

◆ 特集：既設ダム有効利用のための技術開発 ◆

## フィルダムの合理的な嵩上げ設計手法

山口嘉一\* 富田尚樹\*\* 水原道法\*\*\* 三笠真吾\*\*\*\*

### 1. はじめに

社会資本ストックの有効利用を図るためには、それらの機能を長い年月にわたって適切に維持するとともに、必要に応じて機能を強化するために再開発を行うことが重要である。ダム事業に関しては、現在、ダム完成後の社会状況の変化に伴い、洪水調節機能の増大、流水の正常な機能の維持・増進等、ダムに対する新たな社会的要請が生じてきている。これらの新しい要請に対応するため、既設ダムの再開発計画が増加しつつある。本報文では、既設ダムの再開発のうちフィルダム既設堤体の有効利用方法に着目し、合理的な嵩上げ設計手法について検討を行った結果について報告する。なお、検討にあたっては、基礎地盤の設計、詳細な関連施設の配置設計や施工方法等については考慮せず、堤体部分の安定性評価に主眼を置いている。

### 2. 嵩上げ形式の選定

図-1に示す形式1～形式3のフィルダムの嵩上げ形式を対象に、現行設計法である震度法<sup>1)</sup>、修正震度法<sup>2)</sup>に基づくすべり安定解析を行い、すべり安全率1.20以上を満たす嵩上げダム堤体の上下流斜面勾配を決定した。本研究では既設堤体をロックフィルダムおよびアースフィルダムとした場合の検討を行った。しかし、本報文では、既設堤体がロックフィルダムである場合の結果を紹介する。また、嵩上げ後の堤体規模は、すべての形式においてロックフィルダムとし、既設堤体は堤高30m、嵩上げ後の新設（以下、新設と略称する。）堤体は堤高70mとした。なお、3つの嵩上げ形式のうち、形式1が最も一般的な嵩上げ形式である。

すべり安定解析の条件を表-1に示す。ここに示す条件のほか、築堤解析や塑性変形解析に用いた入力物性値は七ヶ宿ダムの設計値ないしは試験値<sup>3)</sup>を用いた。すべり安定解析では、水位は常時満水位相当の水位として堤高の92%とした。ダムの基礎地盤は不透水層で、かつ、すべり円弧がダムの基礎地盤にかからないものと仮定した。また、堤体材料の強度として、コア材料については震度法および修正震度法ともモール・クーロンの破壊

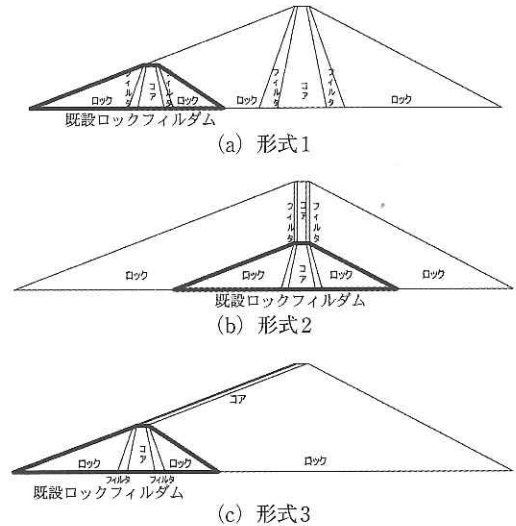


図-1 嵩上げダムの形式 (既設ロックフィルダムの例)

表-1 すべり安定解析の条件

項目		モデル条件	
貯水池水位		堤高の92%	
設計震度 (震度法)		0.15	
設計地盤震度 (修正震度法)		0.18	
湿潤、飽和密度 (t/m <sup>3</sup> )	ロック a)	1.94, 2.15	
	フィルタ a)	2.13, 2.24	
	コア a)	2.22, 2.23	
堤体材料のせん断強度	粘着力 (kN/m <sup>2</sup> )	ロック b)	0
		フィルタ b)	0
		コア a)	0
	内部摩擦角 (°)	ロック b)	42
		フィルタ b)	36
		コア a)	35
A, b <sup>*</sup> )	ロック c)	A=4.37, b=0.804	
	フィルタ c)	A=1.57, b=0.902	

