

3.6 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）

研究担当者：山口嘉一、佐藤弘行、坂本博紀

【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。

平成 23 年度は、ロックフィルダムの合理的設計法に関する検討として、近年の地震動記録を用いて下流側の震力係数および震力係数に対する上下流面勾配の影響についての検討を行った。また、設計せん断強度を定める際の材料安全率の設定に信頼性設計の概念を取り込むため、材料物性のバラツキ及びその他の解析条件がロックフィルダムのすべり安全性評価に与える影響についての基礎的な検討を実施し、信頼性設計に基づく材料安全率の設定方法についての基本的な考え方を示した。

キーワード：ロックフィルダム、すべり安全性、修正震度法、震力係数、信頼性設計

1. はじめに

近年、逼迫した国家財政事情から社会資本整備予算の縮減が要請されており、ロックフィルダムの設計および施工においても更なる合理化が求められている。現行のダムの断面設計は「河川管理施設等構造令」¹⁾（以下、「構造令」という）に基づき実施されており、特に耐震設計は震度法に基づいている。構造令に基づき設計されたダムは、これまで東北地方太平洋沖地震や兵庫県南部地震をはじめとする大地震を経験しても、直ちにその安全性を脅かすような被害は生じていない²⁾⁴⁾。このことから、震度法は一定の信頼性を有した耐震設計法であると認識されている。しかし、震度法におけるロックフィルダムの主材料であるロック材料の設計強度は、その三軸圧縮試験結果をモール・クーロンの破壊基準により整理したうえで粘着力を無視して内部摩擦角のみを用いて設定されており、また地震力は一様の設計震度を用いて計算される堤体慣性力として与えられている¹⁾。このように震度法は実物性、実挙動を必ずしも忠実に反映していない面があり、この設計方法を基本として適切な設計合理化が図りづらい状況にある。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、耐震性の照査法として、1991 年 6 月に「フィルダムの耐震設計指針（案）」⁵⁾（以下、「指針（案）」という）が策定されて

いる。この指針（案）では、堤高 100m 以下のロックフィルダムの耐震性能照査においては、地震時の堤体の応答を考慮するため、高さ方向の地震力分布を変化させる震力係数が導入された修正震度法と、ロック材料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た方法が提案されている。

しかし、震力係数については、指針（案）の策定後も加速度の大きい地震動記録が多数観測されており、これらを考慮したうえで地震時の応答を適切に設定したものに見直す必要がある。また、指針（案）は照査法であることから解析に用いるロック材料の強度には試験強度をそのまま用いているが、設計法として用いるためには適切な材料安全率を定めて設計強度を設定する必要があると考える。本研究では、上記の課題を踏まえたうえで、ロックフィルダムの合理的な設計法（以下、「新設計法」という）を提案するための検討を実施する。

また、本研究においては、新設計法における材料安全率の設定に関する検討にあたって、信頼性設計の概念の導入を試みた。信頼性設計とは確率論的手法に基づくもので、構造物の耐用期間における終局限界状態と使用限界状態に相当する破壊モードを設定し、それらの破壊モードの発生頻度を設定した範囲に抑えるという思想に基づく設計法である⁶⁾。近年、欧州では限界状態の不確実性

に対して確率統計を用いて安全性を評価する手法として信頼性設計が用いられるようになってきている。このような国際的な流れに対応するよう国内の土木分野においても各種の構造物において信頼性設計の適用のための検討がなされており、一部の構造物においては設計基準自体が信頼性設計に基づくものに移行している。本研究における検討も、このような設計基準の整備における最近の動向に対応したものである。

平成 23 年度は、前年度までの研究に引き続き、近年のダムサイトにおける地震動記録を用いて堤高に加えて下流側の震力係数および上下流勾配の影響も考慮した震力係数の検討を行った。

また、材料安全率を信頼性設計に基づき設定するための基礎的検討として、ロックフィルダムの震度法に基づいて設計された堤体断面（以後、「震度法設計断面」という）に対して、ロック材料のせん断強度のばらつきを考慮したモンテカルロシミュレーション（以下、「MCS」という）を実施し、性能関数の基本統計量の比較・分析を行い、せん断強度と地震力の評価方法や堤高等の解析条件がすべり安定性評価に与える影響を検討した。さらに検討結果に基づき信頼性設計に基づく材料安全率の設定方法についての基本的な考え方を示した。

2. 近年の地震動を用いた震力係数の検討

2.1 検討の概要

指針（案）⁵⁾における震力係数は、日本のダムサイトにおける、1980 年代以前の実測地震動記録を用いた検討の結果等に基づいて定められている。しかし、指針（案）制定後にも、1995 年の兵庫県南部地震をはじめとする大規模な地震が頻発し、ダムサイトにおいて多くの加速度の大きい地震動記録が観測されている。

また、指針（案）において設定された震力係数は堤高 100m 以下のフィルダムを対象としており、堤高 100m 以上のフィルダムについては「高さが 100m 以上となると堤体の固有周期が長くなり、岩盤における地震動の周波数特性を考慮すると本指針（案）で示した地震力を減ずることができる可能性がある」と記述されている⁷⁾。

このような状況に鑑み、近年のダムサイトにおいて観測された地震動記録を用いた修正震度法における震力係数の見直し検討が必要である。昨年度までの研究⁸⁾においては、近年の地震動記録を含めた地震動記録の収集・分析を行い、選定した地震動を用いて、堤高 50m、75m、100m、125m、150m のロックフィルダムモデルについて震力係数の検討を行った。その結果、図-1 に示すように、震力

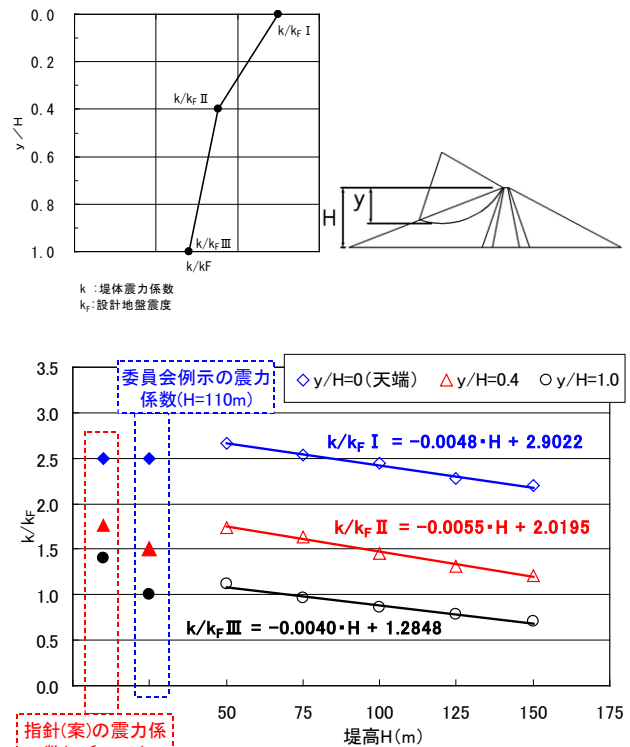


図-1 堤高と震力係数 k/k_F ($\mu+\sigma$) の関係

表-1 堤高と震力係数の相関近似式

y/H	震力係数の近似式
0.0（天端）	$k/k_F \text{ I} = -0.0048 \cdot H + 2.9022$
0.4	$k/k_F \text{ II} = -0.0055 \cdot H + 2.0195$
1.0	$k/k_F \text{ III} = -0.0040 \cdot H + 1.2848$

ここで、 k : 堤体震力係数
 k_F : 設計地盤震度
 H : 堤高 (m)

係数と堤高との間に高い相関があり、また堤高が高くなるにつれ震力係数は直線的に低下する結果が得られた。また、これらの結果を用いて、表-1 に示すように、堤高と震力係数との関係式を求め、堤高 100m 以上のダムにも適用でき、かつ堤高に応じた震力係数を提案した。

