

ISSN 0386-5878
土木研究所資料 第4195号

土木研究所資料

遠心力模型実験を用いた岩盤斜面の 崩落に関する一連の研究

平成23年 4月

独立行政法人土木研究所寒地土木研究所
寒地基礎技術研究グループ
防災地質チーム

「Copyright © (2011) by P. W. R. I.

All right reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Chief Executive of P. W. R. I.

この報告書は、独立行政法人土木研究所理事長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載又は複製は、独立行政法人土木研究所理事長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

遠心力模型実験を用いた岩盤斜面の崩落に関する一連の研究

寒地基礎技術研究グループ	防災地質チーム	主任研究員	日下部祐基
〃	〃	上席研究員	伊東 佳彦
〃	寒地構造チーム	研究員	表 真也
豊橋技術科学大学	建設工学系	教授	三浦 均也

要 旨

本研究は、平成 8 年(1996)に起きた一般国道 229 号豊浜トンネル崩落事故を契機に行われたものである。研究は、積雪寒冷地における大規模岩盤崩落のメカニズム解明や安定度評価法の構築を目的として、岩盤崩落に関する遠心力模型実験を実施した。本報は、平成 9 年(1997)から平成 22 年(2010)に行った一連の実験で得られた知見を、「遠心力模型実験を用いた岩盤斜面の崩落に関する一連の研究」として取りまとめたものである。

なお、本報は当研究所と豊橋技術科学大学との共同研究「遠心力模型実験による岩盤斜面崩落に関する研究」の成果を含んでいる。

キーワード：岩盤斜面 崩落 遠心力模型実験 安全率 極限平衡解析

目 次

1. まえがき	1
2. 実験に用いた遠心力载荷装置	2
3. 遠心力模型実験による岩盤斜面安定度評価法	11
4. 遠心力模型実験による安全率評価法の適用事例	19
5. 2次元極限平衡解析による岩盤斜面崩落の安定度評価法	25
6. 安定度評価に用いる3次元極限平衡解析ソフトの開発	39
7. あとがき	53

1. まえがき

本研究は、平成8年(1996)に起きた一般国道229号豊浜トンネル崩落事故を契機に行われたものである。北海道では、豊浜トンネル崩落事故、さらに第2白糸トンネル崩落事故が発生した中で事故原因究明のための委員会が設置され、事故原因に関する調査報告書¹⁾²⁾がまとめられた。これらの報告書で共通した事故原因の一つに、岩体の自重と地下水圧、凍結圧などによる亀裂の進展にあることが述べられている。

北海道の日本海沿岸に位置する急崖斜面は、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た斜面が多い。水冷破碎岩は、均質ながらも脆さを有した亀裂の少ない岩盤といわれている。このような急崖斜面においてなんらかの要因で亀裂が進展すると、斜面背面の少ない亀裂が連結して比較的大規模な崩落が生じる可能性がある。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された。

本研究では、積雪寒冷地における大規模岩盤崩落のメカニズム解明や安定度評価法の構築を目的として、岩盤崩落に関する遠心力模型実験を実施したものである。研究は、平成9年(1997)から平成22年(2010)に実施された。ここでは、この間に行った一連の遠心力模型実験から得られた知見を、「遠心力模型実験を用いた岩盤斜面の崩落に関する一連の研究」として取りまとめたものである。具体的には、本研究で開発した岩盤崩落実験を行うための遠心力載荷装置の紹介、遠心力模型実験による岩盤斜面の安定度評価方法とその適用例、さらに遠心力模型実験結果をもとに考案した2次元・3次元の極限平衡解析による岩盤斜面の安定度評価法を示す。

なお、本報は当研究所と豊橋技術科学大学との共同研究「遠心力模型実験による岩盤斜面崩落に関する研究」の成果を含んでいる。

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報告書，1996.9
- 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報告書，1998.2

2. 実験に用いた遠心力载荷装置¹⁾

2. 1 本章の要旨

ここで報告する装置は、積雪寒冷地における大規模岩盤崩落の原因の一つである、亀裂進展の機構解明に関する実験を行うために製作されたものである。本装置を用いた実験は、表面亀裂を有した岩体に遠心力を作用させることにより自重を増し、岩体が破壊に至るまでの亀裂の進展機構を究明しようとするものである。さらに、遠心力を作用させた状態で、亀裂に水圧や凍結圧を発生させることも可能である。ここでは、装置の主な仕様と特徴および完成に至るまでの設計施工について、その概要を報告する。

2. 2 装置の主な仕様

表-2.1 遠心力载荷装置の諸元

項	目	2号機仕様	1号機仕様	備考	
装置本体の諸元	形式	円盤形フレーム	ビーム型		
	回転半径	有効半径	3.5m	2.5m	
		ピット内径	9.5m	6.0m	
		ピット深さ	6.0m	3.0m	
	最大遠心加速度	100G	200G		
	搭載質量	2500kg	30kg	模型槽込み	
	最大容量	250G-ton	60G-ton		
	最高回転数	160rpm	267rpm		
	最大連続稼働時間	168h	8h		
	被試験体質量	MAX 1500kg			
被試験体寸法	MAX 800 × 800 × 800mm				
全重量	約 1200kN				
主ビーム	形式	4本柱	2本柱		
試料容器設置方式	方式	フレーム固定型水平設置方式	シングルフラットホーム方式		
	载荷最大寸法	1400 × 1400 × 1800mm			
軸受・中心軸	中心軸径	720mm (軸受部)			
	軸受	上下二点支持	下部二点支持		
	軸受潤滑	上：グリース、下：オイル	グリース		
駆動装置	駆動位置	下部駆動	下部駆動		
	駆動システム	直流電動機	直流電動機		
	電力	300KW	132KW		
	最高回転速度	1280rpm	1708rpm		
	run-uptime	15min (0 ~ 100G)	15min (0 ~ 200G)		
	付属機能	ブレーキ付き			
減速機	減速比	1/8.00	1/6.40		
	接続方法	カップリング			
	潤滑方法	オイル潤滑	はねかけ潤滑		
冷凍試験用模型槽	寸法 (内寸)	W1000 × D1000 × H1000mm			
	耐圧	MAX490kPa			
冷凍システム	システム	空気強制通風式			
	媒体	不凍液 (供給温度 MIN-30℃)			
	試験目標温度	+20 ~ -10℃ 約6時間		表面温度	
計測チャンネル	チャンネル数	12ch (最大96ch迄増設可能)	32ch		
資料撮影システム	ストロボスコープ	設置台数：2台	2台		
		設置場所：ピット側面	ピット上面		
	CCDカメラ	ピット側面設置	ピット上面設置		
	マイクU CCDカメラ	回転体搭載	回転体搭載		

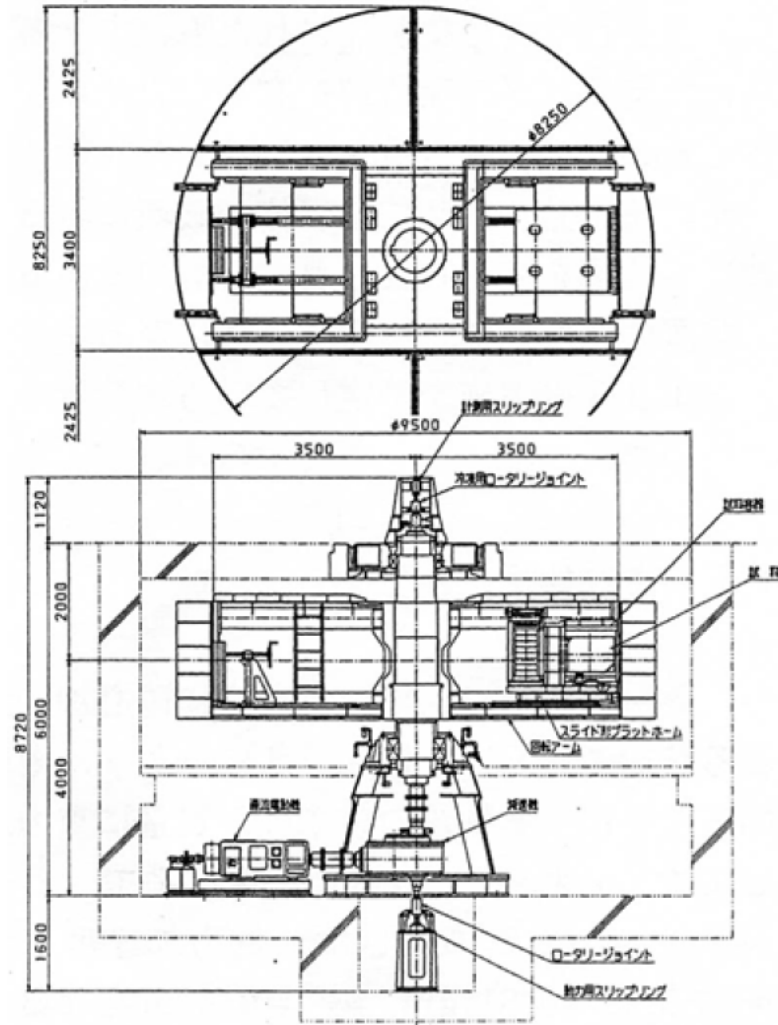


図-2.1 遠心力载荷装置の外観

遠心力载荷装置とは、実験対象物に遠心加速度を付与できる装置²⁾のことである。衆知のように地球上の重力加速度場にある物質の重さは、質量に重力加速度を乗じて求められる。これはS I 単位系で見ると自明で、質量 1kg の物質の重さは、重力加速度 $G=9.81\text{m/sec}^2$ を乗じて $9.81\text{kgm/sec}^2=9.81\text{N}$ となる。これを遠心力载荷装置に搭載して、例えば重力加速度の 100 倍の遠心加速度を付与すると、遠心加速度場では重さが 100 倍の 981N になる。本装置を用いる研究では、この原理を利用して岩体の自重を増して、その自重による引張応力やせん断応力などを発生させ、その状態に水圧や氷結圧などが作用する実験を行う。そして、これらの要因が進展亀裂や岩体破壊に与える影響を、究明しようというものである。

本装置の主な仕様を表-2.1 に示す。また、図-2.1 に装置の外観を示す。開発土木研究所（現寒地土木研究所）においては、遠心力载荷装置として本装置は 2 号機となる。1 号機は、土質基礎研究室（現寒地地盤チーム）が保有している平成 6 年 3 月に導入されたもの³⁾である。表-2.1 には、1 号機の仕様も参考値として示した。遠心力载荷装置の規模を示す値としては、一般に最大遠心加速度にその加速度での最大積載質量を乗じた容量（G-ton）がある。この値を比較すると 2 号機は、1 号機のおおよそ 4 倍の規模をもつ装置であることがわかる。

表-2.2 国内の遠心力载荷装置一覧表

所有機関名	有効半径 (m)	最大加速度 (G)	最大搭載質量 (ton)	容量 (G-ton)	完成年度
大林組	6.50	100	7.00	700	2000
つくば中央研究所 No. 3	6.60	150	2.70	400	1997
竹中工務店	6.50	200	2.00	400	1993
港湾空港技術研究所	3.80	115	2.70	300	1980
寒地土木研究所 No. 2	3.50	100	2.50	250	2000
西松建設	3.80	150	1.30	200	1997
水産工学研究所	3.00	150	1.00	150	1993
中央大学	3.05	180	0.56	100	1986
日建設計	3.00	230	0.43	100	1992
鹿島建設	3.00	200	0.50	100	1990
日本工営	2.60	250	0.40	100	1996
労働安全衛生総合研究所	2.38	100	0.50	50	2005
大成建設	2.50	200	0.40	80	1990
東洋建設	2.20	250	0.30	75	1984
寒地土木研究所 No. 1	2.50	200	0.30	60	1994
大阪市立大学	2.55	200	0.20	40	1983
つくば中央研究所 No. 1	1.25	360	0.10	40	1961
東京工業大学	1.25	150	0.25	38	1981
京都大学防災研究所	2.50	200	0.12	24	1988
つくば中央研究所 No. 2	2.00	200	0.10	20	1987
防衛省技術研究本部	2.00	100	0.15	15	1993
九州農業試験所	1.30	200	0.07	14	1975
清水建設	3.35	150	—	—	1991
高知工業高等専門学校	1.50	200	—	—	1989
宇都宮大学	1.18	120	—	—	1970

表-2.2 は、1996年に調査された国内遠心力载荷装置一覧⁴⁾に、その後導入された装置を調査して加筆したものである。22 研究機関で 25 台の装置が保有されている。本装置の規模は、運輸省港湾技術研究所（現港湾空港技術研究所）の装置に次いで 5 番目にランクされる。容量の不明な装置もあるため断定は出来ないが、本装置は国内で 5本の指に入る大型のものであることが推測される。なお、ここでは有効半径を 1m 以上のものを対象とした。1m 以下の小型のものを加えると、この他に後述するドラム型の装置を保有した大学等が含まれるようである。

2. 3 装置の特徴

本装置の特徴は、試料容器の設置方式としてフレーム固定型水平設置方式を採用したこと、装置の構造形式を円盤形フレーム形式としたこと、および試料容器内の供試体を凍結させる冷凍システムを導入したことにある。

1) フレーム固定型試料容器水平設置方式

試料容器の設置方式には、当研究所 1 号機でも採用された試料容器を載せる台座をつり下げた図-2.2 に示すイングプラットフォーム方式や、試料容器を直接回転ビームにつり下げる図-2.3 に示す方式⁵⁾がある。これらの方式では、自立しない粘土や砂などの粒状体を用いた模型実験を行う場合に、ビームの回転と共に試料容器が振り上がるため、常に地球の重力加速度と遠心加速度の合成加速度の方向が、試料容器の鉛直下向きに作用することになり、模型実験の模型作成などが容易になる。

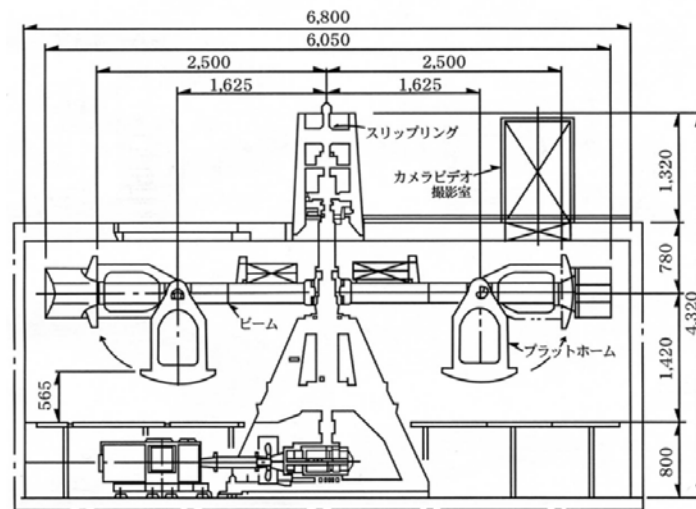


図-2.2 スイングプラットフォーム方式 (寒地土木研究所 1号機)

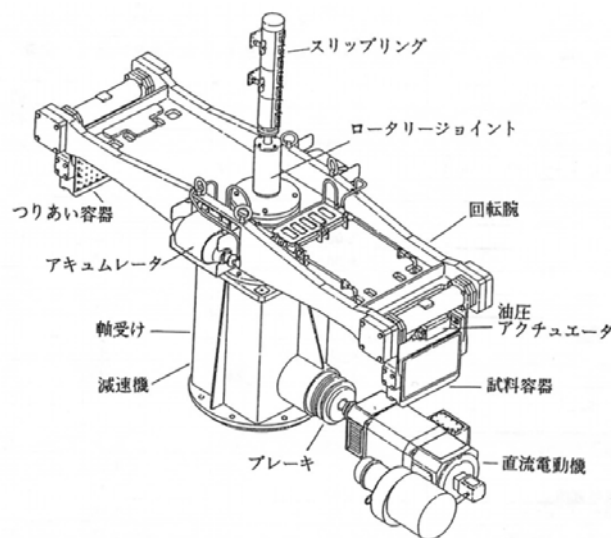
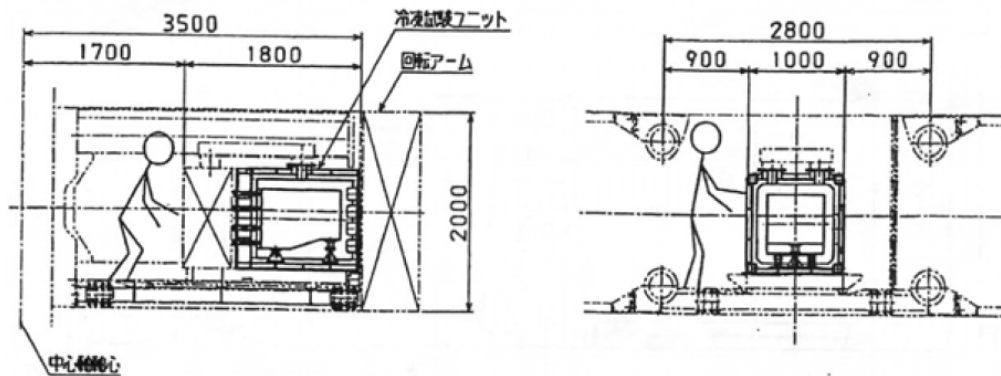


図-2.3 回転ビーム直接つり下げ方式 (つくば中央土木研究所 2号機)

本装置の試験対象である岩体は固結して強度が大きく、これに遠心力をかけて破壊させるためには、供試体を大型化する必要がある。このような供試体を用いて、例えば遠心力により引張荷重を供試体に作用させる場合には、従来のつり下げる方式を用いると大きな岩体を宙吊りにして設置しなければならない。本装置では、実験の簡素化と岩体破壊時の耐衝撃性の向上を図るために、図-2.4 に示すフレーム固定型試料容器水平設置方式を採用している。但しこの方式では、先に述べた合成加速度の方向が遠心加速度の大きさによって異なるが、高加速度条件ではその影響は少ないと考える。

2) 円盤形フレーム形式

遠心力载荷装置は、大別するとビーム型とドラム型に分類される。ビーム型とは当研究所 1号機の形式のもので、



回転アーム搭載図 (S=1/30)

