

3.5 フィルダムの設計・耐震性能照査の合理化・高度化に関する研究

研究予算：運営費交付金（一般勘定）

研究期間：平 23～平 27

担当チーム：水工研究グループ（水工構造物）

研究担当者：榎村康史、佐藤弘行

【要旨】

近年、ロックフィルダムの建設において、設計施工の合理化やコスト縮減が強く求められている。本研究では、ロックフィルダムの断面設計法の合理化のため、拘束圧依存性を考慮したロック材料の強度評価と材料安全率の設定および修正震度法に用いる震力係数の設定について検討を行う。また、ロックフィルダムの耐震性能照査技術の高度化・信頼性向上を図るために、堤体物性（密度、強度等）のばらつきが地震時変形（すべりを伴わない揺すり込み沈下）に与える影響を評価する方法についても検討する。さらに、継続時間の長い地震動に対するフィルダムの耐震性能照査法について検討する。

平成 26 年度は、動的解析にもとづく簡易耐震性能照査方法の検討として、モデルロックフィルダムにおいて、ロック材のせん断強度と入力地震動の最大加速度を変数としたすべり変形量をもとに耐震性能を簡易的に判定する方法を提案した。また、堤体内の物性のばらつきが地震時変形に与える影響の検討として、コア材料の動的強度にばらつきを与えた累積損傷解析による地震時沈下量の検討を行った。

キーワード：フィルダム、設計、耐震性能照査

1. はじめに

近年の大規模地震の頻発および地震観測体制の整備・充実に伴い、ダムサイトにおいて兵庫県南部地震を上回る地震動も観測されており、大規模地震に対するダムの安全性の社会的関心の高まりから、国土交通省は、大規模地震に対する耐震性能の照査方法を体系的に示した「大規模地震に対するダム耐震性能照査指針（案）」¹⁾（以下、照査指針（案）という）を 2005 年 3 月に策定し、直轄ダム等において試行している。

照査指針（案）によるフィルダムの耐震性能照査において、フィルダムの堤体材料である粗粒材料や土質材料は、ひずみによる非線形性を有するため地震応答解析を実施することで地震時の堤体挙動を評価している。この地震応答解析では、繰返し三軸試験結果により算定するフィルダム堤体材料の動的変形特性が必要であるが、既設の古いダムなどでは、繰返し三軸試験を実施していないダムも多く見られる。今後、数多くのフィルダムの耐震性能照査を実施するにあたり、各種の試験や解析に多大な時間と労力を要することが懸念される。そのため、詳細な検討が必要なダムを効率良く抽出するための簡易耐震性能照査方法が求められている。

さらに、近年のフィルダムの地震被害例²⁾の中で、すべりを伴わない堤体の沈下が比較的多くなっており、

揺すり込み沈下に対する検討の必要性が高まっている。揺すり込み沈下の解析方法の一つとして累積損傷解析が挙げられる。これは、地震時において発生する繰返し応力による強度低下を考慮し、沈下量を算定する方法であり、既往の研究において動的強度特性や再現解析などが報告されている³⁾⁴⁾⁵⁾。フィルダムの施工においては、堤体材料を重機等により、ある層厚で締固めを行いながら盛立てを実施する。締固め後の堤体材料の密度分布については、施工条件や自然材料を用いることなどによりばらつきが生じると考えられる。そのため、堤体の動的強度のばらつきが地震時沈下量に及ぼす影響を検討した上で、フィルダムの耐震性能照査手法に反映させる必要がある。

平成 26 年度は、以下について研究を行った。

動的解析にもとづく簡易耐震性能照査方法に関する検討として、モデルロックフィルダムにおいて、ロック材のせん断強度と入力地震動の最大加速度を変数としたすべり変形量をもとに耐震性能を簡易的に判定する方法を提案した。

堤体内の物性のばらつきが地震時変形に与える影響の検討として、コア材料の動的強度にばらつきを与えた累積損傷解析による地震時沈下量の検討を行った。

参考文献

- 1) 国土交通省河川局治水課：大規模地震に対するダム耐震性能照査指針（案）、2005.3
- 2) 例えば、東日本旅客鉄道株式会社：信濃川発電所復旧工事技術専門委員会、委員会報告書、2006.5
- 3) 島本和仁、山口嘉一、佐藤弘行、安田成夫、佐野貴之：フィルダムの累積損傷解析に伴う変形予測手法、ダム技術、No.244、pp.15-31、2007
- 4) 佐藤弘行、山口嘉一：コア材料の締固め度と動的強度、ダム技術、No.252、pp.42-53、2007
- 5) 佐藤弘行、下山顕治、吉田諭司、山口嘉一：岩手・宮城内陸地震における胆沢ダムの沈下量の再現解析、ダム工学、24(1)、pp.4-16、2014

2. Newmark 法によるすべり変形量に基づく簡易耐震性能判定法の検討

2.1 概要

国土交通省では2005年に「大規模地震に対するダム耐震性能照査指針(案)」¹⁾(以下、照査指針(案)という)を策定し、直轄ダム等において試行している。照査指針(案)に基づくフィルダムの耐震性能照査においては、すべり等による塑性変形に伴う堤体の沈下が貯水の越流を生じるおそれがないほどに小さく、かつ地震後において浸透破壊を生じるおそれがないことを確認することを基本としており、すべり等による塑性変形についてはフィルダムの付加高さがコンクリートダムよりも1m高いことから、その沈下量が1m以内であれば十分な余裕を持って許容されるものとしている。

地震時のフィルダムに生じるすべり変形量を算出する方法としては、①地震発生前の堤体の応力状態を求めるための築堤・湛水過程を考慮した静的解析、②地震時の堤体応答を評価するための等価線形化法による地震応答解析、③せん断強度の評価方法としてロック材とフィルタ材にはAb法、コア材にはcφ法を用いたNewmark法に基づくすべりによる塑性変形解析を用いる方法が一般的である¹⁾。

上記の方法の中で地震応答解析においては、ひずみによる堤体材料の非線形性を考慮するために繰返し三軸試験により動的変形特性を設定する必要がある。しかし、繰返し三軸試験を実施していない既設の古いダムなどにおいては、堤体材料の岩種、間隙比、内部摩擦角などの物性値が類似するダムの動的変形特性を用いて、地震時の耐震性能を照査している場合が多く、採用されている動的変形特性を整理し、その傾向を把握することや動的変形特性が及ぼす影響について検討することは重要であると考えられる。また、フィルダムの地震時のすべり変形量を精度良く推定するためには、室内試験や同定解析を実施するなど、多くの時間と労力が必要であるため、今後多くのフィルダムの耐震性能照査を実施するにあたり、詳細な検討が必要なダムを効率的に抽出するための簡易的な耐震性能の評価方法が求められている。

本研究では、まず、照査指針(案)による耐震性能照査の試行を実施したロックフィルダムについて、照査試行報告書などから物性値(初期せん断強度、動的変形特性、せん断強度)の整理を行った。次に、整理した物性値から本検討に用いる代表値を設定し、その代表値を用いて、堤高100mのモデルロックフィルダ

ムによる塑性変形解析を実施することで、ロック材のせん断強度および入力地震動の最大加速度がすべり変形量に及ぼす影響を検討し、簡易的な耐震性能判定法を提案した。

2.2 ロックフィルダムの耐震性能照査に用いられる入力物性値の整理

国土交通省、水資源機構が建設あるいは管理するロックフィルダムを対象に、地震応答解析に用いられる初期せん断剛性と動的変形特性、すべり変形解析に用いられるロック材のせん断強度を整理した。表-2.1に整理の対象としたダムの諸元と整理項目を示す。

表-2.1 整理対象ダムの諸元と整理項目

ダム名	堤高(m)	竣工年	初期せん断剛性	動的変形特性	せん断強度
A	66	2010	-	○	○
B	91.7	1990	-	○	○
C	91.6	-*	○	○	○
D	75	2011	○	○	○
E	128	1968	○	○	○
F	153	1979	-	○	○
G	52.5	1981	○	○	○
H	113.5	-*	○	○	○
I	132	2013	○	○	○
J	90	1991	○	○	○
K	86.5	1975	○	-	○
L	41.2	2009	○	-	○
M	86	2006	○	-	○
N	140	1996	○	○	-
O	66	1981	-	-	○
P	112	1990	-	-	○
Q	119.5	1993	-	-	○
R	66.5	2004	-	-	○
S	105	2006	-	-	○
T	89.9	2011	-	-	○

* 建設中

整理するダムは、照査試行報告書などを参考に、照査指針(案)による大規模地震の耐震性能照査の試行を実施したダムA~Nである。せん断強度については、上記のダムに加えて、1991年に発刊された「フィルダムの耐震設計指針(案)」²⁾(以下、設計指針(案)という)に基づいた修正震度法によるすべり安定解析を

実施したダム O～T も対象とした。さらに、整理結果から初期せん断剛性、動的変形特性、せん断強度の代表値を設定し、ロック材のせん断強度がすべり変形量に及ぼす影響を検討した。なお、今回、入手した報告書から各ダムの物性値を整理するにあたり、初期せん断剛性では初期せん断剛性と平均主応力の関係式が、動的変形特性では H-D モデルによる算出式が、せん断強度では、Ab 法による強度定数が示されていた項目を対象とし、それ以外の方法を用いたダムについては、表-2.1 に「-」と記した。

2.3 初期せん断剛性の整理

2.3.1 初期せん断剛性の式

ロックフィルダムにおける初期せん断剛性は、微小ひずみにおけるせん断剛性を示し、初期せん断剛性と平均主応力との関係を式(2.1)で表す場合が一般的である。

$$G_0 = X \cdot (\sigma'_m)^n \quad (2.1)$$

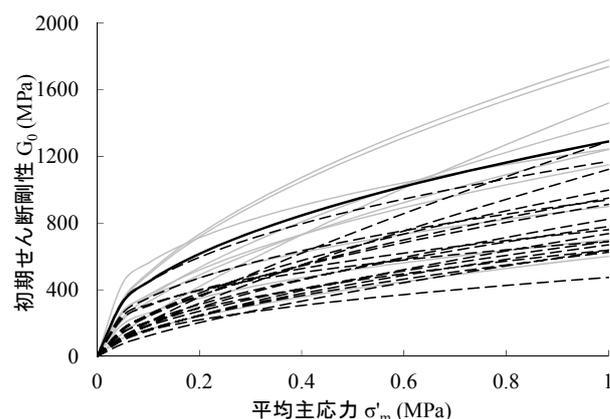
G_0 は初期せん断剛性、 σ'_m は平均主応力、 X と n は繰返し三軸試験により算出されるパラメータである。

2.3.2 整理結果

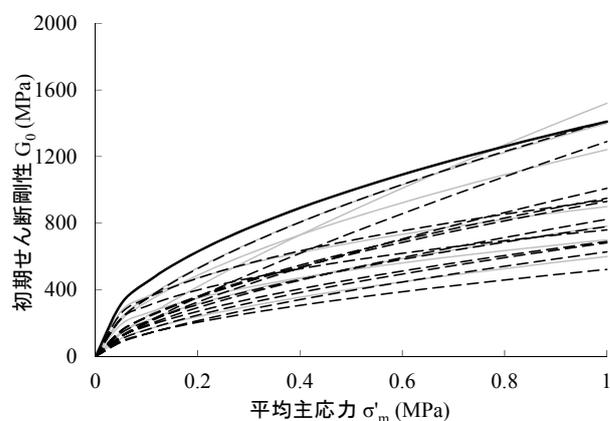
整理対象ダムの中で初期せん断剛性と平均主応力との関係式が記載されていたダムは 11 基であった。各ダムの初期せん断剛性と平均主応力の関係を図-2.1 に示す。フィルダムの耐震性能照査では、地震発生前の応力状態をもとに式(2.1)より算出される初期せん断剛性を初期値として固有値解析による算出される卓越周期と、当該ダムの実測地震動から算出される卓越周期との整合を図る同定解析を実施することが多い。その結果、両者の卓越周期の差異が大きく異なる場合には、初期せん断剛性の補正を行うことがある。そのため、図-2.1 では、同定解析による補正の有無を区別した。

図-2.1 より、各ダムでロック材、フィルタ材、コア材のばらつきは大きいことがわかる。これは、材料ごとに岩種等が異なるためであると考えられる。また、ロック材の同定解析による補正前と補正後の初期せん断剛性を比べると、同定後のせん断強度が大きくなる傾向にあることがわかる。この傾向は、固有周期の修正方法や各ダムのゾーン区分などのダム固有の条件が反映されているためであると考えられる。また、一般的に、フィルタの粒度は締固まりやすく初期せん断剛性が大きくなると考えられること、アーチ作用によりコア材に作用する応力が小さくなることから、ロックフィルダムの初期せん断剛性は、フィルタ材 > ロック材 > コア材となると考えられている³⁾⁴⁾。しかし、今回

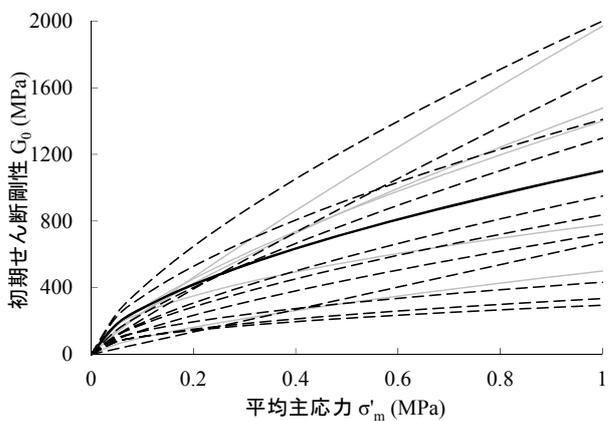
の整理結果からは、明確な傾向は認められなかった。



(a) ロック材料



(b) フィルタ材料



(c) コア材料

---- 補正前 — 補正後 — 代表値

図-2.1 整理対象ダムの初期せん断剛性

2.3.3 解析用物性値の設定

設定した解析用物性値を、図-2.1 の太実線で示す。フィルタ材の初期せん断剛性は、ロック材、コア材の初期せん断剛性よりも大きいと想定し、フィルタ材の整理結果において低拘束圧と高拘束圧においてせん断

