

V-6 フィルダムの嵩上げ技術に関する調査

研究予算：運営費交付金（治水勘定）

研究期間：平 13～平 16

担当チーム：水工研究グループ（ダム構造物）

研究担当者：山口嘉一、富田尚樹、佐藤弘行
小堀俊秀

【要旨】

自然環境の保全に対する社会的要請の高まりから、治水整備、水資源開発において、既設ダムの効率的な利用が求められている。このため、本調査では、フィルダムの嵩上げを採り上げ、既設堤体および基礎地盤の漏水などの探査方法と物性評価方法、嵩上げ設計方法、嵩上げ堤体の挙動監視方法を提案するものである。

平成 16 年度は、まず、既設のロックフィルダムやアースダムからロックフィルダムへの嵩上げにおいて、複数の嵩上げ形式を対象にすべり安定解析を行い、経済性も考慮したうえで適切な嵩上げ形式を選定し、それらを対象に築堤解析、湛水解析および動的解析を行い、嵩上げ形式が築堤時、湛水時および地震時における嵩上げダムの安定性に及ぼす影響について検討を行った。さらに、その安定性について特に注意が必要であると考えられる、水没した既設ダムの上流斜面や新旧堤体境界部の変形を、連続的かつ高精度に計測できる方法について検討を行った。これらの成果とともに、平成 15 年度までの成果も踏まえて、適切な嵩上げ設計方法および挙動監視方法を提案した。

キーワード：フィルダム、嵩上げ、水圧破碎、Newmark 法、すべり量、外部変形計測

1. はじめに

本調査は、フィルダム既設堤体の有効利用方法として、フィルダムの嵩上げを採り上げ、既設堤体および基礎地盤の物性を評価したうえで適切な嵩上げ形式の選定を行い、嵩上げ堤体の築堤、湛水および地震時の安定性の評価を行うことにより、嵩上げ設計上の留意点について考察を行うものである。また、嵩上げ堤体の既設ダムの上流斜面や、既設堤体と新設堤体の境界部の安定性確認のための挙動監視方法の提案を行うものである。

平成 16 年度は、まず、フィルダムの嵩上げ設計手法の提案に関して、既設のロックフィルダムやアースダムからロックフィルダムへの嵩上げについて、複数の嵩上げ形式を対象に、すべり安定解析を行い、経済性も考慮したうえで適切な嵩上げ形式を選定した。選定した嵩上げ形式を対象に築堤解析を行い、築堤時の応力および変形に着目し、その安定性について考察した。また、湛水解析を行い、湛水に伴う水圧破碎現象に対する嵩上げダム遮水部分の安定性について評価した。さらに、動的解析を行い、嵩上げダムのすべり量を評価することにより、大規模地震時の安定性について検討を行った。

また、嵩上げにより既設堤体や、既設堤体と新設

堤体の境界部に大きな変形が発生することが予想される場合がある。このような嵩上げ堤体の挙動監視方法の提案として、従来の外部標的等による計測では測定が困難である、水没した既設ダム上流斜面や、既設堤体と新設堤体の堤体境界部の外部変形を、斜面ないしは境界沿いに設置した計測管内に傾斜計を挿入することにより、高精度かつ連続的に計測する方法について検討を行った。

研究最終年度である今年度は、前年度までの成果も踏まえて、嵩上げ設計方法および挙動監視方法についてとりまとめた。

2. フィルダム嵩上げ設計に関する検討

2.1 嵩上げ形式の選定

本章では、まず、既設堤体がロックフィルダムおよびアースダムである場合について、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¹⁾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。新設堤体は、嵩上げ後の堤体規模を考慮して、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 30m、新設堤体は 70m とした。既設堤体の上下流斜面勾配は、

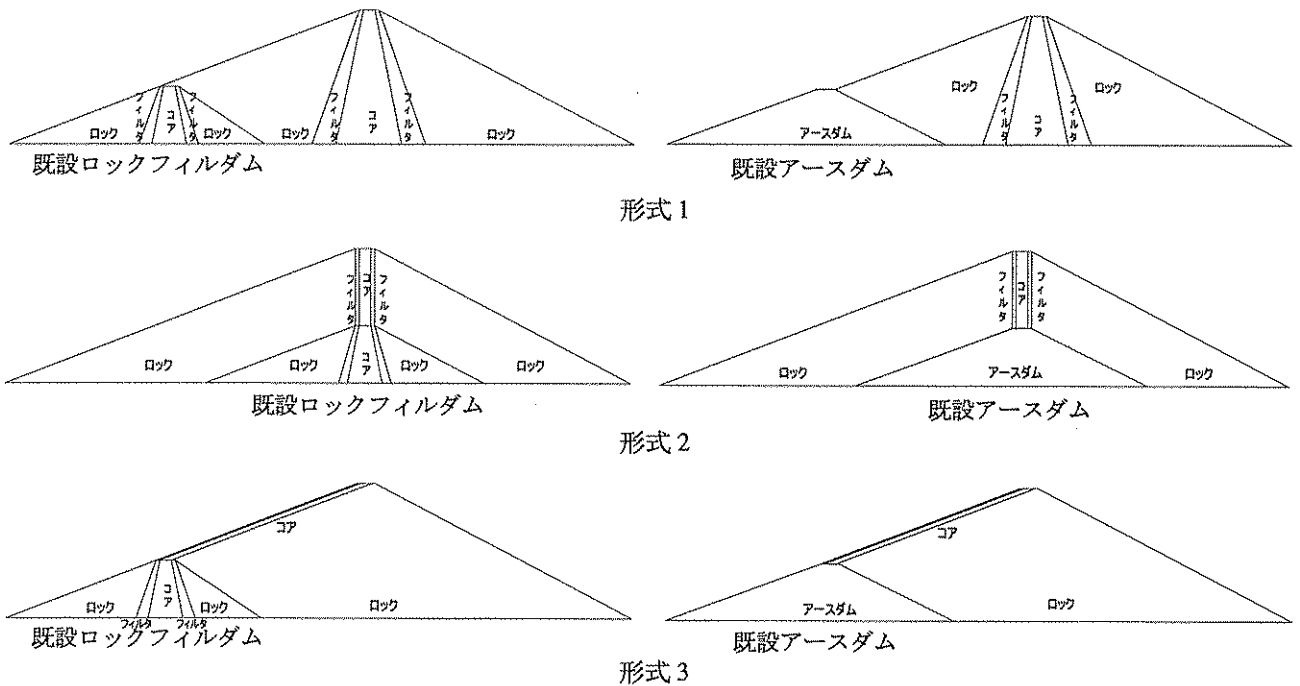


図-1 検討の対象とした嵩上げ形式

既設堤体がロックフィルダムである場合、後述する解析条件下において、震度法による安全率 1.20 以上を満たす、上流斜面勾配 1:2.60、下流斜面勾配 1:1.90 とし、既設堤体がアースダムである場合、同様に震度法による安全率 1.20 以上を満たす、上流斜面勾配 1:2.70、下流斜面勾配 1:2.00 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。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、アース材料については震度法および修正震度法²⁾ともモール・クーロンの破壊基準に基づく粘着力 c と内部摩擦角 ϕ を、ロック、フィルタ材料については震度法では c 、 ϕ 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。同様の土質材料を用いるコア材料とアース材料において、その設計粘着力を前者は 0、後者では 30kN/m^2 という差をつけたのは、現行の設計事例に従ったためである。

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嵩上げを行う際に必要な堤体積(図-1 における断面の単位奥行あたり)を表-2 に示す。

これより、既設堤体がロックフィルダムである場

合およびアースダムである場合ともに、形式 1 および形式 2 では、既設ダムの形状に照らして現実的な形状においてすべり安全率 1.20 以上を満たしているが、形式 3 では、上流斜面勾配がかなり緩やかでないとすべり安全率 1.20 以上を満たないことがわかる。また、経済性に着目すると、形式 3 は、形式 1 および形式 2 に比べて堤体積がかさみ、コスト面で不利であることがわかる。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砕などの観点からも好ましい形式とはいえない。

以上より、既設堤体がロックフィルダムである場合およびアースダムである場合ともに、形式 1 と形式 2 を対象に、築堤時、湛水時および地震時の安全性の評価を行い、それぞれの嵩上げ形式の嵩上げ設計上の基礎的な留意点について考察を行うことにした。

検討を行った嵩上げ条件を表-3 に示す。既設堤体がロックフィルダムおよびアースダムである場合ともに、既設堤体を 30m、新設堤体を 50m、70m、100m とした検討を行い、さらに、既設堤体がロックフィルダムである場合では、既設堤体を 50m、新設堤体を 70m、100m とした検討も行った。築堤時、湛水時および地震時の安全性評価において、純粋に嵩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、どの嵩上げ形式に

