

土木研究所資料

岩盤崩壊モニタリング要領（案）

平成 1 6 年 1 月

独立行政法人土木研究所

土砂管理研究グループ

地すべりチーム

Copyright © (2003) by P.W.R.I.

All rights 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、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。

岩盤崩壊モニタリング要領（案）

土砂管理研究グループ 元急傾斜地崩壊研究室	上席研究員	小山内	信	智	
	上席研究員	藤澤	和	範	
	主任研究員	浅井	健	一	
	元上席研究員	綱木	亮	介	* ¹
	元室長	寺田	秀	樹	* ²
	元室長	門間	敬	一	* ³
	元主任研究員	千田	容	嗣	* ⁴
	元研究員	小嶋	伸	一	* ⁵
	元研究員	金子	正	則	* ⁶
	元研究員	海老原	和	重	* ⁷

要旨

岩盤崩壊は表層崩壊に比べて発生頻度は低いものの、崩壊が発生した場合には甚大な被害が生じる。このような大規模な岩盤斜面に対しては、構造物による抑止対策が困難な場合も多く、また迂回工事にも多くの費用と長い工期を要する。そのため、岩盤崩壊による災害を防止するためには、岩盤斜面のモニタリングによって崩壊発生の予兆を検知し事前に通行止めを行う必要がある。しかしながら、平成8年2月に発生した北海道豊浜トンネルにおける岩盤崩落災害は、従来の技術的知見では大規模な岩盤崩落は予測が極めて困難な現象であること、及び実際に岩盤崩壊を対象とした計測事例も極めて少ないことを改めて認識させることとなった。

これらの背景をもとに、本研究では、岩盤崩壊危険箇所の計測技術及び計測値の評価方法の向上を目的として、全国計15箇所の岩盤斜面に計器を設置して挙動計測を行い、計測結果をもとに岩盤モニタリングの現地適用可能性と限界、岩盤崩壊予測手法について検討を行うとともに、研究成果を総合して、岩盤崩壊モニタリングを行うための技術マニュアルである「岩盤崩壊モニタリング要領（案）」を作成した。

キーワード：岩盤崩壊、モニタリング、調査、計測、前兆現象、安定解析、画像解析、AE計測

*¹ 現国土交通省関東地方整備局富士川砂防事務所長 *² 現国土技術政策総合研究所危機管理技術研究センター砂防研究室長 *³ 現東亜グラウト（株） *⁴ 現技術推進本部 *⁵ 現新潟試験所研究員 *⁶ 現国土交通省北陸地方整備局金沢河川国道事務所 *⁷ 現国土交通省関東地方整備局利根川下流河川事務所安食出張所

目 次

はじめに

岩盤崩壊モニタリングの調査・検討ワーキング会議名簿

第1章 総則	1-1～1-11
1-1 本要領(案)の目的および適用範囲	1-2
1-2 岩盤崩壊モニタリングの対象となる岩盤斜面	1-4
1-3 道路維持管理における岩盤崩壊モニタリングの位置づけ	1-5
1-4 岩盤崩壊モニタリング実施地区	1-6
1-5 本要領(案)の内容	1-7
1-6 本要領(案)で用いる用語	1-9
1-7 通行規制について	1-9
第2章 岩盤崩壊の概要	2-1～2-20
2-1 岩盤崩壊の形態と特徴	2-2
2-2 岩盤崩壊を引き起こす要因：素因・誘因	2-17
第3章 調査	3-1～3-33
3-1 調査の目的と手順	3-2
3-2 調査の内容	3-3
3-3 概査	3-6
3-4 精査	3-10
3-5 崩壊規模、崩壊形態の推定	3-21
第4章 計測計画	4-1～4-45
4-1 計測計画の考え方	4-2
4-2 計測器の配置計画と選定	4-3
4-3 岩盤崩壊モニタリングに利用できる計測器と手法	4-20
4-4 計測システム	4-35
4-5 計測期間及び計測頻度	4-38
4-6 計測体制等の検討	4-43
第5章 計測の実施	5-1～5-14
5-1 仮設計画	5-3
5-2 計測器の設置及び維持管理	5-6

5-3	計測	5-13
5-4	計測期間中の安全管理と連絡体制	5-14
第6章	計測データの整理及び分析	6-1～6-20
6-1	計測データの整理	6-3
6-2	計測データの分析	6-6
第7章	崩壊の前兆現象とその評価	7-1～7-34
7-1	前兆現象	7-2
7-2	崩壊の予知・予測の可能性	7-5
7-3	崩壊の予知・予測の実例	7-22
第8章	安定解析	8-1～8-33
8-1	安定解析の位置づけ	8-2
8-2	数値解析	8-4
8-3	凍結深及び熱応力解析	8-31
第9章	岩盤崩壊モニタリングの課題	9-1～9-7
9-1	岩盤崩壊モニタリング実施上の課題	9-2
9-2	岩盤崩壊モニタリングに用いる計測器の課題	9-3
巻末資料-1	モニタリング実施箇所における「管理基準値」の設定状況	
巻末資料-2	岩盤モニタリングにおけるAE計測マニュアル（案）	

はじめに

道路は国民の暮らしに欠かせない最も基本的な社会資本の1つであることから、災害に強い道路整備・計画的な防災対策の推進によって利用者の安全な通行を確保することは、道路管理に携わる者の責務であるといえる。

しかし、平成8年2月に北海道豊浜トンネルにおいて大規模な岩盤斜面崩壊が発生し多くの犠牲者を出したことは、この現象への対応が道路防災対策を推進する上で非常に重要な課題の一つであることを示した。

このような状況を踏まえ国土交通省及び土木研究所では、平成8年6月に岩盤崩壊に関する計測と崩壊予知（岩盤崩壊モニタリング）の可能性等を検討するため、（財）道路保全技術センター内に専門家らで構成される「岩盤崩壊モニタリングの調査・検討ワーキング会議（委員長 菅原紀明 応用地質（株）つくば技術開発センター所長）」を設置するとともに、全国15地区において実際に岩盤崩壊モニタリングを開始した。

その結果、和歌山県天鳥橋西地区においては変位・変形の微小な累積から崩壊までの計測データを得ることができ、他の地区においても変位・変形の微小な累積状況や気温等による周期的変動状況に関する多くの計測データが得られた。

これらの結果から、岩盤崩壊モニタリングで計測される変位・変形のデータを分析し、微小な前兆現象を捉えることにより、岩盤崩壊を予知できる可能性があることがわかった。

今後、より確実な崩壊予知方法を確立するためにはデータの蓄積とこれまでに得られた知見の検証を目的として数多くの岩盤崩壊モニタリングを実施する必要がある、できるだけ多くの技術者と情報を共有し、検証が為されるような環境を整備する必要があると思われる。一方、最近岩盤斜面変動の特徴を踏まえた計測器、計測方法の研究開発も活発であり、よりよい計測器の開発が望まれる。

本要領（案）はそのような理由から、これまでに得られた知見を取りまとめ、岩盤崩壊モニタリングを行うための技術マニュアルとして作成したものである。本要領（案）はあくまでも現在までの知見によりとりまとめたものであり、今後も岩盤崩壊予知方法及び計測技術の向上が望まれるが、本要領（案）がその礎となるとともに、現場における岩盤斜面の計測監視の参考となれば幸いである。

本要領（案）のとりまとめにあたり、（財）道路保全技術センター及び「岩盤崩壊モニタリングの調査・検討ワーキング会議」のメンバー各位には精力的な議論・作業をしていただいた。また、国土交通本省及び各地方整備局・北海道開発局の関係各位には現地斜面での岩盤崩壊モニタリングを実施していただいた。本要領（案）は以上の方々のご協力なしには成立し得なかったものであり、ここに記して深く感謝の意を表する次第である。

岩盤崩壊モニタリングの調査・検討ワーキング会議名簿
(順不同、敬称略)

委員長

菅原 紀明

副委員長

小俣 新重郎、今村 遼平

委 員

野崎 智文 、伊藤 正秀 、佐藤 研一 、門間 敬一、
小山内 信智、寺田 秀樹 、綱木 亮介 、池田 憲二、
上野 将司 、小野田 敏 、川瀬 良司 、高橋 輝明、
中筋 章人 、中西 康博 、日吉 直 、皆川 潤、
小櫻 義隆 、塩谷 智基

オブザーバー

遠藤 正樹 、川村 浩二 、浅井 健一 、山田 達彦、
小輪瀬 良司、川岸 弘昌 、千田 容嗣 、小林 豊 、
高木 登

事務局

横山 嘉大 、鈴木 隆次 、尾上 秀司 、長田 隆信

第 1 章 総則

- 1－1 本要領(案)の目的および適用範囲
- 1－2 岩盤崩壊モニタリングの対象となる岩盤斜面
- 1－3 道路維持管理における岩盤崩壊モニタリングの位置づけ
- 1－4 岩盤崩壊モニタリング実施地区
- 1－5 本要領(案)の内容
- 1－6 本要領(案)で用いる用語
- 1－7 通行規制について

第1章 総則

1-1 本要領(案)の目的および適用範囲

本要領(案)は、岩盤斜面のうち防災点検の安定度評価の結果、計器等を用いた計測（以下、岩盤崩壊モニタリング）を行う必要があると判断されたものに適用し、道路管理を行う者が岩盤崩壊モニタリングを行う際の参考書としてまとめたものである。

岩盤斜面の道路防災点検では表 1.1 に示すように「評価の目安」に基づき「安定度評価」が行われる[1]。その結果①「対策が必要」とされるか、または②「防災カルテを作成する」とされ「評価の目安」で「A)詳細調査が必要」とされたものについては、次のいずれかを満たすことを条件として、監視の補助手段である岩盤崩壊モニタリングの対象とされることになる。

(i) 対策工での対応が可能な範囲を超える規模で崩壊する可能性のあるもの。

(ii)対策工を実施するまでの間に崩壊する可能性があると判断されるもの。

図 1.1 に道路の防災点検や対策工の実施からなる道路維持管理の流れと本要領(案)で取り扱う岩盤崩壊モニタリングの関係を示す。

なお本要領（案）は、砂防など道路以外で取り扱われる岩盤斜面のモニタリングに関しても準用することができる。

表 1.1 道路防災点検の安定度評価と岩盤崩壊モニタリング

((財)道路保全技術センター [1] p.47(1996)に加筆)

道 路 防 災 点 検		岩盤崩壊モニタリング	
安定度評価	評価の目安	実施の条件	要否
①対策が必要	明瞭な開口亀裂等、災害に至る可能性のある要因が確認される等、対策工の実施（対策工法の検討も含む）が必要なもの。	(i)対策工での対応が可能な範囲を超える規模で崩壊する可能性のあるもの。 (ii)対策工を実施するまでの間に崩壊する可能性があると判断されるもの。	要
②防災カルテを作成する	A) 詳細調査が必要 開口亀裂等の災害に至る可能性のある要因は明瞭でないものの、安定性に疑いのあるもの。		
	B) 通常巡回による重点観察を実施する。現段階では災害に至る可能性のある要因は認められないものの、将来的には地形、地質等の条件から考えて、斜面の変状等について監視する必要があるもの。		
特に新たな対応を必要としない	災害の要因となるものが発見されず、特に新たな対応を必要としない箇所		否

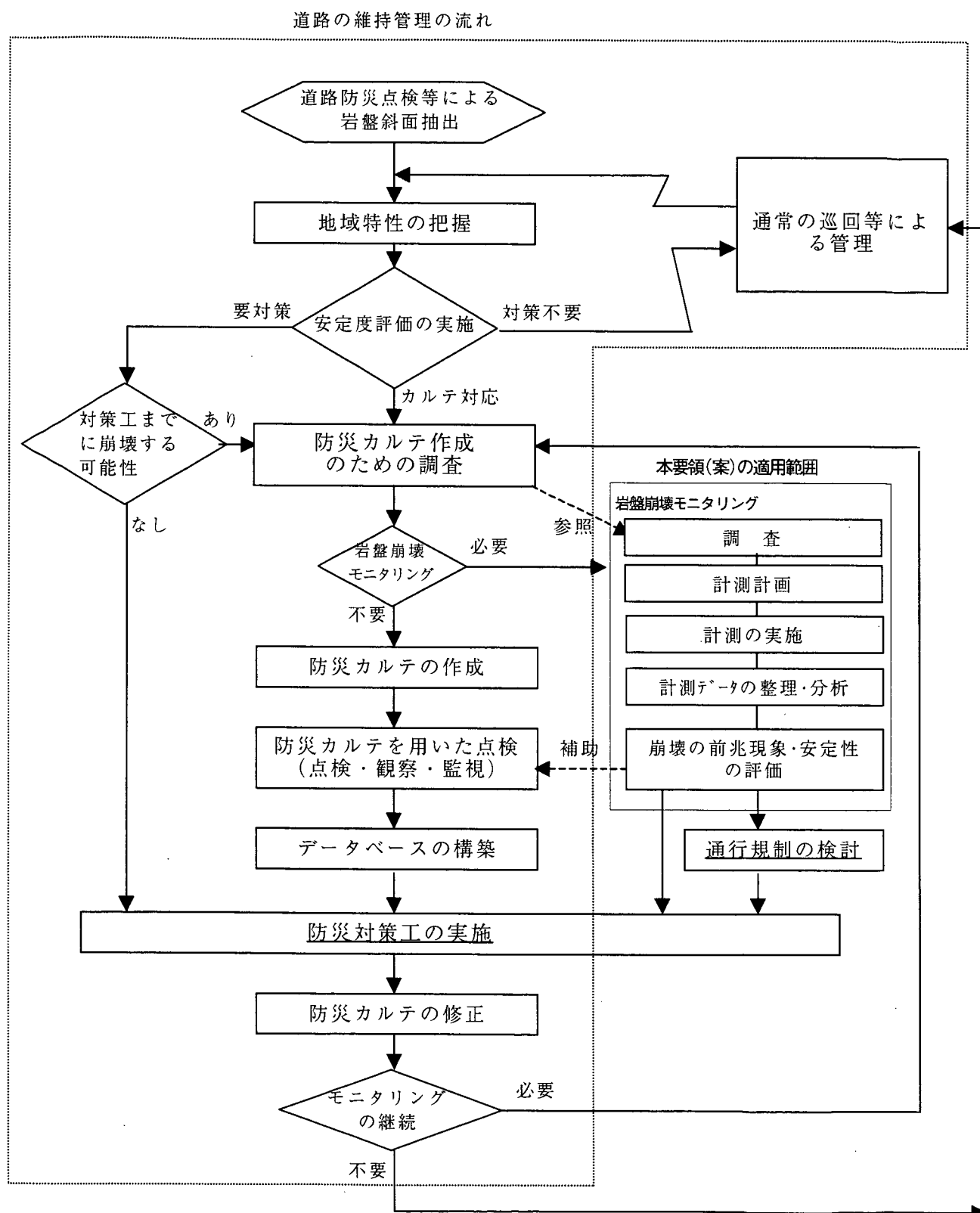


図 1.1 道路の維持管理の流れと本要領(案)の関係

1-2 岩盤崩壊モニタリングの対象となる岩盤斜面

岩盤崩壊モニタリングの対象となる斜面は、対策工での対応が可能な範囲を超える規模で崩壊する可能性がある場合や対策工を実施するまでの間に崩壊する可能性がある判断される場合の他、①大規模な落石、②カルテ対応箇所新たに崩壊の前兆が見られた場合、③既設対策工の効果が不十分であることが判明した場合、等についても、既存の防災点検結果や各種調査結果及び道路特性等を踏まえて選定すべきである。

その際の主な着眼点としては、斜面の傾斜、岩体下端と道路との比高差、岩体の岩質・体積・開口亀裂の状態、考えられる対策工種などがある。

岩盤崩壊モニタリングは、表 1.1 に示すとおり崩壊の可能性のある岩盤斜面のうち、①対策工での対応が可能な範囲を超える規模で崩壊する可能性がある場合、②対策工を実施するまでの間に崩壊する可能性がある判断される場合に、道路管理者の判断で実施されるが、それに加えて落石防護工での対応が不可能な大規模な落石（個数で表現されるもの）にも適用される場合がある。

ただし上記の条件に当てはまる岩盤斜面は数が多く、その全てを対象にすることは難しいことから、対象箇所は既存の防災点検結果や各種調査結果及び斜面の特性（斜面の傾斜、岩体下端と道路との比高差、岩体の岩質・体積・開口亀裂の状態）等を踏まえて適用の検討を行うべきである。

また、当初岩盤崩壊モニタリングの対象とならなかったものであっても、開口亀裂の拡大や新たな亀裂の発生、斜面の変状などが認められた場合は、周辺部を含めた詳細な現地踏査を実施した上で対象とすることがある。同様に、対策工が既に施工されているものでも、その効果が不十分であることが判明した場合には岩盤モニタリングで対応することが望ましい場合もある。

過去に発生した崩壊の事例や崩壊には至っていないがモニタリングが実施されている事例などの条件を考慮すると、一般的な判断基準として崩壊体積や岩体下端と道路との比高差に関する基準が考えられる。

すなわち、想定される崩壊の形態が崩落である場合には崩壊体積 20 m^3 以上、転倒やすべり崩壊である場合には概ね 200 m^3 以上の場合で、岩体下端と道路との比高差が 10 m 以上である場合などには防護工での対応が可能な範囲を超え、しかも、崩壊時に影響を及ぼす範囲が大きくなる場合が多いことから、モニタリングの対象とすることが望ましいと言える。

しかし、岩盤崩壊の発生機構や発生条件、予知・予測方法などについては未だ研究段階であり、不明な事項も多い。また岩盤斜面の条件は複雑かつ多様であり、過去の実績とは異なる条件下で崩壊が発生することも十分考えられることから、これ

らの基準はあくまで判断を行う際の参考として取り扱うものとする。

1-3 道路維持管理における岩盤崩壊モニタリングの位置づけ

道路維持管理における岩盤崩壊モニタリングは、岩盤崩壊による被害を最小限に留めるために道路管理者が行うソフト対策の一つであり、岩盤斜面監視の補助手段として計測器等を用いて岩盤の微小な変位・変形を把握し、安定性評価、崩壊時期の予測等を行うものである。

図 1.2 に示すように [2]、道路管理者が行う岩盤斜面对策には不安定な岩盤の除去・固定、防護工、回避対策等のハード対策と、防災点検・危険個所の指定・データベース整備・計測監視・通行規制・避難・緊急連絡・情報公開等のソフト対策がある。

岩盤崩壊モニタリングはソフト対策の計測監視の一項目であり、防災点検等により岩盤崩壊の可能性があると判断された斜面に対して、計測器等によって岩盤の微小な変動を計測し、安定性の評価や崩壊時期の予測を行うことによって他のハード・ソフト対策に活かすために行われるものである。

岩盤崩壊には様々な発生形態・規模があり、今なお発生メカニズムや発生時期の予測等について未解明な部分が多い。したがって岩盤崩壊モニタリングの精度には自ずと限界が有り、これらの限界を理解した上でのモニタリング成果の柔軟な活用が望まれる。すなわち、岩盤崩壊の被害を最小限に留めるためには素因・誘因の有無や程度の事前把握、監視による前兆現象の把握、岩盤崩壊モニタリングによる岩盤の微小変動計測を総合的に実施して行う必要がある。

さらに、岩盤崩壊モニタリングで得られたデータを蓄積することで岩盤崩壊の発生メカニズムの解明や今後のモニタリング技術の向上を図ることができると考えられる。

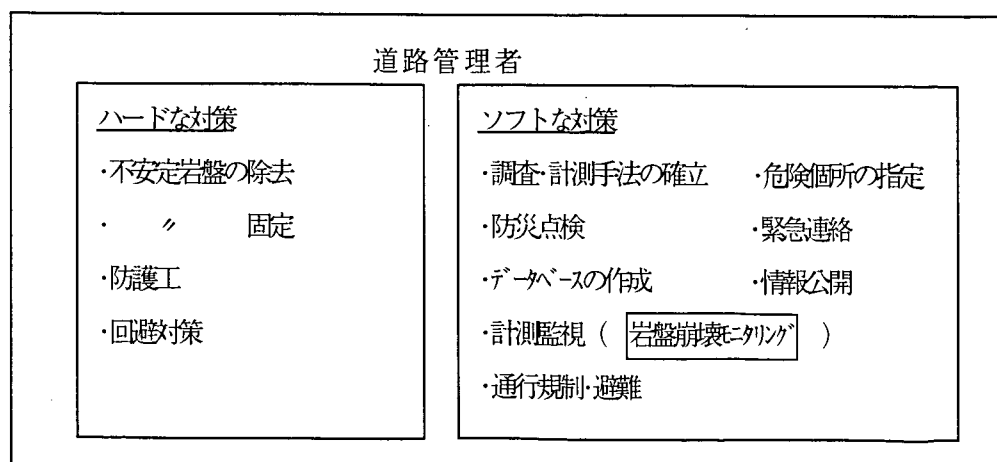


図 1.2 道路管理者が実施する道路防災対策(土木学会(1999) [2] に加筆)

1-4 岩盤崩壊モニタリング実施地区

平成8年から過去6年間に表1.2、図1.3に示す全国15地区で岩盤崩壊モニタリングを実施し、そこで得られた成果等を中心に本要領に記述した。これらは、実際の計測を通じて適切な計測器の配置・設置方法・有効性・システム構成等の検討及び計測結果からの崩壊予知の可能性等を検討するため実施されたものである。

表-1.2 岩盤崩壊モニタリング地区の概要

地区名	推定崩壊形態	地 質	推定崩壊規模(m ³)
① 安瀬	崩落・すべり	安山岩質凝灰角礫岩	1,800
② 層雲峡四の岩	転倒	溶結凝灰岩	450
③ 豊浜	崩落	安山岩質水冷破碎岩	17,500
④ 雄冬	崩落	安山岩質水冷破碎岩	300
⑤ 幌満	すべり	片麻岩	2,000
⑥ 立岩覆道	転倒	安山岩質水冷破碎岩	250
⑦ 馬場目	転倒・すべり	玄武岩溶岩	175
⑧ 海尻	すべり・崩落	安山岩溶岩 安山岩質凝灰角礫岩	600
⑨ 逢坂	崩落・すべり	軽石混じり凝灰岩	450
⑩ 赤沢	すべり	安山岩溶岩	500
⑪ 天鳥橋西	転倒	凝灰質砂岩	4.5
⑫ 下名	崩落・転倒	緑色片岩	1,400
⑬ 天瀬	崩落	溶結凝灰岩	2,600
⑭ 鯉ヶ崎	すべり	凝灰角礫岩	90
⑮ 板木野	転倒	珪質片岩	738

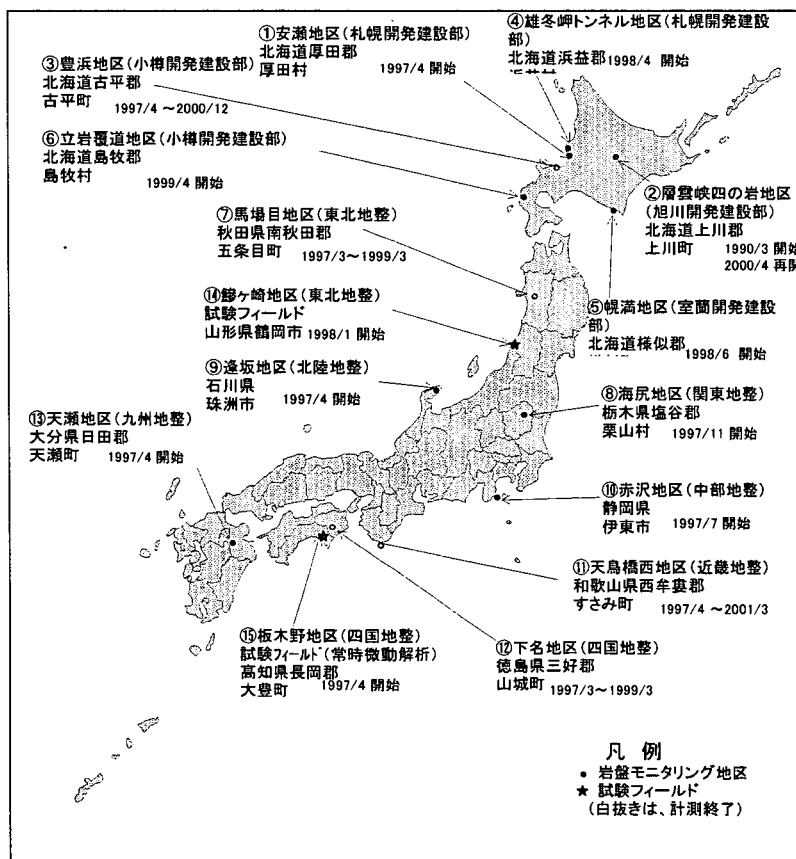


図 1.3 岩盤崩壊モニタリング地区の位置

表 1.2、図 1.3 に示すモニタリング地区の内、現在までに実際に岩盤崩壊が発生した地区は⑪の天鳥橋西地区のみであり、その他の地区については計測によって微小な変動は認められているが、変位・変形が累積して崩壊につながるような挙動は今のところ観測されていない。

1-5 本要領（案）の内容

本要領（案）では、導入部として第1章「総則」に本要領（案）の目的や適用範囲を、第2章「岩盤崩壊の概要」に岩盤崩壊の概要を示した。また最後の第9章にまとめとして「岩盤モニタリングの現況と今後の課題等」を示した。

第3章「調査」では岩盤モニタリングを計画するために必要となる調査の方法を、概査と精査に分けて示した。

第4章「計測計画」では岩盤崩壊の形態に併せた計測器の配置計画、計測器の選定方法および計測システムと計測間隔・計測期間の検討方法について述べた。

第5章「計測の実施」では計測を実施する上での仮設計画、計測器の設置方法および計測器の維持管理について記述した。

第6章「計測データの整理及び分析」では計測データの整理方法とその分析方法について記述した。

第7章「崩壊の前兆現象とその評価」では崩壊が発生する場合の前兆現象について解説し、崩壊時期の予測手法と実際の岩盤崩壊発生事例への適用事例について説明した。

第8章「安定解析」では解析手法の現状について解説し、実際の岩盤崩壊モニタリングに適用した例について記述した。

図 1.4 にはフロー図によって岩盤崩壊モニタリングの実施項目と本要領（案）の目次構成との関係を示し、その図の太線は通常実施される事項を、破線は場合によって実施する事項を示す。

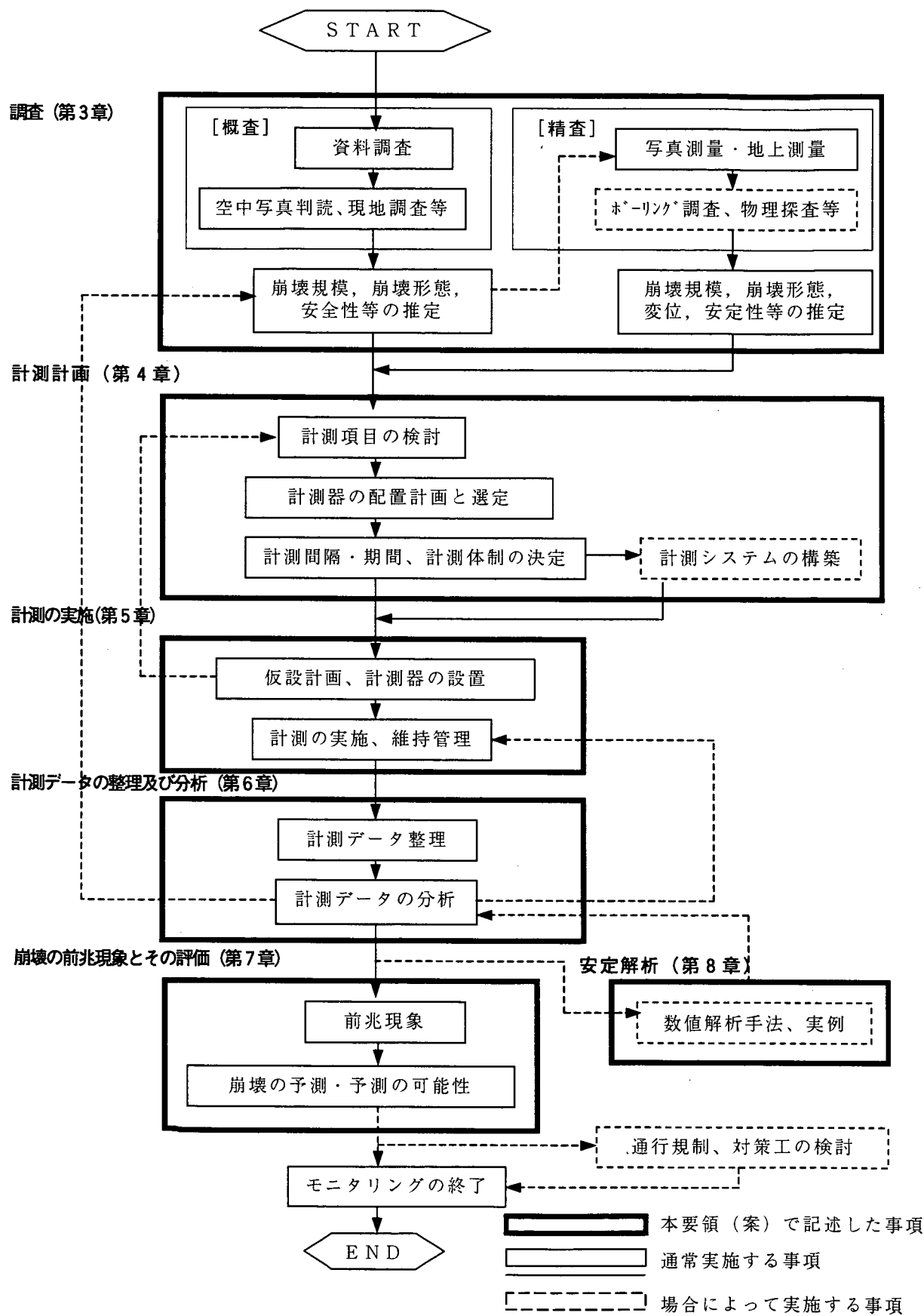


図 1.4 岩盤モニタリングのフローと本要領(案)の構成

1-6 本要領（案）で用いる用語

本要領(案)で独自に定義している用語を以下に説明する。

(1) 計測の種類

- ①予備計測：必要に応じて、通常計測に先立って実施する。少数の計測器を用いて岩盤の動きの有無を確認する場合と、簡易な器具を用いて岩盤全体のおおまかな変動傾向を確認する場合がある。
- ②通常計測：計測器を用いて岩盤の微小な動きを計測し、岩盤崩壊の兆候を捉え、崩壊時期の予測を行うための計測。計測の初期段階に、計測を本格的に行うため周期的変動量を求めるキャリブレーションを行う。
- ③異常時計測：通常計測で岩盤に異常が検出されたときや崩壊が近いと判断されたときに、計測項目・機器数・頻度を増して実施する計測。

(2) 計測器の種類

- ①接触型計測器：岩盤に直接設置して、挙動を測定する計測器。移動量、傾斜、沈下量、圧力、振動等を捉える計測器が存在する。
- ②非接触型計測器：岩盤の挙動を間接的に測定する、測定の手法を用いた計測器。

1-7 通行規制について

崩壊の前兆現象を捉えた場合、交通の危険を防止するため通行を規制する必要がある。以下にその法的根拠、通行規制方法の概略を述べる。

1-7-1 法的根拠

道路管理者は道路法第42条および第46条の定めるところによって、道路の通行を禁止し、又は制限することができる。この規定に関しては、昭和43年8月に発生した「飛騨川バス転落事故」以降、現実には破損、決壊等の事実が発生していなくとも、周辺も含めた道路施設の物理的条件や豪雨・強風等の気象条件との関連から道路の損壊、落石等異常事態の発生が予見される場合も含まれると解されるようになった。

1-7-2 通行規制の種類

通行規制の種類には次のようなものがある。

(1) 通行規制区間における事前通行規制

異常気象時において災害が発生するおそれのある箇所を含む箇所をあらかじめ指定し、道路およびその周辺の状況、気象の状況等から、災害発生がなくても雨量等が一定の基準値に達した場合に行う通行規制。

(2) その他の通行規制

規制区間外において、パトロール等により危険が予想される場合、または規制区間内において気象状況等が基準値に達しなくても、危険が予想される場合に実施する通行規制。

1-7-3 通行規制の方法

通行規制の実施にあたっては、以下の事項についての検討が必要となる。

- ① 管理基準値および以下の事項に関する実施手順をあらかじめ定めておく。
 - (i) 関係諸機関への状況連絡方法
 - (ii) 専門技術者への連絡および派遣要請方法
 - (iii) 通行止め処理のための準備方法（即応体制・24時間監視体制等）
 - (iv) 通行規制の解除方法
- ② 規制区間の起終点はできるだけ危険箇所の近くとし、かつ規制措置が迅速に取れる場所（概ね30分）とする。
- ③ 規制区間の起終点は、近くに駐車場等の広場があるか又は自動車の折り返し可能な場所とする。迂回路がないか、あっても非常に距離が遠くなる場合には、道路利用者は引き返すか規制の解除を待つしか無いことになる。したがって、できるだけ早期に規制情報を伝達することが重要となる。そのためラジオ放送等のマスメディアの有効利用、道路情報板効果的設置、ポータブル路側放送システムの活用等を図る必要がある。
- ④ 通行規制の方法としては、道路標識による通行止め、車両通行止め、車両進入禁止、二輪の自動車以外の自動車通行止め、指定方向外進行禁止、バリケードの設置による通行止め等がある。

なお、参考までに巻末資料-1にモニタリング実施箇所における「管理基準値」の設定の実態を示す。しかし、管理基準値の設定に際しては、岩盤崩壊のメカニズムが研究段階で不明な部分も多く、また計測位置によっては対象岩体の挙動を精度よく捉えられていない可能性もあること等から、計測値だけではなく落石や地鳴り等他の前兆現象を現地で把握する等の方法を組み合わせた上で、通行止め等の最終判断を行うような基準を考慮することも必要である。

1-7-4 規制解除の方法

通行規制の解除にあたっては、岩盤崩壊の挙動がスティックスリップ型を示すような場合があることから、専門家による判断を仰ぐ等、慎重に判断する必要がある。

このほか、規制の解除にあたって留意すべき事項として、次の事柄があげられる。

- ① 気象情報等を確認して、降雨等の予報が出ていないことを確認する。
- ② 巡回を実施し異常のないことを確認する。
- ③ 関係機関に解除を行う旨を連絡する。

参考文献

- [1] 道路防災総点検要領〔豪雨・豪雪等〕，（財）道路保全技術センター（1996）
- [2] 土木学会，岩盤斜面の調査と対策，p.144，丸善、（1999）

第 2 章 岩盤崩壊の概要

2－1 岩盤崩壊の形態と特徴

2－2 岩盤崩壊を引き起こす要因：素因・誘因

第2章 岩盤崩壊の概要

2-1 岩盤崩壊の形態と特徴

岩盤崩壊は「崩落」、「すべり」、「転倒」、「座屈」の四つの形態に分類することができる。実際の岩盤斜面で岩盤崩壊モニタリングを行う際には、事前に崩壊形態を推定することが重要となる。

2-1-1 岩盤崩壊の形態

岩盤崩壊は、崩壊に至るまでの挙動が複雑であり、崩壊機構や発生形態も様々であるが、大きく分類すると図2.1のように「崩落」、「すべり（滑動）」、「転倒（トッピング）」、「座屈（バックリング）」の四つの形態に分類することができる。さらに、すべり（滑動）の形態は円弧すべり、平面すべり、くさびすべりに大きく分類される。また多くの場合、これらが複合する形態をとるので注意を要する。

崩壊形態は現状の斜面地形と、岩盤を構成する地質構成や地質構造（層理面、節理面、片理面および断層面などの分離不連続面）に支配されている。このため、事前に地表踏査結果および岩盤モニタリングによる計測データを整理・分析し、発生形態を推定することが望まれる。図2.1に岩盤崩壊の形態と前兆現象および着目点[1]を示す。

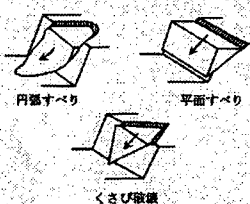
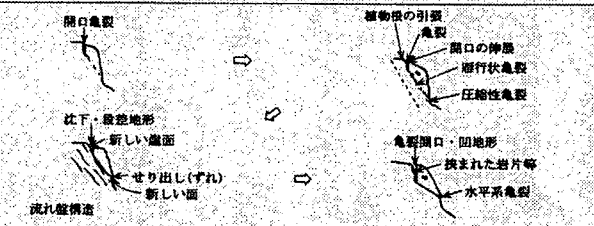
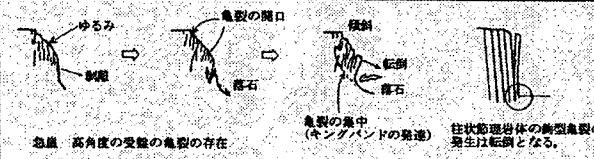
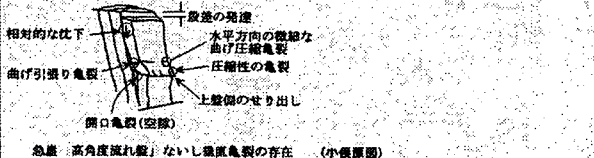
岩盤崩壊の形態	模 式 図	前兆現象 および 着目点
崩 落 岩盤からなる急斜面または急崖より、節理等の不連続面を境として、岩塊が剥離する現象で、崩落岩塊が自由落下、跳躍、バウンド回転によって空中を落下する運動形態をいう。		 崩壊地形 急崖、不連続面の存在 ゆるみ 圧縮性亀裂 あるいは開口亀裂 侵食の進行 オーバーハング化 ゆるみ（亀裂の発達） 小崩落 落石 崩落土
す べ り ひとつあるいは数箇所の面に沿い、せん断変位する運動形態をいい、円弧すべり面に沿う回転すべりや平面すべり面に沿うすべりとなる。また、くさび破壊は岩すべりの形態で、交差するいくつかの不連続面に沿って、これより上部のくさび状岩塊がすべる運動形態をいい、岩盤斜面に特有なものである。	 円弧すべり 平面すべり くさび破壊	 開口亀裂 ゆるみ 崩壊地形 新しい面 せり出し（すれ） 流れ懸構造 亀裂の開口 亀裂の伸張 開口の伸張 進行状亀裂 圧縮性亀裂 亀裂開口・凹地形 積まれた岩片等 水平系亀裂
転 倒 移動岩塊に働く重力、近接ブロックの押す力または亀裂間の水圧に伴う転倒モーメントによって、移動岩塊の下端部を支点として前方へ回転する運動形態をいう。	 A は最初に崩壊した岩塊 B は転倒後、なつに分離した岩塊 C は転倒中の岩塊 D は転倒中でCにもたれた岩塊 E は転倒前の岩塊	 ゆるみ 亀裂の開口 転倒 落石 急崖・高角度の急傾の亀裂の存在 亀裂の集中（キングバンドの発達） 往状節理岩体の側面亀裂の発生は転倒となる。 (文献[15]より)
座 屈 節理や層理がほぼ垂直に発達している岩盤などで、節理や層理によって分離した板状または柱状の岩体が、その自重によって亀裂や劣化の箇所で座屈し、折れ曲がるように上部岩体ごと崩壊する形態をいう。	 (a) (b)	 相対的な低下 段差の発達 水平方向の微細な曲げ圧縮亀裂 曲げ引張り亀裂 圧縮性の亀裂 上盤部のせり出し 開口亀裂（空隙） 急崖・高角度流れ崖）ないし急傾亀裂の存在（小規模面）

図 2.1 岩盤崩壊の形態と前兆現象および着目点 [1]

(1) 崩落

崩落現象とは、節理等の不連続面で囲まれた岩塊が、岩盤斜面から分離して自由落下する現象をいう。崩落には個々の岩塊が落下する落石と、最も弱いブロックから周囲のブロックへと逐次崩壊し、斜面全体が崩壊するブロック崩壊に分類される。小規模な落石は、斜面崩壊の前兆を示す場合が多い。

このような崩落現象は、不連続面等で囲まれた岩盤がオーバーハングしている箇所が多く発生し、一般に崩落直前までの変位量が微小であること、地形的に計測機器の設置が困難な急勾配斜面である場合が多いことなどが特徴として挙げられる。

(2) すべり

すべり崩壊とは、一つあるいは複数の不連続面に沿いせん断変位する滑動形態を指す。すべり面の形態により、円弧に沿う回転すべりや、平面に沿う平面すべりがある。また、くさびすべりは岩すべりの一形態で交差する数個の不連続面に沿ってくさび状に岩がすべる運動形態を言う。

このようなすべり崩壊は、弱層や不連続面が流れ盤構造を有している斜面に多く発生する。

(3) 転倒

転倒は、移動岩塊に作用する重力、近接ブロックからの荷重、水圧、地震力などに伴う転倒モーメントによって、移動岩塊の下端部を支点として前方へ回転する運動形態をいう。

このような転倒現象は、亀裂・節理等の構造に規制され、高角度の受け盤で急勾配斜面に多く発生し、地形的に計測機器の設置が困難な急勾配斜面であることなどが特徴として挙げられる。

(4) 座屈

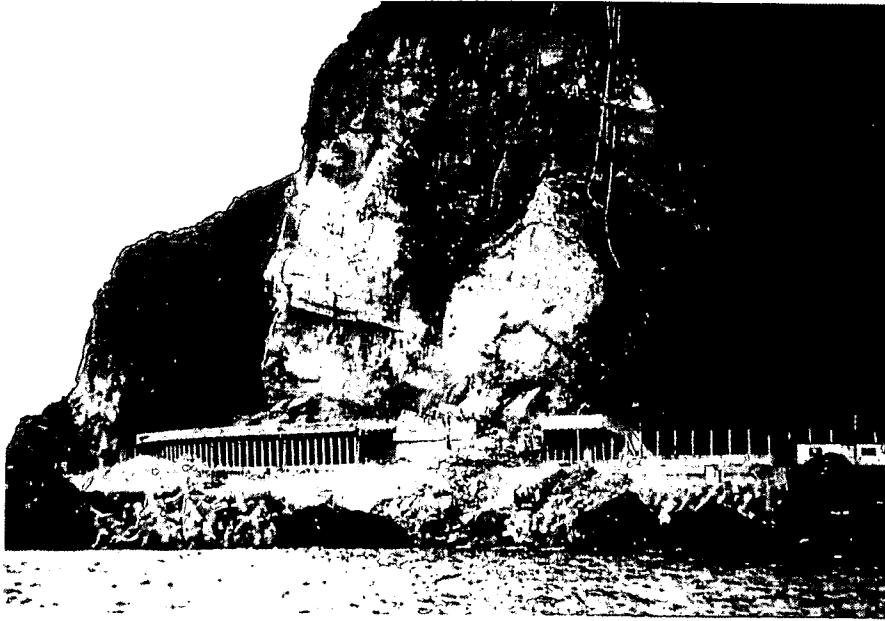
座屈は、不連続面で分離した板状または柱状の岩体が、その自重によって亀裂や劣化箇所で座屈し、折れ曲がるように上部岩体ごと崩壊する形態をいう。

このような座屈は、高角度の流れ盤ないし垂直亀裂が発達している急勾配斜面に多く発生する。また、特徴としては急激に崩壊する場合が多いこと、地形的に計測機器の設置が困難な急勾配斜面である場合が多いことなどが挙げられる。

表 2.1 に岩盤崩壊モニタリングを行う観点から見た崩壊形態と特徴を示す。図・2.2～2.5 に岩盤崩壊の形態の例を示す。

表2.1 典型的な崩壊形態とその特徴

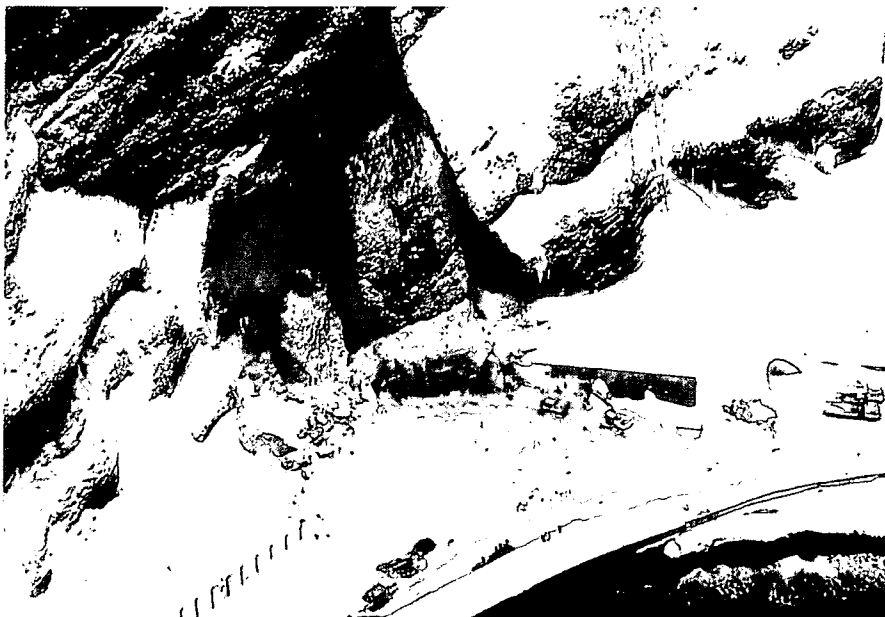
崩壊形態	崩落		すべり	転倒	座屈
	落石（個別崩落）	ブロック崩壊			
概要図					
特徴	節理などの不連続面が発達した急崖斜面に多く、オーバーハング状を呈していることが多い。 ・変動 自由落下することから、主に沈下方向の変位が大きい。 (場合によっては傾動する) ・変状の進行（亀裂進展） 末端部の圧縮性亀裂、ゆるみの進行、亀裂の開口 ・その他 小落石や小崩壊、下部の浸食	節理などの不連続面によりブロック化している急崖斜面に多い。 ・変動 キーブブロックの変形に伴う沈下方向の変位、亀裂の開口。 ・変状の進行（亀裂進展） キーブブロックの破壊、ゆるみの進行、亀裂の開口 ・その他 小落石や小崩壊、下部の浸食	弱層や不連続面が流れ盤構造を有している斜面に多い。 ・変動 すべり方向は、すべり面の角度に依存する。（円弧・複合すべりの場合は傾動し、頭部の変位量が大きい） ・変状の進行（亀裂進展） 末端部の圧縮性亀裂、ゆるみの進行、亀裂の開口	高角度の受け盤で急勾配斜面に多い。 ・変動 傾動するためブロック全体が傾斜し、頭部の水平方向の変位が大きい。 ・変状の進行（亀裂進展） 底面部の亀裂進展、ゆるみの進行、亀裂の開口 ・その他 小落石や小崩壊	高角度の流れ盤ないし垂直亀裂の存在している急勾配斜面に多い。 ・変動 上部では主に沈下方向の変位が大きく、下部では主に傾動する。 ・変状の進行（亀裂進展） 座屈破壊、背面空洞の進行、亀裂の開口



a) 越前海岸崩落現場

福井県の越前海岸で、平成元年7月16日に発生した大規模な岩盤崩壊である。崩壊規模は高さ25m、幅30mで、体積は約 $1,100\text{m}^3$ である。国道305号を通行中のマイクロバスが被災し、15名が亡くなった。

海岸段丘下端部に海食洞があることにより上方の岩盤内部にゆるみ性の縦亀裂が進展し、この亀裂沿いに段丘崖の一部が岩盤から剥離するとともに下部の岩塊を支点として転倒した。



b) 豊浜トンネル崩落現場

北海道古平町で、平成7年2月10日に発生した岩盤崩壊である。被災箇所は豊浜トンネルの古平町側坑口付近であり、坑口上方の岩盤が高さ60m、幅40mの規模で崩落した。約 $20,000\text{m}^3$ の岩塊が、バスと乗用車の2台をトンネルごと押しつぶし、20名が亡くなった。斜面に分布している地質は、凝灰角礫岩である。

図2.2 岩盤崩壊の形態例（崩落1）



a) 崩 落

福井県越前浜の、新第三紀の凝灰岩、凝灰角礫岩等からなる海岸段丘崖の一部が崩落したものである。層理面は約 20° の傾斜の受け盤構造となっているが、この層理面と崖面に平行なゆるみ性の節理を分離面として、厚さ3～5mで崩落型の岩盤崩壊が発生した。この崩壊によって新たに形成されたオーバーハング部が引き続き崩落する可能性がある。



b) 崩 落

静岡県伊豆半島の、岩盤が露出した急斜面上で、亀裂や節理等の不連続面を分離面として岩盤が崩落しやすい。

この地域の地質は、安山岩質溶岩である。写真中央のブロック状に突き出た岩塊は、崖面にほぼ平行な節理で剥離し、いずれは崩落する可能性がある。



c) 崩 落

新潟県阿賀野川流域の、流紋岩、凝灰岩が分布する岩盤斜面。写真中央の岩塊は流紋岩で、岩壁から飛び出してオーバーハング状となり、左右に大きな縦の亀裂が認められる。このような不安定岩塊は、崩落の崩壊形態をとる可能性が高い。

図 2.3 岩盤崩壊の形態例（崩落2）



a) 平面すべり

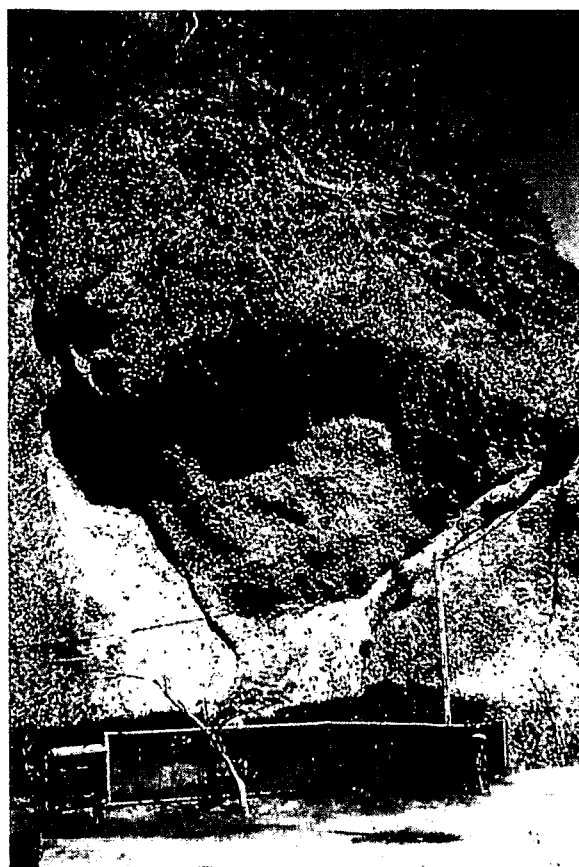
ネパールの、中・古生層の砂岩からなる流れ盤を呈する斜面で発生した平面すべりである。すべり面は層理面と一致している。層理面の傾斜は約 40° で、この傾斜が当地域の安定勾配であるため、近傍ののり面の勾配はほぼ一定となっている。



b) くさびすべり

茨城県岩間町の片麻岩の斜面に認められるくさびすべりの例。
斜面に対し斜交して2方向以上の亀裂が発達する場合には、それらの亀裂面に囲まれた箇所が三角形のくさび状に崩壊することが多い。写真では、片麻岩中に発達した2方向の亀裂面に囲まれた箇所がくさび状に抜け落ちた形跡が認められる。

図 2.4 岩盤崩壊の形態例（すべり1）



a) くさびすべり

静岡県伊豆半島の凝灰角礫岩の斜面に認められるくさびすべりの例。

凝灰角礫岩中に入った交差する2つの不連続面に沿って、岩塊がくさび状にすべるタイプ。



b) 転倒 (トップリング)

和歌山県西牟婁郡周参見町の凝灰岩質砂岩の斜面に認められる転倒型崩壊の例。

亀裂が水平面に対して 90° 以上の角度で発達している。このような斜面では、上方の亀裂が開口することによって剥離した岩盤ブロックが、亀裂の下端を支点として前方へ倒れる転倒型の崩壊となりやすい。

図 2.5 岩盤崩壊の形態例 (すべり、転倒)

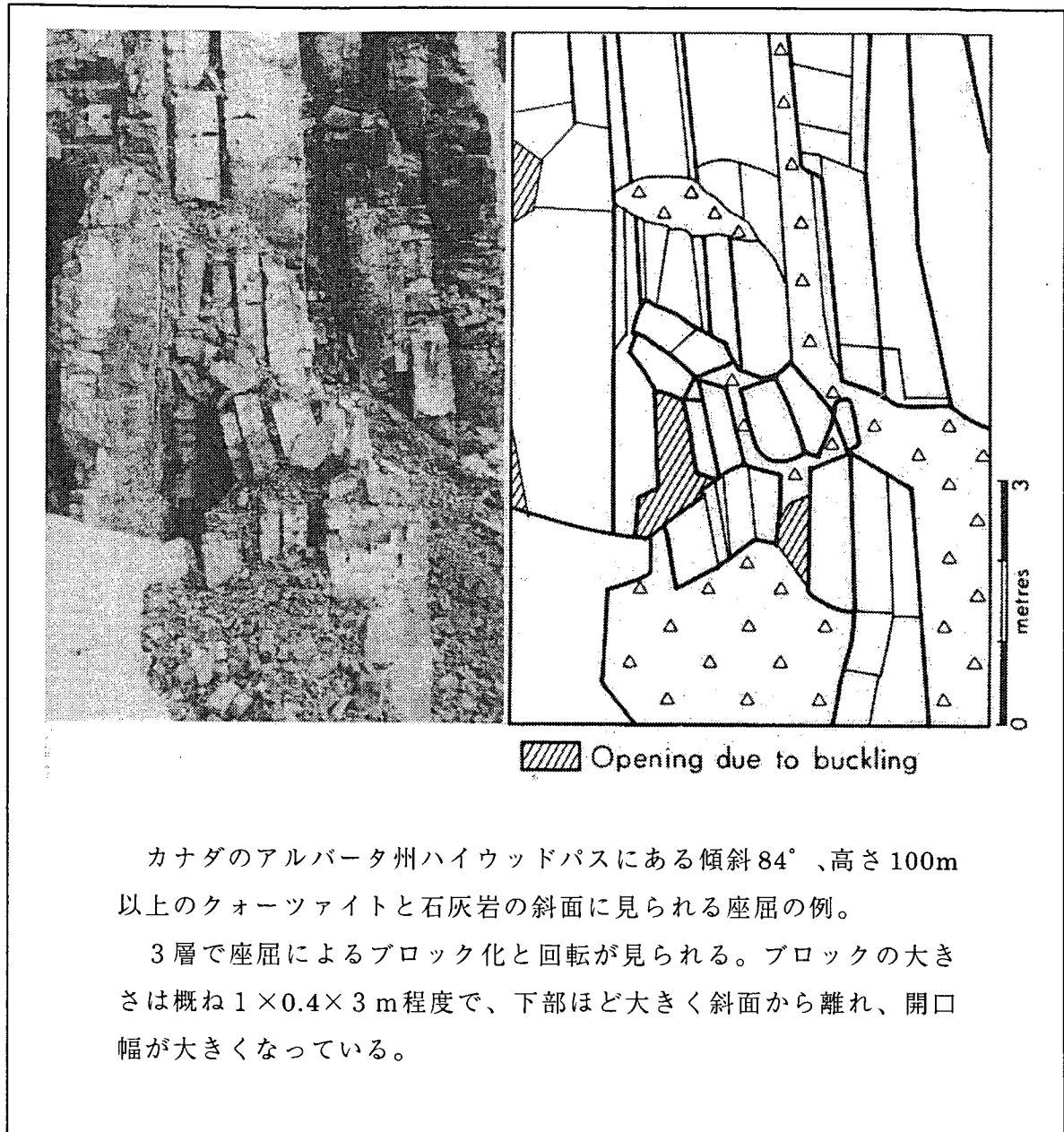


図 2.6 岩盤崩壊の形態例（座屈）〔2〕

2-1-2 岩盤崩壊の特徴

岩盤崩壊は一般に、目に見える変状が発生してから崩壊に至るまでの時間が地すべりと比較して短く、崩壊に伴う岩盤の移動速度が非常に早いことが特徴としてあげられる。また崩壊の規模が大きいにも係わらず崩壊前の岩盤の変形量または変形速度は小さく、岩盤表面の肉眼による監視だけでは前兆現象を捉えがたい。さらに、計測事例も少なく、規模および発生時期を十分な精度で予測することが困難な場合が多い。

岩盤斜面は、微少な変位が長期間にわたり進行した後、急激に崩壊に至ると考えられるが、岩盤の変位等の進行に伴って以下のような現象が観察されることがあり、これらが複数認められる場合は注意が必要であると言える。

① 開口亀裂の発達

移動する岩塊頭部の背面付近に発生することが多く、亀裂の幅やズレの拡大、長さの進展等が見られることがある。

② 水平系亀裂

移動する岩塊の端部に発生することが多く、上盤のせり出しなど上下のズレが認められることがある。

③ 圧縮性亀裂

移動する岩塊の端部に圧力が加わることによって発生することが多い。狭い範囲に複数の亀裂が集中したり、表面に座屈（バックリング）による岩の抜け落ち等が発生することがある。

④ ゆるみ

岩盤の移動に伴って斜面全体の節理が開いたり、新たな亀裂が生じることがある。

⑤ 小崩壊、落石

表層崩壊や落石により、岩盤斜面下部に新しい崩壊堆積物や岩塊が認められることがある。

⑥ 岩盤斜面の浸食

尾根状の斜面や凹地形の周辺およびオーバーハング下部などで、河川浸食や海岸の波食などが進行すると、斜面が不安定化することがある。

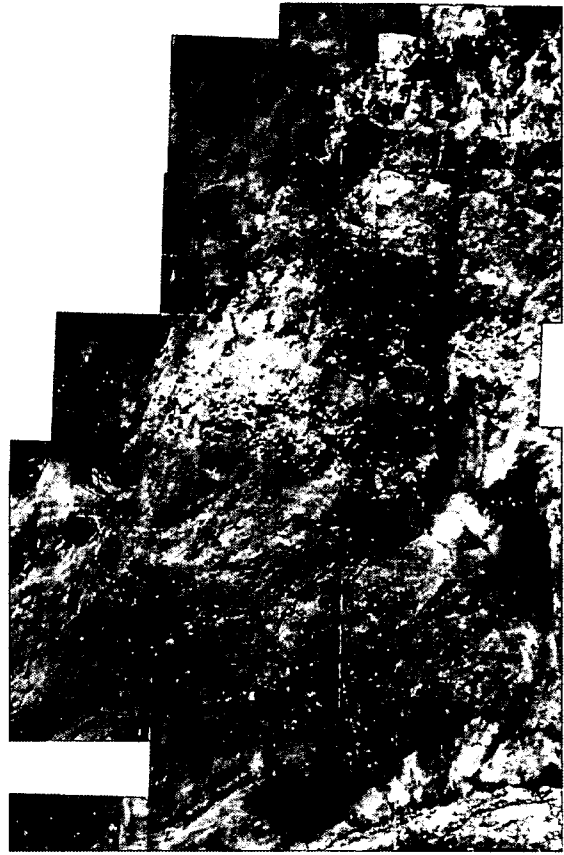
⑦ 沈下

岩塊が不連続面を境界として移動することで、岩塊上部に沈下が認められることがある。

図 2.7～2.12 に岩盤崩壊が起きやすい地形例を示す。



a) 引張亀裂：高知県吾川村



b) 圧縮亀裂：福井県越前町

中生層の粘板岩、緑色岩等の互層からなる受け盤の層理面をもつ傾斜 70° 程度の岩盤斜面である。

写真右下のオーバーハング状の部分では下部の支えがないため、その上の岩塊が傾動し、鉛直の亀裂が発生している。

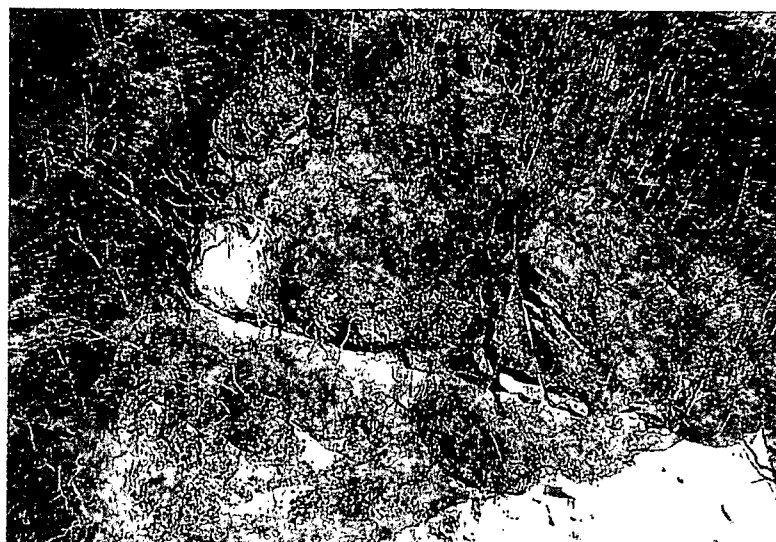
この鉛直亀裂は、岩塊の傾動に伴って亀裂下部を支点とし、徐々に開口してきていると考えられる。

このように岩塊と背後の地山との分離が進行するときに発生する開口亀裂を引張亀裂という。このまま引張亀裂が開口していくと、岩塊を支えきれなくなって崩落する。

凸状の凝灰角礫岩の斜面背面に、鉛直の引張亀裂が発達している。この岩塊の下端部には応力が集中したことによって発生した数条の圧縮亀裂が見られる。

このような圧縮亀裂の進行が認められた場合やこの部分での小崩落や剥離性の落石が発生した場合は、岩塊の変形が進んでいることを示していると考えられる。

図 2.7 岩盤崩壊が起きやすい地形例 1



a) 水平亀裂：新潟県三川村

新第三紀の流紋岩質凝灰角礫岩からなる斜面で、部分的にオーバーハングしている。この岩盤には写真中央に見られる水平亀裂が発達し、この亀裂に沿って変形が進行した。その結果表面部分に二次亀裂が発生し、写真中央右の三角形の浮き石ブロック（幅15m、高さ10m）が形成されたものである。

