

Ⅲ-8 ロックフィルダムの耐震設計方法の合理化に関する調査

研究予算：運営費交付金（治水勘定）

研究期間：平 12～平 14

担当チーム：ダム構造物チーム

研究担当者：山口嘉一、佐々木隆、金子裕司

【要旨】

兵庫県南部地震などの大規模地震の発生を背景として、大規模地震（レベル2地震動）に対するダムの安全性評価手法の確立が求められている。このため、本研究はロックフィルダムの大規模地震時の損傷形態を明らかにしたうえで、安全性評価手法を提案することを目標として実施するものである。

平成 14 年度は、ロックフィルダムの大規模地震時の損傷形態を明らかにするために遠心力载荷模型実験を行うとともに、その変形挙動や損傷形態の Newmark 法や弾塑性 FEM 解析による再現性の検証を行った。その結果を受けて、大規模地震時のロックフィルダムの安全性評価手法を提案した。

キーワード：ロックフィルダム、レベル2地震、遠心模型試験、Newmark 法、弾塑性 FEM 解析、耐震性能

1. はじめに

現行のロックフィルダムの耐震設計では、地震力を静的な荷重として載荷する震度法¹⁾あるいは修正震度法²⁾に基づき、地震時の堤体のすべり破壊を想定したうえで、すべり安全率 1.2 を確保する断面とすることとしている。しかし、1995 年 1 月 17 日の兵庫県南部地震の発生以後、各ダムサイトにおける最大級の地震動であるレベル2地震動に対する安定性や損傷の程度を定量的に示すことが求められている³⁾。このような安定性評価を震度法や修正震度法のような疑似静的な設計方法の延長線上で行うことは困難である。また、地震で甚大な被害を受けたロックフィルダムの事例がこれまでにないこともあり、ロックフィルダムの極大地震動による終局的な破壊・損傷形態についても未解明な点が多いのが現状である。

そこでまず、ロックフィルダム模型の振動実験による破壊・損傷形態の把握が重要となる。重力場における堤高 45cm～2.0m のロックフィルダムの模型振動実験については幾つかの研究事例⁴⁾⁷⁾があるが、ダムという巨大な構造物の模型試験としては重力の影響に対する相似則が成立しないため、実ダムと同様な挙動をするか不明な点が多い。一方、小規模な模型で大規模土構造物内部の応力状態を再現することができる、遠心力場での模型振動実験がダムの地震時の挙動を再現するうえで非常に有効であるが、研究事例⁸⁾がほとんどない。

また、レベル2地震動に対する耐震設計において

は、ダムの損傷過程とそれに伴う貯水機能への影響を考慮する必要がある。具体的な手法としては、ロックフィルダムの地震損傷形態を解明したうえで、地震動に対する残留変形を数値解析により推定し、それが許容変形量以下であることを照査することになる。ロックフィルダムの残留変形を予測する数値解析手法としては、すべり面を仮定し、剛体と仮定したすべり土塊に作用する応答加速度からすべり変位量を算出する Newmark 法による簡便法や、より直接的な時刻歴解析手法として動的弾塑性 FEM 解析などが挙げられる。

本研究課題では、まずロックフィルダムを対象として大型遠心模型振動実験を行い、高レベル加振によるロックフィルダムの変形・損傷形態を明らかにする。次に、模型実験を対象とした Newmark 法や動的弾塑性 FEM 解析による数値シミュレーションを行い、模型実験における変形挙動の再現性について検証する。さらに、これらの成果を受けて、レベル2地震動に対するロックフィルダム安定性評価方法を提案する。

2. 遠心模型振動実験

2.1 実験方法

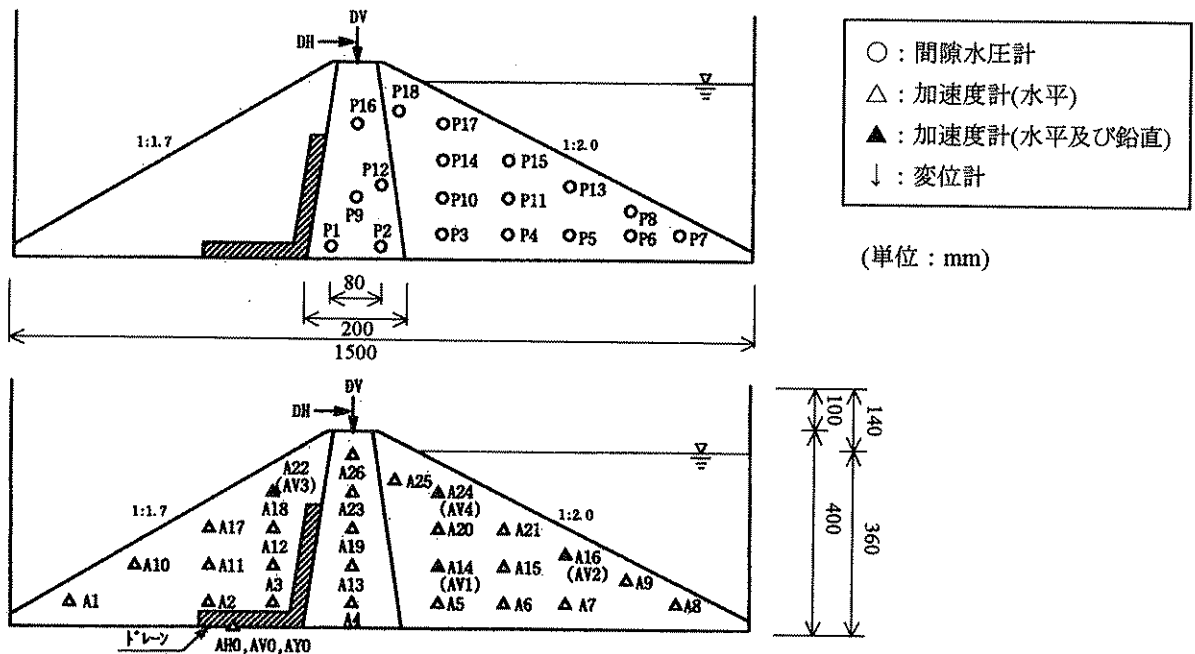
2.1.1 模型

遠心力模型振動実験に用いたロックフィルダムのモデルとして、中央土質コア型、傾斜土質コア型および表面遮水壁型の3種類を作製した。また、各型式については、材料特性、水位条件、振動载荷条件

