07	32.0 cm
		立川断層による地震	635 gal	1.12	27.0 cm

表-6 耐震性照査の対象地震動

地震動レベル	再現確率	対象地震	マグニチュード	最大加速度値	摘要
レベル1	約1/30年	安政江戸地震	M6.9	186.3 gal	内陸直下型地震
レベル2	約1/300年	南関東地震	M7.9	333.4 gal	海溝型地震
	—	立川断層による地震	M7.1	458.2 gal	近傍直下型地震

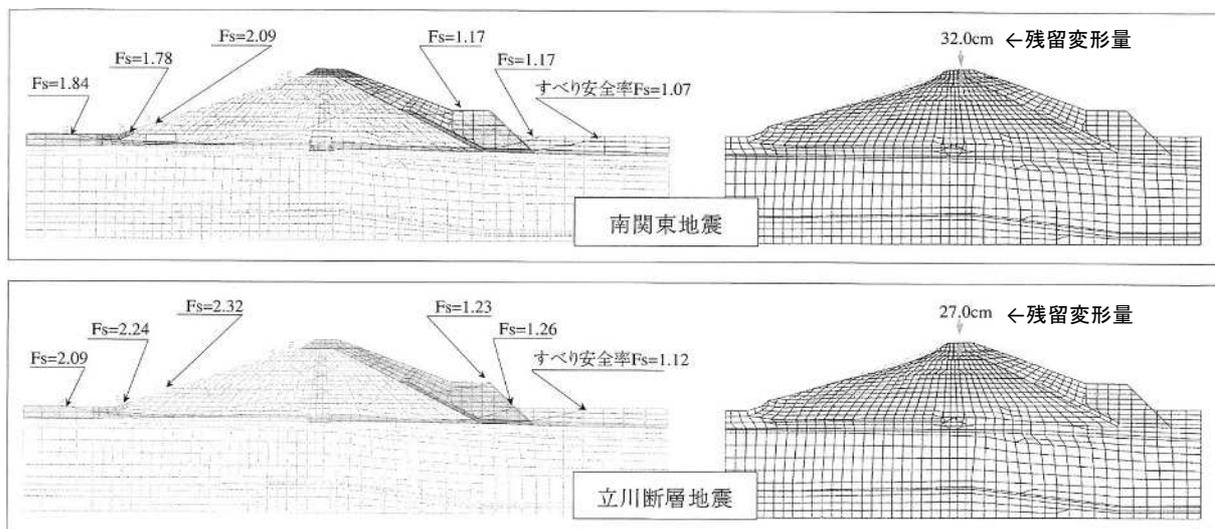


図-8 動的解析によるすべり安全率及び沈下量

<施工概要>

- 堤体補強工事は、以下のとおり(平成16年5月準備工事着工、平成21年3月堤体強化工事完了)

<1. 準備工事>

堤体強化工事に先立ち、村山下貯水池堤体天端を覆っている耐弾層(太平洋戦争中に爆撃から堤体を守るために設置された、コンクリートと玉石からなる約2.5mの保護層)の撤去工事を実施した。この他に、公園用地と工事エリアを分割する仮囲い、濁水プラントの設置、植栽の移植。その他仮設等の設置を行った。

<2. 補強盛土材料>

補強盛土材は、貯水池内に遺跡が存在すること、周辺が自然公園区域に指定されていることから貯水池周辺での材料採取が困難なため施工時に発生する既存堤体の下流さや土、押え盛土の撤去材に、購入碎石、砕砂を混合し使用した。

混合比率は、山口貯水池堤体強化工事材料の粒度(細粒分20%、砂分40%程度)を参考に乾燥重量比で「撤去材:碎石:砕砂=1:1.5:1.5」とした。同時に補強盛土は、傾斜ドレーンの効果により不飽和ゾーンとなることから、不飽和条件による基準締固めエネルギー1.5Ec、締固め度95%(湿潤側)における三軸圧縮試験結果からCcu=0.7kgf/cm<sup>2</sup>、φcu=38°とした。

＜3. 補強盛土の盛立＞

厚さ(20cm,25cm,30cm)、転圧回数をパラメータとして現場転圧試験を実施し、この結果に基づき、転圧機械10t級振動ローラ、仕上がり厚さ20cm、転圧回数8回と決定した。

補強盛土材の透水係数は、 $10^{-5} \sim 10^{-6} \text{cm/s}$ と低く、一般のフィルダムのコア材に相当する材料である。そのため盛立時の間隙水圧の消散が遅いため、急速盛立を行うと、間隙水圧の増加により盛土の安定性が損なわれる恐れがあるとともに、盛立面での重機の走行・締固め作業ができなくなることがあり、本ダムのようなアースフィルダムでは堤敷幅が広く、間隙水圧の消散が遅いため、過剰間隙水圧の発生を避けるため盛立速度を制限し、施工する必要がある。

既設ダムの実績、村山下貯水池堤体形状・材料特性を考慮し、盛立速度は月平均で2.0m程度が上限であると判断し、盛立計画を策定した。

＜4. ジオテキスタイル補強盛土＞

一般的に間隙水圧の消散を促進する不織布と引張強度と補強盛土材料との摩擦を期待するジオグリッドを組合わせて使用するが、本工事では、傾斜及び水平ドレーンを設置するため、ジオグリッドのみを配置する。

施工中の安定検討であるため、材料強度は排水強度(飽和強度)に重機等の上乗荷重1.0tf/m<sup>2</sup>が作用したとして検討し、「ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル改訂版」(平成12年2月,(財)土木研究センター)を準拠した。

この結果、補強盛土の締固め仕上がり厚さ20cmからジオグリッドは9層ごとの1.8m間隔で、所要の安全率を満足するように、敷設長は8.5mで敷設する。

＜5. 品質管理(密度条件)＞

補強盛土材は、締固めエネルギー1.5Ecの最大乾燥密度の95%密度以上であれば所要のせん断強度を確保できること、現場転圧試験でこの密度は十分確保できることを考慮して、締固め度の品質管理基準を95%以上とした。



盛立状況写真



試験盛立状況写真

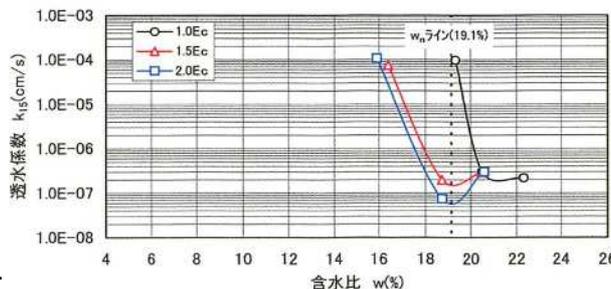
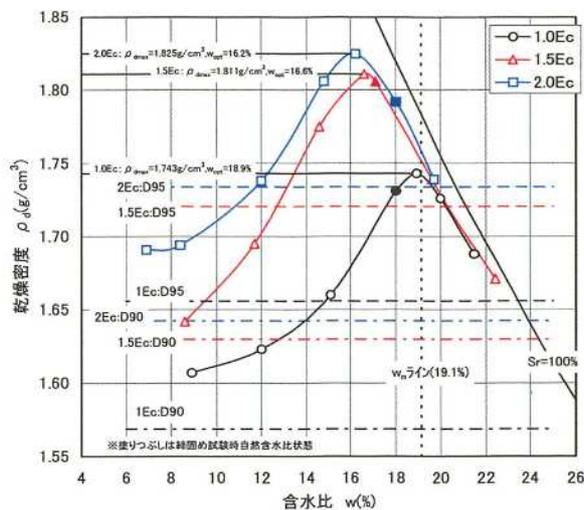


図-4 補強盛土材料の締固め・透水試験結果

参考資料:「布引ダム震災調査と災害復旧工事(第67巻、第11号(第770号)、水道協会雑誌)」「ダム日本NO.729」(H17.7,日本ダム協会)

## 1. 施設概要(基本諸元)

※諸元・写真は日本ダム協会HPより引用

項目	諸元
ダム名	布引五本松(ぬのびきごほんまつ)ダム
所在地 (河川名称)	兵庫県神戸市中央区葺合町山郡 (生田川水系生田川)
目的/形式	上水/重力式コンクリートダム
堤高/堤頂長/堤体積	33.3m/110.3m/22千m <sup>3</sup>
総貯水容量/有効貯水量	417千m <sup>3</sup> / 417千m <sup>3</sup>
ダム事業者	神戸市
着工/竣工	1897/1900



## 2. 被災の状況(メカニズム)

### (1) 被災日時

- 1995(H7)年1月17日5:46 兵庫県南部地震(M7.2)

### (2) 被災の概要

#### 1) 堤体

- 地震前にはにじむ程度の漏水であったが、地震後新たな漏水が下流面全面にわたり発生
  - ・特に堤頂から5~10m下方に集中
- 堤頂部では両端、中央表面の土間コンクリートに最大10mm程度のひび割れ発生
  - ・地震前からの亀裂が今回の地震の揺れで拡大したもの
- 高欄の壁に水平方向のひび割れが発生し、笠木部の化粧モルタルの一部が座屈
- 監査廊に設けられている排水孔の浸透量が急増

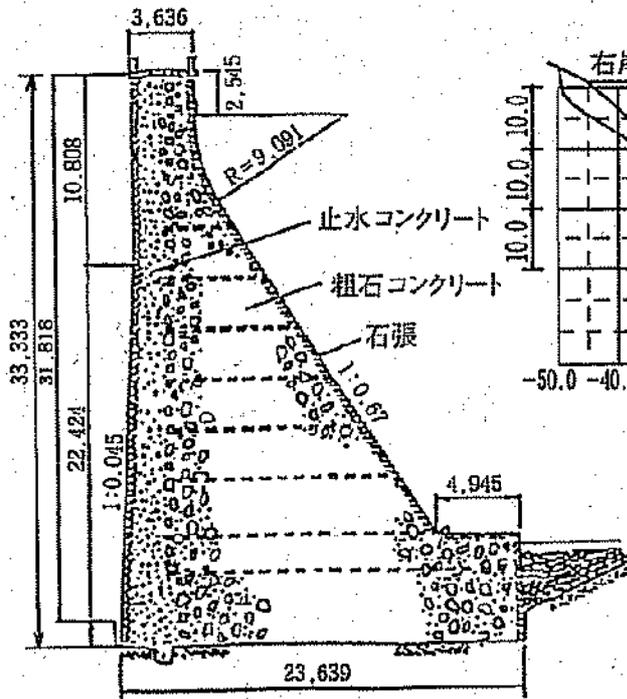


図-1 布引ダム標準断面図

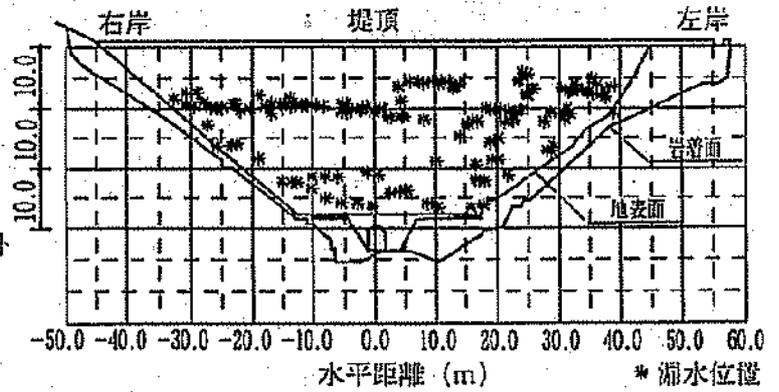


図-2 堤体下流面漏水状況図

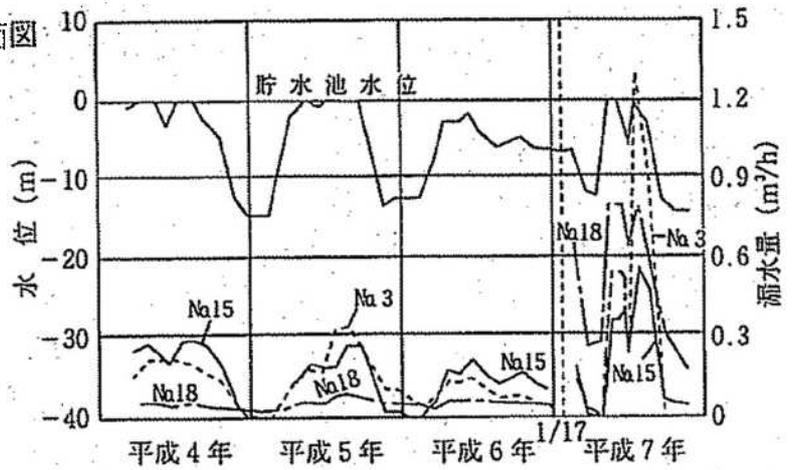


図-4 水位と漏水量の経年変化

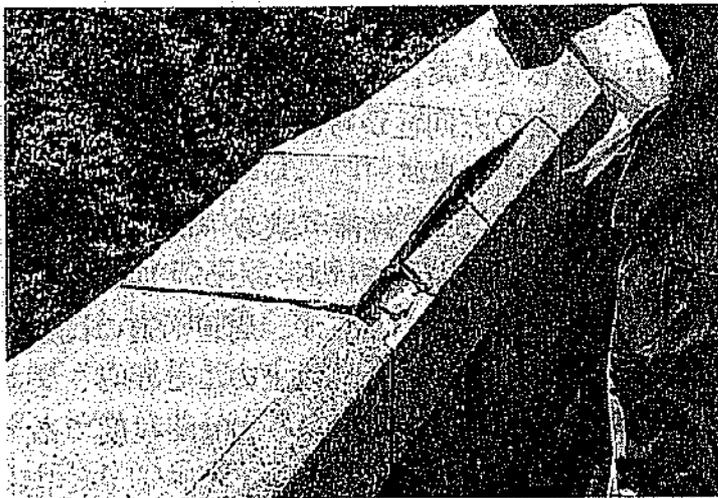


写真-2 高欄笠木部の破損状況

(3)被災のメカニズム

1)調査結果

○ 堤体下流面の漏水

・周辺の被害状況から基礎部の地震加速度を200galと推定し、解析を行った(堤体の高さ毎の上流側縁端応力を算出)。その結果、堤頂から約5m下付近で引張応力が発生する結果となった。

・なお、地震時には濁水状況にあり、水位は満水位-5.6mであった。この時に200galの地震力が作用したとして、安定計算を行った結果、転倒・滑動・圧壊に対する安全性は満足していた。

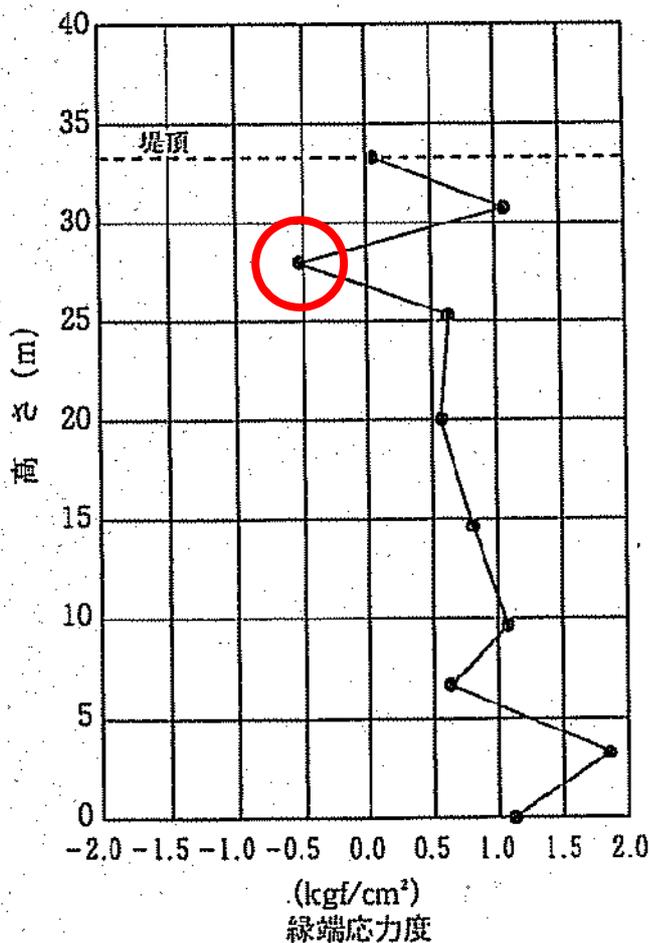


図-5 各断面高さにおける上流側縁端応力 (入力最大加速度 200gal)

3. 復旧工法の検討

< 応急対策 >

○ 致命的な被害は受けなかったが、漏水量が大幅に増加したため、堤体の均一化と基礎岩盤の遮水機能の改善を目的に、堤体グラウト及び岩盤へのカーテングラウトを実施した。

- ・注入材料は高炉セメントB種を使用し、注入圧力は亀裂が拡大しないよう最高圧力を堤体 $2\sim 3\text{kgf/cm}^2$ 、岩盤 $5\sim 10\text{kgf/cm}^2$ とした。
- ・カーテングラウチングは堤高の0.5~1.0倍までを改良範囲とし、改良目標値は「グラウチング技術指針・同解説(S58.11)」及び「ダム補修時の事例」を参考にして、2ルジオンとした。一方、堤体グラウトは着岩部までを改良範囲とし、改良目標値は定めなかった。
- ・堤体上流側の①、②ラインはカーテングラウトで、ライン間隔を1mとし、③~⑫ラインは堤体グラウトで、ライン間隔を2mとした。
- ・孔間隔は、①ラインについては1mピッチとし、昭和42年に施工したカーテングラウトと合わせて0.5mピッチとなるように配置し、②ライン以降は2mピッチとした。

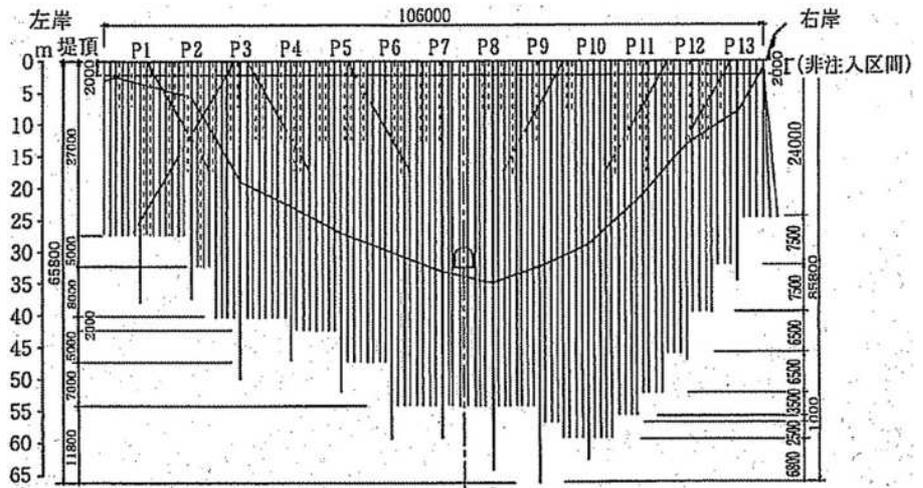


図-8 ガーデングラウト正面図

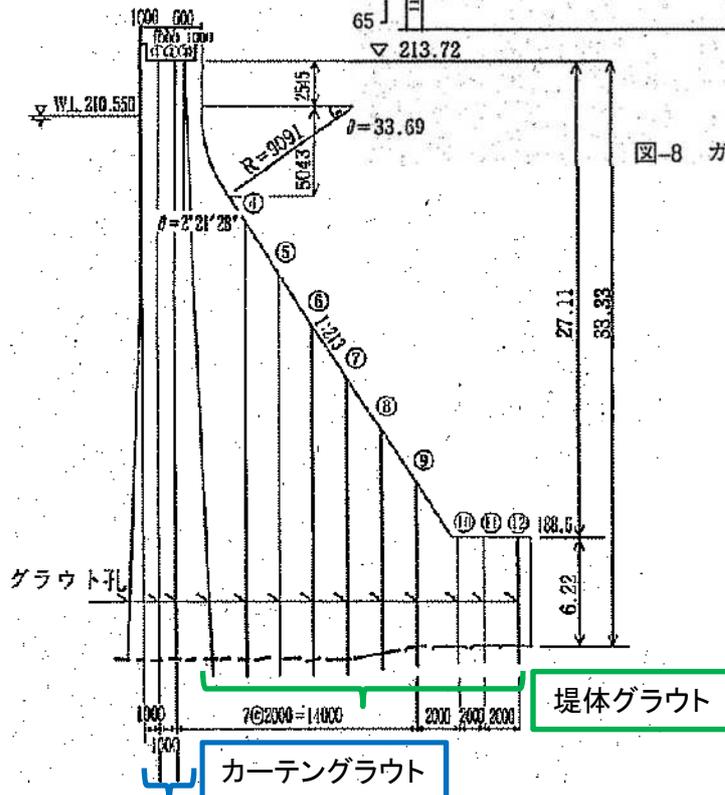


図-7 グラウト標準断面図

4. 補強工法の検討

- 明治時代に建設されたため、地震力は考慮されていない。そのため、現行のダム設計基準（建設省河川砂防技術基準（案）H9.10）に適合させる
  - ・水平震度は、震災時を $k=0.20$ とし、常時満水時地震時ではダム設計基準に則り、 $k=0.12\sim 0.15$ の上限である $k=0.15$ とした。
  - ・満水時地震時の場合、図に示すように、堤踵部で $-1.89\text{kgf/cm}^2$ （引張応力）が発生する。滑動安全率も $F_s=3.15 > 4$ であり設計基準を満たさない。
  - ・そのため、①発生する引張応力に対して鉄筋による補強、②プレストレスの導入による引張応力の解消、③堤体の増築による補強、について検討し、技術面及び維持管理上の点から③堤体の増築による補強とした。
  - ・増築位置は、常時満水位以下となって乾燥収縮等の問題が少なく、かつ歴史的景観に配慮して上流側とした。
  - ・増築部分のコンクリート打設は、現堤体への影響を考慮して、表面の石張りを撤去せずに行うこととしたため、新コンクリートと現堤体の間知石の一体化が問題になった。
  - ・そのため、増築部の接触面に発生する応力分布状態を有限要素法で解析し、堤体下部の打継面にアンカー筋でせん断補強することとした（補強筋不要範囲もメッシュ間隔を大きくして補強筋を配置）。
  - ・コンクリートの打設時期は真夏を避け、1回の打設量を制限した。現場の気温と打設後のコンクリート内部温度差を考慮して、冬期に打設するフィレットは打設高さを $0.75\text{m}$ に制限した。また、春以降は目地間隔を $15\text{m}$ から $7.5\text{m}$ に変更するなど細心の注意を払ってひび割れ防止に努めた。

表-2 現堤体形状における安定計算結果

水位条件	水位 (Kop. m)	せん断安全率 n (滑動)	判定	上流端応力 $\sigma_u$ (tf/m <sup>2</sup> ) (転倒)	判定	上流端応力 $\sigma_d$ (tf/m <sup>2</sup> ) (圧壊)	判定
設計洪水水位	212.790	5.90	○	-1.30	×	72.8	○
サーチャージ水位	212.540	4.99	○	-15.7	×	87.2	○
常時満水位	210.545	4.69	○	-18.0	×	90.1	○
安定条件		$n > 4$		$\sigma_u > 0$		$\sigma_d < \text{許容応力度}$	

- 設計せん断強度は、過去に行ったグラウト工事での岩盤コアから大部分が新鮮で堅硬な岩（C<sub>M</sub>級）であったため、類似地質のせん断強度を参考に  $c=120\text{tf/m}^2$ ,  $\phi=45^\circ$  とした。
- 現堤体コンクリート強度は、過去に行われた強度試験の結果から  $1500\text{tf/m}^2$  ( $150\text{kg/cm}^2$ ) であり、安全率4で除した  $375\text{tf/m}^2$  を許容圧縮応力度とし、許容引張応力度  $37.5\text{tf/m}^2$  とした。ただし、地震時（サーチャージ水位、常時満水位には地震力を考慮することになっている。）については、それぞれ割増率1.3をかけた  $488\text{tf/m}^2$  および  $48.8\text{tf/m}^2$  とする。
- 地震力は重力式ダムの設計基準に示す設計震度（ $K=0.12\sim 0.15$ ）の上限値  $K=0.15$  を用いた。

表-3 補強後の安定計算結果

水位条件	水位 (Kop. m)	せん断安全率 n (滑動)	判定	上流端応力 $\sigma_u$ (tf/m <sup>2</sup> ) (転倒)	判定	上流端応力 $\sigma_d$ (tf/m <sup>2</sup> ) (圧壊)	判定
設計洪水水位	212.790	7.13	○	15.7	○	60.3	○
サーチャージ水位	212.540	5.94	○	4.8	○	71.2	○
常時満水位	210.545	5.51	○	1.7	○	74.4	○
安定条件		$n > 4$		$\sigma_u > 0$		$\sigma_d < \text{許容応力度}$	

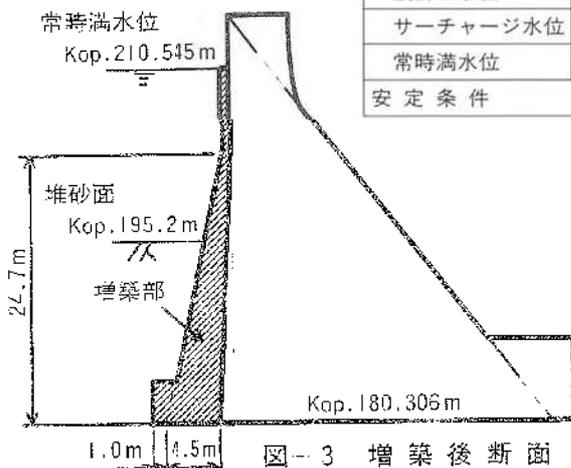


図-3 増築後断面

参考資料:新潟県資料(HP)、川西ダム等復旧検討委員会資料(新潟県)

**1. 施設概要(基本諸元)**

※諸元・写真は日本ダム協会HPより引用

項目	諸元
ダム名	川西(かわにし)ダム
所在地 (河川名称)	新潟県十日町市新町新田 (信濃川水系南沢川)
目的/形式	かんがい/アースダム
堤高/堤頂長/堤体積	43m/170m/348千 $m^3$
総貯水容量/有効貯水量	1,215千 $m^3$ /1,118千 $m^3$
ダム事業者	新潟県
着工/竣工	1972/1980

**2. 被災の状況(メカニズム)**

## (1)被災日時

- 2004(H16)年10月23日17:56 新潟県中越地震(M6.8)

## (2)被災の概要

## 1)堤体

- 堤頂部にクラック発生、上流法面ですべりが発生し、沈下亀裂が生じた。
  - ・地震により堤体表層部が上流側下方に変位
  - ・堤頂部クラックはコア材天端付近までのクラックが数カ所で発生
  - ・堤体右岸部は沈下により非越流標高が不足
  - ・すべりは表層浅部(2m以下)、ブロック張のズレは最大12cm程度

