

戦-19 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（ダム構造物）

研究担当者：山口嘉一、佐藤弘行、林 直良

【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条件下での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の堤体設計の合理化を提案する。

平成 21 年度は、実ダムのロック材料を用いた低拘束圧条件下での大型三軸圧縮試験に加え、大型一面せん断試験および表層すべり試験を実施し、 ϕ_0 法による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、材料安全率を検討するための基礎検討としてモデルダムに対する安定解析を行い安全率の評価を行った。また、修正震度法における震力係数の検討の第一段階として、ダムサイトにおいて観測された地震動記録を近年の観測記録も含めて収集、分析を行った。

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ゼロと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る（震度法）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。ロック材料の強度については、三軸圧縮試験の他、低拘束圧条件下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、地震力については、地震時の応答を踏まえて適切に設定した修正震度として与える必要がある。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。

本課題では、上記の要請に応えるため、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条件下での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¹⁾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の堤体設計の合理化を提案する。

平成 21 年度は、実ダムのロック材料を用いた低拘束圧条件下での大型三軸圧縮試験に加え、大型一面せん断試験および表層すべり試験を実施し、 ϕ_0 法による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、材料安全率を検討するための基礎検討としてモデルダムに対する安定解析を行い安全率の評価を行った。また、修正震度法における震力係数の検討の第一段階として、ダムサイトにおいて観測された地震動記録を近年の観測記録も含めて収集、分析を行った。

2. 拘束圧依存性を考慮したロック材料強度の評価

2.1 室内試験方法

2.1.1 試料

室内試験に使用した試料は、実際のロックフィルダム建設に使用される花崗岩のロック材料（以下、「C 材料」という）を最大粒径は 63mm に調整したものである。試料の粒度分布を図-1 に示す。また、試料の物理特性を表-1 に示す。

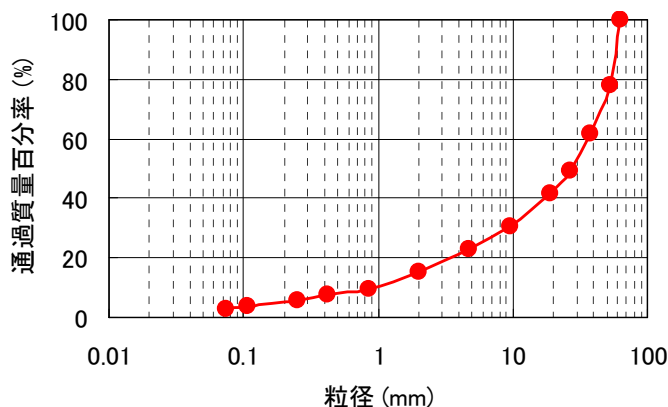


図-1 試料の粒度分布

表-1 試料の物理特性

材質	花崗岩
最大粒径 (mm)	63.0
絶乾比重	2.607
飽和単位体積重量(kN/m ³)	22.7
湿潤単位体積重量(kN/m ³)	21.0
吸水率 (%)	0.88
Dr=85%の乾燥密度 (g/cm ³)	2.129

2.1.2 試料の締固め特性

C材料の最小・最大密度を測定し、後述する各種強度試験における締固め時間と相対密度の関係を把握するために締固め試験を実施した。締固め装置は、質量37.9kgの電動ハンマーを用い、試料を内径30cm、高さ33cmの鋼製モールドに入れ、1層あたり10数cmの厚さで所定の時間試料に振動を加え、これを3層分繰り返して締め固めた。

図-2に試料の締固め試験結果を示す。締固め時間と乾燥密度との関係から、C材料は締固め時間0秒の最小乾燥密度 $\rho_{dmin} = 1.702\text{g/cm}^3$ と締固め時間120秒で最大乾燥密度 $\rho_{dmax} = 2.227\text{g/cm}^3$ の結果を採用した。これより、締固め時間17.9秒のときに相対密度 $D_r=85\%$ となる乾燥密度 $\rho_d = 2.129\text{g/cm}^3$ を得られることがわかった。よって、後述の大型三軸圧縮試験において $D_r=85\%$ となる締固め時間は、18秒とした。

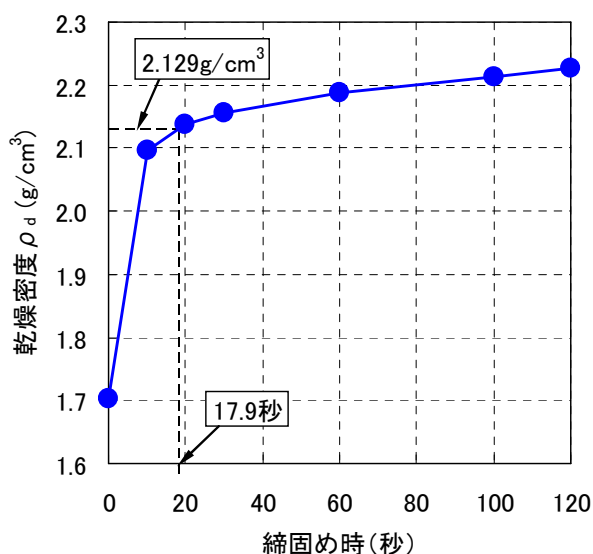


図-2 試料の締固め時間と乾燥密度の関係 (相対密度 $D_r=85\%$)

なお、大型三軸圧縮試験の不飽和条件用の試料は、ここに示した試料と同じダムの同じ原石山から採取しているが、採取箇所が異なるため物性も若干異なることに留意されたい。ただし、供試体の締固め条件 $D_r=85\%$ は同じとしている。