これらの震力係数の検討においては、想定すべり円弧の位置について、ロックフィルダムのすべり安定性に相対的に大きな影響があると考えられる上流側のすべり円弧を用いてきた。また、ダムモデルの斜面勾配について、現行の設計法である震度法により、すべり安定解析の最小すべり安全率が 1.2 以上となる斜面勾配として上流側 1 : 2.6、下流側 1 : 1.9 に⁹⁾設定し、検討を行ってきた。

本年度の研究においては、想定すべり円弧について下流側のすべり円弧も設定し、上下流すべり面の違いにつ

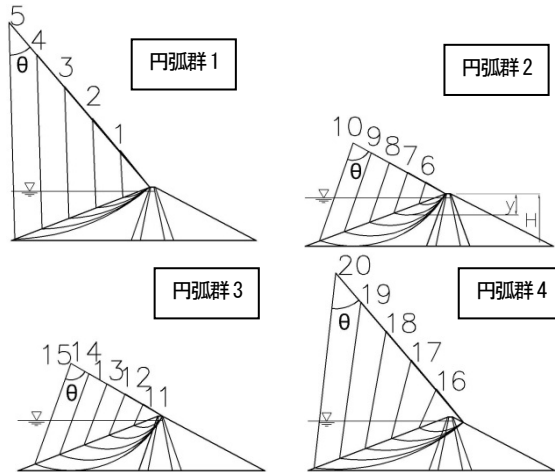


図-2 解析の対象とした上流側想定すべり円弧

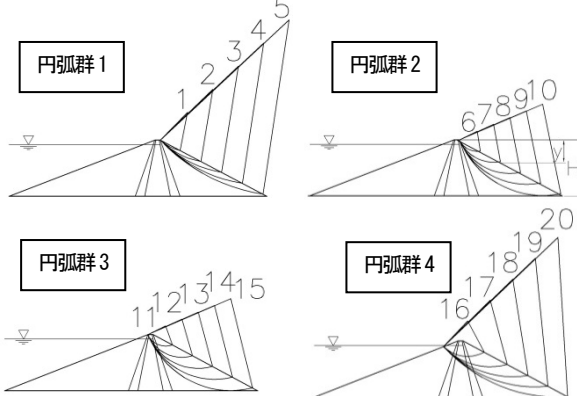


図-3 解析の対象とした下流側想定すべり円弧

いて検討する。また、異なる斜面勾配のダムモデルを設定し、上下流斜面勾配が、ロックフィルダムの震力係数に与える影響について検討する。

2.2 解析方法および解析条件

2.2.1 解析方法

ロックフィルダムモデルに対して複素応答法による等価線形解析を行い、入力地震動に対する堤体の応答加速度の時刻歴を求めた。そのうえで、図-2に示すように設定した上流側の20円弧と図-3に示す下流側の20円弧を対象とし、それぞれの円弧土塊の平均応答加速度を時刻歴で求め、その最大値から入力地震動の最大加速度で除することにより、震力係数 k 、 k_F を求めた。ここで、 k ：堤体震力係数、 k_F ：設計地盤震度である。

設定したそれぞれの円弧群においては、ダム天端からすべり円弧の堤体内最下点までの鉛直距離を円弧高さ y とし、堤高 H で無次元化した y/H が0.2,0.4,0.6,0.8および1.0となるように5円弧設定した。

2.2.2 基本解析モデルと物性値

解析モデルは、中央土質遮水壁型ロックフィルダムモデルで、堤体のみをモデル化した。ロックゾーンの下

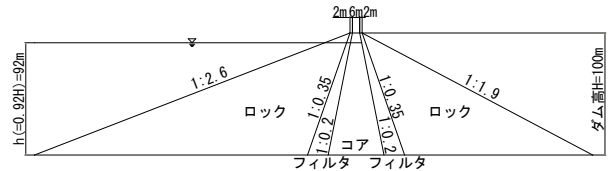


図-4 解析モデル（上流面1:2.6,下流面1:1.9）

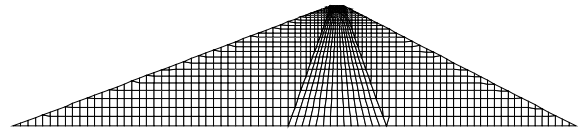


図-5 解析モデルの有限要素分割

表-2 等価線形解析に用いた物性値（一部）

材料	湿潤密度 ρ_t (g/cm ³)	飽和密度 ρ_{sat} (g/cm ³)	初期せん断剛性 G_0 (MPa)※
コア	2.22	2.23	$\{60(2.17-e)^2/(1+e)\} \sigma_m^{0.7}$
フィルタ	2.13	2.24	
ロック	1.94	2.15	$\{93(2.17-e)^2/(1+e)\} \sigma_m^{0.6}$

※ e :間隙比, σ_m :平均有効主応力 $\sigma_m = \{(1+2k)/3\} \cdot \gamma' \cdot D$
 k :主応力比(0.5), γ' :単位堆積重量, D :地表からの深さ

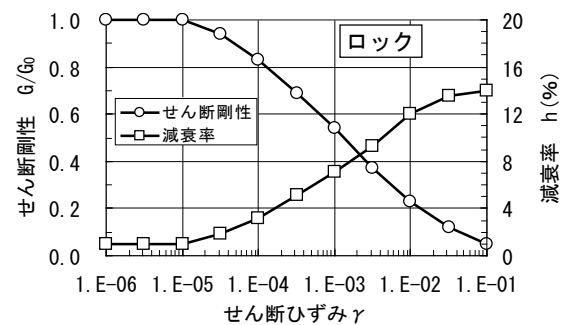
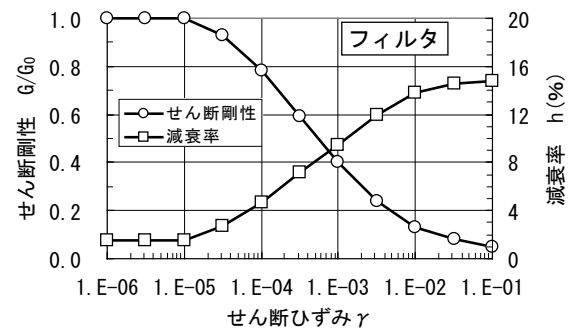
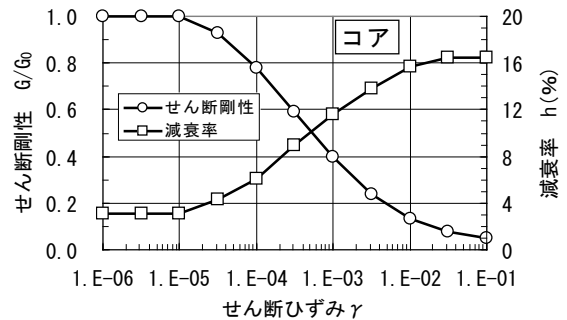


図-6 せん断剛性および減衰率とせん断ひずみの関係

流斜面勾配は、我が国の中央土質遮水壁型ロックフィルダムにおいて標準的と考えられる堤体材料の設計値を用い、現行の設計法である震度法によるすべり安定解析により決定した。すなわち、強震帯における設計震度 $k = 0.15$ を与え、貯水位を堤高 H の92% ($0.92H$) (常時満水位相当) という条件で、最小すべり安全率が1.2 (ただし1.2以上) になる勾配として、図-4の上流側1:2.6、下流側1:1.9からなる堤高100mの基本解析モデルを決定した。モデルの要素分割を図-5に示す。

等価線形解析に用いた物性値のうち湿潤密度、飽和密度及び初期せん断剛性を表-2に示す。また図-6に等価線形解析に用いた堤体材料のせん断剛性および減衰率とせん断ひずみとの関係 (動的変形特性) を示す。これらの物性は、前述の上下流斜面勾配を決定するために用いた物性値と同様に、我が国の中央土質遮水壁型ロックフィルダムの標準的と考えられる堤体材料の設計値ないし試験値を基本として設定した⁹⁾。また、本研究の等価線形解析は堤体のみをモデル化しているため、基礎地盤でのエネルギー逸散は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。

