

切欠きを有する岩盤模型の遠心力模型実験による危険度評価法の適用例

日下部 祐基^{1*}・三浦 均也²・伊東 佳彦³・石川 博之¹ 表 真也¹

¹正会員 土木研究所 寒地土木研究所 (〒062-8602 北海道札幌市豊平区平岸 1 条 3 丁目 1-34)

²正会員 工博 豊橋技術科学大学教授 建設工学系 (〒441-8580 愛知県豊橋市天伯町雲雀ヶ丘 1-1)

³正会員 博(工) 土木研究所 寒地土木研究所 (〒062-8602 北海道札幌市豊平区平岸 1 条 3 丁目 1-34)

*E-mail:kusakabe@ceri.go.jp

積雪寒冷地における大規模岩盤崩落のメカニズム解明とその危険度評価を目的として、遠心力模型実験を利用した岩盤崩落に関する研究を実施してきた。ここでは、これまで矩形岩体について実験的および解析的に検討した結果をもとに提案した岩盤崩落の遠心力模型実験による危険度評価法を、岩盤斜面に適用して評価法を検証した。提案した危険度評価法は、岩盤斜面の岩盤安全率(F_p)が遠心力模型実験から得られる崩落加速度($n_f g$)と模型縮尺($1/n$)から $F_p = n_f/n$ として求める。測量によって得た地形デジタルデータを用いて岩盤斜面の3次元模型を作成し、その岩盤模型を用いて一連の遠心力模型実験を行って、岩盤の形状と亀裂に関する幾つかのパラメータによる岩盤安全率の変化特性を検討した結果、本評価法の有効性を示すことができた。

Key Words : centrifugal model test, rock mass, slope, failure, safety factor

1. はじめに

我が国では、地すべりや岩盤崩落などの斜面災害が毎年多数発生しており、土木構造物に多大な被害をもたらす。時には人的被害を伴う重大事故も生じさせている。積雪寒冷地である北海道では、これまでに重大事故として1996年に一般国道229号豊浜トンネル¹⁾、1997年に同第2白糸トンネルの各崩落事故²⁾、さらに2001年に一般国道333号北見市北陽³⁾、2004年には一般国道336号えりも町⁴⁾で各道路斜面の崩落事故が発生している。

これらの事故調査報告書では、事故原因の1つに岩体の自重やその他の要因による亀裂の進展が指摘されている。特に豊浜トンネルや第2白糸トンネルが位置する北海道の日本海沿岸にある多くの岩盤斜面は、溶岩が水中で急激に冷やされてできた水冷破碎岩で構成されている。水冷破碎岩は本質的には亀裂が少なく均質であるが、同時に脆さを有した岩盤と言われている。このような岩盤斜面においては、なんらかの要因で亀裂が進展すると、岩盤斜面の背面に潜在する亀裂が拡大して連結し、比較的大規模な崩落に発展する可能性がある。このことから、亀裂の進展機構を岩盤力学的観点から研究することが重要と考える。

筆者らは、大規模岩盤崩落のメカニズムを明らかにするために、一連の遠心力模型実験を実施してきた。これまでに、矩形岩体や地形デジタルデータを用いて作成した岩盤斜面の3次元模型(以下、岩盤模型)に自重(遠心加速度)を作用させて崩落に至らせる実験⁵⁾を行った。観察した崩落現象を有限要素法および極限つりあい法によって解析した。前回の報告⁶⁾では、切欠き位置を変化させた矩形岩体について実験を行い、極限つり合い式の適用性を検討した。

ここでは、これまでの研究成果をもとに考案した遠心力模型実験を用いた岩盤斜面の危険度評価法を、岩盤斜面に適用してその有効性を検討した。本評価法は、高精度の地形デジタルデータが取得可能な3次元レーザ測量と、そのデータを用いて地形模型を作製するコンピュータ自動切削装置、および岩盤崩落の模型実験を行うために開発した大型遠心力载荷装置を組み合わせ、岩盤斜面の岩盤安全率を求めるものである。