においてもそれぞれ 1:2.60 および 1:1.90 と統一した。

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 | | 0.15 (震度法) 0.18 (修正震度法) | |
| 湿潤, 飽和密度 (t/m ³) | コア | 2.22, 2.23 | |
| | ロック | 1.94, 2.15 | |
| | フィルタ | 2.13, 2.14 | |
| | アース | 2.22, 2.23 | |
| 堤体材料の せん断強度 | 粘着力 (kN/m ²) | コア | 0 |
| | | ロック | 0 |
| | | フィルタ | 0 |
| | | アース | 30 |
| | 内部摩擦角 (°) | コア | 35 |
| | | ロック | 42 |
| | | フィルタ | 36 |
| | | アース | 35 |
| A, b [※] | ロック | A=1.778, b=0.804 | |
| | フィルタ | A=1.000, b=0.902 | |

※)応力の単位系として, kgf/cm²を用いた場合の値

表-2 すべり安全率 1.2 を満たす新設堤体の勾配

| 形式 | 上下流斜面勾配 (上流, 下流) | |
|-----|----------------------------------------|----------------------------------------|
| | 既設堤体 ロックフィルダム | 既設堤体 アースダム |
| 形式1 | 1:2.8, 1:1.9 (10130m ³) | 1:2.6, 1:1.9 (9655m ³) |
| 形式2 | 1:2.6, 1:1.9 (9580m ³) | 1:2.6, 1:1.9 (9310m ³) |
| 形式3 | 1:3.8, 1:1.9 (12130m ³) | 1:3.8, 1:1.9 (11905m ³) |

表-3 検討を行った嵩上げ条件

| 嵩上げ形式 | 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 |
| | | 50 | 70 |
| | | | 100 |
| | アースダム | 30 | 50 |
| | | | 70 |
| | | | 100 |

2.2 検討概要

2.2.1 築堤解析

築堤解析は Duncan-Chang モデルによる非線形弾性解析により行った。Duncan-Chang モデルにおける、弾性係数 E およびポアソン比 ν は次式で定義される。

$$E = K \cdot P_a \cdot \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)^n \cdot \left\{ 1 - \frac{R_f \cdot (1 - \sin \phi) (\sigma_1 - \sigma_3)}{2 \cdot c \cdot \cos \phi + 2 \cdot \sigma_3 \cdot \sin \phi} \right\}^2 \dots (1)$$

$$\nu = \frac{G - F \cdot \log \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)}{D \cdot (\sigma_1 - \sigma_3)} \dots (2)$$

$$1 - \left[K \cdot P_a \cdot \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)^n \cdot \left\{ 1 - \frac{R_f \cdot (1 - \sin \phi) (\sigma_1 - \sigma_3)}{2 \cdot c \cdot \cos \phi + 2 \cdot \sigma_3 \cdot \sin \phi} \right\}^2 \right]^2$$

ここで、 σ_1 :最大主応力、 σ_3 :最小主応力、 P_a :大気圧、 c :粘着力、 ϕ :内部摩擦角、 K :弾性係数を定義する係数、 n :拘束依存性を定義する係数、 R_f :破壊比、 G :初期ポアソン比、 F 、 D :ポアソン比に関わる係数である。

築堤解析を行い、築堤後の応力および変形形状について考察を行い、せん断破壊および引張破壊に対する安全性を評価した。解析における入力物性値を、表-4 に示す。ロック、フィルタ、コア材料についてはセキ宿ダムの堤体材料の設計値³⁾を用いた。アース材料については、基本的にはコア材料の物性値を用いたが、その粘着力 c は 0 ではなく 30kN/m² とした。

表-4 築堤解析の入力物性値

| 項目 | モデル条件 | | | |
|-------------------------------------|-------|-------|-------|-------|
| | ロック | フィルタ | コア | アース |
| 材料の種類 | | | | |
| 湿潤密度 γ_t (t/m ³) | 1.94 | 2.13 | 2.22 | 2.22 |
| 粘着力 c (kN/m ²) | 0 | 0 | 0 | 30 |
| 内部摩擦角 ϕ (°) | 42 | 36 | 35 | 35 |
| 弾性係数を定義する係数 K | 850 | 608 | 141 | 141 |
| 拘束依存性を定義する係数 n | 0.371 | 0.419 | 0.941 | 0.941 |
| 破壊比 R_f | 0.387 | 0.998 | 1.039 | 1.039 |
| 初期ポアソン比 G | 0.324 | 0.252 | 0.397 | 0.397 |
| ポアソン比に関わる係数 F | 0.269 | 0.173 | 0.098 | 0.098 |
| ポアソン比に関わる係数 D | 13.82 | 11.16 | 7.96 | 7.96 |

2.2.2 湛水解析

湛水時の最小主応力(全応力)を σ_3 、引張強度を σ_t 、間隙水圧を u とし、水圧破壊についてより安全側の評価が得られる Seed の基準⁴⁾に基づいて安全率 SF_{hf} を次式より算定した。

$$SF_{hf} = (\sigma_3 + \sigma_t) / u \dots (3)$$

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土被り厚分の飽和重量と湿潤重量の差分を浸透力として与えることにより、湛水時の全応力を算出した。算出されたコア部分の最小主応力(全応力)と間隙水圧より、式(3)より水圧破碎に対する安全率を評価した。水位は堤高の92%とし、また、引張強度は安全側の判断として0とした。

2.2.3 動的解析

Newmark法⁵⁾により地震時における堤体のすべり量を算出し、安定性の評価を行った。Newmark法では、すべり土塊のすべり安全率が1.0となるときの加速度を限界加速度とし、すべり土塊の地震動に対する応答加速度の平均値が限界加速度を超えるときに変形が生じる。本調査では、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の平均値は、複素応答法による等価線形解析により算出した。加速度応答解析およびすべり変位量の算出に用いた物性値を表-5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を図-2に示す。初期せん断剛性率 G_0 (kN/m²)は次式により算出した。

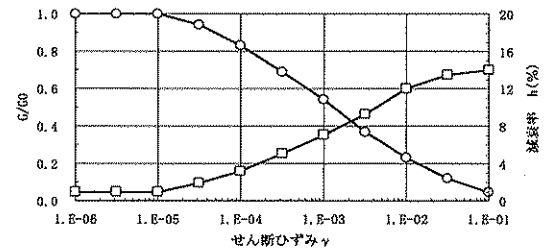
$$G_0 = 5820 \cdot \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} \sigma_m^{0.6} \quad \dots(4)$$

$$G_0 = 2380 \cdot \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} \sigma_m^{0.7} \quad \dots(5)$$

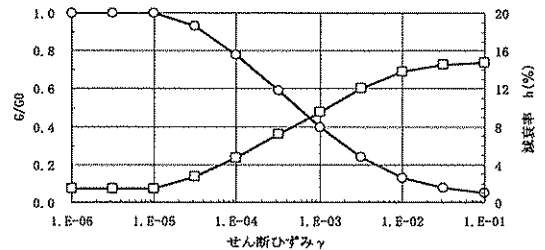
$$\sigma_m' = \frac{1 + 2K}{3} \rho \cdot g \cdot D \quad \dots(6)$$

ここで、 e :間隙率、 σ_m' :平均有効主応力(kN/m²)、 K :主応力比、 ρ :密度(t/m³)、 g :重力加速度(=9.8m/s²)、 D :層厚(m)である。

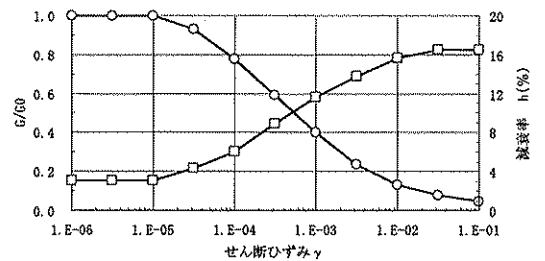
入力地震動は、図-3に示す兵庫県南部地震の際に、箕面川ダムで観測された水平方向の地震動の最大値を500galおよび1000galに引き伸ばしたものをを用いた。すべり土塊の形状は図-4に示す、天端上流端を始点とする浅い円弧(①~⑤)および深い円弧(⑥~⑩)、天端下流端を始点とする深い円弧(⑪~⑮)および天端下流端から天端幅分下がった位置を始点とする深い円弧(⑯~⑳)の、上流側計20円弧とした。なお、上流側の円弧を対象としたのは、震度法による設計では上流側と下流側でほぼ同程度の安定性を有している場合でも、大規模地震時には、上流側斜面の方が下流側斜面に比べてすべり量が大きく相対的に安全性が低いという過去の研究事例⁷⁾に基づいている。



(ロック)



(フィルタ)



(コア、アース)