2.1.3 大型三軸圧縮試験方法

大型三軸圧縮 (CD) 試験は、飽和条件および不飽和条件の下で、49、98、196、392、588、784kN/m² の6拘束圧条件で実施した。

供試体は、直径30cm、高さ60cmの円柱形とし、供試体密度は、締固め試験により得られた最小・最大密度より求まる $D_r=85\%$ とした。また、1層あたり約10cmの厚さで所定の時間振動を加え、これを6層分繰り返して供試体を作製した。ただし、メンブレン厚は標準的な2mmとし、結果の評価にあたってメンブレン補正は行っていない。

2.1.4 大型一面せん断試験方法

大型一面せん断試験は、飽和条件および不飽和条件の下で、12、25、49、98、196、294 kN/m² の6垂直応力条件として実施した。なお、試験装置は反力板とせん断箱との間にローラーを設置し、摩擦低減を目的として改良を施したものを使用した²⁾。また、せん断中は垂直応力一定となるように制御した。供試体寸法は40cm×40cm×40cmの立方体形とし、飽和条件においては、供試体全体が水中に入るようにタンクに水を張った状態で試験を行った。

供試体密度は、 $D_r=85\%$ に相当する密度となるように前述の電動ハンマーによる振動締固め法で作製した。供試体作製にあたっては、せん断面が供試体作製時の層境界と一致しないよう、層厚については1層目を

10cm、2層目を20cm、3層目を10cmとし、各層の体積と $D_f=85\%$ 相当の乾燥密度から算出される各層あたりの試料質量を計算し、各層ごとに所定の厚さになるように供試体を作製した³⁾。

2.1.5 表層すべり試験方法

表層すべり試験用の供試体は、1層10cmごとに締め固め、これを2層分行って作製した。締め固めは、試験容器の斜面部に配慮し、その形状にあわせて試料を均質に締め固めた³⁾。

試験は、表層すべり試験装置に取り付けたワイヤーをチェーンブロックにより衝撃が加わらない程度の低速にて徐々に吊り上げて容器を傾け、①試料が2~3個転がり落ちたときの角度、②試料の表面が一部崩れ出したときの角度、③試料の表面全体が崩れ出したときの角度、④試料が全体的に崩れ出したときの角度を測定し、静的安息角 ϕ_i として記録した。

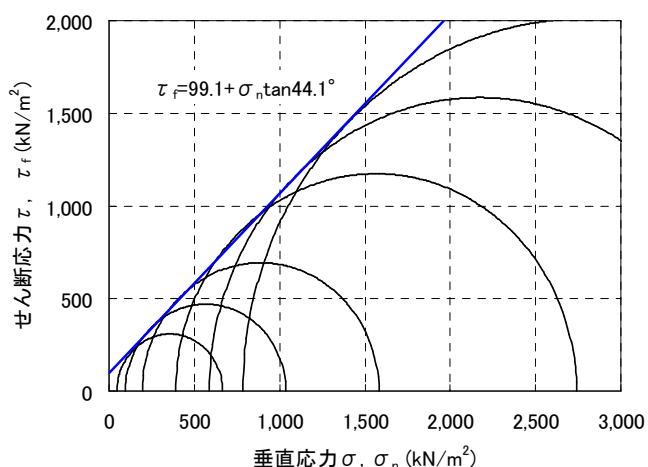
締め固め時間は、相対密度の違いによる静的安息角 ϕ_i の変化を評価するため、供試体の1層ごとの締め固め時間を0、5、10、20、30、70秒の6種類に変化させた。

表-2 大型三軸圧縮試験(CD)試験結果一覧
(a) 飽和条件

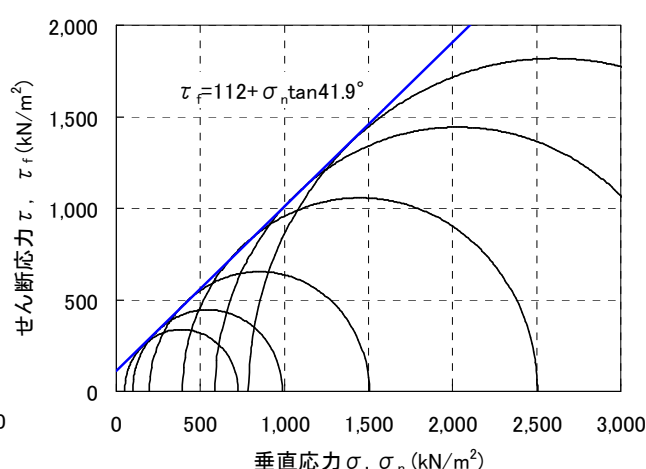
拘束圧 σ_3 (kN/m ²)	垂直応力 σ_n (kN/m ²)	軸差応力 ($\sigma_s - \sigma_t$) (kN/m ²)	せん断応力 τ_f (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ_0 (°)	粘着力 c_d (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ_d (°)
49.0	91.3	617.3	155.9	59.7	99.1	44.1
98.0	179.1	939.2	263.8	55.8		
196.0	352.0	1,385.9	435.6	51.1		
392.0	685.9	2,347.8	776.9	48.6		
588.0	1,016.9	3,171.0	1,084.5	46.8		
784.0	1,349.7	4,023.3	1,397.5	46.0		

(b) 不飽和条件

拘束圧 σ_3 (kN/m ²)	垂直応力 σ_n (kN/m ²)	軸差応力 ($\sigma_s - \sigma_t$) (kN/m ²)	せん断応力 τ_f (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ_0 (°)	粘着力 c_d (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ_d (°)
49.0	92.0	675.5	164.7	60.8	112.0	41.9
98.0	178.5	890.4	255.2	55.0		
196.0	346.9	1,307.0	417.6	50.3		
392.0	678.1	2,113.0	722.8	46.8		
588.0	1,006.1	2,886.0	1,015.6	45.3		
784.0	1,332.3	3,637.0	1,301.0	44.3		



