

戦-27 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

研究予算：運営費交付金（一般勘定）

研究期間：平 21～平 24

担当チーム：水工研究グループ（水工構造物）

研究担当者：山口嘉一、佐藤弘行、坂本博紀

【要旨】

ロックフィルダムの建設について、設計施工の合理化やコスト縮減が強く求められている。本課題では、三軸圧縮試験と既往の研究成果として提案した低拘束圧領域における各種試験を実ダムのロック材料に適用して、従来設計における材料安全率の分析、せん断強度における応力-ひずみ関係等を踏まえて適切な材料安全率を提案する。また、堤高 100m 以下のフィルダムに対して 1991 年に提案した修正震度法の震力係数を最近の地震動記録を用いて見直すとともに、100m 以上の堤高のダムへの拡張を図る。これらを踏まえて修正震度法によるロックフィルダム堤体の合理的設計方法を提案する。

平成 22 年度は、昨年度までに実施した低拘束圧領域における各種試験結果を用いて、安定解析に用いる拘束圧依存性を考慮したせん断強度の評価を行った。また、既設および建設中のダムの材料試験結果を用いてひずみ軟化に伴う強度低下や震度法により確保されている材料安全率の調査・分析を行うことで修正震度法を基にした合理的設計方法において確保すべき材料安全率についての基礎的な検討を行った。さらに、近年の地震動記録を用いて堤高の影響も考慮した震力係数についての検討を行った。

キーワード：フィルダム、設計合理化、拘束圧依存性、修正震度法、震力係数

1. はじめに

ロックフィルダムの建設について、設計施工の合理化やコスト縮減が強く求められている。しかし、現行のロックフィルダムの設計法である震度法においては、ロック材料の設計強度は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、地震力は堤高方向に一定の慣性力として与えている¹⁾ため、実物性、実挙動を忠実に反映しておらず、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）」²⁾（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ことで鉛直方向に地震力の分布を与え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。ロック材料の強度については、指針（案）に示されるせん断強度の評価方法を基本とし、三軸圧縮試験の他、低拘束圧領域における各種試験により、拘束圧依存性を考慮したロック材料の強度を求めたうえで、従来の材料安全率、応力-ひずみ関係等を踏まえて適切な設計強度

を設定する必要がある。また、修正震度については、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。最終的には、これらを併せて修正震度法によるロックフィルダムの堤体設計の合理化を図る必要がある。

本研究では、上記の要請に応えるため、大型三軸圧縮試験と既往の研究成果として提案した低拘束圧領域における各種試験を実ダムのロック材料に適用してロック材料のせん断強度特性を明らかにするとともに、従来設計における材料安全率の分析、せん断強度における応力-ひずみ関係等を踏まえて適切な材料安全率を提案する。また、堤高 100m 以下のフィルダムに対して 1991 年に提案した修正震度法²⁾の震力係数を最近の地震動記録を用いて見直すとともに、100m 以上の堤高のダムへの拡張を図る。これらを踏まえて修正震度法を基にしたロックフィルダム堤体設計の合理的設計法（以下、「新設計法」という）を提案する。

平成 22 年度は、実ダムのロック材料を用いた低拘束圧領域におけるせん断強度試験結果を用いて、拘束圧依存性を考慮したせん断強度を評価するとともに、既設および建設中のロックフィルダムのロック材料のせん断強度の試験値や設計値を様々な観点から分析することで、新設計法における材料安全率について基礎的

な検討を行った。また、近年の地震動記録を用いて堤高の影響も考慮した震力係数の検討を行った。

2. 拘束圧依存性を考慮したロック材料強度の評価

2.1 検討方法

水工構造物チームでは、昨年度までの研究において、従来の大型一面せん断試験機を改良することで、大型三軸圧縮試験では適切な試験精度を確保することができない拘束圧が $\sigma_3 \leq 50\text{kPa}$ の低拘束圧領域におけるせん断強度を評価している^{3),4)}。以下、この「改良型大型一面せん断試験」を単に「大型一面せん断試験」という。しかし、大型一面せん断試験はまだ研究段階の試験方法である。一方、大型三軸圧縮試験はロック材料などの粗粒材料の一般的な試験方法として普及している⁵⁾。よって、実務における対応を考えた場合、大型一面せん断試験の結果から得られた知見を考慮しつつ、大型三軸圧縮試験の結果のみを用いて適正な強度評価を行う必要がある。そこで、大型三軸圧縮試験の試験結果のみを用いて強度評価した場合と、大型三軸圧縮試験と大型一面せん断試験の両方の試験結果を用いて強度評価した場合の強度評価の違いについて検討する。

また、指針(案)では拘束圧依存性を考慮したロック材料のせん断強度の評価方法としてAb法と ϕ_0 法の2種類が示されている²⁾。Ab法と ϕ_0 法はともに曲線近似式による評価方法であるが、図-1に示すように、試験データの存在しない低拘束圧領域における強度について、 ϕ_0 法では原点と最小測定値を結ぶ直線で近似しているのに対し、Ab法では曲線近似線のまま外挿しているという違いがある。そこで、これらのせん断強

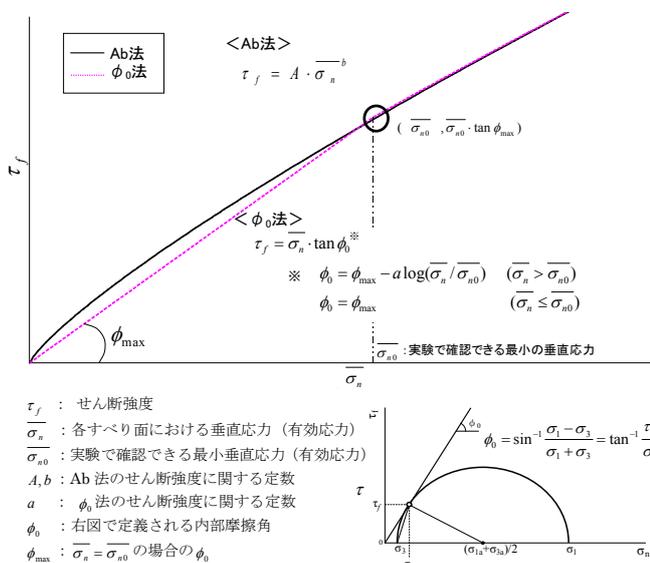


図-1 ϕ_0 法とAb法

度の評価方法の違いが強度評価結果に与える影響についても併せて検討する。さらに、これらの評価方法の違いがすべり安定解析結果に与える影響についてモデルダムに対する安定解析により検討する。

2.2 室内試験

2.2.1 試料

室内試験に使用した試料は、石英安山岩のロック材料(以下、「A材」という)、笠間産砕石骨材と砕砂の混合材料(以下、「B材」という)、花崗岩のロック材料(以下、「C材」という)の3種類である。各試料の粒度分布および基本的な物性値を図-2に示す。

2.2.2 大型三軸圧縮試験

大型三軸圧縮試験は地盤材料試験の方法「粗粒土の三軸試験の供試体作製・設置方法」(JGS 0530-2009)⁵⁾および「土の圧密排水(CD)三軸圧縮試験方法」(JGS 0524-2009)⁵⁾に準じ、飽和および不飽和条件下でA材、B材については49, 98, 196, 294kPaの4拘束圧条件で実施した。また、C材については飽和条件では49, 98, 196, 294, 392, 588, 785kPaの7拘束圧条件で、不飽和条件では49, 98, 196, 392kPaの4拘束圧条件で実施した。

供試体密度はA材およびB材では相対密度 $Dr=90\%$ 、C材では $Dr=85\%$ とし、この相対密度が得られる電動ハンマーによる1層あたりの締固め時間を締固め試験結果に基づきA材は12秒、B材は20秒、C材は18秒とした。供試体作製法の詳細およびその他の試験条件は参考文献3)による。

2.2.3 大型一面せん断試験

大型一面せん断試験は、飽和条件および不飽和条件下で、15, 25, 49, 98, 196, 294kPaの6垂直応力条件で実施した。供試体密度は各材料とも大型三軸圧縮試験の供試体と同じとし、電動ハンマーによる振

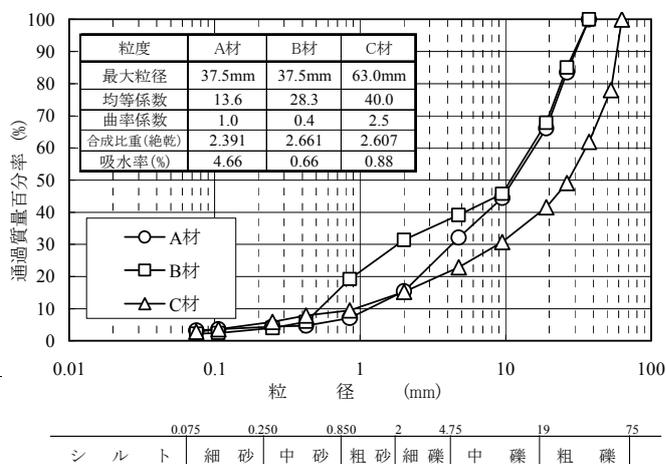


図-2 試験材料の粒度および物性値

動締固め法にて供試体を作製した。供試体作製方法の詳細およびその他の試験条件は参考文献3)による。

2.3 試験結果および強度評価

本節では試験結果および強度評価について示すが、紙面の都合上、C材の結果のみ示す。

2.3.1 Ab法による強度評価

大型三軸圧縮試験および大型一面せん断試験の試験結果について、垂直応力 σ_n とせん断強度 τ_f の関係とこれらの試験結果に Ab 法を適用した場合の累乗近似曲線を図-3, 4 に示す。図-3, 4 の破線は大型三軸圧縮試験の試験結果のみ用いた場合の近似曲線で、実線は大型三軸圧縮試験と大型一面せん断試験の両方の試験結果を用いた場合の近似曲線である。図より強度評価に使用するデータの違いによって近似曲線に大きな差はないことがわかる。

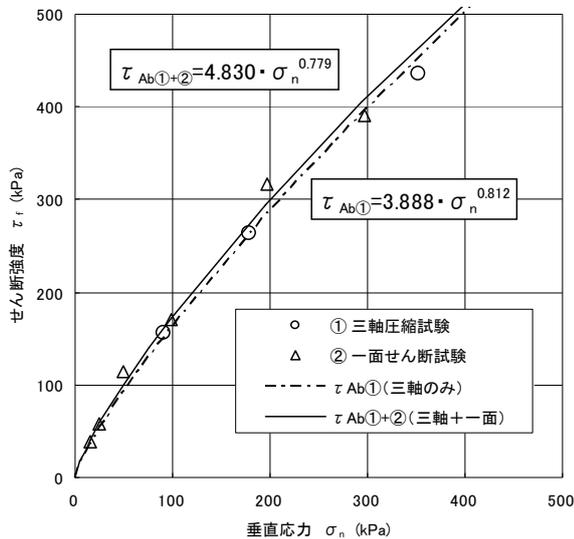


図-3 強度試験結果_Ab法評価 (C材：飽和条件)

