

2.4 劣化過程を考慮した大規模岩盤斜面の評価・管理手法に関する研究

研究予算：運営費交付金（一般勘定）

研究期間：平 23～平 27

担当チーム：寒地基礎技術研究グループ（防災地質）

研究担当者：倉橋稔幸、日下部祐基、矢島良紀、角田富士夫

【要旨】

北海道のような積雪寒冷地では、凍結融解の物理的風化により岩盤面内部の亀裂等の不連続面が進展・連結し力学上の弱面となり、岩盤崩壊が発生している。本研究ではオーバーハングした崩落の発生形態をもつ岩盤斜面を対象として、遠心力模型実験、FEM 解析、極限平衡法による解析、凍結融解の室内岩石試験等を実施し、岩盤強度の劣化過程や岩盤内の引張破壊による亀裂進展の過程を明らかにした。また、凍結融解に伴う岩盤強度低下の近似と、極限平衡法による岩盤斜面の安全率計算から、岩盤斜面の長期的な安全率変化を安定性能曲線として示し、凍結融解による劣化を考慮した岩盤斜面の安定性評価方法を提案した。これにより将来における岩盤斜面の安定性の予測と、計画的な岩盤斜面を評価・管理を可能とした。

キーワード：岩盤崩壊、凍結融解、安定性能曲線、極限平衡法、遠心力模型実験

1. はじめに

北海道では、平成 8 年の豊浜トンネル崩落事故¹⁾、平成 9 年の第 2 白糸トンネル崩落事故²⁾以降も、平成 13 年の北見北陽崩落³⁾や平成 16 年のえりも町斜面崩壊⁴⁾など大規模な岩盤崩壊が発生し、これら斜面災害は国民の生命・財産を奪い道路の不通等で利用者に不便を強いるとともに、道路の復旧や防災対策などに多額の費用がかかるなど、社会的課題となっている。このため、安全な道路交通環境の維持・保全のために岩盤斜面評価のより一層の精度向上をはかることが求められている。

これら災害の事故調査報告書¹⁻⁴⁾では付加体や断層等の地質構造に由来した亀裂が地震による震動、凍結による氷結力、気温変化による岩盤の膨張と収縮、降雨および融雪による亀裂沿いの間隙水圧等を誘因として、岩盤面内部の亀裂等の不連続面が進展・連結し力学上の弱面となり、岩盤崩壊を発生させたと考えられている。このような経年の岩盤劣化に伴い斜面の安定性も低下することが予想されるので、沖村(2012)は岩盤斜面の安定性能曲線を用いて岩盤斜面の安定性を長期的に予測することを提案している⁵⁾。しかし、それには経年の岩盤劣化による強度を予測できなければならない。凍結融解の繰り返しは岩盤を物理的に風化させ、岩盤斜面の強度低下等の物性を低下させ劣化させることが知られているが⁶⁾、比較的温暖な道南や本州と、極寒地である道北や道東に

位置する岩盤では、凍結温度や凍結融解の回数等の条件の違いにより強度劣化も異なることが予想される。

そこで本研究では、オーバーハングした崩落の発生形態をもつ岩盤斜面を対象として、凍結融解による劣化過程における地質、物理・力学特性を解明し、安定性能曲線を用いた岩盤斜面の評価・管理手法を確立することを目的として、凍結融解の室内岩石試験、遠心力模型実験、FEM 解析、極限平衡法による解析等を実施した。本報告は、平成 23 年度から 27 年度までの 5 年間にわたる、研究成果をまとめたものである。

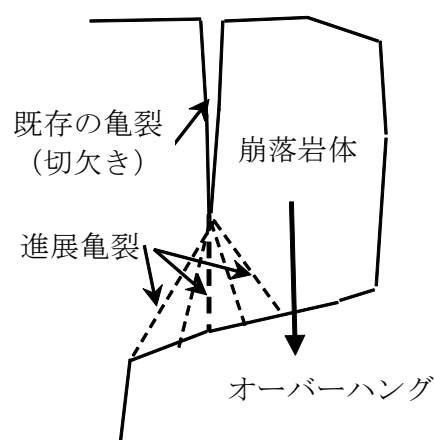


図-1.1 オーバーハングした崩落の発生形態の岩盤斜面

表-2.1 試料の岩石物性値と力学試験値

No.	試料名 (採取地層名・岩種)	岩石 グループ	採取地	吸水率 (%)	飽和密度 (g/cm ³)	乾燥密度 (g/cm ³)	P波速度 (km/sec)	S波速度 (km/sec)	一軸圧縮強さ (MPa)	凍結融解最終 サイクル数 (回)
1	春採層 砂岩 1	堆積岩	釧路町	5.62	2.45	2.32	3.43	1.79	31.1	186
2	春採層 砂岩 2	〃	〃	5.08	2.52	2.40	3.60	1.72	35.1	300
3	雄別層 砂岩	〃	〃	10.42	2.32	2.10	1.26	0.51	6.7	106
4	天寧層 炭質泥岩	〃	〃	7.67	2.21	2.05	2.42	0.85	6.7	32
5	天寧層 礫岩2	〃	〃	2.33	2.62	2.56	4.78	2.45	33.4	300
6	天寧層 砂岩	〃	〃	7.81	2.40	2.22	2.28	1.12	14.7	50
7	春日層 火山礫凝灰岩	火砕岩	赤井川	14.31	2.10	1.83	2.43	1.14	9.3	54
8	春日層 風化安山岩	火山岩	〃	4.77	2.47	2.35	3.86	1.86	32.8	200
9	春日層 安山岩	〃	〃	2.25	2.60	2.55	4.71	2.21	60.0	300
10	館層 粗粒砂岩	堆積岩	乙部	24.63	1.99	1.60	2.66	1.31	8.1	13
11	館層 細粒砂岩	〃	〃	33.00	1.86	1.40	2.31	1.07	9.4	6
12	流紋岩質凝灰岩	火砕岩	鹿部	14.43	2.08	1.82	2.70	1.50	12.5	37
13	凝灰質砂岩	〃	〃	27.09	1.95	1.54	1.22	0.59	0.8	6
14	蝦夷層群 砂岩	堆積岩	芦別	2.11	2.58	2.53	4.26	2.14	58.5	300
15	川端層 砂岩 1	〃	厚真	6.22	2.41	2.27	2.80	1.35	11.0	40
16	川端層 砂岩 2	〃	〃	7.07	2.41	2.25	2.71	1.39	26.1	40
17	美笛層 風化安山岩 1	火山岩	岩内	5.17	2.48	2.36	4.52	2.22	26.6	300
18	水冷破砕岩	火砕岩	喜茂別	3.49	2.25	2.17	4.32	2.21	61.8	300
19	舌辛層 砂質泥岩	堆積岩	阿寒町	14.60	2.23	1.96	1.75	0.63	2.5	5

2. 地質、物理・力学特性等に着眼した岩盤の劣化過程の解明

2.1 凍結融解による岩石物性および力学試験

2.1.1 試験方法

1) 試料

凍結融解試験の凍結最低温度を変化させた試験を行った。岩石試料は、いずれも道路切土法面の掘削現場から採取した堆積岩、火砕岩、火山岩の計19試料である。試料の凍結融解前の初期の物理力学値と凍結融解最終サイクル数を表-2.1に示す。

2) 凍結融解サイクル数を変化させた凍結融解試験

凍結融解試験をコンクリートの凍結融解試験⁷⁾に準じて行った。凍結融解試験の最大凍結融解サイクル数は300回を基本とし、任意の凍結融解サイクル数終了後に一軸圧縮強さ、超音波伝播速度、質量減少率等を計測した。ただし、凍結融解最終サイクル数が300回以下となっている試料は、このサイクル数の後供試体が崩壊し試験が中断したものである。

これらの試験結果を堆積岩とそれ以外の岩石ごとや、岩盤路床の合否判定の指標⁸⁾である吸水率6%を境界に分けて、凍結融解サイクル数と相対動弾性係数や質量減少率との相関などを解析した。

3) 凍結最低温度を変化させた凍結融解試験

試料は、釧路市東部の丘陵地から採取した古第三紀天寧累層の砂岩(表-2.1のNo.6)である。一軸圧縮強さが14.7MPaの軟岩である。105本の供試体について、凍結融解試験は、基本試験をコンクリートの凍結融解試験に

表-2.2 凍結融解試験の凍結融解温度条件および凍結融解時間

凍結融解ケース名称	凍結工程		融解工程		合計
	温度	時間	温度	時間	
ケース1 (凍結温度-18℃)	-18±2℃	2時間20分	+5±2℃	1時間10分	3時間30分
ケース2 (凍結温度-9℃)	-9±2℃	2時間20分	+5±2℃	1時間10分	3時間30分
ケース3 (凍結温度-3℃)	-3±2℃	2時間20分	+5±2℃	1時間10分	3時間30分

準じて、凍結最低温度を表-2.2に示す3ケースの温度条件(凍結最低温度=-18℃(基本試験)、-9℃、-3℃)および凍結融解時間で実施し、それぞれの凍結融解試験後の一軸圧縮強度を比較した。ただし、一軸圧縮強度の値は試料ごとにばらつきがあるので、本来の力学強度に対する強度の割合として強さ比で表し、凍結最低温度の違いによる凍結融解サイクル数に対する力学特性の変化を考察し、近似した。

2.1.2 試験結果

1) 凍結サイクル数と物性変化

図-2.1に岩石グループ別・吸水率別の凍結融解サイクル数と相対動弾性係数の関係を示す。堆積岩の相対動弾性係数は、それ以外の岩石と比較して吸水率6%以上・未満とも凍結融解サイクル数の増加に対して低下した。特に堆積岩が大きく凍結融解の影響を受けやすい傾向にある。

次に、図-2.2に凍結融解サイクル数と質量減少率の関係を示す。岩石グループごとに違いが見られないが、吸水率6%未満の試料は凍結融解サイクル数100回以上に多く位置しているのに対して、6%以上の試料のほとんどが100回以下に位置している。ただし、吸水率

が6%以上の試料では、凍結融解サイクル数が100回を超えると供試体が崩壊して、質量減少率を求めることができなかつたからである。

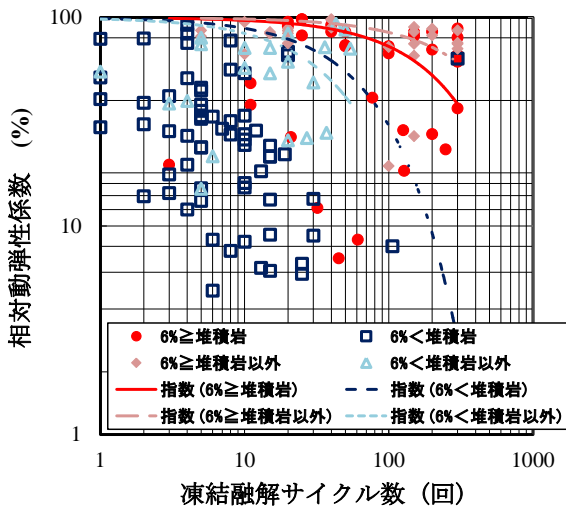


図-2.1 相対動弾性係数と凍結融解サイクル数

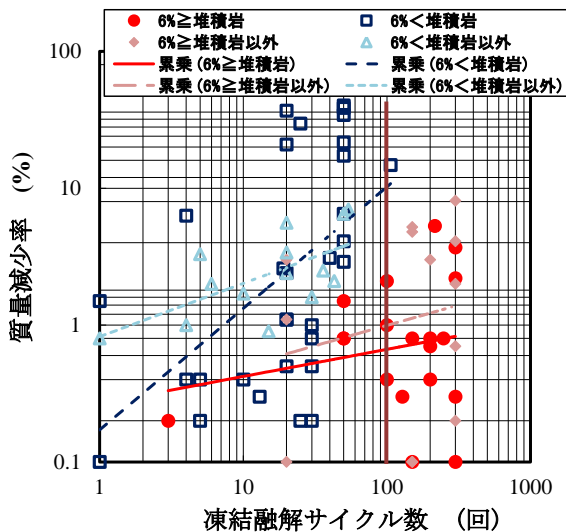


図-2.2 質量減少率と凍結融解サイクル数

2) 凍結最低温度を変化させた試験結果と解析

凍結融解試験後の試験結果の一例として、図-2.3 に凍結融解サイクル数と超音波速度試験による相対動弾性係数の関係を示す。凍結最低温度の低いケース1 (-18℃) とケース2 (-9℃) では、凍結融解サイクル数20回程度の初期のサイクルで相対動弾性係数が20%程度と急激に低下しているのに対して、相対的に凍結最低温度が高いケース3 (-3℃) では凍結融解サイクル数100回でも相対動弾性係数が70%程度に収束するよう

