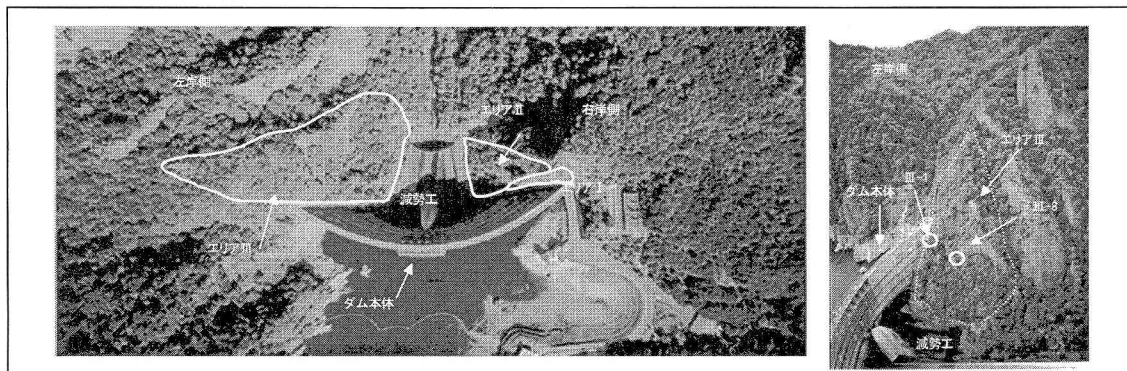


2. 検討岩体

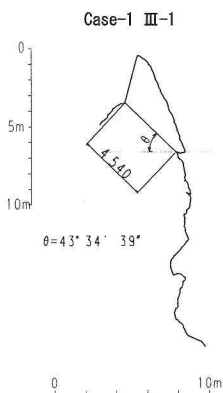
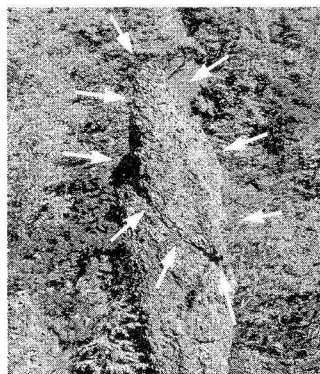
検討岩体があるエリアⅢはダム堤体左岸側の南東向き斜面であり、対策工が施工されていない自然斜面である。斜面勾配は約 $60\sim 80^\circ$ が主体で、植生も多い。斜面形状は起伏に富んでおり、斜面から突出した塔状岩体も認められる。また、斜面に対して平行および直交方向の高角亀裂と、流れ盤方向の低角亀裂が発達しており、それぞれの亀裂方向は、ほぼ、塔状岩体の背後分離面、側面、基部を形成している。



図－2 豊平峡ダム斜面状況図

■Ⅲ-1 岩体

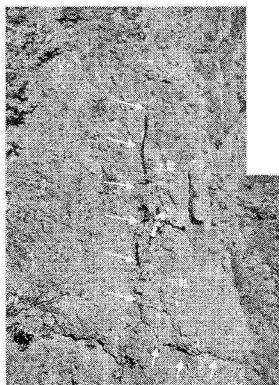
安山岩溶岩からなり岩体自体は新鮮である。やせ尾根上の頭部に位置し、岩体の形状は高さ 6.5m、幅 2.0～2.5m、厚さ 2.0～3.0m 程度の塔状を呈している。岩体基部は 2～4cm 程度開口した亀裂が岩体全周にわたって連続し、見かけ上は完全に分離している。開口亀裂は 45° 近い角度を持ち、上流側は亀裂沿いが約 5cm にわたって脆弱となっている。また、下流側は亀裂の開口度が大きく一部空洞状を呈する。



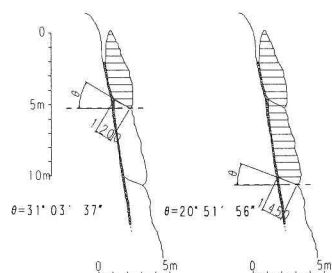
図－3 Ⅲ-1 岩体図

■Ⅲ-8 岩体

尾根地形の先端が剥離した岩体で、形状は高さ 12m、幅 2.5～5.5m、厚さ 0.5～2.5m 程度の岩塔状～板状をなす。岩体背面は 7～20cm 程度開口し、土砂が充填しているほか、岩体基部にも約 0.2～1cm の開口性亀裂が認められ、 20° 程度の流れ盤亀裂となっている。また、岩体の中腹部には 30° 程度の流れ盤の亀裂があり、岩体は上部と下部にブロック分けされる。同亀裂沿いは脆く一部土砂化も認められる。なお、検討は、図-4 に示す岩体全体と上部岩体のみの 2 ケースを行った。