2. 遠心力模型実験による岩盤斜面の危険度評価法

(1) 評価法の基本原理

遠心力模型実験による危険度評価法の基本原理は、以下の通りである。図-1 は、本研究の解析で用いている極限つりあい式の崩落条件を示したものである。崩落危険岩体の起動モーメント M_D と、亀裂が進展する面に作用する抵抗モーメント M_R は、以下のように求められる。

$$M_D = \frac{\gamma B h^2}{2} \quad (1)$$

$$M_R = \frac{\sigma (B - L)^2}{6} \quad (2)$$

ここに、 σ ：岩盤斜面の引張強さ (N/m^2)、 B ：崩落危険岩体の高さ (m)、 L ：背面の切欠き深さ (m)、 γ ：岩体の単位体積重量 (N/m^3)、 h ：崩落危険岩体の幅 (m)

岩盤斜面の岩盤安全率 F_p は、以下の式で求められる。

$$F_p = \frac{M_R}{M_D} = \frac{\sigma (B - L)^2}{3\gamma B h^2} \quad (3)$$

一方岩盤斜面と全く同じ材料で作った縮尺 $1/n$ の相似模型の岩盤安全率 F_m は、以下の式になる。

$$\begin{aligned} F_m &= \frac{\sigma (B/n - L/n)^2}{3\gamma B/n (h/n)^2} \\ &= n \frac{\sigma (B - L)^2}{3\gamma B h^2} = n F_p \end{aligned} \quad (4)$$

つまり、重力場 ($1g$ 場： g は重力加速度) では、岩盤模型の岩盤安全率が実物の n 倍の値を示すことになる。そこでこの岩盤模型を重力場の n 倍の遠心力場におくと (岩盤模型を遠心力載荷装置に設置して装置を回転させ、 ng 遠心力場に到達した時点) 岩盤模型の単位体積重量 γ が n 倍になり、分母が $n\gamma$ となって $F_m = F_p$ となる。

しかし、この関係だけでは遠心力模型実験から岩盤斜面の岩盤安全率 $F_p = 1.0$ 以外の数値を定量的に求めることはできない。岩盤模型を重力場の n 倍の遠心力場においた場合に岩盤模型が崩落したときは、岩盤斜面の岩盤安全率 $F_p = 1.0$ であり、崩落しないときは F_p が 1.0 以上、 ng に到達前に崩落したときは F_p が 1.0 以下にあることまでがわかる。

そこで、さらに岩盤模型の崩落加速度 $n_f g$ に注目する。縮尺 $1/n$ の岩盤模型が $n_f g$ の遠心力場で崩落したときの岩盤模型の岩盤安全率 F_m は 1.0 になる。これを式に示すと以下ようになる。

$$F_m = 1.0 = \frac{\sigma (B/n - L/n)^2}{3(n_f \gamma) B/n (h/n)^2} = \frac{n}{n_f} F_p \quad (5)$$