(a) 飽和条件



(b) 不飽和条件

図-3 大型三軸圧縮試験(CD)試験結果

2.2 室内試験結果

2.2.1 大型三軸圧縮試験結果

大型三軸圧縮 (CD) 試験結果の一覧を表-2 および図-3 に示す。強度評価については、通常のモール・クーロンの破壊規準による評価と、原点を通る各拘束圧条件のモール円との接線から算出する ϕ_0 法¹⁾ による評価の2種類で行った。

試験結果において、飽和条件の方が不飽和条件よりも内部摩擦角 ϕ_d が若干大きくなった。これは、同じ材料区分評価の材料であっても微妙な性質や採取位置、

締固め密度の若干の違いが強度の差に影響したことによると考えられる。

2.2.2 大型一面せん断試験結果

大型一面せん断試験結果の一覧を表-3 および図-4 に示す。表中の ϕ_0 については、ある垂直応力において発生した最大せん断応力に対する点 (σ_m, τ_f) と原点とを結んだ直線の勾配を ϕ_0 としている。

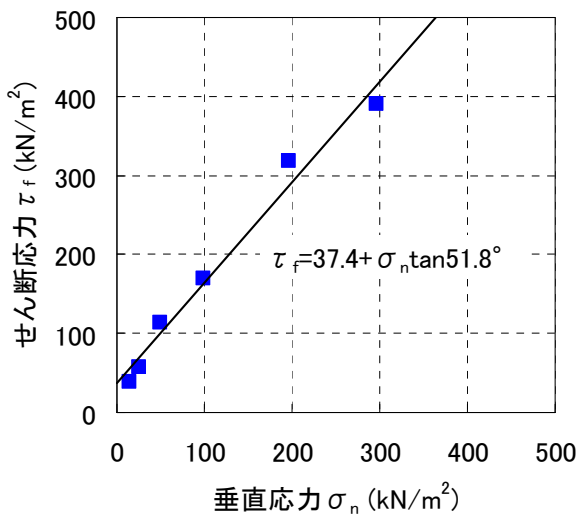
また、一面せん断試験と三軸圧縮試験の結果の整合性を確認するため、ロック材料のせん断強度の拘束圧

表-3 大型一面せん断試験結果一覧
(a) 飽和条件

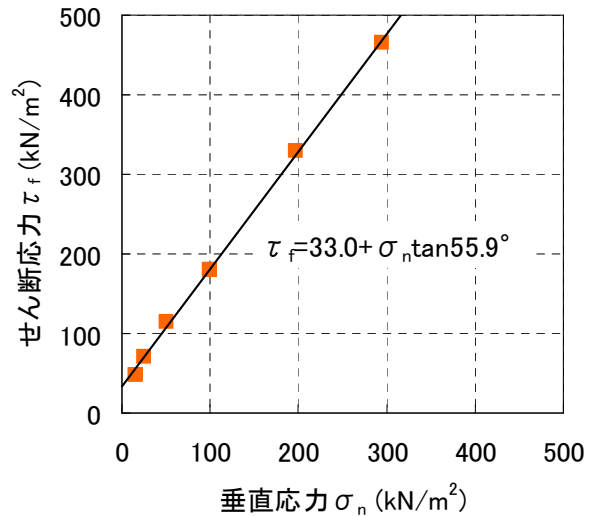
垂直応力 σ_n (kN/m ²)	せん断応力 τ_f (kN/m ²)	せん断変位 δ (mm)	垂直変位 ΔH (mm)	内部摩擦角 ϕ_0 (°)	粘着力 c_d (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ_d (°)
15.0	39.2	4.3	-2.0	69.0	37.4	51.8
25.0	57.6	9.6	-6.1	66.6		
48.9	113.4	10.0	-5.0	66.7		
98.2	170.1	10.3	-4.1	60.0		
196.7	317.5	17.0	-5.1	58.2		
296.2	390.2	11.9	-1.2	52.8		

(b) 不飽和条件

垂直応力 σ_n (kN/m ²)	せん断応力 τ_f (kN/m ²)	せん断変位 δ (mm)	垂直変位 ΔH (mm)	内部摩擦角 ϕ_0 (°)	粘着力 c_d (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ_d (°)
15.7	47.6	3.7	-2.1	71.7	33.0	55.9
25.5	71.1	7.1	-4.1	70.3		
50.0	114.2	9.5	-5.2	66.3		
99.2	180.3	9.5	-3.9	61.2		
197.6	328.8	15.6	-4.8	59.0		
294.7	465.1	11.2	-2.8	57.6		