2.2.3 入力地震動

入力地震動の候補として、1966年から2008年にダムサイト岩盤またはダム堤体監査廊で観測された1,883の地震動記録から、上下流方向の最大水平加速度100gal以上を記録した48地震動を選定した¹⁰⁾。

入力地震動は、選定した48地震動の水平地震動の最大加速度が196gal (0.2G) となるように基準化して、使用した。

表-3 解析ケース

検討ケース	斜面勾配	対象すべり面	堤高
ケース1 上流側すべりと下流側すべりの比較	上流面1:2.6 下流面1:1.9	上流側 下流側	100m
ケース2 斜面勾配の影響	上流面1:2.4 下流面1:1.8 上流面1:2.6 下流面1:1.9 上流面1:3.0 下流面1:2.2	上流側 下流側	100m

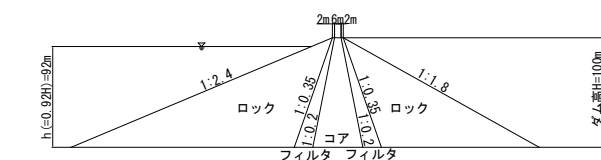


図-7 解析モデル
(上流面 1:2.4, 下流面 1:1.8)

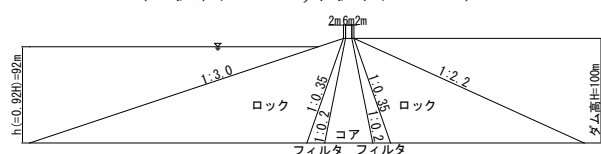


図-8 解析モデル
(上流面 1:3.0, 下流面 1:2.2)

2.3 解析ケース

解析ケースは表-3のとおりである。

ケース1では、昨年度の研究⁸⁾で上流側の想定すべり円弧について検討されていることから、堤高100mダムモデルを用い、下流側の想定すべり円弧の震力係数を求め、上下流の震力係数の差異について検討する。

ケース2では、昨年度の研究⁸⁾における上流面1:2.6、下流面1:1.9のダムモデルに加え、斜面勾配が異なるダムモデルを設定し、斜面勾配が異なる場合の震力係数への影響について検討する。異なる斜面勾配としては、既設ロックフィルダムにおける上下流斜面勾配の調査結果に基づき¹¹⁾、ほとんどの既設ダムが含まれる勾配として、急勾配側が上流面1:2.4、下流面1:1.8 (図-7) と、緩勾配側が上流面1:3.0、下流面1:2.2 (図-8) を設定した。

2.4 解析結果

2.4.1 上流側すべりと下流側すべりの比較 (ケース1)

震力係数 k/k_F の解析結果は、ダム天端からすべり円弧の堤体内最下点までの鉛直距離を円弧高さ y とし、堤高 H で無次元化した y/H との関係により整理する。また、すべり円弧の始点上端と半径が異なる4円弧群20円弧について検討を行っているが、これら4円弧群それぞれのケースにおいて、解析結果に大きな差異がないため、円弧群3について結果を示す。図-9は、全48地震動の解析結果の一例として、震力係数 k/k_F の分布域が異なる6地震動

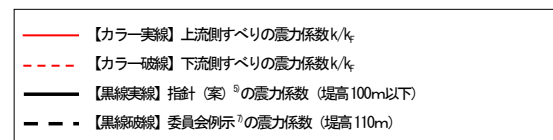


図-9 y/H と k/k_F の関係の一例
(6地震動の解析結果, 円弧群3)

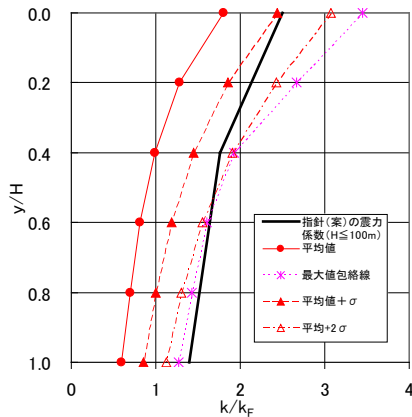


図-10 y/H と k/k_F の関係(全 48 地震動の統計処理結果)
(上流側すべり)

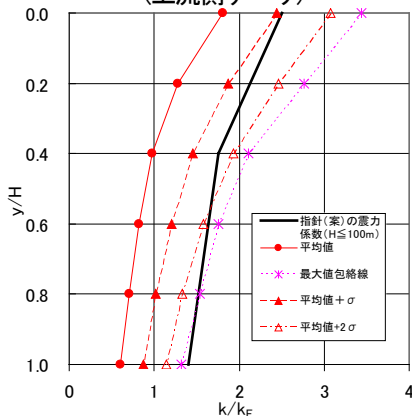


図-11 y/H と k/k_F の関係(全 48 地震動の統計処理結果)
(下流側すべり)

を抽出し、上流側すべり、下流側すべりそれぞれ示している。

この解析結果から、各地震動の上流側すべりと下流側すべりの震力係数を個別で比較すると、わずかに差異が見られるものがあるものの、両者はほぼ同等の震力係数であることがわかる。また、上流側すべりと下流側すべりの間に大小関係の規則性は認められず、その大小関係は地震動によって異なっている。

さらに、全 48 地震動の解析結果を統計処理した図-10、図-11 では、平均値 (μ) と平均値+標準偏差 ($\mu+\sigma$) として得られた上流側すべりと下流側すべりの震力係数にほとんど差がないことがわかる。

2.4.2 斜面勾配の影響 (ケース 2)

図-12、13 は、上流面 1:2.4、下流面 1:1.8 モデル、図-14、15 は、上流面 1:3.0、下流面 1:2.2 モデルにおける上流側すべり、下流側すべりそれぞれの 48 地震動の解析結果を統計処理したものである。

上流側すべりで勾配の異なる図-12 と図-14 を比較すると、平均値 (μ)、平均値+標準偏差 ($\mu+\sigma$) とともに非常に類似した結果が得られた。また、下流側すべりで勾配の異なる図-13 と図-15 の比較からも、上流側すべりと同様

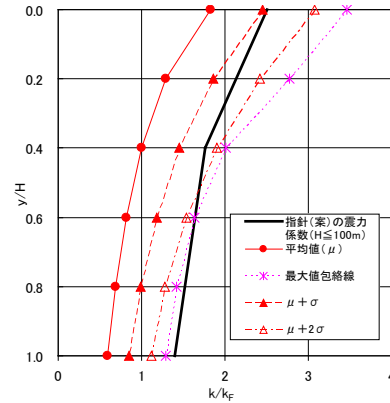


図-12 y/H と k/k_F の関係 (上流面 1:2.4, 下流面 1:1.8)
(上流側すべり)

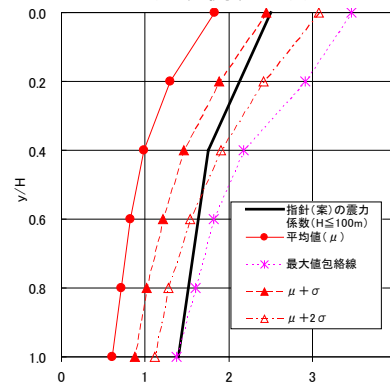


図-13 y/H と k/k_F の関係 (上流面 1:2.4, 下流面 1:1.8)
(下流側すべり)

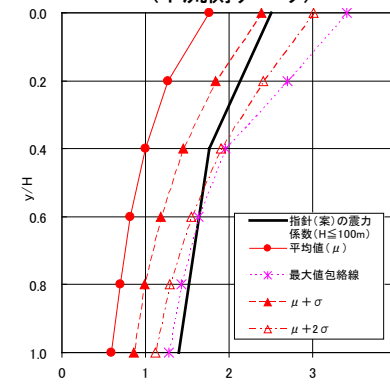


図-14 y/H と k/k_F の関係 (上流面 1:3.0, 下流面 1:2.2)
(上流側すべり)

