

フィルダムの合理的な嵩上げ設計方法に関する研究

山口嘉一＊， 富田尚樹＊＊， 水原道法＊＊＊， 三笠真吾＊＊＊＊

Research on Rationalized Design Method of Heightening of Embankment Dams

by Yoshikazu YAMAGUCHI, Naoki TOMIDA, Michinori MIZUHARA and Shingo MIKASA

要旨

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の再開発や耐震性能向上のための補強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、上水道や工業用水の供給量の増加及び発電能力の増大等、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して工学的に対応するため、既設ダムの再開発計画が増加しつつある。

本論文では、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方法について検討を行った結果について報告する。

キーワード：フィルダム，嵩上げ，再開発，せん断破壊，水圧破碎，耐震性能

Synopsis

Measures to effectively use existing infrastructures are appropriately maintaining their functions for a long time and, as necessary, redeveloping them to strengthen their functions or reinforcing them to improve their seismic performance. Dams are now required to satisfy new public demands, because the completion of a dam is followed by social change including upgraded flood control functions, increased supplies of municipal water and industrial water, and higher electric power production capacity. Existing dam redevelopment projects are frequently being undertaken in order to implement engineering measures to meet these new demands.

This paper introduces case histories of heightening and seismic reinforcement of embankment dams in Japan. It also describes the research results on a rational design method of the heightening of an existing embankment dams.

Keywords : embankment dam, heightening, redevelopment, shear failure, hydraulic fracturing, seismic performance

- ＊ 独立行政法人土木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
- ＊＊ 元 独立行政法人土木研究所水工研究グループダム構造物チーム研究員(現 独立行政法人水資源機構)，工修
- ＊＊＊ 元 独立行政法人土木研究所水工研究グループダム構造物チーム交流研究員(現 西日本技術開発 (株))，工修
- ＊＊＊＊ 元 独立行政法人土木研究所水工研究グループダム構造物チーム交流研究員(現 西日本技術開発 (株))

目 次

1. はじめに	3
2. わが国の嵩上げ事例	3
3. 本研究の検討概要	4
4. 嵩上げ形式の選定	5
4.1 嵩上げ形式	5
4.2 すべり安定解析	7
4.3 経済性評価と嵩上げ検討条件	7
5. 安定性の検討方法	8
5.1 概要	8
5.2 築堤解析	8
5.3 湛水解析	10
5.4 浸透流解析	12
5.5 地震応答解析	14
5.6 剛塑性すべり変位解析	15
6. 安定性の検討結果	17
6.1 築堤時の安定性評価	17
6.2 湛水時の安定性評価	23
6.3 地震時の安定性評価	30
7. フィルダム嵩上げ設計上の留意点	35
8. 結論	35
参考文献	36

1. はじめに

わが国において、ダムを含む社会資本ストックは着実に増加しているが、欧米先進諸国に比べるとその整備状況は必ずしも十分とはいえない現状にある。一方、新規事業については、地域社会の合意形成や環境保全への配慮の必要性からその事業期間が長期化しつつある。また、今後の厳しい経済情勢を考慮すると、新規事業のみで社会的ニーズに対応することは困難である。そのため、効率性、経済性の観点から、既存の社会資本ストックを有効に利用、活用することが強く求められている^{1), 2)}。

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して工学的に対応するため、既設ダムの再開発計画が増加しつつある。ダムにおける再開発には、既設ダムおよびダムサイトの有効利用、複数ダム間の容量振替によるダム群の再編、堆砂対策による既存貯水池の機能維持等がある³⁾。

このような現状に鑑み、本研究では、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方法について検討を行うものとした。

本論文の構成は以下のとおりである。

1章「はじめに」では、社会資本ストックの有効活用が求められているわが国の現状を踏まえ、ダムにおける再開発のうちフィルダム堤体の合理的な嵩上げ設計方法について検討するという本研究の目的を述べた。

2章「わが国の嵩上げ事例」では、わが国のフィルダム嵩上げ事例を取りまとめるとともに、具体的な数事例を紹介した。

3章「本研究の検討概要」では、最終的に提案するフィルダムの嵩上げ設計のフロー図を示したうえで、本研究の検討概要を説明した。

4章「嵩上げ形式の選定」では、わが国の嵩上げ事例に基づき、可能性のある嵩上げ形式を3種類とりあげ、すべり安定解析や嵩上げに必要な材料の体積（経済性）についての検討の結果を勘案して実現可能な嵩上げ形式を2種類選定するとともに、具体的な検討条件を示した。

5章「安定性の検討方法」では、3章で示したフィルダムの嵩上げ設計の流れに従って、築堤時、湛水時、地震時の安定性を検討する解析方法および条件について述べた。

6章「安定性の検討結果」では、選定した嵩上げ形式のモデルダムについて築堤時の変形形状やせん断破壊に対する安定性、湛水時の水圧破碎に対する安全性および地震時におけるすべり変位量に基づく耐震性の評価を行った。

7章「フィルダム嵩上げ設計上の留意点」では、提案した嵩上げ設計方法に基づく安定性評価によって、得られた知見を取りまとめた。

8章「結論」では、本研究によって得られた成果を統括した。

2. わが国の嵩上げ事例

表-1 にわが国のフィルダムの嵩上げ事例^{3), 4), 5)}を示す。わが国におけるフィルダムの嵩上げ事例としては、農業用の小規模アースフィルダムの補修やかんがい機能向上を目的とした数m程度の小規模な嵩上げ事

表-1 わが国におけるフィルダムの嵩上げ事例^{3), 4), 5)}

ダム名	ダム嵩上げ前			ダム嵩上げ後			備考
	ダム形式	ダム高(m)	完成年	ダム形式	ダム高(m)	完成年	
大川ダム	ロックフィル	33.7	1980	ロックフィル	49.2	1987	
大谷内ダム	アースフィル	15.0	1953	アースフィル	23.0	1991	
白川ダム	アースフィル	27.6	1933	アースフィル	30.0	1996	
倉橋ダム	アースフィル	31.0	1956	ロックフィル	36.5	2000	
狭山池ダム	アースフィル	17.4	616	アースフィル	18.5	2001	
山王海ダム	アースフィル	37.4	1952	ロックフィル	61.5	2001	
山口貯水池	アースフィル	35.0	1934	アースフィル	35.0	2002	耐震補強
宿の沢ダム	アースフィル	18.6	1952	アースフィル	26.0	2003	
村山下貯水池	アースフィル	32.6	1927	アースフィル	32.6	2009予定	耐震補強

例が多く見られる。また、築造が616年という狭山池ダム^{6)~8)}に見られるように、土質力学という学問体系が確立される以前にも、経験に基づいて築造されたアースフィルダムの決壊、補修という一連の流れの中で嵩上げが行われてきたことは容易に想像できる。なお、最近では1995年の兵庫県南部地震以降にその重要性が認識されてきているフィルダムの耐震補強という目的から、堤高の嵩上げは行わないものの、既設ダムを極力残して有効利用しながら断面拡大を図る事例^{9)~11)}も見られるようになってきている。ここで、アースフィルダムからアースフィルダムへの嵩上げを行った白川ダムの事例¹²⁾、アースフィルダムからロックフィルダムへの嵩上げを行った山王海ダムの事例¹³⁾およびアースフィルダムの耐震補強を行った山口貯水池^{9), 10)}と村山下貯水池¹¹⁾の事例を紹介する²⁾。

図-1に標準断面を示す白川ダムは、奈良県が大和川水系檜川において、既設のため池堰堤である27.6mのアースフィルダムを下流側に2.4m嵩上げたフィルダムの小規模嵩上げ事例である。一方、図-2に標準断面を示す山王海ダムは、農林水産省東北農政局が北上川水系滝名川において、既設の堤高37.4mのアースフィルダムを下流側に24.1mと大規模に嵩上げし、ロックフィルダムとした事例である。これは、わが国はもちろんのこと世界的にみても大規模なフィルダムの嵩上げ事例である。さらに、図-3に標準断面を示す山口貯水池は、東京都水道局が埼玉県所沢市に位置する既設堤高35.0mのアースフィルダムに上・下流側に押え盛土を行った耐震補強の事例である。堤高の変更はないが、耐震補強後の堤体積は、既設140万 m^3 から240万 m^3 へと大幅に増加している。また、図-4に標準断面を示す村山下貯水池は、山口調整池の近傍に位置し、東京都水道局が武蔵野台地の狭山丘陵に位置する既設32.6mのアースフィルダムの下流側に補強盛土を行った耐震補強の事例である。補強盛土は下流の公園用地内への侵入を極力避けるためジオテキスタイルで補強を行っている。山口貯水池および村山下貯水池とも、堤体直下流に市街地が進行していること、水源として重要な施設であることなどの理由から耐震補強がなされた。これまで、わが国におけるダムの耐震補強の事例¹⁴⁾は必ずしも多くない。しかし、2005年3月に国土交通省河川局より「大規模地震に対するダム耐震性能照査指針(案)」¹⁵⁾が通知され、現在具体のダムにおける試行段階に移行している。このような状況の中、今後、ダムの耐震補強の事例は増加すること

が予想される。

3. 本研究の検討概要

フィルダムの嵩上げを行う際には、嵩上げ後に、既設堤体のどの部分に、どのような機能を受け持たせるかが重要になる。そのため、既設堤体建設時の調査、設計、施工および最近の管理資料等を整理、分析する必要がある。しかし、嵩上げの対象となるフィルダムは現行の設計基準が制定される以前に建設されたものが多いことが現状で、さらに、調査設計等の資料が入手困難な場合がある。このため、適切な数量の追加調査等が必要になる。堤体、基礎地盤等の調査終了後のフィルダムの嵩上げ設計においては、新設、既設ダムとも、現行の設計法を踏襲するだけでなく、フィルダムの設計の基本に立ち戻り、応力変形特性、透水性およびそれぞれに起因する安定性といった様々な観点から、堤体断面構成上、性質が極端に異なる材料を隣接させないことや既設ダムとの止水性の連続性の確保、新設と既設堤体との境界部のすべり、変形、浸透破壊などについても検討する必要がある^{2), 16)}。また、嵩上げ設計においては、治水や利水といった既設ダムの貯水池機能を維持したうえでの施工可能性についての配慮も重要となる。

以上のように、フィルダムの嵩上げ設計には、体系的な調査、検討が必要である。このような中で、本研究では、基礎地盤の地質性状や基礎処理、監査廊・転流工・取水設備・放流設備などの配置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た合理的な嵩上げ設計についての検討を行う。

まず、本研究では、最終的に嵩上げフィルダム堤体の静的および動的荷重条件下における安定性評価に着目して、図-5に示すように嵩上げ設計方法の流れを提案する。よって、本研究における以下の具体的な検討もこの流れに従って実施する。具体的には、フィルダムの嵩上げについて、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する。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評価をする。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^{17), 18)}について評価する。さらに、地震応答解析を行って堤体の応答加速度を求め、Newmark法に基づく剛塑性すべり変位解析により算出した嵩上げダムのすべり変位量¹⁹⁾を評価することにより、大規模

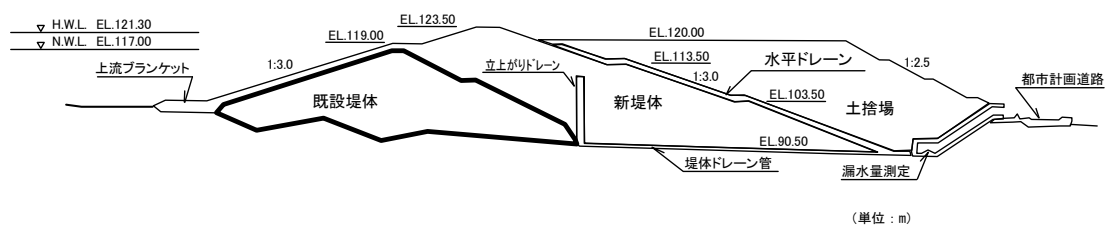


図-1 白川ダムの嵩上げ後の標準断面¹²⁾
(太囲い部は既設堤体を示す)

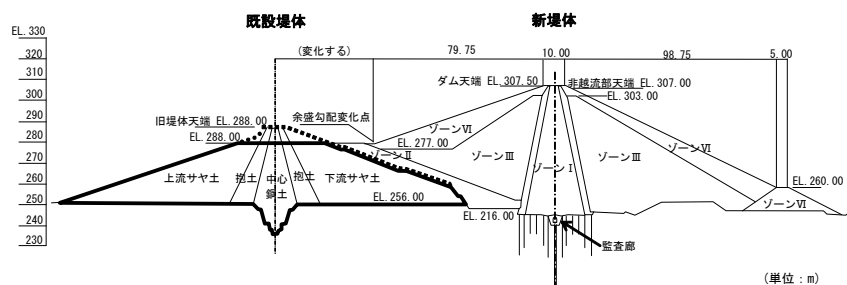


図-2 山王海ダムの嵩上げ後の標準断面¹³⁾
(太囲い部は既設堤体を示す)

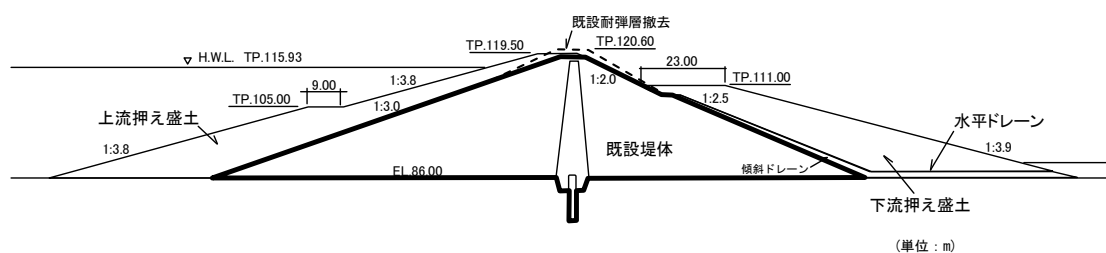


図-3 山口貯水池の耐震補強後の標準断面^{9), 10)}
(太囲い部は既設堤体を示す)

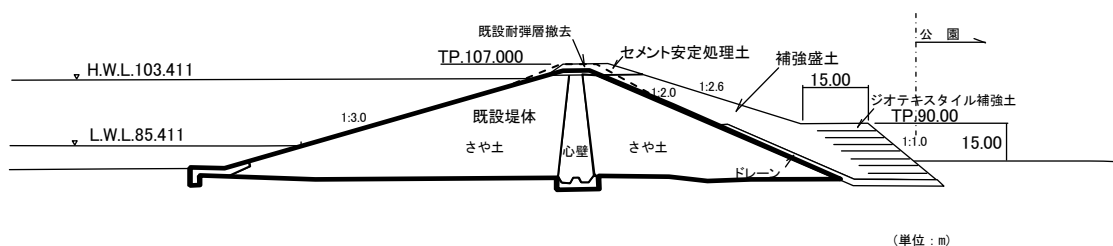


図-4 村山下貯水池の耐震補強後の標準断面¹¹⁾
(太い部分は既設堤体を示す)

地震時の耐震性について検討する。これらの検討の結果に基づき適切な嵩上げ設計方法を提案する。なお、本研究では、既設ダムをロックフィルダムとした場合とアースフィルダムとした場合の検討を実施する。

4. 嵩上げ形式の選定

4.1 嵩上げ形式

一般に、フィルダムの嵩上げの形式としては、上流

面側の嵩上げ、上下流面両側の嵩上げ、下流面側の嵩上げがあり、ロックフィルダムに限れば、既設堤体の遮水ゾーンと新設堤体の遮水ゾーンを接続させる傾斜コア型ロックフィルダム形式などもある。フィルダムにおける最も一般的な嵩上げ方法は下流面側の嵩上げ形式である。一方、上流面側の嵩上げ形式は、既設の貯水池側に新設堤体を配置するために、貯水容量が減少することや、施工時にダムの運用を中止、ないしは

比較的規模の大きい仮締切堤を築造する必要があることなどから、ある程度以上の嵩上げ規模では採用される可能性が低いと考えられる形式である。

そこで、本研究で対象とするフィルダム の嵩上げ形式の一次候補として、図-6 に示す形式1～形式3 の嵩上げ形式をとりあげ、予備的な比較検討を行うこととした。また、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。なお、嵩上げ後の堤体は、本研究においてある程度規模の大きい嵩上げを想定していることから、すべての形式においてロックフィルダムとした。予備的な形式の比較検討において、堤高については、小規模フィルダムの中規模フィルダムへの嵩上げを想定し、既設堤高は30m、嵩上げ後の新設（以下、新設と略称する。）堤高は70mとした。既設堤体の斜面勾配は、後述する解析条件下において、震度法によるすべり安全率1.20以上を満たす勾配とした。3つの嵩上げ形式のうち、大規模な嵩上げを想定した場合、形式1が最も一般的な嵩上げ形式である。形式2については、他形式と比べて、施工時に貯水池の運用に大きな制約がかかること、それを解決するためにはロック材料などの粗粒材料の水中施工などの検討が必要になることなどの課題がある。また、安全性の検討は様々な項目について実施するものの、形式2, 3では嵩上げ後のコア幅が従来のロックフィルダムのそれと比べて狭いものになるこ

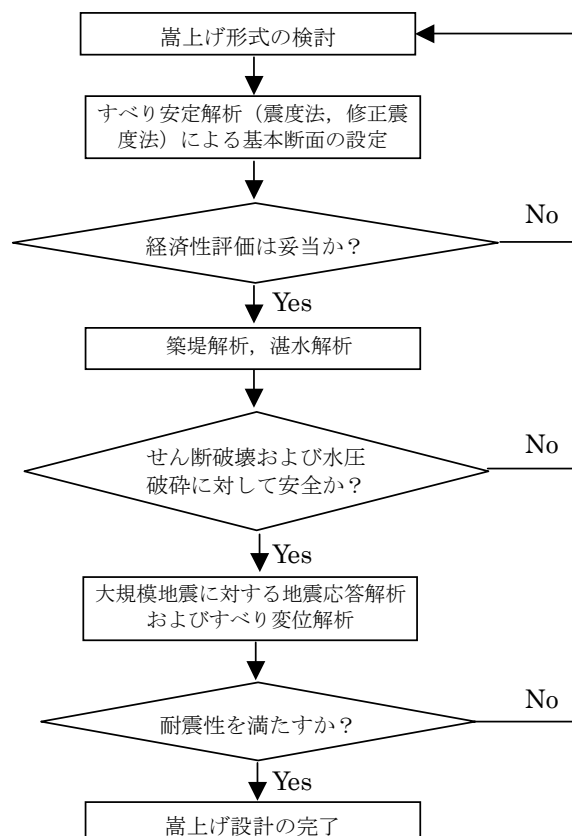


図-5 フィルダムの嵩上げ設計方法の流れ
(堤体の安定性評価に着目した場合)