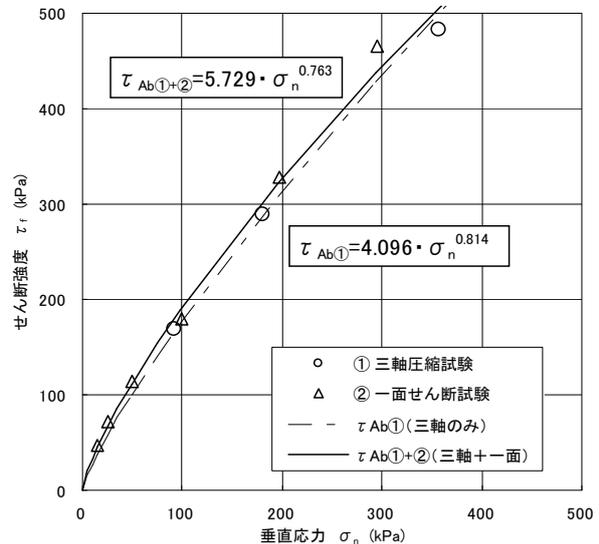


図-4 強度試験結果_Ab法評価 (C材：不飽和条件)

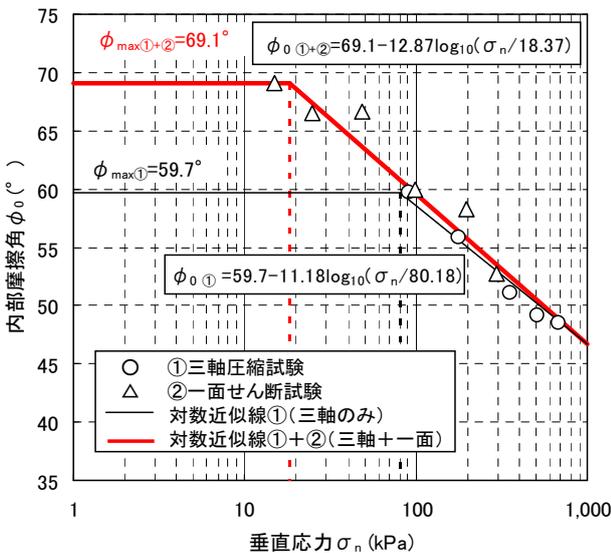


図-5 強度試験結果_φ₀法評価 (C材：飽和条件)

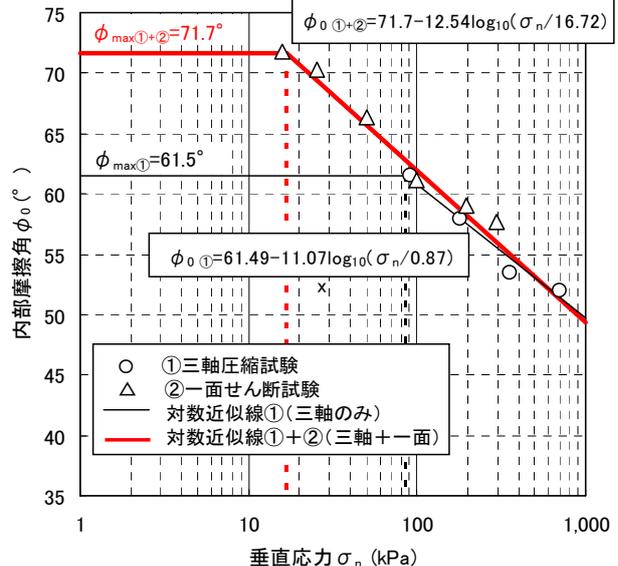


図-6 強度試験結果_φ₀法評価 (C材：不飽和条件)

2.3.2 φ₀法による強度評価

試験結果に ϕ_0 法を適用した場合の垂直応力 σ_n と内部摩擦角 ϕ_0 の関係と、その対数近似線を図-5, 6 に示す。図-5, 6 の細線は大型三軸圧縮試験の試験結果のみを用いて算出した近似線で、太線は大型三軸圧縮試験と大型一面せん断試験の両方の試験結果を用いて算出した近似線である。試験データが存在しない低拘束圧領域については $\phi_0 = \phi_{max}$ としている。図より、大型一面せん断試験でのみ測定可能な領域の方が内部摩擦角が大きいため、内部摩擦角の最大値 ϕ_{max} は大型三軸圧縮試験と大型一面せん断試験の両方の試験結果を用いて評価したケースの方が大きい。ただし、両ケースともに試験データが存在する範囲の近似直線には大きな差はないことがわかる。

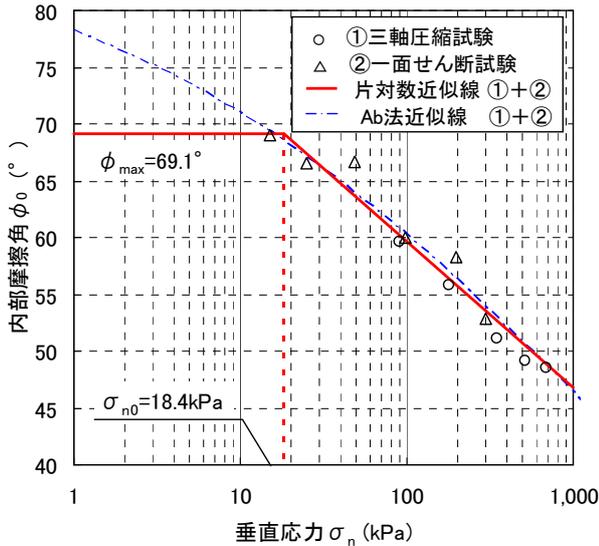


図-7 内部摩擦角の比較 (C材：飽和条件)

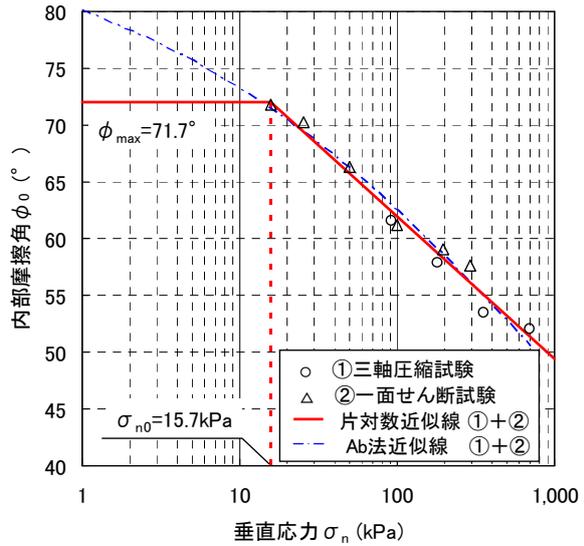


図-8 内部摩擦角の比較 (C材：不飽和条件)

表-1 入力物性値の一覧

材料	強度評価に使用する試験データ※1	Ab法		φ ₀ 法			モール・クーロンの破壊基準		飽和重量 γ _{sat} (kN/m ³)	湿潤重量 γ _s (kN/m ³)
		A※2	b※2	φ _{max} (°)	a※2	σ _{n0} ※3 (kPa)	c (kPa)	φ (°)		
ロック	①	4.713	0.746	57.6	16.21	75.38	-	-	20.2	19.1
A材	①+②	3.246	0.813	62.2	11.6	18.87	-	-		
ロック	①	4.740	0.795	61.9	12.18	94.31	-	-	23.4	21.9
B材	①+②	4.694	0.800	71.2	10.71	12.32	-	-		
ロック	①	3.888	0.812	59.7	11.18	80.18	-	-	22.7	21.0
C材	①+②	4.830	0.779	69.1	12.87	18.37	-	-		
コア材	-	-	-	-	-	-	0	34	21.1	20.4

※1 ①:大型三軸圧縮試験データ ②:大型一面せん断試験データ
 ※3 σ_{n0}:実験により確認される垂直応力の最小値

※2 実験定数はkPa単位に対する定数である

2.3.3 内部摩擦角の比較

大型三軸圧縮試験と大型一面せん断試験の両方の試験結果を用いてφ₀法を適用した場合の垂直応力σ_nと内部摩擦角φ₀の関係と、図-3, 4に示すAb法の累乗近似曲線から求めたσ_nとφ₀の関係を図-7, 8に示す。図中の太線はφ₀法におけるσ_nとφ₀の対数近似線で試験データが存在しない低拘束圧領域についてはφ₀=φ_{max}で与えている。細線はAb法による累乗近似曲線から求めたσ_nとφ₀を片対数上に表示したものである。

図より、Ab法とφ₀法の内部摩擦角は試験データが存在する範囲では概ね一致していることがわかる。一方、試験データが存在しない低拘束圧領域では、Ab法の累乗近似曲線から求めた内部摩擦角は計測された内部摩擦角の最大値φ_{max}を越えて増加し続けている。このため、Ab法を適用すると試験データが存在しない低拘束圧領域においては内部摩擦角を過大に評価する可能性がある。

2.4 モデルダムに対する安定解析

本節では前節で評価した強度定数を用いて修正震

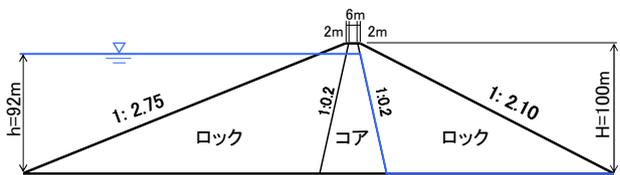
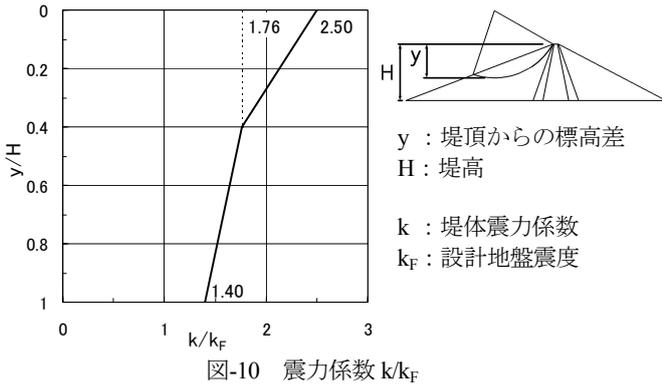


図-9 モデルダム断面

度法によるロックフィルダムのすべり安定解析を行い、せん断強度の評価方法 (Ab法, φ₀法) と強度評価に使用する試験データ (大型三軸圧縮試験の試験結果のみ用いるケース, 大型三軸圧縮試験と大型一面せん断試験の両方の試験結果を用いるケース) が、すべりに対する最小安全率に与える影響について検討する。また、解析対象とするすべり面の深さの最小値 D_{min} を 10m, 5m, 3m, 1m と変化させて解析を行い、D_{min} の設定と最小安全率および最小安全率が発生するすべり面のすべり深さ D の関係を検討する。また、指針 (案) においては現在、ロック材料のせん断強度試験法として最も一般的な試験方法である大型三軸圧縮試験では拘束圧σ₃が約 50kPa 以下 (不飽和条件での土被りに換算すると約 5m) の条件において適切な試験精度を確保できないという問題²⁾を踏まえて設定している



