

Ⅲ-13 フィルダムの堤体設計の合理化に関する研究

研究予算：運営費交付金（治水勘定）

研究期間：平 14～平 17

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、中村洋祐

【要旨】

フィルダムの建設ではコスト削減が強く求められているが、そのためには材料や施工の合理化に加えて堤体設計法の合理化が必要である。既設のフィルダムの施工実績によると、密度、強度の品質管理値は設計値を上回っている。一方、フィルダム堤体内の密度分布にはばらつきが存在する。さらに、フィルダム材料の応力ひずみ関係は完全塑性体のそれではなく、ひずみ軟化特性を示す。そのため、フィルダム材料の実態に即した堤体設計法について検討する必要がある。

本研究では、ロック材料の応力-ひずみ関係を考慮したピーク強度と残留強度を考慮したすべり安定解析、およびロック材料のひずみ軟化特性を考慮したすべり変形量評価の検討を行った。また、ロック材料の強度のばらつきを考慮して安定解析の信頼性設計についての検討を行った。

キーワード：フィルダム、強度、ひずみ依存性、信頼性設計

1. はじめに

フィルダムの建設ではコスト削減が強く求められているが、そのためには材料や施工の合理化に加えて堤体設計法の合理化が必要である。既設のフィルダムの施工実績によると、密度、強度の品質管理値は設計値を上回っている。一方、フィルダム堤体内の密度分布にはばらつきが存在する。さらに、フィルダム材料の応力ひずみ関係は完全塑性体のそれではなく、ひずみ軟化特性を示す。そのため、フィルダム材料の実態に即した堤体設計法について検討する必要がある。

本研究課題では、①ロック材料の応力-ひずみ関係を考慮した強度評価法の提案、②密度・強度のばらつきを考慮したフィルダム堤体設計法の提案、の2つを達成目標としている。

現在のロック材料の設計強度はピーク強度により設定されているが、実際のロック材料の応力-ひずみ関係は、ピーク強度発現後さらにひずみが増加すると強度は低下し、最終的には残留強度まで低下する。そこで本研究では、①の達成目標についての検討として、ロック材料の応力-ひずみ関係を考慮したピーク強度と残留強度を考慮したすべり安定解析、およびロック材料のひずみ軟化特性を考慮したすべり変形量評価の検討を行った。

また、現行の設計法においては、ロックフィルダムの材料強度に関する設計値を決める際には、その

ばらつきを考慮して、かなり余裕を持った設計値が設定されている。一方、近年、各種構造物の設計において、信頼性設計法を基本とした性能設計が採用されつつあり、フィルダムの設計についても性能設計の検討を行う必要がある。そこで本研究では、達成目標②について、既設ダムのロック材料の強度のばらつきを調査し、その結果を用いて信頼性設計についての検討を行った。

2. ロック材料の応力-ひずみ関係を考慮した強度評価

2.1 概要

現在のロックフィルダムの設計において、堤体の安全性に最も影響を及ぼすロック材料の強度は、三軸圧縮試験の結果として得られるせん断応力-ひずみ関係における応力のピーク値（ピーク強度）をもって設定されることが一般的である（図-2.1 参照）。また、このピーク強度を用い、ピーク強度発現後さらにひずみが増加しても強度が低下しない完全塑性体を仮定し、すべり安定解析を実施して断面を設計している。しかし、実際には、図-2.1 に示すように、ピーク強度発現後のひずみ増加により強度が低下する、いわゆるひずみ軟化を示し、最終的に一定の強度、つまり残留強度に収束する。

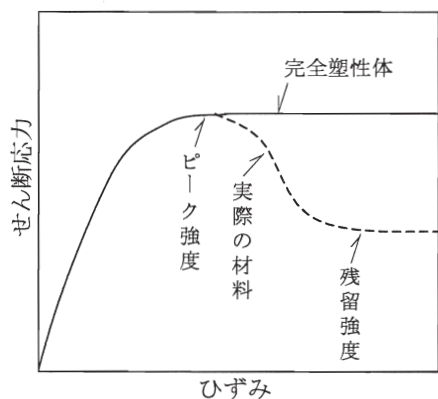


図-2.1 ひずみとせん断応力の関係

いま、ピーク強度を用いてすべり安定解析を実施し、所要の安全率1.2以上を満足している場合でも、対象となるすべり円弧のある部分においては、ひずみがひずみ軟化領域に入り、ピーク強度が発現できない状況になっていることが考えられる。各種地盤構造物におけるすべり安定解析を用いた設計やその構造物の挙動から局所的なひずみ軟化によるすべり安全率の低下は極めて小さいと考えられる。そこでここでは、ピーク強度を採用し、完全塑性体を仮定してすべり安全率 1.2 で設計した断面は、極端にせん断ひずみが大きくなりすべり面全体が残留強度まで低下した場合でも一般的なロック材料ではすべり安全率 1.0 を概ね確保できることを確認する。

一方、近年の大規模地震の頻発を背景に、2005年3月に国土交通省により「大規模地震に対するダム耐震性能照査指針(案)」¹⁾が算定され、レベル2地震動に対しては損傷を許容する形での照査方針が示されている。フィルダムに関しては、レベル2地震動によるすべり変形量の評価が重要とされている。このような状況においては、ピーク強度発現時のひずみよりもひずみが大きくなった場合の強度低下を考慮したすべり変形量算定方法を開発し、その方法を用いたひずみ軟化特性が大規模地震時のすべり変形量に与える影響を評価する。

2.2 ピーク強度と残留強度を用いたすべり安定解析

(1) ピーク強度と残留強度の設定

既往のロック材料に対する三軸圧縮試験²⁾の結果を基にピーク強度と残留強度を設定した。供試体は、直径30cm、高さ60cmの円柱形である。分析に用いた試験データは表-2.1に示す22ケースの試験結果がある。なお、表中の間隙比は、供試体作製直後の初期間隙比である。

表-2.1 試験データ

ケース	岩種	含水状態	均等係数	間隙比	供試体数
1	花崗岩CH	気乾	12	0.35	9
2	花崗岩CH	飽和	12	0.35	9
3	花崗岩CM	気乾	12	0.35	9
4	花崗岩CM	気乾	12	0.29	9
5	花崗岩CM	気乾	12	0.42	9
6	花崗岩CM	飽和	12	0.35	9
7	花崗岩CM	気乾	3	0.55	9
8	花崗岩CM	気乾	3	0.48	5
9	花崗岩CL	気乾	12	0.35	9
10	花崗岩CL	飽和	12	0.35	9
11	斑れい岩	気乾	12	0.35	9
12	斑れい岩	飽和	12	0.35	9
13	輝緑凝灰岩	気乾	12	0.35	9
14	輝緑凝灰岩	飽和	12	0.35	9
15	石灰岩	気乾	12	0.3	7
16	石灰岩	飽和	12	0.3	7
17	粗粒玄武岩	気乾	12	0.36	7
18	安山岩	気乾	12	0.36	7
19	安山岩	気乾	12	0.32	7
20	安山岩	飽和	12	0.32	7
21	高溶結凝灰岩	気乾	12	0.33	7
22	高溶結凝灰岩	飽和	12	0.33	7

表-2.2 せん断強度の強度定数

№	ピーク時		15%ひずみ時	
	A	b	A	b
1	1.622	0.793	1.171	0.900
2	1.335	0.847	1.159	0.899
3	1.462	0.819	1.131	0.908
4	1.762	0.797	1.148	0.921
5	1.276	0.863	1.124	0.909
6	1.383	0.831	1.100	0.910
7	1.277	0.814	1.136	0.860
8	1.425	0.774	1.047	0.901
9	1.547	0.790	1.186	0.876
10	1.346	0.843	1.014	0.948
11	1.266	0.873	1.146	0.907
12	1.209	0.858	1.184	0.867
13	1.357	0.836	1.257	0.866
14	1.192	0.848	1.179	0.852
15	1.940	0.772	1.249	0.923
16	1.757	0.789	1.314	0.892
17	1.740	0.793	1.313	0.905
18	1.674	0.821	1.233	0.917
19	1.960	0.784	1.138	0.942
20	1.846	0.784	1.270	0.884
21	1.747	0.789	1.037	0.940
22	1.683	0.794	1.161	0.885