※) 応力の単位系として、kN/m<sup>2</sup>を用いた場合の値。

a) 震度法および修正震度法ともに用いた物性値。

b) 震度法のみを用いた物性値。

c) 修正震度法のみを用いた物性値。

基準に基づく粘着力 $c$ と内部摩擦角 $\phi$ を、ロック、フィルタ材料については震度法では $c$ 、 $\phi$ を、修正震度法では曲線破壊基準に基づく係数 $A$ 、 $b$ を用いた。

解析により得られた、すべり安全率1.20以上を満たす上下流斜面の勾配およびそれらの勾配で高上げを行った際の堤体積を算出し、経済性の比較を行った。比較の結果、形式3は他の形式に比べて堤体断面積が大きくなりコスト面で不利である。これは、形式3の上流斜面勾配は形式1と2に比べ、緩い勾配となることから明らかである。さらに、形式3は極端な傾斜コア型のロックフィルダムとなり、表層部のコアの保護、後述するコアの水圧破碎などの観点からも好ましい形式とはいえない。

以上より、本研究では、形式1と2について検討を行うものとした。検討に用いた高上げ条件を表-2に示す。安全性評価において高上げ形式による違いを評価するため、新設堤体の上流斜面勾配、下流斜面勾配は、どの高上げ形式においてもそれぞれ1:2.60および1:1.90と統一した。

### 3. 検討概要

#### 3.1 築堤解析

築堤解析はDuncan-Changモデル<sup>4)</sup>による非線形弾性解析により行った。

築堤解析結果に基づき、築堤後の応力および変形形状について考察を行うとともに、各要素の局所安全率による安全性を評価した。解析における入力物性値を、表-3に示す。

#### 3.2 湛水解析

湛水解析は築堤解析終了後の堤体上流斜面に静水圧を与え、上流側ロック、フィルタ部分およびコア部分に飽和重量と湿潤重量の差分を物体力として与えることにより、湛水時の全応力を算出した。間隙水圧を求めるために、コア部分に対してその透水係数を $1 \times 10^{-5} \text{cm/sec}$ とおき、浸透流解析を行った。算出されたコア部分の最小主応力(全応力) $\sigma_3$ と間隙水圧 $u$ より、水圧破碎についてより安全側の評価が得られるSeedの基準<sup>5)</sup>に基づいて水圧破碎に対する安全率 $SF_{hf}$ を次式より算定した。

$$SF_{hf} = (\sigma_3 + \sigma_1) / u \quad (1)$$

なお、水位は堤高の92%とし、引張強度 $\sigma_t$ は安全側の判断として0とした。

#### 3.3 動的解析

Newmark法<sup>6),7)</sup>により地震時における堤体のすべり変形量を算出し、耐震性の評価を行った。Newmark法では、すべり土塊のすべり安全率が1.0となるとき加速度を限界加速度とし、すべ

表-2 検討ケース

高上げ形式	既設堤体の種類	堤高 (m)	
		既設	新設
形式1 および 形式2	ロックフィルダム	30	50
			70
			100
		50	70
100			

表-3 築堤解析における入力物性値

項目	モデル条件		
	ロック	フィルタ	コア
材料の種類			
湿潤密度 $\rho_t$ (t/m <sup>3</sup> )	1.94	2.13	2.22
粘着力 $c$ (kN/m <sup>2</sup> )	0	0	0
内部摩擦角 $\phi$ (°)	42	36	35
弾性係数を定義する係数K	850	608	141
拘束依存性を定義する係数 $n$	0.371	0.419	0.941
破壊比 $R_f$	0.387	0.998	1.039
初期ポアソン比 $G$	0.324	0.252	0.397
ポアソン比に関わる係数 $F$	0.269	0.173	0.098
ポアソン比に関わる係数 $D$	13.82	11.16	7.96

表-4 すべり変形量算出に用いた物性値

項目	モデル条件		
	ロック	フィルタ	コア
材料の種類			
湿潤密度 $\rho_t$ (t/m <sup>3</sup> )	1.94	2.13	2.22
飽和密度 $\rho_d$ (t/m <sup>3</sup> )	2.15	2.24	2.23
粘着力 $c$ (kN/m <sup>2</sup> )	-	-	0
内部摩擦角 $\phi$ (°)	-	-	35
$A$ *)	4.37	1.57	-
$b$ *)	0.804	0.902	-
ポアソン比	0.35	0.35	0.35
間隙比	0.326	0.33	0.33