な比較的穏やかな減少傾向を示している。同様の傾向は、図-2.4 に示すように凍結融解試験後の一軸圧縮試験の圧縮強さを示す強さ比でも確認された。つまり、凍結最低温度が低い実験ケースに対して温度が高い実験ケースの相対動弾性係数および一軸圧縮強さの減少傾向が小さくなった。

また、強さ比が凍結融解サイクル数に対して減少する傾向は、岩石の強度劣化の指標として任意のサイクル数 $N(c)$ 後の強さ比 ($q_u/c/q_{u0}$) を指数近似曲線で近似できる⁹⁾。

$$S(N) = \exp(-k_1 \cdot N) \quad (2.1)$$

ここに、 $S(N)$: 強さ比 (サイクル数 $N(c)$ 後の一軸圧縮強さ q_u/c と初期一軸圧縮強さ q_{u0} との比 ($=q_u/c/q_{u0}$)
 N : サイクル数 (c)
 k_1 : 回帰定数

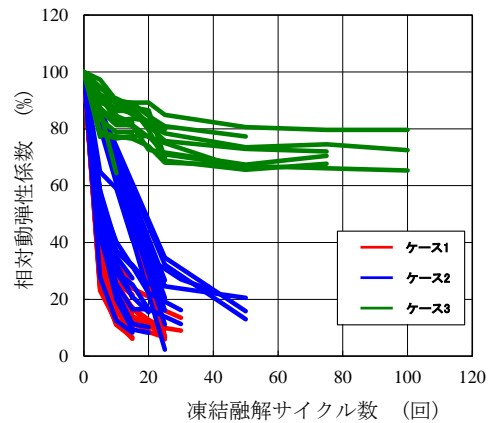


図-2.3 相対動弾性係数と凍結融解サイクル数

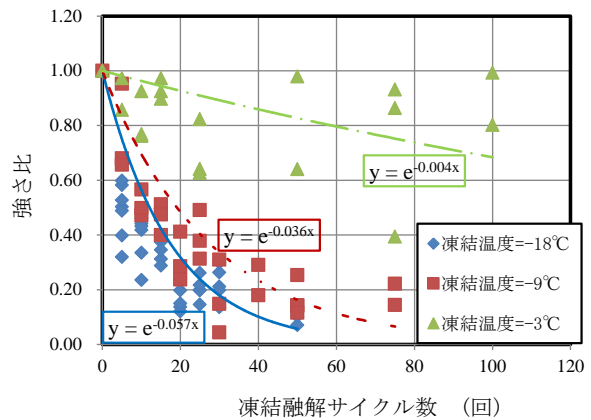


図-2.4 強さ比と凍結融解サイクル数

これらの強度低下が生じる要因として、コンクリートでは、最低温度が低いものほどコンクリート硬化体の細孔組織中の凍結水量の割合が多くなることが考えられている¹⁰⁾。一方、岩石では、福田(1985)¹¹⁾が岩石内の水には 0℃以下でも凍結しない不凍水の存在と岩石内に生じる水流を考慮して、岩石が凍結する温度と水の供給条件が凍結破壊の状態や程度に影響することを挙げている。

2.2 遠心力模型実験を用いた岩盤崩落の再現実験

2.2.1 実験方法

遠心力载荷試験装置を用いてオーバーハング部の岩盤崩落にかかる重力を、遠心力载荷方向に合わせることで再現実験を実施した(図-2.5、図-2.6)

供試体は、1/70の縮尺でモルタルにより作成した(図-2.7)。モルタルの配合は、配合比=セメント C : 砂 S : カオリン粘土 N=1:4:1、水セメント比 W/C=2.25とした。また、遠心力载荷装置の最大遠心加速度 100G 以下で模型供試体が崩落する強度を想定し、モルタルの目標強度を引張強さ $\sigma_t=180\text{kN/m}^2$ とした。

供試体は縦 500mm、横 600mm の大きさで、その背面亀裂の方向、角度、亀裂長、オーバーハング部の角欠け部の大きさを変えたほか、背面亀裂としてアクリル板、塩ビ板、発砲スチロール、ゴムプレートを用いて背面亀裂の弾性係数を変化させ、計 17 の実験ケースの供試体を作成した。(表-2.3)。このうち、亀裂比は、設置した亀裂ライン全長に対する背面亀裂として設置した塩ビ板等材料の長さに対する比である。

遠心力模型実験では、供試体の切欠き先端から新たな亀裂の進展が予想される位置にひずみゲージを貼付したほか、CCD カメラやレーザ変位計などの計測センサーを取り付け、供試体に作用する遠心力方向が重力と一致するように設置した。

遠心力载荷は、有効半径を 3.5m、供試体重心位置を 3.18m として载荷した。制御パネルおよびモニター画面を確認しながら、遠心加速度を 5G ステップで段階的に増加させ、1 ステップ 5 分間以上維持した。载荷中は、ひずみの増加傾向やクラックの発生状況を常時観察し、最終的には崩落した加速度を計測した。

これらの結果を比較するために、崩落加速度実測値を基準値に合わせて補正した値を補正崩落加速度として示した。なお、基準値とした引張強さ (σ_s) は 200kN/m^2 、単位体積重量 (γ_s) は 18.0kN/m^3 である。

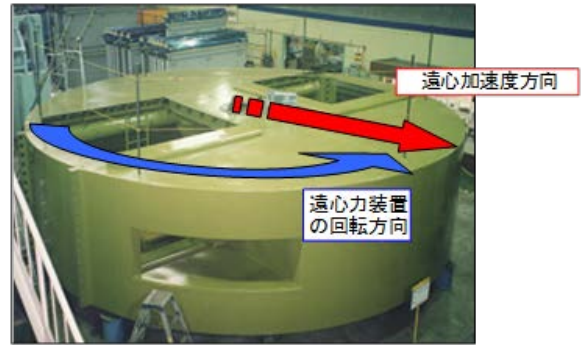


図-2.5 遠心力载荷試験装置

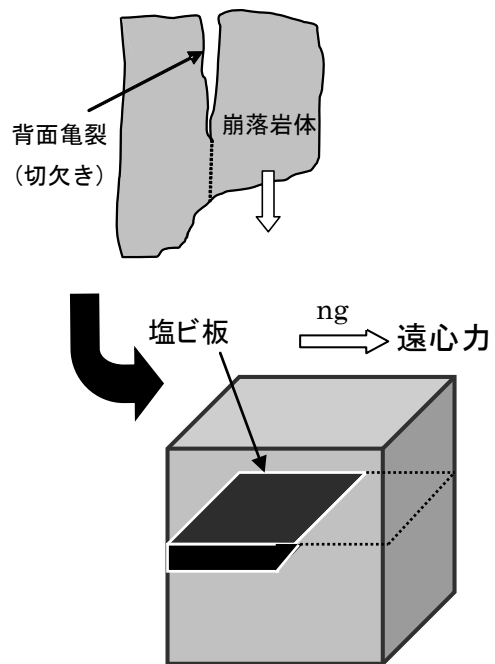


図-2.6 岩盤崩落を模擬した遠心力载荷試験の概念図

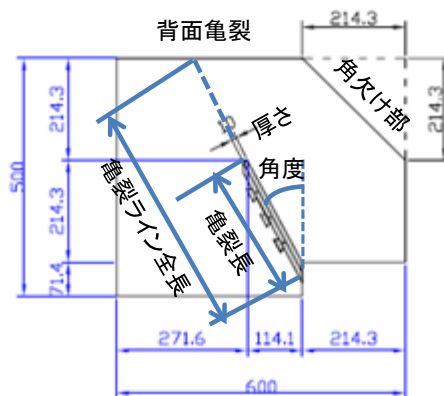


図-2.7 オーバーハングの岩盤斜面を模した供試体形状

表-2.3 遠心力模型実験の供試体と実験結果一覧

実験ケース	方向	角度 (°)	亀裂長 (m)	亀裂比	材質	厚さ (mm)	角欠け部の大きさ (mm)	崩落加速度 実測値 (G)	単位体積重量 (kN/m ³)	実測引張強さ (kN/m ²)	補正崩落加速度 (G)
H23-1	上	62	0.243	0.5	塩ビ	10	なし	15.0	17.5	200	13.2
H23-2	下	28	0.243	0.5	塩ビ	10	なし	34.0	17.6	199	30.4
H23-3	下	28	0.388	0.8	塩ビ	10	なし	17.5	17.4	170	18.1
H24-1	上	90	0.214	0.5	塩ビ	10	なし	16.0	17.6	169	16.8
H24-2	下	90	0.214	0.5	塩ビ	10	なし	43.0	17.0	274	27.0
H24-3	下	90	0.343	0.8	塩ビ	10	なし	16.0	17.1	301	9.2
H24-4	上	117	0.24	0.5	塩ビ	10	なし	16.0	17.1	272	10.2
H24-5	下	117	0.24	0.5	塩ビ	10	なし	30.0	17.3	308	17.0
H24-6	下	117	0.144	0.3	塩ビ	10	なし	75.0	17.2	286	45.5
H25-1	下	28	0.243	0.5	塩ビ	10	なし	35.0	17.4	282	21.7
H25-2	下	28	0.243	0.5	ゴム	10	なし	27.0	18.1	351	14.0
H25-3	下	28	0.243	0.5	発泡スチロール	10	なし	25.0	17.0	339	12.7
H25-4	下	28	0.243	0.5	ゴム	20	なし	33.0	16.6	327	16.9
H25-5	下	28	0.243	0.5	ゴム	30	なし	24.0	16.4	375	10.6
H26-1	下	28	0.243	0.5	塩ビ	10	107.1×107.1	20	17.3	200	17.4
H26-2	下	28	0.243	0.5	塩ビ	10	214.3×214.3	19.4	17.0	299	11.1
H26-3	下	28	0.243	0.5	塩ビ	10	321.4×321.4	28.9	17.0	223	22.2

実験終了後には、供試体のクラック発生状況を観察し、崩落時に新たに発生した亀裂を左右側面の形状、および亀裂面をトレースしたほか、各背面亀裂材料の方向・厚さ・弾性係数比と、崩落加速度との関係を解析した。

2.2.2 実験結果

1) 背面亀裂の角度や弾性係数による崩落加速度の違い

表-2.3 に各実験ケースの遠心力模型実験から求められた崩落加速度実測値、および実験後供試体の室内試験結果を示す。

まず、図-2.8 に、ケース H24-1、H24-2、H24-3、H24-4、H24-5、H24-6 における背面亀裂角度と補正崩落加速度の関係を示す。これら全ての亀裂比は 0.5 で同値である。補正崩落加速度は、上方亀裂よりも下方亀裂の方が大きい値を示した。すなわち、上方亀裂の方が崩落しやすく安全率が小さいと推測される。これは上方亀裂では亀裂先端に応力が集中することに加えて、崩落岩体の自重が下方亀裂よりも大きいことが影響していると考えられる。

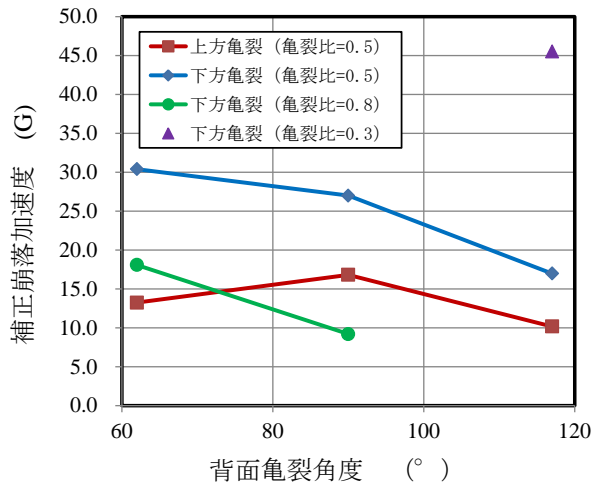


図-2.8 背面亀裂角度と補正崩落加速度

次に、図-2.9 に、ケース H25-1、H25-2、H25-3 における弾性係数比と崩落加速度との関係を示す。弾性係数比が小さいほど崩落加速度が小さくなり、背面亀裂材料が柔らかいほど崩落しやすいことがわかる。これは、崩落岩体が崩落するときに回転モーメントが作用して既存亀

裂面に圧縮力が生じるが、その時に背面亀裂面が柔らかいほど崩落岩体は亀裂面側に変位して、新たに発生する亀裂面の引張力が再配分され、ある部位に集中して補正崩落加速度が小さくなったことが考えられる。