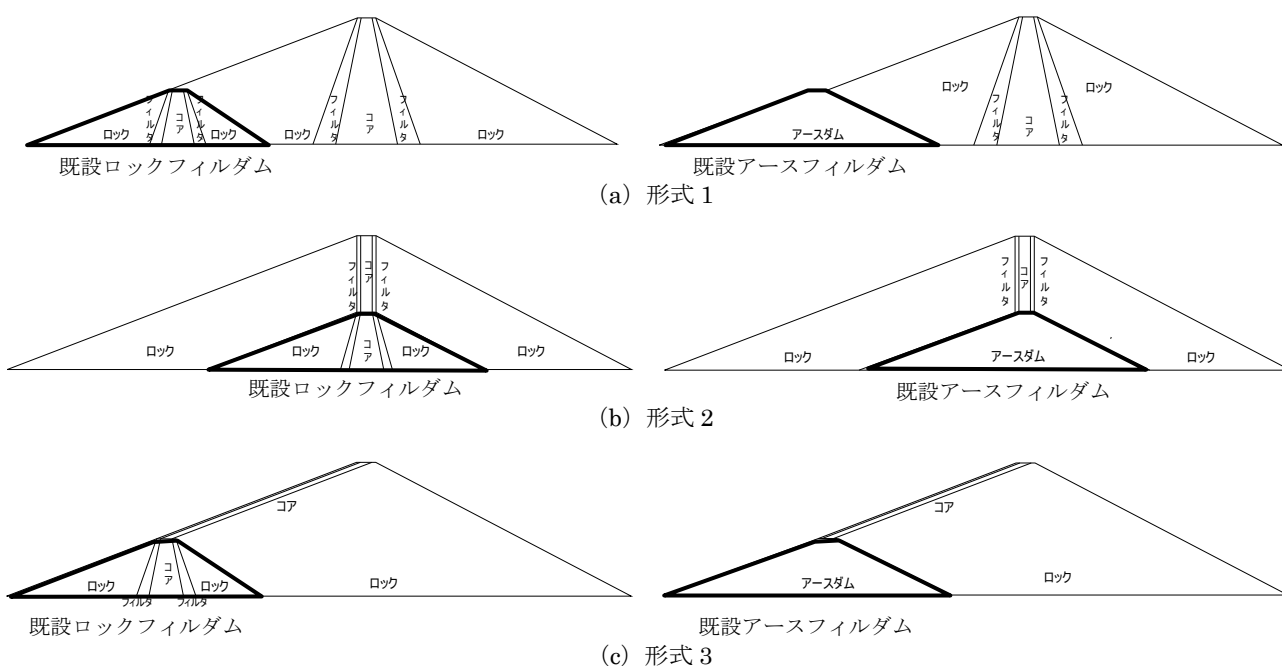


図-6 検討対象としたフィルダムの嵩上げ形式
(太線囲い部は既設堤体を示す)

とも大きな技術的な課題である。一方、図－6 において、既設ダムがアースフィルダムの場合にロック部とアース部が隣接するモデルを考えているが、実際にはこの間にフィルタを配置することになる。しかし、アースフィルダムの緩勾配斜面部にフィルタを配置するか否かで大きな応力分布の差が発生することはないと判断し、モデルではフィルタを省略している。

4.2 すべり安定解析

既往の嵩上げ形式などを参考に選定した3種類の嵩上げ形式について、現行設計法である震度法²⁰⁾のほか、現在、耐震性照査法として位置付けられている修正震度法²¹⁾に基づく円形すべり面法による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。

すべり安定解析の条件を表－2 に示す。すべり安定解析では、貯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、ロックフィルダムのコア材料およびアースフィルダムの築堤材料（以下、アース材料と略称する。）については震度法および修正震度法ともモール・クーロンの破壊基準（式（1）参照）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（式（2）参照）に基づく係数 A 、 b を用いた。

$$\tau_f = c + \bar{\sigma}_n \tan \phi \quad (1)$$

$$\tau_f = A \bar{\sigma}_n^b \quad (2)$$

ここで、 τ_f ：材料のせん断強度、 $\bar{\sigma}_n$ ：各スライスのすべり面に働いている垂直応力（有効応力）、 c ：粘着力、 ϕ ：内部摩擦角、 A 、 b ：せん断強度に対する定数である。

なお、ロック、フィルタ、コア材料については七ヶ宿ダムの堤体材料の設計値ないしは試験値^{22), 23)}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。これは、現行の震度法に基づくアースフィルダムの設計において粘着力を考慮することが一般的であることに従ったためである。

表－2 すべり安定解析の条件

項 目		モデル条件	
貯水位		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 ³)	ロック ^{a)}	1.94, 2.15	
	フィルタ ^{a)}	2.13, 2.24	
	コア ^{a)}	2.22, 2.23	
	アース ^{a)}	2.22, 2.23	
堤体材料の せん断強度	粘着力 (kN/m ²)	ロック ^{b)}	0
		フィルタ ^{b)}	0
		コア ^{a)}	0
		アース ^{a)}	30
	内部摩擦角 (°)	ロック ^{b)}	42
		フィルタ ^{b)}	36
		コア ^{a)}	35
		アース ^{a)}	35
	A, b ^{※)}	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/m²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

表－3 すべり安全率を満たす嵩上げ部堤体積
(単位奥行きあたり)

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 アースフィルダム
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)

4.3 経済性評価と嵩上げ検討条件

経済性評価については堤体材料の必要量のほか、付帯設備、基礎処理等など総合的に判断されるべきものであるが、ここでは簡便に堤体材料必要量のみに着目して評価を行った。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嵩上げを行う際に必要な堤体積をもとめ、各嵩上げ形式における堤体積について比較を行った。

嵩上げを行う際に必要な堤体積（図－6 における断面の単位奥行きあたり）を表－3 に示す。形式1と2がほぼ同程度の体積であるのに対して、形式3では形式2の約3割体積が大きくなりコスト面で不利である。これは、既設堤体の種類によらず、形式1と2の斜面

勾配がほぼ同等なのに対して、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。なお、形式1と2の経済性を詳しく比較すれば、形式2が有利と考えられる。つまり、既設堤体の種類によらず堤体積が若干少ないことのほか、ダム全体施工工程に最も影響するコアの体積が少ないことが効いてくる。しかし、最終的な嵩上げ形式の選定にあたっては、各種の安全性評価を総合的に検討する必要がある。さらに、形式2には、前述したように、以降の安全性評価だけでは対応しきれない、いくつかの課題があることに留意されたい。

以上により、本研究では、形式1と2について各種の安全性評価に関する検討を行うこととした。検討を行った嵩上げ条件を表-4に示す。ここで、既設ダムの堤高を既設堤高、既設ダム嵩上げ後の堤高を新設堤高とした。堤高の条件設定に際しては、既設堤体がアースフィルダムおよびロックフィルダムの両方の場合とも、小規模なフィルダムという観点から既設堤高を30mとし、新設堤高を中規模のロックフィルダムの標準的な堤高と想定した70mを基本に50m, 70m, 100mとした。なお、既設堤体がロックフィルダムである場合には、その堤体規模を考慮して既設堤高を50m、新設堤高を70m, 100mとした条件での検討も行った。安全性評価において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、どの嵩上げ形式においても、1:2.60 および 1:1.90 に統一した。有限要素法解析に用いるモデルを図-7に示す。ただし、図に示すように形式1における既設ロックフィルダムの既設堤高50mと新設堤高70mの組み合わせは、既設堤体のコアと新設堤体のコアが重なり合うという現実的でないゾーニングであると判断し、以下の検討からは除外するものとした。

5. 安定性の検討方法

5.1 概要

安定性の検討方法は、図-5に示したフローに従い、まず、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、局所安全率や変形形状からその安定性について評価を行った。次に全応力に基づく湛水解析および浸透流解析を行い、湛水に伴う水圧破碎現象に着目し、Seedの基準²⁴⁾から水圧破

表-4 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
			100
	アースフィルダム	50	70
			100
			100

碎に対する嵩上げダム遮水部の安定性について評価した。さらに、地震応答解析により堤体の応答加速度を求め、Newmark法に基づく剛塑性すべり変位解析²⁵⁾、²⁶⁾により算出した嵩上げダムのすべり変位量を算出することにより、大規模地震時の耐震性についての評価を行った。

5.2 築堤解析

嵩上げフィルダムの各種荷重条件下での安全性を詳細に検討するために、嵩上げ過程を考慮した築堤解析を実施する。築堤解析はDuncan-Changモデルによる非線形弾性解析²⁷⁾により行った。

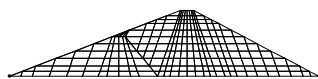
Duncan-Changモデルにおいて、弾性係数Eおよびポアソン比 ν は次式で定義される。

$$E = K \cdot P_a \cdot \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)^n \cdot \left\{ 1 - \frac{R_f \cdot (1 - \sin \phi) (\sigma_1 - \sigma_3)}{2 \cdot c \cdot \cos \phi + 2 \cdot \sigma_3 \cdot \sin \phi} \right\}^2 \quad (3)$$

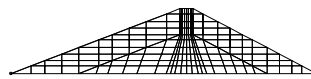
$$\nu = \frac{G - F \cdot \log \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)}{\left[1 - \frac{D \cdot (\sigma_1 - \sigma_3)}{K \cdot P_a \cdot \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)^n \cdot \left\{ 1 - \frac{R_f \cdot (1 - \sin \phi) (\sigma_1 - \sigma_3)}{2 \cdot c \cdot \cos \phi + 2 \cdot \sigma_3 \cdot \sin \phi} \right\}} \right]^2} \quad (4)$$

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。

築堤解析に用いた入力物性値を表-5に示す。なお、ロック、フィルタ、コア材料については七ヶ宿ダムの堤体材料の設計値ないしは試験値²²⁾、²³⁾を用いた。築堤解析に用いる物性値の設定に当たって、ひずみの範囲を4%以下としている。これは、各材料について築堤時の実測ひずみの最大値が2%程度であり、かつ、三軸圧縮試験の結果によると軸ひずみが2~4%付近でその応力ひずみ関係に勾配変化点が見られることによる。

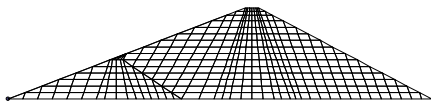


形式 1

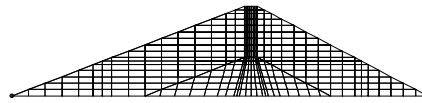


形式 2

(a) 既設堤高 30m, 新設堤高 50m

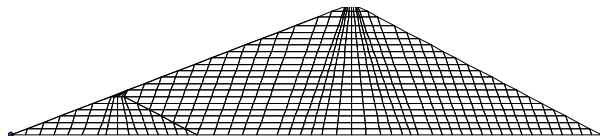


形式 1

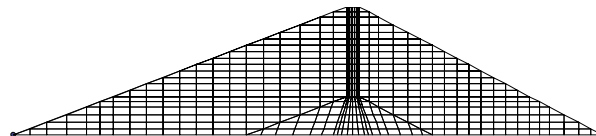


形式 2

(b) 既設堤高 30m, 新設堤高 70m

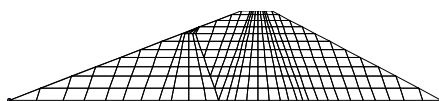


形式 1

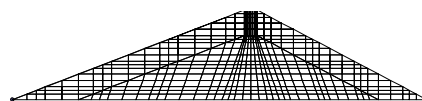


形式 2

(c) 既設堤高 30m, 新設堤高 100m

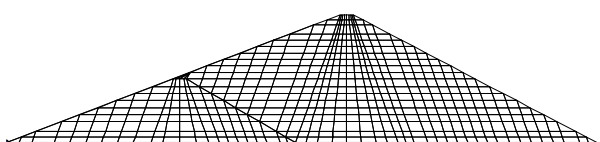


形式 1

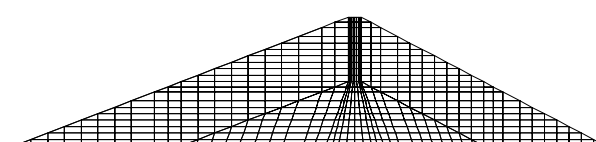


形式 2

(d) 既設堤高 50m, 新設堤高 70m



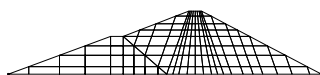
形式 1



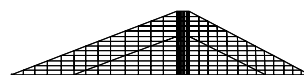
形式 2

(e) 既設堤高 50m, 新設堤高 100m

(1) 既設ロックフィルダムの場合

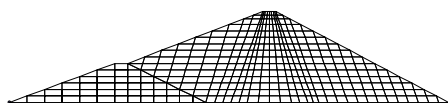


形式 1

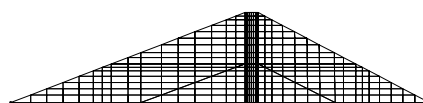


形式 2

(a) 既設堤高 30m, 新設堤高 50m

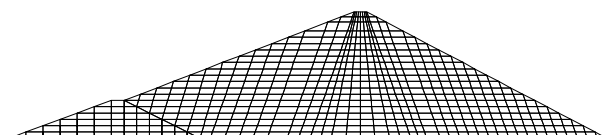


形式 1

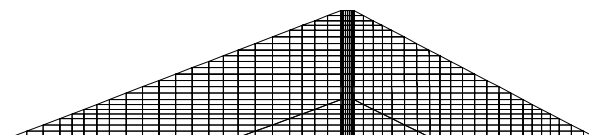


形式 2

(b) 既設堤高 30m, 新設堤高 70m



形式 1



形式 2

(c) 既設堤高 30m, 新設堤高 100m

(2) 既設アースフィルダムの場合

図-7 有限要素法解析に用いたモデル

築堤時の安全性評価として、築堤時の変形形状について変形の大きい箇所に留意するとともに、せん断破壊に対する安全性について評価を行った。各要素のせん断破壊に対する安全率は、築堤時の最小主応力 σ_3 と最大主応力 σ_1 を用いて、モール・クーロンの破壊基準により、次式の局所安全率SFとして評価した。

$$SF = \frac{2c \cdot \cos \phi + (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \phi}{\sigma_1 - \sigma_3} \quad (5)$$

ここで、 c :粘着力、 ϕ :内部摩擦角、 σ_1 :最大主応力、 σ_3 :最小主応力である。

5.3 湛水解析

嵩上げフィルダムの水圧破碎に対する安全性を詳細に検討するために、嵩上げ過程を考慮した築堤後の全応力湛水解析を実施する。全応力湛水解析は、築堤解析後の結果に、既往の研究²⁸⁾を参考として、図-8に示すように築堤解析終了後の堤体上流斜面に静水圧を与え、浸潤線内の上流側ロック、フィルタ部分およびコア、アース部分に飽和重量と湿潤重量の差分を物体力として与えて非線形弾性解析を行うことにより、湛水時の全応力を算出した。嵩上げ後の堤体内の浸潤線は、解析を単純化するため、コアの下流側斜面と貯水位の交点までの範囲では貯水位に、また、その交点より下流はコアの下流側斜面に一致させた。荷重条件設定の際に用いた物性値を表-6に示す。湛水時の水位は堤高の92%とし、常時満水位相当とした。

一例として、図-9,10に形式1および2について既設堤高30mで新設堤高70mの場合の湛水時の全応力図(それぞれ最小主応力図、最大主応力図)を示す。最小主応力について、形式1では、既設堤体の位置で分布が異なること以外、既設堤体の種類に関わらずほとんど変わらない。形式2では、既設堤体がアースフィルダムの場合、既設堤体の基礎付近で広い範囲で応力の高まりが認められる。既設堤体がロックフィルダムの場合、既設堤体ロック部分の基礎付近の狭い範囲で応力の高まりが認められる。形式1の新設堤体遮水部については、主応力の分布は既設堤体の種類によらずほとんど差がないが、形式2では、新設堤体としてのコアゾーン形状が異なることが大きな原因と考えられるが、既設堤体の種類により主応力の分布は異なる。

最小主応力と水圧破碎の破碎圧との関係は、既往の多くの水圧破碎試験の結果から、水圧破碎圧 $P_f = m \cdot \sigma_3$

表-5 築堤解析に用いた入力物性値

項目	モデル条件			
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
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

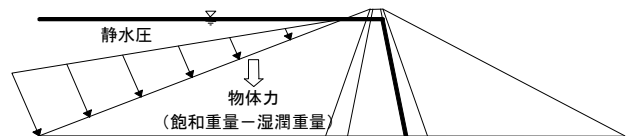


図-8 湛水解析荷重条件

表-6 湛水荷重設定に用いた物性値

項目	モデル条件			
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

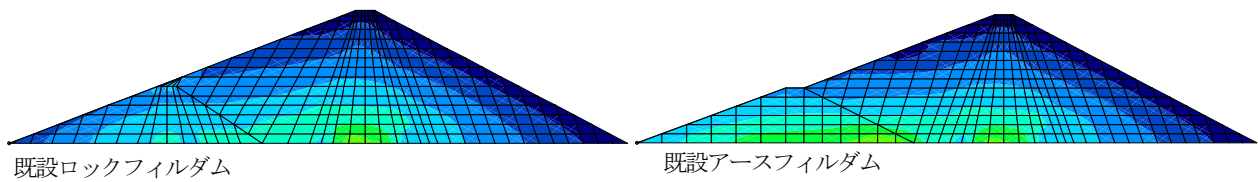
$+n$ の関係が成立することが確かめられている²⁹⁾。ここで、 σ_3 は最小主応力(全応力)、 m, n は水圧破碎抵抗力を規定する定数である。この式に基づき、コア部分の全応力による最小主応力と間隙水圧を用いて、次式より水圧破碎に対する安全率を評価した。

$$SF_{hf} = (m \cdot \sigma_3 + n) / u \quad (6)$$

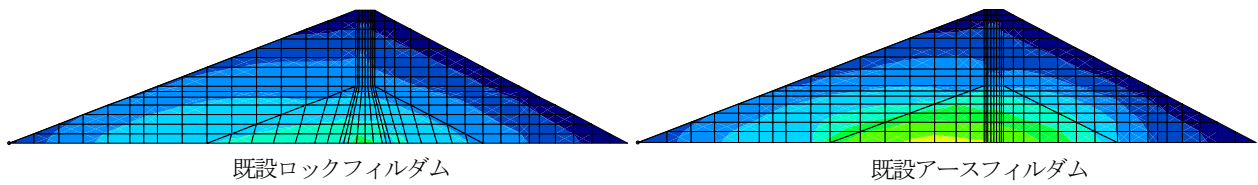
ここで、 SF_{hf} は水圧破碎に対する安全率、 u は間隙水圧である。

いま、フィルダムの水圧破碎による破壊にとって最も重要なのは、上下流方向に貫通する亀裂面であることから、ダム軸方向土圧と間隙水圧を比較する必要がある。しかし、武部ら³⁰⁾は、二次元および三次元解析の結果の比較から、二次元解析で求まる上下流方向土圧は、三次元解析におけるダム軸方向土圧と同等とみなしうるとしている。この研究成果に基づき、本研究では、上下流の二次元断面に対する解析から得られた σ_3 に基づき水圧破碎を評価している。

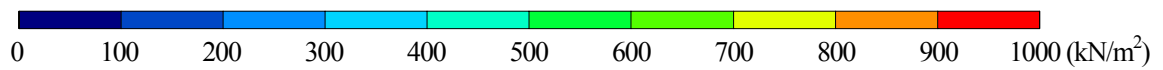
式(6)において、定数である m を1、 n をコア材料の引張強度 σ_t としたものが、式(7)のSeedの基準²⁴⁾に対応する。式(7)に示すSeedの基準に基づいて水圧破碎に対する安全率 SF_{hf} を算定した。



(a) 形式1

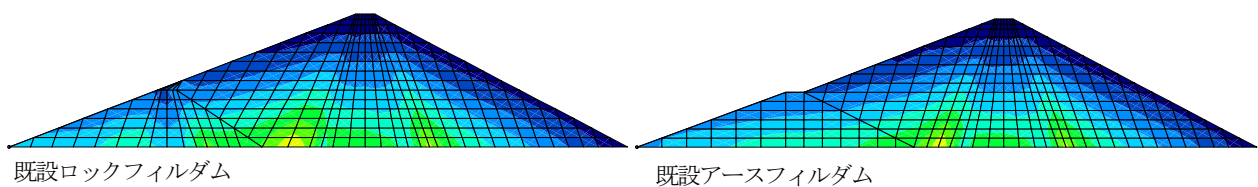


(b) 形式2

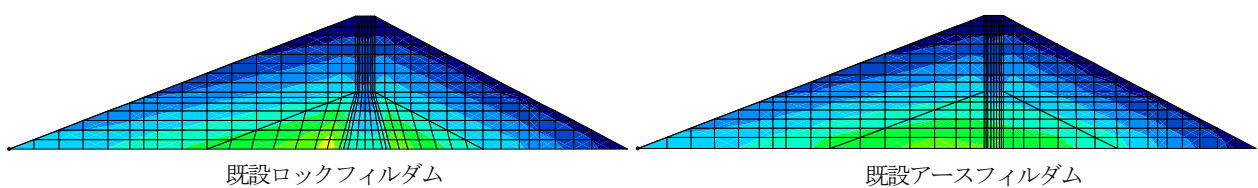


既設堤高 30m, 新設堤高 70m

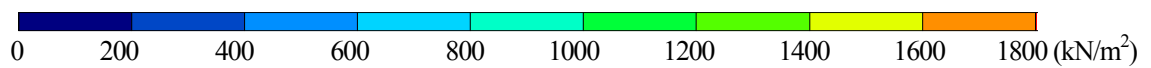
図-9 湛水時最小主応力 σ_3 の分布 (全応力)