図-2.4 フレーム固定型水平設置方式

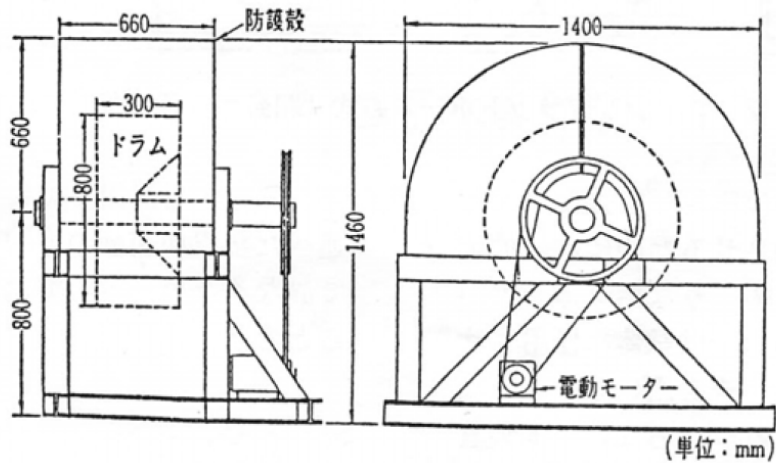


図-2.5 ドラム型遠心力载荷装置の例

図-2.2 に示したように回転する主桁（ビーム）の端部に試料容器を設置して回転させるものである。ドラム型とは、図-2.5 に示すようにドラム（円筒）を高速で回転させるもので、このドラムが試料容器となっている。本装置の形式は、基本的にはビーム型のものである。ただし、ビーム型の外側を鋼板で覆い円盤形にしたために、形状がドラム型に類似したものとなっている。

従来のビーム型遠心力载荷装置では、装置が高速回転する時の最も大きな抵抗は空気である。高速回転時に空気の抵抗、つまり空気の移動量を少なくすることは、装置運転電力の縮減と安定した遠心力の確保につながる。本装置では、この空気抵抗を少なくすると共に、さらにコマの原理である回転慣性モーメントを生かして小電力化が期待できる円盤形フレーム形式を採用している。

3) 試料容器内冷凍システム

前述したように積雪寒冷地における岩盤斜面の崩壊原因には、冬期間に亀裂表面付近の水が凍結することによる

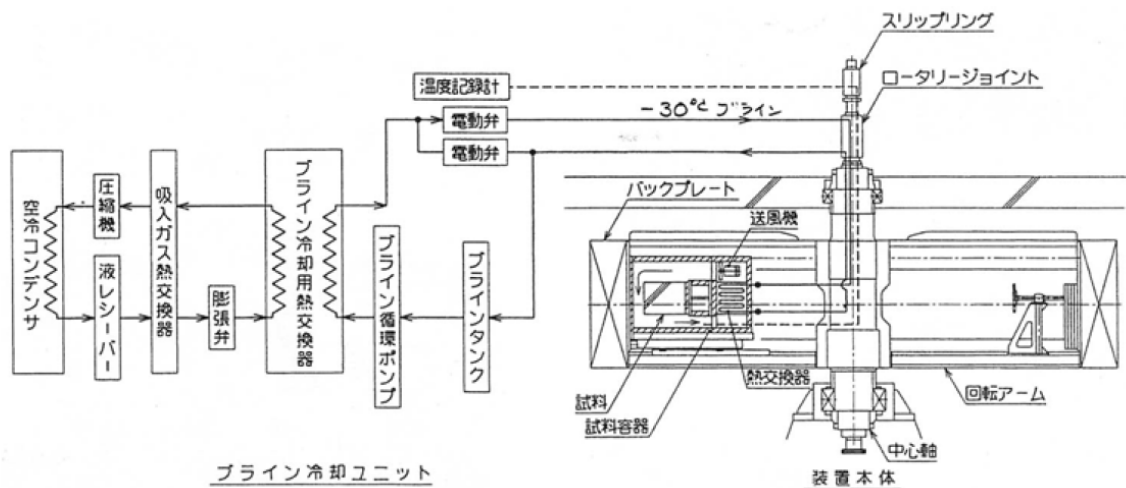


図-2.6 試料容器内冷凍システム図

凍結圧や、岩盤の凍結融解による岩質劣化などが考えられる。この現象を実験的に究明することを目的に、試料容器内冷凍システムが設けられた。システムは、図-2.6 に示すように実験室内に冷凍機を設置して、それによって冷やされた不凍液（ブライン）をロータリージョイントを介して試料容器背面に設置された熱交換システムとの間を循環させ、試料容器内に冷気を挿入するものである。

2. 4 設計および施工



写真-2.1 火造り後の芯出し状況
(火造り：鋼塊をプレス機にて鍛錬する事)

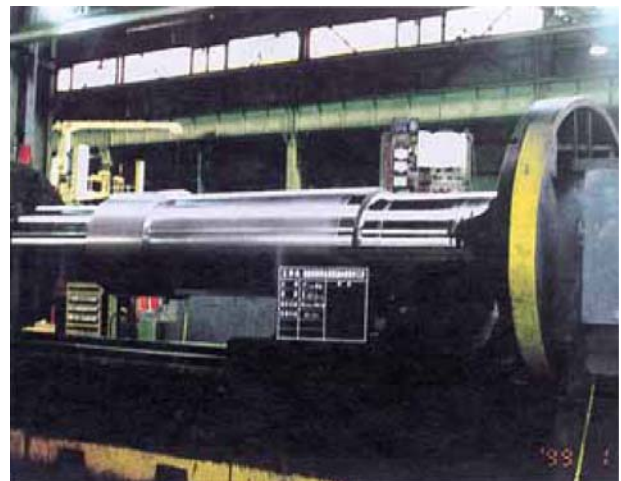


写真-2.2 中心軸加工状況

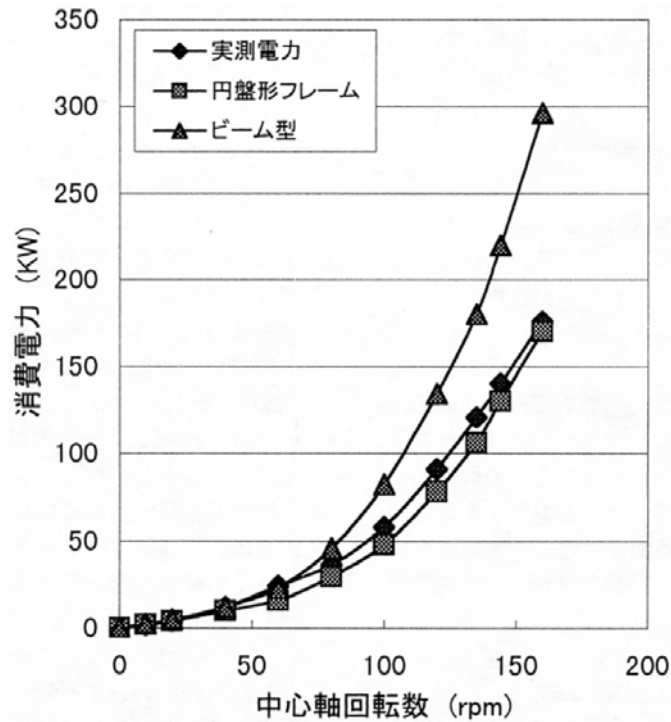


図-2.7 モータ消費電力測定結果

遠心力载荷装置の基本となる構造設計計算では、どのような異常状態を想定するかで必要となる各部材強度が異なる。異常状態としては、最高回転時に片側試料容器内の試料のみが飛散する状態、試料容器ごと脱落する状態、あるいは最悪のものでは回転フレームの半分が脱落する状態が考えられる。現状の装置の設計では、どの状態を設定するかは基準がなく、設計者の判断に委ねられている。本装置では、片側試料容器ごと脱落する状態を考慮してアンバランス荷重を2.75MN (280tf) としている。この荷重に耐えられる中心軸の軸径は、回転フレーム取付部で720mmとなる。写真-2.1、2.2は、中心軸の製作状況を示したものである。

円盤形フレーム形式にしたことによる節電効果については、試運転時にモータ消費電力を測定して確認した。その結果を図-2.7に示す。設計計算では、円盤形フレーム形式とした場合の最大中心軸回転数160rpm (遠心加速度100G)でのモータ消費電力は、ビーム型とした場合のおおよそ57%の消費電力となることが予想されていた。それに対して試運転による測定では、おおよそ59%の消費電力であり、設計計算値に比べ2%程度大きくなった。大きくなった原因としては、装置回転体側面にあるビデオ撮影窓の切欠きや、試料容器およびカウンターウェイトを挿入するための開口部等の風損(風による抵抗)が考えられるが、この程度の誤差は許容できるものと判断した。

試料容器内冷凍システムの設計では、凍結融解試験に関する資料を参考⁹⁾に、本装置の仕様として岩盤表面温度を初期温度+20°として到達温度-10°に要する時間を6時間以内とした。本装置では、この仕様確認としてモルタル供試体を用いて冷却試験を実施し、予測シミュレーションした結果と比較検討している。図-2.8は、モルタル供試体表面温度の経時変化について予測シミュレーション値と試験実測値を比較したものである。実測値は、シミュレーション値に比べて温度低下が速く推移していることがわかる。そこで、試験実測値からシミュレーション

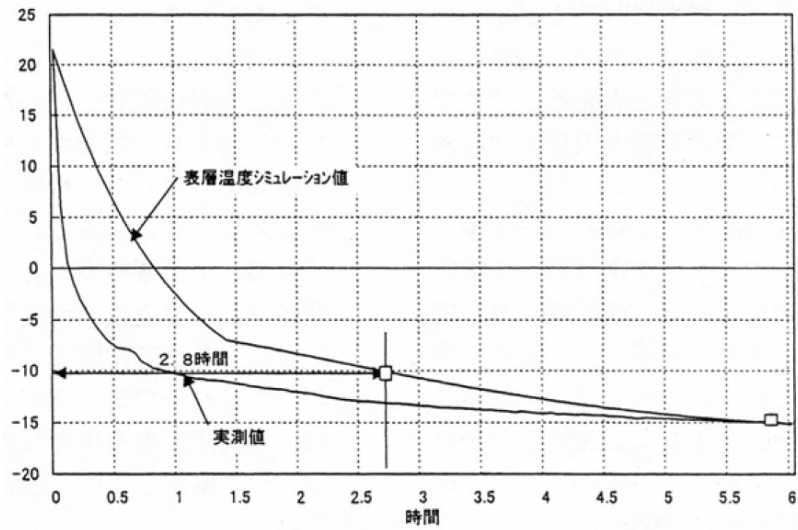


図-2.8 モルタル供試体による冷却試験結果

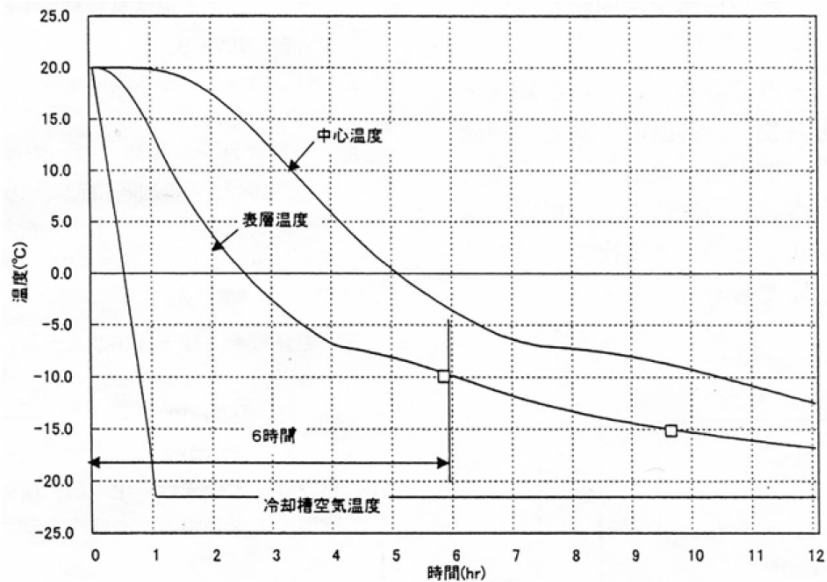


図-2.9 岩体冷却シミュレーション計算結果

計算に必要なパラメータを逆算して求め、それと岩盤の諸物性値を用いて予測シミュレーション値を求めた。図-2.9は、計算結果を示したものである。計算上は、岩盤表面温度が6時間で -10° になるが、この結果については今後の岩体を用いた実験で確認したいと考えている。

施工では、本装置は各部品単体の重量や寸法上から、実験棟建て屋完成後に設置することが不可能であることが判明した。そのため施工順序としては、平成10年度に本装置の工場製作および装置を設置する地下ピットの建設を行い、平成11年度に装置部材を地下ピットに仮置きして建て屋を建設した。その後、装置組立および試運転の実施という施工工程がとられ、平成12年3月に全工程を完了した。写真-2.3は、工場製作完了後の仮組状況全景を示したものである。



写真-2.3 工場仮組状況全景

参考文献

- 1) 池田憲二, 中井健司, 日下部祐基, 原田哲朗: 岩盤亀裂発生装置 (大型遠心力载荷装置) の製作, 開発土木研究所月報, No.571, pp.31-39, 2000.
- 2) 木村猛ほか: 講座 遠心模型実験, 土と基礎, Vol.35, No.11, 1987.~Vol.36, No.9, 1988.
- 3) 土質基礎研究室: 遠心力载荷装置導入される, 開発土木研究所月報, No.491, pp75~77, 1994.4
- 4) 能登繁幸, 日下部祐基: 一新技術紹介- 遠心力载荷装置, 北海道技術士センター, コンサルタンツ北海道, No.74, pp23~30, 1994.10
- 5) 川島一彦ほか: 遠心力载荷装置を用いた実験の現状と将来, 建設省土木研究所, 土木研究所資料第 3339 号, 1995.3
- 6) 地盤工学会編: 岩の調査と試験, pp436~444, 1990.11

3. 遠心力模型実験による岩盤斜面安定度評価法¹⁾

3. 1 本章の要旨

ここでは、これまでの研究成果^{2)~10)}をもとに遠心力模型実験を用いた岩盤斜面の安定度評価法を考案した。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、現地岩盤の強度特性をシミュレートするモルタル配合技術、そして遠心力模型実験を行う当研究所所有の大型遠心力載荷装置を組み合わせ、実斜面の安全率を求めるものである。

3. 2 遠心力模型実験による岩盤斜面の安定度評価法の基本原理

遠心力模型実験による安定度評価法の基本原理は、以下のとおりである。図-3.1は、本研究の解析で用いている極限平衡解析の最も単純な崩落条件を示したものである。崩落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。

$$M_d = \frac{\gamma HB^2}{2} \quad (3.1)$$

$$M_r = \frac{\sigma H_c^2}{6} \quad (3.2)$$

ここに、 σ ：岩体の引張強さ(N/m²)

H ：崩落岩体の高さ(m)

H_c ：切欠き高さ(m)

γ ：岩体の単位体積重量(N/m³)

B ：崩落岩体厚さ(m)

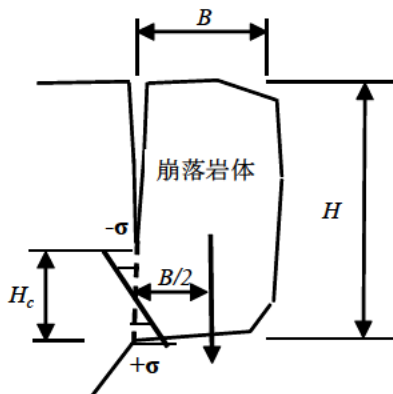


図-3.1 極限つりあい式の崩落条件図

実岩盤斜面の安全率 F_p は、以下の式で求められる。

$$F_p = \frac{M_r}{M_d} = \frac{\sigma H_c^2}{3\gamma H B^2} \quad (3.3)$$

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

$$F_m = \frac{\sigma (H_c / n)^2}{3\gamma H / n (B / n)^2} = n \frac{\sigma H_c^2}{3\gamma H B^2} = n F_p \quad (3.4)$$

つまり、重力場（1G場）では、岩盤模型の安全率が実物の 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（岩盤模型を遠心力载荷装置に設置して装置を回転させ、 n Gの遠心力に到達した時点）岩盤の単位体積重量 γ が n 倍になり、分母が $n \cdot \gamma$ 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実岩盤斜面の安全率 $F_p = 1.0$ 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、実岩盤斜面の安全率 $F_p = 1.0$ であり、崩落しないときは F_p が1.0以上、 n G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。 $1/n$ 模型が $n_f G$ の遠心力場で崩落したときの岩盤模型の安全率 F_m は1.0になる。これを式に示すと以下のようなになる。

$$F_m = 1.0 = \frac{\sigma (H_c / n)^2}{3(n_f \gamma) H / n (B / n)^2} = \frac{n}{n_f} F_p \quad (3.5)$$

上式より以下のように実岩盤斜面の安全率 F_p が求められる。

$$F_p = \frac{n_f}{n} \quad (4.6)$$

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

3. 3 評価法フロー

図-3.2に安定度評価法のフローを示す。安定度評価法では、最初に対象岩体において3次元レーザ測量（写真-3.1）を行って地形データを取得する¹¹⁾。また、それと並行して地質調査を行い、岩体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、それをもとに実験の基本条件である危険岩体の範囲および背面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破壊加速度を求め、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。そして地形データを模型用に加工して、図-3.3に示すコンピュータ自動切削装置により高精度地形模型を作製し¹²⁾、それを基にFRP（繊維強化プラスチック）の型枠と塩化ビニール板の模型用切欠きを作製する。

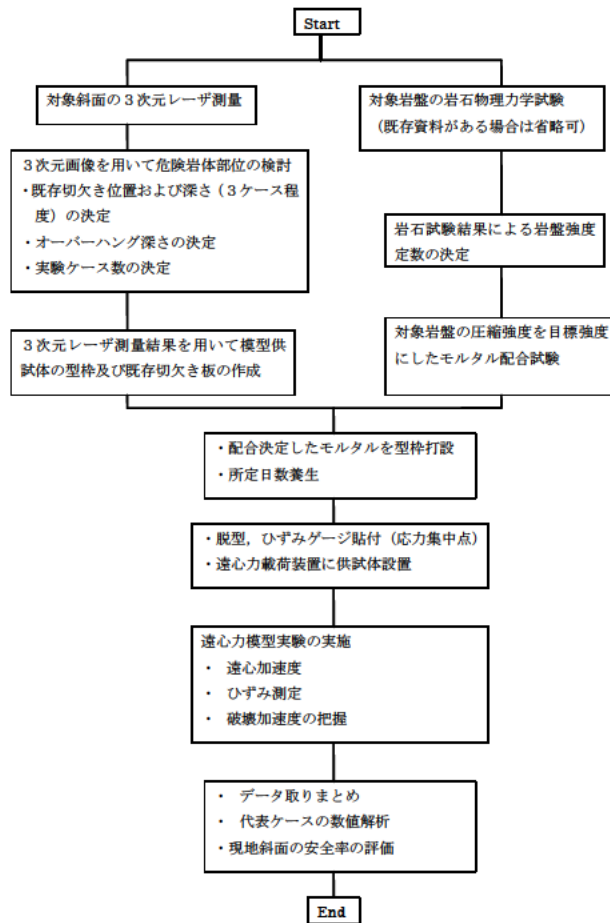


図-3.2 安定度評価法フロー図



写真-3.1 3次元レーザ・スキャナーと測量状況

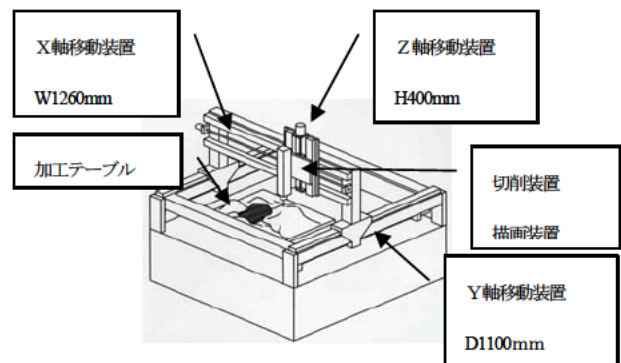


図-3.3 コンピュータ自動切削装置概念図

地質調査から求めた対象岩体の物理力学特性は、模型材料としてのモルタル物性の目標値として、配合決定に用いる。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、3次元模型を作製する。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載荷装置に設置し、遠心力模型実験を行う。