## 2)洪水吐

- 左岸側コンクリートが倒壊、水路内に土砂が堆積

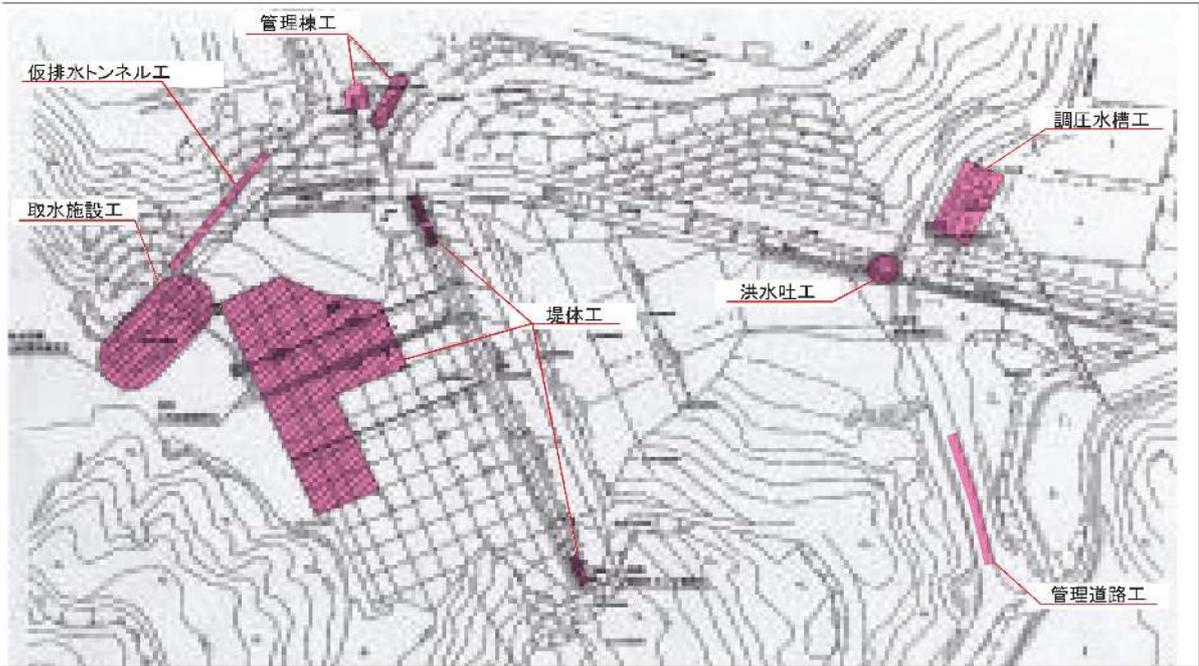
## 3)取水設備

- 縦壁及び取水施設受け台が破損

## 4)その他

- 管理施設(ITV,水位計等)が破損、付帯施設の調圧水槽、管理道路で地盤沈下により機能支障

- 復旧後の試験湛水中に、仮排水路トンネル内の土砂吐管断面に変位が発生、通廊壁部にクラック・はらみ出しが発生、天井部から漏水(新たな被災;2006(H18)2月)



川西ダム被災平面図



堤体上流法面被災状況



管理棟被災状況



洪水吐被災状況



取水施設被災状況



管理道路被災状況



仮排水路トンネル道跡復旧前



調圧水槽被災状況

### 3. 復旧工法の検討

#### <工事概要>

- ・ 堤体上（堤頂）：盛土（コア材）V=156m<sup>3</sup>、舗装A=246m<sup>2</sup>
- ・ 堤体工（上流法面）：掘削・盛土（ブレンド材）V=6,660 m<sup>3</sup>、張ブロックA=3,341m<sup>2</sup>
- ・ 洪水吐工：コンクリート擁壁V=98m<sup>3</sup>
- ・ 取水施設T：コンクリート擁壁V=89.8m<sup>3</sup>、取水設備N=1式
- ・ 管理棟工：ブロック積みA=62.6m<sup>2</sup>、場内舗装A=95m<sup>2</sup>、管理棟内計器盤N=1式
- ・ 観測監視施設：ITV設備N=1式、水位計N=2基、風向風速計N=1基、設備配線N=1式
- ・ 附帯設備工：湧水水槽場内舗装A=233m<sup>2</sup>、管理道路舗装A=224m<sup>2</sup>
- ・ 仮排水トンネル上：変位抑止上（H鋼切梁）L=52m、漏水対策上（セメントミルク注入）N=41孔、ドレーン孔N=12孔

#### 1)堤体

- 天端標高の不足する堤頂部は、被災箇所路盤50cmまで既設コア材を撤去、建設中の松葉沢ダムのコア材で盛土し、舗装復旧
- 堤体上流法面盛土材は、当初、現堤体は撤去し、松葉沢ダムの土取場材料で盛土する計画であったが、土質試験の結果、本ダム設計数値に満たないことが判明したため、現堤体材と購入砕石を混合したブレンド材を使用
- 張ブロック材はできる限り再利用

#### 2)洪水吐

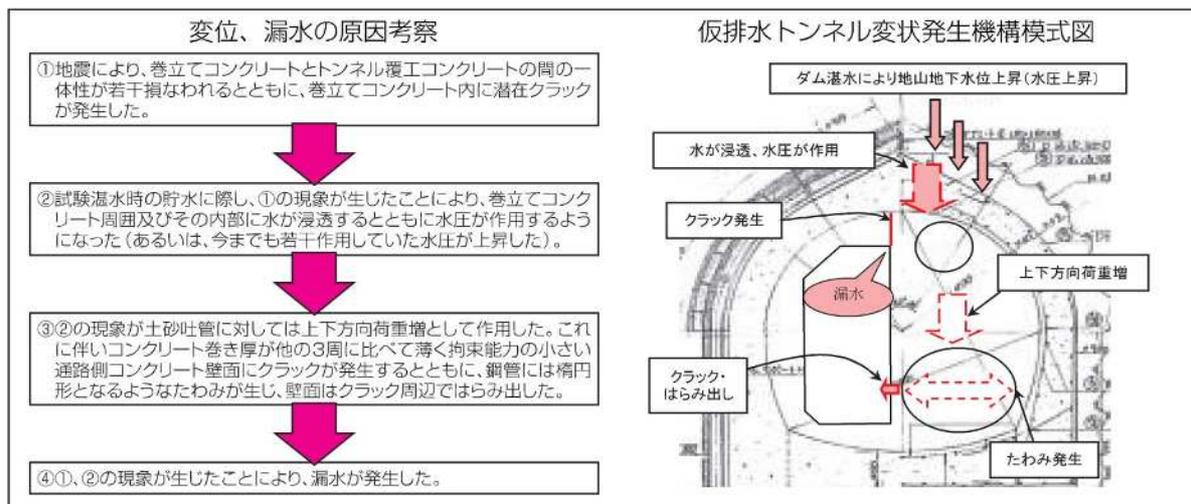
- 倒壊、変位を起こした1スパンを撤去し、新設。

#### 3)取水設備

- 被災した豎壁は撤去せず、内側にコンクリート重力式擁壁を増設。受け台は既設に新受け台を付け足し。

#### 4)仮排水路トンネル(新たな被災箇所)

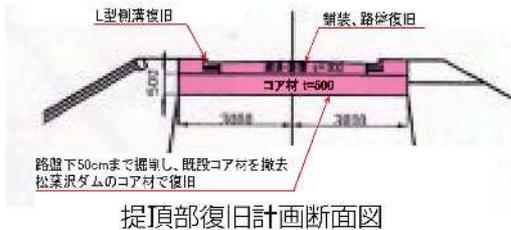
- 以下の要因考察により、対策を実施



天井部からの漏水

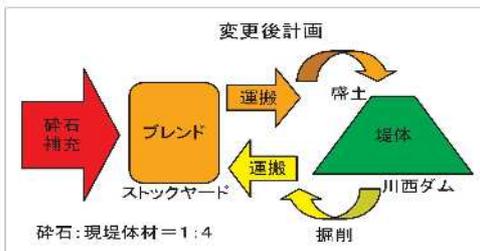
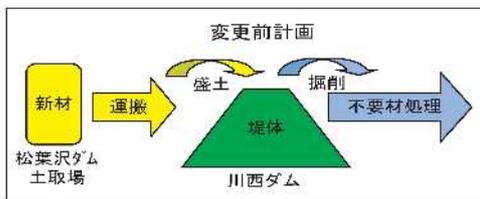


壁面のクラック、はらみ出し



堤体盛土締め固め仕様

	使用機種	まきだし厚	転圧回数
土質試験により当初設定した仕様	8t級振動ローラー	40cm	8回
盛土試験により最終決定した仕様	11t級振動ローラー	40cm	6回



堤体上流法面復旧計画変更概念図



ストックヤードでの盛土試験状況



堤体盛土状況 (11t級振動ローラー)



堤体上流法面復旧完了



管理棟復旧完了



洪水吐復旧完了



取水施設復旧完了



調圧水槽復旧完了



仮排水トンネル通廊復旧完了

## 1. 施設概要(基本諸元)

※諸元・写真は日本ダム協会HPより引用

項目	諸元
ダム名	藤沼(ふじぬま)ダム
所在地 (河川名称)	福島県須賀川市滝 (阿武隈川水系江花川)
目的/形式	かんがい/アースダム
堤高/堤頂長/堤体積	18.5m/133m/99千 $m^3$
総貯水容量/有効貯水量	1,504千 $m^3$ /1,504千 $m^3$
ダム事業者	福島県
着工/竣工	1937/1949



## 2. 被災の状況(メカニズム)

福島県農業用ダム・ため池耐震性検証委員会報告書より引用

## (1)被災日時

- 2011(H23)年3月11日14:46 東北地方太平洋沖地震(M9.0)

## (2)被災の概要

## 1)本堤

- 本震により、上部盛土の大部分が流出し、中部～下部盛土の下流側も流出。
- 構造物の移動状況から、初めに堤体上部の石積み貯水池側へ崩落し、その後、堤体中央からやや右岸よりの部分で波返工(パラペット)構造物が大きく貯水池側へ移動。
- 残存する滑落崖、すべり面、及び移動層の状況から、貯水池側及び下流側に堤体すべりが発生したことを確認。

## 2)副堤

- 貯水池側へ幅55m、長さ25m、深さ3m以上の堤体すべりが発生し、その前縁で二次すべりが発生。

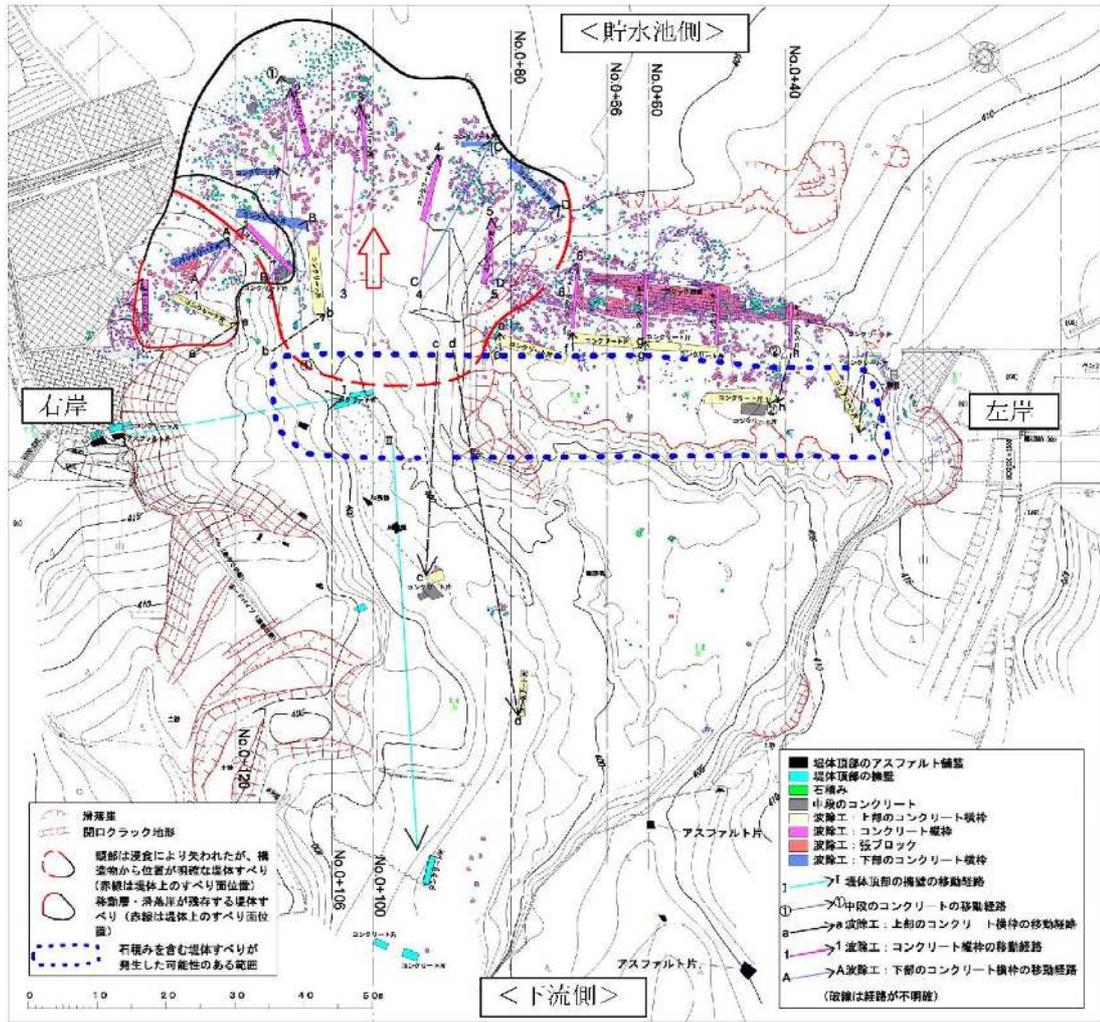


図-1 藤沼ダム（本堤）の構造物移動状況

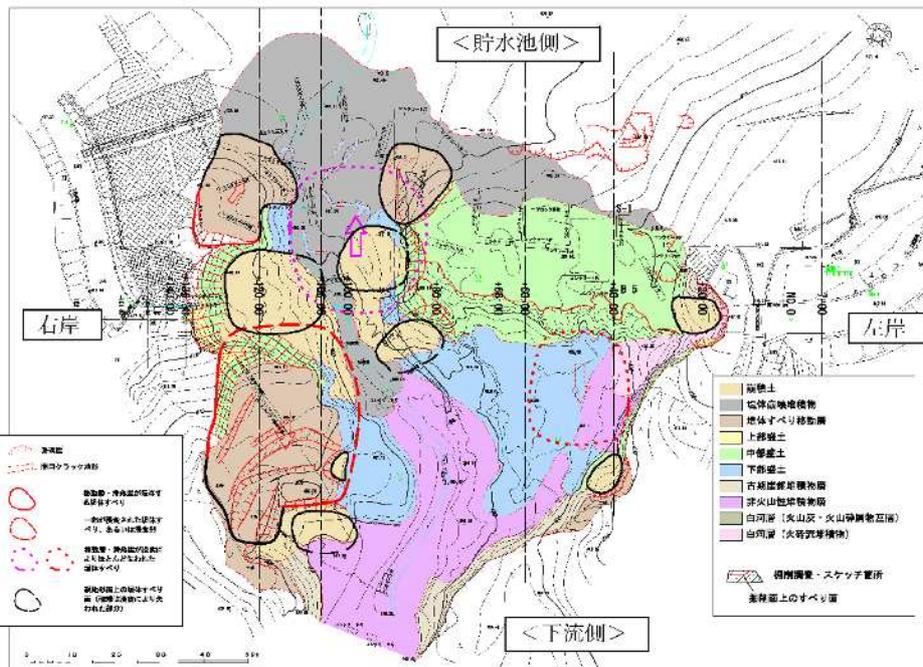


図-2 被災後の藤沼ダム（本堤）地質平面図と地形・地質から想定される堤体すべり

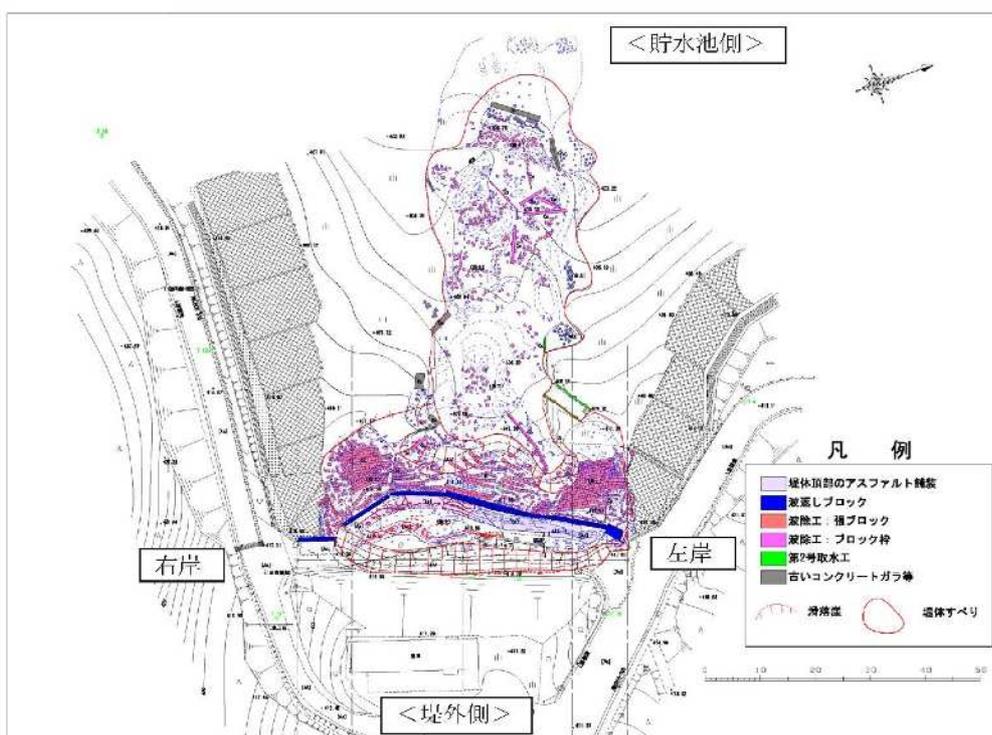


図-3 副堤の構造物損壊状況と堤体すべり

### (3)被災の要因

- 藤沼ダム決壊の素因は、上部盛土と中部盛土の状態にあり、その誘因は強い地震動とこの強い地震動が長時間継続したことであると判断。
- 現地調査、土質試験及び解析的手法による検証結果を総合し、下記の知見を得た。
  - ・地震応答解析によると堤頂部の地震動が最大442galに達し、かつ「50gal以上の地震動が100秒間も継続した」過去にない地震動であったこと。
  - ・堤体は全体的に締固め度が近代的な施工方法に比較すると小さく、地震時には非排水条件になると堤体盛土の強度は小さい。特に、砂分に富む材料からなる上部盛土は、水で飽和されている部分があり、今回のような地震動を受けるとさらに強度低下を示すことが判明したこと。
  - ・本堤の盛土部分と類似する材料からなる副堤でも堤体すべりが発生しており、砂分に富む盛土の土質が本堤の決壊要因の一つであると言えること。
  - ・副堤の堤体盛土に発生したすべりでは、その底面が施工時期の異なる盛土の境界に帰省されており、本堤においても施工時期の違いによる盛土の締固め度の違いがすべりの発生に関与している可能性があること。

3. 復旧工法の検討

福島県藤沼ダム復旧委員会資料(第1回～第6回)より引用

<復旧方針>

○ 耐震設計の考え方 (第2回委員会資料)

地震により被災した藤沼ダム復旧にあたっては、復旧後の耐震性能について以下の考え方に基づく。

- ・基本設計は現行基準レベル1に基づいて行う。
- ・被災要因となった3.11地震動を受けても堤体の安定性が確保されることを確認する。
- ・レベル2地震動による耐震設計では、破壊的な状況が生じない性能であること。

○ 対象施設の整理

復旧設計において対象とする施設及び整備方針について下表にとりまとめた。

表-1.1 藤沼ダム復旧における整備対象施設と整備方針

施設名称	内容	整備方針	備考
堤体	貯水容量 (満水位)	貯水容量は被災前と同様とする	・ダム常時満水位 F. W. L. 414.90
	堤高	天端高さは堤体の安定性検討を踏まえ、現行基準に基づいた必要余裕高「以上」を確保できるものとする。 堤体の基礎地盤標高は、地質調査結果に基づき決定する。	・旧堤体の本堤および副堤天端標高は EL. 417.40 ・旧堤体の余裕高は「ため池整備」に基づくとクリアする。但し <b>ダム基準に基づくと越流水深を確保できないため、堤高の嵩上げが必要</b> (次頁以降にて概略計算)。
	堤体の型式	基礎地盤調査に基づきダム形式を決定する	・平成24年度地質調査より、コンクリートダムの建設は困難。よってフィルダム形式を選定
	堤体の規模	安定解析結果(地震動含む)に基づき堤体規模(断面形状)を決定する	・天端標高変更に伴い、堤頂長についても変更される可能性有り
堤体観測設備	堤体挙動の監視計器設置 気象・水象観測計器の設置	【堤体挙動観測計器】 ・堤体内水位観測(間隙水圧計) ・浸透量観測施設 ・表面変位計 【気象・水象観測装置】 ・貯水地水位計 ・雨量計 ・地震計	・旧堤体では浸潤線観測孔のみ
洪水吐	設計洪水量	現行基準に基づき、設計洪水量の見直しを行う	・旧堤体は本堤にのみ設置 ・旧堤体諸元では設計洪水量 $Q_{100} = 11.06 \text{ m}^3/\text{s}$ (1/100年確率として計算)
	施設規模	見直し後の洪水量により、現況洪水吐の能力を照査する	・天端標高、常時満水位を固定すると越流水深を確保できない。堤体の嵩上げに加え、堰の延長が必要になる。
取水施設	緊急放流能力の検証	復旧後のダム貯水位管理を見据え、取水施設(取水トンネル含む)の緊急放流能力を確認する	・既設では緊急放流の定め無し ・緊急放流施設として整備する際は放流施設(流量調節ゲート)の設置を検討する
下流河川	流下能力確認	下流河川の無害放流量を確認する	・下流河川の流下能力によりダム貯水位操作が規制される
ダム管理操作規定		ダム管理基準値の設定 ダム管理操作規定の作成 (日常点検マニュアル、緊急時対応マニュアルの作成)	・日常管理、緊急時の貯水位操作等を含めた
ダム管理システム	観測データの管理および管理情報の伝達システム整備	ダム地点の情報を管理所にて一元管理し遠方への伝達システムを整備	・既設ではダム管理システムなし
警報設備	緊急時の警報設備強化	下流集落に配慮した警報伝達システム(警報局舎(サイレン)設置含む)の整備	・既設では警報局舎なし

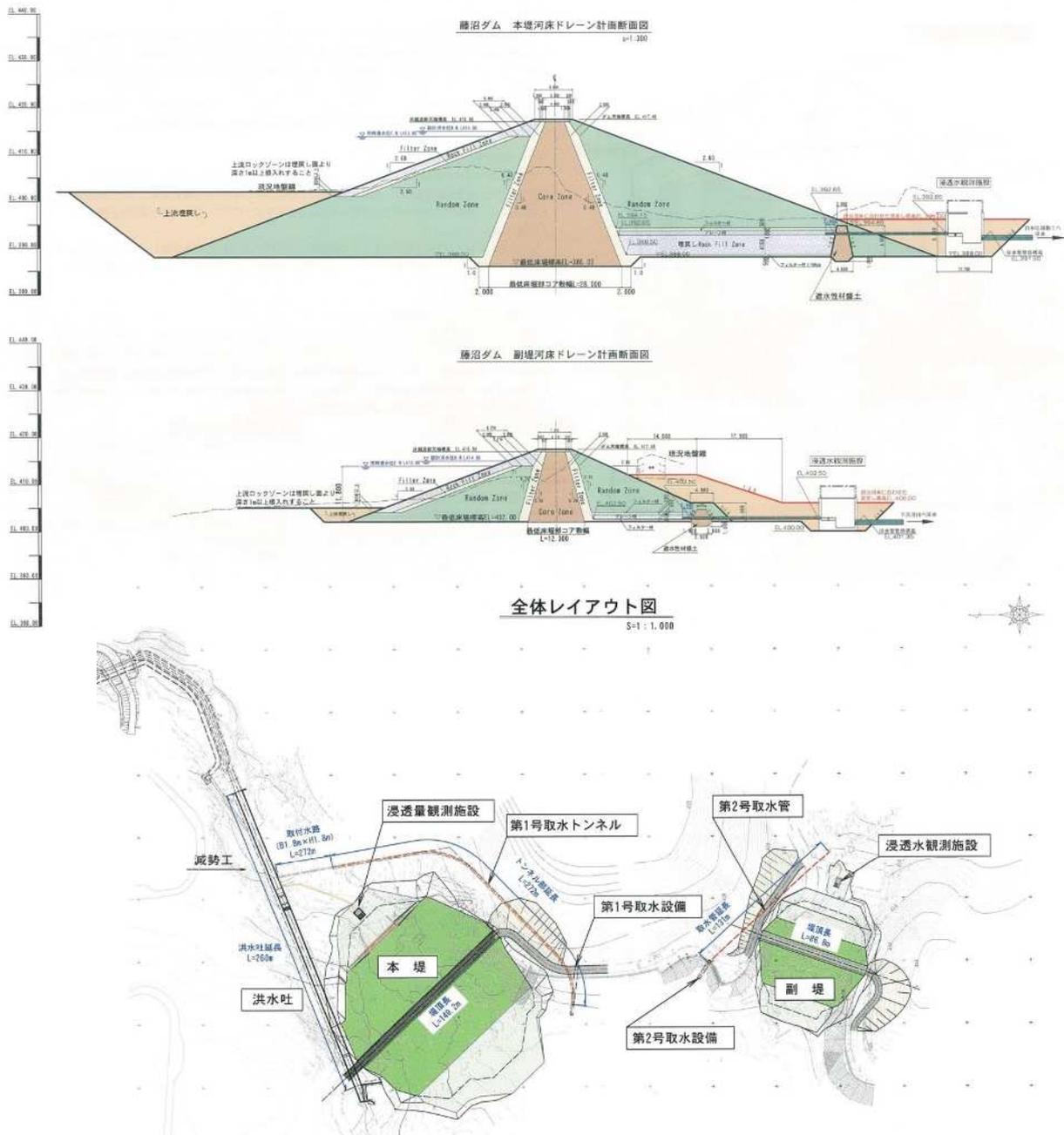
<復旧基本方針>(第5回,第6回委員会資料)