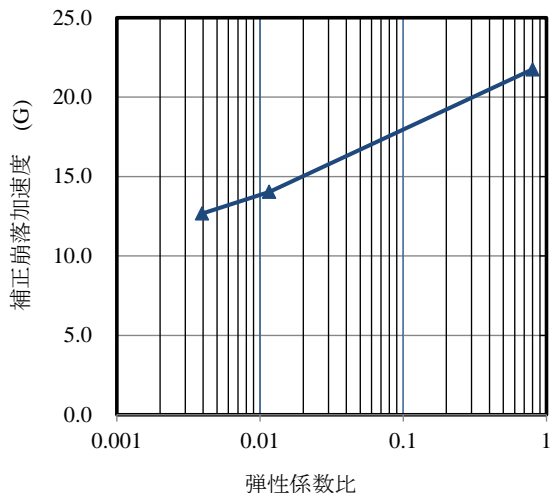


図-2.9 弾性係数比と補正崩落加速度

さらに、図-2.10 にケース H24-2、H24-4、H24-5 の背面亀裂材の厚さと補正崩落加速度の関係を示す。背面亀裂材厚さ 10mm と 30mm では、亀裂材が厚い 30mm の方が補正崩落加速度は小さくなっている。ただし、背面亀裂材厚さが 20mm で補正崩落加速度が大きくなっているが、これは異常値と思われる。この結果から背面亀裂材の厚さが大きいほど崩落岩体が亀裂面側に変位しやすくなり、新たに発生する亀裂面の引張力が再配分され、補正崩落加速度が小さくなったことが推測される。

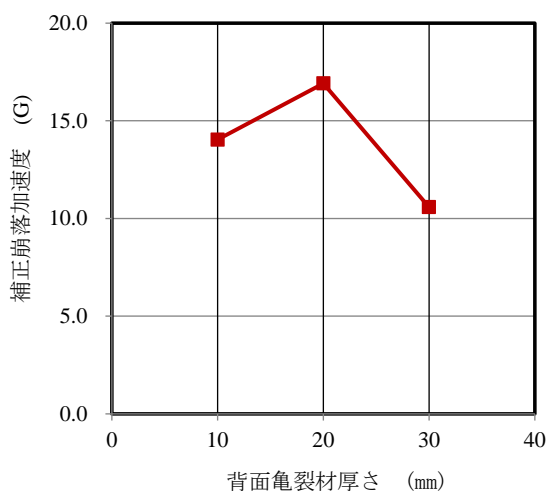
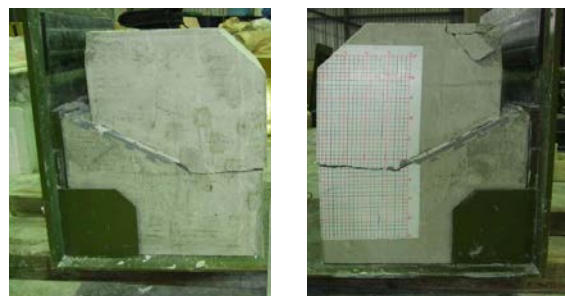
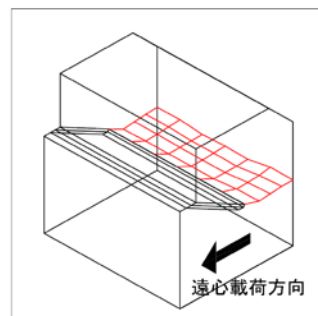


図-2.10 背面亀裂材厚さと補正崩落加速度



(a) 左側面の亀裂形状

(b) 右側面の亀裂形状



(c) 亀裂面形状

図-2.11 実験後の供試体
(ケース H26-1)

図-2.9 と図-2.10 の結果から、背面亀裂周辺の弾性係数が小さいほど、あるいは背面亀裂材の厚さが大きいほど、崩落加速度が小さくなることが確認された。つまり、自然斜面では既存亀裂周辺が風化や亀裂により軟質であるほど、崩落しやすいことを意味している。

3) 崩落時に発生したひび割れのトレース

図-2.11 に遠心力模型実験終了後のケース H26-1 の供試体を示す。供試体の左右側面の形状、および崩落時に発生したひび割れを観察しトレースした。図-2.12 に破壊亀裂線を示す。実験の観察では、新たな進展亀裂は既存の亀裂先端からおおよそ直角方向に発生していた。

次節では、これらの破壊亀裂と、FEM 解析や極限平衡法の解析結果とを比較し、岩盤内の引張破壊による亀裂発生過程を解析した。

2.2.3 初期引張破壊による亀裂発生過程の解析

1) 解析方法

岩盤に作用する初期破壊は引張破壊である。この岩盤内の引張破壊による亀裂発生と進展の過程を明らかにするために、引張応力が岩盤の引張強さを超え亀裂が進展するごとに、その箇所のメッシュを除去し FEM 解析を行った。これを繰り返して引張破壊が連鎖して亀裂が進展する過程を解析した。

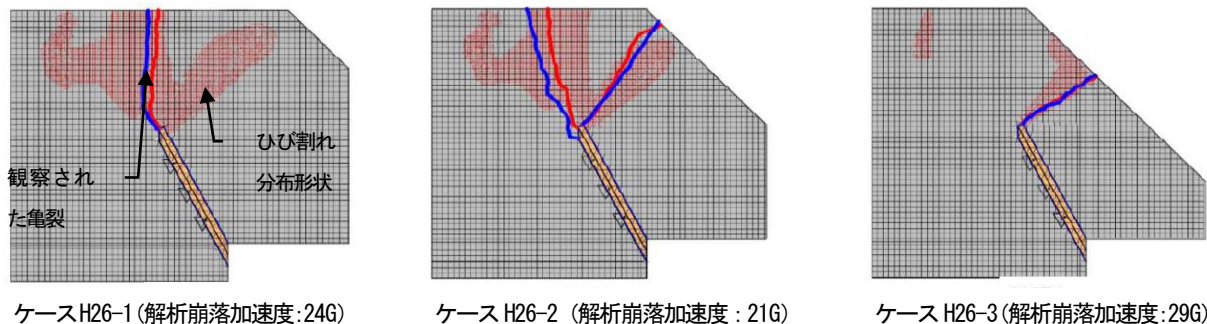


図-2.12 遠心载荷実験の崩落時における引張破壊亀裂とFEM解析のひび割れ分布形状との比較
赤線は供試体左側面で観察された亀裂形状、青線は右側面で観察された亀裂を示す。

解析に用いたメッシュモデル図を図-2.13に示す。既存亀裂上端と崩落岩体側のメッシュ間隔を0.1m程度と非常に小さく設定した。これは、既存亀裂上端と崩落岩体側に引張応力が集中し、新たなひび割れが進展することが予想され、連鎖破壊のトリガー箇所を確定する初期解析において背面亀裂の解析メッシュサイズを破壊領域以下の大きさにするためである。また、解析に用いた定数を表-2.4に示す。岩体の引張強さと単位体積重量を試験結果の補正で基準値とした値を同一とし、その他の値を既存文献¹²⁾や材料試験結果¹³⁾を基に設定した。また、既存亀裂としたアクリル板の定数は、公表されている既存資料をもとに決定し、アクリル板と岩盤材料との間にジョイント要素として強度定数を0として接触面の抵抗力をなくしたと仮定した。

図-2.14に示す手順で、Soil Pluss（伊藤忠テクノロジーソリューションズ（株））を用いて解析した。引張破壊が作用し亀裂が進展した箇所のメッシュを除去し、後述の解析結果では14ステップの解析を実施した。遠心力模型実験では、1/70の供試体は30G 载荷時に破壊された。数値解析では実寸の寸法で解析したため、加速度30Gにスケール1/70をかけ合わせて、自重载荷を0.4Gとして弾塑性解析を行った。

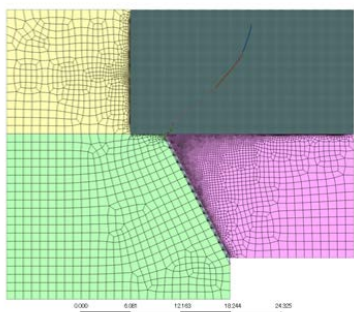


図-2.13 解析メッシュモデル図

表-2.4 ステップ解析に用いた定数

名称	ポアソン比 ν	ヤング率 E (kN/m ²)	物性値				引張強さ σ_t (kN/m ²)
			単位体積重量 γ (kN/m ³)	粘着力 c (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ (°)		
人工岩盤材料	0.35	1420000.0	18.0	350	41	200	
塩ビ板	0.30	2600000.0	11.7	0	0	-	
ジョイント	0.30	2600000.0	11.7	0	0	-	

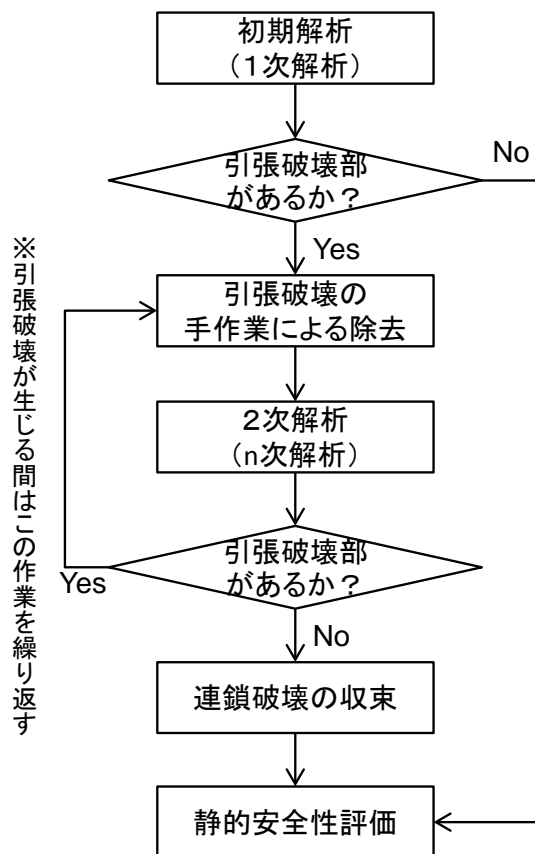


図-2.14 ステップ解析のフロー図

2) 解析結果

図-2.15に各ステップの引張破壊範囲の解析結果を示す。解析結果は、実験で観察されたトレースと同様に、

解析でも新たな亀裂は既存亀裂先端からおおよそ直角方向に発生した。供試体に生じた引張破壊が一気に拡大する様子を解析でも表現できた。また、解析から破壊のトリガーは引張応力である可能性が高いことが推察された。引張破壊領域の解析にあたりメッシュサイズを $0.1\text{m} \times$

0.1m 程度と非常に小さく設定することで引張破壊領域を見つけることができた。これは、遠心力载荷模型実験で得られた破壊加速度での初期引張破壊領域が実寸で $0.1\text{m} \times 0.1\text{m}$ 、模型寸法で $1.4\text{mm} \times 1.4\text{mm}$ 程度の微小領域に相当する。FEM 解析では模型実験では観察が難しい微

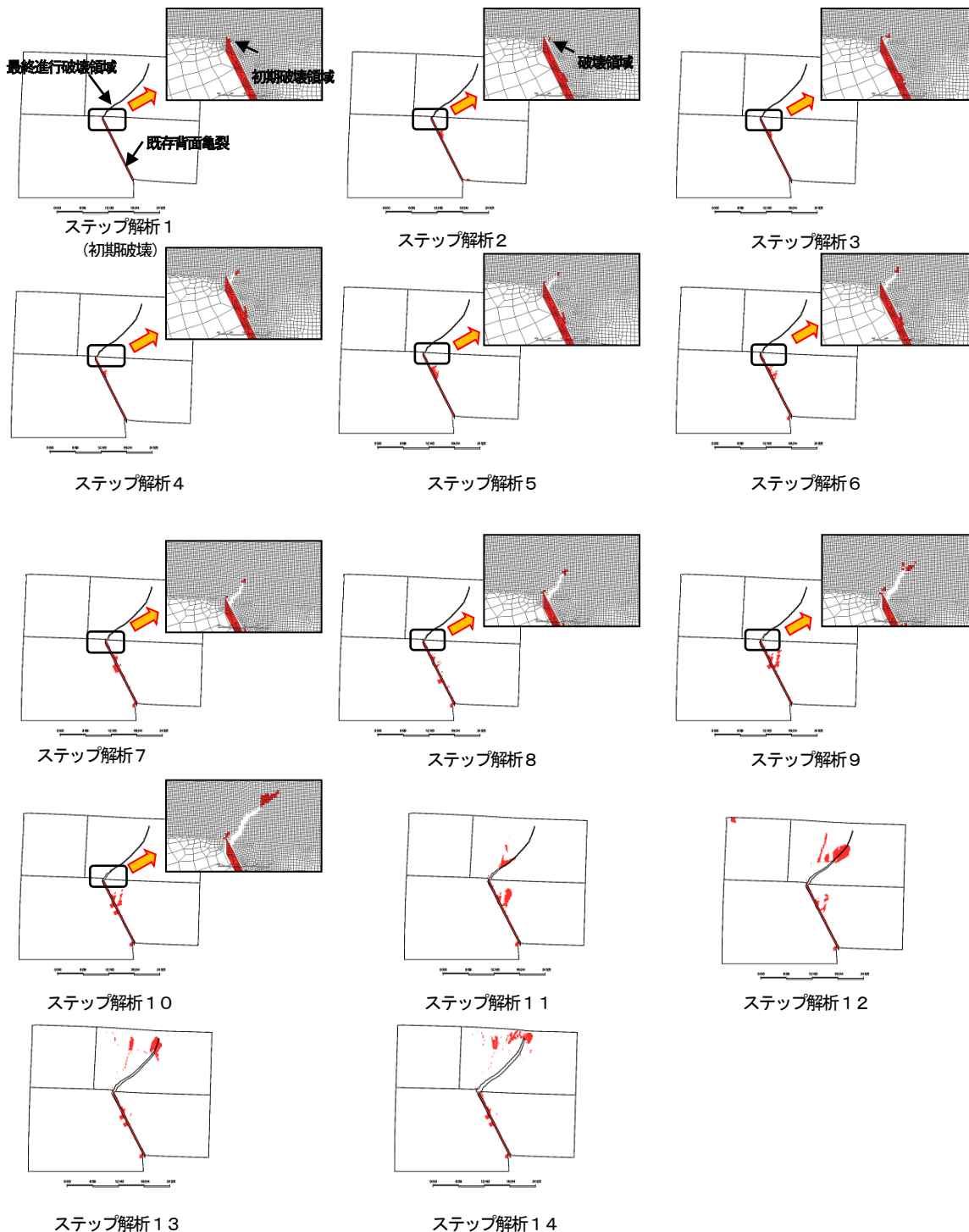


図-2.15 FEM ステップ解析結果
(破壊領域：引張破壊領域)