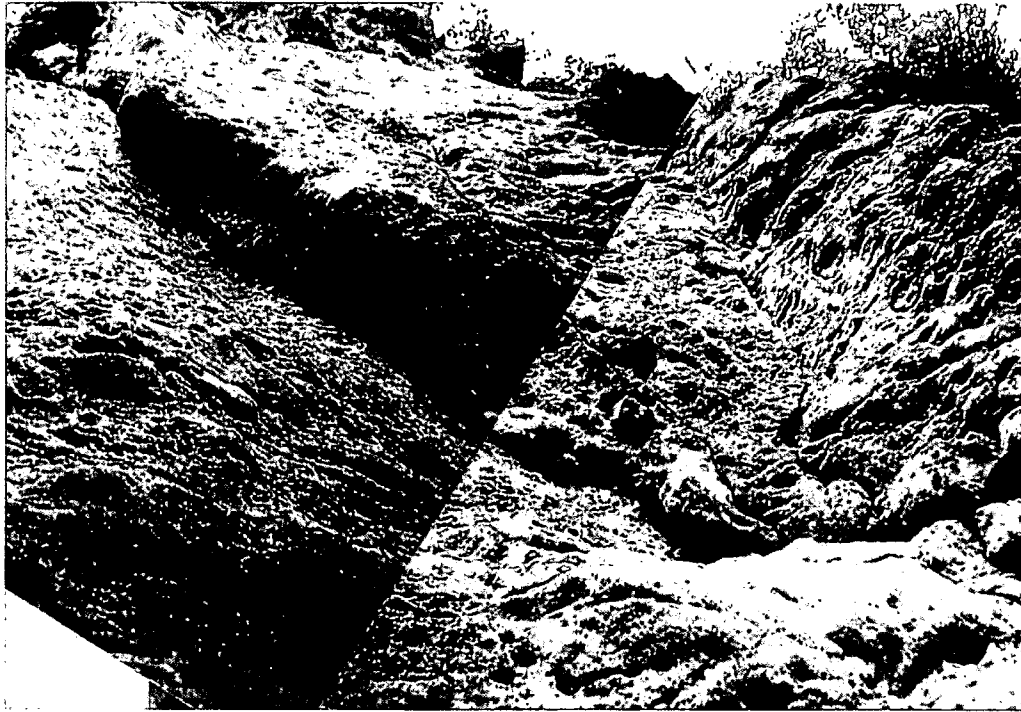
この小ブロックが崩壊すると、その背後のブロックも崩壊する可能性がある。



b) 開口亀裂：埼玉県秩父市

中・古生層の粘板岩、石灰岩からなる流れ盤の急斜面に認められる開口亀裂である。写真右側の石灰岩が粘板岩の上面をすべり面として平面すべりを起こした結果、写真中央の縦方向の雁行状の開口亀裂が形成された。開口亀裂の年間の変位量は、 $0.03\text{mm}/\text{日}$ で、開口幅は頭部で30～50cmとなっている。

図 2.8 岩盤崩壊が起きやすい地形例 2



a) 開口亀裂：静岡県東伊豆町

海岸斜面の凝灰角礫岩に認められる開口亀裂である。開口幅は5～10cm程度であり、数m以上連続している。この亀裂面を分離面とする剥離が進行し、崩落型の岩盤崩壊が発生する可能性がある。



b) 開口亀裂：岩手県二戸市

凝灰岩、火山礫凝灰岩に認められる開口亀裂である。層理面はほぼ水平であるが、斜面には流れ盤状の開口亀裂が認められる。部分的に開口幅は小さいが連続性が良いので、崩壊が懸念される。この箇所では、開口亀裂を分離面として、板状の小規模な崩落が発生していた。

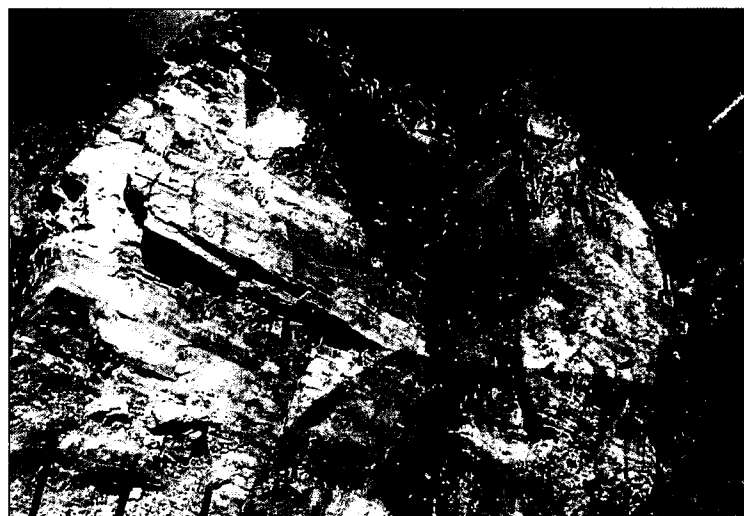
図 2.9 岩盤崩壊が起きやすい地形例 3



a) 開口亀裂：秋田県五城目町

新第三紀中新世の自破碎状粗粒玄武岩の露岩である。

ハンマーを置いた部分が不安定岩塊である。亀裂の右側は鏡面になっており、不安定岩塊との間に幅 3～5cm の開口亀裂が認められる。この亀裂は部分的に開口幅は小さいが、雁行状の亀裂が連続しているため崩壊が懸念される。



b) 小崩壊・落石：福井県越前海岸

第三紀層の凝灰岩、凝灰角礫岩等からなる海岸段丘崖で、急傾斜の崖は小崩壊や落石を繰り返すことによって形成されたものである。地形・地質条件が似ている近傍の崖下に小崩壊や落石による堆積物が認められる場合には、崩壊の前兆現象であると考えられるため、注意が必要である。

図 2.10 岩盤崩壊が起きやすい地形例 4



a) 規則的な亀裂：和歌山県周参見町

四万十層群の砂岩層に発達した規則的な亀裂である。
ほぼ水平な層理面と、それに直交する亀裂からなり、それらを分離面とする直方体のブロックが崩壊する可能性が高い。



b) 規則的な亀裂：静岡県南伊豆町

安山岩質溶岩や溶結凝灰岩がゆっくり冷えた時には、規則的な柱状節理が発達する。柱状節理の斜面はオーバーハングを成す箇所が多く、小岩片やブロックで崩落することが多い。

図 2.11 岩盤崩壊が起きやすい地形例 5



a) 不規則的な亀裂：静岡県河津町
凝灰角礫岩の斜面に発達した不規則な亀裂である。不規則な亀裂は一般的に、明瞭な層理面や節理面を伴わない塊状の岩盤に発達することが多い。



b) 不規則的な亀裂：静岡県伊豆半島
凝灰角礫岩からなる海食崖。
応力解放によって岩盤全体にゆるみが生じ、不規則な亀裂が入っている。
浮石の小崩落が日常的に発生するが、大きな開口亀裂に沿った崩壊の可能性も高い。

図 2.12 岩盤崩壊が起きやすい地形例 6

2-2 岩盤崩壊を引き起こす要因：素因・誘因

岩盤崩壊の要因には斜面固有の地形特性や地質的不連続面、分離面、風化特性等の素因と、崩壊の引き金となる誘因がある。

岩盤崩壊の素因は斜面固有の地形特性や岩盤斜面内部の不安定な地質構造のことを示す。崩壊形態は岩盤斜面に存在する不連続面の構造に大きく影響されるので、素因を明らかにすることは重要である。

岩盤崩壊の誘因には、不連続面の変形などを引き起こす気温や気圧の変化、潮汐および降雨等の気象条件や地震などが挙げられる。また、斜面の人工的な改変なども誘因になる。

崩壊の素因を有する岩盤斜面は、各種の誘因によって斜面構造の安定限界を超えた場合に崩壊する。

2-2-1 素因

岩盤崩壊が起きやすい地形は図 2.7～2.12 に示す通りであるが、その素因としては、以下のような地形・地質構造条件が考えられる。これらの条件を有する地域は注意を要する。

(1) 地形

急峻で不安定な地形として、尾根状の凸部斜面や凹地形の周辺およびオーバーハング箇所などがある。また、海岸沿いの海食崖や河川沿いの急崖は、浸食が激しく緩みが進行しやすいため、岩盤崩壊が発生しやすい。特に、オーバーハング箇所は下部に支持がなく崩壊しやすいため、注意が必要である。

(2) 地質

崩壊形態は岩盤斜面に存在する不連続面の構造に大きく影響される。そのような、構造的に崩壊しやすい素因を持つ地質として、以下のものが挙げられる。

① 風化が早い岩石

泥岩、凝灰岩、頁岩、粘板岩、蛇紋岩、片岩類等

② 割れ目の多い岩石

片岩類、頁岩、蛇紋岩、風化花崗岩、安山岩溶岩、チャート等

③ 割れ目が流れ盤となる岩石

層理や節理が斜面の傾斜方向と一致している片岩類、粘板岩等

④ 構造的弱面を持つ地質

断層破碎帯、旧地すべり地、崩壊跡地等

中古生層の堆積岩や変成岩は、亀裂沿いに破碎等が進行していることが多く、注意が必要である。また溶岩（流紋岩・安山岩・玄武岩）や花崗岩地域も、岩塊そのものは硬質でも開口した亀裂等が発達していることが多く、注意が必要である。さらに、火山性の堆積岩地域も硬軟の地層が互層、あるいは全体に脆弱化していることが多く、注意を要する。また、断層付近や上部が硬質で下部が軟質な地質の分布地域は、崩壊を発生しやすいため、注意を要する。

（３）不連続面

岩盤斜面には、断層や層理などの地質境界面の他、節理による分離面などがあり、それらを総称して不連続面とよぶ。不連続面が十分に広く、斜面を不安定化させるような構造を持つとき、斜面は最も危険な状態となる。

不連続面が流れ盤であれば「すべり（滑動）」となりやすく、層境界や風化の境界などを分離面とした崩壊は、比較的大きな規模となる特徴がある。

これに対して、不連続面が高角度の受け盤であれば「転倒（トップリング）」となりやすく、概して小規模な場合が多い。ただし、クリープ性の地山や柱状節理などの場合で、不連続面が深部まで及んでいる場合には、規模の大きな崩壊に結びつくこともある。

開放面に平行な節理（シーティング）が崖面に平行である場合も、岩盤斜面から不安定岩塊を分離する、重要な不連続面となる。

（４）キーブロック

不安定岩塊内部に不連続面が多数存在し、ブロック状の構造を形成している場合、ブロック間の境界面では微小なクリープ変形が発生しやすい。この微小クリープ変形が気温、気圧、潮汐および雨水・地下水・融雪水等の気象条件をはじめ、地震や斜面の人工改変などの誘因によって加速され、図 2.13 のブロック 1 のように破壊した場合、キーブロックとなって斜面全体の崩壊の発端となる場合があると考えられている。

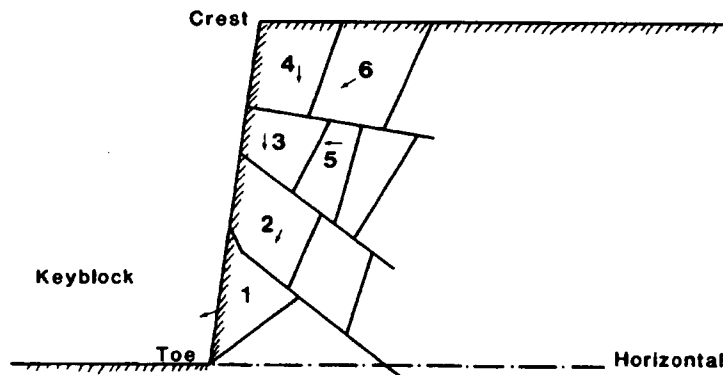


図 2.13 不連続分離面とキーブロック

図 2.13 では不連続面で囲まれた最下部のブロック 1 がキーブロックになっている。このキーブロックは、ブロック 2～6 の大部分を支えている。そのため、キーブロックが破壊または抜け落ちることは、ブロック 2～6 の崩壊につながる。

2-2-2 誘因

岩盤崩壊の誘因としては、地下水の変化、応力解放、振動などが考えられる。

(1) 地下水・降雨

岩盤斜面内に存在する地下水は、降雨時に水位や間隙水圧が上昇し、不連続面でのせん断抵抗力の低下を招く。不安定岩塊が吸水性のある地質で形成されている場合、降雨で湿潤になることによって岩塊の重量が増し、不安定化を招く恐れもある。また、寒冷地等で亀裂内部で水の凍結・融解が繰り返されると、亀裂の開口や機械的風化の促進に結びつくことがある。

また、亀裂沿いの湧水が凍結し氷柱等が形成されるような場合は、氷柱くさびの成長により亀裂間隔を拡大させる可能性がある。さらに、岩盤斜面の表面が凍結した場合、内部からの地下水の水みちが塞がれ、間隙水圧の上昇を招く可能性もある。

(2) 応力解放

斜面を人工的に切り取った場合や過去の崩壊により前面の地山が無くなった場合には、取り除かれた地山の荷重に相当する応力が解放される。このような場合は斜面全体が膨張変形するという現象のみならず、地山内の不連続面に加わっていた垂直応力が減少することによりせん断抵抗が低下し、岩盤崩壊発生の誘因となり得る。

応力解放による不連続面の緩みや開口は、水の浸透を増大させ、斜面の安定性に影響を与えることもある。

岩盤斜面の末端部で崩壊が生じてオーバーハング状になった場合や、人工的な切

取り等により斜面下部を除去した箇所も注意が必要である。

(3) 地震・振動

地震動や強風時の樹木の揺動によって斜面の緩みが発生する場合がある。この緩みは、岩盤内の亀裂の発生と不連続面の開口等を誘発していることがある。特に震度4以上の地震発生直後には崩壊箇所のみではなく、岩盤斜面全体の安定性に留意する必要がある。(深度4の地震時に、不安定岩塊に変位が確認できた事例がある。)

参考文献

- [1] 土木学会(1999), 岩盤斜面の調査と対策, p.25, 丸善
- [2] Xian-Qin Hu, D.M. Cruden(1993): Buckling deformation in the Highwood Pass, Alberta, Canada, CAN.GEOTECH.J. Vol.30, pp.276-286

第 3 章 調 査

3－1 調査の目的と手順

3－2 調査の内容

3－3 概査

3－4 精査

3－5 崩壊規模、崩壊形態の推定

3. 調 査

3-1 調査の目的と手順

調査の目的は、対象斜面において岩盤崩壊の素因を明らかにし、崩壊規模、崩壊形態等を推定することであり、概査、精査の順で実施する。

調査の目的は次節以降で述べる概査、精査によって崩壊規模、崩壊形態等の推定を行うことである。なお、調査は図 1.1 に示す防災カルテ作成のための調査と整合を図った上で実施する必要がある。

図 3.1 に基本的な実施フローを示す。

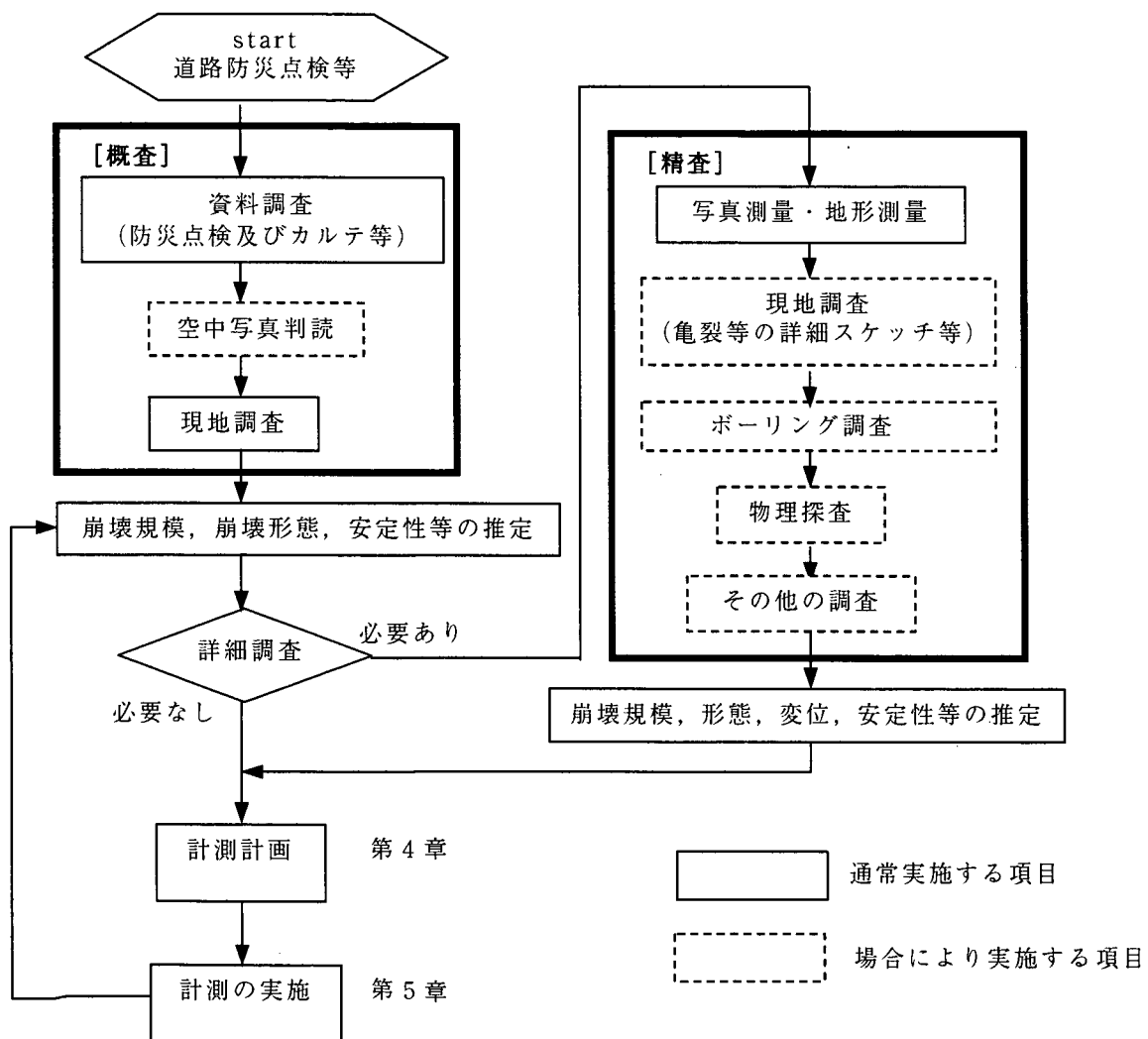


図 3.1 調査の実施フロー

3-2 調査の内容

調査は概査と精査に分けられる。概査とは資料調査、空中写真判読および現地調査によって大略の安定性の評価を行うもので、そこで精査の要否を判断する。

精査は対象斜面の外面を測量し、その内部の性状、構造を明らかにすべく具体的な作業を伴って進める調査である。

概査と精査の調査項目を表 3.1 に示す。

概査では岩盤崩壊の素因を整理した上で、対象斜面の岩盤崩壊の発生位置、規模、崩壊形態を推定し、岩盤崩壊が発生した場合の既設対策工の効果、道路に対する影響等についても検討を行う。

概査で情報が不足した場合は、物理探査、ボーリング調査等の地山内部の状況等を把握するための精査を行う。精査の実施に際しては、概査の結果を十分考慮した上での調査計画の立案が望まれる。

表 3.1 調査

調査手法 調査項目		概 査			精 査				
		資料調査	空中写真 の判読	現地調査	写真測量	地形測量	現地調査	ボーリング 調査	ボアホール カメラ
現象・ 前兆	過去の災害の履歴	◎	○	△					
	開口亀裂の有無，規模，連続性		△	◎					
	新規の小崩壊・落石，累積変位		△	◎					
	浮石の分布状況		△	○					
	緩みが著しい地層・岩盤の有無								
地 形	斜面の形状				○	◎	○		
	斜面傾斜	○	△	◎		◎	○		◎
	斜面の高さ，道路の位置	○	○	○		○	○		○
	斜面型	○	◎	○	○	◎	○		○
	斜面の形成過程	△	○	△	○		△		△
	オーバーハングの有無	△	△	◎	△	◎	◎		◎
	遷急線の有無		◎	○	◎	○	○		○
	斜面の微地形		△	◎	△		◎		◎
地 質・ 地質 構造	岩種・岩質	○	△	◎	△		◎	◎	◎
	風化の程度・岩盤の緩み		△	○			△	○	○
	構成岩の密度							△	
	断層・破碎帯の分布等	△	○	◎	○		◎	◎	◎
	不連続面の分布・位置				△		○	◎	
	不連続面の走行・傾斜				△		○	◎	
	不連続面の状況（開口・シーム）	△	△	○			○	◎	○
	不連続面の力学定数								
	斜面内部での脆弱層の存在			△			△	○	△
	透水層・難透水層の有無			○					○
	変質箇所の有無・状況			○					○
	地下水・湧水の状況			△			△	○	
	間隙水圧の推定							△	
	植生・立木の分布状況		△	◎	△				◎
	崩壊形態								○
	発生後の落下経路の推定				△		○		
	気象・地象（地震の記録）	△							
既設の対策工の状況		○	△	◎	△	○	◎	△	△

◎：特に有効な調査項目 ○：有効な調査項目 △：場合によって有効な調査項目

項目と適用性（[1] に加筆）

精 査			必要に応じて実施する調査				備 考
弾性波 探査	室内 岩石試験	地下水の 調査	エアトレ ーサー法	常時微動 観測	シミュレ ーション	計測(変動 量調査)	
							岩盤崩壊の運動形態，発生頻度
			◎				亀裂内の充填物の有無も含む
						◎	新鮮な崩壊跡地，落石の存在
							岩盤の剥離の程度，地山の緩み
				○			岩盤の緩みが極度に進んだ範囲
							直立，急勾配，緩勾配の区分
							河床から尾根の間での道路の位置
							攻撃斜面，滑走斜面の区分，浸食，堆積域 の区分，崖錐斜面の有無
							小沢，斜面のヒダ，ガリー等
○	△	△					構成岩種，硬さ等
◎		△					岩盤の固結の状態
	◎						
○							分布，形状，走向，傾斜，充填物
○							規模・連続性
		○					走向・傾斜，充填物・開口の程度，剥離性
	◎						
△	△						破碎部やすべり面となりそうな軟質層
		○					
		△					
					◎		
					◎		

3-3 概査

概査は、資料調査、空中写真判読および現地調査によって、岩盤斜面の崩壊形態、規模、安定性を推定すること、ならびに精査の要否を判断することを目的とする。

概査では、資料調査および空中写真判読、現地調査によって、対象斜面の崩壊形態、その安定度などを概略的に把握し、岩盤崩壊モニタリングの必要性ならびに精査の必要性等を検討する。

資料調査では、対象となる岩盤斜面の防災点検結果や同カルテ等を整理する。現地調査では、主として現地調査により対象岩盤ブロック・崩壊形態、およその安定度を判定する（図 3.2 の例を参照）。その結果は、岩盤崩壊モニタリング実施の可否も含めて、今後の計器配置計画等の基礎資料として活用する。

概査により岩盤斜面を、①亀裂が多いが崩壊の危険が考えられない箇所、②不安定だが対策工がすぐに実施できない箇所、③変状は進行していないが継続的な計測が必要な箇所の 3 つに分ける。

②の場合は通行止め等も考慮した岩盤斜面モニタリング計画が必要となり、③の場合は岩盤斜面の変動の有無を確認することが主となる。そのため③の場合には、簡易な計器による対応でも可能な場合がある。

いずれにしても、概査では植生・表土及び複雑な岩盤性状により、十分な精度での岩盤崩壊形態やブロックの想定が困難な場合が多い。このような場合や、概査だけでは崩壊規模・崩壊形態・安定性の推定が難しい場合は、次に述べる精査を実施する。

3-3-1 資料調査

資料調査は、調査対象斜面周辺の特徴を事前に把握し、現地調査の資料とすることを目的として実施する。

- ・対象斜面周辺の地形図、地質図等。
- ・対象斜面周辺および似た地形・地質条件箇所での災害事例。
- ・空中写真等。

3-3-2 空中写真判読

空中写真判読は、現地調査に先がけて崩壊に関連する地形（周辺の地すべり地形、崩壊地形、断層帯、地質分布）、遷急線の位置や遷緩線の位置、および周辺地形の特徴等についての情報を得ることにより、対象斜面周辺の地形的、地質的特徴を概略知するために実施する。特に対象地周辺の崩壊に関連する地形（実崩壊箇所、旧崩壊地形、

地すべり地形、断層帯、集水地形）に注目した判読を心掛ける。

3-3-3 現地調査

現地調査は、地形・地質状況を把握し、予想される崩壊規模・崩壊形態・安定性の推定を行うために実施する。

(1) 地形・地質状況の把握

岩盤崩壊の基本的な調査として、詳細な地表踏査により地形・地質状況を把握する。

1) 地形

斜面高および斜面長、勾配、遷急線の位置や遷緩線の位置を把握し、縮尺 1/500 程度の正面図（場合により平面図）・代表的な地形断面図（岩盤崩壊が予想される箇所）を作成する。また、開口亀裂等の変状箇所等は別途スケッチ図を作成する。踏査のみで把握できない箇所等は空中写真判読を行う。

2) 地質構成・地質構造

斜面を構成する地質とその分布形態を調査する。各構成地質の層状・塊状の別、不連続面等の走向・傾斜、さらに断層、整合・不整合、貫入等の関係や褶曲構造等が認められる場合にはその構造も把握する。

3) 岩質

母岩の強度と節理等の不連続面の状態と風化・変質の程度等により異なる岩質の記載を、岩盤分類法（菊池らの電研式が一般的）を用いて行う。

4) 節理その他の不連続面

不連続面の方向・間隔・連続性等について調査する。卓越する不連続面が、斜面に対して受け盤か流れ盤かを把握する。

5) 前兆現象の把握

斜面上の開口亀裂および連続する水平亀裂の位置、走向、傾斜および規模（表土、幅、深さ等）の調査を行う。凹地形や開口亀裂を挟んでいる植物根等の張り具合、および開口亀裂面やせり出し部の面の新しさ等に留意し、変位の有無およびその新旧について考察する。

周辺斜面の崩壊の履歴、小崩壊や小規模な落石現象等を調査する。特に比較的

新しい前兆現象に注意する必要がある。オーバーハング下部や凸地形周囲等の侵食状況を把握する。岩盤斜面の不安定化を示す特有のへき開割れ目やキンクバンドの発達等のいわゆる岩盤クリープ変形構造の有無等を明らかにする。

6) 水文関連その他の情報

斜面周辺での湧水箇所を調査する。この場合、降雨直後に湧水が認められる箇所もあるので注意を要する。亀裂部の氷柱や凍結状況の有無、可能性等について調査する。

斜面全体の植生の被覆状況は、斜面の安定性、崩壊しやすい地層の分布、表土層の保水性、地下水の高低等の目安となることがあるので留意する。

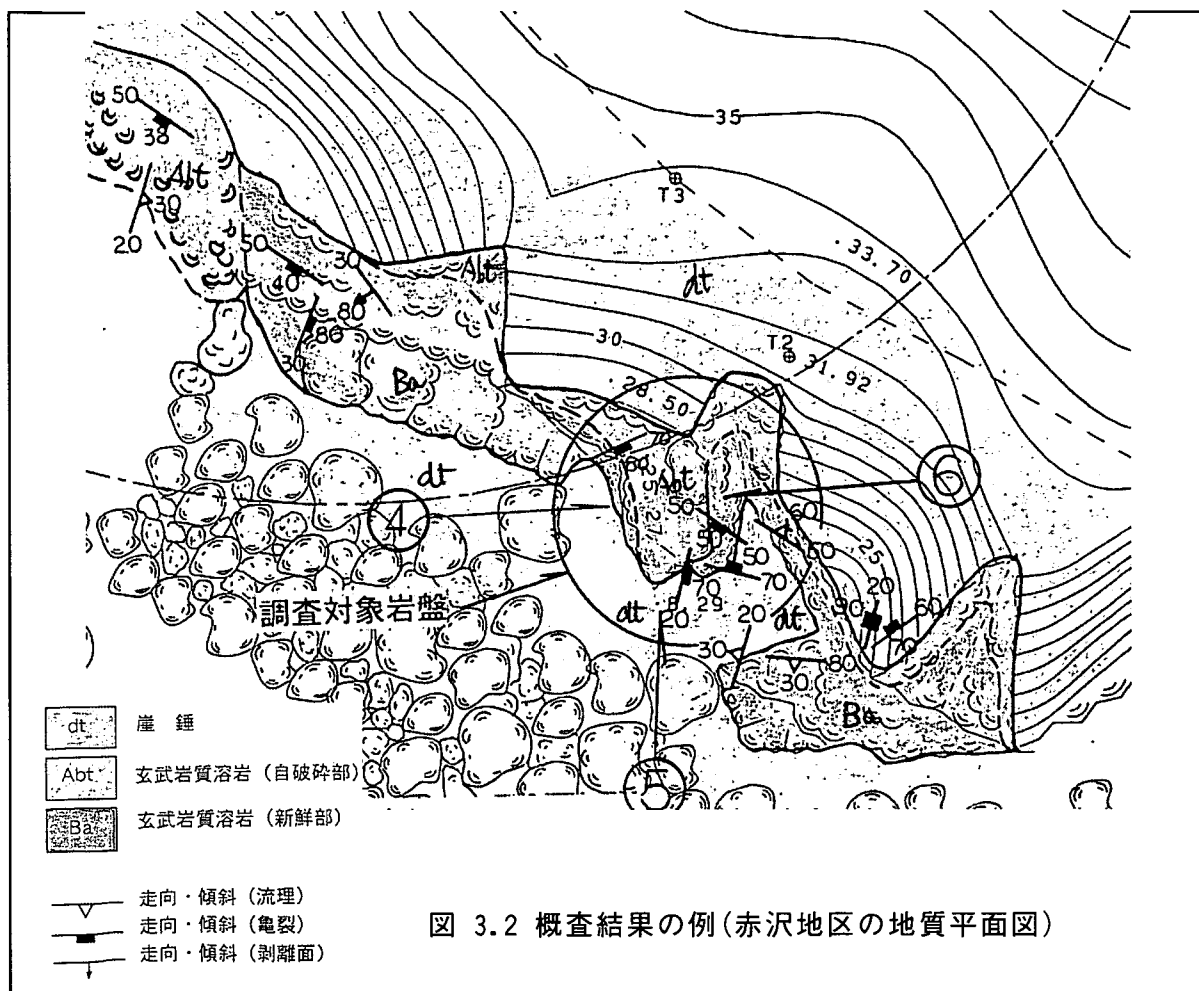


図 3.2 概査結果の例(赤沢地区の地質平面図)

(2) 予想される崩壊規模、形態、安定性の推定

予想される崩壊規模、形態、安定性を推定するためには、岩盤崩壊の「発生位置」「規模」「崩壊形態」「災害発生の可能性」「道路への影響」をそれぞれ推定し、総合的に判断しなければならない。

1) 発生位置

岩盤崩壊の発生位置は、周囲より緩んだ状態にある岩盤斜面や開口亀裂等の不連続面により囲まれた岩塊に留意し、念入りに現地調査を行うことにより推定する。岩盤崩壊の発生位置は、一般的に周囲の斜面より急勾配、オーバーハング、突出している箇所が多い。

現地調査により平面図（必要により正面図）と断面図を作成した上で地形、地質条件と前兆現象の分布から崩壊領域を推定する。

2) 崩壊の規模

岩盤崩壊の発生が予想される箇所は、亀裂や節理・層理・断層等の不連続面に囲まれている場合が多く、これらに囲まれた範囲が崩壊する範囲と推定できる。この場合、近接斜面で同様の地形地質条件を示す斜面での災害事例も参考となる。亀裂が広い範囲で規則的に見られるものは、比較的大きな崩壊が起こる可能性があるので注意が必要である。

現地調査により、亀裂や節理等の分布状況（特に亀裂間隔）を念入りに調査すると共に、オーバーハングや凸地形の規模と分離面となる可能性の高い開口亀裂や連続した水平亀裂の位置関係などから崩壊の規模を推定する。

3) 崩壊形態

岩盤崩壊がどのような形態で発生するかを推定することは、発生源対策や防護対策の検討上でも重要である。崩壊形態は大きく、「崩落」「転倒」「すべり」「座屈」の4つに分類される。

崩壊形態は、過去の災害履歴（特に隣接斜面等）の資料や空中写真判読結果、対象斜面の卓越亀裂とその方向の組合せを基に推定する。

4) 崩壊発生の可能性

崩壊発生の可能性は、「発生位置」「規模」「形態」を推定したうえで、対象斜面の前兆現象等を総合的に検討し、判断することが重要である。

経験的手法としては、岩質、亀裂、不連続面の傾斜と地形勾配の関係から斜面の安定性を評価し、崩壊発生の可能性を判断する。流れ盤の場合は、経験的に割れ目の傾斜とのり面傾斜の関係から安定性を検討することもある。目視や写真の判読で崩壊発生の可能性が判断できない場合には、マーキングや抜き板等の簡易な計器による「観察」を行うことも有効である。

5) 道路への影響

岩盤崩壊の発生位置、規模、形態とその経路を推定すると共に、対策工のある場合は対策工の効果を評価することにより、道路に対する影響の有無、および災害の程度を明らかにする。

岩盤崩壊は、崩壊形態やその経路により発生源から相当の距離まで到達することがあるため、崩壊が予想される箇所の下方斜面の傾斜、斜面形状、堆積物の状

況や植生の被覆状況等の把握も必要である。災害の履歴調査により道路までの落下形態、経路の予測を行うことも必要である。対策工の効果については、現状の防護工の諸元や劣化状況等を十分調査しておく。防護工による対策工は、予測崩壊岩石によるエネルギーが比較的小さい場合に限り有効なため、十分な検討を必要とする。

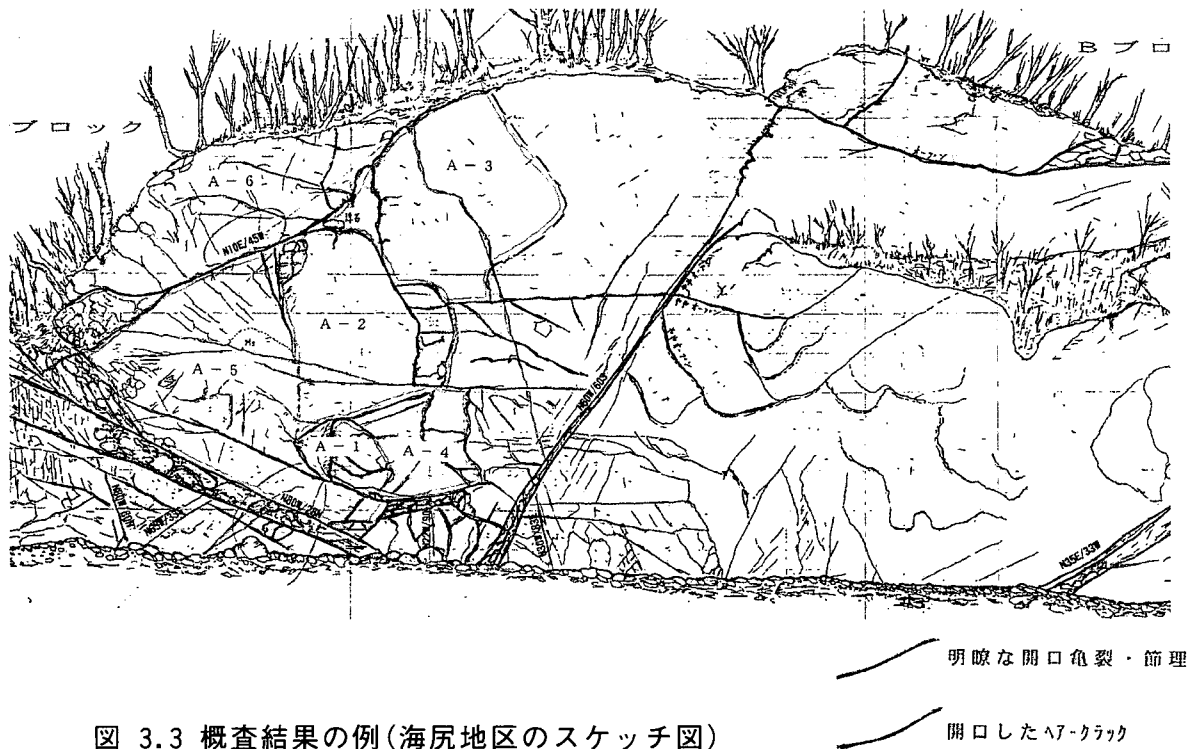


図 3.3 概査結果の例(海尻地区のスケッチ図)

3-4 精査

精査は写真測量、地形測量、現地調査、ボーリング調査、室内試験、物理探査等を行い、岩盤斜面の崩壊形態、規模、安定性を推定することを目的とする。

精査は、概査結果を踏まえ、以下に示すような事項が明らかにならない場合に実施する。

- ① 対象とする岩体が不明瞭な場合における岩盤崩壊の位置、規模。
- ② 対象とする岩体下方の支持部の強度や劣化の程度。
- ③ 地山内部における不連続面（亀裂等）の分布や開口の程度。
- ④ 前兆現象
- ⑤ 岩盤崩壊の発生箇所から道路までの落下経路、到達の有無。

精査では、写真測量、地形測量、現地調査、ボーリング調査、孔内試験、物理探査、岩石試験、計器観測等の各種試験を目的に合わせて単独または併用して行う。

地形・地質構造、不連続面の性状等の調査にはボーリング調査が最も有効であり、ボアホールカメラ等を利用するとさらに詳しく状況を明らかにすることができる。

風化の程度・岩盤のゆるみの調査には物理探査が有効で、ボーリング調査も併用するとさらにその効果が上がる。

対象斜面への地下水の影響調査では、ボーリング孔を用いた間隙水圧測定等が有効である。

崩壊すると推定される岩塊が不明瞭な場合には、簡易な計測器等を用いて経時的な変化を調査することも有効である。

対象斜面の地質状況を把握した後に、安定解析、崩壊形態の数値解析等を行う場合は、岩石試験、ボーリング孔内を利用した原位置試験等から得られたデータが必要となる。崩壊が進む方向や経路の推定にも数値解析を用いる場合がある。

3-4-1 写真測量・地形測量

写真測量・地形測量は、① 斜面全体の精密な3次元形状の把握、② 不安定岩塊の規模の測定、③ 横断面図やスライス図などの作成、④ 亀裂面や節理面の方向の測定、⑤ 岩盤斜面上に設けた任意の測点についての3次元座標の取得等を目的として実施する。

岩盤斜面は地形的に光波測量などが実施できない場合が多いが、このような場合には斜面全体の形状をとらえるため、空中斜め撮影のステレオ写真などを利用した測量が有望である(図 3.4)。測量結果は、一般的な平面図もしくは立面図や断面図などの2次元の図面として図化する。

崩壊の発生位置の推定が困難な場合や、大規模な災害発生の可能性が推定される場合は、測量や斜め写真から亀裂分布図や3次元的な鳥瞰図等を作成し、斜面の全体の形状を把握した上で検討を行う必要がある(図 3.5~6 参照)。

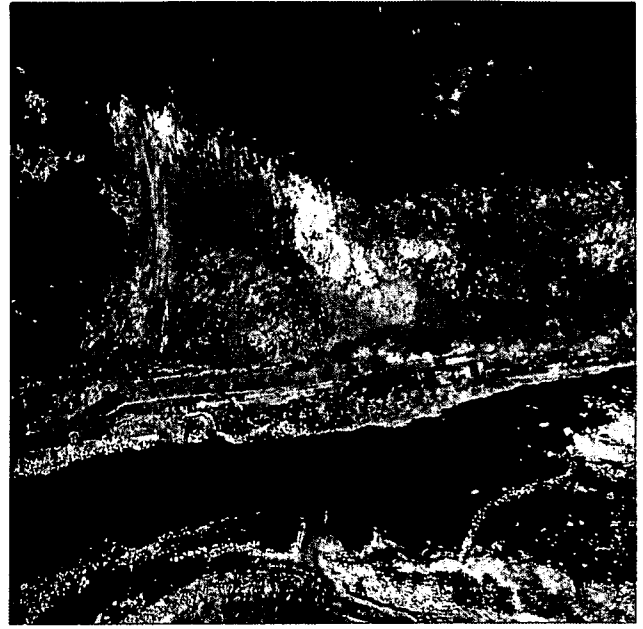


図 3.4 斜め写真の例(左：海尻地区、右：天瀬地区)

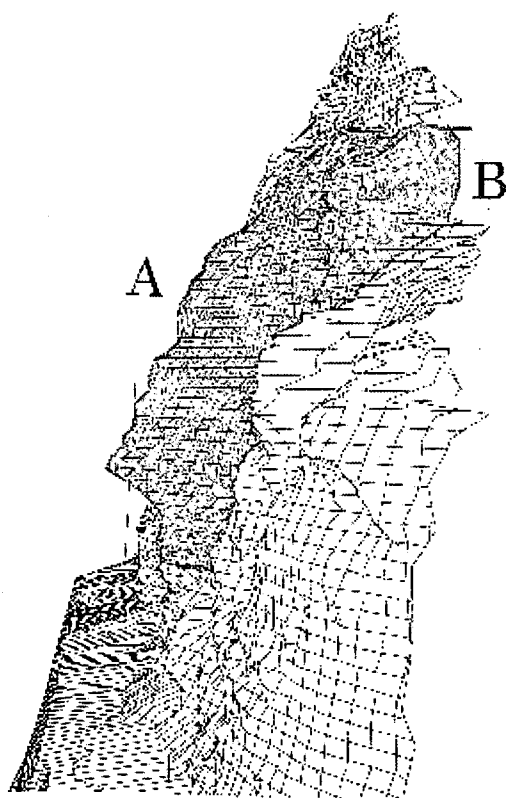


図 3.5 オーバーハング部がある岩盤
斜面をワイヤーフレームで3
次元的に表現させた例
(下名地区)



図 3.6 煙突状の岩体をシェーディング
して3次元的に表現させた例
(第2白糸トンネルの崩壊前岩体)

3-4-2 現地調査

精査における現地調査では、概査と同じ項目についてより精度を高め、縮尺=1:100～S:1:500の実測平面図、正面図、断面図に調査結果をとりまとめる。

岩盤崩壊の形態や規模を推定するには岩盤斜面や遷急線上部の詳細な地表踏査が必要である。地表踏査における観察では、地質構成・地質構造・岩質と風化状況等に注目し、ひび割れ等の分離面の開口状況・充填物の有無・微小クラックの分布等に注目して、不安定岩塊の範囲の推定を行う必要がある。

地形を調査する場合、空中写真では植生のため見えない微小な地形（崩壊・ガリー・遷急線・段差・陥没地形等）を観察することが重要であり、地質・地質構造については地表面の露頭の入念な観察から岩種・岩質、風化の程度・岩盤のゆるみ、亀裂の状況、断層破碎帯の分布、主な不連続面の走向・傾斜等を把握することが重要である。

また前兆現象の調査では、対象箇所の過去の災害履歴を把握した上で、見落としがないよう入念に地表面の状況を観察することが重要である。

対象斜面内に立ち入りが不可能な場合には、対岸からの観察やラジコンヘリやカイト気球等で撮影する斜め写真等を用いることも有効である（図 3.7）。亀裂調査の結果は、クラックマップにとりまとめ、必要に応じてステレオネットによる解析を行い（図 3.8）、後述の崩壊形態の推定に用いる。

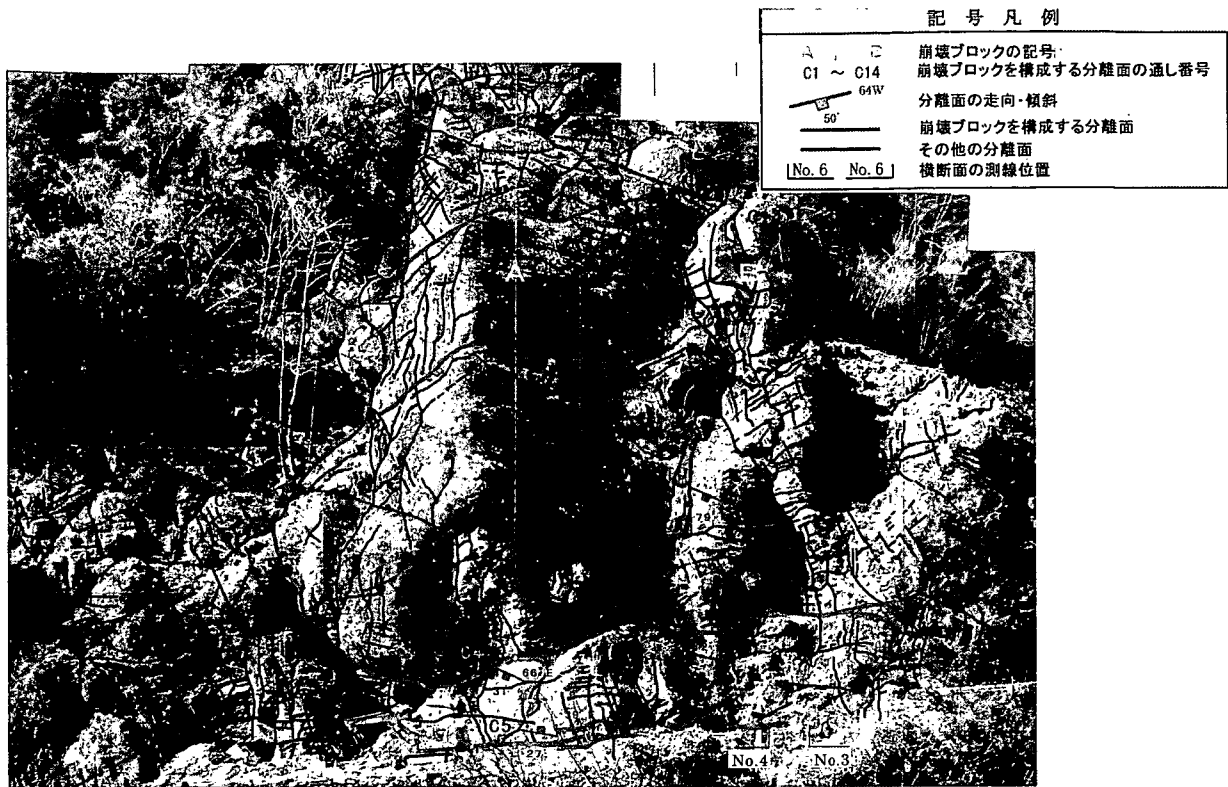


図 3.7 対岸からの正面写真を用いたクラックマップの例(下名地区)
分離面の走行・傾斜等は、現地調査により測定

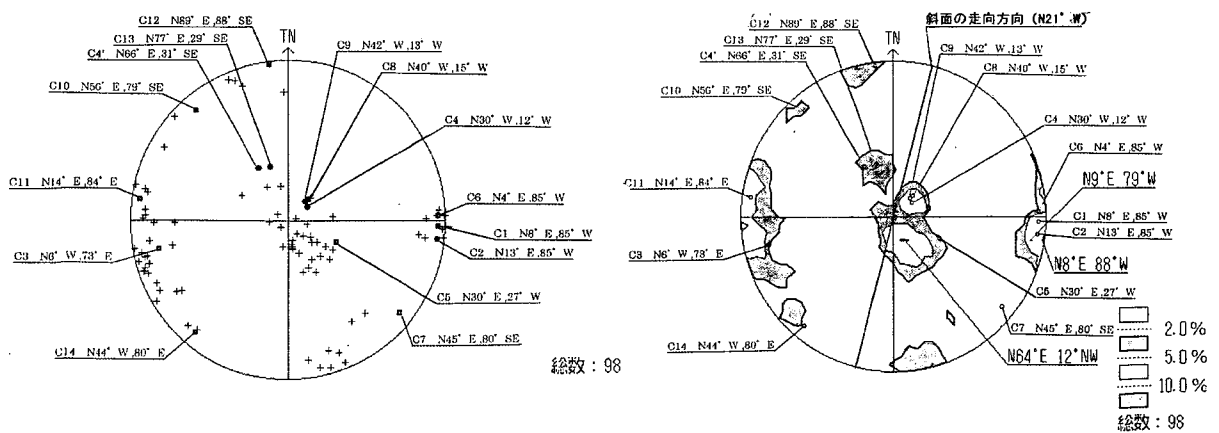


図 3.8 ステレオネットによる解析例

3-4-3 ボーリング調査と各種試験

ボーリング用いた調査の目的は、岩盤斜面内部に伏在する亀裂等の不連続面の分布や性状を調査して、岩盤崩壊の規模や形態を推定することにある。岩盤斜面内部の状況を知るには、ボーリングによるコア観察をはじめ、ボアホールカメラ（テレビ）による孔壁観察や孔内試験・検層などがある。

またボーリング調査は、割れ目等の分離面の発達方向を考慮して実施すべきであり、分離面の方向が鉛直に近い急角度であれば、斜めボーリングや水平ボーリングを採用することが望ましい。

ボーリング調査の結果は、現地調査結果と合わせて、不安定ブロックの推定断面図としてとりまとめる。特に、亀裂面の連続性を確認し、不安定ブロックの断面形状を把握する必要がある（図 3.9）。

斜面の安定解析（数値解析）に必要な諸数値を設定するために、様々な試験法がある。試験の名称のみ示すと、① 強度特性、② 静的変形特性、③ 動の変形特性、④ 物理特性、⑤ 地下水位分布、⑥ 透水係数などに関する試験、などである。これらのうち、斜面を構成する岩石の諸数値を把握するためには、ボーリングコアを用いた室内岩石試験が有効である。

岩盤崩壊の規模や形態は、岩盤斜面に存在する不連続面の分布に依存・規制されることが多いため、一般的な岩盤の強度や風化区分調査のほかに、不連続面の分布や強度に関する調査が重要である。不連続面の状況や崩壊形態を把握することは、その後の安定解析や崩壊予測のための基礎資料としても大切である。

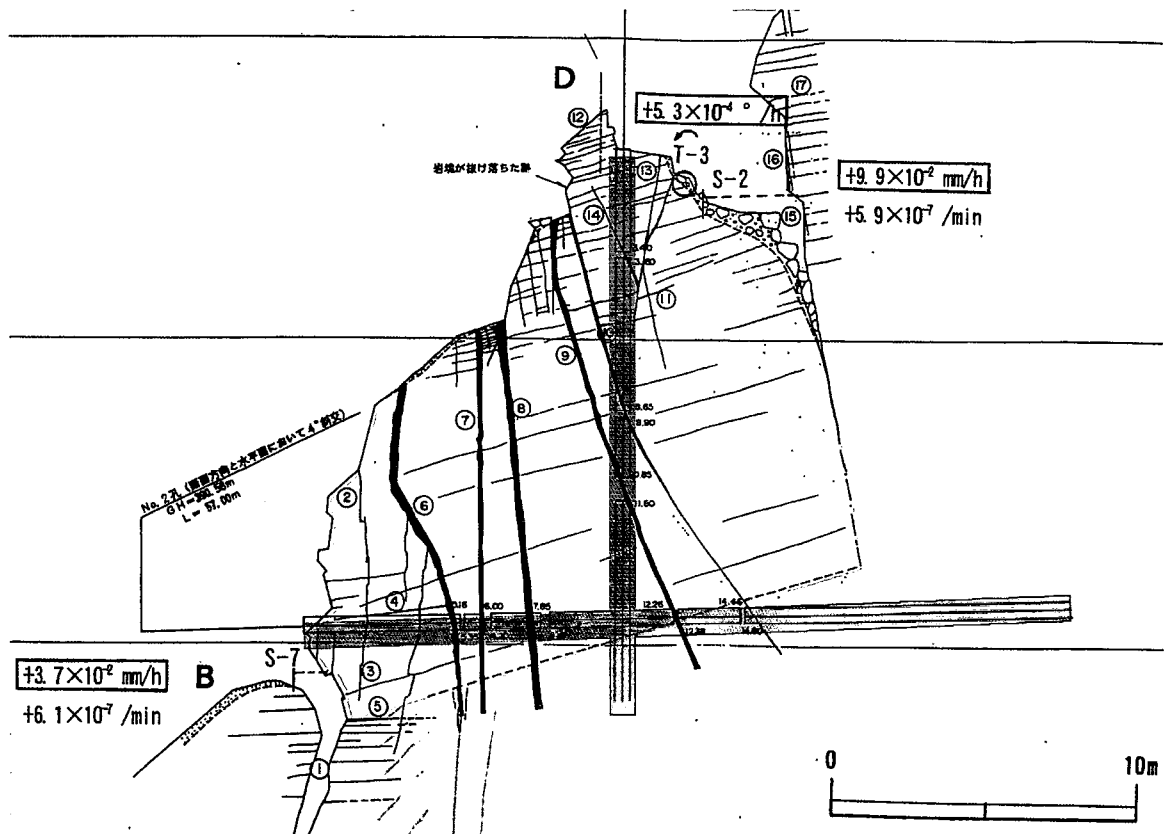


図 3.9 ボーリング調査例（板木野地区Dブロック）

3-4-4 物理探査

岩盤斜面における物理探査は、表土の厚さ、風化層や緩み域の厚さ、伏在する断層破碎帯の位置と規模、亀裂の発達程度、岩盤強度、地下水位などを断面的に推定するために行われる。具体的には、弾性波探査と電気探査が用いられる場合が多いが、最近では、ボーリング孔を利用したジオトモグラフィ技術や熱赤外線映像などのリモートセンシング技術によって、より詳細な物性値が得られるようになりつつある。

弾性波探査による地山のP波速度や亀裂係数との関係から、経験的に切土斜面の安定を考察することもある。

3-4-5 地下水の調査

弛んだ岩盤斜面は、一般に地下水位が低い、不安定岩塊背面の亀裂に地下水が存在する場合がある。また寒冷地においては、開口亀裂に浸透した雨水の凍結により、ブロックが不安定化することも想定される。このように、地下水位が不安定ブロックに影響を与えると考えられる場合が多い。そこで現場透水試験などによって、調査対象斜面の透水性などを把握することが有効である場合もある。

3-4-6 その他

岩盤の安定性を評価する新しい手法について、今後の研究・評価が待たれる。その中で岩盤モニタリング地区において試用した、エアトレーサー法と常時微動計測の概略を、以下に記述する。

(1) エアトレーサー法

岩盤内部の開口亀裂の連続性を確実に検証する手法としてはトレーサー試験があるが、通常行われる液体を用いたトレーサー試験は地下水が存在する条件でしか使用できない。しかし、岩盤斜面は一般に地下水位が低く、ほとんどの開口亀裂は空気で満たされている。そのため、トレーサーとして煙等を用いて開口亀裂の連続性等を確認する手法であるエアトレーサー法が開発されている。

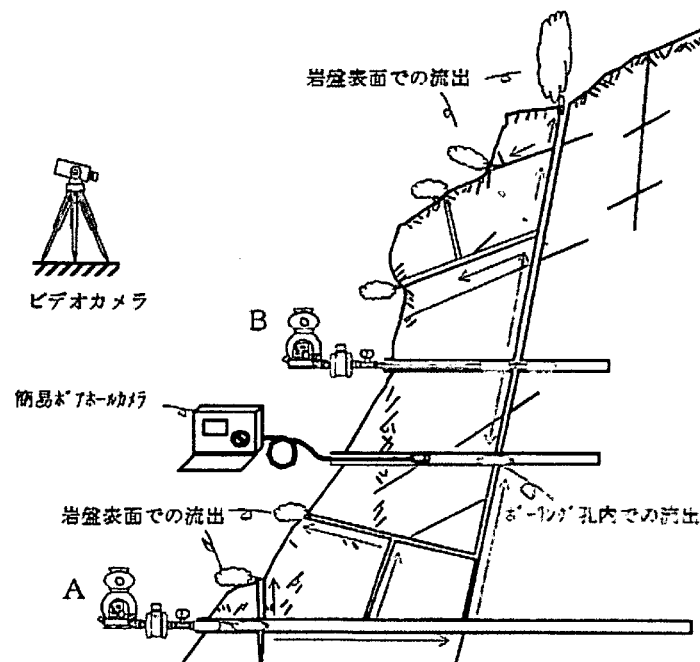


図-1 エアトレーサー試験の方法

A：簡易エアトレーサー試験

B：区間エアトレーサー試験

図 3.10 エアトレーサー法概要図

トレーサーの投入方法には、地表の亀裂から注入する方法と、ボーリング孔内から前後をパッカーで密閉した任意の亀裂から投入する方法がある。

(2) 常時微動計測

不安定岩盤ブロックと基岩部の不動点に振動計を設置し、両者の振動特性の差から安定性の評価を行う常時微動計測が研究されている。

現在、計測器によるモニタリングに先立つ岩盤斜面の安定性評価は、専門技術者による地形やクラック分布の観察等から定性的かつ主観的に行われているが、常時微動計測により定量的で客観的な評価を行うことができる可能性がある。

常時微動計測は、岩盤の平常時の微小振動計測から短時間で安定性を評価することが可能であり、振動計の設置も電動ドリル等を用いて比較的容易に行えるという特徴をもつ。

以下に実例として、板木野地区において試験的に実施した結果を示す。

板木野地区の例では弾性波探査等で用いられている速度型振動計（ジオフォン3成分内蔵）を4台使用し、岩盤斜面の4カ所で同時に加速度レベル $10^{-3} \sim 10^{-1} g$ 、周波数帯域1～50Hz程度の微小振動を測定した。測定点は図3.11に示すように、地形とクラックの分布状況から不安定と推定される対象ブロックの上中下3点（上部B-3、中央B-2、下部B-1）と不動点とみなせる基岩（B-4）の4カ所とした。

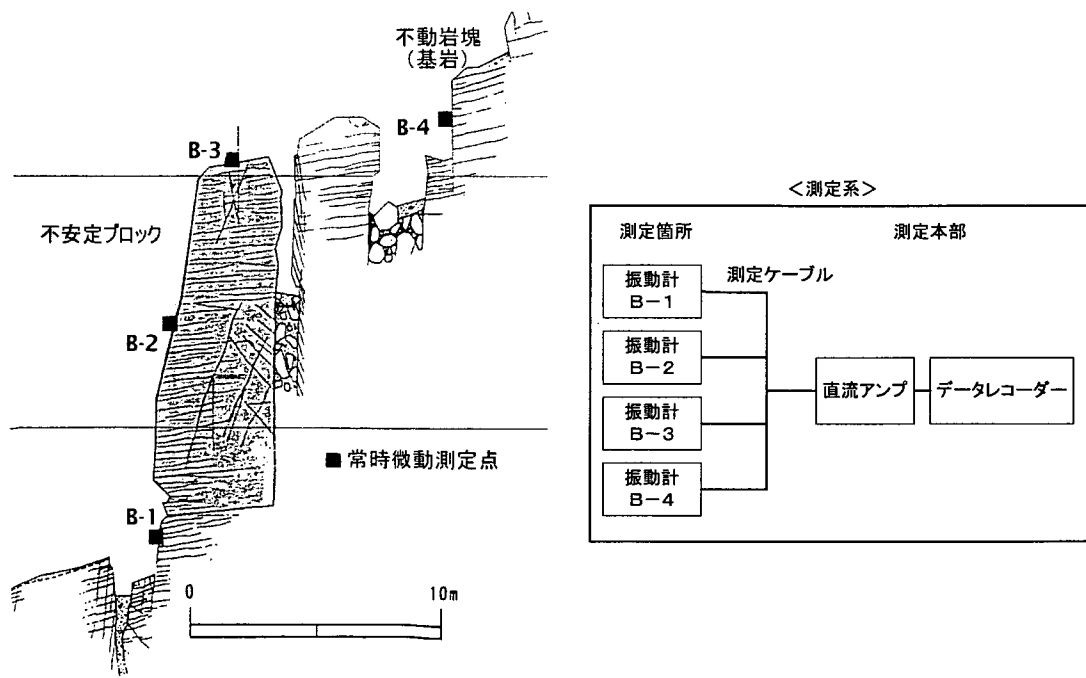


図 3.11 常時微動観測実施状況

ジオフォンは、電動ドリルで穿孔した孔に差し込んだ後、岩盤と一体化させるためにパテ等で固定して設置した。

測定点毎に計測した速度波形データをフーリエ変換し、電源等によるノイズ等を除去した上で以下の形にとりまとめた。

①波形記録 (図3.12)

測定点毎の波形記録（ノイズ除去後）。

②フーリエスペクトル比 (図3.13)

基岩部の不動点（B-1）と対象ブロック上の点（B-1～B-3）との速度波形についてフーリエスペクトルを求め、周波数毎の振幅の比を算出して対象ブロックで基岩に比べて振動が増幅されている周波数の有無を調べた。振動が大きく増幅される周波数がある場合、増幅倍率の大きさが対象ブロックの安定性の評価指標となる可能性がある。

③振動粒子軌跡（オービット） (図3.14)

振動の方向と大きさを平面的に把握するため、測定点毎に振動粒子軌跡（オービット）の作図を行った。オービットで振動の卓越方向が明瞭に認められるほど、また振幅が大きいほど対象ブロックが不安定であると考えられ、オービットの偏平率や大きさが安定性評価指標となる可能性がある。

④振動速度波形の積分値比 (図3.15)

測定点毎に10秒間の振動速度波形の積分値を算出し、基岩部との比（振動速度波形の積分値比）を求めた。これを複数回実施し、その結果を、振動速度波形の積分値比を縦軸に、測定点の標高を横軸にとったグラフ上にプロットした。測定点の標高と振動速度波形の積分値比との大きさの関係は、板木野地区のように崩壊形態が転倒の場合は上部ほど振動速度波形の積分値比が大きく、それ以外の崩壊形態では傾向が異なったものとなると考えられることから、対象ブロックの崩壊形態の推定及び安定性評価の指標とすることができ、可能性がある。