注) 応力は kgf/cm² 単位で整理している。

各ケースの三軸圧縮試験結果を次式により近似して強度定数を求めた。

$$\tau_f = A \bar{\sigma}_n^b \quad (2.1)$$

ここに、 τ_f はせん断強度、 $\bar{\sigma}_n$ はせん断面に作用する垂直応力(有効応力)で、A、b は強度定数である。

各三軸圧縮試験の結果として得られた応力-ひずみ関係から求めたピーク強度と軸ひずみ15%時の応力として設定した残留強度の強度定数 A、b を表-2.2 に示す。実際にフィルダム堤体の設計震度レベルの地震動を入力した場合に発生する主ひずみは(静的荷重分も合算)は高々3~4%で、三軸圧縮試験の拘束圧にもよるが、ピーク強度発現時の軸ひず

みと同等かそれ以下の値である。このことから通常想定される荷重レベルでは、軸ひずみ 15%の状況に至ることは局所的にもほとんどないことがわかる。なお、表中の数値は応力について kgf/cm^2 単位を与えた場合のものである。

表-2.2 を基に A と b の関係、ピーク時と 15%ひずみ時（残留強度時）の A および b の対応関係をそれぞれ図-2.2 と 2.3 に示す。図-2.2 について、ピーク時においては b の値は 0.75~0.85 の範囲に、A の値は 2.0~1.2 の範囲に分布しており、b の値が大きくなれば A の値は減少していく傾向にある。15%ひずみ時には、b の値は 0.85~0.95 の範囲に A の値は 1.3~1.0 の範囲に分布しており、b の値が大きくなれば A の値は小さくなる関係はあるが、ピーク時に比べると相対的にはその影響が少ない。図-2.3 には、A の値と b の値について、それぞれをピーク時と 15%ひずみを比較したものである。15%ひずみ時で求めた A の値はピーク時のそれに比べ値が小さく、ほぼ一定の値を示している。一方、b の値はピーク時で求めた値よりも大きめとなるが、A の値と同様にピーク時との相関がない。b の値が大きくなることは、包絡線が直線的になることを示しており、モールの破壊包絡線の曲がり角が少なくなることを意味している。

これらの結果より、平均的なロック材料の強度定数としてケース 9 の A、b の値を採用した（表-2.2 参照）。

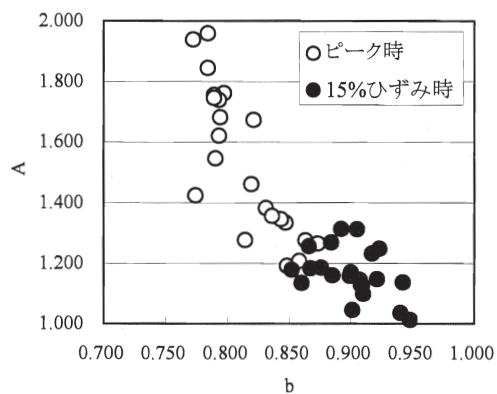
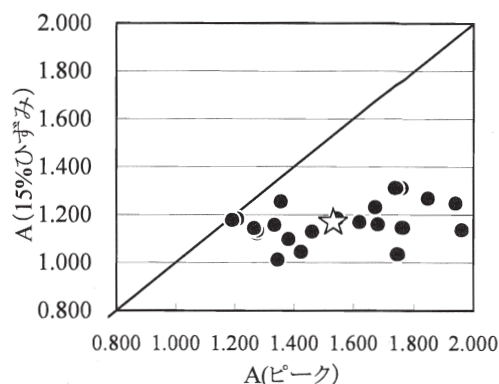
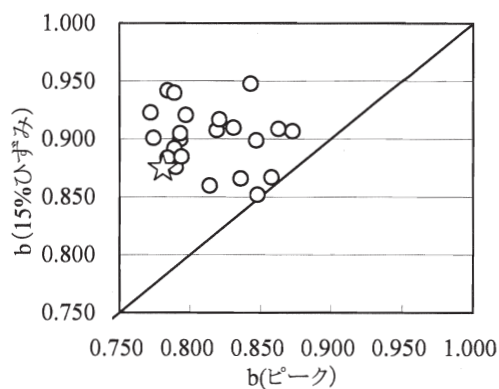


図-2.2 A と b との関係



(a) ピーク時と 15%ひずみ時の A の値の比較



(b) ピーク時と 15%ひずみ時の b の値の比較

図-2.3 ピーク時と 15%ひずみ時の比較
（※☆は解析に用いた平均値）

(2) すべり安定解析

検討を単純化するために、貯水については考慮せず、堤体の上下流勾配 1:0.2 で、堤体全体がロック材料で構成されている。図-2.4 に示すモデルを設定した。

また、ロック材料は完全に乾燥した状態を想定し、その乾燥密度は 2.0t/m^3 とした。

地震力については、現行のダム設計基準に基づく震度法³⁾については強震帯の設計震度 $k=0.15$ 、修正震度法⁴⁾については強震帯の地盤震度 $k_F=0.18$ と図-2.5 に示す震力係数分布を用いた。

これらの解析条件で、ケース 9 のピーク強度と残留強度を用いて実施した、震度法と修正震度法の結果として得られたすべり安全率を表-2.3 に示す。この表により、残留強度での安全率のピーク強度での安全率に対する比は、震度法、修正震度法でそれぞれ 0.863 と 0.839 で、1.0/1.2 (=0.833) と同等かそれ以上の値であることがわかる。この結果より、ピーク強度で設計した断面のロックフィルダムにおいては、残留強度を用いてすべり安定解析を実施した

場合でも、1.0以上の安全率を確保しており、実際に発生するかもしれない局所的なひずみ軟化による安全率の低下はほとんど問題ないことがわかる。なお、実際の設計では、3章でも述べるように、設計強度の設定にあたっては試験におけるピーク強度に対してかなりの安全側の余裕を見込んでいる。

本検討は、ロック材料における三軸圧縮試験の結果として得られる応力-ひずみ関係から、ひずみ軟化によるすべり安全性の低下を懸念して実施した。しかし、通常想定される荷重レベルでは、ピーク強度発現時の軸ひずみ程度以下の主ひずみしか発生しないこと、仮に15%ひずみ時の強度を残留強度とみなして安定解析を実施した場合、ピーク強度を用いるすべり安全率1.2で設計した断面で概ね安全率1.0以上が確保できることから、ひずみ軟化による応力低下は、現行設計法においては特に留意する必要はないと判断した。しかし、レベル2地震動などの大規模地震動に対する耐震性能照査においてはひずみ軟化特性は重要になると考えた。



図-2.4 すべり安定解析に用いたモデル

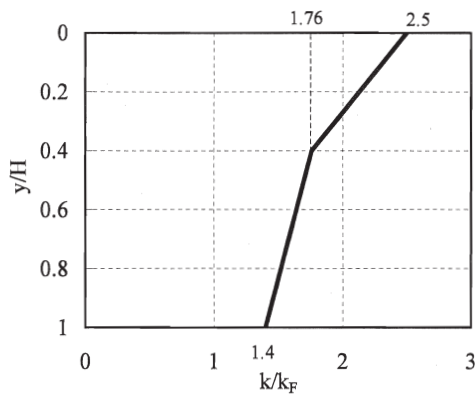


図-2.5 震力係数分布⁴⁾

表-2.3 震度法と修正震度法による安全率の結果

設計方法	せん断強度※)		すべり安全率	(残留強度での安全率) / (ピーク強度での安全率)
	A	b		
震度法	ピーク強度	1.547	0.790	1.784
	残留強度	1.186	0.876	1.540
修正震度法	ピーク強度	1.547	0.790	1.477
	残留強度	1.186	0.876	1.239

※応力は kgf/cm² 単位

2.3 ロック材料のひずみ軟化特性を考慮したすべり変形量評価

2.3.1 解析方法

(1) 解析モデル

解析モデルは、図-2.6に示す堤高 H=100m の中央土質遮水壁型ロックフィルダムとした。また、ロックゾーンの上下流斜面勾配は、現行設計法である震度法³⁾によるすべり安定解析で、強震帯における震度 k=0.15 を与え、貯水位は堤高 H の 92%(0.92H) (常時満水位相当) という条件で最小安全率がほぼ 1.2 (ただし 1.2 以上) になる勾配とした。

断面決定に用いた物性値のほか、以下の動的解析に用いる物性値なども含めて、我が国のロックフィルダムの標準的な堤体材料と判断した七ヶ宿ダム⁵⁾、⁶⁾、⁷⁾の物性値や設計値を基本として設定した。物性値を表-2.4に示す。