小さな領域まで再現することができた。

2.2.4 FEM 解析によるひび割れ分布形状の解析

1) 解析方法

ケース H26-1、H26-2、H26-3 の試料における遠心力模型実験の亀裂形状と、二次元平板要素を用いた FEM 解析のひび割れ分布形状とを比較した。なお、ここでのひび割れ分布形状とは FEM 解析の計算ひずみが模型部材の引張強度と弾性係数から算出したひび割れひずみを超えた範囲を示す。

図-2.16 に二次元平板要素の FEM 解析モデルを示す。ケース H26-1 の試料は、無筋コンクリートに岩盤亀裂部分を模擬した塩ビプレートならびに発砲スチロールを境界面として亀裂面の境界を再現した。そこで、境界条件の設定では、人工岩盤材料（無筋要素）と塩ビプレート（弾性要素）の間にと発砲スチロールを挿入し、2つの要素間の開口を模擬した。その他、人工岩盤材料に非線形材料構成則を与え、その他の部分を弾性体としてモデル化した。各要素の諸元を表-2.5 と表-2.6 に示す。モデルの模擬岩盤要素は、実験終了後の供試体から採取したコアの各試験結果から得た物性値を用いた。亀裂部分の塩ビプレートに一般的な物性値を、発砲スチロールに圧縮試験のひずみ値・変位から求めた静弾性係数を用いた。上面の左側端部は実験で回転防止の固定をしていることから X 方向の動きを拘束したほか、底面の X および Y 方向（遠心加速度載荷方向）を固定し、(株)フォーラムエイト社製のプログラム (UC-win/WCOMD Ver2.00.02) を用いて FEM 解析した。崩落加速度の算出には、計算ひずみが模型部材の引張強度と弾性係数から算出したひび割れひずみを超えた分布形状（以下、これをひび割れ分布形状と呼ぶ）が遠心加速度により進展して、供試体を貫通した瞬間を崩落とみなして、崩落加速度を算出した。解析によって得られた破壊時のひび割れ分布形状と遠心力模型実験の破壊で発生した新たな亀裂形状を重ね合わせて比較した。

表-2.5 人工岩盤材料の諸元

	Case1	Case2	Case3
湿潤密度 ρt (kN/mm ³)	1.734	1.733	1.793
一軸圧縮強さ q_u (N/mm ²)	1.757	1.553	1.790
静弾性係数 E_s (N/mm ²)	0.827	0.850	0.947
破壊ひずみ E_f (%)	488	281	387
引張強さ σt (N/mm ²)	0.299	0.223	0.307

表-2.6 弾性要素の諸元

	塩ビ板 (亀裂土台)	発砲スチロール
密度 ρt (kN/m ³)	11.7	0.114
静弾性係数 E_s (N/mm ²)	2600	2.258
ポアソン比	0.3	0.3

2) 解析結果

図-2.12 に解析結果を示す。赤線と青線はそれぞれ供試体左右側面の亀裂形状を示す。解析上で算出した、ひび割れ分布形状は、実験の亀裂形状と概ね近い形状である。ゆえに、数値解析により岩盤崩落の引張破壊亀裂形状の把握できることがわかった。

しかし、FEM 解析で求めた崩落加速度は、遠心力模型実験結果の値と良い一致がみられなかった。この原因には解析条件や手法が影響していると推察¹³⁾された。そこで次節では、極限平衡法を用いた岩盤斜面の安定解析を行った。

2.3 極限平衡法による解析

2.3.1 つり合い式による安定係数の誘導

図-2.17 に示すように、上下に水平な境界を有するオーバーハングした岩盤斜面を 2次元条件で岩体の上部から下向きの切欠きが発達する条件を仮定した。切欠き TP の先端を点 P とし、引張応力度が引張強さを超えることにより生じる崩壊面、または安定性を検討するために想定する潜在的な崩壊面を PS とした。点 P から境界に向けて鉛直な直線を下し、その交点を点 Q とした。

この条件では、切欠きから外側の岩体に作用する重力によって、崩壊面 PS には鉛直力とせん断力、モーメン

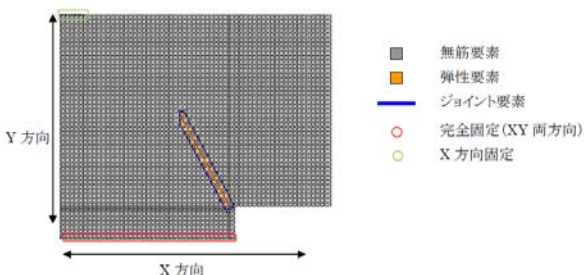


図-2.16 FEM 解析モデル

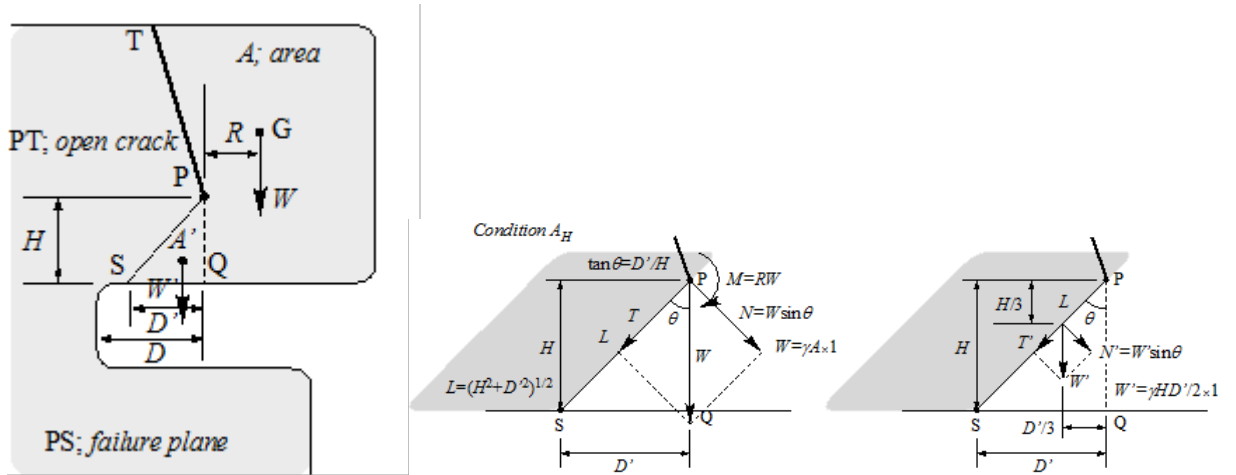


図-2.17 亀裂が上から進展するケースのイメージ図

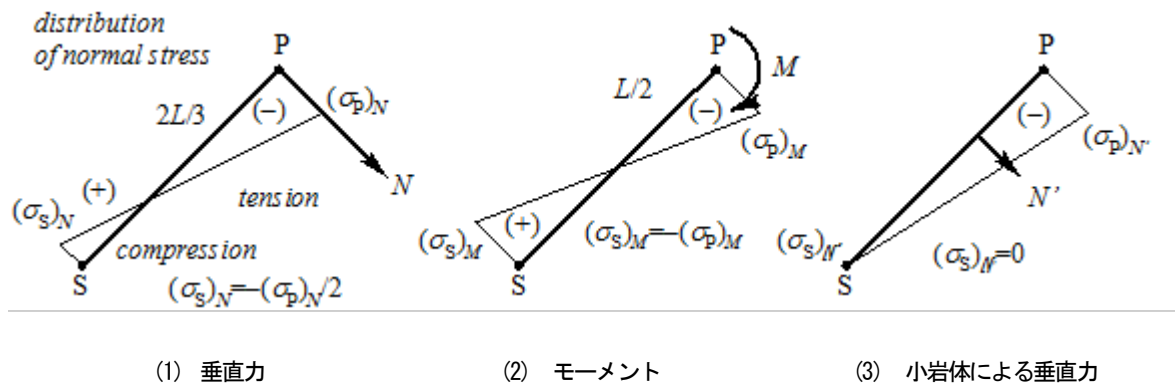


図-2.18 各応力分布のイメージ図

トが作用する。通常の梁や床板の解析のようにせん断力は引張破壊に寄与しないものとし、崩壊面の両端点PとSで生じる垂直応力に着目した。ただし、土質・岩盤力学の慣例に従って、圧縮を正とした。点Pから自由境界までの距離を $H=PQ$ とし、切欠きを含むTPQより外側の岩体の重量をW、重心Gから点Pまでの水平距離をR、さらに、点P付近の三角形形状の岩体PQSの重量を W' とした。

応力の成分を、重力Wに関連する点Pを基準とする崩落面に垂直な力NとモーメントMおよび重力 W' に起因する成分と、垂直力 N' に起因する成分に分けて、つり合い式を誘導して、垂直力と小岩体の垂直応力の応力分布を求めた。なお、角度 θ は図の時計回りを正、 D' は右向きを正とした。

【垂直力】 図-2.18-(1)

$$\sin \theta = -\frac{D'}{L}$$

$$\frac{1}{2}(\sigma_p)_N \cdot \frac{2L}{3} + \frac{1}{2}(\sigma_s)_N \cdot \frac{L}{3} = -N = -W \sin \theta$$

$$\Rightarrow (\sigma_p)_N = -\frac{4W \sin \theta}{L} = -\frac{4W}{L^2} D'$$

$$(\sigma_s)_N = \frac{2W \sin \theta}{L} = -\frac{2W}{L^2} D'$$

【小岩体による垂直力】 図-2.19(3)

$$W' = -\frac{\gamma D' H}{2}, \quad \sin \theta = -\frac{D'}{L}$$

$$\frac{1}{2}(\sigma_p)_{N'} \cdot L = -N' = W' \sin \theta$$

$$\Rightarrow (\sigma_p)_{N'} = \frac{-2W' \sin \theta}{L} = -\gamma \frac{H}{L^2} D'^2,$$

$$(\sigma_s)_{N'} = 0$$

【モーメント】 図-2.18-(2)

$$\frac{1}{2}(\sigma_P)_M \frac{L}{2} \cdot \frac{2L}{3} = -M = -WR$$

$$\Rightarrow (\sigma_P)_M = -\frac{6WR}{L^2},$$

$$(\sigma_S)_M = \frac{6WR}{L^2}$$

以上から、点 P、S における垂直応力は以下のようになる。

$$(\sigma_P) = (\sigma_P)_N + (\sigma_P)_M + (\sigma_P)_{N'} = \frac{1}{L^2} \{2W(2D'-3R) - \gamma D'^2 H\}$$

$$(\sigma_S) = (\sigma_S)_N + (\sigma_S)_M + (\sigma_S)_{N'} = -\frac{2W}{L^2} (D'-3R)$$

(2.2)