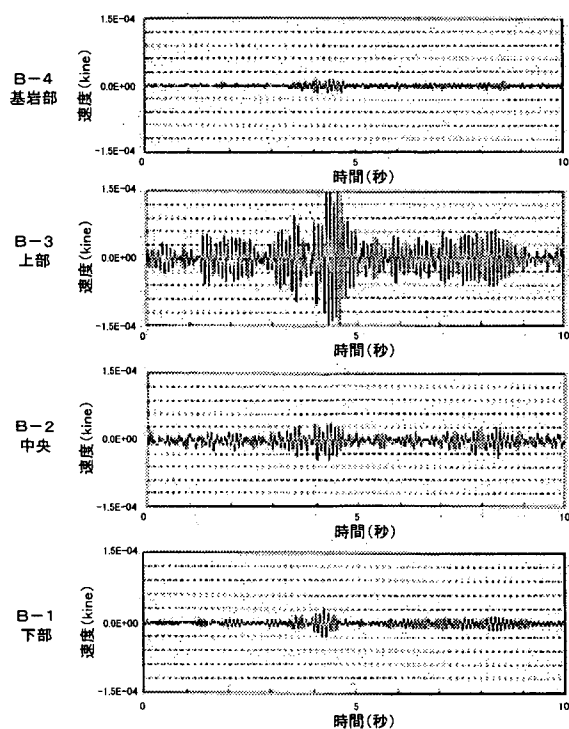


図 3.12 波形記録 (車両走行時)
対象ブロックの上部ほど速度振幅が大きい傾向が認められる。

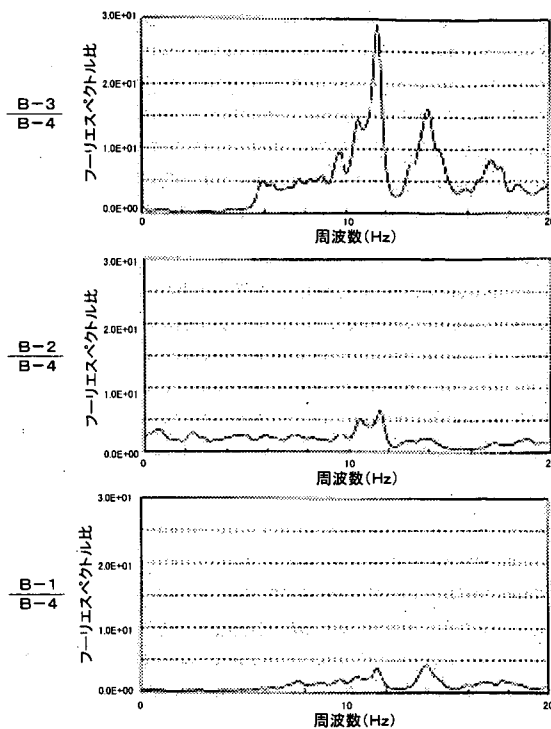


図 3.13 フーリエスペクトル比
(対象ブロックと不動岩盤の周波数分析結果)
B-3、B-2 とも 12Hz 付近で振動が増幅されていることがわかる。

【B-3 車両走行時】

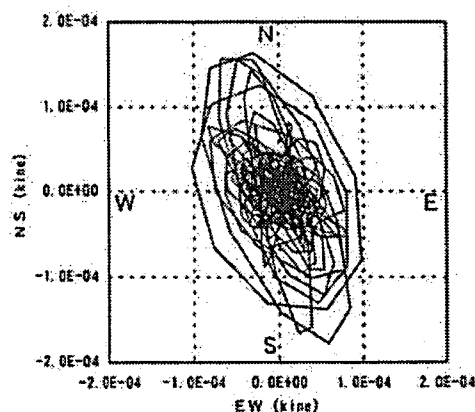


図 3.14 振動粒子軌跡 (オービット)
北北西-南南東の振幅が大きい

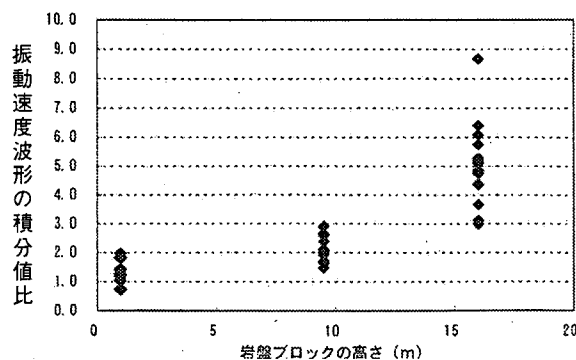


図 3.15 振動速度波形積分値比の分析結果
対象ブロックの上部ほど大きく、不安定であることが読みとれる。

板木野地区の例では、図3.12～3.15に示すように、基岩部と比較して対象ブロックの方が明瞭に大きく振動し、振動の卓越方向も明瞭で上部ほど振幅が大きいという結果が得られたことから、対象ブロックが不安定であることが確認された。

常時微動計測は目視観察で危険と評価される多数の岩盤斜面の安定性を短時間に簡便かつ定量的に評価できる手法として有力と考えられ、崩壊形態、変位・変形の進行、気象条件の変動等に伴う振動特性の変化等について、研究の進展が待たれる。

3-5 崩壊規模、崩壊形態の推定

計測計画を立案するために、事前に崩壊規模、崩壊形態の推定を行う。

3-5-1 崩壊規模の推定

概査および精査の結果に基づき、崩壊の規模を推定する。崩壊規模はその大きさによって、計測される前兆現象の大きさが異なると考えられることから、適切な精度・測定レンジの計測器を選定する上で非常に重要となる。

崩壊の範囲は一般に、滑落崖、左右両翼のクラック、末端部のクラックまたは小崩壊などの地表変動現象に起因する微地形で囲まれた範囲である。したがってこれらの変状状況と地形・地質構造を的確に把握し、周辺での過去の崩壊事例や地形発達史を参考にして推定する。岩盤斜面は多数のクラックが分布していることから、複数の崩壊ブロックが想定されることが多いが、そのような場合には、ブロック間の関連性について考察を行う必要がある。

岩盤斜面は一般に急傾斜であるため、平面図で崩壊範囲やブロック区分を表現できない場合は正面図や断面図を併用して表現する。また、3次元的に描いた鳥瞰図なども有効である（図3.18）。

崩壊が発生した際に岩塊の到達範囲内に存在する保全対象物（民家、構造物、道路・鉄道等の交通機関等）についても、事前に確認しておく必要がある。

さらに、崩壊が発生した際に崩壊箇所隣接する部分や上部斜面が不安定化し二次崩壊が発生する場合があるため、推定した崩壊範囲周辺の潜在的な不安定化領域についても、事前に安定性の検討を行っておく必要がある。

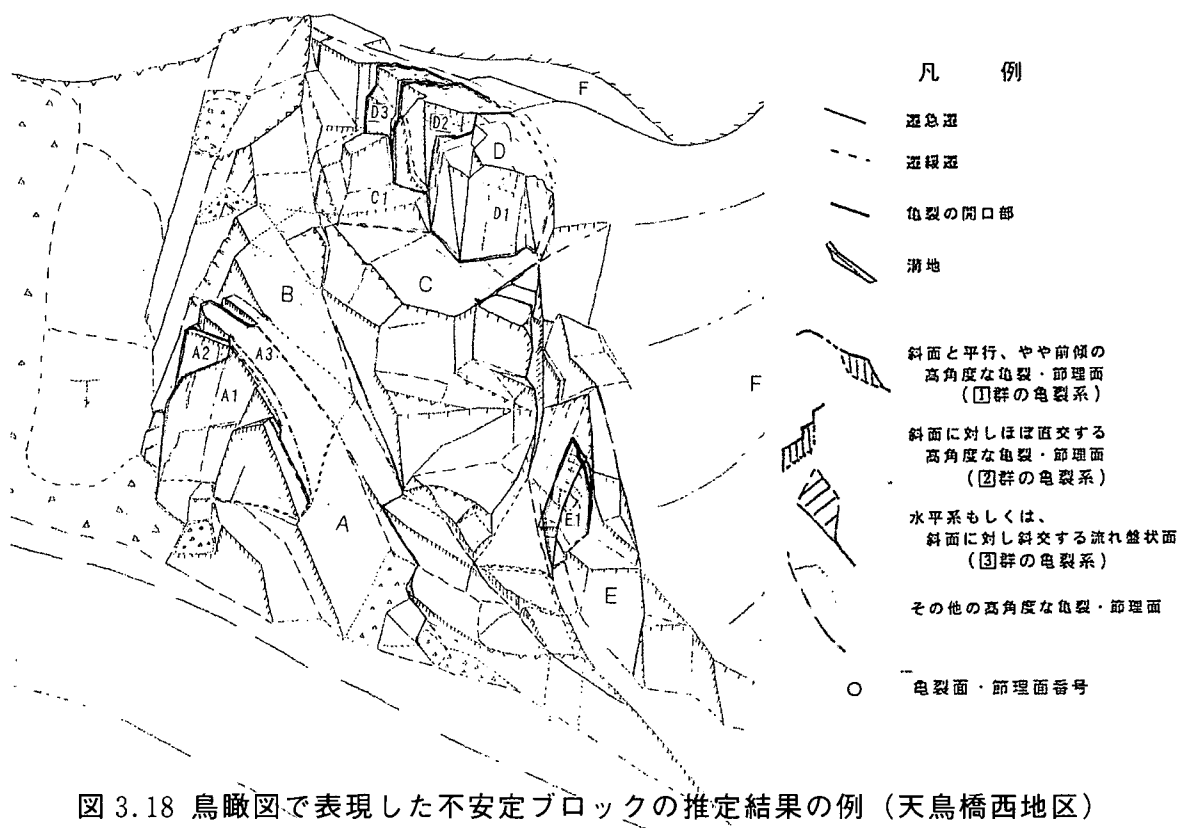


図 3.18 鳥瞰図で表現した不安定ブロックの推定結果の例（天鳥橋西地区）

3-5-2 崩壊形態の推定

崩壊範囲に含まれる個々のブロックについて、崩壊に至るまでの運動形態を推定する。

崩壊は、様々な素因・誘因が複雑に作用し発生することから、現実には高度の知識を備えた専門技術者であっても、崩壊に至る要因を定性的に評価、判断して崩壊形態を推定している場合が多い。

以下に崩壊形態を推定する際の基本的な考え方をまとめる。

(1) 典型的な崩壊形態

岩盤斜面の崩壊形態は前述したように崩落、すべり、転倒、座屈に分けられる。以下に典型的な崩壊形態の特徴をまとめる。

崩 落：岩塊が岩盤斜面から分離して自由落下する形態。

すべり：岩塊が不連続面に沿いせん断変位する滑動形態。

転 倒：岩塊が下端部を支点として前方へ回転する形態。

座 屈：岩塊が座屈し、折れ曲がる形態。座屈箇所より下方では転倒、上方では崩落またはすべりという複合型と考えられる。

(2) 崩壊形態推定の基本的な考え方

崩壊形態の推定は、崩壊範囲に含まれる斜面の規模や傾斜および変形、代表的な不連続面や節理群の位置や密度等の分布状況、走向・傾斜および摩擦角等の物性等

を考慮して行う。さらに、近傍の同一地質と思われる斜面における過去の崩壊形態等も参考にすると良い。

例えばブロック背面の分離面の開口幅が、上方ほど広い場合には転倒と考えられ、ほぼ平行している場合にはすべりと考えられる。また、ブロック上部が明らかに沈下している場合には、すべりか崩落である可能性が高い等である。

図 3.19 に崩壊形態の推定フローを示す。

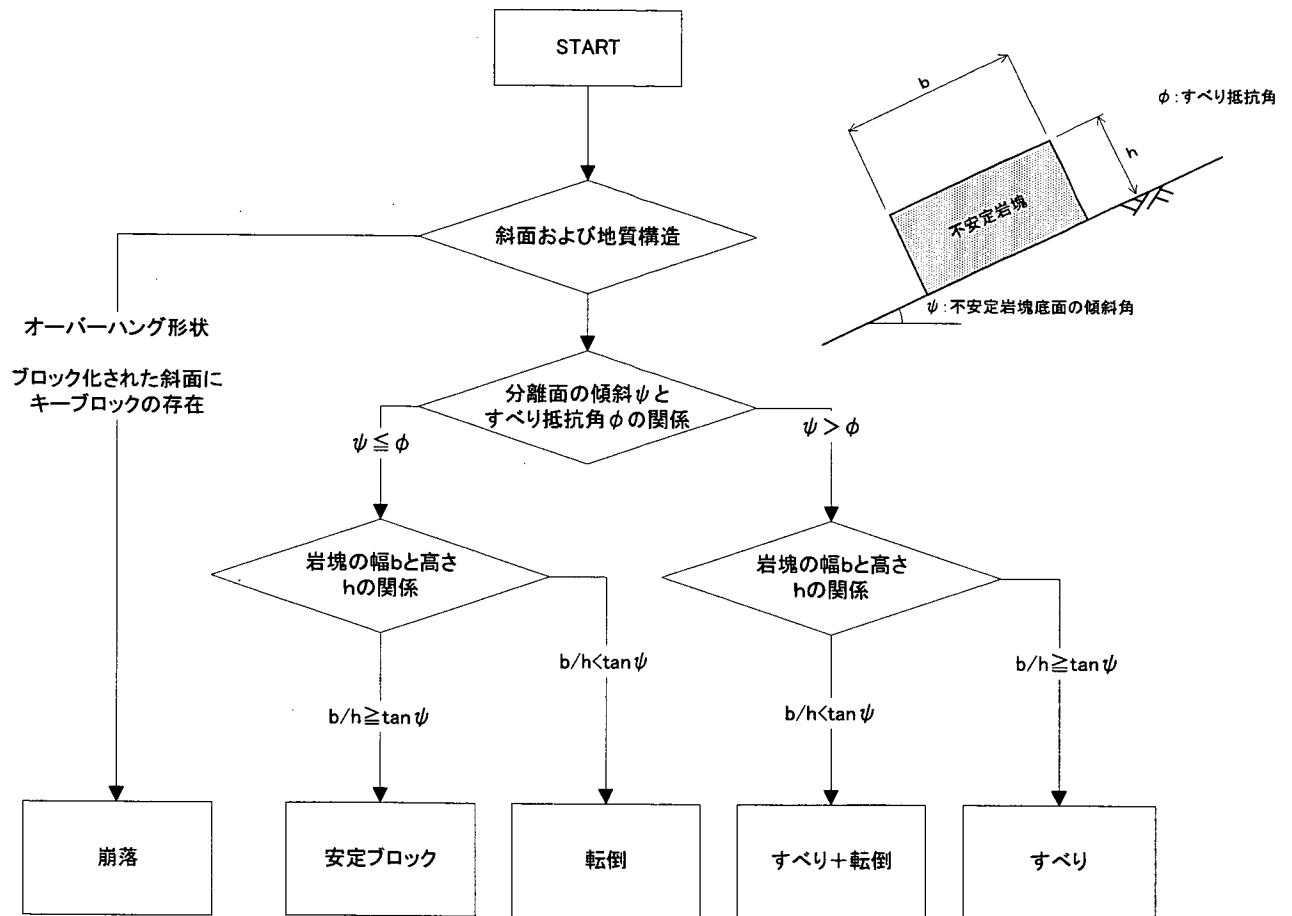


図 3.19 不安定ブロック毎の崩壊形態推定フロー図

以下に、崩落、すべり、転倒、座屈毎の崩壊形態推定にあたっての考え方を示す。

1) 崩落

崩壊形態のうち、崩落現象は岩盤斜面から分離し落下する現象であることから、分離前の密着部における岩盤強度に依存することとなる。またブロック崩壊のような場合においては最も弱いブロックの強度および安定性に依存することとなる。従って、崩落形態が推定される地形・地質構造の条件としては、下記のような項目が挙げられる。

- ・落石（個別崩壊）：オーバーハング形状で不安定岩塊背面に鉛直に近い不連続面があるような状態。
- ・ブロック崩壊：節理等の不連続面の密度が高く、ブロック化が顕著な岩盤斜面のうち、キーブロックが破壊することで周囲のブロックが落下するような構造を有している状態。つまり、鉛直に近い不連続面と水平に近い不連続面に囲まれ、キーブロックによって上部ブロックの自重が支持されているような状態。

2) すべり、転倒

すべり、転倒現象においては、図 3.20 に示すように不安定岩塊底面の傾斜角 ψ 、すべり抵抗角 ϕ 、岩塊の縦横比 b/h の関係から、崩壊形態を推定することができる。

領域Ⅰ： $\psi \leq \phi$ かつ $b/h > \tan \phi$

すべり抵抗角が岩塊底面の傾斜角より大きいことからすべりに対して安定。
岩塊下端を支点とするモーメントの釣り合いは抵抗モーメントの方が大き
ことから転倒に対して安定。

領域Ⅱ： $\psi \leq \phi$ かつ $b/h < \tan \phi$

すべり抵抗角が岩塊底面の傾斜角より大きいことからすべりに対して安定。
岩塊下端を支点とするモーメントの釣り合いは転倒モーメントの方が大き
くなることから転倒する可能性がある。

領域Ⅲ： $\psi > \phi$ かつ $b/h > \tan \phi$

すべり抵抗角が岩塊底面の傾斜角より小さいことからすべりを発生する可
能性がある。
岩塊下端を支点とするモーメントの釣り合いは抵抗モーメントの方が大き
ことから転倒に対して安定。

領域Ⅳ： $\psi > \phi$ かつ $b/h < \tan \phi$

すべり抵抗角が岩塊底面の傾斜角より小さいことからすべりを発生する可能性がある。

岩塊下端を支点とするモーメントの釣り合いは転倒モーメントの方が大きくなることから転倒する可能性がある。

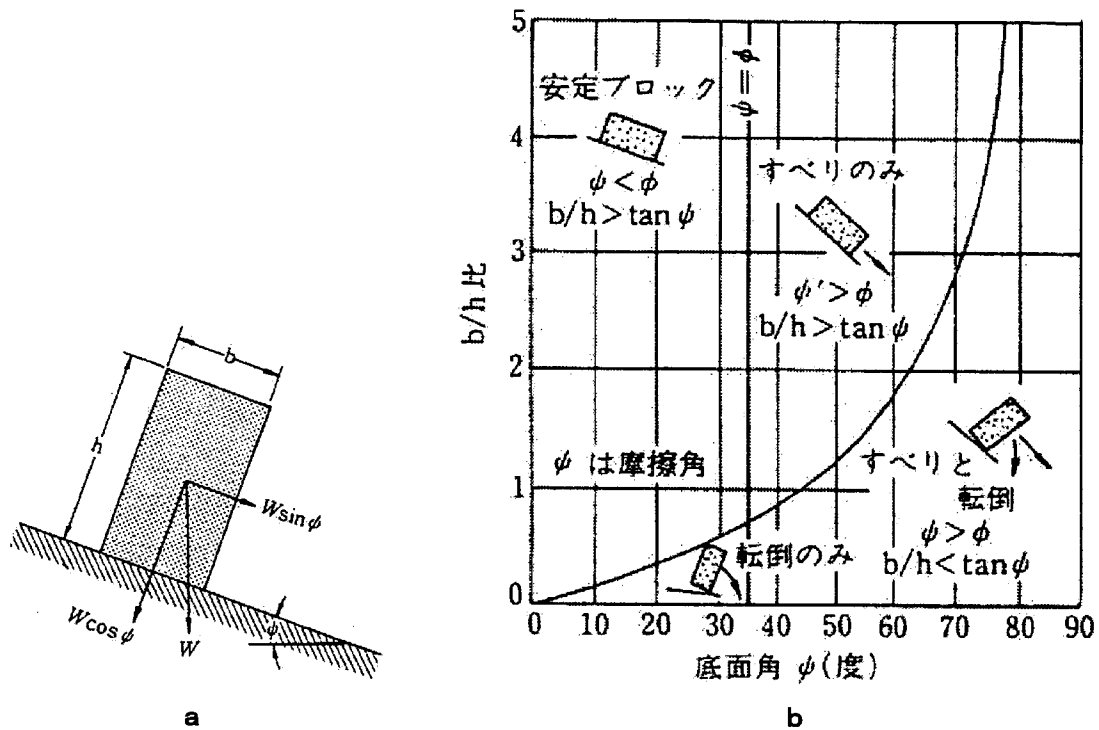


図 3.20 傾斜面上の岩盤ブロックの岩すべり、転倒の発生条件のモデル [2]

なお、上記に用いた崩壊形態の推定方法にはすべり抵抗角（摩擦角）を用いていることから、本方法を用いる際には、文献、室内試験、現場試験等によってすべり抵抗角を求めておく必要がある。

3) 座屈

座屈に関しては屈曲面の上下ですべりまたは崩落と転倒の2ブロックに分けて解釈するものとするが、座屈形態が推定される地形・地質構造の条件としては、高角度の流れ盤ないし垂直に近い不連続面が介在している急勾配斜面であると考えられる。

崩壊形態推定を補足する目的で、亀裂面の方向をステレオネット上にプロットし、卓越方向と斜面の方向との関係から確認する場合もある（図 3.21～22 参照）。ただし、実際には図 3.23 のようにいくつかの崩壊形態が複合的に生じる場合や、図 3.24～25 のように、斜面全体に亀裂が発達して小さな岩塊の集合体が複雑に噛み合っているため、崩壊形態の推定が難しい場合がある。このような場合は、可能であれば小ブロック毎に個別に検討し、個別検討が難しい場合には斜面全体を崩落等の現象として捉え、最も応力の集中するキーブロックと、前兆現象が発生する箇所の推定を行うことが必要である。

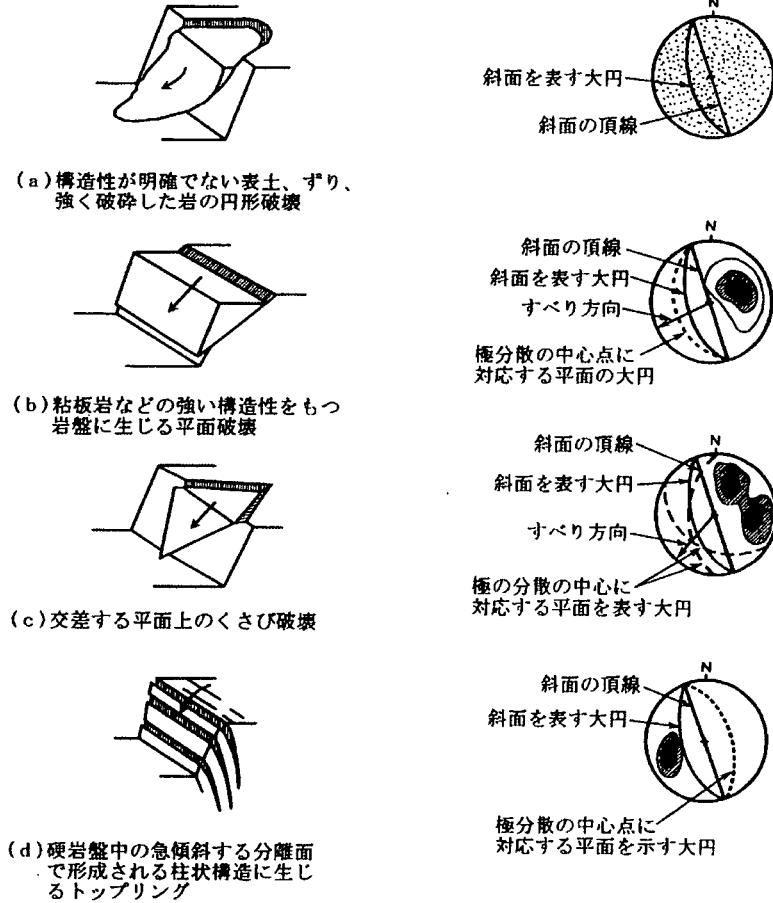
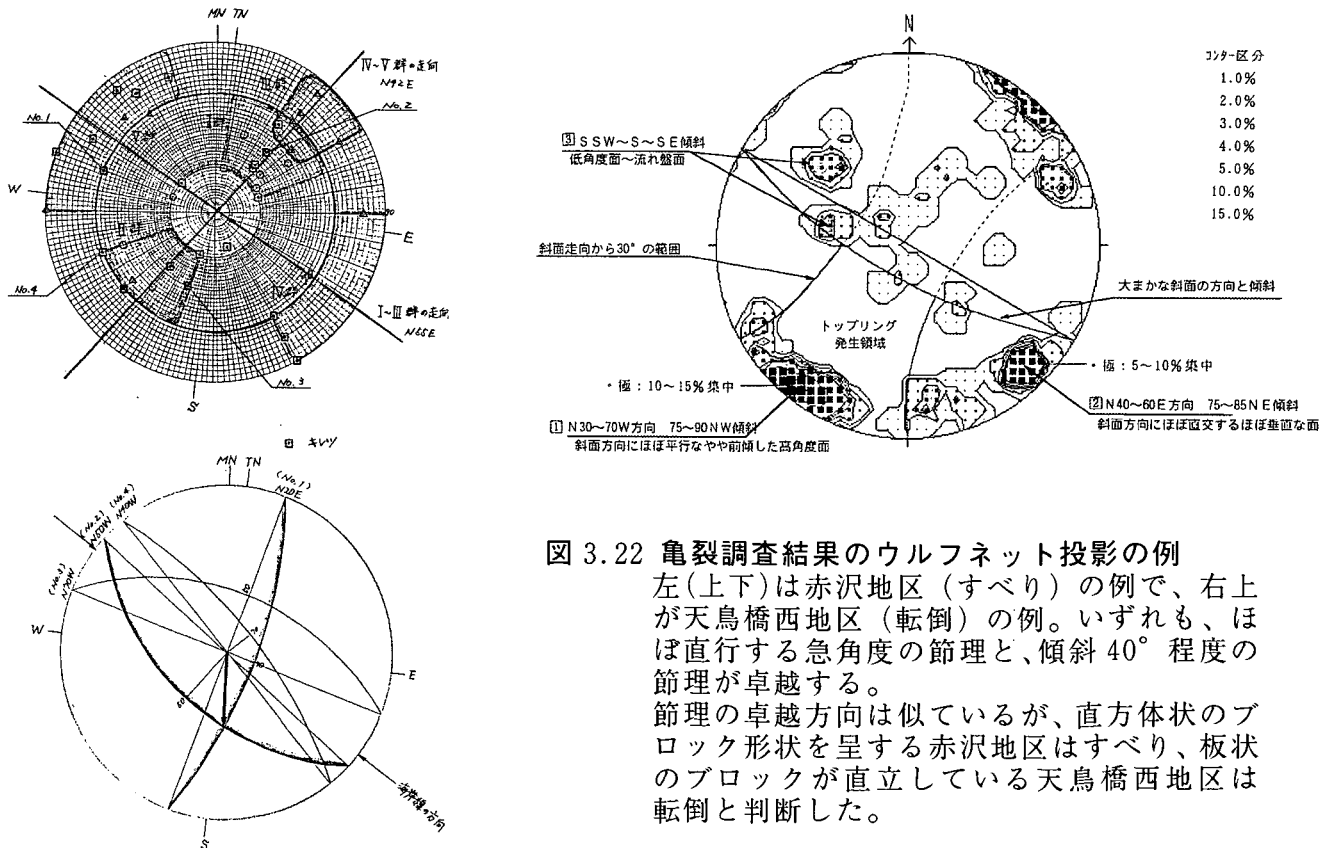


図 3.21 主な岩盤斜面の形態とそれを生ずる地質構造のステレオ表示 (座屈を除く) [2]



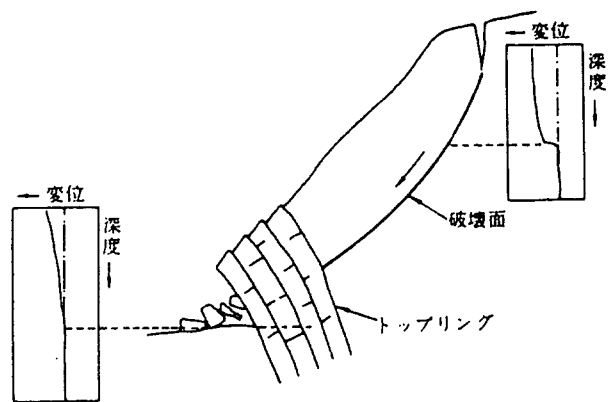


図 3.23 すべりとトップリングの組合せ (小俣, 1994)

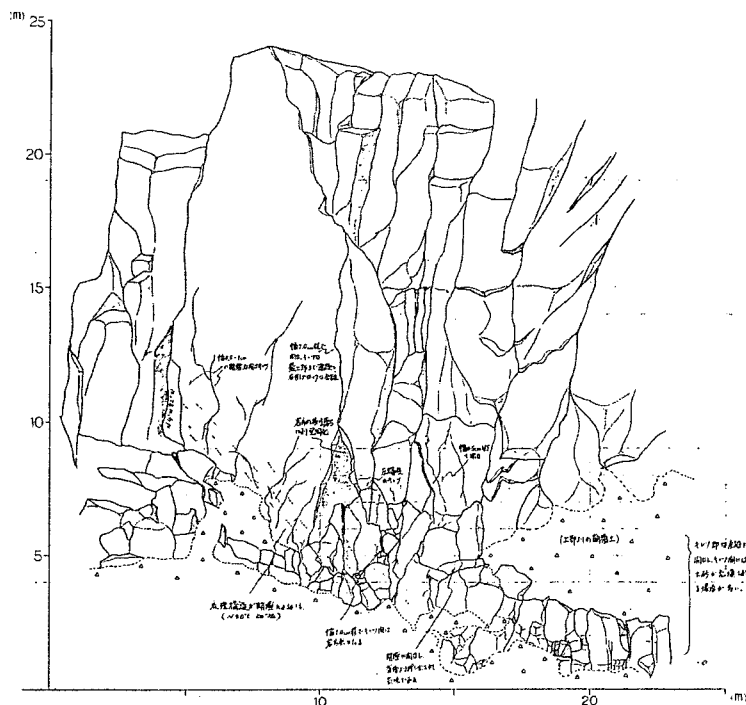


図 3.24 亀裂が発達した岩盤斜面の例 (天瀬地区)



図 3.25 亀裂が発達した岩盤斜面の例 (安瀬地区)

(3) 移動方向の推定

個々の不安定ブロックの範囲と崩壊形態を推定した後、各々のブロックがどのような順番で不安定化し、移動するかを推定する。ブロックの移動方向を推定することにより、計測機器の設置位置や設置方向を計画することができる。

推定される変状は、崩壊形態によって、また不安定岩塊の部位によって異なる。崩壊形態毎に推定される変状を、以下に示す。

1) 崩落

崩落における崩壊前の変位は、不安定ブロック全体が沈下または傾動すると考えられる。また変状の進行により背面亀裂が進展し、末端部に応力集中による微小変位が生じると考えられる。また、崩壊直前には、不安定岩塊周辺部から落石が発生することが予想される。

2) すべり

すべりにおける崩壊前の変状は、背面亀裂が拡大すると考えられる。この際、平面すべりとくさびすべりの場合は、平行移動をするため、亀裂の上下ではほぼ同じ変位量となる。これに対し、複合すべりと円弧すべりの場合は、回転運動が生じるため、不安定岩塊全体が斜面上方に傾動する可能性がある。また、変状の進行により、末端部で応力集中による微小変位が生じると考えられる。

3) 転倒

崩落における崩壊前の変位も、背面亀裂の拡大と不安定ブロック全体の前方への傾動と考えられる。背面亀裂の変位は、不安定岩塊全体が斜面前方に倒れることにより、上部ほど大きい。また、変状の進行により、末端部で応力集中による微小変位が生じ、崩壊直前には不安定岩塊周辺部から落石が発生することが予想される。

4) 座屈

座屈は、下部（転倒）と上部（崩落またはすべり）の2つのブロックに分けて考える。

以下に、実際に各モニタリング地区で行った、崩壊に至るまでの運動形態・発達機構図の推定例を紹介する（図 3.26～29）。

なお、すべり面が特定できる場合には、弾性波探査や岩石試験等から経験的に推定した岩盤の不連続面等の強度を用いて、限界平衡解析等の安定解析を行い、その斜面の安定度を評価する方法もある。また、不連続面に囲まれたブロックの安定を検討するには、ステレオネットを用いて三次元での安定解析、ブロック理論等を用いて検討する方法もある。

大規模な岩盤崩壊の発生の可能性があり、道路への影響が判断できない場合は、

数値解析によって道路までの落下形態、経路の予測を行うことも有効である。

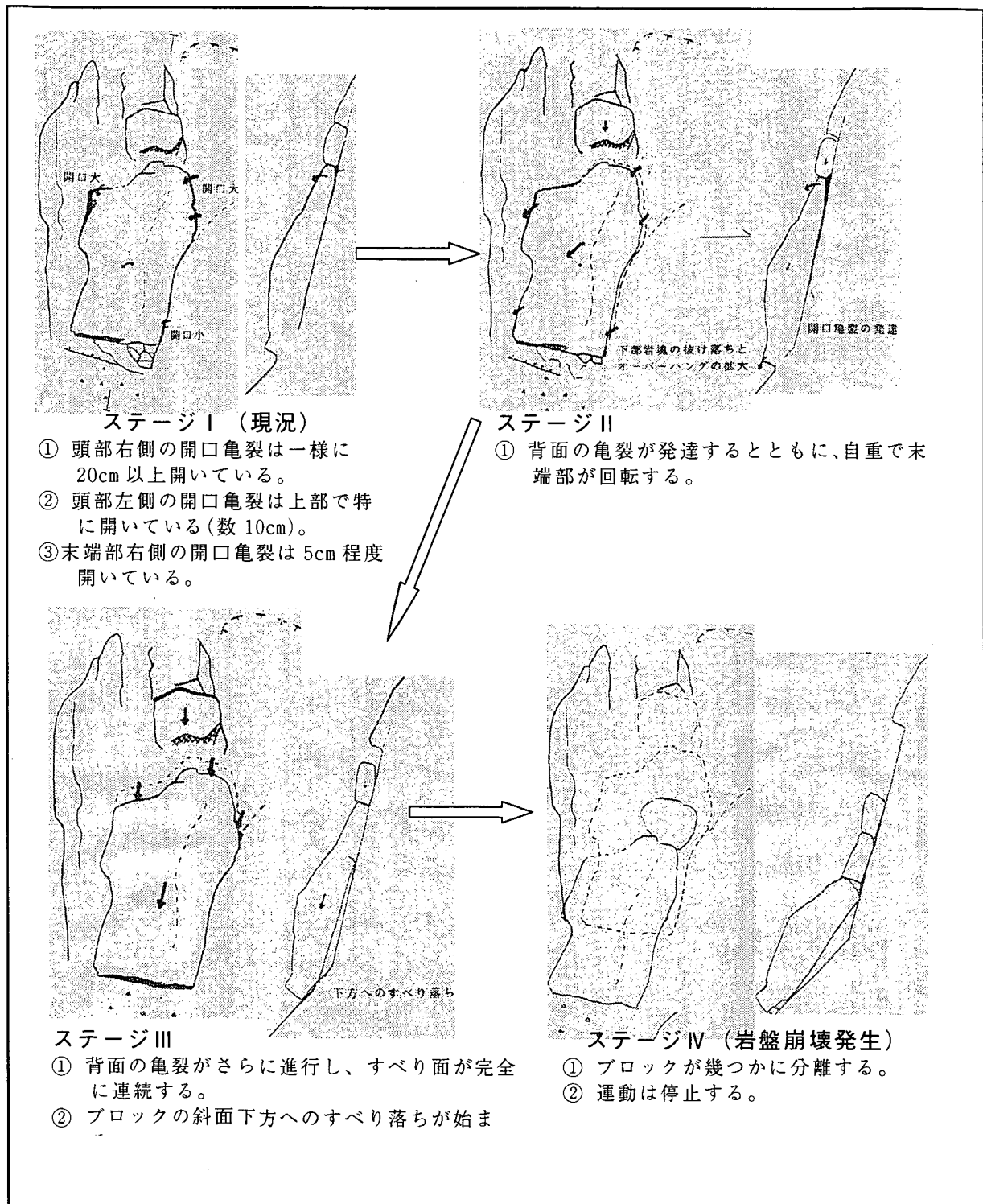


図 3.26 逢坂地区の崩壊形態推定図（オーバーハング崩落）

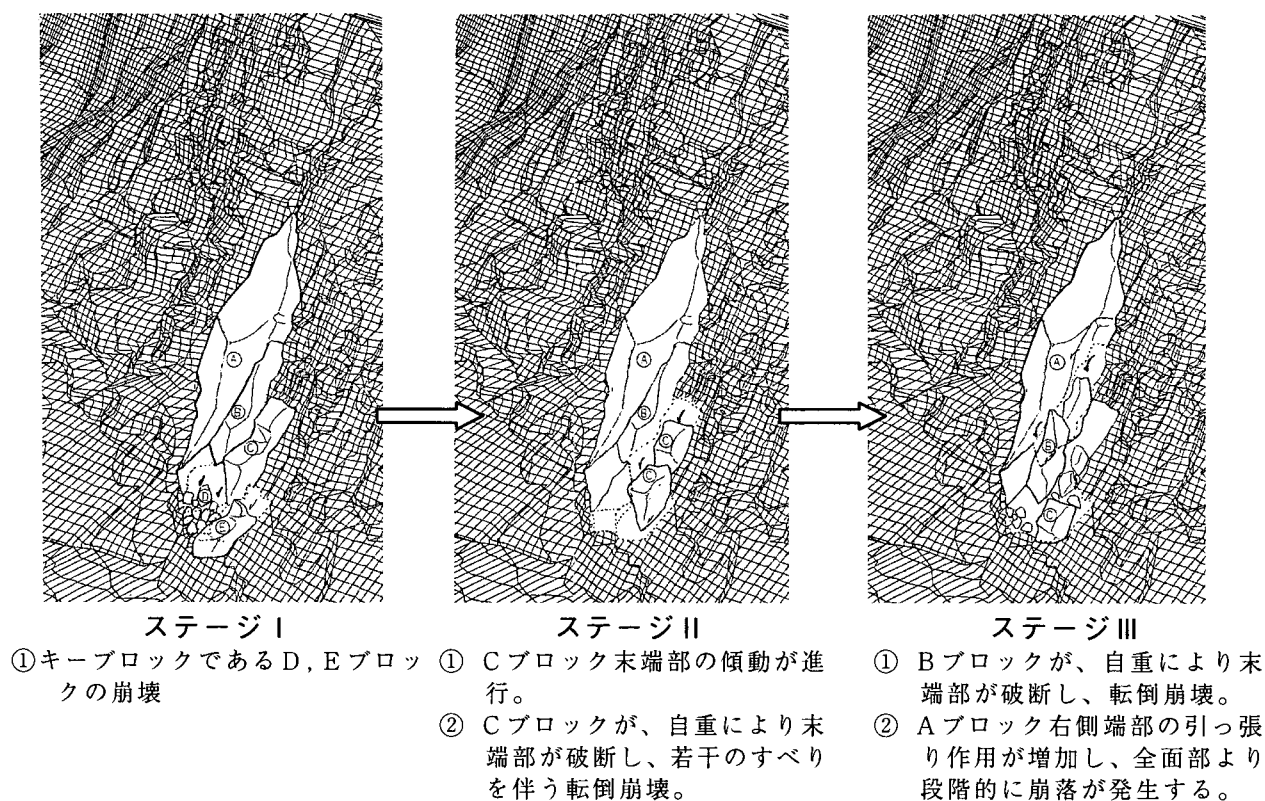
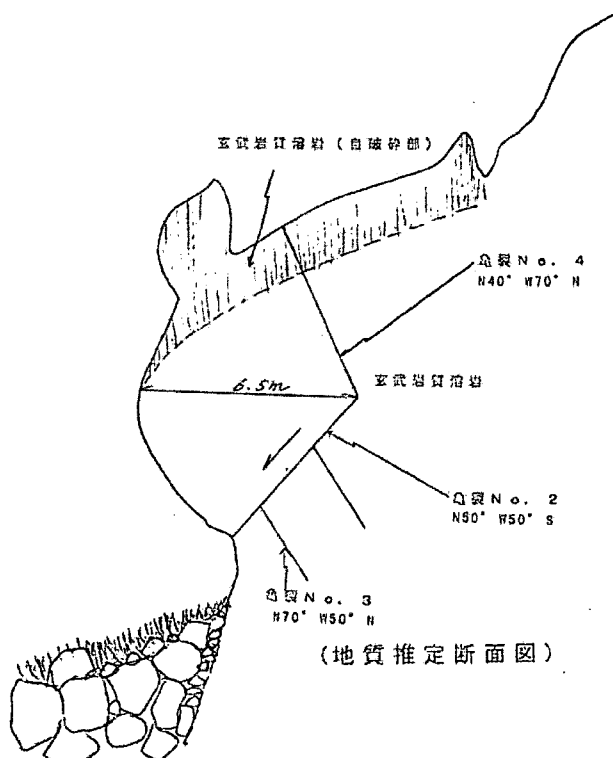
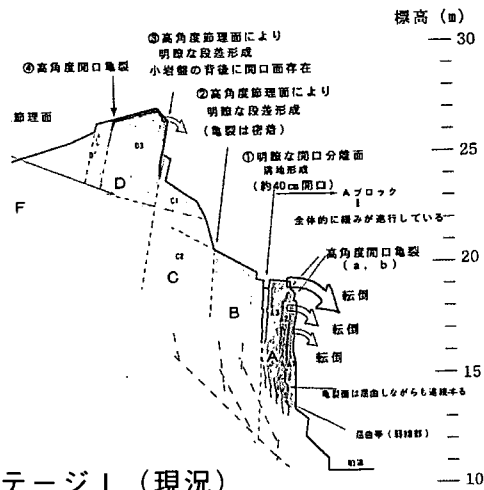


図 3.27 天瀬地区の崩壊形態推定図（ブロック崩落）



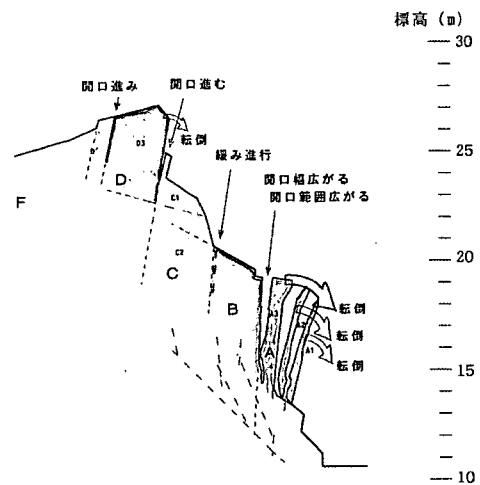
№2 亀裂面が主たるすべり面となる崩壊形態と想定されるが、オーバーハング形状を呈しており、ブロックの重心位置が斜面より突出していることから、すべりと転倒が複合する崩壊形態と推定された。

図 3.28 赤沢地区の崩壊形態推定図（すべり、転倒）



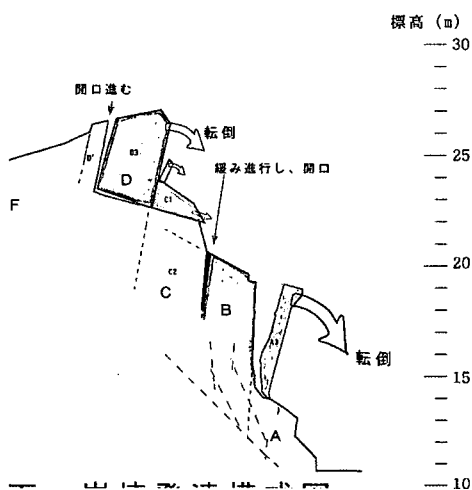
ステージⅠ（現況）

- ① Aブロック背後の亀裂が深く開口し、明瞭な分離面が形成されている。
- ② Aブロック内部にも2枚の開口亀裂面が存在し、全体的に弛んでいる（A1～A3ブロックに分離）。



ステージⅡ

- ① Aブロック内部亀裂の開口が進み、Aブロックの転倒崩壊が始まる。
- ② Aブロックの転倒に伴い、背後のブロックの緩みが進行する。



ステージⅢ

- ① Bブロック背後の分離面の開口が進む。
- ② Dブロック背後の分離面の開口が進み、転倒促進。Cブロック上部も連動して挙動する可能性がある。

図 3.29 天鳥橋西地区の崩壊形態推定図（転倒）

参考文献

- [1] 土木学会、岩盤斜面の安定解析と計測、pp19～20、丸善(1994)
- [2] Hoek & Bray、小野寺、吉中、フック、ブレイ岩盤斜面工学、朝倉書店 (1977)

第 4 章 計測計画

- 4－1 計測計画の考え方
- 4－2 計測器の配置計画と選定
- 4－3 岩盤崩壊モニタリングに利用できる計測器と手法
- 4－4 計測システム
- 4－5 計測期間及び計測間隔（計測頻度）
- 4－6 計測体制等の検討

第4章 計測計画

4-1 計測計画の考え方

計測の実施に先立ち、対象とする岩盤斜面の特性を考慮した上で計測器の配置・選定、計測期間・計測頻度、計測体制等についての計測計画を立案する。

調査結果等から崩壊形態・崩壊規模を的確に推定した上で計測の目的を明確化し、その目的に沿った計測器の配置や選定、計測の方法、計測期間と頻度、計測体制を検討するとともに、道路の重要性や崩壊（災害）が発生した場合の影響度、経済性を勘案して計測計画を立案する。

計測器の配置・選定に関しては、崩壊形態・崩壊規模により異なる前兆現象の発生位置、変位・変形の大きさ等を考慮し、計測器の精度および測定レンジを検討する。

計測期間・頻度に関しては、計測が長期間にわたる場合を考慮した通常計測・異常時計測それぞれについて検討し、計測中に岩盤斜面の状況が大きく変化した場合等のフィードバックを含めて計画する必要がある。

計測体制に関しては、計測器の維持管理、データ電送等を含めた計測システム、崩壊の前兆を捉えた場合の対応等を含めて計画する必要がある。

以下に計測計画の実施フローを示す。

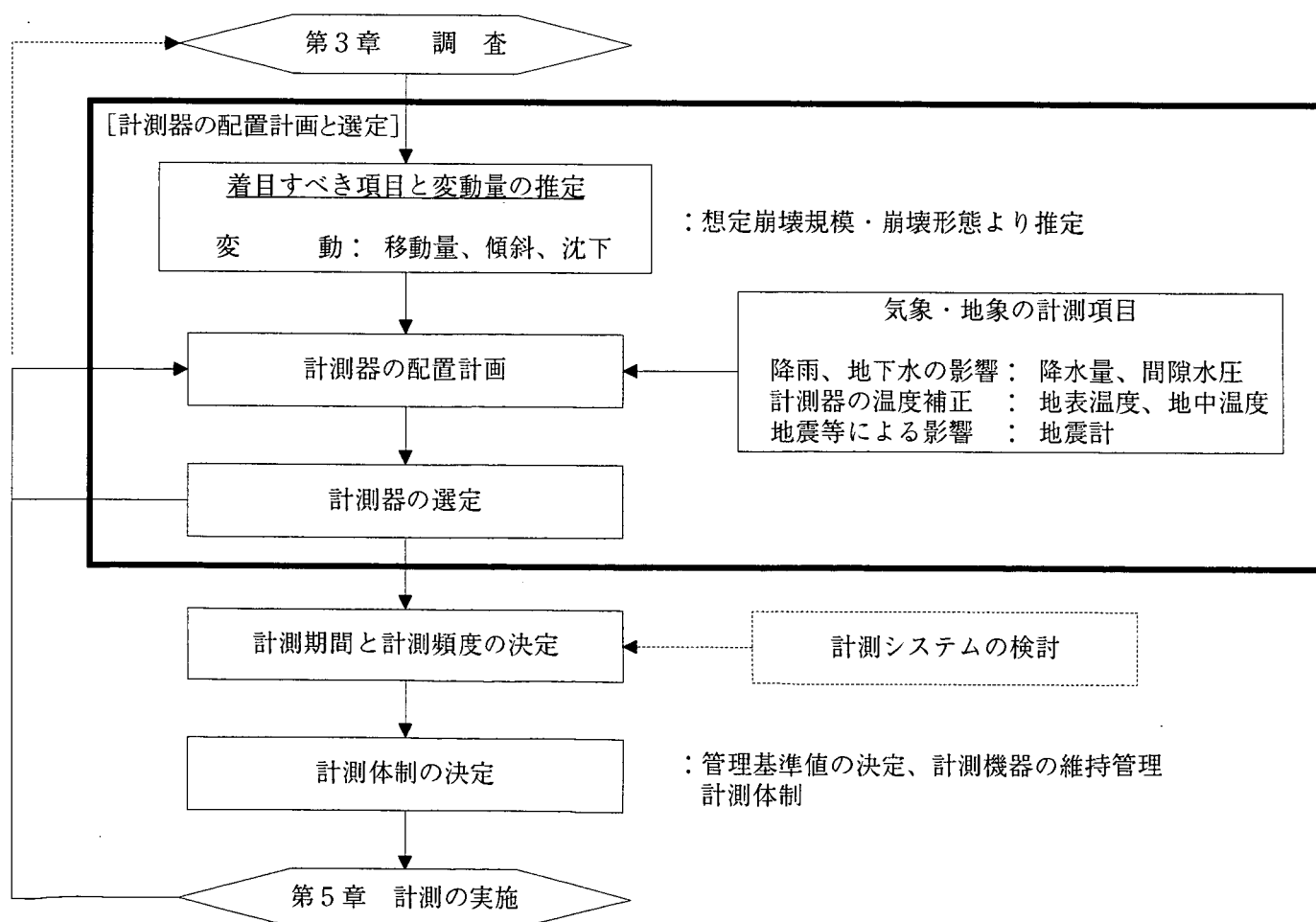


図 4.1 計測計画の実施フロー

4-2 計測器の配置計画と選定

計測器設置位置の検討（配置計画）や計測器の選定は、計測の目的、崩壊規模・崩壊形態から推定される変位・変形の発生位置や大きさ、特徴、対象斜面の状況を検討した上で行う必要がある。

第7章で後述するように、崩壊時期の予知・予測は主に移動、傾斜、沈下の計測データを用いて行う方法が提案されている。

したがって計測器の配置計画と選定においては、計測の目的、崩壊形態・崩壊規模から推定される移動、傾斜、沈下の発生位置、それぞれの位置毎に必要な測定レンジ、測定精度、温度補正等の必要性等の検討が必要となる。

また、対象斜面の状況により、岩盤に直接取り付けられる接触型計測器を用いるか、または岩盤に近寄らず遠隔地点から計測できる非接触型計測器を用いるかについての検討も必要となる。

4-2-1 目的による計測の区分

計測は、その目的に応じて予備計測・通常計測・異常時計測に区分され、岩盤の変位・変形の進展にしたがって、通常、異常時という順に移行する。

(1) 予備計測

予備計測は概査の結果に基づき、以下に示す事項を確認する必要がある場合に限り実施する。

① 岩盤の動きの有無を取り急ぎ確認する必要がある場合

概査によって不安定と判断された岩盤斜面に対し、通常計測の実施に先立って取り急ぎ岩盤の動きの有無を確認するために実施する。

通常計測でも使用できる高精度の計測機器を、最も重要と思われる箇所に少数設置して試験的に計測を行う。この場合、計測データの分析は通常計測に準じて行う（6章参照）。

② 岩盤全体のおおまかな動きを把握する必要がある場合

概査の結果、安定性が明確でなく、岩盤全体の動きをおおまかに確認する必要が生じた場合に実施する。

この計測に用いる手法としては、顕著な亀裂等をマーキング、抜き板、鋼尺等で定期的に計測したり、移動杭等による計測、もしくは定期的な写真撮影等の方法で計測を行う方法などがある。

以下に簡易な計測方法の例を示す。

1) 鋼尺等による亀裂の肉眼測定

図 4.2～4.3 のように亀裂をまたいで鋼尺を岩盤表面にコンクリートボンド等で貼り付け、亀裂位置（岩盤のエッジ部）の目盛りを肉眼で測定、記録し、変位量を確認する方法である。鋼尺を貼り付ける以外にも、クラックの両側に針などを打ち、その間をノギスで測定する方法もある。また、図 4.4 のように長期間でも錆びないような機器を取り付けて肉眼で測定する方法もある。

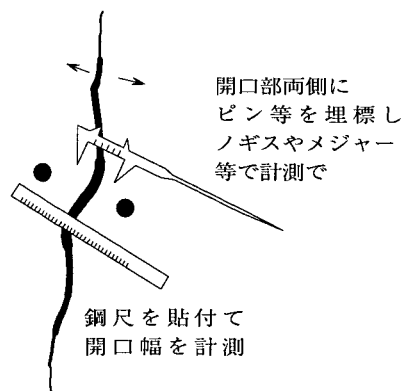


図 4.2 鋼尺等による計測の模式図

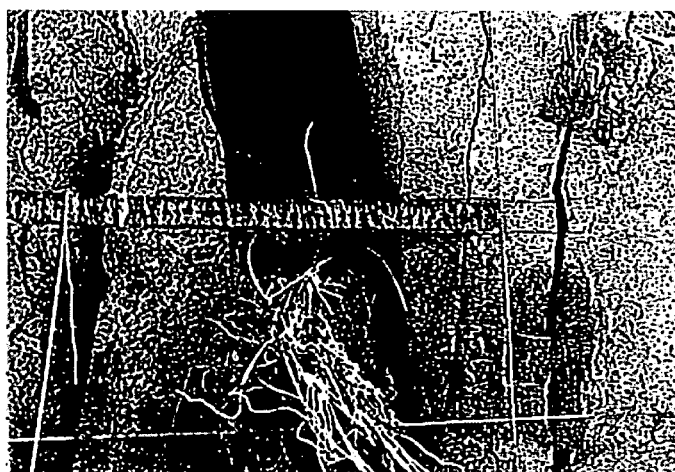


図 4.3 岩盤への鋼尺設置例

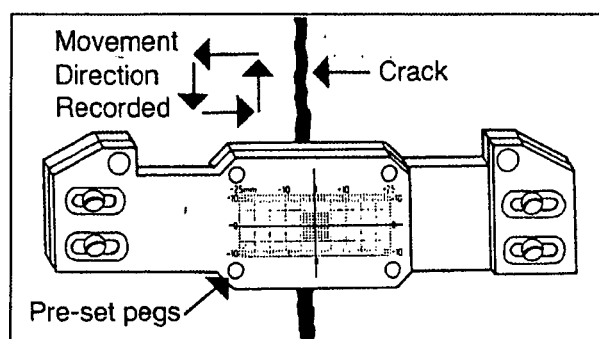


図 4.4 目盛り付きアクリル板を用いた簡易な計測機器の例

この方法は、鋼尺を貼り付けた位置まで計測実施者が直接接近しなければならず、岩塊が不安定な状態では危険を伴うという欠点があるが、最も簡易で安価な方法である。

2) スプレーマーキング等による亀裂の肉眼観察

図4.5のように亀裂発生箇所や、今後亀裂が発生すると考えられる箇所に、ペイントスプレーやモルタルペーストなどを添付し、前回の観察結果と比較して亀裂が進展した箇所を肉眼で判定するものである。

観察箇所が限定され、範囲が小さければ、モルタルペーストを塗付した方が肉眼判定しやすく効果的である。

ペイントスプレーは、亀裂発生箇所が限定しにくい時や、既に亀裂が発達してモルタル塗付が困難な場合などに有効である。

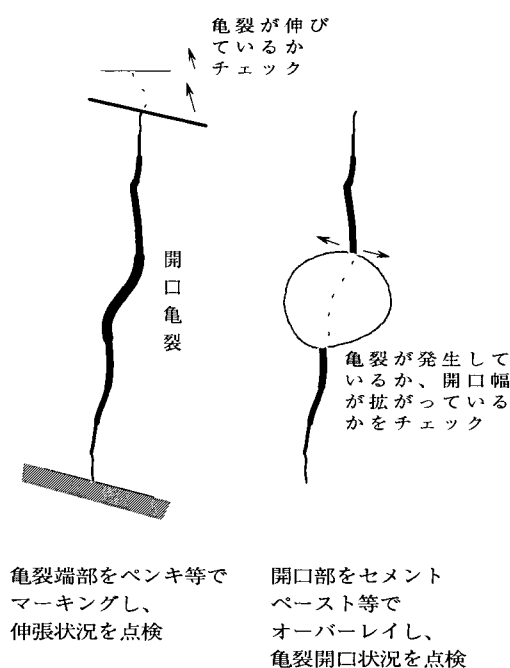


図 4.5 亀裂の肉眼観察方法の模式図

(2) 通常計測

図4.6に通常計測と異常時計測の斜面変動経緯との関係を示す。

通常計測は、岩盤崩壊の前兆として岩盤斜面で発生する微小な変位・変形の累積を捉えることを目的とするため、精度の高い計測器が必要となる。精度の高い計測器で岩盤の微小な変位を捉えるためには、温度やノイズの影響を除去するため、計測の初期段階でキャリブレーションを行う必要がある。

- ① キャリブレーション：通常計測の初期段階で、設置した計測器の安定性を把握し、計測頻度等を決定するための資料を得るために、キャリブレーションを行う。岩盤斜面の計測データで、実際の岩盤の累積挙動以外に温度変化など気象要因の影響を受けて日周期や年周期で変位・変形が見られることが多い。岩盤斜面のよ

うに微少な変位・変形に着目する場合、得られたデータが岩盤の実際の累積変動を示しているのかどうかを判断する必要がある。したがって、計測の初期段階では1ヶ月程度の期間、計測頻度を密にとり、温度との相関や計器の精度から計測間隔を検討する必要がある。ただし、1ヶ月で日周期変位・変形が捉えられない場合には、さらに期間を延長する必要がある。キャリブレーション終了の判断は、日周期変位・変形が把握でき、計測データが安定化した時点を目安とする。

- ② 本計測：岩盤の日周期変位・変形の中から岩盤の変状の発生に伴う累積性の変位・変形を抽出するための計測である。キャリブレーションで気象要因等による変動の幅が確認された後、計測器の特性に応じた計測頻度等の検討を加えて、中・長期的に計測を継続する。計測データはリアルタイムでモニタリングし、計測結果のとりまとめは随時行うのがよい。

計測段階の区分	通常計測		異常時計測	
	キャリブレーション	(本計測)	2次クリープ	3次クリープ
クリープ段階の区分			←→	←→
計測データの経時変動のイメージ				
変位・変形の累積速度		(累積なし)	小 ←→	大
計測データの変動状況 (定性的な表現)		計測値に増大傾向や累積傾向が認められず、安定していると判断される状態	計測値に累積傾向がみられ、活動兆候があると判断される状態	以前より累積速度が増大もしくは加速し、比較的早期のうちに災害発生することが懸念される、危険な状態
計測間隔	密	粗 ←→		密
データ整理・分析間隔	密	粗 ←→		密
点検間隔	密	粗 ←→		密

図 4.6 通常計測・異常時計測の区分イメージ

(3) 異常時計測

豪雨や地震等の外力によって対象岩盤斜面に異常が生じたと判断された場合、あるいは日周期変動幅に変化が生じ有意な累積性があると判断された場合等、崩壊に近いと判断された時に計測頻度を密にして計測することを異常時計測と呼ぶ。これにより岩盤崩壊に至る変状を捕捉するものである。異常時計測では、現地踏査を再度実施し、岩盤の状況変化についても直接観察する必要がある。

異常時計測は、岩盤斜面の累積変位を捉えるための計測であり、変位・変形速度の変化などから崩壊時期の予知・予測を行うこととなる。この際、崩壊形態によっては、その運動特性から設置された接触型計測機器に変形が生じたり、測定レンジを超えることによって、計測不能となる場合がある。

このような場合でも岩盤斜面では、破損した計測器の機能回復や追加設置を行うことが困難な場合がある。したがって、測定レンジの大きな計測機器や、非接触型計測器を高精度の接触型計測器と併設しておくことが有効である。

なお、通常計測における計測データの有意性の検討方法、異常時計測に於ける計測データの解釈方法、通常計測から異常時計測への移行等に関しては、6章で記述した。

4-2-2 崩壊形態と着目すべき項目

計測器の配置計画は、モニタリング対象岩盤斜面の崩壊前兆現象を的確に捉え、崩壊時期の予測に役立つデータが得られるように検討する必要がある。従って、計測器の配置・選定を行う際に、まず、推定される対象岩塊の崩壊規模および崩壊形態等から崩壊前兆現象の変位・変形量を的確に予測し、計測器の配置とともに必要とされる計測器の精度および測定レンジを明確する必要がある。

表4.1に崩壊形態毎の想定される変位・変形と着目すべき項目をまとめる。

また、崩壊前兆としての変位・変形は、崩壊規模が大規模なものほど大きく、小規模なものほど小さいと考えられている。

なお、実際の崩壊は様々な要因が複雑に作用して発生することから、複合的な崩壊形態を示すことが多い。そのような場合は、想定される変位・変形及び着目すべき項目に関し、専門技術者に判断を仰ぐことが望ましい。

表-4.1 崩壊形態と着目すべき項目

崩壊形態	崩落		すべり	転倒	座屈
	落石（個別崩落）	ブロック崩壊			
概要図					
着目すべき項目	沈 下：微小変位が発生する。 傾 動：沈下や移動に伴う微小な傾動が発生する。 移動量：亀裂の開口等については、他の崩壊形態と比べ微小な変位が発生する。		沈 下：すべり面が急勾配の場合、沈下は大きく、緩勾配の場合は小さい。 傾 動：すべり面の凹凸や亀裂開口に伴う微小傾動が発生し、円弧・複合すべりの場合は比較的大きな傾動が発生する。 移動量：すべり方向に大きく移動し、円弧・複合すべりの場合では特に上部の移動量が多い。	沈 下：微小変位が発生する。 傾 動：回転運動に伴う大きな傾動が発生する。 移動量：回転運動に伴い上部ほど大きく水平移動し、背面亀裂が開口する。	上部は崩落またはすべり、下部は転倒形態となる。 したがって上部は崩落、すべりと、下部は転倒と同様な前兆が見られると考えられる。

4-2-3 計測器の配置計画と選定

崩壊規模および崩壊形態から判断される着目すべき項目、また現地条件から、移動、傾斜、沈下に関する計測器の設置位置、設置密度、設置方法等の配置計画ならびに計測器の選定を実施する。その際、計測器の配置とともに崩壊形態や崩壊規模に応じて要求される計測器の測定レンジ、測定精度を検討し、計測器を選定することが重要である。

また、対象斜面の状況により、岩盤に直接取り付けられる接触型計測器を用いるか、または岩盤に近寄らず遠隔地点から計測できる非接触型計測器を用いるかについての検討も必要となる。

さらに、計測データの補正や変動原因を推定するための補助的な気象や地震に関する計測器についても配置計画の立案、計測器の選定を行う。

(1) 計測対象範囲

クラック等の変状が確認されている範囲から推定される崩壊規模、および崩壊形態から着目すべき項目、現地条件を考慮して計測対象範囲を決定する。斜面によっては、複数のブロックが各々別の動き方を示す場合があるため、斜面全体を事前に充分調査し、計測範囲に漏れがないように設定する。また、道路の重要度、保全対象物の位置および重要性、さらに工事の施工範囲等も考慮して設定する。

1) 変状の発生が予想される範囲

計測範囲は、滑落崖、クラック、地盤隆起・沈下・傾動、局所的な小崩壊などの地表変動現象が現れた範囲である。

2) 被害が予想される範囲

崩壊やすべりが発生したり、岩塊の不安定化が予想される箇所周辺に保全対象物（民家、構造物、道路・鉄道等の交通機関等）が存在し、これらを巻き込んだ重大事故が想定される場合には、これらの事故防止や安全確保を目的として、岩盤斜面の計測範囲に含めておくことが必要である。

3) 二次崩壊が予想される範囲

岩盤斜面において崩壊やすべりが発生した場合、一度崩壊した箇所は安定化への過程をたどる場合が多い。しかし、その両側や上部斜面が不安定化し、二次崩壊が発生することがあるため、変状が確認されているブロック周辺の潜在的な不安定化領域についても、崩壊の恐れがあると判断された場合には、計測対象範囲に含めておく必要がある。

4) 工事の施工範囲

崩壊やすべりの構造を内包する斜面で対策工を実施する場合、工事中の作業員の安全確保を目的として計測管理を実施することが望ましい。特に作業が常時行われるような範囲の上部斜面を、計測対象範囲に含めておく必要がある。

(2) 計測器の配置計画

①計測器の配置（設置位置、配置密度、種類）

崩壊規模と崩壊形態を的確に推定し、対象岩盤斜面で予想される変位・変形量を検討した上で、その挙動を効果的に捉えることができるように工夫して配置する。なお、計測値を分析する際には様々な角度からの判断が必要となる場合が多いので、複数の計測器で変動現象を捉えることができるように配置することが望ましい。また、不安定岩塊が複数あるような場合や複数の崩壊形態が想定されるような場合は、全てのブロックや複数の部位に計測器を設置することで、全体的な挙動や崩壊範囲を総合的に判断することができる。また、崩壊が進行することで不安定化が予想されるのり肩やのり尻などの部位にも計測器を配置しておくことが必要である。

②計測器の配置密度

計測データには様々な要因によってノイズが発生することが多いことから、岩盤の有意な変動の有無を判定するためには、ブロック毎に複数種類の計測器を配置する等、相互の計測データをチェックすることができるような配置密度を検討する。また、複数の崩壊形態や崩壊規模が想定されるような場合は、想定される全ての場合においても的確に岩盤変動を捉えることができるように計測器および配置密度に関して検討するのが望ましい。