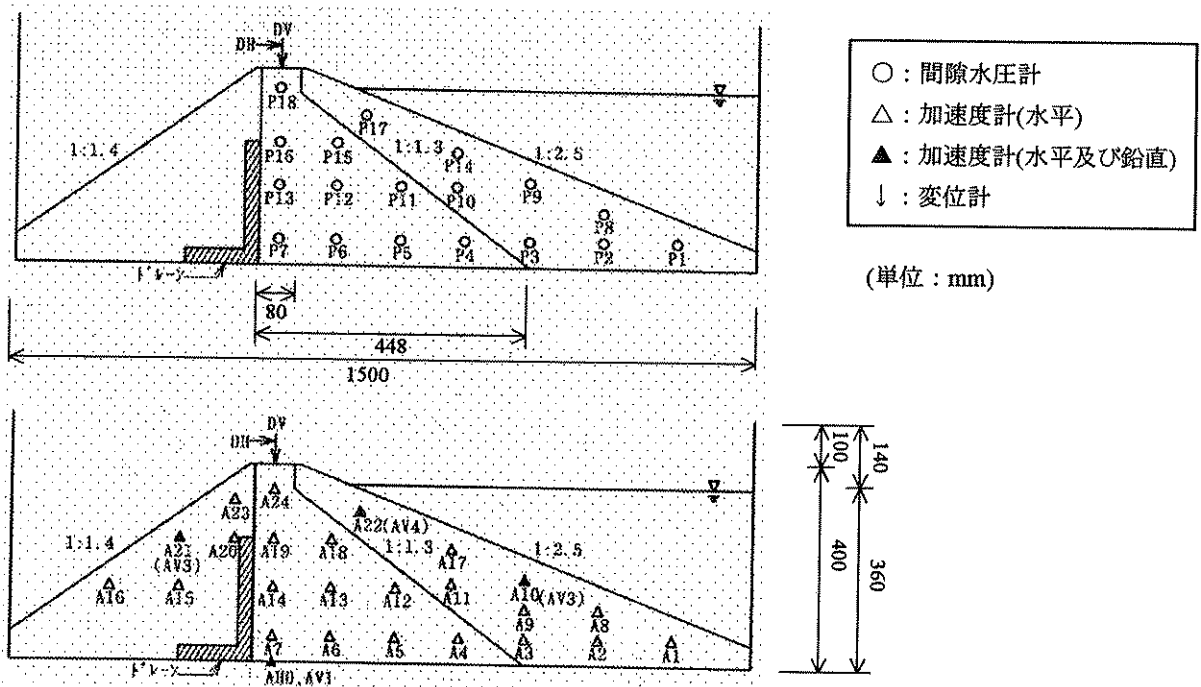
などを変えた複数の実験を行った。しかしここでは、代表的なケースとして、中央土質コア型、傾斜土質コア型のそれぞれ1模型の実験結果を示す。

ダム模型は、高さ40cm、幅150cm、奥行き30cmとした。堤体の上流および下流法面勾配は、土槽幅

の制約、実験の主目的がロックフィルダムの破壊・損傷形態であることなどを考慮し、日本の標準的なロックフィルダムより急勾配とし、中央コア型でそれぞれ1:2.0と1:1.7、傾斜コア型で1:2.5と1:1.4とした。ダム模型形状を図-1に示す。



(a) 中央コア型ロックフィルダム模型



(b) 傾斜コア型ロックフィルダム模型

図-1 ダム模型の形状および計測器の設置位置

2. 1. 2 使用材料

模型用材料には既設ロックフィルダムの堤体材料を用いた。使用した材料の粒度分布を図-2に示す。ロック材料は、実ダムのロック材料の相似粒度で、最大粒径を9.75mmに調整したもの、コア材料は、実ダムのコア着岩材を最大粒径4.75mmでせん頭粒度調整したものである。模型堤体材料の物性値を表-1に示す。

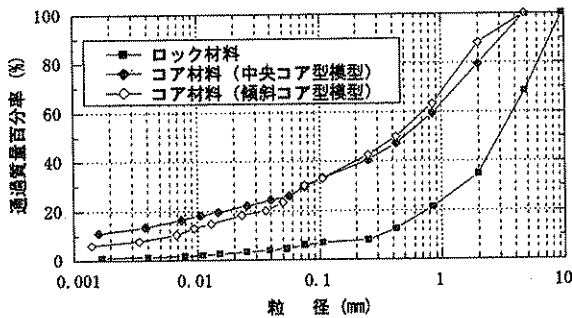


図-2 模型堤体材料の粒度分布

表-1 模型堤体材料の物性値

項目	コア材料		ロック材料			
	中央コア型 模型	傾斜コア型 模型	中央コア型 上流側	中央コア型 下流側	傾斜コア型 上流側	傾斜コア型 下流側
乾燥密度 (g/cm ³)	1.679	1.981	2.250	2.242	2.203	2.222
含水比 (%)	11.4	11.7	4.9	4.9	4.5	4.5
締固め度D _v (%)	94.5	105.0	108.7	108.3	106.4	107.3
最大粒径 (mm)	4.75	4.8	9.75			
平均粒径 D ₅₀ (mm)	0.5	0.43	3			
均等係数 U _c	-	116	12			
S波速度 V _s (m/sec)	490	250	550	460	380	-
透水係数 (cm/sec)	-	5.72 × 10 ⁻⁸	1.59 × 10 ⁻²			

2. 1. 3 模型作製

堤体模型の作製に際し、事前に堤体の密度とS波速度の関係を遠心力場で測定し、実ダムにおけるコアとロックの一般的な値に近い剛性と模型の剛性が得られるように密度設定した(表-1参照)。堤体模型の作製手順としては、最初にコア部のみを直方体状に1層厚15mmで突き固めて作製した。盛立後に50Gの遠心力载荷を行い、十分に圧密させた。その後、コア相当部をコア形状に成形し、上下流側にロック材料を1層厚20mmでD値106~109程度に突き固めて盛立てた。模型堤体内には加速度計と間隙水圧計を埋設し、天端の変形量を測定するためレーザー変位計を土槽に設置した。計測器の設置位置は図-1に示している。

2. 1. 4 模型作製

試験は、遠心加速度50G場で行った。模型堤体の高さが40cmであるので、遠心場では堤高20mに相当するダムの堤内応力状態を再現していることになる。水位は、常時満水位程度を想定して、既設ダムの実績を参考に堤高の90%に設定した。

貯水には、粘度が水の50倍のメトロース溶液を使用した。メトロース溶液は模型を回転させて遠心加速度をかけた状態で土槽内に十分に時間をかけて注入し、コア内の間隙水圧が定常値になるまで十分に堤体内に浸透させて飽和度を高めるようにした。また、貯水面にフロート式の水圧計を設置し、試験中の水位を一定に保持した。

50Hzの正弦波(20波+テーパ波を前後に5波)を中央コア型模型で設定加速度振幅5G(重力場で98gal)~30G(重力場で588gal)の6段階、傾斜コア型模型で15G(重力場で294gal)~30G(重力場で588gal)の4段階に増加させていくステップ加振を行った。つまり、傾斜コア型模型では、中央コア型模型でのstep3に相当する設定加速度から開始した。入力加振条件を表-2に示す。なお、本試験の前段に、中央コア型模型と同じ模型を用いて、1995年兵庫県南部地震や2000年鳥取県西部地震においてダム基礎で観測された最大級の加速度波形を本試験の加振正弦波と同じ振幅スケールに引き伸ばした地震動波形を入力した加振試験を実施したが、加振エネルギーによる違いもあり、正弦波加振に比べ変形は極端に小さかった。また、微小ランダム波形で加振して、ダム天端での周波数応答特性(伝達関数)から算出した模型ダムの固有周波数250Hz程度の周波数も含めた数種の周波数レベルの正弦波を入力した事前加振試験も実施した結果、遠心力载荷装置の性能上の制約から最小の周波数レベルである50Hzの正弦波で加振したケースが最も変形量が大きかった。そこで、本研究の目的が、高レベル地震動に対するロックフィルダムの変形・損傷形態の解明およびそれを用いた解析手法の照査であることから、より大きな変形を生じる50Hzの正弦波加振(重力場換算で1Hzに相当)の試験ケースを本試験として行った。