剛性が最大値程度となるように設定した。ロック材およびコア材のせん断剛性は、アーチ作用を考慮し、初期せん断剛性がフィルタ材>ロック材>コア材となるように整理結果の初期せん断剛性の分布範囲内で動的応答が大きくなるよう安全側で大きめに設定した。

2.4 動的変形特性の整理

2.4.1 動的変形特性の式

動的変形特性は、ひずみによる堤体材料の非線形性を考慮するため、一般的に繰返し三軸試験結果よりH-D式やR-O式を用いて設定される。本検討の整理対象ダムについては、動的変形特性はすべてH-D式により設定されていた。H-D式の $G/G_0 \sim \gamma$ の関係式と $h/h_0 \sim \gamma$ の関係式を式(2.2)、式(2.3)に示す。

$$G/G_0 = \frac{1}{1 + \gamma/\gamma_\gamma} \quad (2.2)$$

$$h/h_{\max} = \frac{\gamma/\gamma_\gamma}{1 + \gamma/\gamma_\gamma} \quad (2.3)$$

γ はせん断ひずみ、 γ_γ は基準ひずみである。式(2.2)において、 G はせん断剛性、 G_0 は初期せん断剛性である。式(2.3)において、 h は減衰定数、 h_{\max} は最大減衰定数である。

2.4.2 整理結果

図-2.2に整理した各ダムの動的変形特性を示す。各材料とも全体的にばらつきの多い分布となっている。ロック材、フィルタ材をみると、基準ひずみは、概ね $2 \times 10^{-4} \sim 2 \times 10^{-3}$ で分布しており、コア材は、概ね $3 \times 10^{-4} \sim 1 \times 10^{-3}$ で分布している。また、最大減衰定数は、各材料とも、概ね10~20%で分布している。

岡本は、片持ち梁の理論に基づき、せん断剛性と固有周期の関係式を示している⁹⁾。佐藤ら⁹⁾は、岡本の関係式に基づき、ダムサイトで観測される地震記録を用いて、各ダムのせん断ひずみとせん断剛性の関係を算定している。佐藤ら⁹⁾によれば、H-Dモデルによる動的変形特性の定式化曲線の基準ひずみを $\gamma_\gamma = 4.0 \times 10^{-4}$ と算定している。本検討で整理した図-2.2のロック材およびフィルタ材のせん断ひずみに対する剛性低下率と佐藤ら⁹⁾の定式化曲線を比較すると、定式化曲線は平均的な位置にあることがわかる。佐藤ら⁹⁾の定式化曲線では、堤体材料別の動的変形特性を把握することはできないが、コア材についても、ロック材に比べて多少のずれはあるものの、概ね近い値を示していると考えられる。

2.4.3 解析用物性値の設定

本研究では、前述した佐藤ら⁹⁾の実測挙動から算出した動的変形特性($\gamma_\gamma = 4.0 \times 10^{-4}$)をふまえて、ロック材およびフィルタ材については佐藤らの基準ひずみを代表値として用いることとした。コア材には、やや小さい基準ひずみ($\gamma_\gamma = 3.5 \times 10^{-4}$)を用いることにした。最大減衰定数については、平均的な値をとる15%を代表値として用いた。

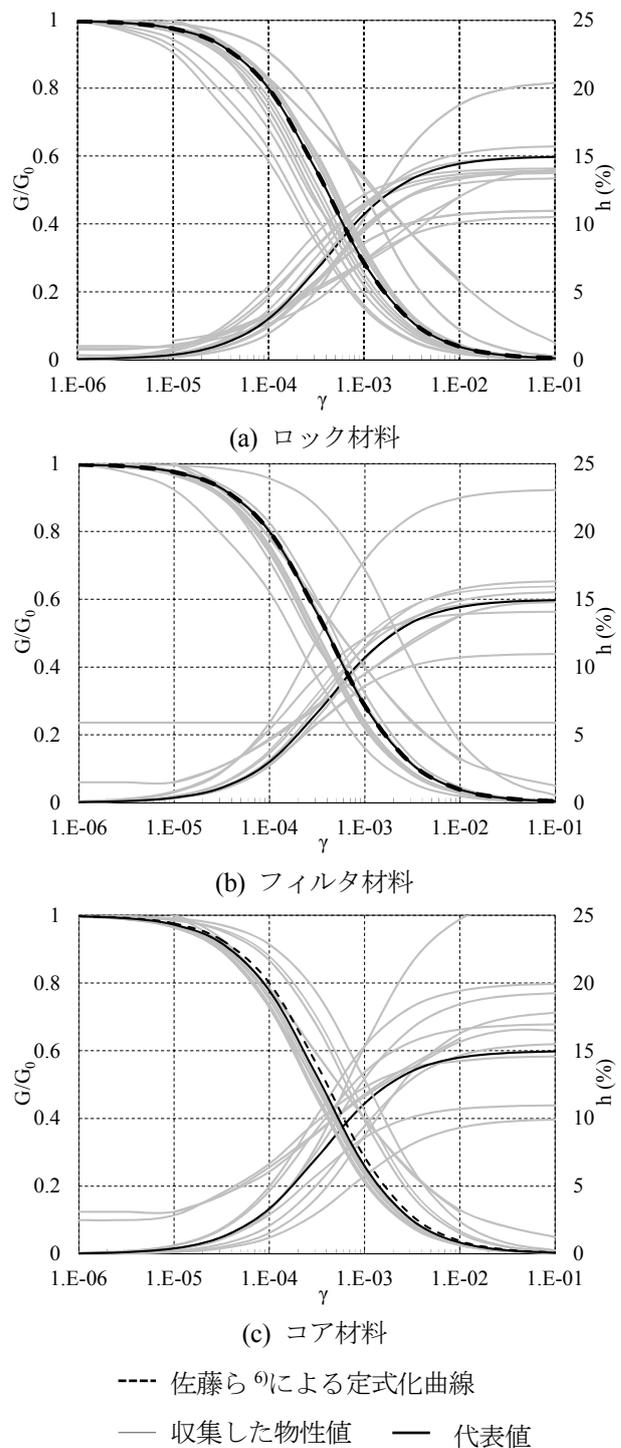


図-2.2 整理対象ダムの動的変形特性

2.5 せん断強度の整理

2.5.1 せん断強度の式

本研究では、ロックフィルダムのすべりによる塑性変形を考えるうえで最も重要なロック材のせん断強度を整理の対象とした。照査指針（案）におけるロック材およびフィルタ材のせん断強度の評価には、拘束圧依存性を考慮するために式(2.4)に示す Ab 法が用いられる。コア材のせん断強度の評価には式(2.5)に示す $c\phi$ 法が用いられる。

$$\tau = A \cdot \sigma_n^b \quad (2.4)$$

$$\tau = c + \sigma_n \tan \phi \quad (2.5)$$

τ はせん断強度、 σ_n はせん断面に作用する垂直応力である。式(2.4)において、 A 、 b は三軸圧縮試験により算出される強度定数である。式(2.5)において、 c は粘着力、 ϕ は内部摩擦角である。

2.5.2 整理結果

対象としたダムは表-2.1 に示す 19 基である。これらのダムについて、せん断強度の応力単位を MPa として表した場合の強度定数 A と b の関係を図-2.3 の白丸と黒丸に示す。強度定数 b の値が増加するほど A の値が減少する傾向にある。強度定数の範囲をみると、 A の値が 0.7~1.2、 b の値が 0.7~0.95 の範囲に分布している。

現行のロックフィルダムでは、震度法による断面設計が行われており、その際のロック材の設計強度は、粘着力成分を考慮せずに内部摩擦角のみを用いて設定している。一方、将来のより実際に近い地震荷重、強度を採用した設計法を視野に入れ、耐震性能照査法として発刊された設計指針（案）では、修正震度法とロック材のせん断強度について拘束圧依存性を考慮した評価方法を組み合わせる方法を提案している。近年では、設計段階において、震度法と修正震度法による検討を行うダムも多い。そこで、対象ダム 19 基のうち、設計時において、設計指針（案）に基づいた修正震度法によるすべり安定解析の検討の有無を区分するため、各ダムの竣工年を設計指針（案）の発刊年により区別した。その結果、設計時に修正震度法の検討を実施したダムは、図-2.3 の黒丸で示す分布となった。また、修正震度法による検討を実施していないダムは、白丸で示す分布となった。これらが分布する範囲を比較すると、黒丸の方が、強度定数 A が小さく、 b が大きい位置にあることがわかり、全体的に強度が小さく、直線的なせん断強度特性となっていることがわかる。

2.5.3 解析用物性値の設定

本検討に用いるロック材のせん断強度には、図-2.3 の黒丸の範囲を対象とし、その分布傾向および堤体設計時の設計震度に係る地域区分等を鑑みて、実線枠で示すせん断強度範囲 4 隅の点の組み合わせとし、CASE1($A=0.7$ 、 $b=0.9$)、CASE2($A=1.0$ 、 $b=0.9$)、CASE3($A=0.7$ 、 $b=0.8$)、CASE4($A=1.0$ 、 $b=0.8$)の 4 ケースを設定した。フィルタ材のせん断強度には、簡便のため、ロック材で用いるせん断強度と同じ物性値を用いることとした。また、コア材のせん断強度には、 $c\phi$ 法を、内部摩擦角は、整理対象ダムの設計値の平均値 31° を用い、粘着力を 0 として設定した。

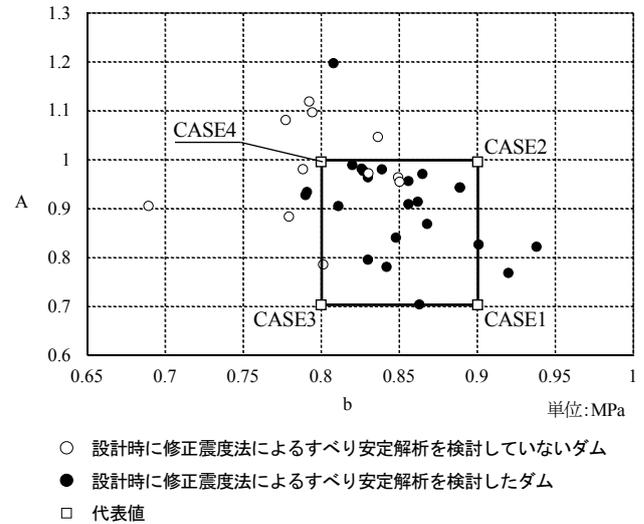


図-2.3 整理対象ダムのロック材のせん断強度

2.6 解析モデルおよび解析条件

2.6.1 解析モデル

解析モデルは、堤高 100m、天端幅 10m の中央土質遮水壁型ロックフィルダムとし、その断面を図-2.4 に示す。コアゾーンの上下流勾配は 1:0.2 とし、フィルタゾーンは 1:0.35 とした。ロックゾーンの上下流斜面勾配は、既設ロックフィルダムにおいて震度法による安定解析により決定された斜面勾配の中からすべり変形量に厳しい影響を与えると想定される比較的高角度の勾配を設定した。なお、築堤解析では堤体と基礎地盤をモデル化し、浸透流解析ではコアゾーンをモデル化し、湛水解析、地震応答解析およびすべりによる塑性変形解析では堤体をモデル化した。

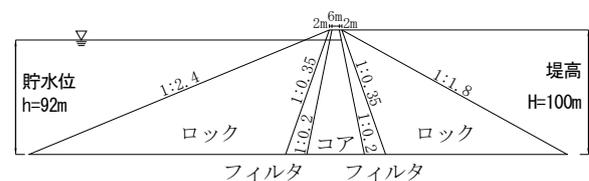


図-2.4 解析モデル

表-2.2 築堤解析に用いた物性値

区分	物理特性		静的変形特性						強度特性	
	湿潤密度 $\rho_s(\text{kg/m}^3)$	飽和密度 $\rho_{sat}(\text{kg/m}^3)$	弾性係数 E_s			ポアソン比 ν_s			粘着力 $c(\text{kN/m}^2)$	内部摩擦角 $\phi(^{\circ})$
			K	n	Rf	G	F	D		
コア	2,220	2,230	141	0.941	1.039	0.397	0.098	7.96	30.4	36.0
フィルタ	2,130	2,240	608	0.419	0.998	0.252	0.173	11.16	43.1	37.0
ロック	1,940	2,150	1,086	0.218	0.767	0.221	0.2	14.5	149.9	44.0
基礎	—		4,312 MN/m ²			0.25			—	

2.6.2 築堤解析

築堤解析における構成式のモデルには、Duncan-Chang モデル⁷⁾を用いた。解析に用いた Duncan-Chang パラメータおよび物性値を表-2.2 に示す。これらの物性値には、既設ロックフィルダムの三軸試験結果を基本に設定した⁸⁾。基礎地盤は線形の弾性体を仮定した。境界条件については、基礎地盤の側方境界は鉛直をフリー、底面境界は固定とした。

2.6.3 湛水解析

浸透流解析に用いたコア材料の物性値と不飽和浸透特性を表-2.3、図-2.5 に示す。水位は堤高の92%とした。湛水解析では、浸透流解析で得られた浸透力と浮力を、コア部、上流側フィルタ部、上流側ロック部に作用させた。また、上流側では、浸潤線より上部のロック部およびフィルタ部を、下流側ではロック部およびフィルタ部を築堤終了時の応力のままとした。

表-2.3 浸透流解析に用いた物性値

堤体材料	水位条件 (m)	飽和透水係数 k (m/s)	間隙率 n
コア	92	1.0E-07	0.338

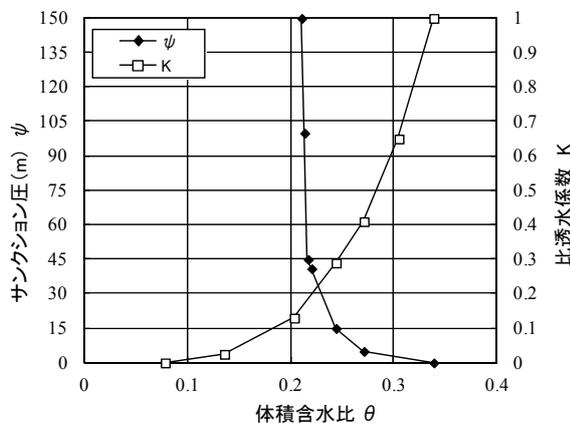
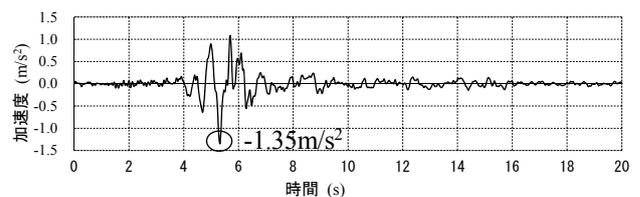