③計測の区分

予備計測で簡易な計測のみを実施する場合でも、上記を考慮して適切な位置で計測を行うことが必要である。また、予備計測において通常計測で使用するような精度を有する計測器を少数設置して取り急ぎ岩盤の動きの有無を確認する場合には、予備計測で設置した計測器をそのまま通常計測で使用することを念頭に置き、上記を考慮して全体の配置計画を検討した上で、計測すべき位置と項目の優先順位を考慮して計測を行うことが望ましい。

④計測器の設置方向

計測器の設置方向（各軸方向）は壁面に対する方向（2次元）だけでは計測器間の比較ができない。現場単位でよいので、座標系を設けて（3次元）、全計測器の軸方向をチェックしておくことが必要である。下記に計測器の計測方向に関してまとめる。

- ・ 開口亀裂と直行方向に、かつ最大傾斜方向に計測方向を一致させる。
- ・ 地表及び地中傾斜計は2方向に計測可能なものが望ましい。このうち1方向は最大変位累積方向（転倒方向・すべり方向等）に一致させる。
- ・ 開口亀裂は開閉方向とせん断方向の2方向を計測することが望まれる。可能であれば、せん断方向は2方向計測できるように計画することが望ましい。
- ・ 最大変位累積方向が計測期間中に変化すれば、すみやかに計測器の計測方向を変更することが望まれる。

(3) 計測器の選定

移動、傾斜、沈下に関する計測器の選定を行う際には、推定される崩壊規模および崩壊形態等から変位・変形量を的確に予測し、必要とされる計測器の精度、測定レンジを明確にし、その上で斜面の状況や計測器の特性を考慮し、目的に適した計測器を選定する。なお、計測器および岩盤の両方について、日周期や季節の気温の変化等に伴う周期的な変動が見られることが多いので、精度の高い計測を行う場合には、これらの影響に注意する必要がある。

また、計測値の補正や変動原因を推定するための補助的な気象・地震に関しても移動、傾斜、沈下に関する計測器に合わせて検討する。

表 4.2 に計測器毎の測定レンジ、精度、これまでに得られた周期変動幅の参考値、設置条件をまとめる。なお、温度による周期変動幅は、計測器の種類やその設置治具（材質・大きさ）、構成地質、日照条件などが複雑に作用するものであることから、一概に計測器種類毎の周期変動幅を示すことはできない。従って、表 4.2 には各モニタリング地区における周期変動幅の参考値として示した。

なお表 4.2 では、予備計測で使用する簡易な計測（マーキング、抜き板、鋼尺、移動杭、定期的写真撮影等）は省略した。

表 4.2 計測器毎の測定レンジ、精度、周期変動幅、設置条件

観測項目		計測器	測定レンジ	精度	周期変動幅 (これまでのモニタリングに基づく参考値)	設置条件
移動量	地表	表面クラック変位計	2～20cm	0.01～0.1mm	1.4～8.0mm	設置箇所に平坦性が必要
		地表面伸縮計	20～150cm	1.0mm	0.01～6.8mm	計測中のインバール線のメンテナンスが可能な場所
		G P S 測量	数十メートル以上	cm オーダー	—	天空視界の良好な場所
		非接触型 光波測量			—	ミラーターゲットの設置が可能な場所
		定点画像計測			—	簡易なので、補足的に実施
		ノンミラー光波測距			—	対象物の色、輪郭に制約条件有
	地中	地中クラック変位計	20cm	0.02～0.025mm	ワイヤ計：1.0～3.1mm 岩盤変位計：0.15～0.4mm	水平ボーリングが可能な場所
		地中伸縮計	2cm 以上		(データなし)	鉛直ボーリングが可能な場所
傾斜	地表	地表面傾斜計	ノンサーボ式	1～5°	0.1”～9.0”	設置箇所に平坦性が必要
			サーボ式	5～30°	0.01～0.2°	
	地中	地中傾斜計	5～30°	5.0”～10.0”	0.0005～4.0°	水平・鉛直ともボーリングが可能な場所
沈下	地表	水圧式沈下計	—	—	—	水タンクの設置、脱気水の補充が可能な場所
水圧	地中	間隙水圧計	0.1～2.0MPa	—	—	ボーリングが可能な場所
温度	地表	地表温度計	-40～+50deg C	—	—	
	地中	地中温度計	—	—	—	ボーリング可能な場所
歪み	地中	孔内歪計	$\pm 10^4 \sim 10^6$	$\pm 10^{-6} \sim 10^1$	$70 \sim 180^{-6}$	地表に不陸のない設置場所が存在する場所
		ロックボルト鉄筋計 (アンカー荷重計)	$\pm 0.5 \sim 30\text{MPa}$	$\pm 0.1 \sim 0.2\text{MPa}$	1tf 程度	対策工施工時に設置可能

1) 計測器の種類

計測器には地すべり計測などで開発された以下のものがあり、これらは岩盤斜面にも応用できるが、感度、分解能、測定誤差などで岩盤斜面の計測に適したものに改良したり、重要地点では斜面全体の変動の伝播や変動範囲の広がりを実システムで把握できる自動計測システムや監視カメラ (ITV) を併設することが望ましい。

① 崩壊が予想される部分の変位・変形の継続的な測定：

- ・移動量：接触型計測器（地表面伸縮計、表面クラック変位計、地中クラック変位計、地中伸縮計、GPS 測量）

非接触型計測器（光波測量、定点画像計測、ノンミラー光波測距）

- ・傾斜：地表面傾斜計、地中傾斜計
- ・沈下：水圧式沈下計、地中伸縮計

② 降雨、温度、地下水、地震等の気象・地象観測：雨量計、温度計、地下水位計、間隙水圧計、地震計。

③ 前兆現象としての破壊音、小崩壊等の検知：AE センサ、落石検知センサ

④ その他：アンカー荷重計、ロックボルト鉄筋計（軸力計）、歪計

2) 計測器の組み合わせ

岩盤の挙動を確認するためには、異なる種類の計測器を用いてデータを取得し、相互の連動性（整合性）を把握することが望まれる。地表面計測器と地中計測器との組み合わせや、接触型計測器と非接触型計測器の併用も効果的である。すなわち、道路の監視・管理強化の方策として岩盤斜面の計測を導入するときなど、接触型計測器の設置の困難さを考慮すると、画像計測などの非接触型の計測器が有効である。また、接触型計測器の中でも大レンジ（10cm 以上）の計測器（地表面傾斜計、地表面伸縮計等）を併設することによるバックアップも考えられる。

3) 計測器選定時における留意点

計測機器選定を行う際には、崩壊形態、崩壊規模の推定結果から着目すべき項目と計測の目的を明確化し、的確に計測することができるよう設置位置、測定レンジ、精度を考慮し、計画を立案する必要がある。下記に留意点をまとめる。

① 設置条件

計測器は、気象や地形、地質構成等の現場条件に伴い設置位置や設置方法が制約される可能性がある。従って、計測器の選定を行う際には、設置条件（気象・地象条件等）を考慮し選定する必要がある。

例えば、ボーリング孔にグラウトによって固定する地中計器は、亀裂密度が高く開口している箇所や透水係数が大きな地点では、注入時にグラウト剤が開口亀裂に逃げ、完全な充填が不可能となる場合がある。このような開口亀裂の著しい

孔においては、布袋を挿入した中にグラウト充填を行う方法を採用する。

②測定レンジおよび測定精度

崩壊形態や構成される地質の特性（軟質なほど限界ひずみ量が大きくなる等）から対象岩塊の変動幅を予測し、それに見合った測定レンジおよび測定精度をもつ計測器を選定する必要がある。

また通常計測と異常時計測段階で求められる測定レンジ、測定精度が異なることがあるので注意を要する。すなわち通常計測で使用する高精度の接触型計測器が、レンジオーバーすることによって異常時計測では測定不能になる場合がある。このようなことを防止するため、あらかじめ精度は落ちるが測定レンジが大きい非接触型計測に移行できるよう、ミラー・ターゲットを併設する等の準備をしておくことが望ましい。

③気象・地震観測

岩盤および計測器は温度による変動を示すことが多いので、温度（地表、地中温度）測定は基本的な測定項目となる。また、降雨、地震に関しても崩壊の誘因となることが考えられるので、できるだけ観測することが望まれる。

④その他

- ・傾動は、全ての崩壊形態に当てはまる前兆現象と考えられる。また傾動を測定する傾斜計の精度は高く、測定値に寸法効果による差異が無いと考えられることから有効な計測手段であると考えられる。
- ・崩壊の前兆現象となる変動は、可能な限り複数の計測器で捉えることが望ましい。
- ・岩盤斜面の場合地形条件等に制約が多いため、実際の計測器設置に際し、当初選定した計測器が設置困難であったり不足であったりすることが判明する場合がある。このような場合には、よりの確な計測実施のために、計測器選定に立ち戻って計器の種類や組合せ、設置の現実性など総合的に再検討する必要がある。

(4) 崩壊形態別の計測器配置

岩盤崩壊は、崩壊形態や規模等によりその挙動が異なり、前兆現象の発生位置等も異なると考えられる。しかし、実際には崩壊形態を一つのタイプに断定できる場合は少なく、多くは複数の形態が複合した形で推定するのでそれを総合的に考慮して計測器の配置を検討する必要がある。以下に典型的な崩壊形態に対応した計測器配置の基本的な考え方を示す。

1) 崩落

崩落現象は、図 4.7 に示すような亀裂等で囲まれた岩盤がオーバーハングしている箇所や節理等の不連続面が密に発達し、ブロック化が著しい急斜面で多く発生する。一般に前兆現象での変位・変形量が微小であること、地形的に計測器の設置が困難なことが多いなどの特徴を有する。原則的には上部の引張亀裂帯およびキーブロックに温度校正機能の付いた精密な地表面傾斜計や地表面伸縮計、表面クラック変位計等の設置が考えられる。また、ブロック内部は温度の影響がより少なく微小な変位・変形を捉えやすいと考えられるので、ボーリング削孔が可能な場合は AE センサー、地中クラック変位計、ロックボルト歪計の設置が考えられる。さらに、前兆現象として小落石や小崩壊が発生することもあるので、監視カメラ (ITV) 等により監視する方法もある。

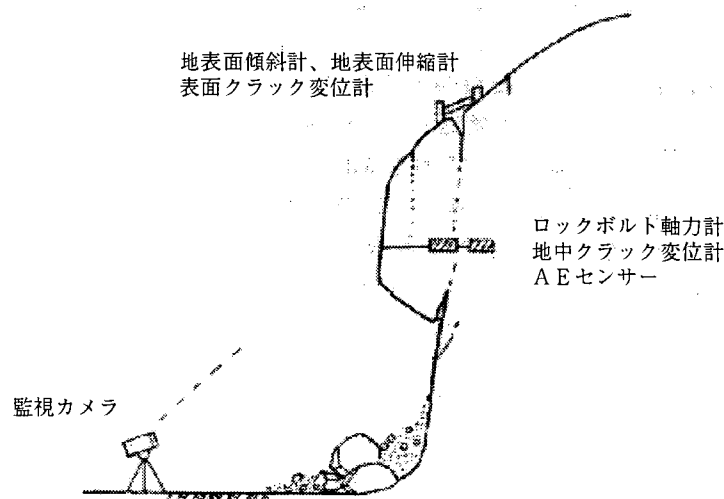


図 4.7 崩壊における計測機器の配置例

2) すべり

すべりは図 4.8 に示すように、岩盤ブロックが一つあるいは複数の不連続面に沿って剪断変位するものである。すべり面の形態により、円弧すべり面に沿う回転す

べりや、平面すべり面に沿う平面すべりがある。また、くさび破壊は岩すべりの一形態で交差するいくつかの不連続面に沿ってこれより上部のくさび状岩塊がすべる運動形態を言う。

一般に、計測器配置を計画する際、上部の引張亀裂の発生位置の予測が重要となる。上部引張亀裂が明瞭であり、そのすべり面勾配も比較的緩い場合には地すべりと同様の挙動を示し、地表面伸縮計、移動杭測量による計測手法が有効となる。すべり面は節理や層理等の地質構造に影響されることが多く、表面踏査、斜め写真解析、ボーリング調査等により確認しておくことが望まれる。

計測器の配置、基本方針は次のようにまとめられる。

- ① 移動量、移動速度を検出するために、すべりブロックのほぼ中央付近で明瞭な開口亀裂がある場合は移動方向に地表面クラック変位計を設置する。また開口亀裂の幅が広いあるいは不明瞭な場合は、亀裂をまたいで地表面伸縮計を設置する。
- ② すべり面勾配が急な場合には垂直変位量が大きくなるため、沈下計が有効となる。地表面伸縮計や表面クラック変位計を用いる場合は、設置角度を高角度にするなどの注意が必要である。
- ③ ボーリング孔掘削が可能であれば、すべり面位置の検出のため地中傾斜計あるいは地中クラック変位計を設置する。
- ④ 側面にも明瞭な亀裂が見られる場合は、上部と同様な計測を実施することが望まれる。
- ⑤ ブロックの変動に伴う微小な傾動を捉えるため、上部に地表面傾斜計を設置する。特に 円弧すべりは一般に土砂形状斜面に発生することが多く、岩盤斜面では少ないが、特徴として上部に円弧状の引張亀裂が発達し、すべり回転運動による傾動が発生するので、地表面傾斜計を上部に設置することは重要となる。

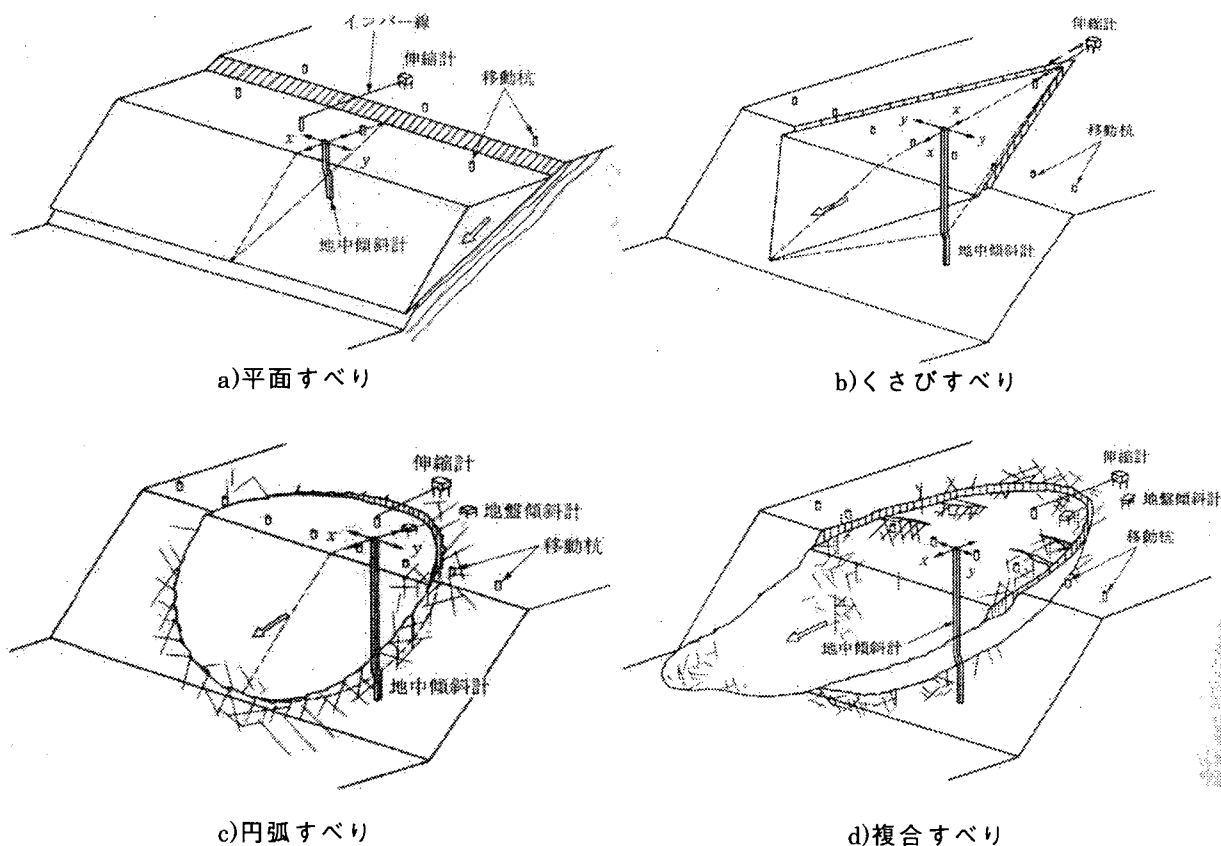


図 4.8 すべり崩壊における計測器の配置例

3) 転倒

転倒は図 4.9 に示すように、亀裂・節理等の構造が高角度の受け盤となっている急斜面に発生しやすい。そのため計測器設置が困難なことが多い。一般に重心位置が高く前方に倒れかかる崩壊形態であるので、上部付近で最大の変位量を示し、引張亀裂を伴うことが多い。

転倒の計測の基本的な考え方は次の通りである。

- ① 上部の傾斜変動量を測定レンジの大きい地表面傾斜計で計測する。
- ② 上部の開口亀裂が明瞭な場合、地表面伸縮計や地表面クラック変位計等で計測する。地表面クラック変位計に関しては特に大きな開口亀裂（10cm 以上）が認められる場合には、測定レンジが 10cm 以上の磁歪式等を使用すべきである。
- ③ ボーリング孔掘削が可能な場合は、鉛直方向に地中傾斜計、水平方向に地中クラック変位計等を設置する。
- ④ 変動量大きい頭部において接触型計測器の設置が困難な場合は、岩盤の角（かど）部等をターゲットにして、光波測量等の非接触型計測器により移動量を計測

する。

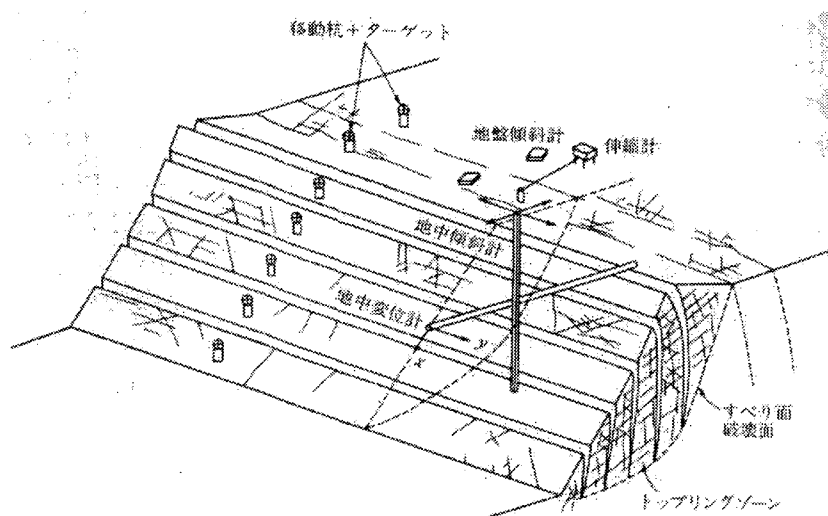


図 4.9 転倒における計測器の配置例

4) 座屈

座屈は図 4.10 に示すように、下部が転倒、上部については剥離面の傾斜が緩い場合はすべり、急な場合は崩落の形態を示す。柱状・板状節理の発達した硬岩の急斜面に見られ、不安定な岩体と基岩部との間で進行性剥離が発生し、不安定岩体が座屈して急激に崩壊する。したがって、斜面内での計測器の設置および計測作業が危険で困難なことから、非接触型計測器による遠隔地点からの計測が望ましい。

座屈における計測の基本的な考え方は、次の通りである。

- ① 座屈現象は岩体軸方向の荷重による変位・変形であり、曲げ応力による斜面中央部の手前方向への押し出し変位（水平方向変位）となって現れることが想定されるため、斜面に地中クラック変位計を設置し、その変位を計測する。
- ② AE 計測やロックボルト歪計等の計測を行うなどの方法も考えられる。
- ③ 遠隔からの監視では、斜面からの小崩壊や落石のビデオ監視、座屈部の空洞部の検出等が挙げられる。空洞部の検出方法として、熱赤外線映像法による表面温度変化分布の把握によるものがある
- ④ 岩体下部は転倒の形態を示すので、転倒部分の上部で、表面クラック変位計による開口亀裂の計測や地表面傾斜計による傾斜変動量の計測が有効な可能性がある。

- ⑤ 岩体上部はすべり、または崩落の形態を示すので、上部の開口亀裂での表面クラック計による計測や沈下量の計測が有効な場合もある。

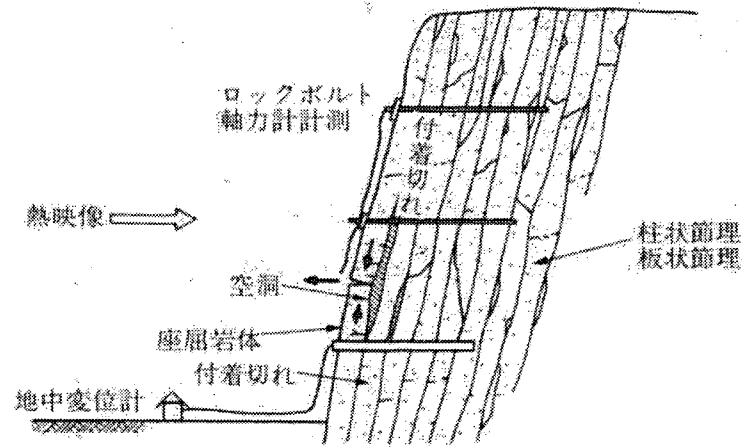


図 4.10 座屈における計測器の配置例

4-3 岩盤崩壊モニタリングに利用できる計測器と手法

使用する計測器は接触型、非接触型等の計測方式や、変位量、圧力等を計るなどの様々な目的に適った計測器がある。モニタリング目的に対して必要かつ効果的、経済的な計測器を選定する必要がある。

計測器には、岩盤の移動量、傾斜、沈下等の計測や誘因を推定するための気象・地震観測と様々な計測器がある。これらの計測器は、計測方式（接触または非接触方式）や設置位置（地表または地中）など用途によって分類することができる。したがって、各計測器の特徴や用途を十分把握し、計測計画を検討する必要がある。

4-3-1 変位・変形に関する計測器の特徴

岩盤の変位・変形を計測する計測器および計測方法としては、表 4.3 に示すように分類することができる。接触方式による計測器は、一般に測定レンジが小さいものが多いが、岩盤に直接設置し計測することから高精度なものが多い。岩盤崩壊の前兆現象は微小レベルの挙動であることから、接触方式による計測が岩盤モニタリングにおいて有効であると考えられている。

一方、非接触方式による計測器は、一般に高い測定精度は望めないが、測定レンジは大きいものが多い。しかし、大規模な計測器設置工事を伴わないという利点があることから、新しい計測手法の開発や改良等の研究が行われている。

表 4.3 変位・変形に関する計測器および計測方法

方式	計測項目	位置	計測対象	計測器・計測方法
接触型	移動量	地表	地表特定点（亀裂等）の移動量	地表面伸縮計、表面クラック変位計、その他（GPS、光ファイバセンサ等）
		地中	地中変動位置とその移動量	地中クラック変位計 地中伸縮計 多段式地中伸縮計
	傾斜	地表	地表面の傾斜変動量	地表面傾斜計
		地中	地中変動位置とその傾斜変動量	地中傾斜計
	沈下	地表	沈下量	沈下計（水圧式）
	その他	地表	落石の有無	落石検知センサ
		地中	破壊音	AEセンサ
		地中	歪み、地中応力	孔内歪計、ロックボルト歪計
非接触型	移動量	地表	地表面変動位置と移動量	定点光波測量 その他（ノンミラー光波測量、定点画像計測）
	その他	地表	3次元的全体像の把握	3Dビデオ画像計測 3Dレーザースキャン

以下では、表 4.3 に示した変動計測の内、接触型計測器に関して特徴や有効性、設置・計測上の留意点等をまとめる。なお、非接触型計測器については実用上の課題等を含めて第 9 章で記述した。

(1) 地表面伸縮計

1) 特徴

- ・地表のクラックをはさんで設置することで、地表の移動量を計測する。岩体の部分的な変位を計測するものであるが、移動岩体の周辺部に複数設置することで、岩体全体の変位方向と移動量を観測することができる。

2) 方法

- ・地表のクラックをはさんで固定杭と移動杭を設置する（センサは不動点に設置）。
- ・岩体の移動方向と平行に設置する。
- ・インバール線は防雨防風、腐食防止のためにパイプ等で保護することが必要である。特に、海岸部等ではインバール線の腐食が生じやすいため、防錆コーティングのインバール線が有効である。

3) 観測精度等

- ・測定レンジは 20～100cm、観測精度は 0.04～0.2mm である。
- ・気温による年間変動幅は、分解能に左右されるがほぼ 2mm 以下であるという知見が得られている。温度相関性が良いため変位累積の判別が可能であるが、インバール線が長いほど温度の影響が大きい。

4) 岩盤崩壊モニタリングにおける有効性等

- ・確実に設置されれば、データ取得の確実性は高い。地表の変位を簡易に把握でき、モニタリングへの実用性は高い。
- ・測定レンジが大きいため、想定変位量が大きい場合特に有効である。また、インバール線の交換及び張り替えにより、長期計測および大変位への対応が可能となる。

5) 留意点

- ・動植物の影響の除去や防雪対策が必要である。
- ・レンジオーバーしそうな場合はインバール線の張り変えが必要になるため、交換可能な箇所に設置することが望ましい。
- ・温度変化の影響を受けやすいため、通常時の計測精度を高めるには、インバール線をできるだけ短くする必要がある。
- ・通常計測時の微小な変位をとらえるためには、観測精度の点で限界があるため、表面クラック変位計(高精度)との併用が望ましい。

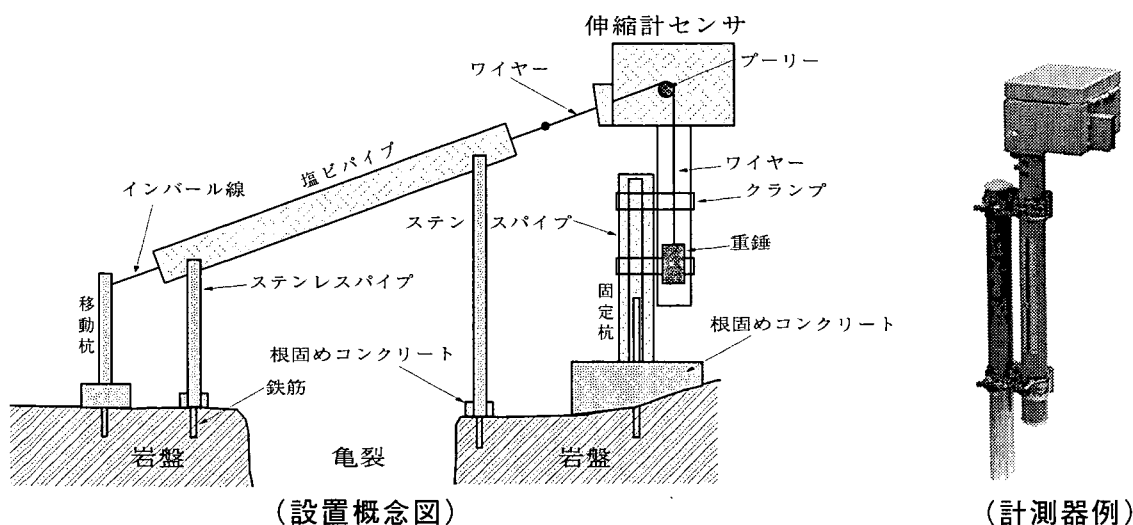


図 4.11 地表面伸縮計設置概念図および計測器例

(2) 表面クラック変位計

1) 特徴

- ・地表のクラックをはさんで設置することで、地表の微少な移動量を計測する。岩体の部分的な変位を計測するものであるが、多数設置することで、岩体全体の変位方向と移動量を観測することも可能となる。
- ・歪ゲージ式、磁歪式、差動トランス式等の方式があり、温度相関性がよいタイプでは変位累積の判別が可能である。

2) 方法

- ・不陸が少ない場所に、亀裂発生箇所をまたいで複数設置する。
- ・設置の際、変位方向(X,Y,Z と+-)を確認する。

3) 観測精度等

- ・測定レンジは±2～20cm、観測精度は 0.01～0.1mm である。
- ・気温による年間変動幅はほぼ 2mm 以下であるという知見が得られている。

4) 岩盤崩壊モニタリングにおける有効性等

- ・地形条件やクラックの状態により設置に困難が伴うこともあるが、全般に高精度であり、温度相関性がよいタイプでは、温度補正によって微少な累積変位を識別可能である。確実に設置されればデータ取得の確実性は高く、通常計測に有効である。

5) 留意点

- ・治具は錆びない材質にする必要がある。
- ・動植物の影響の除去が必要となる。
- ・レンジオーバー時は盛り替えが必要となる。したがって、大変位が予想される場合には、測定レンジが大きいタイプを選定するか、併設が必要となる。

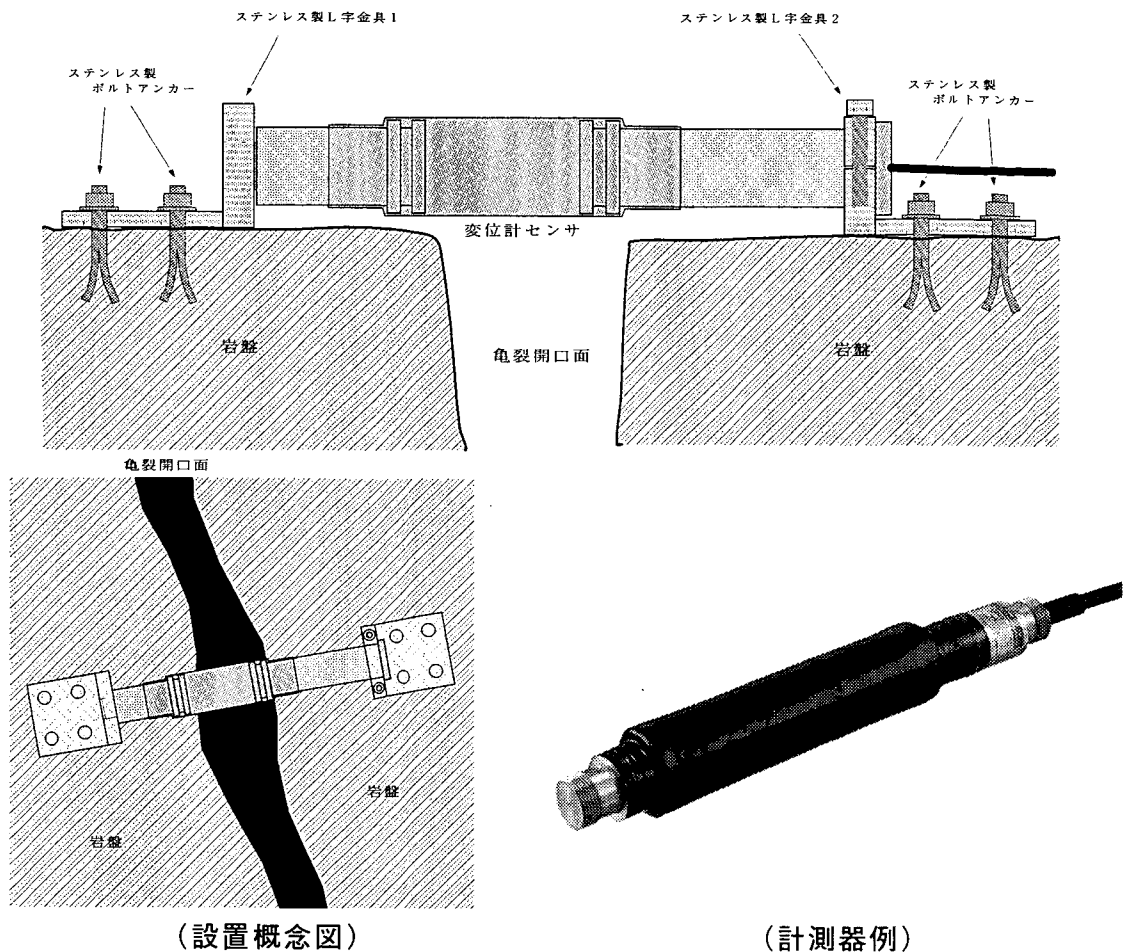


図 4.12 表面クラック変位計の設置概念図と計測器例

（3）定点光波測量

1）特徴

定点光波測量は、対象とする岩体表面に反射ターゲットを設置し、その反射ターゲットの変位を経時的に計測するものであり、岩体全体の挙動を把握するのに有効である。

2）方法

- ・対象とする岩体に反射ターゲットを設置し、任意の基準点から経時的に反射ターゲットの3次元座標（X、Y、Z）を測量し、測量毎のターゲット座標の変位量を算出する。
- ・通常対象岩体が凸型を呈している場合が多く、全てのターゲットを単一任意基準点から測量することは不可能である場合は複数の観測点から測量を行い、最低2箇所から1箇所のターゲットに対し測量を行う。（精度を高めるため、2点から行う。よって最低2点の任意基準点を設けるのが望ましい）
- ・任意基準点に変位する可能性がある場合、別途設定した固定基準点（1点）、方向基準点（3点）より、測量実施ごとに任意基準点の位置を検証する必要がある。

- ・ 反射ターゲットは、岩盤の崩壊形態を踏まえ、亀裂位置や方向等を考慮して、岩体全体の変動状況が把握できるように設置する。また、正確な変動量や方向を把握するため、不動部と考えられる箇所にも設置し、変動部との関係をつかむ。

3) 観測精度等

- ・ 測量精度は、使用する測量器によるが、観測点からの距離が短く高精度な機器（1級測量機等）を用いれば、ミリメートルオーダーの精度で検出することができる。
- ・ 測量器を観測毎に再設置する際に誤差が生じるので、同一位置への設置の再現性を高める必要がある。

4) 岩盤崩壊モニタリングにおける有効性等

- ・ 多点で計測することによって、岩盤全体の変動方向や、相対的に大きく変動している箇所（範囲）の抽出等、岩体の全体的な挙動を把握するのに有効である。
- ・ これにより崩壊形態や崩落規模（対策箇所等の抽出）の推定が可能となる。
- ・ 多少の測定誤差はあるが、岩体の変動方向や変位量を定量化することができる。
- ・ 特に地表面クラック変位計等と併せて解析することにより、岩体の変動状況の精度が向上する。
- ・ 地震・豪雨・融雪等の事変後に測量することで、これらの事変後の変位を把握できる。

5) 留意点

- ・ 急崖や高所等では反射ターゲット設置が困難である。
- ・ 測量するにあたり、比較的高度（精密）な測量技術や時間を必要とし、コスト高となりやすい。また、測量時も天候等の影響を受けやすい。
- ・ 岩体と測量地点間に草木等の障害物がある場合、それらを除去する必要がある。
- ・ 季節ごとに計測することにより、計測値の温度補正を行ったうえで、気温変化による岩盤の変動状況を把握することができる。

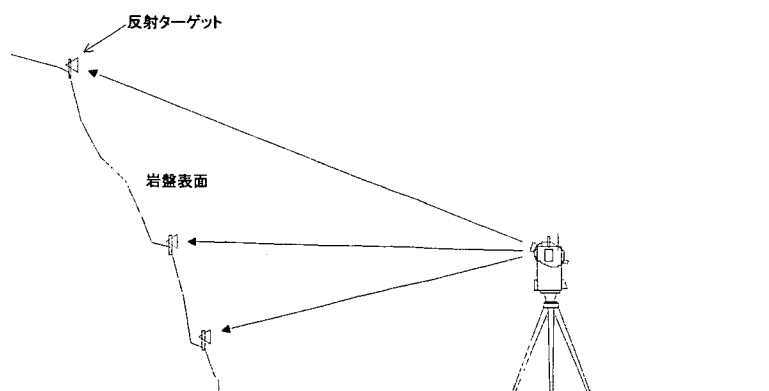


図 4.13 定点光波測量の観測イメージ図

(4) 地中クラック変位計

1) 特徴

- ・ボーリング孔内に多数設置し、設置深度ごとの引張・圧縮の傾向の違いから変位箇所と変位量を推定する。
- ・複数のボーリング孔に設置することで、岩体全体の変位傾向を推定することも可能である。

2) 方法

- ・ボーリング孔内に、せん断面をはさんで地表まで多数設置する。
- ・設置の際、変位方向(X,Y と+-)を確認する。

3) 観測精度等

- ・測定レンジは 100mm±、測定精度は 0.025~0.02mm で、形式が同じでもメーカーによって測定レンジや測定精度に違いがある。

4) 岩盤崩壊モニタリングにおける有効性等

- ・設置に当たって地中変位箇所を明らかにする必要があるが、確実に設置できればデータ取得の確実性は高い。地中の微小変動を定量的に把握できる可能性が高く、通常計測への実用性は高い。
- ・測定レンジが比較的大きいため、大変位が予想される箇所でも長期間計測可能である。
- ・トッピングでは地表面変位と調和的な累積変位が記録された。

5) 短所

- ・埋設型のため、レンジオーバーした場合はその後のデータ取得は困難となる。

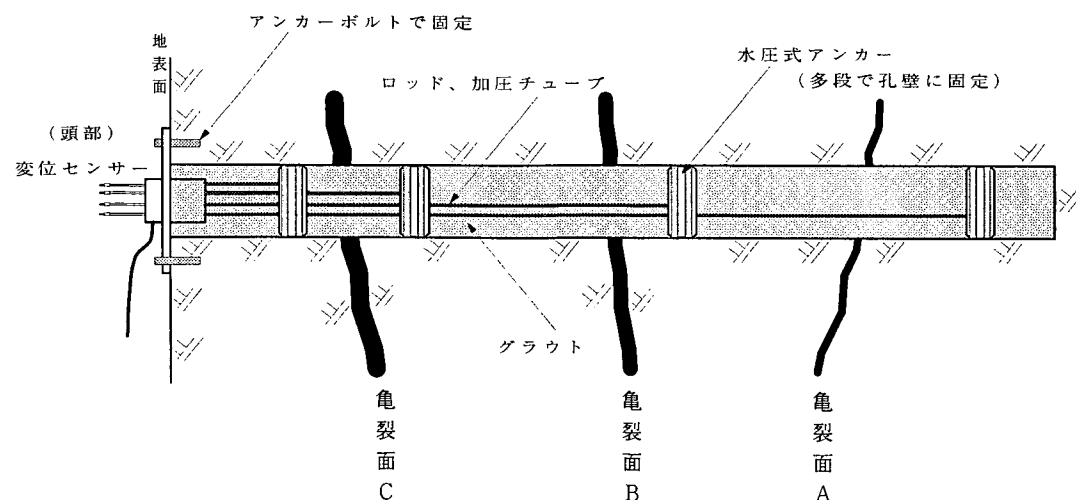


図 4.14 地中クラック変位計の設置概念図

(5) 地中伸縮計

1) 特徴

- ・ ボーリング孔内に測定ワイヤーを設置し、地表に設置した伸縮計ですべり面等の変位を測定する。
- ・ 地表に露出した部分を表層に埋設して計測できるので、積雪地の長期計測に最適である。

2) 方法

- ・ ボーリング孔内に、せん断面をはさんで地表までワイヤーを設置する。
- ・ ワイヤー ($\phi 1\sim 2\text{mm}$) をプラスチックチューブで保護する。
- ・ ワイヤー下端を孔底に固定。
- ・ ボーリング孔全体をグラウト充填する。
- ・ ボーリング孔全長の中の変動を敏感に捉える。
- ・ すべり変動時には伸張が常識的であるが、岩塊の破壊に伴って横方向に膨張する場合には縮小することもあるので注意を要する。

3) 観測精度等

- ・ 測定レンジは地表に設置する伸縮計に依存する。
- ・ すべり面に沿って岩盤が変位する場合には、測定ワイヤーと保孔管とのクリアランスの大きさに見合った初期無感帯がある。

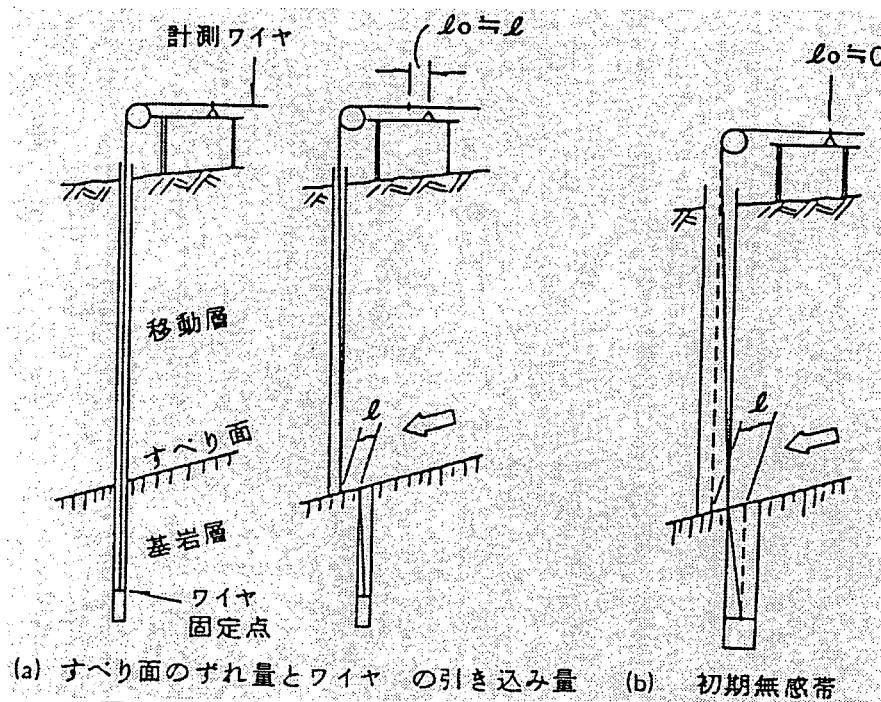


図 4.15 地中伸縮計の設置概念図および測定原理

4) 岩盤崩壊モニタリングにおける有効性等

- ・設置に当たって地中変位箇所を明らかにする必要があるが、確実に設置されればデータ取得の確実性は高い。地中の微小変動を定量的に把握できる可能性が高く、通常計測への実用性は高い。
- ・測定レンジが比較的大きいため、大変位が予想される箇所でも長期間計測可能である。

5) 短所

- ・初期無感帯の存在など、測定値が直接移動量を表示していない場合がある。

(6) 地表面傾斜計

1) 特徴

- ・移動岩体の地表部に設置し、2方向の角速度を計測することで、地表面の傾動の方向と量を観測する。
- ・複数設置することで、移動岩体全体の傾動の傾向を把握可能となる。

2) 方法

- ・移動岩体の地表部に確実に固定する。

3) 観測精度等

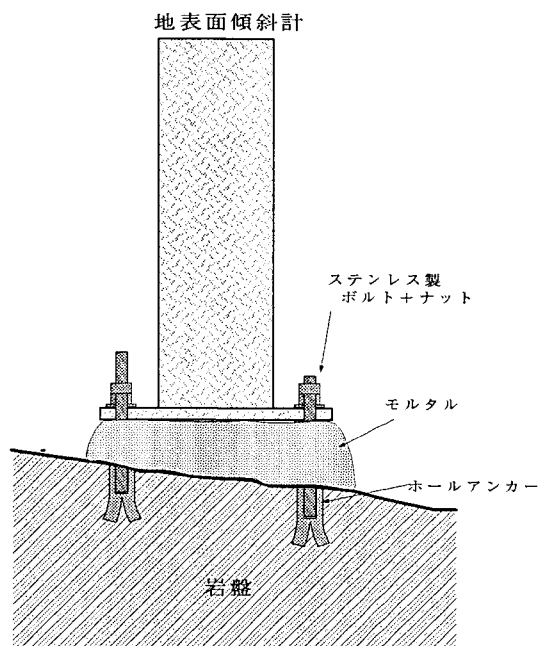
- ・測定レンジは使用するセンサーで大幅に異なる（ノンサーボ型で $\pm 1 \sim 5^\circ$ 、サーボ型で $\pm 5 \sim 30^\circ$ ）。測定精度は一般に1秒～1分程度である。
- ・個々の計器、方向、設置角度ごとに温度相関特性が異なる。

4) 岩盤崩壊モニタリングにおける有効性等

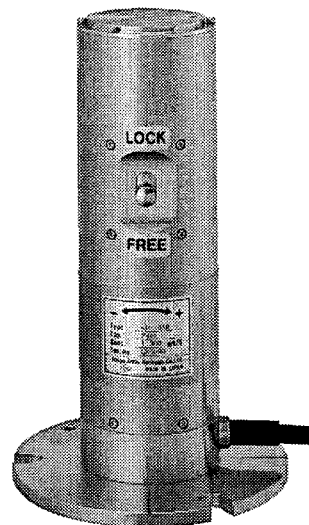
- ・センサの感度が高いだけに設置に関する留意事項が多いが、2軸方向のセンサ使用によって、傾動の方向と量を簡便で高精度に計測可能であり。通常計測への適用性は高い。

5) 留意点

- ・外的影響を減らすために、治具の数を極力少なく、簡易な構造にする必要がある。
- ・治具は錆びない材質にし、不陸部の充填材は熱膨張の小さい材料を使用する。
- ・高精度のデータ取得のために、設置後の保守点検が重要である。
- ・センサの違いによる温度特性の違いが大きく、温度相関性の確認が重要となる。
- ・大変位が予想される場合には測定レンジが大きいタイプ（サーボ型）を選定する。



(設置概念図)



(計測器例)

図 4.16 地表面傾斜計の設置概念図と計測器例

(7) 地中傾斜計 (埋設型)

1) 特徴

- ・ボーリング孔を利用して、せん断面をはさんで多数設置し、設置部分の傾斜変動量を計測する。

2) 方法

- ・ボーリング孔内に、せん断面をはさんで多数設置する。
- ・設置の際、変位方向(X,Y と+-)を確認する。
- ・グラウトによってボーリング孔を確実に充填して岩盤に固定する。

3) 観測精度等

- ・測定レンジは $\pm 5 \sim 30^\circ$ 、測定精度は5~10秒程度である。
- ・埋設型のため、外気温の変化による影響を受けにくい。

4) 岩盤崩壊モニタリングにおける有効性等

- ・確実に設置されればデータ取得の確実性は高い。
- ・固定式の場合、設置後は遠隔で測定可能。地中の変位箇所と変位量を把握できるため、通常計測には有効である。

5) 留意点

- ・埋設型のため、レンジオーバーした場合はその後のデータ取得は困難となる。
- ・絶縁抵抗の低下により、計測値が変動する場合がある。

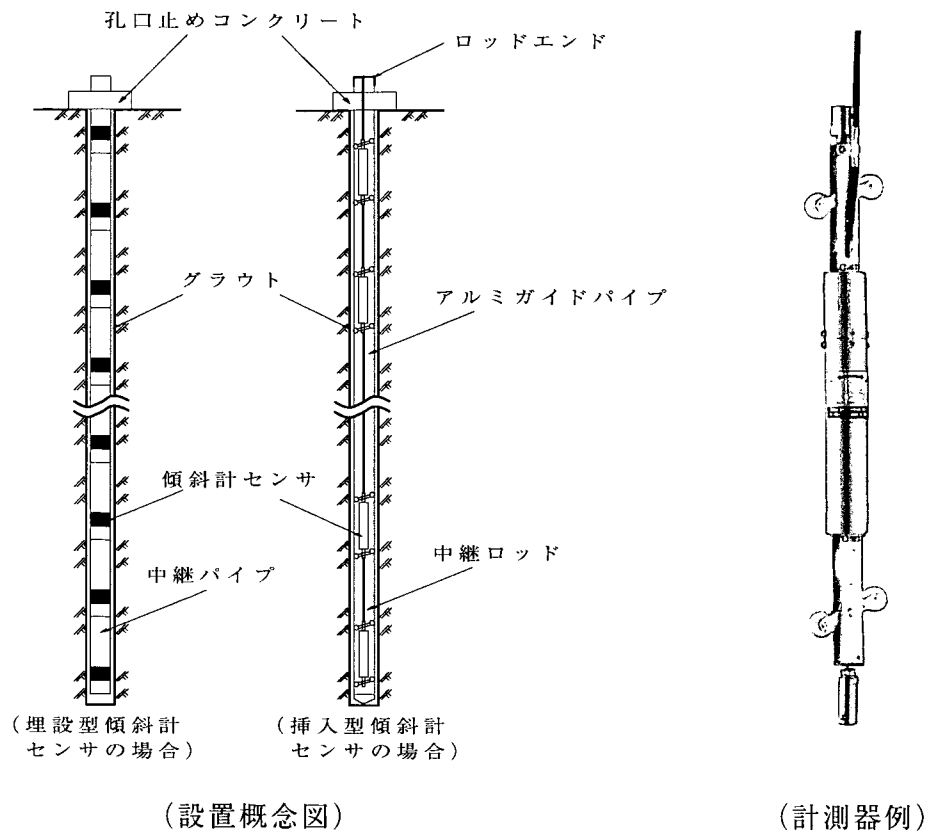


図 4.17 地中傾斜計の設置概念図と計測器例

(8) 沈下計（水压式）

1) 特徴

- ・変動していると考えられる岩盤上にタンクを設置し、不動点に設置した圧力変換器とを液体を満たしたチューブでつなぎ、両者の圧力差の変化から沈下量を把握できる。
- ・圧力測定は水晶発振型圧力変換器で行う。

2) 方法

- ・対象岩盤上にタンクを設置、不動点の観測局に圧力変換器を設置する。
- ・タンクと圧力変換器を脱気した水を満たしたチューブでつなぐ。

3) 観測精度等

- ・測定精度は $\pm 0.02\%/FS$ 以下である。

4) 岩盤崩壊モニタリングにおける有効性等

- ・岩盤崩壊モニタリングへの適用事例はない。
- ・設置は容易、計測原理は簡易である。計測精度が高いため、すべり崩壊等変状として沈下が想定される崩壊形態に対して通常計測への適用性は高いと考えられる。
- ・計測レンジは広いと考えられるため、大変位時の適用性もある。

5) 留意点

- ・ チューブを充填する液体に気泡が発生すると大きな誤差の原因となるので、液体に対しては十分な脱気が必要である。
- ・ チューブ内を水で充填する場合、バクテリアによる水の腐食防止策を講じる必要がある。
- ・ 気圧変動によって計測値が変化する場合がある。
- ・ 液体は水だけでなく、シリコンオイル等も利用可能であるが、オイルの場合液漏れした場合の処理が問題となる。

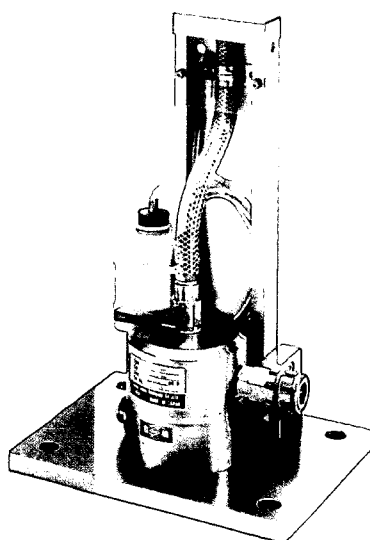
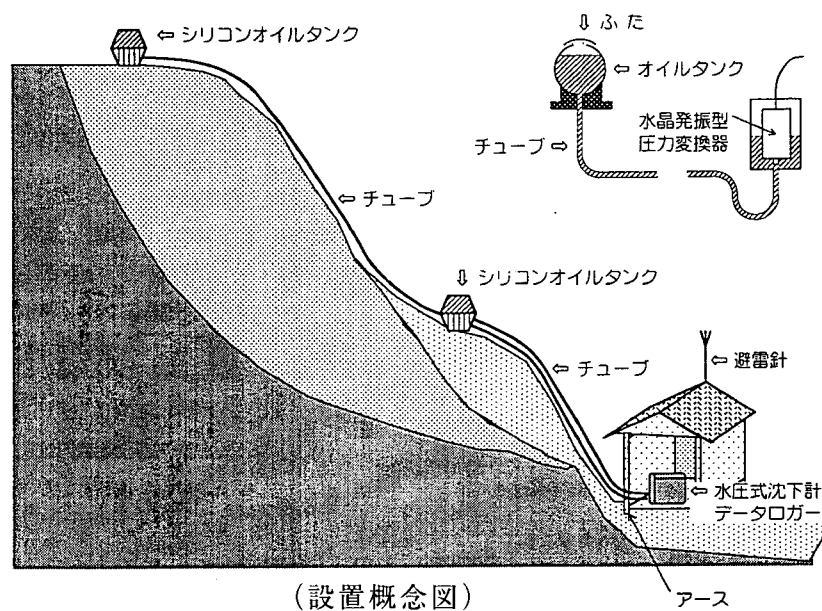


図-4.18 水圧式沈下計設置概念図と計測器例

4-3-2 気象・地震観測の特徴

気象・地震観測は、変動計測値の補正や変動の誘因を推定するなど補助的な目的で実施する。なお、岩盤および計測器は温度による変動を示すことが多いので、温度（地表、地中温度）測定は基本的に実施するのが望ましい。

表 4.4 に一般的な気象・地震観測器をまとめたものを示す。

表 4.4 気象・地震観測器

計測項目	位置	計測対象	計測器
温度	地表・地中	地表または地中温度	温度計
水圧	地中	間隙水圧	間隙水圧計
雨量	地表	降水量	雨量計
地震	地表	地震動	地震計

以下に各計測器の特徴をまとめたものを示す。

(1) 温度計

1) 特徴

- ・ 地表面付近の外気温を測定するものと、ボーリング孔内に設置して地中の温度を測定するものとに大別される。

2) 方法

- ・ 地中温度計の場合は、深度方向の変化傾向を考慮して多数設置するとともに、外気と遮断するためグラウト充填する

3) 観測精度等

- ・ 地表、地中ともに、測定精度は $\pm(0.15+0.002t)^{\circ}\text{C}$ 以内程度。

4) 岩盤崩壊モニタリングにおける有効性等

- ・ 各計器の温度補正のために必ず設置する必要がある。
- ・ 設置は比較的容易であり、データ取得は確実である。

5) 留意点

- ・ 地表に設置する場合には直射日光の影響を避ける必要がある。
- ・ 外気温の変化と岩盤内温度の変化にはタイムラグがあり、これは深度によって異なる。



図 4.19 温度計

(2) 間隙水圧計

1) 特徴

間隙水圧の上昇は斜面崩壊に関係する最も重要な誘因の一つである。降雨による浸透水および周辺の地下水が斜面の亀裂を主とする間隙に貯留・流下し、すべり面に作用してせん断抵抗力を減少させ、また斜面背面に作用して滑動力を増加させる。このような水圧作用が斜面の安定を損ない、崩壊を招く。

地盤の中の地下水は3次元的に大なり小なり流動している。このことは、各点で水の位置ポテンシャルが異なることを意味し、間隙水は地中の各点で別々の水頭をもっている。したがって正しい間隙水圧は、設定した測定深度に合わせてストレーナ（またはスクリーン）を設け、その上下部を止水して測定した水頭でなければならない。ボーリング孔全長に渡ってストレーナを穿った一本の塩ビパイプで観測した水位は、正しい間隙水圧とは言えない。

2) 測定方法

正しい間隙水圧分布を知るためには、一箇所でも最低3深度の間隙水圧を求めることが必要となる。現状、間隙水圧計は1) スタンドパイプ式、2) ハイドリック式（ツインチューブ式）、3) ダイアフラム式（電気式、空気式、振動弦式）の3種類がある。岩盤斜面は地下水で飽和した状態であることは希であり、ほとんどの場合不飽和である。このような場合の測定方式はスタンドパイプ式が最適であり、その他は適さない。スタンドパイプ式は通常手動計測であるが、遠隔計測を必要とする場合は、スタンドパイプの中に小口径の圧力変換器（水位計）を挿入して遠隔自動記録することができる。

3) 設置方法

現状、66mm ϕ 以上のボーリング孔に深度3段までの水位観測用スタンドパイプを設置できる（岸本、1971）。この観測孔は孔内に設置したストレーナ付スタンドパイプを埋め戻し、砂およびグラウトを充填して設置するもので、使用するスタンドパイプは内径10mmの塩ビ管を使用する。遠隔測定のためにスタンドパイプの中に圧力変換器を挿入する場合は、それに応じた内径のスタンドパイプを設置する。

(3) 雨量計

1) 特徴

- ・ 自動計測用には転倒ます式と差圧計式がある。

2) 方法

- ・ 直射日光や植物の繁茂によって影響を受けない上空の開けた箇所に水平に設置する。

3) 観測精度等

- ・観測精度は 100mm/h で±3%程度。

4) 岩盤崩壊モニタリングにおける有効性等

- ・設置は比較的容易であり、設置後のデータ取得は確実である。
- ・間隙水圧の上昇が誘因と考えられる場合は、参考データとして重要である。

5) 留意点

- ・設置後の動植物の影響の除去やろ水器の水の補給が必要である。

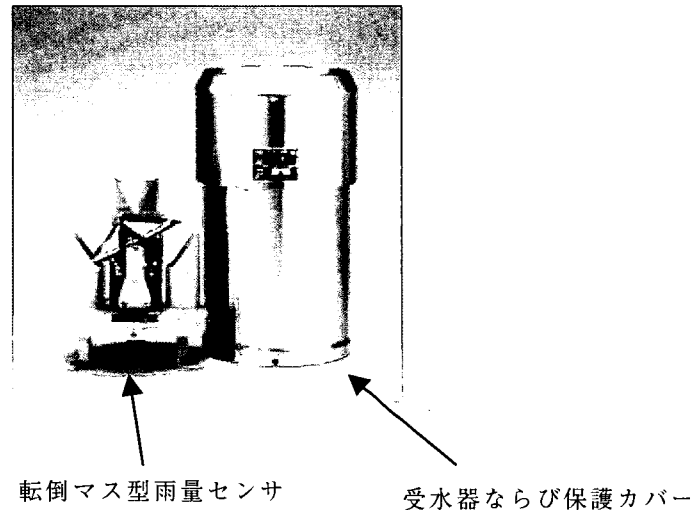


図 4.20 雨量計

(4) 地震計

1) 特徴

- ・変位の計測ではなく、誘因としての地震というイベントを記録するものである。

2) 方法

- ・感振器を対象岩盤の上部に水平に設置する。許容傾斜度±6°。

3) 観測精度等

- ・測定可能最大 2000gal、測定精度は 5mV/gal 程度。

4) 岩盤崩壊モニタリングにおける有効性等

- ・設置は比較的容易であり、設置後のデータ取得は確実である。
- ・崩壊の誘因としての地震動を計測することで、他計器の変位状況から、地震動と岩盤挙動の関係を評価できる。
- ・赤沢地区では、岩体震度は周辺の震度よりも概ね+1であった。

5) 留意点

- ・設置に関しては、水平かつ十分固定されるように注意する必要がある。

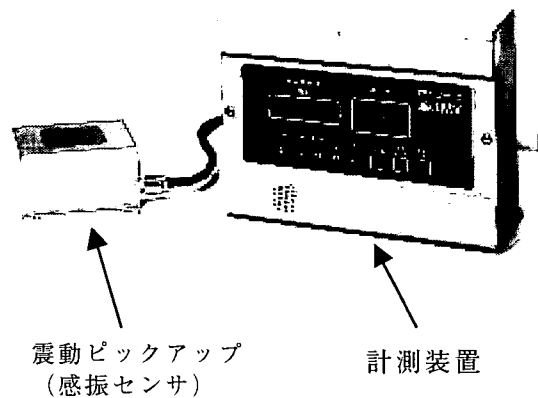
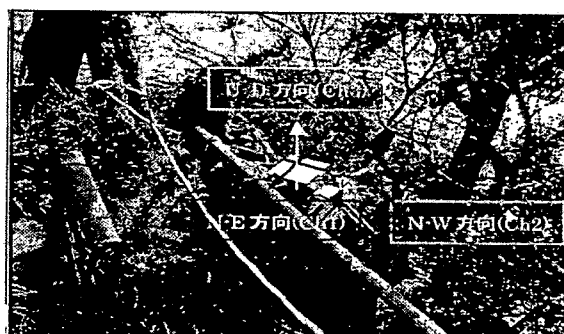
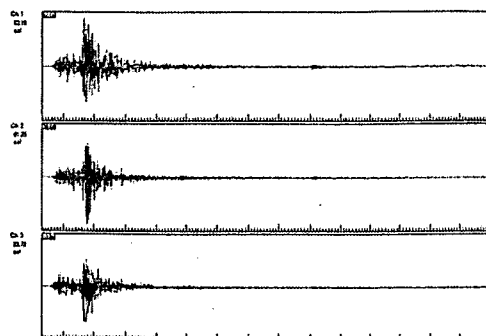


図 4.21 地震計の概要



【地震データ：00/07/01 (神津島 震度6弱)】



発生日時	2000年7月1日 16時02分
震源	新島・神津島近海
震さ (km)	1.5
規模 (M)	6.4
震度	阿蘇町田中：4 西伊豆町仁科・南伊豆町下賀茂地：3 熱海市網代地：1
岩体震度	4
最大加速度	61.63gal
最大加速度方向	N-W方向

図 4.22 地震計で得られるデータの例

4-4 計測システム

- (1) 計測システムは、必要とされる計測の精度、計測期間、計測頻度、現場条件等を考慮し、適切な方式とする。
- (2) 計測システムは、データの欠落が無いように十分留意し、雷撃対策、非常用電源の確保等を行う。
- (3) 計測サンプリング間隔は、各計測段階（キャリブレーション、通常計測、異常時計測）に適した設定とする。

計測システムは図 4.23 に示すように手動方式、半自動方式（オフラインによる現地データ蓄積方法）、全自動方式（オンライン）があるが、精度の高い計測が要求されること、計測対象が急崖斜面であることから半自動方式または全自動方式が望ましい。

岩盤崩壊は、破壊に至るまでの変位・変形量が小さく、前兆現象の継続時間が短いことが多いため、前兆現象の進展や地山内部の変状の進行を定量的に常時把握するためには、リアルタイムの「自動計測」を行うことが有効である。オンラインのリアルタイム自動計測の場合、災害時、特に地震時には通信回線等が輻輳してデータ収録が困難となるので重要な地区では、専用回線を用いることが望ましい。

これに対し、オフラインの場合は現地と事務所間の通信システムが不要であるという長所がある反面、計測システムの動作確認が事務所でできず、データが蓄積されているかどうかは現地へ行ってみないとわからないという短所がある。

自動計測、半自動計測に係わらず、非常用電源のバックアップ時間は2～24時間の範囲で計測箇所数や維持管理条件を勘案して決定する。

計測間隔は、異常時には可能な限り密な計測を行う必要があるが、取得データが膨大となりデータ処理システムが大きくなる。そのため、通常時には計測頻度を落とし、異常時など、状況に応じて最密計測間隔を変更できるようにする。特に異常時計測では、5～10分程度の計測間隔が必要となる場合が多い。場合によってはこれ以下の連続に近い計測間隔も考慮する。