表-2 加振条件および変状状況

step	波形	設定加速度G (重力場換算:gal)	変状状況	
			中央コア型模型	傾斜コア型模型
1	正弦波	5G(98gal)	変状なし。	-
2	正弦波	10G(196gal)	変状なし。	-
3	正弦波	15G(294gal)	変状なし。	ほとんど変状なし。
4	正弦波	20G(392gal)	下流側の天端法面のロックが若干崩れた。上流側法面附近が若干すべり変形。コア上流側が上流側に少し傾斜。	わずかに沈下・はらみ出しが発生し、水位面付近の上流側ロック材料が崩落。
5	正弦波	25G(490gal)	上流側の法面付近のロックが崩壊。コアの上流側への傾斜変形が大きくなった。コア天端の上流側の角の一部が崩れた。	全体的な沈下・変形が進行し、天端両側のロック材料の崩落とコア天端の露出。
6	正弦波	30G(588gal)	天端の上下流側のロックの法面は全域崩壊。コア天端の上流側の角が全長にわたり崩れ、天端中央に数条の縦亀裂が発生。	沈下・変形・はらみ出しが大きく進行し、コア上部が上流側に変位、水位面付近の上流側ロック材料の沈下・流動が最も大きい。

2. 2 実験結果

2. 2. 1 堤体の変形状況

実験結果については、中央コア型ロックフィルダム模型の結果を中心に記述する。

重力場換算の設定振幅加速度 588gal の最終 step6 加振後の中央コア型模型堤体の状況を写真-1 に示す。また、加振前（点線）と step6 まで加振後（実線）の堤体の変形状況を図-3、図-3 中の黒点（標点）部における堤体内部の変位ベクトルを図-4 に示す。加振ステップごとのコア天端部の累計沈下量を図-5 に示す。左縦軸目盛りは模型上の実寸累計沈下量を、右縦軸目盛りは重力場換算における実ダムスケールの累計沈下量を表している。図-5 からわかるように、中央コア型模型では、重力場換算の設定振幅加速度 294gal の加振ステップ（step3）まで、傾斜コア型模型では、重力場換算の設定振幅加速度 392gal の加振ステップ（step4）までは変形はほとんど生じず、堤体の大きな変状はそれぞれ step4、step5 加振から始まった。中央コア型模型においては、step4 加振で、

上流側の法肩付近のロックが上流側にすべり、コアの上端部が引きずられて上流側に若干傾斜した。同時に下流側のロックが法肩から崩れた。step5 加振では、step4 と同様な変形がさらに増大した。step6 加振により、上下流側の法肩のロックは全て崩壊し、剥き出しになったコア上部は大きく上流側に傾斜し、角が崩れて天端に縦亀裂が生じた（天端状況を写真-2 に示す）。試験後の開削調査で、コアの亀裂はコアが剥き出しになった深さまでしか達していなかった。法肩付近では強振動によりロックが緩み、さらなる加振でロックが崩れ落ちることにより堤体に変形している。堤体が大きく変形した領域は上流側の法肩付近であった。堤体深部や低標高部はほとんど変形していない。また、上流側法肩のロックが下流側より大きく崩壊したため、コアの上端部は沈下しながら上流側に傾斜しており、下流側の法肩付近のロックは傾斜したコアに引きずられて、わずかに上流側に傾斜している。さらに、コアでは過剰間隙水圧が若干残留し、剛性が若干低下していることもあり、

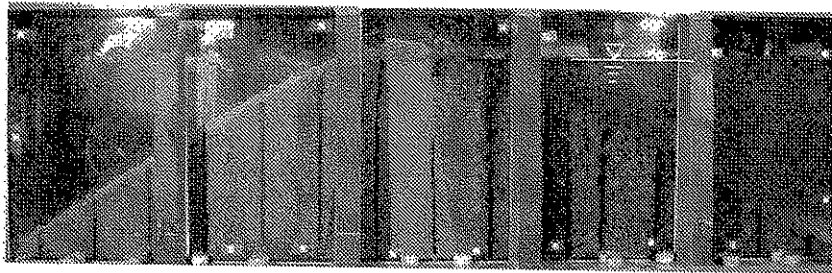


写真-1 step6 加振後の状況（中央コア型模型）

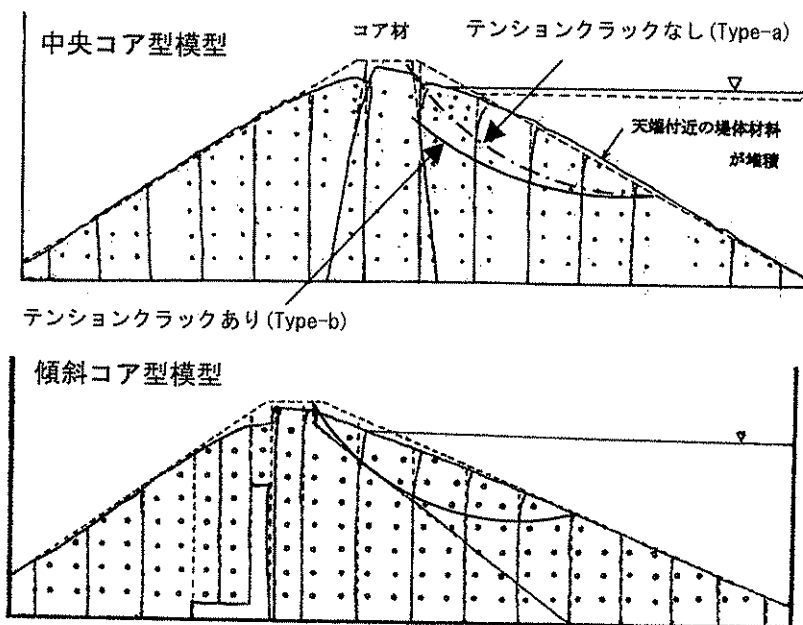


図-3 step6 加振後の変形状況と Newmark 法実施時のすべり面形状の設定

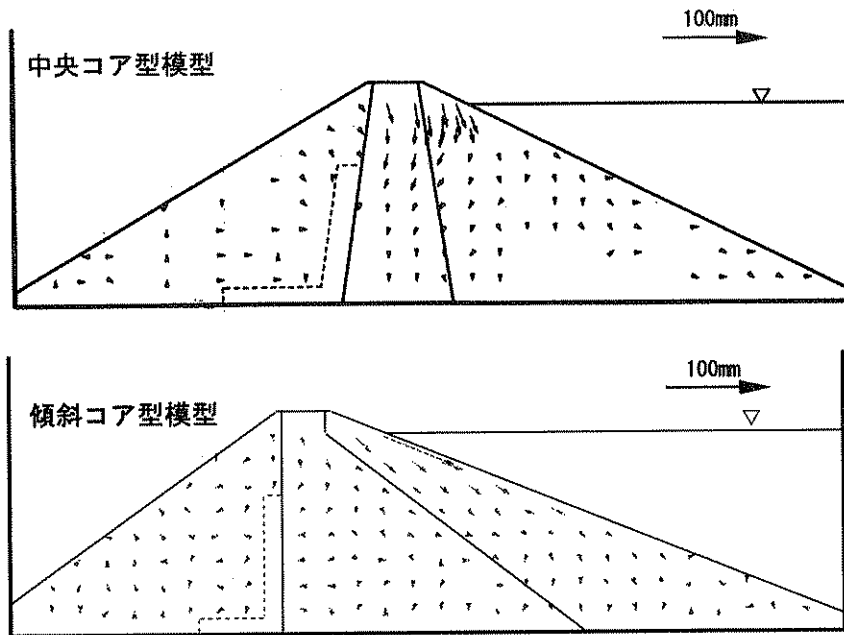


図-4 step6 加振後の堤体内部の変位ベクトル

コアの低標高部の上流側は逆にわずかであるが下流側に押されている。法面に沿った方向の変形は、中標高部の浸水部上流法面のごく表層に限りわずかに生じているが、腹み出しはしていない。図-3の変形図では、上下流法面が若干はらんでいるが、これは法肩付近の緩んで崩れ落ちたロックが堆積したものである。すべり面を形成するようなすべり破壊は生じなかった。また、傾斜コア型模型では、コアの遮水性を高めるために、その密度が中央コア型模型に比べるとかなり大きくなり、その結果コアの変形が相対的に小さかったため、詳細な変形の形態も中央コア型模型とは異なるが、明瞭なすべり破壊が見られなかった点では挙動は一致した。