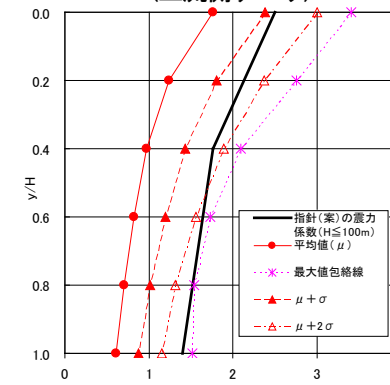


図-15 y/H と k/k_F の関係 (上流面 1:3.0, 下流面 1:2.2)
(下流側すべり)

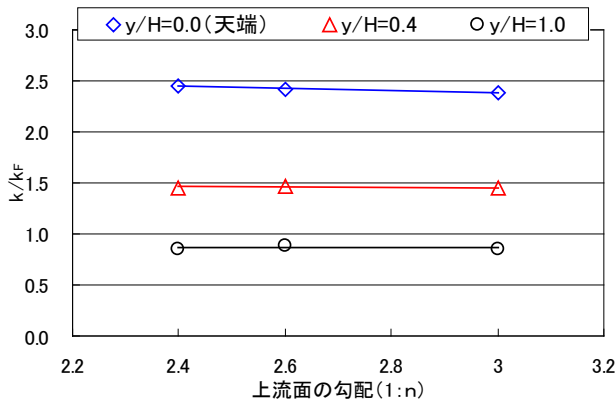


図-16 勾配と k/k_F の関係 ($\mu+\sigma$)
(上流側すべり)

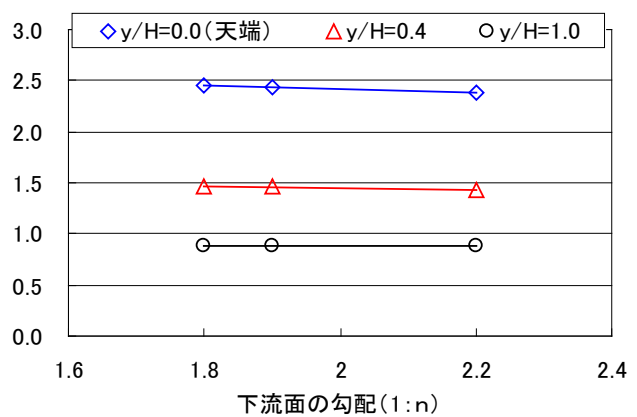


図-17 勾配と k/k_F の関係 ($\mu+\sigma$)
(下流側すべり)

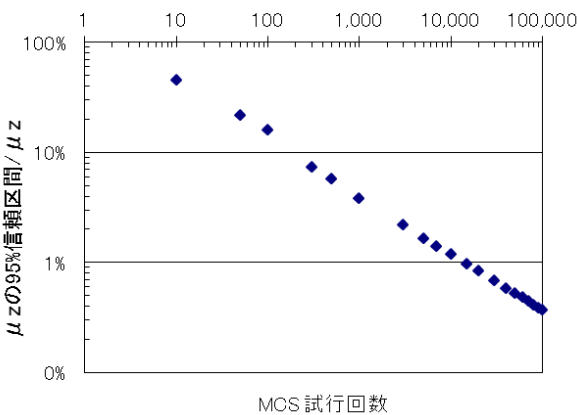


図-18 MCS 試行回数と μ_Z の 95% 信頼区間 / μ_Z

に類似した結果が得られた。

次に勾配と震力係数 k/k_F ($\mu+\sigma$) の関係について、図-12～図-14 の結果と、前ケースで実施した上流側 1:2.6、下流側 1:1.9 モデルにおける図-10、図-11 の結果をあわせ、上流側すべりについては図-16 に、下流側すべりについては図-17 に示す。なお、指針(案)⁹⁾においては、図-1 のように震力係数 k/k_F の分布を $y/H=0.0, 0.4, 1.0$ における折れ線で示しており、本研究の結果も同様な折れ線で示すことができることから、 $y/H=0.0, 0.4, 1.0$ に着目した。各震力係数 k/k_F は、異なる勾配でわずかに差が見られるものの、上流側すべり、下流側すべり共に、いずれの y/H においてもほぼ同等の値であることがわかる。

3. 信頼性設計に基づく材料安全率の設定のための基礎的検討

3.1 検討の概要

本章では、ロックフィルダムの新設計法における材料安全率を信頼性設計に基づき設定するための基礎的検討を実施し、その検討結果を踏まえて材料安全率の設定方法を検討する。具体的な検討手順は次のとおりである。

本研究では、震度法設計堤体断面（に対して、せん断強度の変動を考慮した MCS を実施し、MCS の試行毎に得られるすべり安全性に関する性能関数 Z について統計処理を行うことで安全性指標および破壊確率を算出した。この際、せん断強度と地震力の評価方法やモデルダムの堤高等の解析条件を変化させた種々のシミュレーションを行い、これらの解析条件がすべり安定性評価に与える影響も検討した。なお、本稿では 10,000 回の MCS 試行においてすべり安全率が 1.0 を下回る確率のことを示しており、ダムの終局限界あるいは使用限界に至る確率を指しているのではないことに注意されたい。

性能関数 Z は MCS の各試行における最小安全率発生円弧における起動モーメントを S 、抵抗モーメントを R として、 $Z=R/S-1$ で定義した。MCS の試行回数は予備検討の結果より Z の平均値 μ_Z の 95% 信頼区間の幅が μ_Z の概ね 1% 程度となる 10,000 回とした（図-18）。予備検討は後述する case A-2 と同じ条件で検討を行った。

なお、本研究では変動を考慮したのはロック材料のせん断強度のみであり、ロック材料の密度、コア材料・フィルタ材料の強度および密度、地震力についての変動は考慮していない。

3.2 解析方法および解析条件

3.2.1 解析ケース

(1) 材料強度・地震荷重の評価方法がすべり安全性評価に与える影響

解析ケースの一覧を表-4 に示す。本研究では表-4 に示す 2 種類のロック材料に対して、ロック材料のせん断強度の評価方法、地震荷重の評価方法、震力係数、設計地盤震度、震力係数といった解析条件を変化させた計 11 ケースの MCS を実施した。また、各ケースでは解析モデルの堤高を 50m, 100m, 150m に変化させた解析を実施

表-4 解析ケース一覧

CASE名	材料	せん断強度の評価方法	地震力の評価方法	震力係数	設計地震動 or 設計地盤震度
Case A-1	ロック I	震度法(c-φ法, c=0))	震度法	-	0.15
Case A-2		Ab法	修正震度法	$\mu + \sigma$	0.18
Case A-3					0.16
Case A-4					0.13
Case A-5		Ab法	修正震度法	μ	0.18
Case A-6					0.16
Case A-7					0.13
Case B-1	ロック II	震度法(c-φ法, c=0))	震度法	-	0.15
Case B-2		Ab法	修正震度法	$\mu + \sigma$	0.18
Case B-3					0.16
Case B-4					0.13

μ : 平均値 σ : 標準偏差

表-5 解析物性値

材料名	標本数	材料重量		震度法			新設計法 (Ab法, kPa)									
		飽和重量 γ_{sat} (kN/m^3)	湿潤重量 γ_t (kN/m^3)	内部摩擦角 ϕ			平均値 μ_{eff}		標準偏差 σ_{eff}							
				設計値 (断面決定) ($^{\circ}$)	平均値 ($^{\circ}$)	標準偏差 ($^{\circ}$)	$\mu_t(\sigma_n) = A \cdot \sigma_n^b$		$\sigma_{eff}(\sigma_n) = A \cdot \sigma_n^6 + B \cdot \sigma_n^5 + C \cdot \sigma_n^4 + D \cdot \sigma_n^3 + E \cdot \sigma_n^2 + F \cdot \sigma_n + G$							
							A	b	A	B	C	D	E	F	G	※ σ_n : 垂直応力
ロック I	13	20.8	20.0	41.00	41.94	0.45	3.026	0.837	-4.90E-16	1.95E-12	-3.06E-09	2.43E-06	-1.06E-03	0.290	1.915	
ロック II	8	21.6	19.6	41.00	42.04	1.00	2.226	0.878	-3.00E-16	1.21E-12	-1.95E-09	1.61E-06	-7.51E-04	0.209	3.333	
コア	-	20.6	20.3	36.00	36.00	0.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
フィルタ	-	21.1	20.4	37.00	37.00	0.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	