岩体が崩壊するのは、誘導された応力 σ_P 、 σ_S の一方が引張強度 σ_t と等しくなる時である。よって、斜面の安定解析に用いる安定係数 N_s と同様な意味を持つ無次元係数を点 P、S における引っ張り応力に対して誘導できる。

$$W = n_w \cdot \rho H^2$$

$$R = n_M \cdot H$$

$$D' = n_D \cdot H$$

ここで、3つの無次元数を新たに導入して、応力を与える。

式(2.2)より

$$(\sigma_P) = \frac{1}{L^2} \{2W(2D'-3R) - \gamma D'^2 H\}$$

$$= \frac{1}{H^2 + (n_D H)^2} \{2n_w \gamma H^2 (2n_D H - 3n_M H) + \gamma (n_D H)^2 H\}$$

$$= \gamma H \frac{2n_w (2n_D - 3n_M) - n_D^2}{1 + n_D^2}$$

$$N_{sP} = \left(\frac{\gamma H}{\sigma_t} \right)_{\sigma_P = -\sigma_t} = -\frac{\gamma H}{\sigma_P} = \frac{1 + n_D^2}{2n_w (-2n_D + 3n_M) + n_D^2}$$

$$(\sigma_S) = -\frac{2W}{L^2} (D'-3R)$$

$$= \frac{2n_w \gamma H^2}{H^2 + (n_D H)^2} (3n_M H - n_D H)$$

$$= \gamma H \frac{2n_w (-n_D + 3n_M)}{1 + n_D^2}$$

$$N_{sS} = \left(\frac{\gamma H}{\sigma_t} \right)_{\sigma_S = -\sigma_t} = -\frac{\gamma H}{\sigma_S} = \frac{1 + n_D^2}{2n_w (n_D - 3n_M)}$$

図-2.19 と図-2.20 に、それぞれ点 P、S における引張応力による安定性の変化を崩壊面の方向（点 S の位置）をパラメータとして示す。安定係数 N_{sP} 、 N_{sS} は不安定岩体の重量係数 n_w とモーメント係数 n_M に依存するが、崩壊面 PS の傾斜に対応する傾斜係数 n_D によっても大きく異なる。崩壊は安定係数が最小となる条件を選択して生じるので、点 P で破壊が発生する場合で浸食による下方境界面の奥行き D が十分に深い場合には $D' = n_D \text{Peri} H$ の極限条件で崩壊することになる。浸食による下方の境界面の奥行き D が極限值 $n_D \text{Peri} H$ より浅い場合には $D' = D$ の条件で崩壊し、安定度は高い ($N_{sP} > (N_{sP})_{\text{cri}}$)。このように、浸食の進行によって、安定性が低下し危険度が增大することを定量的に示すことも可能である。

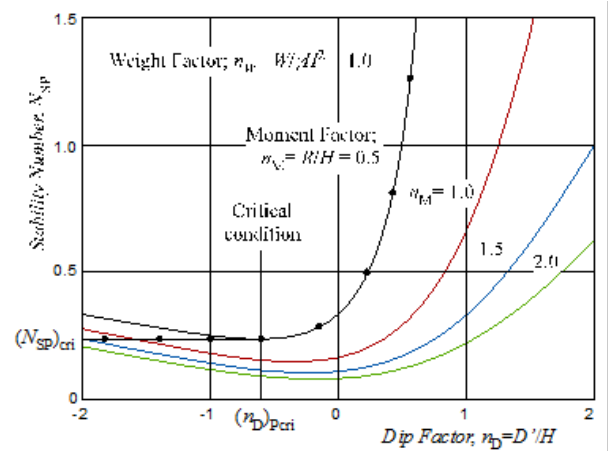


図-2.19 P点における崩壊メカニズム

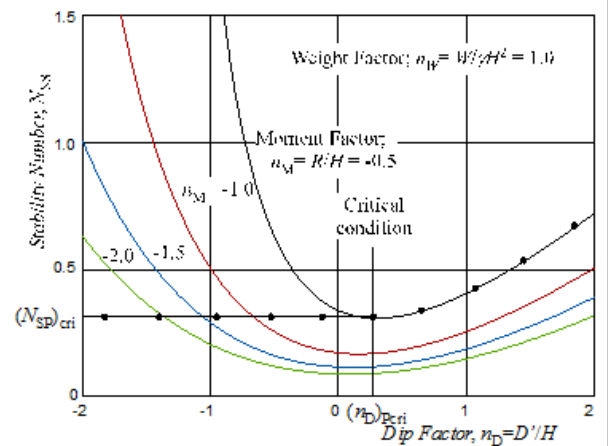


図-2.20 点Sにおける崩壊メカニズム

2.3.2 解析結果

これまでに実施した遠心力模型実験から得られた破壊加速度と、計算した安全率より求めた値との関係を図-2.21 に示す。全体的な傾向としては、実験の崩落加速度と解析の破壊加速度がほぼ 1:1 の関係にあることが分かる。しかし、亀裂が垂直に進展するケースと斜めに進

展するケースを比較すると斜めに亀裂が進展するケース（図中三角形の凡例）で両者により差が生じていることがわかる。この要因としては、試験後の供試体ブロックから採取したコアの引張強度および単位体積重量が、亀裂進展方向の違いにより実際と異なっていた可能性が考えられる。

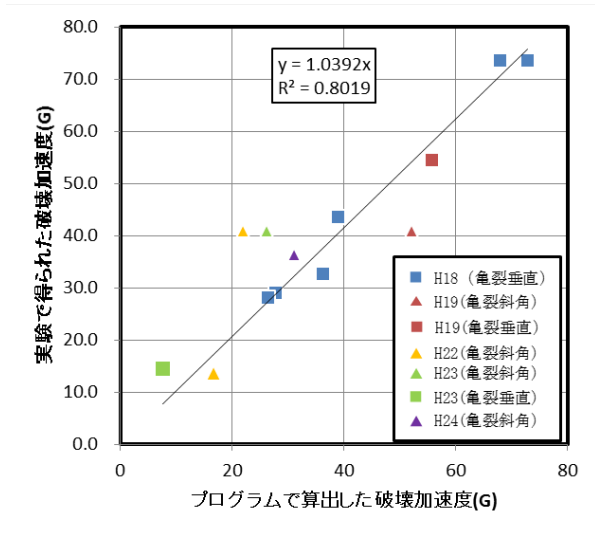


図-2.21 遠心力模型実験結果とプログラムから算出した破壊加速度の比較

2.3.3 安定図表を用いた岩盤安定度計算ソフトウェアの開発

極限平衡法による計算を岩盤斜面の条件に合わせて簡便に行えるように、安定図表を用いた岩盤安定度計算ソフトウェアを作成した（図-2.22）。安定図表は、縦軸に「安全率」、横軸に「亀裂深さ比」をとり、亀裂位置に対しての亀裂深さと安全率の関係を図示したものである（図-2.23）。本ソフトウェアは、岩盤の形状と岩盤の強度等の物性値を入力する事によって岩盤の安全率を計算することができ、境界内分比の変更の連続化と岩体安全率分布図を作成できることに特徴がある。安全率を解析する任意の想定ラインを決定する比率を連続的に変更できることにより、任意の安全率を計算できるようにした。計算結果をCSV ファイルの数値データとして出力し、画像を eps 形式の画像ファイルに出力できるようにした。

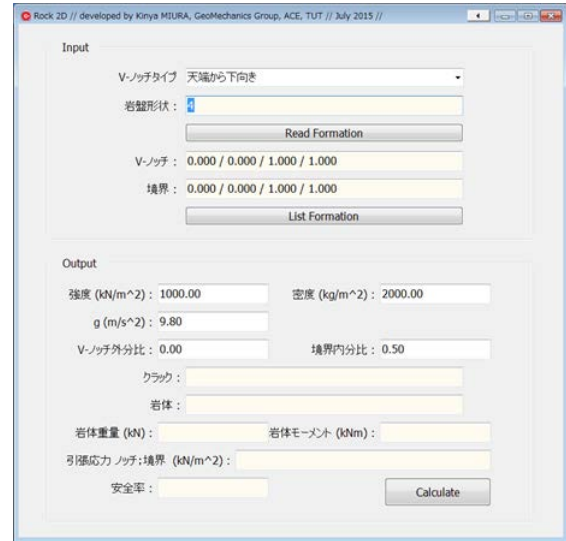


図-2.22 安定図表を用いた岩盤安定度計算ソフトウェア

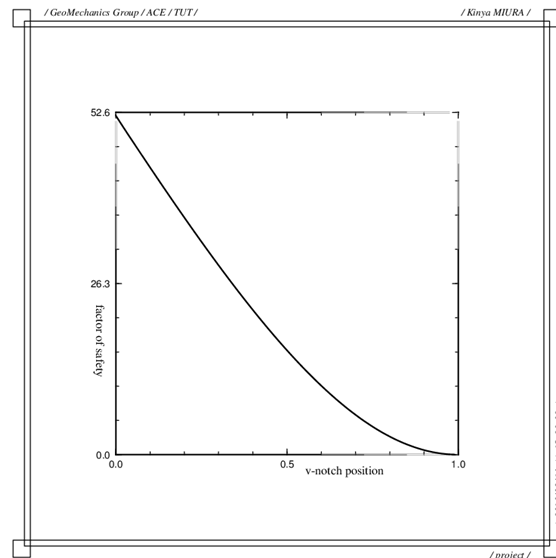


図-2.23 安定図表

3. 岩盤の劣化過程や気象条件を考慮した大規模岩盤斜面の評価手法の提案

3.1 凍結融解の岩石劣化推定法

3.1.1 指数近似とワイブル分布近似曲線による近似

前章で述べたように、岩石の強度劣化の指標として任意のサイクル数 $N(c)$ 後の一軸圧縮強さ qu_c と初期一軸圧縮強さ qu_0 との比 $(=qu_c/qu_0)$ を強さ比として、サイクル数との関係式に縦軸切片を 1.0 に固定した指数近似曲線（以下、指数近似）は以下の式で示される。

$$S(N) = \exp(-k_1 \cdot N) \quad (3.1)$$

ここに、 $S(N)$ ：強さ比（サイクル数 $N(c)$ 後の一軸圧縮強さ qu_c と初期一軸圧縮強さ qu_0 との比
 $(=qu_c/qu_0)$
 N ：サイクル数 (c)
 k_1 ：回帰定数

しかしながら、近似曲線が岩石の凍結融解サイクルの初期に発生する急激な強度劣化を十分に表せていないという問題があった。そこで指数近似曲線にかえて、土木や地盤工学の分野で経時的な現象の予測に利用されるワイブル分布近似曲線（以下、ワイブル近似）を用いて解析した。ワイブル近似は、中村¹⁴が岩石の強度劣化の解析で用いているが、土木工学の分野では基礎杭の載荷試験結果に利用¹⁵されるなど、近似曲線としての有効性が示されている。本報告で用いたワイブル近似を以下に示す。ワイブル近似は、上式のサイクル数 $N(c)$ を m 乗する回帰定数が追加されて下記の式で表される。

$$S(N) = \exp(-k_2 \cdot N^m) \quad (3.2)$$

ここに、 k_2 , m ：回帰定数

ワイブル近似を用いて、3岩種21種類の試料について解析¹⁶した。堆積岩類14（礫岩2、砂岩9、泥岩3）、火山岩類3（安山岩3）、および火山砕屑岩類4（火山礫凝灰岩、水冷破碎岩など）の3岩種21試料である。表-3.1に岩石試料の基本物性を示す。

3.1.2 解析結果

表-3.1の試料No.1、No.13、No.20について、指数近似の適用例を図-3.1に黒色破線で示す。おおよその

関係では最終サイクル数付近の赤丸範囲の傾向に相関がみられるが、初期サイクル数付近は図中の青丸範囲で示すように急激な強度低下を表せていない。

次にワイブル近似の回帰計算結果を指数近似と同様に図-3.1に青色一点鎖線で示す。指数近似に比べて、相関がよくなっていることが認められる。表-3.2に各岩石の回帰定数 k_1 , k_2 , および m を示した。

ただし、ワイブル近似では、後に示す強度劣化の予測で必要になる定数が2つになる。必要になる定数が複数になると、その組み合わせにより予測値の精度が悪くなることが予想される。そこで、回帰定数のどちらかを一定値に固定して回帰計算することを試みた。

まず、定数 m が負の値になっているものは実現象の傾向と異なることから除いて、定数の平均値を求めた。その結果、0.595 が得られた。これを四捨五入して0.6とすることが考えられるが、実務的に簡易な利用を配慮して0.5単位で丸めて $m=0.5$ 、すなわちサイクル数 $N(c)$ の平方根を用いて以下の式（以下、 \sqrt{N} 近似）を提案した。

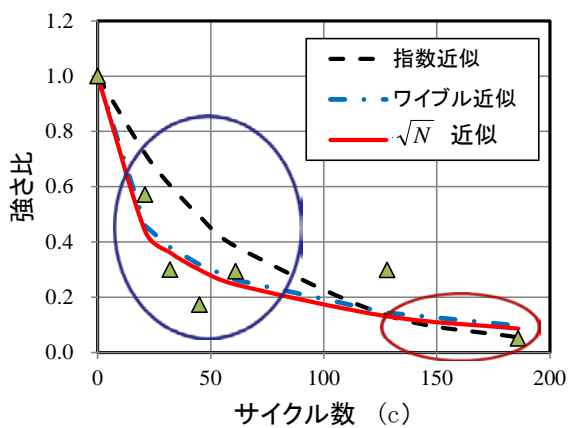
$$S(N) = \exp(-k_3 \sqrt{N}) \quad (3.3)$$