○ 堤体の復旧基本断面

- ・復旧ダム形式は、本堤・副堤ともに中心遮水性ゾーン型フィルダム※とする。
- ・遮水ゾーン上下流にはフィルターゾーンを設け、堤内の浸潤線を速やかに排除する。
- ・堤体上流面にはロックゾーンを設け、堤体の浸食防止及び安定性向上を図る(ただし上流ロックゾーンは埋戻し面以下には配置しない。)
- ・堤体下流側には浸透水観測施設を配置する。

※第2回委員会ではアースダムとロックフィルダムの概略比較を実施。

- 洪水吐は洪水量流下能力が不足するため全面改修とする。
- 緊急放流能力を有する取水放流施設を設置する。



<復旧設計の考え方>(第6回委員会資料)

○ 藤沼ダム復旧設計の基本的構想及び盛立試験に向けた確認事項について以下に整理。

### 【藤沼ダム復旧設計の基本的構想】

- ① 崩壊した旧ダムよりも圧倒的に安定している
- ② 2011年東日本大震災と同じレベルの地震動を受けても安定である
- ③ 施工は耐震性照査の結果が反映され合理的な設計と施工で上記を実現する

・従来レベル2地震動にてデザインされていないダムの安全性は、施工サイドにて確保されていた『余裕』により得られているところが多い

・すなわち施工では十分に締め固めが行われ、実質的にレベル2地震動に耐えうるレベルまで高い締め固め度が実現していた（レベル1設計にて設定した以上のせん断強度を有していた）と思われる

ただし、この「設計」と「施工」の差は、レベル2地震動に対して確固たる安全性を保証するものではない  
→ 希ではあるが、十分に締め固めていなかった場合は、レベル2地震動に耐えられない危険性がある

よって藤沼ダムでは以下の考え方に基づき、耐震性を有するダム復旧を行う。

#### 1. 室内設計検討

- ① 堤体の規模・断面は設計基準に基づいて決定する（レベル1の耐震性を有する）
- ② レベル2の耐震性能照査は、実際に機械転圧により得られる密度・せん断強度にて行う  
このため盛立試験を先に実施の上、実際に得られる密度・せん断強度を把握する必要があるが現時点では先行して盛立試験の実施が困難な状況である。よって、重機転圧にて得られる締め固めエネルギーを  $E_c = \text{JIS} \times 200\%$  相当以上と想定して耐震性能照査を実施する
- ③ 締め固め  $E_c = \text{JIS} \times 100\%$  条件においても耐震性能照査を実施する  
(ランダム材。比較及び耐震性能を有するために必要な締め固め度を把握する目的)。

#### 2. 実施工とのリンク(盛立試験確認事項)

解析条件と実施工をリンクさせるためには以下の課題があり、盛立試験にて確認する必要がある。

- ① 限られた復旧工事期間にて、効果的かつ効率的な築堤を行う必要がある。
- ② ばっ気量を過大に設定した場合には、コストの増加・工事期間の延長につながる（かんがい用水の確保が遅れる）。その一方、重機転圧エネルギーに対して湿潤側となる施工含水比（飽和度）とした場合には、ウェーピングの発生および盛土内に過剰間隙水圧が発生することとなり、十分な締め固め効果が得られない。  
このため、現実的にばっ気および施工が可能な施工含水比の設定が重要な課題である。
- ③ 上記の施工含水比設定とともに、レベル2検討にて想定したせん断強度が妥当であるか、実際の施工により得られる盛土の強度を把握する必要がある（設計と施工に差を生じさせない・現実的に得られる現場状況とレベル2耐震性能照査条件がリンクしている必要がある）

参考資料:「西郷ダム災害復旧調査実施設計業務報告書」(H24.3,東北農政局)

1. 施設概要(基本諸元)

※諸元・写真は日本ダム協会HPより引用

項目	諸元
ダム名	西郷(にしごう)ダム
所在地 (河川名称)	福島県西白河郡西郷村大字鶴生 (阿武隈川水系鳥首川)
目的/形式	かんがい/アースダム
堤高/堤頂長/堤体積	32.5m/220m/360千m <sup>3</sup>
総貯水容量/有効貯水量	3,299千m <sup>3</sup> /3,064千m <sup>3</sup>
ダム事業者	東北農政局
着工/竣工	-/1955



2. 被災の状況(メカニズム)

(1)被災日時

- 2011(H23)年3月11日14:46 東北地方太平洋沖地震(M9.0)

(2)被災の概要

1)堤体

- 天端のクラック
- 天端波返し of 段差・開き
- 上流法面の段差・不陸及び法止コンクリートのクラック・変形

2)付帯構造物

- 洪水吐導流壁部のクラック
- 洪水吐トンネル部のクラック
- 取水トンネル部のクラック
- 右岸法面保護工の崩落
- 右岸緑地帯部のクラック



①大端のクラック



②大端波返しの段差・開き



③上流法面の段差・不陸



③法止コンクリートのクラック・変形



④洪水吐導流壁部のクラック



⑥洪水吐トンネル部のクラック



⑥取水トンネル部のクラック



⑦右岸法面保護工部の崩落



⑧右岸緑地帯部のクラック

### 3. 復旧工法の検討

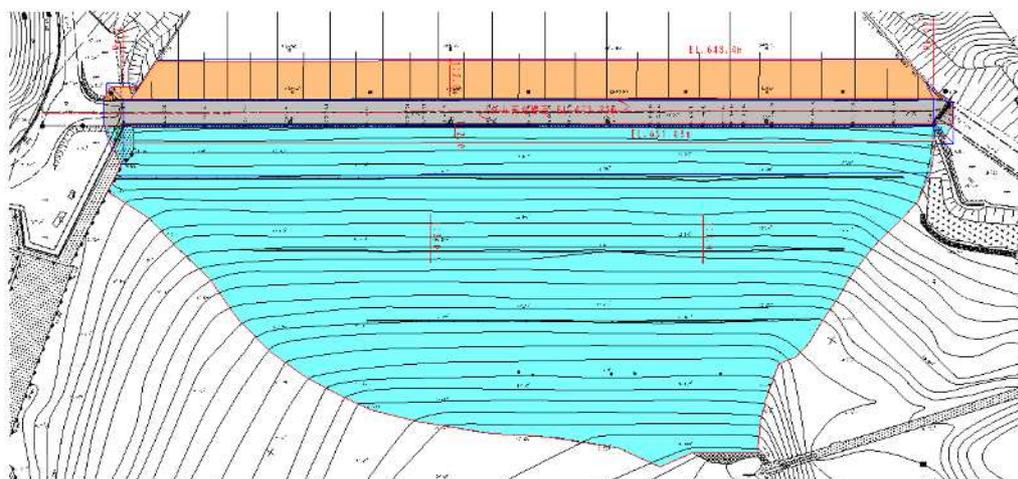
#### 1) 堤体

#### <復旧方針>

- 西郷ダム堤体では、ダム天端部のダム軸方向開口クラック、堤体上流法面保護層部の滑動、堤体上流パラペット擁壁の変状が主たる被災状況として確認された。
- 復旧工は、ダム天端クラックの撤去、堤体上流法面保護層部の撤去、堤体天端上流部のパラペットを撤去し、地震動に対する安全性の向上を図る方針とする。

#### <撤去範囲の決定>

- 復旧工における堤体の撤去範囲は次のとおりとする。
  - ・堤体天端部は、被災状況調査で確認した「天端クラックの到達深度」、「クラック下端掘り下げ深さ」、「コーン貫入不可深度」、「波返し変状状況」から下図に示す形状とする。



復旧工における撤去範囲と撤去形状

・堤体上流斜面部は、「堤体上流変状範囲」、「クラック深さ」、「法面保護層深さ」、「軟弱面分布状況」から下図の形状とする。

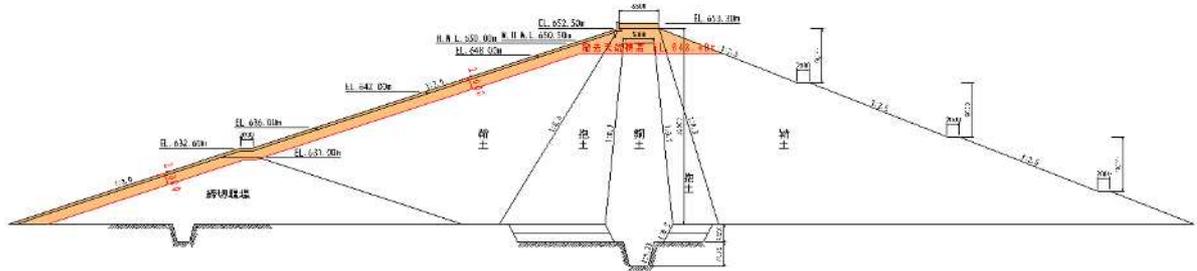
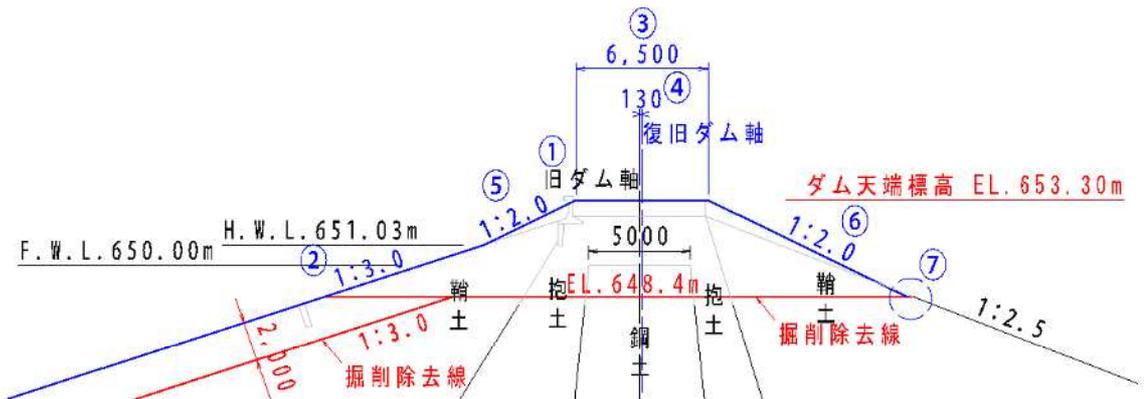


図 3.2 復旧工における撤去範囲と撤去形状(断面図)

### <復旧工標準断面の決定>

#### (1) 堤体表面形状の決定

堤体表面形状は、次に示す要領で決定した(項目番号は、下図中の青色数字の番号に対応)。



- ①：堤体上部のバラベットの、地震による被災をうけていることから撤去する。
- ②：上流法面勾配は現形復旧を基本とし、1:3.0とする。
- ③：ダム天端は、既設断面と同じ天端幅6.5mとする。
- ④：復旧ダム軸は、旧ダム軸とほぼ同じ位置(旧ダム軸から0.13m下流へシフト)する。
- ⑤：設計洪水位(H.W.L. 651.03)より上位となる再盛土部の上流法面勾配は1:2.0とする。
- ⑥：下流法面勾配は、下流腹付け盛上が発生しない勾配1:2.0とする。
- ⑦：調査結果より、下流法面形状を作出したところ、掘削除雲壁(EL. 648.4m)位置において再盛立の法完が収まることを確認した。また、安定計算により所要の安全率1.20以上を確認した。(P.3-11)



2)付帯構造物

<復旧方針>

- コンクリート構造物のクラック箇所は、充填工法等により補修
- 右岸法面保護工の崩落箇所は、崩土を撤去後、吹付法枠による復旧を計画
- 右岸緑地帯部のクラック箇所は、クラック深度以下までを掘削後、再盛土による復旧を計画。

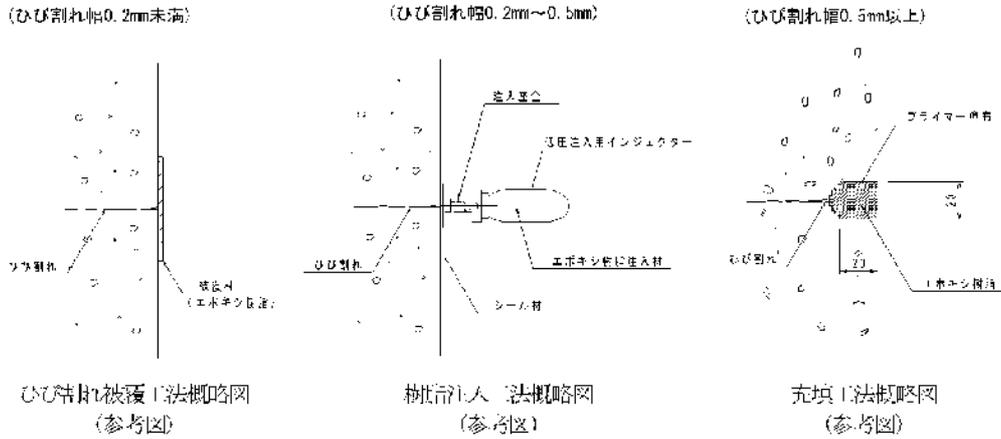


図.コンクリート構造物復旧

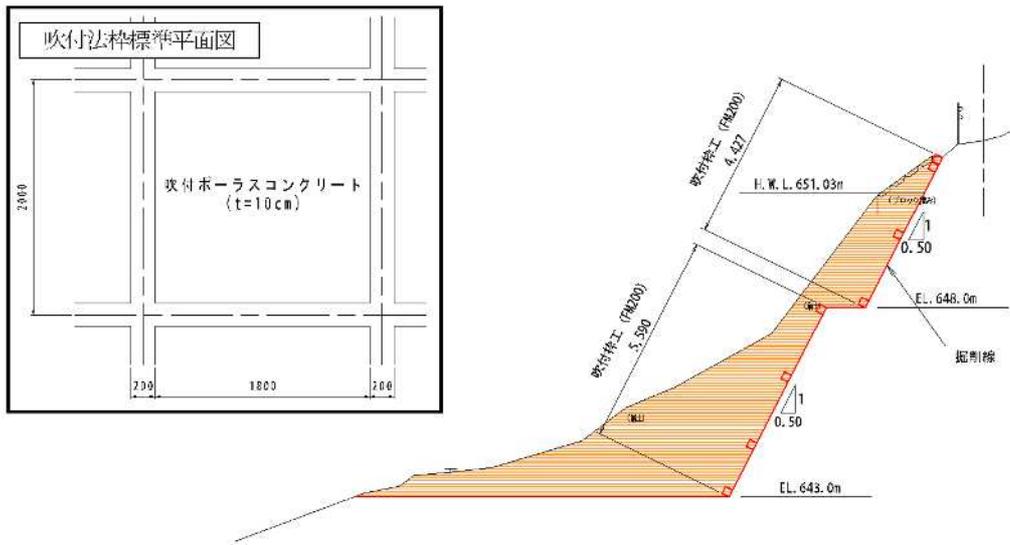


図.右岸法面保護工復旧

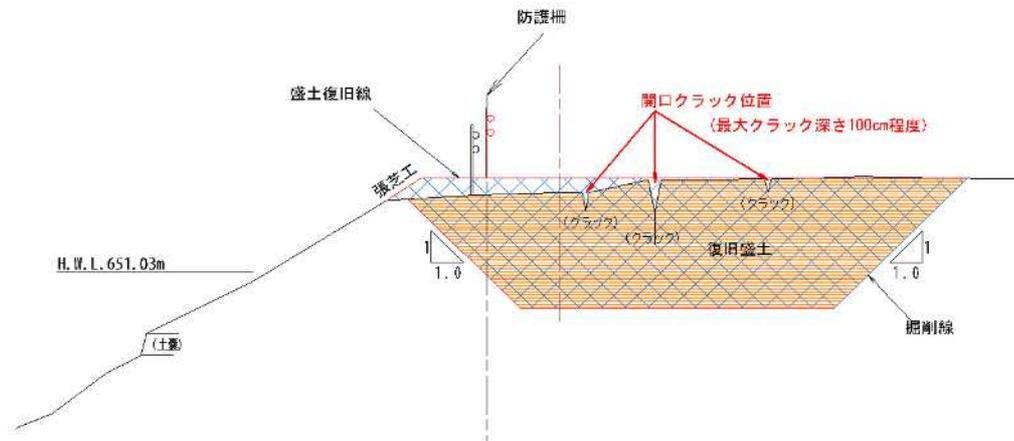


図.右岸緑地帯部復旧





図 2-2 旧堤掘削土の仮置場

(2) 堤体復旧工

- 1) 堤体右岸先行部の盛立  
堤体右岸1.3kmの仮置き場から堤頂部の材料を搬入するための道路を構築するため、搬入道路を兼ねて右岸部を先行して盛立立てる。取切は標準部と同様にブルドーザー(10t級)で行い、新固めはタンピングローラー(11t)で行う。  
なお、右岸の足着部は、標準盛立の進捗に合わせて都度行う。
- 2) 中央部・左岸部の盛立  
右岸先行盛立完了後、堤体右岸1.3km地点の仮置き場においてバックホウ(10t積0.8m<sup>3</sup>)でダンフトラック(10t)に積込み、右岸先端からの盛立材料を堤体内に搬入する。取切はブルドーザー(10t級)で行い、新固めはタンピングローラー(11t)で行う。  
なお、右岸部は、盛立の進捗に合わせて都度行う。

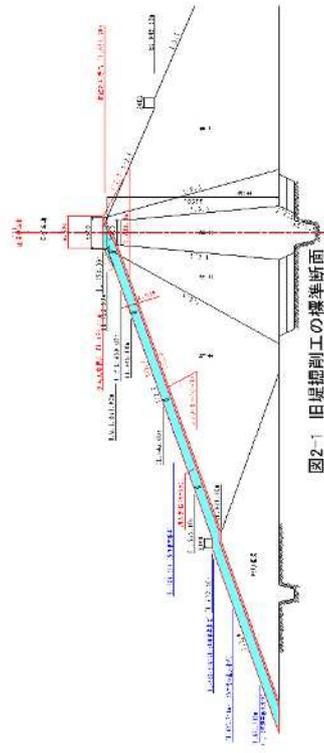
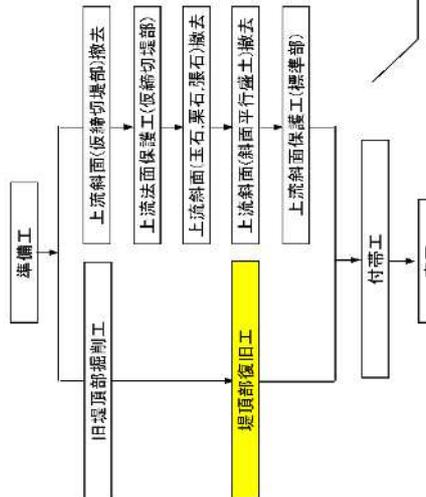


図 2-1 旧堤掘削工の標準断面



西郷ダム堤体復旧工事の施工フロー図

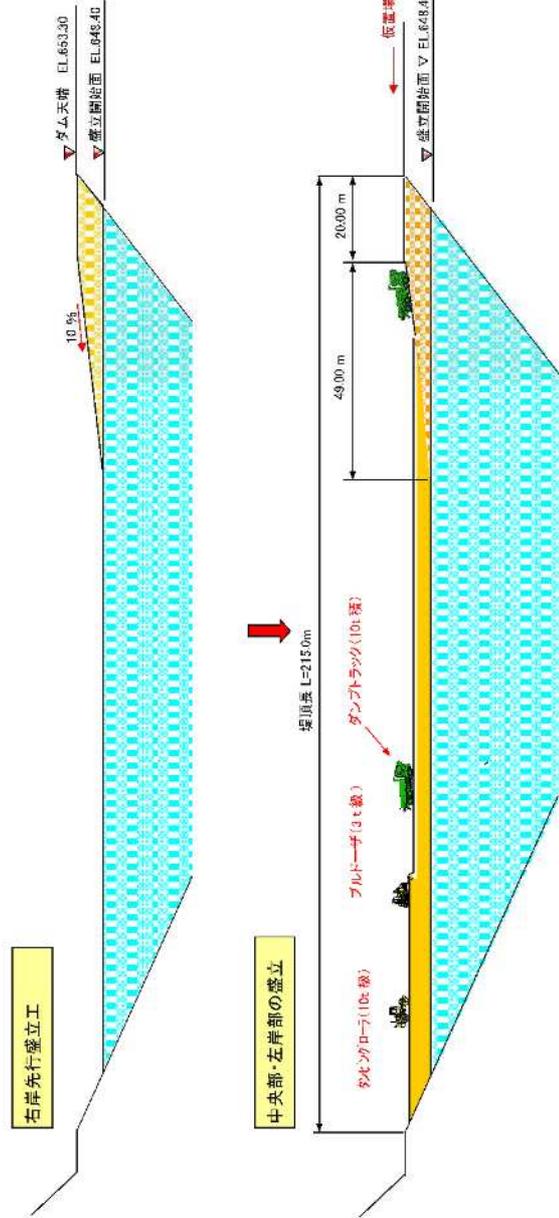


図 2-3 堤体復旧方法



参考資料:「羽鳥ダム災害復旧調査実施設計業務報告書」(H24.3,東北農政局)

1. 施設概要(基本諸元)

※諸元・写真は日本ダム協会HPより引用

項目	諸元
ダム名	羽鳥(はとり)ダム
所在地 (河川名称)	福島県岩瀬郡天栄村大字羽鳥 (阿武隈川水系鶴沼川)
目的/形式	かんがい/アースダム
堤高/堤頂長/堤体積	37.1m/169.5m/318千m <sup>3</sup>
総貯水容量/有効貯水量	27,321千m <sup>3</sup> /25,951千m <sup>3</sup>
ダム事業者	東北農政局
着工/竣工	-/1956



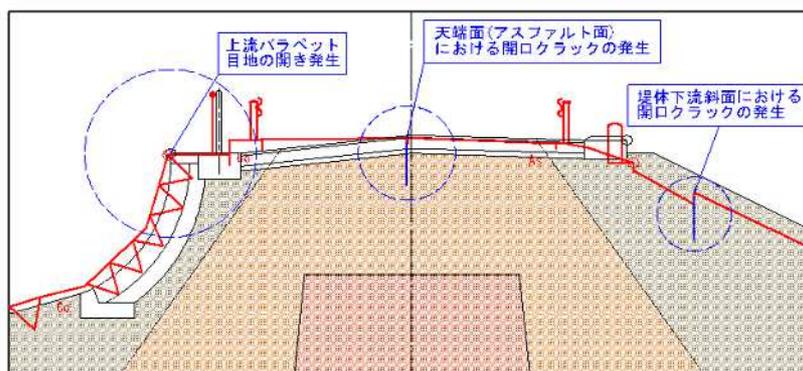
2. 被災の状況(メカニズム)

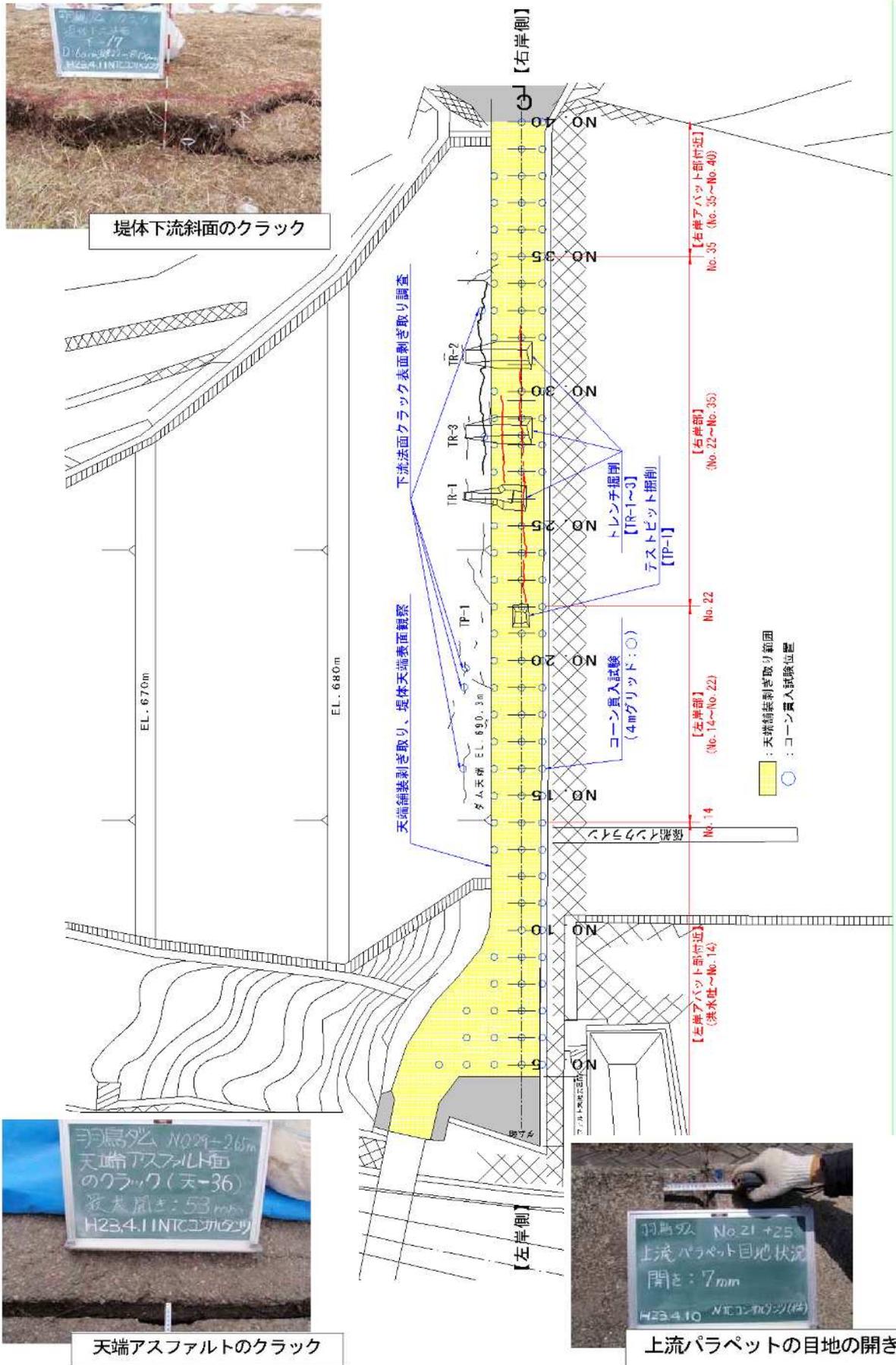
(1)被災日時

- 2011(H23)年3月11日14:46 東北地方太平洋沖地震(M9.0)