図-2 せん断剛性率、減衰率とせん断ひずみの関係

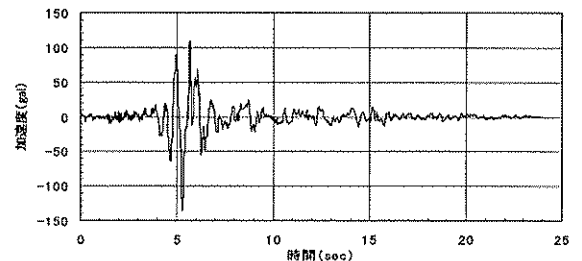
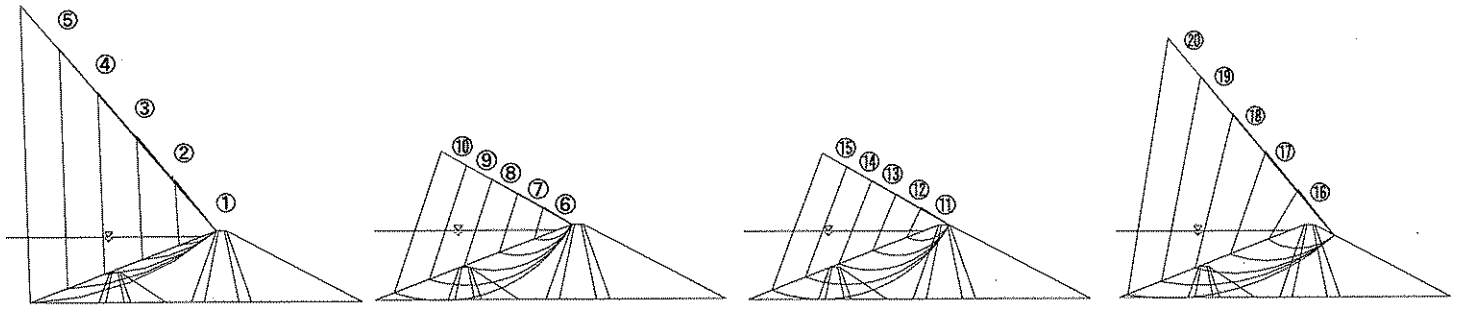


図-3 入力地震動(水平方向、最大加速度135.0gal)

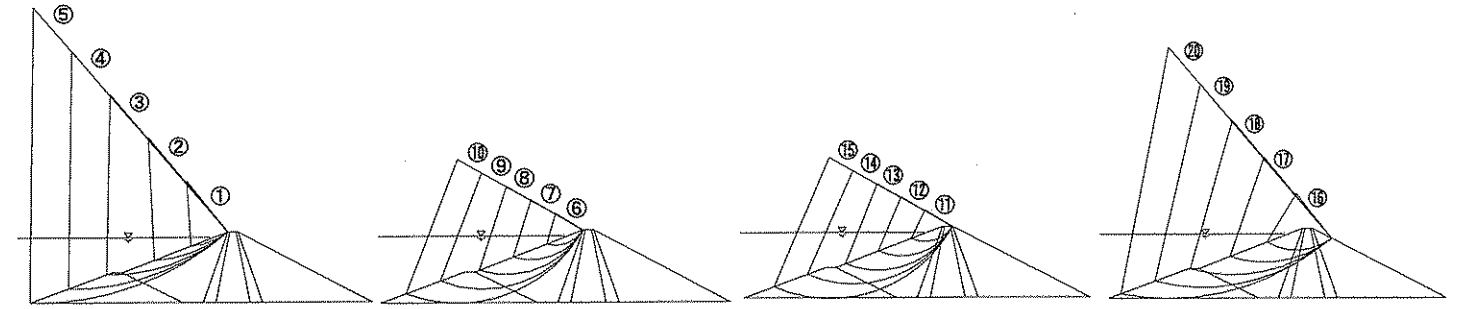
表-5 地震時のすべり量算出に用いた物性値

| 項目 | モデル条件 | | | |
|-----------------------------------|-------|-------|------|------|
| | ロック | フィルタ | コア | アース |
| 材料の種類 | ロック | フィルタ | コア | アース |
| 湿潤密度 ρ_t (t/m ³) | 1.94 | 2.13 | 2.22 | 2.22 |
| 飽和密度 ρ_d (t/m ³) | 2.15 | 2.24 | 2.23 | 2.23 |
| 粘着力 c (kN/m ²) | — | — | 0 | 30 |
| 内部摩擦角 ϕ (°) | — | — | 35 | 35 |
| A ^{※)} | 1.778 | 0.804 | — | — |
| b ^{※)} | 1 | 0.902 | — | — |
| ポアソン比 | 0.35 | 0.35 | 0.35 | 0.35 |
| 間隙率 | 0.326 | 0.33 | 0.33 | 0.33 |

※)応力の単位系として、kgf/cm²を用いた場合の値。

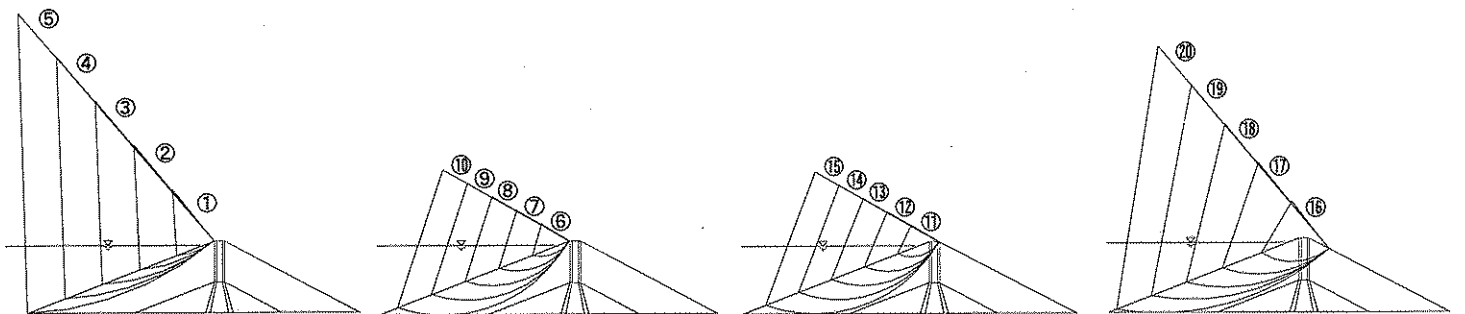


既設堤体：ロックフィルダム

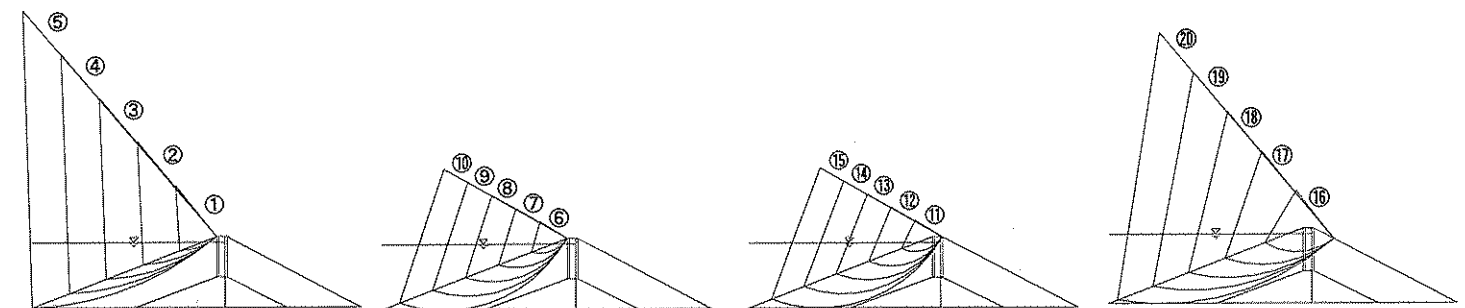


既設堤体：アースダム

形式 1



既設堤体：ロックフィルダム



既設堤体：アースダム

形式 2

図-4 すべり円弧形状（既設堤体 30m、新設堤体 70m）

2.3 検討結果

2.3.1 築堤時の安全性評価

本調査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 であるケースおよび既設堤体が 30m のアースダムであり、新設堤体が 70m であるケースにおける、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 では、既設堤体がアースダムである場合、ロックフィルダムである場合に比べて上流側への変形が大きいことがわかる。

形式 2 では、既設堤体がロックフィルダムである

場合およびアースダムである場合ともに、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、どちらの形式においても、既設堤体がロックフィルダムである場合およびアースダムである場合ともに、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。これより、築堤時の安定性のみ着目すると、既設堤体がロックフィルダムおよびアースダムである場合ともに、震度法による設計による所定の安全率を満たすのに必要な堤体積が若干少なく、かつ、ダム全体施工工程に最も影響するコアの体積が少ない形式 2 が有利と考えられる。