※) 応力の単位系として、kN/m<sup>2</sup>を用いた場合の値。

り土塊の平均応答加速度が限界加速度を超えるとときに変形が生じる。本報文では、すべり土塊の限界加速度を簡便分割法(モーメント法)により求めた。一方、すべり土塊の応答加速度は、複素応答法による等価線形解析により堤体応答加速度を算出し、すべり土塊の平均応答加速度を求めた。等価線形解析およびすべり変位量の算出に用いた物性値を表-4に示す。また、せん断剛性および減衰率とせん断ひずみとの関係<sup>3)</sup>を図-2に示す。初期せん断剛性率 $G_0$  (kN/m<sup>2</sup>) は次式<sup>3)</sup>により算出した。

$$G_0 = 5820 \cdot \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} \sigma_m^{0.6} \quad (\text{ロック}) \quad (2)$$

$$G_0 = 2380 \cdot \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} \sigma_m^{0.7} \text{ (フィルタ, コア)} \quad (3)$$

$$\sigma_m' = \frac{1 + 2K}{3} \rho \cdot g \cdot D \quad (4)$$

ここで、 $e$  : 間隙比、 $\sigma_m'$  : 平均有効主応力 (kN/m<sup>2</sup>)、 $K$  : 主応力比、 $\rho$  : 密度 (t/m<sup>3</sup>)、 $g$  : 重力加速度 (= 9.8m/s<sup>2</sup>)、 $D$  : 層厚 (m) である。

入力地震動は、図-3に示す兵庫県南部地震の際に、箕面川ダムで観測された水平方向の地震動の最大値が1000galとなるように引き伸ばしたものをを用いた。

すべり土塊の形状は図-4に示す、天端上流端を始点とする浅い円弧 (①~⑤) および深い円弧 (⑥~⑩)、天端下流端を始点とする深い円弧 (⑪~⑮) および天端下流端から天端幅分下がった位置を始点とする深い円弧 (⑯~⑳) の、上流側計20円弧とした。それぞれ設定円弧のグループについて  $y/H$  を 0.2、0.4、0.6、0.8 および 1.0 の 5 円弧設定した。ここに、 $y$  は天端から円弧最深部までの距離である。なお、上流側の円弧を対象としたのは、大規模地震時には、上流側斜面の方が下流側斜面に比べてすべり変形量が大きく相対的に安全性が低いという既往の研究事例<sup>8)</sup>に基づいている。

#### 4. 検討結果

##### 4.1 築堤時の安全性評価

本研究において検討を行った嵩上げ条件のうち、例として既設堤体が30mのロックフィルダムであり新設堤体が70mであるケースについて、形式1および形式2による嵩上げ後の堤体の変形形状およびせん断安全率の分布を図-5、図-6に示す。

形式1および形式2では、既設堤体が新設堤体に押しつぶされる形で変形していることがわかる。しかし、せん断に対する安全率が1.0を下回る部分は見られない。これは、他の嵩上げ条件においても同様である。