Case-2 Ⅲ-8 上部岩体 Case-3 Ⅲ-8 岩体全体



図－4 Ⅲ-8 岩体図

3. 自然不連続面の強度特性 (C, ϕ) の評価

明瞭な流れ目亀裂を挟在し、今にもすべり落ちそうな岩体の安定度を評価する場合、亀裂面の C, ϕ の評価が支配的要因となる。検討対象岩体から直接コアを採取することは安全面など技術的に困難であったため、右岸斜面で実施したボーリングで得られた自然不連続面を含むコアを用い、亀裂一面せん断試験によって C, ϕ の評価することを試みた。

(1) 亀裂一面せん断試験の概要

自然不連続面の变形や強度に関する特性値（せん断剛性、せん断強度など）を得るために、図-5に示すデジタル制御型不連続面一面せん断試験機を用いて一面せん断試験^{2), 3)}を行った。試験は、地山における亀裂の傾斜を考慮し、実際にすべる方向に沿ってせん断した。また、デジタル制御によって垂直応力を一定に保持し、垂直応力は、0.8MPa、1.2MPa、2.0MPaの3種類で試験を行った。

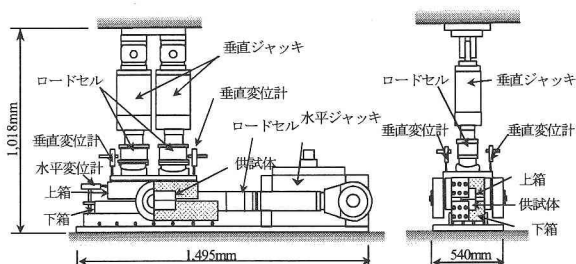


図-5 亀裂一面せん断試験装置概要図

(2) 供試体

供試体は、安山岩溶岩であり図-5に示す不連続面を含むボーリングコアを3箇所（3供試体）抽出した。（図-6）

図-7に示すように、供試体は、まず、せん断試験機の供試体設置箱の大きさに合わせてボーリングコアをカットし、下半分をモルタルで固定した。次に、亀裂面の側面をビニールテープを巻き、型枠をモルタルに流し込む際に亀裂面にモルタルが流れ込まないようにボーリングコアの上下を鉄線で固定した。さらに、下半分が硬化した後に発泡スチロールで上下の境目を作り、最後に上半分にモルタルを流し込み養生させた。

