

# 不連続面を考慮したダム基礎岩盤の 地震時安定性評価手法の提案

多田浩幸<sup>1</sup>・石塚与志雄<sup>2</sup>・堀井秀之<sup>3</sup>・内田善久<sup>4</sup>・柏柳正之<sup>5</sup>・木全宏之<sup>6</sup>

<sup>1</sup>正会員 工修 (株)大崎総合研究所 (〒100-0011 東京都千代田区内幸町 2-2-2)

<sup>2</sup>フェロー会員 工博 (株)大崎総合研究所 (〒100-0011 東京都千代田区内幸町 2-2-2)

<sup>3</sup>正会員 Ph. D. 東京大学大学院工学系研究科社会基盤工学専攻 (〒113-8656 東京都文京区本郷 7-3-1)

<sup>4</sup>正会員 工修 東京電力(株)建設部土木・建築技術センター (〒100-0011 東京都千代田区内幸町 1-1-3)

<sup>5</sup>正会員 工修 電源開発(株)建設部エンジニアリング室 (〒104-8165 東京都中央区銀座 6-15-1)

<sup>6</sup>正会員 工修 (社)電力土木技術協会技術部 (〒105-0003 東京都港区西新橋 2-19-4)

本研究は、地震時におけるダム基礎岩盤の安定性評価手法の確立を目的として、アーチダムを対象に、岩盤の不連続面を考慮した地震時の基礎岩盤の局所的なせん断破壊及び全体的なすべり破壊の評価手法の提案を行うとともに、ダム基礎岩盤の不連続面を想定した局所的なせん断破壊及び全体的なすべり破壊の評価フローを示した。さらに、既往の連続体解析結果を用いたケーススタディを行い、提案した評価手法・評価フローにより不連続面を考慮した地震時の基礎岩盤のせん断破壊に対する安定性が定量的に評価できることを示し、ジョイント群の卓越方向とそのせん断破壊規準値が基礎岩盤のせん断破壊に大きな影響を及ぼすことを明らかにした。

*Key Words* : dam foundation, arch dam, earthquake, rock joints, shear failure

## 1. はじめに

ダムの基礎岩盤は、ダム堤体からの荷重に対して十分安全な支持力とせん断抵抗を有していなければならない。特に、アーチダムにおいて大きな地震動が作用する場合には、基礎岩盤に作用する荷重が大きくなるため、すべり破壊に対して十分なせん断抵抗を有する硬岩が要求される。一般に、硬岩のすべり破壊は、内蔵する不連続面の開口(引張)やせん断破壊などにより生じる。そのため、ダム基礎岩盤の安定性評価に際しては、岩盤の不連続面を考慮した検討手法が必要となる。

地震時のダム基礎岩盤のすべり破壊現象を精緻に追跡するためには、岩盤の不連続性を考慮した進行性破壊をしかも動的に評価する必要がある。この分野の研究としては、Valliappanら<sup>1</sup>が、基礎岩盤を不連続面を有する損傷モデルとして堤体-岩盤の連成解析を行っているが、進行性破壊を考慮した事例はほとんどなく、不連続面のモデル化や進行性破壊の解析的手法など解決すべき課題が多いのが現状である。一方、実務面からは、より簡易な方法により基礎岩盤の不連続性を考慮した安定性評価手法が要求さ

れるが、この分野の研究はほとんど行われていないのが現状である。

これらの事項を踏まえ、本研究では、より簡易な方法によるダム基礎岩盤の安定性を評価する手法の確立を目的として、岩盤の不連続面を考慮した局所的なせん断破壊及び全体的なすべり破壊に対する安定性評価手法の提案を行うとともに、安定性評価フローを示した。そして、提案した評価手法ならびに評価フローに基づき、ジョイント群(不連続面)の方向と破壊規準値をパラメータとしたケーススタディを実施し、その影響について検討した。

## 2. 地震時のダム基礎岩盤のせん断破壊の評価手法

地震時におけるダム基礎岩盤の安定性評価方法として、アーチダム基礎岩盤を対象に、不連続面を考慮した岩盤の局所的なせん断破壊及び全体的なすべり破壊の評価手法を作成した。ダム基礎岩盤の不連続面を想定した局所的なせん断破壊及び全体的なすべり破壊の評価フローを図-1に示す。この評価フロー

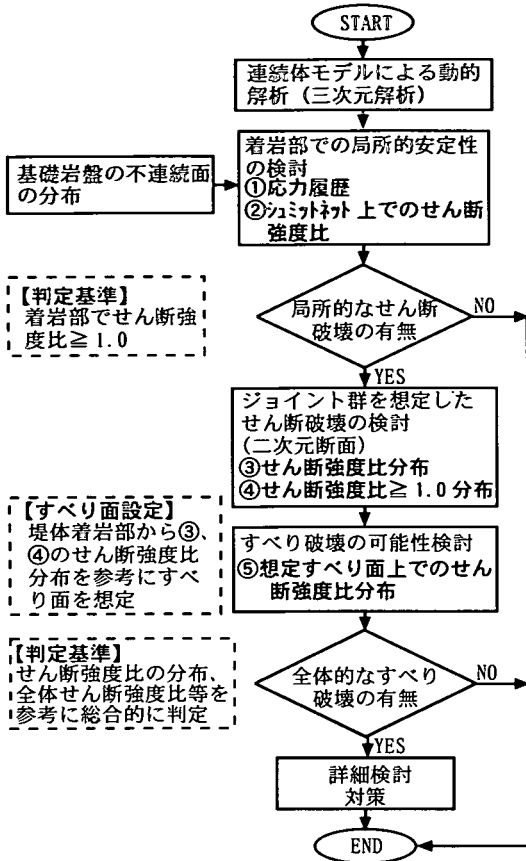


図-1 ダム基礎岩盤の不連続面を想定した局所的なせん断破壊及び全体的なすべり破壊の評価フロー

は、連続体モデルによる動的解析結果を用いて、不連続面を想定した着岩部での局所的なせん断破壊の検討を行い、さらに、複数のジョイント群を想定した二次元断面でのすべり破壊の可能性の検討を行って、基礎岩盤のせん断破壊に対する安定性の評価を行うものである。以下に、その手順及び手法について述べる。

### (1) 連続体モデルによる動的解析

最初に、アーチダムと岩盤の連続体モデルによる動的解析(三次元解析)により、地震時の着岩部基礎岩盤の応力状態を評価する。

### (2) 着岩部での局所的安定性の検討

上記で得られた解析結果をもとに、着岩部での局所的な安定性の検討を行う。

#### a) 基礎岩盤の応力履歴

まず、図-2に示すような三次元解析モデルの着岩部において、応力履歴の図化を行い、最も大きなせん

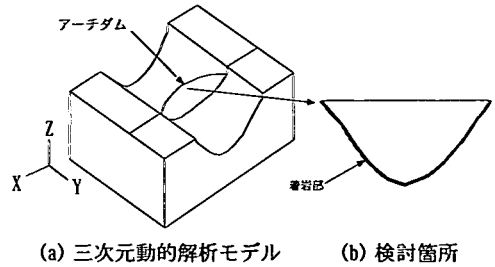


図-2 アーチダム着岩部の検討箇所

断応力の発生する箇所と時刻を求めて、検討箇所・検討時刻を設定する。

#### b) シュミットネットを用いた局所的なせん断破壊の評価手法

次に、上記で設定した検討箇所の不連続面が存在する場合を想定する。不連続面のせん断破壊は、不連続面のせん断強度  $\tau_p$  に対する発生せん断応力  $\tau$  の比であるせん断強度比  $\tau / \tau_p$  によって評価する。