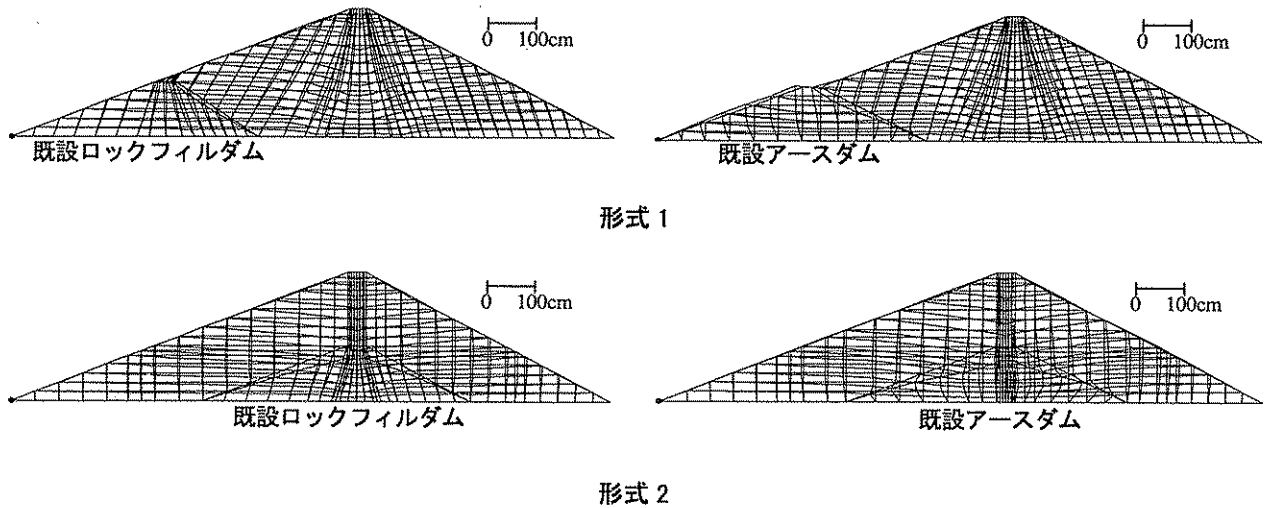


図-5 変形形状

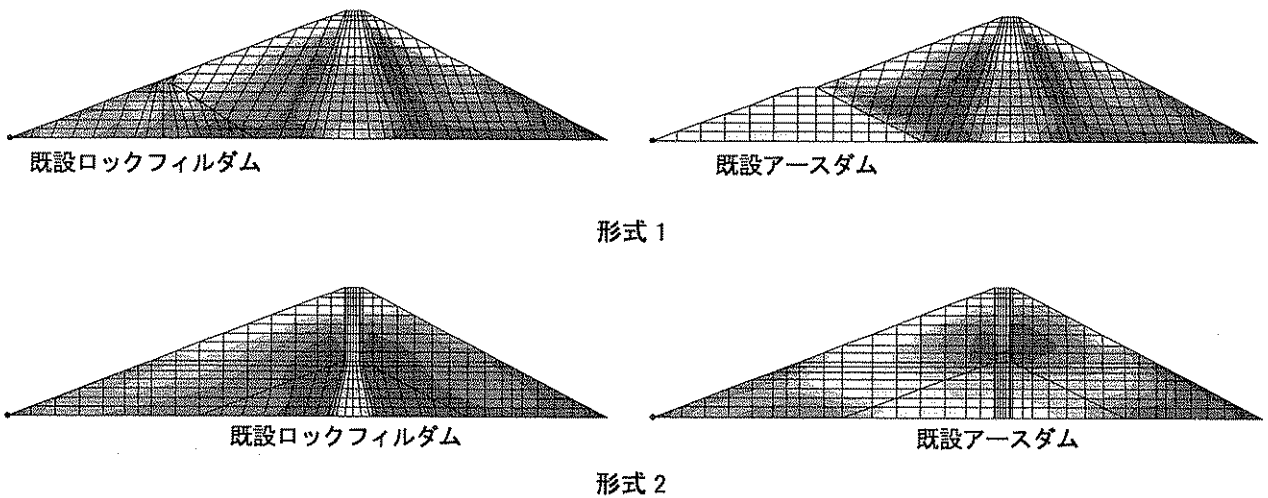


図-6 せん断安全率の分布

2.3.2 湛水時の安全性評価

既設堤体が 30m である場合における、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。以下の安全率コンターの色分けは、全て図-6 に示したものと同一である。なお、水圧破碎に対する安全性検討は、コアおよびアースが対象となる。形式 1 では、既設堤体がロックフィルダムである場合およびアースダムである場合ともに、コアの上流側斜面において水圧破碎に対する安全率が低く、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ものの、水圧破碎に対する安全率が 1.0 を下回る部分は見られない。

図-8 に、堤高 70m、上下流斜面勾配は今回の検討同様それぞれ 1:2.60 および 1:1.90 である新設堤体のコアにおける水圧破碎に対する安全率の分布を示す。既設堤体が 30m のロックフィルダムであり、新設堤体が 70m であるケースおよび既設堤体が 30m のアースダムであり、新設堤体が 70m であるケースと比べて、水圧破碎に対する安全率に大きな差は見られない。よって、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。

既設堤体が 30m である場合における、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-9 に示す。形式 2 では、既設堤体がロックフィルダムである場合、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、新設堤体が 100m である場合では、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。

一方、既設堤体がアースダムである場合、新設堤体が 70m および 100m の場合において、新設堤体上流側において水圧破碎に対する安全率が 1.0 を下回る部分がみられる。既設堤体がロックフィルダムである場合およびアースダムである場合ともに、嵩上げ高が高くなるに従って、安全率が低い領域が拡大することがわかる。

既設堤体が 30m のロックフィルダムであり、新設堤体が 70m である形式 2 の嵩上げ堤体において、コアの上下流勾配の変化を若干緩和させるため、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、新設堤体のコア幅を緩やかにした嵩上げ堤体 (図-10) のコアにおける水圧破碎に対する安全率の分布を図-11 に示す。図-9 と図-11

両者の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、築堤時においては、形式 2 が形式 1 に対して有利であったが、湛水時では、既設堤体がロックフィルダムである場合およびアースダムである場合ともに形式 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。

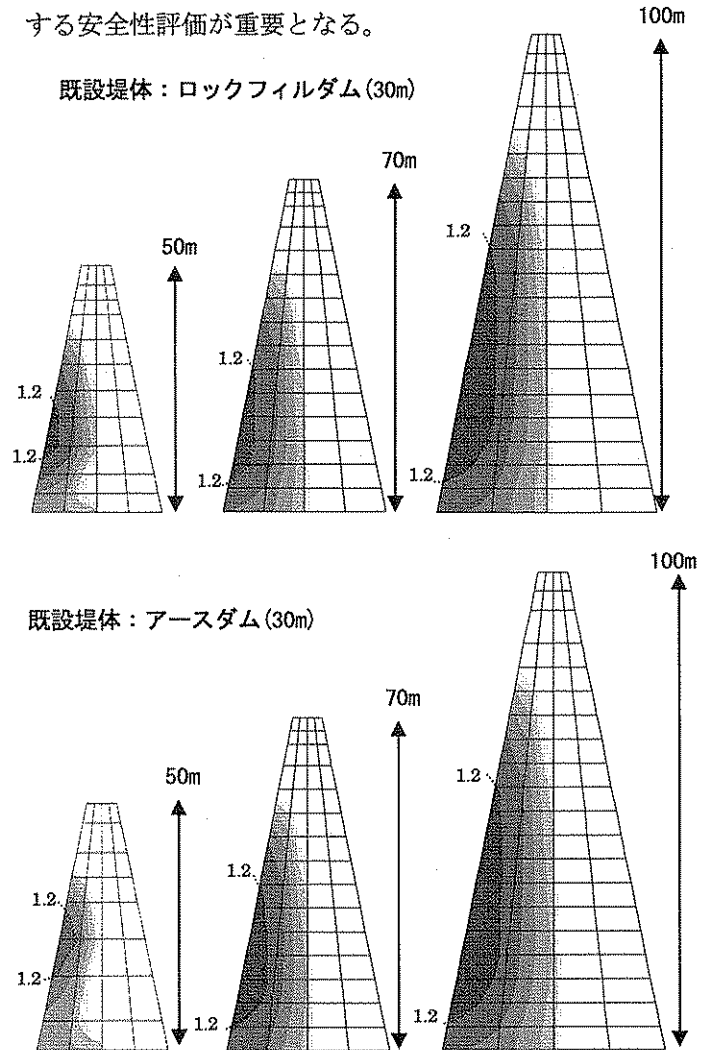


図-7 水圧破碎に対する安全率 (形式 1)