ここに、 k_3 ：回帰定数

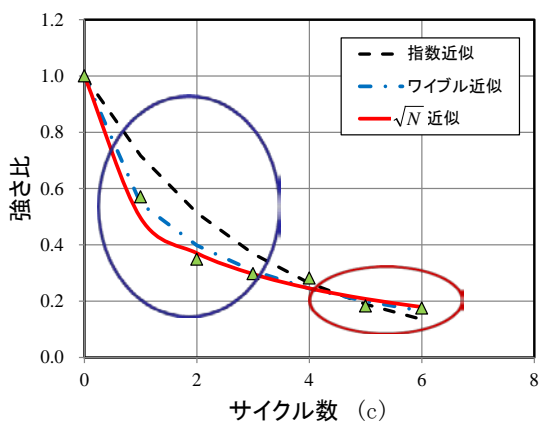
表-3.2に各岩石の定数 k_3 を示す。さらに、図-3.1にこの近似曲線を赤色実線で示すと、測定値と \sqrt{N} 近似にはよい相関が認められる。これらの近似曲線の間をみると、指数近似と \sqrt{N} 近似の近似曲線が交差するサイクル数（以下、交差サイクル数）の前半部では \sqrt{N} 近似と実験値に相関がみられ、後半部では指数近似が小さい値

表-3.1 岩石試料の試験結果一覧

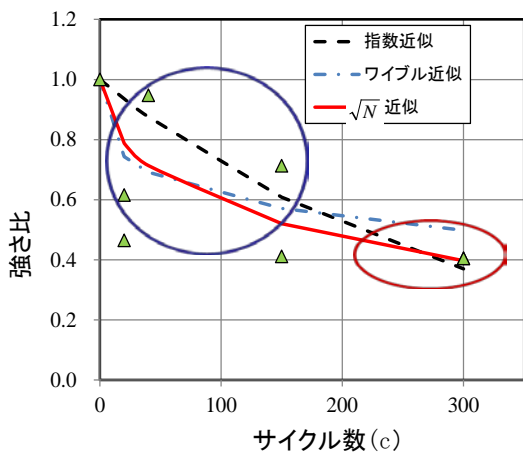
No.	地質年代	試料名	岩種	採取地	吸水率 (%)	飽和密度 (g/cm ³)	乾燥密度 (g/cm ³)	P波速度 (km/sec)	S波速度 (km/sec)	動弾性係数 (GN/m ²)	一軸圧縮強さ (MN/m ²)	凍結融解試験用供試体本数
1	古第三紀始新世	春採層 砂岩1	堆積岩	鉦路町	5.62	2.45	2.32	3.43	1.79	20.5	31.1	6
2	"	春採層 砂岩2	"	"	5.08	2.52	2.40	3.60	1.72	20.2	35.1	6
3	"	雄別層 砂岩	"	"	10.42	2.32	2.10	1.26	0.51	1.6	6.7	6
4	"	雄別層 泥岩	"	"	6.46	2.41	2.27	2.14	0.93	5.8	7.7	2
5	"	天寧層 礫岩1	"	"	1.60	2.62	2.58	4.53	2.22	34.8	98.0	5
6	"	天寧層 礫岩2	"	"	2.33	2.62	2.56	4.78	2.45	41.8	33.4	13
7	"	天寧層 砂岩	"	"	7.81	2.40	2.22	2.28	1.12	8.1	14.7	38
8	"	天寧層 炭質泥岩	"	"	7.67	2.21	2.05	2.42	0.85	4.5	6.7	3
9	新第三紀中新世	春日層 火山礫凝灰岩	火砕岩	赤井川	14.31	2.10	1.83	2.43	1.14	7.4	9.3	9
10	"	春日層 風化安山岩	火山岩	"	4.77	2.47	2.35	3.86	1.86	23.0	32.8	5
11	"	春日層 安山岩	"	"	2.25	2.60	2.55	4.71	2.21	34.5	60.0	7
12	"	館層 粗粒砂岩	堆積岩	乙部	24.63	1.99	1.60	2.66	1.31	9.2	8.1	8
13	"	館層 細粒砂岩	"	"	33.00	1.86	1.40	2.31	1.07	5.8	9.4	6
14	-	流紋岩質凝灰岩	火砕岩	鹿部	14.43	2.08	1.82	2.70	1.50	12.0	12.5	6
15	-	凝灰質砂岩	"	"	27.09	1.95	1.54	1.22	0.59	1.9	0.8	5
16	白亜紀	中部蝦夷層群 砂岩	堆積岩	芦別	2.11	2.58	2.53	4.26	2.14	33.7	58.5	6
17	新第三紀中新世	川端層 砂岩1	"	厚真	6.22	2.41	2.27	2.80	1.35	12.2	11.0	4
18	"	川端層 砂岩2	"	"	7.07	2.41	2.25	2.71	1.39	12.2	26.1	4
19	"	美笛層 風化安山岩	火山岩	岩内	5.17	2.48	2.36	4.52	2.22	33.0	26.6	6
20	新第三紀鮮新世	水冷破碎岩	火砕岩	喜茂別	3.49	2.25	2.17	4.32	2.21	28.8	61.8	7
21	古第三紀始新世	舌辛層 砂質泥岩	堆積岩	阿寒町	14.60	2.23	1.96	1.75	0.63	2.5	2.5	5



(a) No.1 春採層砂岩 1



(b) No.13 館層細粒砂岩



(c) No.20 水冷破碎岩

図-3.1 試験結果と回帰式の関係例

を示した。予測法として実務にこの傾向を利用するには、

安全側の傾向を採用することが適当である。したがって、交差サイクル数の前半部を \sqrt{N} 近似劣化、後半部を指数近似劣化とすることが、予測法として適当であると考えられる。

近似曲線の交差サイクル数は、式(1)と式(4)が等しい場合のサイクル数 $N_a(c)$ となる。以下に関係式を示す。

$$N_a = \left(\frac{k_3}{k_1} \right)^2 \quad (3.4)$$

ここに、 N_a : 交差サイクル数 (c)

k_1, k_3 : 指数近似(1)式および \sqrt{N} 近似(3)式の回帰定数

3.1.3 回帰定数と物性値の関係

式(4)より N_a, k_1, k_3 いずれか2値が求められると、未知数の残値も求められる。そこで、これらの値と物性値の関係を調査した。その結果、一軸圧縮強さと正の相関があるとされる超音波速度測定試験から求められる動弾性係数 E_d と k_3 の関係の回帰式が最も大きい決定係数を示した(図-3.2)。また、回帰定数 k_1 と交差サイクル数 N_a についても、同様に動弾性係数との相関が最も良好であった。

よって、これらの相関から k_3, k_1, N_a と動弾性係数との関係は、以下の関係式で示される。これらの関係式を用いることで、簡易にサイクル数と岩石の凍結融解による長期の強度劣化を予測できる。また、現状の岩石と新鮮な岩石の強さ比を求めることにより、現状の岩石が何サイクルの凍結融解を受けたのかを予測することも可能になる。

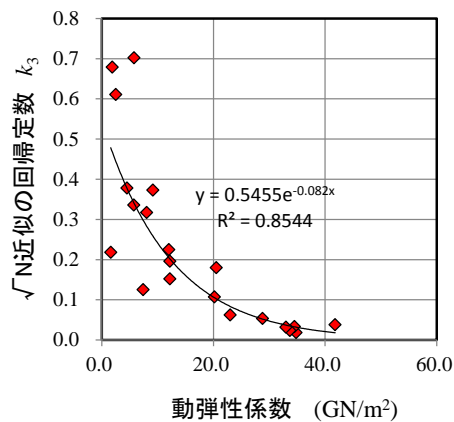


図-3.2 動弾性係数と \sqrt{N} 近似的回帰定数

表-3.2 岩石の各回帰計算から求めた回帰定数 k , m および決定係数 R^2

No.	試料名	指数近似 k_1	指数近似 R^2	ワイブル近似 k_2 (注1)	ワイブル近似 m (注1)	ワイブル近似 R^2 (注1)	\sqrt{N} 近似 k_3	\sqrt{N} 近似 R^2
1	春採層 砂岩1	0.0157	0.858	0.169	0.503	0.580	0.180	0.916
2	春採層 砂岩2	0.0065	0.683	1.133	0.031	0.029	0.107	0.847
3	雄別層 砂岩	0.0214	0.662	0.467	0.297	0.760	0.218	0.933
4	雄別層 泥岩	0.1150	0.987	0.004	1.439	0.999	0.336	0.922
5	天寧層 礫岩1	0.0012	0.848	0.440	-0.091	0.003	0.019	0.875
6	天寧層 礫岩2	0.0024	0.648	0.002	1.033	0.371	0.038	0.745
7	天寧層 砂岩	0.0572	0.895	0.309	0.503	0.739	0.317	0.963
8	天寧層 炭質泥岩	0.0732	0.888	0.306	0.573	0.805	0.378	0.976
9	春日層 火山礫凝灰岩	0.0192	0.682	0.321	0.172	0.034	0.125	0.750
10	春日層 風化安山岩	0.0041	0.338	0.908	-0.126	0.046	0.062	0.516
11	春日層 安山岩	0.0013	0.073	0.557	-0.119	0.046	0.033	0.211
12	館層 粗粒砂岩	0.1328	0.929	0.126	0.971	0.711	0.373	0.864
13	館層 細粒砂岩	0.3329	0.969	0.604	0.609	0.955	0.702	0.994
14	流紋岩質凝灰岩	0.0438	0.932	0.325	0.376	0.783	0.225	0.988
15	凝灰質砂岩	0.3044	0.732	1.254	-0.036	0.002	0.679	0.797
16	蝦夷層群 砂岩	0.0013	0.355	0.307	-0.033	0.003	0.024	0.500
17	川端層 砂岩1	0.0382	0.763	0.273	0.242	0.162	0.152	0.893
18	川端層 砂岩2	0.0409	0.321	4.780	-0.999	0.540	0.196	0.546
19	美笛層 風化安山岩	0.0020	0.506	0.764	-0.241	0.047	0.032	0.556
20	水冷破砕岩	0.0033	0.743	0.116	0.315	0.135	0.053	0.829
21	舌辛層 砂質泥岩	0.3295	0.992	0.229	1.265	0.990	0.611	0.929
	平均値	0.074	0.705	0.313	0.595	0.575	0.231	0.788

注1：ワイブル近似の回帰定数および決定係数は、回帰定数 m が赤字で示した負の値の試料を除いた平均値

$$k_3 = 0.55 \exp(-0.082 \cdot E_d) \quad (3.5)$$

$$k_1 = 0.19 \exp(-0.14 \cdot E_d) \quad (3.6)$$

$$N_a = 8.7 \exp(0.11 \cdot E_d) \quad (3.7)$$

ここに、 E_d ：動弾性係数 (GN/m²)

3.2 凍結融解サイクル数の解析

3.2.1 解析方法

岩盤崩落に関する崩落履歴と気象データをGISにより解析し、北海道内における凍結融解サイクル数の分布図を作成した。

表-3.3 整理対象アメダス (35 観測点)

地域	観測点
石狩	札幌、千歳
空知	岩見沢、滝川、深川
上川	旭川、士別、富良野、上川
胆振	室蘭、苫小牧、伊達
日高	浦河、日高
後志	小樽、倶知安、共和
渡島	函館、八雲
檜山	江差
留萌	留萌、羽幌
十勝	帯広、広尾、足寄
釧路	釧路、根室、弟子屈、中標津
網走	網走、北見、遠軽、興部
宗谷	稚内、浜頓別

この換算式を活用し、表-3.3 に示す北海道内のアメダス 35 観測点の平成 18 年～26 年における年間凍結融解サイクル数 (平均値) を算出したほか、凍結最低温度を整理した。また、さらに地盤内温度と気温との関係性を整理する検討対象箇所について、観測位置、観測状況等の諸元を整理した。