遠心力模型実験では、ひずみゲージにより発生ひずみを計測する。また、供試体が破壊するまで遠心力を載荷し

て破壊加速度を求め、最後にこれらの計測データを取りまとめ、代表ケースの数値解析結果も含めて総合的に検討し、対象斜面の安全率を評価する。

3. 4 実験概要

3次元モデル実験の対象は、写真-3.2に示す北海道島牧村地区の水冷破碎岩等から構成される岩盤斜面であり、同斜面を模した縮尺1/20の供試体を3次元レーザ測量で得たデジタル地形データを用いて作成した(写真-3.3)。供試体の強度は、岩石の一軸圧縮強さ20MN/m²を目標とし、材料モルタルの配合を決定した。図-3.4、3.5に3次元モデル供試体の形状寸法および実験パラメータを示す。

遠心力模型実験では、表-3.1に示す切欠き面交角と固定端長の異なる5個の供試体を作成した。ここで、切欠き面交角とは、切欠き面が2面になる場合の交角であり、固定端長とは遠心力方向の実験供試体を支える鋼板の高さを示す。また、今回の実験ではパラメータに示していないが、切欠き深さとは想定した危険岩体背面亀裂の岩体天端からの深さを示す。

No.1~3は、固定端長を一定とし切欠き面交角を0°、30°、45°と変えたケースである。切欠き面交角が小さくなると崩壊力となる岩体の体積が増加し、さらに抵抗力が働く亀裂進展面積が減少するために安全率が低下すると推測される。No.3~5は、切欠き面交角を一定とし固定端長を3m、2m、4mと変えたケースである。固定端長が小さいほどオーバーハングの深さが大きくなることから安全率は低下すると推測される。実験ケースはこれらの傾向を確認するために設定した。

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、想定破壊加速度の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、供試体からコア試料を採取して一軸圧縮試験、圧裂引張試験および一部供試体で三軸圧縮試験を実施して力学特性を求めた。

3. 5 実験結果と評価法の適用例

実験結果を表-3.1に示す。各実験供試体のモルタル強度には、若干のばらつきが見られる。そこで供試体の実測引張強さ σ_t と目標引張強さ σ_s ($=qu/10=2.0\text{N/mm}^2$)の比を α ($=\sigma_t/\sigma_s$)として、式(3.5)を用いて以下のように補正することとした。なお、引張強さは一軸圧縮強さの1/10と仮定する。

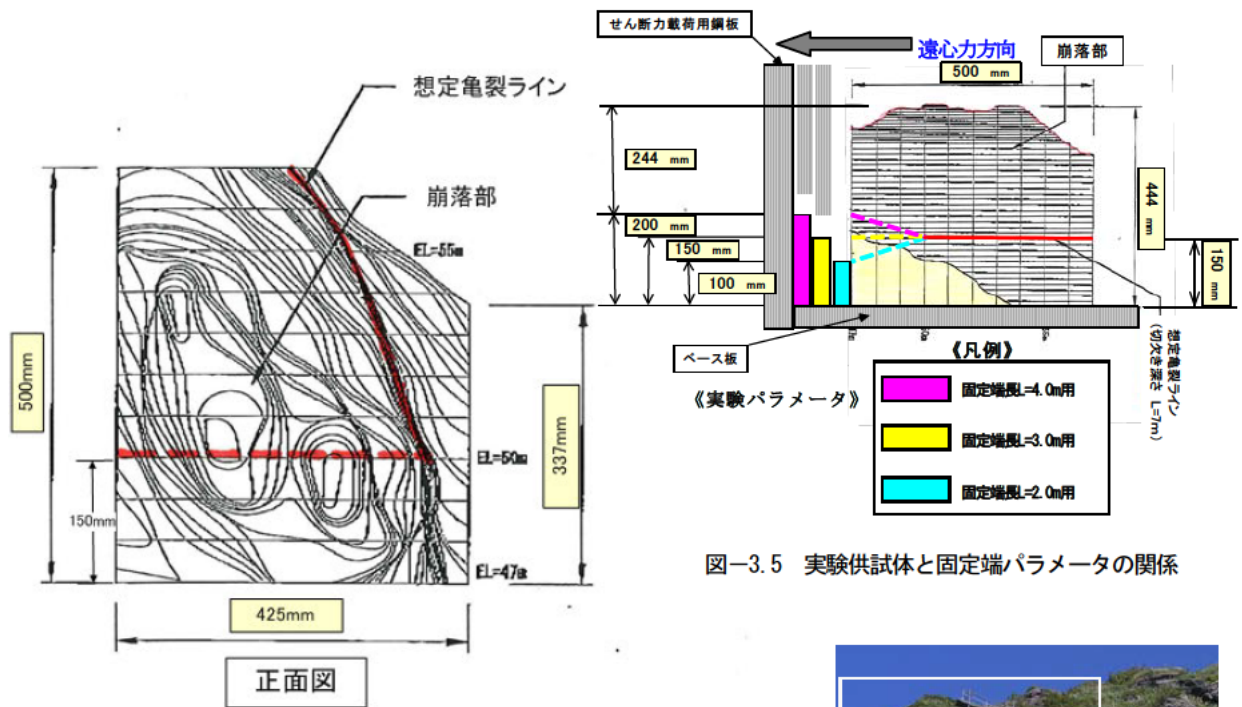


図-3.5 実験供試体と固定端パラメータの関係

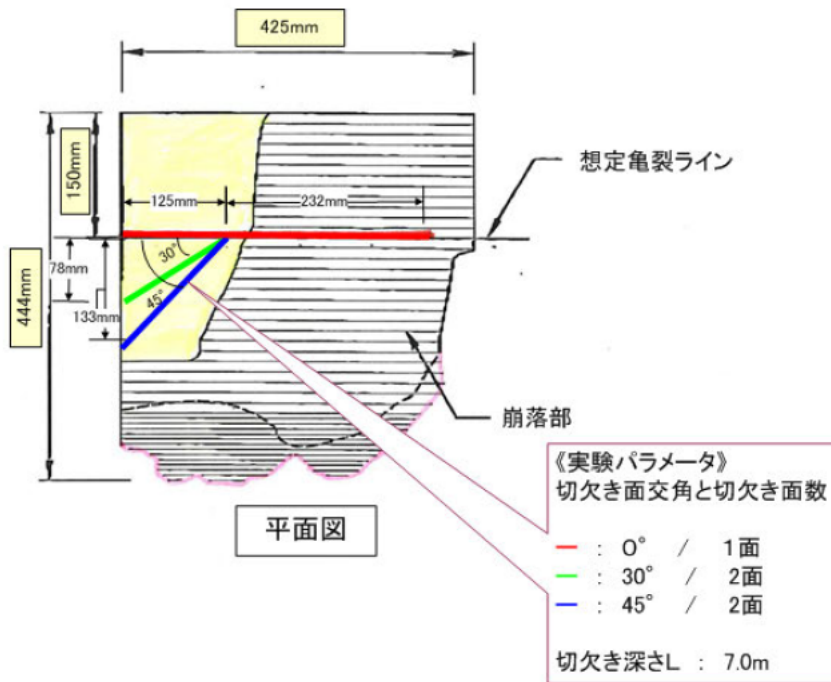


図-3.4 遠心載荷供試体の形状および寸法

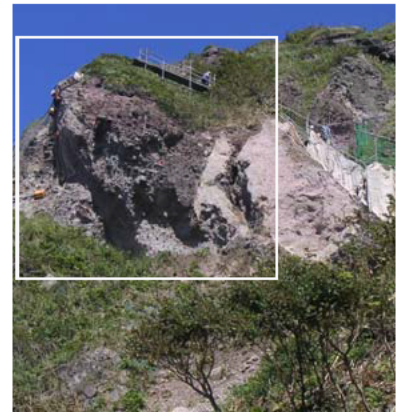


写真-3.2 島牧村実斜面



写真-3.3 切削3次元模型

表-3.1 実験供試体条件と実験結果

実験番号	固定端長 L (m)	切欠き深さ L (m)	切欠き面数	切欠き面交角 χ (°)	破壊加速度 実測値 n_f (G)	実験後抜き取り試料								圧縮・引 張強度比	安全率 Fps
						湿潤密度 ρ_t (t/m ³)	一軸強度 qu (MN/m ²)	破壊ひずみ ϵ_f (%)	静弾性係数 E _{sos} (MN/m ²)	ポアソン比 ν	引張強度 σ_t (MN/m ²)	強度定数			
												C _{uu} (MN/m ²)	ϕ_{uu} (度)		
No.1	3.0	7.0	1	0°	30	2.27	31.2	0.27	1.70×10^4	0.216	2.82	—	—	11.06	0.96
No.2	3.0	7.0	2	30°	30	2.20	23.3	0.26	1.39×10^4	0.210	2.23	6.38	33.5	10.45	1.29
No.3	3.0	7.0	2	45°	44	2.23	27.4	0.31	1.41×10^4	0.213	2.61	—	—	10.49	1.61
No.4	2.0	7.0	2	30°	26	2.21	28.3	0.29	1.46×10^4	0.216	2.80	—	—	10.11	0.92
No.5	4.0	7.0	2	30°	62	2.19	24.5	0.31	1.28×10^4	0.219	2.35	—	—	10.43	2.53

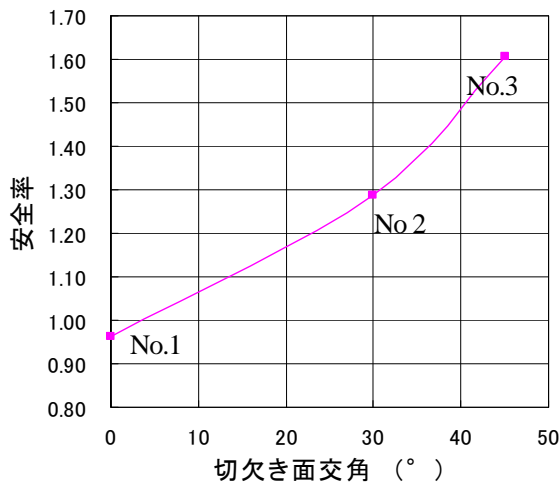


図-3.6 切欠き面交角と安全率の関係

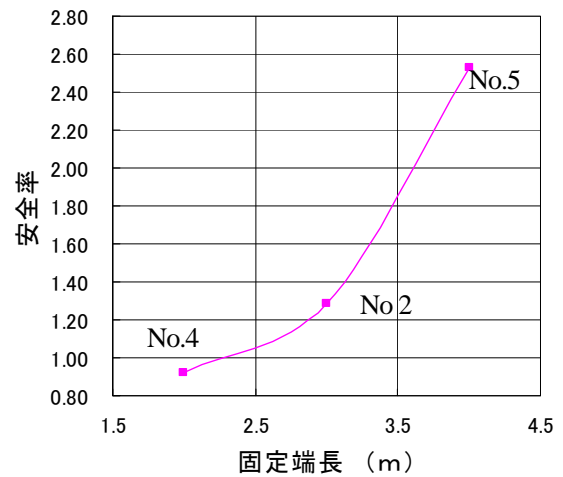


図-3.7 固定端長と安全率の関係

$$F_{mt} = 1.0 = \frac{\sigma_t (H_c / n)^2}{3(n_f \gamma) H / n (B / n)^2} = \frac{\alpha \sigma_s (H_c / n)^2}{3(n_f \gamma) H / n (B / n)^2} = \frac{\alpha \cdot n}{n_f} F_{ps} \quad (3.7)$$

ここに、 F_{mt} ：模型斜面が引張強さ σ_t の場合の安全率

F_{ps} ：実斜面が引張強さ σ_s の場合の安全率

上式より実斜面の安全率 F_{ps} が以下のように求められる。

$$F_{ps} = \frac{n_f}{\alpha \cdot n} \quad (3.8)$$

ここに、 α ：供試体の実測引張強さ σ_t と目標引張強さ σ_s の比（ $=\sigma_t/\sigma_s$ 、各ケースの引張強さには、一軸圧縮強さの1/10を採用）、

n ：模型縮尺（1/n）

n_f ：破壊加速度（G）

実験結果は、上式により岩盤斜面安全率を求めて各種パラメータとの関係を検討した。図-3.6は、固定端長3.0m

の場合の切欠き面交角と安全率の関係を示したものである。安全率は、切欠き面交角が小さいほど減少し、切欠き面交角 4° 以下で安全率が1.0以下になる結果となり、3.4で推測された傾向と一致する。

また、図-3.7は、切欠き面交角 30° における固定端長と安全率の関係を示したものである。安全率は、固定端長が小さくなるほど減少し、固定端長2.3m以下で安全率が1.0以下となる結果になり、前述の実験パラメータの結果と同様に推測された傾向と一致する。さらにこの結果では、固定端が切欠き面より前面にある実験No.5では、安全率が急激に増加することがわかる。

これらは、実験条件から推測された各種パラメータと安全率の関係が実験結果と一致し、さらに実験結果からこれらの関係を定量的に求められることを示しており、本評価法の有効性が示唆される。

3.6 まとめと今後の課題

ここでは、遠心力模型実験を用いた岩盤斜面の安定度評価法を考案した。さらにこの安定度評価法の適用性を検証するために、北海道の実岩盤斜面を模した3次元モデルの遠心力模型実験を行い、各種パラメータによる岩盤斜面安全率の変化傾向を検討した。その結果、実験条件から推測された各種パラメータと安全率の関係が実験結果と一致し、さらに実験結果からこれらの関係を定量的に求められることを示したことから、本評価法の有効性が示唆された。

なお、本評価手法は評価法フローで示したように、想定した危険岩体の範囲や背面切欠き位置に対しての斜面安全率を求めるものである。したがって、この安全率が現時点での実斜面の安全率と必ず一致しているとは言えない。換言すると、遠心力模型実験で求められた斜面の安全率は仮定した条件での値であり、これに対して実斜面の現状、あるいは今後の経年変化を想定して実斜面に適用することになる。このことから、今後は実斜面の背面亀裂や強度などを把握する精度の高い調査手法が求められる。

参考文献

- 1) 日下部祐基, 伊東佳彦, 石川博之, 岡田慎哉, 三浦均也: 岩盤斜面の安全率評価法に関する遠心力模型実験, 寒地土木研究所月報, No.648, pp12-19, 2007.5
- 2) 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.
- 3) Yuki KUSAKABE, Kinya MIURA, Kenji IKEDA and Kazunori WATANABE: EXPERIMENT ON THE SUDDEN FALL OF RCK MASS IN CENRIFUGAL FORCE FIELD, Technical Committee 34 of ISSMGE, Prediction and Simulation Methods in Geomechanics, pp.89-92, 2003.
- 4) 日下部祐基, 池田憲二, 畑山朗, 渡邊一悟, 三浦均也: 切欠きを有する模擬岩盤の遠心力載荷装置を用いた崩落実験, 地盤工学会北海道支部, 技術報告集第43号, pp.153-160, 2003.

- 5) 日下部祐基, 池田憲二, 渡邊一悟, 三浦均也: 岩盤崩落に関する遠心力載荷実験, 土木学会, 第58回年次学術講演会概要集第Ⅲ部門, pp459-460, 2003.
- 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) 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遠心力載荷装置を用いた崩落実験(その2), 地盤工学会北海道支部, 技術報告集第44号, pp.57-60, 2004.
- 8) 日下部祐基, 三浦均也, 池田憲二, 渡邊一悟: 遠心力装置による切欠きを有する模擬岩盤の崩落実験, 第39回地盤工学研究発表会講演集, pp.1097-1098, 2004.
- 9) 日下部祐基, 三浦均也, 石川博之, 伊東佳彦, 國松博一: 切欠きを有する三次元岩盤の遠心力場における崩落実験, 地盤工学会, 第50回地盤工学会シンポジウム論文集, pp.355-362, 2005.
- 10) 日下部祐基, 三浦均也, 池田憲二, 渡邊一悟: 凍結圧が作用する岩盤崩落の遠心力載荷実験, 土木学会, 第59回年次学術講演会概要集第Ⅲ部門, pp.327-328, 2004.
- 11) 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, pp8-10, 2005.
- 12) 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ー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ー, 産学連携学会第3回大会予稿集, pp.52-53, 2005.