不連続面に発生する垂直応力  $\sigma$  とせん断応力  $\tau$  は不連続面の卓越方向によって変化する。そこで、不連続面の方向と局所的なせん断破壊の関係を示すために、せん断強度比のシュミットネット上分布(コンター図)を作成する。これは、走向が  $0 \sim 360^\circ$ 、傾斜が  $0 \sim 90^\circ$  の範囲で、不連続面の方向を走向、傾斜で  $5^\circ$  間隔毎に変化させたときのせん断強度比を計算し、その結果をシュミットネット上に図化したものである。

ここで、 $\sigma$  と  $\tau$  は検討箇所の検討時刻における応力成分 ( $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \tau_{xy}, \tau_{yz}, \tau_{zx}$ ) と不連続面の法線ベクトル  $n$  を用いて次式より計算する。

$$\sigma = \begin{Bmatrix} m & n \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} \sigma_x & \tau_{yx} & \tau_{zx} \\ \tau_{xy} & \sigma_y & \tau_{zy} \\ \tau_{xz} & \tau_{yz} & \sigma_z \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} l \\ m \\ n \end{Bmatrix} \quad (1)$$

$$\begin{Bmatrix} p_x \\ p_y \\ p_z \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \sigma_x & \tau_{yx} & \tau_{zx} \\ \tau_{xy} & \sigma_y & \tau_{zy} \\ \tau_{xz} & \tau_{yz} & \sigma_z \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} l \\ m \\ n \end{Bmatrix} \quad (2)$$

$$p = \sqrt{p_x^2 + p_y^2 + p_z^2} \quad (3)$$

$$\tau = \sqrt{p^2 - \sigma^2} \quad (4)$$

ここで、 $(l, m, n)$  は不連続面の法線ベクトル  $n$  の  $X, Y, Z$  軸への方向余弦、 $p(p_x, p_y, p_z)$  は不連続面に作用する合応力を表す。 $\tau_p$  は不連続面の破壊規準により算出する。

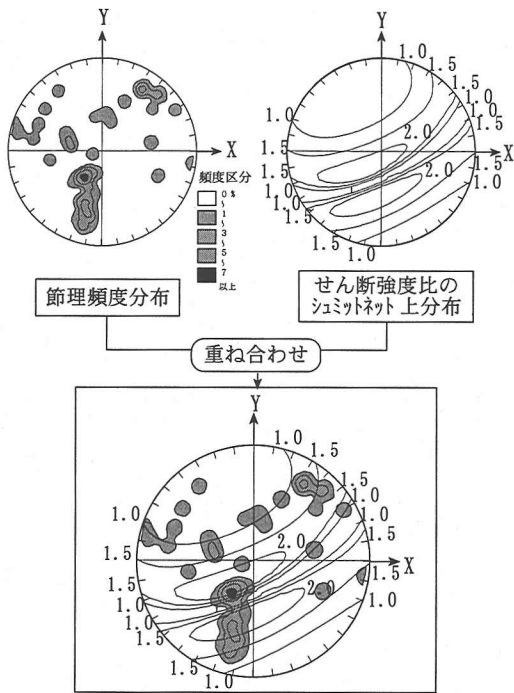


図-3 シュミットネットを用いた局所的なせん断破壊の評価手法

着岩部での局所的なせん断破壊の検討は、図-3に示す評価手法によって行う。すなわち、事前の地質調査から得られている節理頻度分布と、上記で得られたせん断強度比のシュミットネット上分布を重ね合わせて比較し、局所的なせん断破壊の有無を判定する。せん断強度比のシュミットネット上分布において、せん断強度比 $\geq 1.0$ の分布範囲はその範囲の方向にある不連続面でせん断破壊が生じることを表している。したがって、せん断強度比 $\geq 1.0$ の分布範囲と節理の卓越方向が一致する場合は、局所的なせん断破壊があると判定され、卓越節理群（ジョイント群）の分布を想定したせん断破壊及びすべり破壊についてさらに検討を行うこととなる。せん断強度比 $< 1.0$ の場合、またはせん断強度比 $\geq 1.0$ の分布範囲に節理の卓越方向がない場合は、局所的なせん断破壊はないと判定され、検討は終了となる。

### (3) 全体的なすべり破壊の評価手法

#### a) ジョイント群を想定したせん断破壊の検討

上記の検討で局所的なせん断破壊があると判定された検討箇所を含む基礎岩盤面を取り出して、二次元断面上での不連続面分布によるすべり破壊の可能性の有無を検討する。

実岩盤においては、複数のジョイント群が存在す

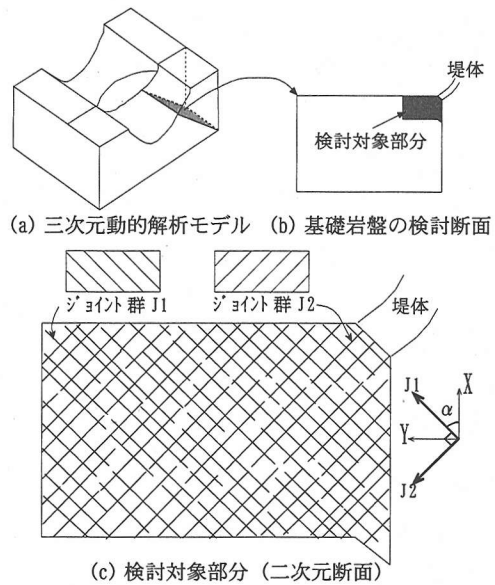


図-4 全体的なせん断破壊の検討断面

る場合が多い。特に、ダム基礎岩盤として利用される堆積岩や花崗岩などの深成岩においては、しばしば互いに直交する3組のジョイント群が存在することから、ここでは、図-4(a)~(c)に示すような基礎岩盤から取り出した二次元断面上に直交する2ジョイント群(J1, J2)が分布する場合を想定する。各ジョイント群の方向は図-4(c)に示すようにX軸からの角度 $\alpha$ でその走向を表す。

二次元断面の各節点における応力結果を用いて、各ジョイント群J1, J2に生じる $\sigma$ ,  $\tau$ と不連続面の破壊規準により、各ジョイント群のせん断強度比 $\tau/\tau_p$ を算出する。ここで、 $\sigma$ と $\tau$ は二次元断面の各節点での応力成分( $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$ ,  $\tau_{xy}$ )とジョイント群の法線方向のX軸からの角度 $\theta (= \alpha + \pi/2)$ を用いて、次式より求める。

$$\sigma = \sigma_x \cos^2 \theta + \sigma_y \sin^2 \theta + 2\tau_{xy} \sin \theta \cos \theta \quad (5)$$

$$\tau = (\sigma_y - \sigma_x) \sin \theta \cos \theta + \tau_{xy} (\cos^2 \theta - \sin^2 \theta) \quad (6)$$