D_{min} (=5m) の妥当性について検討する。なお、本稿ではこのすべり土塊の鉛直土柱高さの最大値を「すべり面の深さ」と呼ぶ。

2.4.1 解析モデルと入力物性値

解析モデルは、中央土質遮水型ロックフィルダムモデルで、我が国のロックフィルダムの上下流面勾配に関する調査結果⁶⁾を参考に、強震帯における平均値(上流面_1.0 : 2.75、下流面_1.0 : 2.10)を用いるとともに、解析の簡略化を図るためフィルタゾーンはモデル化せず、図-9のとおりとした。また、安定解析に使用する入力物性値を表-1のとおりとした。修正震度法における設計地盤震度 k_F は強震帯地域の 0.18 とし、堤体震力係数 k との比 k/k_F については指針(案)に従い、図-10のとおりとした²⁾。なお、本稿では k/k_F 「震力係数」と呼ぶ。

2.4.2 解析ケース

解析ケースの一覧を表-2に示す。「材料」、「せん断強度の評価方法」、「強度評価に使用する試験データ」が異なる12ケースについて「解析対象とするすべり面の深さの最小値 D_{min} 」を10m, 5m, 3m, 1mに変化させて解析を行った。なお、具体のせん断強度の評価式は図-3

表-2 解析ケース一覧

ケース	ロック材料	せん断強度の評価方法	強度評価に使用する試験データ※	解析対象とするすべり面の最小深さ D_{min}
ケース A-1	A	Ab法	①	10m, 5m, 3m, 1m
ケース A-2			①+②	
ケース A-3		ϕ_0 法	①	
ケース A-4			①+②	
ケース B-1	B	Ab法	①	
ケース B-2			①+②	
ケース B-3		ϕ_0 法	①	
ケース B-4			①+②	
ケース C-1	C	Ab法	①	
ケース C-2			①+②	
ケース C-3		ϕ_0 法	①	
ケース C-4			①+②	

※ ①:大型三軸圧縮試験結果 ②:大型一面せん断試験結果

～図-6に示している。

2.4.3 解析結果

解析条件の違いによる変化が顕著に表れた上流側の解析結果を示す。また、A-C材の解析結果は、ほぼ同様の結果が得られたため、本稿ではC材の解析結果のみを示す。ケースC-1～4の D_{min} と最小安全率の関係を図-11に示す。また、 D_{min} と最小安全率が発生するすべり面の深さ D の関係を図-12に示す。

(1) せん断強度評価方法および使用試験データのの違いによる影響

図-11より、大型三軸圧縮試験の結果だけを用いて ϕ_0 法を適用したケースC-3でのみ、 D_{min} の減少に従い安全率が減少しており、特に $D_{min} \leq 5.0m$ の範囲での低下率が高い。また、図-12においてケースC-3で最小安全率が発生するすべり面の深さ D に注目すると、 $D_{min} \leq 5m$ の範囲ではほぼ $D=D_{min}$ となっており、すべり安定解析の対象範囲のうち最も浅いすべり面で最小安全率が発生していることがわかる。一方、その他の3ケースでは D_{min} の減少に伴う最小安全率の減少は見られず、かつ3ケースの最小安全率に大きな差はない。こ

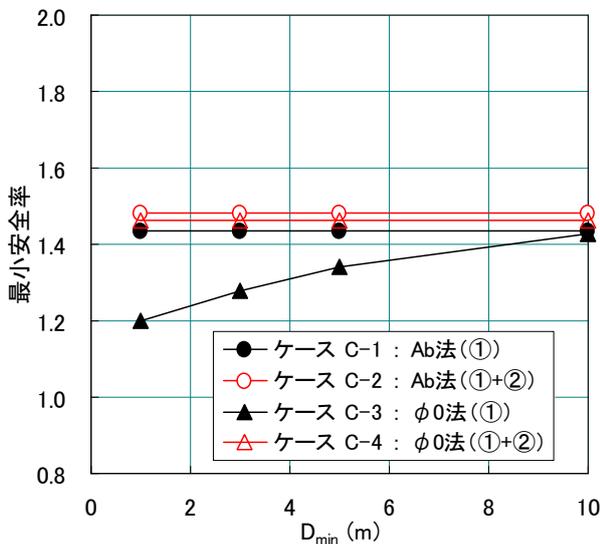


図-11 D_{min} と最小安全率 (C材:上流)

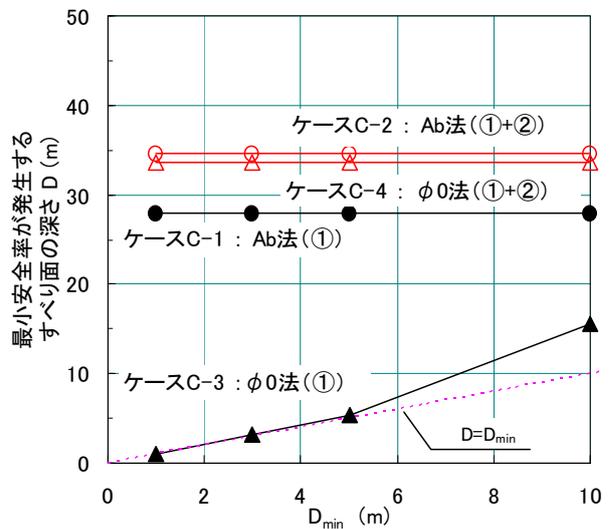


図-12 D_{min} とすべり深さ (C材:上流)

のことから、大型一面せん断試験により計測可能な低拘束圧領域におけるせん断強度を考慮すれば、せん断強度の評価方法の違いがすべり安定解析結果に与える影響はほとんどないといえる。逆に、実務で用いられている大型三軸圧縮試験の結果だけを用いて ϕ_0 法を適用した場合、Ab法を適用する場合よりもすべり安全率が低く評価されている。

また、前節においてAb法による強度評価を行うと試験データの存在しない低拘束圧領域において、過大な強度評価をしてしまう可能性があることを述べたが、 $D_{min} \leq 5m$ においてケースC-2とケースC-4の最小安全率を比較すると、ほぼ同程度の最小安全率となっている。このことから、強度評価にあたって、大型三軸圧縮試験と大型一面せん断試験の両方の試験結果を用いた場合、Ab法の適用により、試験データの存在しない低拘束圧領域における外挿評価強度がすべり安定解析結果に与える影響は小さいと考えられる。

(2) D_{min} の設定による影響

ケースC-3でのみ、 D_{min} の低下に伴い最小安全率が低下し、 D_{min} 付近の浅いすべりで最小安全率が生じている理由について考察する。図-1より、 ϕ_0 法は実験により確認できる最小垂直応力 σ_{m0} における内部摩擦角を ϕ_{max} とし、垂直応力が σ_{m0} 以下の試験データが存在しない領域におけるせん断強度については原点を通る直線近似とする評価方法である。つまり、試験データの存在しない低拘束圧領域では内部摩擦角が $\phi_0 = \phi_{max}$ で一定としてせん断強度が評価され、また低拘束圧条件になるほど、この影響は大きくなるため、 D_{min} の低下に従い最小安全率が小さくなったと考えられる。

一方、同じ ϕ_0 法でも、大型一面せん断試験の結果も含めてせん断強度を評価したケースC-4は、 D_{min} の減少による安全率の低下は生じておらず、最小安全率となるすべり面の深さDは約35mでAb法を適用したケースC-1,2におけるDと同程度である。以上より、大型一面せん断試験を拘束圧相当で50kPa以下の条件下でも実施することで得られる低拘束圧領域におけるせん断強度を考慮してせん断強度評価を行えば、修正震度法において解析対象から除外していた5m以下のすべり面では最小安全率は発生しないことを確認した。

なお、せん断強度の評価方法にAb法を採用した場合、強度評価に使用するデータが大型三軸圧縮試験のみであっても、最小安全率は深さが D_{min} 付近の浅いすべり面では発生していない。これは試験データの存在しない低拘束圧領域のせん断強度も曲線近似式によって外挿しているためである。

(3) 解析対象とするすべり面深さに関する考察

大型三軸圧縮試験では、適切な精度を確保できない拘束圧 σ_3 が約50kPa以下の低拘束圧領域において、大型一面せん断試験を実施してせん断強度を評価することができれば、すべり安定解析において指針(案)に示すような D_{min} による規定を設けなくても適切にすべり安全率が評価できる。また、このように低拘束圧領域でのせん断強度を評価することによって、より現実に近い条件下での安定解析である修正震度法の結果から表層部の浅いすべりは発生し難いことが明らかになった。さらに、実務的には、大型三軸圧縮試験結果のみを用いたうえで、Ab法、 ϕ_0 法どちらの評価方法を用いても、指針(案)に示すとおり、 $D_{min}=5m$ として安定解析を行うことで問題のない結果を得ることができると判断した。

3. 材料安全率に関する検討

現在、指針(案)は地震時における安定性の照査法として利用されているため、せん断強度の評価において材料安全率の概念が含まれていない。そこで、修正震度法を基にした新設計法においては、せん断強度の設計値に適切な材料安全率を見込む必要がある。

図-13に同一試験結果に基づくロック材料のせん断強度について、モール・クーロンの破壊基準線(①)、累乗近似式による破壊基準線(②)、震度法における設計せん断強度(③)、と新設計法における設計せん断強度のイメージ(④)の関係を示す。図-13に示すとおり、新設計法における設計せん断強度は曲線近似式に