4. 遠心力模型実験による安全率評価法の適用事例¹⁾

4. 1 本章の要旨

本研究では、大規模岩盤崩落のメカニズムを明らかにするために、平成9年(1997)から平成22年(2010)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²⁾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。前章では、これまでの研究成果をもとに遠心力模型実験を用いた岩盤斜面の安全率評価法を提案した。ここでは、モデルケースとして実岩盤斜面に安全率評価法を適用したので、その結果を報告する。

4. 2 対象岩盤斜面と実験条件

写真-4.1に対象とした岩盤斜面を示す。対象岩盤斜面を含むこの地区の地形は、ほとんど全域が海蝕崖からなる急峻な地形を示し、高さ100m内外の断崖絶壁になっている。道路からの比高差約60~120m(起点側で80~120m、終点側で60~90m)に分布するテラスを境に、下部壁面と上部壁面に区分される。壁面のところどころに壁面と直交する沢地形が存在している。

地質は、下部溶岩が下部壁面を形成しており、上部壁面は上部溶岩が分布する。両者の間には自破碎溶岩よりなる層が分布しており、上下の塊状溶岩と比較して相対的に脆弱なため、緩斜面(テラス)を形成している。自破碎溶岩は、下部溶岩に付随する岩組織を残す地層と、上部溶岩の基部に見なされる赤褐色の地層とがあるが、

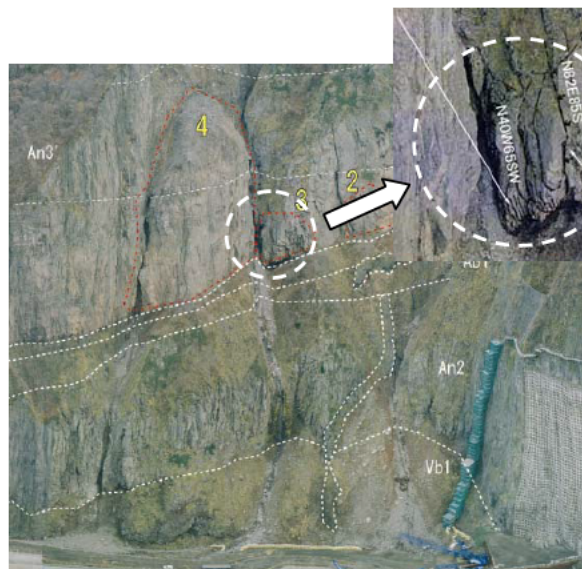


写真-4.1 対象岩盤斜面



写真-4.2 岩盤斜面模型



写真-4.3 模型型枠

表-4.1 遠心力模型実験条件

実験No.	模型縮尺 $1/n$	切欠き高さ H_c		浸食深さ Z		対象岩盤斜面 引張強さ σ_s (MN/m ²)	対象岩盤斜面 単位体積重量 γ_s (kN/m ³)
		実斜面 (m)	実斜面 (m)	実斜面 (m)	実斜面 (m)		
		模型 (mm)	模型 (mm)	模型 (mm)	模型 (mm)		
1	60	12.33	10.00	3.70	24.0		
		205	167				
2	60	9.33	10.00	3.70	24.0		
		155	167				
3	60	6.33	10.00	3.70	24.0		
		105	167				
4	60	6.33	15.00	3.70	24.0		
		105	250				
5	60	6.33	20.00	3.70	24.0		
		105	333				

両者の明瞭な境界は確認されていない。対象岩盤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自破砕溶岩の引張強さの平均値3.70MN/m²を、単位体積重量は24.0kN/m³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以内の立方体を目安とし、同斜面を模擬した縮尺1/60の供試体を3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-4.2は、発泡スチロールで作成した岩盤斜面模型を示したものである。写真-4.3は、型枠用に作成した模型に繊維強化プラスチック（FRP）を貼付して作成した模型型枠である。模型供試体を作成する材料モルタルの配合は、遠心力载荷装置の最大加速度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-4.1に示すように模型縮尺1/60として切欠き高さ H_c および浸食深さ Z を変化させて5ケース実施

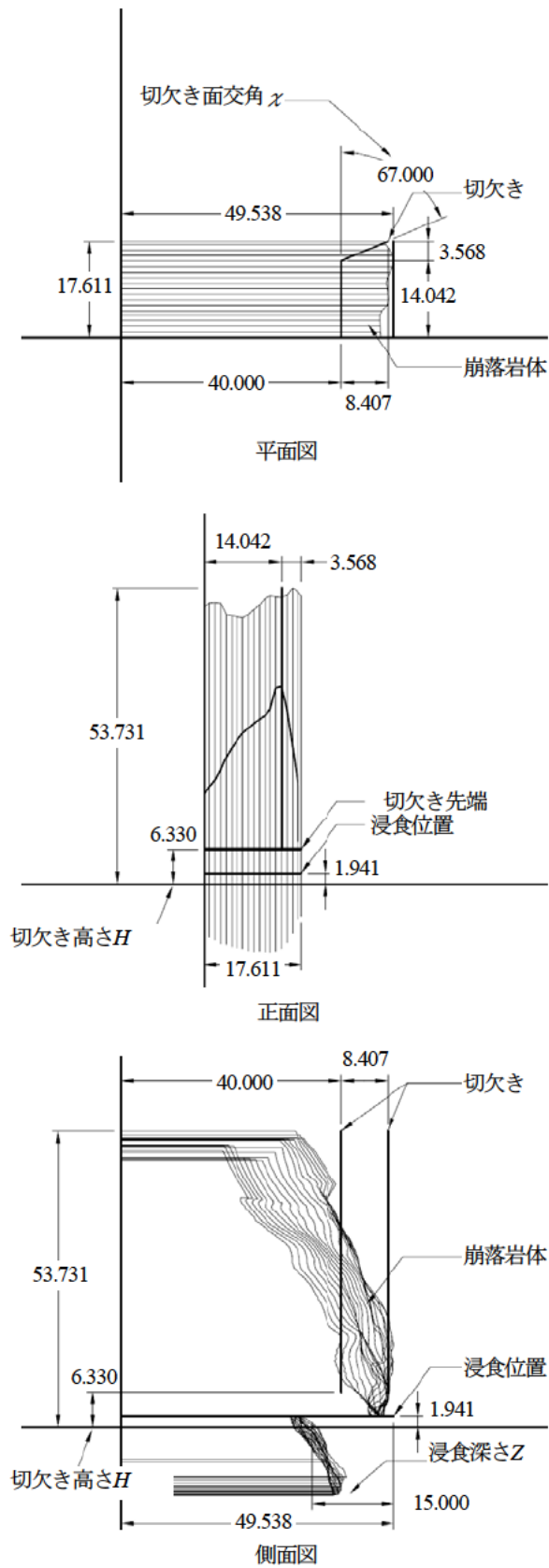


図-4.1 代表断面図 (実験No.4)

した。図-4.1に代表実験ケースとして、実験No.4の平面、正面、側面の3面図を示す。ここで切欠き高さ H_c とは、斜面背面に想定した既存亀裂の位置を示すもので、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、図-4.1に示した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。斜面背面の切欠きは、想定された対象岩盤斜面の背面亀裂を参考に、交角 67° で交わる2面を配置した。

なお、実験条件では、想定した浸食深さを10.0~20.0mと大きく設定している。これは、対象岩盤斜面底面のオーバーハングが狭い範囲にあることから、浸食深さが正確に測量されていないおそれがあるため、安全側を考慮して不安定化させたものである。

4.3 岩盤斜面の実験パラメータと安全率

表-4.2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強さに設定したため、対象岩盤斜面の引張強さと異なっている。そこで供試体の引張強さ σ_t と対象岩盤斜面の引張強さ σ_s ($=3.70\text{MN/m}^2$)の比 α ($=\sigma_t/\sigma_s$)、およびもう1つの物性値である単位体積重量のばらつきについても、各供試体の単位体積重量 γ_t と対象岩盤斜面の単位体積重量 γ_s ($=24.0\text{kN/m}^3$)の比 β ($=\gamma_t/\gamma_s$)を用いて極限つり合い式を補正して、対象岩盤斜面の安全率を求める式を導いた。

式の条件としては、模型の崩落加速度 $n_f G$ に注目して、 $1/n$ 模型斜面が $n_f G$ の遠心力場で崩落したときの模型斜面の安全率 F_{mt} が1.0になることを用いる。これを崩落時に発生する亀裂が鉛直方向に進展すると仮定して式に示すと、以下ようになる。

$$F_{mt} = 1.0 = \frac{\sigma_t (H_c / n)^2}{3(n_f \gamma_t) H / n (B / n)^2} = \frac{\alpha \sigma_s (H_c / n)^2}{3(n_f \beta \gamma_s) H / n (B / n)^2} = \frac{\alpha \cdot n}{\beta \cdot n_f} F_{ps} \quad (4.1)$$

ここに、 F_{mt} ：模型斜面が引張強さ σ_t (N/m^2)で単位体積重量 γ_t (N/m^3)の場合の安全率

F_{ps} ：対象岩盤斜面が引張強さ σ_s (N/m^2)で単位体積重量 γ_s (N/m^3)の場合の安全率

表-4.2 崩落加速度および実験後供試体の室内試験結果表

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 (g/cm 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)	ポアソン比 ν	引張強さ σ_t (MN/m ²)
1	60	1.777	2.23	0.10	2.79	0.276	0.37
2	28	1.800	2.4	0.16	2.20	0.210	0.37
3	30	1.942	6.1	0.24	4.24	0.155	0.88
4	56	2.267	21.0	0.29	12.70	0.214	1.74
5	40	2.232	18.5	0.27	12.30	0.215	1.54

H : 崩落危険岩体の高さ (m)

H_c : 切欠き高さ (m)

B : 崩落危険岩体の幅 (m)

n : 模型縮尺 (1/n)

n_f : 崩落加速度 (G)

α : 供試体の引張強さ σ_t と対象岩盤斜面の引張強さ σ_s の比 ($=\sigma_t/\sigma_s$)

β : 供試体の単位体積重量 γ_t と対象岩盤斜面の単位体積重量 γ_s の比 ($=\gamma_t/\gamma_s$)

上式より対象岩盤斜面の安全率 F_{ps} が以下のように求められる。

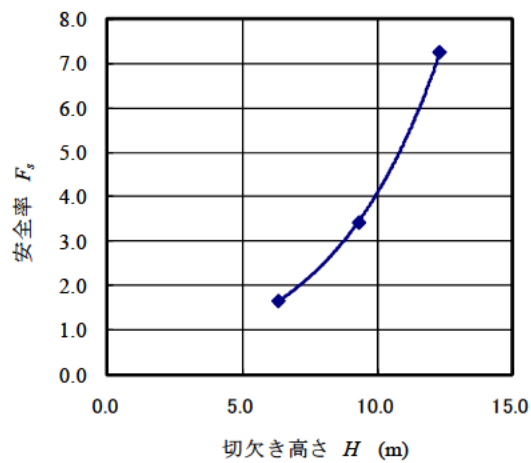


図-4.2 切欠き高さ (浸食深さ10.0m固定) と岩盤斜面安全率

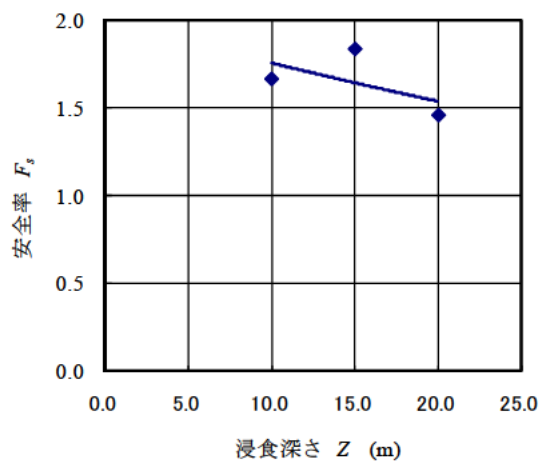


図-4.3 浸食深さ (切欠き高さ6.33m固定) と岩盤斜面安全率

$$F_{ps} = \frac{\beta \cdot n_f}{\alpha \cdot n} \quad (4.2)$$

実験結果を用いて上式により岩盤斜面安全率を求めて、各種パラメータとの関係を検討した。図-4.2に切欠き高さ H と岩盤斜面安全率、図-4.3に浸食深さ Z と岩盤斜面安全率の関係を示す。

両図を見ると、実験に用いた対象岩盤斜面の引張強さ（3.70MN/m²）と単位体積重量（24.0kN/m³）では、実験パラメータで最も不安定な状態にある切欠き高さ $H=6.33\text{m}$ および浸食深さ $Z=20.0\text{m}$ においても、斜面安全率 $F_{ps}=1.0$ 以上を示していることから、この条件では岩盤斜面は安全と評価される。さらに実験条件でも述べたが、切欠き高さの安全率の関係で固定した浸食深さ10.0mは、オーバーハング深さとして十分不安定な条件を想定したものである。その結果は、図-4.3の関係からわかるように、それ以上の浸食深さでは安全率の変化が少なくなっていることから、妥当であったと考えられる。

4. 4 まとめ

ここでは、遠心力模型実験を用いた岩盤斜面の安全率評価法を用いて、対象岩盤斜面の安定性を検討した。実験で採用した岩盤斜面の引張強さと単位体積重量では、実験パラメータが最も不安定な状態にある場合においても、斜面安全率 $F_{ps}=1.0$ 以上を示していることから、岩盤斜面は安定していると評価された。遠心力模型実験による岩盤斜面の安全率評価法は、実斜面の安定性を定量的に評価できたことから、評価手法として有効であることが示唆されたと考える。

遠心力模型実験による岩盤斜面の安全率評価法については、模型作製や切欠きの設置方法等を含めて、現在特許出願中（2006-196517）である。

参考文献

- 1) 日下部祐基, 伊東佳彦, 石川博之, 表真也, 三浦均也: 遠心力模型実験による切欠きを有する岩盤斜面の安全率評価事例, 寒地土木研究所月報, No.668, pp.31-35, 2009.
- 2) 池田憲二, 中井健司, 日下部祐基, 原田哲朗: 岩盤亀裂発生装置（大型遠心力載荷装置）の製作, 開発土木研究所月報, No.571, pp.31-39, 2000.
- 3) 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.

5. 2次元極限平衡解析による岩盤斜面崩落の安定度評価法¹⁾

5. 1 本章の要旨

ここでは、背面亀裂やオーバーハングの深さ、岩体の引張強さを指標に岩盤斜面の安定性を簡便かつ定量的に評価する方法の検討として、岩盤模型に対する遠心力載荷実験（以下、遠心力模型実験）を実施している。前章では、過去に提案した遠心力模型実験による岩盤斜面の安全率評価法³⁾を、実岩盤斜面に適用してその妥当性を報告した。ここでは、2次元極限平衡解析による簡易安定度評価法を考案したので報告する。

5. 2 評価対象とした岩盤斜面の崩壊形態

岩盤斜面の崩壊形態には、トップリング崩壊、バックリング崩壊、すべりによる崩壊が存在²⁾する。これらの崩壊形態は、土質のような連続体とみなせるような地盤の円弧すべり崩壊を除き、いずれも断層や節理、層理面に代表される不連続面に沿って発生する。

これに対し地質的な弱面を有しない軟岩からなる岩盤斜面では、海岸浸食や差別浸食に伴ってオーバーハングが生じ、斜面下部に新たな分離面が形成されて岩盤崩落を起こす場合がある。この崩壊形態をスラビング崩壊と呼んで、第2白糸トンネルの岩盤崩落を解析した例⁹⁾もある。

本安定度評価法で対象としている崩壊形態は、後者のように亀裂が少なく均質であるが脆さを有する軟岩の岩盤斜面において、斜面背面の亀裂が進展して比較的大規模な崩落に発展する形態である。この形態で生じる岩盤崩落は、オーバーハングした岩盤の自重や岩盤上部に作用する外力、背面亀裂内の水圧や水の凍結圧などにより、背面亀裂先端に引張応力が働いて岩盤の引張強さを超えたときに生じる。

図-5.1に対象岩盤斜面の概念図を示す。なお、硬岩で構成される岩盤斜面において、背面亀裂とオーバーハングにより安定性が低下していることが明らかであるが、亀裂先端下部からは特定の方向に不連続面を設定できない

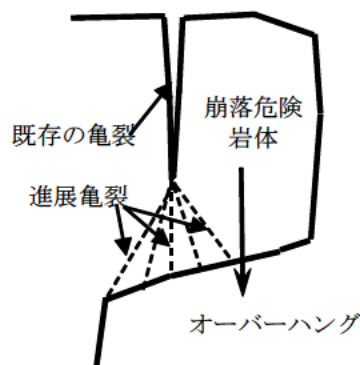


図-5.1 評価対象岩盤斜面の概念図

表-5.1 対象岩盤斜面

斜面名	構成岩石	崩落危険 岩体高さ $H(m)$	模型縮尺 $1/n$
K斜面	火砕岩	14.7	30
H斜面	//	6.7	15
G斜面	//	13.1	20
T斜面	//	34.7	60
S斜面	//	32.5	60

表-5.2 遠心力模型実験ケース一覧

No.	実験No.	切欠き高さ $H_c (m)$	浸食深さ $Z(m)$	切欠き面交角 $\chi(^{\circ})$
1	K-1	3.90	6.00	0
2	K-2	3.00	6.00	0
3	K-3	2.10	6.00	0
4	K-4	3.00	3.60	0
5	K-5	3.00	5.10	0
6	K-6	3.00	6.00	15
7	K-7	3.00	6.00	45
8	H-1	1.80	0.00	0
9	H-2	1.80	1.35	0
10	H-3	1.80	0.60	0
11	H-4	1.50	0.00	0
12	H-5	1.20	0.00	0
13	H-6	1.20	0.00	45
14	G-1	3.83	3.50	0
15	G-2	2.83	3.50	0
16	T-1	10.39	10.00	67
17	T-2	7.39	10.00	67
18	T-3	4.39	10.00	67
19	T-4	4.39	15.00	67
20	T-5	4.39	20.00	67
21	S-1	3.30	0.00	0
22	S-2	3.30	2.00	0
23	S-3	3.30	4.00	0

場合がある。この場合でも、崩壊面の方向をパラメータとして安全率の最小値を探るいわゆる極小値の問題として、本報で提案する安定度評価法が適用できると考える。

5. 3 対象岩盤斜面と実験条件

実験対象とした岩盤斜面は、北海道の5箇所の岩盤斜面である。表-5.1に各岩盤斜面の代表的な構成岩石と崩落危険岩体高さ H （最大高さ）、および遠心力模型実験で採用した模型縮尺 $(1/n)$ を示す。模型縮尺は、遠心力載荷装置に設置可能な岩盤模型規模（一辺が0.6mの立方体）を目安として設定している。