(a) 飽和条件



(b) 不飽和条件

図-4 大型一面せん断試験結果

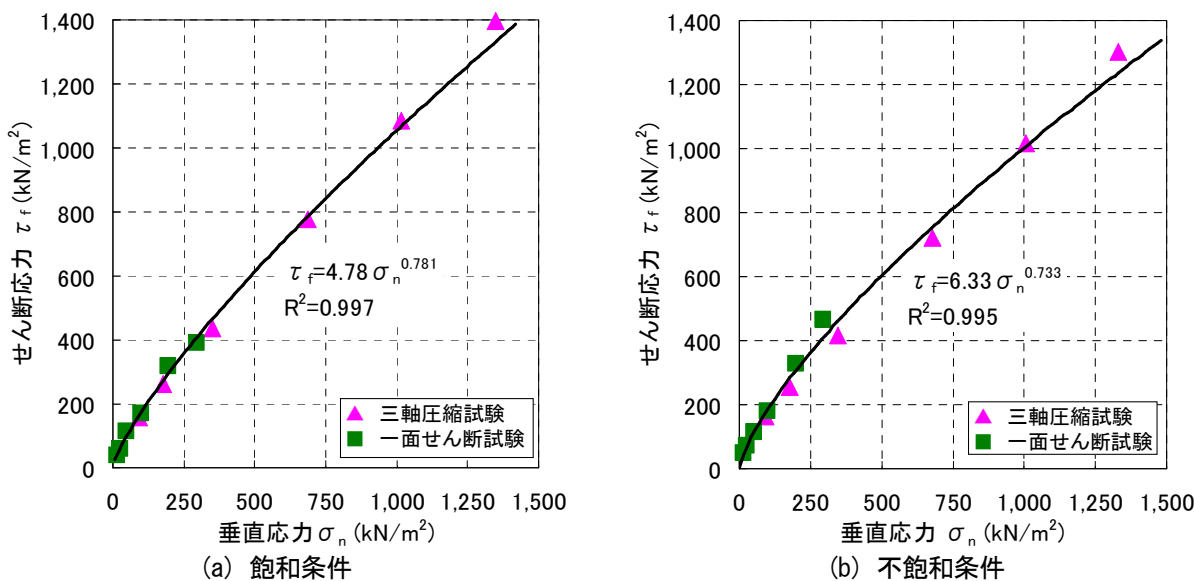


図-5 三軸圧縮試験と一面せん断試験のせん断強度の比較

依存性を考慮した曲線破壊規準¹⁾(以下、「Ab法」という)によって比較したものを図-5に示す。

図-5によると、今回実施したC材料の飽和および不飽和条件の一面せん断試験の結果は、三軸圧縮試験の結果とほぼ一本のせん断強度曲線で表すことができ、しかも非常に高い相関性を示していることがわかる。このことにより、改良した一面せん断試験装置のせん断箱周辺摩擦の除去対策が有効に働き、三軸圧縮試験と同様な結果を得られることがわかった。さらに、こ

の改良した一面せん断試験により、三軸圧縮試験では対応できない50 kN/m²程度以下の拘束圧条件下におけるせん断強度の評価も可能になったといえる。

2.2.3 表層すべり試験結果

表層すべり試験結果の一覧を表-4に示す。この結果より、D_r=85%に相当する密度以上になるときのこの試験装置による締固め時間は、10秒弱となることがわかった。そこで締固め時間10秒の時の表層すべり試験

表-4 表層すべり試験結果

締固め時間 (秒)	乾燥密度 (g/cm ³)		表層すべり試験の安息角(°)							
			状態①		状態②		状態③		状態④	
	計測値	平均値	計測値	平均値	計測値	平均値	計測値	平均値	計測値	平均値
0	1.731	1.732	29.8	35.2	47.9	48.0	54.7	53.8	58.5	57.5
	1.727		36.9		46.9		54.1		58.4	
	1.737		39.0		49.2		52.6		55.6	
5	2.062	2.087	56.1	53.0	60.8	61.4	67.4	67.4	69.8	71.5
	2.097		51.7		63.2		68.4		71.3	
	2.102		51.1		60.1		66.3		73.4	
10	2.127	2.135	55.0	54.5	65.1	64.1	74.1	71.6	-	崩壊せず
	2.127		55.7		62.0		69.4		-	
	2.152		52.7		65.2		71.3		-	
20	2.142	2.145	54.1	53.7	62.8	64.2	74.5	72.0	-	崩壊せず
	2.138		54.2		65.3		70.3		-	
	2.155		52.7		64.6		71.2		-	
30	2.158	2.153	55.7	56.3	62.2	63.5	73.5	71.9	-	崩壊せず
	2.155		56.3		65.3		72.0		-	
	2.146		57.0		63.0		70.3		-	
70	2.154	2.156	54.1	55.3	63.3	63.0	74.1	74.9	-	崩壊せず
	2.151		54.7		61.3		76.4		-	
	2.164		57.2		64.4		74.1		-	

状態①：試料が2~3個転がり落ちたときの角度
 状態③：試料の表面全体が崩れ出したときの角度

状態②：試料の表面が一部崩れ出したときの角度
 状態④：試料が全面的に崩れ出したときの角度

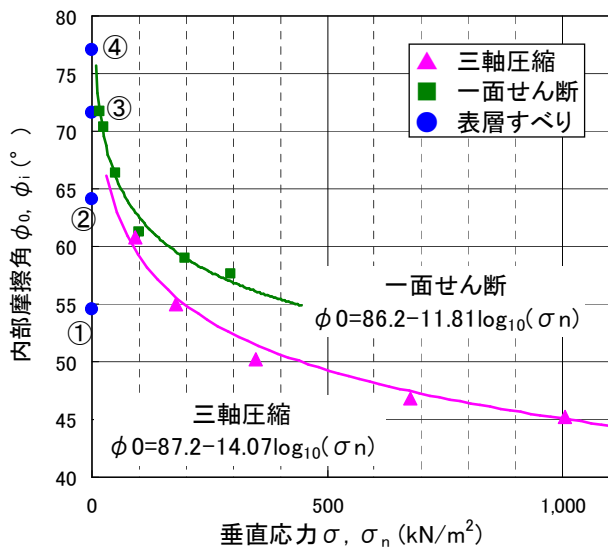


図-6 三軸圧縮試験、一面せん断試験および表層すべり試験の結果の比較（不飽和条件）

から得られた内部摩擦角に相当する静的安息角 ϕ_i と三軸圧縮試験および一面せん断試験の結果から得られた ϕ_0 を同じグラフにプロットすると図-6 のようになる。なお、表層すべり試験結果の右肩に付した①～④は、表-4 に記した状態①～状態④での静的安息角であることを示す。また、状態④において、締め固め時間 10 秒以上については供試体が崩壊しなかったため、試験装置の計測限界値である 77° を状態④での計測値とした。

この図より、状態②の時の静的安息角は、三軸圧縮試験での拘束圧 49 kN/m^2 （垂直応力換算約 91 kN/m^2 ）あるいは一面せん断試験での垂直応力 $50 \sim 98 \text{ kN/m}^2$ のときの内部摩擦角 ϕ_0 と同等になり、状態③付近で一面せん断試験での垂直応力 $15 \sim 25 \text{ kN/m}^2$ のときの ϕ_0 が存在している。また、三軸圧縮試験および一面せん断試験の結果を対数曲線で結び、それを低拘束圧側に伸ばしていくと、両材料ともに表層すべり試験の状態③の静的安息角に近づいていくことがわかる。また、表面全体が崩壊した状態③は、供試体の破壊時強度を評価するうえで最も適切な状態であると考えられる。これらの結果より、垂直応力が限りなく小さい低拘束圧部においてロック材料のせん断強度を評価するには、本研究の表層すべり試験の状態③における静的安息角を評価すればよいと考える。