避雷器は雷撃がある度に点検し、必要があれば交換する。またアースについては通常、接地抵抗が10Ω以下となるように、導線については雷撃時の変形を考慮してできるだけ直線状にする等の工夫が必要である。

また、異常時の状況確認に人手がとられるので、確認の時間がかかるような場所には監視カメラで当面の確認が可能なようにすることが望ましい（図 4.24）。

観測方法	システム概略系統図	構築費用	計測頻度	リアルタイム性	適応			
					予備計測	初期計測	通常計測	異常時計測
手動観測		低	低	低				
半自動観測								
自動観測 (オフライン) (オンライン) (自動通報機能付)								
		高	高	高				

図 4.23 観測方法による計測システムの違い

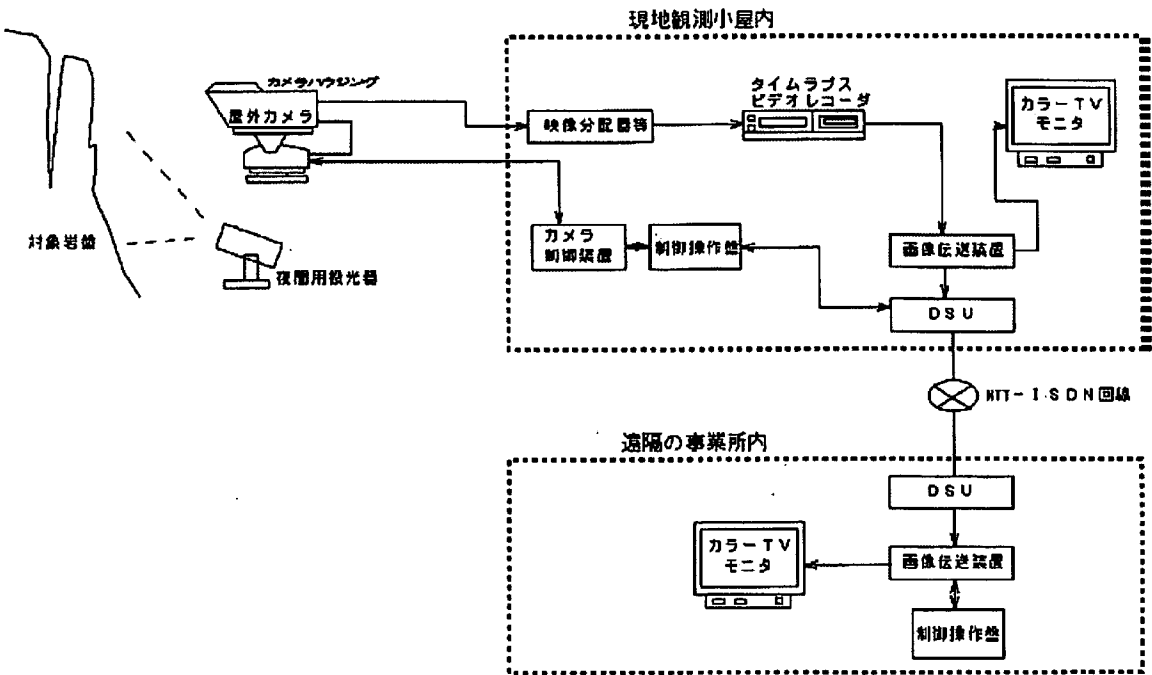


図 4.24 監視カメラによる計測システム例

計測システムを構築するに当たっては、ノイズの原因となりうる下記のことに留意する必要がある。

①同一種類の計測器を複数設置する場合

異なるメーカーの機器が混在すると計測値にノイズが発生しやすい(図 5.8)。したがって、同一種類の計測器を複数設置する場合には、メーカーを統一する方がよい。

②計測器が多くなる場合

多数の計測ケーブルを密集させた場合、計測値にノイズが発生することがある(図 5.9)。岩盤の挙動を確実に把握しようとした場合、計測器が多数になることが多いが、ケーブルはできるだけ分散させることが望ましい。

③雷撃対策

雷撃による影響は自動計測にとっては避けられないものである(図 5.10)。計測器の雷撃による破損を防ぐためには避雷設備が必要である。また、雷撃によって停電した場合、データ欠測を起こさない対応策として、図 4.24 のように無停電電源装置を設置するとよい。これについては、停電を検知してから作動するタイプでは電源の瞬断が発生する場合があります、計測値のノイズの原因となる。経費の問題があるが、インバータ式の常時作動しているタイプの装置が望ましい。

④防水・結露対策

ロガー及び計測ケーブル部分の防水処理、結露対策には十分な配慮が必要である。これらが十分でないとノイズの原因となる。また、寒冷地では、センサ及びシステムの耐低温性を考慮する必要がある(図 5.11)。システムに関しては観測局にヒーターを設置するなどの措置が望ましい。

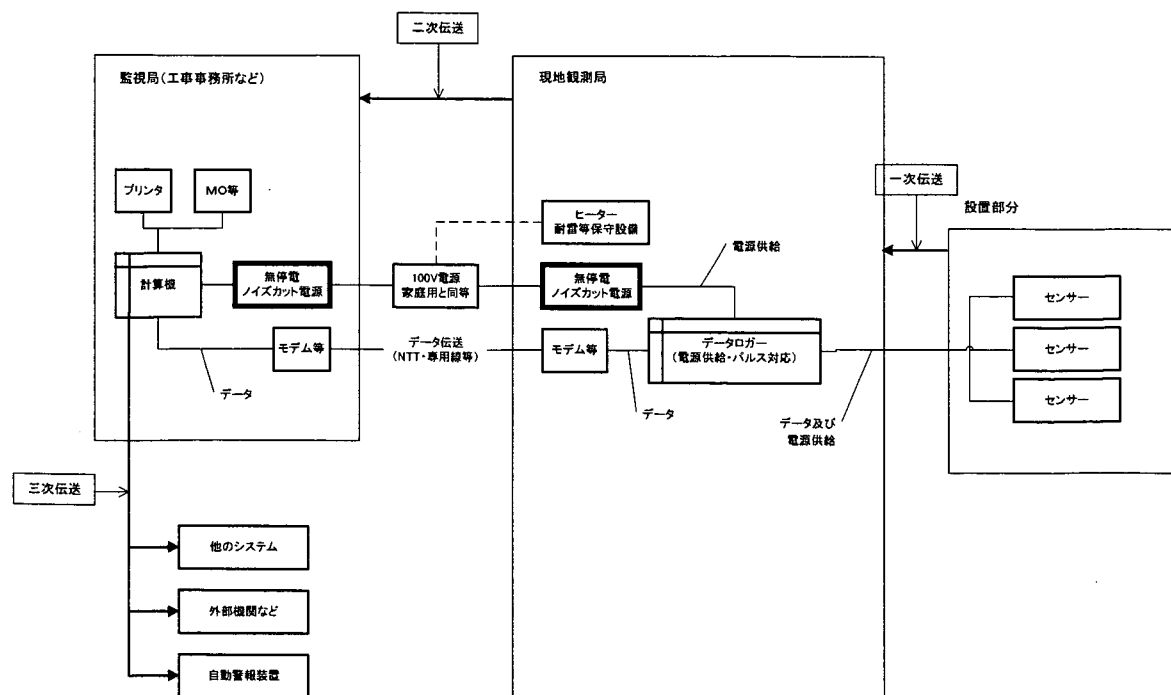


図 4.25 雷撃による停電への対応例

4-5 計測期間及び計測頻度

- (1) 計測の期間は、10～20年の長期に渡ることもあり得ることを考慮し、適宜、計測計画の見直し、修正等を検討するのが望ましい。
- (2) 計測の頻度は、計測手法や計測器の特性・耐久性、斜面の安定度、現場条件を考慮して、適切に設定する必要がある。
- (3) 計測開始の初期・通常計測の段階・異常時計測の段階など、計測開始からの期間や変位・変形状況に応じて随時見直し、適切に設定・変更していく必要がある。
- (4) 計測期間や計測頻度の設定や変更は、原則として、専門家を交えて判断することが望ましい。
- (5) キャリブレーションにおける計測頻度は、1時間毎が望ましく、最長でも4時間毎とする。通常計測における計測頻度は、4時間毎が望ましく、最長でも24時間毎とする。
- (6) 2次クリープ時における異常時計測の計測頻度は、1時間毎以上とし、計測器の特性・耐久性、斜面の安定度、現場条件を考慮して、適切に設定する。
- (7) 3次クリープ時における異常時計測の計測頻度は、できるだけ密にとるのが望ましいが、分析にかかる時間を考慮して、適切に設定する。

4-5-1 計測の期間

(1) 全体の計測期間

岩盤斜面の崩壊は、変位・変形が急激で前兆現象が捉えにくいといわれているが、長期間の計測を行うことで、変位・変形の主たる誘因（降雨、温度変化、地震等）が推定できる。また、岩盤斜面特有の断続的な変位やクリープ等の継続した変位・変形が確認できた斜面もある。一方、現地踏査で開口亀裂やズレ亀裂などが見られ崩壊が予想された斜面でも、計測すると必ずしも累積的な変位・変形が生じているものでなく、1年間程度の計測では変位・変形が認められない斜面も多い。これは岩盤崩壊の発生までの時間が長く、かつ変位・変形が断続的であることによると考えられる。このように現地踏査では岩盤斜面の不安定性の定性的評価は可能だが、踏査だけでは崩壊の時期を判断するのは困難で、計測を併用して初めて累積的な変位・変形の有無が把握できる。したがって、計測の期間は、10～20年の長期に渡ることありうる。

(2) キャリブレーションの期間

計測開始の初期段階において、周期的な日周期、月周期、年周期の変位・変形幅を把握するためにキャリブレーションを行う。周期的な変位・変形幅は、場所ごと、計測器ごとにばらつきがあるが、日周期は、主として計器・治具の温度特性に支配され、年周期は主として岩盤斜面を含めた全体の温度特性に支配される。そのため、日周期と月周期の変位・変形幅の把握には1ヶ月程度、年周期の変位・変形幅の把握には1ヶ年の計測データが必要となる。

日周期の変位・変形幅を把握するためには、計測頻度を密にしてキャリブレーションを行う。月周期および年周期の変位・変形幅を把握するための計測頻度は、通常計測時の計測頻度で良い。

なお、周期的な変位・変形幅は各計測地点の岩盤ブロック毎、個々の計測器毎にばらつきがあるため、個々の計測器毎に決定する。

(3) 計測の終了

研究目的のモニタリングは、崩壊するまで長期に計測を継続することありうる。道路管理を目的とした岩盤斜面モニタリングは、対策工施工後に終了して通常の巡回等による管理に戻す場合と、長期的な維持管理のため継続する場合がある。詳細については、6章を参照されたい。

4-5-2 計測の頻度

計測頻度は計測の目的に添って、できる限り密であることが望ましい。ただし、その後のデータ整理作業に労力を要し、費用も多大になることが予想されることから、計測頻度を適切に設定し、効果的・経済的に計測を行う必要がある。

岩盤崩壊やすべり等の活動は、豪雨・融雪・地震等の外的要因が引き金となって活発化することが多いため、このような自然誘因が発生した場合には、当初の計測計画で設定された計測頻度に係わらず、必要に応じて計測頻度を密にするとともに、降雨・地震後の巡回や点検を実施して岩盤挙動を捕捉できるようにする。

また計器観測の頻度は、天候、湿度等による測定誤差や気温の日年変化、潮汐の影響等による周期的な変位・変形を考慮して決定することが必要である。



図 4.26 岩盤崩壊モニタリングにおける計測頻度計画の例

(1) キャリブレーション

計測を開始した初期のキャリブレーションの段階では、計測器等の正常な稼働や、日常の変位・変形特性をチェックするため、通常計測よりも密な計測頻度で実施する必要がある。そのため、異常時計測の最低頻度に合わせて、1時間に1回程度の頻度で実施するのが望ましい。

キャリブレーションは、日周期変動を把握し、計測データの温度相関性を把握する目的で実施するため、1時間に1回程度の頻度で実施するのが望ましい。

また、計測データの日周期変動幅は、4時間毎の観測によるものと1時間毎の観測によるものは、ほぼ同じ範囲であるが、計測間隔を6時間以上にすると、日変動幅を把握できない傾向がある(図 4.27)。そのため、計測間隔は、4時間毎以下にする必要がある。

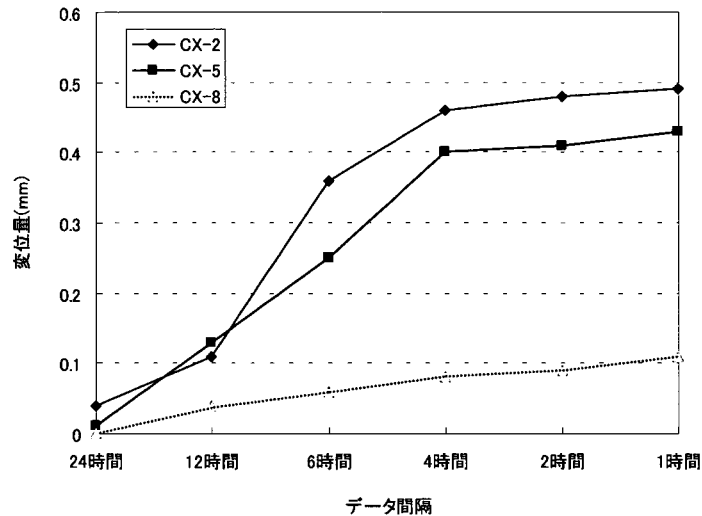


図 4.27 計測頻度（データ間隔）日周期変動幅の関係

※ 4 時間を越える間隔になると、日変位・変形幅が大きく異なり、
日周期変動が捉えられなくなる。

(2) 通常計測の段階

1) 計測の頻度

通常計測の段階では、自動で計測できる計測器を設置した場合は、1 時間に 1 回程度の頻度で実施することが多い。計器によっては 1 日当たり 6 データ（4 時間ピッチ）以上あればスペクトル解析において日周期変動が表現される事例もあるため（図 4.27）、4 時間毎以上の頻度で計測することが望ましい。ただし、管理基準値を定めて警報装置を併用することが望ましい。

また、精度が低く累積値に着目する機器（例えば地表面伸縮計など）については、24 時間毎程度の頻度でよい場合もある。

地震計は、しきい値を超えるデータが得られた場合に自動的に記録を始めるため、特に計測頻度を定めない。A E センサーについては巻末資料の「岩盤モニタリングにおける A E 計測マニュアル（案）」を参照されたい。

また、簡易な計測手法や非接触での計測手法（例えば鋼尺による肉眼測定や光波測量等）は、計測器による自動計測の場合よりも頻度を粗くし、1 ヶ月～1 年に 1 回程度の頻度で計測することとする。

2) データ整理・分析の頻度

① データ整理・分析の頻度は、1 回/月以上とする。

② キャリブレーションの段階や、本計測の段階における下記 a)～d) の場合には、変位・変形の増大傾向や累積傾向がないことを確認するまで 1 回/日～週の頻度で分析することが望ましい。

- a) 近接地で発生したものも含め、地震、小落石、地鳴りなどが確認された場合
- b) 当該区間において規制基準雨量を上回った場合
- c) 近接で工事が実施されている場合
- d) 崩落等が予想される場合

(3) 異常時計測の段階

異常時計測では、原則として通常計測の時より計測頻度を密にし、1時間毎以上の計測頻度で実施する。一度、計測頻度を設定した後も、変位・変形速度が増大したり加速した場合は、さらに密な計測頻度とすることも考慮する。

急激に変位・変形状況が変化することもあるので、よりリアルタイムに近い状態で計測することが望ましいが、自動計測をするシステムの限界も考慮して設定するのが良い。逆に、最終的に計測したい頻度を事前に考慮して、システムを選定・構築しておく必要がある。

計測システムによっては、1回の計測に数分間必要となる場合がある。また、リアルタイムで崩壊予測を行うためにも、時間が必要となる。そのため、崩壊直前の計測においても、計測頻度は実現可能な範囲でできるだけ密にする。

異常時計測は累積変位・変形が確認されたり、急激な変位・変形の発生、地震などによる異常の発生が生じた場合に実施するものなので、通常計測の段階で、簡易な計測手法や最小限の機器による計測で行うような予備計測の方法は継続せず、原則として、新たに自動計測できる計測器の設置や増設をすることを前提とする。

なお、参考に、天鳥橋西地区での計測頻度の事例を表4.5に示す。天鳥橋西地区における異常時計測の段階では、10～5分毎で計測を実施した。

表 4.5 天鳥橋西地区で実施した計測体制の事例（参考例）

計測段階の区分		通常計測		異常時計測		
		初期計測				
実際の崩壊余裕日数		キャリブレーション	本計測	1年前～	8ヶ月前～	3日前
観測開始からの 累積変位量	A2ブロック(伸縮計S-5)	—	—	～約50mm	～約300mm	
	A3ブロック(伸縮計S-1)			～約50mm	～約170mm	
	A3ブロック(傾斜計K-1)					
変動速度	A2ブロック(伸縮計S-5)	—	—	0.1～0.2mm/日	0.4～1.2mm/日	1.3mm/日～
	A3ブロック(伸縮計S-1)			0.1～0.2mm/日	0.3～0.8mm/日	2.9mm/日～
	A3ブロック(傾斜計K-1)					
接触型計器における 観測データの変動状況 (定性的な表現)			変位量の増大傾向や 累積傾向が認められ ず、安定していると判 断される状態	変位量にわずかな累積 傾向がみられ、活動兆 候があると判断される 状態	以前より累積速度が増 大し、将来的に災害の 発生する可能性が高い と判断された状態	変位量が増大傾向に あり、比較的に早期の うちに災害発生するこ とが懸念される、極 めて危険な状態
接触型計器による 計測頻度(自動計測間隔)		1時間毎	1時間毎	1時間毎	10分毎	5分毎
非接触手法による 計測頻度(計測間隔)		—	1回/月	2回/月	2回/月	—
データ回収頻度 もしくは オンライン化した場合の 現地への遠隔アクセス頻度 (データの分析頻度)		—	—	1回/週	1回/日	1回/時間 ～ 常駐
計器やシステムの 保守点検頻度		1回/月	1回/月	1回/週	1回/週	常時
ITVシステムによる 遠隔からの映像確認頻度		—	—	—	1回/日	常時
対応		—		点検や変動状況確認 の頻度を高める オンライン化の検討	オンライン化 ITVシステム設置 1回/週の頻度で齊 藤精密予測を用い て崩壊予測を実施 1回/週で関係機関 に状況報告	現地常駐

4-6 計測体制等の検討

- (1) 通常計測に関しては、計測の責任分担体制、計測器等の維持管理体制、前兆現象の連絡通報体制、異常時計測に移行する管理基準値等を検討しておくことが必要である。
- (2) 異常時計測に関しては、計測の責任分担体制、計測器のバックアップ体制、危険回避の対処方法、専門家・関係機関・近隣住民および道路利用者等への連絡体制等を検討しておくことが必要である。

4-6-1 通常計測時の計測体制

(1) 計測の責任分担体制

計測に際して発生する様々な問題に対し適切な対応をとるため、計測の担当者(または管理者)を選任する必要がある。

(2) 計測器等の維持管理体制

計測器は、一般に厳しい自然条件下にさらされることが多いので、正常な機能を長期間にわたって維持するためには、定期的な点検・整備が不可欠である。点検・整備は、計測器本体だけでなくケーブル類、保護設備や設置箇所までの通路、梯子、足場等、周辺環境を含めた維持管理体制を検討する必要がある。

(3) 前兆現象の連絡通報体制

計測だけに頼るのではなく、異変に気づいた道路利用者や近隣住民等からの崩壊の前兆現象となる情報も崩壊予知・予測の重要な要素である。したがってそれらの情報が適切な部署に確実に伝達されるような連絡通報体制を検討する必要がある。

(4) 異常時計測に移行する管理基準値等

計測に先立ち、道路の重要性、周辺での崩壊事例、変位・変形量と崩壊までの余裕日数の検討結果(7章参照)等を検討し、異常時計測に移行する場合の管理基準値を決定する。計測を開始してから、キャリブレーションで周期的な変位・変形の大きさが分かった時点で見直しを行い、その後も計測結果によって、適宜修正しながら管理に用いる。

4-6-2 異常時計測時の計測体制

(1) 計測の責任分担体制

異常時計測の作業分担や作業手順、情報の伝達方法等を事前に明確する必要がある。また、必要に応じて計測器の点検を行う場合があるので、人員編成、点検経路、点検項目について定めると共に、所用時間等を把握しておく必要がある。

(2) 計測器のバックアップ体制

異常時には設置した計測器が損傷を受け、計測不能となる場合があるので、原因究明と修理、交換あるいは非接触型計測器による代替計測手段の準備等、バックアップ体制を整えておき、重要な岩盤挙動データの欠損が生じないように配慮する必要がある。

(3) 危険回避の対処方法

大規模な岩盤崩壊の発生した場合の待避方法、通行規制方法等について、事前に検討しておく必要がある。

(4) 連絡体制

計測データを解析して正しい判断を下すために、岩盤に関する専門家の意見や判断を求めることがあるので、連絡方法を決めておくことが望ましい。また、緊急事態に即応出来るように事前に警察、消防等の関係機関、利用者、近隣住民への連絡・協力体制や対応策を検討し、また道路に隣接して鉄道や河川があり影響が考えられる場合はその管理者への連絡体制についても検討する必要がある。

参考文献

岸本良次郎(1971)：縦ボーリング孔を利用した地下水位・水圧の観測の実際、地すべり Vol.8、No.3(通巻 27 号)。

第 5 章 計測の実施

- 5－1 仮設計画
- 5－2 計測器の設置及び維持管理
- 5－3 計測
- 5－4 計測期間中の安全管理と連絡体制

第 5 章 計測の実施

計測計画に沿って仮設計画を立て、計測器や計測システムなどを設置し、維持管理を適切に行いながら計測を行う。計測を開始した初期の段階でキャリブレーションを実施し、正常な計測データが得られていることの確認、日周期変動量等の確認等を行う。キャリブレーションは予備計測段階での簡易な計測、岩盤に直接設置する接触型計器、非接触型の計測手法に係わらず必要となる。

正常な計測データが得られ、日周期変動量の把握が終了した後、本格的な通常計測を始める。

通常計測で得られたデータを適切に整理・分析し、変位・変形の累積が確認された場合は計測間隔や計測体制をより充実させた異常時計測体制に移行する。

計測期間中は、安全管理を徹底するとともに、異常が発生した場合の連絡体制や判断の決定手順についても、あらかじめ定めておく必要がある。

図-5.1 に計測の実施フローを示す。

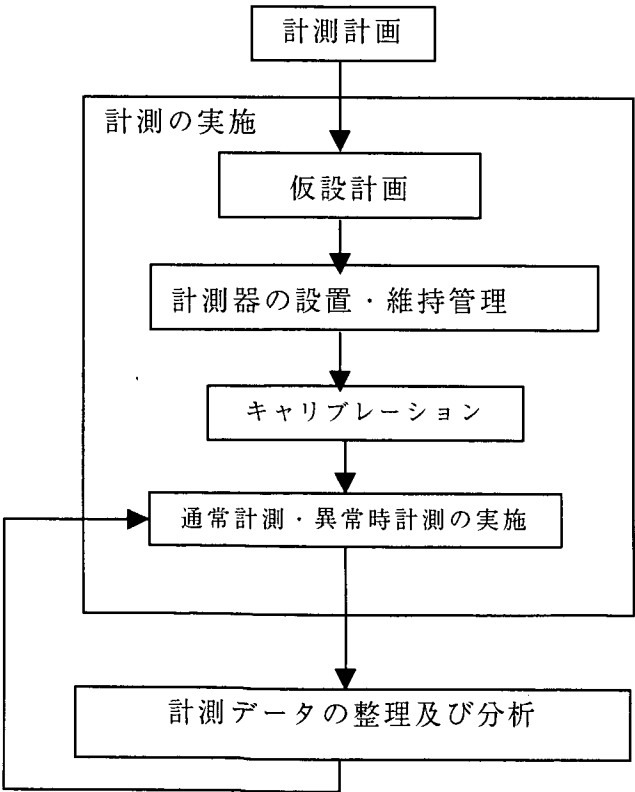


図 5.1 計測の実施フロー

現場条件を考慮し、作業時の安全を十分確保できる計測器の設置方法および仮設計画を立案する。

5-1 仮設計画

計測器の設置するに当たり、現場条件を考慮し、仮設足場やボーリング架台等の仮設計画を立案する必要がある。この時、計測器の設置時や地中計測器を設置するボーリング削孔時等において、作業の安全が確保できるか検討する。

以下に仮設計画の実例として、1997年1月に実施された赤沢地区での仮設計画について説明する。図5.2に示す岩盤斜面に対し、当初計画で図5.3に示す計測器設置計画が作成され、図5.4に示すボーリング架台兼足場の仮設計画が立案された。しかし、計測対象岩体に対して真上から鉛直に行うボーリング孔 No. 1 の施工に際し、作業に伴う振動や水圧で足場ごと崩壊する可能性が考えられ、図5.5、図5.6に示すように水平および斜めボーリングによる代替案が検討された。しかし、水平ボーリングに関しては垂直ボーリング同様突発的に発生する可能性がある岩盤崩壊に対して十分な安全対策がとれないこと、斜めボーリングに関しては亀裂の方向とボアホールの交差角が小さく、調査精度が著しく低下すること等の理由でボーリングによる地中計測器の設置をあきらめ、図5.7に示す足場を用いて地表面設置計器および非接触型の計測器による観測を行うこととした。

この例に示すように、安全に計測器を設置することが困難な場合には、代替案を検討したり、場合によっては別の計測方法を検討する必要がある。

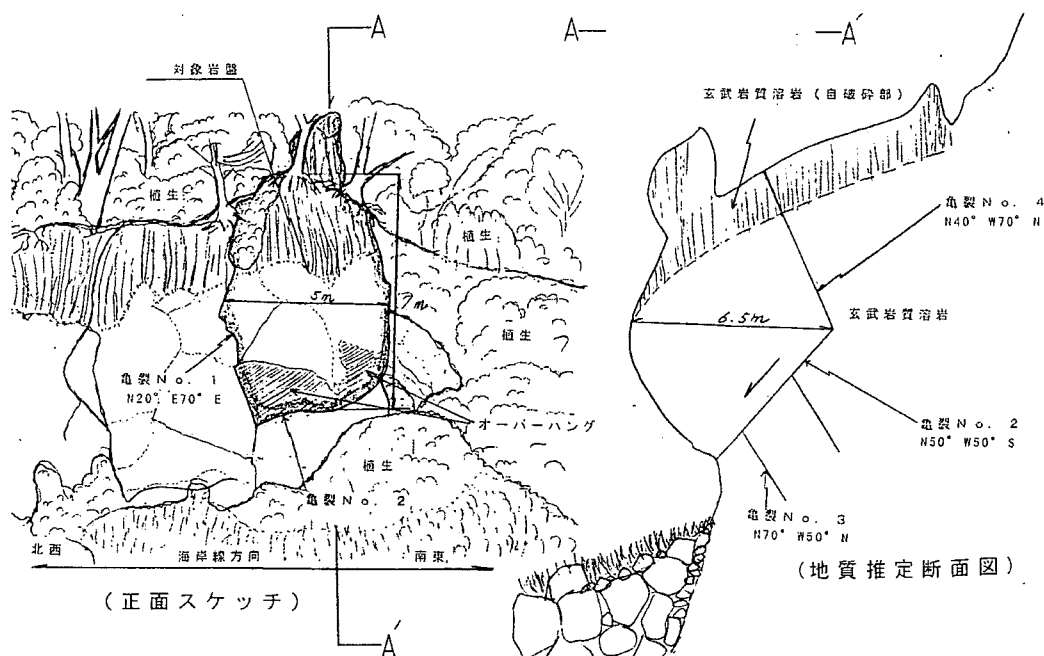


図 5.2 計測対象岩盤概要図 (赤沢地区)

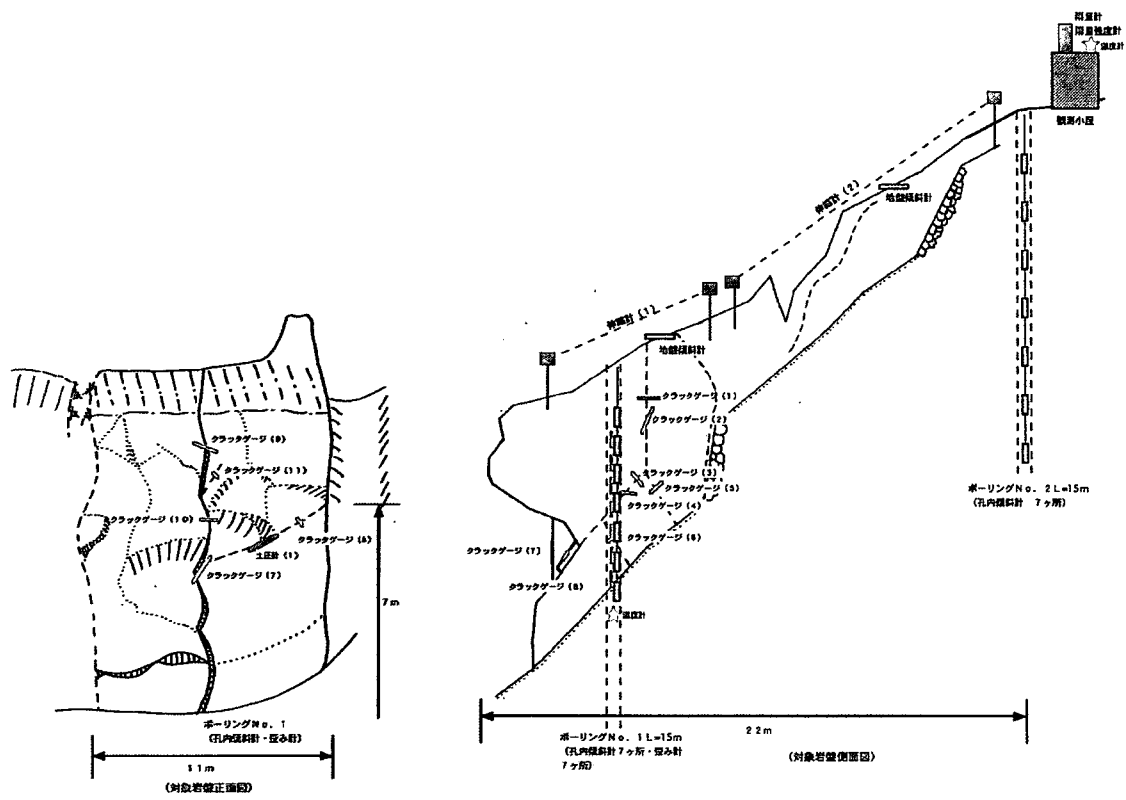


図 5.3 計測器設置計画（赤沢地区）

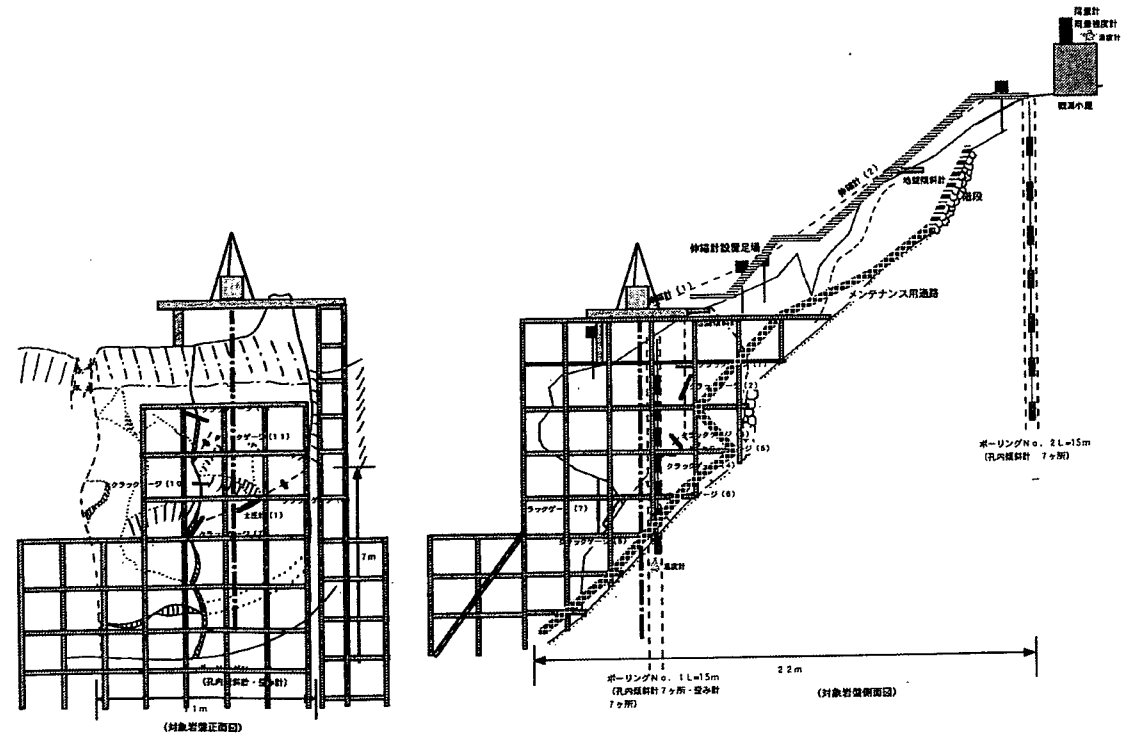


図 5.4 仮設計画（垂直案）（赤沢地区）

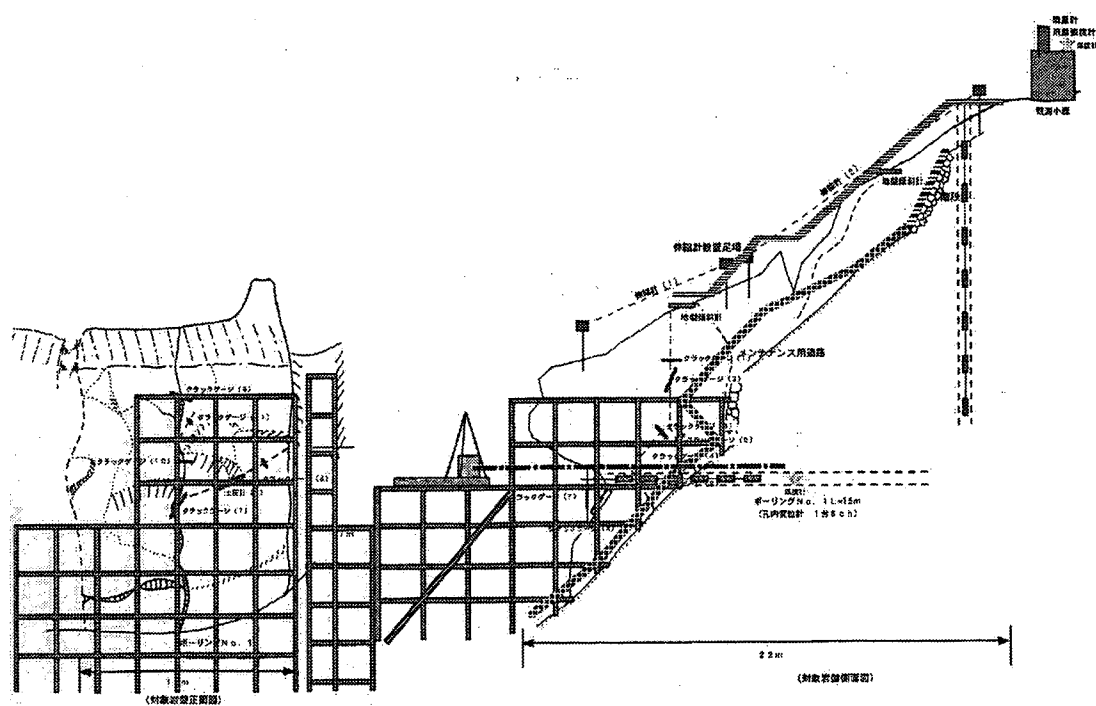


図 5.5 仮設計画（水平案）（赤沢地区）

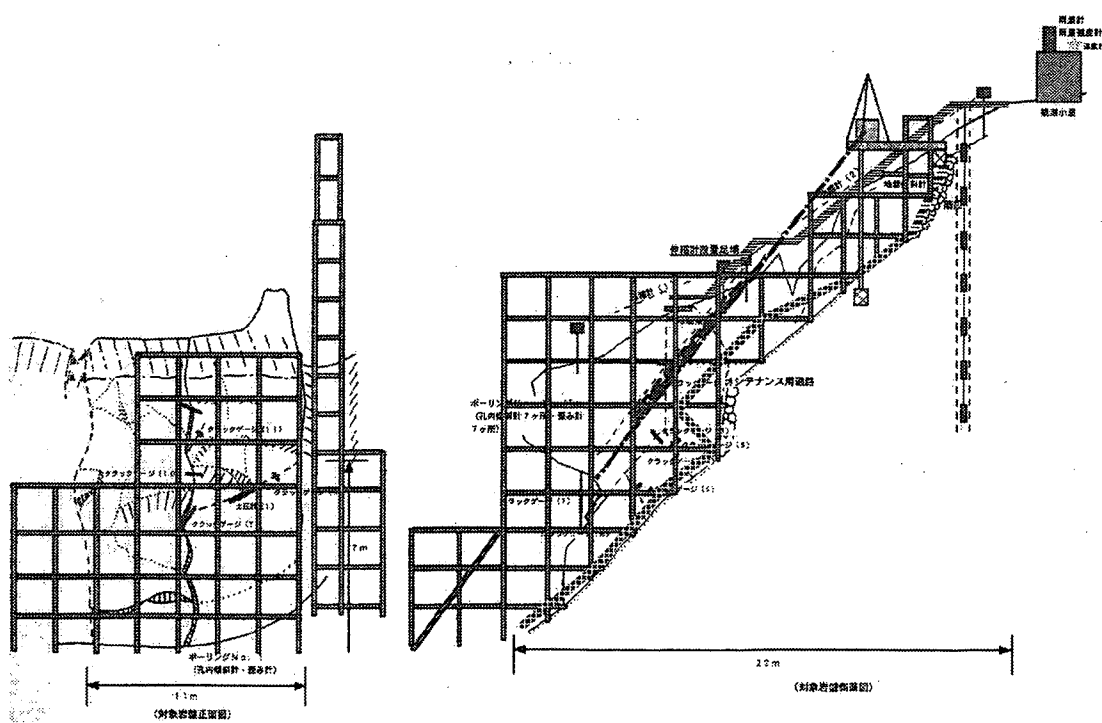


図 5.6 仮設計画（斜め案）（赤沢地区）

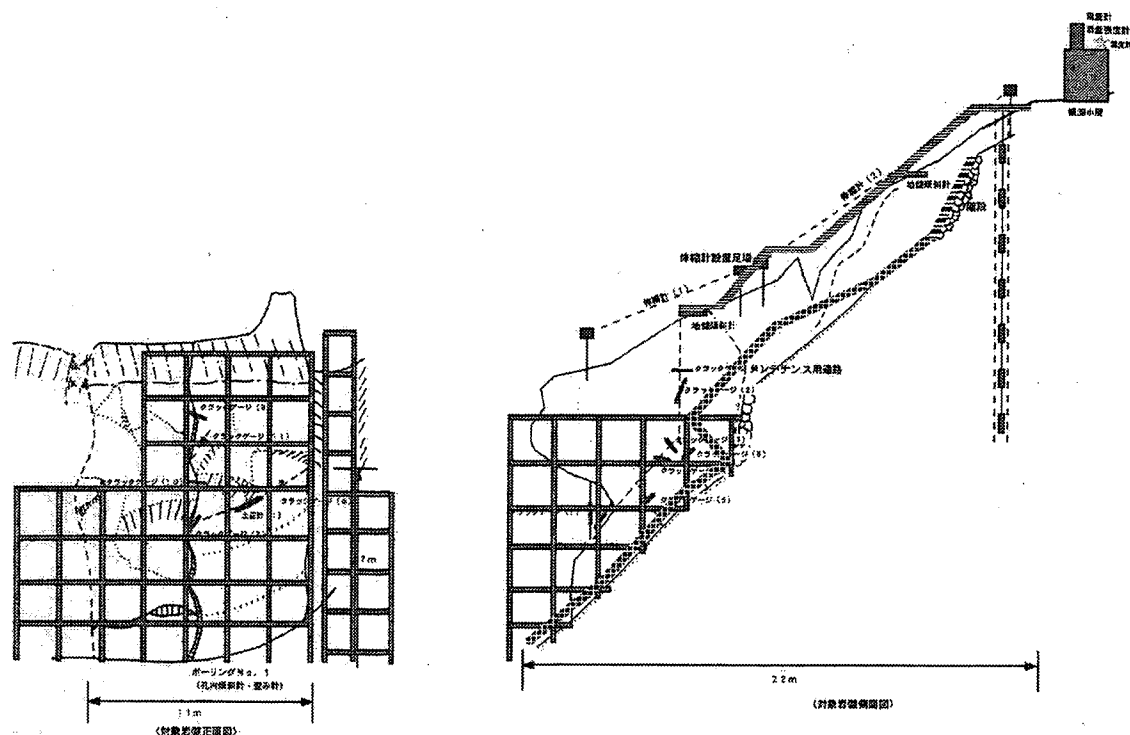


図 5.7 仮設計画（最終案）（赤沢地区）

5-2 計測器の設置及び維持管理

計測器の特性や現場条件を十分考慮し、安全かつ安定した計測ができるように計測器を設置する。また、計測器は厳しい自然条件に長期間さらされることから、正常な機能を維持するために定期的な点検・整備を行う。

5-2-1 計測器の設置

各計測器の詳細な設置上の留意点他については、4章で記述した。ここでは計測計画に基づいて実際の岩盤斜面に計測器を取り付ける、または配置する際の一般的な留意点等について記述する。

計測器の設置上留意すべき項目には、以下のものがある。

- ・ 計測器の固定方法および見掛けの不動点
- ・ 設置時の安全管理

以下にその詳細を示す。

(1) 計測器の固定方法および見掛けの不動点

①計測器は本体の安定性をできるだけ高めることによってノイズの発生を予防し、岩盤の変動への応答性を高めることができる。したがって岩盤斜面上のできるだけ不陸の少ない健全部を選び、堅固に固定するものとする。浮石状の箇所に設置すると、風等の影響を受けるので、特に注意し避けるものとする。

②設置に金属製の治具を用いる場合は、防錆性の高いものを用いることとする。

- ③ 治具を含めて重力の影響を受けやすい計器は、受感部の可動部分等がなるべく水平となるように設置する。
- ④ やむを得ず不陸部に設置する場合は、熱膨張率が小さく耐久性の高い充填材等で不陸を修正した後、設置する。
- ⑤ 配線は落石等によって断線しないよう、十分配慮して設置するものとする。
- ⑥ 計測器の種類によっては不動点が必要となるが、不安定な岩盤斜面上で不動点を決定することは困難なことが多い。そのような場合は、想定される崩壊範囲からできるだけ離れた位置を不動点と仮定することもある。

(2) 設置時の安全対策

- ① 岩盤斜面に近づく場合には、周辺の岩盤の安定状況や落石の発生痕跡の有無などに注意を払って慎重に行動するよう心がける必要がある。
- ② 急峻で不安定な岩盤斜面に計測器を設置するための大がかりな作業足場が必要になる場合が多い。したがって、設置作業に当たっては土木工事安全施工技術指針（建設省大臣官房技術参事官通達）を参考にして、災害・事故の防止に努める必要がある。
- ③ ボーリングを行う場合には、作業中の落石等に備えて必要に応じて防護柵等を設置する。
- ④ 作業の安全確保のためには、風速や降雨等気象条件によって作業実施の目安を設けることも有効である。

5-2-2 計測器の維持管理

岩盤崩壊モニタリングを実施するような斜面は一般に非常に急峻であり、計測器は厳しい自然条件に長期間さらされることが多いので、正常な機能を維持するためには定期的な点検・整備が重要となる。

(1) 維持管理の重要性

岩盤崩壊モニタリングの実施個所は厳しい自然条件下にさらされていることが多いため、計測器に不具合や故障が発生し、正常な機能を維持できなくなることも多い。また岩盤崩壊モニタリングを実施するような斜面は一般に非常に急峻であるため、岩盤斜面に一度設置した計測器の再調整や交換が現実的に不可能な場合もある。

再調整や交換が現実的に不可能な場合は別として、計測器の不具合や故障、配線やデータロガーの不具合等に伴う欠測をできる限り少なくし、長期間にわたって維持するためには、定期的な点検・保守・整備が必要となる。

したがって維持管理は計測器本体だけではなく、設置用の治具や計測器を保護するための設備（保護箱など）、配線、ロガーやパソコンなど測定・記録・処理をす

る計測システム全体、データを伝送する通信機器や、これらを稼働させる電源機器、避雷対策用の機器類他についても十分に実施しなければならない。

(2) 機能の回復措置

データにノイズが多発したり、岩盤の動きと考えられないような変動を示したり、欠測が発生したことが判明した場合は、直ちに現地でその原因を調査するとともに、速やかに機能の回復をはかるための対策を講じる必要がある。

(3) 代替え計測器の設置

岩盤斜面に設置した計測器本体に不具合が発生し、機能回復がはかれない場合には、同一種類の計測器をできるだけ近接箇所に設置し直すか、他の簡易な代替え計測手段を講じるなどの措置を検討し、重大な欠測が生じないように配慮するものとする。

(4) 点検の頻度・点検項目・点検方法

各計測器やシステムの具体的な維持管理方法は、基本的にそれぞれの計測器に定められている方法によるものとする。参考として表-5.1に各計測器の一般的な点検頻度と点検項目および維持管理方法の目安を示す。

点検は使用している計測器の中で最も頻繁に点検を行う必要があるものに合わせて定期的に実施するとともに、豪雨や地震の後も随時行う必要がある。

点検は、点検項目をあらかじめ確定し、点検表（チェックリスト）を作成して行うと良い。

表-5.1 計測器の点検頻度と維持管理方法の目安

区分	番号	計測器名・計測方法	保守点検頻度	保守点検項目(留意事項)	維持管理方法(対処方法)
移動量	地表	1 地表面伸縮計	1～4回/年 (海岸部は3ヶ月毎)	インバー線やワイヤーと防護用塩ビパイプの接触 インバー線やワイヤーへの異物の接触(樹木、動物) 測定レンジオーバー インバー線の疲労切断や腐食切断 (重錘の異物や防護管との接触)	目視点検・修理 枝の刈り払い、立入棚の設置 インバー線の盛り替え(や重錘の盛り替え) インバー線の定期交換 (目視点検・修理)
		2 表面クラック変位計	1～4回/年	測定レンジオーバー 設置方向と移動方向が斜交することによる動作不良	治具の盛り替え・センサーの交換 治具位置調整・センサーの交換
	地中	5 定点光波測量	測定毎	ミラーターゲットの表面の曇り・汚れ・劣化による側距不可 ミラーターゲットの脱落・方向のズレ 基準点の不動性 基準点杭の損傷・劣化 測量機の不備	清掃・交換 修復・再設置 基準点の測量・周辺部の保護 再設 検査・点検・調整
		4 地中クラック変位計	1～2回/年	ロッドとセンサーヘッドとの固定不良による緩み	計測値の確認と点検・調整
		5 地中伸縮計	1～4回/年	測定レンジオーバー	インバー線・ワイヤー・重錘の盛り替え
傾斜	地表	6 地表面傾斜計	1～4回/年	測定レンジオーバー	治具の盛り替え・センサーの交換・再設
	地中	7 地中傾斜計	1～2回/年	経年変化による絶縁抵抗の低下・不良 測定レンジオーバー	計測値の確認と絶縁チェック 再設
沈下	地表	8 水圧式沈下計	1～2回/年	ラインホースの破損や気泡の有無	ラインホース交換、脱気水再注入
水圧	地中	9 間隙水圧計	1～3回/年	経年変化による絶縁抵抗の低下・不良・センサ深度の移動	計測値の確認と絶縁チェック・調整・交換
温度	地表	10 温度計	1～2回/年	実際の温度との相違 保護箱・百葉箱・通風シュルタの腐食・損傷	周辺気象観測施設のデータとの対比 目視点検・清掃
	地中		1～2回/年	経年変化による絶縁抵抗の低下・不良	計測値の確認と絶縁チェック・調整・再設
その他	地中	11 孔内歪計	1～3回/年	経年変化による歪ゲージの劣化・絶縁抵抗の低下・不良	計測値の確認と絶縁チェック・再設
		12 ロックボルト歪計 (鉄筋計)	1～2回/年	経年変化による歪ゲージの劣化・絶縁抵抗の低下・不良	計測値の確認と絶縁チェック・再設
		13 AEセンサ	1～2回/年	定常的なAEヒット数の異常、システム系および配線の異常	システム系および配線の再検討、交換
	地表	14 雨量計	1～4回/年	受水口の目詰まりによる測定不良 転倒ます内面の汚れによる測定不良 計器の傾動	受水部のゴミ(落葉やほこり)の除去 清掃 修復
		15 地震計	1～2回/年		検査・点検・調整
全体の共通事項		※点検は表に記述した定期的なものだけでなく、台風や豪雨等の異常気象の直後についても実施する。 ※設置時には雷撃対策を施すことが望ましい。また、雷撃があった場合には点検を行う必要がある。 ※長期の計測を考慮して、設置するセンサーは防水・防錆構造のものが望ましい。また、治具や金具・アンカー・ボルト・ナット等についても、防錆材質(ステンレス等)を用いることが重要である。 ※センサーは直射日光や風雨・風雪・鳥・小動物などから防護するため、設置時に保護箱で覆うことが望ましい。また、保護箱はフレキシブルで通気性の良い構造のものが望ましい。			

(5) 正常な計測ができなくなった事例

計測を実施する上で、ノイズが発生することにより、正常な計測ができなくなる場合がある。

以下に、①異なるメーカーの計測器が混在する場合(図5.8)、②ケーブルを密集させた場合(図5.9)、③落雷による影響(図5.10)、④落石でケーブルが破損した場合(図5.11)、⑦計測器内部の異常(図5.12)等の計測データの例を示す。

図5.8は、異なるメーカーの表面クラック変位計を同じ場所に設置したことによって、電気的なノイズが生じたと考えられる例である。これに関しては、メーカーを統一することでノイズの発生がなくなったため、メーカーが混在したことでノイズが発生していたものと想定される。表面クラック変位計に限らず、異なるメーカーの同じ種類の計器を設置する場合には同様のノイズが予想されるが、どのような組み合わせでノイズが発生しやすいかについては、現時点では経験に基づく判断しれないと思われる。予防措置として、同一種類の計器は同じメーカーに統一することである。

図 5.9 は、地中傾斜計で、ケーブルの密集によって電氣的な干渉が生じてノイズが発生していると思われる例である。ケーブルを分散させることで対処する方法が考えられるが、地中傾斜計のように1つのボーリング孔に多数のセンサーを設置する計器の場合にはケーブルが密集することは避けられないため、絶縁性を強化することが考えられる。

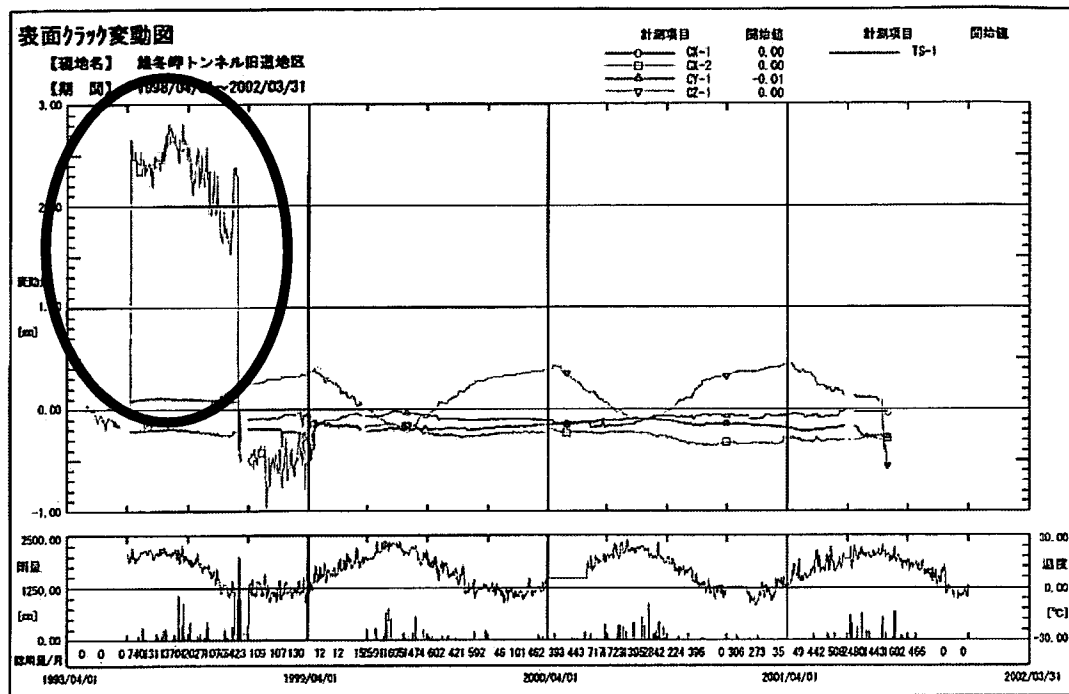


図 5.8 異なるメーカーの計測器が混在することによってと思われる計測ノイズの例

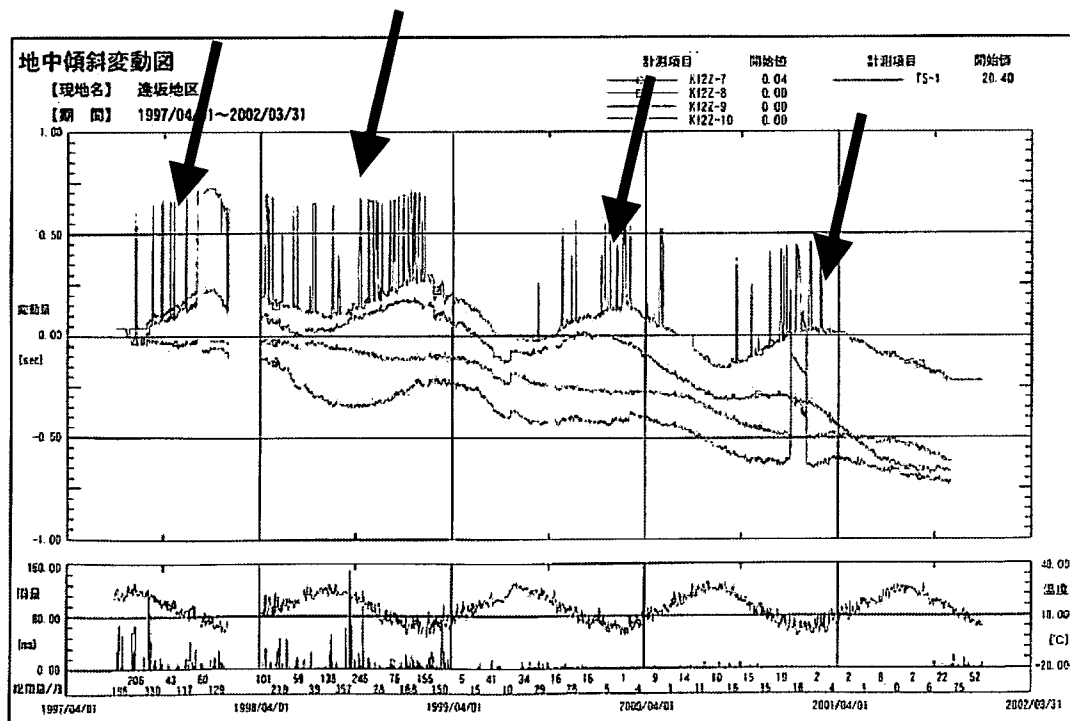


図 5.9 ケーブルの密集による干渉によってと思われる計測ノイズの例

図 5.10 は落雷による停電の例で、復帰後の計測値がシフトしてしまっている。停電に関しては無停電電源装置を設置しておけば、ある程度対処可能であり、システムの設定で自動的に復旧することも可能である。一方、雷の発生による電磁誘導の影響は電気信号による通信を行う限り避けられないものと考えられる。

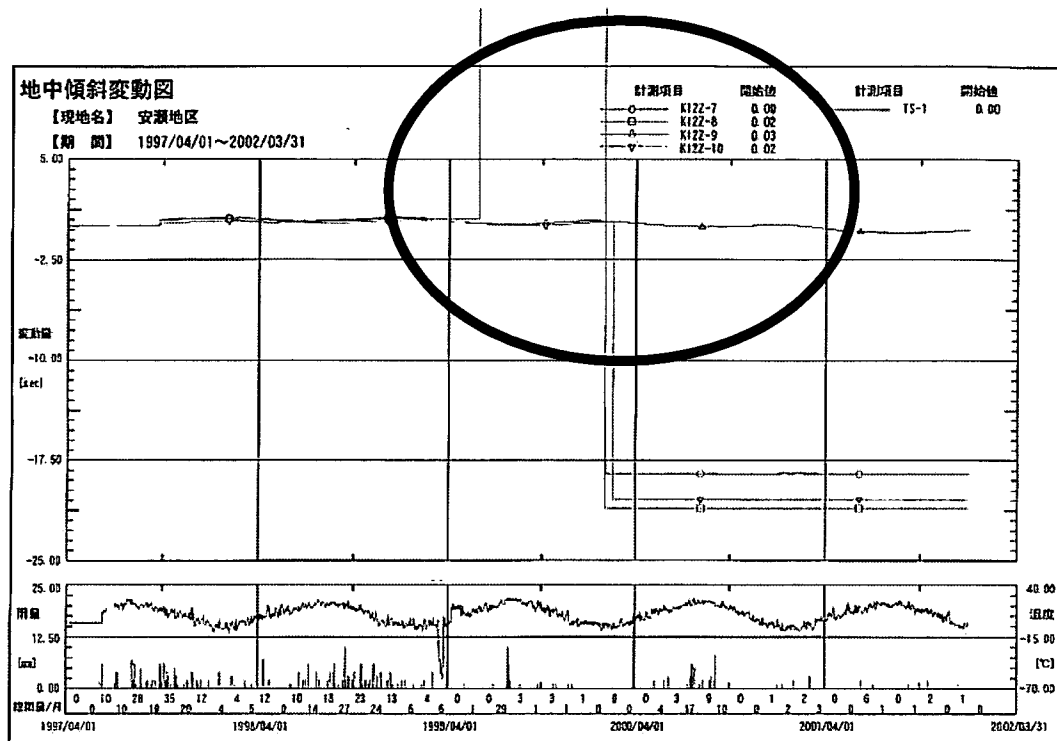


図 5.10 落雷による停電の例

図 5.11 は落石で地中クラック変位計のセンサーケーブルが破損した場合の計測値の例である。落石によらず、センサーケーブルが破損した場合には交換するしかないため、ケーブルを保護管で防護するなど、事前に対策を講じておくことが望ましい。

図 5.12 は、地盤伸縮計の部品の一部が破損してインバー線が伸びきってしまったために異常値が計測された例である。このような計器破損の場合には可能であれば回収して再設置が望ましいが、地形等の条件的に不可能な場合には計測継続不能となる。計器の種類によってノイズの現れ方が異なるが、計器やシステムが老朽化してくるとノイズが増加する傾向があるため、計測開始からある程度の期間が経過してから増加するノイズの場合には、老朽化の可能性を考慮して、再設置等の可能性を検討する必要があるものと考えられる。

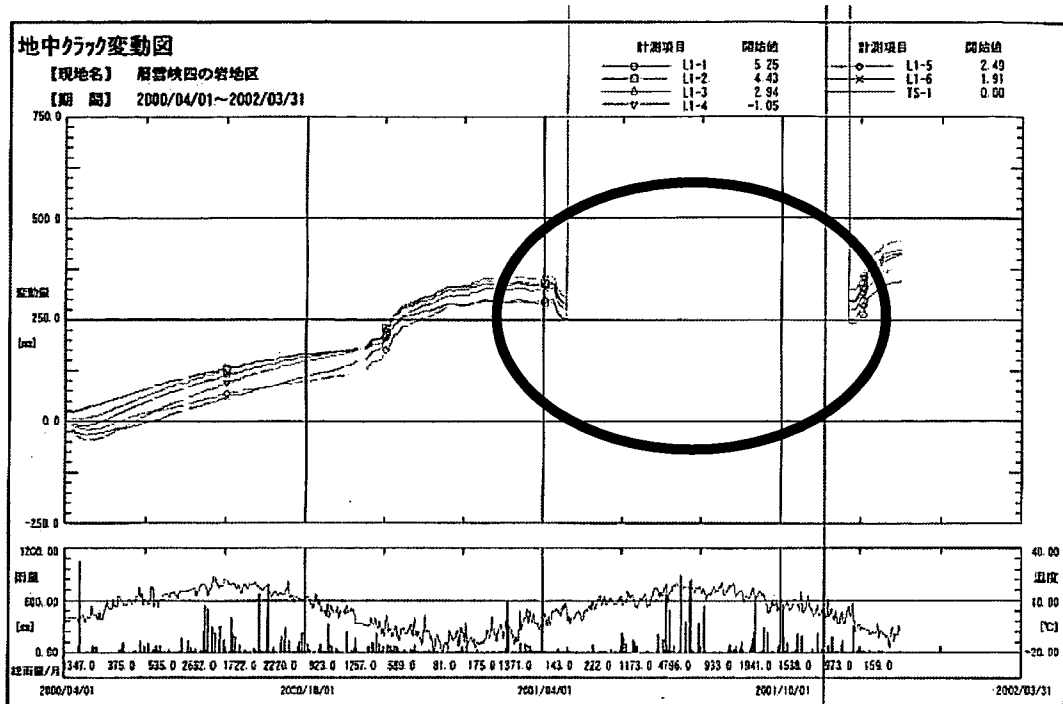


図-5.11 落石でセンサーケーブルが破損した例（四の岩地区）

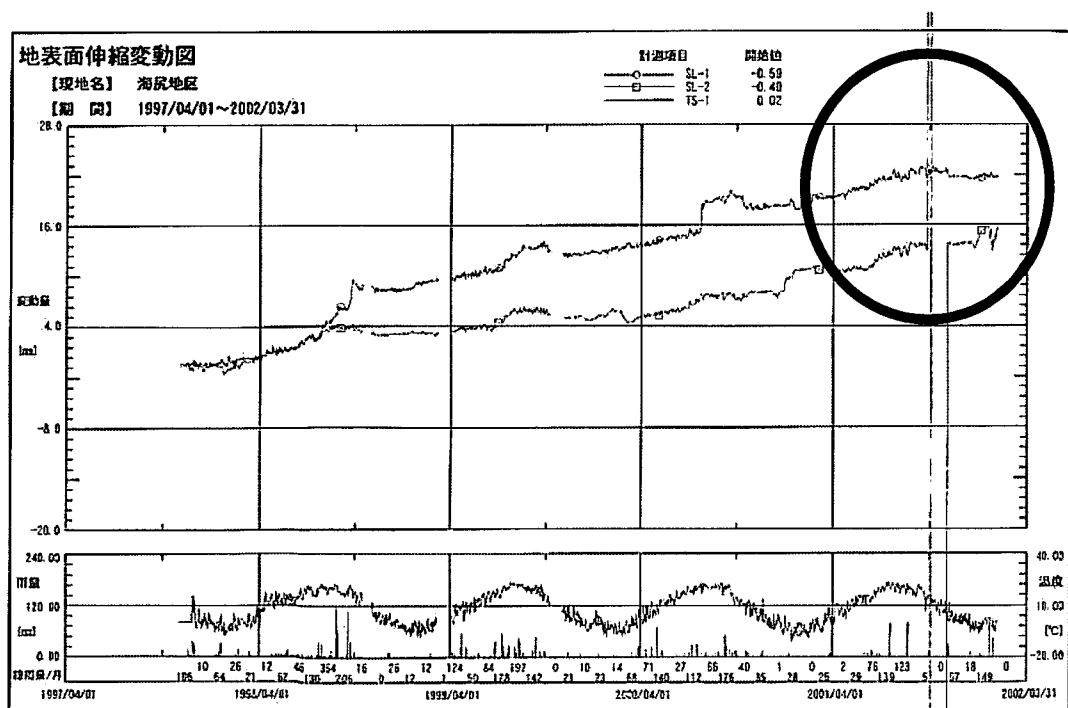


図-5.12 計器内部品の破損による異常の例（海尻地区）

（地盤伸縮計で、計測開始から4年間後に老朽化でインバー線が伸びきったため、突然引張量の急激な増加が現れた例）

5-3 計測

計測は、キャリブレーション、通常計測、異常時計測の各計測段階に適した計測を行う。

5-3-1 キャリブレーション

通常計測を開始した初期の段階では、設置した計測器の動作状況や得られたデータの信頼性を確認するため、キャリブレーションを行う。

さらに岩盤崩壊モニタリングのように微少な変動を計測する場合、得られたデータには実際の岩盤の挙動以外に気温の変化などの影響を受けた日周期変動や月周期変動、年周期変動が見られることが多い。したがってデータが岩盤の実際の累積変動を示しているのか否かを判断するためには、温度相関による基底変動量を事前に把握しておく必要がある。