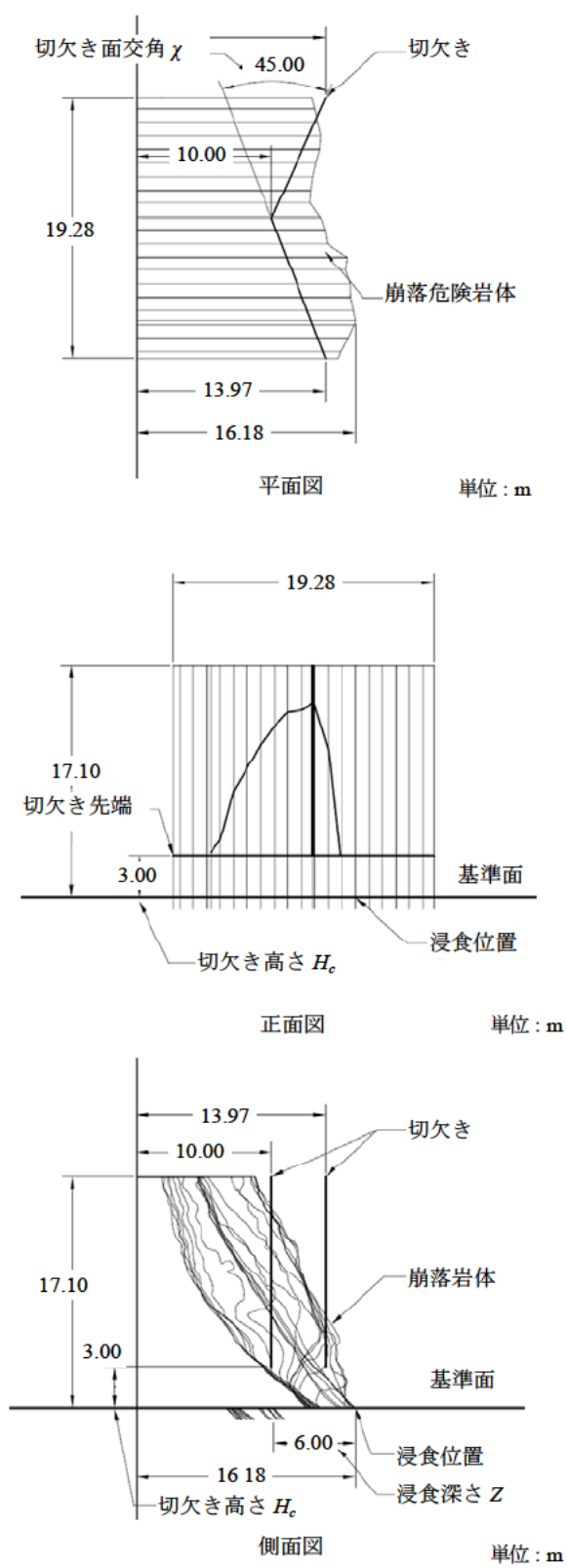


図-5.2 想定岩盤斜面図

K斜面は、日本海に面した岩盤斜面で、近隣の地形は海岸に沿って最大標高70m前後の岩盤斜面からなる。斜面勾配が40～80°で概ね草本主体の植生が認められるが、部分的に露岩し急崖を形成している。地質は、下部に火山角礫岩、安山岩溶岩が分布し、上部に凝灰質砂岩が分布している。

H斜面⁴⁾の地形は、遷急線を標高100m前後に持つ溶岩台地の裾部にあたる。地質は、鮮新世の安山岩溶岩と砂～砂質泥を基質とした火山円礫岩を主とする火砕岩からなる。

G斜面は、隣接する道路からの比高差約100～150mの岩壁よりなり、壁面と直交に発達した沢地形により凹凸に富んだ形状を呈する。地質は、大別して上下の塊状溶岩とその間に挟まれる自破碎溶岩よりなり、凝灰質の砂岩泥岩互層を介在する。この自破碎溶岩は、上下の塊状溶岩と比較して脆弱で風化しやすい傾向にあり、差別的に浸食されて緩斜面を形成している。

T斜面⁵⁾は、G斜面の近傍に位置する前章で示した斜面である

S斜面⁶⁾は、道路覆道の上部に位置する岩盤斜面で、ほぼ直交する明瞭な沢状地形（開口亀裂）が認められる。地表踏査およびク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が確認されている。地質は、中新世の火砕岩である。火砕岩は数十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低標高部に分布している。

遠心力模型実験の実験ケースを表-5.2に示す。各岩盤斜面において切欠き高さ H_c 、浸食深さ Z および切欠き面交角 χ の異なる全23ケースである。図-5.2に代表実験ケースとして、実験No.K-7の平面、正面、側面の想定岩盤斜面図を示す。ここで、切欠き高さ H_c とは、斜面背面に想定した既存亀裂の位置を示すもので、斜面底部に設定した基準面から切欠き先端までの高さを表している。切欠き面交角 χ とは、図-5.2の平面図にある切欠き面が2面になる場合の交角であり、浸食深さ Z とは、基準面から下部の岩体を表面から任意の厚さ削り取った長さを示している。

5. 4 極限平衡解析による岩盤斜面崩壊の解析

本研究では、これまでに立方体の岩盤模型を用いて遠心力模型実験を実施し、立方体形状の2次元モデルに極限平衡解析を適用することによって、その妥当性を確認している⁷⁾。用いた極限平衡解析は、前述したスラビング崩壊の現象を条件にして、岩盤斜面背面に設定した切欠き先端と崩落時に発生する亀裂面（以下、進展亀裂面）の先端を結ぶ直線の3分の2の位置を中心に、崩落危険岩体の自重による起動モーメントと、進展亀裂面に生じる応力による抵抗モーメントのつり合いを解いたものである。崩落は、切欠き先端に発生する引張応力が、岩盤斜面を構成する岩石の引張強さを超えたときに発生することになる。この極限平衡解析は、解析に用いる強度定数が引張強さだけの簡易な解析法である。

斜面崩壊の極限平衡解析には、一般に内部摩擦角 ϕ と粘着力 c を用いたすべり破壊などのせん断破壊を条件とした解析法が用いられるが、本論で対象としているスラビング崩壊には適用できない。スラビング崩壊では、進展亀裂面に沿って引き剥がすような現象になり、すべり破壊等で生じる鏡面や擦れた跡がみられない。この現象は、遠心力模型実験でのCCDカメラ画像による岩盤模型の崩落状況や、実験後の進展亀裂面の観察で確認されている。

このようなスラビング崩壊では、モーメントのつり合いを用いた極限平衡解析を用いることによって、岩盤斜面

の安定性を評価することができる。斜面の安定解析と同様に、安定係数 N_s を以下のように定義する。

$$N_s = - \frac{\gamma H}{\sigma_a} \quad (5.1)$$

ここに、 N_s : 岩体の崩落に対する安定係数

H : 岩体の代表的な高さ (m) (以下、崩落危険岩体高さ)

γ : 単位体積重量 (N/m^3)

σ_a : 切欠き先端における最大引張応力 (N/m^2)

安定係数 N_s は無次元であり、形状には依存するが寸法には依存しない。遠心力場における模型であれば、応力レベルを再現できるので、遠心力模型実験で得られた安定係数は実岩盤斜面のそれに等しいと考えることができる。仮に安定係数の値が既知であれば、安全率 F_s を次式で計算できる。

$$F_s = \frac{\sigma_t}{\sigma_a} = \frac{\sigma_t}{\gamma H} N_s \quad (5.2)$$

ここに、 σ_t : 切欠き先端の引張強さ ($\sigma_a = -\sigma_t$) (N/m^2)

上式より安定係数 N_s が大きいくほど岩盤斜面の安全率が大きくなり、安定していることがわかる。

図-5.3のように危険岩体を直方体でモデル化した単純な2次元条件では、安定係数 N_s を解析的に求めることができる。岩盤斜面の安定性をモーメントのつり合いで評価するものとして、起動モーメント M_d と抵抗モーメント M_r を以下のような式で表し、それらの関係から安定係数を以下のように定義できる。ただし、ここでは、図-5.3における岩盤崩落により新たに発生する進展亀裂面(図中のab線)の引張応力の分布を図-5.4に示すように直線的に仮定して、実際との差を応力集中係数 ψ で評価している。

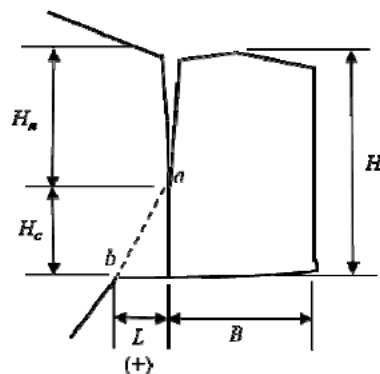


図-5.3 岩盤斜面形状概念図

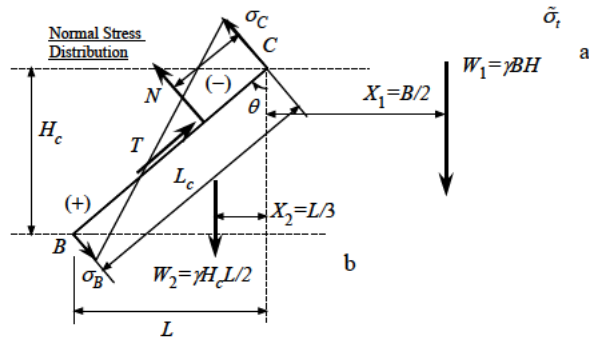


図-5.4 進展亀裂面の応力分布概念図

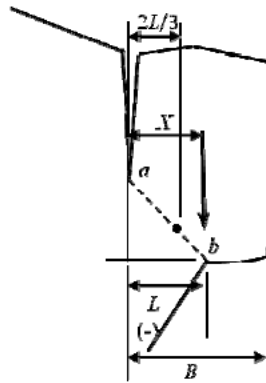


図-5.5 解析適用条件概要図

$$M_r = \frac{1}{6} \sigma_t \frac{\tilde{H}_c^2 + \tilde{L}^2}{\psi}, \quad M_d = \gamma H \times \left[\frac{\tilde{B}^2}{2} + \frac{2\tilde{B}\tilde{L}}{3} + \frac{\tilde{H}_c \tilde{L}^2}{6} \right] \quad (5.3)$$

$$M_r = M_d \quad (5.4)$$

$$N_s = \frac{\gamma H}{\sigma_t} = \frac{\tilde{H}_c^2 + \tilde{L}^2}{\psi(3\tilde{B}^2 + 4\tilde{B}\tilde{L} + \tilde{H}_c \tilde{L}^2)} \quad (5.5)$$

$$\tilde{B} = B/H, \quad \tilde{H}_c = H_c/H, \quad \tilde{L} = L/H$$

ここに、 ψ ：応力集中係数（次項では形状補正係数）

H, B ：図-5.3に示した崩落危険岩体高さ（m）と厚さ（m）

H_c ：切欠き先端から斜面下部まで鉛直に測った高さ（以下、切欠き高さ）（m）

L ：切欠き先端位置を基準にした進展亀裂面が出現する位置までの水平距離（以下、進展亀裂出現深さ；

図-5.3および図-5.5に示すように、進展亀裂面が山側（図-5.3）に発生する場合は+に、崩落危険岩体側（図-5.5）に生じる場合には-になる。）（m）

式中には、崩落危険岩体高さ H で正規化した値を用いて式を単純化している。また、本解析法は、適用する岩盤斜面によって適用の限界条件がある。図-5.5に示すように進展亀裂出現深さ L が崩落危険岩体側に発生する場合は、崩落危険岩体の重心と切欠き先端との水平距離 X が、進展亀裂出現深さ L の3分の2以上であることが必要である。 X が L の3分の2以下である場合には、崩落危険岩体の自重が崩落に対して抵抗するモーメントになって崩落しない。

進展亀裂出現深さ L が図-5.3に示すように山側に発生する場合には、任意の進展亀裂出現深さ L において形状寸法から求められる安定係数 N_s が最小値を示し、それ以降増加に転ずる。安定係数 N_s が最小値になる進展亀裂出現深さ L_{min} は、(5.5)式右辺の L に関する導関数を0として求められるが、複雑な式になるのでここでは用いない。この値の求め方としては、進展亀裂出現深さ L を任意に変化させて安定係数 N_s を計算して最小値になる L_{min} を求める。この進展亀裂出現深さ L_{min} 以降に対する安定係数には、最小値の一定値を用いる。なお、厳密には進展亀裂出現深さ L が山側になる場合（+の場合）は、すべてこの条件を考慮する必要があるが、作業が繁雑になって簡易な評価法にならないため、実験結果の考察では考慮しない。この条件は、進展亀裂出現深さ L を指標とした関係曲線を求めるときのみ考慮するものとする。

実際の不整形な岩盤斜面では、式(5.5)のように解析的に安定係数を求めることはできないので、応力集中係数の値も含めた形で、本研究で採用した遠心力模型実験によって実験的に求めることになる。次項の解析では、応力集中係数 μ は断面形状の影響を強く受けることから形状補正係数と呼ぶ。

5. 5 実験結果と考察

1) 実験結果とパラメータの対比

遠心力模型実験より得られた崩落加速度、実験後の岩盤模型より抜き取ったコアの圧裂引張り試験による引張強さと単位体積重量を表-5.3に示す。崩落加速度は、遠心力載荷装置の有効半径（3.5m）位置の測定加速度を、模型供試体の重心位置に換算して示した。

遠心力模型実験の岩盤模型崩落時においては、安全率 F_s が1まで低下していて、発生する引張応力は引張強さに等しい（ $\bar{\sigma}_t = \sigma_t$ ）ので、安定係数 N_s は遠心力模型実験結果より以下のように求めることができる。

$$N_s = \frac{n_f \gamma_m H_m}{\sigma_m} \quad (5.6)$$

ここに、 n_f : 遠心力模型実験による崩落加速度 (G)

γ_m : 岩盤模型の単位体積重量 (N/m³)

H_m : 岩盤模型の崩落危険岩体高さ (m)

σ_m : 岩盤模型の引張強さ (N/m²)

なお、添え字 m はパラメータが模型のものであることを示す。表-5.3に、岩盤模型の崩落危険岩体高さ H_m （最大高さ）とそれを用いて計算した安定係数 N_s を示す。以下、この安定係数 N_s と、崩落危険岩体高さ H をベースとし

表-5.3 崩落加速度および実験後供試体の室内試験結果表

実験No.	崩落加速度 n_f (G)	岩盤模型の引張 強さ σ_{tm} (MN/m ²)	岩盤模型の単位 体積重量 γ_m (kN/m ³)	岩盤模型の崩落 危険岩体高さ H_m (m)	安定係数 N_s
K-1	42	0.53	17.64	0.49	0.69
K-2	33	0.47	17.92	0.49	0.61
K-3	24	0.47	17.68	0.49	0.43
K-4	45	0.53	17.58	0.49	0.73
K-5	56	0.86	19.04	0.49	0.61
K-6	42	0.55	18.13	0.49	0.68
K-7	42	0.60	17.65	0.49	0.61
H-1	68	0.39	17.86	0.45	1.40
H-2	53	0.37	17.83	0.45	1.14
H-3	77	0.35	17.86	0.45	1.76
H-4	68	0.32	17.65	0.45	1.68
H-5	91	0.33	17.93	0.45	2.21
H-6	82	0.43	17.48	0.45	1.49
G-1	67	0.33	17.11	0.66	2.28
G-2	43	0.20	17.17	0.66	2.41
T-1	55	0.37	17.43	0.58	1.50
T-2	26	0.37	17.66	0.58	0.71
T-3	28	0.88	19.05	0.58	0.35
T-4	52	1.74	22.24	0.58	0.38
T-5	37	1.54	21.90	0.58	0.30
S-1	91	0.42	18.28	0.54	2.14
S-2	34	0.45	18.06	0.54	0.73
S-3	68	1.64	21.88	0.54	0.49

た形状寸法比 (B 、 H_c 、 L 、との比、以下、 B/H を崩落危険岩体厚さ比、 H_c/H を切欠き高さ比、 L/H を進展亀裂出現深さ比) との関係について考察する。

実岩盤斜面に2次元極限平衡解析を適用する方法としては、解析に必要な形状寸法を、岩盤斜面の代表値として用いた。代表値としては、崩落危険岩体高さ H と厚さ B には最大値を、切欠き高さ H_c には実験条件の値を用いた。進展亀裂出現深さ L については、実斜面の代表断面図(図-5.2側面図)をみると分かるが、進展亀裂面が発生する位置を決定するのが難しい。また、解析適用の条件として示したように、崩落危険岩体の重心と切欠き先端との水平距離 X が、進展亀裂出現深さ L の3分の2以上であることが必要である。そこで、進展亀裂出現深さ L の簡易な設定方法として初期値を崩落危険岩体厚さ B の1/2を負とした値とし、浸食深さ Z を設定した場合には次の式を用いて求めた。

$$L = -B / 2 + Z \quad (5.7)$$

安定係数 N_s は、式(5.5)右辺の式を用いて各形状寸法比から求めることができる。表-5.4は、各遠心力模型実験の形状寸法と安定係数を示したもの(形状補正係数 ψ は1.0とする)である。形状補正係数 ψ を1.0とした安定係数を、以下、形状安定係数 N_{sm} と呼ぶ。

表-5.4 遠心力模型の形状寸法と形状安定係数一覧

実験No.	崩落危険 岩体厚さ B (m)	オーバーハ ング深さ L (m)	形状安定係数 N_{sm}	簡易安定係数 N_{sa}
K-1	5.90	3.05	0.14	0.44
K-2	5.90	3.05	0.10	0.34
K-3	5.90	3.05	0.08	0.23
K-4	5.90	0.65	0.08	0.46
K-5	5.90	2.15	0.09	0.37
K-6	4.55	3.73	0.17	0.36
K-7	6.18	2.91	0.09	0.33
H-1	1.84	-0.92	1.13	1.95
H-2	1.84	0.43	0.26	0.79
H-3	1.84	-0.32	0.43	1.18
H-4	1.84	-0.92	0.86	1.63
H-5	1.84	-0.92	0.65	1.30
H-6	2.48	-1.24	0.46	0.97
G-1	2.38	2.31	0.49	0.82
G-2	2.38	2.31	0.33	0.60
T-1	12.33	3.83	0.19	0.64
T-2	12.33	3.83	0.11	0.46
T-3	12.33	3.83	0.05	0.27
T-4	12.33	8.83	0.11	0.21
T-5	12.33	13.83	0.18	0.17
S-1	4.59	-2.30	0.75	1.44
S-2	4.59	-0.30	0.19	0.77
S-3	4.59	1.70	0.15	0.52

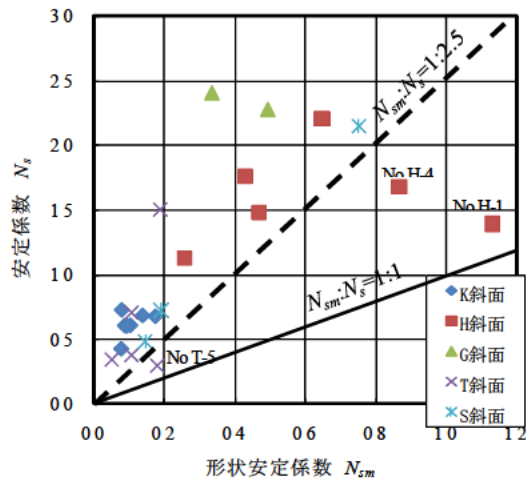


図-5.6 形状安定係数と安定係数

2) 形状補正係数の設定

図-5.6に安定係数 N_s と形状安定係数 N_{sm} の関係を示す。両者には、正の相関が認められるが、形状安定係数の方が小さく算出されている。形状安定係数が安定係数のほぼ下限値を通る直線式は、以下のようになる。

$$N_s = 2.5 \cdot N_{sm} = \frac{1}{0.4} N_{sm} \quad (5.8)$$

上式のように係数2.5を式(5.5)の形状補正係数（応力集中係数） ψ に換算すると逆数の $\psi=0.4$ が得られる。この値を式(5.5)右辺の式に代入して、岩盤斜面の形状寸法から安定係数 N_s が安全側の値として求められる。