3. 合理的な設計せん断強度の設定の検討

3.1 設定方法の概要

ロック材料の内部摩擦角の拘束圧依存性と低拘束圧

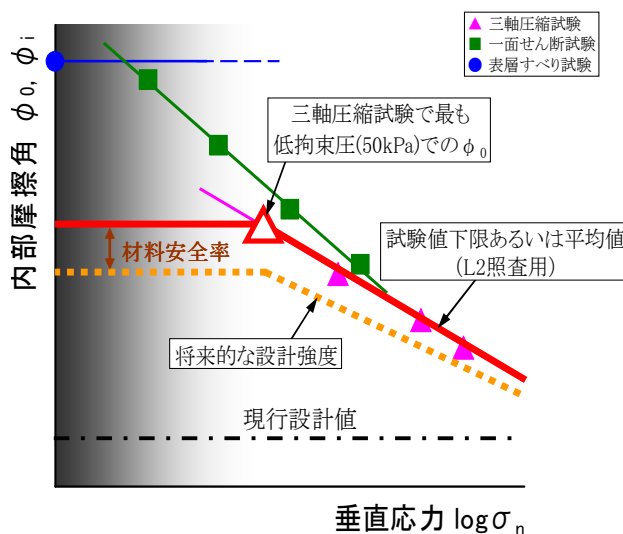


図-7 拘束圧依存性を考慮した設計強度設定の概念³⁾

域での評価、さらには合理的な設計強度の設定については、内部摩擦角のみで強度を評価する ϕ_0 法¹⁾を基本として、これまでの実験的研究成果³⁾に基づいて図-7 のように提案している。図-7 より、一面せん断試験や表層すべり試験から得られた ϕ_0 、 ϕ_i が、三軸圧縮試験の最も低い拘束圧 50 kN/m^2 での ϕ_0 と同等かそれ以上の値であることが確認できれば、拘束圧 50 kN/m^2 以下の領域における強度としてこの ϕ_0 を与えるという強度設定方法を実務的には適用することも可能となり、複数の試験値の下限や平均値をロックフィルダムのレベル2地震動に対する耐震性能照査に適用することも可能であると考えられる。

3.2 設計せん断強度の設定の試行

三軸圧縮試験の結果に ϕ_0 法を適用して整理した場合のせん断面に作用する σ_n と ϕ_0 との関係は次式で表現できる。

$$\phi_0 = \phi_{\max} \quad (\sigma_n \leq \sigma_0) \quad (1)$$

$$\phi_0 = \phi_{\max} - \alpha \log_{10}(\sigma_n / \sigma_0) \quad (\sigma_n > \sigma_0) \quad (2)$$

ここに、 ϕ_{\max} は σ_0 のときの内部摩擦角で ϕ_0 の最大値、 α は拘束圧が増すに従って内部摩擦角が減少する度合いを表す係数である。

これらの式に 3.1 で提案した強度設定方法を図-5(a)に示した飽和条件におけるC材料の試験結果に適用してみると、 σ_n と ϕ_0 との関係は次式で表現できる。

$$\phi_0 = \phi_{\max} = 59.7^\circ \quad (\sigma_n \leq 82.6 \text{ kN/m}^2) \quad (3)$$

$$\phi_0 = 59.7 - 11.79 \log_{10}(\sigma_n / 82.6) = 82.3 - 11.79 \log_{10}(\sigma_n) \quad (\sigma_n > 82.6 \text{ kN/m}^2) \quad (4)$$

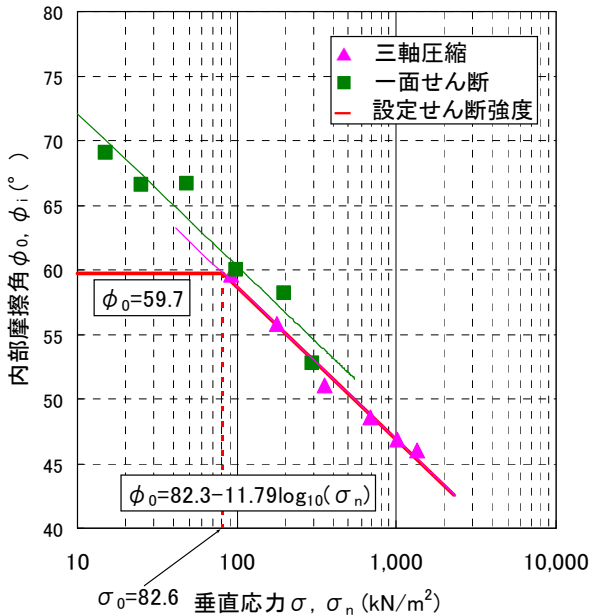


図-8 飽和条件におけるせん断強度の設定結果

得られたせん断強度式を図-5(a)に示した各種試験結果と重ね合わせたものを図-8に示す。

3.3 モデルダムに対する安定解析

ロック材料のせん断強度式(3)、(4)を用いてモデルダムに対する修正震度法による安定解析¹⁾を実施した。モデルダムは図-9に示す中央コア型ロックフィルダム(単純化のためフィルタゾーンはモデル化していない)とし、上下流面勾配は表-5に示す我が国のロックフィルダムの上下流面勾配に関する既往の調査結果⁴⁾を参考することとした。本研究では、強震帯を想定し表-5に示す上下流面勾配のうち①平均値(上流面:1:2.75、下流面:1:2.10)、②最小値(上流面:1:2.50、下流面:1:1.85)となる2種類のモデルダムを設定した。なお、勾配の設定については、小数点以下第2位を二捨三入または七捨八入して0.05単位になるように調整した。また、コアの物性値については、飽和単位体積重量を21.1kN/m³、湿潤単位体積重量を20.4kN/m³、内部摩擦角を34°とした。以上により、モデルダムの上下流面におけるすべりの最小安全率を求めた。