表-6 震力係数

材料

m

n

ロックⅠ

2.8

2.0

ロックⅡ

2.7

2.0

1:1

1:0.4

1:0.2

1:0.4

1:1

100m

H=100m

case

0.0

0.4

1.0

caseA-2~3, B-2~3

0.0

0.4

1.0

caseA-5~7

0.0

0.4

1.0

y/H

0.0

0.4

1.0

堤高H(m)

k/k_F1

k/k_F2

k/k_F3

50

2.67

1.75

1.09

2.12

1.28

0.80

100

2.43

1.47

0.89

1.82

1.02

0.62

150

2.19

1.20

0.69

1.52

0.76

0.45

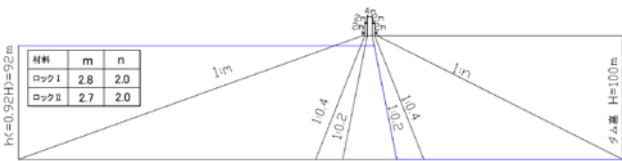


図-19 解析モデル(H=100m)

し堤高の影響についても検討した。なお、以下では簡略のため case A-1~7 を併せて「case A」、case B-1~4 を併せて「case B」と記載する。

3.2.2 解析モデルと解析物性値

解析モデルは、中央土質遮水壁型ロックフィルダムモデルで、堤体のみをモデル化した。図-19 に堤高 100m のダムモデルを示す。他の堤高モデルについては、堤高に応じて比例した相似形モデルとした。解析モデルの断面設計に用いたロック材料のせん断強度は、case A では I ダムの外部ロック（ロック I）の設計値を、case B では M ダム外部ロック（ロック II）の設計値を用いた。

次に MCS に用いた主な物性値を表-5 に示す。ロック材料のせん断強度の変動に関する統計基本量は、I ダムと M ダムにおいて各材料の品質管理試験として実施した大型三軸圧縮試験の試験結果を統計処理して算定した。また、ロック材料の密度は各材料の設計値を、コア材料・フィルタ材料の物性値は I ダムの設計値を採用した。

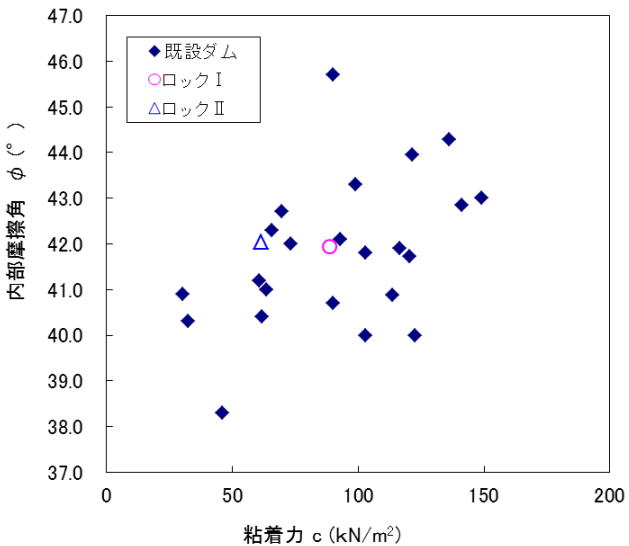


図-20 解析物性値と既設ダムのロック材料物性

今回、解析に用いたロック I, II の粘着力 c と内部摩擦角 ϕ の値について、既設のダム設計値を決定する際の材料試験で得られた数値と比較した。図-20 において、ロック I, II の c, ϕ は品質管理試験結果の平均値をプロッ

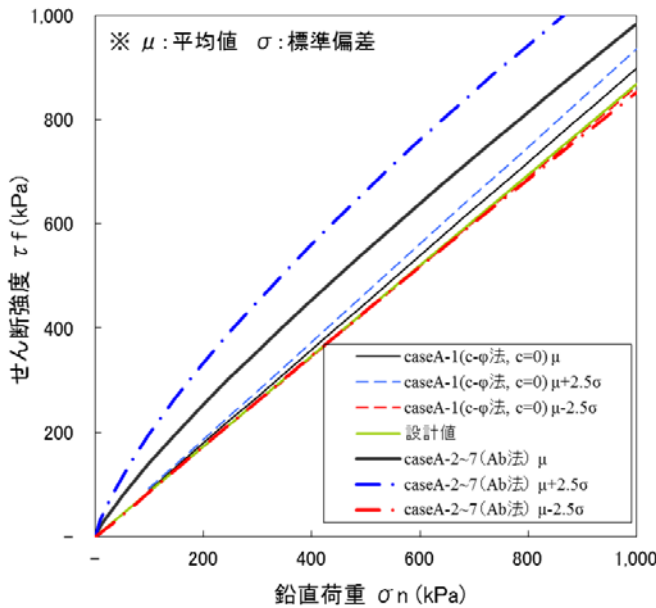


図-21 セン断強度の変動範囲（ロック I）

トしている。また、既設ダムの値は工事誌等より確認した材料試験結果の平均値または試験結果の分布範囲の中間値をプロットし、材料試験結果が確認出来なかったダムについては設計値をプロットしている。図-20 よりロック I は既設ダムと比べて c, ϕ とも分布範囲の中間付近の値であり、ロック II は ϕ 中間付近、 c が中間よりやや小さい値である。

3.2.3 震力係数

震力係数は第2章の検討結果に基づき、堤高の1次関数で与えた。この際、case A-2~4, case B-2~4 では48の対象地震波形に対する堤体応答の統計処理において、平均値+標準偏差($\mu+\sigma$)に基づき k/k_F を設定し、case A-5~7 では平均値(μ)に基づき k/k_F を設定した。各ケースの震力係数の値は表-6 の通りとした。

3.2.4 セン断強度の変動の設定方法

MCSの各試行におけるロック材料のせん断強度は、case A-1, B-1 では内部摩擦角 ϕ の変動が、その他のケースではAb法によるせん断強度 τ_{Ab} ($=A\sigma$) の変動が正規乱数に従うと仮定して、 ϕ と τ_{Ab} の平均値と標準偏差を用いて、試行毎に生起させた一様乱数をボックスミュラー法により ϕ と τ_{Ab} の正規乱数に変換した。せん断強度の変動の分布範囲は平均値を中心に標準偏差の ± 2.5 倍以内とし、この範囲を超える正規乱数が取得された場合は一様乱数の取得から再計算を行った。この標準偏差の ± 2.5 倍以内という変動分布範囲は変数の分布が正規分布に従うと仮定した場合、約99%が分布する範囲である。なお、一様乱数の発生手法はメルセンヌ・ツイスタを採用した。以上の設定に基づく各材料のせん断強度の