次に、2つのジョイント群のせん断強度比の空間分布を把握するために、図-5に示すようなせん断強度比分布を求める。せん断強度比分布は、各ジョイント群で得られたせん断強度比を線分で表示し、線分の中心を節点位置に一致させて二次元断面上に図化したものである。線分の方法はジョイント群の走向を表し、大きさはせん断強度比の大きさを示す。また、せん断強度比分布において、2ジョイント群のう

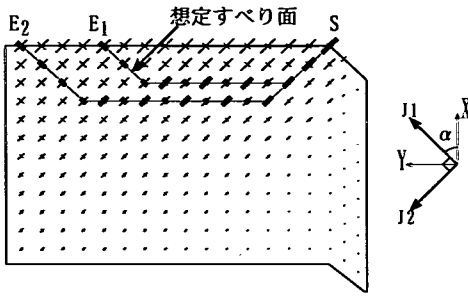
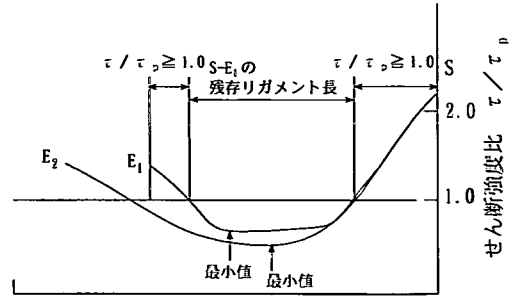


図-5 せん断強度比分布と想定すべり面



想定すべり面の長さ

図-6 想定すべり面上でのせん断強度比分布

ちせん断強度比の大きい方の値が1.0以上となるジョイント群だけをプロットしたものをせん断強度比 $\geq 1.0$ 分布とした。

b) すべり破壊の可能性検討

せん断強度比分布, せん断強度比 $\geq 1.0$ 分布を参考にして, 同図に示すように複数のすべり面を想定する。想定すべり面の設定に当たっては, 若岩部でせん断強度比が1.0を超える節点を始点Sとして, 基本的にせん断強度比の大きいジョイント群方向(図中の太線で示した線分)にせん断破壊が進行するとして節点間を結び, すべり面の経路を想定する。しかし, せん断破壊が岩盤内部へ進み, すべり破壊が発生しないと判断される場合には, 下流側の表層(図中の終点E<sub>1</sub>, E<sub>2</sub>)に向かってせん断破壊が進行するすべり面の経路をいくつか想定する。

次に, 想定すべり面のすべり破壊の可能性を検討するために, 図-6に示すような想定すべり面上でのせん断強度比分布を求める。これは, 想定すべり面上の各節点位置におけるせん断強度比を始点Sから各節点までの長さに対してプロットしたものであり, せん断破壊の進むジョイント群のせん断強度比の分布が示される。

c) 全体的なすべり破壊の有無の判定

想定すべり面において, すべり破壊の有無の判定を行う。判定に当たっては, 想定すべり面上でのせん断強度比分布, せん断強度比の最小値, 全体せん断強度比, リガメント残存率に着目する(図-6)。

全体せん断強度比は次式によって算出する。

$$\begin{aligned} \text{全体せん断強度比} &= \frac{\text{せん断力の総和}}{\text{せん断抵抗力の総和}} \\ &= \frac{\sum \bar{\tau} \times L}{\sum \bar{\tau}_p \times L} \end{aligned} \quad (7)$$

ここで,  $\bar{\tau}$ : 2節点間の平均せん断応力,  $\bar{\tau}_p$ : 2節点間の平均せん断強度,  $L$ : 2節点間のジョイント

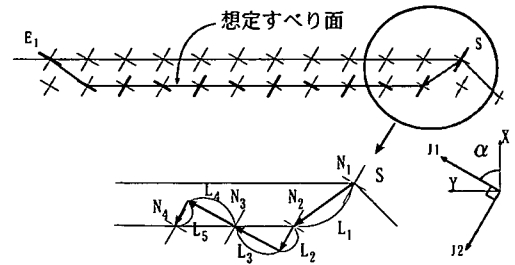


図-7 全体せん断強度比のジョイント群のすべり長さ

群のすべり長さである。なお,  $\bar{\tau}$ ,  $\bar{\tau}_p$ はせん断破壊が進行するジョイント群の $\tau$ ,  $\tau_p$ によって求める。また,  $L$ については図-7に示すように想定して同式に用いる。すなわち, 2節点においてせん断破壊が進行するジョイント群が同一である場合,  $L$ は2節点間を直線で結んだ長さ(図中の $L_1$ )とする。一方, 2節点においてせん断破壊が進行するジョイント群が異なる場合,  $L$ は2節点間を直線で結んだ長さを各々のジョイント群の方向に分解した長さ(図中の $L_2$ と $L_3$ )とする。この場合, 各ジョイント群の $\bar{\tau}$ ,  $\bar{\tau}_p$ にそれぞれに対応する $L$ を掛けて, それらの和を2節点間のせん断力( $\bar{\tau} \times L$ )及びせん断抵抗力( $\bar{\tau}_p \times L$ )とする。上記のような $L$ の算定を行うに当たって, ジョイント群J1の間隔は図中の $L_2$ より, ジョイント群J2の間隔は図中の $L_3$ よりそれぞれ小さいものを想定している。したがって, 2節点間の長さすなわちメッシュの大きさについては想定するジョイント群の間隔を考慮して設定する必要がある。

また, 想定すべり面上でのせん断強度比分布において, せん断破壊が生じている部分(せん断強度比 $\geq 1.0$ となる部分)をここではリガメントと呼び, リガメント残存率は, 図-6に示すように, 想定すべり面の全長からリガメントの長さを引いた残りの長さ(残存リガメント長)の想定すべり面の全長に対する比率を表す。

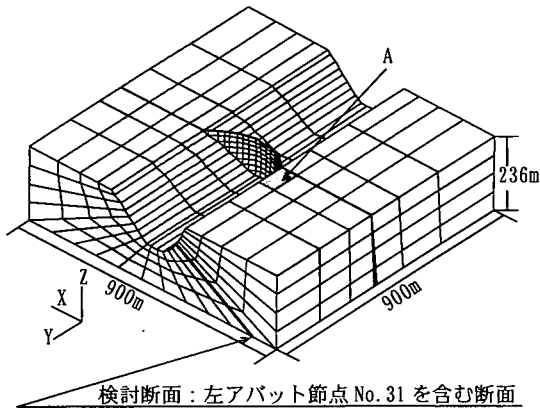


図-8 検討対象解析モデル

表-1 岩盤物性

単位体積質量	2.50t/m <sup>3</sup>
静弾性係数	11.8GPa
動弾性係数	17.7GPa
静ポアソン比	0.20
動ポアソン比	0.25
減衰定数	30%

判定基準については、想定すべり面上でのせん断強度比分布、全体せん断強度比等を参考に総合的に判断する。この判定基準により、想定すべり面ですべり破壊の可能性ありと判定された場合は、詳細検討及び対策の検討を行うこととなる。可能性なしと判定された場合は、基礎岩盤のすべり破壊に対する安定性に問題はなく検討は終了となる。

### 3. ジョイント群の方向と破壊規準値をパラメータとしたケーススタディ

アーチダム基礎岩盤のせん断破壊に対して、ジョイント群の方向と破壊規準値の与える影響を検討するために、前章で提案した評価フローを用い、2ジョイント群の方向と破壊規準値をパラメータとしたケーススタディを実施した。