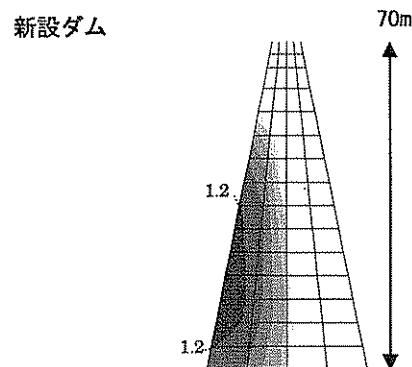


図-8 水圧破碎に対する安全率 (新設ダム)

既設堤体：ロックフィルダム(30m)

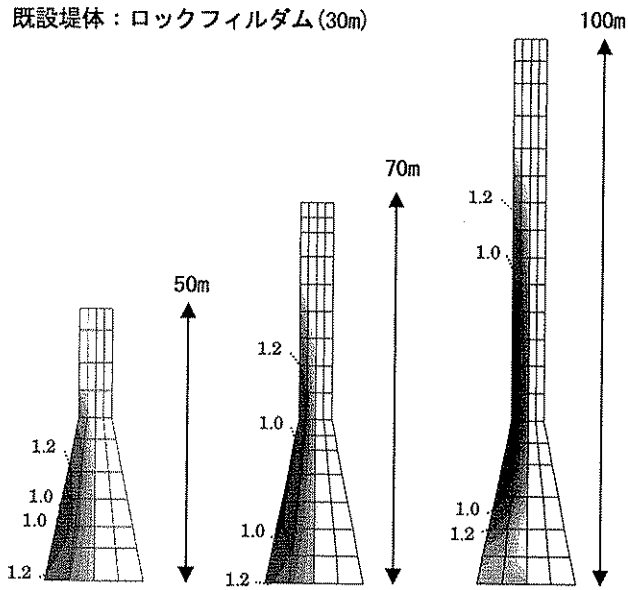


図-9 水圧破砕に対する安全率(形式2)

既設堤体：アースダム(30m)

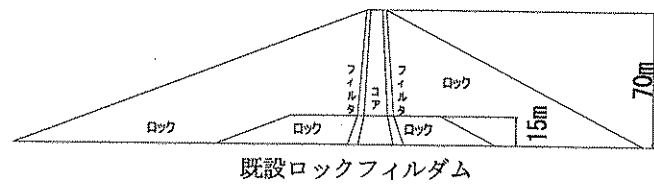
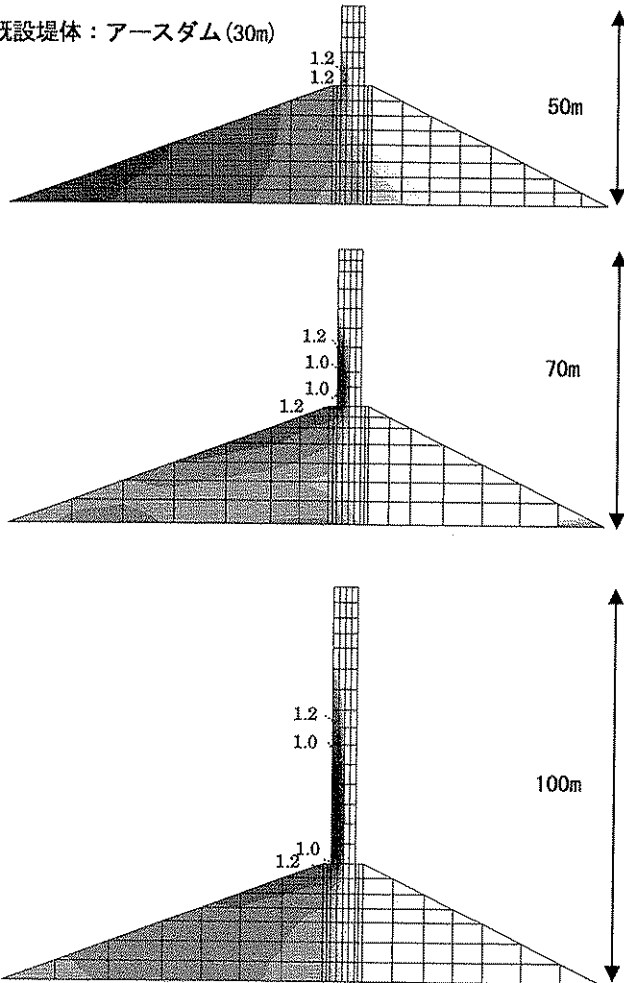


図-10 新設堤体のコア幅が緩やかな嵩上げ堤体

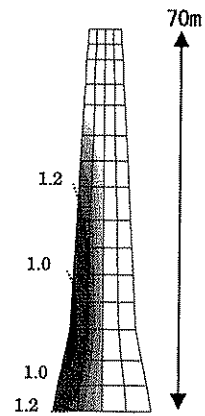


図-11 図-10 に示す嵩上げ堤体における水圧破砕に対する安全率

2.3.3 地震時の安全性評価

既設堤体が 30m のロックフィルダムであり、新設堤体が 70m である場合の、入力地震動の最大加速度が 1000gal であるときのすべり量を図-12 に示す。また、既設堤体が 30m のアースダムであり、新設堤体が 70m である場合の、入力地震動の最大加速度が 1000gal であるときのすべり量を図-13 に示す。

既設堤体がロックフィルダムである場合、図-12 より、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 (⑩~⑳) において、形式1のすべり量が形式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。すべり量の最大値と比較しても、形式1の 109.8cm に対して形式2では 99.1cm と、大きな差はないことがわかる。

一方、既設堤体がアースダムである場合、形式1および形式2ともに、新設堤体のみを通過する標高の高い円弧 ($y/H < 0.6$) においては、図-13 より、形式1と形式2とですべり量に大きな差は見られないことがわかる。しかし、標高の低い位置を通過する円弧 ($y/H > 0.6$) では、形式1におけるすべり量が形式2におけるすべり量を大きく上回っているこ

とがわかる。これは、形式1では、円弧が既設堤体であるアースダムを通過するために、円弧の平均応答加速度が、限界加速度を大きく上回るためであると考えられる。

既設堤体がロックフィルダムである場合およびアースダムである場合ともに、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、地震時の安全性に着目すると、既設堤体がロックフィルダムである場合では、形式1と形式2とですべり量に大きな差は見られず、嵩上げ形式の違いがその安全性に及ぼす影響は小さいと考えられる。一方、既設堤体がアースダムである場合、形式1では形式2に比べてすべり量が大きくなり、形式2のほうが有利であると考えられる。

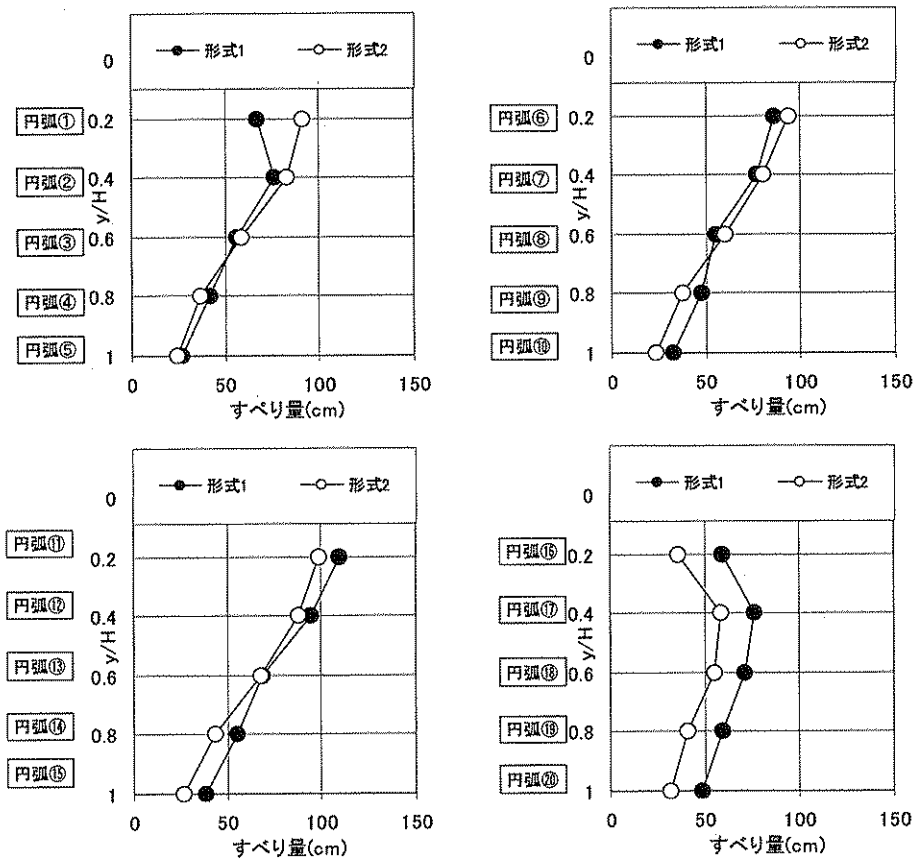


図-12 すべり量 (既設堤体: ロックフィルダム、既設堤体 30m、新設堤体 70m、入力最大加速度 1000gal)