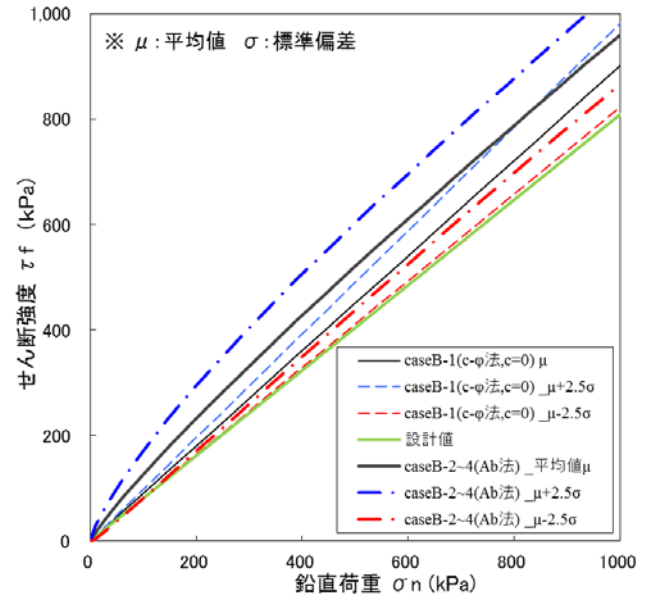


図-22 セン断強度の変動範囲（ロック II）

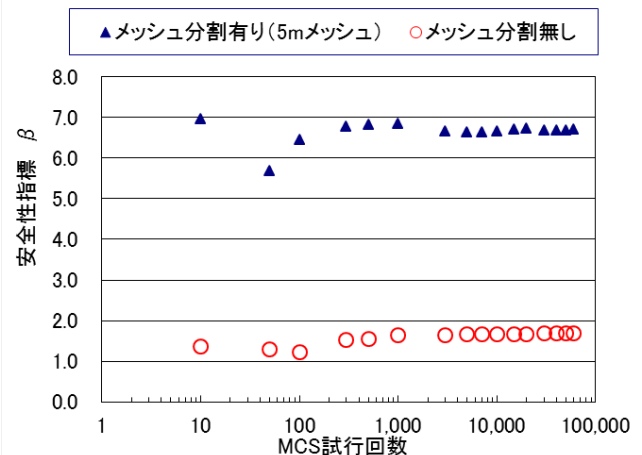


図-23 ゾーン分割の有無と安全性指標の関係

変動範囲を図-21,22 に示す。

3.2.5 評価方法

今回の解析ではMCSの各試行において、ロック材料のせん断強度はロックゾーン内で一様と仮定して解析を行った。しかし、本来はゾーン内でも空間的な変動を持つ。一般的に強度の自己相関を考慮しなければゾーン分割が細くなるほど安全性指標は大きくなるため¹²⁾、分割を一切行っていない今回の安全性指標の解析結果は空間的な変動を考慮した場合よりも過小に計算されている可能性がある。なお、強度の自己相関を考慮せずにロックゾーンの要素分割を行った場合の解析結果は、要素分割を行わない場合よりも同一断面における安全性指標が大幅に大きくなった (図-23)。

そこで、本検討では解析結果の評価は、解析結果の絶対値ではなく、解析条件の変化に伴う解析結果の相対的な変化とその要因分析に主眼をおいた。

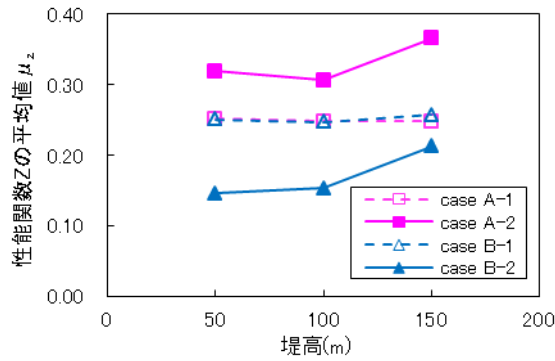


図-24 Zの平均値 μ_z (case A-1,2, case B-1,2)

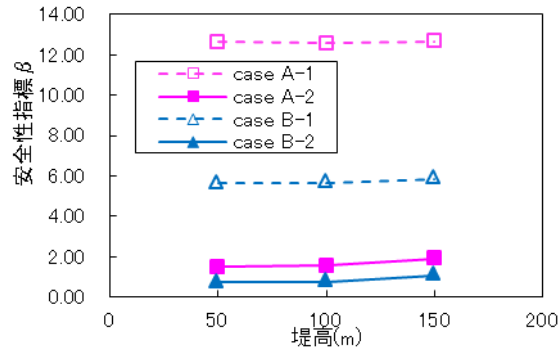


図-26 安全性指標 β (case A-1,2, case B-1,2)

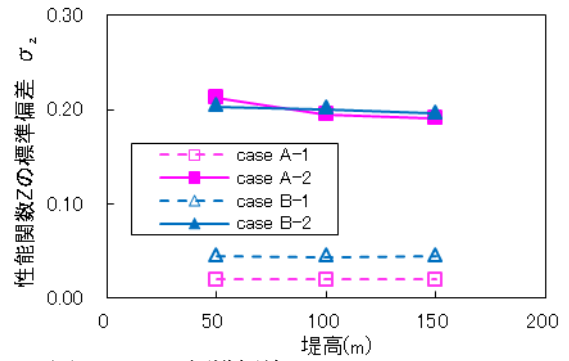


図-25 Zの標準偏差 σ_z (case A-1,2, case B-1,2)

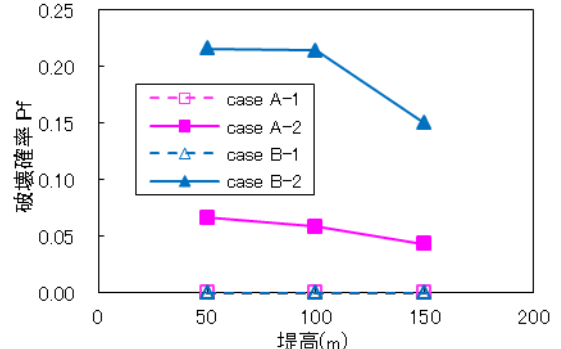


図-27 破壊確率 Pf_{MCS} 結果(case A-1,2, case B-1,2)

3.3 解析結果

3.3.1 解析手法がすべり安全性評価に与える影響

解析手法における強度および地震力評価方法が異なる case A-1,2 および case B-1,2 の解析結果を比較する。case A-1, B-1 は震度法に基づいており、case A-2, B-2 は修正震度法に基づいている。

各ケースの性能関数Zの平均値 μ_z および標準偏差 σ_z 、安全性指標 $\beta (= \mu_z / \sigma_z)$ 、破壊確率 Pf について図-24～27 に示す。 Pf は $Z < 0$ となる試行回数を全試行回数 (=10,000) で除した値として計算した。図-26 より case A-1, B-1 に対して case A-2, B-2 では安全性指標 β は大きく低下している。これは、図-24 より μ_z には大きな差がないが、図-25 に示すように、 σ_z の差が1オーダー程度発生しているためである。ここで図-21, 22 を参照すると、せん断強度の変動範囲は case A-1, B-1 より case A-2, B-2 のほうが広がっており、この強度の変動範囲の違いが σ_z に大きく影響したと考えられる。このような変動範囲の差が生じた要因は、case A-1, B-1 では c を無視して強度を設定していることにより、 c の変動が考慮されていないためである。

また、図-27 より case A-2 と case B-2 の破壊確率 Pf を比較すると、材料の違いにより Pf に 10% 程度の差が生じている。ここで、A-2~7, B-2~4 に用いたせん断強度の変動範囲の比較について垂直応力 σ_n が 500kPa 以下の

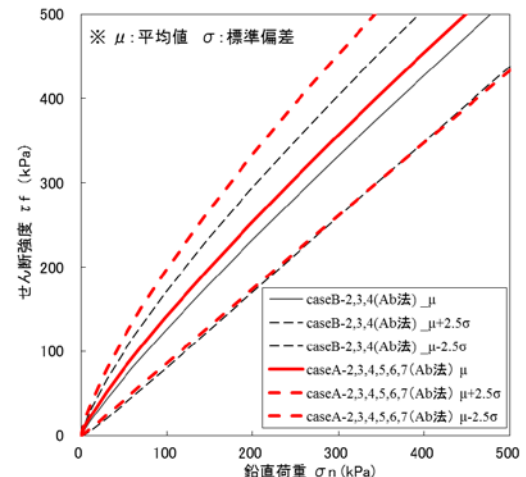


図-28 せん断強度の変動範囲 ($\sigma_n < 500\text{kPa}$)