#### (1) 検討対象とした動的解析の概要

本検討では、「ダムの地震時終局耐力に関する検討」<sup>2)</sup>で実施されたアーチダムの動的解析結果を対象とした。

解析対象としたダムは、ダム高さ116m、堤頂長311mの非対称放射線形式のアーチダムである。ここでは、国内の主要な既設アーチダムの実績から平均的なダ

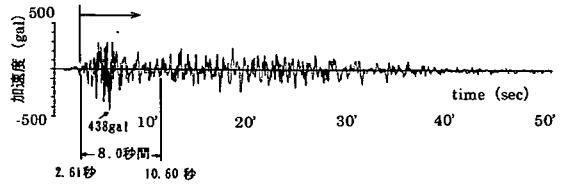


図-9 入力地震動

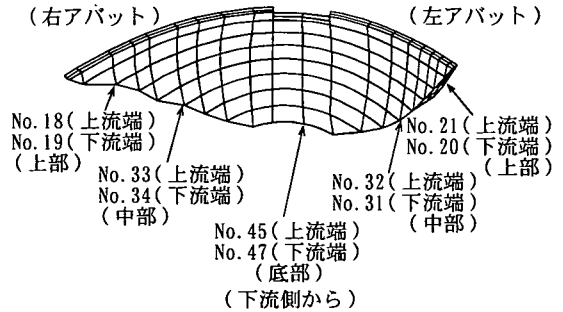


図-10 着岩部検討箇所

ム高さや堤頂長を有する代表的なアーチダムを想定している。

解析では、国内既往最大の内陸型直下地震(濃尾地震、マグニチュード8.0)がダムサイト真下(震央距離 $\Delta=25\text{km}$ )で起きることを想定して模擬地震動を作成し、これを入力地震動としている。

解析は堤体-岩盤を連続体モデルとした線形解析である。解析手法は、三次元有限要素法による動的解析とし、上下方向の地震力は静的に考慮している。

解析モデルを図-8に示す。基礎岩盤を含む解析対象領域は左右岸方向、上下流方向とも900m、深さ方向はダム底部から120mとしている。

解析に用いた岩盤物性を表-1に示す。ここでは、堅硬な基礎岩盤を想定している。基礎岩盤の動的特性については代表的な物性値を検討して設定している。

入力地震動の方向は上下流方向であり、鉛直方向については鉛直震度として上向き、下向きいずれも0.2としている。解析モデル底面での入力地震動を図-9に示す。最大加速度は438galであり、かなり大きな入力地震動となっている。

解析ケースは水位条件と鉛直方向の地震動の上向き、下向きを組み合わせた4ケースを設定している。

本検討では、応力状態が最も厳しくなった満水位、上下方向の地震力の静的震度上向きに作用させたケースの解析結果を用いることとした。

#### (2) 基礎岩盤の応力履歴

検討箇所と検討時刻を設定するために、図-10に示

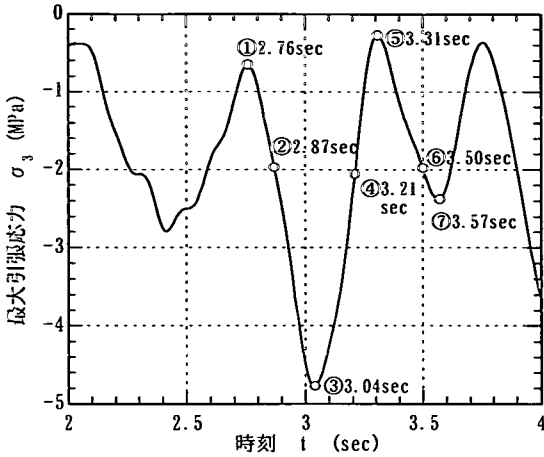


図-11 底部上流端 (No. 45) の最大引張応力の発生状況と検討時刻

す右アバット (上部, 中部), 底部, 左アバット (上部, 中部) の5箇所を選定して, 主応力の値と方向の時刻歴変化及び応力履歴を図化して, 常時との比較を行った。

解析では2.61~10.60secを入力地震動 (図-9) の使用継続時間としている。このため, 2.61secを開始時刻 (0sec) として基礎岩盤に発生する応力について検討した。

解析結果から, ダム底部上流端 (節点No. 45) において最も大きな引張応力が発生する時刻でダム堤体頂部での変位が最大となることより, 最大引張応力の発生時刻 (3.04sec) の前後を応力履歴の検討対象時刻とした。図-11にダム底部上流端 (節点No. 45) に最大引張応力が発生する時刻付近の時刻歴波形と, 検討時刻を示す。検討範囲は2.76~3.57secで, 図中の①~⑦の時刻は次のとおりである。

- ① 2.76sec (上流側に変位)
- ② 2.87sec (中間)
- ③ 3.04sec (最大引張応力発生時刻: 下流側に変位)
- ④ 3.21sec (中間)
- ⑤ 3.31sec (上流側に変位)
- ⑥ 3.50sec (中間)
- ⑦ 3.57sec (下流側に変位)

図化・比較を行った結果, 5箇所なかでは, 左アバット中部下流端の節点No. 31, 時刻では③3.04secで比較的大きなせん断応力が発生することが分った。節点No. 31における応力履歴を図-12に示す。参考としてCH級岩盤の破壊包絡線を図中に示した。この破壊包絡線はMohr-Coulombの規準を最大主応力 $\sigma_1$ と

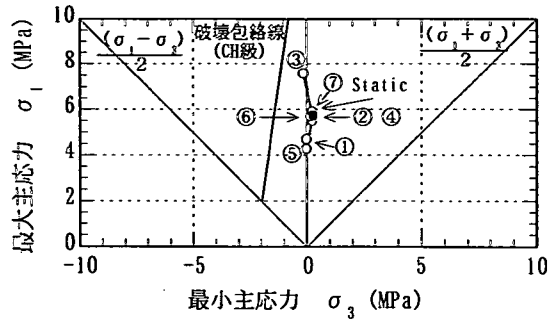


図-12 左アバット中部下流端 (No. 31) の応力履歴

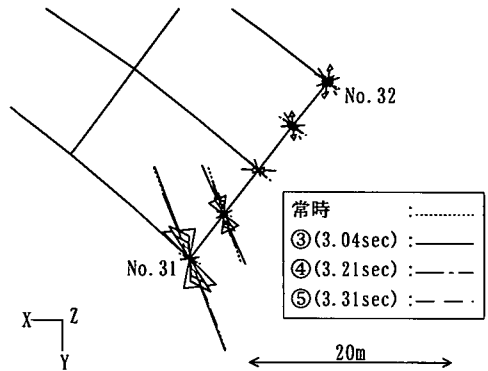


図-13 左アバット中部の主応力方向の変化状況

最小主応力 $\sigma_3$ の主応力面上で図化したものであり,  $(\sigma_1 - \sigma_3)/2$ と $(\sigma_1 + \sigma_3)/2$ はせん断応力と平均応力の軸を示している。また, 左アバット中部 (X-Y平面) における主応力方向の変化状況を図-13に示す。節点No. 31のせん断応力は震動の変形モードに応じて大きく変化し, 下流側に変形する場合に常時 (図-12のStatic) の値を超え, 上流側に変形する場合に常時の値を下回る。また, 主応力の方向は, 上流側 (図-13の節点No. 32側) ではY軸方向の震動により主応力の方向が大きく変化するが, 節点No. 31の下流側では, 主応力方向の変化はほとんどなく, 常時とほぼ同じ方向となっている。