解析結果を表-6に示す。いずれも安全率1.2を上回り、特に我が国のロックフィルダムの平均的な上下流面勾配を設定したモデル①においてはかなり安全率に余裕があることがわかる。これは、堤体断面を現状より小さく設計できるなどの合理化が可能となることを示している。今後、合理的な設計法を提案するために、適切な材料安全率を見込んだ設計強度設定方法を検討していく。

表-5 上下流面勾配の標準的な範囲とその平均値⁴⁾

地震帯分類	弱震帯	中震帯	強震帯
上流面勾配 1:m	2.40~3.00 (2.68)	2.40~3.20 (2.86)	2.50~3.00 (2.74)
下流面勾配 1:n	1.80~2.20 (2.03)	1.80~2.50 (2.10)	1.85~2.50 (2.12)

* ()内は平均値

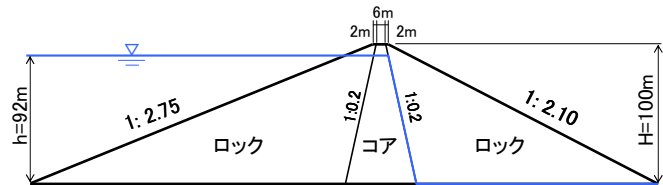


図-9 モデルダム(モデル①の断面)

表-6 安定解析結果

モデル	安全率	
	上流側	下流側
①	1.343	1.627
②	1.271	1.509

4. 実際の地震動波形を用いた震力係数の設定方法の検討

4.1 検討の概要

1991年に「フィルダムの耐震設計指針(案)」¹⁾(以下、指針(案)という)が発刊され、堤高100m以下のフィルダムを対象に修正震度法による耐震設計方法が提案された。その後、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。

本研究では、堤高100m以上にも拡張した修正震度法に基づくフィルダムの合理的設計法の提案を目的としているが、ダムサイトの地震動記録(近年の記録を含む)を用いた修正震度法における震力係数の見直し検討を行うために、まず、近年の地震動記録を含め観測記録の収集、分析を行い、検討に用いる入力地震動の選定を行った。

4.2 対象とする地震動記録

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の地震動記録を対象とし、上

表-7 入力地震動の選定結果

No.	発震年月日	ダム名	検出器設置箇所	最大水平加速度 α_{xmax} (gal) ^{※1}	最大鉛直加速度 α_{ymax} (gal) ^{※2}	$ \alpha_{ymax} / \alpha_{xmax} $	地震名
No.1	1976.06.16	三保	漏水観測室	-125.57	43.17	0.344	山梨県東部
No.2	1978.06.12	樽水	底設監査廊	178.43	83.88	0.470	宮城県沖
No.4	1983.08.08	三保	漏水観測室	-149.37	-54.60	0.366	関東中部境界
No.5	1986.06.27	石淵	右岸地山	-180.30	※)記録無し	-	岩手県南部
No.6	1987.01.09	田瀬	監査廊	103.40	30.97	0.300	岩手県北部
No.7	1987.12.17	長柄	堤体基礎	-262.00	-86.00	0.328	千葉県東方沖
No.11	1987.12.17	長柄	左岸地山	-281.00	111.00	0.395	千葉県東方沖
No.13	1989.10.27	菅沢	右岸地山	-101.36	-26.28	0.259	鳥取県西部
No.14	1993.07.12	美利河	監査廊	116.69	72.53	0.622	北海道南西沖
No.17	1994.12.28	和田	右岸地山	108.75	50.63	0.466	三陸はるか沖
No.19	1995.01.17	権現	基礎埋設	103.67	-65.71	0.634	兵庫県南部
No.20	1995.01.17	一庫	下段監査廊	-182.13	62.86	0.345	兵庫県南部
No.21	1995.01.17	箕面川	底設監査廊	-134.99	80.21	0.594	兵庫県南部
No.22	1996.03.06	三保	漏水測定室	-140.06	-73.63	0.526	山梨県東部
No.23	1997.03.16	雨山	監査廊	172.75	63.69	0.369	愛知県北東部
No.25	1997.03.26	鶴田	監査廊	-154.94	-71.44	0.461	鹿児島県北西部
No.28	1997.04.03	鶴田	監査廊	-110.69	29.00	0.262	鹿児島県北西部
No.31	1997.05.13	鶴田	監査廊	-109.00	62.13	0.570	鹿児島県北西部
No.33	1997.08.23	賀祥	底設監査廊	117.61	117.46	0.999	鳥取県西部
No.34	1997.09.02	賀祥	底設監査廊	-113.37	-48.18	0.425	鳥取県西部
No.35	1997.09.04	賀祥	底設監査廊	344.02	-152.49	0.443	鳥取県西部
No.36	1997.09.04	賀祥	底設監査廊	-244.24	-152.49	0.624	鳥取県西部
No.37	2000.10.06	賀祥	底設監査廊	-528.49	485.21	0.918	鳥取県西部
No.38	2000.10.06	賀祥	底設監査廊	-531.12	485.21	0.914	鳥取県西部
No.39	2000.10.06	菅沢	下段監査廊	-157.60	-108.74	0.690	鳥取県西部
No.41	2000.10.06	菅沢	右岸地山	-307.01	249.20	0.812	鳥取県西部
No.42	2000.10.06	高瀬川	底部監査廊	-106.20	70.93	0.668	鳥取県西部
No.43	2000.10.07	賀祥	底設監査廊	133.82	-63.58	0.475	鳥取県西部
No.44	2000.10.07	賀祥	底設監査廊	-113.25	-63.58	0.561	鳥取県西部
No.46	2003.05.26	田瀬	ダム堤体基盤	-232.09	117.72	0.507	宮城県沖
No.47	2003.05.26	花山	右岸地山	237.20	-122.68	0.517	宮城県沖
No.49	2004.10.23	下条川	監査廊中央底部	215.11	66.06	0.307	新潟県中越
No.50	2004.10.23	鯖石川	監査廊底部	130.56	-81.35	0.623	新潟県中越
No.51	2004.10.23	城川	底設監査廊	-161.55	-48.29	0.299	新潟県中越
No.52	2004.10.23	鯖石川	監査廊底部	-231.20	224.39	0.971	新潟県中越
No.53	2004.10.23	城川	底設監査廊	-191.73	78.80	0.411	新潟県中越
No.54	2004.10.24	新山本調整池	B測線岩盤	609.15	182.47	0.300	新潟県中越
No.55	2004.10.24	新山本調整池	B測線岩盤	-751.21	182.47	0.243	新潟県中越
No.56	2004.10.27	新山本調整池	B測線岩盤	-371.82	-174.93	0.470	新潟県中越
No.57	2004.10.27	新山本調整池	B測線岩盤	-682.55	-174.93	0.256	新潟県中越
No.58	2005.08.16	化女沼	堤体基礎	100.44	-39.31	0.391	宮城県沖
No.59	2007.03.25	八ヶ川	基礎	166.78	166.78	1.000	能登半島
No.61	2007.07.16	柿崎川	基礎	-143.34	75.62	0.528	新潟県中越沖
No.62	2007.07.16	鯖石川	基礎	-129.46	84.44	0.652	新潟県中越沖
No.63	2007.07.16	川内	基礎	291.50	-152.63	0.524	新潟県中越沖
No.64	2007.07.16	谷根	基礎	-157.25	86.88	0.552	新潟県中越沖
No.98	2008.6.14	皆瀬	基礎	158.44	182.19	1.150	岩手・宮城内陸
No.99	2008.6.14	石淵	基礎(推定)	-465.34	-621.39	1.335	岩手・宮城内陸