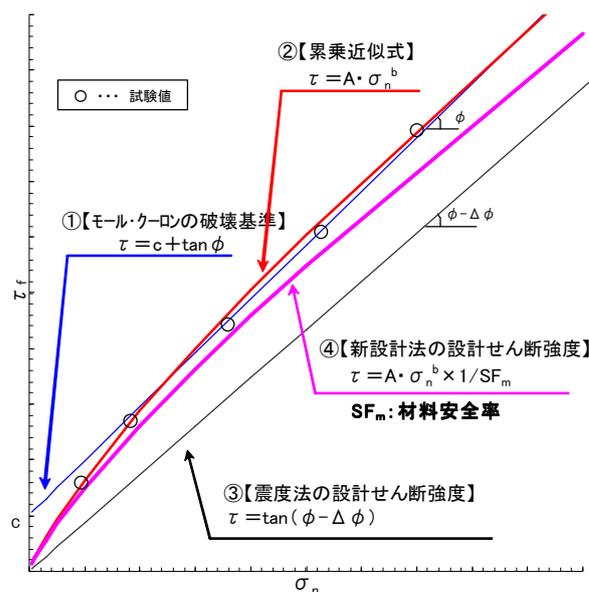


図-13 新設計法における設計せん断強度のイメージ
よる破壊基準線を適切な材料安全率で除した形で設定

することを想定している。本章ではこの新設計法における材料安全率についての基礎的な検討を行う。

3.1 検討方針

まず、新設計法における材料安全率の設定値は震度法で確保されている材料安全率を参考に検討する。震度法ではロック材料のせん断強度をせん断強度試験結果から得られるモール・クーロンの破壊基準線と与えられる試験強度に対して①内部摩擦角を適切な余裕を見込む($\phi' = \phi - \Delta\phi$)、②粘着力を無視する($c=0$)、という補正を行うことにより、設計強度の材料安全率を確保している。そこで、本章では震度法で確保されている材料安全率を「内部摩擦角に余裕を見込むことによる材料安全率 $SF_{m\phi}$ 」と「粘着力を無視することによる材料安全率 SF_{mc} 」に区分し、既設および建設中のダムにおけるロック材料のせん断強度に関する試験値と設計値の関係から $SF_{m\phi}$ と SF_{mc} の実績値を算出し、これらの積を震度法で確保されている材料安全率 SF_m として、 SF_m の分布について検討する。

また、実ダムの材料試験データから得られる「残留強度に対するピーク強度の比 $SF_{15\%}$ 」と「ダイレイション発生時強度に対するピーク強度の比 SF_d 」を材料安全率の候補とし、 $SF_{15\%}$ 、 SF_d の分布範囲と SF_m の分布範囲について比較を行った。これらの結果は、次年度以降も継続する新設計法における材料安全率の検討の基礎資料となる。

3.2 震度法に基づくせん断強度の材料安全率

3.2.1 $\Delta\phi$ を見込むことによる材料安全率 $SF_{m\phi}$

震度法ではせん断強度の設計値 ϕ' を定めるにあたり、内部摩擦角の試験値 ϕ に余裕 $\Delta\phi$ を見込むことで、モール・クーロンの破壊基準線に対して $SF_{m\phi} = \tan\phi$

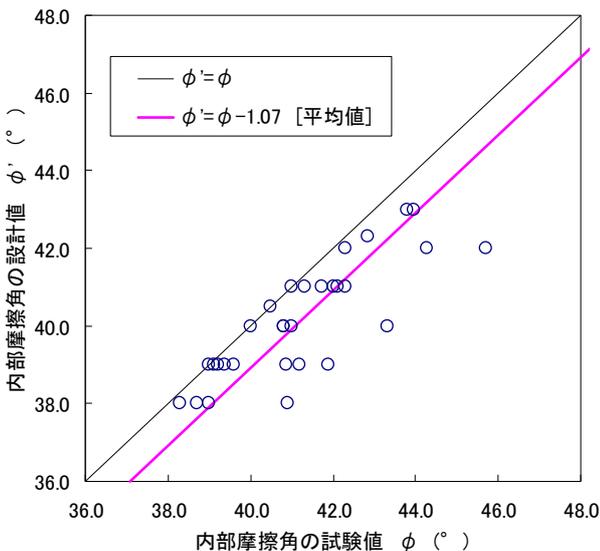


図-14 内部摩擦角の試験値と設計値

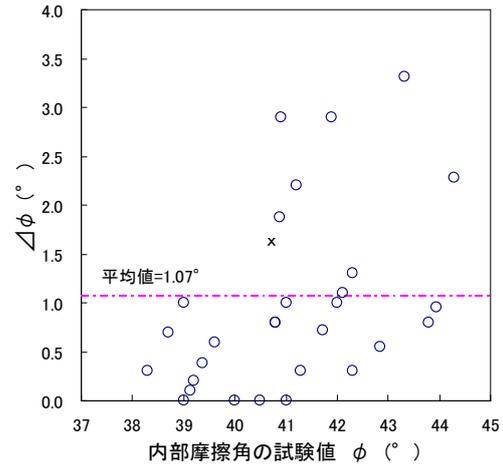


図-15 内部摩擦角の試験値 ϕ と $\Delta\phi$

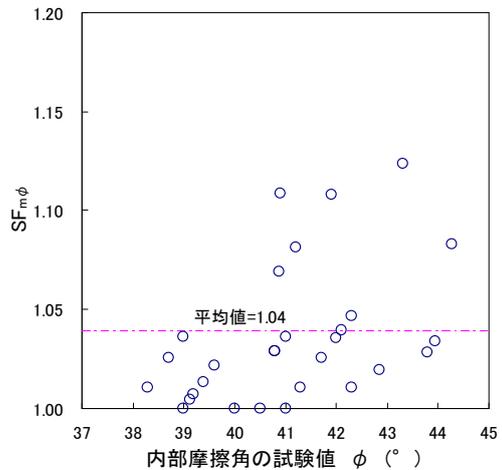


図-16 内部摩擦角の試験値 ϕ と $SF_{m\phi}$

$/\tan(\phi - \Delta\phi)$ ($=\tan\phi / \tan\phi'$) の材料安全率を確保している。

既設および建設中のダムにおけるロック材料における内部摩擦角の試験値 ϕ と設計値 ϕ' および $\Delta\phi$ の実績調査を行った。調査対象は国内の中規模以上の既設および建設中のロックフィルダムのうち、大型三軸圧縮試験によるせん断試験結果が入手できる 17 ダムにおける 30 種類のロック材料とした。調査結果について、内部摩擦角の試験値 ϕ と設計値 ϕ' の関係を図-14 に示す。また、内部摩擦角の試験値 ϕ と余裕 $\Delta\phi$ の関係を図-15 に、内部摩擦角の試験値 ϕ と内部摩擦角に関する材料安全率 $SF_{m\phi}$ の関係を図-16 に示す。

今回調査した 30 材料のうち 26 材料において内部摩擦角の設計値に余裕 $\Delta\phi$ を見込んでおり、 $\Delta\phi=0$ としている材料では試験値の最小値を設計値としている。 $\Delta\phi$ の平均値は約 1.07° で材料安全率 $SF_{m\phi}$ の平均値は約 1.04 であった。

図-15,16 より内部摩擦角の試験値 ϕ が大きいほど $\Delta\phi$ と $SF_{m\phi}$ は大きくなる傾向にある。これは経験的に内

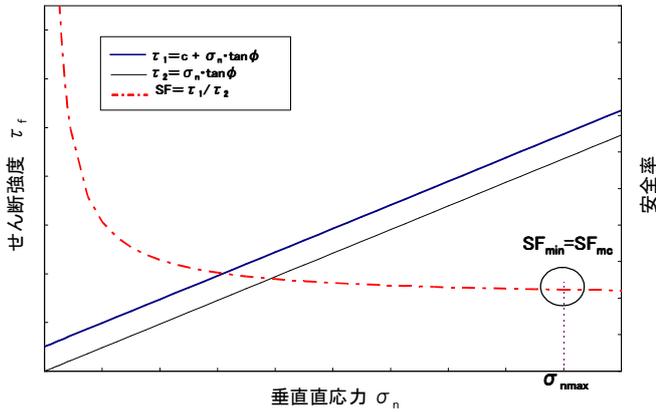


図-17 c=0 とすることによる安全率 SF_{mc}

部摩擦角の上限値は 41~43° 程度に抑えられていることに起因すると考えられる。

3.2.2 粘着力 c を無視することによる材料安全率 SF_{mc}

震度法において c=0 とすることによる試験強度に対する設計せん断強度の低減率は拘束圧が小さくなるほど大きくなるため、土被りの浅い箇所における安全率が過大となる傾向にある。このことを踏まえて、本稿では「粘着力 c を無視することで『最低限』確保される安全率」について検討した。

粘着力 c を無視することで最低限確保される安全率を図-17 に示すように想定する。図-17 において、モール・クーロンの破壊基準線によるせん断強度を τ₁ とし、粘着力を無視したせん断強度を τ₂ とする。τ₁ の τ₂ に対する安全率を SF とすると、SF は垂直応力 σ_n の増加に従い減少する。すなわち、ダム毎に想定される垂直応力の最大値 σ_{nmax} において SF は最小値 SF_{min} となる。この SF_{min} を c を無視することで最低限確保される材料安全率 SF_{mc} とする。

垂直応力の最大値 σ_{nmax} は土木研究所による既往の研究⁷⁾における算出方法をもとに、最大土柱高換算係数 η についての見直しを行い、σ_{nmax} ≐ σ_{3max} / κ とみなした式(1)により算出した。

$$\begin{aligned} \sigma_{nmax} &= \sigma_{3max} / \kappa \\ &= \eta \cdot \kappa \cdot \sigma_v / \kappa = \eta \cdot \gamma_t \cdot H \quad \dots(1) \end{aligned}$$

σ_{nmax} : 垂直応力の最大値

σ_{3max} : 拘束応力の最大値

η : 最大土柱高換算係数 (=0.40)

κ : 側圧係数 (=静止土圧係数=0.50)

σ_v : 鉛直応力

γ_t : 単位体積重量 (=19.6kN/m³)

H : 堤高

式(1)により算出した σ_{nmax} を用いて、調査対象とした材料において、c=0 とすることで最低限確保される

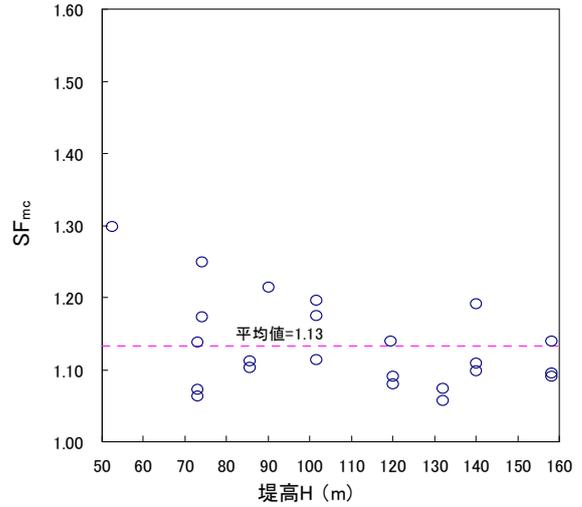


図-18 堤高 H と粘着力に関する安全率 SF_{mc}

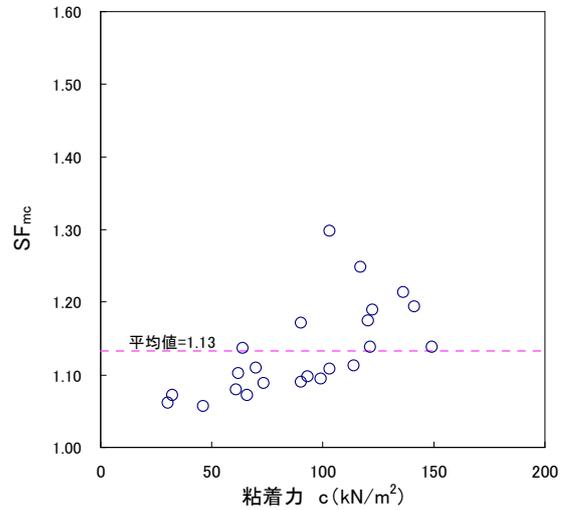


図-19 粘着力 c と粘着力に関する安全率 SF_{mc}

安全率 SF_{mc} を算出した。調査対象は SF_{mφ} を算出した 30 種類の材料のうち、粘着力 c についての記録が入手できた 23 種類の材料とした。堤高 H と SF_{mc} の関係を図-18 に、粘着力 c と SF_{mc} の関係を図-19 に示す。なお、対象ダムの堤高は 52m~158m の範囲で分布する。