(2)被災の概要

- 天端アスファルトの開口クラック
- 堤体下流法面の開口クラック
- 上流パラペット目地の開き
- 堤体上流法面(連結ブロック)の割れ



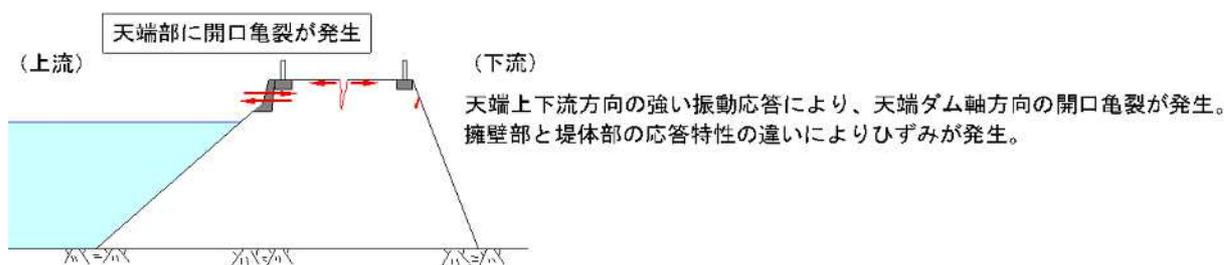
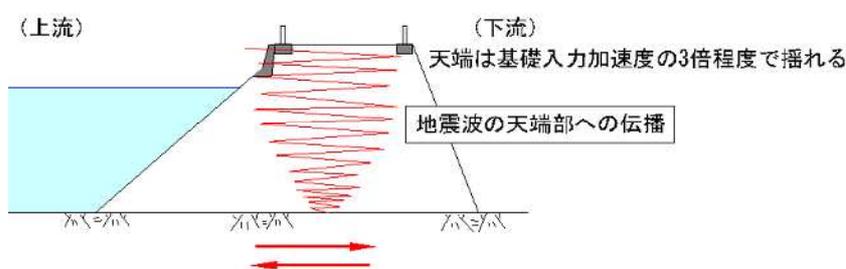
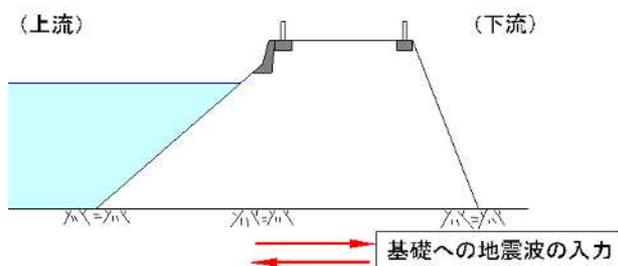


二次調査位置平面図

(3)被災のメカニズム

ダム天端の被災メカニズムについて、地震による過去の被災事例を考慮し、下記のように推定。

- ①天端が大きく揺すられたことによる引張力により開口クラックが発生
- ②上流パラペットと堤体(土)の応答特性(慣性力)の違いによってパラペット部が破損



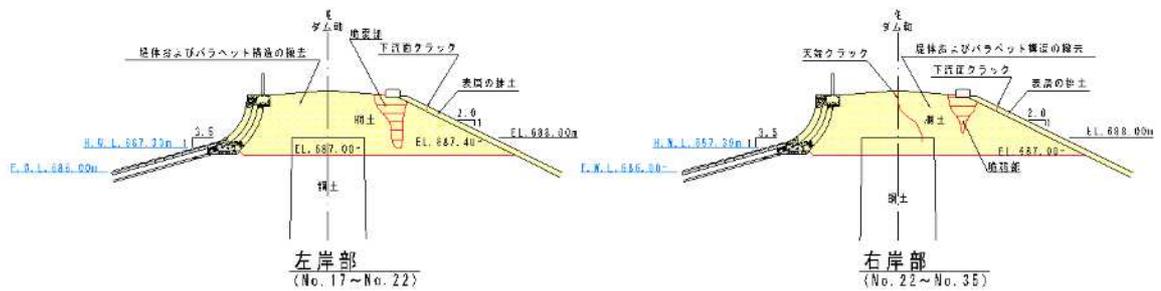
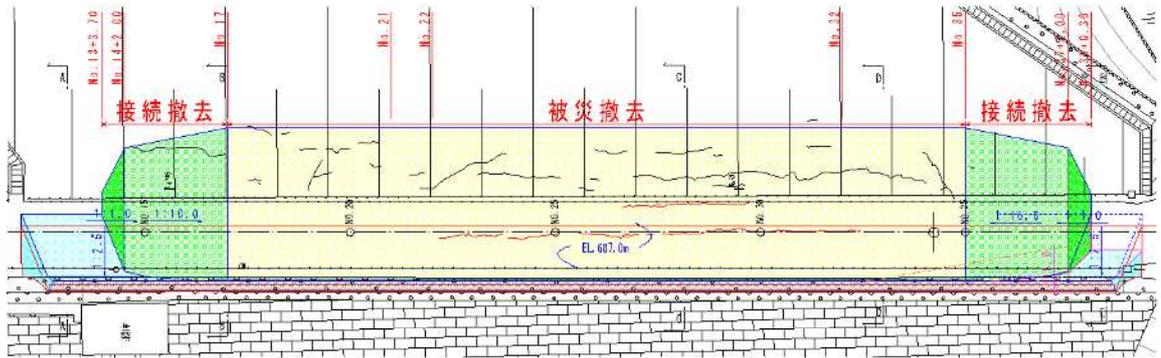
3. 復旧工法の検討

<復旧方針>

- 堤体天端上流部のパラペット構造を撤去し、地震動に対する安定性の向上を図る方針とする。

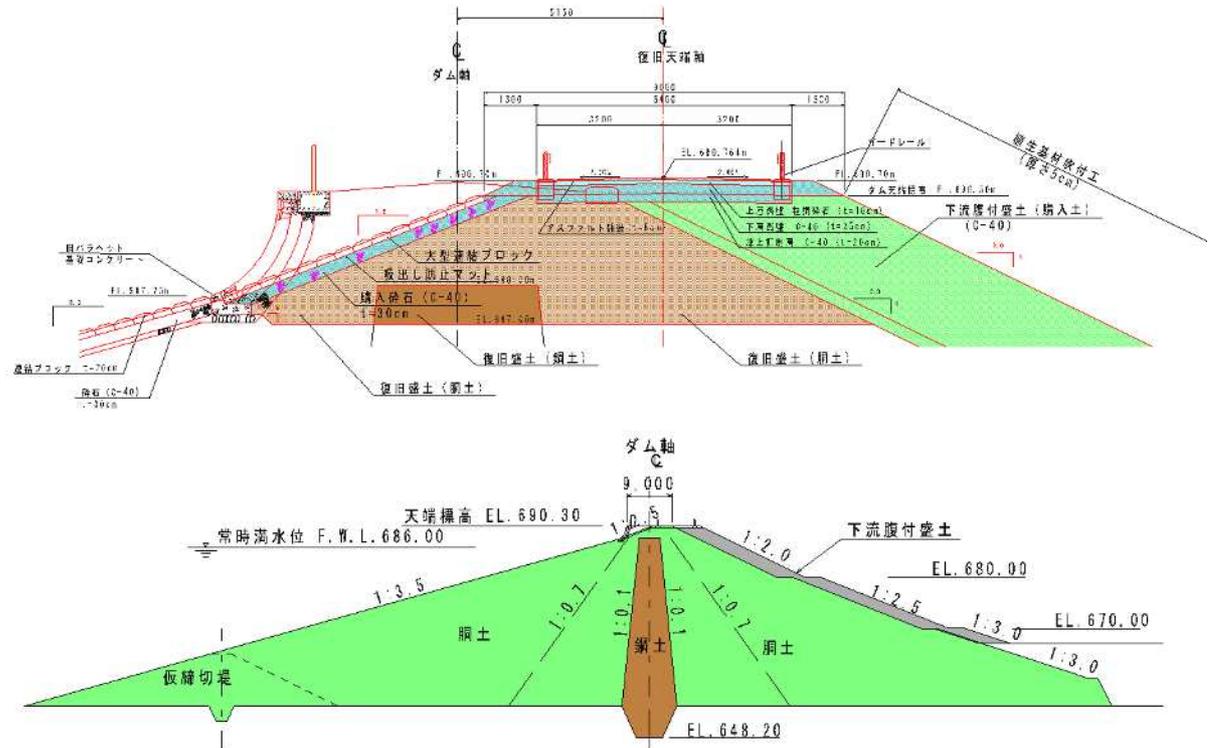
<撤去範囲の決定>

- 堤体の撤去範囲は、被災状況調査で確認した「天端クラックの到達深度」、「脆弱部の下端深度」、「下流法面のクラック分布範囲」と施工上の制限(再盛土との接続施工を考慮)から、次図の形状とする。



復旧工における撤去範囲と撤去形状

○ パラペット撤去後の形状として、下図に示すように上流側を1:2.5勾配の復旧を行い、不足する堤頂幅確保のための下流腹付け盛土を行う計画とした。



<復旧工断面の安定性評価>

- ・ダム設計基準に基づく安定計算(震度法kh=0.15)によりすべり安全率 $F_s \geq 1.2$ を確保することを確認。

【安定計算結果】

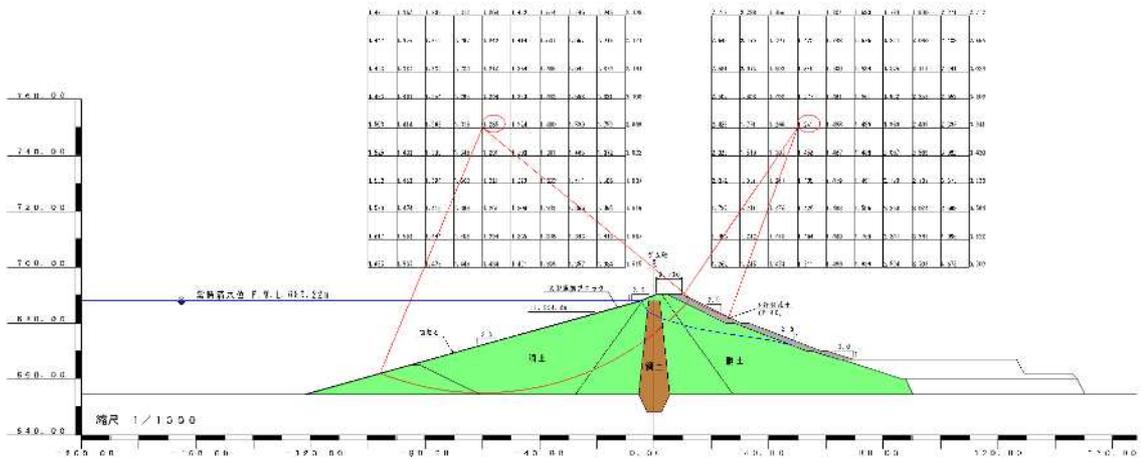
安定計算結果は、下表のとおり「上流」ともに所要の安全率 $F_s \geq 1.2$ を満足する。

安定計算結果

計算ケース	貯水池	地震動係数	地震係数	計算断面	最小安全率		
					左側	右側	平均
復旧後	貯. 888.27m	0.05倍	0.150	上流斜面	1.287	0.3.0	0.770.0
				下流斜面	1.291	0.3.0	0.770.0

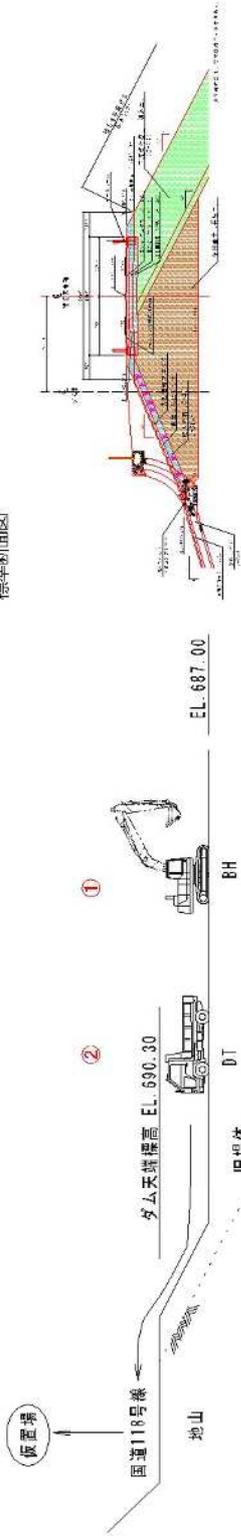
安定計算に用いたパラメーター一覧

ゾーン名	土質	凝聚力 $c$ (kN/m <sup>2</sup> )	内摩擦角 $\phi$ (度)	水中密度 $\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	飽和度 $U$ (%)	透水性 $k$ (m/d)
掘土		17.2	17.9	7.5	19	0.2
掘土		19.9	19.3	9.3	14	0.2
冠地ブロック		22.4	21.4	15.4	0	0
覆土		25.5	25.5	15.3	0	0
0-10		19.9	22.3	12.3	4	0

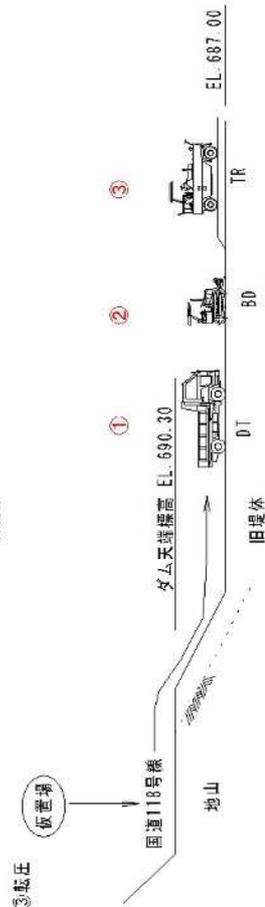




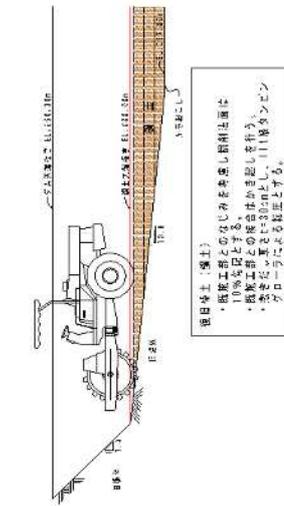
2.2 天端復旧  
①掘削 → ②搬出



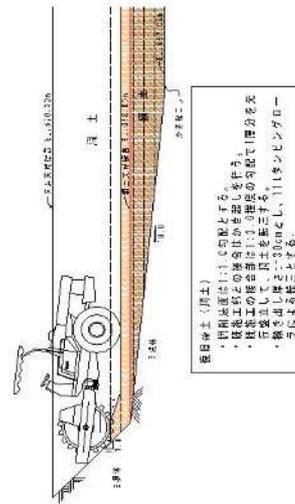
①搬入 → ②搬き出し → ③転圧



旧堤体との接合部施工

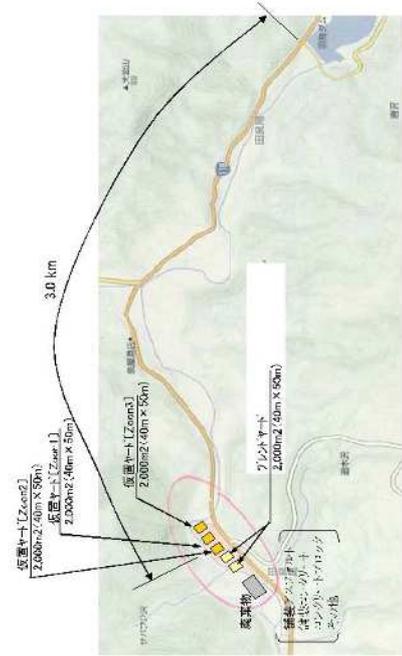


旧堤体上(旧土)  
・既設工部とのなれみれを考慮し、新削法面は10%反りとする。  
・既設工部との接合部は、掘削し、11号コンクリートで補修する。  
・新削法面は、掘削し、11号コンクリートで補修する。



新堤体上(新土)  
・新削法面は11%反りとする。  
・既設工部との接合部は、掘削し、11号コンクリートで補修する。  
・新削法面は、掘削し、11号コンクリートで補修する。  
・新削法面は、掘削し、11号コンクリートで補修する。

仮置場への平面図





参考資料:「大柿ダム復旧再生計画調査業務報告書」(H26.3,東北農政局)

**1. 施設概要(基本諸元)**

※諸元・写真は日本ダム協会HPより引用

項目	諸元
ダム名	大柿(おおがき)ダム
所在地 (河川名称)	福島県双葉郡浪江町大字室原 (請戸川水系請戸川)
目的/形式	かんがい/ロックフィルダム
堤高/堤頂長/堤体積	84.5m/262m/1,756千m <sup>3</sup>
総貯水容量/有効貯水量	19,500千m <sup>3</sup> /17,300千m <sup>3</sup>
ダム事業者	東北農政局
着工/竣工	1972/1988

**2. 被災の状況(メカニズム)**

## (1)被災日時

- 2011(H23)年3月11日14:46 東北地方太平洋沖地震(M9.0)

## (2)被災の概要

## 1)堤体

- 天端部: 上流地覆脇の開口クラック、ダム軸付近の開口クラック、下流地覆脇の開口クラック、雁行状クラック
- 天端部: 上下流地覆の上流側への変位
- 上流法面部: 法面の凹部、池敷側への変位
- 下流法面部: EL.133m小段～堤趾部水平凸部

調査は1次調査(目視)、2次調査(テストピット開削、土質試験等)と段階的に実施。



①堤体大端アスファルト舗装面における  
開口亀裂等



②上下流地覆コンクリートの継目の閉き、  
地覆へアスファルトの閉き



③上流地覆コンクリート付近での開口穴・段差



④マンホール周辺での開口



⑤アルミ高欄・地覆の釜み



⑥上流斜面上の層別沈下計管頭部の突出



⑦堤体上下流斜面の状況



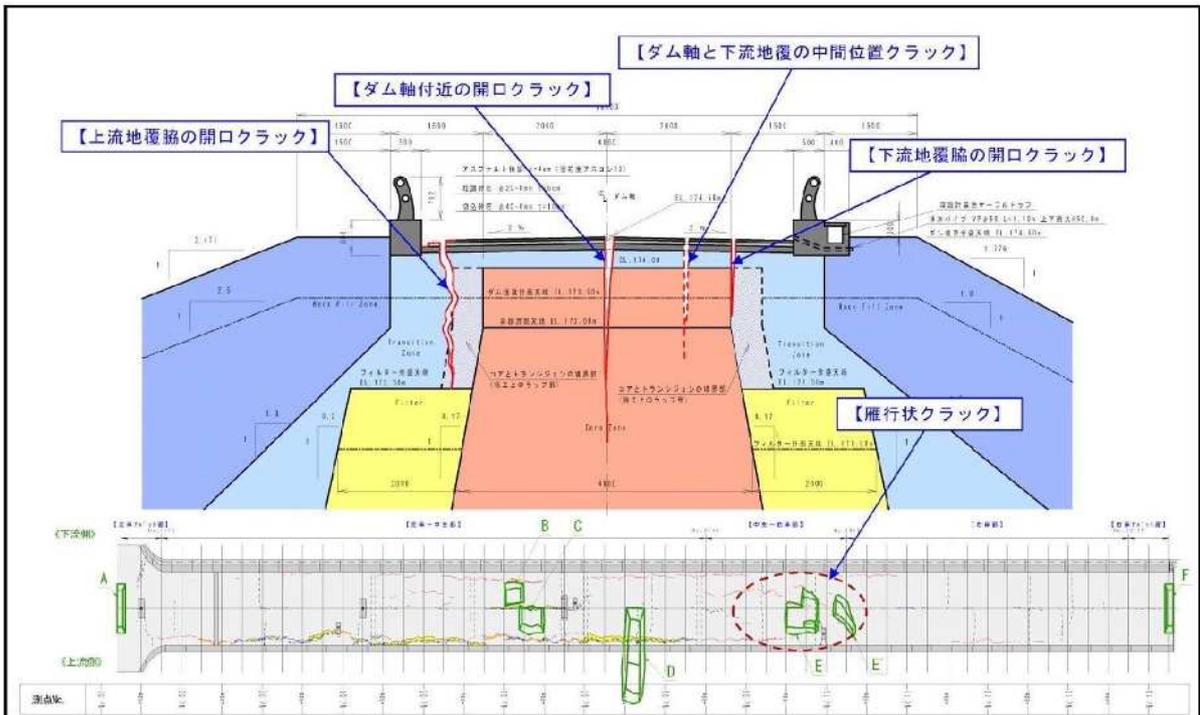
⑧堤体上下流斜面階段工の状況

一次調査(概略目視)結果

【開削調査概要】

東日本大震災によりダム天端舗装面にクラックが確認されたことから、天端舗装を剥ぎ取り路盤面のクラック状況確認を行い、代表クラック箇所の次の7ヶ所の開削調査を実施した。

- ①左右岸アバット (テストピットA, F)
  - ・クラック確認されず。
- ②上流地覆脇 (テストトレンチD)
  - ・段差を伴う開口クラック。
  - ・コアゾーンとトランジションゾーンのゾーン境界付近でクラックを確認。
- ③ダム軸 (テストピットC)
  - ・段差を伴わない開口クラック。
  - ・コア中央部(ダム軸)でクラックを確認。
- ④ダム軸と下流地覆の中間付近 (調査未実施)
- ⑤下流地覆脇 (テストピットB)
  - ・部1cm程度の段差を伴う開口クラック
  - ・コアゾーンとトランジションゾーン境界付近でクラックを確認。
- ⑥雁行状クラック (テストピットE, E' )
  - ・段差を伴わない開口クラック
  - ・ダム軸と10度程度で斜行し、上流側に向かうクラック。



TP-C

天端中央(ダム軸)クラックを確認する目的で測線No. 6+8m 付近において、「TP-C」を試掘した。

「TP-C」では、天端からほぼ垂直に発達するクラックを最大深度 2.9m まで確認した。また、ピット底版で実施したコーン貫入試験では、貫入不可を確認した。

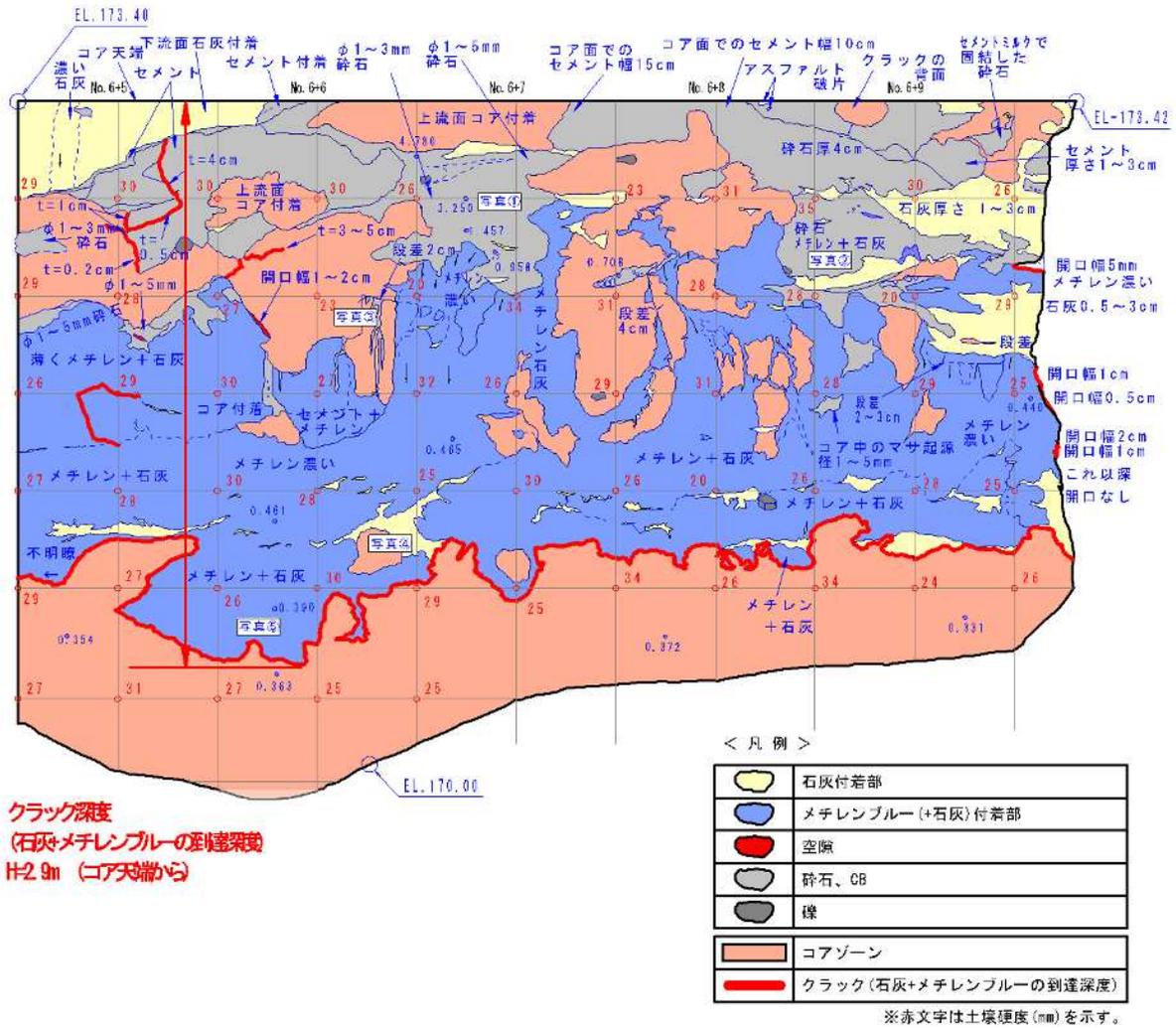


図 2.3 TP-C スケッチ展開図(下流側壁面)

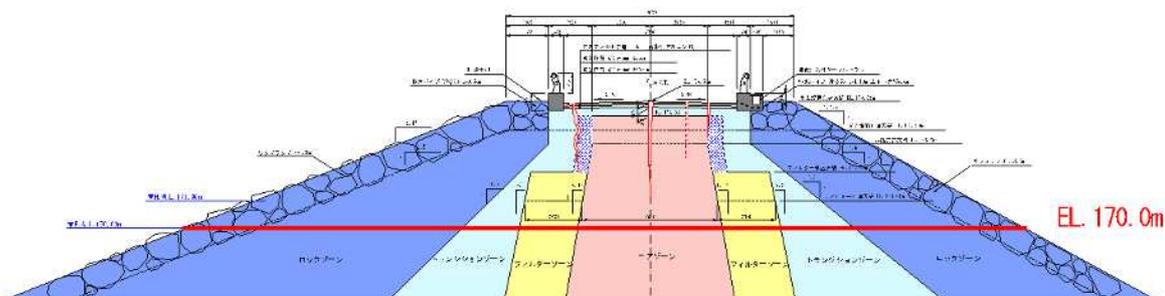
## 3. 復旧工法の検討

## &lt;復旧方針&gt;

- 復旧工は、ダム天端部は天端クラック深度+コーン貫入不可深度までを掘削除去し、再盛土を行い、上流斜面は法面保護層(玉石、裏込材、斜面平行盛土)を全面撤去し、購入碎石による盛土を行い、地震動に対する安定性の向上を図る方針とする。