このような応力の発生状況を踏まえ, 本検討では, 節点No. 31を検討箇所とし, 3.04secを検討時刻と設定した。

### (3) シュミットネットを用いたせん断破壊の検討

不連続面の破壊規準には, 次式に示すCoulombの規準を用いた。

$$\tau_p = c + \sigma \tan \phi \quad (8)$$

ここで,  $c$ : 粘着力,  $\phi$ : 内部摩擦角である。これ

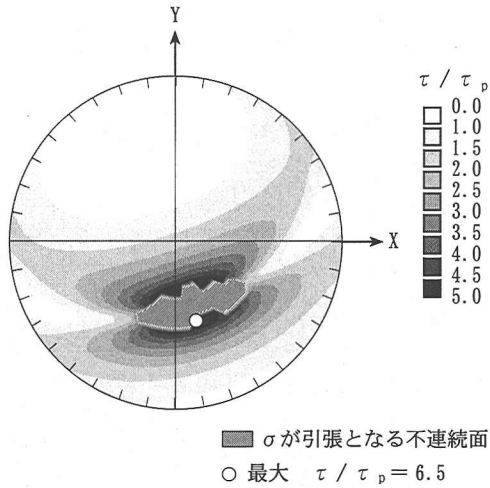


図-14 せん断強度比のシュミットネット上分布

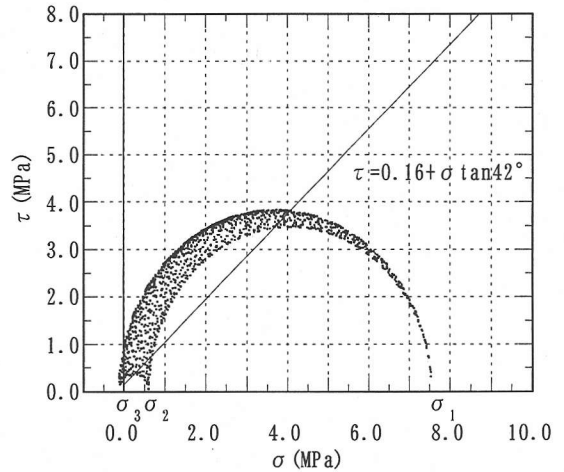


図-15 発生応力の分布

らの破壊規準値  $c$ ,  $\phi$  については,  $c=0.16\text{MPa}$ ,  $\phi=42^\circ$  と設定した. これは, 次式に示す Barton<sup>3)</sup>モデルの各パラメータを節理系不連続面の新鮮の場合として設定し,  $c$ ,  $\phi$  に換算して求めたものである.

$$\tau_p = \sigma \tan(JRC \log_{10}(JCS/\sigma) + \phi_b) \quad (9)$$

ここで,  $JRC$ : 不連続面の粗さ係数,  $JCS$ : 不連続面の壁面の圧縮強度,  $\phi_b$ : 粗さのない不連続面の摩擦角である. 節理系不連続面の新鮮の場合として,  $JRC=6$ ,  $JCS=98.1\text{MPa}$ ,  $\phi_b=35^\circ$  と設定した.

検討箇所・時刻の応力結果と上記の破壊規準よりせん断強度比を求め, 各不連続面のシュミットネット上(下半球投影)の位置に表示し, せん断強度比分布(コンター図)を作成した. せん断強度比のシュミットネット上分布を図-14に, 各不連続面に発生する  $(\sigma, \tau)$  と破壊規準の関係を図-15に示す. なお, 図-14において,  $\sigma$  が引張となる不連続面があり, これらに対してはシュミットネット上分布から除外した.

検討箇所のせん断強度比分布は次のようである.

① 全体の約70%の方向でせん断強度比が1.0を上回っている.

② これは, 図-15に示すように, 検討箇所での最小主応力  $\sigma_3$  が引張となりかつ  $c$  が小さいため, 多くの不連続面の方向でせん断応力がせん断強度を超えたことによるものである.

③ せん断強度比の最大値に関して, 走向が  $X$  軸から反時計回りに  $15^\circ$ , 傾斜が  $40^\circ$  下流側の不連続面で  $\tau/\tau_p=6.5$  の最大となっている.

以上より, シュミットネット上の広範囲な走向・傾

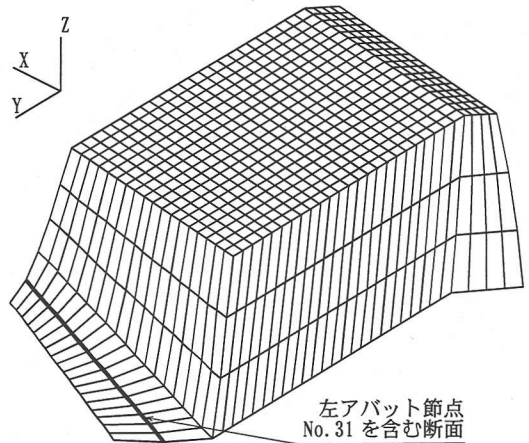


図-16 左アバット部解析モデル

斜に渡って不連続面に沿うせん断破壊が生じることが明らかとなった.

また, このようなせん断強度比のシュミットネット上分布と, ダムサイトにおける不連続面の分布を示すシュミットネットを比較することにより, 不連続面による局所的なせん断破壊を定量的に評価できるものと考えられる.

#### (4) 全体的なすべり破壊の検討

##### a) 検討に用いた基礎岩盤の応力

検討箇所を含む二次元断面を取り出して, 不連続面分布による全体的なせん断破壊の検討を行うためには, 図-8に示す解析モデルの要素が大きいため, 要素を細分化した解析<sup>4)</sup>を行った. 図-8に示す左アバット部基礎岩盤のA部を対象として, 図-16に示す解析

モデルを用いたサブモデリングによる応力解析を行い、節点No. 31を含む二次元断面のより詳細な応力状態を算出した。検討には図-17に示す検討対象部分の解析メッシュで得られた応力結果を用いた。

#### b) 検討ケース

断層と硬岩での節理系が発達した場合を想定し、不連続面の破壊規準値  $c$ 、 $\phi$ として、以下のような値を設定した。

- i) 節理系不連続面の新鮮： $c=0.16\text{MPa}$ 、 $\phi=42^\circ$
- ii) 節理系不連続面の風化： $c=0.03\text{MPa}$ 、 $\phi=15^\circ$
- iii) 断層の上限： $c=0.54\text{MPa}$ 、 $\phi=45^\circ$

ここで、断層の上限の  $c$ 、 $\phi$ は、西・江刺<sup>5)</sup>の研究により得られた断層(土砂・岩片状)と断層粘土の  $c$  -  $\phi$ の関係から設定したものである。また、節理系不連続面の風化の  $c$ 、 $\phi$ は、新鮮の場合と同様、式(9)に示す Bartonモデルの各パラメータを  $JRC=2$ 、 $JCS=9.8\text{MPa}$ 、 $\phi_b=15^\circ$  と設定し、 $c$ 、 $\phi$ に換算して求めたものである。