上式より以下のように岩盤斜面の岩盤安全率 F_p が求められる。

$$F_p = \frac{n_f}{n} \quad (6)$$

したがって、岩盤斜面の岩盤安全率 F_p は、崩落加速度 n_f と模型縮尺の分母 n の比として求められることになる。

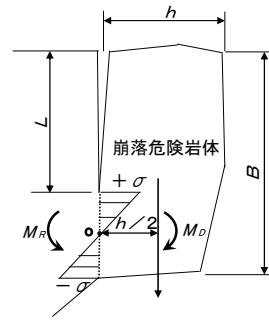


図-1 極限つりあい式の崩落条件図

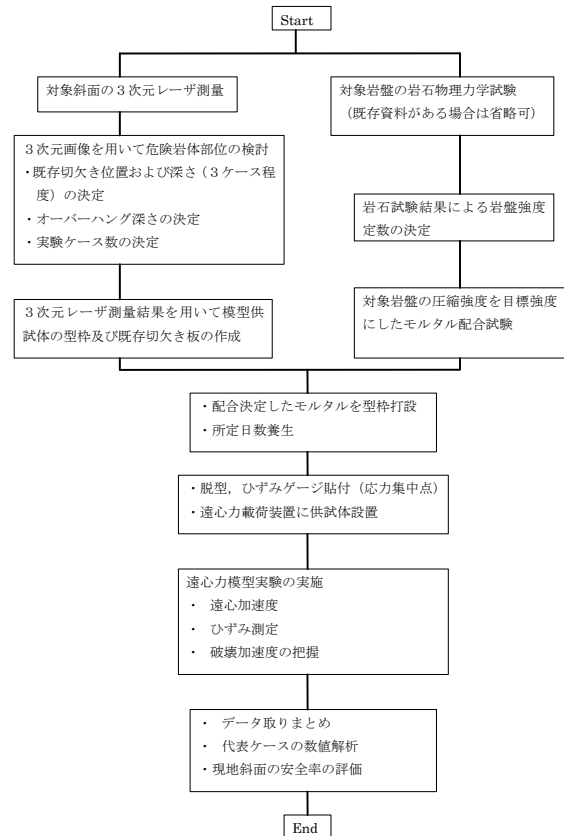


図-2 危険度評価法フロー図

(2) 評価法フロー

図-2 に、遠心力模型実験を用いた岩盤斜面の危険度評価法フローを示す。評価法では、最初に評価対象とした岩盤斜面において 3次元レーザ測量を行って地形データを取得する⁷⁾。また、それと並行して地質調査を行い、岩盤斜面の物理力学特性などを把握する。次に地形データを 3次元画像にして、防災点検などで指摘された崩落危険岩体について範囲および背面の切欠き位置を想定する。この際に概略の数値計算により予想崩落加速度を求め、実験ケースとして切欠き深さやオーバーハング深さなどを数種類決定する。

実験に用いる岩盤模型の作製は、まず地形データを模

型用に加工して、コンピュータ自動切削装置により発砲スチロールなどの軟質材料で崩落危険岩体を含めた岩盤模型を作製⁸⁾する。次にその模型に繊維強化プラスチック（以下、FRP）を用いて型枠を作製する。FRPは2種類の液体とガラス繊維からなり、2種類の液体を混合（以下、2液混合液）すると1時間程度で固化してプラスチックになる。模型型枠は、2液混合液を発砲スチロールなどで作製した岩盤模型に塗布するとともに、2液混合液に浸漬したガラス繊維を貼付し、その上に再度2液混合液を塗布するという作業を繰り返し、2液混合液が固化した後に岩盤模型から取り外して作製する。

また、想定した背面の切欠きは、塩化ビニール板を用いて作製する。模型型枠は、この塩化ビニール板を挟んで所定の位置に設置できるように分割した構造にする。切欠き面とする塩化ビニール板の面には、モルタル打設前に剥離剤を塗布して、モルタルとの付着を取り除く。

地質調査から求めた対象岩体の物理力学特性は、模型材料であるモルタル物性の目標値として、配合決定に用いる。しかしながら、遠心力载荷装置の仕様上の制約により、最大加速度でも模型供試体が破壊しないことが予想される場合には、最大加速度以下で破壊する強度を目標値に設定する。配合決定されたモルタルを組み立てた型枠内に打設して、岩盤模型を作製する。この模型を必要日数養生し、切欠き付近にひずみゲージを貼付して遠心力载荷装置に設置し、遠心力模型実験を行う。