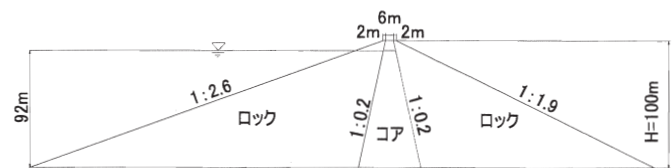


図-2.6 解析モデル

表-2.4 解析に用いる物性値

堤体材料	ロック	コア
湿潤密度 ρ_t (t/m ³)	1.94	2.22
飽和密度 ρ_{sat} (t/m ³)	2.15	2.23
粘着力 (kN/m ²)	-	0
内部摩擦角 (°)	42	35
ポアソン比	0.35	0.35
間隙率	0.33	0.33

(2) すべり変形解析

本研究では、複素応答法による等価線形解析により、入力地震動に対する堤体の応答加速度の時刻歴を求め、設定したすべり土塊の入力地震動に対する応答加速度の平均値の時刻歴からひずみ軟化特性⁸⁾、⁹⁾、¹⁰⁾、¹¹⁾を考慮した Newmark 法¹²⁾、¹³⁾によりすべり変形量を算出する解析コードを開発し、適用した。

加速度応答解析における、せん断剛性および減衰率とせん断ひずみとの関係は図-2.7で与えた。なお、初期せん断剛性率 G_0 (kN/m²) は次式⁵⁾により算出した。

$$G_0 = 5820 \cdot \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} \sigma_m^{0.6} \text{ (ロック)} \quad (2.2)$$

$$G_0 = 2380 \cdot \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} \sigma_m^{0.7} \text{ (コア)} \quad (2.3)$$

$$\sigma_m' = \frac{1+2K}{3} \rho \cdot g \cdot D \quad (2.4)$$

ここで、e:間隙比、 σ_m' :平均有効主応力(kN/m²)、K:主応力比、 ρ :密度(t/m³)、g:重力加速度(=9.8m/s²)、D:層厚(m)である。

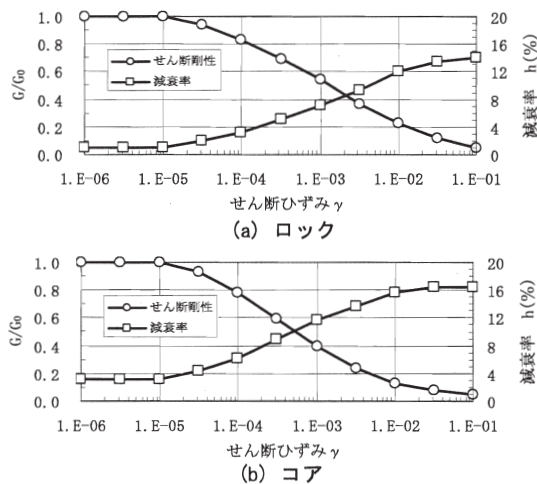


図-2.7 せん断ひずみとせん断剛性および減衰率の関係

また、本研究では堤体底面を剛結(固定境界)として堤体のみをモデル化した。等価逸散減衰率は15%とした。

Newmark法では、すべり土塊のすべり安全率が1.0となるときの加速度を限界加速度とし、すべり土塊の地震動に対する応答加速度の平均値が限界加速度を超えるとときに変形が生じる。本研究では、すべり土塊の限界加速度およびすべり変形量は、簡便分割法(モーメント法)により求めた。

加速度応答解析およびすべり変形量の算出には、前述したように、表-2.4に示す七ヶ宿ダムの物性値を基本に設定したものをを用いた。なお、ロック材料のピーク強度は三軸圧縮試験結果から拘束圧依存性を考慮した次式に示す Φ_0 法⁴⁾により算出した(表-2.5参照)。粘性土系の材料であるコア材料については、強度定数として(c、 Φ)を用い、完全塑性体を仮定した。

$$\tau_f = \bar{\sigma}_n \cdot \tan \phi_0 \quad (2.5)$$

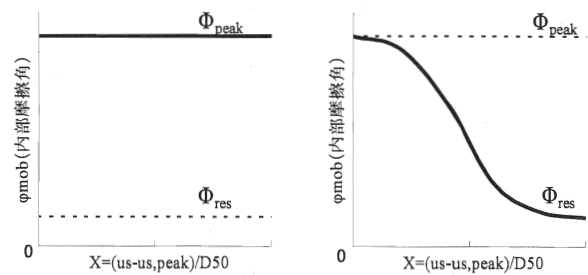
$$\left. \begin{aligned} \phi_0 &= \phi_{\max} - a \cdot \log(\bar{\sigma}_n / \bar{\sigma}_0) & (\bar{\sigma}_n > \bar{\sigma}_0) \\ \phi_0 &= \phi_{\max} & (\bar{\sigma}_n \leq \bar{\sigma}_0) \end{aligned} \right\} \quad (2.6)$$

ここで、 τ_f :せん断強度、 ϕ_0 :内部摩擦角、 Φ_{\max} :内部摩擦角の最大値、a:内部摩擦角の減少を表す係数、 $\bar{\sigma}_0 = 0.3 \text{ kgf/cm}^2$ 。

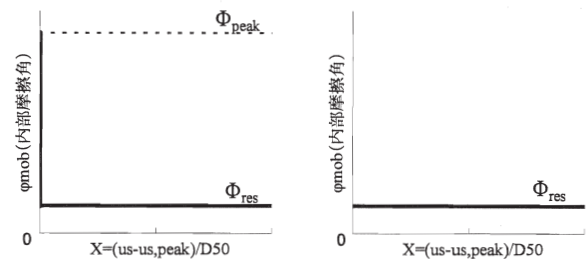
表-2.5 解析に用いる物性値
(ロック材料には Φ_0 法適用)

堤体材料	ロック	コア
粘着力(kN/m ²)	-	0
内部摩擦角(°)	-	35
Φ_{\max} (°)	66	-
a	10.8	-
Φ_{res} (°)	40	-
D ₅₀ (mm)	20	2.4

すべり開始後のすべり変形量の増加に伴う強度の低下を考慮するためには、ひずみ軟化特性をモデル化する必要がある。材料のひずみ軟化特性については、図-2.8に示す4つの考え方^{8),10)}がある。



(a) ピーク強度(非軟化) (b) 粒径依存性軟化



(c) 瞬時軟化 (d) 残留強度(非軟化)

図-2.8 ひずみ軟化特性のモード

この中で実際の挙動を再現している(b)の粒径依存のひずみ軟化特性で本検討は評価を行った。ひずみ軟化特性をモデル化するに当たり、図-2.9に示す既往の研究成果^{8),9),10),11)}である各種礫材の平面ひずみ試験の結果から求められたひずみ軟化曲線の近似式を用いた。近似曲線の式は以下の通りである。

$$R_n = 1 - \frac{V}{1 + (k/x)^n} \quad (1 \geq R_n \geq 0) \quad (2.7)$$

$$x = \frac{u_s - u_{s,peak}}{D_{50}^{0.66}} \quad (2.8)$$

ここに、 R_n :せん断応力レベル比、V、k、n:定数、 u_s :せん断変位(mm)、 $u_{s,peak}$:ピーク時のせん断変位($u_{s,peak} \neq 0$)(mm)、 D_{50} :平均粒径(mm)である。

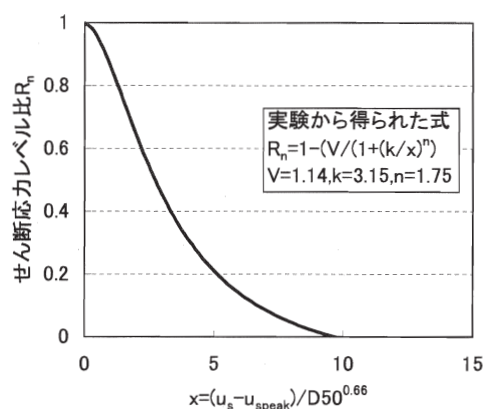


図-2.9 ひずみ軟化曲線¹¹⁾

検討の対象とするすべり円弧は、事前検討で現行の設計法である震度法により、ともに 1.2 の安全率を有する勾配として断面設計した場合でも、大規模

地震動に対しては上流側斜面の方が下流側斜面に比べてすべり変形量が大きく相対的に安全性が低いこと¹⁴⁾がわかったため、図-2.10 に示す、上流側 20 円弧とした。4 つの設定円弧グループにおいて、それぞれ円弧の無次元高さ y/H を 0.1、0.2、0.4、0.6、0.8 および 1.0 の 6 円弧設定した。ここに、 y は天端から円弧最深部までの深さである。