2 ジョイント群の方向については、直交する2 ジョイント群の方向を  $5^\circ$  ピッチで変化させた18 ケースのせん断強度比 $\geq 1.0$ 分布を求め、着岩部でせん断強度比が1.0を超えかつ下流側へすべり面が形成される可能性があるケースから、代表的なケースとして、J1方向が  $\alpha=45^\circ, 60^\circ, 90^\circ$  の3 ケースを選定した。18 ケースのせん断強度比 $\geq 1.0$ 分布を求めた結果からすべり面が形成される可能性があるケースは、次の3つのパターンに分類された。

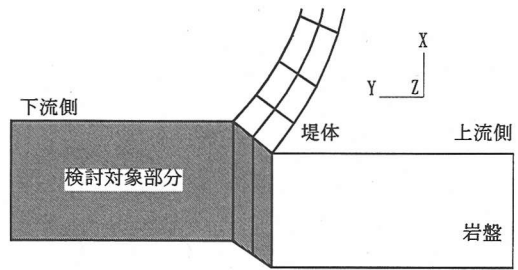
- i) せん断強度比の大きい方のジョイント群が岩盤内部へ進み、下流側の表層に向かってすべり面の経路をいくつか想定したパターン
- ii) 着岩部で一方のジョイント群のせん断強度比が1.0を超え、下流側の表層でもう一方のジョイント群のせん断強度比が1.0を超えるパターン
- iii) せん断強度比の大きい方のジョイント群が岩盤内部には進行しないが着岩部から下流側の表層に沿ってせん断破壊が考えられるパターン

$\alpha=45^\circ, 60^\circ, 90^\circ$  の各ケースはそれぞれ上記の各パターンの代表的なものである。

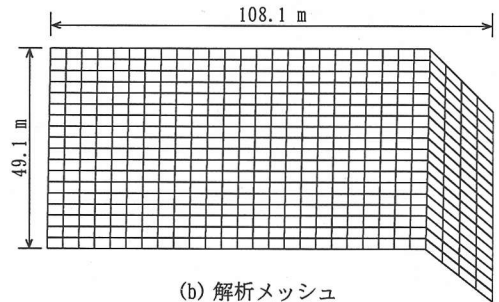
以上より、破壊規準値の3 ケースとジョイント群の方向の3 ケースを組み合わせせた計9 ケースの検討ケースを設定した。検討ケースを表-2に示す。

#### (5) 検討結果

各ケースのせん断強度比分布と想定すべり面及び想定すべり面上でのせん断強度比分布を図-18に示す。各想定すべり面上でのせん断強度比の最小値、全体せん断強度比及びりガメント残存率を表-3にまと



(a) 検討対象部分



(b) 解析メッシュ

図-17 検討メッシュ

表-2 検討ケース

ケース	ジョイント群 J1 の方向	破壊規準値 ( $c$ , $\phi$ )
ケース 1	$\alpha=45^\circ$	節理新鮮 ( $c=0.16\text{N/mm}^2$ , $\phi=42^\circ$ )
ケース 2	$\alpha=60^\circ$	
ケース 3	$\alpha=90^\circ$	
ケース 4	$\alpha=45^\circ$	節理風化 ( $c=0.03\text{N/mm}^2$ , $\phi=15^\circ$ )
ケース 5	$\alpha=60^\circ$	
ケース 6	$\alpha=90^\circ$	
ケース 7	$\alpha=45^\circ$	断層上限 ( $c=0.54\text{N/mm}^2$ , $\phi=45^\circ$ )
ケース 8	$\alpha=60^\circ$	
ケース 9	$\alpha=90^\circ$	

め、ジョイント群の方向と各方向ケースの表層に最も近い想定すべり面上のせん断強度比の最小値及び全体せん断強度比(表-3の下線の値)との関係を図-19に示す。ここで、せん断強度比の最小値に着目するのは、想定すべり面上でせん断強度比の最小値が1.0以上の場合、想定すべり面の全長においてせん断破壊の可能性があるからである。また、各方向ケースの表層に最も近い想定すべり面において、せん断強度比が最小となる節点でのジョイント群に生じる  $\sigma$ 、 $\tau$ と破壊規準との関係を図-20に示す。

$\alpha=90^\circ$  のケース3、6、9では、想定すべり面の終点Eでジョイント群に作用する垂直応力  $\sigma$  が引張となった。このため、図-18の想定すべり面上でのせん断強度比分布において、終点Eとその前の節点と





表-3 想定すべり面上でのせん断強度比の最小値, 全体せん断強度比及びりガメント残存率

川の方向 $\alpha$ (検診カヌ)	想定すべり 面	節理新鮮			節理風化			断層上限		
		せん断強 度比の最 小値	全体せ ん断強 度比	残存 率 (%)	せん断強 度比の最 小値	全体せ ん断強 度比	残存 率 (%)	せん断強 度比の最 小値	全体せ ん断強 度比	残存 率 (%)
$\alpha=45^\circ$ ( $\psi=1, 4, 7$ )	S-E <sub>2</sub>	0.32	0.57	58	1.12	2.05	0	0.24	0.38	100
	S-E <sub>3</sub>	0.27	0.55	76	0.95	1.97	3	0.20	0.36	100
	S-E <sub>4</sub>	0.21	0.49	86	0.75	1.77	12	0.16	0.32	100
$\alpha=60^\circ$ ( $\psi=2, 5, 8$ )	S-E <sub>1</sub>	0.63	0.85	78	2.23	3.05	0	0.45	0.55	100
	S-E <sub>2</sub>	0.58	0.85	83	2.06	3.07	0	0.42	0.54	100
	S-E <sub>3</sub>	0.51	0.76	88	1.78	2.76	0	0.37	0.49	100
	S-E <sub>4</sub>	0.47	0.70	92	1.64	2.52	0	0.34	0.45	100
$\alpha=90^\circ$ ( $\psi=3, 6, 9$ )	S-E <sub>1</sub>	1.01	1.16	0	3.86	4.56	0	0.41	0.57	100
	S-E <sub>2</sub>	0.82	1.00	68	3.24	3.82	0	0.39	0.53	100
	S-E <sub>3</sub>	0.69	0.90	69	2.64	3.39	0	0.37	0.49	100