図-2.5 コア材料の不飽和浸透特性

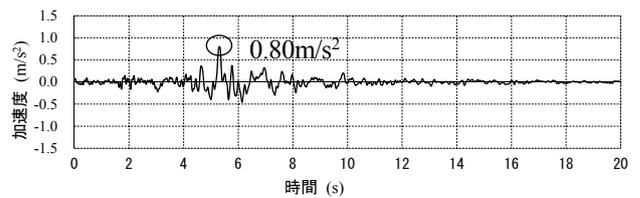
2.6.4 地震応答解析

堤体材料の動的変形特性は、2.4.3 において設定した値を用いた。動的ポアソン比には沢田式⁹⁾を用い、解析モデルには堤体のみモデル化しているため基礎地盤でのエネルギー逸散を等価逸散減衰率として材料減衰率に一律15%上乘せして考慮した。境界条件は、堤体底面を固定とした。

入力地震動は、1995年の兵庫県南部地震において、箕面川ダム（中央土質遮水壁型ロックフィルダム）の監査廊内で観測された波形を基本波形として用いた。観測された地震動時刻歴波形を図-2.6 に示す。本検討では、この基本波形の上下流方向の加速度時刻歴の最大値（絶対値）が3、5、7.5、10m/s²となるように振幅調整したものを波形を入力地震動として用いた。鉛直方向の入力地震動については、上下流方向で振幅調整した倍率と同倍率の値を用いて鉛直方向の地震動の振幅を引伸ばした。なお、入力地震動は、堤体底面から入力した。



(a) 上下流方向



(b) 鉛直方向

図-2.6 箕面川ダム観測波の加速度時刻歴

2.6.5 塑性変形解析

すべり変形量は、Newmark 法¹⁰⁾による塑性変形解析により算出した。解析に用いたせん断強度は、2.5.3において設定した強度を用いた。

想定すべり円弧には、すべり変形量が最大となる円弧を半径と中心座標を変えながら探索する方法¹¹⁾を用いた。図-2.7、図-2.8 に示すように、格子範囲を設定し、その範囲で円弧の中心点となる格子分割を行った。

(格子点を解析モデルの高さ方向に15点、上下流方向に15点として設定)次に1つの格子点(円弧の中心点)において、堤体の最深部を超えない最大の半径(基準円弧)を設定し、その後、堤体表面からの土被り厚が5mより浅くならない半径となるまで円弧の半径を5mずつ減少させ複数のすべり円弧を設定した。設定した円弧の数は、上流側で約2600個、下流側で約2200個であった。

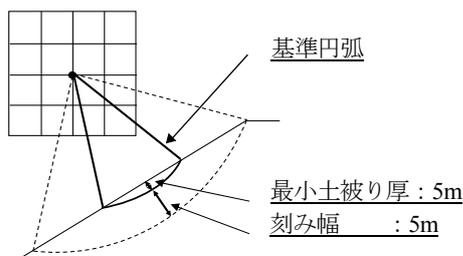


図-2.7 任意円弧の作成条件

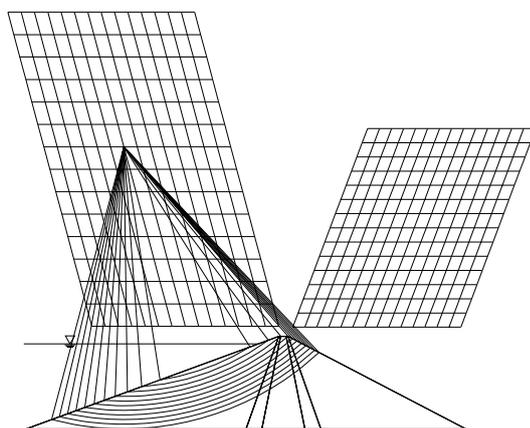


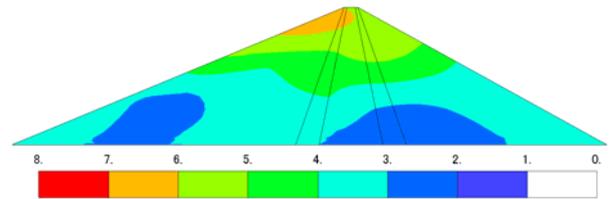
図-2.8 1つの格子点から設定した任意円弧の想定すべり円弧

2.7 簡易耐震性能照査判定法の検討

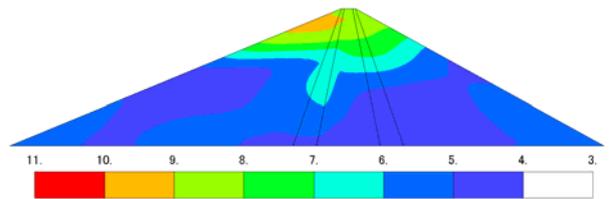
2.7.1 地震応答解析による最大応答加速度分布

入力地震動の上下流方向の最大加速度(以下、入力最大加速度という)が3、5、7.5、10m/s²の時の地震応答解析により得られた入力最大加速度ごとの堤体の状

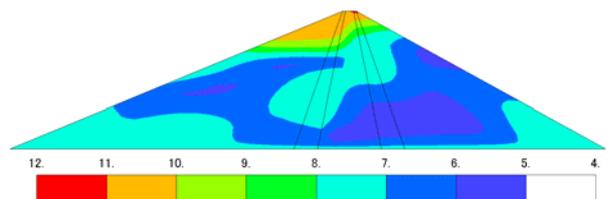
下流方向の最大応答加速度分布を図-2.9に示す。応答加速度分布は、堤体中標高から天端に向かうにつれて大きくなる。また、入力最大加速度が大きくなるに伴い、最大応答加速度は大きくなる傾向にある。



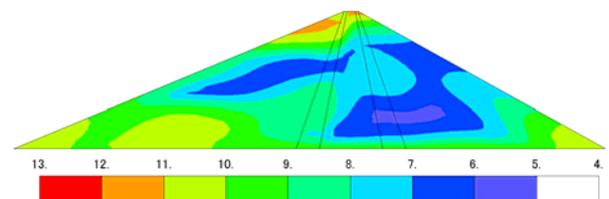
(a) 入力最大加速度 3m/s²



(b) 入力最大加速度 5m/s²



(c) 入力最大加速度 7.5m/s²



(d) 入力最大加速度 10m/s² 単位 m/s²

図-2.9 上下流方向の最大応答加速度分布

2.7.2 ロック材のせん断強度と入力地震動の最大加速度を変数とした塑性変形解析によるすべり変形量

Newmark 法を用いたすべりによる塑性変形解析の結果から得られた最大すべり変形量を図-2.10に、最大すべり変形量が発生した時の円弧形状を図-2.11に示す。図-2.10より、せん断強度がどのケースの場合においても下流側よりも上流側が最大すべり変形量が大きく、入力最大加速度の増加に伴い、最大すべり変形量は増加しており、図-2.11より、すべり円弧形状は浅く、小さい円弧となる傾向がある。また、各ケースのすべり円弧を比較すると、CASE1、CASE2ではロック部表

層を通る円弧が多いが、CASE3、CASE4 ではコア部を通り、CASE1、CASE2 の円弧よりも土被り厚が厚い円弧が多いことがわかる。CASE2(A=1.0、b=0.9)とCASE3(A=0.7、b=0.8)では、最大すべり変形量は同等程度であるが、CASE3 ではすべり円弧がコア部を通っているため、浸透破壊に関する検討を行う場合には、Case2 に比べて特に注意が必要と考えられる。

最大すべり変形量においては、入力最大加速度が 3m/s^2 の場合では、計算ケースの中で最も大きいケースでも十数 cm 程度であった。照査指針 (案) では、フ

ィルダムの耐震性能は、越流に対してすべりに伴う沈下量が 1m 以内であれば許容されると考えられている。本検討では、上流側において入力最大加速度が 10m/s^2 の場合で、CASE1、CASE2、CASE3 の最大すべり変形量が 1m 以上であり、CASE1 については、入力最大加速度が 7.5m/s^2 の場合でも最大すべり変形量が 1m を超えており、詳細な検討が必要と考えられる。それに対して、試算結果ではあるが、本検討で設定した物性値を用いた場合には、照査指針 (案) に示す耐震安全性の確保に必要な最大すべり変形量 1m を入力

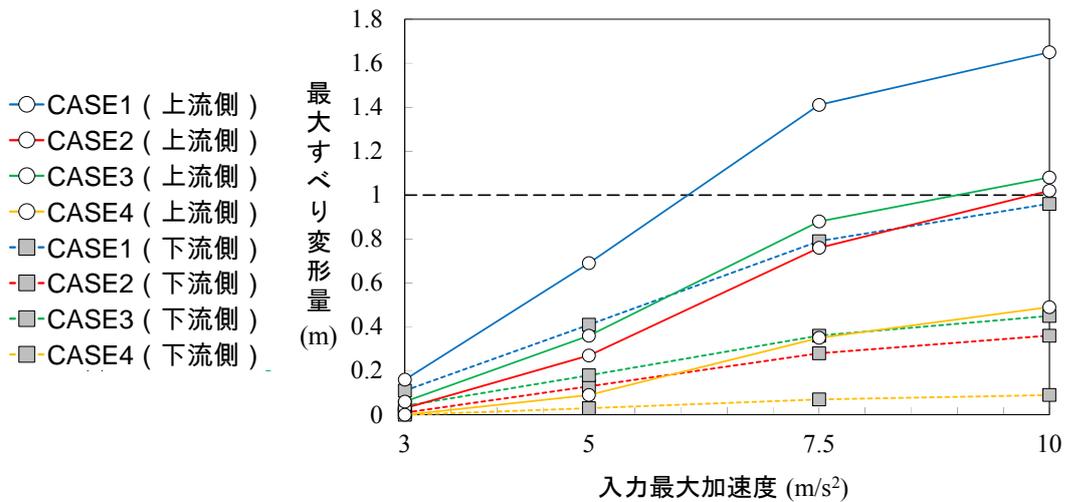
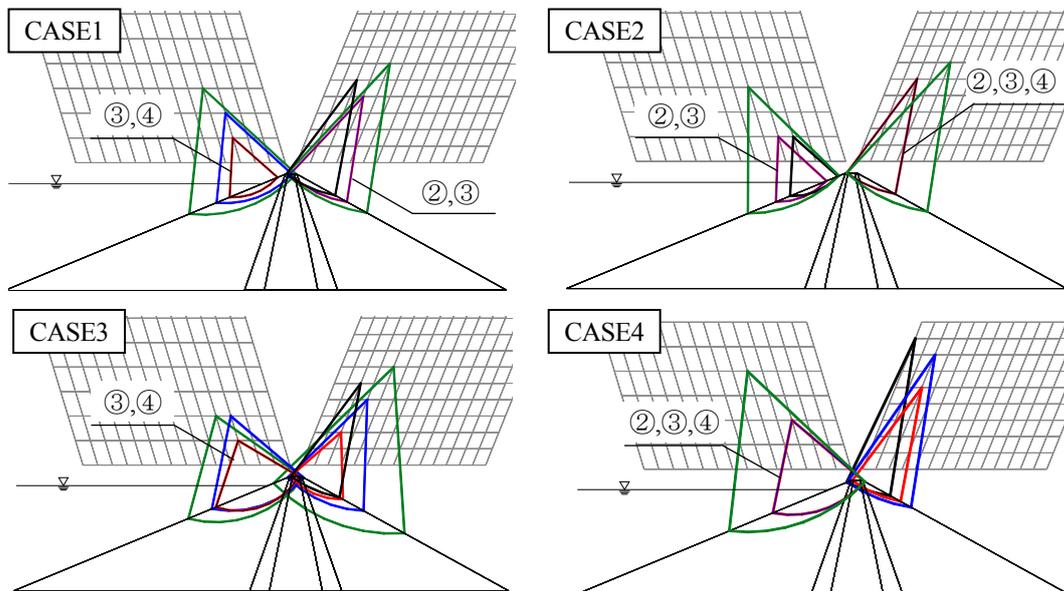


図-2.10 入力最大加速度に対する最大すべり変形量の関係



* CASE4 の入力最大加速度 3m/s^2 のすべり変形量は 0 のため、すべり円弧は図化されていない。

- 入力最大加速度 3m/s^2 (①)
- 入力最大加速度 5m/s^2 (②)
- 入力最大加速度 7.5m/s^2 (③)
- 入力最大加速度 10m/s^2 (④)

図-2.11 最大すべり変形量が発生したすべり円弧形状

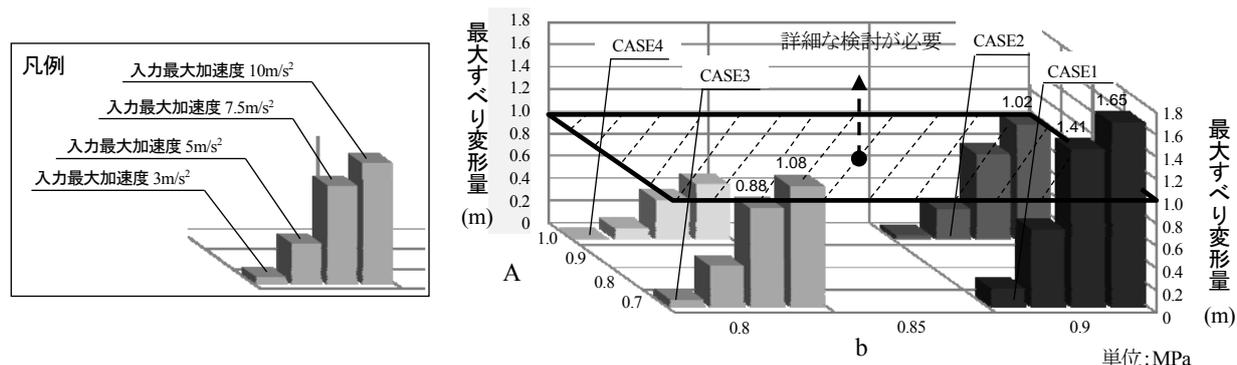


図-2.12 ロック材のせん断強度と最大すべり変形量の関係（上流側円弧）

最大加速度 5m/s^2 程度であれば確保できていると考えられる。ただし、本検討では、すべりによる変形量（移動量）を算定しているため、本来の沈下量とは厳密には異なる。