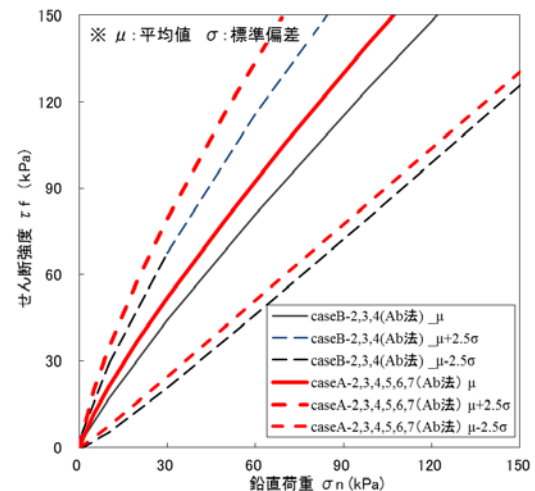


図-29 せん断強度の変動範囲 ($\sigma_n < 150\text{kPa}$)

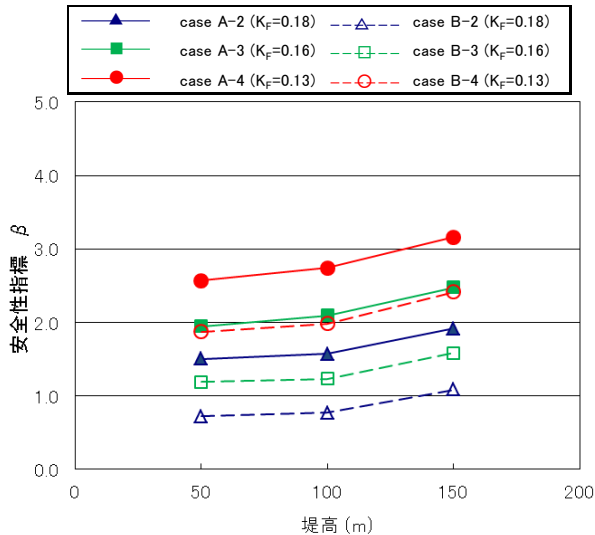


図-30 安全性指標 β (case A-2, 3,4 case B-2,3,4)

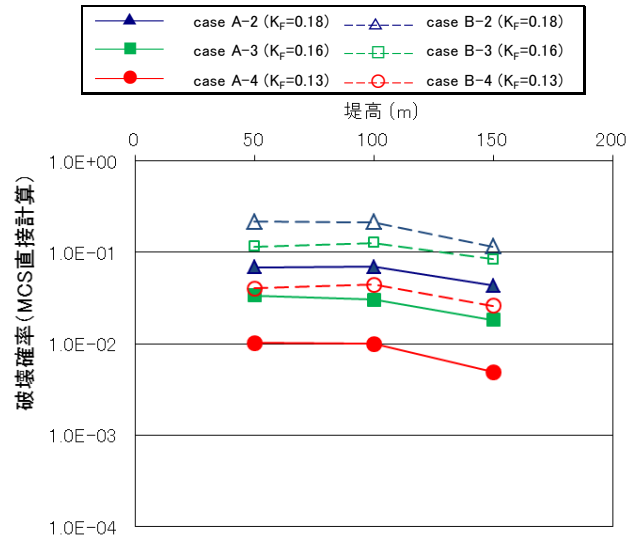


図-31 破壊確率 Pf_MCS 結果(case A-2, 3,4 case B-2,3,4)

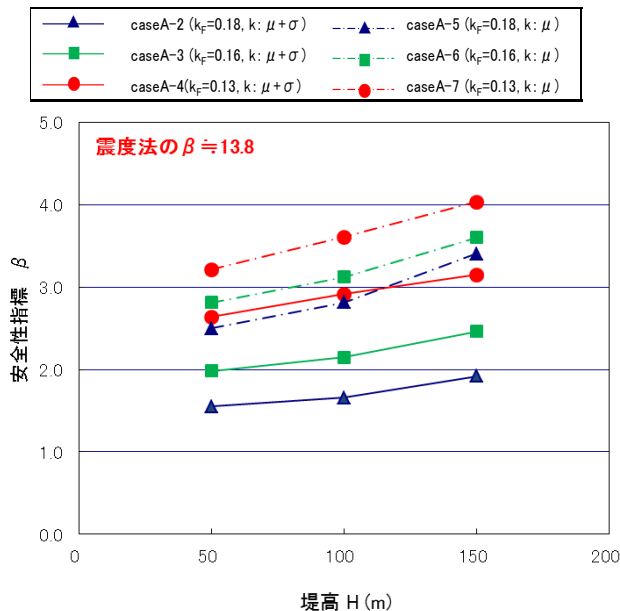


図-32 安全性指標 β (case A-2~7)

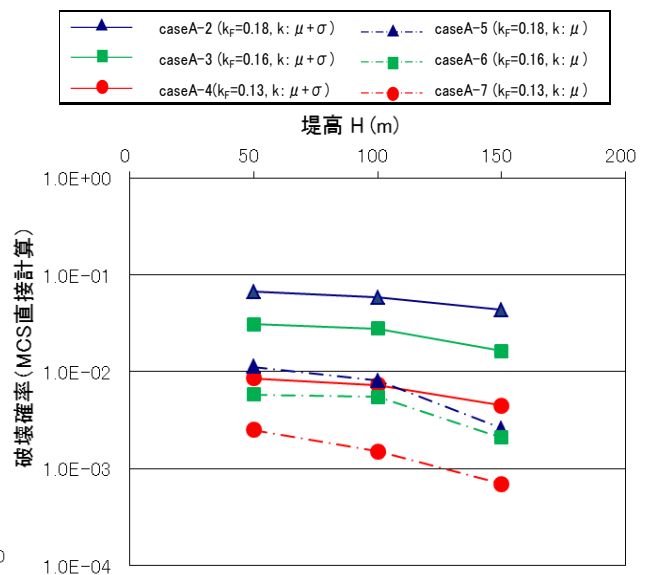


図-33 破壊確率 Pf_MCS 結果(case A-2~7)

範囲を図-28 に示し、 σ_n が 150kPa以下の低拘束圧部分の拡大図を図-29 に示す。せん断強度の評価方法を震度法 ($c-\phi$ 法, $c=0$) からAb法に変更した場合、低拘束圧条件において震度法よりも高い強度で評価される。case A, Bの震度法の設計内部摩擦角はともに 41° であることから、評価方法の違いによる低拘束条件下での強度の上昇の度合いはcase Aの方がcase B よりも大きい。その一方で、図-19 より、震度法による設計断面はcase Bの方が設計勾配は小さい。これらの要因により両者の破壊確率に差が生じたものと考えられる。

図-28 より変動範囲はcase A より case Bの方が相対的に小さい。一般的には強度の変動が小さい程、破壊確率は小さくなると考えられるが、case A と case B では変動が大きいcase Aの破壊確率が小さくなっている。こ

れより、前述した強度評価方法の変更が破壊確率に与える影響が、せん断強度の変動の大きさが破壊確率に与える影響より大きかったといえる。また、図-29 に示すとおり拘束圧が小さくなるに従い、case A, Bの変動範囲の絶対値の差は小さくなっており、土柱重量が小さいスライスについてはcase A, B変動範囲の差がほとんど生じないことも一因と考えられる。

次に図-26,27 の case A-2 と case B-2 について堤高と安全性指標・破壊確率の関係を見ると、ダム高が高いほど安全性指標は大きくなり、破壊確率は小さくなるという傾向がある。これは図-1 に示すように、修正震度法における震力係数を堤高の関数として設定しており、堤高が小さいほど y/H に対して大きな震力係数を与えているためと考えられる。

3.3.2 設計地盤震度がすべり安定性評価に与える影響

case A-2~4, case B-2~4 の解析結果を基に計算した、各ケースの安全性指標 $\beta (= \mu_z / \sigma_z)$ 、破壊確率 P_f について図 30, 31 に示す。

case A, B とともに設計地盤震度が大きくなるほど地震荷重が大きくなるため β は小さくなり、 P_f は大きくなる。case A, B とともに設計地盤震度が 0.18 と 0.13 のケースでは、破壊確率に 1 オーダー程度の差が生じている。