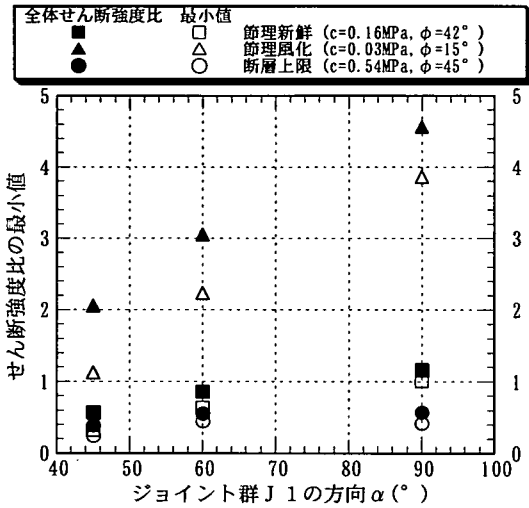


図-19 ジョイント群の方向とせん断強度比の最小値, 全体せん断強度比の関係

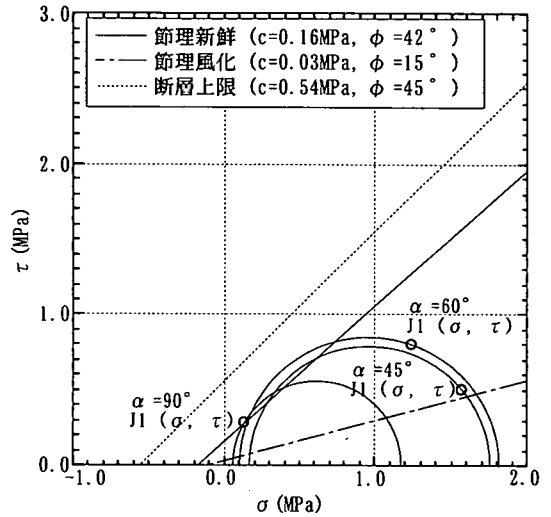


図-20 せん断強度比最小節点での応力状態

の間は点線で表示した。また、全体せん断強度比の計算においては、終点Eでのせん断抵抗はないものとし、せん断応力の寄与のみを考慮した。

a) ジョイント群の方向の影響

検討結果をジョイント群の方向の影響について整理すると、以下ようになる。

① 想定すべり面上でのせん断強度比分布は、ジョイント群の方向によって異なる。破壊規準値が節理新鮮と風化の場合、 $\alpha=45^\circ$  では着岩部(想定すべり面の始点S)の方が終点Eより大きくなり、 $\alpha=60^\circ$  では始点Sと終点Eでほぼ等しく、 $\alpha=90^\circ$  では始点Sよりも終点Eの方が大きくなっている。一方、破壊規準値が断層の上限の場合、 $\alpha=45^\circ, 60^\circ$  では節理新鮮、風化の場合と同様の傾向を示すが、 $\alpha=90^\circ$  では始点Sの方が終点Eより大きくなり、節理新鮮と風化の場合とは異なる傾向を示している。

② せん断強度比の最小値もジョイント群の方向によって異なる。節理新鮮、風化の場合、せん断強度比の最小値は $\alpha=45^\circ, 60^\circ, 90^\circ$ の順に大きくなっている。節理新鮮の場合では、 $\alpha=90^\circ$ のときのみ1.0を上回っている。節理風化の場合は全ケースともに1.0以上となるが、 $\alpha=45^\circ$ では表層近くの想定すべり面S-E<sub>2</sub>のみ1.0以上となり、 $\alpha=60^\circ, 90^\circ$ では全ての想定すべり面で1.0以上となっている。一方、断層上限の場合、せん断強度比の最小値は $\alpha=45^\circ$ より $\alpha=60^\circ, 90^\circ$ の方が大きくなるが、 $\alpha=60^\circ$ と $\alpha=90^\circ$ ではほぼ同等の値となっており、いずれのケースにおいても1.0を下回っている。

③ 全体せん断強度比は、全ケースにおいて、せん断強度比の最小値より大きくなっている。全体せん断強度比もジョイント群の方向によって異なる。最小値による評価と同様、全体せん断強度比は節理新

鮮, 風化の場合,  $\alpha=45^\circ, 60^\circ, 90^\circ$  の順に大きくなり, 節理新鮮の場合では,  $\alpha=90^\circ$  のときのみ1.0を上回っている。節理風化の場合は全ケースともに1.0以上となり, 最小値による評価では1.0を超えていなかった $\alpha=45^\circ$  のケース4の想定すべり面 $S-E_3, S-E_4$ でも1.0を上回っている。一方, 断層上限の場合, 全体せん断強度比は $\alpha=45^\circ$  より $\alpha=60^\circ, 90^\circ$  の方が大きくなるが,  $\alpha=60^\circ$  と $\alpha=90^\circ$  ではほぼ同等の値となっており, いずれのケースにおいても1.0を下回り, 最小値による評価と同様の結果となっている。

④ リガメント残存率は, 節理新鮮の場合,  $\alpha=60^\circ, 45^\circ, 90^\circ$  の順に小さくなり,  $\alpha=90^\circ$  のときのみ0%となっている。節理風化の場合, リガメント残存率は $\alpha=45^\circ$  のケース4の $S-E_3, S-E_4$ の想定すべり面で3%または12%となるが, それ以外の想定すべり面では0%となっている。一方, 断層上限の場合, いずれのケースにおいてもリガメント残存率は100%となっている。

以上より, 今回のように入力地震動の方向が上下流方向の解析結果を対象とした場合, ジョイント群の方向による差は, 破壊規準値を節理系不連続面の値とした場合の想定すべり面上でのせん断強度比の分布状況とその最小値及び全体せん断強度比に現れることが分かった。今回検討した3方向のなかでは, X軸から $90^\circ$  傾斜した2ジョイント群の方向が基礎岩盤の全体的なすべり破壊に対して最も支配的な方向であることが定量的に示された。

なお, 今回, 破壊規準値が節理新鮮の場合においても, X軸から $90^\circ$  傾斜した2ジョイント群のケースは, せん断強度比の最小値及び全体せん断強度比が1.0を超える結果となった。このケースについて, 全体的なすべり破壊の有無の判定を行えば, 全体的なすべり破壊の可能性があるかと判定できる。しかし, このケースの場合, 図-18(c)の想定すべり面に示すように各節点でのせん断強度比がジョイント群J2よりもジョイント群J1の方が大きくなるため, 岩盤の内部へすべり面が進む区間においてジョイント群J2のせん断強度比及び全体せん断強度比への寄与分は考慮されていない。このため, せん断強度比の最小値及び全体せん断強度比が安全側の評価になっている可能性が高い。これに関しては, 図-1の評価フローに示すように詳細検討の段階で改めてジョイント群J2も含めたより詳細な解析等を行うことにより, より合理的な評価が行えるものと考えられる。

#### b) 破壊規準値の影響

検討結果を破壊規準値の影響について整理すると, 以下ようになる。

① 想定すべり面上でのせん断強度比の分布は,

ジョイント群の方向が $\alpha=90^\circ$  の場合に破壊規準値による違いが現れる。節理新鮮と風化の場合は, 始点Sよりも終点Eでせん断強度比が大きくなるが, 断層上限の場合は逆に始点Sの方が終点Eよりも大きくなっている。

② せん断強度比の最小値は, 節理新鮮を基準とすると, 節理風化ではジョイント群の方向によらず節理新鮮の3.5~3.8倍となっている。一方, 断層上限では,  $\alpha=45^\circ, 60^\circ$  で節理新鮮の約0.7倍,  $\alpha=90^\circ$  では0.4倍となり $\alpha=45^\circ, 60^\circ$  とは異なる差が生じた。これは, 図-20のモール円上に示すように,  $\alpha=90^\circ$  では $\alpha=45^\circ, 60^\circ$  に比べてジョイント面に発生する $\sigma$ の値が小さく,  $c$ の影響が大きく現れたことによるものと考えられる。

③ 全体せん断強度比は, 最小値による評価と同様, 節理新鮮を基準とすると, 節理風化ではジョイント群の方向によらず節理新鮮の3.5~3.9倍となり, 断層上限では $\alpha=45^\circ, 60^\circ$  で約0.7倍,  $\alpha=90^\circ$  では0.5倍となっている。