3.2.4 凍結融解サイクル数と連続寒度との相関

岩盤が凍結するためには、外気温が氷点下であった時間が影響するものと推測される。そこで、外気温が 0°C を下回ったときの温度を積算したものを『連続寒度』として定義し、外気温が氷点下になる時間とその時の温度をパラメータとして計算した。連続寒度は、岩盤内温度との関係より適した基準値を設定できるようにトライアルした。その結果、「-200°C」が最も両者の関係性が強いと考えられた。さらに外気温が 4 時間連続して氷点下を上回った場合は、連続寒度をゼロリセットした。また、各地区の凍結融解サイクル数と連続寒度が-200°Cを越えた回数との関係を整理し、図-3.3 に示す。凍結融解サイクル数と連続寒度の回数との間には、明瞭な関係が認められなかったものの、凍結融解サイクル数が安全側に評価される以下の関係式より凍結融解サイクル数を算出した。

$$Y = 1 \times X \quad (3.8)$$

ここに、Y：凍結融解サイクル数、X：連続寒度の回数

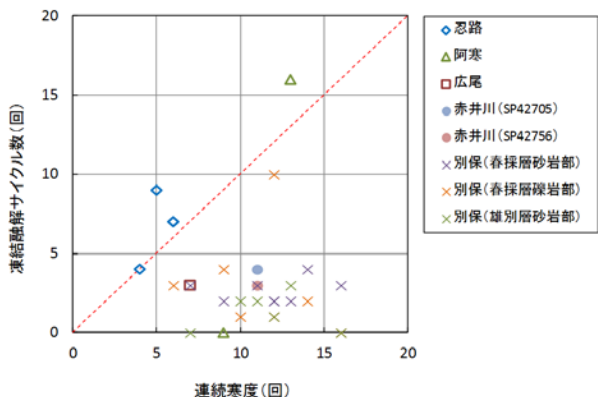


図-3.3 凍結融解サイクル数と連続寒度との関係

3.2.2 北海道における凍結融解サイクル数の分布

2006年～2014年までの9年分のアメダス観測所35箇所の気温データより連続寒度を算出し、関係式(3.8)から年間凍結融解サイクル数を試算した。

図-3.4に、岩盤内温度観測地点、アメダス観測地点で試算した年間凍結融解サイクル数の分布状況を示した。図-3.4では、地盤内温度観測地点、アメダス観測地点における年凍結融解サイクル数を「5回未満」、「5回以上10回未満」、「10回以上」に区分して、3段階で色分けして表示した。この図をもとに、年間凍結融解サイクル数の道内分布状況を推定した。

年間凍結融解サイクル数は、最低気温や氷点下継続時間等と関係が深いことから、年間凍結融解サイクル数の道内分布は、寒冷期における道内の最低気温や平均気温の分布状況と関係性があると考えられる。このため、ここでは、国土数値情報の平年値3次元メッシュデータ(1kmメッシュ)に収録された『1月、2月、3月の気温分布状況(最高気温、最低気温、平均気温)』と『年間凍結融解サイクル数の分布状況(図-3.4)』との整合性より年間凍結融解サイクル数の道内分布状況を検討した。さらに地盤は外気温が長時間に亘ってマイナス気温、または、長時間に亘ってプラス気温の場合は、凍結融解サイクル数が増加しないと仮定して、国土数値情報の平年値3次元メッシュデータより最高気温と最低気温の温度差を算出し、この分布と地盤内温度観測地点、アメダス観測地点の年間凍結融解サイクル数の分布状況を比較した。

年間凍結融解サイクル数分布を図-3.5に示す。区分した年凍結融解サイクル数の平均値は、「5回未満」が3.8回、「5回以上10回未満」が8.2回、「10回以上」11.3回となった。



図-3.4 試算した凍結融解サイクル数と分布図

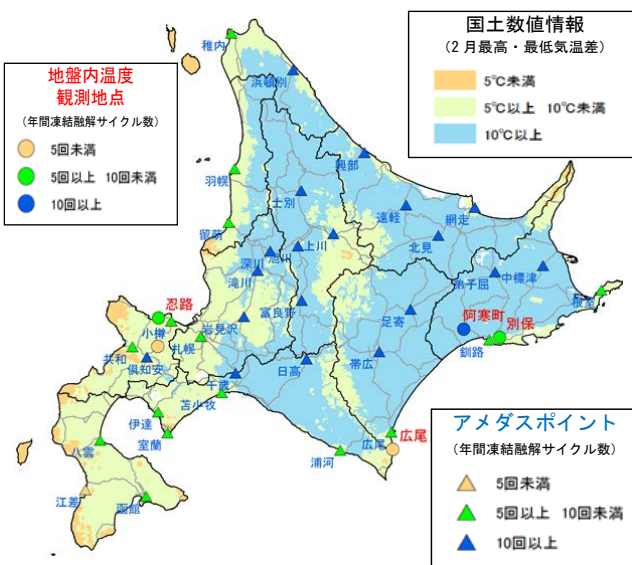


図-3.5 北海道の年間凍結融解サイクル数分布

4. 岩盤の劣化過程や気象条件を考慮した岩盤斜面の評価手法の提案

4.2 岩盤斜面の安定性能曲線の推定方法

岩盤斜面の将来における安定性を予測する安定性能曲線は、その概念を沖村(2012)により提唱されている⁵⁾。本研究では凍結融解による岩石劣化の指数近似式と、極限平衡法による岩盤斜面の安定度評価式とを掛け合わせ、将来の岩盤斜面の安定度を予測した。安定性能曲線の作成手順を以下に示す。

まず、室内凍結融解試験による凍結融解サイクルと強

さ比の関係による実験回帰式¹⁷⁾を作成する。安定性能曲線は、前半部(初期サイクル付近)を \sqrt{N} 指数近似曲線、後半部(交点以降)を指数近似曲線で構成される。

(指数近似式)

$$S(N) = \exp(-k_1 \cdot N) \quad (4.1)$$

ここに、 $S(N)$: 強さ比(サイクル数 N (c)後の一軸圧縮強さ qu_c と初期一軸圧縮強さ qu_0 との比(= qu_c/qu_0))

N : サイクル数 (c)

k_1 : 回帰定数

(\sqrt{N} 近似式)

$$S(N) = \exp(-k_3 \sqrt{N}) \quad (4.2)$$

ここに、 k_3 : 回帰定数

上式の回帰定数 k_1, k_3 は、動弾性係数を用いて下記の式より求める。

$$k_1 = 0.19 \exp(-0.14 \cdot E_d) \quad (4.3)$$

$$k_3 = 0.55 \exp(-0.082 \cdot E_d) \quad (4.4)$$

ここに、 E_d : 動弾性係数 (GN/m²)

これに式(4.3)と式(4.4)に動弾性係数を入力し、回帰定数 k_3, k_1 の値を求める。これを式(4.1)と式(4.2)に代入し、凍結融解サイクル数と強さ比の関係を得られ、この曲線式が \sqrt{N} 指数近似曲線と指数近似曲線となる。

次に、凍結最低温度を補正した曲線を求める。これまでの実験では、最低温度が高いほど強さ比の減少傾向が小さく、劣化速度が遅いことがわかっている。この補正を行うために以下の式を用いる。

$$y = 0.50 \times \ln(x) + 1.01 \quad (4.5)$$

ここに、 y : 回帰係数 k の任意温度と-18°Cの値の比

x : 温度比

なお、式は指数近似曲線の回帰定数 k_1 と凍結融解の凍結最低温度比の関係から求められたものであるが、ここでは便宜的に \sqrt{N} 近似曲線の回帰定数 k_3 にも適用する。

以下の2次元極限平衡解析による安定度評式¹⁸⁾に示す。

$$N_s = \frac{\gamma H}{\sigma_t} = \frac{\tilde{H}_c^2 + \tilde{L}^2}{\psi(3\tilde{B}^2 + 4\tilde{B}\tilde{L} + \tilde{H}_c\tilde{L}^2)} \quad (4.6)$$

ここに、 \tilde{B} : 崩落岩体厚さ比, B/H

\tilde{H}_c : 切欠き高さ比, H_c/H

\tilde{L} : 進展亀裂出現深さ比, L/H

ψ : 形状補正係数

以下に現在の岩盤斜面形状の安全率は以下のように示される。

$$F_s = \frac{\sigma_t}{\sigma_a} = \frac{\sigma_t}{\gamma H} N_s \quad (4.7)$$

ここに、 σ_t : 切欠き先端の引張強さ (N/m²)

最後に、現在の岩盤斜面安全率の式(4.7)と、式(4.5)により温度補正した回帰定数を用いて岩盤劣化の指数近似式(4.1)、 \sqrt{N} 近似式(4.2)とを掛け合わせて安全率をもとめた。また、図-3.5から対象地域の年間凍結融解サイクル数を求め、経年年数と安全率との関係として安定性能曲線を作成した。

4.3 岩盤斜面への適用事例

4.3.1 対象斜面

解析の対象は、北海道西部の日本海側に突き出た積丹半島の北東向き斜面海岸部で、旧国道229号の山側斜面に位置した岩盤斜面である。海側に突出した岩体で、脚部には3m程度のオーバーハングが形成され、斜面の地質は、新第三紀中新世尾根内層の含角礫成層火砕岩および水砕破砕岩から構成される。図-4.1に2次元解析断面を示す。対象岩体の最大突出部から3mとし、切欠き先端は最大突出部の高さまで達しているものと仮定した。解析では、将来的に不安定化することを想定して、浸食が3m進行したと仮定した断面についても解析した。

一軸圧縮試験および圧裂引張試験を含む基本物性試験の結果を表-4.1に示す。岩盤定数は、先に実施した岩石室内試験結果を用いて決定した。その他、解析に用いた数値条件を表-4.2に示す。

4.3.2 解析結果

岩盤斜面の現況の安定解析結果を表-4.3に示す。3次元極限平衡解析の安全率は、2次元極限平衡解析よりも大きい値を示した。この原因としては、岩体の形状が「崩落岩体厚さの最大値3m」に該当する位置が最下部付近にあり、上部は急激に薄化していることが起因して、形状補正係数 ψ の決定の項で示されている『高さ×厚さが数

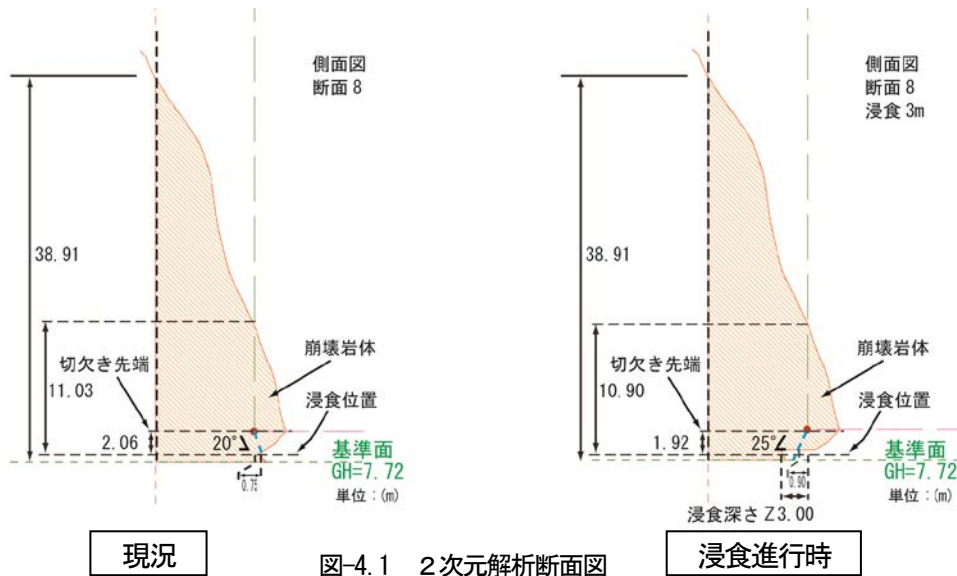


表-4.1 基本物性試験結果一覧

試料番号		#B1 基本物性	#B2 基本物性	#1 15サイクル	#3 5サイクル	#4 10サイクル	#5 20サイクル	#P3 25サイクル	
密度試験	湿潤密度 ρ_t	g/cm ³	2.457	2.254	2.376	2.205	2.363	2.450	2.412
	乾燥密度 ρ_d	g/cm ³	2249	1.964	2.119	1.903	2.186	2.250	2.212
	飽和密度 ρ_{sat}	g/cm ³	2.458	2.256	2.376	2.205	2.363	2.450	2.412
吸水および有効間隙試験	吸水率 a_b	%	9.29	14.87	12.14	15.85	8.09	8.88	9.02
	有効間隙率 n_e	%	20.91	29.23	25.76	30.20	17.71	20.01	19.98
	含水比 w	%	9.27	14.77	12.14	15.86	8.09	8.88	9.02
超音波速度測定	P波速度 V_p	km/s	3.35	3.51	2.86	3.04	3.30	2.48	3.26
	S波速度 V_s	km/s	1.53	1.22	0.26	0.53	0.47	0.39	0.41
	湿潤密度 ρ_t	g/cm ³	2.412	2.191	2.376	2.205	2.363	2.450	2.412
	動弾性係数 E_d	MN/m ²	1.54E+04	9.33E+03	4.82E+02	1.84E+03	1.56E+03	1.11E+03	1.21E+03
	動ポアソン比 ν_d		0.368	0.431	0.496	0.484	0.490	0.487	0.492
一軸圧縮試験	圧縮強さ σ_c	MN/m ²	1.04	5.33	2.54	0.869	2.44	3.71	2.27
	変形係数 E_t	MN/m ²	2.77E+03	1.58E+03	4.00E+02	1.35E+02	4.35E+02	7.41E+02	4.26E+02
圧裂引張試験	圧裂引張り強さ σ_t	MN/m ²	0.765	0.493	-	-	-	-	-
凍結融解試験	相対動弾性係数	%			21.5	47.8	37.8	21.4	29.2
	質量減少率	%			-0.2	0.6	6.9	0.1	6.2
	強度低下比	%			32.3	11.0	31.0	47.1	28.8