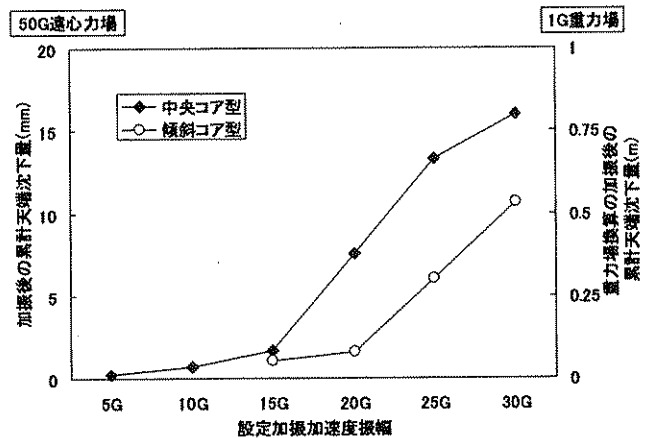


図-5 加振ステップ毎のコア部天端の累計沈下量

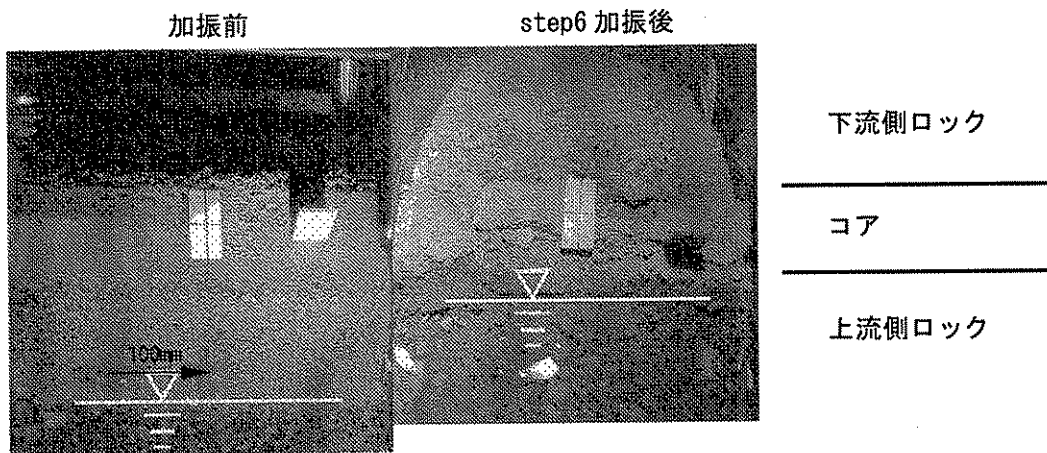


写真-2 天端の損傷状況 (加振前と step6 後の比較; 中央コア型模型)

2. 2. 2 計測値による堤体内部の挙動

図-6 に中央コア型模型の step5 (重力場換算の設定振幅加速度 490gal) 加振直後の残留過剰間隙水圧比 ($t=0.63\sim 0.65\text{sec}$ の平均) の分布を示す。また、変形した浸水部の法面表層付近で、大きく変形した上部地点 (A 点)、ほとんど変形を生じなかった法面中標高部 (B 点)、堤体深部 (C 点) およびコア内 (D 点) における step5 の過剰間隙水圧比の時刻歴を図-7 に示す。また、土槽と A、B、C 点における step5 の 50G 遠心力場での加速度時刻歴を図-8 に示す。重力場換算して 490gal 相当の高レベル加振にもかかわらず、残留過剰間隙水圧比はかなり小さく、ロック部における過剰間隙水圧の消散速度も速かった。なお、ロック部の上部が変形したメカニズムとしては、過剰間隙水圧の上昇のみによって生じたものではないと考えられる。しかし、A 点では step3 加振までは残留過剰間隙水圧が発生せず、変形も生じなかつ

たが、過剰間隙水圧が若干残留した step4 加振から変形を生じ始めた。ロック部では、負の過剰間隙水圧が大きく生じ、表層部の A、B 点の加速度時刻歴は、堤体深部の C 点とは異なり、鋭く尖った波形となっており、サイクリックモビリティの挙動を生じている。コア内の D 点は、負の過剰間隙水圧は生じていない。

なお、サイクリックモビリティとは液状化に関連した現象の一種である。具体的には、繰返しせん断が載荷されると過剰間隙水圧が発生して有効応力が減少していくが、有効応力経路が破壊包絡線に達すると、その後は、破壊包絡線に沿って上昇下降を繰り返す。仮に、応力反転を伴う繰返しせん断載荷であれば、せん断応力が作用しないときには有効応力は瞬間的に 0 程度になるが、再びせん断応力が作用すれば負の過剰間隙水圧が発生して有効応力も回復し、結果として小さなひずみ振幅幅しか発生しない。

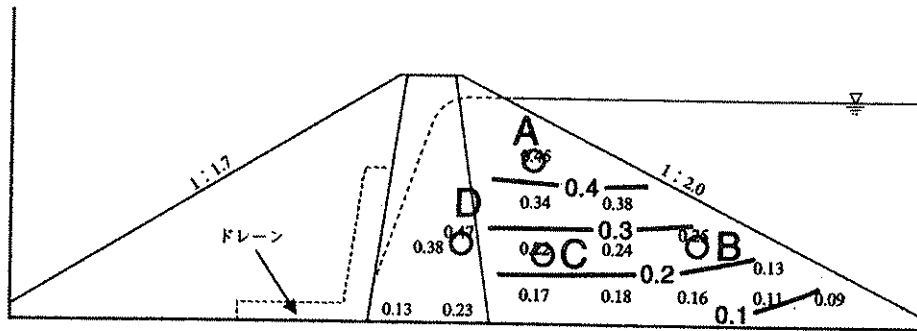


図-6 加振直後の残留過剰間隙水圧比の分布 (step5 ; 中央コア型模型)

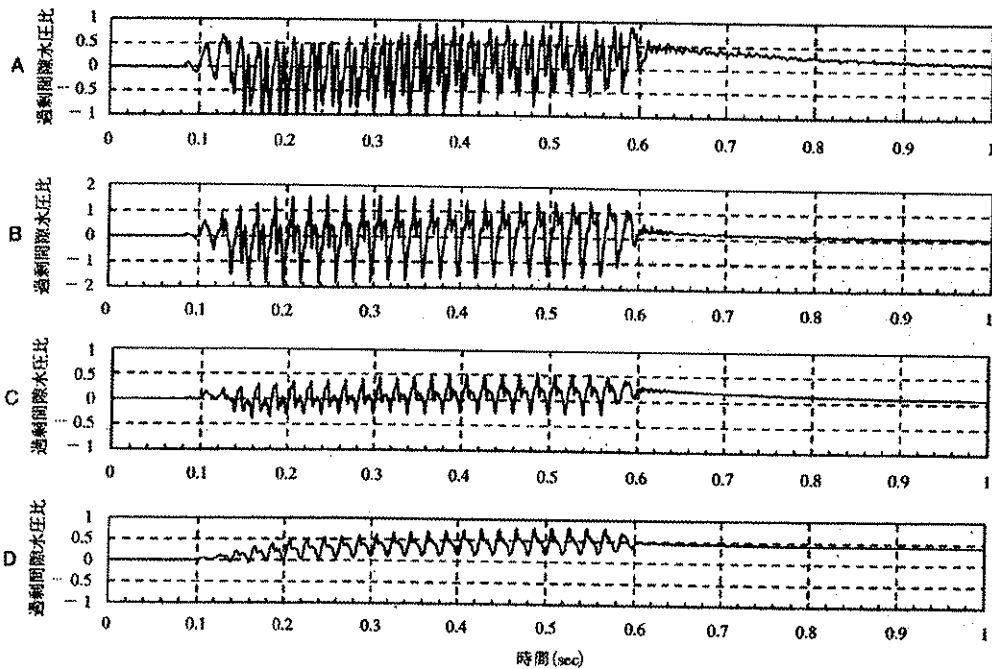


図-7 過剰間隙水圧比の時刻歴 (step5 ; 中央コア型模型)