(3) 実験装置と方法

本研究で用いている遠心力载荷装置は、有効回転半径3.5m、最大遠心加速度100g、最大搭載質量2500kg（最大加速度時）の大型の装置⁹⁾である。

実験では、遠心载荷の過程で供試体に生じるひずみをひずみゲージで計測するとともに、CCDカメラにより亀裂の進展性状を確認した。遠心力の载荷方法は、想定崩落加速度の70%までは10gステップ、それ以後は5g

ステップを基本として段階的に増加させ、クリープの影響を考慮して1ステップ5分間以上維持した。

また、ひずみの発生量が急増した場合には、遠心力を一定に保ってひずみがクリープ的に増加しないことを確認したのち、次の加速度段階に移行した。

実験後、岩盤模型の供試体からコア試料を採取して一軸圧縮試験、および圧裂引張試験を実施して力学特性を求めた。

3. 対象とした岩盤斜面と実験条件

対象とした岩盤斜面（以下、実岩盤斜面）は、北海道の国道に位置する覆道上部の岩盤斜面である。写真-1に実岩盤斜面を示す。実岩盤斜面を含むこの地区には、ほぼ直交する明瞭な沢状地形（開口亀裂）が認められ、地表踏査及びブライミング調査によって、この沢状地形部に変質粘土化した凝灰角礫岩の存在が確認された。岩盤斜面を構成する地質は、新第三紀中新世の火砕岩（水冷破碎岩）である。現地露頭観察の結果、火砕岩には数十cm～1m大の安山岩礫を含む凝灰角礫岩と自破碎溶岩（安山岩）からなり、相対的に軟質な凝灰角礫岩主体相が実岩盤斜面の低標高部に出現している。

過去に実施された地質調査で得られた実岩盤斜面の岩石試験結果では、一軸圧縮強さおよび密度ともばらつきの大い結果となったが、密度が高い供試体は圧縮強さが高く、密度の低い供試体では圧縮強さも低い傾向が認められた。実岩盤斜面の引張強さとしては、過去に実施された地質調査の岩石試験結果から、安全側の値として引張強さの小さい凝灰角礫岩と自破碎質安山岩の平均値 2.13MN/m^2 を、単位体積重量は 25.0kN/m^3 を採用した。

実験では、遠心力载荷装置に設置可能な供試体形状として一辺が0.6mの立方体を目安とし、実岩盤斜面を模擬した縮尺1/60の岩盤模型（以下、実岩盤模型）を3

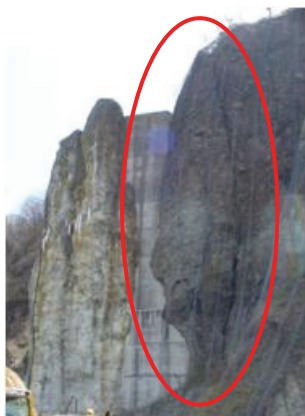


写真-1 実岩盤斜面



写真-2 実岩盤模型



写真-3 模型型枠

表-1 遠心力模型実験条件

実験No.	模型縮尺 1/n	切欠き高さ H		浸食深さ Z		実岩盤斜面 引張強さ σ_s (MN/m ²)	実岩盤斜面 単位体積重量 γ_s (kN/m ³)
		実岩盤 (m)	実岩盤 (m)	模型 (mm)	模型 (mm)		
		10.80	0	7.80	0		
1	60	180	0	2.13	25.0		
2	60	7.80	0	2.13	25.0		
		130	0				
3	60	4.80	0	2.13	25.0		
		80	0				
4	60	7.80	2.00	2.13	25.0		
		130	33				
5	60	7.80	4.00	2.13	25.0		
		130	67				

次元地形測量で得たデジタル地形データを用いて作成した。写真-2は、検討用に作成した発泡スチロールの実岩盤模型を示したものである。写真-3は、模型にFRPを貼付して作成した模型型枠である。実験に用いる実岩盤模型を構成する材料モルタルの配合は、遠心力装置の最大加速度100g以内に岩盤崩落が再現できる引張強さを設定して、別途実施した室内配合試験により決定した。