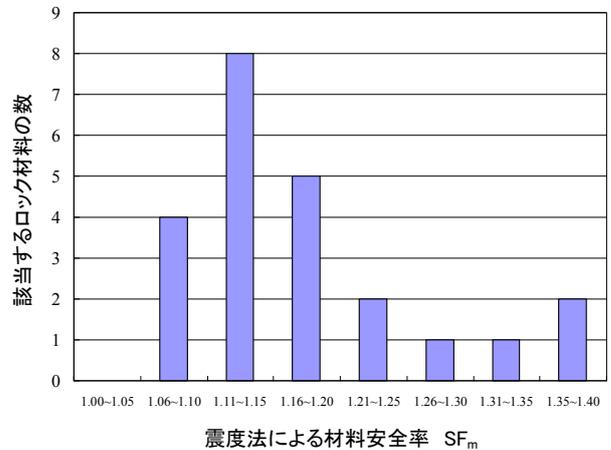


図-20 震度法による材料安全率 SF_{mφ} の度数分布

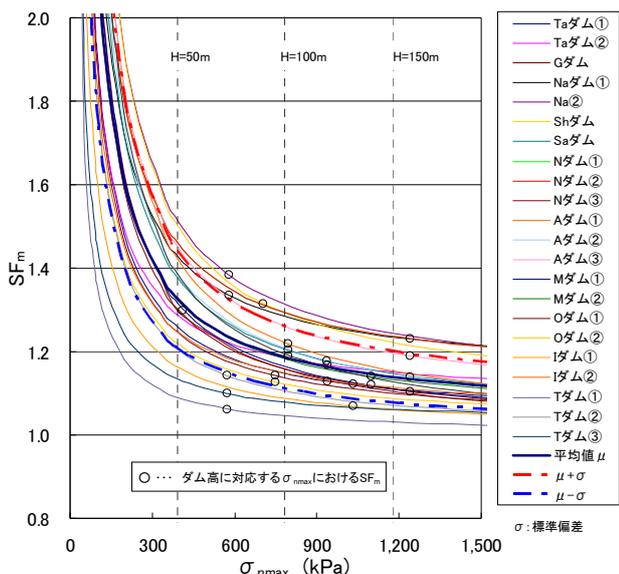


図-21 σ_{nmax} と SF_m の関係

表-3 堤高に対応する SF_m の諸量

SF_m \ 堤高H (m)	50	100	150
最大値	1.58	1.35	1.27
$\mu + \sigma$	1.50	1.29	1.22
μ	1.37	1.21	1.16
$\mu - \sigma$	1.24	1.13	1.09
最小値	1.10	1.05	1.04

※ μ …… 平均値 σ …… 標準偏差

図-18,19 より、パラツキはあるが、堤高 H が低くなるほど、粘着力 c が大きくなるほど、 SF_{mc} は大きくなる傾向がある。 SF_{mc} の範囲は 1.06~1.30 となり、平均値は 1.13、最小値は 1.06 である。

3.2.3 実ダムの堤高に応じた材料安全率 SF_m

3.2.1 および 3.2.2 において算出した $SF_{m\phi}$ と SF_{mc} を用いて、震度法により最低限確保される材料安全率 SF_m は $SF_{m\phi}$ と SF_{mc} の積で表すことができる。この SF_{mc} を新設計法におけるせん断強度式では Ab 法、 ϕ_0 法における材料安全率の候補として検討を行う。調査対象としたロック材料の SF_m の度数分布を図-20 に示す。

図-20 より調査対象の 7 割以上にあたる 17 材料が $SF_m = 1.06 \sim 1.20$ の範囲に分布していることがわかる。

3.2.4 σ_{nmax} を変化させた場合の材料安全率 SF_m

3.2.3 では各ダムの堤高に応じて式(1)によって算出される σ_{nmax} に対応する SF_m の検討を行った。同一の材料を用いてもダムの堤高に対応する最大垂直応力 σ_{nmax} に応じて SF_m は変化することから、3.2.3 で検討を行った材料について、 σ_{nmax} を 0~1500kPa に変化させた場合の SF_m の分布を算出した。各材料の σ_{nmax} と SF_m の関係を図-21 に示す。図-21 には参考として、各

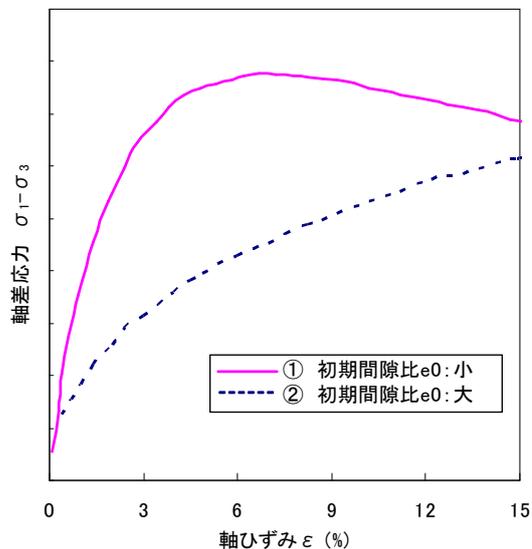


図-22 ひずみ軟化イメージ

ダムの堤高に応じた σ_{nmax} に対応する SF_m を○印でプロットしている。また、堤高 50m,100m,150m のダムにおける σ_{nmax} 対応する SF_m についての平均値(μ)、平均値(μ)±標準偏差(σ)、最大値、最小値の一覧を表-3 に示す。

これらの図表より堤高が高くなり σ_{nmax} が大きくなるほど、 SF_m は低下することがわかる。これは堤高が高いほど、 SF_{mc} が小さくなるためである。堤高 50m,100m,150m における SF_m の $\mu \pm \sigma$ の範囲を確認すると、堤高 50m で 1.24~1.50, 堤高 100m で 1.13~1.29, 堤高 150m で 1.09~1.22 となる。

3.3 残留強度に対するピーク強度の比に基づく安全率

3.3.1 残留強度

土質材料の三軸圧縮試験において、初期間隙比 e_0 が小さい供試体を用いた場合、軸ひずみの増加に従いせん断強度が増加し、ピーク強度に至るとその後は軸ひずみの進行とともに、強度が低下する過程を経て残留強度に至る (図-22 凡例①参照)。この強度低下を「ひずみ軟化」という。一方、初期間隙比 e_0 が大きい供試体では、試験終了となる軸ひずみが 15%に至るまで強度が増え続ける (図-22 凡例②参照)。フィルダムのロック材料は転圧により空隙比が小さい状態にあるため、载荷に伴う軸ひずみと強度の関係は前者の挙動が主体になるものと考えられる。

本節では、実ダムにおけるロック材料の大型三軸圧縮試験データを用いて、残留強度に対するピーク強度の比として安全率を定義し、その分布範囲を算出した。なお、3.2 の検討に用いた各材料の大型三軸圧縮試験結果を収集出来なかったため、本節では土木研究所で実施した実ダムにおけるロック材料の大型三軸圧縮試

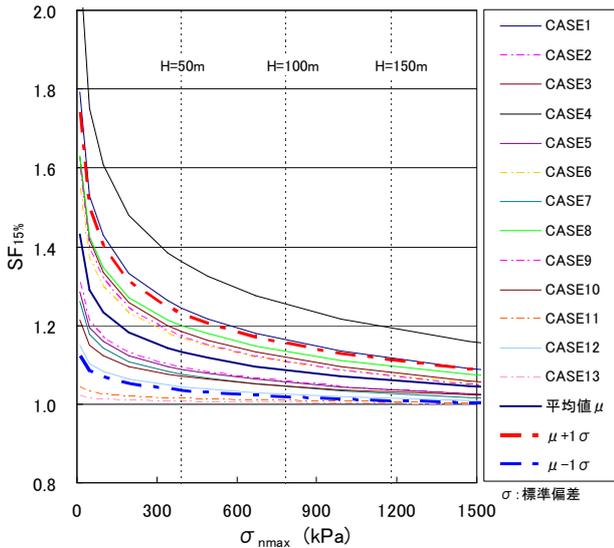


図-23 σ_{nmax} と $SF_{15\%}$ の関係

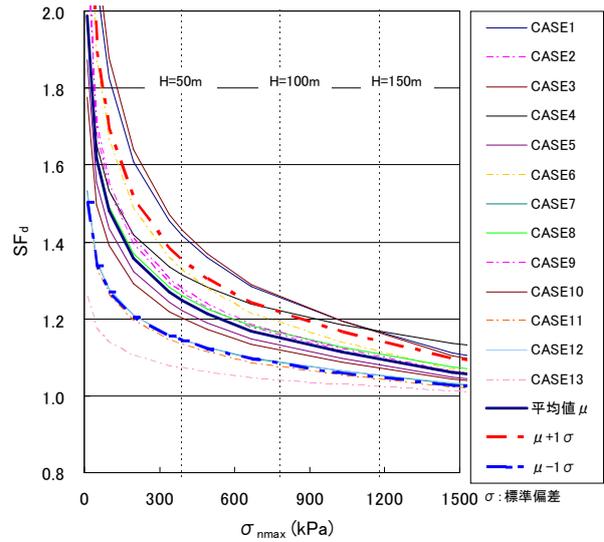


図-24 σ_{nmax} と SF_d の関係

表-4 堤高に対応する $SF_{15\%}$ の諸量

堤高H (m) \ $SF_{15\%}$	50	100	150
最大値	1.38	1.27	1.22
$\mu + \sigma$	1.24	1.17	1.13
μ	1.14	1.10	1.07
$\mu - \sigma$	1.04	1.02	1.01
最小値	1.01	1.00	1.00

※ μ ……平均値 σ ……標準偏差

表-5 堤高に対応する SF_d の諸量

堤高H (m) \ SF_d	50	100	150
最大値	1.47	1.29	1.19
$\mu + \sigma$	1.38	1.24	1.17
μ	1.27	1.17	1.11
$\mu - \sigma$	1.15	1.10	1.06
最小値	1.08	1.05	1.03