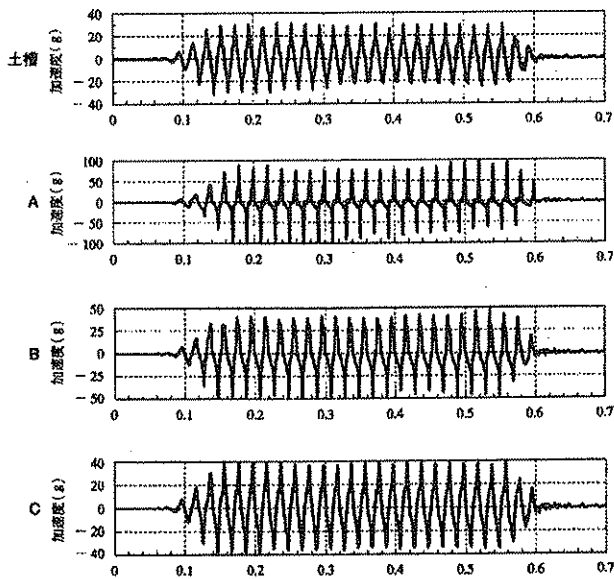


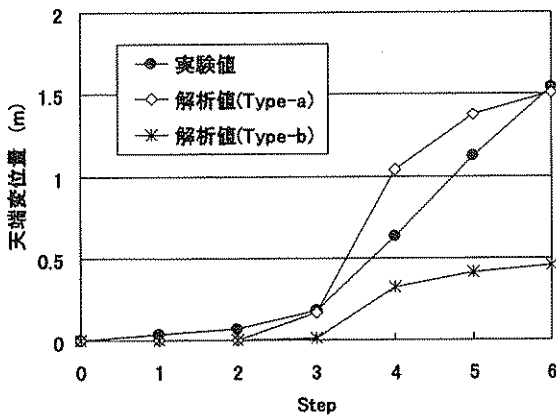
図-8 応答加速度の(50G遠心力場)の時刻歴
(step5; 中央コア型模型)

3. Newmark 法によるすべり変形解析

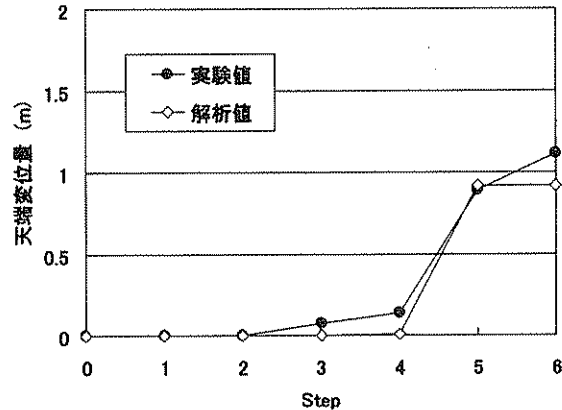
3.1 Newmark 法の概要

Newmark 法では、堤体における地震動の増幅(応答)を考慮して各土塊に作用する平均加速度を求め、すべり土塊の平均加速度がその土塊の有する限界加速度を越えた場合(すべり安全率 F_s が 1 を下回る場合)にすべりが発生し、そのすべり量(累積変位量)を、想定するすべり面上の土塊に作用する限界加速度以上の相対加速度を 2 回積分して累積変位量を算出する。

ここでは、遠心模型振動実験によるロックフィルダム模型の変形挙動のうち天端の鉛直変位量と



(a) 中央コア型模型



(b) 傾斜コア型模型

図-9 天端変位量の実測値と Newmark 法による解析値の比較

Newmark 法により算定したすべり量を比較することで、Newmark 法の簡易すべり変位推定法としての妥当性を検証した。

3.2 すべり土塊のモデル化と応答加速度

Newmark 法におけるすべり面形状は図-3 に示したように、変状の大きい上流側を対象として実験の最終段階での変形形態に応じて設定した。なお、中央コア型模型では、コア部とロック部の境界面でのテンションクラックの発生を想定した Type-a と、ロック部だけですべり面を形成する Type-b の 2 つの形状で検討した。すべり土塊内の応答加速度時刻歴は、想定したすべり土塊内部およびすべり面近傍の計測加速度時刻歴の平均を用いた。

3.3 入力物性値

Newmark 法による計算に用いた物性値を表-3 に示す。飽和および湿潤重量は堤体模型作製時の密度管理結果から、強度特性は別途実施した三軸圧縮試験結果から設定した。

3.4 解析結果

図-9 に実験により得られた実測の天端変位量(鉛直変位と水平変位のベクトル合成値)と Newmark 法によるすべり変位量の解析値の比較を示す。

表-3 入力物性値

材料・模型	コア材料		ロック材料			
	中央コア型模型	傾斜コア型模型	中央コア型模型 上流側	中央コア型模型 下流側	傾斜コア型模型 上流側	傾斜コア型模型 下流側
飽和重量 (kN/m ³)	20.25	22.04	24.18	24.30	24.05	24.17
湿潤重量 (kN/m ³)	18.35	21.68	22.84	23.07	22.58	22.77
c の法	粘着力 (kN/m ²)	7.7	0.0			
	内部摩擦角 (°)	25.8	38.0			
Ab法	A (kN/m ² 単位)				3.505	
	b				0.822	

この図より、中央コア型模型においては、Type-a、bとも変位量が増大するステップ、全体の傾向とも解析結果は実験結果とよく合致している。また、定量的には、遠心力载荷模型実験時の変状形態であるコア部とロック部の境界面でのテンションクラックの発生を想定したType-aが非常によく一致している。一方、傾斜コア型模型については、実測値と解析値がきわめてよく合致している。よって、Newmark法から得られたすべり変位量の鉛直成分により、比較的精度良くロックフィルダムの天端沈下量を推定できると考える。

4. 弾塑性FEM解析

4.1 初期応力解析

3章に示したように、Newmark法に基づくすべり変位解析により、大規模地震時のフィルダムの変位量のある程度の精度で推定できると考える。しかし、Newmark法による変位量がかなり大きくなった場合には、より厳密な解析によって天端の沈下量を推定し、その結果に基づき越流に対する安全性などについて検討する必要がある。そこで、2章で述べた遠心模型振動実験による中央コア型ロックフィルダムの挙動の再現を動的弾塑性FEM解析によって行った。解析は、重力場に換算した実ダムスケール、つまり堤高20mのダムをモデル化して行った。動的解析を行う際には、計算の初期条件としてダム堤体内部の初期応力状態を設定する必要がある。そこで、遠心模型振動実験の模型のロック材料を用いた排水三軸圧縮試験（供試体：直径200mm、高さ300mmの円柱形）の結果（内部摩擦角 $\phi=47^\circ$ 、粘着力 $c=58\text{kPa}$ ）から、Duncan-Changのパラメータを設定し、ダム堤体の築堤解析を行った。次に浸透流解析から求めた浸透流力を土粒子に作用させた。透水係数はロック部 $1.0 \times 10^{-2}\text{cm/s}$ 、コア部 $1.0 \times 10^{-5}\text{cm/s}$ とし、動的