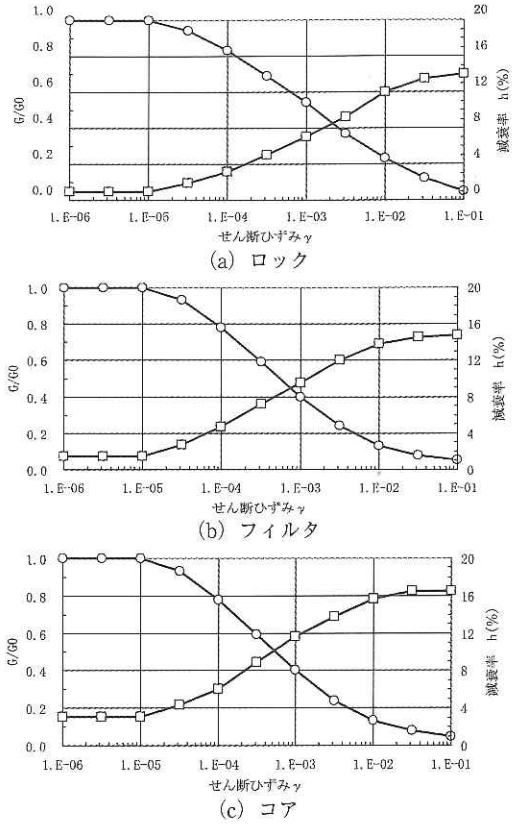


図-2 せん断剛性率、減衰率とせん断ひずみの関係

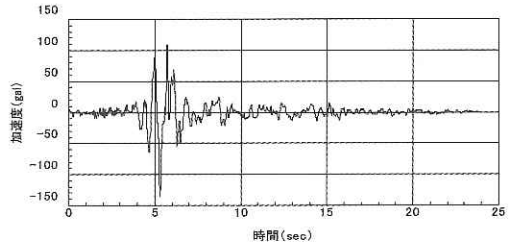
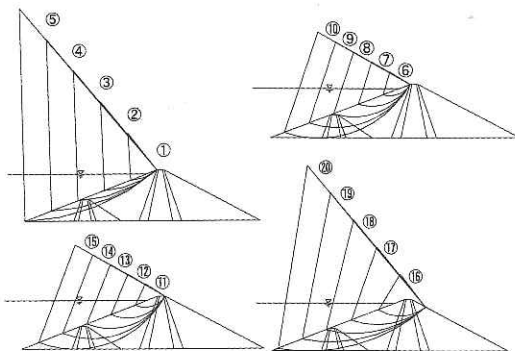
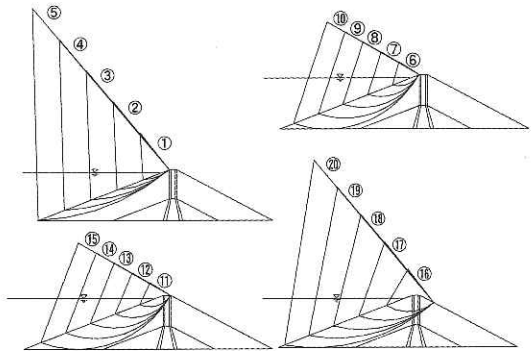


図-3 入力地震動 (水平方向、最大加速度135.0gal)



既設堤体：ロックフィルダム

(a) 形式1



既設堤体：ロックフィルダム

(b) 形式2

図-4 すべり円弧形状 (既設堤体30m、新設堤体70mの場合)

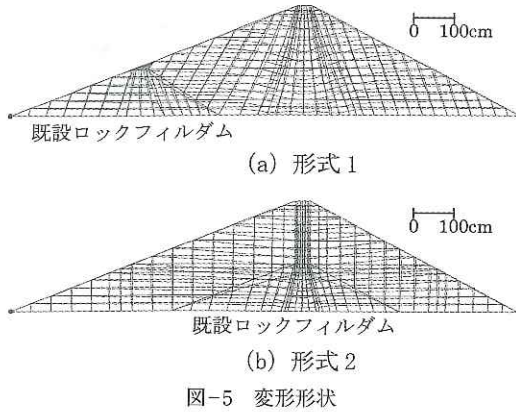


図-5 変形形状

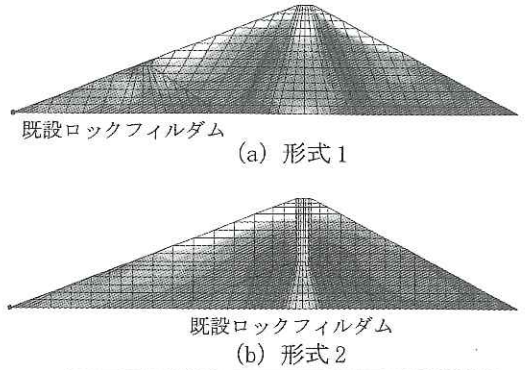


図-6 せん断安全率の分布

これより、築堤時の安定性に着目すると、両形式ともせん断破壊に対して安全性を確保することが比較的容易であるといえる。

#### 4.2 湛水時の安全性評価

ここでは、既設堤高が30mのケースに限って結果を紹介する。形式1による嵩上げ堤体の湛水時の水圧破碎に対する安全率の分布を図-7に示す。形式1の既設堤高が30mで、新設堤高が70mのケースと堤体外形が同様の新設ダムのケースの水圧破碎に対する安全率の分布を比較すると、水圧破碎に対する安全率に大きな差は見られない。また、堤高に着目して水圧破碎に対する安全率をみると、嵩上げ高が高くなるにつれて安全率が低い領域が拡大する。なお、堤高100mで、水圧破碎に対する安全率が1.0を下回り、その範囲は堤高10mから35mの位置で最小の安全率が0.97程度である。なお、水圧破碎の安全率算定については、最も安全側の評価となる方法を採用していることから、今後ともさらなる研究、検討の余地があることを注意されたい。これらの結果から、形式1では、水圧破碎に対する安全性に関して、嵩上げの影響は小さいと言える。