実験ケースは、表-1に示すように模型縮尺1/60として切欠き高さHおよび浸食深さZを変化させて5ケース実施した。図-3に代表実験ケースとして、実験No.5の上面、正面、側面の模型による想定岩盤斜面図を示す。ここで切欠き高さHとは、岩盤斜面の背面に想定した既存亀裂の位置を示すもので、図-3に示す岩盤斜面底部に設定した基準面から切欠き先端の高さを表している。浸食深さZとは、同様に図-3に示す浸食位置から下部の岩体を表面から任意の厚さ削り取った深さを示している。

切欠き高さと岩盤安全率の関係では、切欠き高さが小さくなるほど新たに発生する亀裂の進展長さが短くなるため、岩盤安全率が低下することが推測される。浸食深さと岩盤安全率の関係では、浸食深さが大きいほど新たに発生する亀裂の進展方向が岩盤表面より深い方向に進展して崩落岩体の体積が増加するため、岩盤安全率が小さくなることを推測される。

4. 岩盤斜面の実験パラメータと岩盤安全率

表-2に実験結果を示す。本遠心力模型実験では、前述したように各模型供試体の引張強さを100g以内に岩盤崩落が再現できる引張強さに設定したため、実岩盤斜面の引張強さと異なっている。そこで供試体の実測引張強さ σ_t と実岩盤斜面の引張強さ σ_s (=2.13MN/m²)の比を α ($=\sigma_t/\sigma_s$)および各供試体の単位体積重量 γ_t (湿潤密度： ρ_t (t/m³) $\times 9.81$)と実岩盤斜面の単位体積重量 γ_s