図-2.12 は、図-2.11 に示す上流側の最大すべり変形量の結果にロック材のせん断強度との関係を加えたものである。せん断強度別に見ると、せん断強度定数の A の値が小さくほど、また、 b の値が大きいくほど最大すべり変形量は大きくなるのがわかる。強度定数 b が 0.9 程度の場合は、許容できない変位が発生すると考えられる。また、本検討においてロックフィルダムの耐震性能を確保するためには、入力最大加速度が 10m/s^2 であれば、強度定数 b が 0.8 の場合では、定数 A の値は 0.7 より大きく、定数 b が 0.85 の場合では、定数 A の値は 0.9 程度より大きくなる必要があると考えられる。

2.8 まとめ

本検討では、照査指針（案）に基づき耐震性能照査を実施したロックフィルダムの物性値（初期せん断剛性、動的変形特性、せん断強度）の整理を行った。さらに、整理した物性値から代表値を設定し、その代表値を用いて、堤高 100m のモデルロックフィルダムのすべり変形解析を行い、簡易的な耐震性能判定法について一つの方法を示した。以下に検討結果をまとめる。

- ・初期せん断剛性は、各ダムにおいて採用されている材料の岩種が異なるため、ロック、フィルタ、コアのばらつきが大きいくことがわかった。

- ・動的変形特性（H-D モデル）において、せん断ひずみに対するせん断剛性低下率 G/G_0 については、佐藤ら⁹⁾によって地震記録から定式化された曲線と概ね近い値となった。また、せん断ひずみに対する減衰率 h/h_{\max} については、最大減衰定数は、概ね $10\sim 20\%$ で分布している。

- ・ロック材のせん断強度定数は、フィルダムの耐震設計指針（案）の発刊年前後で分布傾向が異なり、発

刊後は、せん断強度定数 A の値が $0.7\sim 1.0$ 、 b の値が $0.8\sim 0.95$ の範囲で分布している。

- ・平均的な物性値を用いて、ロック材のせん断強度と入力最大加速度の関係を算定し、耐震性能を簡易的に判定する方法を示した。

参考文献

- 1) 国土交通省河川局治水課：大規模地震に対するダム耐震性能照査指針（案）、2005.3
- 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、1991.6
- 3) 中村昭、小嶋光博、藤澤侃彦、安田成夫、伊藤基博：フィルダムの挙動解析（その3）—土圧、間隙水圧—、建設省土木研究所資料、No.3422、p.2、1996
- 4) 増田民夫：玉原ダムの挙動について、大ダム、No.148、1994
- 5) Okamoto, S.: Introduction to Earthquake Engineering, University of Tokyo Press, 1973
- 6) 佐藤信光、曾田英揮、太田垣晃一郎：実測地震記録による既設ダム堤体の動的特性および物性値の推定と適用、ダム技術、No.321、2013
- 7) Duncan, J. M. and Chang, C. Y.: Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soils, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 96(SM5), pp.1629-1653, 1970
- 8) 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、No.2460、1987
- 9) 沢田義博、高橋忠、桜井彰雄、矢島浩：ロックフィルダムの物性値分布特性および堤体の動的特性—弾性波動に基づく考察—、電力中央研究所報告、377008、pp.67-68、1977
- 10) Newmark, N.M.: Effects of Earthquakes on Dams and Embankments, Geotechnique, Vol.15, No.2, pp.139-173, 1965
- 11) 藤川祥、佐藤弘行、山口嘉一：指定円弧と任意円弧が Newmark 法によるフィルダムの地震時すべり変形量評価に及ぼす影響、ダム技術、No.342、pp.40-49、2015

3. 動的強度のばらつきを考慮した累積損傷解析によるフィルダムの地震時沈下量の検討

3.1 概要

地震時におけるフィルダム堤体の永久変形について、「大規模地震に対するダム耐震性能照査指針（案）」¹⁾（以下、「照査指針（案）」という）では、フィルダムの耐震性能は、すべりによる塑性変形量をもとに評価することを基本としている。これは、地震動による揺すり込み沈下は圧密沈下量の先取り程度であり、その沈下量は、すべり変形量に対して小さく、問題とならないとの判断に基づいている。しかし、近年、地震時において、すべりを伴わない大きな沈下の発生が確認されており、地震時における揺すり込み沈下に対する検討の必要性が高まっている。そこで、土木研究所では、揺すり込み沈下により発生する沈下量を累積損傷解析を用いた方法により評価する検討を行ってきた^{2),3)}。

本研究では、コア材の動的強度のばらつきが地震時の揺すり込み沈下に与える影響について検討を行った。加えて、地震動の継続時間の長さによる影響についての検討も行った。

3.2 解析方法

本研究では、これまでの研究において、累積損傷解析を用いた再現解析により、地震時の沈下挙動の再現性が高かった以下に示す方法により揺すり込み沈下量を算出した。

3.2.1 静的解析および地震応答解析

地震発生前の堤体内の静的応力分布を算定するために、築堤解析と湛水解析を実施する。その後、算定した応力分布を初期応力として、地震応答解析により地震時の堤体応答を求める。

築堤解析は、Duncan-Chang パラメータ⁴⁾を用いた非線形弾性解析を用いる。湛水解析は、コアゾーンのみを対象とした浸透流解析を実施し、築堤解析結果と、浸透流解析から得られる浸透力、浮力荷重の計算結果の足し合わせにより湛水時の応力を求める。地震応答解析は、等価線形化法による複素応答解析を実施した。

3.2.2 累積損傷解析

累積損傷解析は、島本ら²⁾による累積損傷理論に基づき実施した。詳細は、島本らの文献を参照とされた。累積損傷解析に用いる、 SR_d および SR_d パルスの計算方法については、佐藤ら³⁾の方法を参考とした。

(1) せん断応力比 SR_d の計算方法

本研究では、せん断応力比 SR_d の計算方法には、せん断応力が卓越する面を固定する方法を用いた。

Kuwano ら⁵⁾は、地震応答解析により得られる応力について、以下のことを指摘している。

(イ) 地震応答解析においては、各要素の主応力の方向は、ほぼ一定方向である。

(ロ) 主応力面を 45° 回転すると、その面は最大せん断応力が作用する面になる。

これらの指摘をふまえ、 SR_d の算出方法を以下とした。

$$SR_d = \left[\left\{ \frac{\sigma_{xd} - \sigma_{yd}}{2} \right\} \sin 2\beta + (\tau_{xyd}) \cos 2\beta \right] / \sigma_m' \quad (3.1)$$

ここで、 σ_{xd} と σ_{yd} は地震時における x および y 方向の応力増分、 τ_{xyd} は xy 平面の地震時のせん断応力の増分、 σ_m' は初期平均有効主応力である。式(3.1)の分子 [] の中は、軸応力から算出した最大せん断応力である。

図-3.1 に本手法の概念図を示す。軸応力、主応力、最大せん断応力の概念を図-3.2 に示す。この手法は卓越する最大せん断面の軸を図-3.2(c)のように要素ごとに固定して SR_d を算出している。

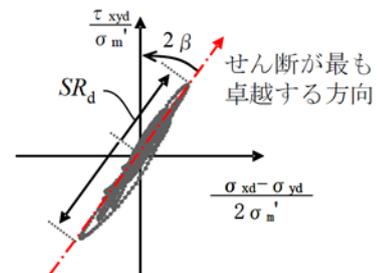


図-3.1 SR_d 評価式の概念図

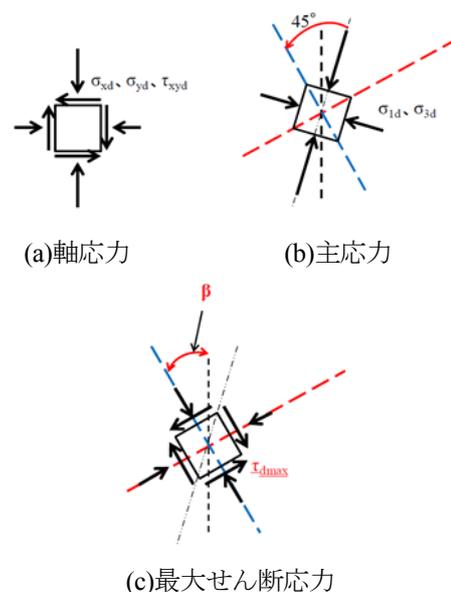


図-3.2 軸応力、主応力、最大せん断応力の動的増分応力の概念図

(2) SR_d パルスの計算方法

SR_d パルスの計算方法には、一般半パルス法を用いた。一般パルスの概念を図-3.3、せん断応力比 SR_d および SR_d パルスの計算フローを図-3.4 に示す。クロッシングポイントは0値として、正のピークおよび負のピークでそれぞれパルス値を算出する。したがって、クロッシング点ごとにパルスが作成されることとなる。

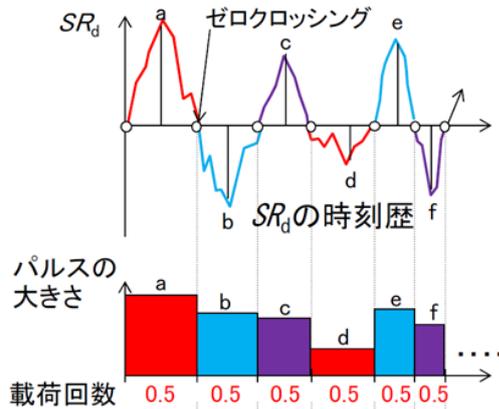


図-3.3 一般半パルス法の概念図

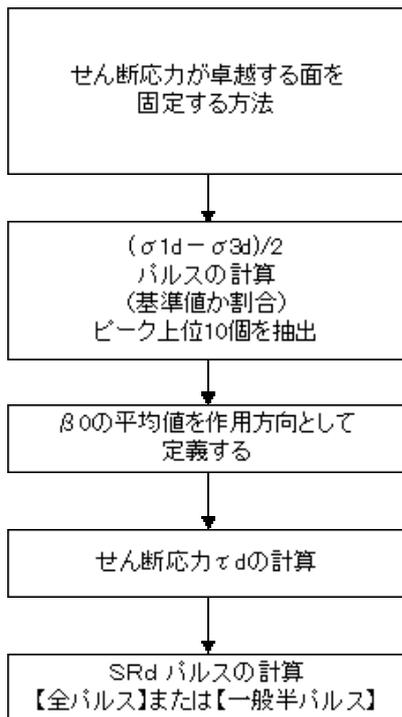


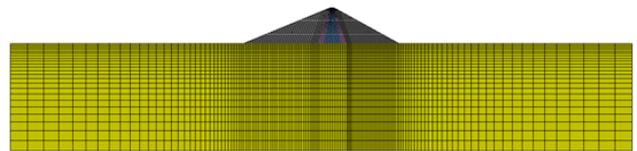
図-3.4 せん断応力比 SR_d 、 SR_d パルスの計算フロー

3.3 解析モデル

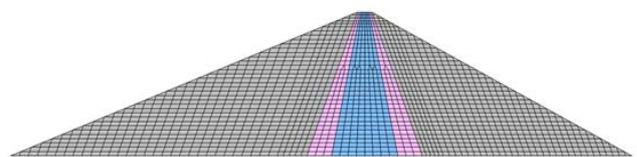
解析モデルは図-3.5、図-3.6 のとおり、上下流方向の二次元断面とする。解析モデルは、堤高 100m、天端幅 10m の中央土質遮水壁型ロックフィルダムとし、コアゾーンの上下流勾配は 1 : 0.2 とし、フィルタゾーンは 1 : 0.35、ロックゾーンの upstream 側斜面勾配は 1 : 2.4、

下流側斜面勾配は 1 : 1.8 とした。ロックゾーンの上下流斜面勾配は、既設ロックフィルダムにおいて震度法による安定解析により決定された勾配を用いた。

また、築堤解析では堤体と基礎地盤を、浸透流解析ではコアゾーンを、湛水解析、地震応答解析および累積損傷解析では堤体のみをモデル化した。



(a) 全体図



(b) 堤体拡大図

図-3.5 静的解析モデル

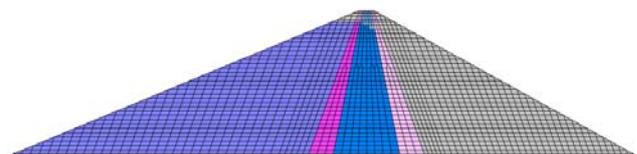


図-3.6 動的解析モデル

3.4 解析条件

3.4.1 静的解析および湛水解析

築堤解析における構成式のモデルには Duncan-Chan モデル⁴⁾を用いた。表-3.1 に Duncan-Chang パラメータと堤体材料の物性値を示す。境界条件については、基礎地盤の底面境界は固定、側方境界は鉛直をフリーとした。浸透流解析に用いたコア材の物性値と不飽和浸透特性をそれぞれ表-3.2、図-3.7 に示す。湛水解析では、浸透流解析で得られた浸透力と浮力を堤体に作用させた。

3.4.2 地震応答解析

地震応答解析に用いた物性値を表-3.3 に示す。また各材料のひずみ依存特性を図-3.8 に示す。なお、地震応答解析では堤体だけのモデルとしているため、基礎地盤でのエネルギー逸散を等価逸散減衰率として、材料減衰率に一律 15% を上乘せした。

入力波形には、地震動の継続時間の長さによる影響を検討するため、継続時間の短い地震として 1995 年の

兵庫県南部地震において箕面川ダムで観測された箕面川波を、継続時間の長い地震として2011年の東北地方太平洋沖地震において七ヶ宿ダムで観測された七ヶ宿波を用いた。両ダムで観測された加速度時刻歴波形を図-3.9、図-3.10に示す。本研究では、これらの観測波

形を基本波形とし、基本波形を用いたケースおよび基本波形の振幅を3倍に引伸ばした波形（以下、引伸ばし3倍波形という）を用いたケースの2パターンにより解析を実施した。