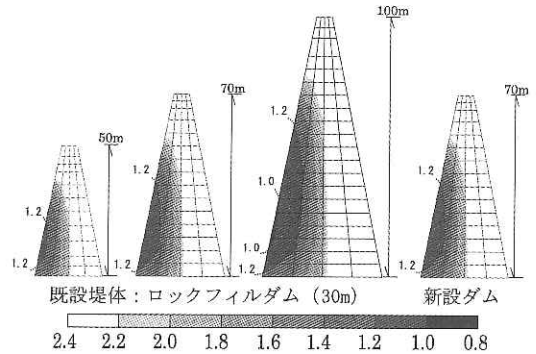


図-7 水圧破碎に対する安全率 (形式1)

形式2による嵩上げ堤体の湛水時の水圧破碎に対する安全率の分布を図-8に示す。形式2では、既設堤体上流側斜面において水圧破碎に対する安全率が1.0を下回る部分が発生し、新設堤高が100mである場合では、勾配変化点付近を中心に新設堤体上流部分にも安全率が1.0を下回る部分が発生することがわかる。

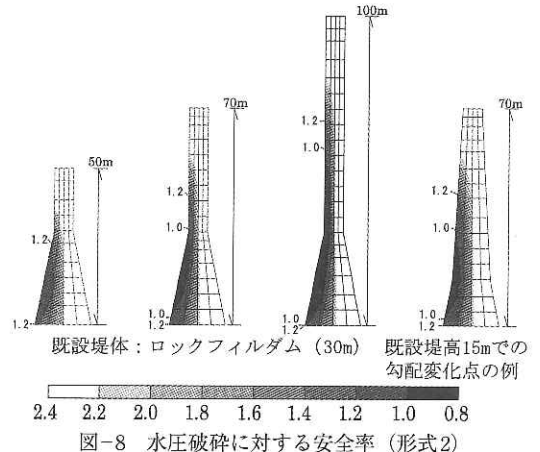


図-8 水圧破碎に対する安全率 (形式2)

既設堤体がロックフィルダムである場合、嵩上げ高が高くなるに従って、勾配変化点付近に水圧破碎に対する安全率の低い領域が拡大することがわかる。

勾配変化点付近における水圧破碎の安全率の分布について詳しく分析するために、既設堤高30m以下で勾配変化点を設けたケースを設定した。既設堤高が30mであり、新設堤高が70mである形式2

の嵩上げ堤体において、既設堤体の高さ15mの部分まで除去し、その位置から嵩上げを行い、既設堤高15mでコア勾配変化点を設けた堤体の水圧破碎に対する安全率の分布を図-8に示す。形式2と安全率の分布を比較すると、それぞれの勾配変化点における安全率が、他方の同一標高における安全率より小さくなっていることがわかる。これよ

り、水圧破碎に対する安全性は、コアの勾配変化点の影響が大きいことがわかる。

以上より、既設堤体がロックフィルダムの場合、湛水時の安全率は、形式1のほうが有利であることがわかる。そのため、形式2を採用する際には、水圧破碎に対する安全性評価が重要となる。

#### 4.3 耐震性評価

耐震性としてすべり変形量に着目して評価を行う。ここでは、既設堤高が30mで、新設堤高が70mであるとき結果について紹介する。すべり変形量を図-9に示す。下流斜面の天端幅分標高の下がった位置を始点とする円弧(16~20)において、形式1のすべり変形量が形式2と比べてやや大きくなっているが、その他の円弧においては大きな差は見られない。すべり変形量の最大値で比較しても、形式1の109.8cmに対して形式2では100.2cmと、大きな差はないことがわかる。既設堤体がロックフィルダムである場合、他の嵩上げ条件においてもほぼ同様の傾向が確認できる。