表-4.2 数値条件表

条件項目	使用数値	備考
単位体積重量 γ	23,560 (N/m ³)	基本物性(#B1,#B2)の湿潤密度の平均
引張強さ σ	629,000 (N/m ²)	基本物性(#B1,#B2)の平均
応力集中係数 b	1.0	

表-4.3 安定解析結果一覧

斜面形状	3次元極限平衡解析		2次元極限平衡解析
	最小安全率 (Fsb)	断面最小安全率 (F _{smin}) 最小値	安全率 (Y=9.5断面)
現況	2.747	1.577(Y=8.5断面)	1.638
浸食進行時	1.981	0.664(Y=9.5断面)	0.827

メートルの小さい岩体に適用する場合には、注意が必要』¹⁸⁾との記載に該当する可能性が考えられる。

一方、動弾性係数 $E_d=12370\text{MN/m}^2=12.37\text{GN/m}^2$ なので、 $k_3=0.20$ 、 $k_1=0.034$ が求められる。本地区の凍結最低温度は前章で提案した -3°C を用いて上式から $y=0.13$ となり、以下のとおり求められる。

$$\text{補正 } k_3=0.20 \times 0.13=0.026$$

$$\text{補正 } k_1=0.034 \times 0.13=0.0044$$

図-4.2 の凍結融解サイクル数と強さ比の関係において、実験値、 \sqrt{N} 近似、指数近似の回帰と推定および温度補正值を示す。

年間の凍結融解サイクル数を図-3.5 で示した分布図から年 8.2 回 (平均値) と仮定し、安定性能曲線を作成した。図-4.3 に各解析ケースの安定性能曲線を示す。今回の解析では -18°C では現況形状で3年、浸食進行時で1年程度の経過で安全率 $F_s < 1$ となると予測した。一方、 -3°C では現況形状で28年、浸食進行時で20年程度の経過で安全率 $F_s < 1$ となると予測した。ただし、斜面形状、温度、凍結融解回数などの条件に想定が多いので、今後データを積み重ね精度の高い検証が必要であると考えられる。

4.4 道路管理への適用

図-4.3 の凍結最低温度 -3°C の安定性能曲線もとに作成した、評価・管理のシナリオを図-4.4 に示す。安定性能曲線とおりの安全率の低下が確認された場合には、安全率 $F_s < 1$ となる28年後前に対策工を完了することが必要となる。また、現況の安全率を適切に把握するには、定期的にボーリングと岩石試験を行なって強度劣化による安全率低下をモニタリングすることが必要である。これらにより、計画的に岩盤斜面を評価・管理することが可能となる。

図-4.5 に安定性能曲線を用いた岩盤斜面の評価・管理手法のフロー図を示す。これは岩盤斜面の地形モデル構築にはじまり、土質定数や亀裂条件の設定、極限平衡解析による安定解析、安定性能曲線の推定を経て、将来における岩盤斜面の安全率を予測するものである。これら一連の手順を「岩盤の劣化過程を考慮した大規模岩盤斜面の評価・管理マニュアル (案)」にまとめた。

5. まとめ

本研究の成果は、以下のとおりである。

- 1) 凍結融解による岩盤の劣化は凍結サイクル数や凍結最低温度に依存し、岩盤強度を指数曲線とワイブル分布曲線で近似できることを明らかにした。
- 2) オーバーハングした崩落の発生形態をもつ岩盤斜面

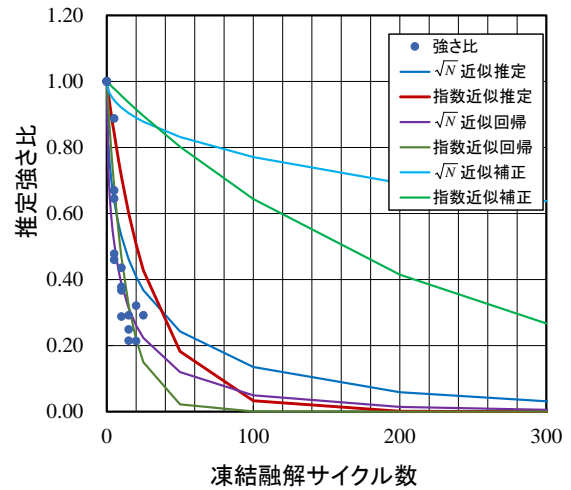


図-4.2 推定強さ比と凍結融解サイクル数

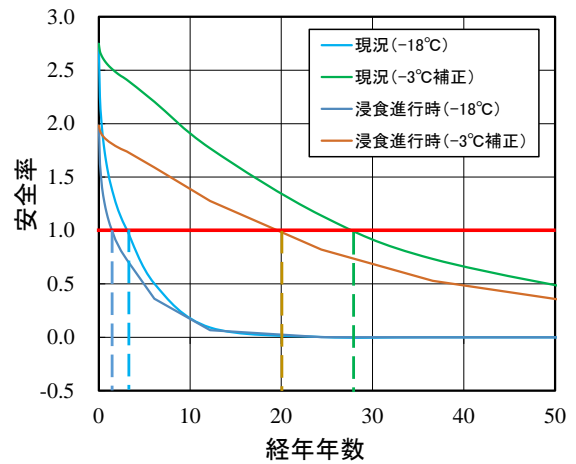


図-4.3 各解析ケースの安定性能曲線

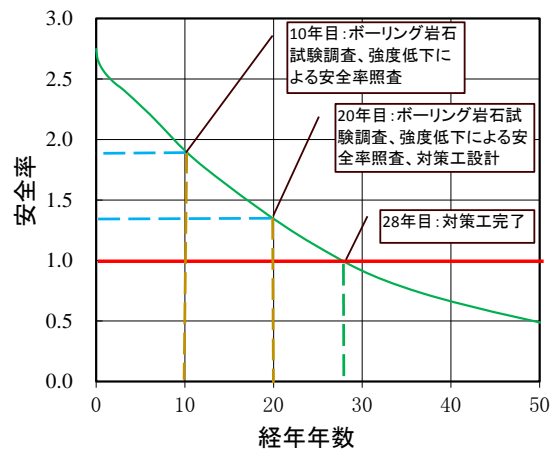


図-4.4 対象斜面の評価・管理想定実施案 (凍結最低温度 -3°C 、現況形状)

を対象とした遠心力模型実験、FEM 解析、極限平衡法による解析から、引張破壊による亀裂の進展過程を明らかにした。

- 3) 凍結融解に伴う岩盤強度低下の近似と、極限平衡法による岩盤斜面の安全率計算から、岩盤斜面の長期的な安全率変化を安定性能曲線として示し、凍結融解による劣化を考慮した岩盤斜面の安定性評価方法を提案した。これにより将来における岩盤斜面の安定性の予測と、計画的な岩盤斜面の評価・管理を可能とした。また、一連の手順を「岩盤の劣化過程を考慮した大規模岩盤斜面の評価・管理マニュアル(案)」にまとめた。

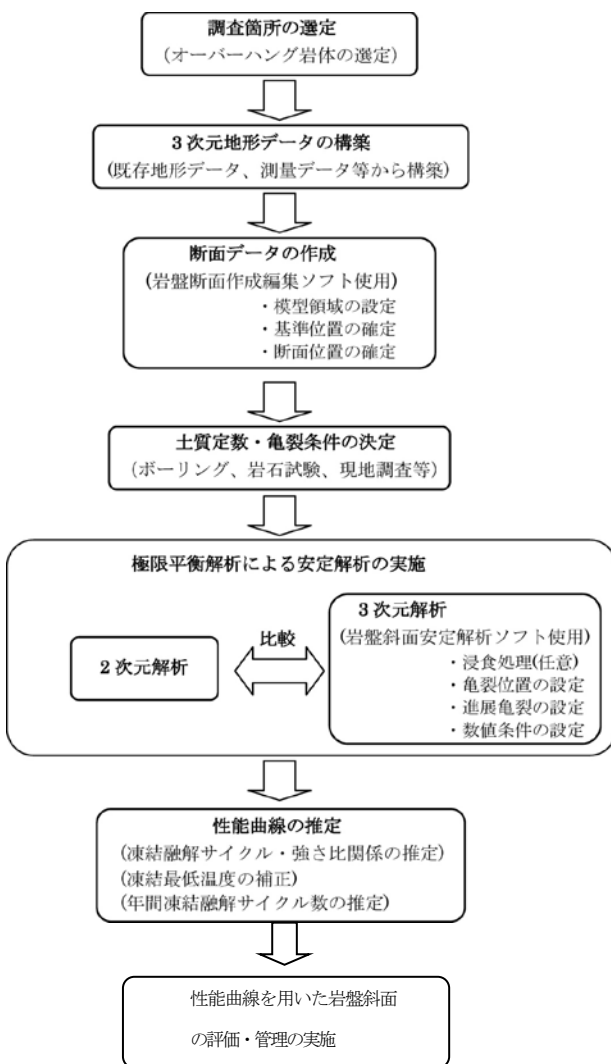


図-4.5 岩盤斜面の評価・管理フロー図

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.1.1-8.4, 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.1.1-7.7, 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.1.1-8.3, 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.1.1-8.1, 2004.

5) 沖村孝：自然斜面崩壊予測技術の従来課題と背景, 地盤工学会誌, Vol.60, no.3, pp1-5, 2012.

6) 地質研究室：岩石・岩盤の風化について, 北海道開発土木研究所月報, No.589, pp.46-47, 2002.

7) 日本工業標準調査会：コンクリートの凍結融解試験方法, 日本工業規格, JISA 1148:2010, 2010.

8) 北海道開発局：道路設計要領 第3集橋梁 第1編道路橋付属資料, pp3B1-3B12, 2013.

9) 日下部祐基, 伊東佳彦, 坂本多朗：岩石の凍結融解による強度劣化の推定法に関する研究, 寒地土木研究所月報, No.681, pp.11-20, 2010.

10) 石井清, 江川顕一郎, 堤知明, 野口博章：凍結融解作用を受けたコンクリートの劣化予測に関する研究, 土木学会論文集, No.564/V-35, pp.221-232, 1997.

11) 福田正巳：小樽手宮洞窟壁面遺跡の凍結破損防止にかかわる基礎研究, 低温科学, 物理編43, 北海道大学, pp.171-180, 1985.

12) 日本道路公団試験研究所：トンネルの標準設計に関する研究報告書—数値解析と施工実績の分析—, 1986.

13) 日下部祐基, 伊東佳彦, 三浦均也：岩盤崩落の遠心力模型実験とFEM解析について, 寒地土木研究所月報, 寒地土木研究所, No.705, pp.45-49, 2012.

14) 中村康夫：凍結融解による岩石の破壊過程, (社)日本応用地質学会, 応用地質, Vol.22, No.4, pp.9-19, 1981.

15) 宇都一馬, 冬木衛, 桜井学：杭の載荷試験結果の整理法, 基礎工, Vol.10, No.9, pp.21-30, 1982.

16) 日下部祐基, 伊東佳彦：凍結融解試験による岩石の強度劣化の定式化と物性値との関係, 土木学会論文集C(地圏工学), Vol.71, No.1, pp.47-54, 2015.

17) 日下部祐基, 倉橋稔幸, 伊東佳彦：凍結融解による岩石の強度劣化予測法, 寒地土木研究所月報, 寒地土木研究所, No.745, pp.2-10, 2015.

18) 日下部祐基, 三浦均也, 伊東佳彦, 表真也：極限平衡解析による岩盤斜面の簡易安定度評価法の適用と検証事例, 土木学会論文集C(地圏工学), Vol.67, No.2, pp.228-239, 2011.

A STUDY ON EVALUATION AND MANAGEMENT METHOD OF LARGE-SCALE ROCK SLOPE UNDER DETERIORATION PROCESS

Budget : Grants for operating expenses

General account

Research Period : FY2011-2015

Research Team : Cold Region Construction
Engineering Research Group
(Geological Hazards)

Author : KURAHASHI Toshiyuki

KUSAKABE Yuki

YAJIMA Yoshinori

TSUNODA Fujio

Abstract : This paper describes the results of centrifugal model test, FEM analysis, limit equilibrium analysis, and freeze-thaw cycle test for a overhung rock slope from FY2011 to FY2015. We proposed a long-term rock slope stability curve based on deterioration process by freeze-thaw cycles. It enabled to prospect the slope stability in the future and manage road slope maintenance.

Key words : rock slope failure , freeze-thaw cycle, centrifugal model test, limit equilibrium analysis, slope stability curve