※ μ ……平均値 σ ……標準偏差

験のデータ^{8),9)}を用いて検討している。

3.3.2 検討方法

既往の研究成果^{9),10)}を再整理し、軸ひずみ15%強度 $\tau_{15\%}$ を残留強度とし、 $\tau_{15\%}$ に対するピーク強度 τ_{peak} の比を安全率 $SF_{15\%}$ と定義し、その分布範囲を検討する。

τ_{peak} および $\tau_{15\%}$ はそれぞれピーク時および試験終了となる軸ひずみ15%時の試験強度に Ab 法を適用して近似式を算出した。 $SF_{15\%}$ は式(2)により、 σ_{nmax} を SF_m の検討と同様に 0kPa~1500kPa の範囲で算出した。

$$SF_{15\%} = \tau_{peak} / \tau_{15\%} \quad (\sigma_n = \sigma_{nmax}) \quad \dots(2)$$

3.3.3 計算結果

算出した各材料の σ_{nmax} と $SF_{15\%}$ の関係を図-23 に示す。また、堤高 50m, 100m, 150m のダムにおける σ_{nmax} に対応する $SF_{15\%}$ についての平均値(μ)、平均値(μ)±標準偏差(σ)、最大値、最小値の一覧を表-4 に示す。

図-23 より、全ての材料で堤高が高くなり σ_{nmax} が大きくなるほど、 $SF_{15\%}$ は小さくなるのがわかる。堤高 50m, 100m, 150m における $SF_{15\%}$ の $\mu \pm \sigma$ の範囲を確認すると、堤高 50m で 1.04~1.24, 堤高 100m で 1.02~1.17, 堤高 150m で 1.01~1.13 となる。

3.4 ダイレクション発生時強度に対するピーク強度の比に基づく安全率

3.4.1 ダイレクション発生時強度

ロック材料にせん断作用が働くと、供試体内のせん断面に働くせん断力によりダイレクションが発生する。材料は荷重の作用により圧縮された後、正のダイレクションにより膨張する。体積ひずみ ϵ_v が極小値(負の最大値)になる点、すなわちダイレクションによる材料の膨張が開始する点におけるせん断強度 τ_d とする。 τ_d はロック材料のように初期間隙比が小さい状態材料では一般的にピーク強度 τ_{peak} よりも小さい。

3.4.2 検討方法

本節では、3.3 の検討で用いたロック材料の大型三軸圧縮試験データ^{8),9)}を用いて、 τ_d に対するピーク強度 τ_{peak} の比を安全率 SF_d と定義し、その分布範囲について検討する。

τ_{peak} および τ_d はそれぞれピーク時およびダイレクション発生時時の試験強度に Ab 法を適用して近似式を算出した。 SF_d は式(3)により算出し、 $SF_m, SF_{15\%}$ の検討と同様に σ_{nmax} を 0kPa~1500kPa の範囲で算出した。

$$SF_d = \tau_{peak} / \tau_d \quad (\sigma_n = \sigma_{nmax}) \quad \dots(3)$$

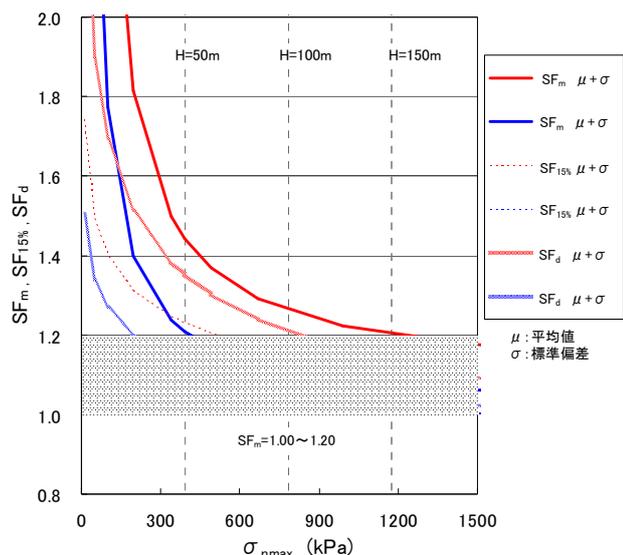


図-25 SF_m, SF_{15%}, SF_dのμ±σの範囲

表-6 堤高に対応するSF_m, SF_{15%}, SF_dのμ±σ

堤高 H (m)		50	100	150
SF _m	μ+σ	1.50	1.29	1.22
	μ-σ	1.24	1.13	1.09
SF _{15%}	μ+σ	1.24	1.13	1.13
	μ-σ	1.04	1.02	1.01
SF _d	μ+σ	1.38	1.24	1.17
	μ-σ	1.15	1.10	1.06

※ μ…平均値 σ…標準偏差

3.4.3 計算結果

算出した各材料のσ_{nmax}とSF_d関係を図-24に示す。また、堤高50m,100m,150mのダムにおけるσ_{nmax}に対応するSF_dについての平均値(μ)、平均値(μ)±標準偏差(σ)、最大値、最小値の一覧を表-5に示す。

SF_dはSF_{15%}と同様の变化傾向を示し、堤高が高くなりσ_{nmax}が大きくなるほど、SF_dは小さくなる。堤高50m,100m,150mにおけるSF_dのμ±σの範囲を確認すると、堤高50mで1.15~1.38,堤高100mで1.10~1.24,堤高150mで1.06~1.17となる。

3.5 総合比較

本章で検討した、SF_m, SF_{15%}, SF_dについての比較を行う。SF_m, SF_{15%}, SF_dのμ±σとσ_{nmax}の関係を図-26に示す。また、堤高50m,100m,150mのダムにおけるσ_{nmax}に対応するSF_m, SF_{15%}, SF_dのμ±σの一覧を表-6に示す。なお、図-26では具体の既設および建設中のダムのSF_mの7割以上が集中したSF_m=1.00~1.20(厳密には1.06~1.20の範囲に7割が集中)の範囲を半透明で着色している。これらの図表より、SF_m, SF_{15%}, SF_dは全て堤高が高くなりσ_{nmax}が大きくなるほど低下すると

いう共通の傾向がある。また、3つの安全率なかでSF_mが最も高い範囲に分布していることがわかる。また、SF_{15%}とSF_dがσ_{nmax}が大きくなるほど、バラツキが小さくなるのに対して、SF_mのバラツキはH=50m~150mの区間で変化がない。またSF_mの集中したSF_m=1.00~1.20の範囲はSF_{15%}のμ±σの範囲と重なっている。

今後は、これらの結果を踏まえて、材料安全率に関する検討をさらに進める。

4. 近年の地震動を用いた震力係数の検討

4.1 検討の概要

指針(案)²⁾における震力係数は、1980年代以前の実測地震波を用いた検討の結果等に基づいて定められているが、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収集されている。

また、指針(案)では「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²⁾」と記述されているものの、堤高100mを超えるフィルダムを対象とした震力係数の提示には至っておらず、研究委員会の成果¹⁾として堤高110mのフィルダムを対象とした震力係数の例示にとどまっている。

このような状況に鑑み、新設計法で用いる震力係数を新たに定めるため、近年のダムサイトにおける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。そこで、本章では、平成21年度に近年の地震動記録から選定した48地震動⁴⁾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う。また、これらの結果を用いて、堤高100mを超えるフィルダムを含めた堤高と震力係数の関係について考察する。

4.2 解析方法および解析条件

4.2.1 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¹²⁾を行い地震時の堤体応答を求め、図-26に示す上流側⁸⁾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²⁾。

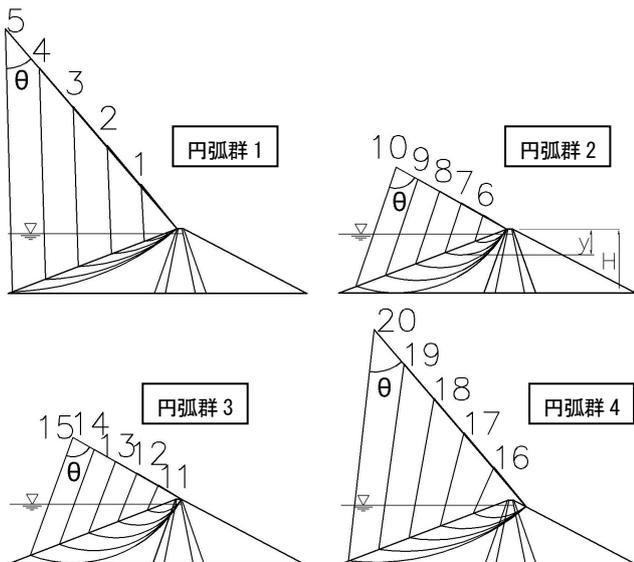


図-26 解析の対象とした想定すべり円弧 (20円弧)

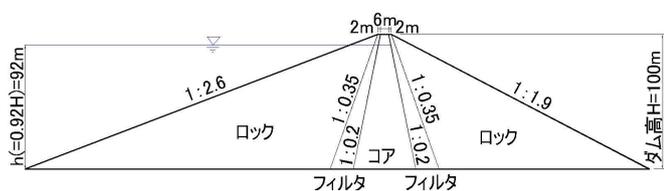


図-27 解析モデル (堤高 H=100m の場合)

4.2.2 解析モデルと入力物性値

解析モデルは、堤高 50m、75m、100m、125m、150m の 5 つの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。断面勾配であるロックゾーンの上流斜面勾配は、現行の設計法である震度法¹⁾によるすべり安定解析で、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ほぼ 1.2 (ただし 1.2 以上) になる勾配¹²⁾として、図-27 の堤高 100m モデルを決定した。他の堤高モデルについては 100m モデルの堤高比率の相似形モデルとした。モデルダムの堤体形状と貯水位条件を表-5 に、モデルの有限要素分割を図-28 に示す。

等価線形解析に用いた入力物性値のうち湿潤および飽和密度、初期せん断剛性を表-7 に示す。また、図-29 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、我が国の内部土質遮水壁型ロックフィルダムの標準的な堤体材料と判断した設計値ないしは試験値を基本として設定¹²⁾した。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% を上乘せして考慮した。

表-5 堤体形状と貯水位条件

堤高 (m)	天端幅			法面勾配		ゾーン断面		貯水位 (m)
	全幅 (m)	コア (m)	フィルタ (m)	上流	下流	コア勾配 上下流	フィルタ勾配 上下流	
50	5.0	3.0	1.0					46
75	7.5	4.5	1.5					69
100	10.0	6.0	2.0	1 : 2.6	1 : 1.9	1 : 0.2	1 : 0.35	92
125	12.5	7.5	2.5					115
150	15.0	9.0	3.0					138

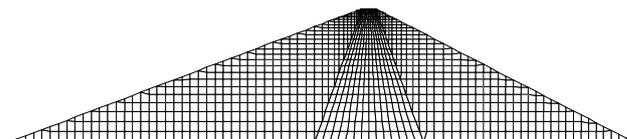


図-28 解析モデルの有限要素分割 (相似形モデルのため堤高によらず同形状)

表-7 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 $\sigma_m = \{(1+2k)v\} / 3$
k: 主応力比 (0.5), v : ボアソン比 (0.35)