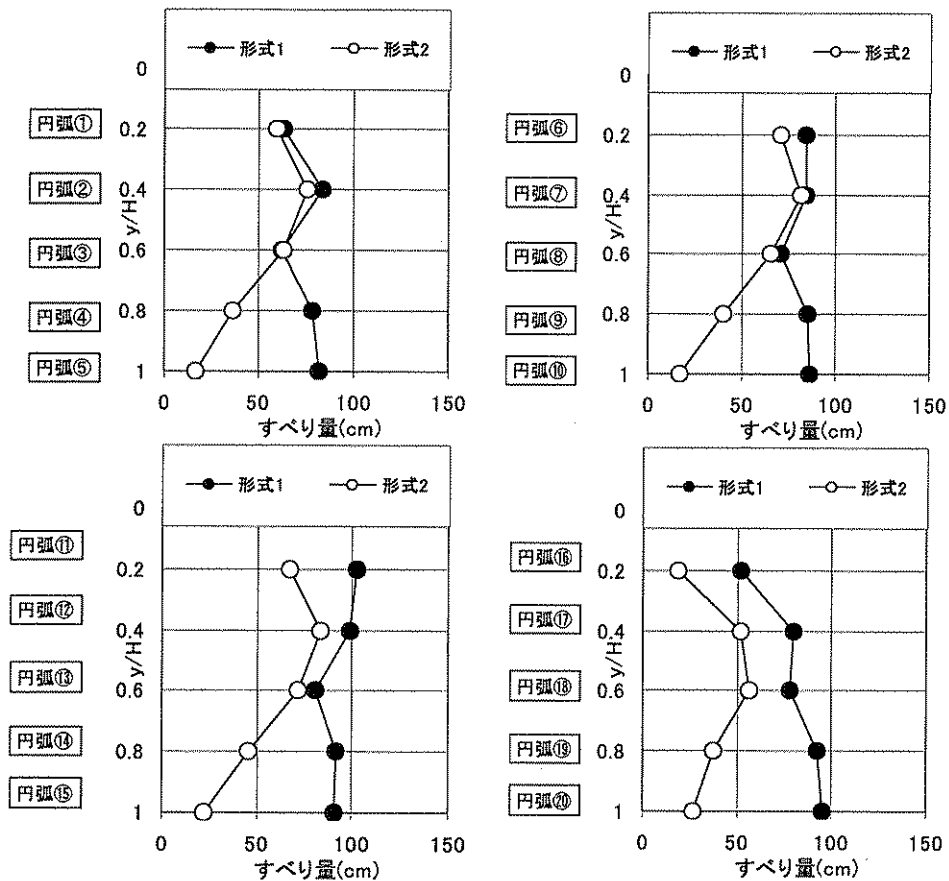


図-13 すべり量 (既設堤体：アースダム、既設堤体 30m、新設堤体 70m、入力最大加速度 1000gal)

2.4 フィルダム嵩上げ設計方法の提案

フィルダムの嵩上げ設計方法に関して、本調査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-14に示す。また、以下にその概要を示す。

①検討の対象とする嵩上げ形式について、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。

②①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。なお、大規模地震に対する耐震性の照査方法は、本調査の研究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)』⁹⁾による。

本調査では、図-1に示す3つの嵩上げ形式を実現性の高い嵩上げ形式として、図-14に示す方法にしたがって嵩上げ方式の選定に関する検討を行った。その結果、形式1および形式2は、①における経済性の評価において妥当な嵩上げ形式であるが、形式

3では、上流側勾配をかなり緩くしなくてはならなかったため、経済性における妥当性を見出せなかった。形式1および形式2を対象に、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い、明らかとなった嵩上げ設計上の留意点を表-6にまとめておく。

形式1では、経済性を適度に満足し、せん断破壊や水圧破碎に対する安全性についても大きな問題はないことがわかった。しかし、既設堤体がアースダムである場合、大規模地震時におけるすべり量が大きくなる傾向にあり、耐震性に関して注意が必要であることがわかった。

一方、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。耐震性に関しては、大きな問題はないことがわかった。

以上のように、本調査において提案する嵩上げ設計方法にしたがって嵩上げ形式の選定に関する検討を行い、明らかとなった設計上の留意点に適切に対処にすることにより、既設堤体を有効活用したフィルダムの嵩上げが可能であると考えられる。

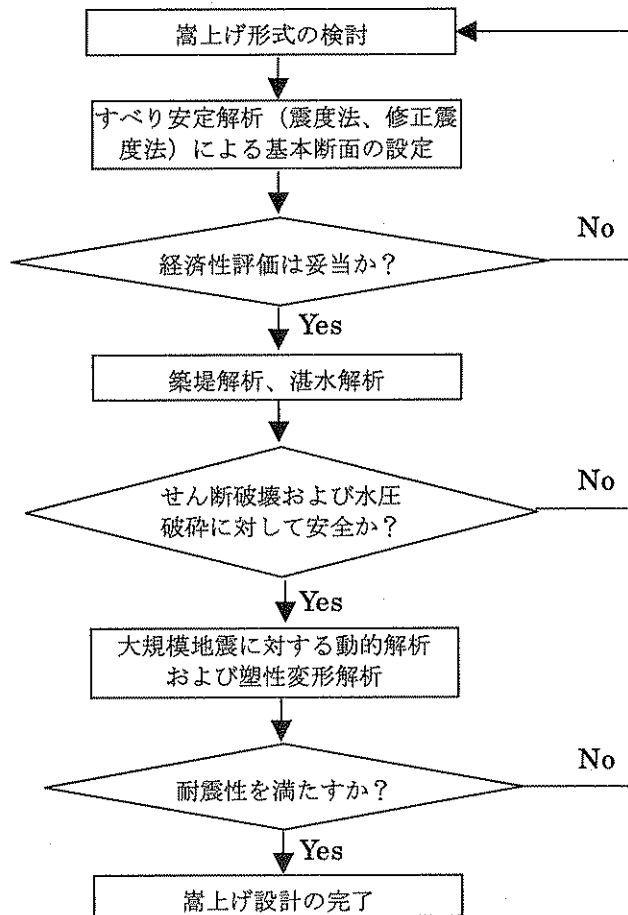


図-14 フィルダムの嵩上げ設計方法

表-6 嵩上げ設計上の留意点（形式1および形式2）

| | 形式1 | 形式2 |
|---------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| 経済性評価 | <ul style="list-style-type: none"> 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。 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。 | <ul style="list-style-type: none"> 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。 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。 |
| せん断破壊、水圧破碎に対する安全性評価 | <ul style="list-style-type: none"> 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。 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。 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。 | <ul style="list-style-type: none"> 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。 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。 |
| 耐震性評価 | <ul style="list-style-type: none"> 既設堤体がアースダムである場合、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。 | <ul style="list-style-type: none"> 耐震性に大きな問題はない。 |

3. 嵩上げダムの挙動監視方法に関する検討

3.1 フィルダム堤体の表面変形量の連続測定

フィルダムの安全管理において、外部変形の測定は浸透流の観測と並んで最も重要な測定項目の一つである。現在、フィルダムの外部変形（水平変形および鉛直変形（沈下））は、フィルダムの天端および上下流のり面に格子状に標的（可動点）を設置し、その位置を測量することによって測定している。しかし、このような測定方法によると、変形監視上最も重要な既設ダムの上流側水没のり面の変形測定が実施できない。

上流水没法面の変形例として、ダム嵩上げ時の築堤・湛水時の解析例を示す。解析モデルを図-15に示す。モデルは既設のアースダムに中央コア型ロックフィルダムを嵩上げたモデルである。入力物性値等は2章を参照されたい。このモデルについて築堤解析を行った結果を図-16に、湛水解析を行った結果を図-17に示す。図中a~e点の変形量を表-7に示す。築堤時には、上流側のアースダム部が上流側に膨らむように変形しており、b点では水平方向では貯水池側に19.5cm、鉛直方向上向きに1.0cm変位している。湛水時には上流側のアースダム部、ロックフィルダム部ともに沈下しており、鉛直方向に着目すると、アースダム部のb点10.1cm沈下、ロックフィルダム部のd点では13.6cm沈下という解析結果を得ている。築堤時および湛水時ともに、ダム堤体表面は変形しており、安全管理の面から水没部分の変位挙動観測が非常に重要となる。