以上より、既設堤体がロックフィルダムである場合では、嵩上げ形式がすべり変形量に着目した耐震性に及ぼす影響は小さいと考えられる。

#### 5. フィルダム嵩上げ設計方法の提案

本研究において提案するフィルダム嵩上げ設計方法の流れを図-10に示す。また、以下にその概要を示す。

- (1) 複数の嵩上げ形式に対して、すべり安定解析を行い、震度法および修正震度法によるすべり安全率1.20を満たす嵩上げ堤体の上下流斜面勾配を決定する。この際、経済性の観点からの評価も併せて行う。
- (2) (1)で決定した断面に対して、築堤解析および湛水解析を行い、せん断破壊および水圧破碎に対する安全性を評価する。
- (3) 大規模地震に対する動的解析および塑性変形解析を行い、耐震性の評価を行う。大規模地震に対する耐震性の照査方法は、本研究の成果も反映して作成された『大規模地震に対するダム耐震性能照査指針(案)』<sup>9)</sup>による。なお、耐震性の必要検討項目としては、本研究で対象としたすべり変形量のほかに、地震時のコア内の局所安全率や既設アースフィルダム堤体の液状化や揺すり込み沈下があげられる。

また、本研究から明らかになった形式1および形式2の嵩上げ設計上の留意点をまとめたものを表-5に示す。なお、表には既設ダムがアースフィルダムの場合の留意点もあわせて示している。

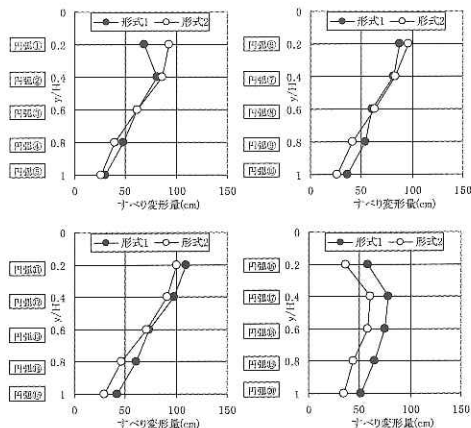


図-9 すべり変形量 (既設堤体: ロックフィルダム、既設堤体30m新設堤体70m入力加速度1000gal)

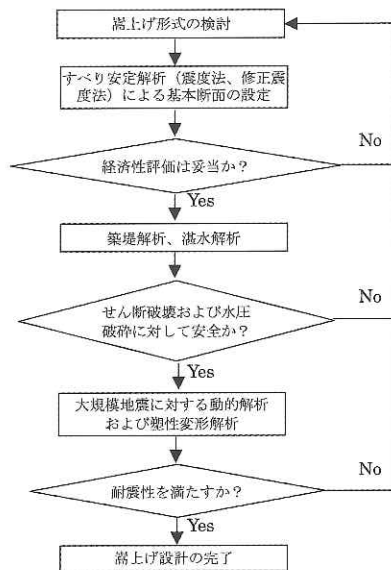


図-10 フィルダムの嵩上げ設計方法

#### 6. 結論

本研究では、3つの嵩上げ形式について図-10に示す方法で嵩上げ形式の選定に関する検討を行った。具体的には、3つの嵩上げ形式に対して経済性により形式1と2を選定し、せん断破壊や水圧破碎に対する安全性の評価および耐震性の評価を行った。なお、本報文では既設堤体がロックフィルダムの場合に限って結果を紹介した。