入力地震動は、1995 年の兵庫県南部地震の際に箕面川ダム基礎岩盤（底設監査廊内）で観測された水平（上下流）方向の地震動を基本とした。地震動の加速度時刻歴を図-2.11 に、加速度応答スペクトルを図-2.12 に示す。水平（上下流）方向の地震動については、正の符号は、下流方向への加速度を表す。

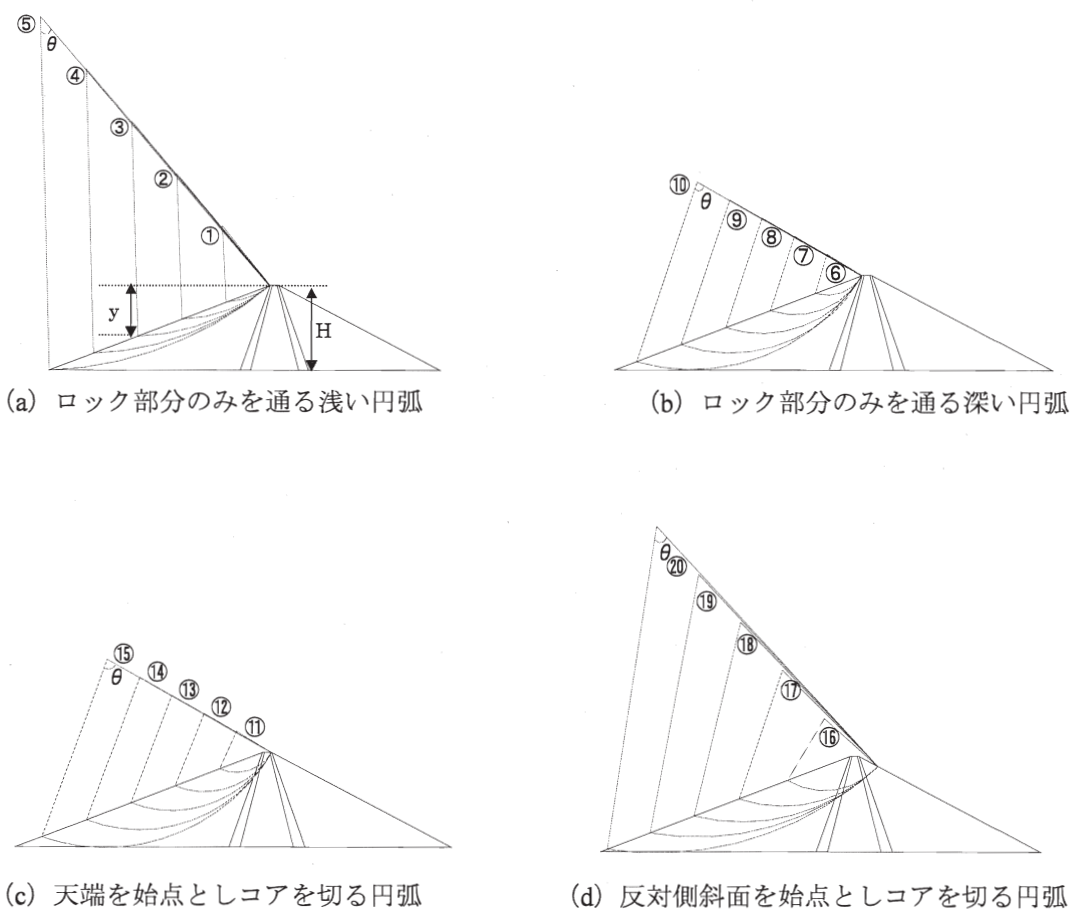


図-2.10 解析の対象としたすべり円弧

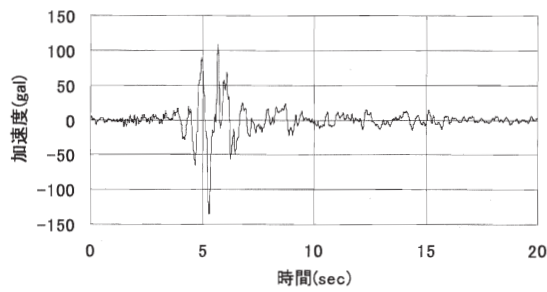


図-2.11 入力地震動の加速度時刻歴
(箕面川ダム観測波、水平(上下流)方向)

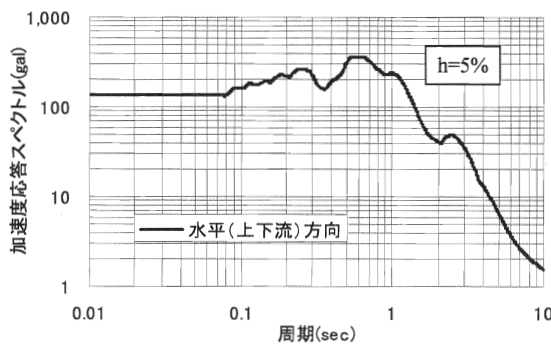


図-2.12 入力地震動の加速度応答スペクトル
(箕面川ダム観測波、水平(上下流)方向)

解析では、水平方向の地震動の加速度時刻歴を、その最大値が設定した値となるように振幅のみを引伸ばしたものを用いた。

なお、本研究において、堤高 100m のモデルダムと兵庫県南部地震時の箕面川ダム観測波を振幅のみ引伸ばした入力地震動の組み合わせを基本としたのは以下の理由による。つまり、兵庫県南部地震直後、中央遮水壁型ロックフィルダムについて、堤高 63m、110m、150m の 3 つのモデルダムと兵庫県南部地震時に比較的大きな加速度を持って観測された 4 つのダムの地震動をその水平方向(上下流方向)最大加速度が 250gal になるように引き伸ばした地震動を組み合わせた際に、堤高 110m と箕面川ダム観測波の組み合わせにおいて最もすべりに対する安全性が低かった^{6) 7)} ことに基づいている。

(3) 解析コードの開発

本検討における解析コードは、材料のひずみ軟化特性を考慮した Newmark 法による計算を行うために COSTANA¹⁵⁾ を基に既往の研究成果¹⁰⁾ を参考に改良を行ったもの (COSTANA Ver.13.1B) である。図-2.8 に示す 4 つのひずみ軟化特性モードが再現できるほか、粒径依存のひずみ軟化特性のモデルにつ

いては、前述した既往の研究成果であるひずみ軟化特性の近似式(図-2.9 参照)を基本としているが、その近似式および近似式のパラメータは自由に設定可能である。

(4) 解析ケース

解析ケースは、ロック材料のひずみ軟化がすべり変形量に与える影響を評価する目的で設定した。

表-2.6 に解析ケースを示す。ケースは、ピーク強度を用いひずみ軟化特性を考慮しない場合と、前述のモデルにより考慮する場合の 2 ケースとした。図-2.10 に示す円弧を対象に水平方向の地震動のみを考慮し、その最大値を 250、400、600、800、1000gal に設定し、入力地震動の最大加速度とすべり変形量の関係およびひずみ軟化特性を考慮した場合のすべり変形量に与える影響について評価を行った。

表-2.6 解析ケース

ケース名	ひずみ軟化特性の考慮	入力地震動の最大加速度 (gal)	地震動方向	対象斜面
ケース1	考慮しない (ピーク強度)	250	水平方向	上流側
		400		
		600		
		800		
		1000		
ケース2	考慮する	250	水平方向	上流側
		400		
		600		
		800		
		1000		

なお、最大加速度 250gal という値は、1995 年 1 月に発生した兵庫県南部地震直後に組織された「ダムの耐震性に関する評価検討委員会」において、ダムサイトとなりうる岩盤の断層直近における水平方向の地震動の最大加速度として推定された 220gal^{6) 7)} をもとに設定した値である。

2.3.2 解析結果

ケース 1 と 2 のひずみ軟化を考慮する場合と考慮しない場合において水平方向の入力地震動の最大加速度と、図-2.10 に示した各 20 のすべり円弧で算出したすべり変形量の最大値との関係を図-2.13 に示す。Newmark 法により、大規模地震時のすべり変形量を評価する場合、多数の円弧におけるすべり変形量を累積してすべり変形量を評価するのではなく、最初にすべりが発生した円弧にすべりが集中し、そのすべり変形量がここで示す最大すべり変形量に一致していると想定している。