このような状況を踏まえ、既設ダムの水没上流斜面および新旧堤体境界部の変形を、斜面ないしは境界沿いに設置した計測管内に傾斜計を挿入することにより、連続的に計測する方法について検討を行った。

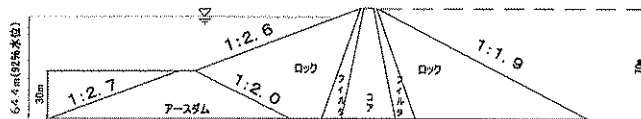


図-15 解析モデル

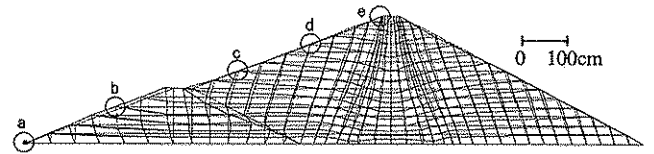


図-16 築堤解析結果

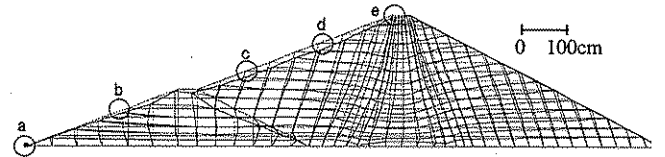


図-17 湛水解析結果

表-7 変化量

| 節点記号 | | a | b | c | d | e |
|--------------|--------|-----|-------|-------|-------|------|
| 水平変位 (cm) | 湛水前 | 0.0 | -19.5 | -5.6 | -0.3 | 0.0 |
| | 湛水後 | 0.0 | -10.2 | 1.5 | 4.7 | 0.8 |
| | 差(後-前) | 0.0 | 9.3 | 7.2 | 5.1 | 0.8 |
| 鉛直変位 (cm) | 湛水前 | 0.0 | 1.0 | -1.9 | -3.1 | 0.0 |
| | 湛水後 | 0.0 | -10.1 | -11.9 | -13.6 | -4.2 |
| | 差(後-前) | 0.0 | -11.0 | -10.0 | -10.4 | -4.2 |

水平方向 (+: 下流方向 -: 上流方向)、鉛直方向 (+: 隆起 -: 沈下)

3.2 表面変形計測器の原理

表面変形測定器は、測定管部と計測器部から構成される。測定管部は写真-1に示すように、フィルダム堤体表面のリップラップ内などにのり面や新旧堤体境界面と平行に設置する。測定管については、管および管接合部を可動な構造とすることにより、フィルダム堤体の変形に追随する。変形に追随する管路に計測器を挿入することにより、フィルダム表面や新旧堤体境界面の変形状態を連続的に計測する。表面変形測定器の外観を写真-2に示す。測定器は外径50mm×長さ1000mmの鋼管の先端に高精度の傾斜計（検出方法：差動トランス、測定範囲：±15度、直線性：0.5%F.S.以内、温度特性：0.1%F.S./℃以下、許容温度範囲：-30~+80℃）を取り付けた構造になっている。その測定器を管内に挿入し、一定間隔で傾斜角度を測定し、各点における基準点からの高さを求め、積算していくことでフィルダム堤体の表面形状を連続的に計測する。位置の特定は、写真-1に示すように、測定管の一定間隔L毎に位置特定用マグネットを設置し、測定時には写真-2内の位置検出部で磁力を検知することにより行う。

具体的な測定原理を図-18に示す。各測定点において、傾斜角 θ_i を計測し、それに測定間隔Lを乗

じることによりその区間の高さ $L \sin \theta_i$ を求める。
 この値を累積することによりフィルダム堤体表面や
 新旧堤体境界面の形状を求めることができる。ただ
 し、この方法により得られる測定値は測定点の相対

的位置関係であるため、絶対的な位置は天端測定管
 の位置を他の方法によって求める必要がある。



写真-1 フィルダムリップラップ内に設置中の測定管

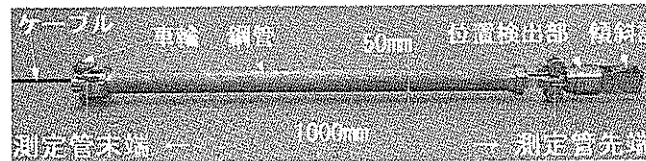


写真-2 表面変形計測器外観

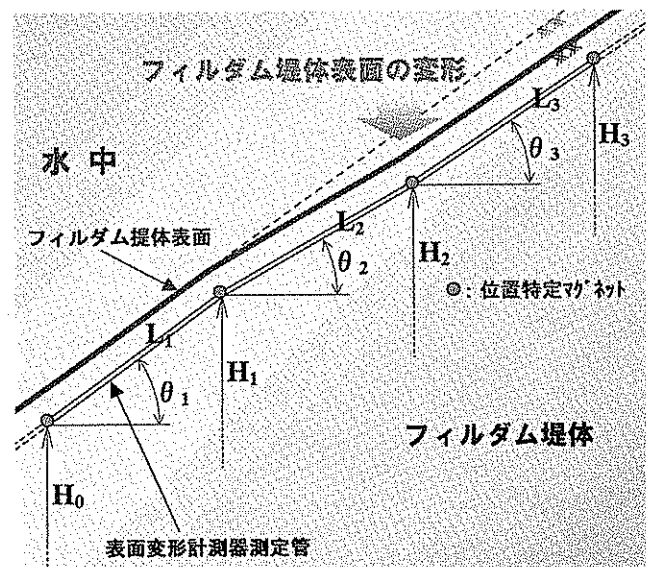


図-18 計測原理

3.3 実ダムにおける計測事例

3.3.1 計測概要

表面変形計測器を用いて試験湛水中の実ダムで計測を行った事例を示す。表面変形計測器は、図-19に示される CFRD 形式である T ダム（堤高 25m、上下流斜面勾配 1 : 1.20）の上流側の最長スラブである F11 スラブに設置されている。表面変形計測器の設置詳細を図-20に示す。表面変形計測器は F11 スラブの中央に設置している。スラブ下端には岩盤変位計 R、天端には外部標的 MT-6 が設置されている。

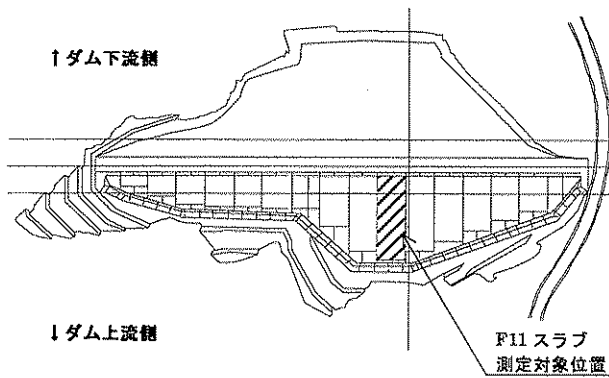


図-19 CFRD 形式の T ダムの平面図

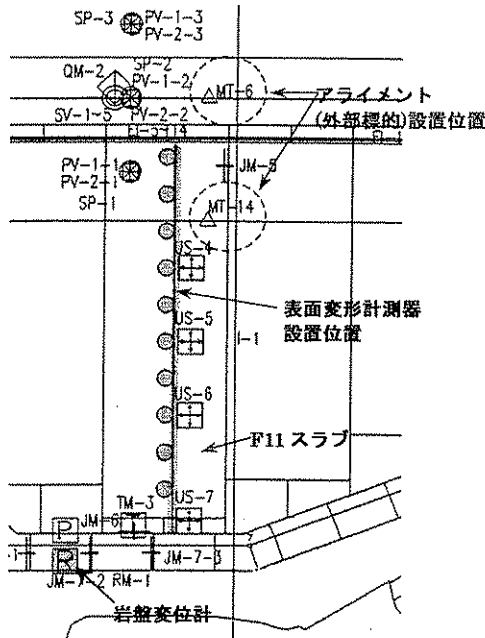


図-20 表面変形計測器の設置詳細

3.3.2 計測結果

計測結果例として、①湛水前、②水位上昇中、③サーチャージ水位付近、④水位下降時、⑤湛水終了直前の 5 ケースについて例示する。湛水開始から終了までの水位と表面変形計測器観測時期の関係を図-21に示す。表面変形計測器観測時と水位の関係を図-22に示す。サーチャージ水位時の表面変形計測点はおおよそ測点 40 の位置である。図-20 中に示されるダム天端の外部標的 MT-6 の変動計測結果を図-23に示す。この外部標的 MT-6 の計測結果と測点 53 の鉛直方向の変位が等しいと仮定して整理した表面変形計測器計測結果を図-24に示す。スラブ下端の変位は岩盤変位計 R の計測結果より最大で 0.04mm と、ほとんど変化しておらず、測点 1 の鉛直方向の修正は行わなかった。図は横軸がスラブ下端からのスラブ沿いの距離、縦軸がスラブの初期状態に対する垂直変位を表している。表面変形計測器の長さが 1m であるので、図-22 においては、測点番号×1m が距離となる。計測結果より、T ダムのスラブは、平均斜面勾配から上流端付近で約 20mm 貯水池側に、スラブ中間付近で約 30mm 堤体側に变形していることがわかり、フェイススラブ表面の状態を高精度で計測できていることがわかる。