(a) 形式1



(b) 形式2



既設堤高 30m, 新設堤高 70m

図-10 湛水時最大主応力 σ_1 の分布 (全応力)

$$SF_{hf} = (\sigma_3 + \sigma_t) / u \quad (7)$$

ここで、引張強度 σ_t は安全側の判断として 0 とした。

また、 m と n の設定値について考察する。図-11 に、田頭³¹⁾が既往の水圧破碎に関する実験的研究成果に基づきとりまとめた、土質材料の水圧破碎圧 P_f と最小主応力に相当する試験における最小拘束圧 σ_3 との関係を示す。これより、土質材料の m の値としては 1~2 の間に分布しているものが多く、また、 $m=1$ とすると、 n の値は $0 \sim 50 \text{ kN/m}^2$ の間に分布しているものが多いことがわかる。このことから、本検討における $m=1$ 、 $n=0$ という設定は十分に安全側の対応であるといえる。

5.4 浸透流解析

水圧破碎の評価を行う際に、必要となる間隙水圧を二次元浸透流解析により求めた。なお、コアおよびアース部のみをモデル化して定常の浸透流解析を行った。

浸透流解析の境界条件としてはコア上流面を水頭固定、コア下流面を浸出面、また、基礎地盤を不透水層とした。表-7 に浸透流解析に用いた物性値を示す。飽和透水係数はコアの一般的な設計値であり、かつ現場管理基準値である $1 \times 10^{-5} \text{ cm/sec}$ とおき、その異方性は考慮せず等方性とし、鉛直・水平方向で同値とした。今回の解析的検討に与える影響が小さいかあるいは無い物性値についてはその設定を単純化するため、間隙率 n を 0.3、最小含水量 θ_r を 0.0、有効体積含水率 θ_e を間隙率と同じ値の 0.3 とした。比貯留係数 S_s は簡便に全てのゾーンにおいて 0 (1/cm) とした。なお、 S_s は、飽和領域における非定常浸透に影響を与える物性値である。

(1) 比透水係数 K_r と体積含水率 θ の関係

不飽和透水係数 k_u を飽和透水係数 k_0 で除した比透水係数 K_r と体積含水率 θ の関係は、式(8)に示す Imay の提案式³²⁾を採用した。

$$K_r = \left(\frac{\theta - \theta_r}{\theta_e - \theta_r} \right)^3 \quad (8)$$

また、体積含水率 θ は、間隙率 n と飽和度 S_r から式(9)で表される。

$$\theta = n \cdot S_r \quad (9)$$

$\theta_e = n$ 、 $\theta_r = 0$ から式(8)を変形すると式(10)となる。

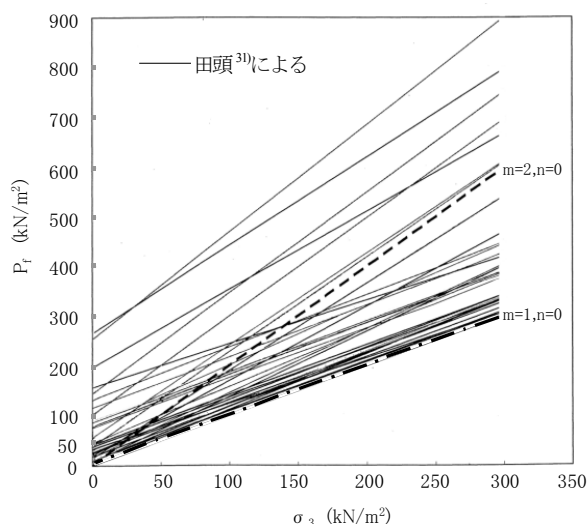


図-11 水圧破碎圧 P_f と最小拘束圧 σ_3 の関係

表-7 浸透流解析に用いた物性値

項 目	モデル条件
材料の種類	コア、アース
飽和透水係数 k_0 (cm/sec)	1.0×10^{-5}
間隙率 n	0.3
最小含水量 θ_r	0
有効体積含水率 θ_e	0.3
比貯留係数 S_s (1/cm)	0

$$K_r = \left(\frac{\theta}{\theta_e} \right)^3 = \left(\frac{n \cdot S_r}{n} \right)^3 = S_r^3 \quad (10)$$

この関係は、図-12 のとおりとなる。

(2) 体積含水率 θ と負の圧力水頭 ϕ の関係 (水分保持曲線)

体積含水率 θ と負の圧力水頭 ϕ との関係を示す水分保持曲線には、湿潤過程と排水過程の間にヒステリシスが生じることが一般的である。しかし、今回の解析的検討では、物性値の設定を極力単純化する目的から水分保持曲線については、ヒステリシスを考慮せず、図-12 に示す両過程において、($\theta = 0.3$, $\phi = -0.0 \text{ cm}$) と ($\theta = 0.0$, $\phi = \text{負の圧力水頭: 毛管上昇高}$) を結んだ直線で表現するものとした。

なお、負の圧力水頭は、毛管上昇高とし、解析で使用する飽和透水係数を有する地盤 (土) を想定して、表-8 より -1.15m とした。図-13, 14 に浸透流解析結果の一例として、形式 1 および 2 について既設堤高 30m で新設堤高 70m の場合の全水頭図、圧力水頭図を示す。

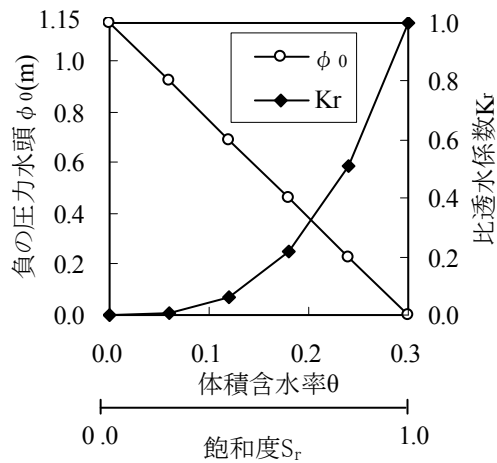


表-8 透水係数と毛管上昇高の例³³⁾

土の種類	毛管上昇高(cm)
粗い砂	2~5
砂	12~35
細砂	35~70
シルト	70~150
粘土	200~400 以上

透水係数 k (cm/sec)	10^3	10^2	10^0	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}	10^{-8}	10^{-9}
土砂の種類	きれいな砂利	きれいな砂と砂利の混合	非常に細かい砂、シルトなど	不透水性の土、粘土など								

図-12 浸透流解析に用いた不飽和浸透特性

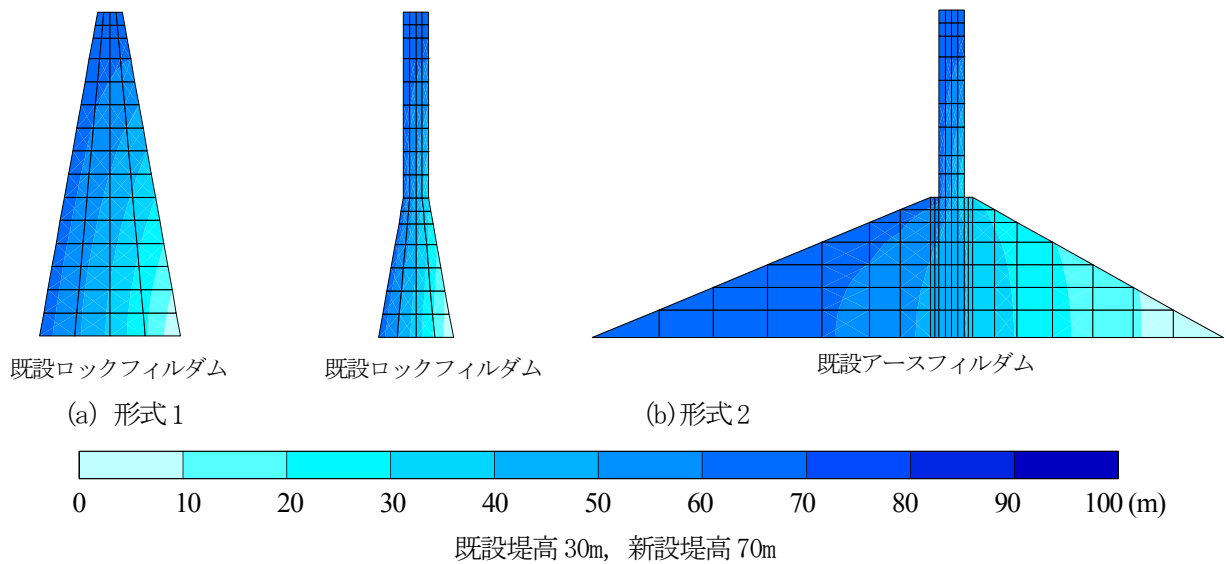


図-13 浸透流解析の結果（全水頭）

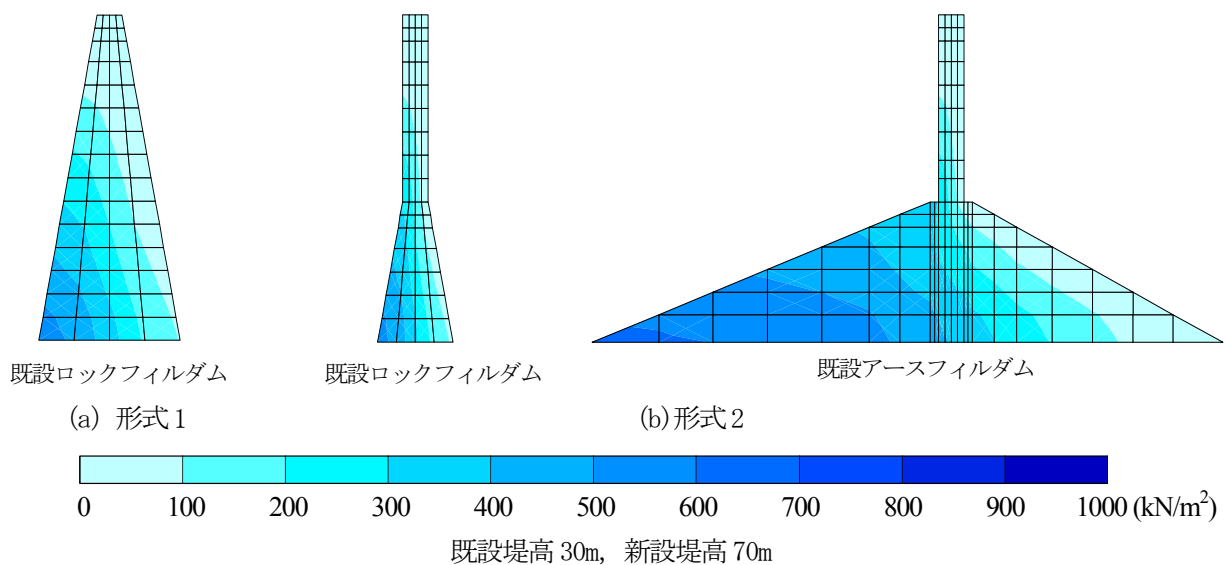


図-14 浸透流解析の結果（圧力水頭）

5.5 地震応答解析

地震応答解析は複素応答法とした。土の非線形材料特性を、既往の実績も多く実用上妥当な挙動予測を行えると判断した等価線形化法（計算プログラム：ASIST³⁴⁾）を用いた。

地震応答解析に用いた入力地震動は、図-15に示す兵庫県南部地震の際の箕面川ダム観測波（水平（上下流）方向）を基本とした。実際には、大規模地震時を想定し、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。また、図-16に観測波と、引き伸ばした入力波の加速度応答スペクトルを示す。本来、入力地震動については様々な周波数特性を考慮して複数設定することが望ましいが、兵庫県南部地震時の箕面川ダム観測波は、これまでダム基礎岩盤で観測された、ある程度大きな加速度を持つ地震動の中では、フィルダムに対して相対的に大きめのすべり変位量を与える^{35)~38)}ことから評価上安全側の結果が得られると考えた。これは、兵庫県南部地震直後、中央土質遮水壁型ロックフィルダムについて、堤高63m, 110m, 150mの3つのモデルダムと兵庫県南部地震時に比較的大きな加速度が観測された4つのダムの地震動をその水平（上下流）方向最大加速度が250galになるように引き伸ばした地震動を組み合わせで解析した際に、堤高110mと箕面川ダム観測波の組み合わせにおいて最もすべりに対する安全性が低かった^{35)~38)}という結果に基づいている。

また、築堤解析などの静的解析と同様、地震応答解析に用いた物性値は、七ヶ宿ダムの堤体材料の設計値ないしは試験値^{22), 23)}としたが、コア、アース材料の動的変形特性については、緒方ら³⁹⁾のコア材料を用いた動的変形試験結果に基づいて設定した。

まず、初期せん断剛性率 G_0 (kN/m²) は次式²²⁾により算出した。

(ロック)

$$G_0 = 5820 \cdot \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} \sigma_m'^{0.6} \quad (11)$$

(フィルタ, コア, アース)

$$G_0 = 2380 \cdot \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} \sigma_m'^{0.7} \quad (12)$$

ここで、 e : 間隙比、 σ_m' : 平均有効主応力(kN/m²)である。また、平均有効主応力 σ_m' は次式に示すように深さ D の関数とした。

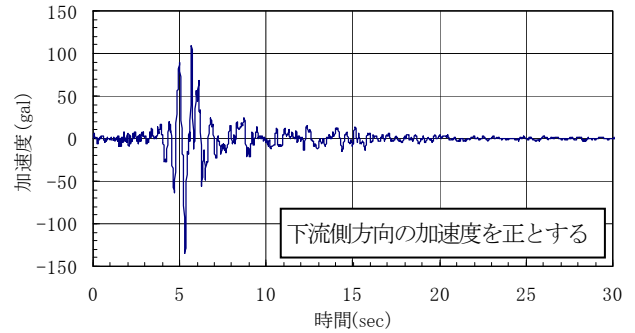


図-15 入力の基本地震動（水平（上下流）方向、最大加速度 135.0gal）
（兵庫県南部地震における箕面川ダム観測波）

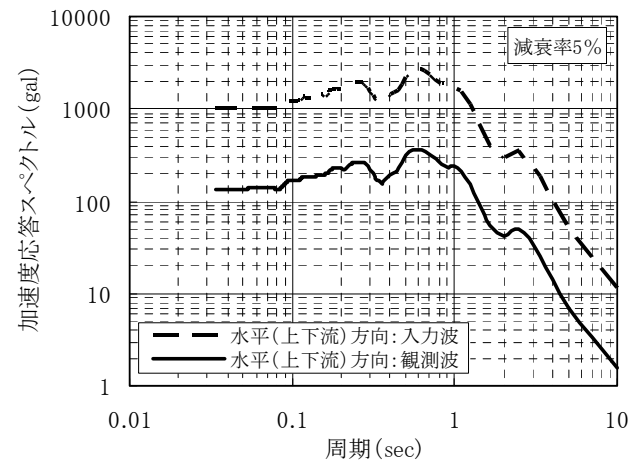


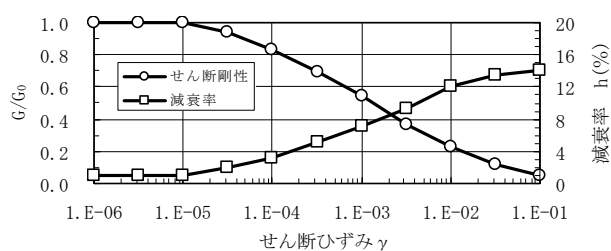
図-16 入力地震動の加速度応答スペクトル（減衰率5%）
（兵庫県南部地震における箕面川ダム観測波および1000galに引き伸ばした入力波）

$$\sigma_m' = \frac{1 + 2K}{3} \rho \cdot g \cdot D \quad (13)$$

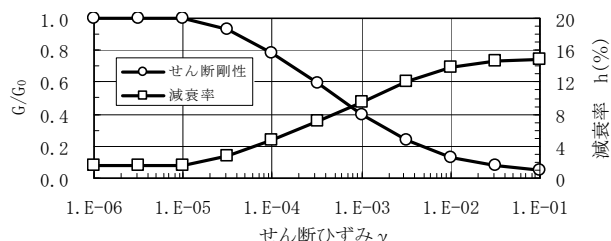
ここで、 K : 水平・鉛直方向土圧比、 ρ : 密度(t/m³)、 g : 重力加速度(=9.8m/sec²)、 D : 層厚(m)である。

堤体基礎は、堅硬な岩盤とみなし、堤体のみをモデル化し、その底面境界は固定境界とした。

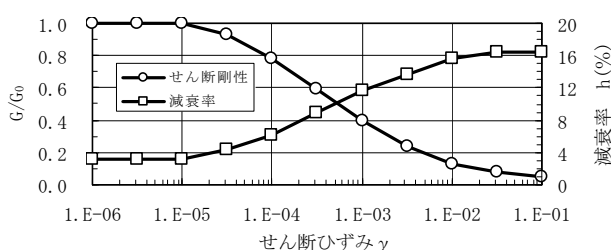
今回の解析に用いたひずみ依存曲線を図-17に示す。基準化したせん断弾性係数 G/G_0 は、せん断ひずみ $\gamma = 1 \times 10^{-5}$ におけるせん断弾性係数 $G_{\gamma=10^{-5}}$ を G_0 とみなしてせん断弾性係数を基準化して求めている。動的変形試験により求められた減衰定数は内部減衰のみのため、堤体・基礎構造に起因する逸散減衰を既往の解析事例などを参考に15%として、内部減衰に上載せしている。



(a) ロック材料



(b) フィルタ材料



(c) コア、アース材料

図-17 せん断剛性率、減衰率とせん断ひずみの関係

5.6 剛塑性すべり変位解析

Newmark 法^{25), 26)}の考え方に基づいて剛塑性すべり変位解析を実施し、地震時における堤体のすべり変位量を算出し、安定性（耐震性）の評価を行った。図-18に示すように、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変形が生じると考えている。本研究では、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。

すべり変位量の算出に用いた物性値は表-2 に示しているが、表-9 として転載しておく。なお、Newmark 法によるすべり変位解析をより厳密に実施するためには、すべり変位量の増加に伴う強度の低下、いわゆるひずみ軟化特性をモデル化する必要がある^{15), 40)~42)}。しかし、本研究がモデルダムおよびモデル物性を用いた解析であること、ロックフィルダムの体積の大半を占めるロック材料のような粗粒材料のひずみ軟化特性については研究段階にあるとともに、それを得るため

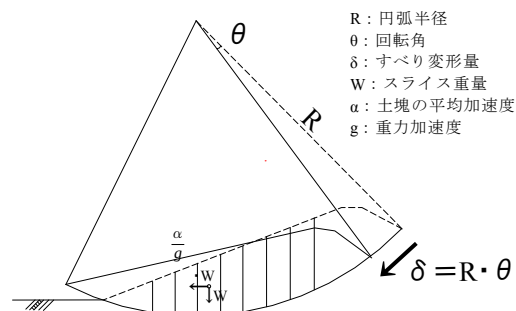


図-18 Newmark 法に基づく剛塑性すべり変位解析のイメージ

表-9 すべり変位量算出に用いた物性値
(表-2 より転載)