3.3.3 震力係数がすべり安定性評価に与える影響

case A-2~7 の解析結果を基に計算した、各ケースの安全性指標 $\beta (= \mu_z / \sigma_z)$ 、破壊確率 P_f について図 32, 33 に示す。

case A-2~4 と case A-5~7 を比較すると、case 5~7 の方が β は大きく P_f は小さくなっている。これは、case 5~7 の震力係数は 48 地震動に対する応答の平均値 μ に基づき設定しており、case A-2~4 と比較して震力係数が小さいためである。

前節の結果と併せて、設計地盤震度および震力係数に基づき地震荷重の設定値が破壊確率の計算結果に大きく影響を与えていることを示した。現時点での震力係数の算定手法は、解析対象とする 48 地震動を基に最大加速度を 196gal に引き伸ばした（若しくは縮小した）入力地震波形に対する地震応答の「最大値」に対して、統計処理を行っている。さらに平均値 (μ) + 標準偏差 (σ) を応答値として用いているため、地震荷重を高い値で固定した条件で計算しているともいえる。

信頼性設計は本来、荷重と強度の両方のばらつきを考慮して設計対象物の安全性を評価する手法であるため、破壊確率の算定に用いる震力係数の与え方については今後も引き続き検討を行う必要がある。

3.4 新設計法における材料安全率の設定についての基本的な考え方

震度法に基づく設計断面に対する安全性指標および破壊確率について検討した。震度法に基づく MCS 結果と修正震度法に基づく MCS 結果を比較すると安全性指標 β と破壊確率 P_f にはかなりの差が生じており、より実際の条件に近い地震力分布を与えているが、地震力が震度法よりかなり大きい修正震度法に基づく MCS 結果の方が P_f は高い値となった。また、震度法設計断面に対する修正震度法に基づく MCS を実施した場合、材料強度と堤高によって算出される安全性指標 β および破壊確率 P_f が異なることが分かった。

理想的な考え方をすれば、設計法において確保される破壊確率はダムによらず同一であることが望ましい。こ

のため、新設計法の検討においても、安全性指標と破壊確率をダムによらず同程度とすることが望ましく、仮にこのような設計法が確率できれば、ダムの安全性を対外的に説明しやすい。そこで、新設計法における材料安全率を検討する場合、必要に応じて材料強度特性や堤高に応じて材料安全率を変化させ、ダム毎に担保される安全性指標・破壊確率に大きなばらつきが生じないような材料安全率等の安全係数の値を設定することを考える。なお、堤高によって破壊確率が変化するのは堤高によって地震荷重が変化するためであることから、荷重に関する係数を別途導入して、材料安全係数、荷重係数、構造解析係数（すべり安全率）を組み合わせた部分安全係数法により整理する方法も考えられる。なお、この手法自体は他分野の信頼性設計でも良く用いられている手法である¹³⁾。

また、設計地盤震度と震力係数の設定によって破壊確率が大きく変化することが確認された。荷重評価の設定により、破壊確率は 1~2 オーダー程度変化しておりその影響は小さいとは言いがたい。従って震力係数についても変動の影響を考慮した追加検討等を行い、適切な設定値を検討する必要がある。これらの検討結果を勘案したうえで、新設計法で最低限確保すべき安全性指標・破壊確率についても引き続き検討を行う。

4. まとめ

平成 23 年度は、近年の地震動記録を用いて、下流側の震力係数および上下流勾配の影響も考慮した震力係数の検討を行った。また、新設計法における材料安全率を信頼性設計に基づき設定するための基礎的検討として、震度法設計断面に対して、せん断強度のばらつきを考慮した MCS を実施し、せん断強度と地震力の評価方法や堤高等の解析条件がすべり安定性評価に与える影響を検討した。以下に、その結果をまとめる。

- (1) ロックフィルダムにおける上流側すべりと下流側すべりの違いによる震力係数への影響はほとんどない。また、通常考えられるロックフィルダムの上下流面勾配の範囲においては、斜面勾配の違いによる震力係数への影響もほとんどない。
- (2) (1) より本研究で得られた堤高と震力係数との関係式を用いることにより、下流側すべりや異なる斜面勾配にも適用可能である。
- (3) MCS を実施する際のロック材の強度評価法を震度法 ($c-\phi$ 法, $c=0$) から Ab 法にすると、同一断面における安全性指標が大幅に低下する。これは震度法

3.6 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

による強度評価では粘着力を無視しているため強度の変動が小さく設定されるが、Ab 法による強度評価では強度の変動が相対的に大きく設定されることに起因する。

- (4) 今回の条件においては、地震荷重の評価方法により破壊確率が1~2 オーダー程度変化した。
- (5) 新設計法においては、ダム毎に担保される安全性指標・破壊確率に大きなばらつきが生じないことが望ましく、このような観点から材料安全率等の設定方法について検討する必要がある。

参考文献

- 1) 河川管理施設等構造令研究会編集：解説・河川管理施設等構造令, (社)日本河川協会, pp.33~47, 1978年3月.
- 2) 例えば 建設省土木研究所：土木研究所所報 第196号, pp.321~339, 1996年3月.
- 3) 例えば 国土交通省国土技術政策総合研究所, 独立行政法人土木研究所, 独立行政法人建築研究所:平成20年(2008年) 岩手・宮城内陸地震被害調査報告, pp.90~137, 2008年12月.
- 4) 例えば 国土交通省国土技術政策総合研究所, 独立行政法人土木研究所:平成23年(2011年) 東北地方太平洋沖地震土木施設災害調査速報, pp.342~366, 2011年7月.
- 5) 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編集, pp.5-10, pp.43~48, 1991年6月.
- 6) 例えば 星谷勝, 石井清：構造物の信頼性設計法, 鹿島出版会, pp.1~9, 1986年5月.
- 7) (財) ダム技術センター：ダム構造・設計等検討委員会 フィルダム設計合理化検討分科会 報告書, 2001年3月.
- 8) 山口嘉一, 佐藤弘行, 坂本博紀：修正震度法によるロックフィルダムの設計合理化に関する研究, 平成22年度土木研究所年次報告書, 2011年4月.
- 9) 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の影響分析と簡易推定方法, 土木研究所報告 No.212, pp.1~31, 2009年3月.
- 10) 山口嘉一, 佐藤弘行, 林直良：修正震度法によるロックフィルダムの設計合理化に関する研究, 平成21年度土木研究所年次報告書, 2010年4月.
- 11) 山口嘉一, 佐藤弘行, 澤田 尚：既設ロックフィルダムの設計地震係数と上下流面勾配の調査, 第37回地盤工学研究発表会発表講演集, pp.1281~1282, 2002年2月.
- 12) 松尾稔：地盤工学信頼性設計の理念と実際 pp.110-113, 1984年1月.
- 13) 例えば 鹿島建設土木技術設計本部編：耐震設計法/限界状態設計法, 鹿島出版会, 1993年11月.

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

Budgeted : Grants for operating expenses

General account

Research Period : FY2011-2013

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

Author : YAMAGUCHI Yoshikazu

SATOH Hiroyuki

SAKAMOTO Hiroki

Abstract : Recently in Japan, rationalization of design and construction or cost reduction has strongly requested. In this research, for rationalization of design of rockfill dams, we investigate strength evaluation of rock materials considering dependency of confining pressure, seismic coefficients for modified seismic coefficient method and rationalization of design based on reliability design method. To improve seismic performance evaluation of rockfill dams, we will try to evaluate effects of variations of density and strength of materials on deformation during earthquakes.

In fiscal year 2011, we investigated seismic force coefficient of downstream surface using recent recorded seismic motions, and effects of gradients of upstream and downstream surfaces. We conducted Monte-Carlo simulations of slip circle analysis to evaluate effects of variations of physical properties and analytical conditions on slope stability of rockfill dams. Based on the results, we proposed fundamental concept of partial safety factor for materials

Key words : rockfill dam, stability against slip, modified seismic coefficient method, seismic force coefficient, reliability design method.