次に、①湛水前計測（2004/3/5）のデータを初期値とし、その値から湛水によりどの程度スラブが沈降したかを表すグラフを図-25に示す。図は横軸がスラブ下端からのスラブ沿いの距離、縦軸が初期値からの変位量を示している。図より、水位が上昇するにしたがい、②水位上昇時の計測結果では、スラブ全体が沈下し、③サーチャージ水位付近の計測結果は、ダム上流側沈下がさらに大きくなっていることがわかる。③サーチャージ水位付近のスラブ内の変動を図-26に示す。図は横軸がスラブ下端からのスラブ沿いの距離、縦軸が初期値からのスラブ内の変位量を表している。図より、サーチャージ水位付近の測点 40 より低い標高で相対的に大きく変形しており、特に測点 1~20 付近がダム堤体側に大きくたわみ、湛水による水圧の影響を受けていることがわかる。

また、図-25より、④水位下降時、⑤湛水終了時の観測結果から、水位が下がり水圧がなくなっても、スラブの変形の戻りが小さく、③サーチャージ水位付近時のスラブの変形との差がほとんどないことがわかった。

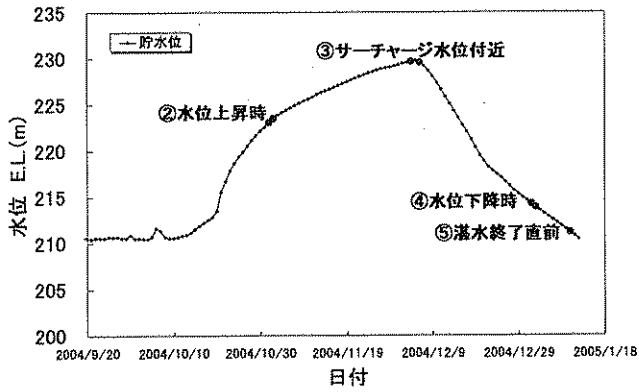


図-21 水位変動

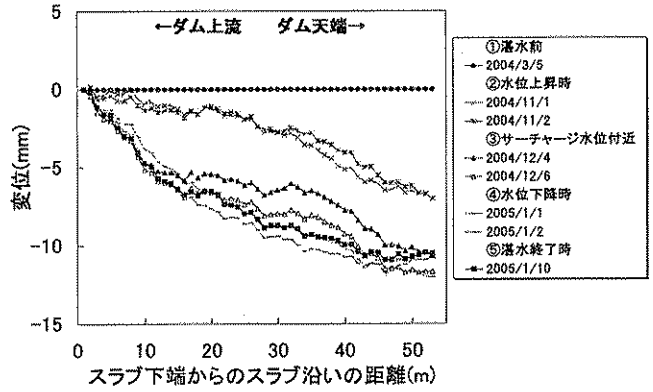


図-25 湛水時のフェイススラブの変動

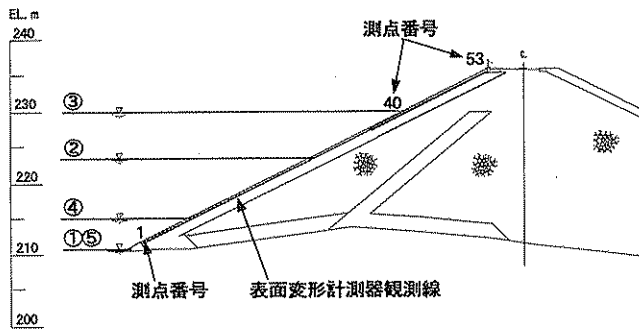


図-22 水位と表面変形計測器位置

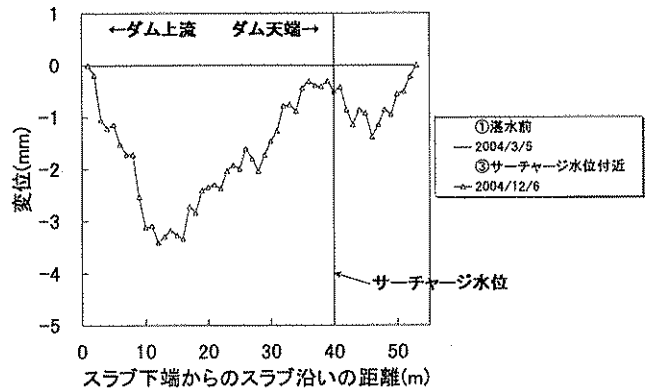


図-26 サーチャージ水位時のフェイススラブの変動

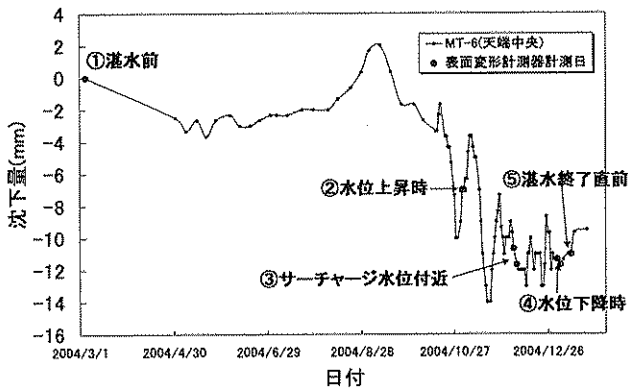


図-23 天端外部標的 MT-6 計測結果 (鉛直方向)

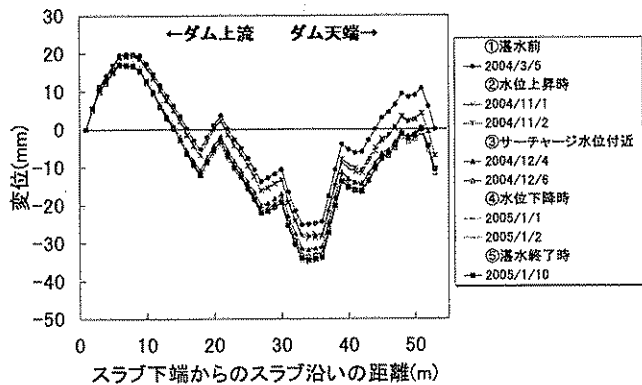


図-24 表面変形計測器計測結果

4. まとめ

本調査では、既設ダムの効率的な利用を目的としてフィルダムの嵩上げを採り上げ、既設堤体および基礎地盤の漏水などの探査方法と物性評価方法、嵩上げ設計方法、嵩上げ堤体の挙動監視方法の提案を行うための検討を行った。

その結果、既設堤体および基礎地盤の漏水などの探査方法と物性評価方法の提案に関して、既設堤体および基礎地盤の漏水などの探査方法と物性評価方法として、高密度電気探査による比抵抗分布から、ダム堤体の構成材料の異なるゾーン区分をある程度まで判別することが可能であり、また、比抵抗の低下領域として、弱部や漏水経路などの抽出の可能性があることがわかった。

また、フィルダムの嵩上げ設計方法の提案を行い、実現性が高いと考えられる複数の嵩上げ形式を対象に、経済性、築堤時や湛水時におけるせん断破壊や水圧破碎に対する安全性および大規模地震時における耐震性について評価を行い、それぞれの形式における嵩上げ設計上の留意点を明らかにした。

さらに、嵩上げ堤体の挙動監視方法として、測定管と傾斜計から構成される表面変形計測器を用いることにより、堤体表面の変形を連続的に計測でき、ダムの水没斜面を精度良く計測できることがわかった。

これらの成果に基づいてフィルダムの嵩上げを行うことにより、既設ダムの有効利用が可能であり、ひいては自然環境の保全に役立つと考えられる。

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 [I]、(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) Seed, B. and Duncan, J. M. : The Teton Dam Failure - A Petrospective Review, Proc., 10th Int. Conf. S.M.F.E., 1981.
- 5) 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。
- 6) (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。
- 7) 山口嘉一、佐藤弘行、富田尚樹、水原道法：ロックフィルダムの地震時すべり量に与える影響の分析、ダム工学(投稿中)。
- 8) 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。