項 目	モデル条件			
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 ($^\circ$)	—	—	35	35
$A^{**})$	4.37	1.57	—	—
$b^{**})$	0.804	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、 kN/m^2 を用いた場合の値。

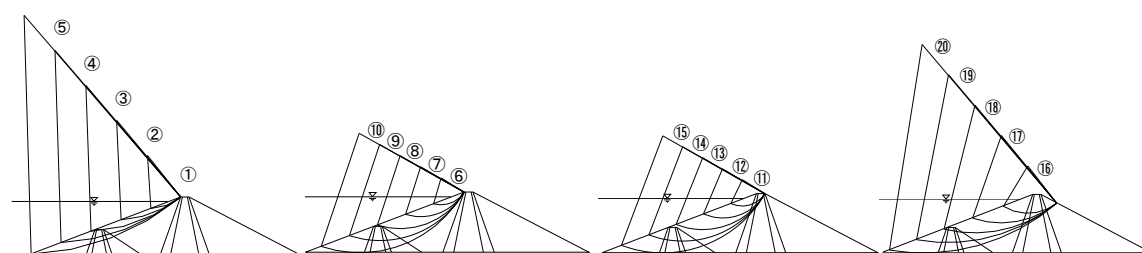
の試験が基準化されたものでないこと、などを考慮して、本研究においてはひずみ軟化特性は考慮せず、堤体材料はすべり開始後も最大の強度を保ち続ける完全剛塑性体とみなした。

すべり変位量の検討対象とするすべり円弧は、本来、震度法や修正震度法に基づいてすべり安全率を算出するときのように任意の円弧とし、その中で最大すべり変位量を与える円弧を抽出することが理想であるが、この作業にはかなりの時間と労力を要する。筆者らの既往の研究成果⁴³⁾として、Newmark 法により最大すべり変位量を与える円弧の抽出とその量を算定する際、進行性破壊の発生が懸念されるコアゾーンを上下流に切る円弧が重要であるとの観点から、天端中央のほか、対象斜面の反対側の斜面に始点を持つ円弧を設定する必要があることを指摘している。この成果も考慮して、本研究においては、上流側についてすべり円弧始点や円弧深さを変化させて図-19 に示す 20 円弧を設定した。なお、上流側の円弧のみを対象としたのは、現行の設計方法である震度法に基づいて同程度の安全率を

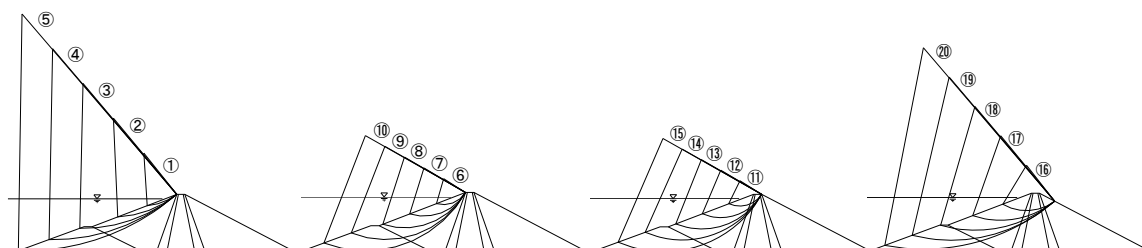
有する上下流面勾配を設定した場合、大規模地震時には、上流側斜面の方が下流側斜面に比べてすべり変位量が大きく相対的に安全性が低いという既往の研究成果¹⁹⁾に基づいている。ロック部分のみを通過する円弧として、天端上流端を始点とする浅い円弧（円弧①～⑤）および深い円弧（円弧⑥～⑩）、コアを切る円弧として、天端下流端を始点とする深い円弧（円弧⑪～⑮）および天端下流端より天端幅分鉛直方向に下がった下流側斜面点を始点とする深い円弧（円弧⑯～⑳）を設定し、それぞれの設定円弧グループにおいて、円弧の無次元高さ y/H を 0.2, 0.4, 0.6, 0.8 および 1.0 の 5 円弧設定した。ここに、 y は天端から円弧最深部までの深さである。

以上のように、堤体材料を完全剛塑性体とみなしていることや、すべり変位量を評価する円弧を上流側に 20 個としていることは、より精緻な形で最大すべり変位量を評価することが求められる個別具体のロックフィルダム の照査においては問題となる可能性があるが、合理的な嵩上げ設計方法を提案するに当たって、ある程度の精度での最大すべり変位量について検討するという本研究の目的に対しては大きな問題にならないと判断した。

すべり土塊の応答加速度の平均値は、求めるすべり円弧の土塊を構成する要素について面積の重みつき平均の応答加速度として算出した。

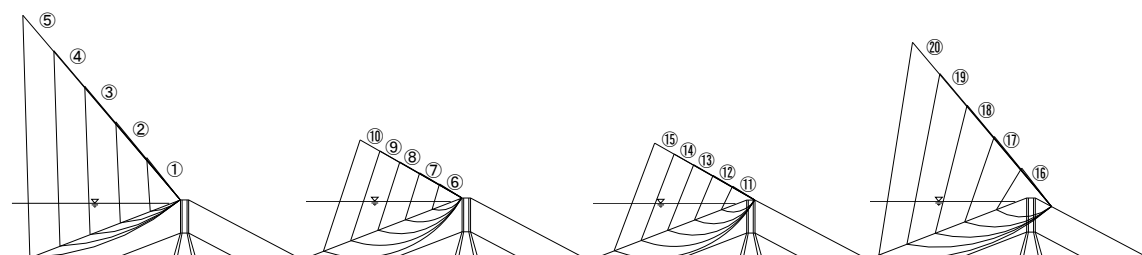


既設堤体：ロックフィルダム

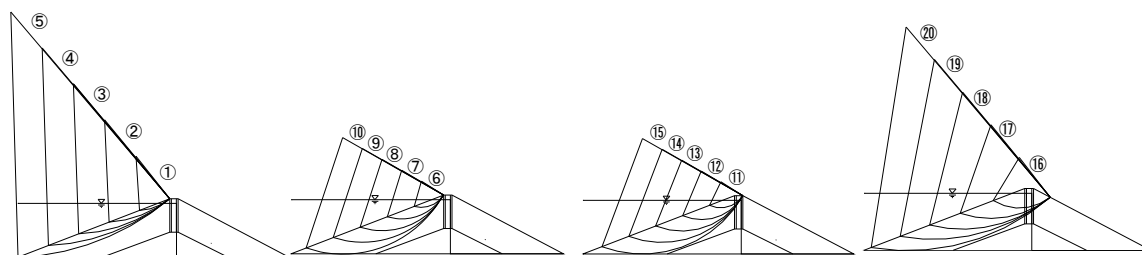


既設堤体：アースフィルダム

(a) 形式 1



既設堤体：ロックフィルダム



既設堤体：アースフィルダム

(b) 形式 2

図-19 すべり変位量を算出するすべり円弧形状（既設堤体 30m, 新設堤体 70m の場合）

6. 安定性の検討結果

6.1 築堤時の安定性評価

6.1.1 変形形状

既設ロックフィルダムとアースフィルダムの場合について、嵩上げ形式1および形式2の築堤時の変形形状を図-20～24に示す。

これらの図より、嵩上げ形式1の変形形状については、新設堤高50mを例にあげると、既設堤体と嵩上げ堤体の境界部において既設堤体が上流方向へ変形し、その量は既設ロックフィルダムの場合に比べて既設アースフィルダムの方が大きい。さらに、既設ダム上流斜面で上流側へ変形し、その量は既設ロックフィルダムの場合に比べて既設アースフィルダムの方がやや大きい。この変形量の差は、既設堤体がアースフィルダムである場合の方が変形性が大きいことに起因している。これらの傾向は新設堤体の堤高が高くなっても同様の傾向である。

次に、嵩上げ形式2の変形形状については、新設堤高50mを例にあげると、既設堤体が押しつぶされる形で変形している。特に、相対的に変形性が大きい既設アースフィルダムは嵩上げ堤体部との境界で沈下とともに、上流側、下流側とも各々斜面方向に変位が生じている。これらの傾向は堤高が高くなっても同様である。

変位の傾向について詳細に評価するために、上下流斜面およびコア中央部における、水平および鉛直変位の高さ方向分布について分析する。図-25～27は、新設堤高別に整理した、それぞれの箇所における有限要素節点の水平および鉛直方向の変位の高さ方向分布を示している。

図-25より上流斜面（箇所①）の水平変位は、新設堤高50mの場合を例にあげると、嵩上げ形式1では既設堤体の位置で上流側への水平変位が生じ、既設堤体と新設堤体の境界部周辺でその最大値が発生している。一方、嵩上げ形式2についても同様な傾向が認められるが、上流側斜面を既設堤体が構成していないこともあり、嵩上げ形式1ほど顕著ではない。また、その構成材料の変形性の違いから明らかであるが、水平変位量は既設ダムがアースフィルダムである場合の方がロックフィルダムである場合より大きい。これらの傾向は、既設堤高、新設堤高によらずほぼ同様である。

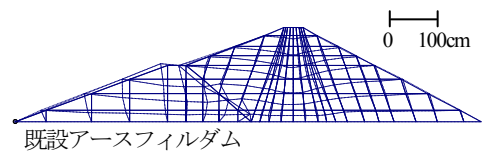
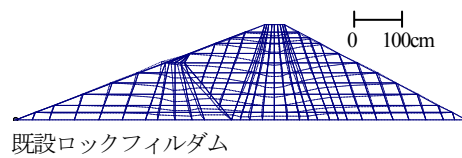
鉛直変位については、新設堤高50mの場合を例にあげると、嵩上げ形式1では既設堤体との境界部で相対的に大きく浮き上がる傾向を示すが、その箇所以外で

は、既設堤体部の変位量は小さく、新設堤体部では沈下方向の変位を示している。一方、嵩上げ形式2については、上流側斜面を既設堤体が構成していないこともあり大きな浮き上がりは認められず、それ以外の鉛直変位分布の傾向は嵩上げ形式1の場合とほぼ同様である。これらの傾向は既設堤高、新設堤高によらずほぼ同様である。

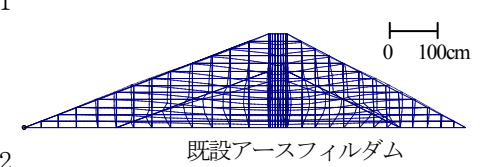
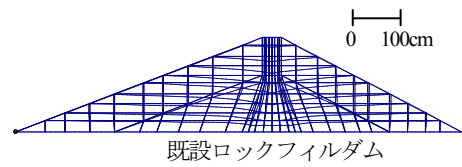
次に、図-26のコア中央部（箇所②）における変位の高さ方向分布について考察する。水平変位については、新設堤高による差はあるもののその絶対値は小さい。また、コア中央部が新設堤体のコア材料のみで構成されている嵩上げ形式1については、既設ダムの型式による変位分布の差は非常に小さい。一方、嵩上げ形式2については、特に既設ダムの型式がアースフィルダム（既設堤高30m）である場合、新設堤高によらず高さ15～20mのところで最大値が認められる。

鉛直変位については、既設堤高30m、新設堤高50mの場合には嵩上げ形式による差は小さいが、新設堤高70m、100mと大きくなるにつれて形式1の方が形式2より大きいことが明瞭となる。これは、新設堤体におけるコア幅が形式2の方が形式1よりもかなり狭いことに起因していると考えられる。

最後に図-27の下流斜面（箇所③）における変位分布について考察する。下流側断面は、嵩上げ形式によらず新設堤体で構成されているため、既設ダム型式がアースフィルダムで、（既設堤高30m、新設堤高50m）と（既設堤高30m、新設堤高70m）の嵩上げ型式2において下流側への水平変位が他より若干大きいことを除くと、水平、鉛直変位に大きな差はない。

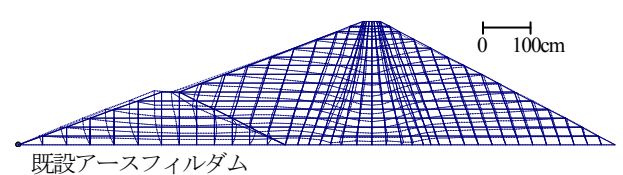
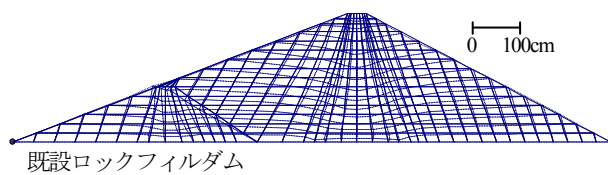


(a) 形式1

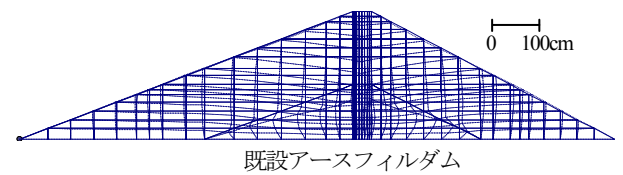
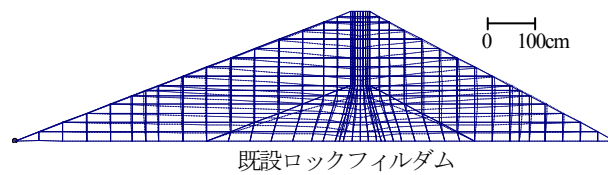


(b) 形式2

図-20 築堤後の変形形状
(既設堤高 30m, 新設堤高 50m)

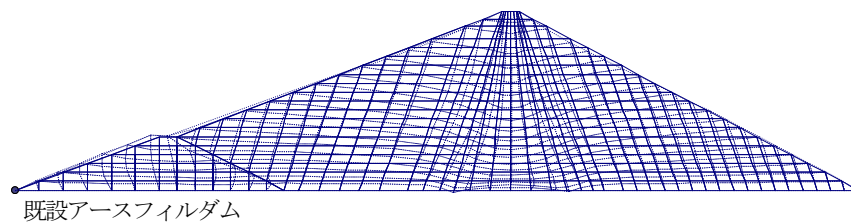
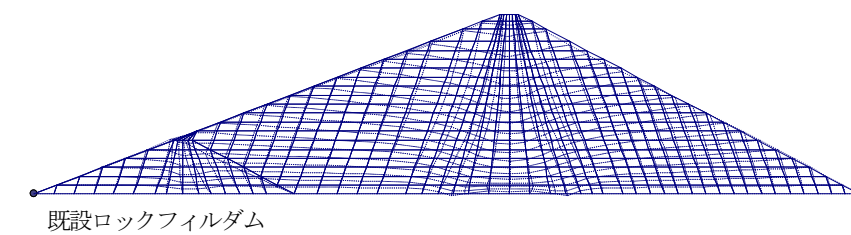


(a) 形式1



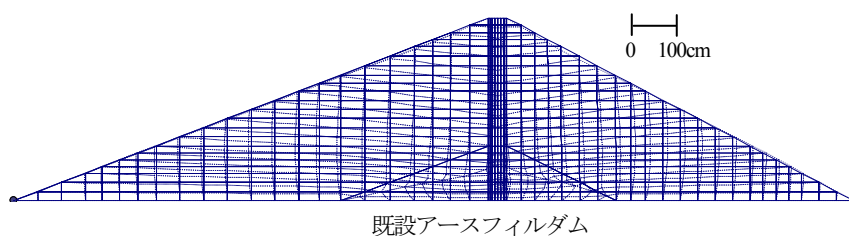
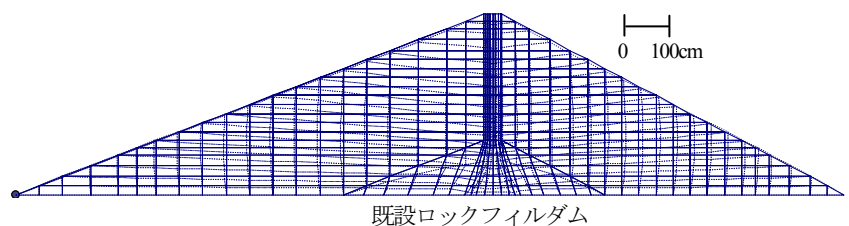
(b) 形式2

図-21 築堤後の変形形状
(既設堤高 30m, 新設堤高 70m)



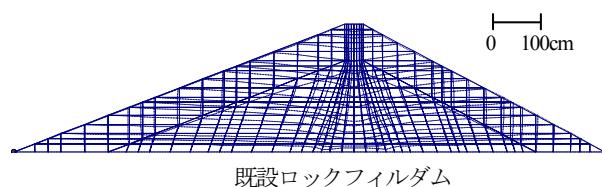
(a) 形式1

図-22 築堤後の変形形状
(既設堤高 30m, 新設堤高 100m)



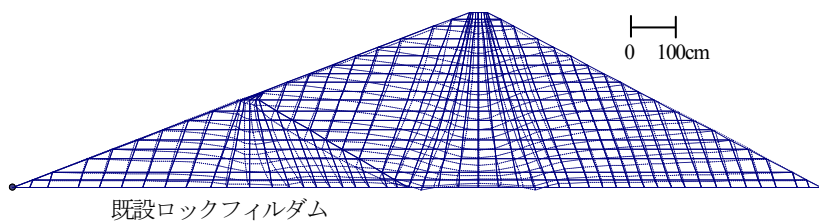
(b) 形式2

図-22 築堤後の変形形状
(既設堤高 30m, 新設堤高 100m)

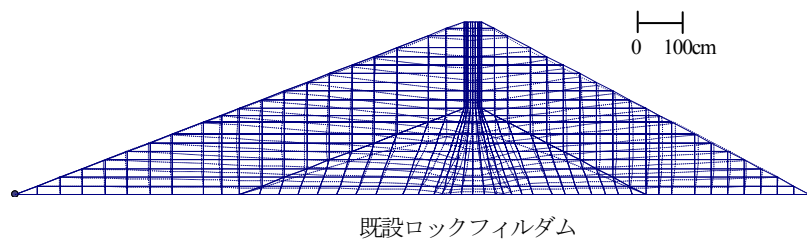


形式2

図-23 築堤後の変形形状
(既設堤高 50m, 新設堤高 70m)