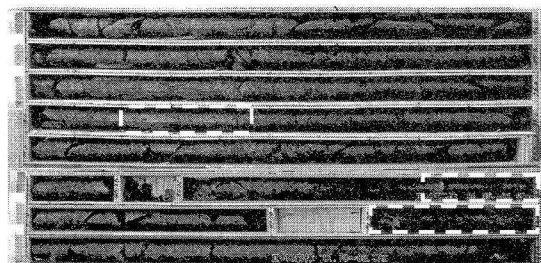


図-6 安山岩ボーリングコア（使用部：点線）

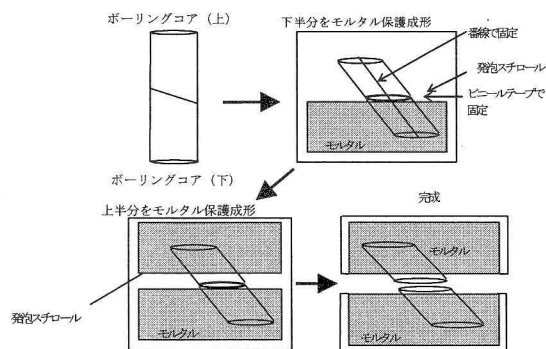


図-7 ボーリングコアを用いた供試体作成手順

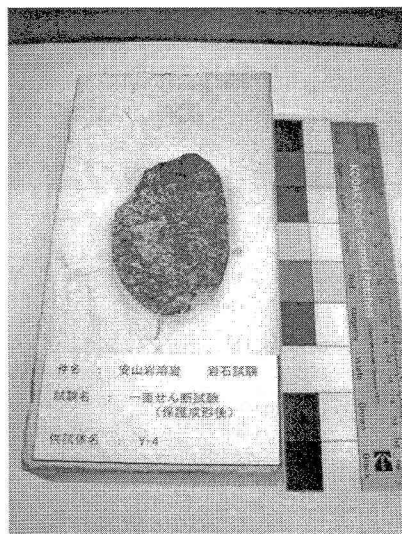


図-8 整形後の供試体（上面）

(3) 強度C、 ϕ の評価

自然不連続面のせん断強度を規定するC、 ϕ は、せん断応力と垂直応力の関係から求められる。初期載荷時（以下、ピーク時）および残留時のせん断応力（ τ_p 、 τ_r ）と垂直応力との関係を直線回帰し、この直線の τ_p 、 τ_r 軸における切片をそれぞれピーク時と残留時の粘着強度（ C_p 、 C_r ）、傾きをピーク時と残留時の摩擦角（ ϕ_p 、 ϕ_r ）とする。

1) ピーク時のせん断強度特性

各垂直応力と対応するピークせん断応力をプロットした3点に対して回帰分析した結果、図-10に示すように $C_p = 0.72\text{MPa}$ 、 $\phi_p = 52.28^\circ$ の値が得られた。

2) 残留時のせん断強度特性

残留強度については、既にせん断履歴を受けているために粘着強度をゼロにするという考え方があるが、ここでは、粘着強度はゼロでないとする考え方に基づいて評価した場合も合わせて示す。各垂直応力と残留時のピークせん断応力（ $\sigma_n = 0.8\text{MPa}$ に対しては $\tau_r = 0.75\text{MPa}$ 、 $\sigma_n = 1.2\text{MPa}$ に対しては $\tau_r = 1.3\text{MPa}$ 、 $\sigma_n = 2.0\text{MPa}$ に対しては $\tau_r = 1.74\text{MPa}$ ）をプロットした3点に対して回帰分析した。図-11に示すように残留時の粘着力をゼロとしないほうが相関係数が高く、その場合、 $C_{r1} = 0.216\text{MPa}$ 、 $\phi_r = 38.16^\circ$ が得られた。また、 C_{r2} をゼロの場合、 $\phi_r = 42.83^\circ$ が得られた。

以上の試験結果を表-1に一覧する。

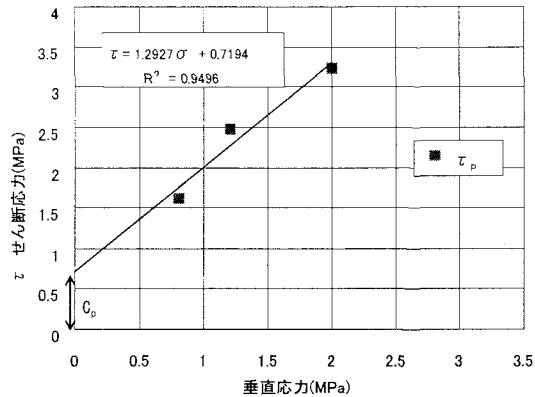


図-9 ピーク時の垂直応力とせん断応力

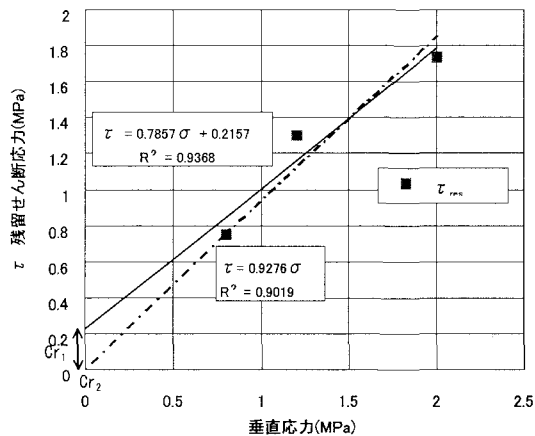


図-10 残留時の垂直応力とせん断応力

表-1 亀裂一面せん断試験で得られた強度特性値

せん断剛性	ピーク強度		残留強度(1)		残留強度(2)	
ks (MPa/mm)	C_p (MPa)	ϕ (deg)	C_{r1} (MPa)	ϕ (deg)	C_{r2} (MPa)	ϕ (deg)
1.43	0.72	52.28	0.216	38.16	0	42.83