表-3.1 築堤解析に用いた物性値

区分	物理特性		静的変形特性						強度特性	
	単位体積重量 γ		弾性係数 E_t			ポアソン比 ν_t			粘着力 C (kN/m^2)	内部摩擦角 ϕ ($^\circ$)
	湿潤 (kN/m^3)	飽和 (kN/m^3)	K	n	R_f	G	F	D		
コア	21.8	21.9	200	0.8	0.6	0.38	0.12	5	40.0	38.0
フィルタ	20.9	22.0	1000	0.4	0.7	0.34	0.12	6	20.0	44.0
ロック	19.0	21.1	800	0.4	0.7	0.34	0.12	6	20.0	44.0
基礎地盤	-		$4,312\text{MN/m}^2$			0.25			-	

表-3.2 浸透流解析に用いた物性値

区分	水位 (m)	透水係数 k (m/s)	間隙率 n
コア	92	$1.0\text{E-}07$	0.338

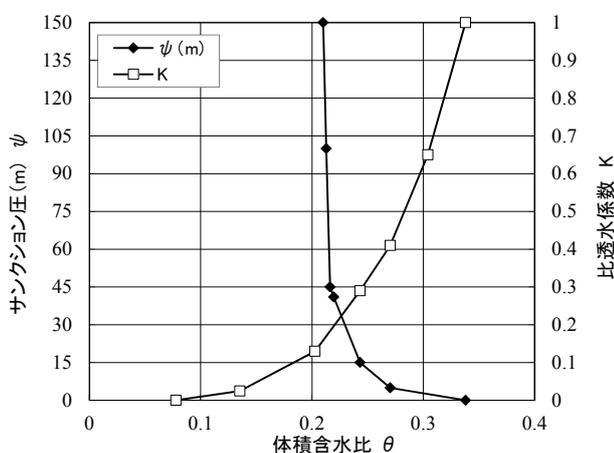


図-3.7 コア材料の不飽和浸透特性

表-3.3 地震応答解析に用いた物性値

ゾーン名	飽和条件	初期せん断剛性	ひずみ依存特性 ^{*(2)}		ポアソン比
		$G_0(\text{MPa})$ ^{*(1)}	γ_r	$h_{\text{max}}(\%)$	ν ^{*(3)}
コア	不飽和	$294.879 \sigma'_m{}^{0.444}$	1.06×10^{-3}	18	沢田式
	飽和	$334.891 \sigma'_m{}^{0.496}$	6.52×10^{-4}	15.6	
フィルタ	不飽和	$628.347 \sigma'_m{}^{0.665}$	4.74×10^{-4}	15.6	
	飽和	$523.434 \sigma'_m{}^{0.580}$	4.20×10^{-4}	16.4	
ロック	不飽和	$737.070 \sigma'_m{}^{0.680}$	4.80×10^{-4}	14	
	飽和	$474.474 \sigma'_m{}^{0.479}$	4.45×10^{-4}	13.9	

*⁽¹⁾ σ'_m : 湛水時の平均主応力 $\sigma'_m = (\sigma_1 + \sigma_3)(1 + \nu)/3$

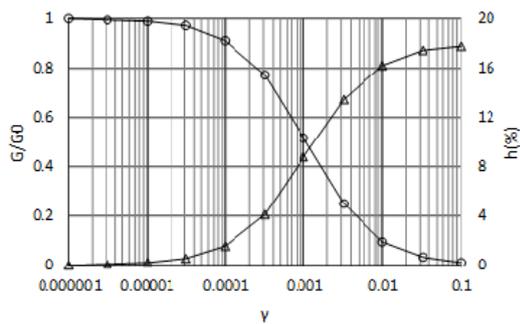
*⁽²⁾ $G/G_0 = 1/(1 + \gamma/\gamma_r)$, $h = h_{\text{max}}(1 - G/G_0)$

*⁽³⁾ $\nu = 0.450 - 0.006Z^{0.60}$: コア材料

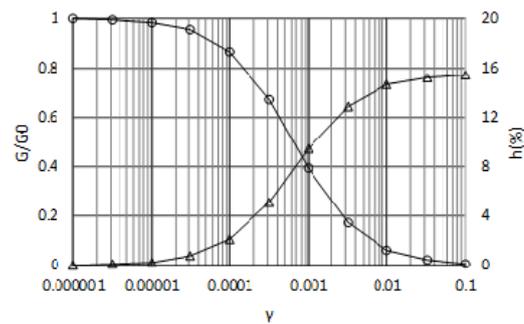
$\nu = 0.375 - 0.006Z^{0.58}$: フィルタ・ロック材料(浸潤面以浅)

$\nu = 0.490 - 0.001Z^{0.95}$: フィルタ・ロック材料(浸潤面以深)

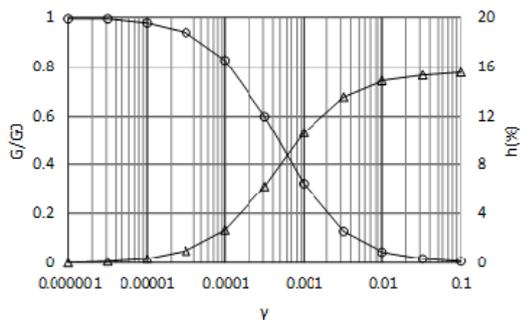
Z: 堤体表面からの深度 (m)



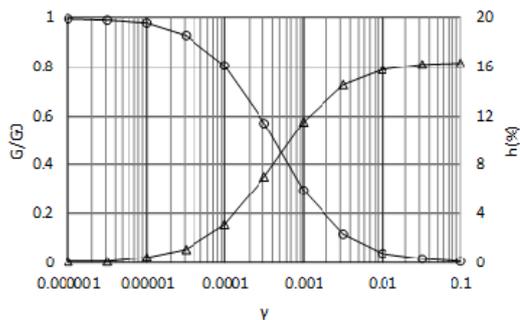
(a) コア不飽和



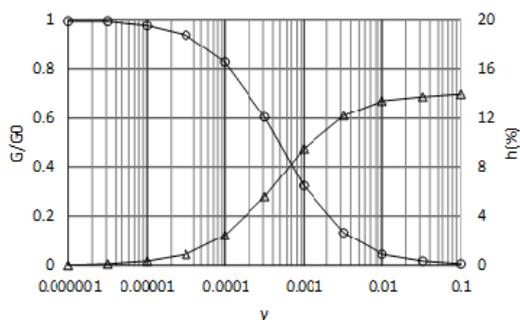
(b) コア飽和



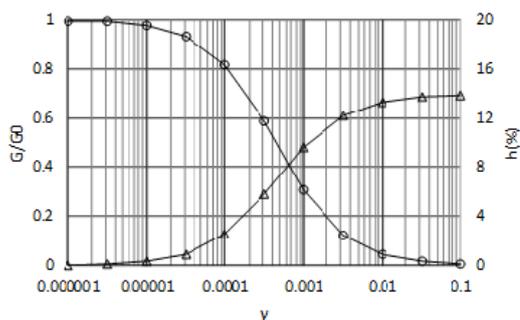
(c) フィルタ不飽和



(d) フィルタ飽和

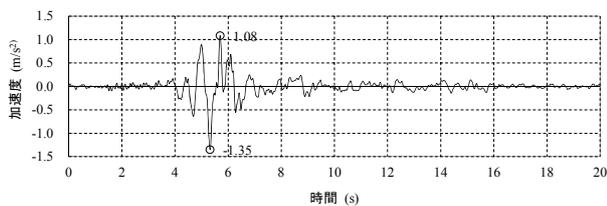


(e) ロック不飽和

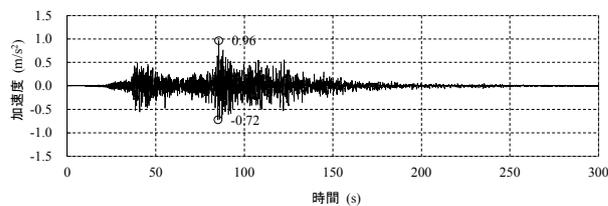


(f) ロック飽和

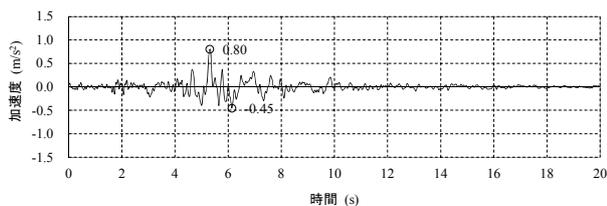
図-3.8 地震応答解析に用いたひずみ依存特性



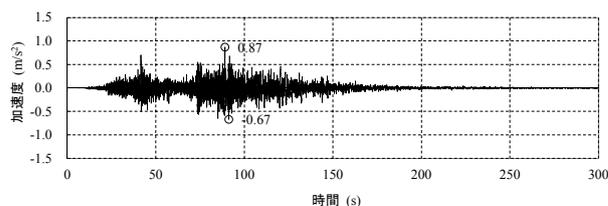
(a) 上下流方向



(a) 上下流方向



(b) 鉛直方向



(b) 鉛直方向

図-3.9 箕面川ダム観測波の加速度時刻歴

図-3.10 セヶ宿ダム観測波の加速度時刻歴

3.5 累積損傷解析

累積損傷解析では、動的強度試験結果として得られる繰返し回数と繰返しせん断応力比の関係を近似式で表すため動的強度パラメータ等を入力物性値として設定する必要がある。近似式は式(3.2)とした。

$$SR_d = A \times N_c^B + C \quad (3.2)$$

$$A = a_1 \times \varepsilon_1^{a_2} \quad (3.3)$$

$$B = b_1 \times \varepsilon_1^{b_2} \quad (3.4)$$

$$C = c_1 \times \varepsilon_1^{c_2} \quad (3.5)$$

ここで、 SR_d : 繰返しせん断応力比、 N_c : 繰返し載荷回数、 $A \cdot B \cdot C$ は近似式のパラメータ、 ε_1 : 軸ひずみ

表-3.4 動的強度パラメータ

区分	飽和条件	a1	a2	b1	b2	c1	c2
コア	飽和部	締固め度D95%、98%、100%のパラメータとする					
	不飽和部	締固め度D95%、98%、100%のパラメータとする					
フィルタ	飽和部	0.22	0.87	-0.45	0.09	0.21	0.15
	不飽和部	0.44	0.07	-0.17	0	0.06	1.46
ロック	飽和部	0.57	2.01	-0.96	0.17	0.38	0.03
	不飽和部	0.47	0.07	-0.17	0	0.37	1.46

(%)、 $a_1 \sim c_1$ 、 $a_2 \sim c_2$ は入力パラメータである。式(3.2)のパラメータである $A \cdot B \cdot C$ は、それぞれ式(3.3)~(3.5)により算定する。

本研究の動的強度のばらつきの検討には、土質材料による動的強度試験の実績が多いこと、揺すり込み沈下による損傷がコアゾーンにおいて発生する機会が多いこと等から、コアを対象とした。一般的にフィルダムにおけるコアゾーンでは、施工中の品質管理の一つとして締固め試験が実施されており、締固め度 $D=95\%$ を最低管理値としている。そこで、締固め度のばらつきの条件を締固め度 D 値 95% 、 98% 、 100% と設定した。フィルタ材、ロック材の動的強度パラメータとコア材の締固め度ごとに設定した動的強度パラメータを表-3.4、表-3.5に示す。図-3.11には、表-3.5に示すコア材の動的強度パラメータを用いた近似曲線を示す。

表-3.5 コア材に与える3種の締固め度 D 値と動的強度パラメータ $a_1 \sim c_1$ 、 $a_2 \sim c_2$ の値

	締固め度	a1	a2	b1	b2	c1	c2
コア	95%	0.11	0.25	-0.2	0.2	0.14	0.1
	98%	0.25	0.4	-0.39	0.14	0.2	0.11
	100%	0.45	0.5	-0.5	0.13	0.25	0.12

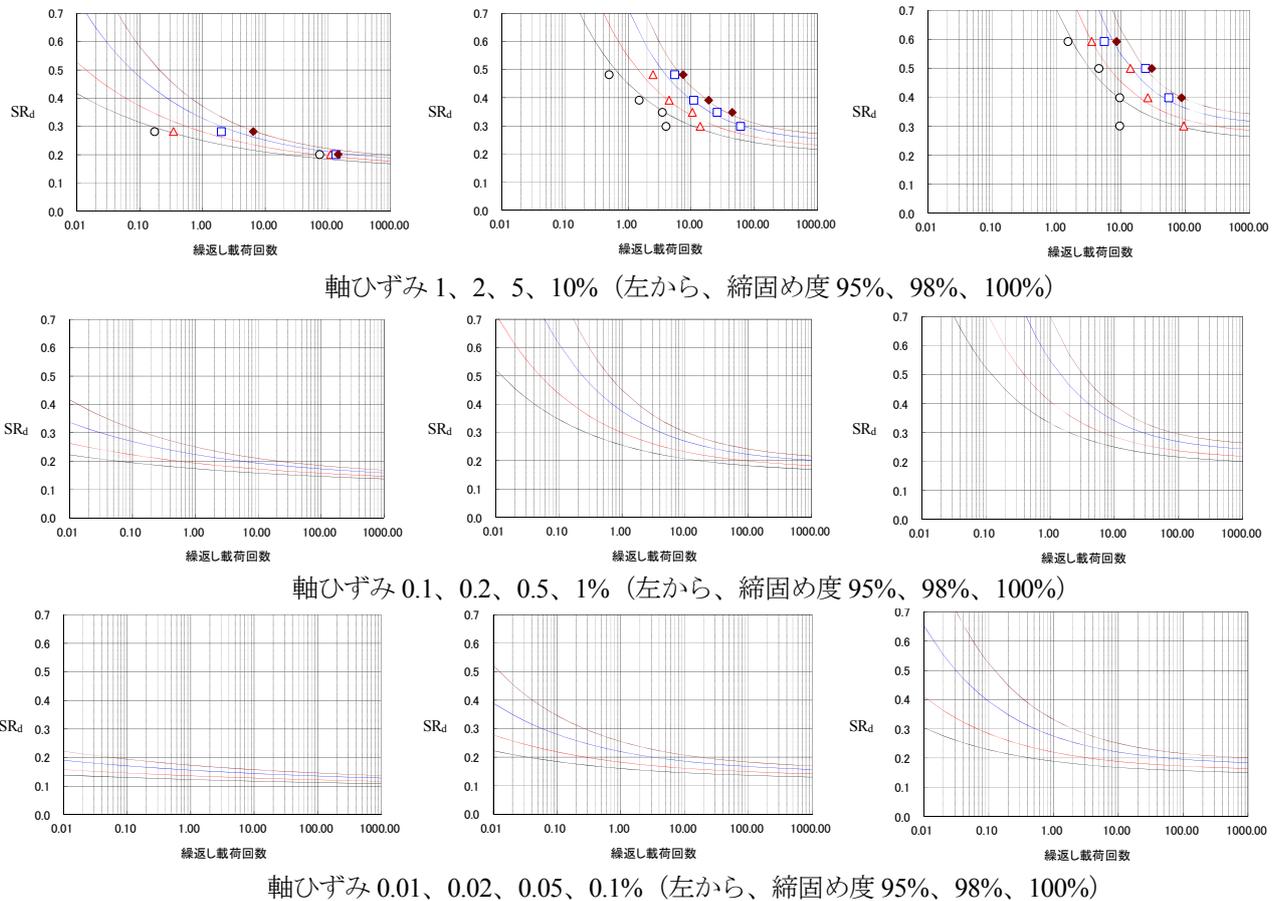


図-3.11 コア材の締固め度による近似曲線

3.6 解析条件および解析ケース

解析ケースには、コア材の動的強度のばらつきの影響を検討するために、コア部を高さ方向に分割し、動的強度にばらつきを与えるケース（ばらつきありのケース）とコア部に一律に同じ動的強度を与えるケース（ばらつきなしのケース）を設定した。