解析にもこの値を用いた。最後に浸潤線以下の部分の浮力を考慮して堤体内部の初期有効応力分布を求めた。浸透流解析より求めた浸潤線の位置と、初期平均有効応力の分布を図-10に示す。

4.2 動的弾塑性有効応力解析

4.2.1 堤体材料の構成式

締固めたロック材の動的強度特性を精度良く表すために、サイクリックモビリティが表せるように、2相系のモデル化ではDensificationモデル⁹⁾を修正した修正Densificationモデル¹⁰⁾を使用した。

遠心模型振動実験の堤体模型で使ったロック材料と相似粒度分布のロック材料を用いた繰返しねじりせん断試験（中空円筒供試体：外径800mm、内径400mm、高さ800mm）による $\sigma_{m0}'=98\text{kPa}$ の要素試験結果をもとに修正Densificationモデルのパラメータを設定した。要素シミュレーションの繰返しせん断強度の比較結果を図-11に示す。要素試験と最終的に設定したパラメータを用いたシミュレーション解析による有効応力経路の比較を図-12に示す。これらの図より、シミュレーションによる要素試験結果の再現性が良好であることがわかる。

4.2.2 動的解析方法

中央コア型ロックフィルダム模型の遠心模型振動実験において顕著な変状が生じ始めたstep4（設定加振加速度振幅は重力場換算で392gal）を対象にシミュレーション解析を実施した。

浸潤線以上の部分は土だけの1相系で、浸潤線以下の部分は土と水の2相系でモデル化した。浸潤線以下ロック部の破壊線を定義する内部摩擦角は排水単調載荷ねじりせん断試験から設定した。コア部の強度はロック部の70%とした。1相系のロック部では排水三軸圧縮試験結果を用いてMohr-Coulombの

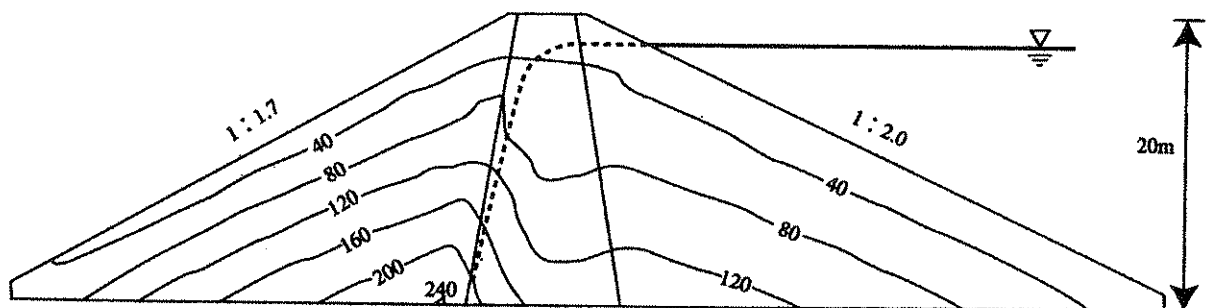


図-10 初期平均有効応力分布（単位：kPa）

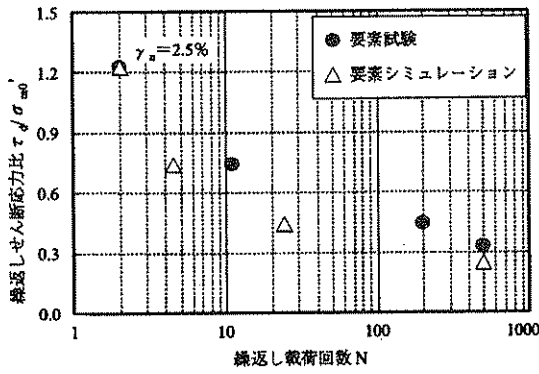


図-11 繰返しせん断強度の比較
(基準片振幅せん断ひずみ: $\gamma_a=2.5\%$)

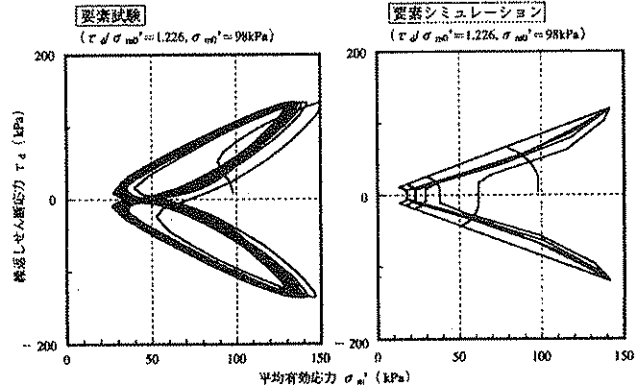


図-12 有効応力経路の比較

降伏則でモデル化した。初期せん断剛性率は深度10m地点に相当する遠心力場で測定した表-1のS波速度と同等になるように、沢田らによる経験式¹¹⁾を修正して設定した。動的解析で用いた物性値を表-4に示す。

動的解析コードはMuDIANを用い、有効応力解析した。試験土槽で計測した加速度の水平成分(A0)と鉛直成分(AV0)の2方向入力した。

表-4 動的解析で用いた堤体材料の物性値

材料	コア材料	ロック材料	
		上流側 (2相系部)	下流側 (1相系部)
内部摩擦角	50°	70°	45.5°
粘着力(kPa)	0	0	84.9
透水係数(cm/s)	1.0×10^{-5}	1.0×10^{-2}	-
土粒子密度(g/cm ³)	2.725	2.929	2.929
間隙率	0.383	0.242	0.237

4. 2. 3 解析結果

図-13はstep4のシミュレーション解析による変形図に変位ベクトルを重ねて表示したものである。

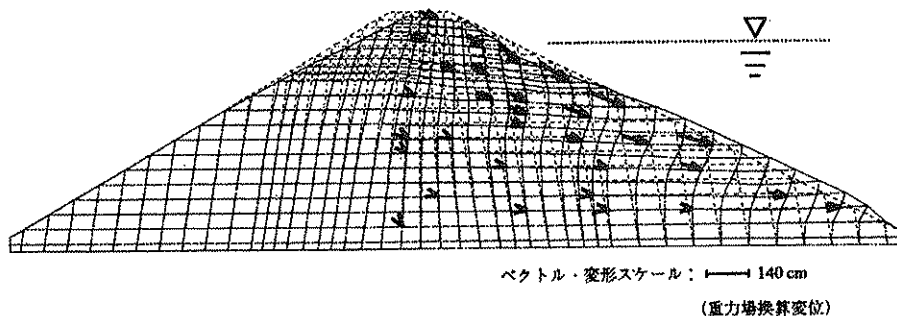


図-13 step4のシミュレーション解析による変形

図-13に示したベクトル変形スケールは、重力場換算での実ダムスケールでの変位量を表している。加振step履歴は異なるが、図-3に示した模型実験におけるstep6(重力場換算の設定振幅加速度588gal)加振後の変形状況と比較すると、次のことがいえる。