形式1では、経済性を満足し、せん断破壊や水圧破碎に対する安全性および、すべり変形量に着目した耐震性についても大きな問題はないことが分かった。

形式2では、経済性を満足し、築堤時のせん断破壊に対する安全性に問題はないものの、湛水時

表-5 フィルダム嵩上げ設計上の留意点

嵩上げ形式	形式1	形式2
経済性評価	<ul style="list-style-type: none"> <li>・既設ダムの形状に照らして現実的な形状ですべりに対する安定性を確保できる。</li> <li>・形式2と比べ、コアの体積が大きくなるため、必要なコア量および施工日数の確保が必要である。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・既設ダムの形状に照らして現実的な形状ですべりに対する安定性を確保できる。</li> <li>・既設堤体の上流側にも新設堤体を築造するため、形式1と比べて貯水量が少なくなる。</li> </ul>
せん断破壊、水圧破碎に対する安全性評価	<ul style="list-style-type: none"> <li>・築堤時、せん断破壊に対して安全性を確保することが比較的容易である。</li> <li>・築堤時、形式2と比べ、既設堤体上流斜面や新設堤体との境界部において、上流側への変形が大きくなる傾向があるため、変形挙動の監視が特に重要である。</li> <li>・湛水時、水圧破碎に対して安全性を確保することが比較的容易であるが、堤高が高くなるにつれて水圧破碎に対する検討が重要となる。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・築堤時、せん断破壊に対して安全性を確保することが比較的容易である。</li> <li>・湛水時、嵩上げ高が高くなるにしたがって、勾配変化点付近における水圧破碎に対する検討が重要となる。特に、既設堤体がロックフィルダムである場合は既設堤体の標高が高い部分において、既設堤体がアースフィルダムである場合は新設堤体の標高が低い部分において注意が必要である。</li> </ul>
耐震性評価	<ul style="list-style-type: none"> <li>・既設堤体がアースフィルダムである場合、地震時に、上流側斜面のすべり量が大きくなる傾向があるため注意が必要である。また、液状化や大きな揺すり込み沈下の発生についても詳細な検討が必要となる。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・耐震性としてすべり変形量のみに着目すると大きな問題はない。ただし、形式1と比べ、コア部において相対的に静的荷重状況下における安全性が低いため、地震時にさらなる安全性の低下につながる恐れがある。また、既設堤体がアースフィルダムである場合、液状化や大きな揺すり込み沈下の発生についても詳細な検討が必要となる。</li> </ul>

ては、上述の検討のほかに、基礎地盤の設計、詳細な関連施設の配置設計を併せて実施するとともに、貯水池機能を維持した上での施工可能性についても留意しなければならない。

参考文献

- 1) 建設省河川局監修：改訂新版 建設省河川砂防技術基準（案）同解説、設計編 [1]、(社)日本河川協会、1997年10月
- 2) 建設省河川局開発課監修：フィルダムの耐震設計指針（案）、(財)国土開発技術研究センター、1991年6月
- 3) 松本徳久、安田成夫、大久保雅彦、境野典夫：七ヶ宿ダムの動的解析、建設省土木研究所資料、第2480号、1987年3月
- 4) Ozawa, Y. and Duncan, J. M. : "ISBILD : A Computer Program for Analysis of Static Stresses and Movements in Embankments", No. TE-73-4, Univ. of California, Oct., 1973
- 5) Seed, B. and Duncan, J. M. : The Teton Dam Failure-A Retrospective Review, Proc., 10th Int. Conf. SMFE, Vol. 4, pp.219-238, 1981
- 6) 館山 勝、龍岡文夫、古関潤一、堀井克己：盛土の耐震設計法に関する研究、鉄道総研報告, Vol.12, No.4, pp.7-12、1998年4月
- 7) (財)鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計・同解説耐震設計、1998年11月
- 8) 山口嘉一、富田尚樹、水原道法：ロックフィルダムの地震時すべり変形量に関する検討、ダム工学, Vol.15, No.2, pp.120-136、2005年6月
- 9) 国土交通省河川局：大規模地震に対するダム耐震性能照査指針（案）、2005年3月

に水圧破碎が発生する可能性があるため、慎重な検討が必要であることがわかった。すべり変形量に着目した耐震性に関しては大きな問題はないことがわかった。

本研究において提案した嵩上げ設計方法や設計上の留意点を適切に対処することにより、合理的なフィルダムの嵩上げ設計が可能であると考えられる。ただし、フィルダムの嵩上げ設計にあつ

山口嘉一\*



独立行政法人土木研究所つくば中央研究所水工研究グループダム構造物チーム上席研究員, 工博  
Dr. Yoshikazu YAMAGUCHI

富田尚樹\*\*



独立行政法人水資源機構関西支社事業部(前 独立行政法人土木研究所つくば中央研究所水工研究グループダム構造物チーム研究員, 工修)  
Naoki TOMIDA

水原道法\*\*\*



西日本技術開発(株) 調査解析部(前 独立行政法人土木研究所つくば中央研究所水工研究グループダム構造物チーム交流研究員, 工修)  
Michinori MIZUHARA

三笠真吾\*\*\*\*



独立行政法人土木研究所つくば中央研究所水工研究グループダム構造物チーム交流研究員  
Shingo MIKASA