3.6.1 ばらつきありのケース

動的強度のばらつきには、図-3.12、図-3.13 に示すように、コア部を高さ方向に3分割および6分割し、想定する締固め度ごとに設定した動的強度パラメータ a1、a2、b1、b2、c1、c2 を割り付ける。締固め度の設

定には、分割したコア部において、締固め度が 95%、98%、100%の3種類の締固め度を組み合わせることにより以下のように設定した。

ケース1~6は、図-3.12のようにコア部を高さ方向に3分割し、締固め度95%、98%、100%の3種類から1つずつ用いて各層に割り当て、締固め度が95%から100%まで一様に分布している状態を想定した。表-3.6に各ケースの締固め度の割り当てを示す。

ケース7~90は、図-3.13のようにコア部を高さ方向に6分割し、締固め度95%、98%、100%の3種類を2つずつ用いて各層に割り当て、ケース1~6と同様に締

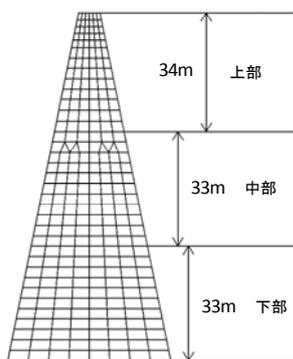


図-3.12 コア高さ方向の領域分割（3分割時）

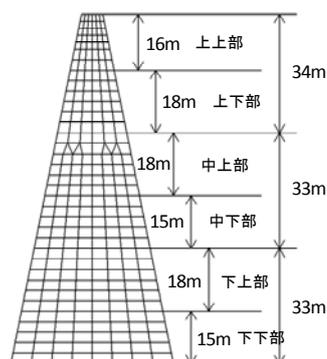


図-3.13 コア高さ方向の領域分割（6分割時）

表-3.6 3分割時の締固め度の割り当て

ケース	1	2	3	4	5	6
上部	100	100	98	98	95	95
中部	98	95	100	95	100	98
下部	95	98	95	100	98	100

※表中の数値は締固め度（%）

表-3.7.1 6分割時の締固め度の割り当て—その1

	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34
上上	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
上下	1	1	1	1	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
中上	2	2	3	3	1	1	1	2	2	2	3	3	3	3	3	3	1	1	1	2	2	2	2	2	2	2	3	3
中下	3	3	2	2	2	3	3	1	3	3	1	1	2	2	3	3	2	2	3	1	1	2	2	3	3	1	2	2
下上	2	3	2	3	3	2	3	3	1	3	2	3	1	3	1	2	2	3	2	2	3	1	3	1	2	2	1	2
下下	3	2	3	2	3	3	2	3	3	1	3	2	3	1	2	1	3	2	2	3	2	3	1	2	1	2	2	1

	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62
上上	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
上下	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	2	2	2	2	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
中上	1	1	1	2	2	2	3	3	3	3	3	3	1	1	3	3	1	1	1	1	1	1	2	2	2	2	3	3
中下	2	3	3	1	3	3	1	1	2	2	3	3	3	3	1	1	1	1	2	2	3	3	1	1	3	1	1	2
下上	3	2	3	3	1	3	2	3	1	3	1	2	1	3	1	3	2	3	1	3	1	2	1	3	1	1	2	1
下下	3	3	2	3	3	1	3	2	3	1	2	1	3	1	3	1	3	2	3	1	2	1	3	1	1	2	1	2

	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72	73	74	75	76	77	78	79	80	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90
上上	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
上下	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	3	3
中上	1	1	1	2	2	2	2	2	2	3	3	3	1	1	1	1	1	1	2	2	2	3	3	3	1	1	2	2
中下	2	2	3	1	1	2	2	3	3	1	2	2	1	1	2	2	3	3	1	1	3	1	1	1	2	2	1	2
下上	2	3	2	2	3	1	3	1	2	2	1	2	2	3	1	3	1	2	1	3	1	1	2	1	2	1	2	1
下下	3	2	2	3	2	3	1	2	1	2	2	1	3	2	3	1	2	1	3	1	1	2	1	1	2	1	2	1

表-3.7.2 6分割の時の締固め度の割り当て—その2

	91	92	93	94	95	96	97	98	99	100	101	102	103	104	105	106	107	108	109	110	111	112	113	114	115	116	117	118	119	120
上上	1	1	1	1	1	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	3	3	3	3
上下	2	2	2	2	3	1	1	1	1	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	3	3	3	3	1	2	2	2	
中上	2	2	2	3	2	2	2	2	3	1	1	1	2	2	2	2	2	2	3	3	1	2	2	2	2	2	2	1	2	2
中下	2	2	3	2	2	2	2	3	2	2	2	3	1	1	2	2	3	3	1	2	2	2	1	2	2	2	2	1	2	2
下上	2	3	2	2	2	2	3	2	2	2	3	2	2	3	1	3	1	2	2	1	2	2	2	2	1	2	2	2	1	2
下下	3	2	2	2	2	3	2	2	2	3	2	2	2	3	1	2	1	2	2	2	2	2	2	2	1	2	2	2	2	1

※表中の数値は、1=締固め度 100%、2=締固め度 98%、3=締固め度 95%

固め度が 95%から 100%まで一様に分布している状態を想定した。ただし、ケース 1~6 で設定した組み合わせと重複するケースは除外した。表-3.7.1 に各ケースの締固め度の割り当てを示す。

ケース 90~120 は、図-3.13 のようにコア部を高さ方向に 6 分割し、締固め度 95%を 1 つ、98%を 4 つ、100%を 1 つ用いて各層に割り当て、締固め度が 95%から 100%まで正規分布で分布している状態を想定した。表-3.7.2 に各ケースの締固め度の割り当てを示す。

3.6.2 ばらつきなしのケース

ばらつきなしのケースでは、分割は行わず、コア部に一律に同じ動的強度を設定した。設定する締固め度には、D 値 95%、98%、100%の 3 種類を用いた。

3.6.3 解析ケース

解析ケースの一覧を表-3.8.1、表-3.8.2 に示す。コア材の動的強度のばらつきの影響検討のため、3.6.1 および 3.6.2 に示した締固め度ごとにばらつきを与えるばらつきありのケースと一律に同じ締固め度を与えるばらつきなしのケースを用いた。また、地震動の継続時間による影響検討のため、3.4.2 に示す継続時間の短い箕面川波と継続時間の長い七ヶ宿波の基本波形および引伸ばし 3 倍波形を用いた。コア部の締固め度にばらつきを考慮するケースについては、箕面川波と七ヶ宿波の引伸ばし 3 倍波形を用いて実施した。

表-3.8.1 解析ケース（基本波形の場合）

コアの締固め度		入力波形	ケース名
95%	ばらつきなし	箕面川波 (基本波形)	Case1-1-1
98%			Case1-1-2
100%			Case1-1-3
95%	ばらつきなし	七ヶ宿波 (基本波形)	Case1-2-1
98%			Case1-2-2
100%			Case1-2-3

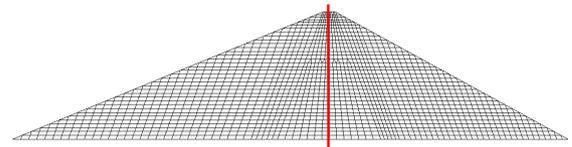
表-3.8.2 解析ケース（引伸ばし 3 倍波形の場合）

コアの締固め度		入力波形	ケース名
95%	ばらつきなし	箕面川波 (引伸ばし 3 倍波形)	Case2-1-1
98%			Case2-1-2
100%			Case2-1-3
—	ばらつきあり 120 ケース	—	Case2-1-4 (全 120 ケース)
95%	ばらつきなし	七ヶ宿波 (引伸ばし 3 倍波形)	Case2-2-1
98%			Case2-2-2
100%			Case2-2-3
—	ばらつきあり 120 ケース	—	Case2-2-4 (全 120 ケース)

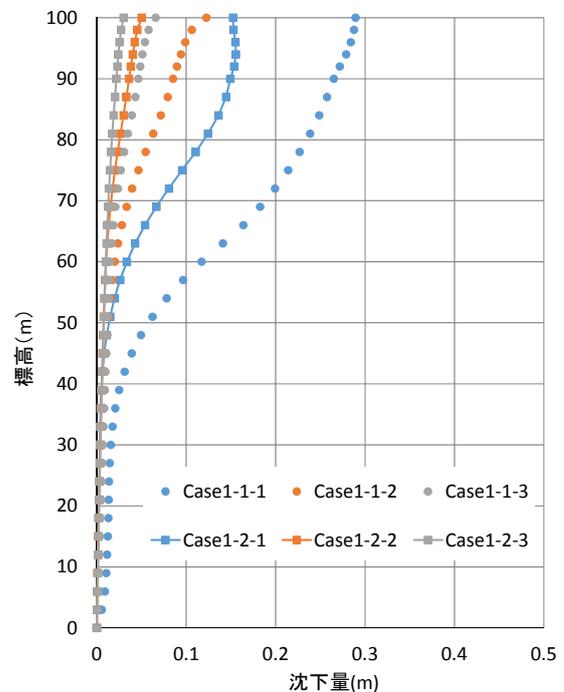
3.7 解析結果

3.7.1 基本波形を用いた場合

表-3.8.1 の解析ケース（基本波形の場合）について、累積損傷解析から得られたコア中央位置の各標高での沈下量分布と着目位置を図-3.14 に示す。コア部に同じ動的強度を用いたケース同士を比較すると、地震動の継続時間の短い箕面川波を用いたケース（Case1-1-1、Case1-1-2、Case1-1-3）が、継続時間の長い七ヶ宿波を用いたケース（Case1-2-1、Case1-2-2、Case1-2-3）よりも沈下量が大きくなった。また、箕面川波と七ヶ宿波では、どちらも締固めの条件が良いほど沈下量は小さくなっている。残留変形後の変形図を図-3.15、図-3.16 に示す。箕面川波と七ヶ宿波どちらの場合においても、上流側ロック部からコア部中央付近にかけて大きな沈下が発生している。



(a) コア中央の着目位置



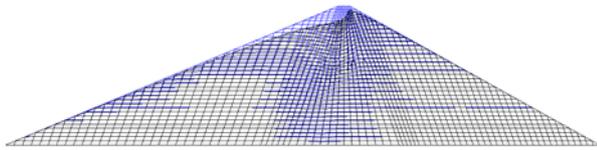
(b) 沈下量分布

図-3.14 コア中央位置における着目位置と沈下量分布(基本波形)

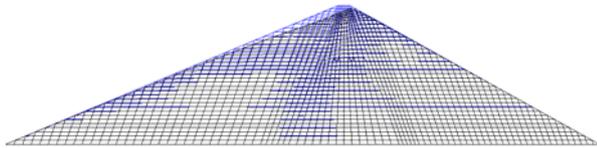
3.7.2 引伸ばし3倍波形を用いた場合

(a) ばらつきなしのケース (Case2-1-1、Case2-1-2、Case2-1-3、Case2-2-1、Case2-2-2、Case2-2-3)

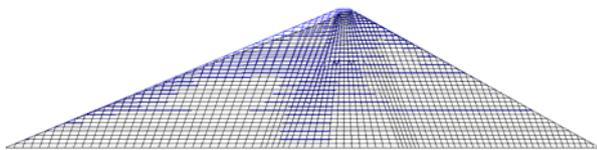
表-3.8.2の解析ケース(引伸ばし3倍波形の場合)について、ばらつきなしの条件において累積損傷解析から得られたコア中央位置の各標高での沈下量分布を図-3.17に示す。基本波形を用いたケースとは異なり、地震動の継続時間の長い七ヶ宿波を用いたケース(Case2-2-1、Case2-2-2、Case2-2-3)が、継続時間の短い箕面川波を用いたケース(Case2-1-1、Case2-1-2、Case2-1-3)よりも大きい沈下が発生しており、地震動の最大加速度が大きくなるほど、継続時間の長さによる沈下の影響が大きくなる可能性がある。また、コア部の中層、低層付近では、箕面川波による沈下が大きく、高層になるほど七ヶ宿波による沈下が大きくなる。また、基本波形を用いた場合と同様に、箕面川波と七ヶ宿波どちらの場合も、締固めの条件が良いほど沈下量は小さくなる。残留変形後の変形図を図-3.18、図-3.19に示す。基本波形を用いた場合と同様に、上流側ロック部からコア部の中央付近に大きな沈下が発生していることがわかる。