- ① 上流高標高部で大きく変形しているのは模型実験結果と同じであるが、模型実験ではほとんど見られなかった上流法先付近での腹み出し変形が生じている。
- ② 模型実験と同様に、コア上部が上流側に傾斜変形している。
- ③ 下流ロック部がほとんど変形していないことも模型実験と同じである。
- ④ 上流側浸潤部の高標高部での沈下は、解析でも現れている。しかし、高標高部の法面付近では、解析では法面に平行な残留変位が見られるが、模型実験ではそのような残留変位は極くわずかであった。
- ⑤ 模型実験では一番大きな残留変位が天端法肩付近で生じたのに対して、解析では標高が堤高の1/2よりやや上部の上流側法面で一番大きく変位を生じている。

図-14 は模型実験と解析における堤体天端中央の沈下量と水平変位の時刻歴比較である。この図における沈下量と水平変位は、重力場換算での実ダムスケールにおける変位量で表している。両者の最終沈下量はほぼ一致しているが、水平変位量は解析結果の方が大きい。これは模型実験では上流法先付近でほとんど変形がないのに対し、解析で腹み出しが現れている変形状況の差と対応している。図-15 は加振直後の残留過剰間隙水圧比（重力場換算時間で $t=30.0\sim 31.0\text{sec}$ の平均）の分布について両者を比較したものである。解析での上流法先付近で水圧比が大きくなっている点を除いて、解析と模型実験は良い対応を示している。

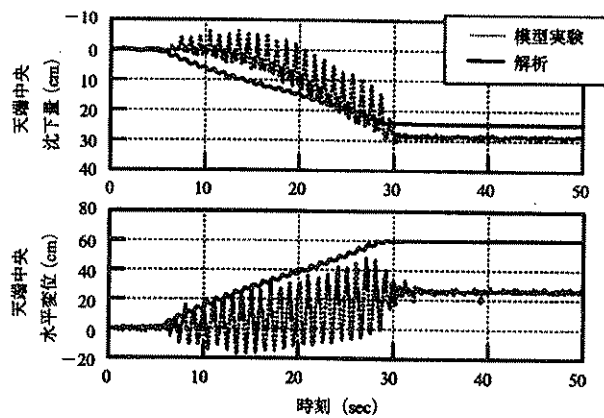


図-14 堤体天端中央での沈下量と水平変位の比較 (step 4; 変位量は、重力場換算した実ダムスケール)

図-16 は、図-15 に図示したロック部の代表的な3地点 (A、B、C) における過剰間隙水圧比の時刻歴である。表層近くの A 点では深部の B 点に比べて、加振中の過剰間隙水圧比の振幅が大きい傾向は模型実験と解析の両者で見られる。加振後の残留過剰間隙水圧比と過剰間隙水圧の消散過程も、A 点と B 点では解析結果は模型実験を良く再現している。

法先近くの C 点において、模型実験では過剰間隙水圧比はほとんど上昇していないが、解析では加振中の振幅が大きく、かつ残留過剰間隙水圧比も大きい。このように、解析では法先部付近で過剰間隙水圧の発生量が大きいため、有効応力の低下による強度低下が原因となり変形が生じ、模型実験では

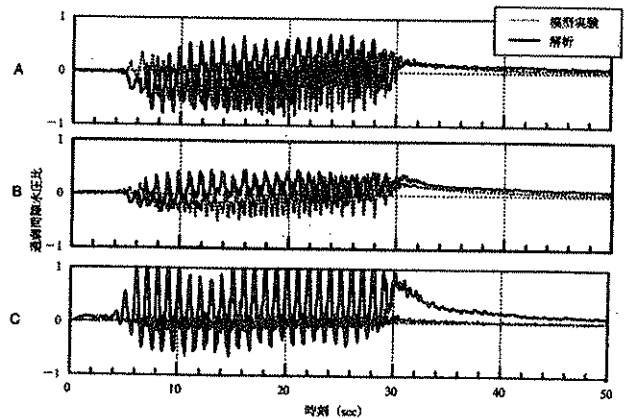


図-16 過剰間隙水圧比時刻歴の比較 (step 4)

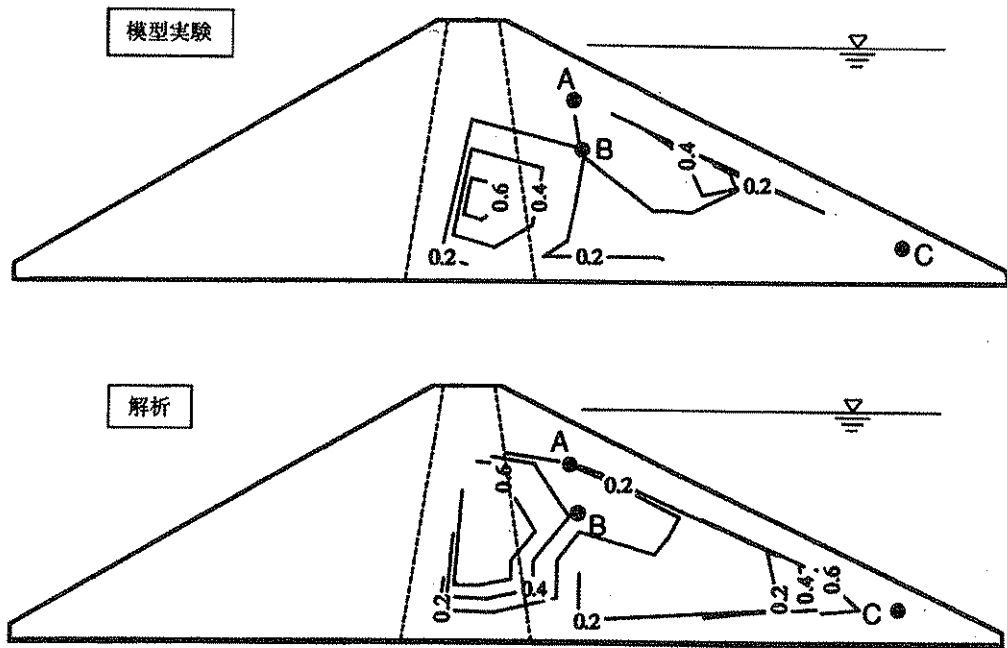


図-15 残留過剰間隙水圧比の分布の比較 (step 4)

現れなかった腹み出し現象が生じたと考えられる。解析において法先付近の過剰間隙水圧が上昇する原因としては、初期応力状態で法先付近には大きな初期せん断応力が生じており、さらに加振中に法先部に応力が集中するため、解析上は有効応力経路でその応力状態が破壊線に近づき易い状況にあることなどが考えられる。

いずれにしても、複雑な入力物性値を精度よく設定することができれば、弾塑性 FEM 解析により大規模地震時のロックフィルダムの変形、損傷過程を比較的精度よく推定できると考える。

5. レベル2地震動に対する安定性評価手法の提案

以上の結果を踏まえ、レベル2地震動に対する安定性評価手法として、以下の方法を提案した。

ロックフィルダムの耐震性能は、変位量が許容変位量（あるいは沈下量）を下回っているか否かで判断する。

まず、等価線形法による動的解析を行い、すべり破壊が生じるか否かの判定を行う。すべり破壊が発生する場合は、想定したすべり面沿いの変位を簡便法である Newmark 法により算出し、これと以下に示す許容沈下量を比較することで耐震性能を評価する。

なお、土の場合は、すべり面が生じなくても地震動の繰返し載荷に伴う間隙比の変化やせん断剛性の低下などによって揺すり込み沈下が生じる。よって、堤体の沈下は、すべり変位量と揺すり込み変位量を足しあわせた値となる。このため、鉄道盛土の設計¹²⁾では、初期せん断応力の影響が大きい盛土部の沈下量は、累積損傷度理論によって算定することとしている。しかし、いくつかの検討結果によれば、揺すり込み沈下量の計算は、Newmark 法によって求められるすべり変位量に比べて1オーダー小さな値であるため、一般的な盛土の設計においては、その計算を省略しても実務的な問題は少ないと考えてよい。このため、盛土に比べて十分締め固められ、かつその剛性も大きいロックフィルダムでは揺すり込み沈下は無視するものとした。