形状安定係数が小さく算出された原因は、形状寸法として用いた岩盤斜面の代表値の取り方に起因すると考えられる。適当な各形状寸法の値を求める方法として、各値の平均値や最大値の1/3、1/4の値を用いたトライアル計算により、最も相関の良い組み合わせを求めることが考えられる。しかし、トライアル計算で求められた形状寸法の組み合わせには、妥当な値とする明確な根拠がない。実用的には、2次元極限平衡解析の岩盤斜面への利用法として、簡易に安定度の目安値を得ることが考えられる。

なお、図-5.6において $\psi=0.4$ とした場合（式(5.8)の値）に、H斜面の2点（H-1, H-4）とT斜面の1点（T-5）が危険側の値になる。T-5は、進展亀裂出現深さ L を極端に大きくしたケースであることから、形状寸法から求めた安定係数 N_s が最小値を示した以降の増加に転じた状態であることが推察される。H-1, H-4については、実験結果などに異常値がみられず、代表値とした形状寸法の決定方法が影響していると考えられる。H斜面は、他斜面と比較して崩落危険岩体高さ H_c と厚さ B が小さいという特徴があり、本解析法を高さ H_c と厚さ B が数メートルの小さい岩体に適用する場合には注意が必要と考える。

3) 簡易安定係数による評価

前述の $\psi=0.4$ として式(5.5)を用いる方法でも比較的簡易に安定度を評価できるが、さらに簡略化して岩盤斜面の安定度を評価する方法を検討した。各形状寸法と形状安定係数 N_{sm} の関係では、切欠き高さ H_c は正の比例関係に、崩落危険岩体厚さ B と進展亀裂出現深さ L （進展亀裂出現深さ L が切欠き先端位置より深い場合は、正の値になる）は反比例の関係にあることが想定できる。そこで、形状から求める安定係数を簡易な係数 N_{sa} （以下、簡易安定係数）として以下の式のように仮定した。

$$N_{sa} = \frac{\tilde{H}_c}{\tilde{B} + \tilde{L}} \quad (5.9)$$

ここに、 N_{sa} ：簡易安定係数

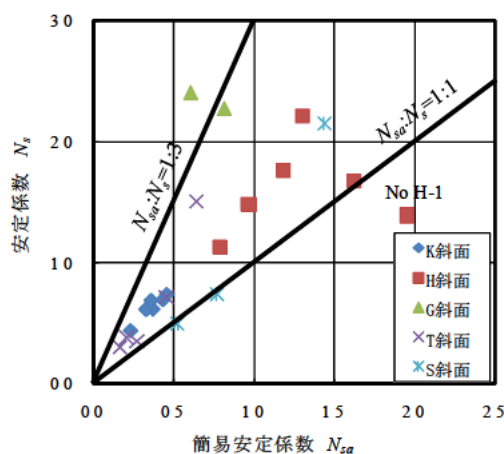


図-5.7 簡易安定係数と安定係数

図-5.7に式(5.9)による簡易安定係数 N_{sa} と安定係数 N_s の関係を示す。安定係数 N_s は簡易形状係数 N_{sa} の概ね1~3倍の値になっており、簡易安定係数 N_{sa} が安全側の値を示していることが分かる。

なお、ここでは全ての対象斜面で現状の進展亀裂出現深さ L の決定が困難であったために式(5.7)を用いて算出した。式(5.9)は、1次式であることから崩落危険岩体高さ H で正規化しない値を用いても同様であり、これに式(5.7)を代入すると以下ようになる。

$$N_{sa} = \frac{H_c}{B/2 + Z} \quad (5.10)$$

さらに浸食深さ Z が0の場合は、以下のように簡単な式で表すことができる。

$$N_{sa} = \frac{2H_c}{B} \quad (5.11)$$

現場条件によっては安定度評価の精度が悪くなることが予想されるが、現状の安定度の目安値として利用できる可能性があると考えられる。なお、進展亀裂出現深さ L を明確に決定できるような岩盤斜面では、その値を用いるのが妥当であろう。

5.6 適用例

崩落危険岩体の各形状寸法を設定して前出の式(5.5)右辺あるいは式(5.9)により安定係数を求め、引張強さと単位体積重量を設定して式(5.2)より岩盤斜面の安全率を求めることにより、簡単に岩盤斜面の安定度を評価できる。ここでは、さらに各形状寸法を指標とした安定係数との関係を用いて、安定度を評価する方法を示す。

1) $\psi=0.4$ とした形状寸法から求める安定係数

形状寸法比と安定係数の関係を本論で用いた実岩盤斜面の1例としてK斜面に適用して示す。図-5.8~5.10に各形状寸法比と安定係数 N_s (形状補正係数 $\psi=0.4$) の関係曲線を示す。同図には、遠心力模型実験より求めた安定係数も示した。形状寸法比から求めた安定係数 N_s は、遠心力模型実験より求めたものより小さい値、換言すると安全側の値を示している。このことから形状寸法比から求めた安定係数 N_s は、簡易な安定度の目安値として適用可能であることが推察される。

これらの図表の一般的な作成と利用方法を示すと、岩盤斜面の引張強さ σ_t と単位体積重量 γ および崩落危険岩体高さ H を地質調査や地形測量により求め、式(5.1) (ただし、 $(\bar{\sigma}_t = \sigma_t)$ とする。)を用いて安定係数 N_s を計算する。同時に前出の図と同様に、地形測量から求めた岩盤斜面の形状寸法 B 、 H_c 、 L のいずれか2形状寸法を固定して、式(5.5)により1形状寸法比と形状寸法比から求めた安定係数の関係図表を作成する。進展亀裂出現深さ L が形状から決定できない場合には(5.7)式より算出し、決定できる場合にはその値を用いる。

次に、各図表に式(5.1)より求めた安定係数 N_s を通るX軸に平行な直線を引き、各形状寸法比と安定係数の関係曲線との交点を求める。(図中では仮に $N_s=0.4$ として示した。) 交点のX軸の値から限界の切欠き高さ H_c や進展亀裂

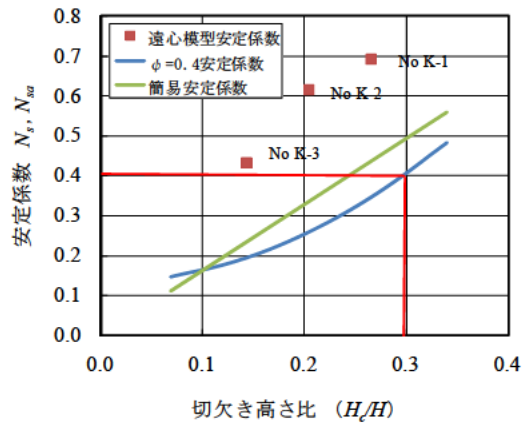


図-5.8 実岩盤斜面の切欠き高さ比と安定係数
($L=3.05\text{ m}$, $B=5.90\text{ m}$ 固定)

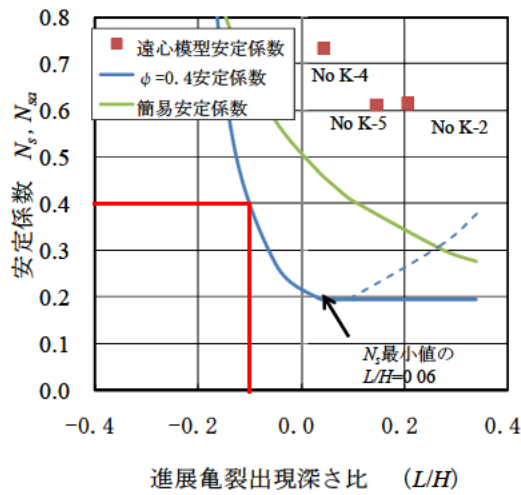


図-5.9 実岩盤斜面の進展亀裂出現深さ比と安定係数
($B=5.90\text{ m}$, $Hc=3.00\text{ m}$ 固定)

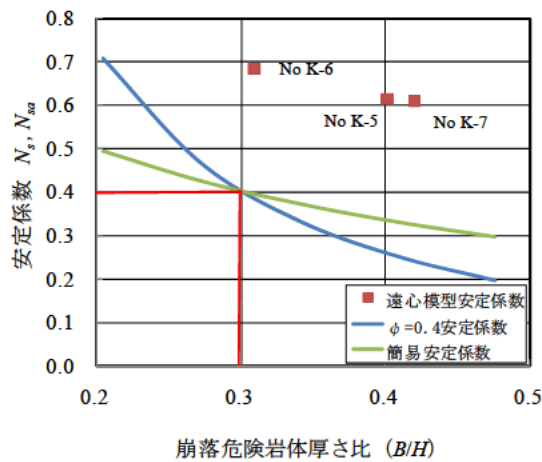


図-5.10 実岩盤斜面の崩落危険岩体厚さ比と安定係数
($Hc=3.00\text{ m}$, $L=3.05\text{ m}$ 固定)

出現深さ L 、崩落危険岩体厚さ B を求める。進展亀裂出現深さ L については、その形状寸法比をプラス側に増加させると安定係数 N_s が最小値を示すところがあるので、この最小値を示した進展亀裂出現深さ L_{min} 以降に対する安定係数 N_s には、最小値の一定値を用いる。

これらの限界値と現状で想定される値、あるいは将来予想される浸食による進展亀裂出現深さ L や背面亀裂の進展に伴う切欠き高さ H_c 等を比較検討して安定度を簡易判定する。また、強度低下が予想される場合は、引張強さを低減して式(5.1)より安定係数 N_s を求め、上記と同様に各形状寸法の限界値と現状や将来の想定値を比較する。なお、各限界値による判定では、切欠き高さ H_c は限界値以下が危険となり、進展亀裂出現深さ L および崩落危険岩体厚さ B は限界値以上が危険となる。

2) 簡易安定係数 N_{sa} を用いる方法

さらに簡易な評価法として、簡易な計測により崩落危険岩体厚さ B や切欠き高さ H_c 、進展亀裂出現深さ L および崩落危険岩体高さ H を求め、式(5.9)より簡易安定係数 N_{sa} を計算して安定係数 N_s とし、岩盤斜面の構成岩種から引張強さ σ_t と単位体積重量 γ の代表的な値を式(5.2)に代入して岩盤斜面の安全率を求めることができる。図—5.8~5.10には、前項と同様の形状寸法を用いてこの関係についても示している。簡易安定係数 N_{sa} は、進展亀裂出現深さ L の關係に前述の $\psi=0.4$ とした安定係数 N_s に比べて遠心力模型実験から求めた実測値に近い値を示しているが、その他は近似した曲線が得られ、いずれも実測値に対して安全側の値になっていることがわかる。

これらの方法により対象岩盤斜面が危険と評価された場合には、遠心力模型実験による岩盤斜面の安定度評価法や3次元解析を用いた評価法を用いて詳細検討する。

5. 7 まとめ

実岩盤斜面を対象とした遠心力模型実験結果をもとに、スラビング崩壊に対する岩盤斜面の簡易安定度評価法について検討した。得られた結果を以下に記す。

- 1) 実岩盤斜面に2次元極限平衡解析を適用する方法として、安全率を求めるための安定係数 N_s の算出法を考案した。安定係数 N_s は、代表形状寸法として崩落危険岩体高さ H と厚さ B には最大値を、切欠き高さ H_c には推定値を、進展亀裂出現深さ L には初期値として崩落危険岩体厚さ B の1/2を負とした値を、形状補正係数（応力集中係数） ψ には $\psi=0.4$ を用いることにより、以下の式で表される。

$$N_s = \frac{\tilde{H}_c^2 + \tilde{L}^2}{\psi(3\tilde{B}^2 + 4\tilde{B}\tilde{L} + \tilde{H}_c\tilde{L}^2)}$$

$$\tilde{B} = B/H, \quad \tilde{H}_c = H_c/H, \quad \tilde{L} = L/H$$

- 2) さらに安定係数 N_s を簡便かつ定量的に求める方法を考案した。簡易安定係数 N_{sa} は、上述した代表形状寸法を用いて以下の式で表される。

$$N_{sa} = \frac{\tilde{H}_c}{\tilde{B} + \tilde{L}}$$

これらの安定係数は、遠心力模型実験結果より求めた安定係数に対して安全側の値を示す。考案した安定係数を利用して、岩盤斜面の簡易な安定度評価法を適用例として示した。

参考文献

- 1) 日下部祐基, 伊東佳彦, 表真也, 三浦均也: 遠心力模型実験と2次元極限平衡解析による岩盤斜面崩落の簡易安定度評価法の研究, 寒地土木研究所月報, No.679, pp19-29, 2009.
- 2) 土木学会: 岩盤斜面の安定解析と計測, pp.3-7, 社団法人土木学会, 1994.
- 3) 平野勇, 松岡俊文, 山田泰広, 石川慶彦: 新第三紀火山砕屑岩におけるキャップロック型スラビング崩壊に関する検討, 土木学会, 第34回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, pp.231-236, 2005.
- 4) 日下部祐基, 三浦均也, 伊東佳彦, 石川博之, 表真也: 切欠きを有する岩盤模型を用いた遠心力模型実験による危険度評価法適用例, 平成20年度土木学会北海道支部 論文報告集, 第65号, C-5, 2009.
- 5) 日下部祐基, 伊東佳彦, 石川博之, 表真也, 三浦均也: 遠心力模型実験による切欠きを有する岩盤斜面の安全率評価事例, 寒地土木研究所月報, No.668, pp31-35, 2009.
- 6) 日下部祐基, 三浦均也, 伊東佳彦, 石川博之, 表真也: 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, 土木学会 第38回岩盤力学シンポジウム講演集, pp.178-183, 2009.
- 7) 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. 安定度評価に用いる3次元極限平衡解析ソフトの開発¹⁾

6. 1 本章の要旨

前章では、実岩盤斜面を対象に実施した遠心力模型実験結果をもとに、背面亀裂やオーバーハングの深さ、岩体の引張強さなどを指標とした2次元極限平衡解析による簡易安定度評価法を提案した。

2次元極限平衡解析による簡易安定度評価法は、崩落危険岩体を含む岩盤斜面の代表1断面を用いて安定度を求め、実岩盤斜面の3次元形状を再現した遠心力模型実験から求めた安定度と比較して、差異を形状補正係数という値で補正したものである。この補正係数は、過去遠心力模型実験が行われた5斜面のデータを用いて統計学的に求めたものであることから、得られた安定度は概略的な目安値である。この段階で危険と判定された岩盤斜面については、さらに3次元的な形状を考慮した詳細検討が必要である。しかし、現在までに3次元解析を簡単に実施する方法は、構築されていなかった。今回、詳細検討の方法として簡便な3次元極限平衡解析のソフトを作成したので報告する。

6. 2 解析対象と実験条件

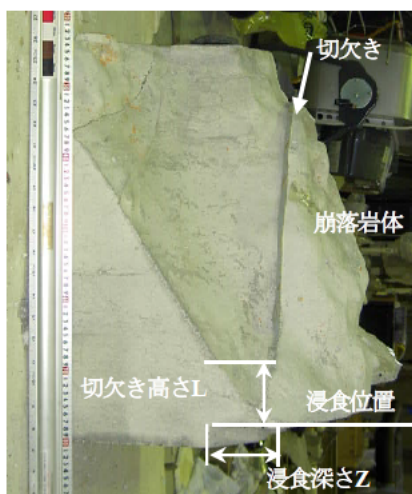
評価対象とした岩盤斜面の崩落形態、および解析に用いたデータは、前章の2次元極限平衡解析と同様にスラビング崩壊を対象とした5岩盤斜面の遠心力模型実験データである。したがって、実験条件についても前章5. 3と同様である。写真—6. 1には、模型岩盤の代表例としてK斜面の平面、正面、側面写真を示す。これの寸法図として図—6. 1～6. 5に、解析で用いた各岩盤斜面の代表ケースの三面図を示す。



平面写真



正面写真



側面写真

写真-6.1 代表断面写真 (K斜面)