(a) 締固め度 D 値 95%

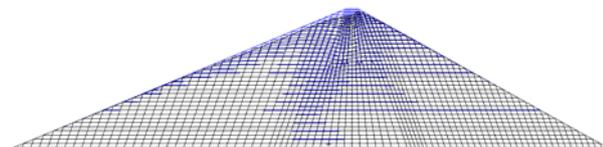


(b) 締固め度 D 値 98%

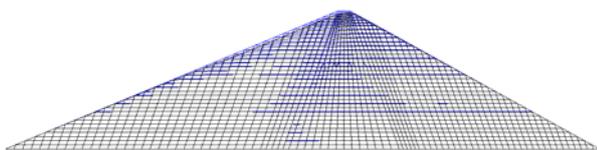


(c) 締固め度 D 値 100%

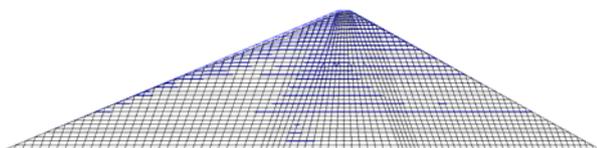
青線：変形前、黒線：変形後
図-3.15 残留変形図(箕面川波)



(a) 締固め度 D 値 95%



(b) 締固め度 D 値 98%



(c) 締固め度 D 値 100%

青線：変形前、黒線：変形後
図-3.16 残留変形図(七ヶ宿波)

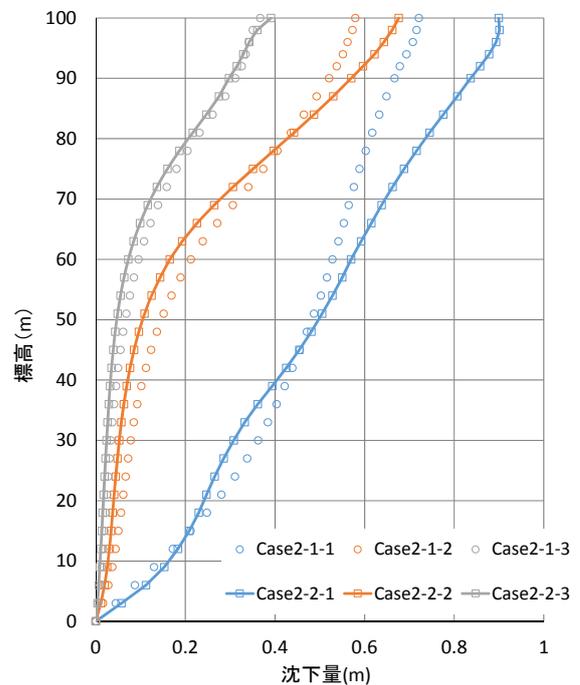
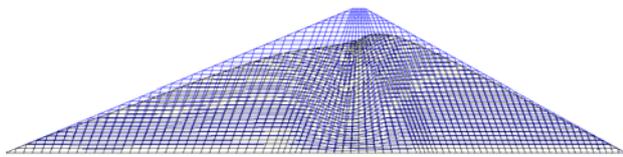
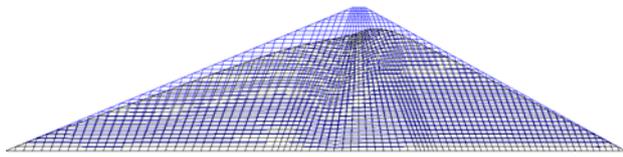


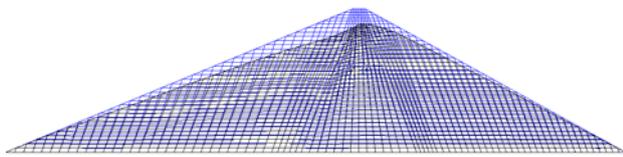
図-3.17 コア中央位置における沈下量分布(引伸ばし3倍波形)



(a) 締固め度 D 値 95%

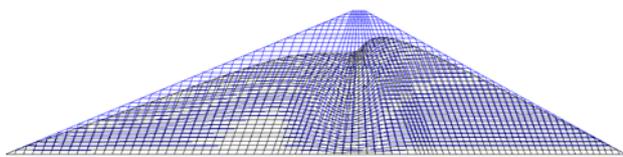


(b) 締固め度 D 値 98%

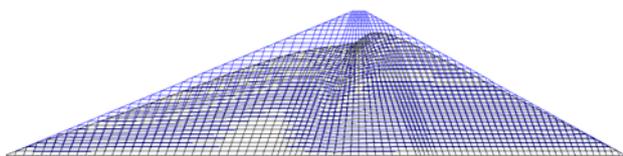


(c) 締固め度 D 値 100%

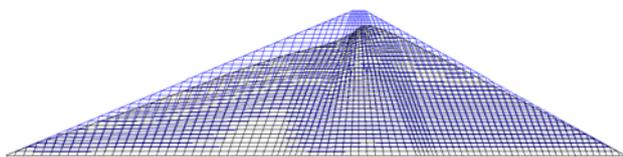
青線：変形前、黒線：変形後
図-3.18 残留変形図（箕面川波）



(a) 締固め度 D 値 95%



(b) 締固め度 D 値 98%



(c) 締固め度 D 値 100%

青線：変形前、黒線：変形後
図-3.19 残留変形図（七ヶ宿波）

(b) ばらつきありのケース（Case2-1-4, Case2-2-4）
ケース 1～120、ケース 1～6、ケース 1～90、ケース 91～120 に分類した時の各標高の沈下量分布をそれぞれ

図-3.20、図-3.21 図-3.22、図-3.23 に示す。また、図-3.20～図-3.23 には、比較のため、引伸ばし 3 倍波形を用いた時のばらつきなしのケース（Case2-1-1、Case2-1-2、Case2-1-3、Case2-2-1、Case2-2-2、Case2-2-3）における沈下量分布を併記した。表-3.9 に各分類における天端沈下量の最大ケースおよび最小ケースを示す。

表-3.9 天端沈下量の最大ケースおよび最小ケース

分類		天端沈下量 最大ケース	天端沈下量 最小ケース
Case2-1-4 箕面川波	ケース 1～120	ケース 50	ケース 95
	ケース 1～6	ケース 4	ケース 2
	ケース 1～90	ケース 50	ケース 23
	ケース 91～120	ケース 106	ケース 95
Case2-2-4 七ヶ宿波	ケース 1～120	ケース 86	ケース 1
	ケース 1～6	ケース 6	ケース 1
	ケース 1～90	ケース 86	ケース 1
	ケース 91～120	ケース 119	ケース 91

図-3.20 に示す全ケース（ケース 1～120）における天端沈下量は、ばらつきなしの締固め度 95%のケース（Case2-1-1、Case2-2-1）の沈下量分布と、締固め度 100%のケース（Case2-1-3、Case2-2-3）の沈下量分布との間に位置している。また、表-3.9 より、天端沈下量の最大ケースと最小ケースは、箕面川波と七ヶ宿波で異なる。また、天端沈下量は、継続時間の長い七ヶ宿波の方が継続時間の短い箕面川波と比べて大きい。

図-3.21 のケース 1～6 における各標高の沈下量分布から、箕面川波を用いた結果では、ケース 4、ケース 3 などの中層または下層に締固め度 95%の動的強度を配置した場合に天端沈下量が大きくなる傾向にある。また、七ヶ宿波を用いて結果ではケース 5、ケース 6 などの上層に締固め度 95%の動的強度を配置した場合に天端沈下量が大きくなり、上層付近では、ばらつきなしの締固め度 98%のケース（Case2-1-2、Case2-2-2）による沈下量分布を横切るような分布となっている。ケース 1～90 を整理した図-3.22、ケース 91～120 を整理した図-3.23 からも、同様のケースが見られる。図-3.24 に、地震応答解析により得られる上下流方向の最大応答加速度を示すが、地震動により堤体の応答分布の傾向が異なっており、地震時に生じるこれら堤体応力の差と各層に設定する動的強度の関係が天端沈下量に影響を与えていることから、地震動により影響が大きい層が異なると考えられる。

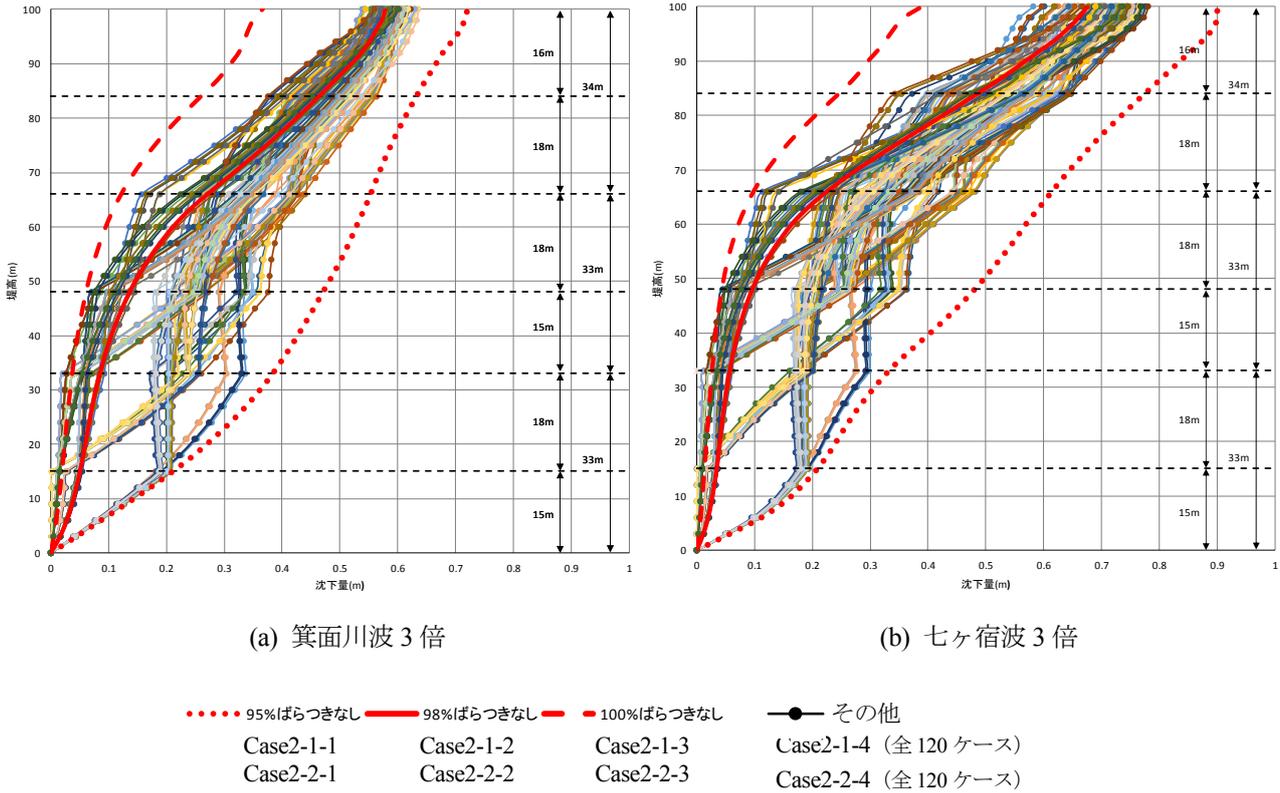


図-3.20 コア中央位置における各標高の沈下量分布 (ケース 1~120、ばらつきなしのケースを含む)

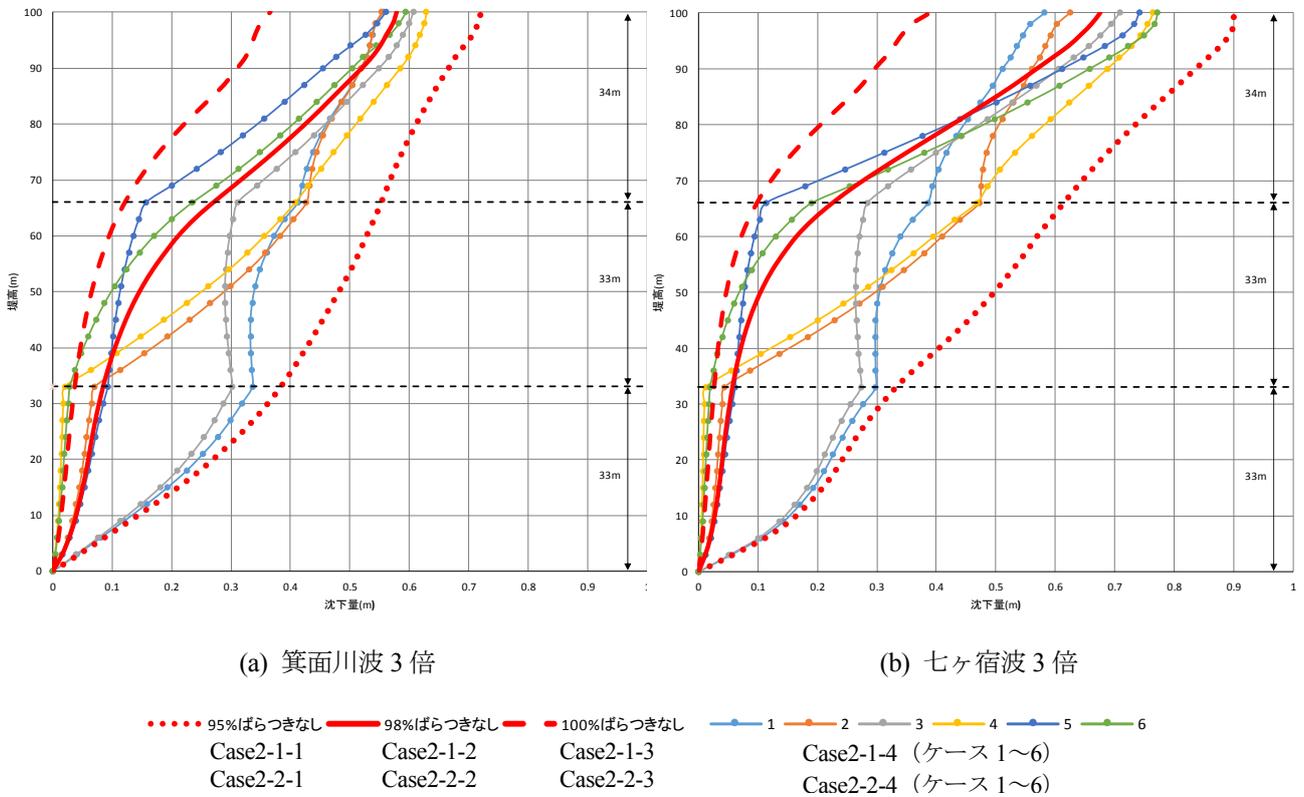


図-3.21 コア中央位置における各標高の沈下量分布 (ケース 1-6、ばらつきなしのケースを含む)