したがって、計測初期段階の1ヶ月程度の期間については計測頻度を1回/1時間程度とし、必要な場合にはさらに期間を延長する必要がある。

5-3-2 通常計測

通常計測は、岩盤斜面の変動を長期間にわたって計測し、崩壊に先立つ微少な累積変動等の前兆を捉える目的で実施する。計測データは計測計画で定められた頻度で整理され、周期的な変動やノイズを考慮した上で分析されることになる。

データ分析の結果、岩盤斜面に有意な変動が検出され、崩壊発生の可能性があると判断された場合は、計測計画で定められた異常時計測の体制に移行するとともに、現地踏査を実施し、岩盤の状況変化について直接観察する。また、可能ならば専門家等の判断を仰ぐことも必要となる。

5-3-3 異常時計測

異常時計測は、豪雨や地震等の外力によって岩盤に異常が生じたと判断された場合、あるいは日常の変動幅に変化が生じたり、日常みられなかったような急激な累積や、有意な累積性があると判断された場合等、落石などの前兆現象崩壊があり、崩壊が近いと判断されたとき、計測器を増強したり計測頻度を密にして計測することにより岩盤斜面の崩壊時期を予測するために実施する。

異常時計測の段階では崩壊時期の予測結果によっては、通行規制などの防災対策についての検討も行う必要が生じる場合がある。

5－4 計測期間中の安全管理と連絡体制

計測期間中は安全管理を徹底し、状況に変化があった場合は、事前に定めた連絡体制に基づき、迅速にその状況を伝達し、対処する必要がある。

- ① 岩盤状況の確認等で現場に近づく場合には、周辺の状況や落石の発生痕跡の有無などに注意を払い慎重に行動するよう心がける必要がある。なお、異常時計測期間中に際してはさらに迅速・的確な状況判断を要する。
- ② 落石が頻発したり、累積傾向が急に速くなったり、緩急を繰り返すようになると危険である（崩壊の前兆現象については7章を参考）。崩壊時期が近づき、危険な状況に陥ったとき、安全が確認されるまで現地に近づいてはならない。
- ③ 変動の累積パターンや累積速度の変化、肉眼での状況の変化などがあった場合は、その状況が迅速に関係者に伝達されるように、あらかじめ連絡体制を定めておく必要がある。
- ④ また、異常現象に対する評価や道路管理や計測体制の変更について、適切な判断を下しながら対処する必要があることになるので、それらの手順および最終的な判断を下す責任者をあらかじめ定めておく必要がある。

第 6 章 計測データの整理及び分析

6－1 計測データの整理

6－2 計測データの分析

第6章 計測データの整理及び分析

対象岩塊に有意な累積的変位・変形があるかどうか、また発生している場合はその位置、原因等を把握する目的で、計測データを整理し、総合的な分析を行う必要がある。

図 6.1 に計測データの整理と分析手順を示す。

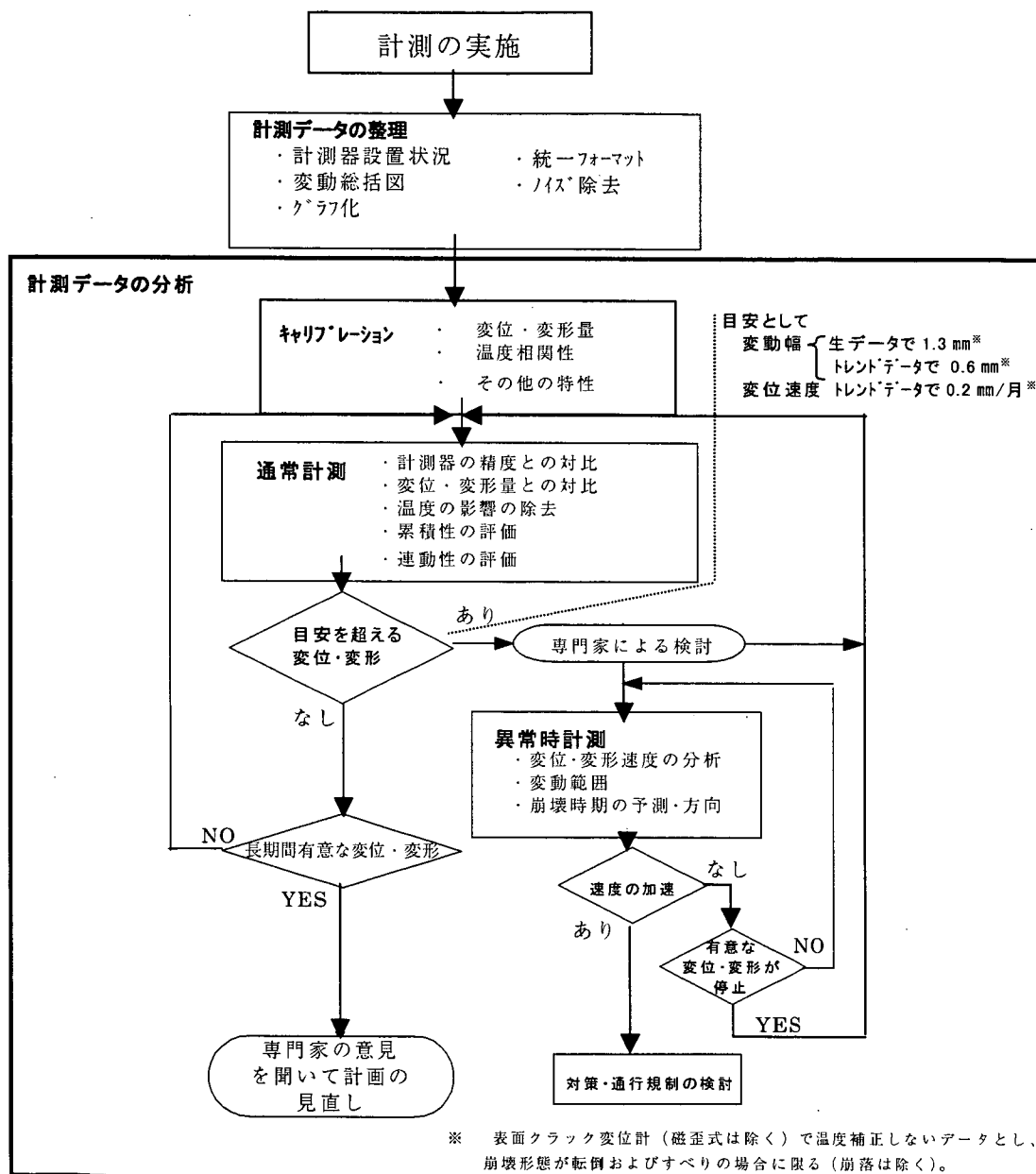


図 6.1 データ整理・分析のフロー

6-1 計測データの整理

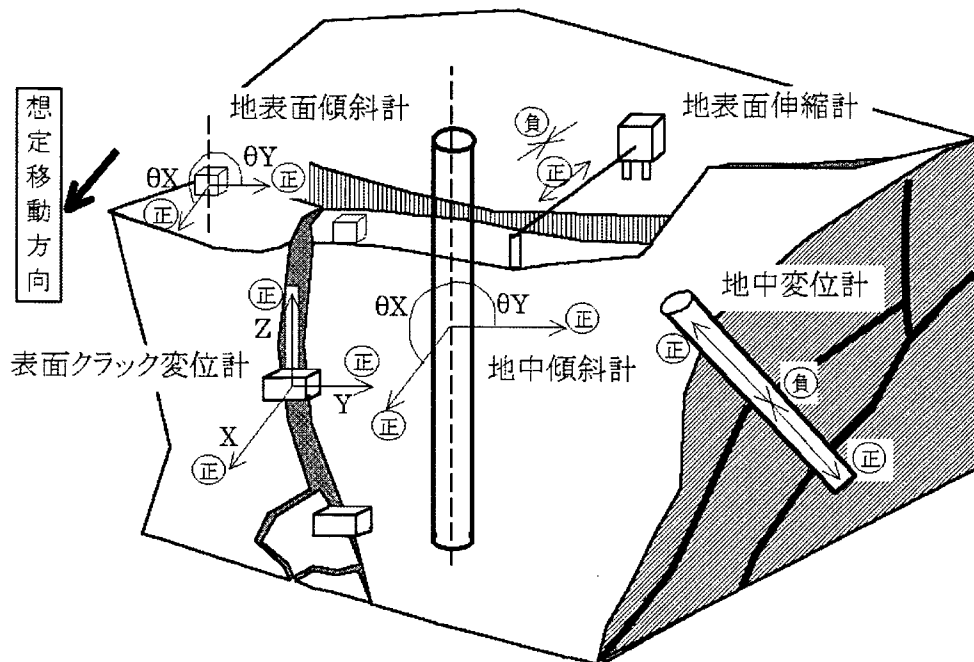
計測データの整理では、計測器の設置位置や設置方向を整理し、複数の計測器の時系列変化の関係を把握できるように変動総括図を作成する。

6-1-1 計測器配置図の作成

計測器の設置位置や設置方向を整理するために、図 6.2 に示すような座標系を設けた計測器配置図を作成するのが望ましい。具体的には、各計測器の配置、X Y 成分の方向、正負の極性を立体的に描いた図を作成し、計測データと計測位置の関係を把握できるようにする。この際、方向や極性は、現場毎、計器毎に統一するのが良い。

6-1-2 データ整理シート

データ整理シートを作成し、計測器の種類、設置位置・方向、計測器番号、計測時刻を明確化した上で計測データを整理する。その際、データロガーで収集されたデータを表計算ソフト等に取り込んで処理すると効率的である。



- ① 地表面傾斜計・地中傾斜計は、平面図上での想定傾動方向を θX 成分の正とする。また、それに直交する方向を θY 成分とし、向かって右側を正とする。
- ② 表面クラック変位計は、クラック面をXZ面とし、X成分は岩盤面に直交する方向（せり出しの方向を正）とし、Y成分は岩盤面に平行な方向（クラックが開口する方向を正）とし、Z成分は鉛直方向（上へズレる挙動を正）とする。
- ③ 地中変位計・地表面伸縮計は、短縮変位を負とし、伸張（膨張）変位を正とする。

図 6.2 計測器配置図の例

6-1-3 グラフ化と変動総括図の作成

各計測器の変位・変形の累積量の経時的な推移を検討するために、経時変化グラフを作成する。同時に、変位・変形の要因や誘因となる温度や雨量などの気象データや複数の計測器のグラフを同じ時間軸（横軸）上でまとめ、図 6.3 に示すような変動総括図を作成する。グラフが多数ある場合は岩盤ブロックやボーリング孔毎にグループ化し、同じブロックや同じボーリング孔の計測データを比較できるようにする。

変動総括図は、変位・変形の原因（誘因）、形態、範囲、計測器相互の関連性等を推定する際に効果的である。変動総括図は計測データの分析を行う上で最も重要なものであるため、定期的に作成する必要がある。また、変動総括図のグラフを作成する場合は、グラフタイトルや軸タイトル、目盛り、凡例等が明確になるよう注意する。

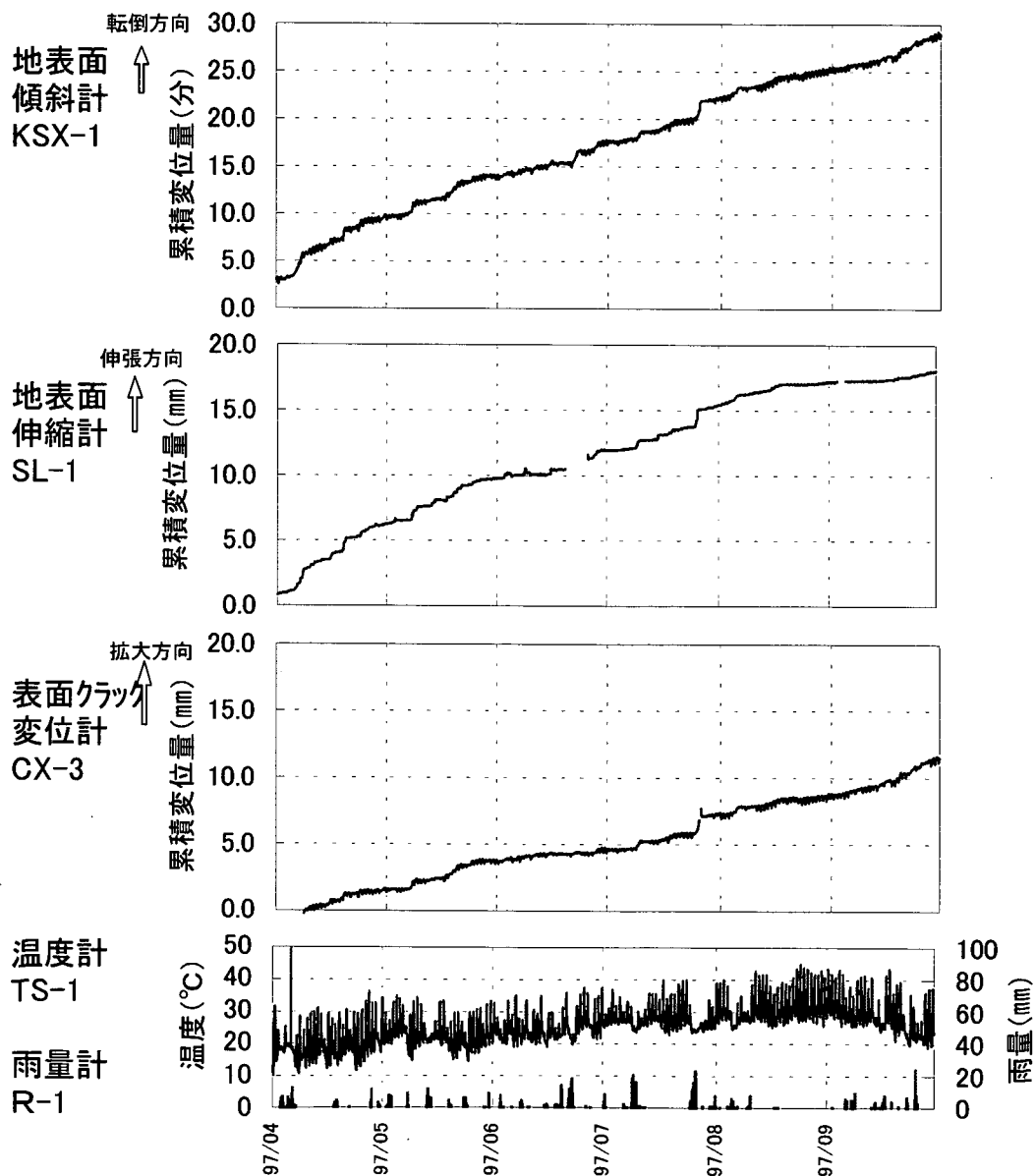


図 6.3 変動総括図の例

6-1-4 明らかなノイズデータの除去および計測器盛替え時等のデータ接合

(1) 明らかなノイズデータの除去

計測で得られたデータの中には、電気ノイズなどに起因して図 6.4 のように一時的に、これまでの変位・変形域の値と異なる計測値が得られることがある(参考:5-2-2(5) 正常な計測ができなくなった事例)。このような場合は、変動総括図等により他の計測器のデータと比較し、計測器間の連動性の有無を確認した上で、明らかに岩盤の有意な変位・変形ではないノイズデータについては、データを除去する必要がある。

なお、原因不明なデータ異常が発生した場合やノイズデータが頻発する場合は、データの送信経路や収録システム、電源機器などを点検するなどして原因を解明し、必要な処置を行うことが必要である(4-4 計測システムを参照)。

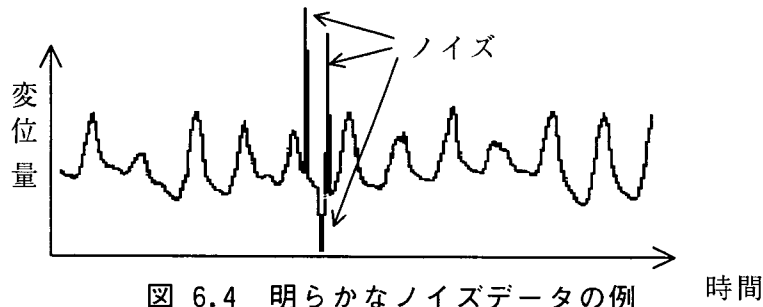


図 6.4 明らかなノイズデータの例

(2) 計測器盛替え時等のデータ接合

計測器に誤って接触した場合や、測定レンジの限界に近づいたために盛替え等を行った場合は、計測データがそれまでの状態から急激にシフトし、グラフの曲線に段差が生じる。

このように急変の原因が明らかな場合は、図 6.5 に示すように、グラフにその理由を明記し、計測データそのものは修正しないようにする。

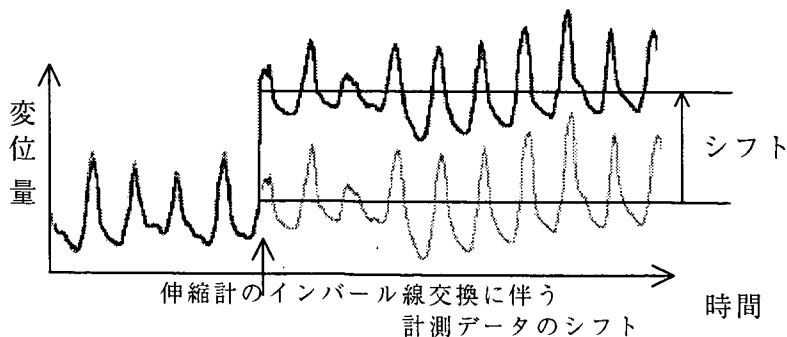


図 6.5 計測器メンテナンス時の人為的な接触によって値がシフトした例

6-2 計測データの分析

- (1) 計測データの分析の内容は、キャリブレーション、通常計測、異常時計測で異なる。
- (2) キャリブレーションでは日周期変動や年周期変動等による変位・変形幅を求めることや、他計測器との計測データの連動性について、本格的な計測に先立って把握する。
- (3) 通常計測では、周期的な変位・変形を除去した後のデータからの有意な変位・変形の累積の検出や、他計測器との連動性からの崩壊範囲の推定を行う。
- (4) 異常時計測では、変位・変形の数値、累積パターン、移動方向等からの崩壊範囲や崩壊時期の予測等を行う。加速度的な変位・変形が確認される場合は直ちに関係機関への連絡を行い、適切な対応を行う。

6-2-1 キャリブレーション

(1) 周期的変位・変形の把握

岩盤崩壊モニタリングのように微少な変位・変形を計測する場合、計測データには気温や地温等の影響による日周期変動や年周期変動が見られることが多い。また、計測器によっては潮汐の影響による28日程度の周期を持つ変位・変形が現れることもある。これらの周期的な変位・変形は計測器の種類や設置条件等によって異なるので、得られたデータが岩盤の変位・変形の累積を示すのか否かを判断する基礎データを得るため、計測開始の初期段階にキャリブレーションを実施し、計測器毎に計測データの周期的変位・変形のとりうる値を確認する。

日周期変動の幅は、24時間の計測値の最大値と最小値の差から算出する。計測日によって変位・変形幅が異なるので、計測開始初期1ヶ月程度の期間における日変動幅の最大値か、平均的な値を採用すると良い。

なお、月周期、年周期変動の幅は数ヶ月または1年間における最大値と最小値の差から求める必要があるので、時間的な余裕がない場合は通常計測を行いながら把握することもある。

図6.6に日周期、年周期変動の詳細を示す。

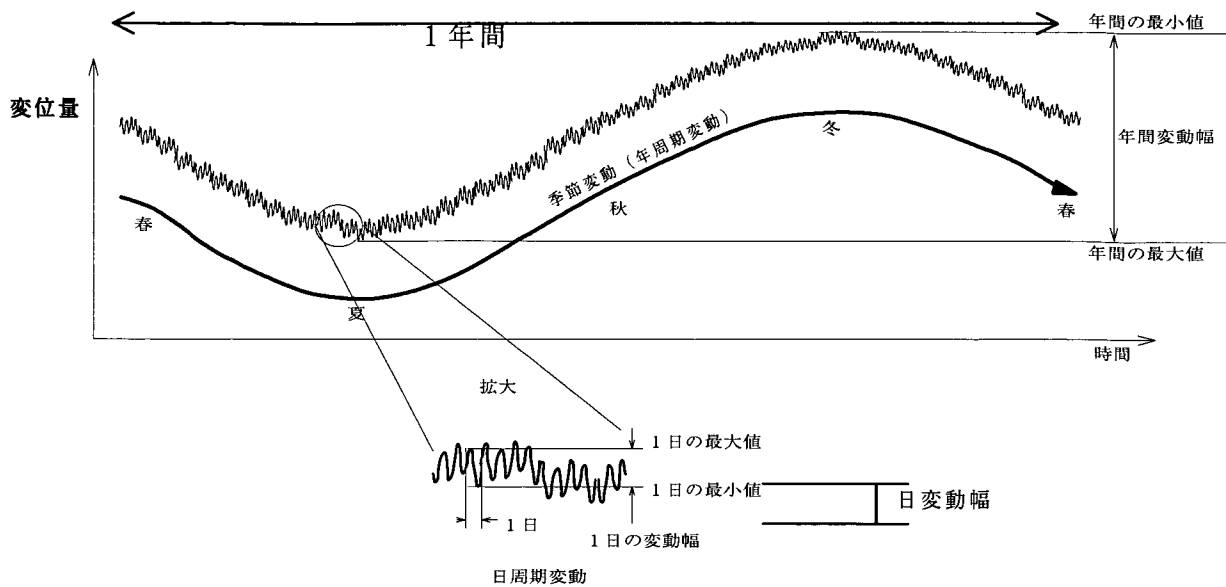


図 6.6 日周期変動と年周期変動の模式図

(2) 温度相関図の作成

計測データにみられる日周期変動や年周期変動は、温度と連動していることが多いので、計測値と温度との相関図を作成し、相関性が高い場合には回帰分析を行って、どの程度の連動性・相関性があるかを把握することができる。

温度相関図は、図 6.8 のように横軸に温度 T を、縦軸に変位・変形量（計測値） S をとった散布図に測定データをプロットし、一次回帰分析により $S(T) = aT - b$ の形の回帰直線式を求める。プロットした点を直線で結んでおくと、時系列的にどのように変化したかについても把握することができる。

温度との相関性は、計測器のメーカーや機種、また設置条件等によって大きく異なる場合が多い。例えば、計測値と温度との相関性がよい場合（図 6.7、図 6.8）と、相関性がみられない場合（図 6.9）、極性が異なる場合（図 6.10）などがある。また、日周期と年周期で、温度との関係（回帰直線式の傾き）が異なる場合（図 6.11）や温度変化の周期と計測値の周期変動の位相がずれる（遅延する）場合（図 6.12）もある。

その他、年周期変動を示しても日周期変動を示さない場合やその逆の場合や、気温や地表面温度との相関性よりも地中温度変化との相関性が良い場合、あるいは地中設置の計測器であってもセンサの一部が地表面に露出しているために地中温度変化と相関が良くない場合等、計測器や設置条件によって様々な特性をもつ。従って、各計測器毎に温度相関図を作成し、温度との関係を把握する必要がある。

なお、実際のモニタリングでは、計測値と温度との相関係数が概ね 0.7 以上の場合は、温度特性を考慮して有意な変位・変形の累積傾向の有無の評価を実施している例が多く、その中でも相関係数が概ね 0.9 程度以上と非常に相関性が良い場合は、温度影響を除去する補正計算を実施している例が多い。

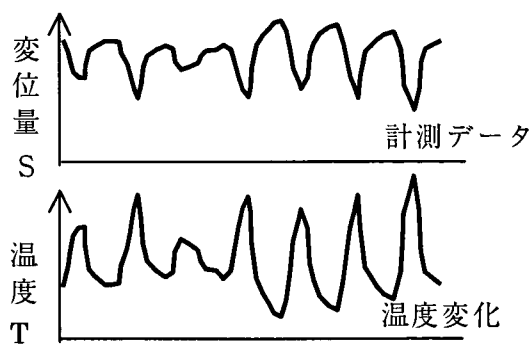


図 6.7 計測データと温度変化が連動している例 (経時変化グラフ)

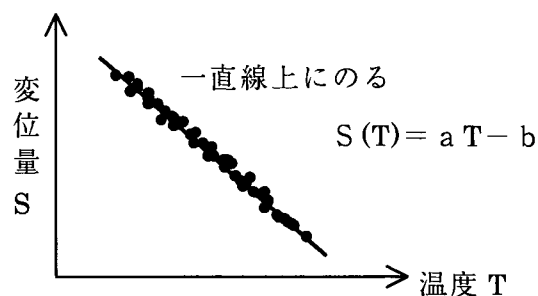


図 6.8 左図の場合の温度相関 (負の相関を示す例)

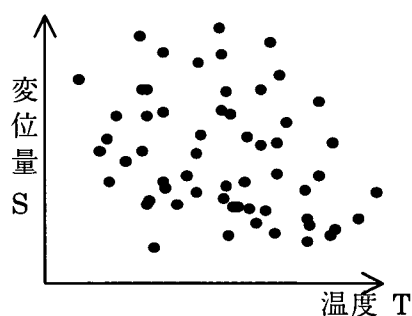


図 6.9 相関性がまったくみられない例

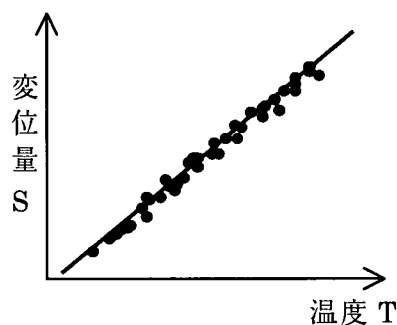
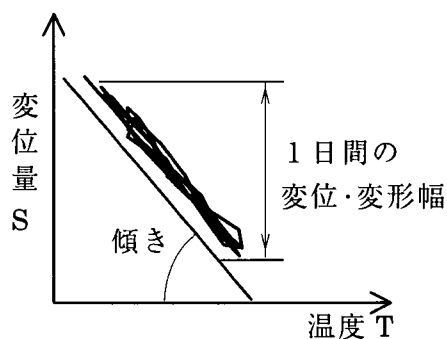
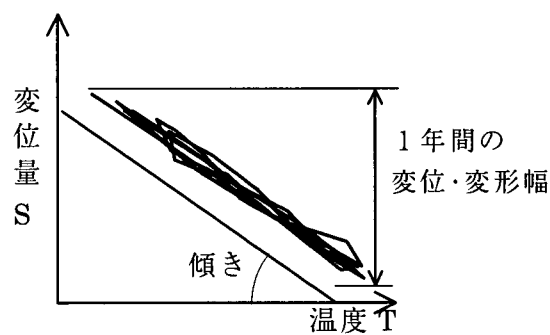


図 6.10 正相関を示す例

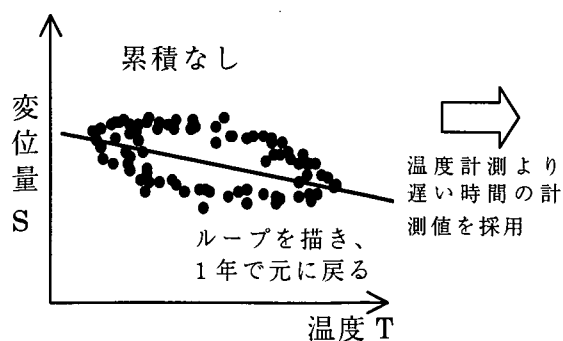


(毎時の相関 (日周期))

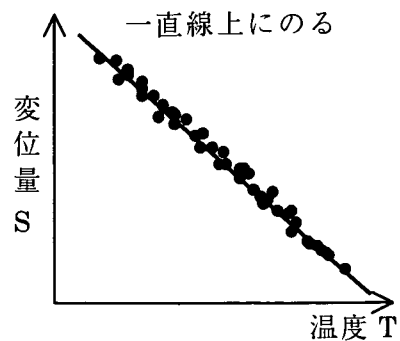


(1 年間の毎 0 時の相関 (年周期))

図 6.11 温度相関性が高いが、日周期と年周期で回帰式の傾きが異なる例



(同じ時刻での相関図)



(数時間遅い計測値を用いた相関図)

図 6.12 周期の位相が数時間異なる (遅延する) 例 (地表面傾斜計でよくみられる)

(3) その他の相関性の検討

各計測器の周期的な変位・変形量の把握の他、キャリブレーション段階で確認しておくべき内容としては、次のものがあげられる。

- ①多軸型計測器の方向成分間の相関性・連動性
- ②異種計測器間の相関性・連動性

前述の周期的な変位・変形は、種々の計測器に共通に作用すると考えられるので、計測器が正常ならば概略の変位・変形状況が一致すると考えられる。したがって、方向成分間及び異種計測器間で周期変位・変形の相関性が極端に異なるものがあった場合はその計測器に何らかの異常があると考えられ、点検を行う必要がある。

6-2-2 通常計測

通常計測では、有意な変位・変形の累積の有無を検出するために計測データの解析を行う。

計測データには岩盤斜面の変位・変形以外に計測器の誤作動、温度、潮汐、気象等の影響が含まれているので、それらの影響を除去するとともに、変位・変形の累積性、他の計測器との連動性を確認する。

図 6.13 に通常計測の実施フローを示す。

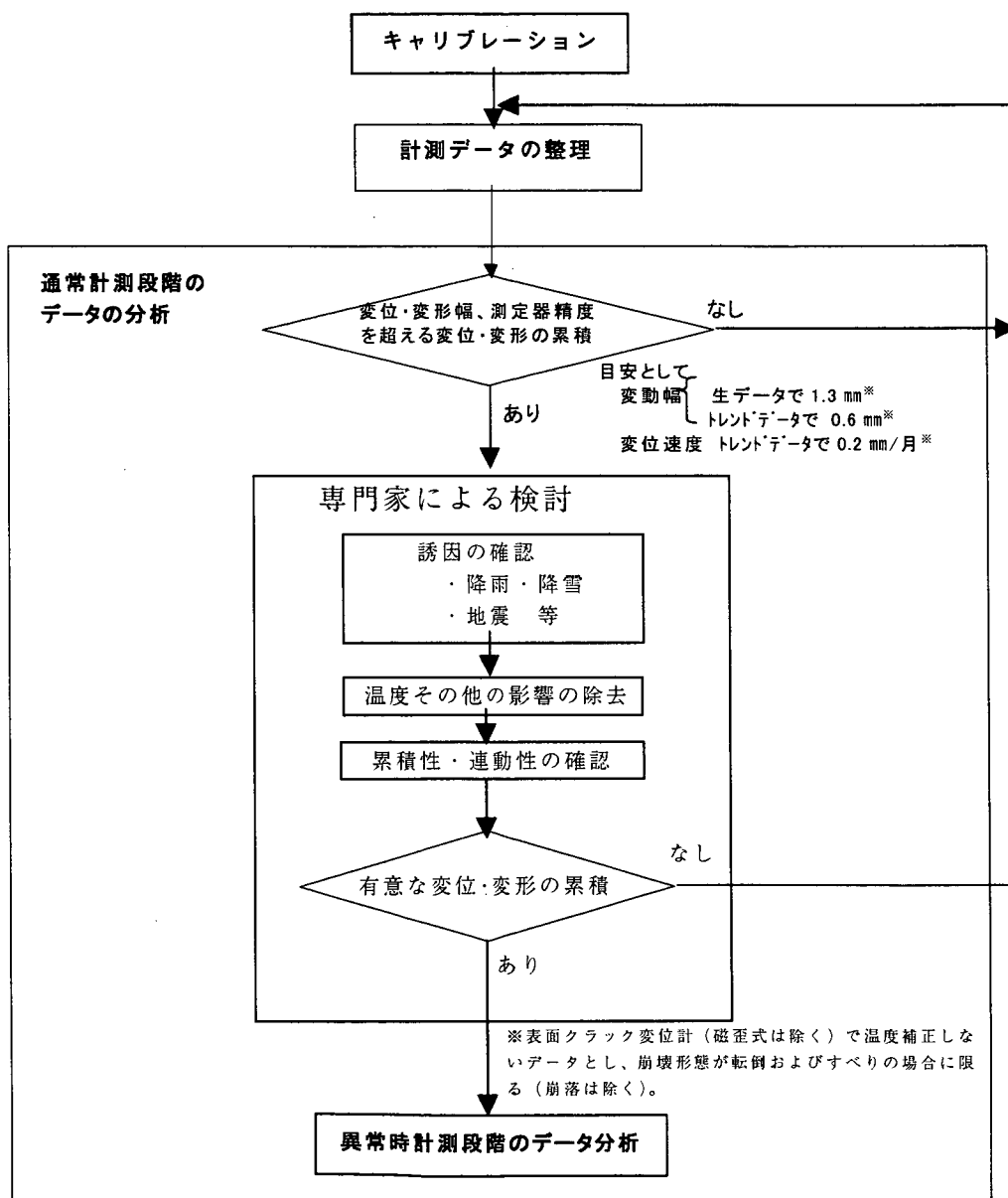


図 6.13 通常計測の実施フロー

(1) 変動幅の確認

各計測器の変位・変動幅および計測器精度と計測データに現れた変位・変形量とを比較し、岩盤に崩壊が進行しているかなどの異常があるのか、概略的に評価する。

変位・変形幅および計測器精度^{※1}を超え、しかも「生データの変動幅が1年間以内で1.3mm」、「トレンドデータ^{※2}の変動幅が1年間以内で0.6mm」^{※3}を超えるような挙動を示している場合（図6.14）は、異常時計測体制へ移行することも含め、専門家による検討が必要である。

なお、ここで示した値を適用するのはいずれの場合も表面クラック変位計（磁歪式は除く）で温度補正しないデータで判定し、崩壊形態が転倒およびすべりの場合に限る（崩落は除く）。また、変位量は計測対象とする岩体規模や計測位置で異なることが予想される。ここでは、天鳥橋西地区の事例をもとに5m³以上の規模の岩体を標準として想定している。目安値の適用にはこれらの点に注意を要する。

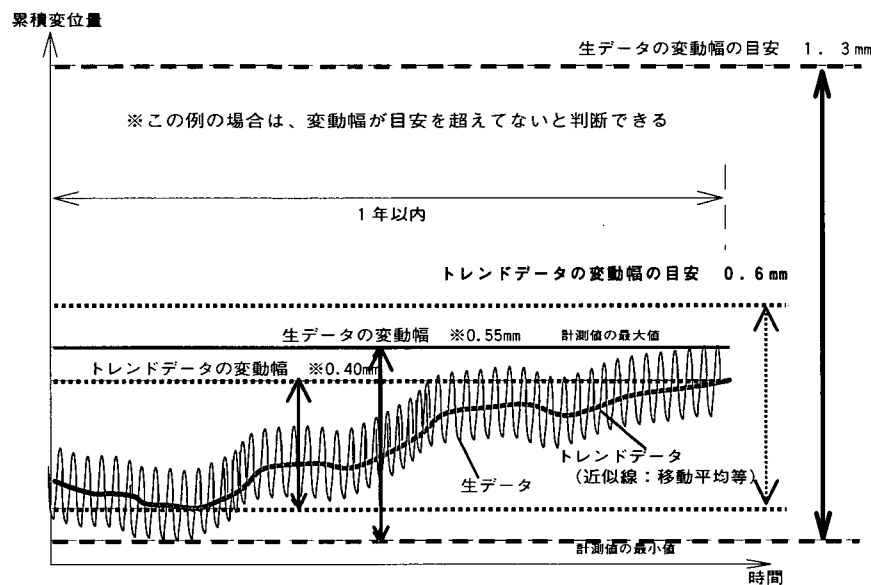


図 6.14 変動幅の確認方法（例）

(2) 変位・変形の速度の確認

トレンドデータ^{※2}から求まる変位速度が「0.2mm/月」^{※3}を超える場合は専門家による検討を要する。

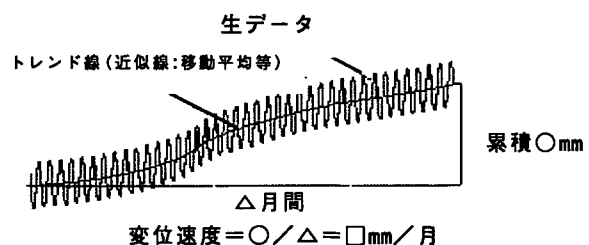


図 6.15 変位・変形の速度の分析例

※1：計測器精度の事例は巻末資料に示す。

※2：データのトレンド化は、図6.15のように、移動平均化して近似線を引くなどの方法がある。

※3：これらの目安値は本要領作成段階までの知見から定めた値のため、今後のデータの蓄積によって見直される可能性がある。

(3) 誘因の確認

周期的な変位・変形幅と計測器精度より大きな変位・変形が計測された場合、その現象が発生した時期の降雨量等の気象データや地震等のデータと比較し、これらの時期が一致している場合は、崩壊が進行することで変位・変形が発生した可能性が高い。

(4) 温度相関図による有意な変位・変形の有無の判定

計測データと温度の相関図を描き、直線的な相関関係にあったもの(図 6.16 a)が、その関係が崩れ一方に平行移動した場合(図 6.16 b)や、V字型に開く場合(図 6.16 c、d)等は、温度変化以外の何らかの有意な変位・変形が発生したことを示す。

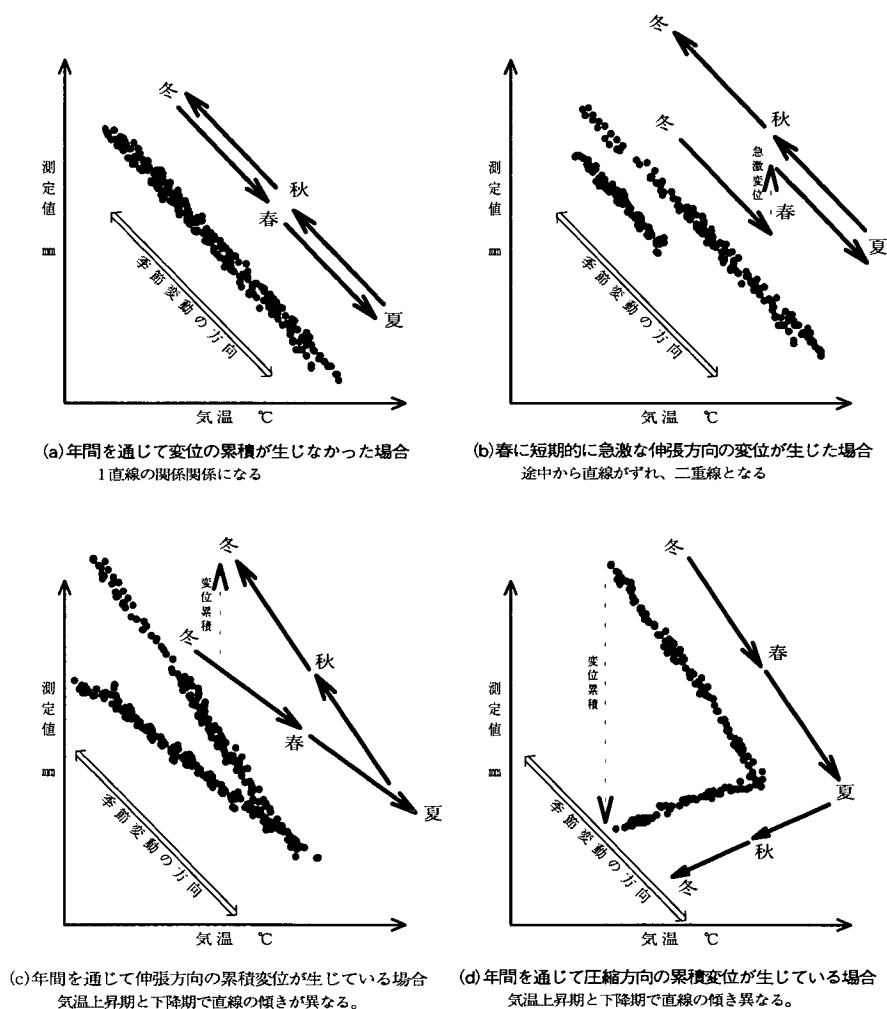


図 6.16 温度相関図による有意な累積変位・変形の有無の判定方法

(5) 温度影響の除去

温度と計測値の相関性がよい場合は、有意な岩盤変位・変形を把握するために、温度による周期変位・変形を除去した計測値に補正することも可能である。具体的な補正方法を下記に示す。また、温度補正を行って、経時変化グラフを作成した例を図 6.18 に示す。

①図 6.17 に示すような計測値と温度との関係をまとめた温度相関図を作成する。

温度相関図を作成する際には、温度のみ影響していると想定される周期的変位・変形のデータを用いる

②作成した温度相関図の回帰分析を行い、温度と計測値の関係から一次回帰式を求める。

$$\text{一次回帰式 } S(T) = aT - b$$

$S(T)$: 温度 T の時の一次回帰式の値

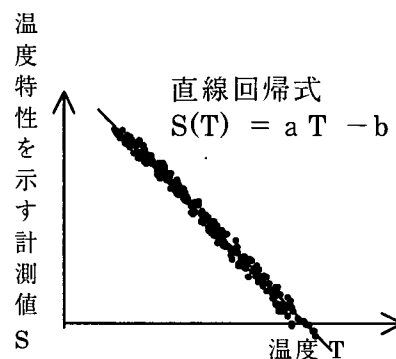
T : 温度、 a, b : 定数

③計測値から温度影響による変位・変形量を除去し、補正する。

$$\text{補正式 } S' = S_0 - S(T)$$

S' : 温度影響を補正した後の変位・変形

S_0 : 温度による影響を含んだ変位・変形計測値



(温度相関図)

図 6.17 温度相関図

なお、上記温度影響の除去（補正）は、相関係数が 0.90 程度以上で温度と計測値の相関性が非常に良い場合に行うことが多い。

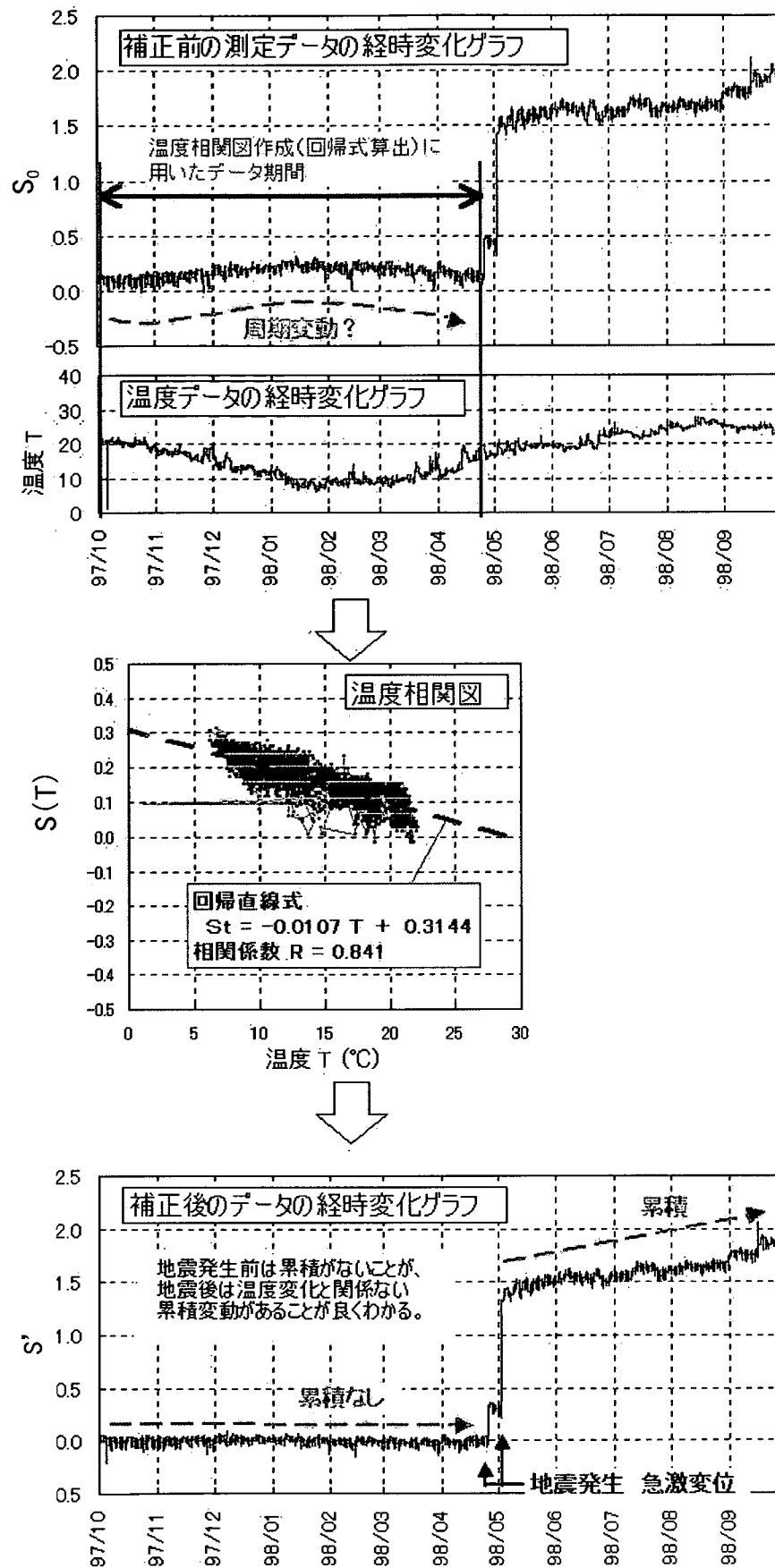


図 6.18 温度補正を実施した例

(6) その他の要因による見かけの変化の除去

その他、以下に示すような見かけの変化の除去手法がある。

①温度変化と計測値の周期変位・変形の位相差が大きい場合

図 6.19 に示すように計測値の周期変位・変形が、温度変化の周期よりも遅延している場合は、温度相関図で相関係数が良くなるように計測値を一定時間分シフトした後、上記の温度補正を行う必要がある。

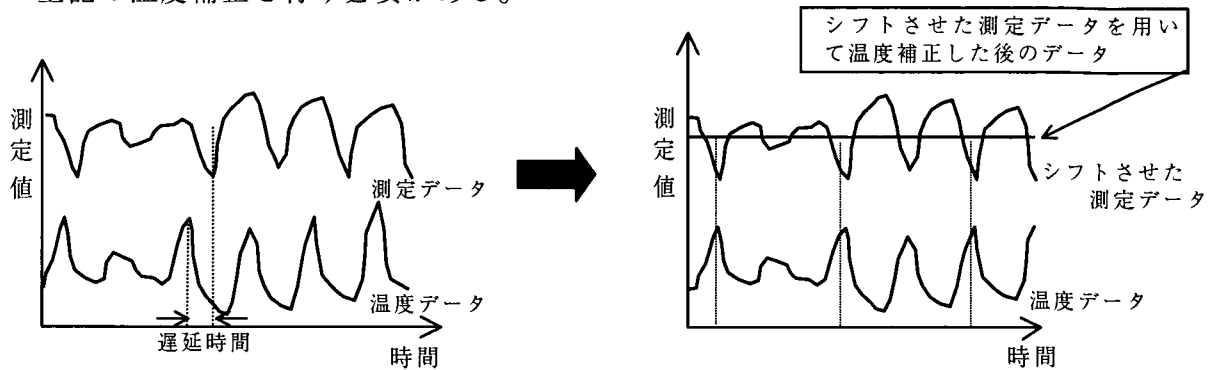


図 6.19 温度に対する計測値の遅延を考慮して温度補正を実施した例

②異常データの自動除去

計測器自身の異常、計測器設置条件の変化による異常、計測システムに起因する異常等で発生する異常データを除去する方法として、局所ARモデルを用いる方法がある。局所ARモデルによる方法は、無変位・変形、周期特性の急変、ホワイトノイズ、急変動を自己相関を求めることにより抽出する方法である。

③トレンド解析

計測データから環境要因を分離した正味の岩盤の挙動を抽出する方法として、トレンド解析（時系列解析）法がある [1] [2]。

(7) 変位・変形の方法と継続性の確認

①変位・変形の方法

上記で述べた方法で補正した計測データにおいて、なお変位・変形の累積が見られる場合、その方向と継続性を確認する。

変位・変形の方法が事前に推定した岩盤の崩壊形態と整合しているかについて検討する。整合性があれば、岩盤の有意な変位・変形を捉えている可能性がある判断できる。また、整合性に矛盾がある場合でも、事前の想定が誤っている場合や、変位・変形の規模が想定より大きい場合などの可能性があるため、十分な検討が必要である。

②変位・変形の継続性

次に計測された変位・変形が連続的または断続的に見られるかについて確認することが必要である。ごく小さな変位・変形であっても、長期間連続してまたは断続的に継続する場合は、有意な岩盤の変位・変形である可能性がある。

(8) 連動性の確認

1つの計測器だけで変位・変形の累積が確認されても、同じブロックに設置した他の計測器で同様な変位・変形が確認されない場合には計測器本体や周辺機器の故障、治具の腐食等が原因となっている可能性がある。このため、上記で述べた方法で補正を行った後、変動総括図を作成し、他の計測器との連動性を確認する必要がある。

6-2-3 異常時計測

計測データに有意な変位・変形の累積が確認された場合には異常時計測段階に移行し、変位・変形の速度、方向、範囲について分析を行い、崩壊時期の予測を行う。崩壊時期の予測方法については、7章で詳しく述べるので、ここではその前段階として、崩壊予測に用いるデータのとりまとめ方法について述べる。

異常時計測段階で把握すべき項目としては、次の項目が挙げられる。

- ①変位・変形の速度
- ②変位・変形の方向
- ③変位・変形の範囲

(1) 変位・変形の速度

変位・変形の速度は、 $\text{mm}/\text{分}$ 、 $\text{mm}/\text{時}$ 、 $\text{mm}/\text{日}$ 、 $\text{mm}/\text{月}$ 、 $\text{mm}/\text{年}$ のように、変位・変形の大小に応じた時間の単位で示す。また、傾動量の場合は、 $\text{度}/\text{日}$ 、 $\text{分}/\text{日}$ 、 $\text{秒}/\text{日}$ のような単位で計測されることが多いが、データ分析時は $\text{rad}/\text{日}$ に換算すると取り扱いやすい。

スティックスリップ型の累積パターンが見られる場合は、図 6.20 に示すような近似直線（接線）を設定し、変位・変位・変形速度を算出する。また、急激な変位・変形が断続的に起こる場合は、その発生間隔等の特徴についても記録する。

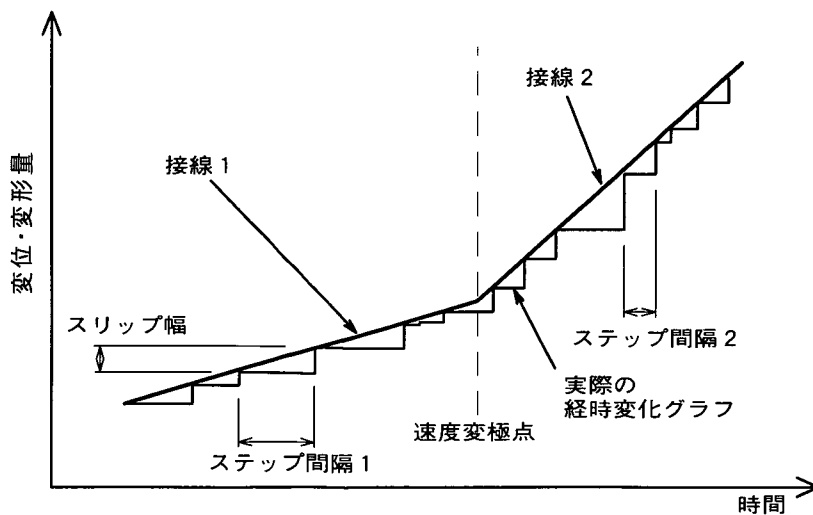


図 6.20 スティックスリップ型累積パターン時の近似直線の設定

また、地震時等には岩盤が急激な変位・変形を示し、その後、緩慢に累積現象が継続した後、徐々に減速することがあるので注意を要する（図 6.21）。

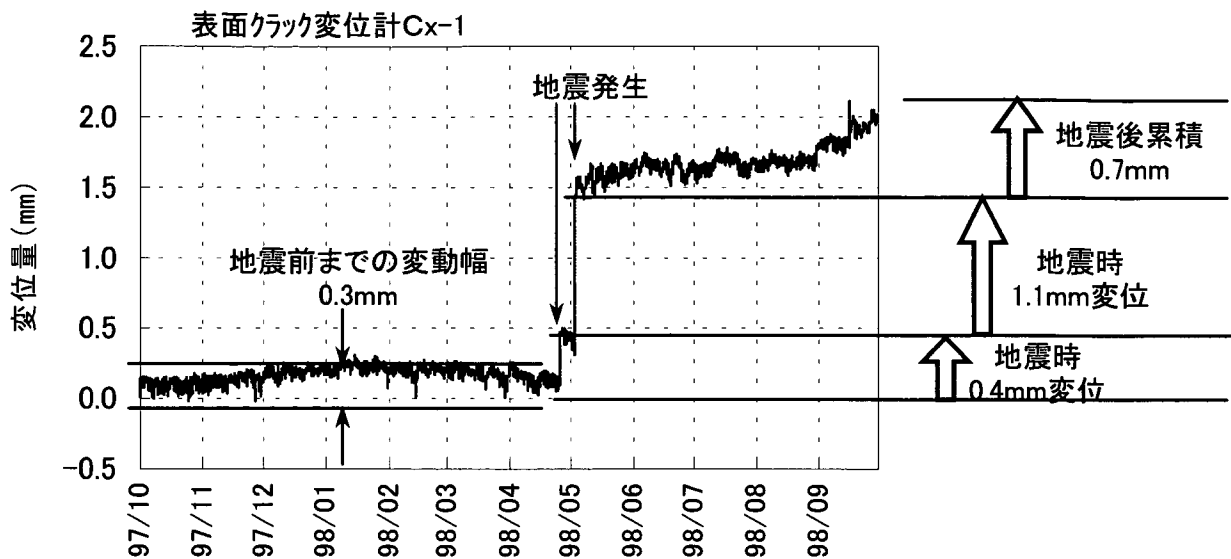


図 6.21 地震前後の挙動の例（赤沢地区）

（２）変位・変形の方

変位・変形が、当初推定した崩壊形態や移動方向、運動機構と整合しているかを確認し、実際の状況と大きく異なる場合は、改めて計測計画を見直すこととする。

以下に変位・変形方向の分析方法を述べる。

①変位方向や傾動方向の分析

X Y方向など2成分での計測器間相関図（散布図・ベクトル図）を作成し、変位方向や傾動方向を確認する。

②複数の計測器による分析

同じブロック境界や同一のクラックなどに、複数の計測器を設置している場合には、図 6.22 のように設置位置や測定方向によって変位・変形量に差が出る。このため複数の計測器から得られたデータを並べて解析することによって、崩壊形態や移動方向が確認できることがある。

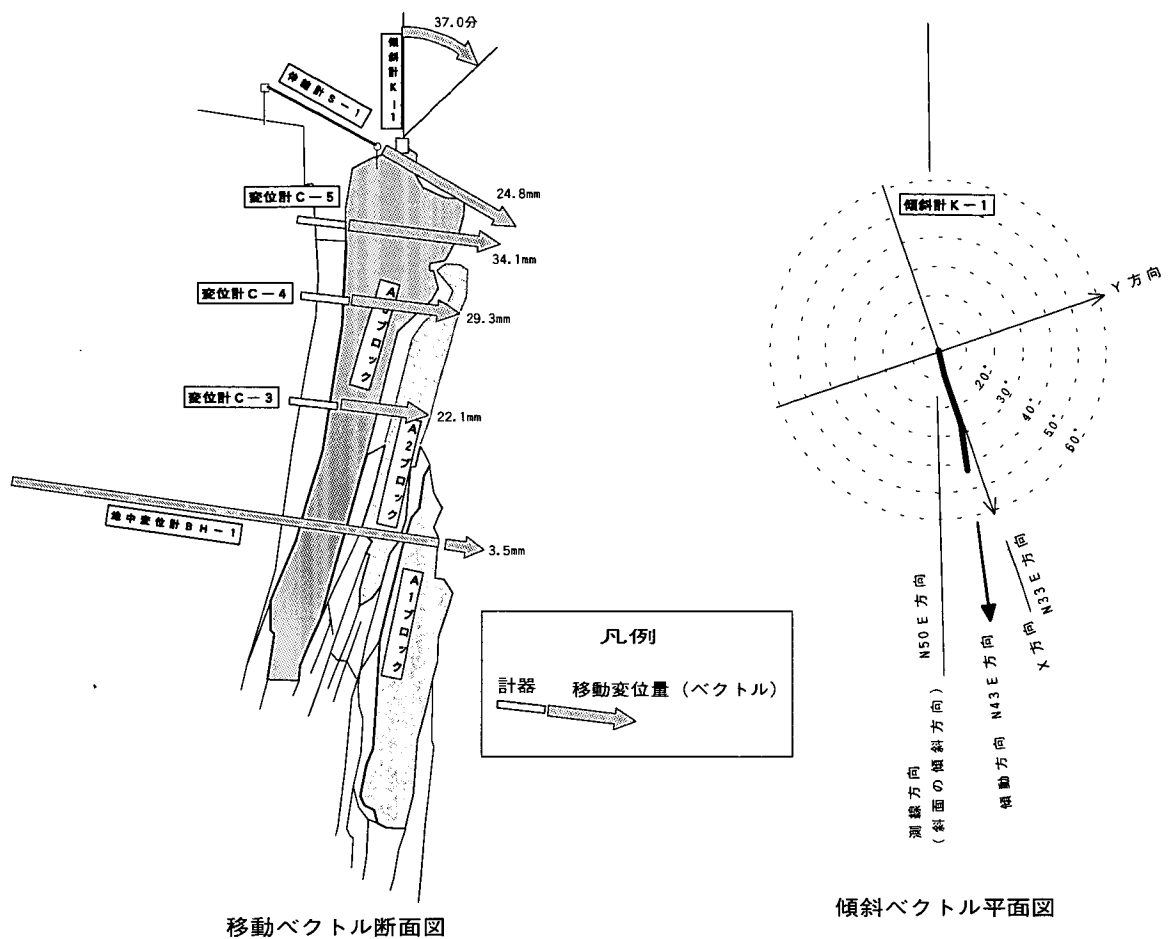


図 6.22 天鳥橋西地区での変位・変形方向解析の例

(3) 変位・変形の範囲

多数の計測器が設置されている場合は、変位・変形の累積がみられる計測器の位置から、変位・変形している岩盤の範囲を推定することができる。

また、画像による計測や、肉眼で変状進行箇所を確認する方法など、面的な計測方法で範囲を特定できることもある。

計測の結果から推定した崩壊範囲が、当初推定した崩壊範囲と整合しているかを確認し、実際の状況と大きく異なる場合は、改めて崩壊規模・崩壊形態について見直すことが重要である。

(4) 崩壊時期の予測

上記の項目を踏まえて、崩壊時期の予測を行う。詳細については7章で述べる。

6-2-4 加速度的な変位・変形が見られる場合の対応

計測データの解析の結果、加速的な変位・変形が確認される場合は、早期に崩壊にまで至る可能性があることから、緊急を要する。従って、計測計画において定めた手順・方法で、直ちに関係機関への連絡を行い、通行規制などの適切な対応を行う必要がある。

6-2-5 異常時計測の見直し

異常時計測の状態、一定期間、変位・変形の累積が見られない場合は、計測段階を一段低いレベルである通常計測に戻すなど計測段階の見直しを行う。計測体制の見直しは、累積がみられなくなってから、最低でも1ヵ月程度経過した後を目安とするが、図6.23に示すように有意な変位・変形が連続的ではなく、断続的に発生する場合があるので、異常時計測を解除する場合は、専門家を交えて十分に考慮した上で慎重な判断を要す。

仮に、通常計測に戻した後も、再び有意な変位・変形が発生する可能性が高いことから、計測データの変位・変形状況には十分に注意を払う必要がある。場合によっては、当初の通常計測の計測頻度・分析頻度よりも高めの頻度を設定するなど、監視方法について十分検討を行う必要がある。