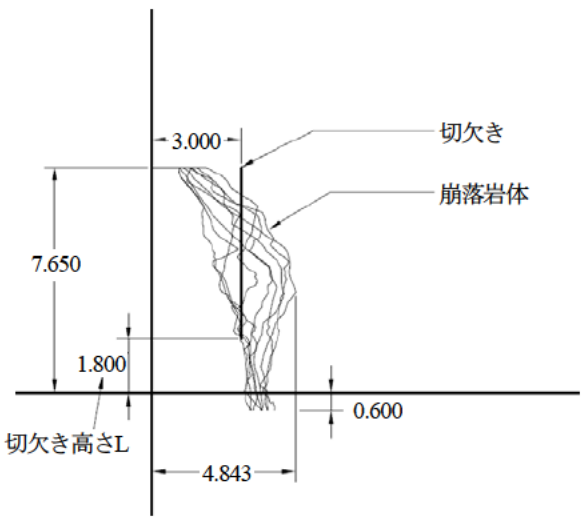
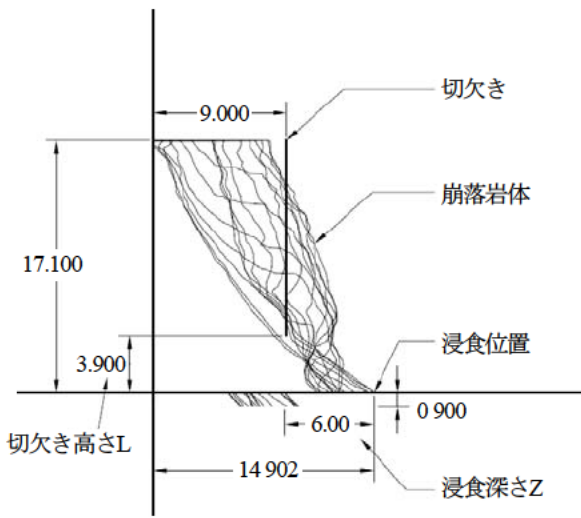
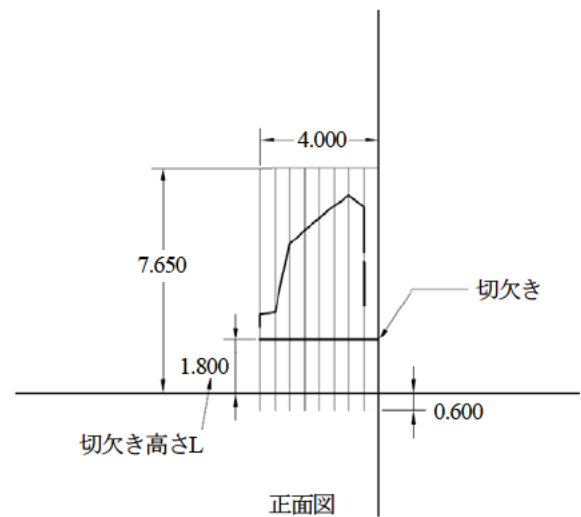
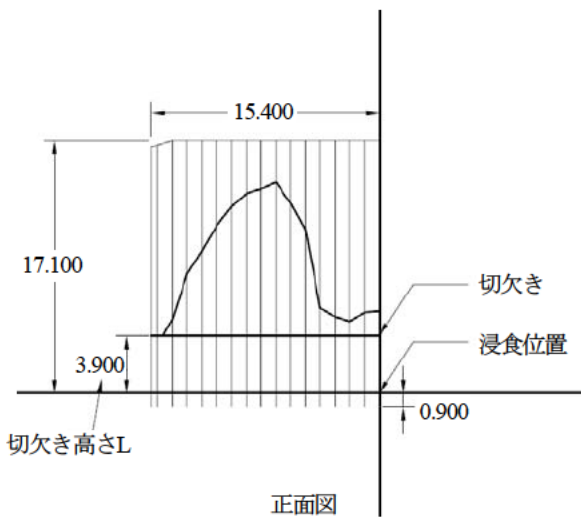
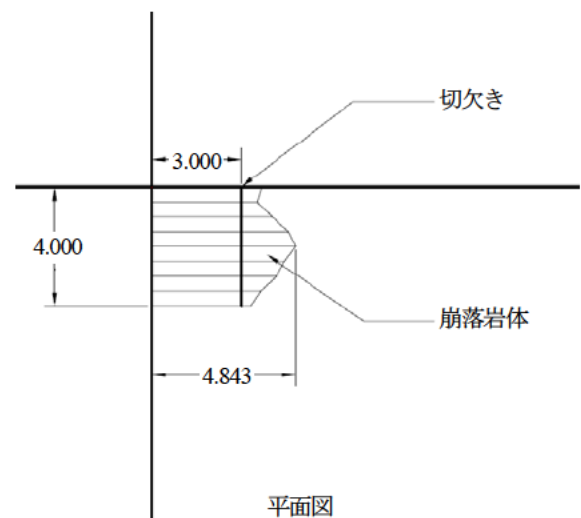
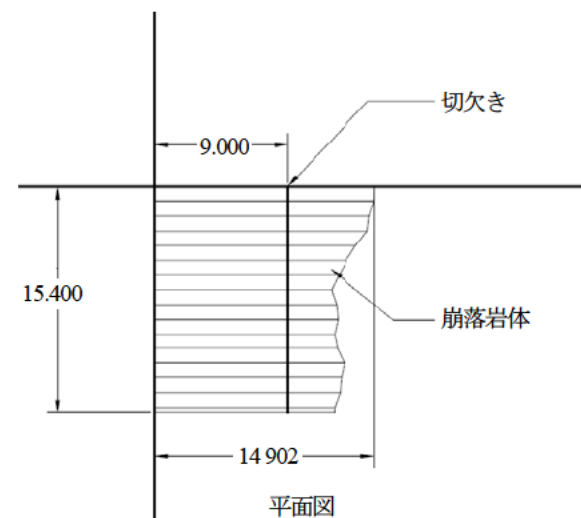


図-6.1 代表断面図 (K斜面, No.K-1)

図-6.2 代表断面図 (H斜面, No.H-1)

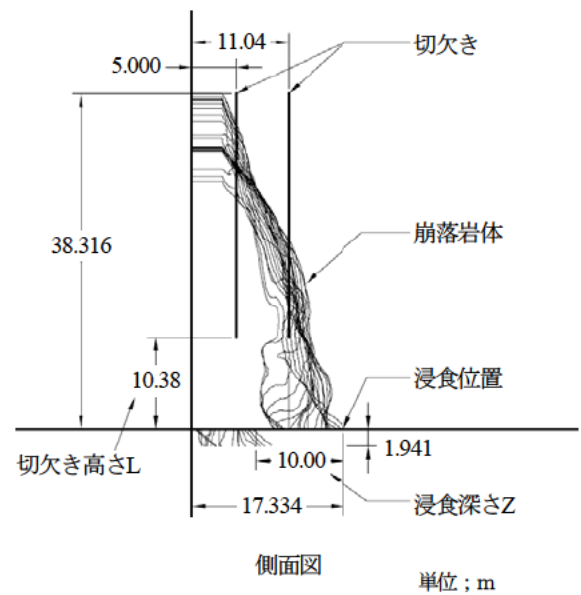
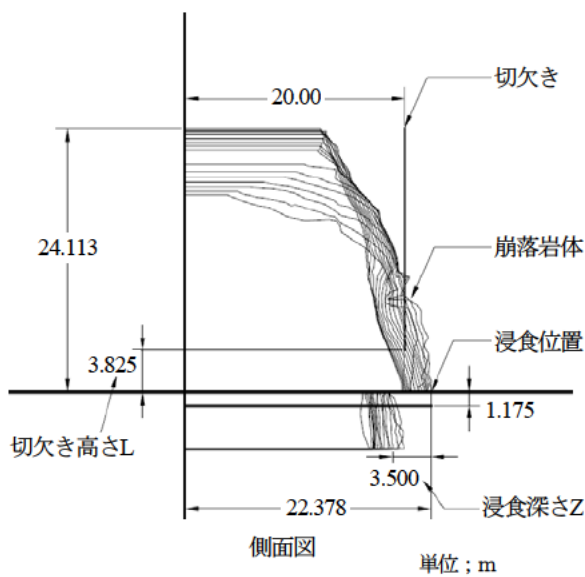
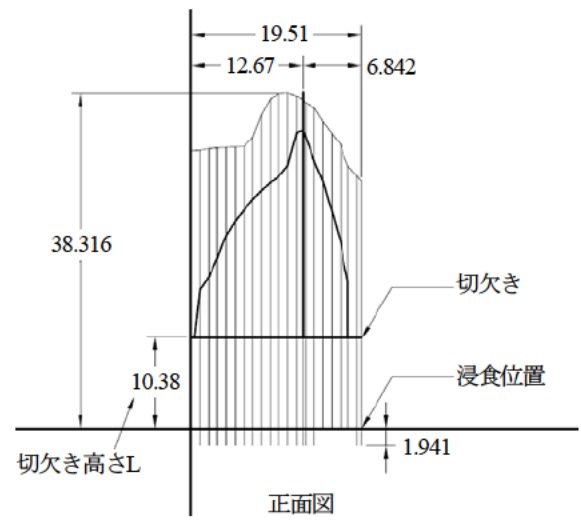
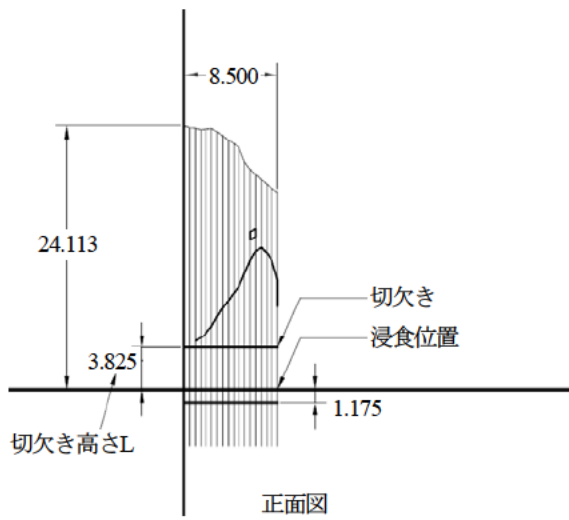
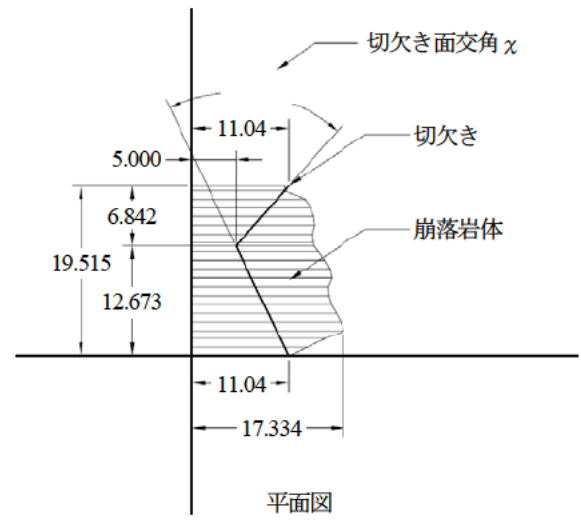
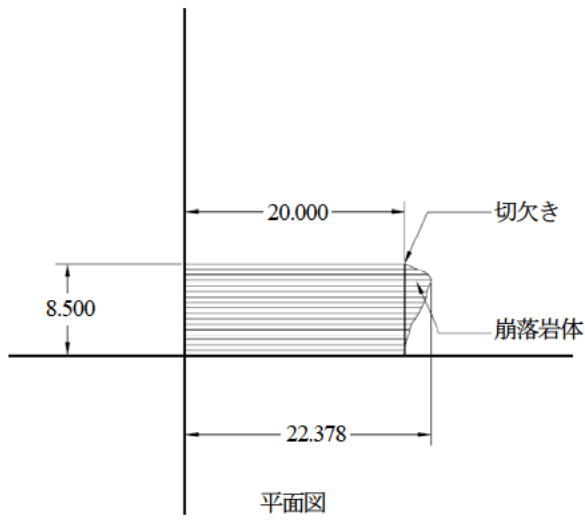


図-6.3 代表断面図 (G斜面, No.G-1)

図-6.4 代表断面図 (T斜面, No.T-1)

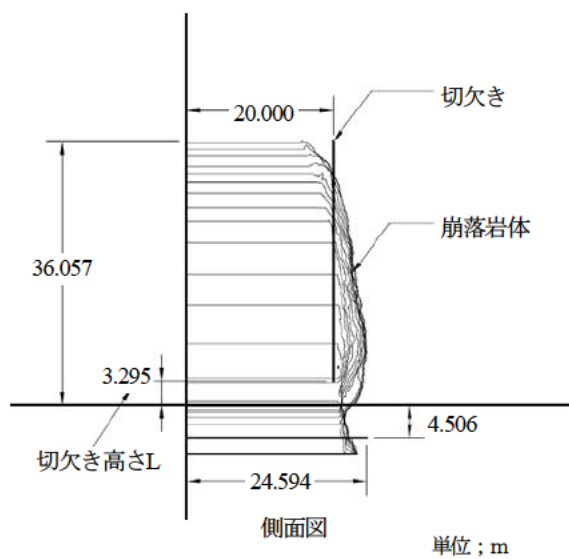
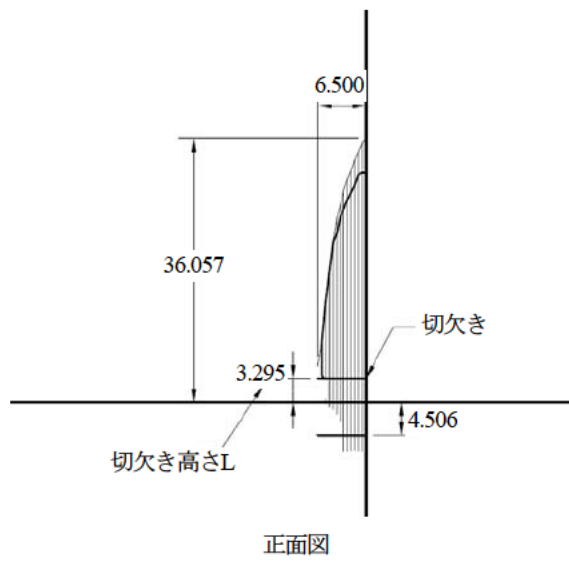
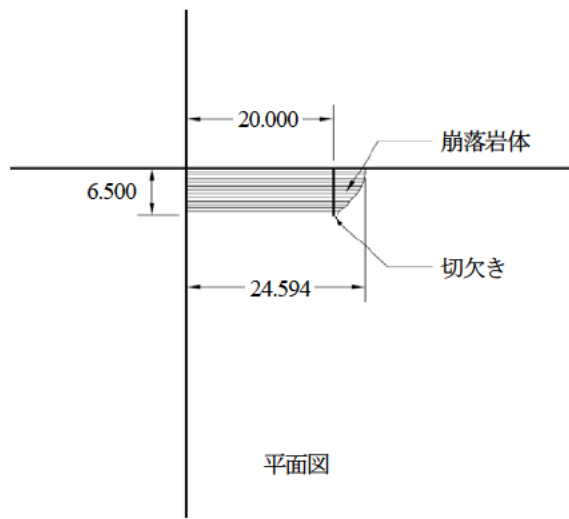
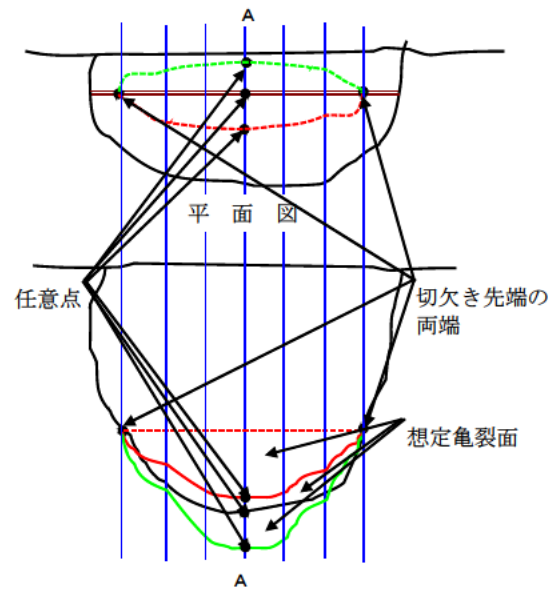


図-6.5 代表断面図 (S斜面, No.S-1)



正面図

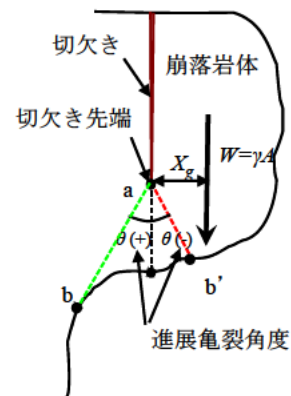


図-6.6 3次元極限平衡解析概念図

6. 3 検討に用いた3次元極限平衡解析

1) 極限平行解析の概要

岩盤斜面の極限平衡解析としては、平面すべりやくさびすべりを対象とした3次元解析²⁾があるが、これらはせん断破壊を条件とした解析であり、本研究で対象としている引張破壊を伴うスラビング崩壊には適用できない。ここでは、図-6.6に示すように崩落危険岩体を切欠き面（切欠き面が2面以上の場合は両端を結んだ直線）に垂直に分割して、各ブロックの起動モーメント M_d および抵抗モーメント M_r を累計し、その比 (M_r/M_d) を岩盤安全率とする回転モーメントの釣り合いによる解析法を用いた。起動モーメント M_d と抵抗モーメント M_r を求める式を以下に示す。

図-6.6の断面図において、崩落時に発生する進展亀裂面（例えば線ab）に外部から垂直方向の力 N_w とモーメント M_w が作用している。これらは以下の式で表される。

$$N_w = W \cdot \sin \theta \quad (6.1)$$

$$M_w = W \cdot X_g \quad (6.2)$$

ここに、 W ：崩落岩体の重量(N)

θ ：進展亀裂の鉛直方向からの角度、時計回りを正とする(°)

X_g ：切欠き先端の点aから崩落岩体の重心までの距離(m)

進展亀裂面に作用する垂直応力とせん断応力の合力を図-6.7に示すように N 、 T とすると、その合力 N とそれによる点a回りのモーメント M は、以下のように求められる。

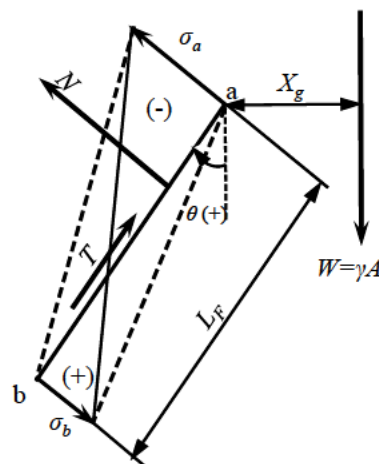


図-6.7 進展亀裂面の応力分布概念図

$$N = -\frac{1}{2}(\sigma_a + \sigma_b)L_F \quad (6.3)$$

$$M = \frac{1}{6}\sigma_a L_F^2 + \frac{1}{3}\sigma_b L_F^2 \quad (6.4)$$

ここに、 σ_a 、 σ_b ：点a、bに作用する垂直応力(N/m²)

L_F ：進展亀裂面の長さ(m)

極限平衡状態において $N_w=N$ 、 $M_w=M$ として σ_a について解くと以下の式が求められる。

$$\sigma_a = -\frac{6W}{L_F^2}(X_g + \frac{2}{3}L_F \cdot \sin \theta) \quad (6.5)$$

この極限平衡状態において、切欠き先端点aの引張応力 σ_a と引張強さ σ_t が等しくなったときに岩体の崩落が発生すると考えるので、上式は以下のようなになる。

$$\sigma_a = -\sigma_t \quad (6.6)$$

$$\frac{L_F^2}{6}\sigma_t = W(X_g + \frac{2}{3}L_F \cdot \sin \theta) \quad (6.7)$$

上式において、右辺が起動モーメント M_d 、左辺が抵抗モーメント M_r になる。

$$M_d = W(X_g + \frac{2}{3}L_F \cdot \sin \theta) \quad (6.8)$$

$$M_r = \frac{L_F^2}{6}\sigma_t \quad (6.9)$$

岩盤安全率 F_s は、等間隔で分割されている場合には単純に各段面 (n 分割した断面) の起動モーメント M_{di} と抵抗モーメント M_{ri} をそれぞれ累計して以下の式により求められる。

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^n M_{ri}}{\sum_{i=1}^n M_{di}} \quad (6.10)$$

なお、後述する解析ソフトは、各断面間距離を乗じることで分割が等間隔でない場合にも対応している。

2) 岩盤安全率算出法

岩盤安全率の最小値を求める方法としては、以下の2種類の方法を用いた。

(1) 想定亀裂面法

崩落面を切欠き先端の両端と崩落危険岩体表面の任意点を通る面として岩盤安全率を計算し、任意点を変化させて最小になる岩盤安全率を求める方法 (以下、想定亀裂面法) である。



写真-6.2 実験後の破壊亀裂面 (実験No.K-2)