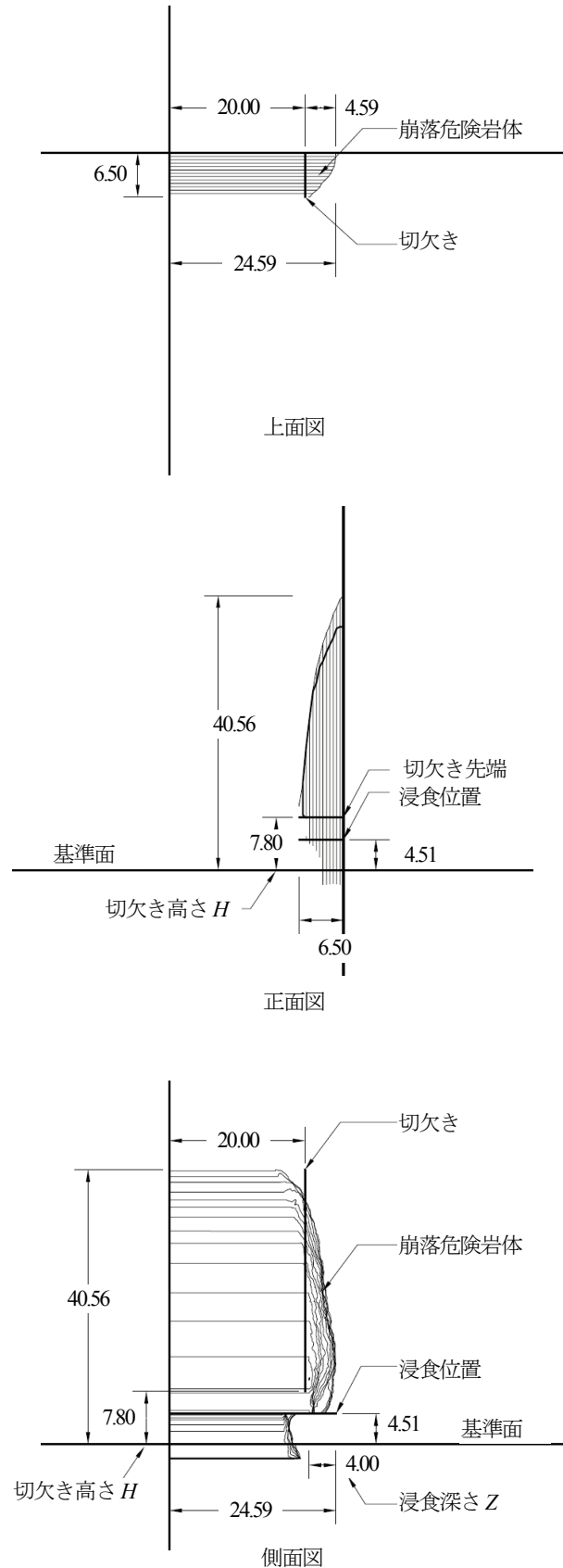


図-3 模型による想定斜面図例 (実験 No.5)

(=25.0kN/m³) の比を β ($=\gamma_t/\gamma_s$) とし、前出の式(5)をもとに以下の式を用いて補正した。

$$F_{mt} = 1.0 = \frac{\sigma_t (B/n - L/n)^2}{3(n_f \gamma_t) B/n (h/n)^2}$$

$$= \frac{\alpha \sigma_s (B/n - L/n)^2}{3(n_f \beta \gamma_s) B/n (h/n)^2} = \frac{\alpha \cdot n}{\beta \cdot n_f} F_{ps} \quad (7)$$

ここに、 F_{mt} : 実岩盤模型が引張強さ σ_t の場合の岩盤安全率、 F_{ps} : 実岩盤斜面が引張強さ α_s の場合の岩盤安全率

上式より実岩盤斜面の岩盤安全率 F_{ps} が以下のように求められる。

$$F_{ps} = \frac{\beta \cdot n_f}{\alpha \cdot n} \quad (8)$$

ここに、 n : 模型縮尺 ($1/n$)、 n_f : 崩落加速度 (g)

実験結果は、上式により岩盤安全率を求めて各種パラメータとの関係を検討した。図-4 に切欠き高さ H と岩盤安全率、図-5 に浸食深さ Z と岩盤安全率の関係をそれぞれ示す。岩盤安全率は、切欠き高さが小さいほど、また浸食深さが大きいほど小さくなる傾向がみられ、実験条件で推測された傾向と一致する。

さらに両図を見ると、実験に用いた実岩盤斜面の引張強さ (2.13MN/m²) と単位体積重量 (25.0kN/m³) では、実験パラメータで最も危険な状態にある切欠き高さ $H=4.80m$ および浸食深さ $Z=4.00m$ においても、岩盤安全率 $F_{ps}=1.0$ 以上を示しており、この条件では岩盤斜面は安全と評価される。現場からの報告では、実岩盤斜面の頂部周辺において亀裂の変位を計測中であるが、現状では異常な変化がみられていないということであった。このことは実験結果と調和的であるといえる。

しかし、実岩盤斜面を含めて自然岩盤斜面は、地質不連続面などの強度の小さい弱面が存在発達することや、経年的な岩盤の風化により劣化することが予想される。現状の調査技術では、弱面の強度や劣化による強度低下を定量的に知る事ができない。既存文献によると、岩石のせん断応力に関して岩石がせん断された後の残留せん断応力は、せん断応力のピーク値である最大せん断応力の 0.3~0.6 程度¹⁰⁾といわれている。また、岩盤壁面の有効圧縮強さは、不連続面に充てん物が無い場合の安全側の値として母岩一軸圧縮強さの 1/4 の値¹¹⁾を用いることが推奨されている。これらを参考値として実岩盤斜面に採用した引張強さの 1/2、1/4 とした場合の関係を図-4、5 に示した。引張強さの 1/2 で浸食深さが増すと岩盤安全率 F_s が 1.0 以下になる状態が現れ、1/4 の強度低下では切欠き高さ 5.0m 程度で浸食深さ無しで岩盤安全率 F_{ps} が 1.0 以下になる。