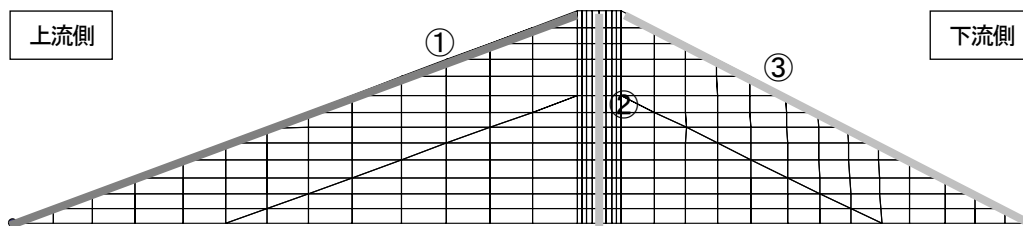


(a) 形式1



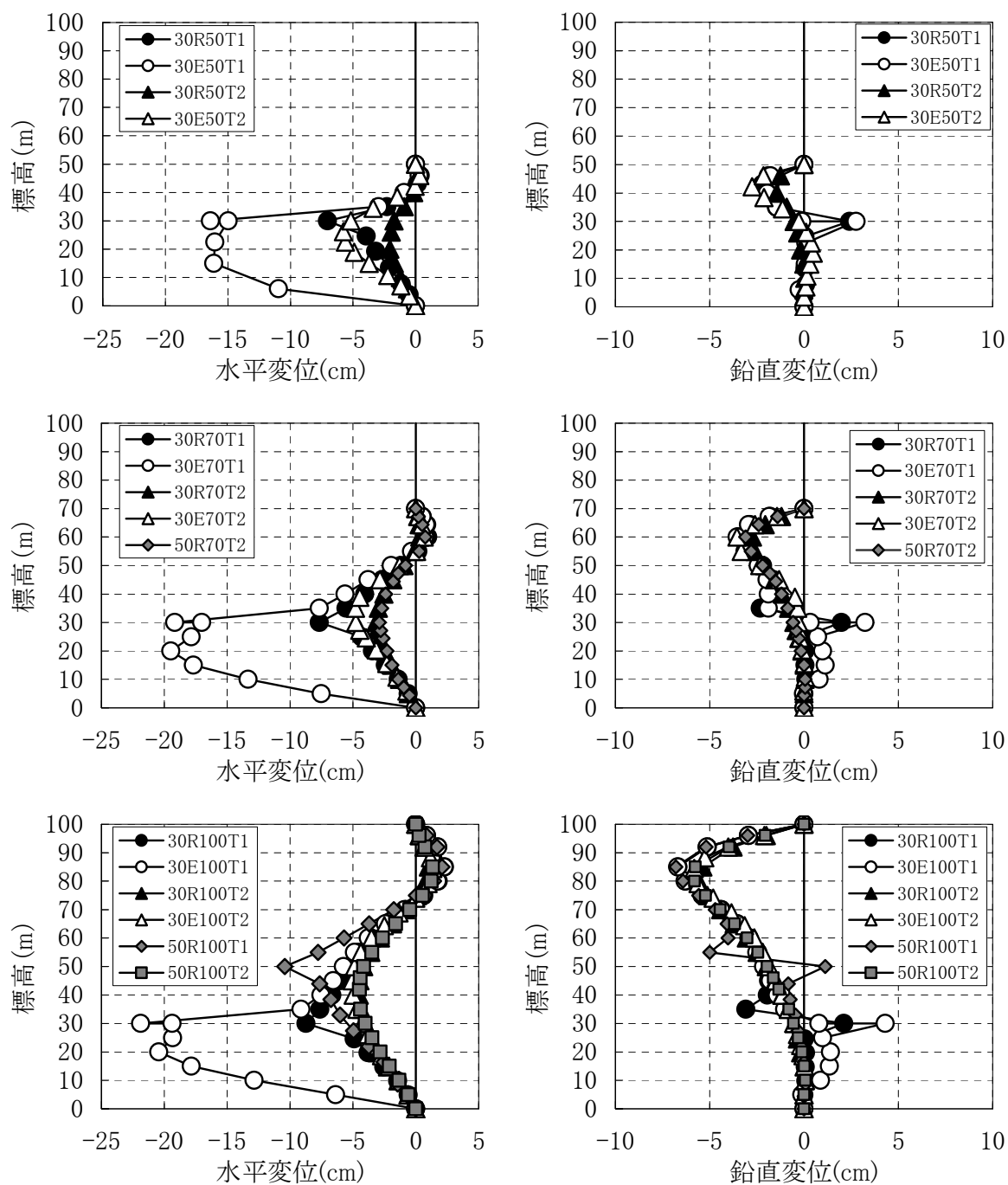
(b) 形式2

図-24 築堤後の変形形状
(既設堤高 50m, 新設堤高 100m)



変位は、水平方向は右向き（下流方向）正、鉛直方向は上向き正

変位検討位置図（嵩上げ形式2の既設アースフィルダムの場合）

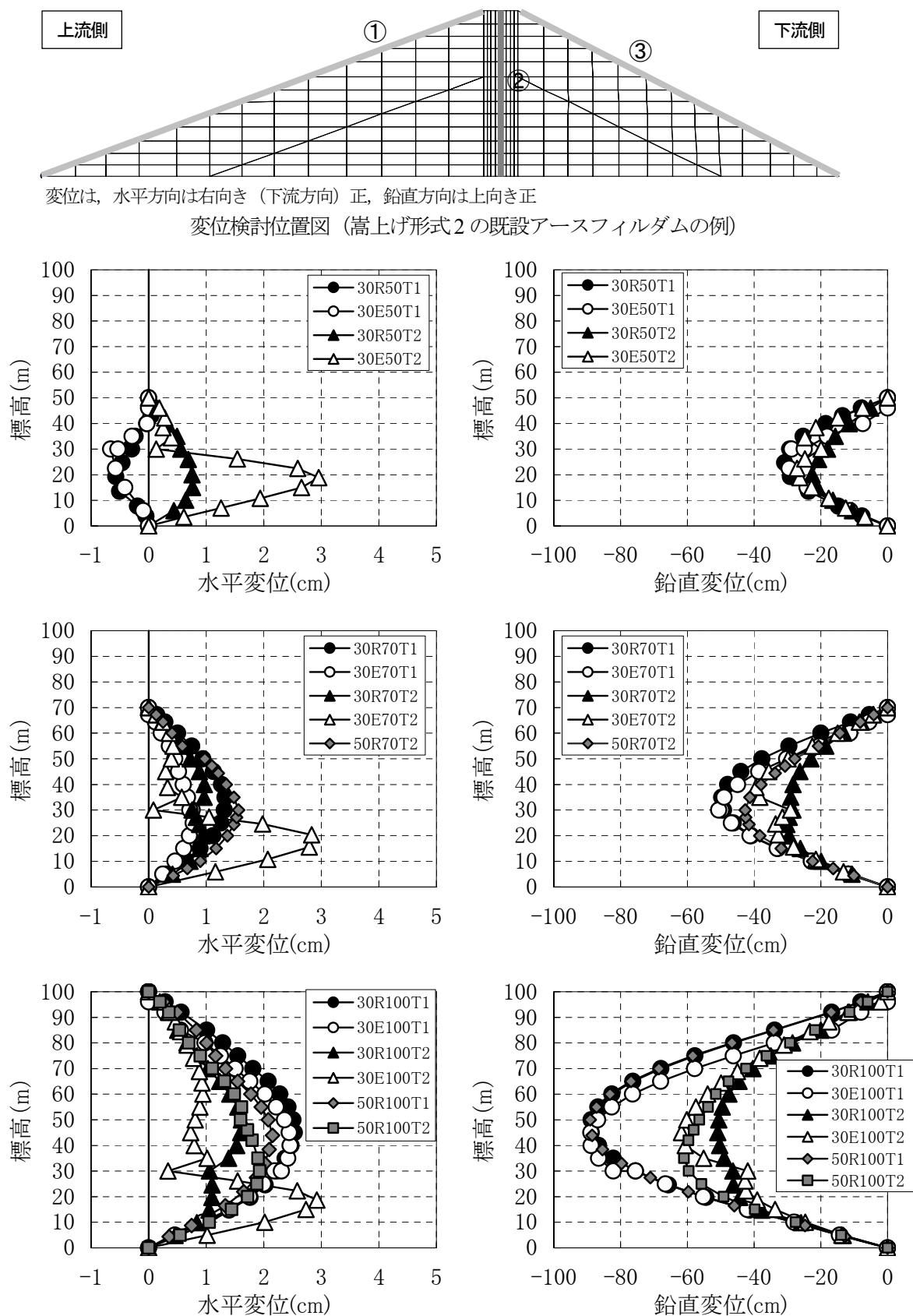


注) 解析ケース名は次の書式とした。

既設堤高 既設ダム形式（アースフィル(E)またはロックフィル(R)）_新設堤高_嵩上げタイプ（形式1(T1)または形式2(T2)）

（例）既設堤高30m、既設ロックフィルダム、新設堤高100m、形式2の場合→30R100T2

図-25 上流斜面（箇所①）における変位分布

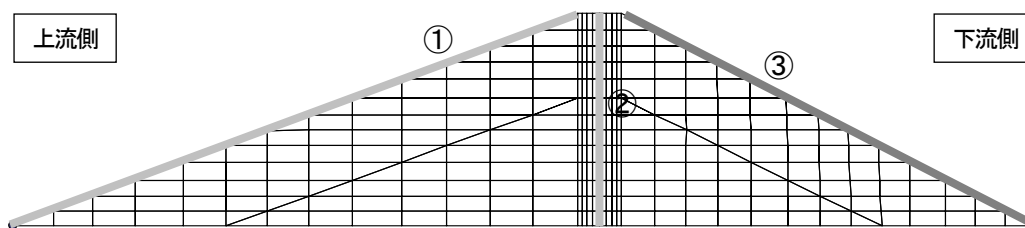


注) 解析ケース名は次の書式とした。

既設堤高_既設ダム形式（アースフィル(E)またはロックフィル(R)）_新設堤高_嵩上げタイプ（形式1(T1)または形式2(T2)）

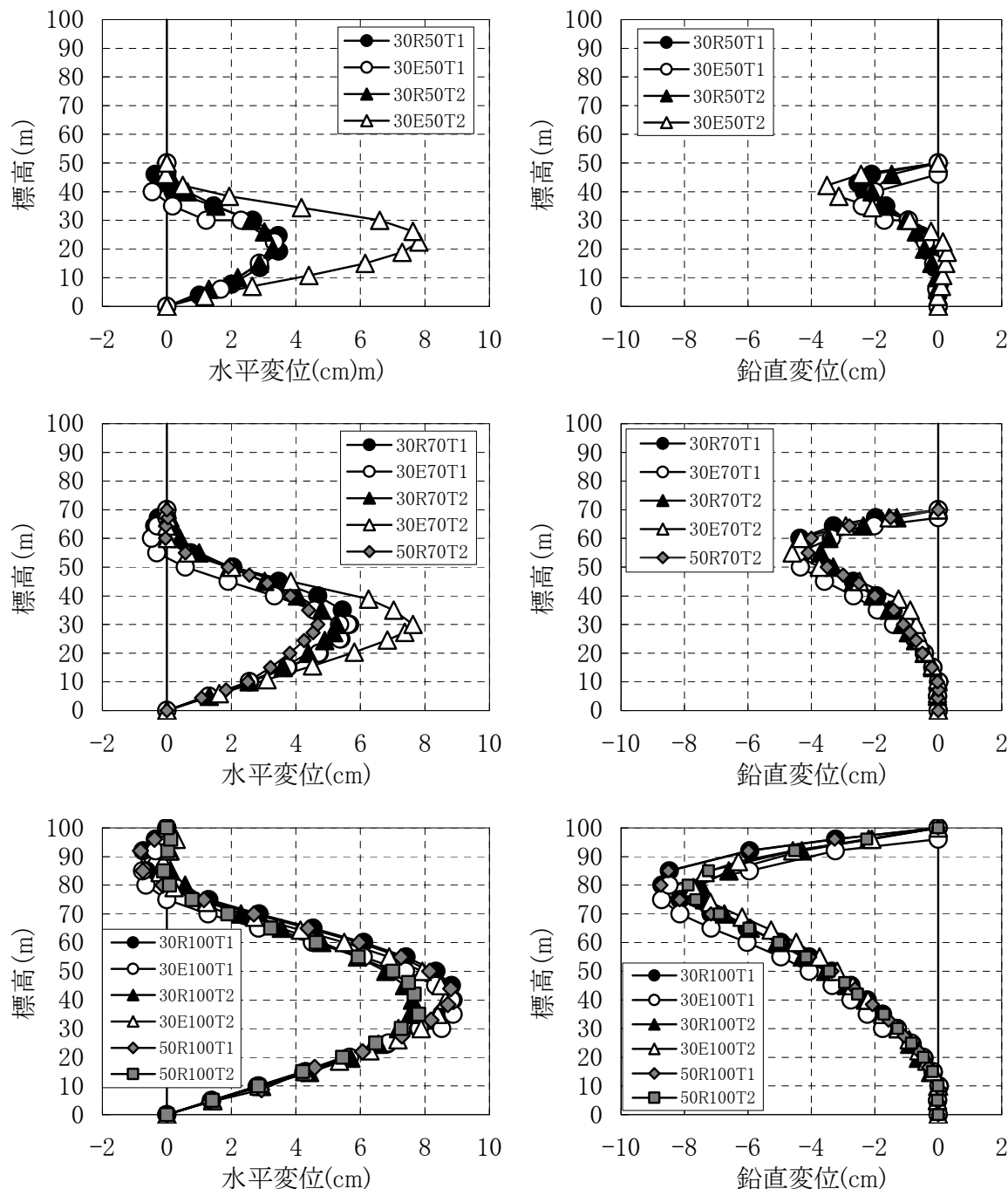
（例）既設堤高30m，既設ロックフィルダム，新設堤高100m，形式2の場合→30R100T2

図-26 コア中央部（箇所②）における変位分布



変位は、水平方向は右向き（下流方向）正、鉛直方向は上向き正

変位検討位置図（嵩上げ形式2の既設アースフィルダム为例）



注) 解析ケース名は次の書式とした。

既設堤高_既設ダム形式（アースフィル(E)またはロックフィル(R)）_新設堤高_嵩上げタイプ（形式1(T1)または形式2(T2)）

（例）既設堤高 30m, 既設ロックフィルダム, 新設堤高 100m, 形式2 の場合→30R100T2

図-27 下流斜面（箇所③）における変位分布

6.1.2 セン断破壊

形式1および形式2についてセン断破壊の安全性の評価として局所安全率の分布を図-28～32に示す。

既設堤高30mで嵩上げ形式1の場合の局所安全率の分布を図-28～30に示す。既設ロックフィルダムで新設堤高50mとする場合を例に考察する。新設堤体の下流のり先部などの局所の要素を除き、局所安全率が1.0を下回る箇所は存在しない。局所安全率が1.2程度の低い箇所は、堤体上下流側ともにロックとフィルタの境界部付近である。また、局所安全率が高い箇所は、既設や新設堤体のコア部である。これは新設堤高が高くなっても同様の傾向が見られる。

次に既設アースフィルダムの場合、既設ロックフィルダムと同様に局所の要素を除き局所安全率が1.0を下回る箇所は存在しない。既設アースフィルダムの場合で局所安全率が1.2程度の低い箇所は、堤体上下流側ともロックとフィルタの境界部付近と既設アースフィルダムと新設堤体との境界部に分布する。また、局所安全率が高い箇所は、既設や新設コア部である。これらは新設堤高が高い場合も同様の傾向が見られる。

また、既設堤高30mで嵩上げ形式2の場合の局所安全率の分布を図-28～30に示す。図より、既設ロックフィルダムの場合、いずれのケースにおいても、新設堤体の下流のり先部などの局所の要素を除き、局所安全率が1.0を下回る箇所は存在しない。安全率が1.2程度の低い箇所は、既設ダム部のロックとフィルタの上下流側の境界部に分布する。特に、堤高50m、70mおよび100mと新設堤高が高くなるほど局所安全率が小さくなる範囲は、上下流側ともコア勾配変化点付近を中心に範囲が広がる。また、局所安全率が高い箇所は、形式1の場合と同様に既設および新設コア部である。

既設堤体がアースフィルダムの場合、いずれのケースにおいても、既設ロックフィルダムと同様に局所の要素を除き局所安全率が1.0を下回る箇所は存在しない。安全率が1.2程度と低い範囲は、上下流側ともコアの勾配変化点付近から新設堤体にかけて分布する傾向が見られる。特に、堤高50m、70mおよび100mと新設堤高が高くなると局所安全率が低くなる範囲は、上下流側ともコア勾配変化点付近を中心に範囲が広がる。安全率が高い箇所については、他のケースと同様にコア部に分布である。

既設ロックフィルダムのみの評価となるが、既設堤高を30mから50mと高とした場合の局所安全率の分

布を図-31、32により考察する。形式1および2ともに、局所の要素を除き局所安全率が1.0を切る箇所は存在しない。形式1については、局所安全率の低い傾向を示す範囲は、上流ロックとフィルタの境界部で既設堤高が30mの場合と比べると既設堤高50mの方が相対的に標高の高い位置まで安全率の低い範囲が広がる。

次に、形式2では、既設堤高30mの時と同様にコア上下流面付近に局所安全率が低い傾向が見られる。新設堤高70mの時には勾配変化点付近よりもやや下方に局所安全率の低い範囲が位置する。新設堤高が100mのときには、既設堤高30mのときと同様に勾配変化点付近で安全率が低くなる。

以上の結果より、形式1については、既設ロックフィルダムである場合と既設アースフィルダムである場合ともに、局所の要素を除き安全率が1.0を下回る箇所はない。堤高が低い場合は、既設堤体と新設堤体の間の上流ロック部で既設堤体の種類によらず安全率が低い範囲が相対的に広がるものの、堤高が高くなると安全率の低い範囲は上下流のロック部で対称に近い分布となる。形式2についても、既設ロックフィルダムである場合と既設アースフィルダムである場合とともに、局所の要素を除き安全率が1.0を下回る箇所はない。既設ロックフィルダムの場合の安全率が低い範囲は、既設堤体のロックとフィルタの上下流側の境界部で新設堤高からみると低い位置に分布する。既設アースフィルダムの場合は、新設堤高から見ると高い位置に安全率の低い範囲が既設堤体と新設堤体の接合部のコア勾配変化点付近から新設堤体にかけて分布する。

6.2 湛水時の安定性評価

まず、形式1による嵩上げ堤体コア部の湛水時の水圧破碎に対する安全率の分布、既設堤高30mおよび50mのケースについて図-33に示す。形式1について嵩上げによる水圧破碎の安全性への影響を詳細に分析するために、嵩上げのケースと堤体外形が同じ新設ダムのケースの水圧破碎に対する安全率の分布を図-34に示す。形式1について新設のみの堤体の結果と比較すると、既設堤体がロックフィルダムである場合およびアースフィルダムである場合ともに、嵩上げケースと新設ダムのケースの水圧破碎に対する安全率に大きな差は見られない。

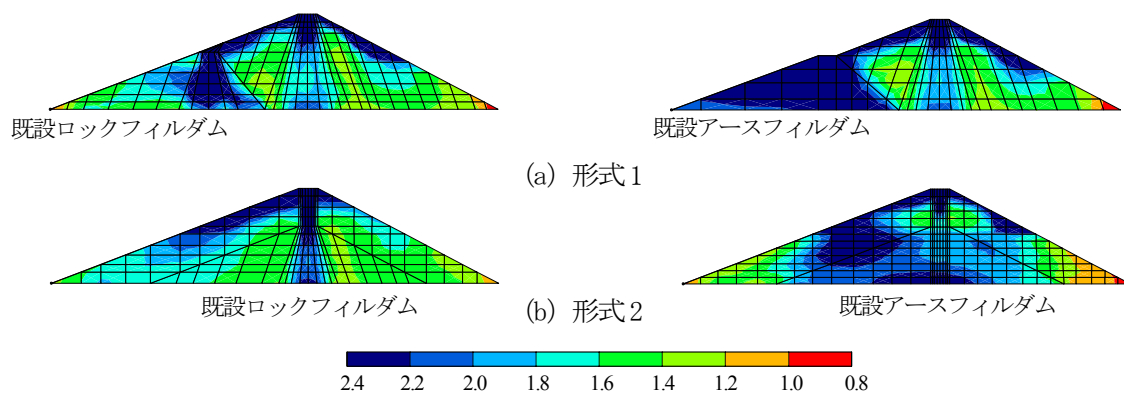


図-28 築堤後の局所安全率の分布
(既設堤高 30m, 新設堤高 50m)