破壊規準値の影響について, 節理新鮮を基準として比較した結果, 節理風化の場合のせん断強度比の最小値及び全体せん断強度比は節理新鮮の場合の約4倍となり,  $\phi$ が小さくなった影響が顕著に表れた。一方, 断層上限の場合, X軸から $45^\circ, 60^\circ$  傾斜した2ジョイント群の方向では, せん断強度比の最小値及び全体せん断強度比が節理新鮮の場合の約7割に低減するのに対し, X軸から $90^\circ$  傾斜した2ジョイント群の方向では, せん断強度比の最小値が4割, 全体せん断強度比が5割に低減し,  $c$ が大きくなったことによる影響が認められた。また, 想定すべり面上でのせん断強度比分布にも節理系不連続面の破壊規準値の場合とは異なる傾向が現れた。このように不連続面の破壊規準値は基礎岩盤のせん断破壊に大きな影響を及ぼし, その影響は不連続面の方向に依存することが明らかとなった。

## 4. 結論

ダムの全体的な破壊につながる可能性がある基礎岩盤のせん断破壊に関し, 不連続面を考慮した地震時の基礎岩盤の局所的なせん断破壊及び全体的なすべり破壊の評価手法の提案を行うとともに, 不連続面を想定した局所的なせん断破壊及び全体的なすべり破壊の評価フローを提示した。また, 提案した評価手法ならびに評価フローに基づき, 国内既往最大の地震を想定した既往の連続体解析結果から比較的大きなせん断応力の発生が示されたアーチダムのア

パット部を対象に、ジョイント群の方向と破壊規準値をパラメータとしたケーススタディを実施した。その結果は、以下のようにまとめられる。

① 不連続面の走向・傾斜を $5^\circ$  間隔で変化させてシュミットネット上にせん断強度比を図化した結果、局所的なせん断破壊が生じる走向・傾斜の範囲が広範囲に渡ることが明らかとなった。このことから、シュミットネット上のせん断強度比と、ダムサイトの不連続面の分布を示すシュミットネット図を比較することにより、不連続面に沿う基礎岩盤の局所的なせん断破壊を定量的に評価できるものと考えられた。

② 直交する2ジョイント群の方向を3ケース設定して検討した結果、ジョイント群の卓越方向により、想定すべり面上でのせん断強度比分布とせん断強度比の最小値及び全体せん断強度比が大きく異なった。ジョイント群の卓越方向がダム上下流方向に対して $0^\circ$  (平行) の場合は、ジョイント群の卓越方向がダム上下流方向に対して傾斜した場合よりもせん断強度比の最小値及び全体せん断強度比が大きくなり、基礎岩盤の全体的なすべり破壊に対して最も支配的な方向であることが定量的に示された。

③ 硬岩節理の新鮮と風化及び断層上限の3ケースの破壊規準値 ( $c$ ,  $\phi$ ) を仮定して検討した結果、節理風化の場合のせん断強度比の最小値及び全体せん断強度比は節理新鮮の場合の約4倍となり、 $\phi$  が小さくなった影響が顕著に表れた。一方、断層上限の場合、ジョイント群の卓越方向がダム上下流方向に対して傾斜した場合は、せん断強度比の最小値及び全体せん断強度比が節理新鮮の場合の約7割に低減するのに対し、ジョイント群の卓越方向がダム上下流方向に対して平行の場合では4~5割の低減となり、 $c$  が大きくなったことによる影響が認められた。これらの結果より、不連続面の破壊規準値は基礎岩盤のせん断破壊に大きな影響を及ぼし、その影響はジョイント群の方向に依存することが明らかとなった。

本研究では、より簡易な方法によるダム基礎岩盤の安定性評価手法の確立を目的とすることから、連続体モデルの動的解析結果に基づいた評価手法の提案を行った。このため、本研究で提案した評価手法では、不連続面に沿ってせん断破壊が進行する過程で

の応力再配分は考慮されていない。しかしながら、本提案手法により、不連続面を考慮した地震時のダム基礎岩盤のせん断破壊に対する安定性を定量的に評価できること、また岩盤の不連続面は基礎岩盤のせん断破壊に大きな影響を与えることが確認された。今後は、不連続面をモデル化した解析により、ダム基礎岩盤の破壊時に想定される不連続面の相互干渉や進行性の逐次破壊を考慮した検討が必要であると考えられる。これに関しては、不連続面の分布や性状をもとにした破壊面(すべり面)の設定及びそのモデル化が重要になるものと考えられる。

また、今回想定した不連続面の破壊規準値は既往の研究成果を参考に設定したものであり、実際のダムの基礎岩盤の不連続面における動的特性の評価が必要である。これについては、原位置での評価方法も含め、さらに検討する必要があると考えられる。

謝辞：本論文は、経済産業省(当時通商産業省)資源エネルギー庁が(社)電力土木技術協会に委託した「電力施設地震対策調査(発電設備耐震信頼性実証試験)」としての「ダム耐震設計高度化調査委員会(平成8年~平成12年)」の成果の一部について取りまとめたものである。本検討にあたっては、渡邊啓行埼玉大学教授をはじめ委員会各委員から多大なる御指導や御助言を賜った。ここに記して深謝の意を表する次第である。

#### 参考文献

- 1) Valliappan, S., Yazdchi, M. and Khalili, N.: Earthquake analysis of gravity dams based on damage mechanics concept, *Int. J. for numerical and analytical methods in geomechanics*, Vol.20, pp.725-751, 1996.
- 2) 通商産業省資源エネルギー庁, 社団法人電力土木技術協会: ダムの地震時終局耐力に関する検討報告書, 平成9年度環境立地等調査(電源立地環境調査(水力発電所立地環境調査)), 1997.
- 3) Barton, N.: Review of a new shear-strength criterion for rock joints, *Engineering Geology*, Vol. 7, pp.287-332, 1973.
- 4) 通商産業省資源エネルギー庁, 社団法人電力土木技術協会: ダム耐震設計高度化調査報告書, 平成10年度電力施設地震対策調査(発電設備耐震信頼性実証試験), 1999.
- 5) 西好一, 江刺靖行: 断層破砕帯材料の力学的特性, 電力中央研究所報告, 研究報告:384033, pp.57, 1985.

(2001.8.31 受付)

# STABILITY EVALUATION METHOD OF DAM FOUNDATION DURING EARTHQUAKE IN CONSIDERATION OF ROCK JOINTS

Hiroyuki TADA, Yoshio ISHIZUKA, Hideyuki HORII, Yoshihisa UCHITA,  
Masayuki KASHIWAYANAGI and Hiroyuki KIMATA

This study proposes a simple method to evaluate the stability of dam foundation during earthquake in consideration of rock joints. The proposed method consists of evaluation methods for the stability against the failure caused by local shear and global sliding along joint sets in foundation rock for an arch dam. A case study using the existing earthquake analysis result based on continuum model of a typical arch dam is carried out. The results of the case study show that the proposed method is capable to quantitatively evaluate the stability against the shear failure in the foundation rock, the orientations and the shear strength properties of joint sets have significant effects on the shear failure in the foundation rock.