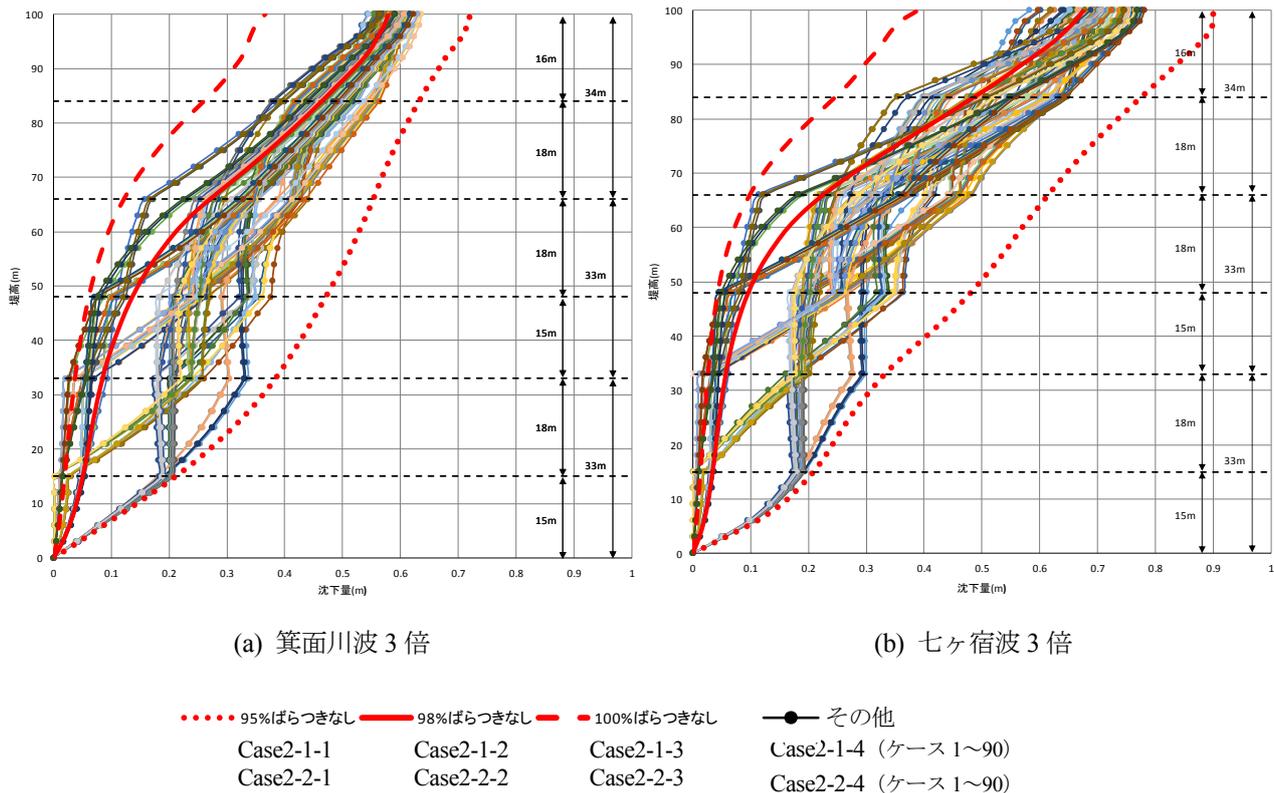


図-3.22 コア中央位置における各標高の沈下量分布 (ケース 1~90、ばらつきなしのケースを含む)

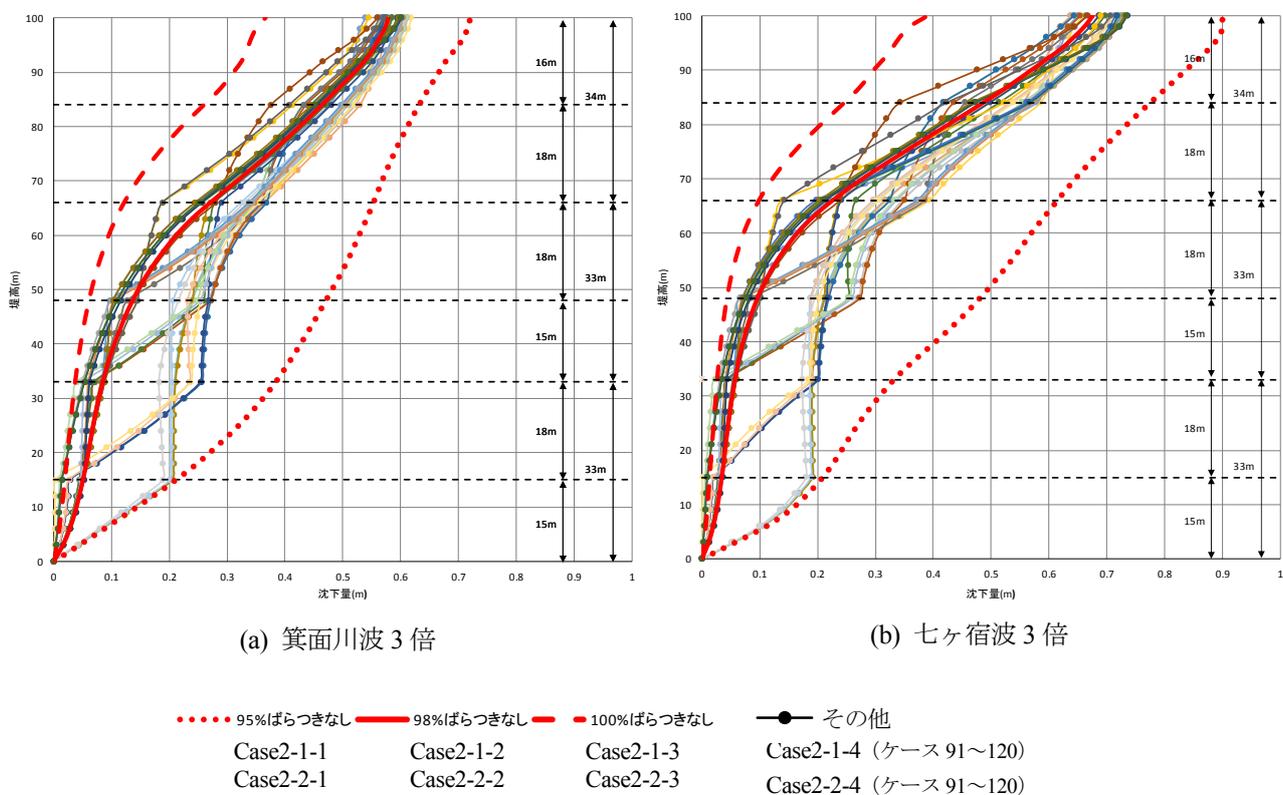


図-3.23 コア中央位置における各標高の沈下量分布 (ケース 91~120、ばらつきなしのケースを含む)

また、表-3.10 に示すようにばらつきありのケース 1～90 は、締固め度 95%を 2つ、98%を 2つ、100%を 2つ用いて割り付けており、締固め度を単純平均すると約 97.7%となり、ケース 91～120 は、締固め度 95%を 1つ、98%を 4つ、100%を 1つ用いて割り付けており、締固め度を単純平均すると約 97.8%となる。

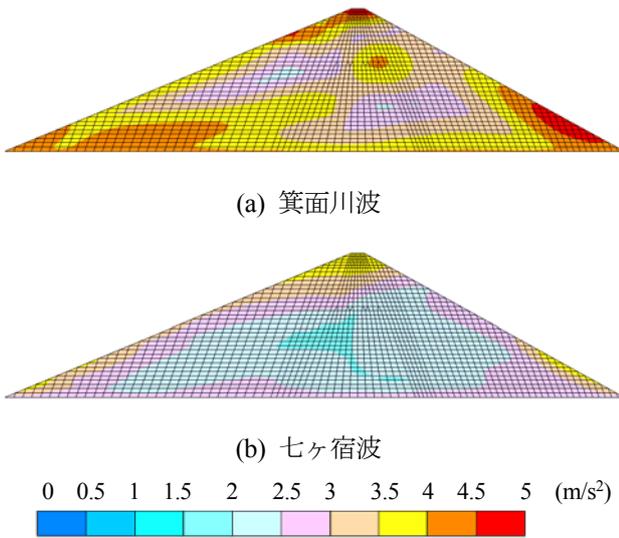


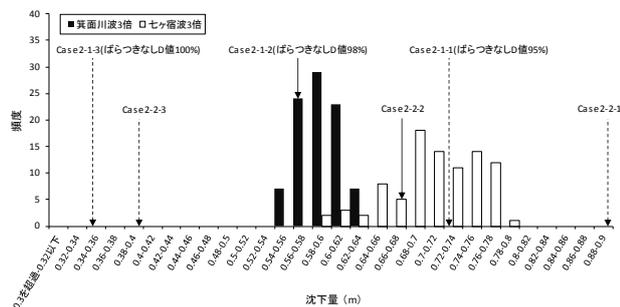
図-3.24 上下流方向の最大応答加速度分布

表-3.10 設定したコア部締固め度の平均値

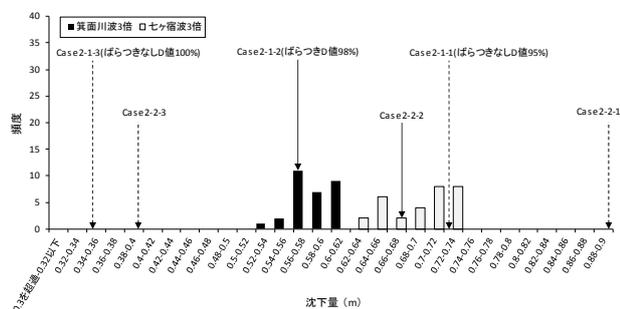
	ケース 1～90		ケース 91～120	
	組み合わせ	締固め度の平均	組み合わせ	締固め度の平均
D 値 95%	2つ	97.7	1つ	97.8
D 値 98%	2つ		4つ	
D 値 100%	2つ		1つ	

3.7.3 天端沈下量の頻度分布

図-3.25 に、Case2-1-4 および Case2-2-4 におけるケース 1～90、ケース 91～120 の解析結果から、天端沈下量を用いて作成した頻度分布（刻み 0.2）を示す。



(a) 締固め度が 95%から 100%まで一様に分布することを想定したケース 1～90



(b) 締固め度が 95%から 100%まで正規分布で分布することを想定したケース 91～120

図-3.25 動的強度をばらつかせたケース(Case2-1-4、Case2-2-4)の天端沈下量の頻度分布

ここで、図-3.25 の頻度分布において、ばらつきなしの締固め度 98%における沈下量 (Case2-1-2、Case2-2-2) と比較した時、図-3.25 のばらつきありのケースのケース 1～90、ケース 91～120 の沈下量は、Case2-1-2、Case2-2-2 の沈下量よりも大きいケースの割合が高いもしくは同等程度であることがわかる。これは、コア部を均一の締固め条件で施工した場合より、平均値は同等でも層ごとに不均一な締固め条件で施工された場合では、揺すり込み沈下時に、より大きな沈下量が発生する可能性があることを示している。図-3.25(b)のケース 91～120 の箕面川波を用いた場合については、締固め度 95%を 1つ、98%を 4つ、100%を 1つ用いて割り付けており、その平均値が締固め度 98%に近いためか、図-3.25(a)と比べて差はあまり生じなかった。

3.8 まとめ

本研究では、コア材の動的強度のばらつきが地震時の揺すり込み沈下に与える影響について検討を行った。以下に、検討結果をまとめる。

- ・締固め度が大きくなるほど、揺すり込み沈下による天端沈下量は小さくなる。
- ・コア部の動的強度をばらつかせた場合の天端沈下量は、ばらつかせた動的強度の中で最も小さい動的強度を用いて算出した天端沈下量と、最も大きい動的強度を用いて算出した天端沈下量の間に位置する。
- ・コア部の締固め度について、すべての層で均一な締固め条件を想定した場合よりも、平均は同等でも層ごとに不均一な締固め条件を想定した場合では、揺すり込み沈下時に、より大きい沈下量が発生する

可能性がある。

- ・地震動により堤体応答が異なるため、揺すり込み沈下において影響の大きい層は異なる。
- ・地震動の最大加速度が大きくなるほど、継続時間の長さによる沈下の影響が大きくなる可能性がある。

参考文献

- 1) 国土交通省河川局治水課：大規模地震に対するダム耐震性能照査指針（案）、2005.3
- 2) 島本和仁、山口嘉一、佐藤弘行、安田成夫、佐野貴之：フィルダムの累積損傷に伴う変形予測手法：ダム技術、No.244、pp.15-31、2007.1
- 3) 佐藤弘行、下山顕治、吉田諭司、山口嘉一：岩手・宮城内陸地震における胆沢ダムの沈下量の再現解析、ダム工学、24(1)、pp.4-16、2014
- 4) Duncan, J. M. and Chang, C. Y.: Nonlinear analysis of stress and strain in soils, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, 96(SM5), pp.1629-1653, ASCE, 1970
- 5) Kuwano, J., Ishihara, K., Haya, H. and Izu, F.: Analysis on permanent deformation of embankments caused by earthquakes, Soils and Foundations, 31(3), pp.97-110, 1991

RESEARCH ON RATIONALIZATION AND IMPROVEMENT OF DESIGN AND SEISMIC PERFORMANCE EVALUATION OF FILLDAMS

Budgeted : Grants for operating expenses
General account

Research Period : FY2011-2015

Research Team : Hydraulic Engineering Research
Group(Dam and Appurtenant
Structures Research Team)

Author : ENOMURA Yasufumi
SATO Hiroyuki

Abstract: Recently in Japan, rationalization of design and construction or cost reduction has strongly requested. In this research, for rationalization of design and seismic performance evaluation of rockfill dams, we proposed seismic coefficients for modified seismic coefficient method considering recent observed seismic records last year. We also research effects of seismic motions with long duration on seismic performance of filldams.

In fiscal year 2014, we conducted the sliding deformation analysis based on Newmark method and proposed simple seismic performance evaluation method by estimating the sliding deformation that assumed the maximum acceleration of input seismic motion and the shear strength of rock materials as variable. We also conducted effects of settlement without sliding by dispersion of a physical property of core materials

Key words: filldam, design, seismic performance evaluation