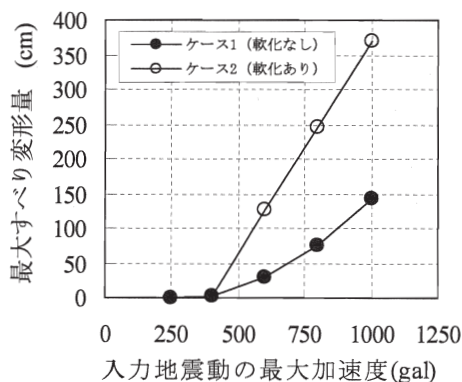


図-2.13 最大すべり変形量と入力地震動の最大加速度の関係

図-2.13 より以下のことが判明した。

- ①ケース1、2とも、入力地震動の最大加速度の増加に伴い、最大すべり変形量が大きくなる。すべり変形量の増加率においても最大加速度が大きいほど上昇する傾向にある。
- ②ケース1、2とも、すべり変形量は250galまでは発生せず、400galからは発生する。なお、すべり変形量の最大値は、 y/H が0.2の①円弧で求められる。
- ③例えば、入力地震動の最大値が1000galのときに最大すべり変形量はケース1で3.6m、ケース2で1.5mという結果が得られている。このことからすべり変形量がある程度以上大きくなるような地震動の場合、ひずみ軟化を考慮することにより最大すべり変形量がかなり大きくなるということがわかった。

2.4 まとめ

通常想定される荷重レベルでは、ピーク強度発現時の軸ひずみ程度以下の主ひずみしか発生しないこと、仮に15%ひずみ時の強度を残留強度とみなして安定解析を実施した場合、ピーク強度を用いすべり安全率1.2で設計した断面で概ね安全率1.0以上が確保できることから、ひずみ軟化による応力低下は、現行設計法においては特に留意する必要はないと判断される。しかし、レベル2地震動などの大規模地震動に対する耐震性能照査においてはひずみ軟化特性は重要になると考えた。

そこで、本研究において、材料のひずみ軟化特性を考慮した Newmark 法による計算を行うために解析コードを開発した。この解析コードよりひずみ軟化の有無で求めたすべり量を比較した結果、すべり変形量がある程度以上大きくなるような地震動の場

合、ひずみ軟化を考慮することにより最大すべり変形量がかなり増加することがわかった。これらの結果によりレベル2地震動などの大規模地震動に対する耐震性能照査においてはひずみ軟化特性が重要になると考えられる。

3. フィルダムの信頼性設計の検討

3.1 現行の強度評価方法および課題

現行の設計方法においては、ロックフィルダムの材料強度に関する設計値を決める際には、そのばらつきを考慮して、以下のような設計値に余裕を持った方法を採用している。

- ①ロック材料に対して、数種類の密度（間隙比）条件の供試体を用いて強度試験（一般的に三軸圧縮試験）を行い、その結果を Mohr-Coulumb の破壊基準に基づき評価し、試験値として強度定数の粘着力 c と内部摩擦角 ϕ を決定する（図-3.1の①参照）。この際、安全性の余裕として粘着力 $c=0$ として設計を行っている（図-3.1の②参照）。（余裕条件1）
- ②三軸圧縮試験の結果による密度（間隙比）と内部摩擦角 ϕ の関係に基づき、 ϕ に対して概ね下限値をとる密度との関係を求め、その関係から設計密度（間隙比）に対する設計値 ϕ_0 を決定している。（余裕条件2、図-3.2参照）
- ③実際の施工においては、管理密度が設計密度をほぼ上回るような施工管理を行っている。（余裕条件3、図-3.3参照）

図-3.4は、21ダムにおけるロック材料の内部摩擦角 ϕ の設計値 ϕ_0 と試験値 ϕ' との差の35データを示したものである¹⁶⁾。ダムによっては、ロックゾーンを複数に分割して設計を行っている場合があるため、図-3.4のデータ数はダム数よりも多くなっている。図-3.4においては、設計値 ϕ_0 は試験値 ϕ' よりも最大で 9.8° 、平均で 2.4° 大きくなっている。また、 ϕ' / ϕ_0 の平均は0.95、 $\tan \phi' / \tan \phi_0$ の平均は0.92となっている。

3.2 満水時の平面すべりにおける破壊確率

3.1のとおり、ロックフィルダムの強度の設計値は、内部摩擦角 ϕ のみが考慮されている。そのため、ロックフィルダムの安定解析においては、表層のすべりで最小安全率が決まる。そこでここでは、まず平面すべりの破壊確率について検討を行い、その後円弧すべりでの検討を行う。

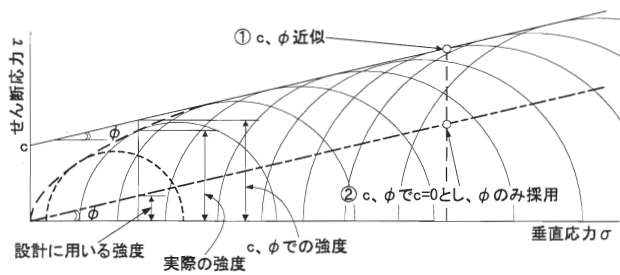


図-3.1 ロック材料の実際の強度と設計強度の関係の例 (余裕条件 1)

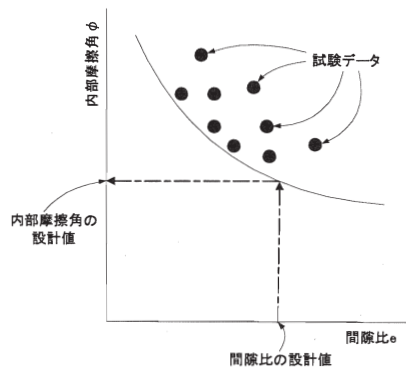


図-3.2 ロック材料の間隙比と内部摩擦角の相関と設計値の決め方の例 (余裕条件 2)

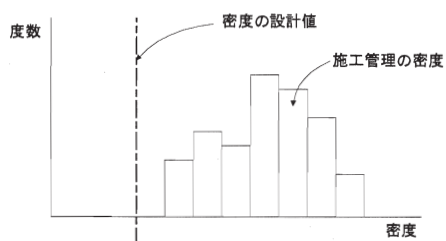


図-3.3 ロック材料の密度の設計値と施工管理値の関係の例 (余裕条件 3)

3.2.1 物性値の統計量および計算条件

破壊確率を計算するためには、物性値の確率分布や平均・標準偏差を知る必要がある。しかし、ロック材料は粒径が大きく試験頻度に限界があること、また設計時の試験条件にはばらつきがあることなどの制約があるため、ロック材料の内部摩擦角 ϕ に関する材料試験および品質管理試験のデータは少なく、 ϕ が正規分布に従うのか、あるいは $\tan \phi$ が正規分布に従うのかなど不明なところがある。図-3.5 に I ダムの品質管理試験の大型三軸試験結果、図-3.6 に品質管理試験の湿潤密度 ρ_t の結果を示す。図-3.5 の試験数は 9、図-3.6 の試験数は 14 とどちらも数が少ないため、正規分布かどうかの判断は難しい。しかし、湿潤密度はおおむね正規分布と考えられる度数分布をしている。また、一般に、密度と強度の相関は比較的高いことから、内部摩擦角についても正規分布をすると考えても大きな問題はないと判断した。