(2) 最小亀裂角法

崩落危険岩体を分割したときの分割断面毎に、切欠き先端から発生する亀裂の進展角度 θ を変化させて岩盤安全率を計算して、各分割断面の最小岩盤安全率になる起動モーメントと抵抗モーメントを求めて累計し、最小になる岩盤安全率を求める方法（以下、最小亀裂角法）である。

遠心力模型実験による岩盤模型の崩落状況の観察結果では、1例として写真-6.2に示すように崩落面が凹凸の少ない曲面になっていることから、想定亀裂面法の条件に近似していると推測された。

なお、解析ソフトでは、各分割断面の崩落岩体面積 A および重心位置 X_g は、地積測量などで用いられる座標上の多角形の面積と重心が得られる下記の式より求める。

$$A = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^n (X_i Y_{i+1} - X_{i+1} Y_i) \quad (6.11)$$

$$X_g = \left(\frac{1}{6A} \sum_{i=1}^n (X_i Y_{i+1} - X_{i+1} Y_i) (X_{i+1} + X_i) \right) - X_a \quad (6.12)$$

ここに、 X_a ：点aのX座標値

6. 4 実験結果と考察

1) 想定亀裂面法と最小亀裂角法および実測安全率との比較

3次元極限平衡解析により遠心力模型実験で用いた条件の岩盤安全率を求め、実験結果と比較して岩盤斜面の安定度評価法を検討する。表-6.1に遠心力模型実験結果から求めた岩盤斜面安全率 F_{sm} （以下、実測安全率と呼ぶ：崩落加速度 n_f と模型縮尺の分母 n との比、 $F_{sm}=n_f/n$ ）と3次元極限平衡解析による計算安全率を示す。図-6.8に岩盤の実測安全率と想定亀裂面法および最小亀裂角法から求めた計算安全率の関係を示す。全体的な傾向としては、想定亀裂面法よりも最小亀裂角法により相関がみられ、想定亀裂面法の岩盤安全率が大きく算出されている。

表-6.1 崩落加速度および実験後供試体の室内試験結果表

実験No.	岩盤模型の引張強度 σ_t (MN/m ²)	岩盤模型の単位体積重量 γ_t (kN/m ³)	崩落加速度 n_f (G)	模型縮尺 1/n	実測安全率 F_{sm}	想定亀裂面法安全率 F_{sa}	最小亀裂角法安全率 F_{sb}
K-1	0.53	17.64	42	30	1.4	3.0	1.8
K-2	0.47	17.92	33	30	1.1	1.6	1.2
K-3	0.47	17.68	24	30	0.8	0.8	0.7
K-4	0.53	17.58	45	30	1.5		2.0
K-5	0.86	19.04	56	30	1.9	5.2	2.1
K-6	0.55	18.13	42	30	1.4	1.3	1.4
K-7	0.60	17.65	42	30	1.4	1.6	1.3
H-1	0.39	17.86	68	15	4.6	7.1	7.1
H-2	0.37	17.83	53	15	3.5	3.6	3.0
H-3	0.35	17.86	77	15	5.2	6.3	5.1
H-4	0.32	17.65	68	15	4.6	4.1	5.6
H-5	0.33	17.93	91	15	6.1	3.4	4.3
H-6	0.43	17.48	82	15	5.5	2.3	2.8
G-1	0.33	17.11	67	20	3.3	3.8	3.1
G-2	0.20	17.17	43	20	2.1	1.4	1.3
T-1	0.37	17.43	55	60	0.9	1.4	0.8
T-2	0.37	17.66	26	60	0.4	0.7	0.5
T-3	0.88	19.05	28	60	0.5	0.6	0.4
T-4	1.74	22.24	52	60	0.9	0.8	0.7
T-5	1.54	21.90	37	60	0.6	0.7	0.7
S-1	0.42	18.28	91	60	1.5	1.4	1.1
S-2	0.45	18.06	34	60	0.6	0.5	0.4
S-3	1.64	21.88	68	60	1.1	1.0	0.9

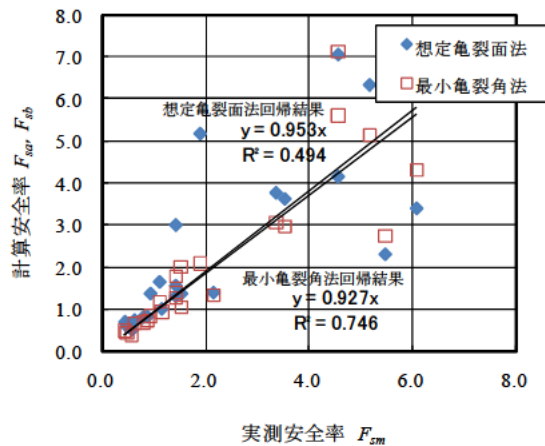


図-6.8 岩盤の実測安全率と計算安全率

最小亀裂角法により相関がみられた理由としては、遠心力模型実験で生じた岩盤模型の崩落面が、最小亀裂角法の計算条件に近似したことが考えられる。図-6.9に、代表例として実験No.K-1の岩盤模型側面からの距離と亀裂の進展角度の関係を示す。図中の実験値とは、遠心力模型実験終了後の岩盤模型において、岩盤模型側面から任意距離（測点）の切欠き先端とその下部に発生した亀裂面の端部を結んだ直線と水平面との角度である。想定亀裂面法では、分割した任意の1断面でも新たに発生する亀裂が岩盤斜面の深部に向かい、表面に現れない場合にはその

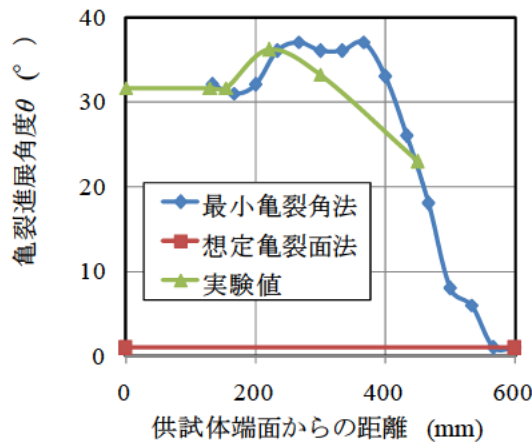


図-6.9 亀裂進展角の分布比較図

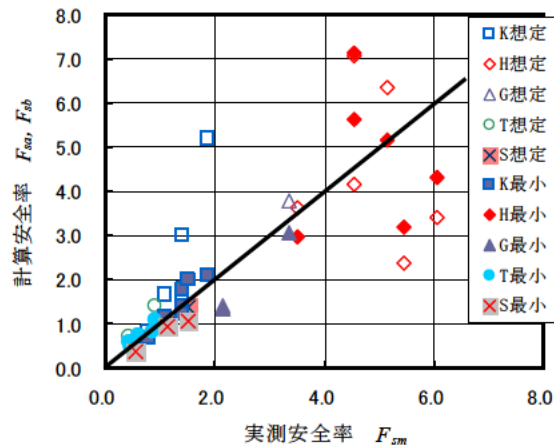


図-6.10 岩盤斜面別の実測安全率と計算安全率

亀裂面は計算の対象外になる。この実験ケースでは、全ての断面で亀裂が表面に現れる亀裂進展角度は、 $\theta=1^\circ$ になった。最小亀裂角法では、各分割面において最小岩盤安全率になる亀裂進展角度が求められるが、実験値が得られている範囲で、傾向、値ともよい一致がみられる。

実測安全率との比較では、最小亀裂角法による計算安全率との相関係数が0.746の高い相関性を示し、同法を用いた3次元極限平衡解析は、岩盤斜面の安定度評価法として有効であることが示唆される。ただし、現状の計算精度を考慮すると、実用的には両方の計算安全率を求めて小さい方の安全率を採用することが妥当と考える。

2) 岩盤斜面別実測安全率と計算安全率との比較

図-6.10に、岩盤斜面別の実測安全率と計算安全率の関係を示す。岩盤斜面別にみると、H斜面の全体とK斜面の想定亀裂面法が実測安全率に対してばらついていることが分かる。H斜面については、前章の2次元極限平衡解析でもバラツキがみられ、他の斜面と比べて形状寸法が数メートルの小さい値の斜面であることが起因したと推測される。K斜面の想定亀裂面法にバラツキがみられた原因は、前述の図-6.9に示した実験値と計算値での亀裂面位置の違いによるものと推察される。

なお、前章の2次元極限平衡解析で示したが、岩盤崩落に伴う新たな亀裂の伸展には、破壊力学による亀裂先端

の応力集中³⁾を考慮する必要があることが推測される。応力集中が生じた場合には、実測安全率が計算安全率よりも小さくなる。しかし、図-6.10をみるとばらつきがみられるH斜面を除くと、実測安全率と計算安全率の関係がほぼ1:1の関係にあることから、今回の結果には応力集中の影響が認められない。応力集中については、切欠き先端の形状が影響することから、遠心力模型実験に用いる岩盤模型の切欠き設置方法を含めて今後の検討課題と考える。

6. 5 岩盤斜面の3次元極限平衡解析ソフト

解析ソフトは、想定亀裂面法と最小亀裂角法を別々に作成した。岩盤斜面の3次元極限平衡解析ソフトのフローを図-6.11に示す。各解析ソフトの違いとしては、安全率算出処理において想定亀裂面法では各想定亀裂面での岩盤安全率を計算して最小となる安全率を抽出するのに対して、最小亀裂角法では断面毎に最小安全率になる抵抗モーメントと起動モーメントを求めてそれぞれの合計を除して最小安全率とすることになる。また、最小亀裂角法

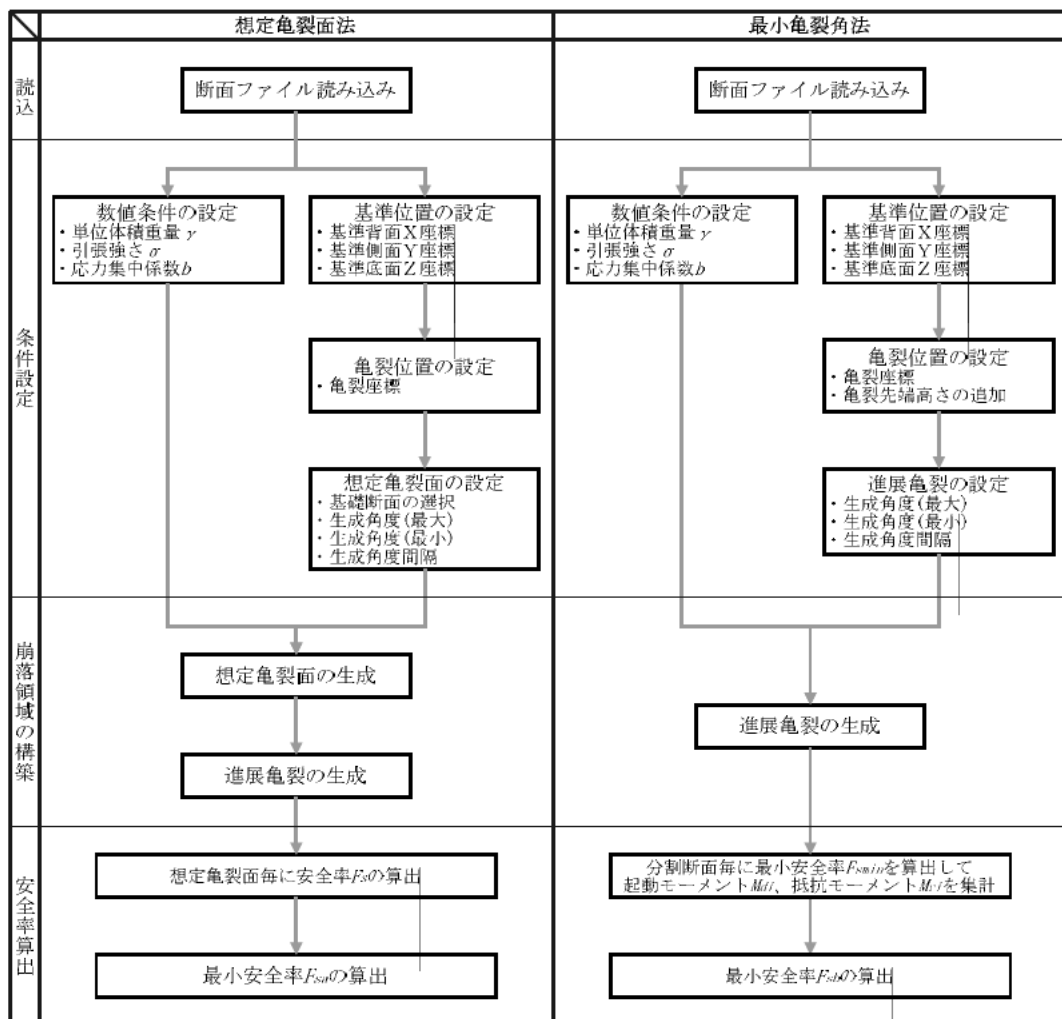


図-6.11 岩盤斜面解析ソフトフロー図

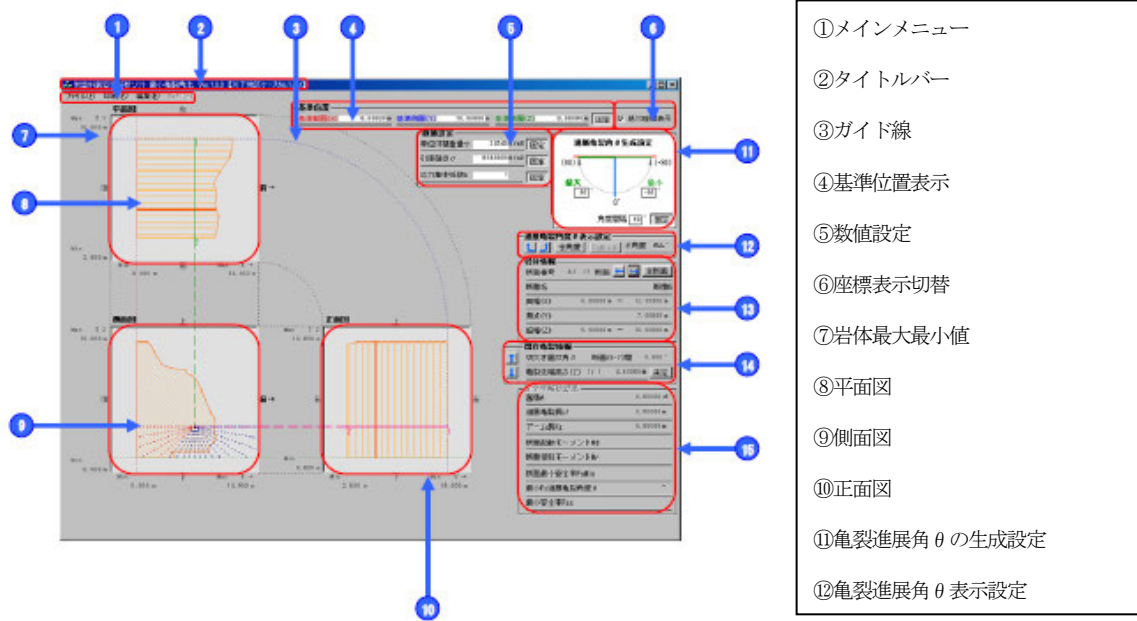


図-6.12 岩盤斜面の3次元極限平衡解析ソフトのメイン画面（最小亀裂角法）

のソフトには、亀裂先端高さを複数入力して岩盤安全率との関係図を作成する機能や、浸食部位を作成する機能などが追加されている。

図-6.12に、1例として最小亀裂角法の解析ソフトのメイン画面を示す。この画面より岩盤斜面の各種定数や計算条件を入力する。表-6.2に、最小亀裂角法による解析結果の出力例を示す。解析結果はエクセルファイルにより出力されるので、手入力により計算条件を変更して再計算することが可能である。解析ソフトの動作環境は、日本語版Windows XP (SP3)を基本OSとし、その他にMicrosoft Excel 2003のソフトウェアが必要である。

本解析ソフトは、マニュアルと一緒に当研究所防災地質チームの下記ホームページで公開している。また、岩盤地形データから解析に用いる断面を作成する岩盤断面作成編集ソフトも同時公開している。

<http://chishitsu.ceri.go.jp/>

6. 6 まとめと今後の課題

岩盤斜面の安定度を詳細に検討する方法として、3次元極限平衡解析による方法を検討した。その結果をまとめると次のとおりである。

- 1) 岩盤斜面崩落の3次元極限平衡解析結果と遠心力模型実験結果とに相関がみられ、特に分割断面毎に最小安全率を求めて計算する最小亀裂角法に良い相関が認められた。
- 2) 現状の計算精度を考慮すると、3次元極限平衡解析を岩盤斜面に適用するにあたっては、想定亀裂面法および最小亀裂角法の両方で計算して、小さい方の安全率を採用することが妥当と考える。

参考文献

- 1) 日下部祐基, 伊東佳彦, 表真也, 三浦均也 : オーバーハングを有する岩盤斜面の安定性評価のための3次元極限平衡解析ソフトの開発, 寒地土木研究所月報, No.681, pp21-32, 2010. : 月報No. 681 (2010年2月)
- 2) 土木学会 : 岩盤斜面の安定解析と計測, pp27-92, 1994.
- 3) 岡村弘之 : 破壊力学と材料強度講座 1 線形破壊力学入門, 倍風館, pp15-30, 1976.

7. あとがき

豊浜トンネル崩落事故を受けて北海道開発局では、全道の岩盤斜面の一斉防災点検を行い、危険斜面の抽出と防災対策の検討を行った。そこで計画された防災対策として挙げられた対策工は、ほとんどが岩切工であったと認識している。これは、岩盤斜面の安定度を定量的に評価できないことが多少なりとも原因にあったと考える。斜面高が高く急崖でオーバーハングしているような岩盤斜面は、誰が見ても危険に思うが、どのくらい危険かを定量的に示すことは難しい。このことが結果的に、危険な岩体は除去すればよいということになったと思われる。本論文で提案した各種評価法は、岩盤斜面の安定度を定量的に評価するものであり、今後の岩盤斜面の危険度評価や防災対策を計画・実施する上で有意義なものとする。

謝辞: 実斜面を対象として遠心力模型実験の機会を与えていただいた国土交通省北海道開発局の関係各位には、ここに深く感謝の意を表します。

土木研究所資料
TECHNICAL NOTE of P.W.R.I.
No.4195 April 2011

編集・発行 ©独立行政法人土木研究所

本資料の転載・複写の問い合わせは

独立行政法人土木研究所
寒地土木研究所 寒地技術推進室
〒062-8602 北海道札幌市豊平区平岸1条3丁目1番34号 電話 011-590-4046