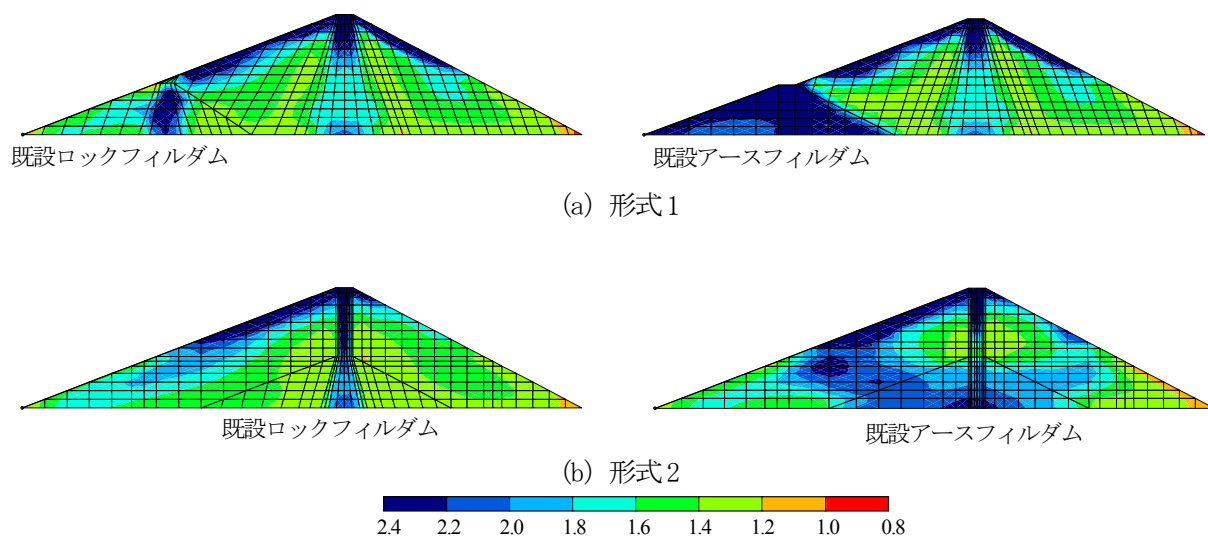


図-29 築堤後の局所安全率の分布
(既設堤高 30m, 新設堤高 70m)

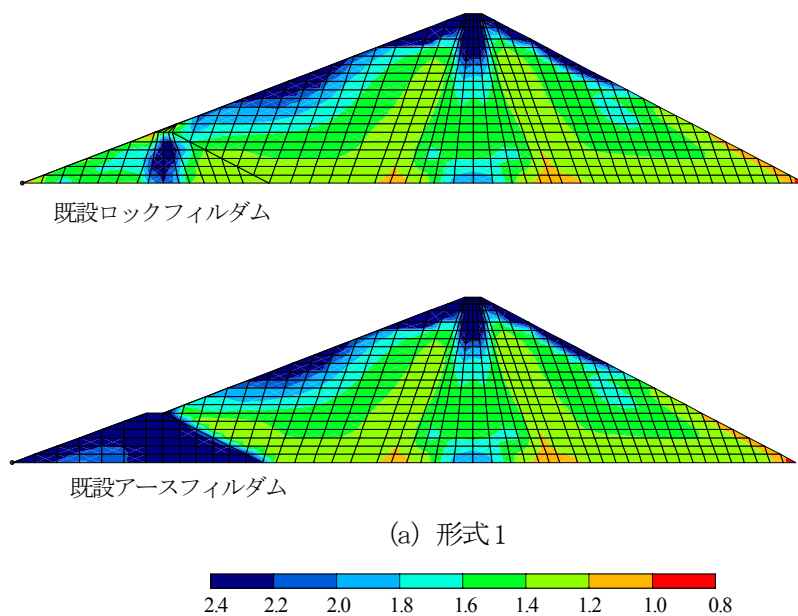
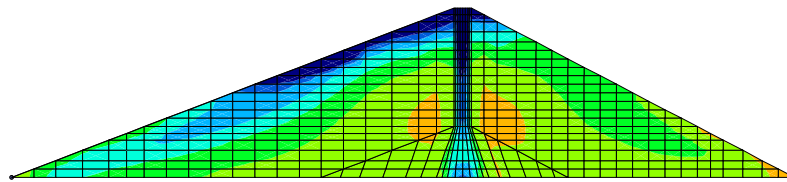
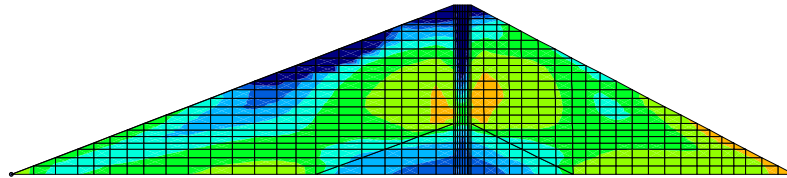


図-30 築堤後の局所安全率の分布
(既設堤高 30m, 新設堤高 100m)



既設ロックフィルダム

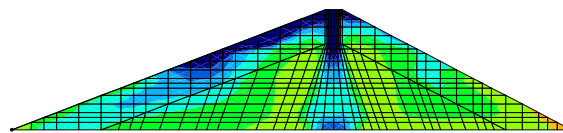


既設アースフィルダム

(b) 形式2



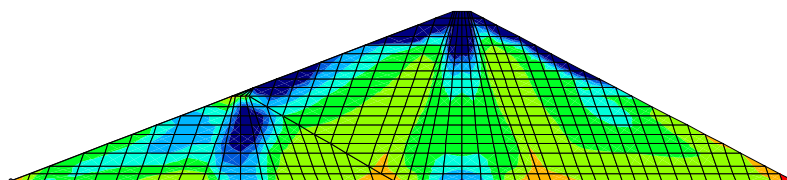
図-30 築堤後の局所安全率の分布
(既設堤高 30m, 新設堤高 100m)



既設ロックフィルダム

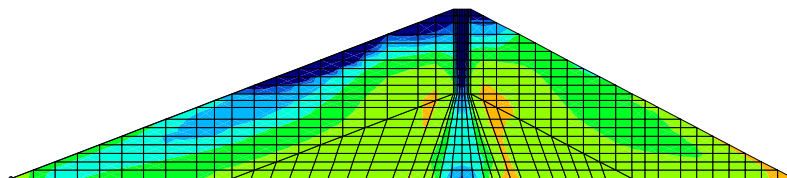
形式2

図-31 築堤後の局所安全率の分布
(既設堤高 50m, 新設堤高 70m)



既設ロックフィルダム

(a) 形式1



既設ロックフィルダム

(b) 形式2

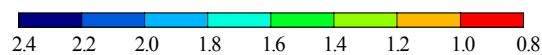


図-32 築堤後の局所安全率の分布
(既設堤高 50m, 新設堤高 100m)

形式1について水圧破碎に対する安全率の分布をみると、嵩上げ高、つまり堤高が高くなるにつれて安全率が低い領域が拡大する。検討したケースのうち既設アースフィルダムを新設堤高 70m に嵩上げた場合に 1.0 を下回る箇所が見られる。その範囲はコア最上流側要素の堤高 5m から 10m の範囲で最小安全率は 0.99 程度である。それ以外の箇所では、水圧破碎に対する安全率は 1.0 を下回る箇所は存在しない。新設堤高 100m の場合、嵩上げの有無に関わらず水圧破碎に対する安全率が 1.0 を下回る箇所が見られる。その範囲は堤高 100m のときのコアの最上流側要素の堤高 10m から 35m の位置で最小安全率は 0.97 程度である。

既設堤高の違いによる水圧破碎に対する安全率の分布をみると、既設堤体がロックフィルダムである場合のみの評価であるが、既設堤高が 30m から 50m と高さが変わっても最小安全率の差は新設堤高 100m の時に最大で 0.003 程度であり、水圧破碎に対する安全率に大きな差は見られない。

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、既設ダムの種類や既設堤高による影響は小さいことがわかる。ただし、嵩上げ形式や嵩上げの有無にかかわらず、堤高が高くなるにつれて水圧破碎に対する安全率が低下することに留意する必要がある。

次に、形式2による嵩上げ堤体コア部の湛水時の水圧破碎に対する安全率分布を、既設堤高 30m および 50m のケースについて図-35 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、すべての堤高のケースにおいて安全率が 1.0 を下回る箇所が存在する。さらに既設堤体がアースフィルダムである場合についても、新設堤高 50m のケース以外、新設堤体と既設堤体の接合部付近つまり勾配変化点付近で安全率が 1.0 を下回っており、形式2の嵩上げに伴い水圧破碎に対する安全性が低下することがわかる。

形式2について水圧破碎に対する安全率の分布をみると、嵩上げ高、つまり堤高が高くなるにつれて安全率が低い領域が拡大する。既設堤体がロックフィルダムである場合、新設堤高が高くなるにつれて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 を下回る部分が拡大し、新設堤体が 100m である場合には、新設堤体にも上流部分、特に勾配変化点付近に安全率が 1.0 を下回る部分が発生することがわかる。一方、既設堤体がアースフィルダムである場合、新設堤高が 70m 以上となると、新設堤体上流側、特に勾配変

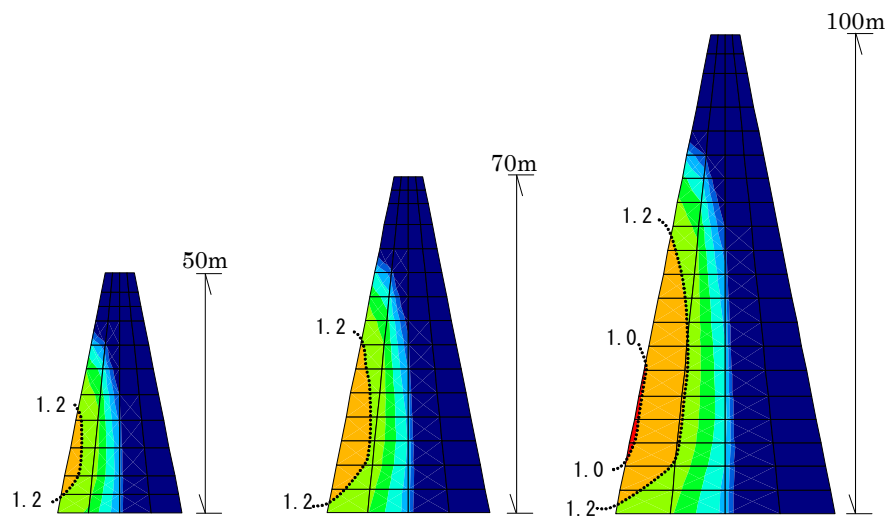
化点付近において水圧破碎に対する安全率が 1.0 を下回る部分が発生し、新設堤高が高くなるにつれてその範囲が拡大する。

なお、形式2について既設堤体がロックフィルダムである場合のみの評価であるが、既設堤高が 30m から 50m となったときの水圧破碎に対する安全率への影響をみると、既設堤高 50m の場合、既設堤体上流側斜面のり先部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、既設堤高が 30m のケースと比べると水圧破碎に対する安全率が 1.0 を下回る範囲が小さくなり、最小安全率の差は 0.1 程度となる。

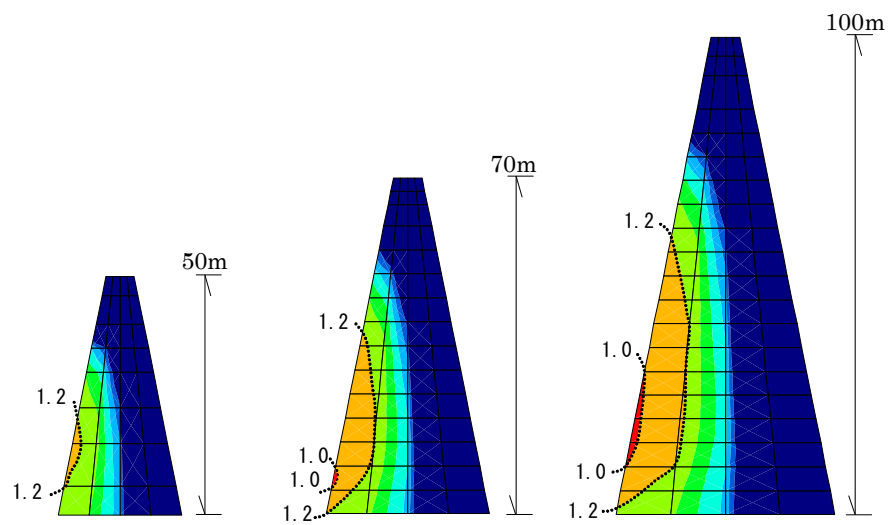
以上より、形式2については、既設堤体がロックフィルダムである場合およびアースフィルダムである場合ともに、新設ダムと比べて堤高が低い位置から水圧破碎に対する安全率は低く、嵩上げ高が高くなるに従って、勾配変化点付近に安全率が低い領域が拡大する。そのため、形式2の嵩上げ形式では、既設ダムの種類にかかわらず嵩上げの高さによる影響が大きく、水圧破碎に対する安全性が低いことがわかる。ここでは、「勾配変化点」という用語で代表させているが、勾配変化点よりも上部のコアの垂直形状が安全率の低下に大きな影響を与えることについても考慮した用語使用であることに留意されたい。

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。既設堤体が 30m 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、図-36 に示すように既設堤体の高さ 15m の部分まで上部を除去し、その位置から嵩上げを行い、新設堤体のコア勾配を緩やかにした嵩上げ堤体の水圧破碎に対する安全率の分布を図-37 に示す。図-35

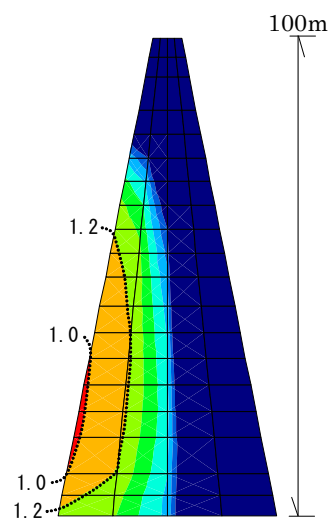
(a) の形式2の結果と安全率の分布を比較すると、それぞれの勾配変化点付近における安全率が、他方の同一標高における安全率より小さくなっていることがわかる。これより、水圧破碎に対する安全性は、コアの勾配変化点の影響が大きいことがわかる。なお、コアの水圧破碎による被害事例である Balderhead ダム⁴⁴⁾ や Hyttejuvet ダム⁴⁴⁾では、その原因としてコア部に幅の薄い垂直部や勾配変化点を持つことが指摘されている。そのため、形式2を採用する場合には、コアの水圧破碎に対する慎重な対応が望まれる。なお、このような状況に鑑み、筆者ら^{45), 46)}はロックフィルダムのコアの水圧破碎に対する詳細な研究を実施している。



(a) 既設堤体：ロックフィルダム（既設堤高 30m）



(b) 既設堤体：アースフィルダム（既設堤高 30m）



(c) 既設堤体：ロックフィルダム（既設堤高 50m）

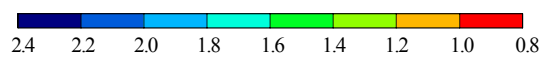


図-33 水圧破砕に対する安全率の分布（形式1）

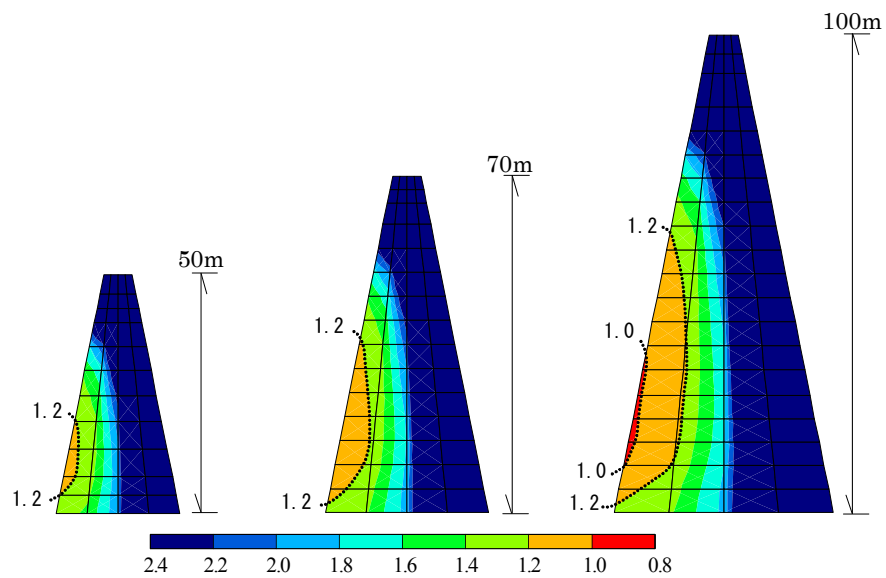
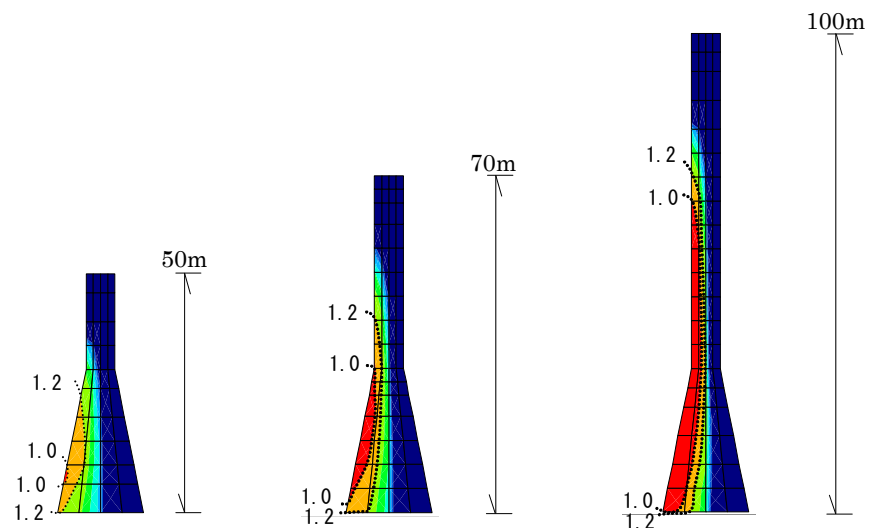
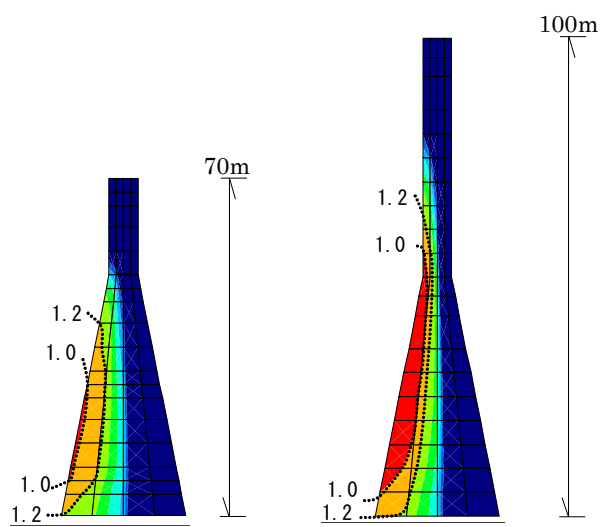


図-34 水圧破碎に対する安全率の分布
(新設ロックフィルダム)