## &lt;撤去範囲の決定&gt;

- 復旧工における堤体の撤去範囲は次のとおりとする。
  - ・確認されているクラック確認範囲を見ると上流地覆脇クラック分布深度が最も広く、他のクラックも網羅する範囲となっていることから、これを撤去範囲とする。
  - ・天端アスファルト剥ぎ取り後にクラック状況を確認し、最大クラック開口位置において開口調査を行い、クラック深を確認していることから、開削調査における最大クラック到達標高(EL.170.5m)から余裕(0.5m)を見込みEL.170mを撤去標高とする。

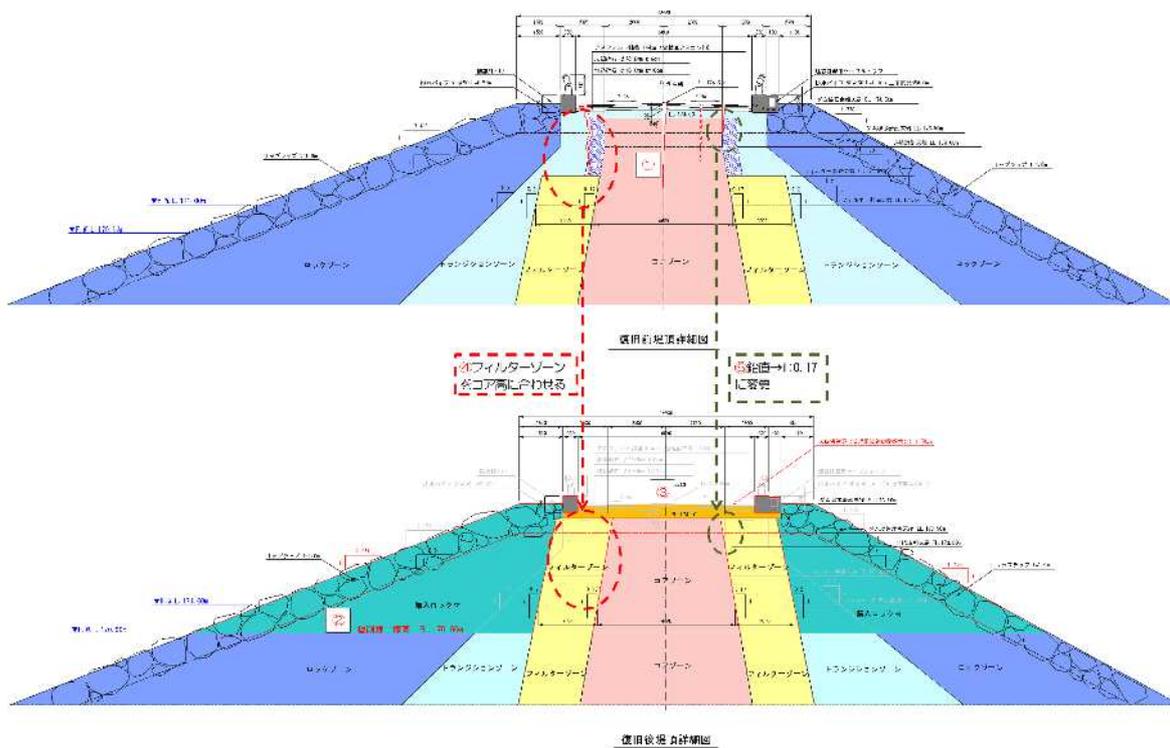


復旧工における撤去範囲と撤去形状

## &lt;復旧工標準断面の決定&gt;

- 堤体表面形状の決定
  - ①被災高は現況コア面(EL.173.4m)から $H_{max}=2.9m$ を確認。
  - ②撤去復旧高は余裕約0.5mを考え、現況コア面から3.4m下がり(EL.170.0m)とする。
  - ③余盛を含めた天端高は本体施工時と同じEL.174.5mとする。
  - ④フィルターゾーンはコア高まで高くする。
  - ⑤コア余盛部形状は鉛直(現況)→1:0.17に変更する。
- 復旧材料の決定
  - a.コアゾーン
    - ・本堤掘削材を再利用。不足材は購入ローム材に礫をブレンドし、コアゾーン上部を盛立。
  - b.フィルターゾーン
    - ・購入材を盛立。
  - c.トランジション、ロックゾーン
    - ・細粒化により本堤掘削材は再利用不可。購入ロック材( $G_{max}=400mm$ )による一体的に
  - d.リップラップゾーン
    - ・本堤掘削材を再利用。





復旧計画断面図

< 施工手順 >

(1) 既設堤体掘削

掘削工の断面を図4.8および図4.9に示す。最終掘削面はBL. 170.00mとする。掘削工はコア、リップラップ、天端保護材、その他に区分し、コア、リップラップ、天端保護材は再利用し、その他は捨土とする。

掘削した材料のうちリップラップはダム右岸下流約1200mの支所跡地（仮設ヤードA）に搬出する。天端保護層およびコア材はダム右岸下流約500mの建設当時の仮置き場（仮設ヤードB）に搬出する。それ以外材料（ロック材、トランジション、フィルター材）は堤体上流1700mの貯水池内の土捨場へ搬出する。

また、掘削終了から盛立開始までは越冬することからコア材の越冬養生を行う。

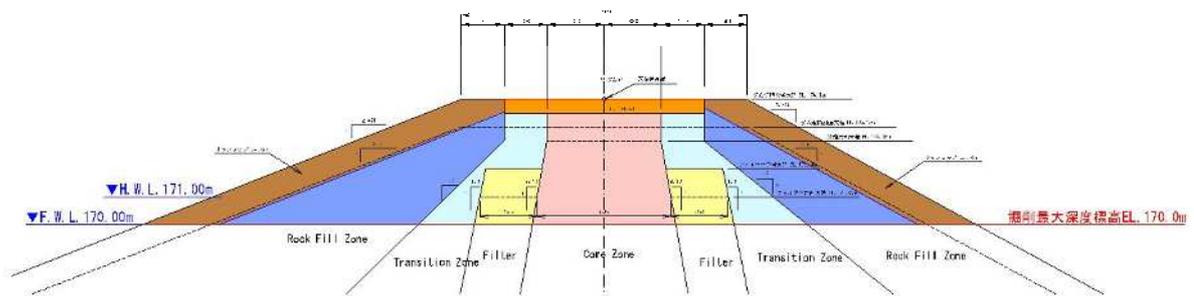


図4.8 大柿ダム掘削断面(横断)

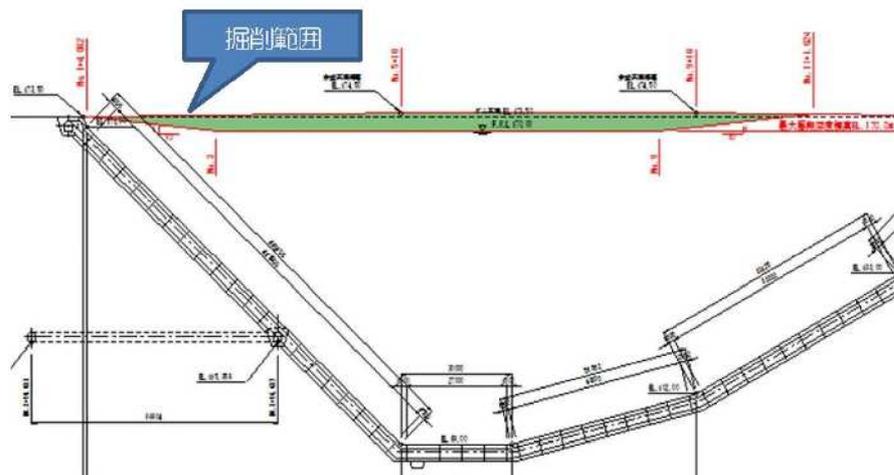


図4.9 大柿ダム掘削断面(縦断)

(2) 堤体上流斜面補修

補修箇所が斜面部の広範囲にあることを考慮し、堤体掘削終了後に10tダンプで運搬された材料(C-40)を25tラフテレーンクレーンまたは1.5t積みモノレールによって補修箇所まで搬入し、ランマによって締固める計画とする。

25tラフテレーンクレーンの作業範囲は上流面の法面から16.5m(作業半径20.0m)とし、ラフテレーンクレーン範囲外はモノレールを使用して材料を補修箇所まで搬入する。

(3) 復旧盛土

1) 盛立材料

- ① リップラップおよびコア材は仮置きヤードの旧盛立材を流用する。
- ② ロック材は砕石(0-400mm)を購入し、フィルター材、天端保護材は購入材(砕石;C-40材)を使用する。

2) 締固め

- ① コアは20cm/層で締固める。
- ② ロックは1.0m/層で締固める。
- ③ フィルターおよび天端保護層は30cm/層で締固める。
- ④ リップラップは「捨石工法」によって盛立てる。

3) 施工手順

- ① 盛立は、各ゾーンをできるだけ段差をつけずに水平に盛立を行う。
- ② 施工手順は図8.5.9.2に示すとおり、コア①→フィルター②→コア③→フィルター④の順とし、フィルター3層(②、④、⑦)につき1層の割合で上下流のロック⑧を盛立てる。
- ③ リップラップはロック材と合わせて盛立てる。

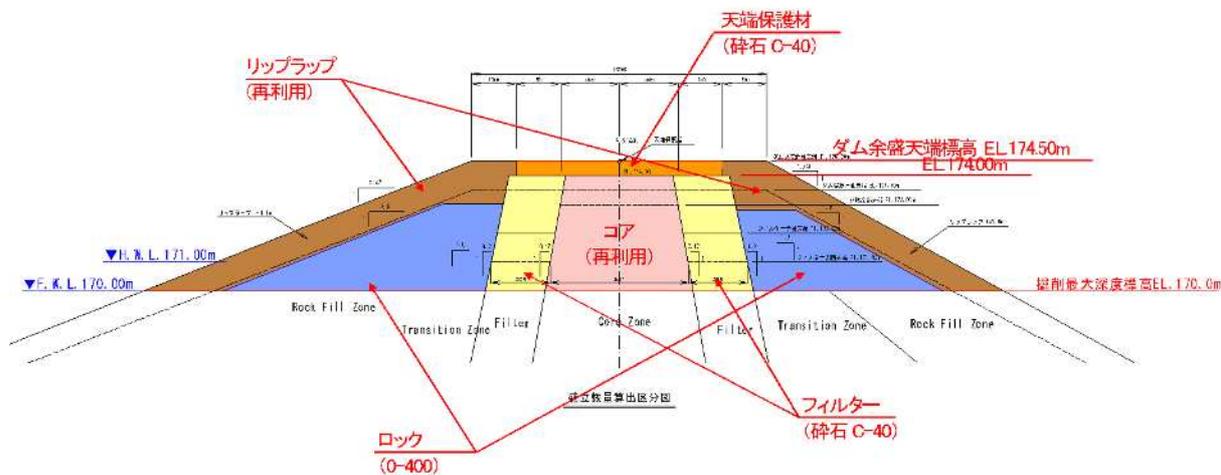
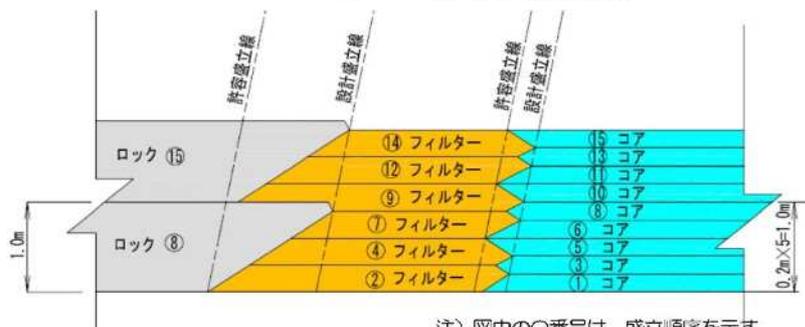


図 4.10 築堤計画標準断面図



注) 図中の○番号は、盛立順序を示す。

図 4.11 盛立手順図

## 1. 施設概要(基本諸元)

※諸元・写真は日本ダム協会HPより引用

項目	諸元
ダム名	常盤(ときわ)ダム
所在地 (河川名称)	兵庫県淡路市常盤 (常盤川水系野島川)
目的/形式	かんがい/アースダム
堤高/堤頂長/堤体積	33.5m/94.6m/121千m <sup>3</sup>
総貯水容量/有効貯水量	669千m <sup>3</sup> /633千m <sup>3</sup>
ダム事業者	近畿農政局
着工/竣工	1972/1974



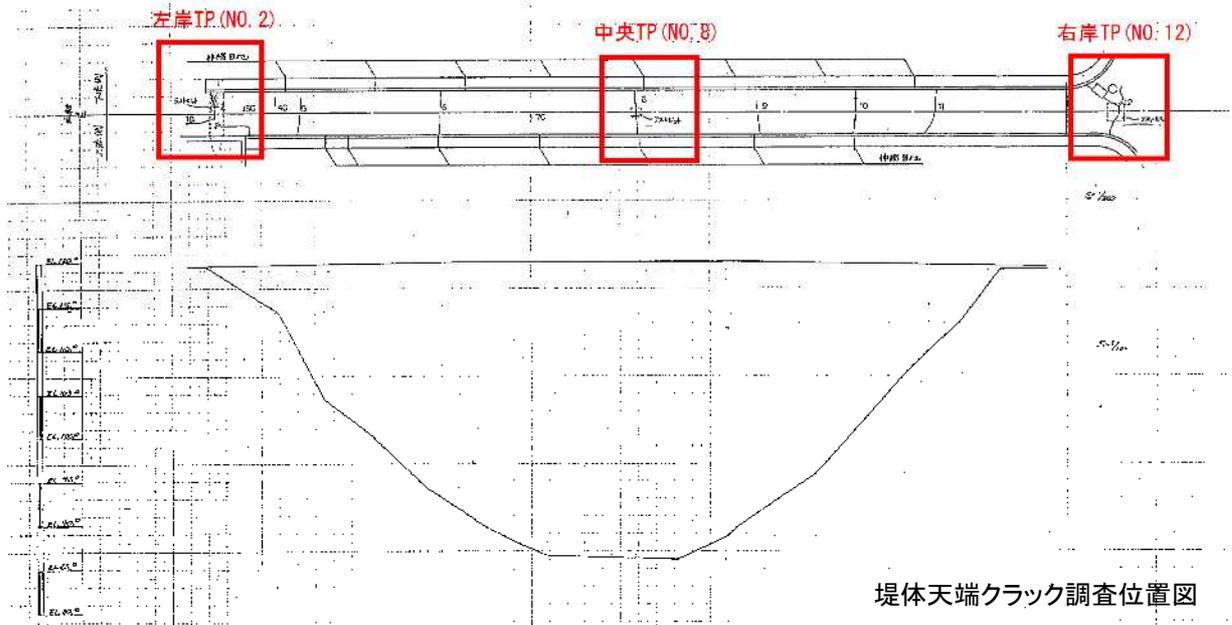
## 2. 被災の状況(メカニズム)

## (1)被災日時

- 1995(H7)年1月17日5:46 兵庫県南部地震(M7.2)

## (2)被災の概要

- 天端アスファルト保護層面上にクラック(12本)を確認
  - ・クラックのうち、大きく開口した左右両岸アバット部と堤体中央部に対し、トレンチ掘削して不透水性ゾーンの状態を確認。
  - ・左岸側アバットのクラックは基礎岩盤に存在した亀裂の開口に伴って発生したものと推定。開口亀裂に対して注入した水はとどまることなく浸透することから、連続している可能性が高い。
  - ・右岸側のクラックは左岸側と異なり、基礎岩盤に開口亀裂は存在しない。しかし、基礎掘削面の整形が不十分なため、不透水材が岩盤面より剥離した状態で天端クラックが発生。
  - ・中央部のクラックはアスファルト舗装のみであり、保護層内にも認められなかった。



堤体天端クラック調査位置図



上流側から撮影

10



上流側から撮影

11



左岸側から撮影



下流側から撮影



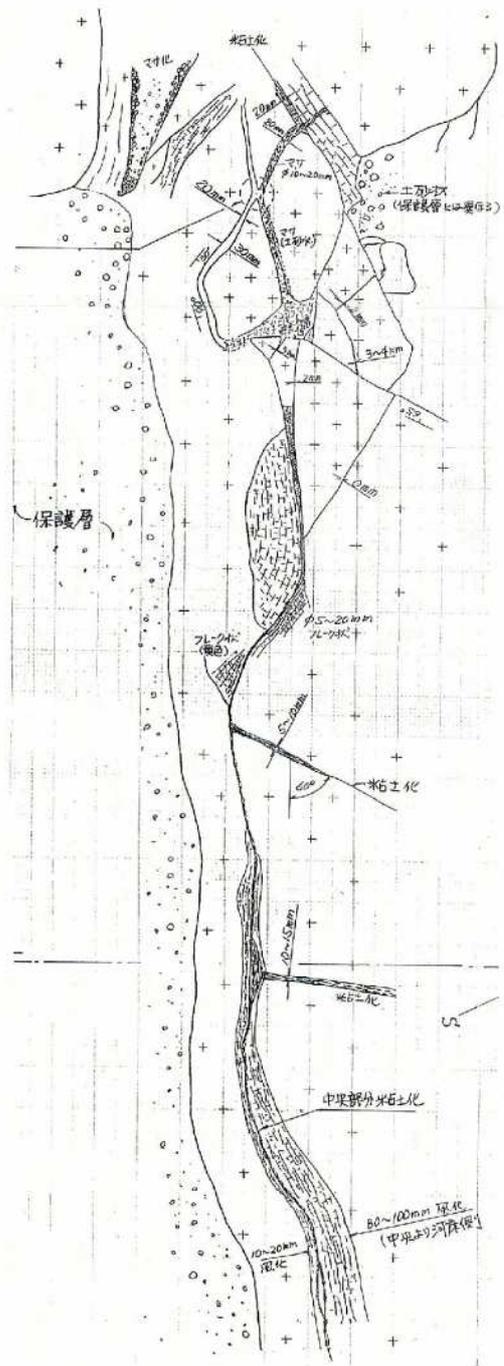
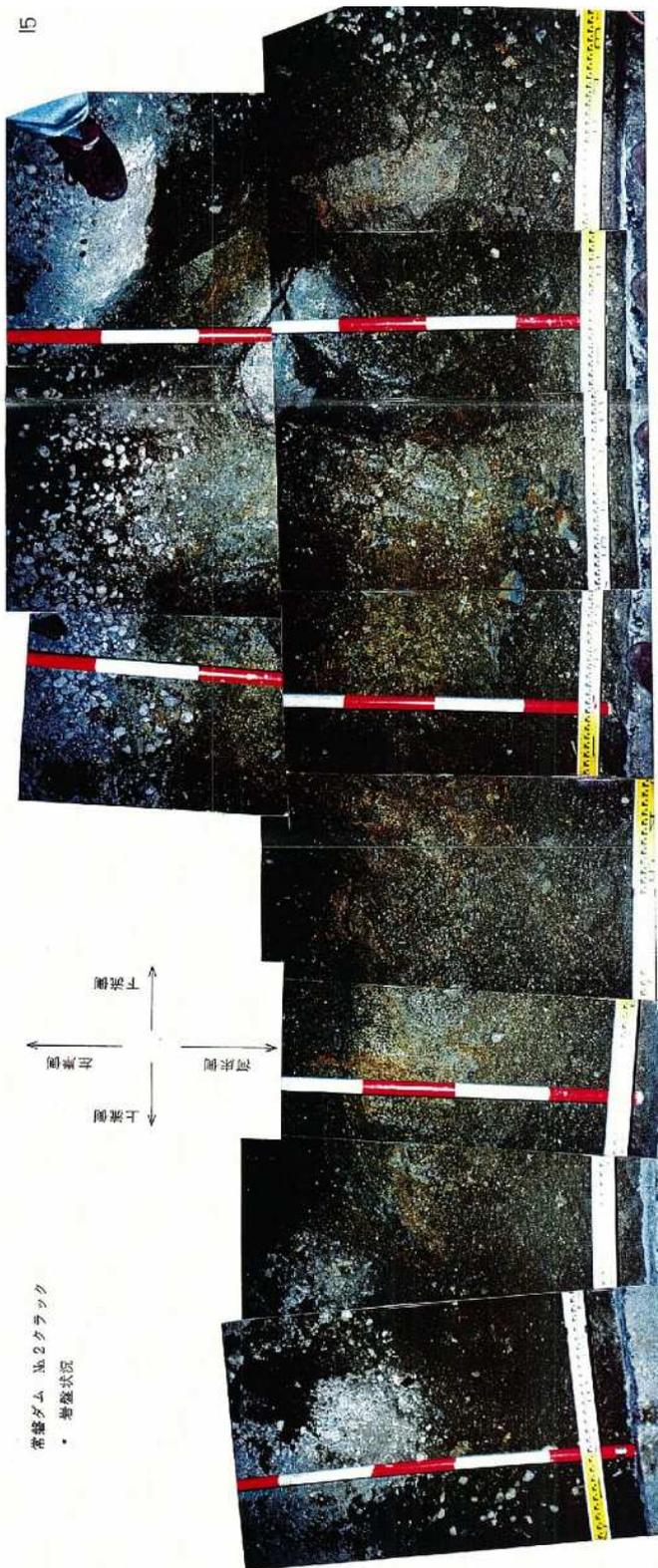
下流側から撮影



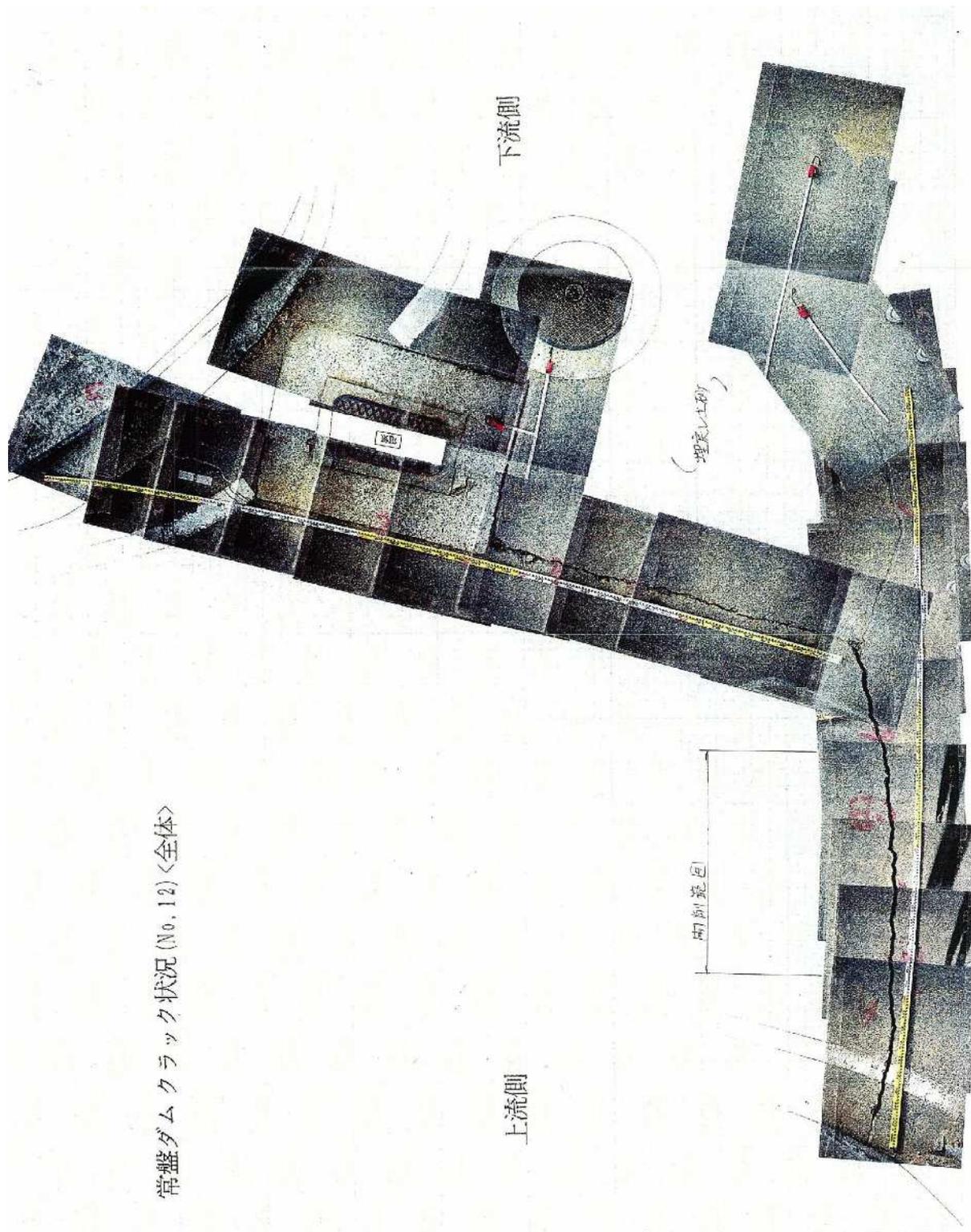
右岸側から撮影

常盤ダム クラック状況 (No.2)

常盤ダム クラック状況 (No.12)