※1 水平加速度は、下流方向 +、上流方向 -。
 ※2 鉛直加速度は、鉛直上方 +、鉛直下方 -。

下流方向の最大水平加速度が100gal以上を記録したものについて選定することとした。また、同時に記録された鉛直地震動についても併せて選定した。

4.3 入力地震動の選定

対象とした地震動記録のうち、ダムサイトの地山岩盤に地震計が設置された地震動記録については、ダム

サイトからの離隔距離の大きい地震動記録とダムサイト基礎地盤とでは地震動特性が異なることが懸念されるため、既往資料⁵⁾により地震計設置箇所の詳細を調査し、ダムサイト近傍の地震動記録のみを選定した。

この選定の結果、表-7に示す48地震動を入力地震動として選定し、今後の近年の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に用いること

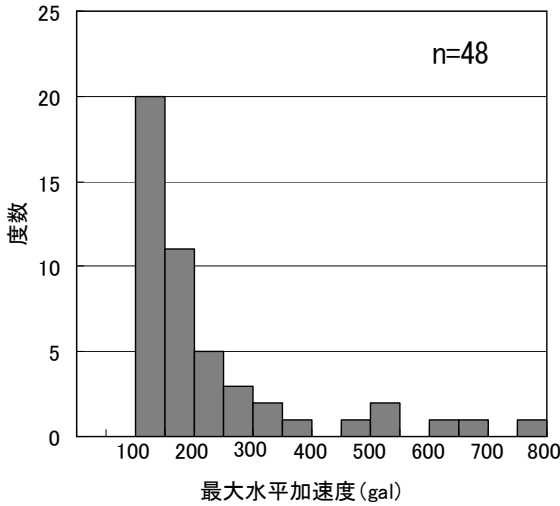


図-10 選定した入力地震動の最大水平加速度の頻度分布

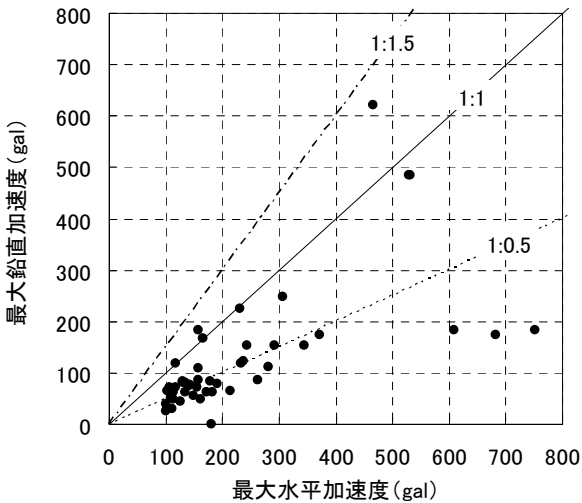


図-11 入力地震動の最大水平加速度と最大鉛直加速度の関係

とした。図-10 に選定した入力地震動の最大水平加速度のヒストグラムを示すが、100～200gal に多く分布しており、最大値 751.21gal に近づくにつれて頻度分布は減少傾向にある。

また、選定した 48 地震動について最大水平加速度と最大鉛直加速度の関係を示したものを図-11 に示す。最大水平加速度：最大鉛直加速度が 1：0.5 程度に概ね集中しているが、1：1 もしくはそれを超えるものがいくつか見られる。表-7 の最大鉛直加速度を確認すると、1997 年以降の比較的近年の地震動記録に最大水平加速度：最大鉛直加速度が 1：1 程度の値が見られ、さらに水平最大加速度も 1997 年以前よりも大きい傾向