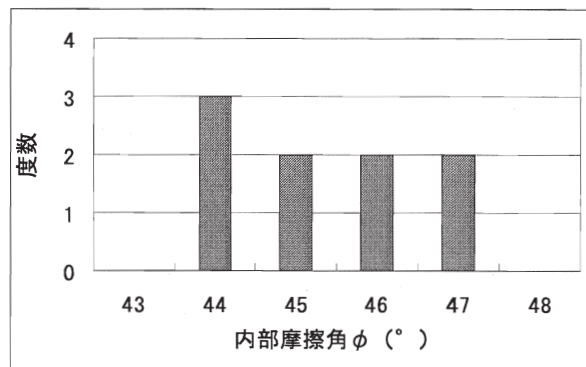


図-3.5 内部摩擦角 ϕ

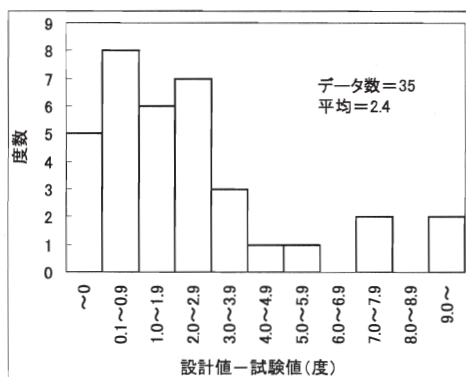


図-3.4 ロック材料の内部摩擦角の設計値と試験値の差¹⁶⁾

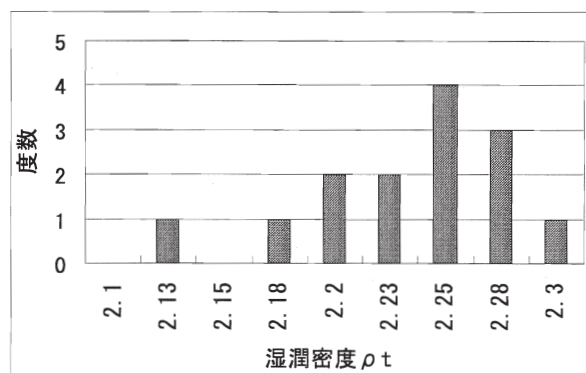


図-3.6 湿潤密度 ρ_t

表-3.1 に、比較的データ数の多かった、I ダムと S ダムのロック材料の品質管理試験における内部摩

擦角 ϕ および内部摩擦係数 $\tan \phi$ の統計値を示す。
表-3.1 を見ると、品質管理試験の ϕ および $\tan \phi$ の最小値は、いずれも設計値より大きくなっている。

表-3.1 IダムとSダムのロック材料の品質管理試験の内部摩擦角 ϕ および内部摩擦係数 $\tan \phi$ の統計値

ダム名 (データ数)	物性	平均	標準偏差 (変動係数)	最大値	最小値	設計値
Iダム (データ数9)	内部摩擦角 ϕ (度)	45.09	1.29 (2.86%)	47.0	43.5	43
	内部摩擦係数 $\tan \phi$	1.004	0.0456 (4.54%)	1.072	0.949	0.933
Sダム (データ数7)	内部摩擦角 ϕ (度)	41.96	1.32 (3.15%)	43.8	40.1	40
	内部摩擦係数 $\tan \phi$	0.900	0.0415 (4.61%)	0.959	0.842	0.839

3.2.2 破壊確率の計算

破壊確率を算出する方法としては、二次モーメント法、一次ガウス近似法、モンテカルロシミュレーション¹⁷⁾、変数変換による確率密度関数の誘導による方法¹⁸⁾などがあるが、ここでは一般的な二次モーメント法を用いる。なお、一般的に、飽和単位体積重量 γ_{sat} の変動係数は内部摩擦係数 $\tan \phi$ の変動係数よりも小さいこと、事前の検討により γ_{sat} のばらつきが破壊確率に及ぼす影響は、 $\tan \phi$ のばらつきが及ぼす影響よりも小さいことから、ここでは簡単のため $\tan \phi$ のみ正規分布に従う確率変数とし、他の値は定数と仮定する。また、震度法による現行設計法と同様に、ロック材料の粘着力 c はゼロとする。

満水時の平面すべりの抵抗力 R および滑動力 S は以下の式で表される。

$$R = [(\gamma_{sat} - \gamma_w) \cos \theta - k \gamma_{sat} \sin \theta] \tan \phi \quad (3.1)$$

$$S = (\gamma_{sat} - \gamma_w) \sin \theta + k \gamma_{sat} \cos \theta \quad (3.2)$$

ここで、 γ_{sat} はロック材料の飽和単位体積重量、 γ_w は水の単位体積重量、 k は震度、 θ は斜面勾配の角度、 ϕ は内部摩擦角である。性能関数 Z を以下のように定義する。

$$\begin{aligned} Z &= R - S \\ &= [(\gamma_{sat} - \gamma_w) \cos \theta - k \gamma_{sat} \sin \theta] \tan \phi \\ &\quad - [(\gamma_{sat} - \gamma_w) \sin \theta + k \gamma_{sat} \cos \theta] \end{aligned} \quad (3.3)$$

二次モーメント法を用いると、破壊確率 P_f は以下の式 (3.4) により求められる。

$$P_f = 1 - \Phi(\beta), \quad \beta = \frac{\mu_Z}{\sigma_Z} \quad (3.4)$$

$$\mu_Z = A\mu_X - B, \quad \sigma_Z = A\sigma_X$$

$$A = (\gamma_{sat} - \gamma_w) \cos \theta - k \gamma_{sat} \sin \theta$$

$$B = (\gamma_{sat} - \gamma_w) \sin \theta + k \gamma_{sat} \cos \theta$$

ここで、 Φ は図-3.7 の標準正規累積分布関数、 β は安全性指標、 μ_x は $\tan \phi$ の平均、 σ_x は $\tan \phi$ の標準偏差である。

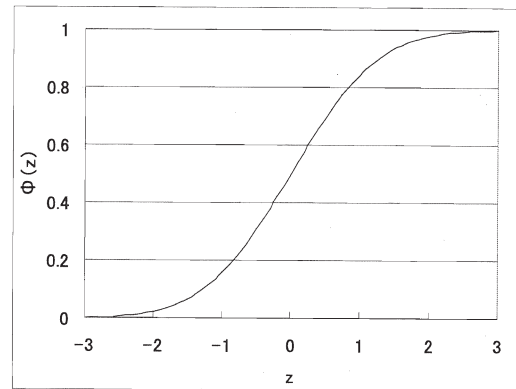


図-3.7 標準正規累積分布関数

表-3.1 に示した Iダムおよび Sダムの $\tan \phi$ の平均と標準偏差を用いて、斜面勾配および震度 k を変化させた時の破壊確率を図-3.8 に示す。ここで、 γ_{sat} には表-3.2 にある品質管理試験の平均を用いた。表-3.2 にある Iダムおよび Sダムの上流面の斜面勾配および震度 $k=0.15$ の時の破壊確率は、どちらも 10^{-8} から 10^{-9} 程度になっており、平面すべりに対しての破壊確率は十分小さくなっている。図-3.8 を見ると、破壊確率は k に大きく依存しており、破壊確率の算出においては、地震荷重の評価が重要であることがわかる。

表-3.2 計算条件

ダム名	γ_{sat} (kN/m^3)	上流面 斜面勾配	k
Iダム	23.00	2.5	0.15
Sダム	22.95	2.9	0.15

※ γ_{sat} の設計値は、Iダムで 20.98 kN/m^3 、Sダムで 22.25 kN/m^3 となっている。

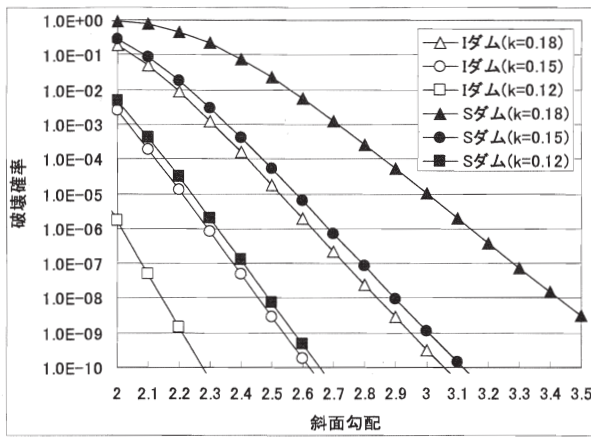


図-3.8 破壊確率

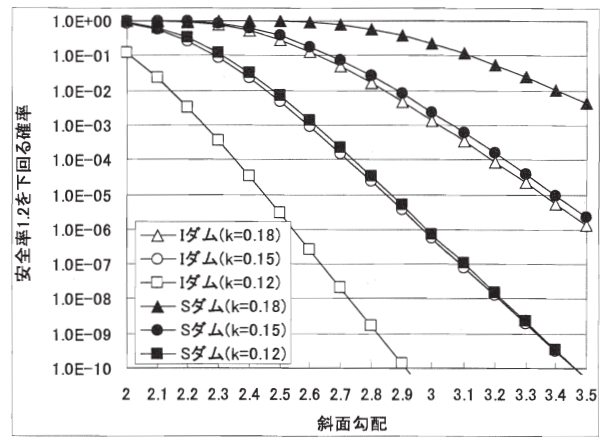


図-3.9 安全率が設計安全率 1.2 を下回る確率

なお、式 (3.3) の性能関数から破壊確率を求める際、 $\tan \phi$ を正規分布とした場合には、二次モーメント法、一次ガウス法、モンテカルロシミュレーション、確率密度関数の誘導による方法のいずれも同じ破壊確率となるが、 ϕ を正規分布とした場合には、二次モーメント法による破壊確率は他の計算方法による破壊確率と若干異なる値が得られる。これは、 ϕ が正規分布でも、 $\tan \phi$ は正規分布にはならないことに起因している。