左岸TP(NO.2)クラック状況



常盤ダムクラック状況 (No.12) <全体>

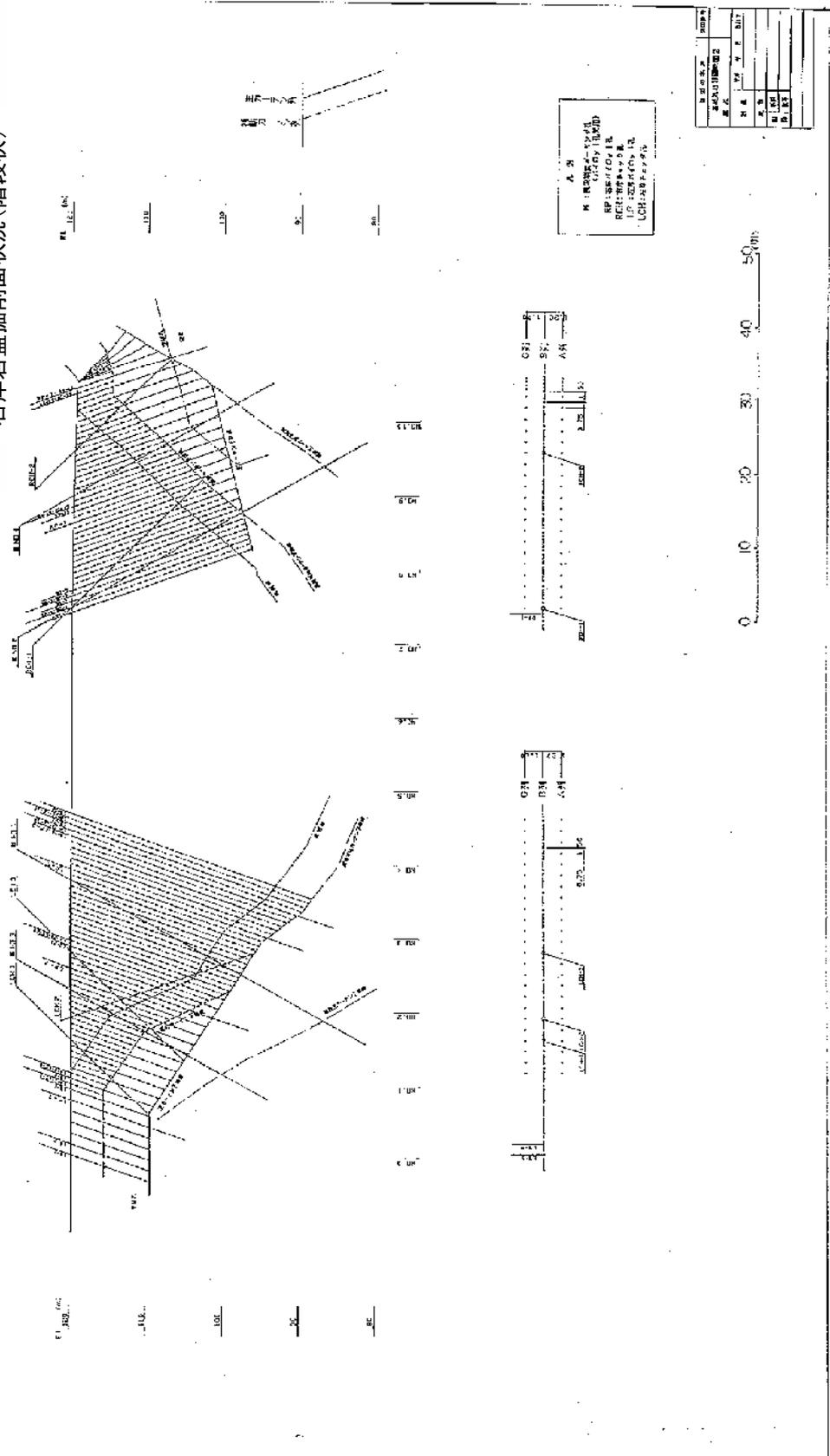






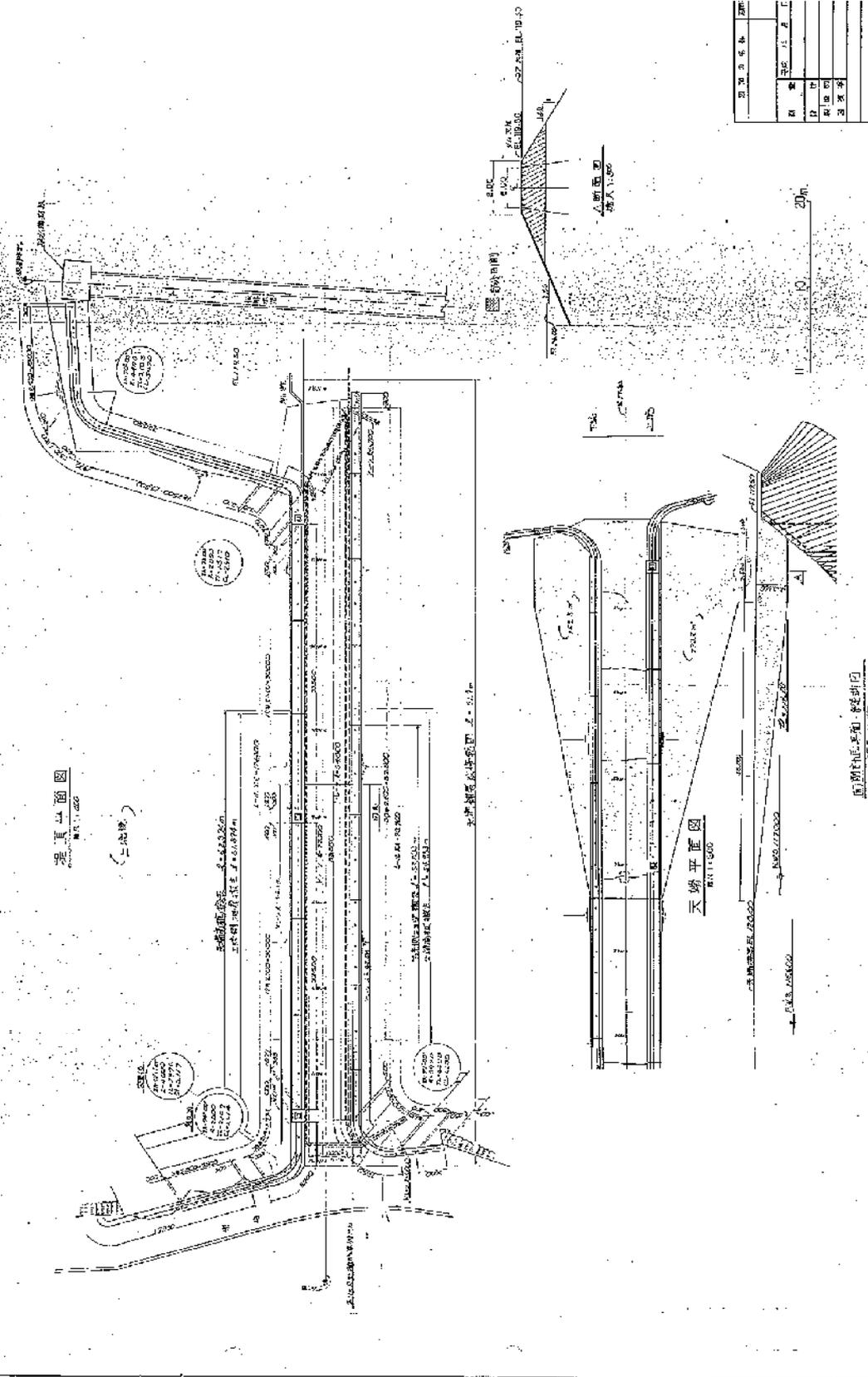
右岸岩盤掘削面状況(階段状)

基礎処理工計画断面図 (S = 1:500)

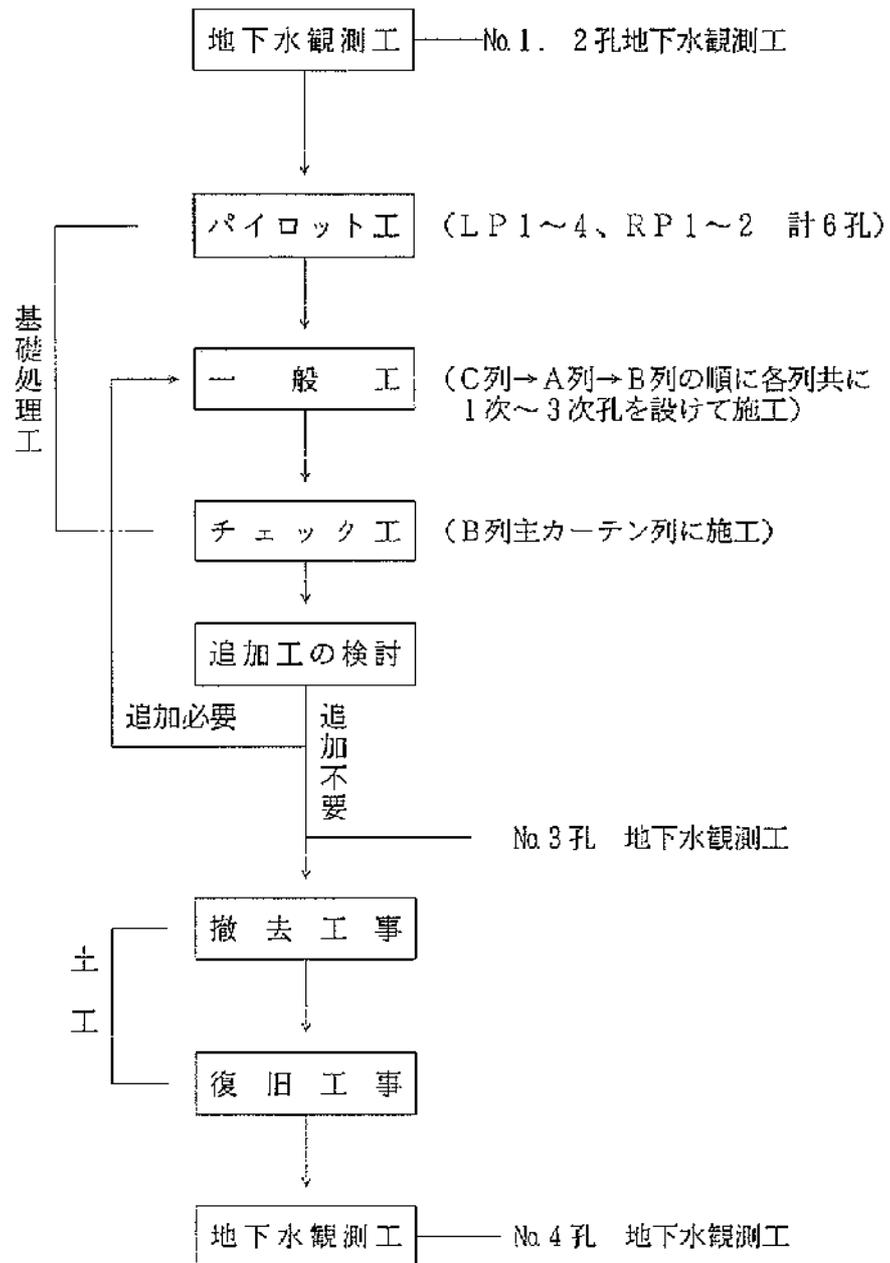


60

堤体掘削計画図 (S=1:400)



<施工手順>



参考資料:「ダム技術NO.239」(H18.8,ダム技術センター)

**1. 施設概要(基本諸元)**

※諸元・写真は日本ダム協会HPより引用

項目	諸元
ダム名	浅河原(あさがわら)調整池
所在地 (河川名称)	新潟県十日町市北鐙坂 (信濃川水系信野川)
目的/形式	発電/アースダム
堤高/堤頂長/堤体積	37m/291.8m/521千 $m^3$
総貯水容量/有効貯水量	1,065千 $m^3$ /853千 $m^3$
ダム事業者	東日本旅客鉄道(株)
着工/竣工	1919/1945

**2. 被災の状況(メカニズム)****(1)被災日時**

- 2004(H16)年10月23日17:56 新潟県中越地震(M6.8)

**(2)被災の概要****1)堤体**

- 堤体天端に亀裂が発生
  - ・天端のほぼ全長にわたり、ダム軸方向に数条発生。
  - ・中央部では下流側から上流側に向けて階段状の段差地形となる。  
段差は中央部で最大0.53m、左右岸に向かうに従い小さくなる。  
設計標高に対して最大0.25m(段差を含めると最大0.75m)沈下
- 上流・下流法面の地震による変状はなし。

**2)その他**

- 調整池周辺法面や調整池護岸に部分的に亀裂、段差地形、はらみ出し



図-3 浅河原調整池の平面

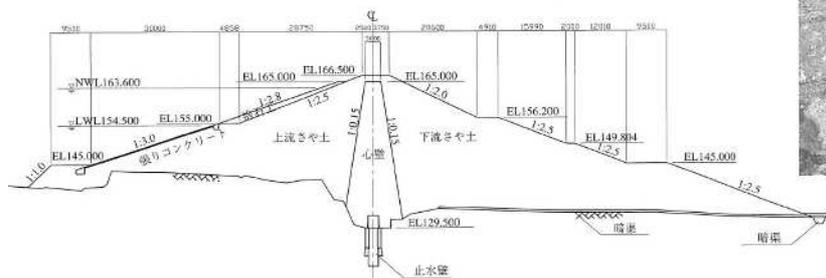


図-4 浅河原調整池の標準断面（建設時）



写真-1 浅河原調整池の段差地形

(3)被災のメカニズム

1)調査結果

- 堤体段差について、堤体と直交する3箇所のトレンチを掘削
  - ・堤頂の段差、亀裂は上流に向かって円弧状または高角度で深部に向かうものの、全て深さ3.3mで収束。
- ボーリング調査
  - ・心壁、さや土ともに深くなるほど締まっており、着岩部は密着。
- 土質試験
  - ・現場密度試験において、堤体上部(上部さや土)は、同程度の粒度をもつ下流さや土より乾燥密度が0.3g/cm<sup>3</sup>低いこと、突固め試験結果より下流さや土は突固めエネルギー1Ec程度に対し、上流さや土は0.1Ec程度であった。

2)被災のメカニズム

堤体の上部3m程度の締固めが不十分であったために今回の変状が発生したものと推定。

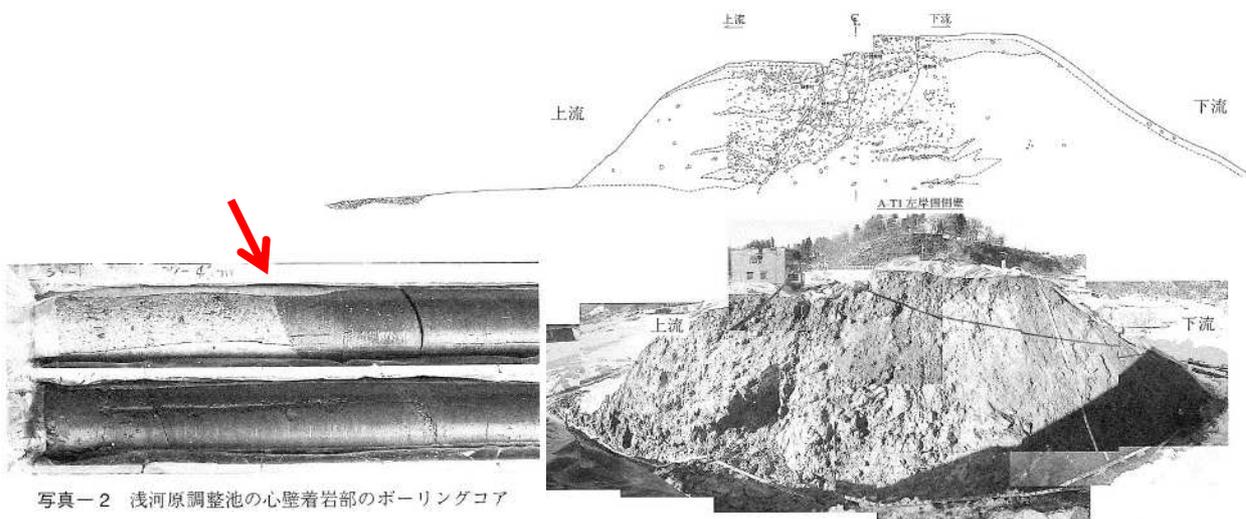


写真-2 浅河原調整池の心壁着岩部のボーリングコア

図-5 天端トレンチ側面のスケッチと写真（浅河原調整池）



## &lt;復旧工事&gt;

- 復旧工事は地震発生翌年(H17)5月から堤体掘削と盛り立て試験、7月より盛り立てに着手し、10月までに完了。
- 亀裂が生じた損傷箇所を全て掘削するため、掘削前に水性ペイントを水で希釈(ペイント:水=1:4)し、亀裂全数に流し込み、掘削後にペイントが掘削面にないことを確認するとともに、現場密度試験を実施して確認、
- 再盛り立て数量は3.3万 $m^3$ と比較的少量であること、既設堤体材は粘土分が多く機械施工に適さないことから、調整池から3km離れた採取場所より、段丘堆積物、魚沼層の礫を用いて盛り立てた。
- 心壁材は4t振動タンピング、仕上厚0.15m以下、8回転圧  
さや土は砂礫を用い、4t振動ローラで仕上厚0.15m以下、転圧回数12回以上  
特に、既設上流さや土は粘性土のため、この上部に盛り立てるさや土、粗粒フィルタは支持力不足による変形、すべりが懸念されたため、試験施工を含む検討により、最大粒径50mmの材料を0.075mで2層、1tハンドローラで10回以上転圧して施工



写真-3 盛立全景 (浅河原調整池)



写真-4 人力施工 (浅河原調整池)

参考資料:「ダム技術NO.239」(H18.8,ダム技術センター)

**1. 施設概要(基本諸元)**

※諸元・写真は日本ダム協会HPより引用

項目	諸元
ダム名	山本(やまもと)調整池
所在地 (河川名称)	新潟県小千谷市大字山本地内 (信濃川水系信野川)
目的/形式	発電/アースダム
堤高/堤頂長/堤体積	27.5m/926.6m/538千m <sup>3</sup>
総貯水容量/有効貯水量	1,071千m <sup>3</sup> /1,032千m <sup>3</sup>
ダム事業者	東日本旅客鉄道(株)
着工/竣工	-/1954

**2. 被災の状況(メカニズム)**

## (1)被災日時

- 2004(H16)年10月23日17:56 新潟県中越地震(M6.8)

## (2)被災の概要

## 1)堤体

- 堤体上流法面の変状
  - ・円錐状の段差がほぼ同じ標高で発生
  - ・噴砂が7箇所発生
- コンクリート止水壁と堤体の密着
  - ・堤体右岸側の堤頂部に亀裂、この部分は鉄筋コンクリート構造物である連絡水槽と堤体が接続する部分であり、堤体の心壁部分には連絡水槽から伸びる最小幅0.8mのコンクリート止水壁が長さ50m存在している。

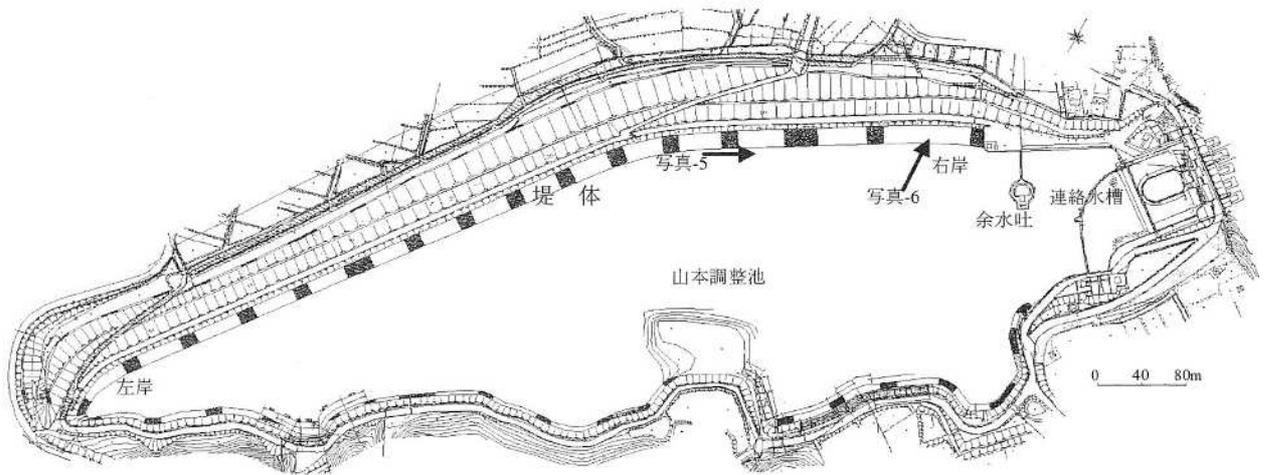


図-7 山本調整池の平面

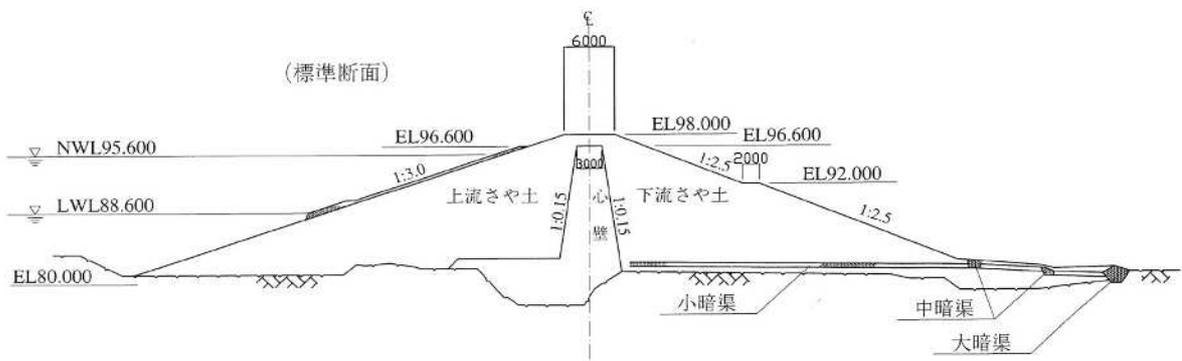


図-8 山本調整池の標準断面（建設時）

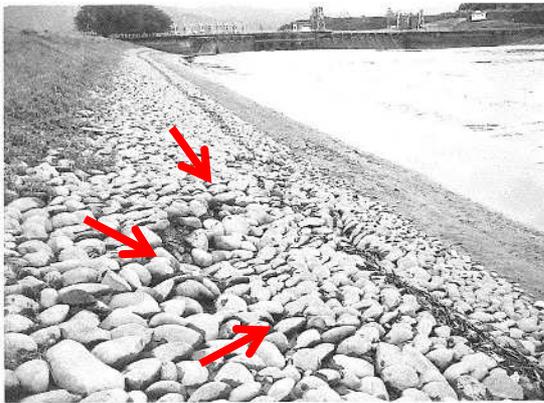


写真-5 上流のり面の段差地形（山本調整池）

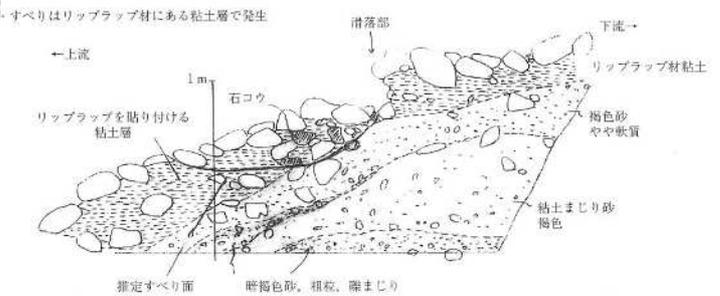


図-9 段差地形のトレンチ調査（山本調整池）

(3)被災のメカニズム

1)調査結果

○ 堤体法面

- ・段差地形をもたらしたすべり面は最大深さ0.5m、噴砂の発生源は最大深さ1mと堤体表面に近い浅い部分の変状であることを確認。
- ・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。

○ コンクリート止水壁と堤体

- ・亀裂は地表1m程度で消失したが、1.6m下がった止水壁天端では心壁との間に5～10mmの隙間があった。

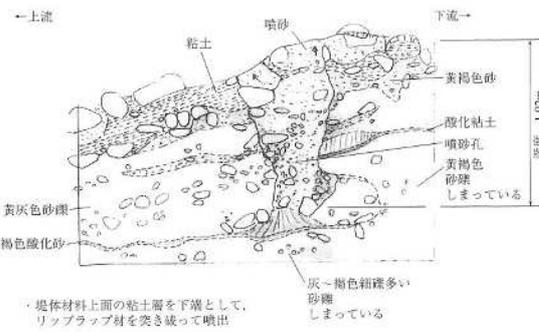
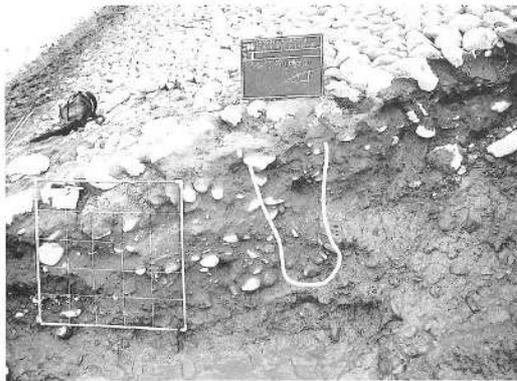
2)被災のメカニズム

○ 堤体法面

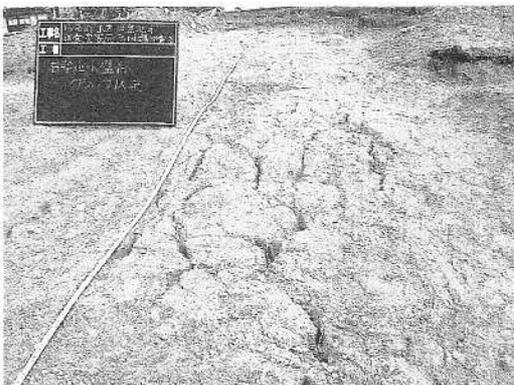
- ・上流法面のリップラップ下に粘性土が多い層が約0.5mの深さ、その下に若干砂分が多い層が約1mの深さで存在し、これらが強い地震動で階段状の変状や噴砂を引き起こしたものと推定。
- ・段差と噴砂の集中した標高は、地震時の貯水位とほぼ一致。

○ コンクリート止水壁と堤体

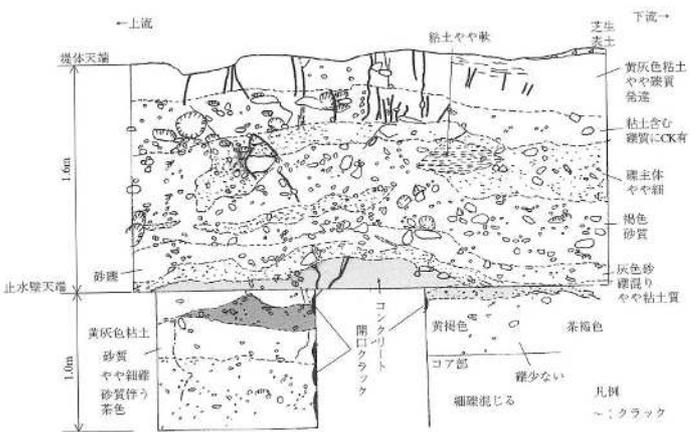
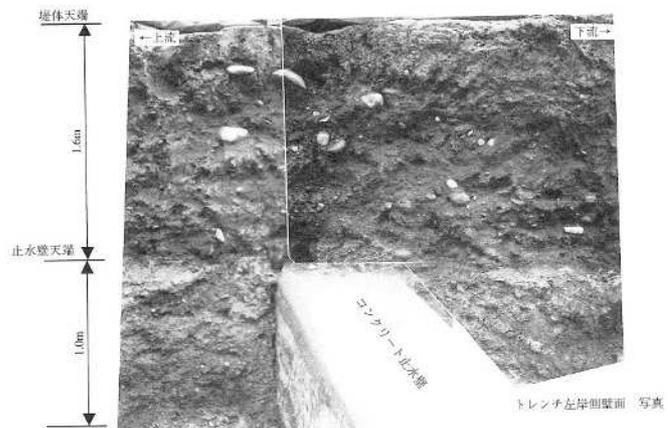
- ・フィルダム堤体内にコンクリート構造物のように剛性の異なるものがあると地震時の挙動の違いが心配される。今回、連絡水槽と連結され、かつ最も条件の悪い浅い場所で堤体表面に亀裂が発生。