これらを考慮して実岩盤斜面を総合的に評価すると、実験条件で採用した実岩盤斜面の引張強さおよび単位体

表-2 遠心力模型実験結果

実験No.	崩落加速度 実測値 n_f (g)	実験後抜き取り試料				
		湿潤密度 ρ_t (t/m ³)	一軸圧縮強さ σ_c (MN/m ²)	破壊ひずみ ϵ_f (%)	静弾性係数 E_{50s} (GN/m ²)	引張強さ σ_t (MN/m ²)
		1	100以上	1.81	3.19	0.15
2	100	1.86	1.96	0.15	1.70	0.42
3	69	1.86	3.20	0.09	7.00	0.52
4	37	1.84	3.28	0.15	3.92	0.45
5	75	2.22	18.10	0.20	14.40	1.64

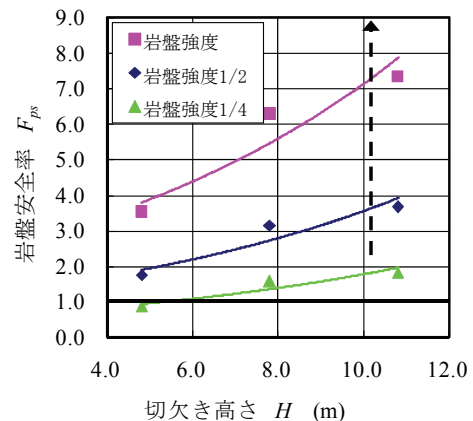


図-4 切欠き高さ H と岩盤安全率 F_{ps} (浸食深さ $Z=0.0m$)

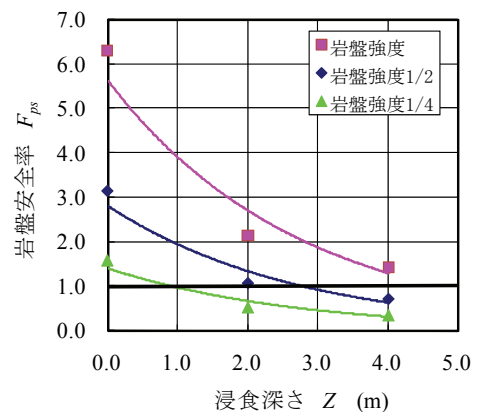


図-5 浸食深さ Z と岩盤安全率 F_{ps} (切欠き高さ $H=7.80m$)

積重量では、実験で用いた各パラメータの最も危険な状態においても岩盤安全率 $F_{ps}=1.0$ 以上を示し、また現地で計測中の亀裂変位に異常な変化がみられていないことから、現状では実岩盤斜面は安定していると推察される。しかし、経年的な強度低下を想定して岩盤強度を 1/2、1/4 にした場合には、岩盤安全率 $F_{ps}=1.0$ 以下になる結果が得られたことから、今後の道路防災計画にあたっては斜面防災対策が必要になると推察される。

します。

5. まとめ

ここでは、遠心力模型実験を用いた岩盤斜面の危険度評価法の有効性を検討した。以下に得られた結論を示す。

- (1) 遠心力模型実験の基本原理を活用して岩盤斜面の危険度評価法を構築した。本評価法は、3次元レーザ測量で取得した地形デジタルデータを用いて地形模型を作製するためのコンピュータ自動切削装置と、岩盤崩落の模型実験を行うために開発した大型遠心力載荷装置を組み合わせた手法である。
- (2) この危険度評価法の適用性を検討するために、北海道の岩盤斜面を対象に3次元模型の遠心力模型実験を行い、背面の切欠き高さや浸食深さをパラメータにして岩盤安全率の変化特性を検討した。その結果、想定した傾向と一致したことから提案した手法の妥当性を示すことができた。
- (3) 本論文で紹介した実岩盤斜面について、遠心力模型実験と現地計測の結果をもとに評価すると、現状では実岩盤斜面は安定していると推察された。しかし、経年的な劣化を想定して岩盤斜面の引張強さを低下させた場合には、岩盤安全率 $F_{ps}=1.0$ 以下になる結果が得られたことから、今後の道路防災計画にあたっては斜面防災対策が必要になると推察された。