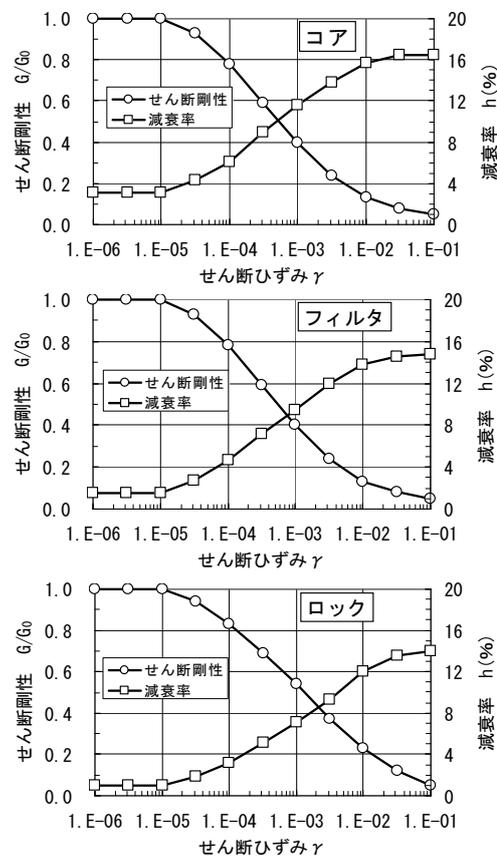


図-29 せん断剛性および減衰率とせん断ひずみの関係

4.2.3 入力地震動

平成 21 年度に選定した 48 地震動⁴⁾を入力地震動として用いた。選定された地震動は、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記録された上下流方向の水平地震動で、最大加速度が 100gal 以上を記録した 48 地震動である。なお、解析では同時に観測された鉛直地震動も考慮した。

選定した 48 地震動の水平地震動の最大加速度が 196gal (0.2G) となるように一様に振幅を増幅ないしは減衰した。鉛直地震動については、水平地震動と同じ増幅 (減衰) 比率を乗じた。

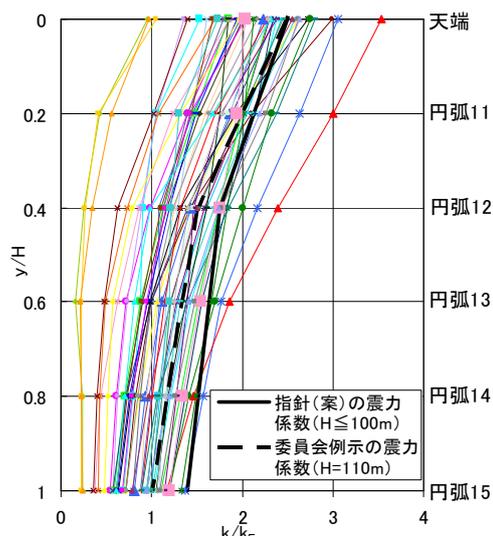


図-30 y/H と k/k_F の関係 (H=50m)
(全解析結果, 円弧群 3)

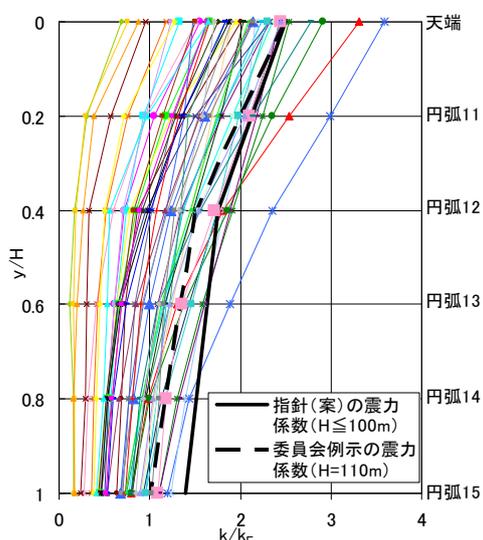


図-31 y/H と k/k_F の関係 (H=75m)
(全解析結果, 円弧群 3)

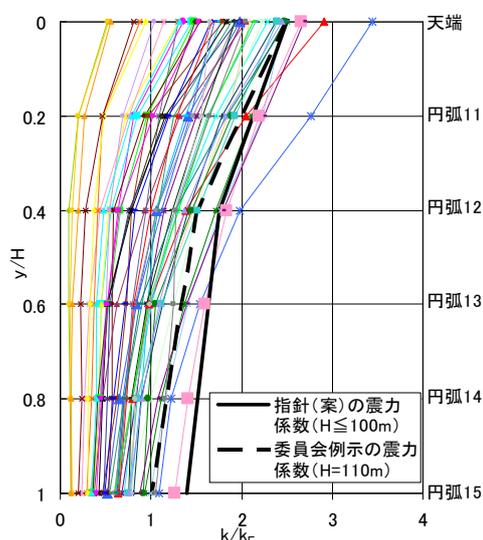


図-32 y/H と k/k_F の関係 (H=100m)
(全解析結果, 円弧群 3)

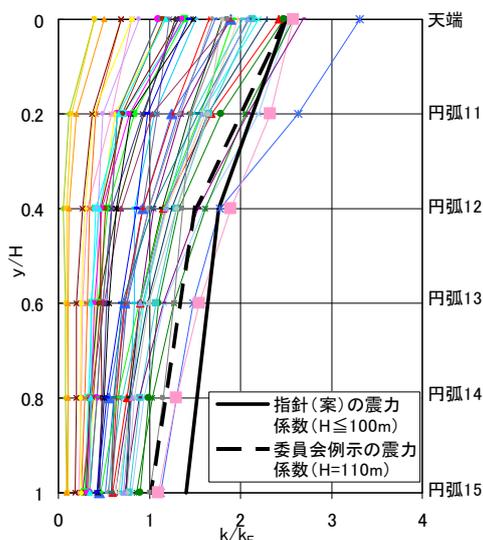


図-33 y/H と k/k_F の関係 (H=125m)
(全解析結果, 円弧群 3)

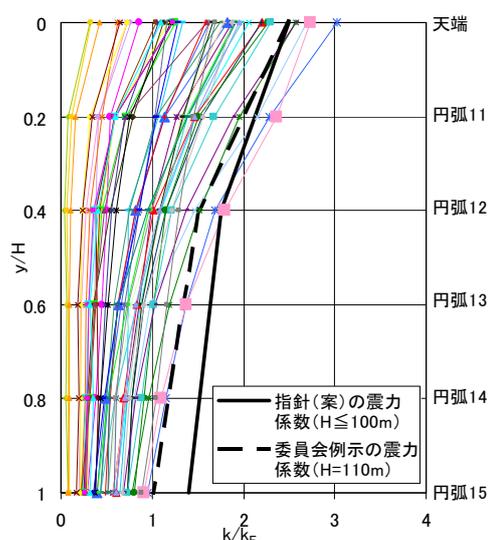


図-34 y/H と k/k_F の関係 (H=150m)
(全解析結果, 円弧群 3)

4.3 解析結果

堤高 $H=50\text{m}$ 、 75m 、 100m 、 125m 、 150m モデルの解析結果をそれぞれ図-30～図-34 に示す。これらの図は、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 と震力係数 k/k_F の関係を示している。また、すべり円弧の始点上端の異なる4円弧群20円弧について検討を行っているが、4円弧群の解析結果に大きな差異はなかったため、ここでは4円弧群のうちほぼ最大の震力係数を示した円弧群3の結果を例示している。

すべての堤高ケースの解析結果と堤高 100m 以下のダムに適用する指針(案)の震力係数を比較すると、いくつかの地震動で天端から高標高部の領域で指針(案)の震力係数を上回る箇所がわずかに見られ、特

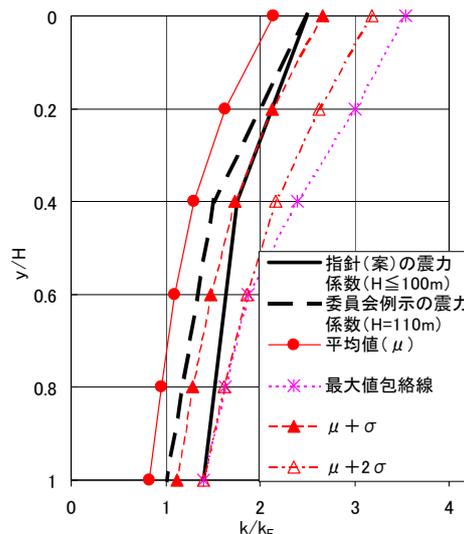


図-35 y/H と k/k_F の関係 ($H=50\text{m}$) (統計処理結果)

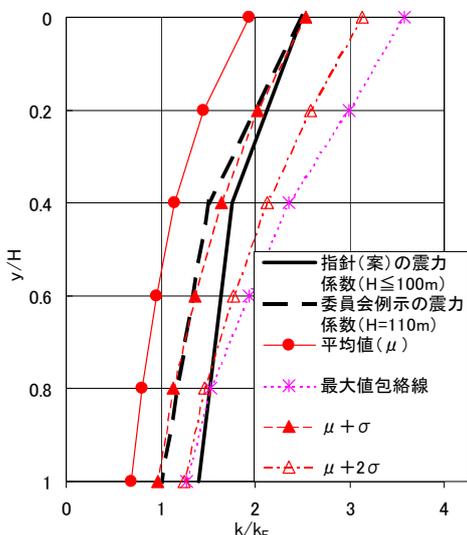


図-36 y/H と k/k_F の関係 ($H=75\text{m}$) (統計処理結果)

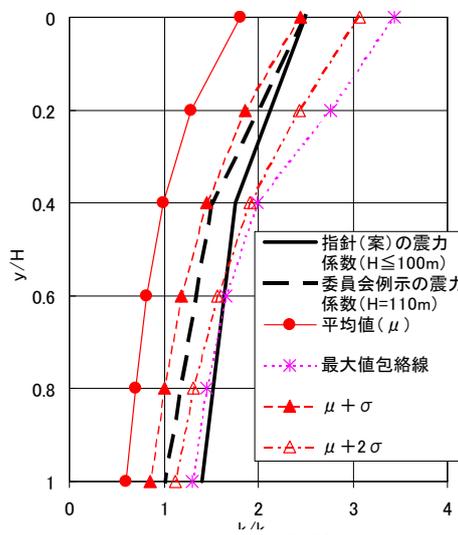


図-37 y/H と k/k_F の関係 ($H=100\text{m}$) (統計処理結果)