図一10 噴砂のトレンチ調査 (山本調整池)



写真一6 右岸方天端の亀裂 (山本調整池)



図一11 止水壁と心壁の隙間調査 (山本調整池)

3. 復旧工法の検討

<復旧方針>

○ 復旧断面の決定

- ・上流面の掘削・再盛り立てはLWL以上の全延長にわたり実施。
- ・被害の原因と考えられるリップラップ下の粘性土、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。
- ・復旧形状は原形復旧を基本としたが、高さは河川管理施設等構造に準拠し、心壁の高さを1.3m、堤高も0.4m上げた。その他の設計諸元及び断面は以下のとおりとした。
- ・コンクリート止水壁境界部の空隙部は、周辺の心壁を除去し、健全な材料で再盛り立てした。

表-4 設計標高

ダム諸元	設計値			
	地震前	地震後		
		(1)原形復旧案	(2)河川構造令準拠案	摘要
余水吐天端標高	97.50	98.00	98.00	地震による変動量=+0.50m(隆起)
堤頂標高	98.00	98.50	98.90	NWL+2.80(SWL+2.50), 保護層厚0.50m
非越流部標高	96.60	97.10	98.40	≥SWL+波浪最低高1.0+付加高1.0=98.40m
基礎岩盤標高	70.87	71.37	71.37	
堤体高さ(m)	27.13	27.13	27.53	
設計洪水水位	—	—	—	設計洪水水位なし
サーチャージ水位	95.90	96.40	96.40	サイフォンの空気孔天端高=完全動作標高; 96.40m
常時満水位	95.60	96.10	96.10	
最低水位	88.60	89.10	89.10	
風波高(m)	0.83	同左	0.28	S.M.B法とSavilleの方法の組合わせにより算出
地震波浪高(m)	未考慮	同左	0.23	佐藤清一の式より算出

表中の網掛けは河川構造令に準拠するため変更した諸元を示す。堤体各部の高さは、余水吐の天端を基準として決定した。

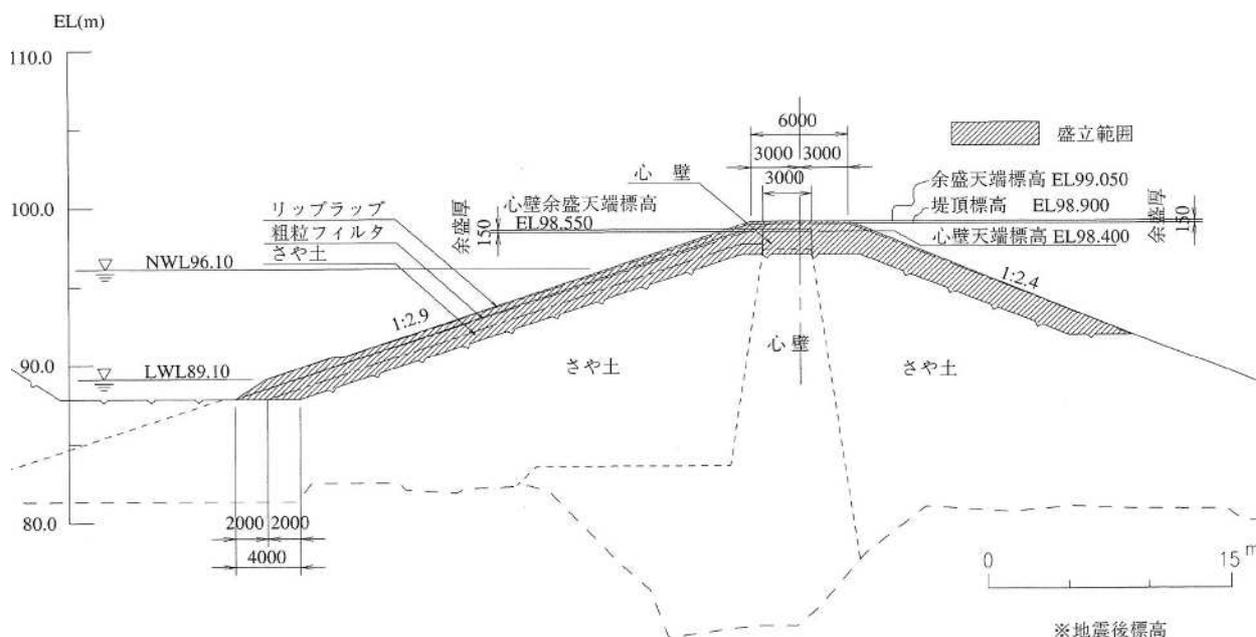


図-12 復旧断面 (山本調整池)

○ 安定計算

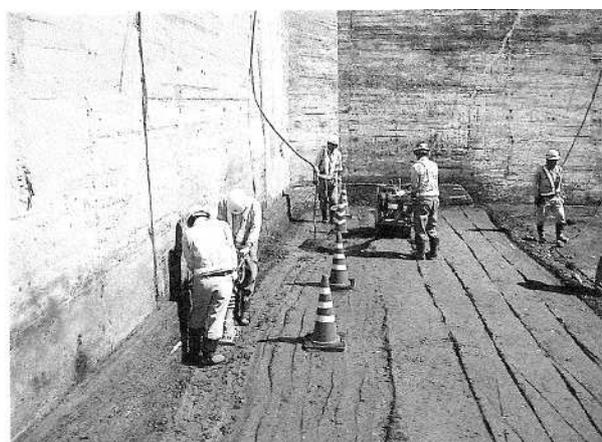
河川構造令に準じた静的安定計算を実施し、すべり安全率 $F_s \geq 1.2$ となることを確認。

## &lt;復旧工事&gt;

- 復旧工事は地震発生翌年(H17)5月から堤体掘削と盛り立て試験、7月より盛り立てに着手し、11月までに完了。
- 堤体材料は、心壁材、粗粒フィルタ材は全量新規材とした。11t振動タンピング,仕上厚0.2m,12回転圧。  
さや土は変状箇所及び有機物混入箇所以外は既設材を再利用し不足分は新規材とした。既設材は全て下流側に盛り立て、上流さや土は新規材(旧信濃川の段丘堆積物)を使用。10t振動ローラ,仕上厚0.5m,10回転圧。
- コンクリート止水壁は目地部補修のため8mまで掘り下げ再盛り立て。コンクリート止水壁と心壁の間の透水試験を実施して所用の透水係数を確認。コンクリート面はチップングし、スラークレイを塗布し、厚さ0.05mでコンタクトクレイを張り付けた後、細粒心壁材(Gmax50mm)を仕上厚0.1mで盛り立てた。



写真一七 上流さや土転圧状況 (山本調整池)



写真一八 止水壁まわり心壁転圧状況 (山本調整池)

参考資料:「ダム技術NO.239」(H18.8,ダム技術センター)

1. 施設概要(基本諸元)

※諸元・写真は日本ダム協会HPより引用

項目	諸元
ダム名	山本(やまもとだいに)第二調整池 (※旧名称:新山本(しんやまもと)調整池)
所在地 (河川名称)	新潟県小千谷市大字山本 (信濃川水系信野川)
目的/形式	発電/ロックフィルダム
堤高/堤頂長/堤体積	42.4m/1392m/2,300千m <sup>3</sup>
総貯水容量/有効貯水量	3,640千m <sup>3</sup> / 3,200千m <sup>3</sup>
ダム事業者	東日本旅客鉄道(株)
着工/竣工	1983/1990



2. 被災の状況(メカニズム)

(1)被災日時

- 2004(H16)年10月23日17:56 新潟県中越地震(M6.8)

(2)被災の概要

1)堤体

- 堤体上流法面の変状
  - ・段差及び噴砂が発生(特に左岸側)
- 堤体下流法面の変状
  - ・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。
- 堤体の沈下
  - ・堤体天端の埋設計器コード設置用のH形鋼が突出、堤体中央部がより多く沈んだ(横断的にV字型)。



写真-9 左岸方噴砂状況(新山本調整池)

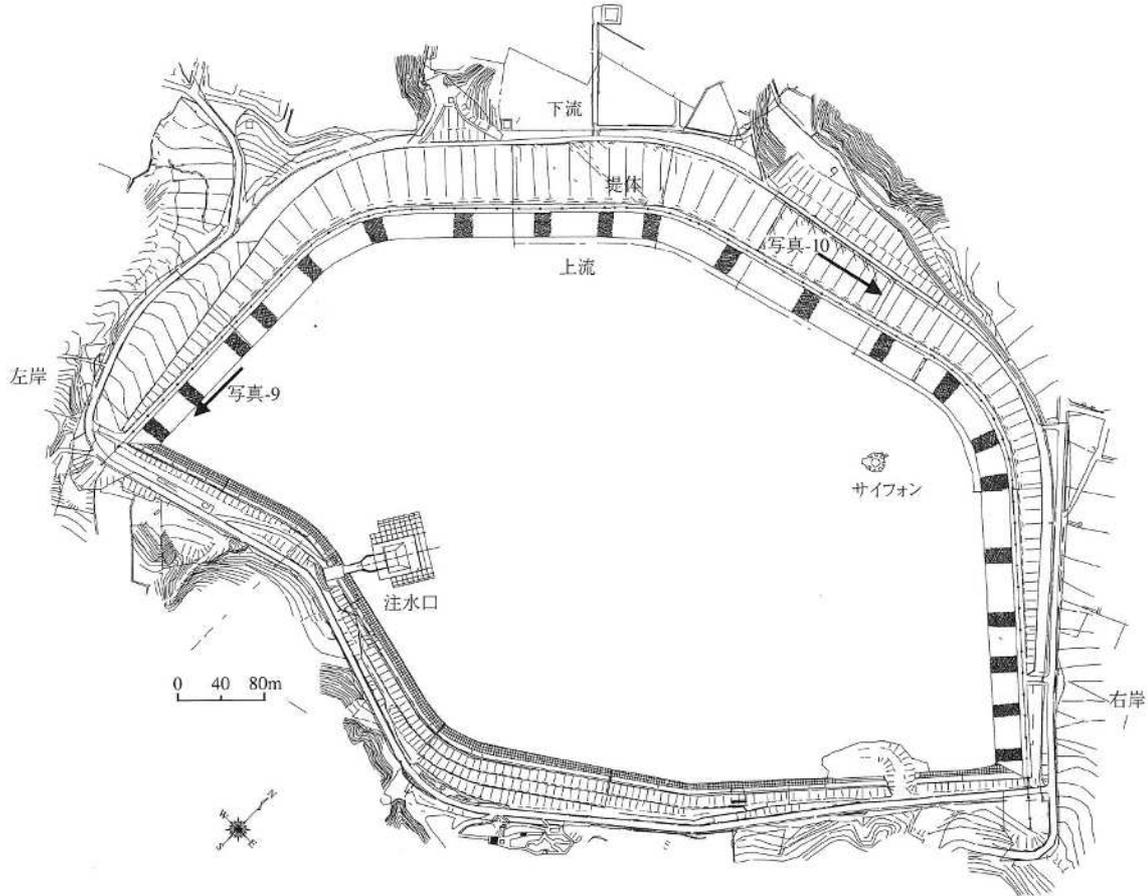


図-13 新山本調整池の平面

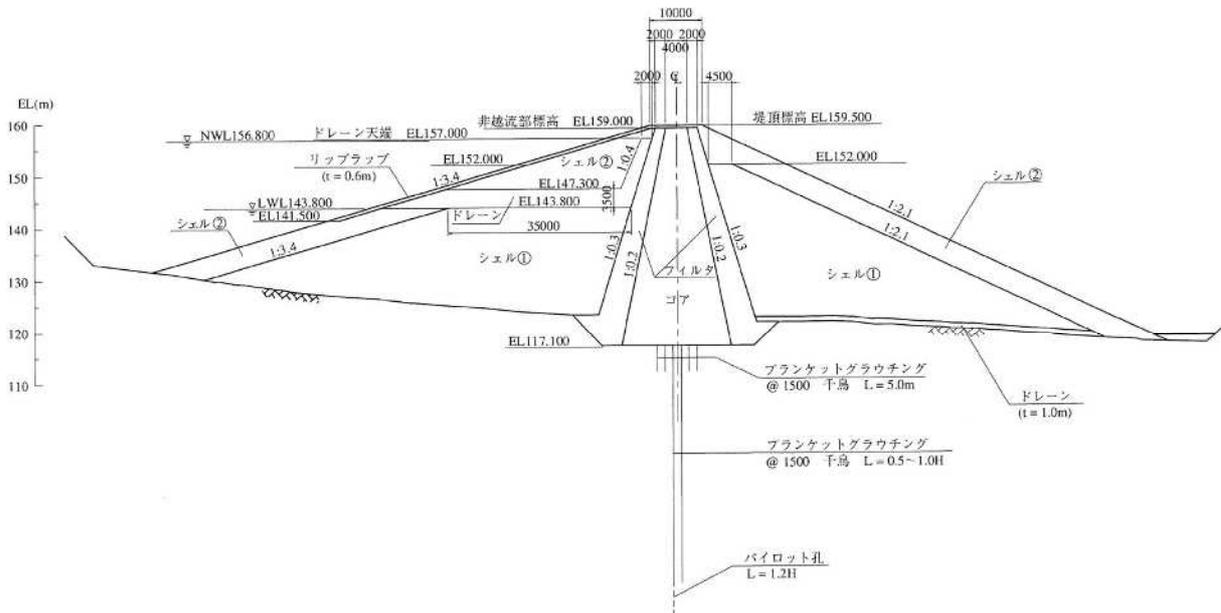


図-14 新山本調整池の標準断面 (建設時)

(3)被災のメカニズム

1)調査結果

○ 上流・下流法面の変状

・20箇所のトレンチ、立坑掘削の結果、上流部の緩み領域は最大2.5m、下流面の亀裂・すべり面は2mより浅かった。

○ 堤体の沈下

・沈下量は測量の結果、約0.85mと堤高の2%近い値となった。地震前後の沈下量は、右岸側で堤高の1%程度、左岸側で2%程度となった。この値は4箇所での層別沈下計と近い値であった。

○ 基盤の隆起

・調整池周辺は、地震により0.64m隆起していることが判明。



写真-10 下流のり面はらみ出し (新山本調整池)

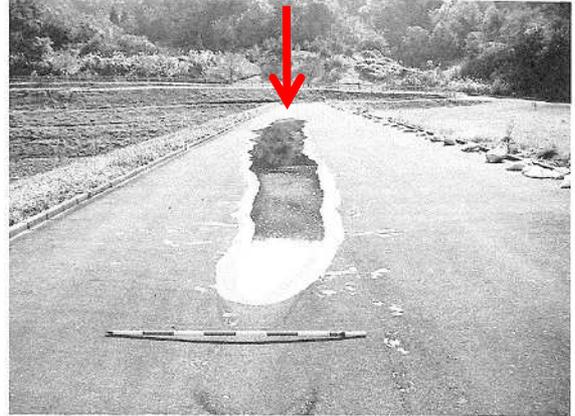


写真-11 堤体天端の窪みとH形鋼突出 (新山本調整池)

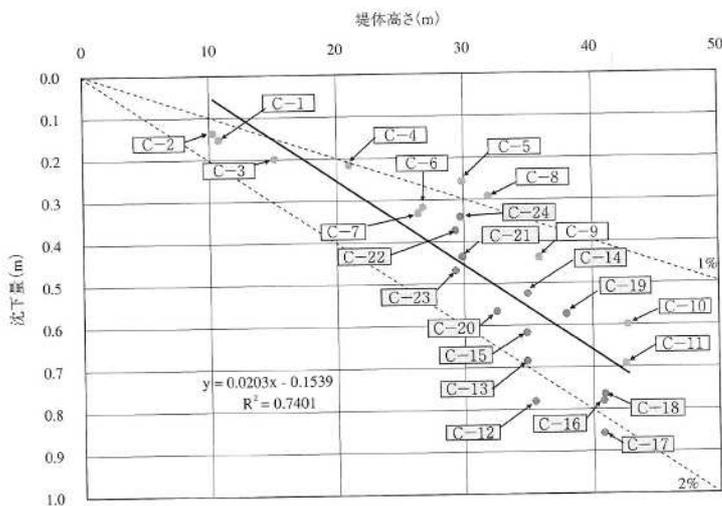
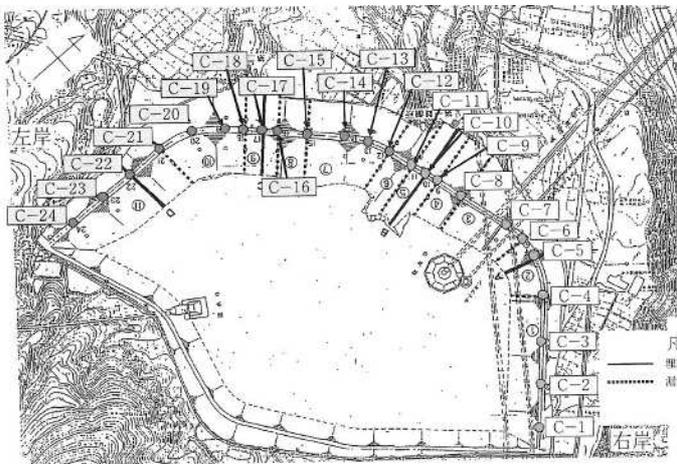


図-16 堤体高さと地震による沈下量の関係 (新山本調整池)

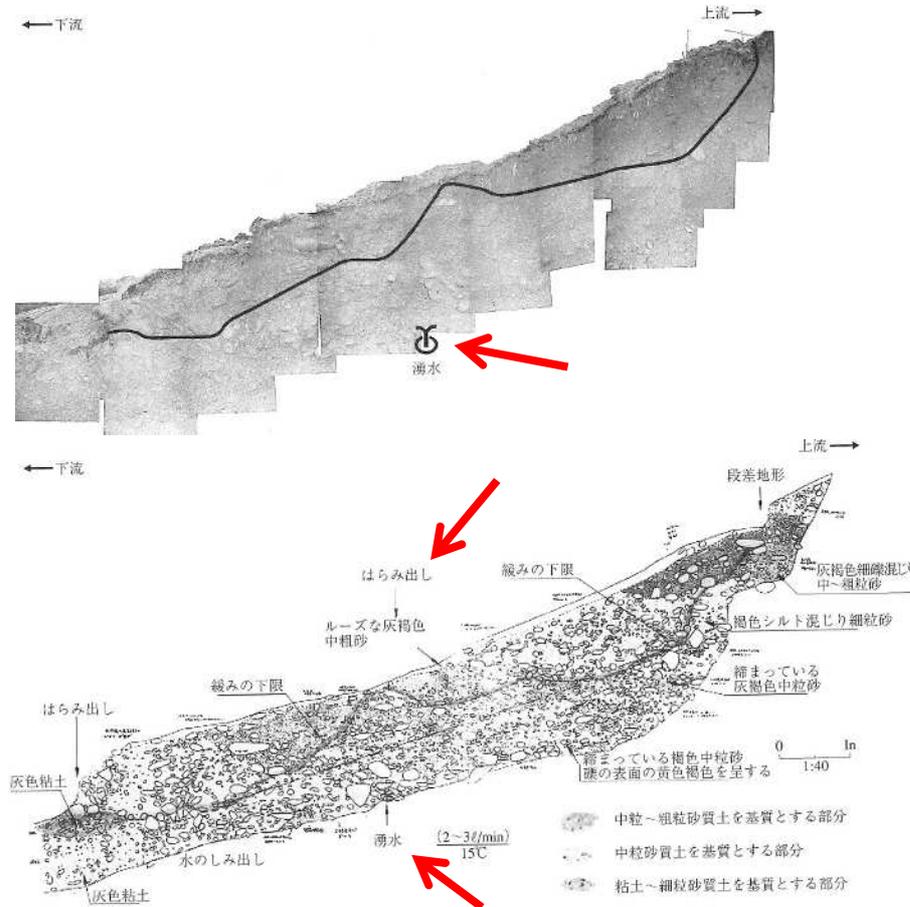


図-15 下流のり面はらみ出しのトレンチ調査(新山本調整池)



写真-12 堆泥によるドレーン前面閉塞状況(新山本調整池)

## 2)被災のメカニズム

### ○ 堤体法面

・下流面のはらみ出しは深さ1m程度の円弧すべりによるものであり、掘削面は浸潤(堤体内に局部的に滞留していた水と想定)しており、これがすべりを助長したと考えられた。

### ○ 沈下の要因

・山本調整池よりも沈下量大きい原因として、以下の可能性が考えられた。

- ①フィルタによるコアの圧密沈下の拘束が地震によって解放
- ②建設時のシェル材がGmax=0.2~0.3mの砂礫であり、1m仕上厚での締固め時に層の下部で密度の小さい部分が存在
- ③水位急低下が繰り返され、上流側シェルからドレーン層に細粒分が移動し、ドレーンの排水性が低下
- ④段丘面に位置するため(山本調整池より50m高位)、地震動が増幅

・また、左岸側でより沈下が大きかった原因として、以下の可能性が考えられた。

- ①最大地震動の向きが左岸側のダム軸直角方向とほぼ一致
- ②左岸側は堆泥がドレーン前面を覆い、過剰間隙水圧が増大

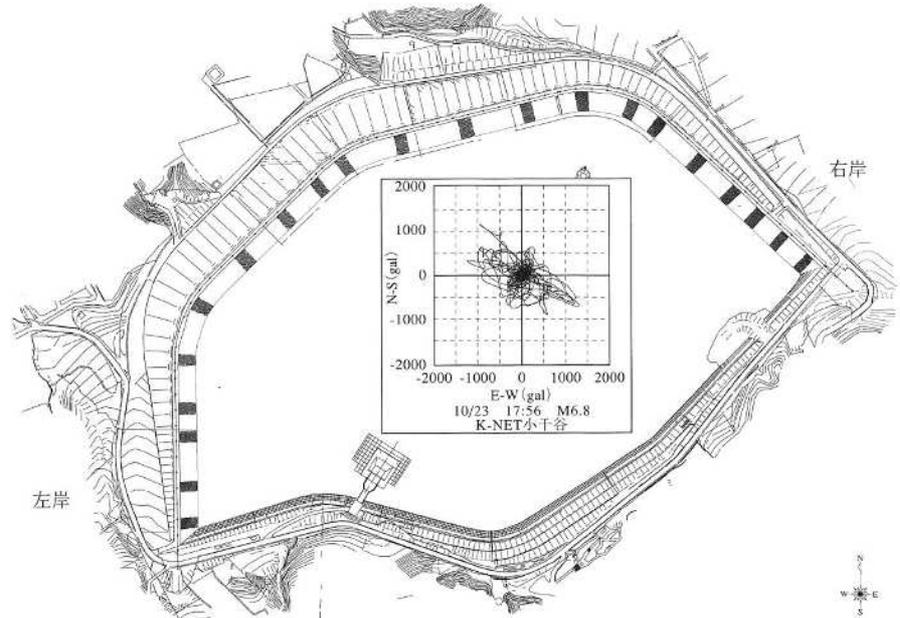


図-17 最大地震動の方向と堤体の関係（新山本調整池）

### 3. 復旧工法の検討

#### <復旧方針>

##### ○ 復旧断面の決定

- ・現行の河川構造令に基づき設計されているため、原形復旧とした。
- ・基盤標高が0.64m隆起したため、設計標高は全て0.64m高くした。余盛は堤体高さの0.5%とした。
- ・変状箇所(亀裂)は全て希釈した水性ペイントを流し込み、残留しないことを確認して剥ぎ取り、再盛り立てた。最小施工幅は4m(機械施工を考慮)とした。
- ・ドレーン層表層に細粒分が増加したため、排水機能を損なう可能性があり、堆泥のほかドレーン層上部のシェルからの移動も考えられたため、この移動を防ぐ粗粒フィルタを新設した。
- ・堆泥によりドレーン機能が低下した範囲(上流面から20m)は掘削除去・再盛り立てした。
- ・中央部のダム軸方向820m区間は、変状箇所を全て除去する目的で上流面から10m範囲を掘削除去した。
- ・下流面は亀裂の入った部分を掘削幅4mで除去・再盛り立てした。

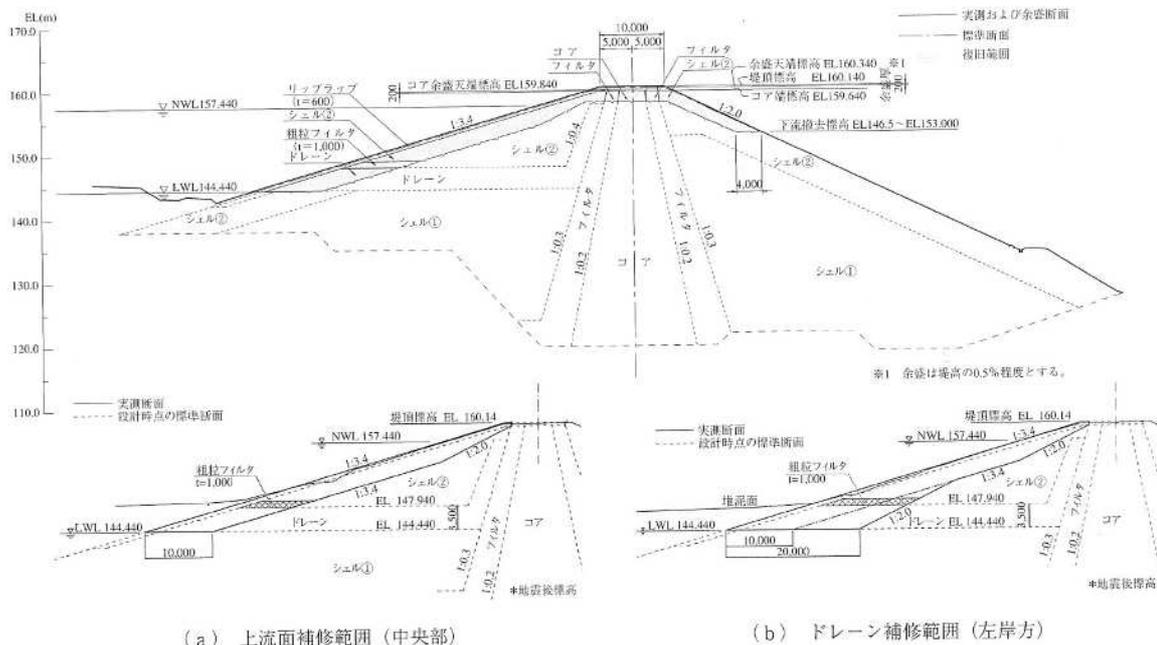


図-18 復旧断面（新山本調整池）

## &lt;復旧工事&gt;

- 復旧工事は地震発生翌年(H17)5月から堤体掘削と盛り立て試験、7月より盛り立てに着手し、11月までに完了。
- ・堤体材料は、コア、フィルタ、粗粒フィルタ材は新規材を使用。
  - ・ドレーン材は粒度を満足しないものは洗浄して再利用。
  - ・シェル材は変状箇所及び有機物混入箇所以外は既設材を再利用し不足分は新規材とした。
  - ・新規材は3kmないし6km離れた2箇所の河岸段丘から得られる堆積物とし、粗粒材は全て段丘砂礫とした。
  - ・締め固め仕様は山本調整池と同様とした。
  - ・シェル材、ドレーン材は沈下量を少なくするため、下層に締め固めエネルギーが十分伝わるよう、建設時の1m撤出厚さを0.5mとした。