4. 極限平衡解析による岩体の安定性の検討

当該地域は、理科年表によれば、1833年に有史以来推定加速度がもっとも大きな石狩地震が発生している。また、1967年のダム建設着手以来、震度4の地震に2度襲っており（1993年北海道南西沖地震、2003年十勝沖地震）、今回検討した岩体はいずれの地震の時も滑落していない事実がある。そこで、これまで岩体が受けたもっとも大きい地震加速度を地震時外力に換算し、前述した亀裂面の強度特性（C、 ϕ 特性）の3ケースについて、自重のみがかかる場合の極限平衡解析を実施し、現況の安定率の推定を試みた。

(1) 解析に用いた地震加速度

地震加速度は、豊平峡ダム本体の上下段に設置してある加速度計で観測されている。実測の最大は、表-2 に示すように 1993 年の北海道南西沖地震時のダム上段で観測されている。塔状岩体がこの加速度を実際に受けたかは不明であるが、1833 年の石狩地震の推定値とほぼ一致しており、本解析では、この加速度を用いた。

表-2 豊平峡ダム周辺で発生した有意な地震と解析に用いた最大加速度（太線内）

地震名及び加速度		
Ⅰ. 平成15年 十勝沖地震 豊平峡ダム観測値 ダム上段最大値	X方向	81.7gal
	Z方向	12.9gal
Ⅱ. 平成15年 十勝沖地震 豊平峡ダム観測値 ダム下段最大値	X方向	10.8gal
	Z方向	9.8gal
Ⅲ. 1993年(平成5年) 北海道南西沖地震 豊平峡ダム観測値 ダム上段最大値 (1833年 石狩地震 119.5gal(記録史上最大)・・・理科年表を引用)	X方向	119.6gal
	Z方向	16.3gal
Ⅳ. 1993年(平成5年) 北海道南西沖地震・・・理科年表を引用 (豊平峡ダム観測値のダム下段最大値はX:9.5gal, Z:7.9galであったため上記加速度とした)	X方向	79.8gal
	Z方向	27.9gal

(2) 安全率算定式

安全率算定に用いる地震荷重は上下水平方向を考慮した 3 つの組合せで行った。C, ϕ は安山岩における自然不連続面特性値を用いた。

$$\text{水平力: } F_s = (\Sigma W \cdot \cos \theta \cdot \tan \phi + c \cdot l - H \cdot \sin \theta) / (\Sigma W \cdot \sin \theta + H \cdot \cos \theta)$$

$$\text{水平力+上向鉛直力: } F_s = (\Sigma W \cdot \cos \theta \cdot \tan \phi + c \cdot l - H \cdot \sin \theta - V \cos \theta) / (\Sigma W \cdot \sin \theta + H \cdot \cos \theta - V \sin \theta)$$

$$\text{水平力+下向鉛直力: } F_s = (\Sigma W \cdot \cos \theta \cdot \tan \phi + c \cdot l - H \cdot \sin \theta + V \cos \theta) / (\Sigma W \cdot \sin \theta + H \cdot \cos \theta + V \sin \theta)$$

Fs: 安全率

W: 岩塊重量 (kN/m)

θ : 滑り面角度 (°)

ϕ : 内部摩擦角 (°)

c: 粘着力 (kN/m²)

l: 滑り面の長さ(m)

H: 地震時慣性力 (kN)

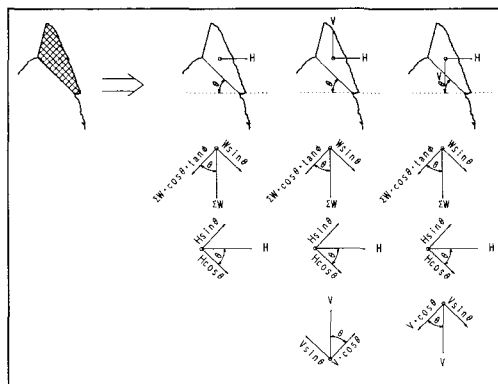


図-11 荷重作用力方向説明図

(3) 地震時安全率の計算結果

2 つの岩体について解析した結果を表-3 に示す。Ⅲ-1 岩体は南西沖地震で滑落していないことから、安全率 $F_s=1$ 以下の残留強度(2)の状態ではないと考えられる。一面せん断試験に用いた試料は、これら岩体から直接採取したものではないが、同岩種ということで同じような亀裂状態であると仮定すると、2 岩体とも残留強度(1) F_s の可能性も示唆され、平常時では更に高い安全率を保持していることも想定される。