以上のことから、遠心力模型実験による岩盤斜面の危険度評価法は、岩盤斜面の安定性を評価する手法として有効であることが示せたと考える。

謝辞：本論文をまとめるに当たり、国土交通省北海道開発局函館開発建設部の関係各位には、既存調査資料の提供などご協力をいただいた。ここに記して感謝の意を表

参考文献

- 1) 豊浜トンネル崩落事故調査委員会：豊浜トンネル崩落事故調査報告書, pp.3-1-3-56, 1996.
- 2) 第2白糸トンネル崩落事故調査委員会：第2白糸トンネル崩落事故調査報告書, pp.3-1-3-63, 1998.
- 3) 一般国道333号北陽土砂崩落調査委員会：一般国道333号北陽土砂崩落調査報告書, pp.3-1-3-14, 2002.
- 4) 一般国道336号えりも町斜面崩壊調査委員会：一般国道336号えりも町斜面崩壊調査報告書, pp.3-1-3-23, 2004.
- 5) 日下部祐基, 池田憲二, 渡邊一悟, 三浦均也：切欠きを有する岩盤の遠心力場における崩落実験, 地盤工学会, 第47回地盤工学会シンポジウム論文集, pp.327-334, 2002.
- 6) 日下部祐基, 三浦均也, 池田憲二, 渡邊一悟：切欠きを有する模擬岩盤の崩落に関する遠心力載荷実験, 土木学会, 第33回岩盤力学に関するシンポジウム論文集, pp.57-64, 2004.
- 7) 原口強, 中田賢, 矢橋潤一郎：航空/地上レーザ計測による大規模岩盤崩落斜面の三次元モデリング, 土と基礎, 地盤工学会, Vol.53, No.4, pp.8-10, 2005.
- 8) 川村信人, 山本真裕, 山本一枝：産学共同研究と知財活用事例－地球科学及び災害防止のためのデジタル3Dデータから作られた高精度地形模型の実用化研究－, 産学連携学会第3回大会予稿集, pp.52-53, 2005.
- 9) 日下部祐基, 池田憲二, 渡邊一悟, 三浦均也, 上堂蘭四男, 原口哲朗：岩盤亀裂発生装置（大型遠心力載荷装置）と遠心力載荷実験, 土木学会, 第57回年次学術講演会概要集第III部門, pp.779-780, 2002.
- 10) Goodman, R.E.：不連続性岩盤の地質工学（赤井浩一, 川本兆万, 大西有三共訳）, pp.140-142, 森北出版, 1978.
- 11) 土木学会：岩盤斜面の調査と対策, pp.100-101, 1999.

APPLICATION OF SAFETY FACTOR ASSESSMENT METHOD WITH CENTRIFUGE MODEL TEST TO REAL ROCK SLOPE WITH NOTCH

Yuki KUSAKABE, Kinya MIURA, Yoshihiko ITO, Hiroyuki ISHIKAWA,
and Shinya OMOTE

A series of centrifugal model tests was conducted on three-dimensional models of an actual steep rock slope with cracks behind it to develop the safety factor assessment method of rock slope by utilizing centrifuge. The topography of the target slope was measured by laser ray to prepare models, and the models were made of mortar. In the tests, the length of lower cutting (correlated to overhang depth of natural slope) and the depth of behind cutting (correlated to behind crack of natural slope) were used as parameter. As a result, the safety factor F_p is calculated as the ratio of the centrifugal acceleration at failure n_f to the model scale n . ($F_p = n_f/n$)