3.2.3 満水時の平面すべりにおいて設計安全率を下回る確率

表-3.2 の数値を用いて、満水時の平面すべりの安全率が 1.0 となる内部摩擦角 ϕ を逆算すると、I ダムでは 36.4° 、S ダムでは 33.7° となる。また、 γ_{sat} の設計値を用いて安全率が 1.0 となる ϕ を逆算すると、I ダムでは 37.5° 、S ダムでは 34.0° となる。一方、表-3.1 の品質管理試験における ϕ の最低値を見ると、I ダムでは 43.5° 、S ダムでは 40.1° になっており、安全率が 1.0 となる ϕ に対して十分な余裕を持っている。また、実際の施工においては、定量的な評価ではないが、目視観察により良好な施工状態の確認も行われている。そこで、ここでは、より現実的な検討として、現行の設計安全率 1.2 がどの程度の余裕を有しているか、設計安全率 1.2 を下回る確率を考える。

安全率 1.2 を下回る確率 $P_{1.2}$ は、式 (3.4) の B を 1.2 倍した破壊確率を求めることに等しい。図-3.9 に、斜面勾配と震度 k を変化させた時の $P_{1.2}$ を示す。表-3.2 に示した I ダムおよび S ダムの斜面勾配および k においては、I ダムおよび S ダムの $P_{1.2}$ はどちらも 1% 程度になっている。また、破壊確率 P_f と同様に、 $P_{1.2}$ も k に大きく依存することが分かる。

3.3 円弧すべり解析による検討

3.3.1 解析モデル

解析モデルを図-3.10 に示す。堤高 100m のフィルダムを模擬しており、上流面勾配は 1:2.5、下流面勾配は 1:2.0 とロックフィルダムとして一般的な値を設定した。なお、簡単のため貯水はモデル化していない。図-3.10 の解析モデルについて、図-3.11 (a) から (e) に示すように、格子状の要素に分割し、各要素に内部摩擦角 ϕ を正規乱数として与え、円弧すべり解析のモンテカルロシミュレーションを行った。表-3.3 に解析条件を示す。粘着力 c はゼロとし、地震力として水平震度 $k=0.15$ を与えた。表-3.3 のとおり、 ϕ の標準偏差 σ の異なる 3 ケースについて検討を行った。各ケースについては、安定した統計量が得られるよう、シミュレーションの回数は 1 万回とした。

表-3.3 解析条件

Case#	湿潤単位体積重量(kN/m ³)	内部摩擦角(度)	
		平均値 μ	標準偏差 σ
Case1	21.8	45	0.7
Case2			1.0
Case3			1.3

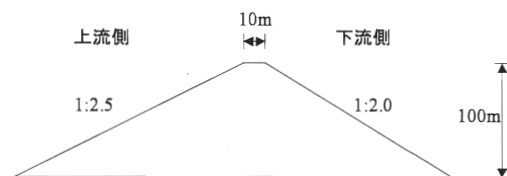


図-3.10 解析モデル

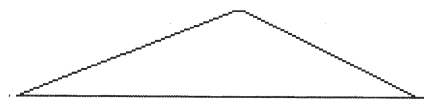


図-3.11(a) 分割なし

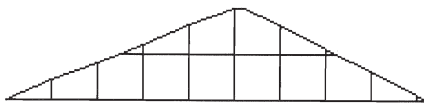


図-3.11(b) 50mの格子に分割

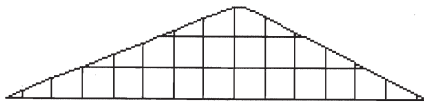


図-3.11(c) 33mの格子に分割



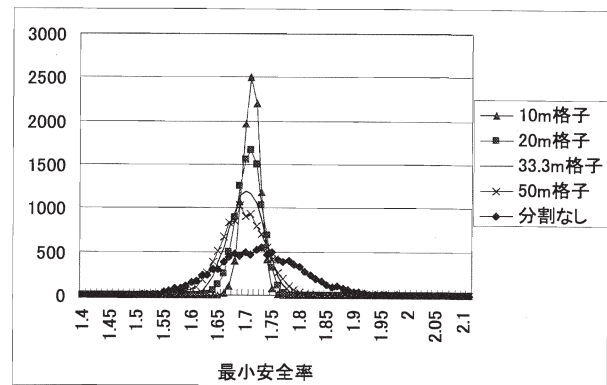
図-3.11(d) 20mの格子に分割



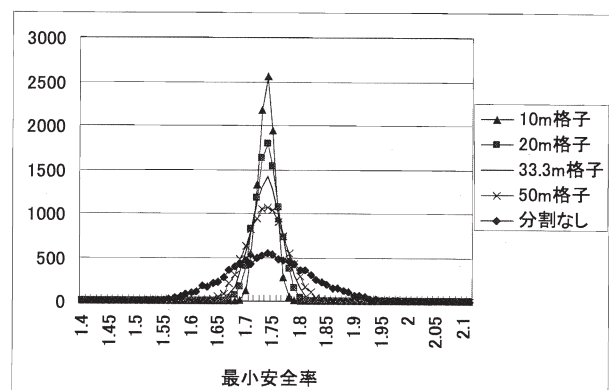
図-3.11(e) 10mの格子に分割

3.3.2 円弧の堤体表面からの最低深度の影響

一般的に、ロックフィルダムロック材は粘着力 $c=0$ として円弧すべり解析を行うため、最小安全率の円弧は堤体表面を切る円弧となり、図-3.11のような堤体内部の物性のばらつきの影響を適切に評価することができない。そこでここでは、円弧の堤体表面からの最低深度を設定した時の最小安全率の分布を検討した。表-3.3のCase3の条件について、図-3.12(a)に円弧の深度が堤体表面からの10m以上に設定した場合の最小安全率の頻度分布、図-3.12(b)に円弧の深度が堤体表面からの20m以上に設定した場合の最小安全率の頻度分布を示す。どちらの場合についても、最小安全率の分布は概ね正規分布となる。地表面からの深度を10m以上にした時には、格子分割の大きさによって最小安全率の平均値に差が見られるが、地表面からの深度を20m以上にした時には、格子の大きさによらず最小安全率の平均値はほぼ一定値になる。また、図-3.13に10m格子の時の最小安全率の円弧を示すが、堤体表面からの最低深度が20mの方が、半径の小さい円弧が多いことがわかる。



(a) 堤体表面からの深度10m以上に設定した場合



(b) 堤体表面からの深度20m以上に設定した場合

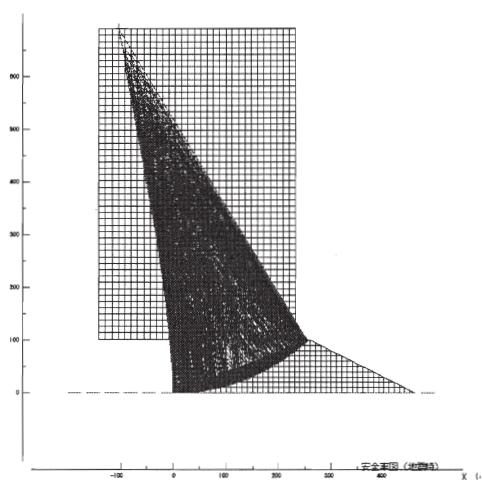
図-3.12 堤体表面からの最低深度を変化させた時の最小安全率の分布

3.3.3 内部摩擦角の標準偏差と格子サイズの影響

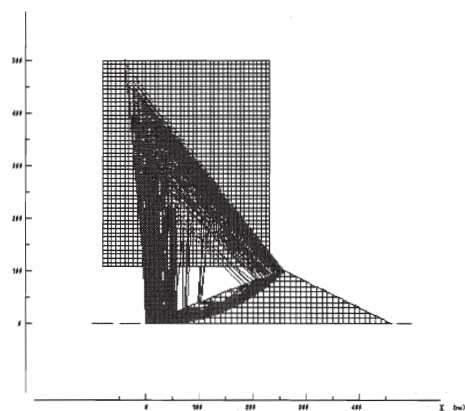
堤体表面からの深度を20m以上とした時の、最小安全率の平均値と標準偏差を表-3.4(a)、(b)に示す。3.3.2の結果のとおり、安全率の平均値は、格子の大きさや ϕ の標準偏差によらずほぼ一定値となっているが、当然のことながら最小安全率の標準偏差は格子の大きさや ϕ の標準偏差に依存しており、 ϕ の標準偏差が小さく、あるいは格子の大きさが小さければ、最小安全率の標準偏差は小さくなる。表-3.4(b)の標準偏差を見ると、最小安全率の標準偏差の比率(Case2/Case1、Case3/Case1)は、格子の大きさによらず、 ϕ の標準偏差の比率(1.0/0.7=1.429、1.3/0.7=1.857)にほぼ近い値となっており、他の解析条件が等しければ、 ϕ のばらつきが変化した時の最小安全率のばらつきの変化は、 ϕ のばらつきの変化の比率から推定できるものと考えられる。