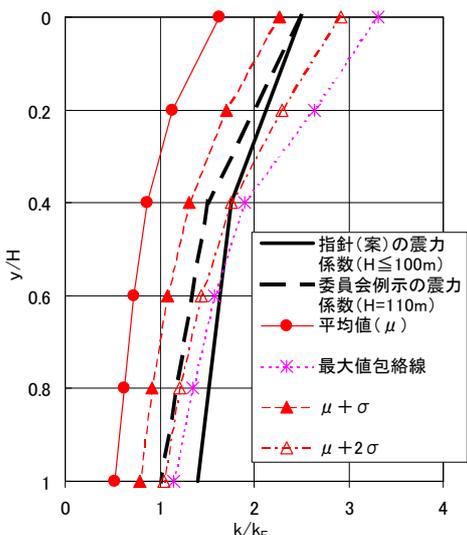


図-38 y/H と k/k_F の関係 ($H=125\text{m}$) (統計処理結果)

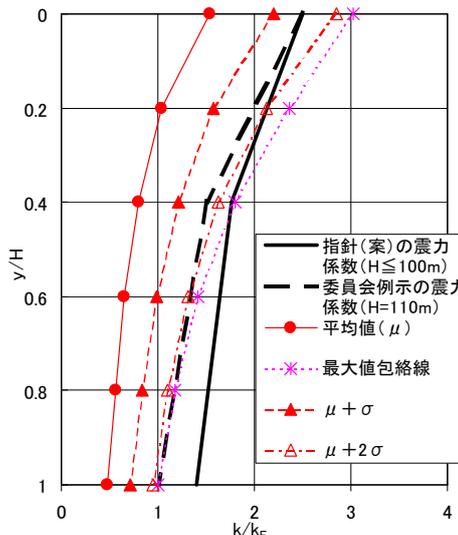


図-39 y/H と k/k_F の関係 ($H=150\text{m}$) (統計処理結果)

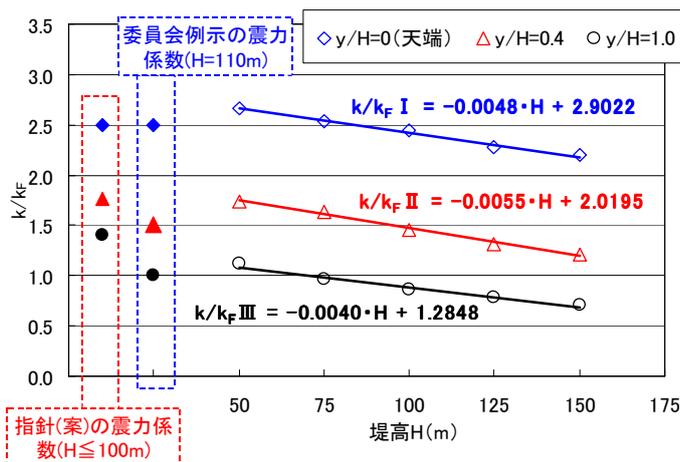


図-40 堤高と k/k_F ($\mu + \sigma$) の関係

表-8 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)

に、堤高 50m、75m の比較的低い堤高でその傾向が強くみられる。しかしながら、その他の領域ではいずれの堤高ケースにおいても解析結果が概ね指針 (案) の震力係数を下回っている。

また、4 円弧群 20 円弧の結果として得られた震力係数を、 y/H ごとに統計処理した堤高モデルのケースごとの結果を図-35～図-39 に示す。この結果と指針 (案) の震力係数を比較すると、堤高 50m のケースで天端付近の平均値 (μ) + 標準偏差 (σ) がわずかに指針 (案) を上回る震力係数を示しているものの、他の堤高ケースでは μ および $\mu + \sigma$ は y/H の全範囲で指針 (案) を下回っている。分布形状については、指針 (案) の震力係数と非常に類似している。また、 $\mu + 2\sigma$ は最大値包絡線に近接しているが、 y/H が 0.4 より小さい高標高部において、指針 (案) の震力係数を上回っている。

これらの結果を踏まえ、指針 (案) では震力係数分布を接線を与えているがその構成点である $y/H=0.0, 0.4, 1.0$ ごとに堤高 H と震力係数 k/k_F の $\mu + \sigma$ の値の関係を図-40 に示す。いずれの y/H でも両者に高い相関が得られており、堤高が高くなるにつれ震力係数は直線的に低下している。したがって、堤高が高くなるにつれ震力係数を低減でき、また y/H ごとに堤高の関数で震力係数を導くことが可能である。ここで、本結果から得られた堤高と震力係数の相関から堤高をパラメータとする震力係数の近似式を表-8 に示す。

5. まとめ

平成 22 年度は、昨年度までに実施したロック材料に対する低拘束圧領域における各種試験結果を用いて、低拘束圧領域でのロック材料の強度評価が中央土質遮水壁型ロックフィルダムのすべり安定解析の結

果に与える影響について評価を行った。また、既設および建設中のダムのロック材料のせん断強度の試験値と設計値を用いて、震度法により設計されたダムにおいて確保されている材料安全率の調査・分析を行うなどの方法により、修正震度法を基にした設計において確保すべき材料安全率についての基礎的な検討を行った。さらに、近年の地震動記録を用いて堤高の影響も考慮した震力係数についての検討を行った。以下に、その結果をまとめる。

- (1) ロック材料を対象とした大型三軸圧縮試験では、適切な試験精度を確保できない拘束圧が $\sigma_3 \leq 50\text{kPa}$ の低拘束圧領域におけるせん断強度を、大型一面せん断試験により評価したうえで修正震度法を適用した場合のすべり安定解析結果から、指針 (案) において解析対象外としている深さ 5m 以下の浅いすべり面において最小安全率は発生し難いことを明らかにした。また、このように大型三軸圧縮試験と大型一面せん断試験の両方の試験結果を用いて修正震度法を適用する場合、ロック材料のせん断強度の評価方法に Ab 法と ϕ_0 法のどちらを用いて解析を行っても、すべり安全率の解析結果には大きな影響は生じないことを明らかにした。
- (2) (1)の結果を勘案し、解析対象とするすべり面深さの最小値を 5m としたうえで、実務的に使用する大型三軸圧縮試験の試験結果のみを用いて修正震度法を適用する場合、ロック材料のせん断強度の評価方法に、Ab 法と ϕ_0 法のどちらを用いて解析を行っても、すべり安全率は、より実際の条件に近い(1)の条件で解析した場合の解析結果と同程度もしくは若干小さい値となり、設計上安全側の

立場からは問題が生じないことを確認した。

- (3) 震度法により設計された 17 ダムにおける 30 種類のロック材料について、最低限確保されている材料安全率 SF_m の調査・分析を行った。その結果、 SF_m が確認できた 23 材料のうち、7 割以上の材料で SF_m が 1.06~1.20 程度の範囲に分布していることを確認した。また、同一の材料を用いてもダムの堤高に比例する最大垂直応力 σ_{nmax} に応じて SF_m は変化することから、 σ_{nmax} が 0~1500kPa の範囲における各材料の SF_m の分布を確認した。さらに詳細な試験データが残されている 13 種類のロック材料の大型三軸圧縮試験結果を再整理し、残留強度に対するピーク強度の比を安全率 $SF_{15\%}$ とし、ダイレイション発生時強度に対するピーク強度の比を安全率 SF_d として、 σ_{nmax} が 0~1500kPa の条件下における $SF_m, SF_{15\%}, SF_d$ が分布範囲を比較した。この結果、3 つの安全率は、堤高が高く σ_{nmax} が大きくなるほど小さくなるという共通の傾向があり、 SF_m の分布範囲は $SF_{15\%}, SF_d$ よりも相対的に高い範囲に分布した。
- (4) 近年の大規模地震動記録を用いて堤高 50m、75m、100m、125m、150m のダムモデルに対して実施した解析結果から得られる震力係数を統計処理した $\mu + \sigma$ の値は指針（案）の震力係数とほぼ同等、または下回った。また、堤高 50m から 150m の範囲で、震力係数と堤高との間に高い相関があり、また y/H によらず堤高が高くなるにつれ震力係数は直線的に低下するという結果が得られた。この結果に基づき、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。

今後は、適切な材料安全率と震力係数の設定を行うための検討を進める。ロックフィルダムの施工は入念な品質管理のもと実施されるが、採取材料のバラツキや天候等の施工条件の影響を受け、材料強度についてもある程度のバラツキは発生する。この材料強度のバラツキについて信頼性設計の概念を導入した検討を行い、材料安全率の設定へ反映する。この検討結果と本

年度までの検討結果も含めた総合的な検討を行うことで材料安全率の設定範囲を定める。また、材料安全率と震力係数について、検討結果から想定される設定範囲の中で、様々なパターンで組み合わせたすべり安定解析を実施し、適切な材料安全率と震力係数の設定値を定めるための総合的な検討を行う予定である。

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) 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.
- 3) 山口嘉一, 佐藤弘行, 林 直良, 吉永寿幸：拘束圧依存性を考慮したロック材料の強度評価, ダム工学, Vol.18-3, pp.166~181, 2008 年 9 月.
- 4) 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.
- 5) (社)地盤工学会：地盤材料試験の方法と解説, pp.557~562, 2009 年 11 月.
- 6) 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 回地盤工学会発表会発表講演集, pp.1281~1282, 2002 年 2 月.
- 7) 山口嘉一, 松浦 旬：締め固めたロック材料の強度安全率, 土木技術資料, Vol.42-12, pp.64~65, 2000 年 12 月.
- 8) 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.13~22, 2005 年 10 月.
- 9) 松本徳久, 豊田光雄：ロック材料のせん断強度に影響する要因, ダム技術 No.44, pp.21~34, 1990 年 9 月.
- 10) 松本徳久, 豊田光雄：ロック材料のせん断強度定数に関する実験的検討, ダム技術, No.57, pp.40~52, 1991 年 9 月.
- 11) (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.
- 12) 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.

DESIGN RATIONALIZATION OF ROCKFILL DAMS BASED ON MODIFIED SEISMIC COEFFICIENT METHOD

Budget : Grants for operating expenses
General account

Research Period : FY2009-2012

Research Team : Dam and Appurtenant Structures
Research Team, Hydraulic
Engineering Research Group

Author : YAMAGUCHI Yoshikazu
SATOHI Hiroyuki
SAKAMOTO Hiroki

Abstract: It is necessary to evaluate shear strength of rock materials, which are major construction materials for a rockfill dam, considering the confining pressure dependency for the rationalized design and seismic performance evaluation of this type of dam. However, the triaxial compression test, which is the most common strength test for rockfill materials, has a problem in test precision under low confining pressure condition. In addition, we should consider the seismic response of dam body in the rationalized design.

In this fiscal year, we continue to conduct large-scale triaxial compression tests and large-scale box shear tests, under low confining pressure for rock materials. Based on the results of these tests, we investigate the evaluation method of the shear strength of rockfill materials under low confining pressure condition. We also study an appropriate safety factor for strength by analyzing the relation between test results and design strength in the current design, and stress-strain relations in triaxial compression tests for rockfill materials. In addition, we investigate design seismic force coefficient for modified seismic coefficient method by using a lot of seismic motion records at damsites.

Key words: embankment dam, design rationalization, confining pressure dependency, modified seismic coefficient method, seismic force coefficient.