表-3 地震時安全率算出結果一覧表（数字は算出安全率）

		ピーク強度	残留強度(1)	残留強度(2)
Ⅲ-1	水平方向	19.24	6.07	0.76
	水平+上	19.51	6.14	0.75
	水平+下	18.97	5.99	0.76
Ⅲ-8上部岩体	水平方向	11.24	3.87	1.23
	水平+上	11.37	3.90	1.22
	水平+下	11.11	3.84	1.24
Ⅲ-8岩体全体	水平方向	9.09	3.45	1.75
	水平+上	9.17	3.46	1.74
	水平+下	9.01	3.44	1.76

5. 亀裂面に土砂が介在している場合の安定性評価

(1) 亀裂面への土砂介在モデル

試験で得られた残留強度(1)を用いての極限平衡解析では、安全率 $F_s = 1$ を下まわったケースは計算されていない。しかし、風化の進行や亀裂面への流入により土砂を介在し、その割合が大部分を占める場合には安全率 $F_s = 1$ を下まわるケースも想定される。

一般に亀裂面を直接見ることは出来ないため、介在している土砂の性状や割合は不明である。岩体基部の亀裂面で土砂の介在が確認されない場合でも、岩体背面の垂直系亀裂で土砂の流入が認められる場合には、基部の亀裂面における土砂の介在を考慮しておく必要がある。亀裂面に土砂が介在した場合のモデルを図-12 に示す。土砂が流入した状態が右図、解析を行う際にモデル化したものが左図である。解析は2次元であるため、土砂の占有面積比を線分比に換算した。岩盤亀裂部の強度特性値は、前出の残留強度(1)を用い、土砂介在の割合を連続させて変化させることで安全率 F_s との関係について検討を行った。検討にあたって、土砂物性については以下のように設定した。

- ・介在土砂は、風化により粘土化したもの、あるいは亀裂面へ流入した二次的な堆積物であると仮定し、所謂「粘性土」を仮定した。
- ・粘性土の定数は各種文献^{4), 5)}に示されている値を用いた。

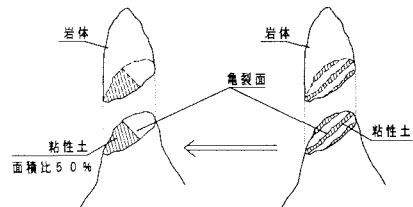


図-12 土砂（粘性土）が亀裂面に占める割合モデル図（岩盤50%, 粘性土50%の場合、面積比を線分比に換算）

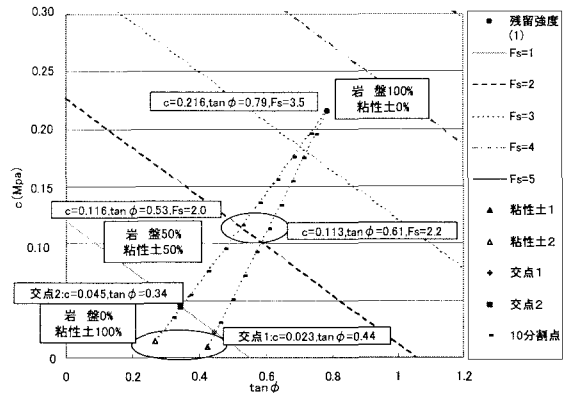


図-13 計算結果例：Ⅲ-8 岩体全体 C-φ関係図

表-4 岩盤50%, 粘性土50% 安全率一覧表

岩体名	case-1 Ⅲ-1		Ⅲ-8			
	粘1	粘2	case-2 上部岩体	case-3 岩体全体	粘1	粘2
粘性土の種類			粘1	粘2		
岩盤・粘性土各50%時の安全率 F_s	3.30	3.29	2.25	2.17	2.15	2.01

謝辞

本検討を行うにあたり、「豊平峡ダム斜面对策技術検討会」関連資料のご提供いただいた北海道開発局石狩川開発建設部の関係者各位に記して感謝の意を表します。

参考文献 1) 豊平峡ダム斜面对策技術検討会 報告書, 2004年7月

- 2) 蔣 宇静, 中川光雄, 江崎哲郎: 岩盤不連続体解析に必要とする不連続面の挙動特性の評価法, 土木学会論文集, No. 624/Ⅲ-47, pp. 231-243, 1999
- 3) 永家健司, 蔣 宇静, 棚橋 由彦, 肖 俊, 山下裕司: 岩盤不連続面の力学的挙動および表面形状フラクタル特性の評価, 第33回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, 2003
- 4) 社団法人土質工学会 土質基礎工学ライブラリー32 設計における強度定数-c、φ、N値- p.96 1989
- 5) 日本道路公団 設計施工要領 第一集 土工編 p.1-37 1998.5