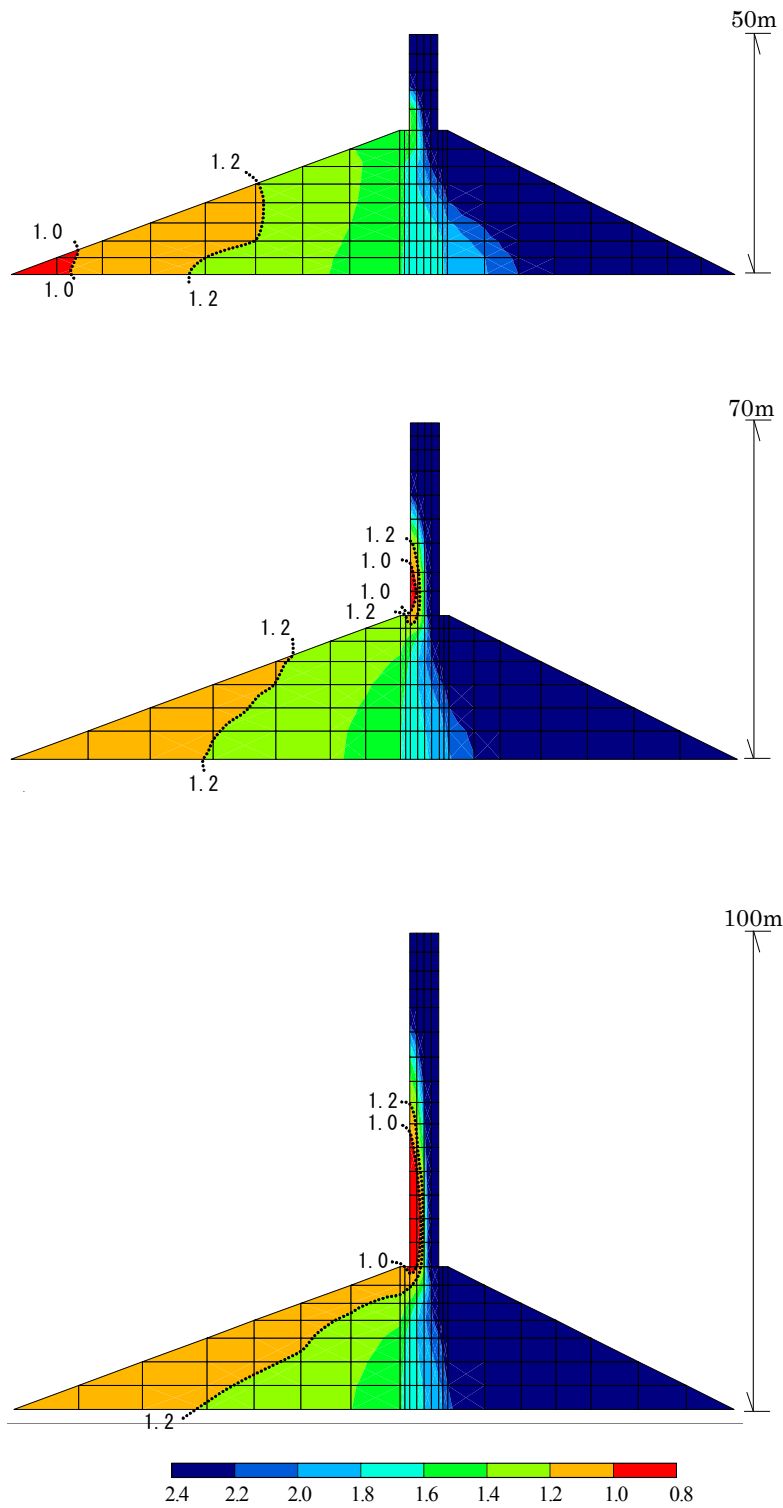
(a) 既設堤体：ロックフィルダム (既設堤高 30m)



(b) 既設堤体：ロックフィルダム (既設堤高 50m)



図-35 水圧破碎に対する安全率の分布 (形式2)



(c) 既設堤体：アースフィルダム（既設堤高 30m）

図-35 水圧破砕に対する安全率の分布（形式2）

以上より、湛水時の安全性つまり水圧破碎に対する安全性では、既設堤体がロックフィルダムである場合およびアースフィル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、特に水圧破碎に対する安全性評価が重要となる。なお、本研究では、水圧破碎に対する安全率の算定については、最も安全側の評価となる方法を採用していることから、今後のさらなる研究、検討の余地があることに注意されたい。

6.3 地震時の安定性評価

すべり変位量の結果を図-38～45に示す。嵩上げ形式1および2について、既設堤高30mのときの新設堤高50m、70mおよび100mのケースの結果をそれぞれ図-38～43に示す。また、堤高50mの既設ロックフィルダムについて、新設堤高を70mおよび100mとしたケースのすべり変位量の結果をそれぞれ図-44および図-45に示す。なお、図中の円弧の丸囲い番号に対応した円弧は前出図-19を参照されたい。

既設堤体がロックフィルダムの場合の結果について示す。図-38,40,42より既設堤高30mの場合、新設堤高が50mのときは、形式2に比べ形式1のすべり変位量がやや大きくなる。新設堤高70mのときは、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のすべり変位量が形式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。すべり変位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。新設堤高100mの場合においても同様の傾向を示している。次に、既設堤高が50mの場合についてみると、図-45より新設堤高が100mのときには、いずれの円弧においても形式1と形式2の差はほとんど見られない。なお、参考に図-44には新設堤高70mの形式2の結果を掲載している。これらの結果は、新設堤高が70mや100mと高くなると新設堤体から既設堤体の位置が離れるため、円弧への既設堤体のコア部の影響が小さく、あるいはなくなり、すべり変位量に大きな差が生じなかったためと考えられる。

一方、既設アースフィルダムの結果について示すと、図-39,41,43より既設堤高30mの場合、新設堤高が50mおよび70mのときには、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($y/H < 0.6$, 既設堤高が70mのときは0.8)においては、すべり変

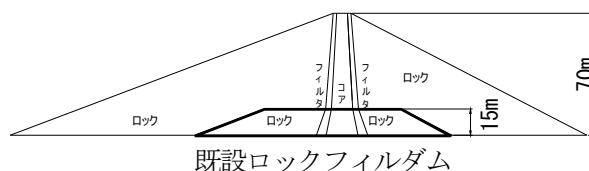


図-36 既設堤体（堤高30m）の高さ15mで勾配変化点を設けた例（太線囲い部は既設堤体を示す）

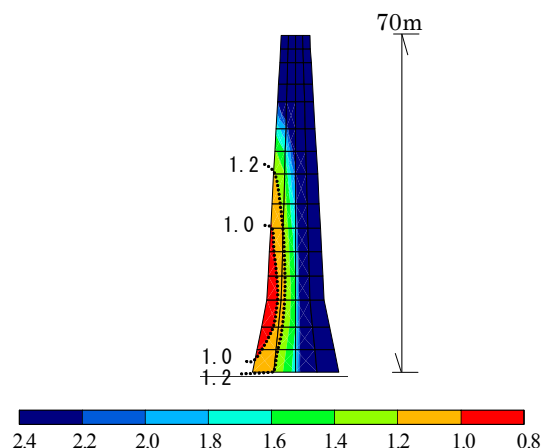


図-37 水圧破碎に対する安全率の分布
(図-36の嵩上げ例に対する結果)

位量に大きな差は見られない。しかし、標高の低い位置を通過する円弧($y/H > 0.6$ または 0.8)においては、形式1におけるすべり変位量が形式2におけるすべり変位量を大きく上回っている。例をあげれば、新設堤高70mのときにすべり変位量の最大の差が生じる円弧⑩で、形式1のすべり変位量86.6cmに対して形式2のすべり変位量17.5cmと最大69.1cmの差が生じている。これは、深い円弧のときや既設堤高と新設堤高との差が小さいときには、既設堤体をとるすべり線の割合が大きくなるため、すべり変位量に大きな差が生じたものと考えられる。既設堤体にすべり線がかからないような深さの浅い円弧や、新設堤体が高くすべり始点が既設堤体から離れて既設堤体にかかるすべり線の割合が小さくなるときには、形式によるすべり変形量の差はほとんど無くなる。この傾向は新設堤高が100mの場合にもみられるが、すべり変形量のピークが標高の低い円弧ではなく、 $y/H=0.2$ 付近の標高の高い位置にある円弧で生じるため、すべり変位量に基づく耐震性の評価に影響はない。

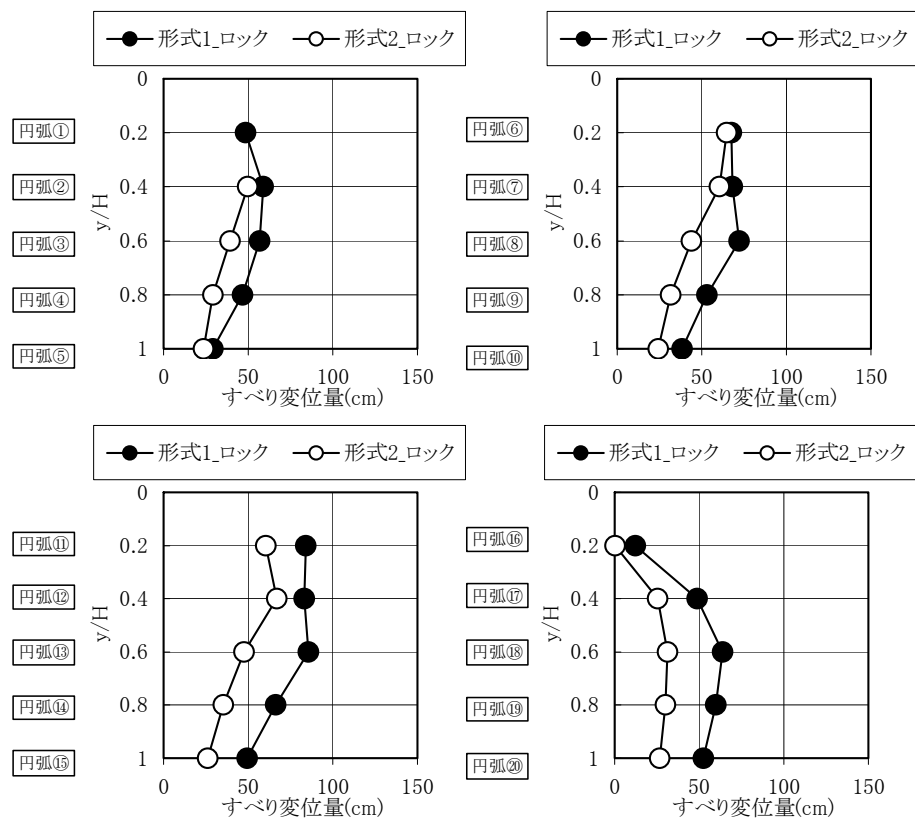


図-38 すべり変位量 (既設堤体：ロックフィルダム，既設堤体 30m，新設堤体 50m，入力最大加速度 1000gal)

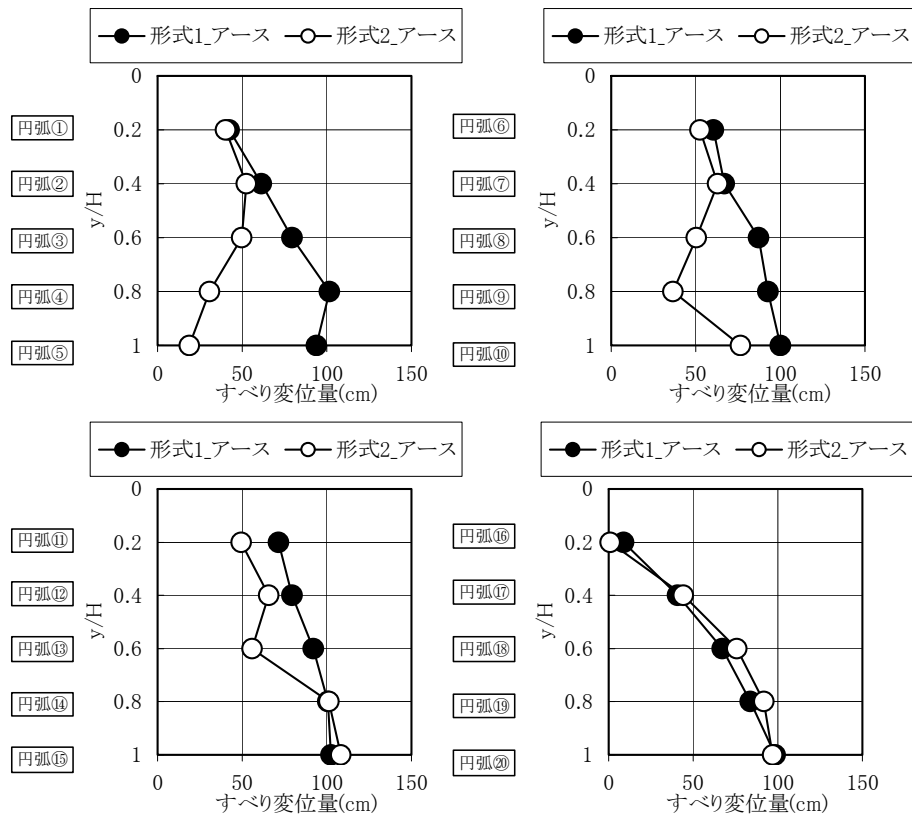


図-39 すべり変位量 (既設堤体：アースフィルダム，既設堤体 30m，新設堤体 50m，入力最大加速度 1000gal)

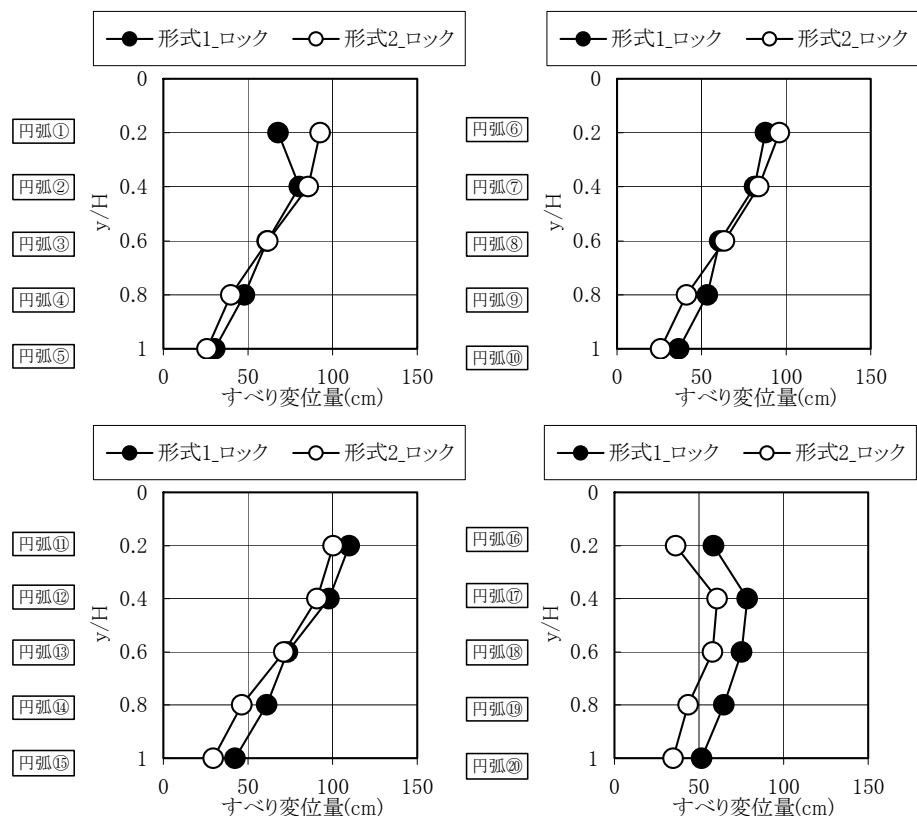


図-40 すべり変位量 (既設堤体：ロックフィルダム，既設堤体 30m，新設堤体 70m，入力最大加速度 1000gal)

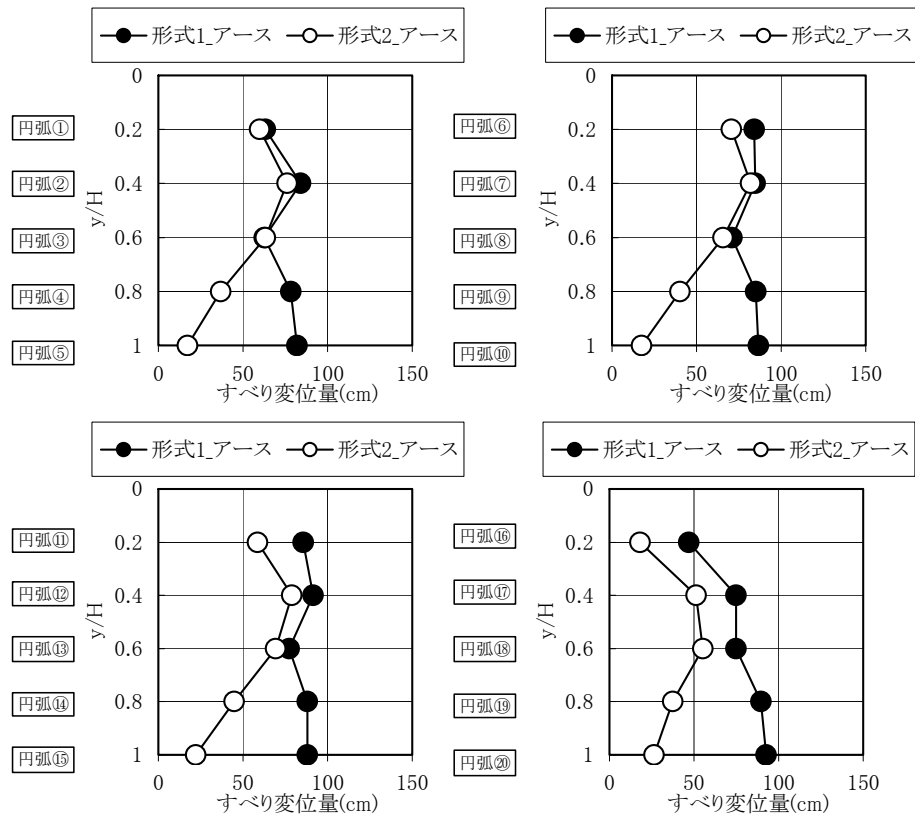


図-41 すべり変位量 (既設堤体：アースフィルダム，既設堤体 30m，新設堤体 70m，入力最大加速度 1000gal)

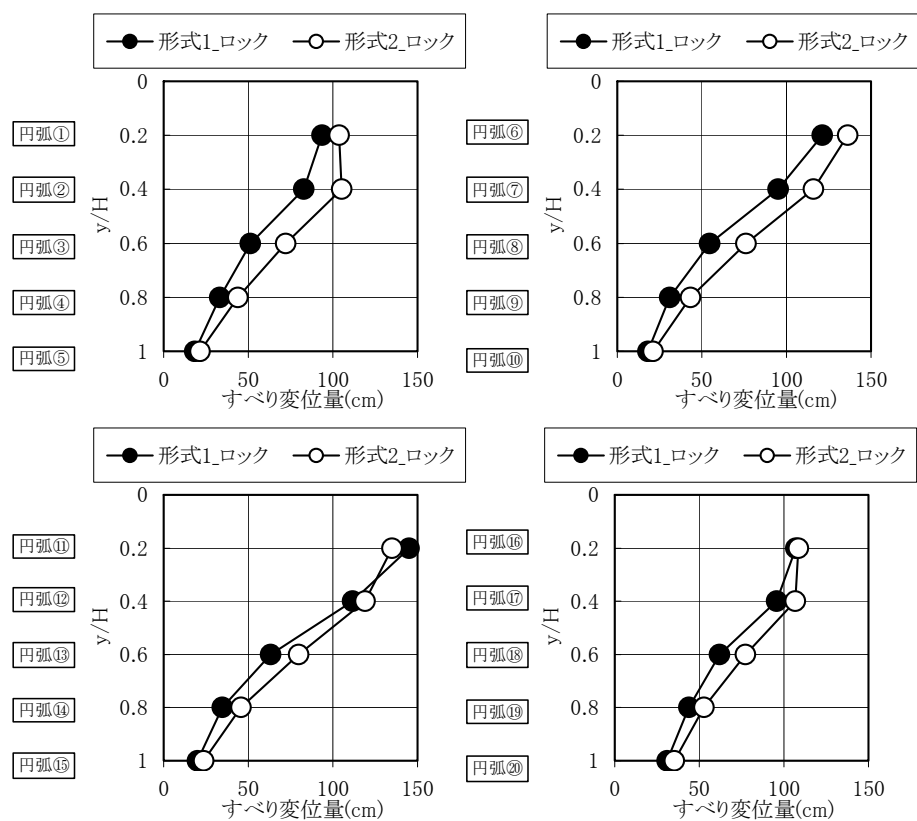


図-42 すべり変位量 (既設堤体: ロックフィルダム, 既設堤体 30m, 新設堤体 100m, 入力最大加速度 1000gal)