表-3.3の解析条件のCase3は、表-3.1のIダムの条件に近い。表-3.4(a)の最小安全率1.733が設計安全率1.2に相当すると仮定すると、設計断面に

おける安全率 1.0 は Case3 のモデル解析において、 $1.733 \times 1.0 / 1.2 = 1.444$ に相当する。図-3.12(b)を見ると、1 万回のモンテカルロシミュレーションでは、最小安全率 1.444 を下回る確率はゼロになっている。このことから、強度の平均値を用いて所要安全率 1.2 で断面設計しても、安全率が 1.0 を下回る確率は極めて小さいことがわかる。また、これは、余裕条件 3 についてのみの余裕分である。



(a) 堤体表面からの深度 10m 以上の場合



(b) 堤体表面からの深度 20m 以上の場合

図-3.13 最小安全率の円弧（最初の 1000 回のみ）

表-3.4(a) 最小安全率の平均値

	分割なし	50m格子	33.3m格子	20m格子	10m格子
Case1	1.738	1.738	1.738	1.737	1.737
Case2	1.739	1.737	1.737	1.737	1.736
Case3	1.740	1.734	1.734	1.735	1.733

表-3.4(b) 最小安全率の標準偏差

	分割なし	50m格子	33.3m格子	20m格子	10m格子
Case1	0.042	0.019	0.016	0.012	0.009
Case2	0.061	0.028	0.022	0.018	0.012
(Case2/Case1)	(1.439)	(1.439)	(1.431)	(1.419)	(1.398)
Case3	0.079	0.037	0.029	0.023	0.015
(Case3/Case1)	(1.890)	(1.890)	(1.869)	(1.839)	(1.780)

3.4 まとめ

フィルダムの設計における性能設計、信頼性設計の基礎的な検討として、強度や密度のばらつき、さらに強度のばらつきが平面すべりや円弧すべりの最小安全率の分布に及ぼす影響の検討を行った。

- ① 一般に、ロックフィルダムの設計においては、ロック材料の粘着力を考慮しない安全側の設計が行われている。ロック材料の内部摩擦角や密度の品質管理試験結果を見ると、試験数や試験条件などの制約はあるものの、それらの分布形状は概ね正規分布をしていると考えられる。
- ② ①で調べた強度と密度のばらつきデータを用いて、平面すべりと円弧すべりの信頼性設計の検討を行った。平面すべりの検討では、二次モーメント法により破壊確率を求め、検討対象ダムにおいては、現行設計法で設計された断面では、破壊確率が十分に小さいことがわかった。円弧すべりによる検討では、他の解析条件が等しければ、 ϕ のばらつきが変化した時の最小安全率のばらつきの変化は、 ϕ のばらつきの変化の比率から推定できることがわかった。さらに、強度の平均値で所要安全率 1.2 で断面設計をすると、安全率が 1.0 を下回る確率は非常に小さいことがわかった。

4. まとめ

本研究では、フィルダム堤体設計法の合理化を目的として、①ロック材料の応力-ひずみ関係を考慮した強度評価法の提案を行うための検討、②密度・強度のばらつきを考慮したフィルダム堤体設計法の提案を行うための検討、を実施した。以下に成果をとりまとめる。

- ①通常想定される荷重レベルでは、ピーク強度発現時の軸ひずみ程度以下での主ひずみしか発生しないこと、仮に 15%ひずみ時の強度を残留強度とみなして安定解析を実施した場合、ピーク強度を用いすべり安全率 1.2 で設計した断面で概ね安全率 1.0 以上が確保できることから、ひずみ軟化による応力低下は、現行設計法においては特に留意する必要はないと判断される。しかし、レベル 2 地震動などの大規模地震動に対する耐震性能照査にお

いてはひずみ軟化特性が重要になる。

そこで、本研究において、材料のひずみ軟化特性を考慮したすべり変形解析のコードを開発した。この解析コードによりひずみ軟化の有無で求めたすべり量を比較した結果、すべり変形量がある程度以上大きくなるような地震動の場合、ひずみ軟化を考慮することにより最大すべり変形量がかなり大きくなることがわかった。これらの結果によりレベル2地震動などの大規模地震動に対する耐震性能照査においてはひずみ軟化特性は重要になると考えられる。

②ロック材料の内部摩擦角や密度の品質管理試験結果を見ると、試験数や試験条件などの制約はあるものの、それらの分布形状は概ね正規分布をしている。

強度と密度のばらつきデータを用いて、平面すべりと円弧すべりの信頼性設計の検討を行った結果、現行設計法で設計された断面では、破壊確率が十分に小さいことがわかった。また、円弧すべりによる検討では、他の解析条件が等しければ、 ϕ の標準偏差が変化した時の最小安全率の標準偏差の変化は、 ϕ の標準偏差の変化割合から推定できることがわかった。さらに、強度の平均値で所要安全率1.2で断面設計をすると、安全率が1.0を下回る確率は非常に小さいことがわかった。

参考文献

- 1) 永山 功、山口嘉一ら：大規模地震に対するダムへの耐震性能照査に関する資料、土木研究所資料、第3965号、2005.3.
- 2) 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.
- 3) (財)国土技術研究センター：改定 解説・河川管理施設等構造令、(社)日本河川協会、2000.1.
- 4) 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)国土開発技術センター、1991.6.
- 5) 松本徳久、安田成夫、大久保雅彦、境野典夫：セツ宿ダムの動的解析、建設省土木研究所資料、第2480号、1987.3.
- 6) 中村 昭、岩下友也、館野 悟、石田裕哉：ロックフィルダムの耐震性の評価-1995年兵庫県南部地震をうけて-、建設省土木研究所フィルダム研究室資料、No.2、1996.1.
- 7) 藤澤侃彦、永山 功、吉田 等、佐々木隆、岩下友也：地震時におけるダムの安全性に関する検討、土木技術資料、Vol.39、No.3、pp.26-31、1997.3.
- 8) (財)ダム技術センター：フィルダム設計合理化検討分科会報告書、ダム構造・設計等検討委員会、2001.3.
- 9) 佐藤信光、米崎文雄、龍岡文夫：ひずみ軟化理論を適用したロックフィルダムの地震後残留沈下の検討、第56回土木学会年次学術講演会概要集、pp.682-683、2001.9.
- 10) 吉田達也：平面ひずみ試験における礫のせん断層の変形特性とロックフィルダムの地震時残留変位解析、東京大学大学院工学系研究科社会基盤工学専攻土質/地盤研究室修士論文、2003.3.
- 11) 佐藤信光、曾田秀揮、大家充弘：ひずみ軟化特性と粒径効果を考慮した修正Newmark法によるフィルダムのすべり変形解析、ダム技術、No.227、pp.95-103、2005.8.
- 12) 館山 勝、龍岡文夫、古関潤一、堀井克己：盛土の耐震設計法に関する研究、鉄道総研報告、Vol.12、No.4、pp.7-12、1998.
- 13) (財)鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計・同解説耐震設計、1998.11.
- 14) 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に関する検討、ダム工学会、Vol.15、No.2、pp.120-136、2005.8.
- 15) 富士通エフ・アイ・ピー(株)、斜面安定計算システム.
- 16) 松本徳久、渡辺和夫、吉野内真二：ロック材料の調査・設計・施工に関する事例調査、建設省土木研究所資料、第1839号、1982.7.
- 17) 星谷 勝、石井 清：構造物の信頼性設計法、208p、1986.
- 18) 伊藤 学、亀田弘行訳：土木建築のための確率・統計の基礎、pp.168-169、1977.