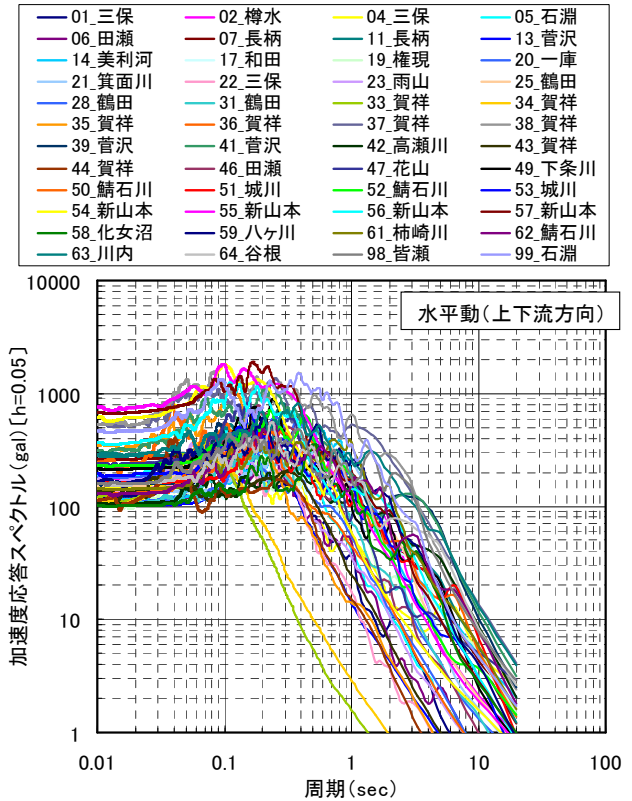


図-12 加速度応答スペクトル図 (水平動)

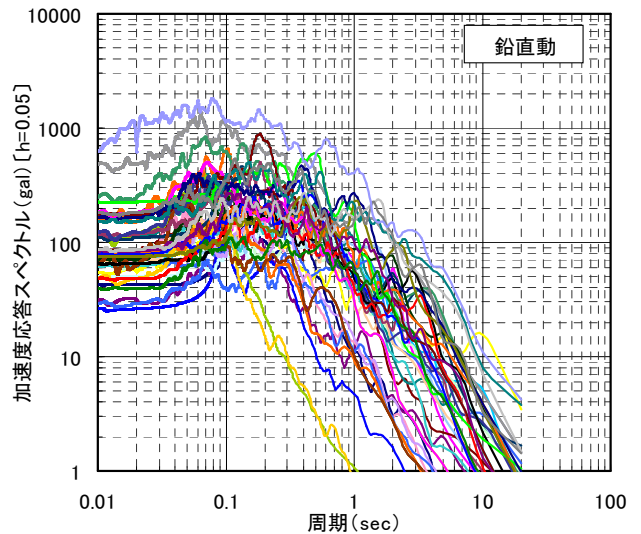


図-13 加速度応答スペクトル図 (鉛直動)

にあることがわかる。

減衰定数 $h=5\%$ での水平動の加速度応答スペクトルを図-12 に、鉛直動の加速度応答スペクトルを図-13 に示す。ほとんどの地震動で周期が 0.1～0.3 程度に加速度応答スペクトルのピークが見られ、周期が長くなるとともに加速度応答スペクトルが低下する傾向がみられる。

5. まとめ

平成 21 年度は、実ダムのロック材料を用いた低拘束圧条件下での各種室内試験を実施し、 ϕ_0 法による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、モデルダムに対する安定解析を行い安全率の評価を行った。また、震力係数の検討の第一段階として、ダムサイトにおいて観測された地震動記録を近年の観測記録も含めて収集、分析を行った。以下にその結果をまとめる。

- (1) ロックフィルダムのロック部の表層付近に相当する低拘束圧条件下においては、一面せん断試験および表層すべり試験を実施することにより、三軸圧縮試験では再現が困難な低拘束圧条件下でのロック材料強度を評価することが可能である。これにより、ロック材料のせん断強度は、拘束圧依存性を考慮した ϕ_0 法を用いて設定することができる。
- (2) このせん断強度設定方法を用いて実施した平均的なロックフィルダム断面に対する安定解析では、すべり安全率 1.2 を大きく上回ることを確認した。
- (3) 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 1,883 の地震動記録のうち、上下流方向の最大水平加速度が 100gal 以上を記録したものについて、48 地震動を入力地震動として選定し、今後の近年の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に用いることとした。

今後は、適切な材料安全率の適用について検討し、ダムの堤高に応じた震力係数の設定を行い、すべり安定解析による安全率の評価を行うことにより、コスト縮減を図るためのロックフィルダムの合理的な設計手法を提案していく予定である。

参考文献

- 1) 建設省河川局開発課：フィルダムの耐震設計指針(案)、1991年6月。
- 2) 山口嘉一、佐藤弘行、林 直良、吉永寿幸、スレン ソッキアン、下村幸男：フィルダムのロック材料用大型一面せん断試験機の開発、第 43 回地盤工学研究発表会講演集、pp.479-480、2008年7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 No.3、pp.166-181、2008年9月。
- 4) 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7月。
- 5) 山口嘉一、岩下友也、松浦 旬：国土交通省所管ダムの地震動計測装置、国土交通省土木研究所資料、No.3768、2001年1月
- 6) (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。

DESIGN RATIONALIZATION OF ROCKFILL DAMS BASED ON MODIFIED SEISMIC COEFFICIENT METHOD

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 dam type. 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 for the rationalized design.

In this fiscal year, we carry out large-scale triaxial compression tests under low confining pressure, large-scale box shear tests, and laboratory surface sliding tests for rock materials, which are used for the construction of a real rockfill dam. Based on results of these tests, we investigate the evaluation method of the shear strength of rockfill materials under low confining pressure condition. We make a fundamental study on the setting method of the design strength of rock materials considering the confining pressure dependency. In addition, we collect and analyze a lot of seismic motion records at damsites for the preparation of the investigation on modified seismic coefficient method.

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