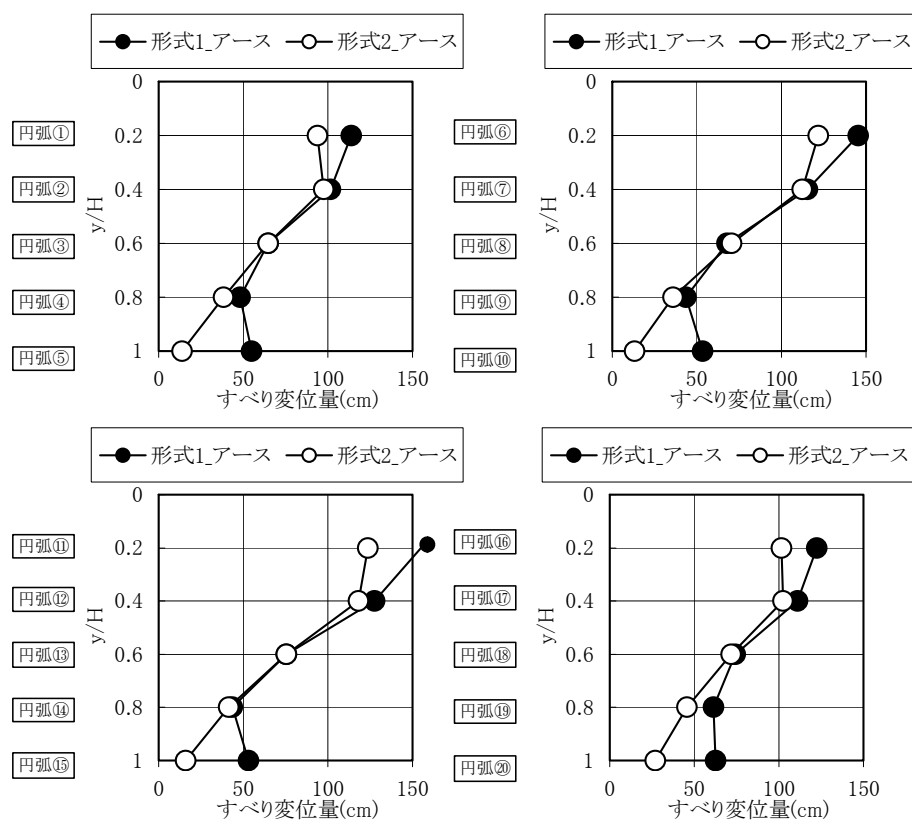


図-43 すべり変位量 (既設堤体: アースフィルダム, 既設堤体 30m, 新設堤体 100m, 入力最大加速度 1000gal)

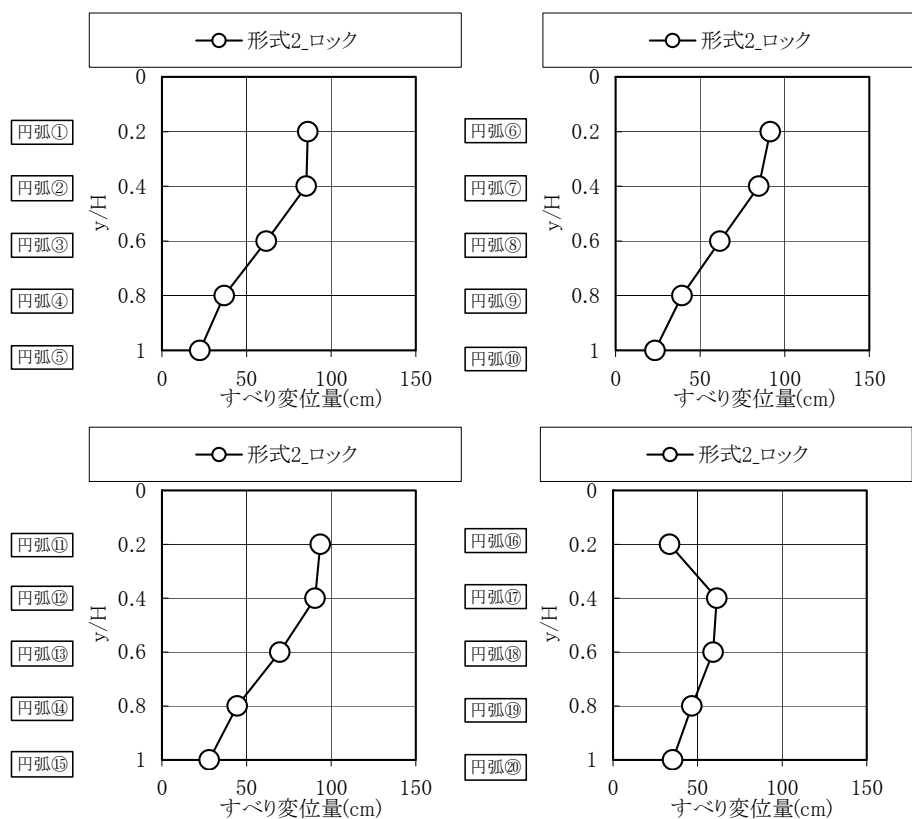


図-44 すべり変位量 (既設堤体：ロックフィルダム，既設堤体 50m，新設堤体 70m，入力最大加速度 1000gal)
 ※図-45 の形式 1 は現実的な形状ではないため解析対象から除外している。

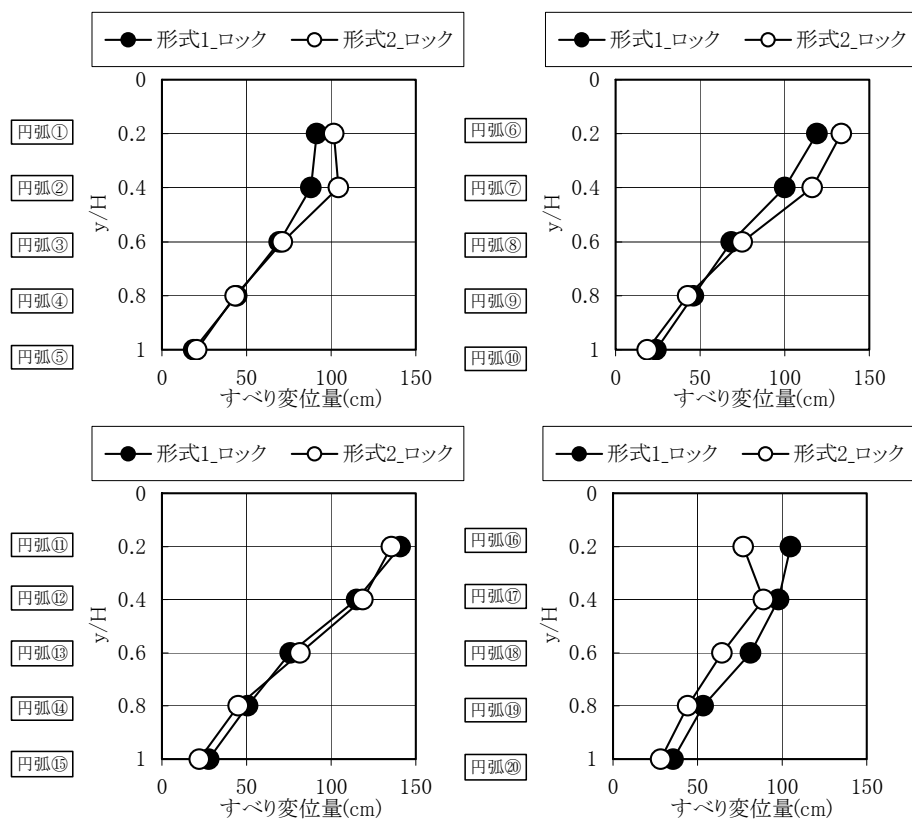


図-45 すべり変位量 (既設堤体：ロックフィルダム，既設堤体 50m，新設堤体 100m，入力最大加速度 1000gal)

以上より、地震時の安全性として形式1と形式2のすべり変位量のみに着目すると、既設堤体がロックフィルダムである場合、新設堤高が50mのときには形式1の方がすべり変形量がやや大きくなる。しかし、新設堤高が70mおよび100mと高くなると形式によるすべり変位量の差は小さくなる。また、既設堤高の影響について、既設ロックフィルダムの場合で既設堤高を50mとしたときのみの評価ではあるが、新設堤高が100mの場合では形式によるすべり変位量の差は小さくなる。一方、既設堤体がアースフィルダムである場合、新設堤高が50mおよび70mのときには、深い円弧の時に形式1の方がすべり変位量が多い。しかし、新設堤高が高くなるにつれて、この形式によるすべり変位量の差は小さくなる傾向にある。

したがって、形式1では形式2に比べてすべり変位量が大きくなり、形式2のほうが相対的にすべり変位量に着目した耐震性が高いと考えられる。しかし、新設堤高が高くなるにつれて、形式によるすべり変位量の差は小さくなる。ただし、形式1および2とも、静的荷重状態下のコア部の安全性が他のゾーンと比べて相対的に低いと、地震時にさらなる安全性の低下につながる恐れがあること、また、嵩上げ形式にかかわらず既設ダム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になってくることには注意されたい。

7. フィルダム嵩上げ設計上の留意点

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は図-5に示したとおりである。なお、本研究では、基礎地盤の地質性状や基礎処理、監査廊・転流工・取水設備・放流設備などの配置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。以下にその概要を示す。

- 1) 複数の嵩上げ形式を選定し、それらの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以上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、築堤解析を行い、変形形状およびせん断破壊に対する安全性を評価する。
- 3) 湛水解析および浸透流解析を行い、全応力の最小主応力、間隙水圧を求め、遮水部を対象として、水圧破碎に対する安全性を評価する。

- 4) 大規模地震に対する動的解析および剛塑性すべり変位解析を行い、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)」¹⁵⁾による。なお、フィルダムの嵩上げ設計における耐震性の必要検討項目としては、本論文で対象としたすべり変位量のほかに、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などがあげられる。

なお、フィルダムの嵩上げ設計にあたっては上述した検討のほか、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、治水・利水といった既設ダムの貯水池機能を維持した上での施工可能性についても配慮する必要がある。また、本研究から明らかになった形式1および形式2についての嵩上げ設計上の留意点をまとめたものを表-10に示す。

8. 結論

本研究では、図-6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とり上げ、堤体の安定性に主眼を置き、図-5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、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いため、費用面で不利であることが判明した。そこで、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、および耐震性としてすべり変位量の評価を行った。

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、既設堤体がアースフィルダムである場合、大規模地震時におけるすべり変位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、すべり変位量については大きな問題はないことがわかった。しかし、静的荷重条件下におけるコア部の安全性が形式1と比べて相対的に低いと、地震時のさらなる安全性の低下に留意する必要がある。

なお、嵩上げ形式にかかわらず既設堤体がアースフ

フィルダムである場合、耐震性に関しては、すべり変形量の検討のほか、液状化や大きな揺すり込み沈下についての検討が必要となる。

以上のように、本研究において提案した嵩上げ設計方法（図－5 参照）にしたがって嵩上げ形式の選定に関する検討を行い、本研究において明らかとなった設計上の留意点に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。ただし、フィルダムの嵩上げ設計にあたっては上述した検討のほか、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、治水・利水といった既設ダムの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。

なお、本研究論文は、独立行政法人土木研究所重点プロジェクト研究「環境に配慮したダムの効率的な建設・再開発技術に関する研究（平成 13～17 年度）（プロジェクトリーダー：水工研究グループ長）」における研究課題「フィルダムの嵩上げ技術に関する調査（平成 13～16 年度）」の成果の一部を取りまとめたもので

ある。

参考文献

- 1) 国土交通省河川局治水課：既存ダムストックの徹底活用，河川，662 号，pp.8-13，2001 年 9 月．
- 2) 山口嘉一：フィルダムの嵩上げ事例と調査・設計上の留意点，土木技術資料，Vol.43，No.4，pp.10-11，2001 年 4 月．
- 3) 門松 武，高須修二，藤澤侃彦：日本におけるダム再開発の動向，大ダム，No.185，pp.69-77，2003 年 10 月．
- 4) （社）日本大ダム会議 既設ダムの有効活用調査分科会：既設ダムの有効活用調査報告書，大ダム，No.195，pp.4-128，2006 年 4 月．
- 5) （財）日本ダム協会：ダム年鑑 2003，2003 年 2 月．
- 6) 田河勝一，木村昌弘，西園恵次：狭山池ダム事業について，ダム技術，No.108，pp.87-93，1995 年 9 月．
- 7) 金盛 弥，安藤雅成，清水 洋，木村昌弘，西園恵次：狭山池ダム嵩上げ事業について，大ダム，No.154，

表－10 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	・ 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。	・ 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	・ 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、上流側への変形やコア中央部での沈下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。	・ 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。
耐震性評価	・ 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変形量が大きくなる傾向があるため注意が必要である。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である。	・ 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に地震時に破壊につながる恐れがある。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である。

- pp.31-36, 1996 年 1 月.
- 8) 藤田健二: 狭山ダムの施工計画について, ダム日本, No.596, pp.37-51, 1994 年 6 月.
- 9) 田口 靖, 高田 武, 田原 功: 山口貯水池堤体強化工事について, ダム日本, No.681, pp.25-35, 2001 年 7 月.
- 10) 佐々木史朗, 村山 眞: 既設アースダムの耐震強化工事ー山口貯水池堤体強化工事ー, ダム技術, No.227, pp.113-120, 2005 年 8 月.
- 11) 佐久間薫, 野神睦男, 今入 隆: 村山下貯水池堤体強化工事について, ダム日本, No.730, pp.11-22, 2005 年 8 月.
- 12) 亀田正彦: 白川ダムの設計・施工について, ダム日本, No.629, pp.27-38, 1997 年 3 月.
- 13) 豊島弘三, 森山信弘: 山王海ダムの再開発ーロックフィルダムの嵩上げー, ダム日本, No.629, pp.27-47, 1997 年 3 月.
- 14) 山口嘉一: ダムの耐震補強現状と展望ー布引ダム・山口貯水池の例からー, 土木施工, Vol.46, No.1, pp.79-82, 2005 年 1 月.
- 15) 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.
- 16) (財) ダム技術センター: 多目的ダムの建設 - 平成 17 年版 第 5 巻 設計Ⅱ編, pp.277-280, 2005 年 6 月.
- 17) 石黒 健, 内田善久, 鶴田 茂, 中野 靖, 太田秀樹: 大型ロックフィルダムの浸透破壊現象の評価に関する検討, 地盤の浸透破壊のメカニズムと評価手法に関するシンポジウム発表論文集, pp.163-172, 2002 年 11 月.
- 18) 山口嘉一, 富田尚樹, 佐藤弘行, 水原道法: 水圧破碎に着目したロックフィルダムのコア幅に関する研究, 第 40 回地盤工学研究発表会 (CD-ROM), No.693, 2005 年 7 月.
- 19) 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.
- 20) 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.
- 21) 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.
- 22) 松本徳久, 安田成夫, 大久保雅彦, 境野典夫: センチュリテクノ株式会社の構造解析プログラム ASIST, 1999 年 11 月.
- 23) (社) 東北建設協会: センチュリテクノ株式会社の構造解析プログラム ASIST, 1999 年 11 月.
- 24) Seed, B. and Duncan, J. M.: The Teton Dam Failure - A Retrospective Review, Proc., 10th Int. Conf. S.M.F.E., Vol.4, pp.219-238, 1981.
- 25) 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.
- 26) (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.
- 27) Y. Ozawa, J. M. Duncan: ISBILD, A Computer Program for Analysis of Static Stresses and Movements in Embankments, No.TE-73-4, Univ. of California, Oct., 1973.
- 28) 石黒 健, 森 吉昭, 下川洋司, 太田秀樹: 弾塑性圧密連成解析手法を用いたロックフィルダムの湛水シミュレーションー (その 1) 湛水時の間隙水圧, 土圧応答に関する検討ー, 土木学会第 55 回年次学術講演会 (CD-ROM), III-B344, 2000 年 9 月.
- 29) 地盤工学会: 4. 浸透破壊試験 WG, 地盤の浸透破壊のメカニズムと評価手法に関するシンポジウム発表論文集, pp.43-59, 2002 年 11 月.
- 30) 武部篤治, 石黒 健, 内田善久, 鶴田 滋, 中野 靖, 太田秀樹: 大型ロックフィルダムの堤体土圧の評価に関する検討, 地盤浸透破壊のメカニズムと評価手法に関するシンポジウム発表論文集, pp.173-178, 2002 年 11 月.
- 31) 田頭秀和: 既往研究例による水圧破碎圧と最小拘束圧との関係を表す線形近似式の比例定数および定数項の値について, 地盤の浸透破壊のメカニズムと評価手法に関するシンポジウム発表論文集, pp.141-148, 2002 年 11 月.
- 32) 河野伊一郎, 西垣 誠: 不飽和砂質土の浸透特性に関する実験的研究, 土木学会論文報告集, 第 307 号, pp.59-69, 1981 年 3 月.
- 33) 建設産業調査会: 地下水ハンドブック, 1979 年 9 月.
- 34) センチュリテクノ株式会社: 橋梁・土木のための構造解析プログラム ASIST, 1999 年 11 月.
- 35) ダムの耐震性に関する評価検討委員会: ダムの耐震性に関する評価検討委員会報告書, 1995 年 11 月.
- 36) Tamura, C., Takemura, K., Fujisawa, T., Nagayama, I., Nakamura, A. and Suzuki, A.: Behavior of Dams during the

Hyogoken-Nambu Earthquake on January 17, 1995 in Japan, 19th ICOLD, Q.75, R.23, pp.289-315, 1997.

37) 藤澤侃彦, 永山 功, 吉田 等, 佐々木隆, 岩下友也: 地震時におけるダムの安全性に関する検討, 土木技術資料, Vol.39, No.3, pp.26-31, 1997 年 3 月.

38) 中村 昭, 岩下友也, 舘野 悟, 石田裕哉: ロックフィルダムの耐震性の評価-1995 年兵庫県南部地震をうけて-, 建設省土木研究所フィルダム研究室資料, No.2, 1996 年 1 月.

39) 緒方信英, 安田正英: フィルダムコア材料の動的変形特性-突き固め供試体の振動三軸試験-, 電力中央研究所報告, No.83035, 1984 年 1 月.

40) 佐藤信光, 播田一雄, 堀井克己, 龍岡文夫, 古賀潤一: ひずみ軟化と粒径特性を考慮した Newmark 法による土構造物の地震時残留変形解析, 第 36 回地盤工学研究発表会講演集, pp.1337-1338, 2001 年 6 月

41) 吉田達也: 平面ひずみ試験における礫のせん断層の変形特性とロックフィルダムの地震時残留変位解析, 東京大学大学院工学系研究科社会基盤工学専攻土質/地盤研究室修士論文, 2003 年 3 月

42) 曾田英輝, 吉田達也, 佐藤信光, 堀井克己, 龍岡文夫: 修正 Newmark 法によるロックフィルダムの地震時安定性の評価, 第 38 回地盤工学研究発表会発表講演集(CD-ROM), 2003 年 7 月

43) 山口嘉一, 富田尚樹, 水原道法: 大規模地震時のロックフィルダムの最大すべり変形量を与える円弧の検討, ダム技術, No.229, pp.13-23, 2005 年 10 月.

44) (社) 発電水力協会: 最新フィルダム工学, pp.555・569, 1972 年 7 月.

45) 山口嘉一, 佐藤弘行, 富田尚樹, 三笠真吾: フィルダムコアの水圧破碎の進行に関する研究, 土木学会関東支部第 33 回技術研究発表会, 2006 年 3 月.

46) 山口嘉一, 佐藤弘行, 富田尚樹, 三笠真吾: ロックフィルダムのコア形状が水圧破碎の進行に及ぼす影響, 第 41 回地盤工学研究発表会 (CD-ROM), 2006 年 7 月.