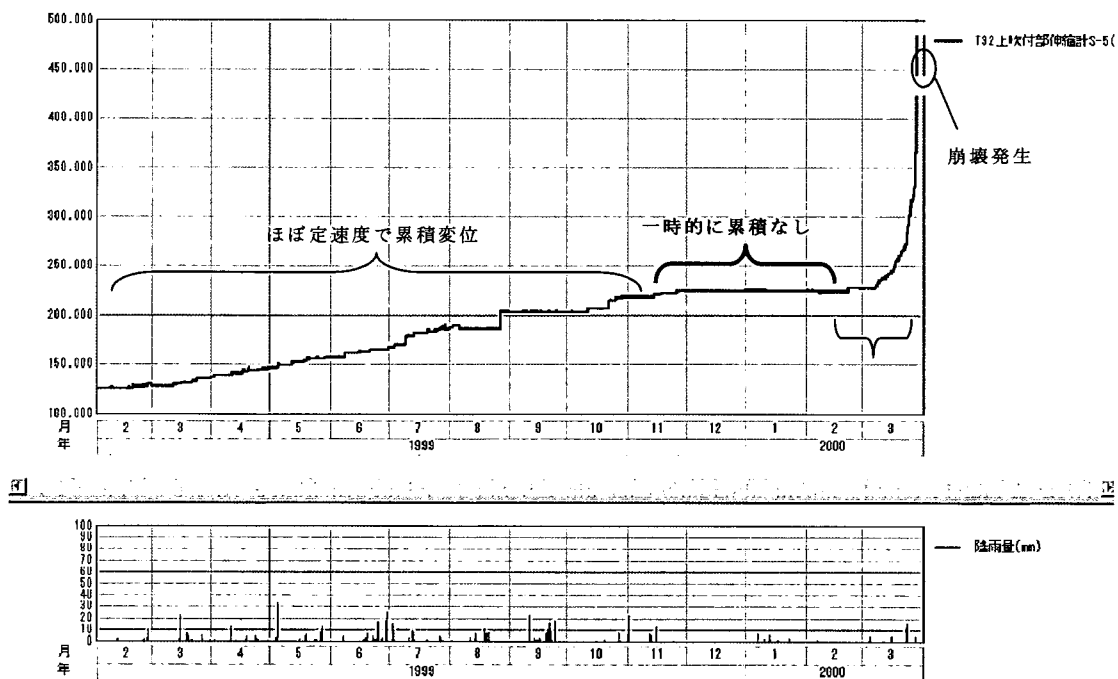


図 6.23 一時的に累積変位が見られなくなった後再び累積した事例

6-2-6 計測計画の見直し

岩盤崩壊モニタリングでは、現地調査で開口亀裂やズレ亀裂などが確認され、早急に崩壊に至ると予想されたにもかかわらず、長期間、有意な変位・変形が全く確認されない場合も多い。しかし、長期間にわたって計測を続けた結果、崩壊の前兆現象である断続的な変位やクリープ等が確認された例もある。したがって、原則としては、有意な変位・変形が確認されなくとも可能な限り計測を継続することが望ましいが、保全対象物の重要性や崩壊（災害）が発生した場合の影響度、経済性を勘案して計測体制の変更等に関して検討を行う。

一般的に、計測開始から 1、2 年目で計測データの変位・変形やノイズ発生の状況や、周期変位・変形の傾向が把握でき、3 年目にこれらについて確認することができると考えられる。したがって、有意な変位・変形が確認されず計測計画の見直しを行う場合は、計測を開始してから 3 年程度経過した時点を目安とすることが良い。

見直し後の計画としては、次のような計測体制の変更案が考えられる。

案①：現計測体制を継続

案②：計測頻度や整理分析頻度を縮小

案③：計測器数を縮小

案④：防災カルテによる点検への切り替え

案⑤：恒久的な対策工事を実施し、通常の巡回等による管理への切り替え

これらの判断については、路線の重要度、計測器やシステムの維持管理の容易さ、点検の容易さ、対策工の容易さなどを考慮し、専門家を交えて十分検討を行うようにすべきである。

参考文献

- [1] 石黒他、潮汐データ解析-BAYTAP プログラムの紹介、統計数理研究所報、vol.32(1984)
- [2] 北川他、時系列解析の実際Ⅱ、統計科学選書(1985)

第 7 章 崩壊の前兆現象とその評価

7-1 前兆現象

7-2 崩壊の予知・予測の可能性

7-3 崩壊の予知・予測の実例

第7章 崩壊の前兆現象とその評価

7-1 前兆現象

- (1) 崩壊の可能性がある岩盤斜面では、人間が感覚による監視によって崩壊が間近に迫っていることを示唆する兆候が捉えられる場合がある。
- (2) 崩壊の発生時期を予測するには、斜面の変動量(移動、傾斜、沈下)を適切に計測し、評価することが必要である。

「何の兆候も示すことなく、斜面が崩壊することはめったにない」(Hoek and Bray,1984)ということは、現状で広く認められている。ただし、前兆現象が微少であり人間の感覚で捉えるのが難しく、また前兆現象が確認されてから崩壊が発生するまでの時間が非常に短い場合があること等から、崩壊の発生時期を予測するため、人間の感覚による監視の補助手段として計測が必要となる。

しかし、計測によって微小レベルの崩壊の前兆現象を捉えることができたとしても、現在までに得られた知見では崩壊の時期を正確に予測するまでに至っておらず、数ヶ月の誤差を含んだ予測しかできないのが現状であることを念頭に置く必要がある。

7-1-1 監視で捉えることができる前兆現象

人間の感覚による監視で捉えることができる、岩盤崩壊の前兆現象を以下に整理する。

A. 崩壊の危険性を示す前兆現象

- ① 斜面内及び頭部の亀裂・陥没穴
- ② 耕地、道路の亀裂・陥没穴・段差
- ③ 電柱・落石フェンスなどの変状
- ④ 切り土面に現れた流れ盤状の断層面および古い地すべり面
- ⑤ 斜面からの湧水
- ⑥ 新たな鉛直成長線が見られず傾いた木立の存在。

B. 崩壊が迫っていることを示す前兆現象

- ① 斜面や崖面から岩石片や砂が連続的に落下
- ② 湧水の異常な濁りと水量の変化(湧水が急に止まったり、濁ったり沢水の流量が変化)
- ③ 電線その他架空敷設ケーブルが大きく揺れ動く
- ④ 地盤に振動や地鳴りが発生
- ⑤ 風も無いのに樹木の枝葉が擦れ合って音を出したり、立木の根切れ音がする

Aの前兆現象が確認されてから崩壊するまでは比較的時間の余裕があるが、Bの場合は、崩壊までの時間が非常に短い場合が多く、緊急処置を講ずる必要がある。

Bの前兆現象の例として、図-7.1に北海道の国道229号第2白糸トンネルで発生した2度目の岩盤崩落におけるその周辺の落石・小崩壊の発生件数と崩壊までの経過時間の関係を示す。図-7.1を見ると特定の時間帯に落石が集中的に発生していることと、崩壊時刻が近づくにつれ、落石・小崩壊発生件数が多くなる傾向があることがわかる(神尾他 1997)。

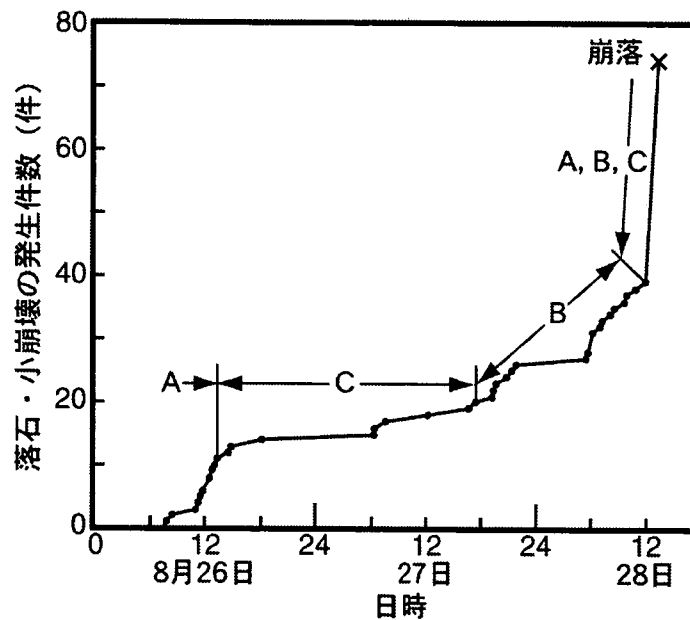


図-7.1 落石・小崩壊の発生件数と時間の関係 (神尾,他 1997)

7-1-2 計測で捉えることができる前兆現象

計測を行うことにより比較的容易に捉えることができる兆候には、地表の移動、傾斜、沈下及び地中の傾斜がある。これらの計測データを用いた斜面崩壊発生時刻の予測方法としては、土のクリープ変形特性を応用した方法が用いられている。

これらの計測データを用いて描いた斜面の累積変動量－時間曲線には一定のパターンがあり、パターン毎に危険度が異なる。図-7.2 にパターンを模式的に示すとともに、表-7.1 にパターン毎の危険度の一般的な評価を示す。

表-7.1 累積変動量－時間曲線のパターンとその一般的評価 (Feltus,1993 に加筆)

パターンの番号	パターン	危険度の評価
①	安定型	変動がない。
	休止型 (Dormant)	変動はないが危険度が高い、または変動認められるが危険度が低い。
②	減速型 (Regressive)	変動が観測され、崩壊の危険度が高い。
③	定速型 (Transgressive)	崩壊への進展が心配される。
④	加速進行型 (Progressive)	崩壊の進行を確定。
⑤	緊急加速型 (Critical)	崩壊の切迫を示す加速変動。
⑥	スティックスリップ型	比較的長い停止期間と短時間に急激に変動をするパターンを繰り返す。

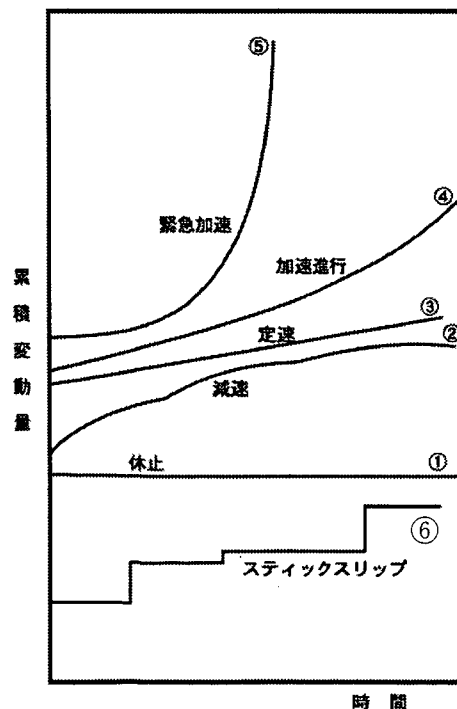


図-7.2 各種斜面変動パターン
(Feltus,1993 に加筆)

軟岩から構成される斜面などで、不連続面が粘土を挟在したり前駆的な変位が大きく残留強度に近い場合は、連続的な変動を生じやすい。

一方、亀裂性の硬岩から構成される斜面などで、不連続面が粗く移動岩体を構成する岩塊が相互にかみ合っている場合や、キープブロックが抵抗している場合などは、破壊面でのダイラタンシーや歪みの解放に伴い、変位の進行と停止を繰り返しながら徐々に移動するスティックスリップ型の動きを示すことが多い。

7-2 崩壊の予知・予測の可能性

- (1) 「岩盤斜面崩壊発生の予知・予測」とは、発生の場所、規模と形態及び時期の3要素を明らかにすることである。その中で、崩壊時期の予知が最も困難で重要な要素である。
- (2) 発生の場所、規模と形態については「第4章調査」で記述した。
- (3) 崩壊時期を予知・予測する方法には、以下に示す2つの方法がある。
 - ① 崩壊ブロックの限界変位・変形量を定め、それに至る時刻から崩壊時期を決定する方法
 - ② 変位・変形量の時間的な変化を解析して崩壊時期を決定する方法
- (4) 崩壊時期は、上記2つの方法を併用して予測することが望ましい。

オーストラリアにおいて露天掘り鉱山の急斜面をモニターした経験によれば、ひとたび異常な変動が観測されたならば、亀裂および断裂が形成された斜面はその75%が崩壊する。それらは3ヶ月以内に30%、1年以内に45%、2年以内に60%が崩壊している。しかし、クリープ変動を数十年にわたり継続した鉱山の斜面の例もある(Sullivan, T.D. 1993)。このようなばらつきは、岩盤斜面内部の構造の複雑さに起因していると思われる。

7-2-1 極限平衡解析を用いた崩壊時期の予測方法

ここでは極限平衡解析から崩壊に至る限界変位・変形量を求めて崩壊時期を予測する方法を、特に崩壊形態が転倒である場合に適用した事例について説明する。

崩壊形態が転倒の場合の限界変位量算出方法には、以下に示す2つの方法がある。

- ① 転倒する岩盤ブロックの重心と支点との位置関係から算出する方法。

この方法は、重心が支点よりも前方に突出すると同時に重力の回転モーメントにより転倒が発生すると考え、その時点の傾動量や変位量から算出するものである。

- ② 転倒の進行に伴う岩盤内部応力の増加と破壊強度から算出する方法

この方法は、転倒の進行に伴って健全部に発生する応力が破壊強度を上回る時の傾動量や変位量から算出するものである。

図-7.3 は①の方法で限界変位量を算出した例である。A0～A2 のブロック全体の重心がキーブロックである A0 ブロックの支点の鉛直線上まで回転移動した時に転倒すると仮定し、限界傾動量 (=3.68 度) を算出した。A2 ブロックは前方の A0～A1 ブロックに寄りかかっているが、A0～A1 と独立した支点位置で回転することから、次に A2 ブロックを A2 の支点を中心に 3.68 度回転した場合のブロック頂部の変位量 (伸縮計 S-5 に現れる変位量 = 22 cm) を算出し、限界変位量とした。

この結果を用い、図-7.4 のように経時変化グラフ上に限界変位量を直線として表示し、変位の累積予想曲線との交点から、崩壊日を予測した。その結果、実際の崩壊時期と予測日はほぼ一致したが、変位は 22 cm より小さな 20 cm で崩壊した。

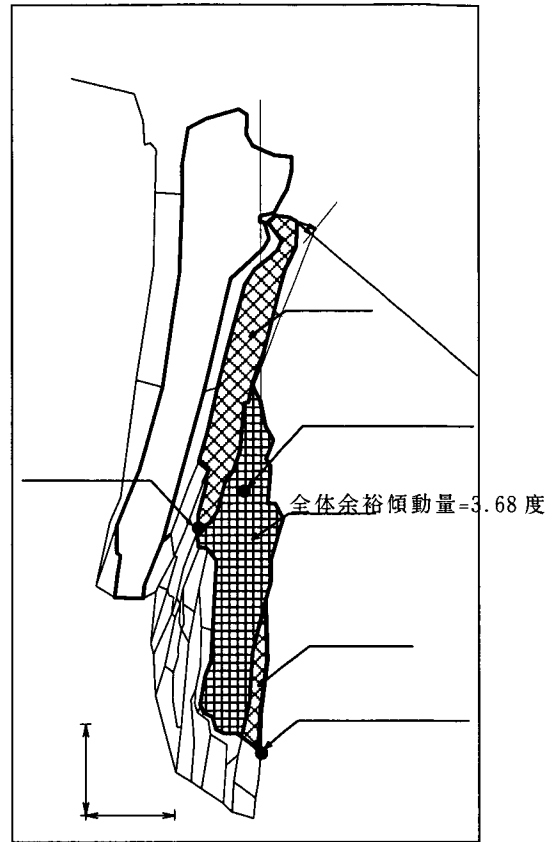


図 7.3 天鳥橋西地区での重心解析を基にした限界変位量の算出例

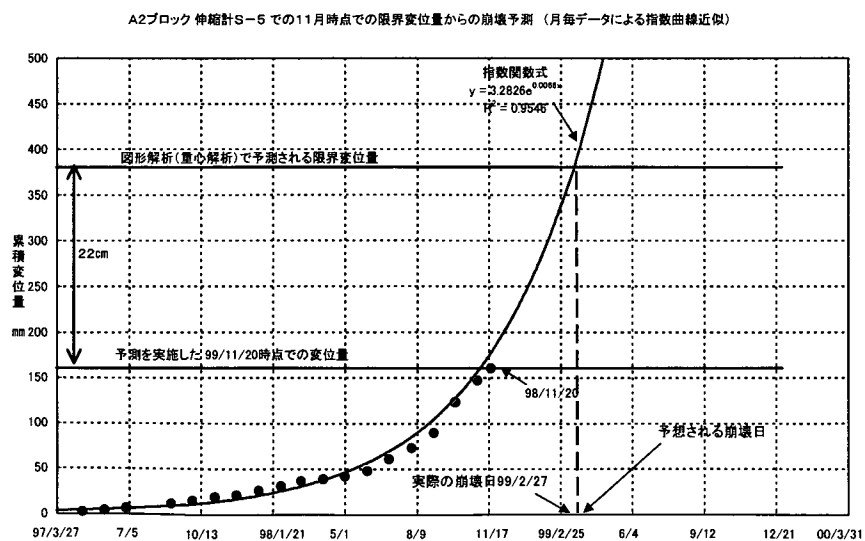


図 7.4 限界変位量と累積値の指数関数近似曲線から、崩壊時期を予測した例

7-2-2 変位・変形量の時間的な変化を解析して崩壊時期を決定する方法

(1) クリープ段階の分析

一定のせん断応力条件下で土の供試体を破壊した場合、図-7.5 に示すクリープ破壊曲線が得られる。クリープ破壊曲線は3つの段階がある。

- ① 第1次クリープ： ひずみ速度が漸減する過程
- ② 第2次クリープ： ひずみ速度が一定となる過程
- ③ 第3次クリープ： ひずみ速度が次第に増大し、破壊に至る過程

室内試験では第1次クリープが現れるが、実斜面の崩壊の場合は第1次クリープが確認できることは稀であり、斜面の崩壊時刻の予知には第2次および第3次クリープが応用される。

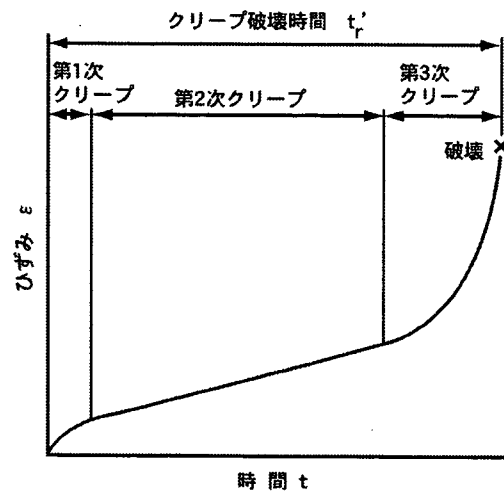


図-7.5 クリープ破壊曲線とその名称

1) 累積パターンに加速傾向がみられる場合

図-7.2 の④、⑤のように、加速傾向がみられる場合は、クリープ破壊の3次クリープの段階である可能性があり、直接、崩壊時期の予測できる可能性がある。

2) 定速度で累積している場合

図-7.2 の③や⑥のように、一定速度で累積していると考えられる場合は、クリープ破壊の2次クリープの段階である可能性があり、概略時期の予測ができる場合がある。

(2) 2次クリープの段階での予測方法

第2次クリープはひずみ速度が一定の状態である。この段階で概略の崩壊時期を予測する方法として次のような方法が提案されている。

- ① ひずみ速度から予測する方法
- ② 正規化した移動速度から予測する方法

③傾斜角速度から予測する方法

④沈下速度から予測する方法

1) ひずみ速度から予測する方法

斎藤・上沢[1966]は国内外で実施された室内試験および斜面崩壊実験・実斜面の実測値より、この定ひずみ速度とクリープ崩壊時間（載荷開始時刻から破壊時刻までの経過時間）とはほぼ一定の領域を持った関係があることを提案した。これを、クリープ破壊時間を $t_r(\text{min})$ 、ひずみ速度を $\dot{\epsilon}$ ($10^{-4}/\text{min}$) とすれば、

$$\log_{10} t_r = 2.33 - 0.916 \times \log_{10} \dot{\epsilon} \pm 0.59 \quad (1)$$

上式の ± 0.59 は図-7.6 において 95% のデータが含まれる範囲を示し、破線であらわされている。また、0.916 という係数はほとんど 1 に近いのでこれを 1 と仮定して (1) 式を変形すると、

$$t_r \cdot \dot{\epsilon} = 214 \quad (2)$$

すなわち、ひずみ速度とクリープ破壊時間は反比例する。

(2) 式の t_r は 2 次クリープ開始時刻から破壊するまでに残された時間であるが、実際の斜面では 2 次クリープ開始時刻を正確に知ることはめったにありえない。そこで、実用的には概略予測と言うことから、クリープ破壊時間は定常ひずみ速度を求めた時点から崩壊までの残り時間と考えてもよい（松尾他, 1981, 福園, 1990a）。

〔参考 1〕小橋（1975）より

(2) 式のひずみ速度の計算は

$$\dot{\epsilon} = \frac{\Delta l}{l} * \frac{1}{\Delta t} \quad (3)$$

で示される [l : クイ間の長さ (mm)、 Δt : 経過時間 (min)、 Δl : Δt 時間内の移動量 (mm)]、

元々、この理論は地すべり土塊がひずみにより破壊することを強調しているが、実際には引張り亀裂をはさんで測定し、主として地すべり土塊の移動速度を測っていることになる。したがって、ひずみ速度を伸縮計の測定スパン長で算出するのは問題がある。

しかし、その理論の裏付けとなる測定が主にスパン 10m でおこなわれているから、そういうスパンの経験式と考えるべきであろう。

〔参考2〕

斎藤(1992)は、とっさの場合に役立つひずみ速度の直感的な判断として表-7.2を提案している。

表-7.2 ひずみ速度に基づいた安定度の直感的判断

$10^{-7}/\text{min}$ 以下	-----	日常変化
$10^{-7}/\text{min}$ 以上になれば	-----	一応要注意
$10^{-6}/\text{min}$ 以上では	-----	要警戒
$10^{-5}/\text{min}$ 以上となれば	-----	厳重警戒、崩壊覚悟

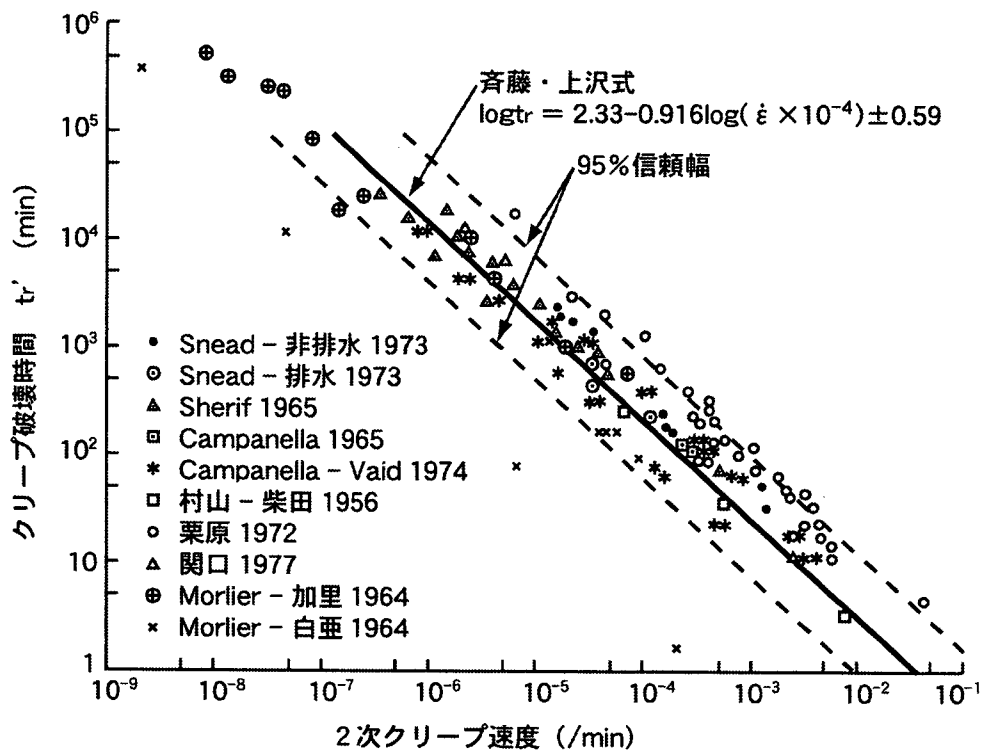


図-7.6 クリープ破壊時間と第2次クリープ速度の関係 (斎藤、1992)

2) 正規化した移動速度から予測する方法

経験的には、斜面の移動速度は、大規模な地すべりでは比較的大きな移動速度を持って崩壊するし、硬い岩盤の小さなブロックの崩壊時の移動速度は小さいのではないかと感じられる。

既往の文献より、移動速度と崩壊までの余裕時間およびその崩壊規模が明記されたデータを集めて、図-7.7 に示した。この図の中には、和歌山県の日鳥橋でのトップリング崩壊(約5および8 m³)データから、イタリアのVajontダム上流部の大地すべり崩壊(2億 m³)データまでの広い崩壊規模を含めた移動速度と崩壊までに残された日数をプロットした。

この図より同じ残された日数で比較すれば崩壊規模の大きな地すべりの移動速度は規模の小さなものよりも大きいことが明らかである。また、同図で崩壊体積最大

の Vajont は 10^6m^3 のデータに重なり、 10^6m^3 以上になるとその寸法効果の影響が少ないことが推測される。したがって、崩壊までに残された日数を移動速度より評価するならば崩壊土量をあらかじめ評価する必要があることは明らかである。そこで、上記のデータから、移動速度を崩壊体積の $1/3$ 乗で正規化し、正規化移動速度 v_N と崩壊までに残された日数 t_r をプロットしたのが、図-7.8 である。これより、 $v_N \sim t_r$ の関係は、次式で表される：

$$v_N \cdot t_r = k \quad (4)$$

ここで、

v_N : 基準化移動速度 $[= v/(V)^{1/3}]$

v : 移動速度 (m/d)

V : 崩壊土量 (m^3)

ただし、 $V \geq 10^6$ の場合は $V = 10^6$ とおく

t_r : 崩壊までの余裕時間 (d)

k : 定数

ここで、崩落時刻の近傍で移動速度が小さくなった Hrensko(記号 10)のプロットを除外すると $k \approx 0.001 \sim 0.01$ の領域にあり、平均的には 0.003 とおくことが出来る。

〔参考 1〕Kostak(1993)より

斜面の変形速度は寸法効果に影響される。岩盤の体積が小さければそれだけ崩壊に至る限界速度が小さく、幅の広いばらつきを持つ。大きな体積の岩盤はその応答が平均化され、測定結果に与えるノイズの影響も小さい。その結果、大きな体積の岩盤は小さな岩盤よりも一様性の高い挙動をする。明言できることは数千 m^3 の体積を持つ場合(記号 10)はノイズが完全に結果の評価に影響を与えるレベルの変形量であり、変形過程の規則性を変化させ、予期せぬ崩壊が始まることがある。

より小さな対象物ほどより注意深く取り扱わなければならないし、一方巨大な対象物に関する変動は予測が可能であると言える。

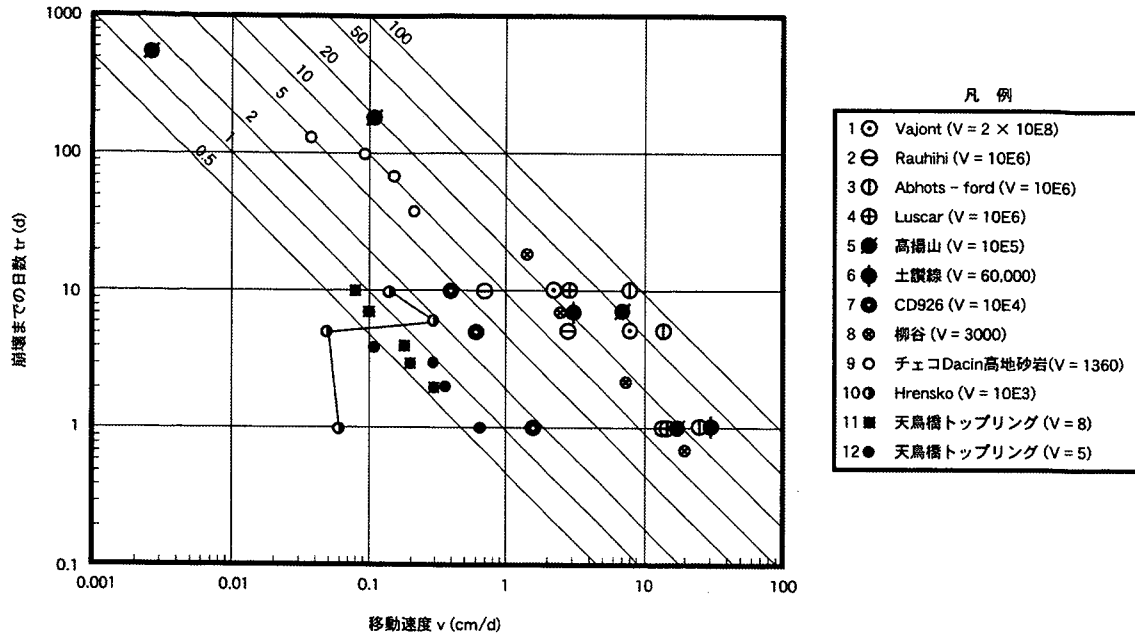


図-7.7 崩壊土量区分別の 移動速度と崩壊まで残された日数

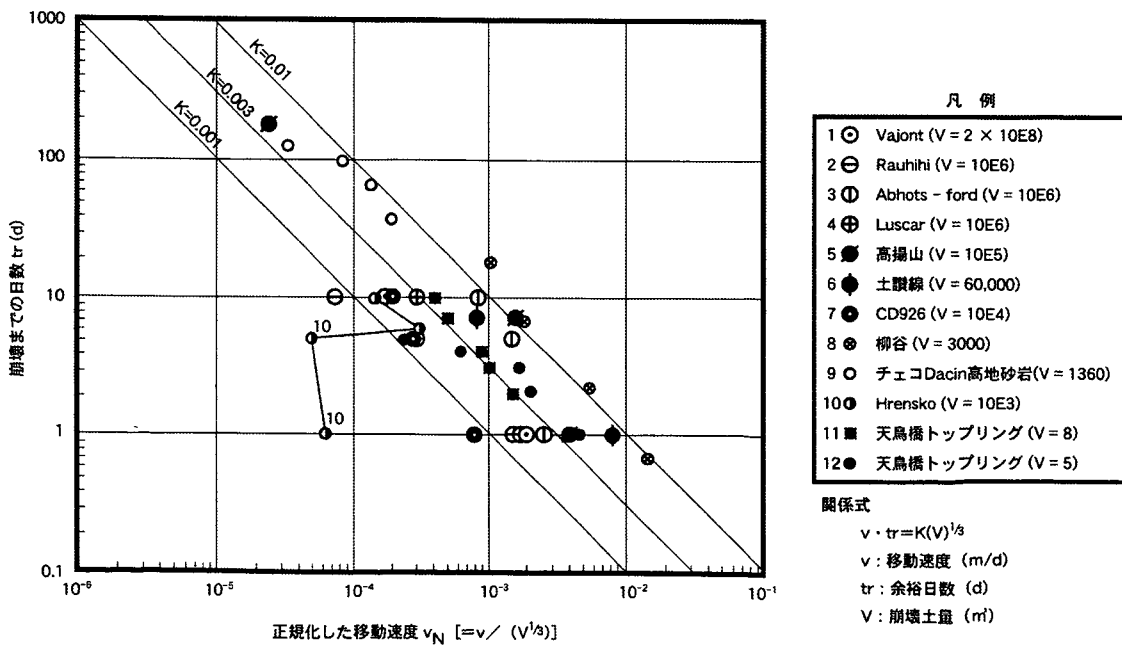


図-7.8 基準化移動速度と崩壊までに残された日数
(移動速度の単位: m/dとして)

〔参考 2〕 Rizzo, 1990 より

崩壊規模が同じで、ある時刻の移動速度が同じであっても、図-7.9 に示すように崩壊までに残された時間が大幅に異なり、それが10倍以上にも達する。

これまでの経験から推測されることは、次のとおりである：

崩壊過程の速さを判別する主要な要素は、岩質の特性、すべりの特徴、および水理地質的特徴の3つがあげられる。すなわち、

- ① 硬質でもろい材質の岩は速く、均質で粘土質な岩は遅い。
- ② 単純な直線で明確なすべり面をもつほど、すべり面が浅く、その傾斜が急なほど速く、複雑で緩やかな傾斜をもつ深いすべり面ほど遅い。
- ③ 透水係数の小さな基底面の上に多孔質な材料が表層まで重なっている構造は降雨によって地下水位が上昇しやすく崩壊速度は速い。

現状、上記三つの要素の組み合わせによって(4)式の k を評価すべきであると考えられる(菅原, 2000)。

〔参考 3〕 (4)式のディメンジョンの照査

(4)式は次のように書き換えられる：

$$t_r = k / v_0 = k \left[\frac{V^{1/3}}{v} \right] = [L^3]^{1/3} / [L^1 [T^{-1}]] = [T] \quad (5)$$

すなわち、(4)式はディメンジョン的にも(1)式と同じとなる。

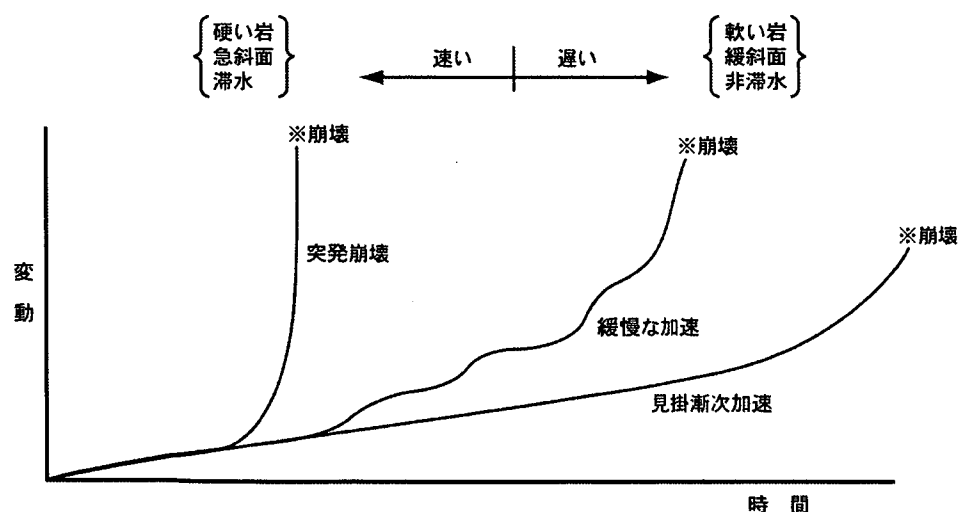


図-7.9 崩壊までに残された時間の違いとその要因

3) 傾斜角速度から予測する方法

土を使った室内試験と土槽実験、および自然地盤の地すべり地における傾斜変動観測などの各種の傾斜角速度と崩壊までに残された時間との関係を両対数グラフ上にプロットすると、図-7.10に示すように、45度の勾配を持ったある幅の直線関係にある。この関係は次式で表される。

$\dot{\theta} \cdot t_r = 0.02 \sim 0.3$ (11)

ここで、
 t_r : 斜面崩壊までの残された時間 (d)
 $\dot{\theta}$: 傾斜角速度 (rad/d)

(11)式の右辺の定数 0.02~0.3 は、斜面の環境 (岩盤の硬さ、斜面の勾配、水理地質) によって選択すべきものであり、通常の急崖を構成する岩盤斜面の場合は、0.02を採用する。傾斜角速度から崩壊までの残りの時間を評価する時に事前の崩壊規模の想定を必要としないことがこの方法の特徴である。

また、傾斜角速度から直感的に斜面の安定度を評価する目安として、表-7.3 が提案されている。

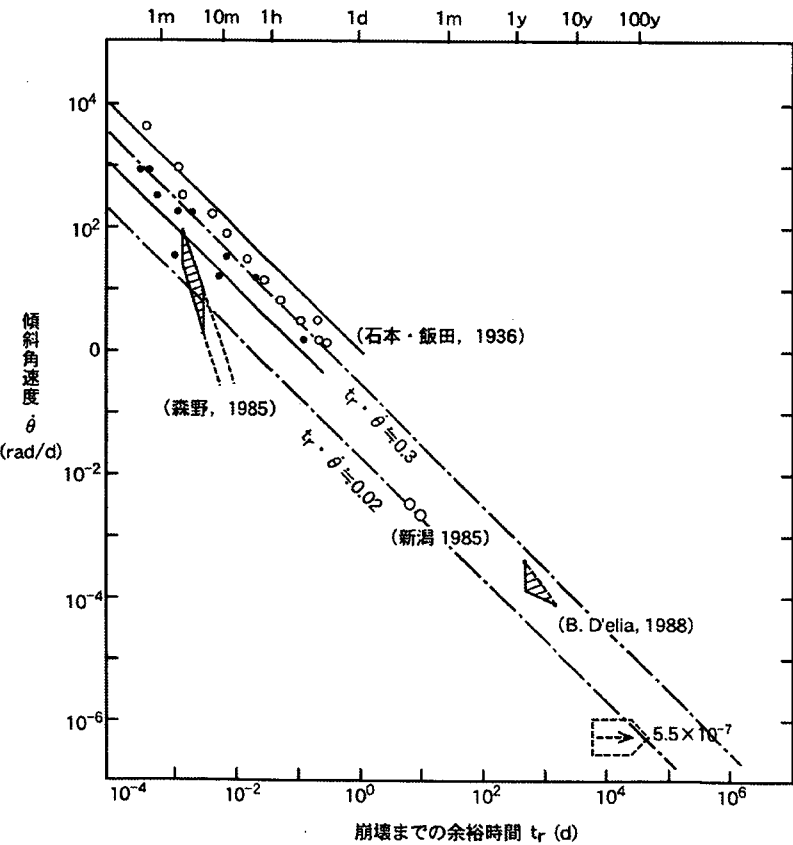


表-7.3 傾斜角速度と安定度判定基準

傾斜角速度 (rad/d)	斜面の安定度評価
10^{-2}	緊急避難
10^{-3}	嚴重警戒、崩壊覚悟
10^{-4}	崩壊の危険あり、要警戒
10^{-5}	崩壊の可能性をもつ斜面変動
10^{-6}	日常斜面変動

図-7.10 斜面の傾斜角速度と崩壊までの残された時間の関係(菅原, 2000)

[参考1]

地表面傾斜計を一般にティルトメータと呼んでいる。これを斜面の頭部に設置して長年観測を続け報告された測定記録を図-7.11に示す。この図の1995年より、累積傾斜角度が増減を繰り返している。この場合、斜面が安定に向かっていると誤って判断される恐れがある。この現象は、図-7.12のように説明され、新たな崩壊パターンに発展したものと判断すべきである。

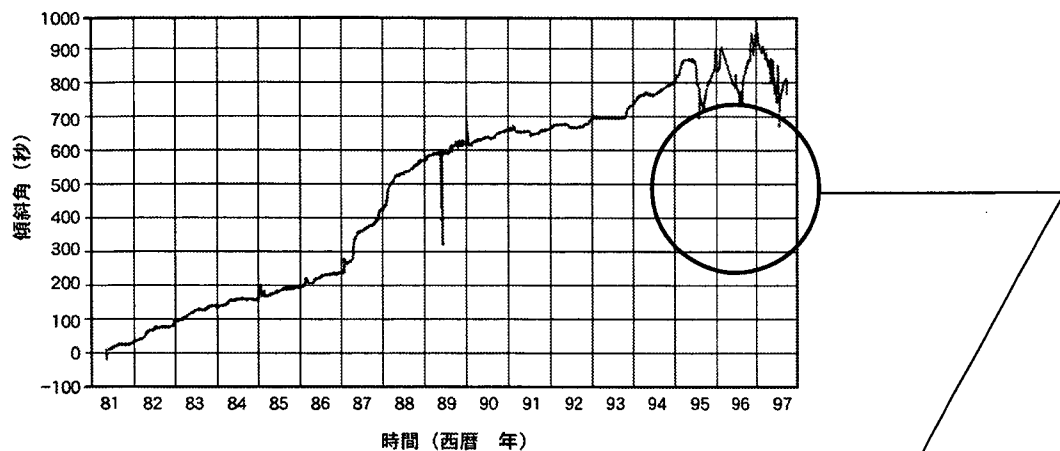


図-7.11 ティルトメータによる長期観測記録(Barton et al,2000)

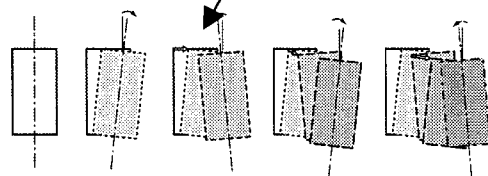


図-7.12 斜面傾斜変動の増減の説明

4) 沈下速度から予測する方法

斜面は重力作用によりすべり滑落する。実測が容易であれば、斜面の天端の沈下量を基に斜面崩落の時刻を予測する手法が原理的に単純でシンプルとなる。イタリアのSt Barbara 鉱山の採掘斜面の大崩壊にあたっては事前に図-7.13に示すように沈下量計測が行われた。実測された斜面天端の沈下量 s を崩壊部分の高さ H で割ってひずみとし、ひずみ速度 $\dot{\varepsilon}$ を

$$\dot{\varepsilon} = \frac{\Delta s}{H \cdot \Delta t}$$

(12)

とする。ここで、 Δs ：沈下量 (cm)、 H ：崩壊部分の高さ(cm)、 Δt ：時間(min)とし、崩壊までの残り時間を斎藤の2次クリープ曲線(図-7.6)に重ねてみると、図-7.14に示すように斎藤の提案する(1)式の範囲内にプロットされる。このことは、斜面の測定現場条件によっては沈下量の測定が容易な場合もあり、この場合の予測方

法として、推奨される。

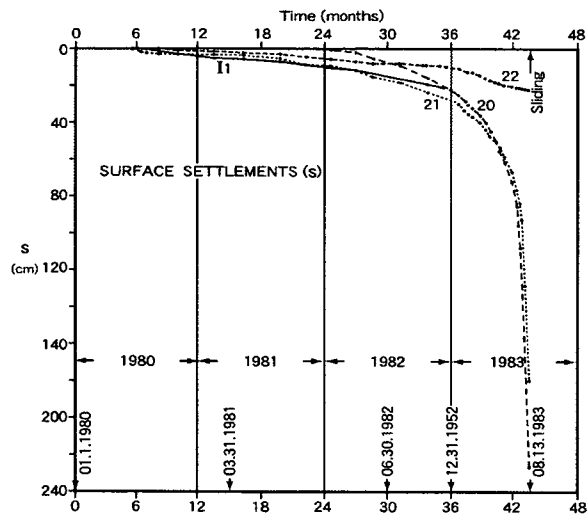


図 - 7.13 St Barbara 鉱山の採掘斜面頂部の沈下量の計測結果

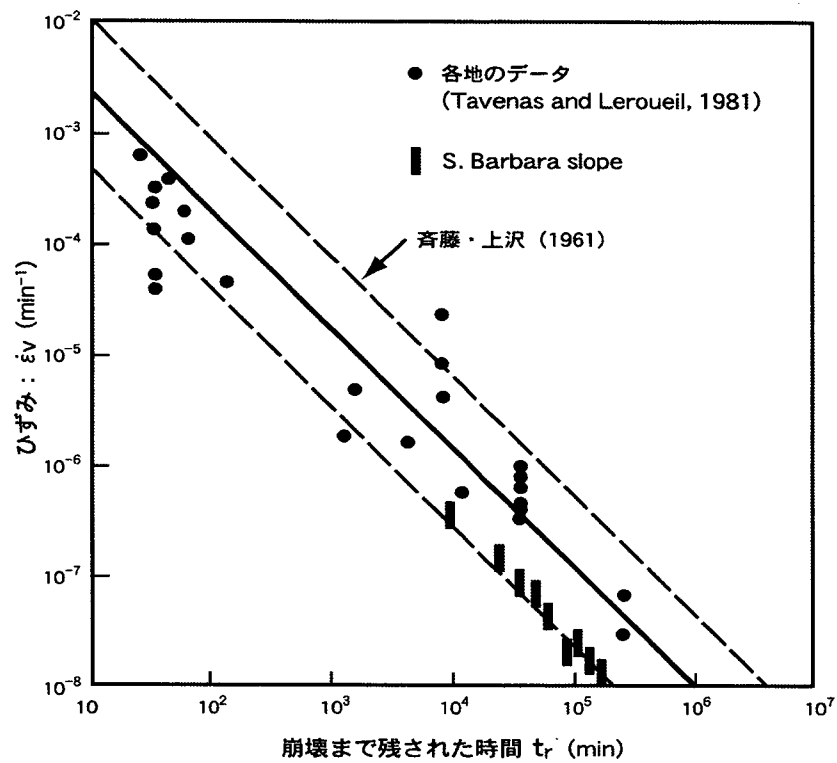


図 7.14 沈下より求めたひずみ速度と崩壊までの時間

〔参考〕 Zvelebil(1996)より

ボヘミヤ北西部にある砂岩の岩盤地帯で15年にわたり157測定点でモニタリングした結果によれば、岩盤斜面崩壊の進行は大局的に見て図-7.2の⑤曲線と相似の時間的変動、すなわち、1次～3次のように階層的な挙動をすると報告されている。また、その変動記録は斜面を代表するマクロレベルの変動にミクロレベルの変動が重なり複雑となるが、それぞれのミクロレベルも図-7.15のようにクリープ曲線に類似する変動を繰り返す。この変動記録の複雑さを心得ることは、斜面の将来の挙動を予測するだけでなく、モニター記録を判断し解釈する時にも利用価値が高い。

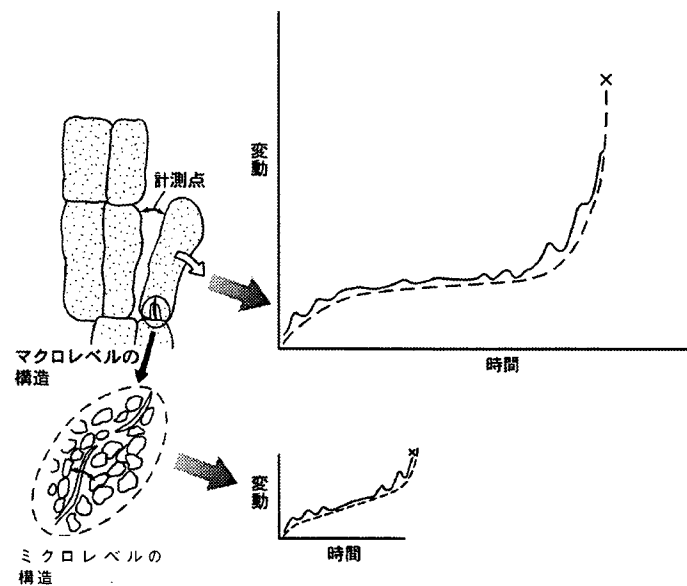


図-7.15 ミクロレベルの変動とマクロレベルの変動

(3) 3次クリープの段階で予測する方法

1) 基本式 (斎藤、1968)

3次クリープ段階におけるひずみと崩壊時間との関係を示す基本式として、次式が提案されている。

$$\frac{d\varepsilon}{dt} = \frac{A}{t_f - t}$$

(6)

ここに、 ε ：ひずみ、 t ：測定時刻、 t_f ：崩壊時刻、 A ：定数である。

(6) 式を、ひずみの代わりに移動量で表すため $\varepsilon = l/L$ (l ：移動量、 L ：基準長) を上式に代入すれば、(7) 式を得る。

$$\frac{dl}{dt} = \frac{AL}{t_f - t} \quad (7)$$

ここに、 dl/dt は移動速度、 $t_f - t$ は崩壊までの残り時間を意味することから、(7)

式は『移動速度と崩壊までの残り時間は反比例する』ことを表している。

(7) 式を時間で積分すると、移動量の時間変化を表す (8) 式が得られる。

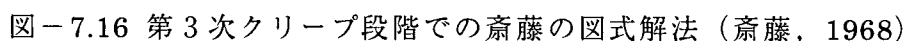
$$l = A \cdot L \log \left(\frac{t_f - t_0}{t_f - t} \right) \quad (8)$$

ただし、 $t = t_0$ のとき、 $l = 0$ とする。

2) 近接予測 [図式解法] (斎藤、1992)

観測値から (8) 式を解いて t_f を求める、極めて容易な図解法を説明する。

図-7.16において、移動量間隔 Δl が等しくなるように3点 A_1 、 A_2 、 A_3 を3次クリープ曲線上に取り、その点の時刻を t_1 、 t_2 、 t_3 とする。次に、 A_2 を通り時間軸に平行な直線上に A_1 、および A_3 を投影し、それぞれ、 A_1' および A_3' とする。 $A_1'A_2$ および $A_1'A_3'$ の中点をそれぞれ M および N とし、 A_2 を通りひずみまたは移動軸に平行な直線上に $MA_2 = M'A_2$ 、 $NA_2 = N'A_2$ となるように点 M' 、 N' を取る。 M' を通り時間軸に平行な直線と $A_1'N'$ を結ぶ直線上の交点を求め、この点の時刻を崩壊時刻 t_f とする。



3) 精密予測〔半対数表示法〕(斎藤, 1966)

移動量 l と崩壊までの残り時間の対数 $\log(t_f - t)$ が直線関係にあることを利用し、て、縦軸に崩壊までの残り時間の対数を、横軸に移動量とった片対数グラフを用いる予測法を提案した。その具体的な手順は次の通りである。(8)式を変形すると

$$l = A \cdot L \cdot \log(t_f - t_0) - A \cdot L \cdot \log(t_f - t) \quad (9)$$

任意に適当な予測崩壊時刻を仮定し、移動量を測定するたびに観測した時刻からこの予測崩壊時刻までの残り時間を示す点を片対数グラフにプロットする。これらの点を結ぶ線が直線になれば、その予測崩壊時刻は真の崩壊時刻を表す。直線にならないければ、予測崩壊時刻を変更して再度プロットをし直し、直線となるまで繰り返す。

図-7.17 に示すように、最初の予測崩壊時刻をもとにプロットを行い、プロットを結ぶ線が①のように下に凸の曲線となった場合、②、③と予測崩壊時刻を早めたところ、3日早めた③の予測崩壊時刻で直線が得られたことから、真の崩壊時刻は当初仮定した崩壊時刻より3日早い時刻であるという結論が得られる。このように、極めて簡単な方法で崩壊時刻の決定が可能となる。

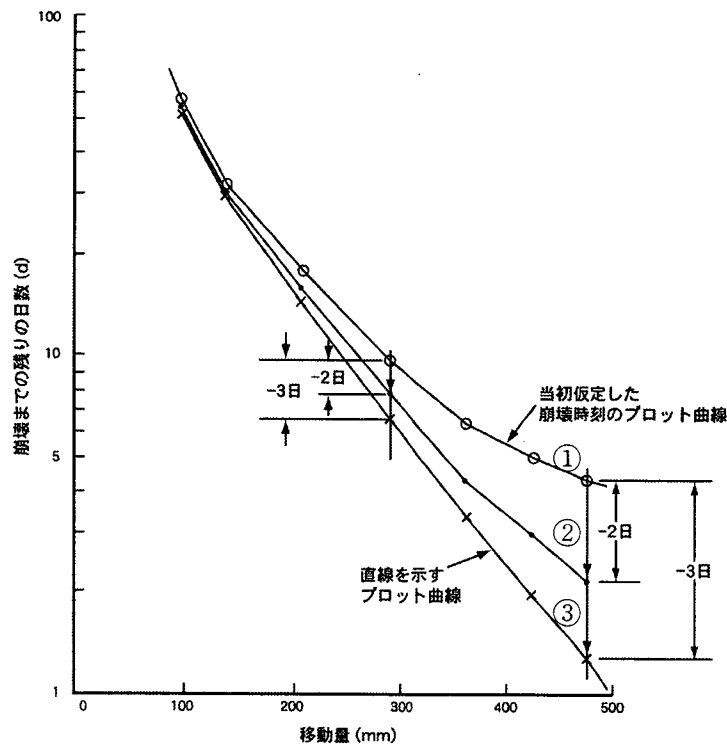


図-7.17 三次クリープ段階での片対数表示法の説明

4) 平均速度の逆数を利用した予測法 (福園、1985)

(7)式を移動速度の逆数 (Λ) の式に表すと、

$$\Lambda = \frac{1}{dl/dt} = \frac{1}{AL} \cdot (t_f - t) \quad (11)$$

この式は t が t_f に近づくにつれて、 Λ は限りなくゼロに近づくこと、また、 $\Lambda \sim t$ の関係は直線関係にあることを意味している。すなわち、縦軸に Λ 、横軸に t とした場合、図-7.18 に示すように、その直線とグラフの横軸と交差した時刻が崩壊時刻を示すことになる。

グラフ作成にあたっては図-7.19 に説明するように、平均速度の逆数をその値を求めた2時刻の中央の時刻における値とみなすことにしている。(福園、1990a)

図-7.20 は1985年7月26日に発生した長野市地附山地すべりの観測結果から予想された崩壊発生時刻を速度の逆数グラフより求めた実例を示した(福園、1990b)。

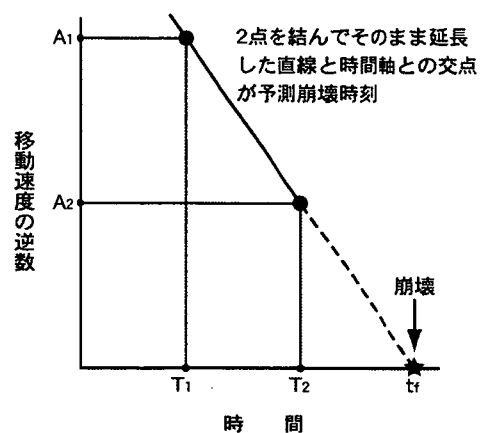


図-7.18 異なる2時刻で速度の逆数による崩壊時刻の予測(福園, 1990a)

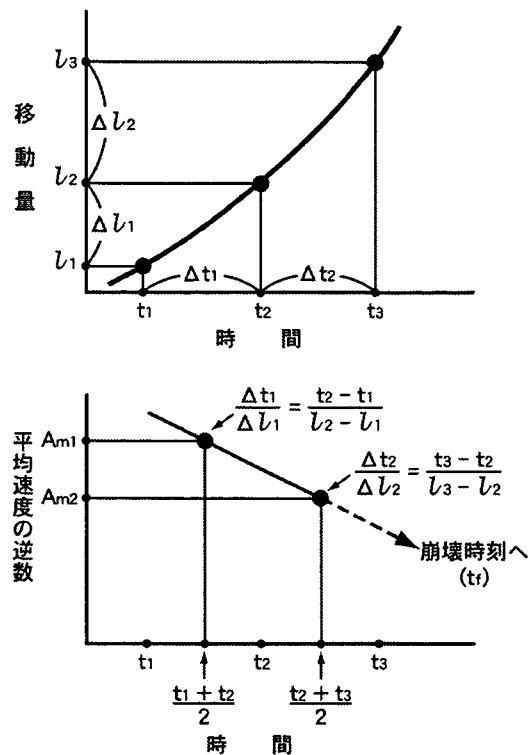


図-7.19 平均速度の逆数の求め方とプロットの仕方(福園, 1990a)

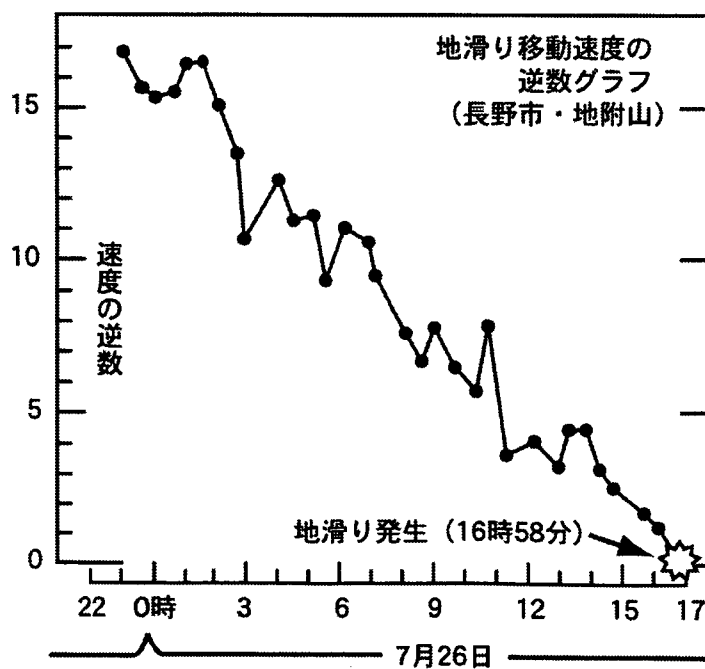


図-7.20 長野市地附山地すべりの速度の逆数と時刻のグラフ(福園,

〔参考1〕3次クリープ移動速度とそのクリープ継続時間 (Fell, 2000)

斜面の観測中、第3次クリープが確認された場合、その斜面はぎりぎりの安定状態にあり、崩壊の危険が迫っていると判断されるべきである。

露天掘り鉱山の岩盤斜面の崩壊事例を集めて、図-7.21にプロットした。これによると：

ある第3次クリープが始まる移動速度に対する3次クリープ継続時間は大略1.5~2.5オーダーの幅を持ってバラツキている。

しかし、第3次クリープが始まる時の移動速度が速い程、崩壊までに残された時間が少ない傾向がある。

同一の崩壊機構、地質であれば、図中の狭い領域にプロットされることが期待される。

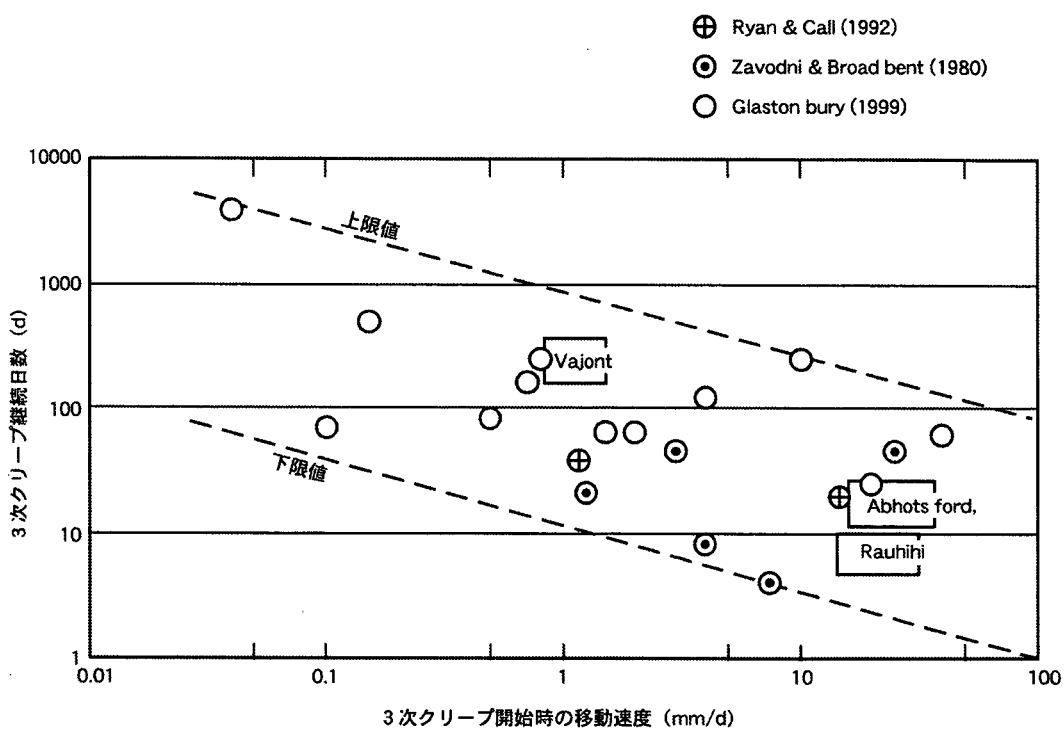


図-7.21 第3次クリープが始まる移動速度とその継続時間の関係 (Fell, 2000)

〔参考2〕Sullivan, T.D. (1993) より

オーストラリア国露天掘り鉱山の急斜面をモニターした経験によれば、

「ひとたび異常な変動が観測されたならば、亀裂および断裂が形成された斜面はその75%が崩壊する。それらは3ヶ月以内に30%、1年以内に45%、2年以内に60%が崩壊している。しかし、クリープ変動を数十年にわたり継続した鉱山の斜面の例もある。」このような崩壊時刻のばらつきは、岩盤斜面内部の構造の複雑さに起因していると思われる。

7-3 崩壊の予知・予測の実例

7-3-1 チェコ共和国ボヘミヤ北西部の落石モニタリング

(1) 亀裂変位の季節的変化と経年変化 (Zvelebil et al 2000)

Dacin 高原、砂岩で構成される岩壁は100m³規模の落石は約3.3年ごとに再発し、1000m³規模の落石は10.7年ごとに再発することが明らかにされている。最小読み取り感度0.01mm、測定精度0.05mmを持つ簡易なロッド変位計(portable rod dilatometer)を岩盤の亀裂に取り付け、手測りで2週間の測定間隔で、15年に亘り測定した結果を図-7.22に示した。約500m³に達すると予想される落石崩壊に最も関係する亀裂部分の実測変位は年間の季節変化に対応して膨張・収縮を繰り返し、その全体の変位の傾向は加速進行している。あらかじめ限界変位量を想定し、1999年7月までの記録から、その変位に達する時刻を決定するために、変位量の時間的変化を2次曲線と仮定した。これより、限界変位量に達する時刻は1999年12月～2000年3月であると予知した。

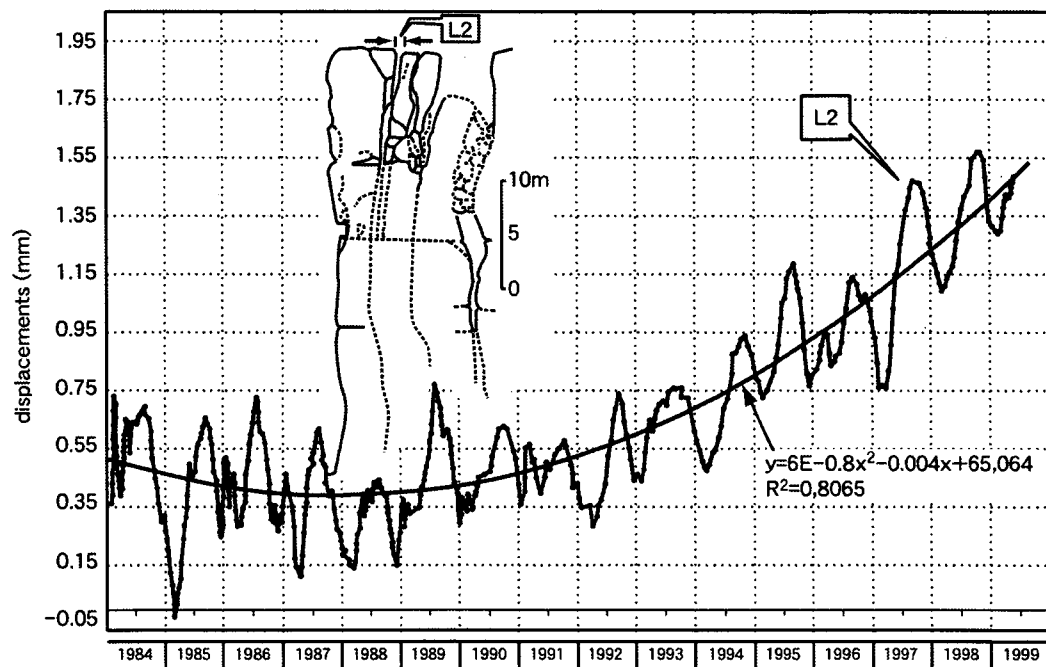


図 7.22 砂岩絶壁の亀裂の変位測定記録 (Zvelebil, et al 2000)