フィルダムの沈下に対する許容値としては、米国などで用いられている余裕高 (freeboard) が一つの目安としてあげられる。「河川管理施設等構造令」¹⁾によると、フィルダムの非越流高さはフィルダムの堤体からの越流がダムに致命的な破壊をもたらすことを勘案してコンクリートダムのそれよりも 1m 高く設定することになっている。よって、レベル2地震

を受けて堤体の致命的な破壊をもたらすおそれのある越流を防ぐという観点から、少なくともこの 1m を許容沈下量として評価することができると考えられる。また、設計洪水とレベル2地震が同時生起する確率はきわめて低いので、このような判断は十分安全サイドの判断と考えられる。

また、Newmark 法で許容値を上回る変位量が計算された場合には、厳密法である弾塑性 FEM 解析により塑性変形量を直接的に求める方法を併せて実施することが必要である。

以上を総合すると、図-17 に示すような耐震性能評価フローが考えられる。

6. まとめ

本研究では、ロックフィルダムの大規模地震時の損傷形態を明らかにするために、大型遠心力載荷模型実験を行うとともに、その変形挙動や損傷形態の Newmark 法や弾塑性 FEM 解析による再現性の検討を行った。得られた成果は以下のとおりである。

- (1) 大型遠心力載荷模型実験によると、大規模地震時にロックフィルダムは明瞭なすべり破壊を生じることはなく、上流側天端付近のロックの崩れ落ち、ゆるみによる変形が進行するという変形・損傷形態が認められた。
- (2) 明瞭なすべり面は認められなかったが、変形の大きな部分としてすべり土塊を想定した Newmark 法により、大型遠心力載荷模型実験における天端の沈下量を比較的良好な精度で再現できることがわかった。
- (3) 複雑な入力物性値を精度よく設定することができれば、弾塑性 FEM 解析により大規模地震時のロックフィルダムの変形、損傷過程を比較的精度よく推定できる。
- (4) これらの研究成果に基づき、天端における沈下量を耐震性能評価の指標として、簡易変位推定法である Newmark 法と厳密法である弾塑性 FEM 解析を段階的に適用する大規模地震時のロックフィルダムの安全性評価手法を提案した。

参考文献

- 1) (財) 国土開発技術研究センター：解説・河川管理施設等構造令、(社) 日本河川協会、山海堂、2000.1.
- 2) 建設省河川局開発課：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、1991.6.

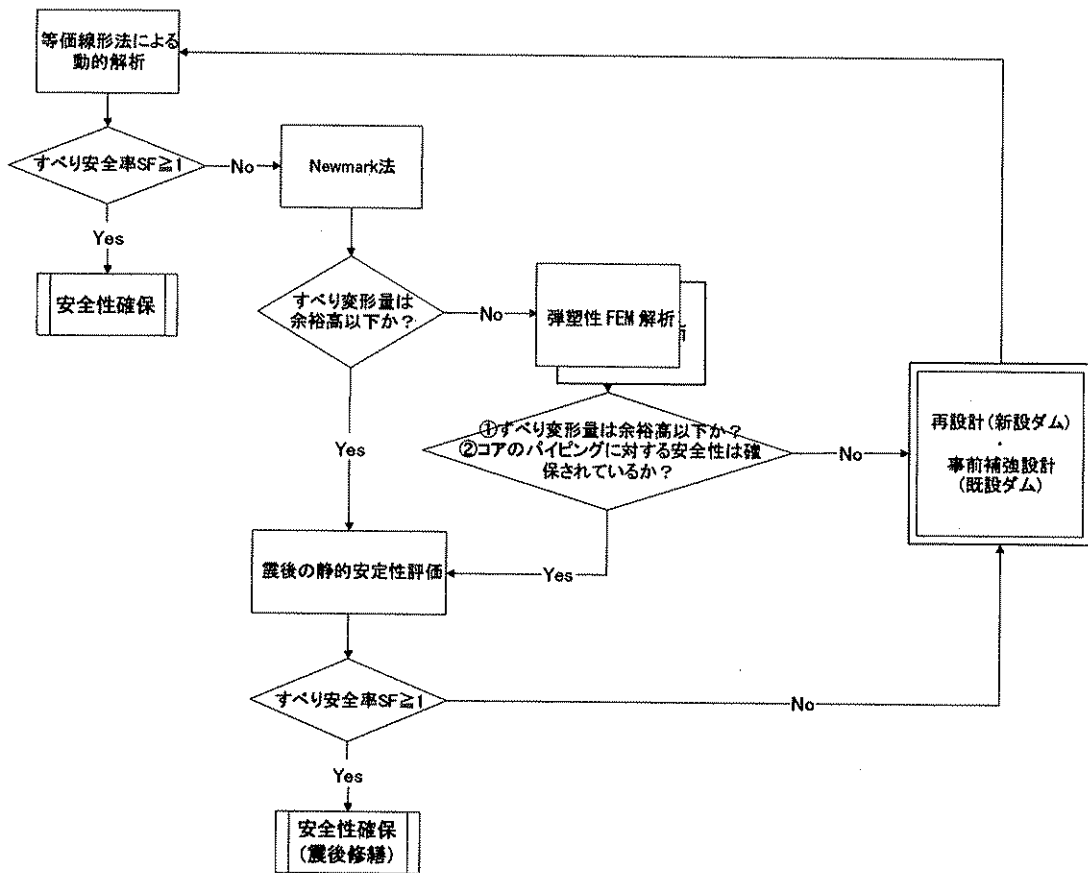


図-17 レベル2地震動に対するロックフィルダムの耐震性評価フロー

- 3) (社) 土木学会地震工学委員会耐震基準小委員会: 土木構造物の耐震設計ガイドライン(案) -耐震基準作成のための手引き-, 2001.9.
- 4) 田村重四郎・岡本舜三・加藤勝行他: ロックフィルダムの模型の振動破壊実験による動的破壊機構の研究、第4回日本地震工学シンポジウム論文集、pp.703-710、1975.
- 5) 渡辺啓行: 模型振動実験からみたフィルダムの動特性、土と基礎、28-5、No.1169、土質工学会、pp.25-32、1980.
- 6) 長谷川高士、菊沢正裕: 振動台模型実験におけるフィルダムの動的挙動、農業土木学会論文集、No.95、pp.57-64、1981.
- 7) 松本徳久・豊田光雄・志賀三智: ロックフィルダムの模型振動実験、土木技術資料、25-6、(財) 土木研究センター、pp.45-50、1983.
- 8) 有賀義明・曹増廷: 遠心載荷振動実験によるロックフィルダムの地震時損傷に関する検討、第1回構造物の破壊過程解明に基づく地震防災性向上に関するシンポジウム論文集、pp.259-262、2000.
- 9) Zienkiewicz, O. C. et al.: Nonlinear Seismic Response and Liquefaction, Int. J. Numerical and Analytical Method in Geomechanics, 2 (4)、pp.381-404、1978.
- 10) 橋口公一・上野正実・陳忠平: 下負荷面および回転硬化の概念に基づく土の弾塑性構成式、土木学会論文集、No.547/III-36、土木学会、pp.127-144、1996.
- 11) Sawada, Y. & T. Takahashi: Study on the Material Properties and the Earthquake, Proc. 4th Japan Earthquake Engineering Symposium, pp.695-702、1975.
- 12) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計基準・同解説(耐震設計)、丸善、1999.10.