建設時（平成元年）



復旧時（平成 17 年）

写真-13 シェル材撤出し厚 1m から 0.5m へ（新山本調整池）

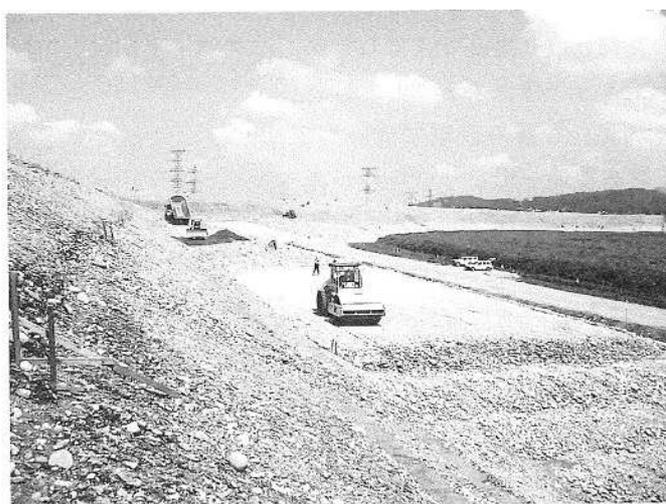


写真-14 ドレーン材転圧状況（新山本調整池）

参考資料:「小山田川沿岸地区(かん排)宿の沢ダム技術検討業務 報告書(H10、11財団法人 日本農業土木総合研究所)」

## 1. 施設概要(基本諸元)

※諸元・写真は日本ダム協会HPより引用

項目	諸元
ダム名	宿の沢(しゅくのさわ)ダム
所在地 (河川名称)	宮城県栗原市高清水 (北上川水系小山田川)
目的/形式	かんがい/アースダム
堤高/堤頂長/堤体積	18.6m/210.0m/79千 $m^3$ (※旧堤)
総貯水容量/有効貯水量	850千 $m^3$ / 850千 $m^3$
ダム事業者	宮城県
着工/竣工	1943/1949



## 2. 被災の状況(メカニズム)

### (1)被災日時

- 1978(S53)年6月12日17:14 宮城県沖地震(M7.4)

### (2)被災の概要

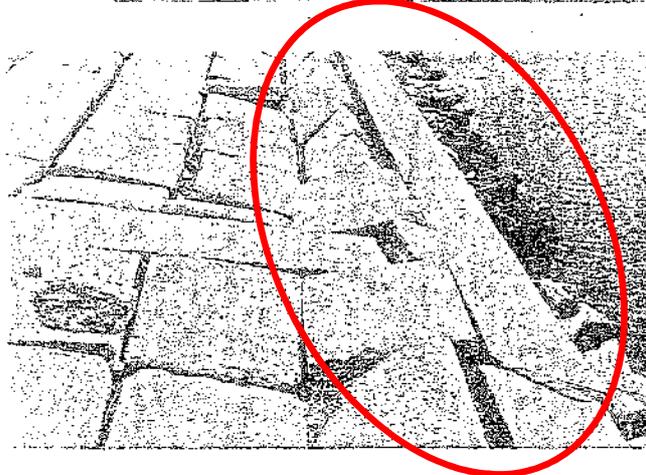
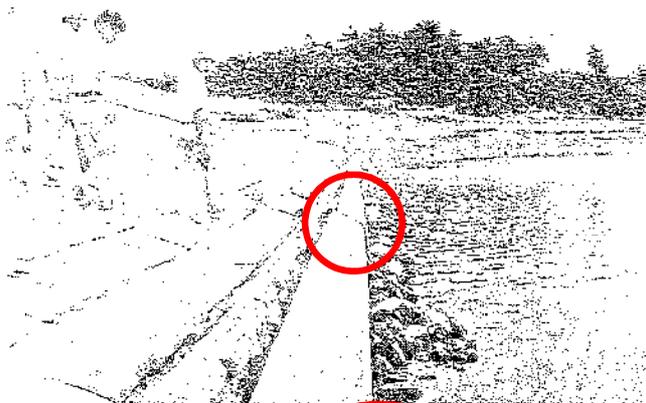
#### 1)堤体

- 堤頂部に堤軸方向と平行に2本の亀裂(最大深度1.9m、延長90m)が生じた
- 上流斜面平板ブロック張が堤体下部方向にずれ(最大ずれ20cm、累積50~70cm)、平板ブロックと波返しの上に亀裂が生じ、法尻での張ブロックの沈下やブロック留工の亀裂が生じた

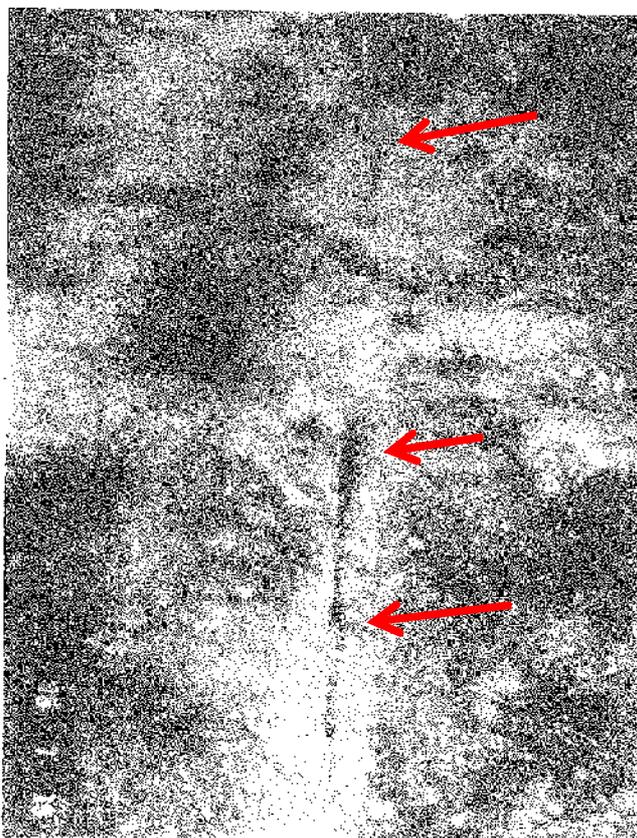
#### 2)余水吐

- 余水吐(側溝)底盤コンクリートに亀裂が生じた

被災状況写真



堤体上流斜面平板ブロック張が、下部方向にずれ平板ブロックと波返しの間に亀裂が生じ法尻での張ブロックの沈下やブロック留め工の亀裂が生じた

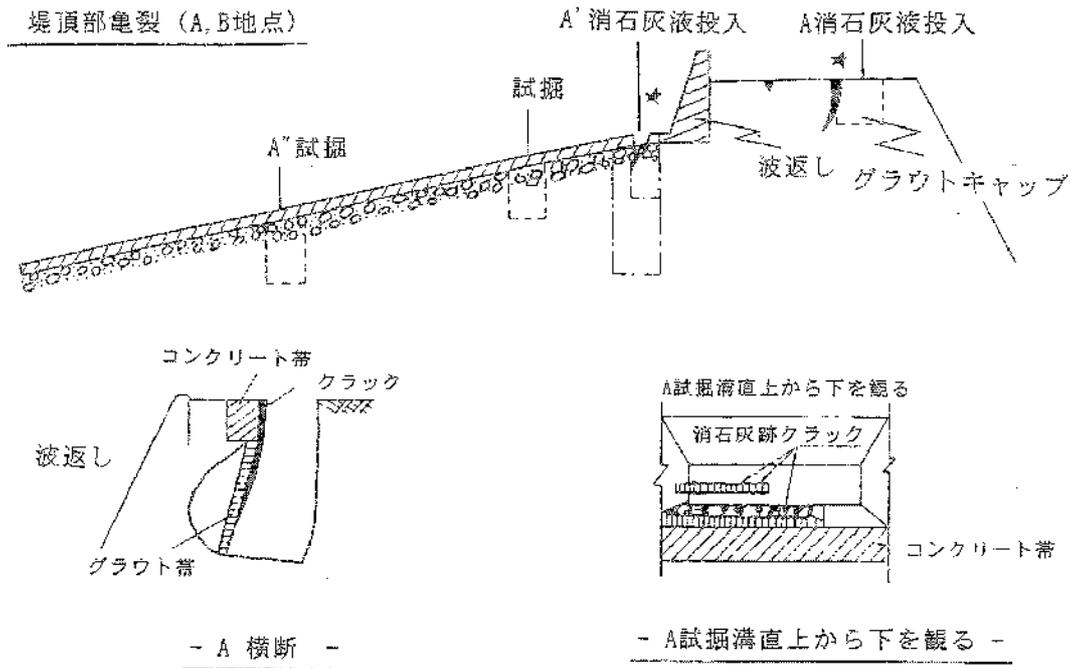


宿の沢ダム（宮城県高清水町）堤頂に発生した縦割方向（ダム軸と平行）のクラック最大幅約150mm

(3)被災のメカニズム

1)調査結果

- ・斜面保護工のブロック及び天端付近のグラウチングのコンクリートキャップと盛土の間の亀裂であるが、これは、力学的特性の相違によるものと考えられる。
- ・平板ブロックの被害が大きかったが、これは、下部フィルター層の砂礫がコロの役割をしたものと推定される。



3. 復旧工法の検討

<復旧方針>

- 以下の復旧対策を行った

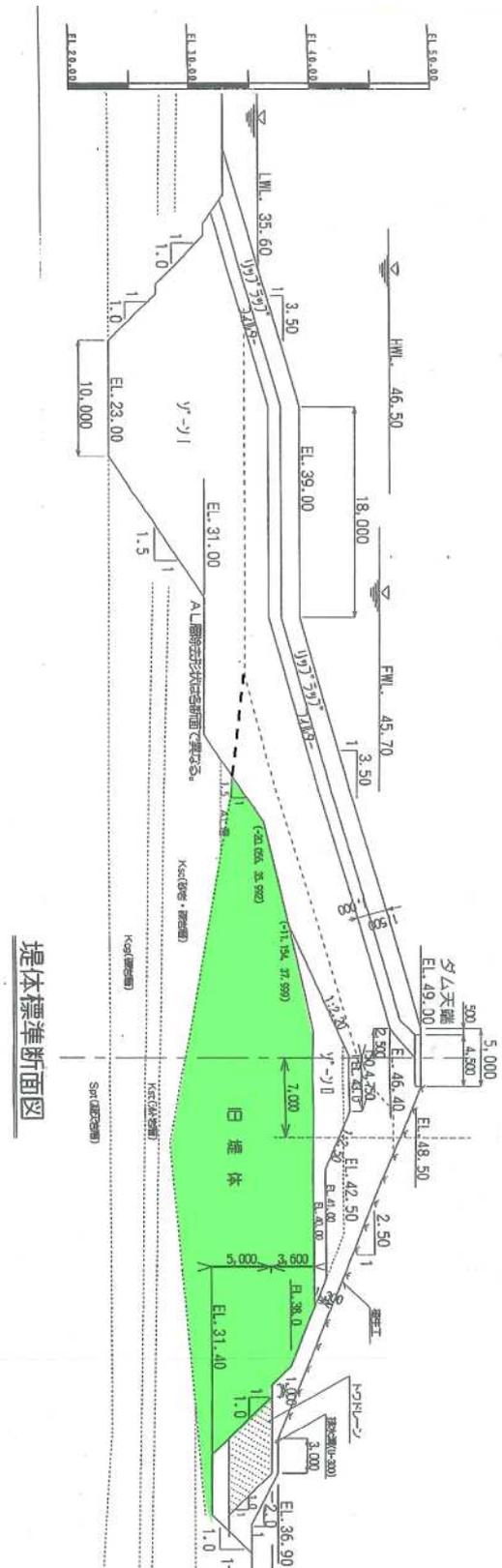
復旧対策	概要
堤頂の上下流側に充填グラウト施工 (L=7m程度、カバーロック w=50cm×2列)他	

<補修方針>

- 築造後かなり年月が経過しており、老朽化による漏水防止(水需要の増加による水源の確保を図るための既設堤体の嵩上げも併せて実施)が計画された。
- ダムサイトの地形は下流に向かって傾斜していること、下流の兩岸地山部は低いこと、堤体が老朽化していること、より上流側に遮水ゾーンを新設する計画とした。
- 築堤材料にはダムサイト付近に確保された土取場から入手したローム質土と凝灰岩系砂質土の混合土を使用した。既設堤体とほぼ同じ性質であり改修後の堤体は均一型に近い。堤体の下流側法尻には浸透水を排水させるため、浸潤面を低下させるためのドレーン工を設置した。  
上流法面の全面に購入材(安山岩)による捨石とフィルターからなる保護層を施した。
- 基礎地盤は限界圧は低いが、平均的に比較的高い止水性を有していたことからグラウチングの止水処理は行わず、幅広のコアトレンチを設け、浸透路長を大きくとった。

<堤体内グラウチング(過年度復旧工)撤去方針>

- 平成8年度、堤体天端開削及び底樋撤去部断面でグラウチングによる補修跡が見つかった。その際の方針は以下のとおりである。
  - ・①オランダ式二重管コーン貫入試験、②現場密度測定、③底樋部の切土面観察結果、④堤体上下流面の観察結果の調査結果より、以下の点(a, b, c)からダムの安全性を考慮し、旧堤体剥ぎ取り高さをEL.40.0とし、剥ぎ取った部分にはこの材料を再利用する計画とした。
  - ・この場合、堤体の上下流法面の最危険ケースにおけるすべりに対する安全率は、各々  $F_{smin}=1.230$ 、 $F_{smin}=1.251$  を示し安全である。
  - a. 法面の観察で、グラウトミルク痕跡が表れている最低標高がEL.42.0~EL.40.0区間であること。
  - b. 中央から上下流方向へのグラウトミルク痕跡の拡散標高範囲がEL.42.0~EL.38.0付近に多く見られること。
  - c. 過年度のグラウト注入による改良深度は、堤体天端より最低7.0m以上である。



I. 越流部中央の縦クラックの工事（樹脂注入）事例（玉川ダム（秋田県）、平成 13 年）



樹脂注入工
10BL EL.331.5m～365.0m
着工前のクラック状況



樹脂注入工
10BL EL.331.5m～365.0m
Vカット施工状況、サンダーがけ

写真-巻-1 越流部中央の縦クラックの工事状況

## I. 上流面補修工（コンクリート打換）事例（遠野ダム（岩手県）、平成 14～15 年）

## ①仮設工（水替え工・仮設道路整備）

補修工事に合わせて、貯水位の低下、維持を目的に水中ポンプ（10 インチ×10 基）を設置した。作業については、ユニフロート台船を 5 台使用し、水中ポンプは常時について 3～4 基稼働し、出水時、水位低下時には 5～10 基が稼働した。



写真-巻-2 水中ポンプ（10 インチ）



写真-巻-3 水替え状況

## ②足場工

全面補修であることから、通常時水位より概ね 1.2m 上方にブラケット足場を設置し、それより上部には枠組足場を設置した。

※上流面に勾配があることから、張り出し足場を併用する。



写真-巻-4 上流面足場

## ③表面樹脂除去及びケレン

堤体表面に付着した劣化樹脂及び経年による付着物を除去するため、ベビーサンダーで堤体表面をケレンした。

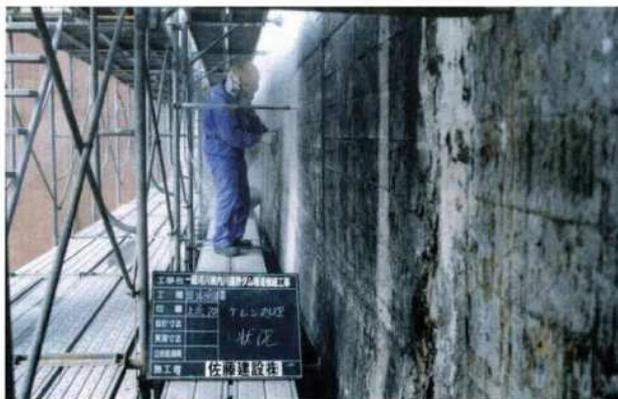


写真-巻-5 表面樹脂ケレン状況

④補修範囲の確認

岩検ハンマーによる打撃により、特殊モルタルによる補修範囲の特定を行い、監督員の確認を受けた。



写真-巻-6 補修部検査

⑤縁切り

補修範囲の確定後、その周囲をベビーサンダーにて深さ概ね 20mm 以上となるように目地を入れる。このときの施工角度は、両サイド及び下部は 45° で堤体側に食い込む形で、上部は鈍角に 45° になるように施工を実施した。

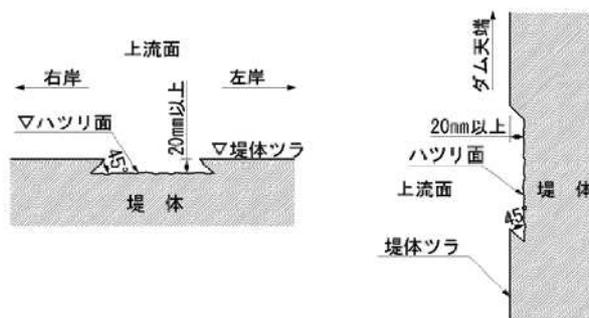


写真-巻-7 カッター処理施工図



写真-巻-8 補修部カッター処理

## ⑥劣化部除去

電動ピックにより、他の正常な箇所に損傷を与えないよう丁寧に施工をする。ハツリ厚さは特殊モルタルの付着や、強度、施工時期（冬期）を考慮し20mm以上とする。ハツリにより露出する骨材については、ベビーサンダーにて数カ所切断目を縦に入れ、突出部をハンマーにて除去した。



写真-巻-9 補修部ハツリ処理



写真-巻-10 補修部骨材カッター処理

## ⑦洗浄

はつり作業完了後、高圧洗浄機にて十分に清掃を実施した。



写真-巻-11 補修部洗浄状況

## ⑧劣化部除去完了検査

ハンマーによる打撃により、補修部におけるコンクリート劣化部の除去の確認を監督員により実施した。



写真-巻-12 劣化部除去完了検査

## ⑨特殊モルタル打設

打設はコテ仕上げを基本とし、1施工あたりの厚さを2～3cm程度として施工した。打設厚の厚い箇所については、数回の施工となるためホウキ目を打継ぎ面に入れる。また、冬期施工となったため、外気温によっては、既設コンクリートハツリ表面をジェットヒーターとビニールダクト使用による加熱養生を先行して打設した。



写真-巻-13 補修材下塗り（SIRC-D3）

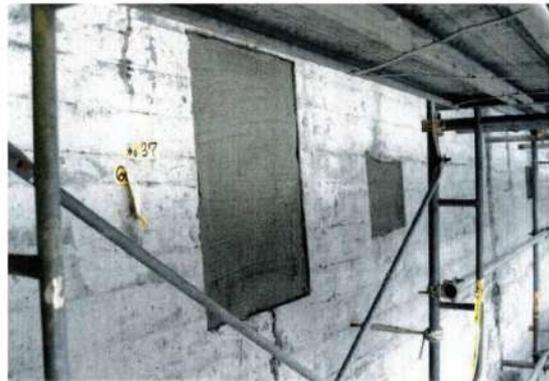


写真-巻-14 打継部ホウキ目仕上げ

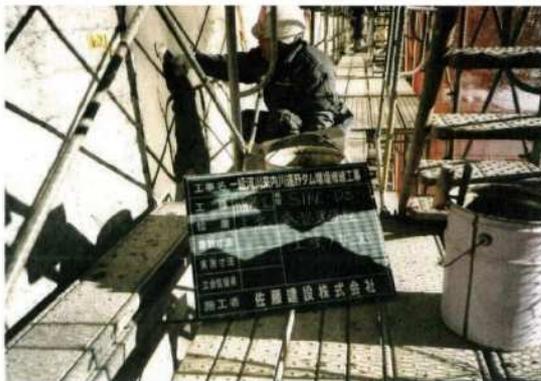


写真-巻-15 補修材上塗り（SIRC-D3）



写真-巻-16 補修部プライマー処理  
（ライオン GRLC）



写真-巻-17 補修材下塗り  
（ライオン GRLC）



写真-巻-18 補修材上塗り  
（ライオン GRLC）



写真-巻-19 補修完了（ライオンGRLC）



写真-巻-20 補修材下塗り（タフエース）



写真-巻-21 補修材上塗り（タフエース）

⑩養生

施工後は、ジェットヒーターと簡易ビニールダクトによる加熱養生を行い、その期間は5日間とした。



写真-巻-22 養生（ビニールダクト）

## ⑪目地切加工

補修箇所がブロックジョイントにあたる箇所は、特殊モルタルによる修復後にカッター目地を施工した。

## ⑫堤体上流面補修完了

堤体上流面補修完了状況を示す。



写真-巻-23 堤体上流面着手前状況



写真-巻-24 堤体上流面補修完了

## II. 下流面補修工（コンクリート打換）事例（遠野ダム、平成 14～15 年）

## ①仮設工（仮設道路工）

## ②足場工

下部を単管による傾斜足場、上部鉛直部については枠組足場を、ハツリ作業時とコンクリート打設時について 2 回設置した。ハツリ作業時には、ハンドブレーカーの施工を考慮し、通常の足場の間に 0.6m 間隔に中段足場を設置した。



写真-巻-25 足場設置状況（左岸側）



写真-巻-26 足場設置状況（右岸側）

## ③劣化部の除去

劣化の状態から 100mm のハツリを標準として施工した。使用機械は、コンプレッサー（35～50ps）とチップパー、ピック、ブレーカーの組合せで実施している。状況に応じて、フェノールフタレイン試薬を使用し、試験を実施しながら作業を実施した。

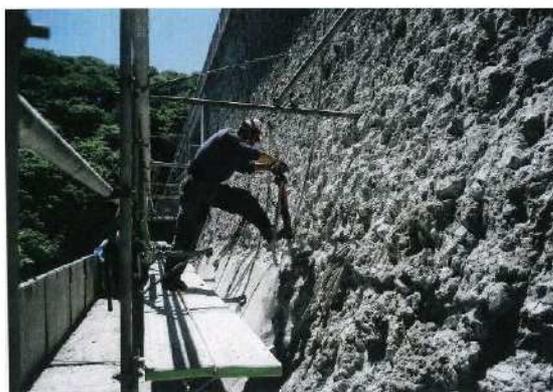


写真-巻-27 劣化部除去状況



写真-巻-28 試薬検査状況

## ④清掃

ハツリ面を高圧洗浄機にて十分に清掃し、ハツリ面に浮きがないかを確認した。必要に応じては再度除去を実施するが、機械作業とした場合、深掘れとなることことが懸念されたことから、手ハンマーによる作業とした。



写真-巻-29 ハツリ面洗浄状況

## ⑤サシ筋

電動ハンマードリルにて、ハツリ面より削孔しブロア及びブラシにて孔内を清掃後、ケミカルアンカーの打設を実施した。

※サシ筋仕様：D13 異形棒鋼、L=700mm（出 400mm、入 300m）



写真-巻-30 アンカー打設（削孔）



写真-巻-31 アンカー打設完了

## ⑥溶接金網設置

サシ筋に溶接金網をセットする（コンクリート表面のひび割れ防止）。



写真-巻-32 溶接金網設置完了



写真-巻-33 溶接金網かぶり確認

## ⑦型枠設置

ダム天端の車道が2.5mと狭隘なことから、クレーンの配置箇所が制限される。このため、型枠については、重量が軽く転用が比較的容易で、強度も十分であるスルーフォーム型枠を使用した。この枠材は、枠部が半透明で打設時のコンクリートの状態を確認できる利点がある。また、スルーフォームの設置が不可能な場所には、木製型枠を使用した。



写真-巻-34 型枠設置完了

## ⑧目地工

既設ブロックジョイント部分は、劣化部ハツリ完了後深さ150mmまでVカットし、膨張性止水板（厚さ10mm）を先行ブロックのツマ部に設置する。

## ⑨下地処理工

新旧コンクリート面の付着性を上げるため、ハツリ面にコンクリート改質剤（CS21：（株）アストン）を塗布した。



写真-巻-35 目地部処理完了



写真-巻-36 コンクリート改質剤塗布

## ⑩コンクリート打設

作業空間に制約を受けるため、配管圧送によるポンプ打設により施工した。



写真-巻-37 コンクリート打設状況

## ⑪養生

湿潤状態を保つため、養生マットを保水状態にして使用する。また、必要に応じて散水も実施した。

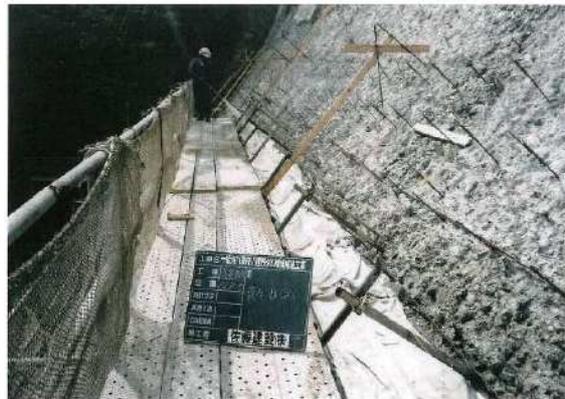


写真-巻-38 養生状況

## ⑫打継面処理

リフト打継目のレイタンス処理はワイヤブラシと高圧洗浄機を使用し施工した。長期（4週以上）の間隔に対しては、打継ぎ面のチッピング処理を実施した。



写真-巻-39 レイタンス処理

⑬堤体下流面補修完了

堤体下流面補修完了状況を示す。



写真-巻-40 堤体下流面着手前状況（左岸から）



写真-巻-41 堤体下流面補修完了（左岸から）