(2) 高速道路隣接急害斜面の落石崩壊時刻予測 (Zvelebil, 1985)

図-7.23に示す Hrensko 村の南方にある高速道路を望む幅100m、高さ40mの急崖をなす箇所は亀裂の開口状況から崩壊の危険性があると判断され、ロッド変位計が設置された。図-7.24に落石が発生した箇所の計測結果を示す。崩壊に関連すると見られる8箇所に測定点を設け、週に1回の測定とし、当初の管理基準値を0.5mm/週の加速を示した時点とした。設置当初の亀裂の開口速度は0.44mm/月で

あった。この亀裂が開くにつれて、植生が枯れ、それが崩積土とともに降下することが観察された。この現象に基づいて1983年6月に“落石の危険あり”と宣言された。最も危険と想定される代表的な断面を6時間の測定間隔に改めて測定を継続したところ、上記の基準を超えていることがわかった。岩盤斜面の変動の大部分は谷に向かって傾動していることから転倒に対する正面ブロックの安定を評価することによって限界値を決定した。ブロック頂部の限界傾斜変動量の水平成分を安全側に見立てて、21mmとした。

11月の上旬と12月の初めに実測値に基づいて変位の時間関数を2次関数とにおいて、以降の変位を予測した結果、11月5日の予測では1984年1月1日に、12月5日の予測では1984年1月6日に限界値に達するはずであった。実際には12月31日に限界値に達したので、直ちに高速道路の供用を中止した。実際の岩石の崩落は1984年1月7日午後11:30に起こった。最終測定値では谷に向かった全水平移動量は27.93mmに達していた。1360m³の堆積を持つ崩壊岩塊は擁壁と岩盤の根元の下にある斜面上に設置されたスチールワイヤーネットによって大部分留められた。

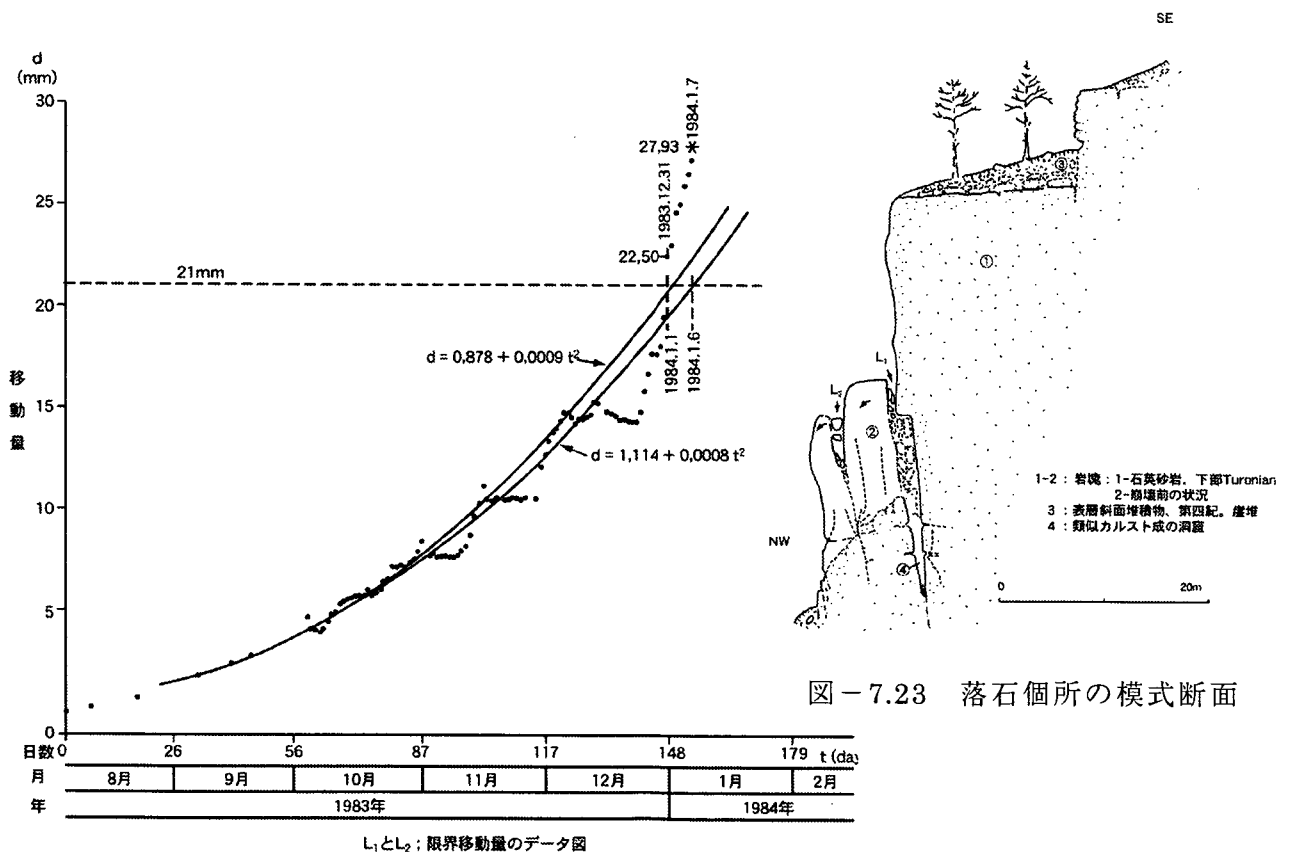


図-7.24 落石個所のロッド変位計による移動量の測定結果

7-3-2 高知県柳谷の岩盤崩壊とその予測 (関 他, 1980)

四国松山－高知間を結ぶ国道33号線、柳谷村落近傍の北側岩盤斜面は硬い砂岩と粘板岩より構成され、最大 60° 、平均 45° の傾斜有する高さ80～100m、幅120mの急斜面である。(図-7.25)この急斜面において発見された滑落崖および開放亀裂は拡大しつつあることが確認され、昭和54年4月より図-7.26に示ように5台の伸縮計を用いた斜面の移動量を観測することとなった。その観測中の昭和54年7月20日9時28分に約 3000m^3 、同年8月27日12時50分に約 1000m^3 の崩壊が発生した。この際、観測結果に基づいた斎藤の2次クリープおよび3次クリープを用いた崩壊時刻予測法を採用し、その予測崩壊時刻と実際とが極めてよく一致した。それによってその崩壊による災害を最小限にとどめることが出来た。

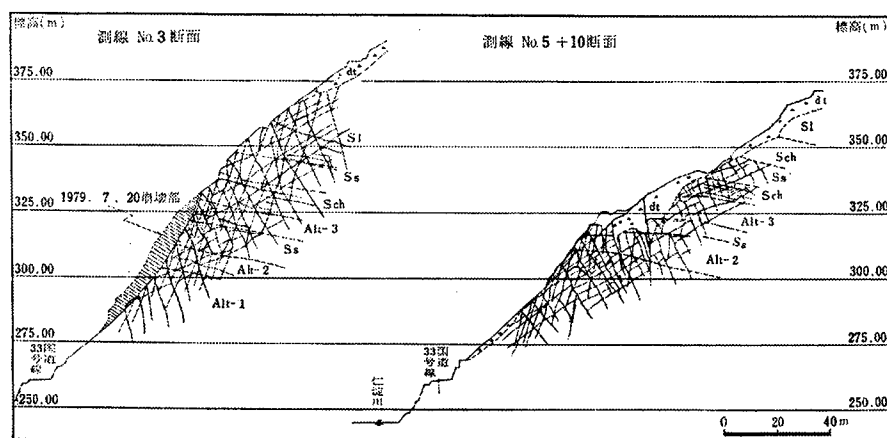


図-7.25 崩壊斜面の地形と亀裂の模式断面

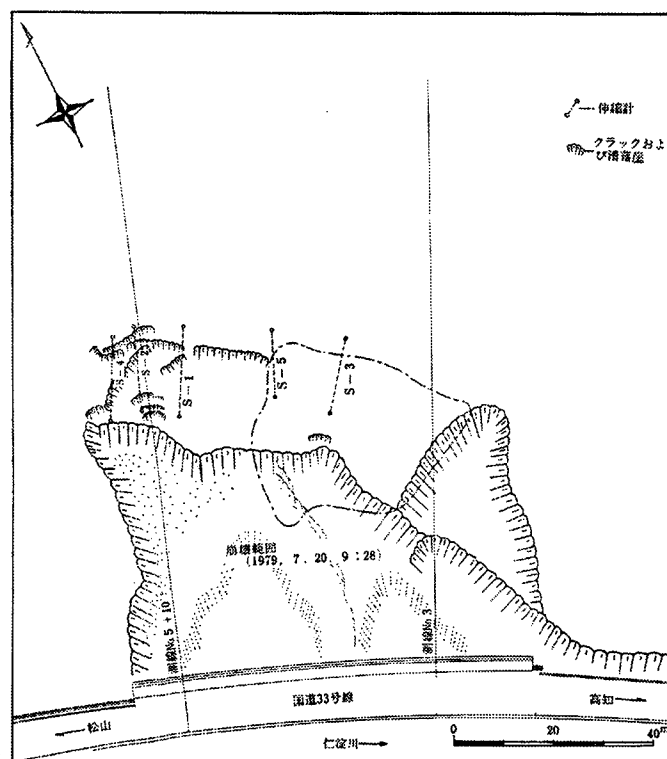


図-7.26 崩壊斜面の平面図と伸縮計の配置

6月27日の集中降雨による斜面の移動速度が非常に早くなった時点から崩壊までの移動記録を図-7.27に示した。7月11日に同日の加速傾向から図式解法によって7月15日と推定したものの、7月12日のデータでは若干減速し、崩壊時刻が遅れる傾向が見られたために、崩壊時刻の公表を中止した。より明確な3次クリープを示す時点で崩壊時刻を発表することとした。その後は、半対数表示法により短期の精密予測に変更することとした。

図-7.28は伸縮計S-3の記録による崩壊時刻の予測図である。7月18日では7月19日夜と予測したが、7月19日16時における予測時刻は7月20日15時(図中の①)、7月19日20時では7月20日13時(図中の②)、7月20日2時では同日の10時(図中の③)、7月20日6時では同日9時(図中の④)というように発表した。実際の崩壊時刻は9時28分であったので、最終予測時刻とは30分ほどの差で的中した結果となった。

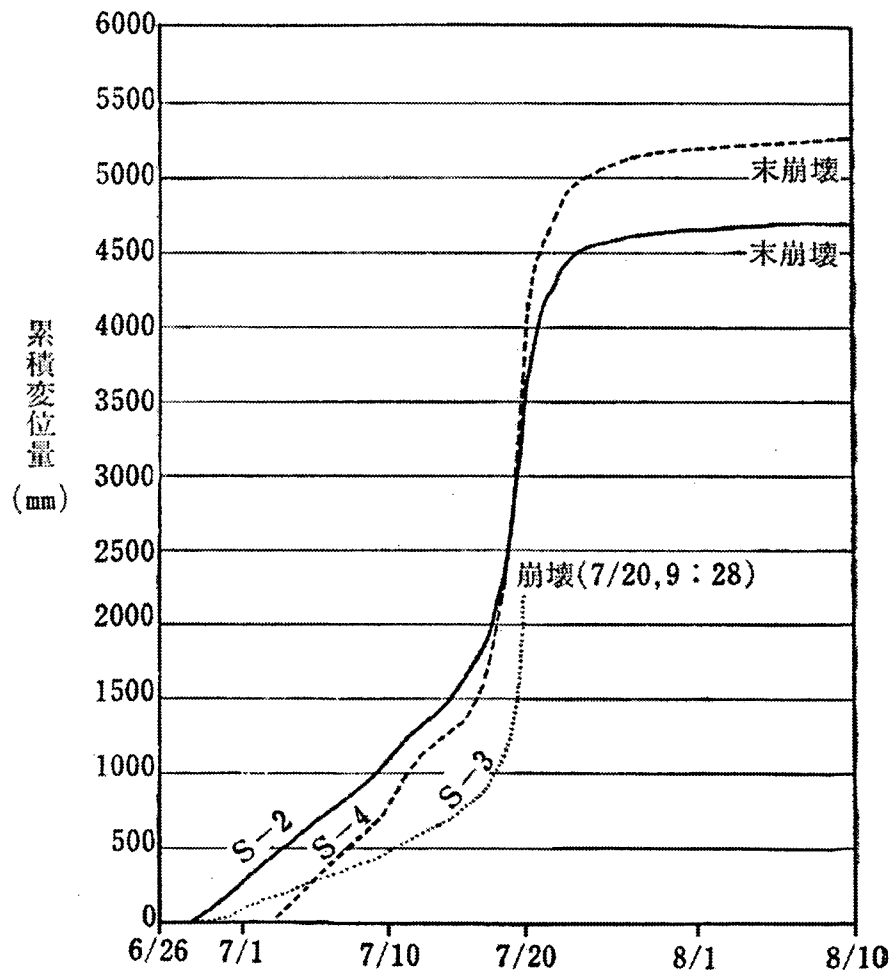
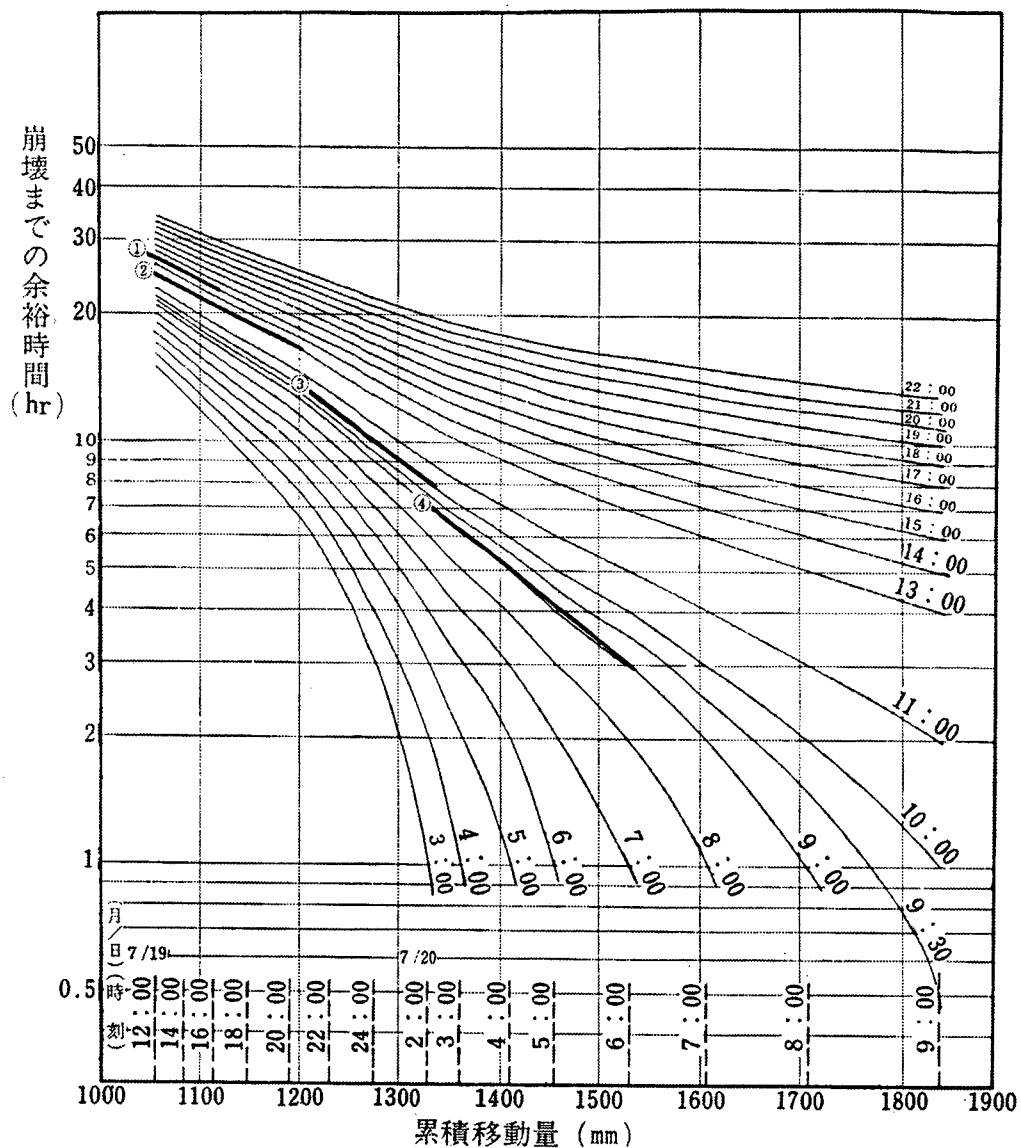


図-7.27 伸縮計の測定記録



セミログ法による予測 (伸縮計S-3による) 崩壊時刻: 7月20日9時28分

- ① 19/7-16:00 における予測崩壊時刻.....20/7-15:00
- ② 19/7-20:00 における予測崩壊時刻.....20/7-13:00
- ③ 20/7- 2:00 における予測崩壊時刻.....20/7-10:00
- ④ 20/7- 6:00 における予測崩壊時刻.....20/7- 9:00

図-7.28 半対数表示法による崩壊時刻の予測

7-3-3 和歌山県天鳥橋西地区の岩盤計測例と崩壊時刻の予測例

和歌山県の枯木灘に面し、四万十帯に属する硬質塊状砂岩からなる岩盤斜面の転倒崩壊に至るまでの2年間を計測・予測を試みた事例である。

当該地区では、鉛直方向やや前傾の亀裂が発達し、崩壊ブロック背後には当初から頂部で40 cmも開口していた。この岩盤に対し図-29, 30 のように各種計器を設置して観測した。転倒形態での崩壊時期の予測の可能性について、以下のような知見が得られた。

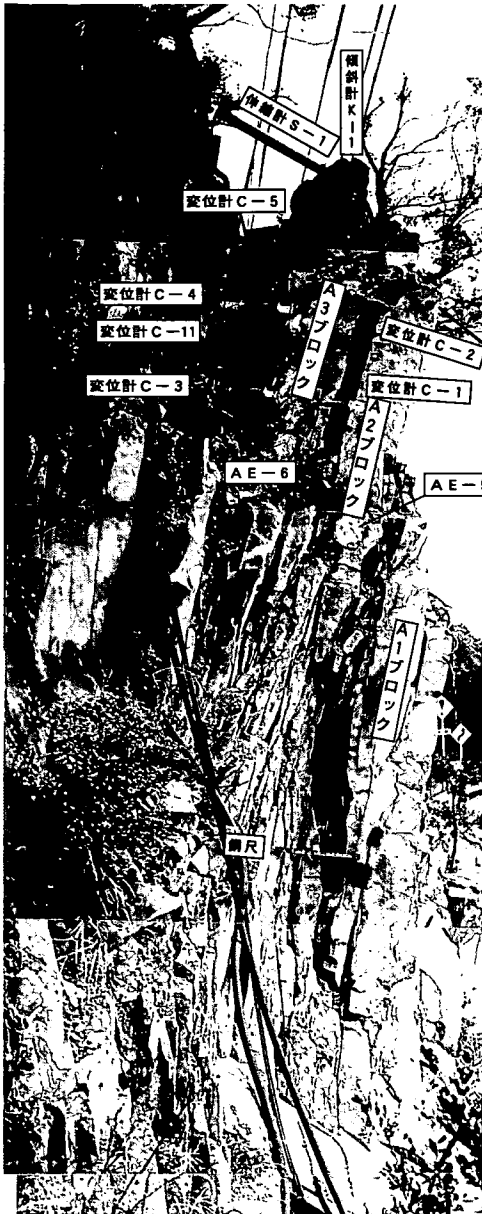


図-7.29 天鳥橋西地区岩盤の側面写真

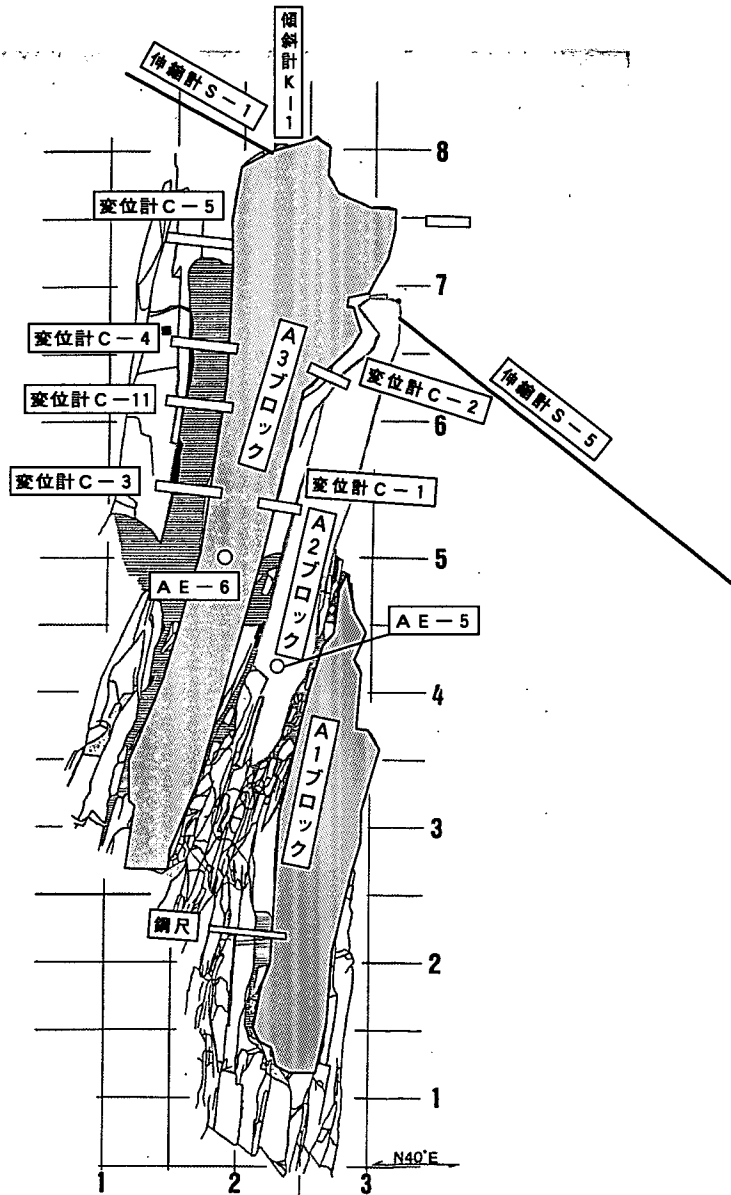


図-7.30 ブロック区分と計器配置

(1) 変動状況

計器設置当初から変位累積・加速傾向がみられ、最終的に2年後に自然崩壊が発生した。変位累積の特徴としては、下記のような事象がみられた。

○天鳥橋西地区でみられた累積変位曲線の特徴

- ・段階的に加速していく
- ・短期的には数日間程度の加速・減速を繰り返すことがある
- ・気温変化に伴う日周期的な変動がみられるため、1日の間では、速度が速い時間帯と遅い時間帯(変位の少ない時間や逆方向の変位を示す時間)とが存在する
- ・岩盤崩壊では、理論的な単純曲線を描かず、段階的な加速や短期間での急加速などの現象がみられる場合がある

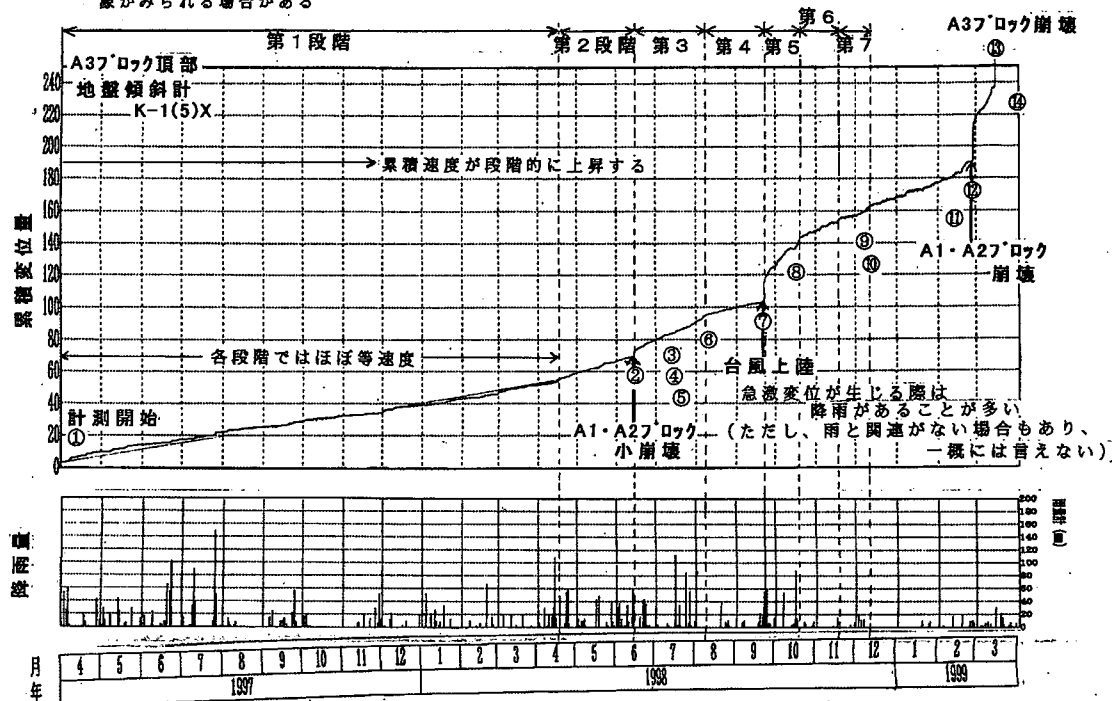


図-7.31 岩盤崩壊に至るまでの累積変位曲線

計測項目	観測時期(第1)		観測時期(第2)		防犯事項
	カード:10分毎観測	カード:10分毎観測	カード:10分毎観測	カード:10分毎観測	
日時	8月14日	8月15日	8月16日	8月17日	8月18日
項目	山・山頂上(傾斜計)の観測 ・傾斜計のインクリパル ・傾斜計のインクリパル ・傾斜計のインクリパル	山・山頂上(傾斜計)の観測 ・傾斜計のインクリパル ・傾斜計のインクリパル ・傾斜計のインクリパル	山・山頂上(傾斜計)の観測 ・傾斜計のインクリパル ・傾斜計のインクリパル ・傾斜計のインクリパル	山・山頂上(傾斜計)の観測 ・傾斜計のインクリパル ・傾斜計のインクリパル ・傾斜計のインクリパル	山・山頂上(傾斜計)の観測 ・傾斜計のインクリパル ・傾斜計のインクリパル ・傾斜計のインクリパル
計測結果・備考	1. 傾斜計のインクリパル 2. 傾斜計のインクリパル 3. 傾斜計のインクリパル	1. 傾斜計のインクリパル 2. 傾斜計のインクリパル 3. 傾斜計のインクリパル	1. 傾斜計のインクリパル 2. 傾斜計のインクリパル 3. 傾斜計のインクリパル	1. 傾斜計のインクリパル 2. 傾斜計のインクリパル 3. 傾斜計のインクリパル	1. 傾斜計のインクリパル 2. 傾斜計のインクリパル 3. 傾斜計のインクリパル

(2) 3次クリープの段階で予測する斉藤式による崩壊予測方法の適用性

3次クリープの段階で予測する斉藤式に当てはめて崩壊を予測した結果から、留意事項について下記に列挙する。

- ・ 実際の変位は、理想的な加速曲線を描かず、段階的な速度上昇、短期的な定速度状態と急加速、加速の減衰というサイクルを繰り返すパターンを示した。
- ・ このため、その時点での最適な崩壊予測曲線を算出しても、その予測曲線上に沿って変位が推移することは希であった。このため、崩壊直前の数日間までは（数ヶ月先に）、精密な時刻の予測をすることは、困難であった（図-7.32）。
- ・ 崩壊が起こってから、過去を振り返ってみて、以下のデータを用いることにより、最も良い加速曲線を描けることがわかった。

① 崩壊直前の数日の毎0時データで描いた変位量曲線（図-7.33）

② 崩壊直前9時間の5分毎のデータで描いた変位量曲線（図-7.34）

- ・ したがって、数日前までは上記①のように、温度変化の影響が少ない時間帯（0時等）のデータに基づいて変位に注目し、その結果加速傾向が継続していると判断される場合のみ②のパターンを実施することが良いと思われる。
- ・ 3次クリープの開始時期の選定方法によって崩壊予測時刻の算出結果が異なってくるため、3次クリープの開始点の設定方法は今後の重要な課題である。
- ・ 崩壊直前（1～4時間前）では、他の前兆現象等（落石やAEイベントの発生頻度、限界歪や限界変位量との比較、降雨による速度変化の影響等）をも考慮に入れた上で予測に当たるべきであると考えられる。

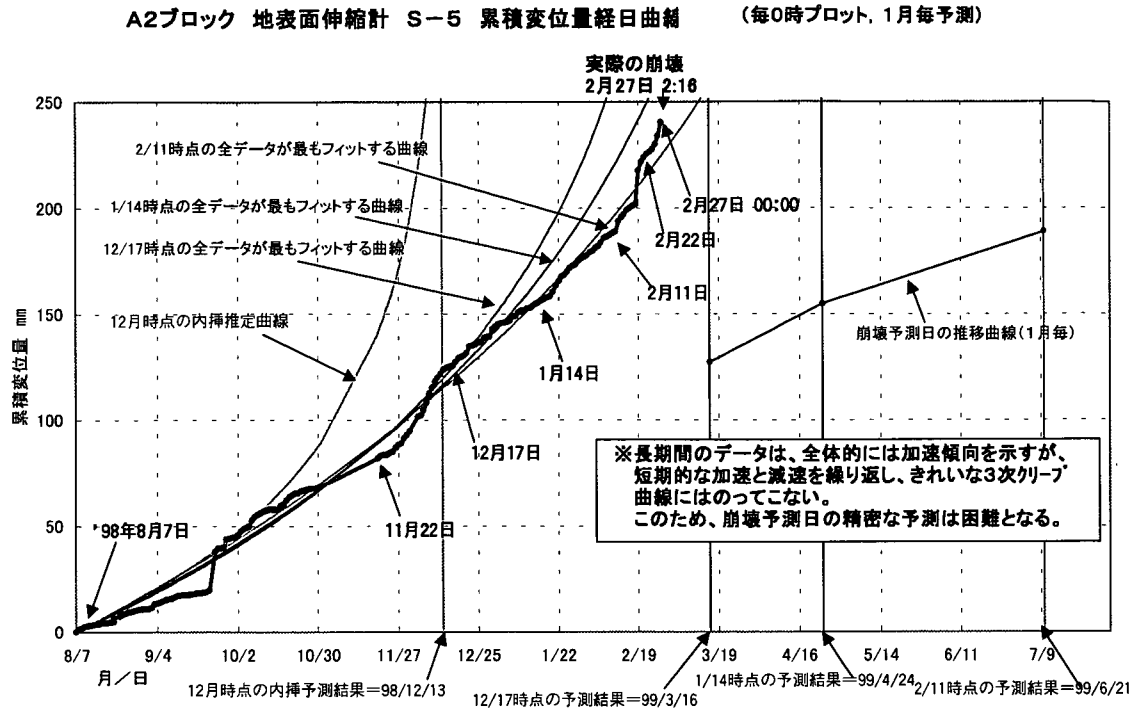


図-7.32 長期的な毎0時観測データを基にした1月毎での予測結果の例

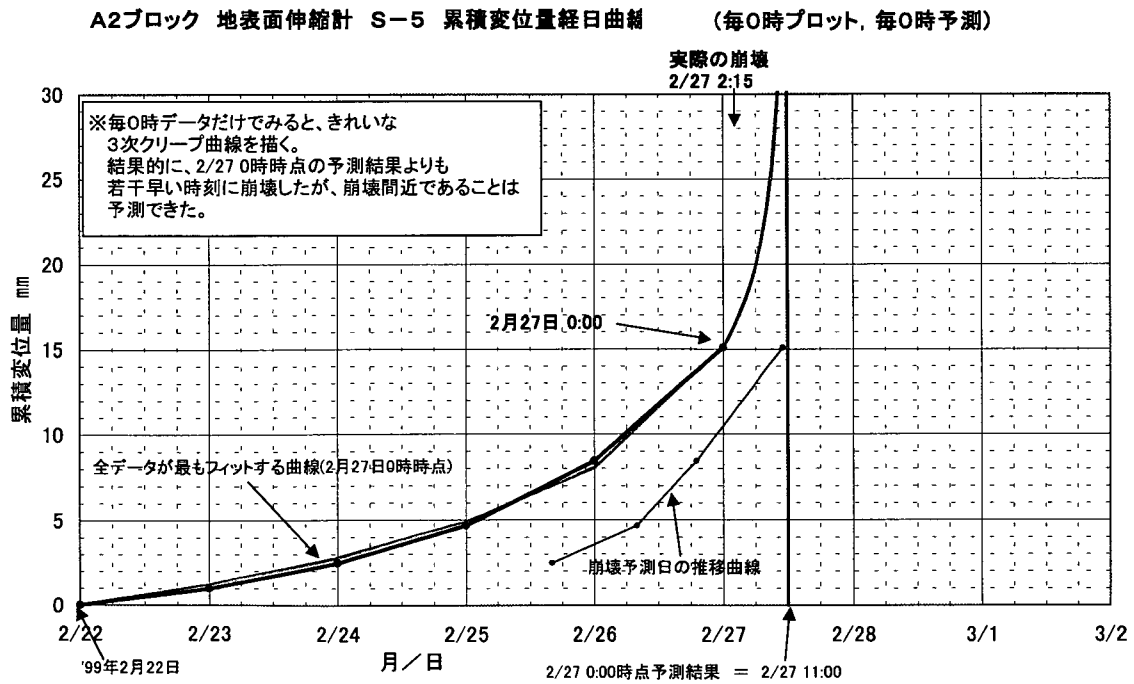


図-7.33 崩壊直前の5日間での毎0時データを基にした予測結果の例

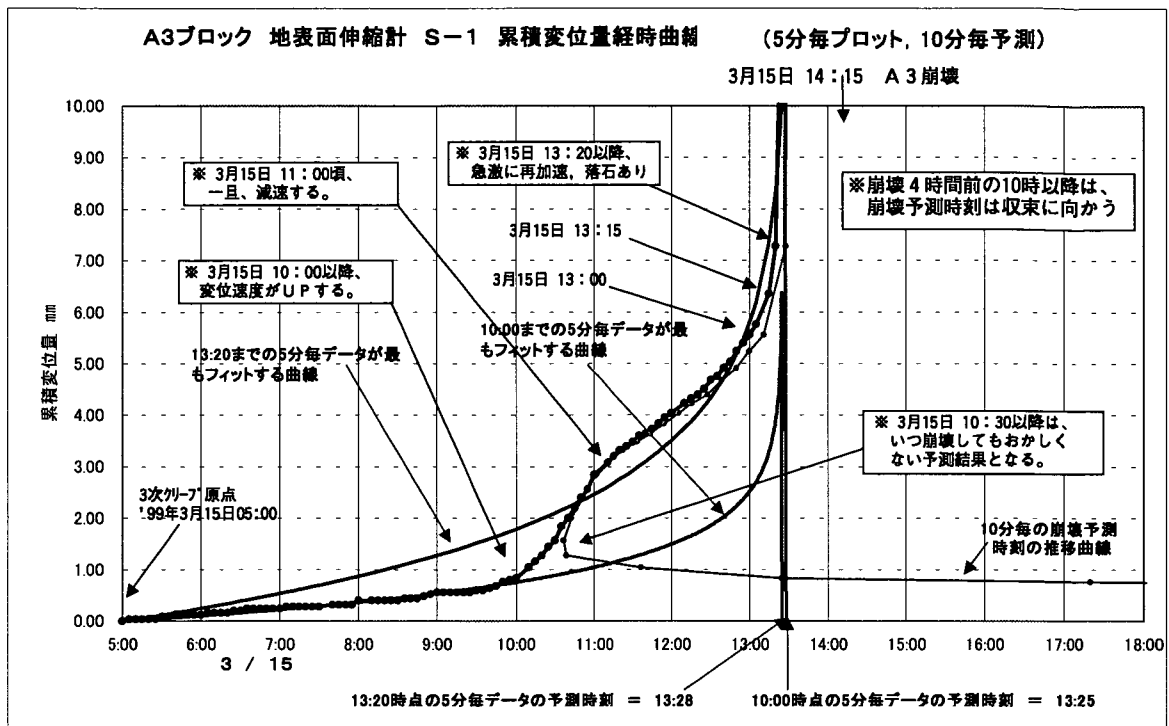


図-7.34 崩壊直前9時間の5分毎データを基にした10分毎予測結果の例

(3) 菅原式による崩壊予測方法の適用性

菅原式は、崩壊余裕日数 (T_r) と傾動角速度 ($\dot{\theta}$) を逆関数 ($T_r \cdot \dot{\theta} = 0.317$ を提唱) として予測するものである。

- ・ $T_r \cdot \dot{\theta}$ の係数は、概ね $0.124 \sim 0.015$ の範囲で推移する (図-7.35)。
- ・ $T_r \cdot \dot{\theta} = 0.317$ よりも、むしろ $T_r \cdot \dot{\theta} = 0.02$ が適当であった (図-7.35)。
- ・ 長期データにおける斉藤式の予測結果とは、崩壊の数ヶ月前の段階まではほぼ同等の答えであった。
- ・ 実際の余裕日数と、その時点の予測余裕日数は、崩壊の数ヶ月前の段階までは、それほど大きなズレにはならない (図-7.36)。
- ・ したがって、年～月単位での崩壊時期の予測には有効と考えられる。

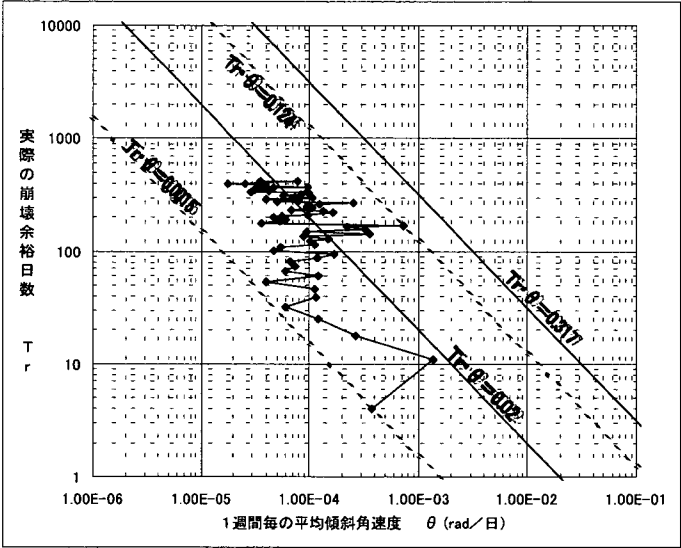


図-7.35 A3ブロックにおける転倒速度と実際の崩壊余裕日数との関係

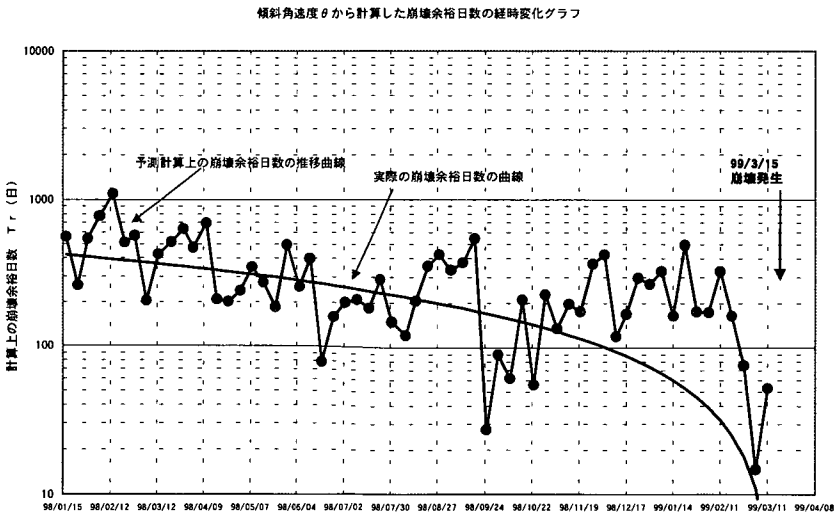


図-7.36 A3ブロックにおける計算上の崩壊余裕日数の経日変化

参考文献

- 1) Hoek, E. and Bray, J. W. (1977): 「岩盤斜面工学」小野寺透 & 吉中龍之進訳(1979)、浅倉書店、1979, pp237
- 2) 神尾、吉松、綱木、脇坂 (1997): 国道229号第2白糸トンネルにおける岩盤崩落、土木技術資料 39-11、pp2～5
- 3) Feltus W. R. (1993): An empirical Concept for open pit slope monitoring, *Procs of the Australian Conf. on Geotechnical Instrumentation and monitoring in open pit and underground mining, Kalgoorlie, Western Australia* pp 143～154
- 4) Sullivan, T. D (1993): Understanding pit slope movements, *Procs of the Australian Conf. on Geotechnical Instrumentation and monitoring in open pit and underground mining, kalgoorlie, Western Australia*, pp435～445
- 5) Zvelebil, J. (1996): A conceptual phenomenological model to stability interpretation of dilatometric data from rock slope monitoring, *Procs of the 7th Int. Symp. on Landslides, Trondheim*, pp1473～1480
- 6) 斎藤迪孝, 上沢弘 (1966): 斜面崩壊時期の予知、地すべり、第2巻第2号、pp 7～12
- 7) 斎藤迪孝 (1992): 「実証土質工学」技報堂出版、pp144～182
- 8) 松尾新一郎編 (1981): 「斜面安定工法」『指針と解説』日本材料学会 土質安定材料委員会、鹿島出版、pp66～68
- 9) 福園輝旗 (1990): 講座『移動量の変化から崩壊時刻を予測する方法 (その2)』、地すべり技術、地すべり対策協議会, Vol.17, No.1, 49号、pp26～34
- 1 1) 小橋澄治 (1975): 「斜面安定」土質工学基礎叢書 9、pp50～53
- 1 2) Kostak B. (1993): Remarks to prediction and monitoring, *Procs of the seventh Int. Conf. and Field Workshop on Landslides in Czech and Slovak Republics* pp155～168
- 1 3) Rizzo, V. (1990): Pre-rupture deformations and landslide surveillance, *Procs of 5th Int. Symp. on Landslides Vol.3*, pp1459～1461
- 1 4) 菅原紀明 (2000): 地表面傾斜計を用いた岩盤斜面の安定度評価の提案、応用地質技術年報 No.20 pp87～101
- 1 5) 斎藤迪孝 (1968): 第3次クリープによる斜面崩壊時期の予測、地すべり 第4巻第3号、pp1～8
- 1 6) 斎藤迪孝 (1987) 斜面崩壊時刻予測のためのクリープ曲線の適用について——崩壊予測の批判に答えて—— 地すべり、第24巻第1号 pp30～38
- 1 7) 福園輝旗 (1985): 表面移動速度の逆数を用いた降雨による斜面崩壊発生時刻の

予測法、地すべり、Vol.22、No.2, pp 8～13

- 1 8) 福園輝旗(1990): 講座『移動量の変化から崩壊時刻を予測する方法 (その3)』
地すべり技術 Vol.17、No2、50号、地すべり対策協議会
- 1 9) Barton, M. E. and MacCosker(2000): Inclinator and tiltmeter monitoring
of a high chalk cliff, Procs. of 8th Int. Symp. on Landslides, Cardiff, vol.1
pp127～132
- 2 0) Esu F., Destefano D., Grisolia, M. and Tancredi G. (1984): Stability of high
cut in overconsolidated lacustrine deposits, Procs. of the 4th Int. Symp.
on Landslides, Tronate, pp63～68
- 2 1) Fell R., Hunger O., Leroueil S., and Riemer W. (2000): Keynote
Lecture-Geotechnical engineering of the stability of natural slopes, and
cuts and fills in soil, Procs. on An Int. Conf. on Geotechnical & Geological
Engineering Vol.1: Invited Papers, pp21～120
- 2 2) Zvelebil J. and Stemberk J. (2000): Slope monitoring applied rock fall
management in NW Bohemia, Procs. of 8th Int. Symp. on Landslides, Cardiff,
pp1659～1664
- 2 3) Zvelebil J. (1984): Time prediction of a rock fall from sandstone rock slope,
Procs of the 4th Int. Symp. on Landslides, Tronate, Vol.3, pp93～95
- 2 5) 関 信雄、堀 伸三郎、成田 賢 (1980): 柳谷地区岩盤斜面の崩壊予測、応用
地質調査事務所年報 No.2、pp13～30
- 2 6) Monma K., Kojima S., and Kobayashi T. (2000): Rock slope monitoring system
and rock fall prediction, International Newsletter, LANDSLIDE NEWS No.13,
pp33～35
- 2 7) 菅原紀明 (2001): 斜面崩壊時刻を概略予測するための移動速度の正規化、応用
地質技術年報 No.21

第 8 章 安定解析

- 8－1 安定解析の位置づけ
- 8－2 数値解析
- 8－3 凍結深及び熱応力解析

第8章 安定解析

8-1 安定解析の位置づけ

安定解析は主に、調査段階で行われる崩壊規模・崩壊形態の推定の際に、経験工学的な判断を補完するものとして実施されることが多い。

調査段階で行われる岩盤斜面の崩壊規模・崩壊形態の推定は、その後の計測計画や計測データの分析・評価に大きく影響する非常に重要な要素であるが、従来は経験工学的な判断を主体として行われてきた。しかし近年、コンピュータ利用技術の急速な発達により、経験工学的な判断を補完するために安定解析が行われることが多くなってきている。

安定解析は、大きく以下の2種類に分類することができる。

- ① 解析対象を剛体と仮定し、力の釣合いから安定性を検討する極限平衡解析
- ② 有限要素法に代表される数値解析

一般に①は簡易的な判断を行う場合に、②はさらに詳細な判断が必要な場合に実施される。図 8.1 に、安定解析に重点をおいた置いた場合の安定性評価の一般的な流れを示す。

今のところすべての崩壊形態について適切に解析ができる手法はなく、様々な解析手法の中から崩壊形態に合った手法を適切に選択することが重要となる。また、それらの解析手法では、境界条件、地盤の静的物性値や動的性質、地下水や温度の影響、不連続面の位置・形状、寸法効果等、多くのパラメータを適切に設定する必要があるが、その中には設定方法が確立されていなかったり簡単には求めることができないものが含まれる場合があるので、解析手法の選定を行う際には注意する必要がある。

以下に、②に関してその実際の適用例について説明する。なお、①に関しては、7-2-1項で説明を行ったので、ここでは省略する。

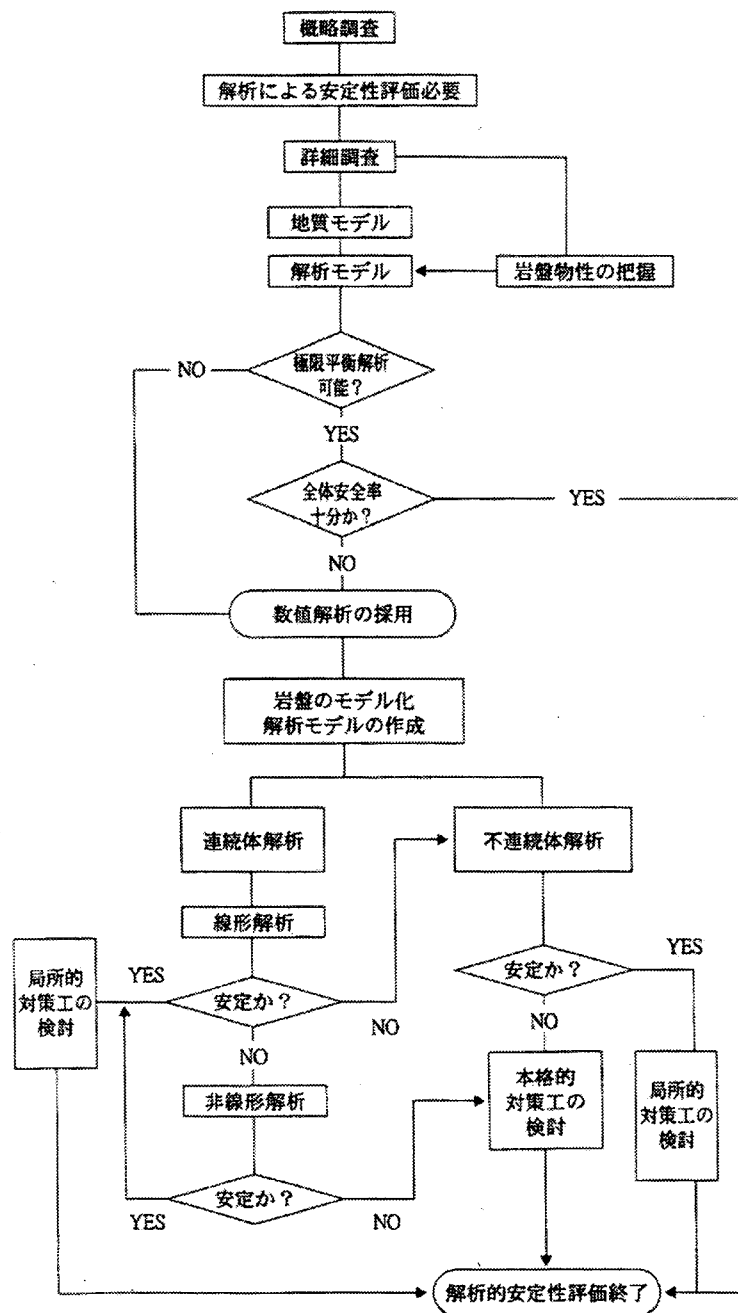


図 8.1 岩盤斜面の解析による安定性評価作業の流れ
(土木学会「岩盤斜面の調査と対策」p.157)

8-2 数値解析

数値解析手法により、岩盤斜面の安定性及び崩壊のメカニズムを定量的・定性的に評価できる。この際、崩壊形態に即した数値解析手法を選択することや、的確な解析モデルを決定することが重要である。

8-2-1 解析手法

岩盤斜面を対象とした代表的な数値解析手法を以下に記す。

- ①有限要素法 (**Finite Element Method**)
- ②不連続変形要素法 (**Discontinuous Deformation Analysis**)
- ③マニホールド法 (**Manifold Method**)
- ④剛体－バネモデル (**Rigid Bodies-Spring Model**)
- ⑤個別要素法 (**Distinct Element Method**)

これらは表 8.1 に示すような特徴を持つ。また、これらに付随する解析手法としてブロック理論、極限平衡法、重心解析等がある。いずれの解析手法も全ての崩壊形態に対して適用可能であるとは言い難く、対象とする崩壊形態に即した解析手法を選択する必要がある。また、現状では3次元解析に対応していない手法もあるため、三次元解析を実施する場合には選択できる解析手法が限定される。

また、これらの解析手法は、理論的には変位－応力問題に限定されず、浸透流、熱応力の解析にも適用可能である。すなわち、これらの解析手法は微分方程式で表される挙動を近似積分して求める手法であって力学に限定されるものではない。例えば逢坂地区の岩盤斜面の熱応力は DEM で解析された。しかしながら、これらの適用性は、取り扱う団体や個人の開発するソフトによってばらつきがある。

8-2-2 解析モデル

解析モデルを作成するためには、主に以下に記す情報が必要となる。

- ① 斜面の形状
- ② 岩盤の基本特性 (弾性係数、ポアソン比、圧縮強度、引張強度、密度等)
- ③ 不連続面の形状
- ④ 不連続面の強度特性

それぞれの評価方法は、以下ようになる。これらのうち、岩盤斜面の場合には不連続面の形状と強度の評価が重要となる。

(1) 斜面の形状

測量結果を基に斜面形状をモデル化するのが一般的である。最近では、写真解析により不連続面の構造を含めた斜面形状を把握再現する方法も用いられている。

(2) 岩盤の基本特性

解析に必要となる岩盤の基本特性としては、弾性係数、ポアソン比、単位体積重量、内部摩擦角、粘着力等があるが、使用する解析手法により必要となるパラメーターは多少異なる。これらは、室内試験および原位置試験結果を参考に決定することを基本とするが、試験試料の採取が困難な場合等は、同質岩盤の試験結果を参考にする場合もある。

(3) 不連続面の形状

露頭観察やボーリング調査（ボアホールカメラによる観察も含む）結果等から不連続面の形状（位置、走向・傾斜、開口幅、表面形状、状態）を評価する。現状の技術では、調査結果から得られた不連続面が斜面内部において、どの程度の広がりがあるかを評価することは推定の域を出ない。また、調査結果から得られた全ての不連続面の情報を解析モデルに反映させると過大な評価となることが懸念される。そのため、対象斜面における主要な不連続面とその形状を調査結果から選定することが必要となる。その際には、周辺も含めた地質調査結果や、対象斜面における過去の崩壊事例等を参考にすることも重要である。また、統計的な手法により不連続面を作成する場合もある。不連続面には、流入粘土や植物等の充填物が存在する場合も多く見られ、これらの分布状況を把握しておくことが望ましい。しかしながら、現状技術では、充填状況が顕著な部分を除き、全体的な分布状況を把握することは困難である。

(4) 不連続面の強度特性

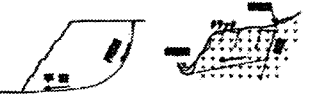
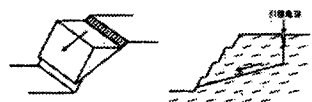
解析に必要となる不連続面の強度特性としては、垂直剛性、せん断剛性、基本摩擦角、残留摩擦角、粘着力、ダイレーション角等があるが、岩盤の基本特性と同様に使用する解析手法により必要となるパラメーターは多少異なる。これらは、不連続面を含む岩石ブロックでの室内試験（一面せん断試験）および原位置試験結果を参考に決定することが望ましいが、試験試料の採取が困難な場合等は、同質岩盤の試験結果を参考にする場合もある。また、不連続面に充填物が存在する場合には、充填物の存在割合により強度を補正して評価することが望ましい。

表 8.1 解析手法の特徴

手 法	FEM (Finite Element Method) (有限要素法)	不連続FEM	DDA (Discontinuous Deformation Analysis) (不連続変形要素法)	MM (Manifold Method)	RBSM (Rigid Bodies-Spring Model) (剛体-バネモデル)	DEM (Distinct Element Method) (個別要素法)
提案者	Rayleigh(1870) Ritz(1909)	L.B.Hilbert(1993)	G.H.Shi, R.E.Goodman (1984)	G.H.Shi(1992)	川井忠彦(1976)	P.A.Cundall(1971)
目 的	連続体解析(構造・流体)	不連続性岩盤ブロックの 弾性的挙動*			連続体の極限解析 (破壊モード)	ブロックの剛体運動
運動方程式	Hamiltonの原理					ニュートンの運動の第二法則
要素の特性	弾 性 体				剛 体	剛体(最近は弾性体も扱える)
要素間特性	ジョイント要素など		バ ネ			バネ-ダッシュポット
主変数	節点変位 圧力、速度	節点変位、速度	要素の剛体変位 要素の剛体回転 要素のひずみ	節点変位、速度	要素の剛体変位 要素の剛体回転	
変数の特徴	FEM要素の種類に依存		ブロック内では一定ひずみ	FEM要素の種類に依存	ブロックの表面のみで定義	
摩擦・貫入特性	ペナルティ法 (直接的繰返し法)	Lagrange乗数法(間接的繰返し法)とペナルティ法(直接的繰返し法)の組み合わせ			バネ	バネ-ダッシュポット
剛性マトリックスの誘導 (エネルギー原理)	ポテンシャルエネルギー最小化原理(変分原理)				有限要素法と差分法の中間	相反定理
従属変数	要素の変形、応力				要素間のバネの力	
数値解法(空間)	連続方程式(ガウス法)	連続方程式(DDM法)	連続方程式(ガウス法)	連続方程式(SOR法)	力のつり合い	
数値解法(時間)	前進差分法、変位増分	Wilsonのθ法、速度	前進差分法、変位増分			前進差分法、速度
特徴・その他	数値解析手法としては、 様々な分野で広く利用され ている。	1ブロックを複数の有限要素 で構成。物理要素と数学要素 が一致している。Manifold法 の特殊な場合。	1ブロックを1有限要素として 計算する。また、逆解析も行 える。最近、粒状体モデ ルを扱った研究も進められ ている。	1ブロックを複数の有限要素 で構成。物理要素を数学要 素に写像して、数学要素場 で解を求める。任意の要素 形状の計算が可能。DDAを 拡張した手法。	変形問題に対する適用は、 要素を剛体と仮定しているこ とから本質的に困難が伴う。 終局的な状態を扱う場合に 適している。*	ブロックの有限差分近似による 変形も考慮している。粒状体モ デルを扱った解析もある。

- 【参考文献】 1) 佐々木猛、「有限要素法の概要とDDAの関係」、第1回DDA実用化委員会配布資料、P.14、1991年6月
 2) 大西有三、佐々木猛、「FEM、DDAからManifold Methodへ」、第3回Manifold Method実用化研究会配布資料、P.14、1995年1月

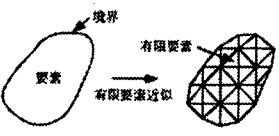
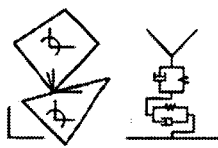
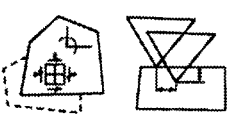
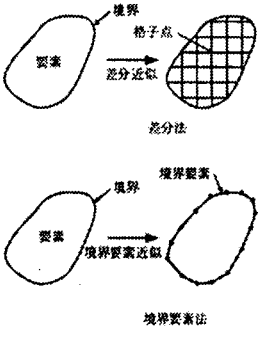
表 8.2 崩壊形態と数値解析手法の適用性

崩壊形態		模 式 図	解 析 手 法				備 考
			有 限 要 素 法	個 別 要 素 法	不 連 続 変 形 法	R B S M 法	
崩 落	小規模		×	○	◎	△	不連続変形法では粘性項を入れることで、崩壊に至るまでの状況と落下開始以降の状況の両方を考慮することが出来る。
	大規模		×	○	◎	△	
滑 動	円弧・複合すべり		◎	○	△	○	滑動については、主にジョイント要素を入れた有限要素法が多く用いられる。 すべり破壊に至る過程を追うには剛体・スプレッドモデル (RESM 法) で対応ができる。最近、マニホールド法 (MM) でこの様な破壊過程を検討している例がある。 くさび破壊のような3次元空間で考慮すべき破壊では、3次元個別要素法 (DEM) が有効である。
	平面すべり		○	○	○	○	
	くさび破壊		○	◎	△	△	
ト ッ ブ リ ン グ	たわみトッピング		△	○	◎	△	割れ目系をブロック状にモデル化し、ブロック間の摩擦力の関係で安定性を見る。 これは、不連続変形法 (DDA) や個別要素法 (DEM) が多く用いられる。 ただし、3次元問題には不連続変形法は適さない。このため、最近マニホールド法 (MM) が提案されているが、我が国ではほとんど実績がない。
	ブロックトッピング		△	◎	◎	△	
	バックリング		△	◎	◎	△	

- ・表中の記号は、それぞれの崩壊形態に対して、その解析手法が、◎：よく適する、○：適する、△：やや適する、×：あまり適さない場合を示す。
- ・上記の解析手法のほかに、連続体解析として、“差分法 (FDM)”や“境界要素法 (BEM)”，離散型解析としては、“マニホールド法 (MM)”などがある。これらの解析は、いずれも岩盤崩壊に関しては未発達な状態の解析手法であり、岩盤崩壊についての適用事例はわが国においてはほとんどない。

(土木学会「岩盤斜面の調査と対策」)

表 8.3 解析手法と入力パラメータの一覧表

解析手法	モデル図	解析の入力パラメータ		備 考
		計測物性値	解析上仮定値*	
有限要素法		・弾性係数 ・ポアソン比 ・単位体積重量 ・内部摩擦角 ・粘着力	・割れ目の垂直バネ定数 ・割れ目のせん断バネ定数	割れ目系の取り入れ方として結合バネ要素、ジョイント要素等を設ける方法、等価連続体モデルに近似する方法、離散可能な解析方法の導入等がある。
個別要素法		・割れ目系の位置(表面部) ・割れ目系の走向・傾斜 ・岩塊の密度	・割れ目の規模(内部) ・割れ目のせん断強度 ・割れ目の法線応力強度 ・割れ目の摩擦角(摩擦係数)	統計的・経験的に岩盤内部の割れ目系の広がりを評価する場合もある。
不連続変形法		・割れ目系の位置(表面部) ・割れ目系の走向・傾斜 ・単位体積重量 ・内部摩擦角 ・弾性係数 ・ポアソン比	・割れ目の規模(内部) ・粘性係数(崩落の場合) ・想定最大変位比 ・接触バネの剛性	統計的・経験的に岩盤内部の割れ目系の広がりを評価する場合もある。
RBSM法		・割れ目系の位置(表面部) ・割れ目系の走向・傾斜 ・単位体積重量	・せん断バネ定数 ・垂直バネ定数	
その他の解析手法		・弾性係数 ・ポアソン比 ・単位体積重量 ・内部摩擦角 ・粘着力 など		FDMやBEMは、割れ目系を取り入れたものはFEMほど十分に離立されていない。 MMは、最近出てきた手法であり、我が国ではほとんど実績がない。

*) 割れ目面のせん断試験など特殊な調査・試験によって設定することができるが、通常の調査・試験では設定できないパラメータ、解析上必要となった仮定値で、調査・試験などから間接的に推定しなければならないパラメータ、等を解析上仮定値とした。

(土木学会「岩盤斜面の調査と対策」)

8-2-3 実施例

(1) 転倒崩壊（天鳥橋西地区：DDA 解析）

天鳥橋西地区の DDA 解析結果と実際の崩壊を比較すると、個々の岩盤ブロックの崩壊モード、崩壊範囲などがよく一致した。また、岩盤のモデル化及び岩塊強度、不連続面強度の組み合わせが解析結果の岩盤挙動を左右することが確認された。

今回の解析では、岩盤物性値を求めるため、岩石一軸圧縮試験、多段階一面せん断試験及び圧裂引張試験などが行われたが、解析に用いたパラメータとしては、対象岩塊の強度を岩石試験値より 50%程度低減し、充填物の弾性係数を 10%程度低減させた解析結果が、実際の崩壊形態を再現できることがわかった。

岩盤強度として岩石試験値を採用した場合は岩塊が非常に大きな転倒角を示すが、崩壊まで至らないという結果となった。

以下に、天鳥橋西地区で実施した数値解析の具体的な解析手順を説明する。

1) 目的

DDA 解析は、有限要素法との類似、解の安定性、材料定数の決定が比較的容易であることから落石や岩盤崩落の解析に用いられてきた。今回は、DDA を用いて岩盤崩壊シミュレーションを行い、天鳥橋西地区岩盤崩壊過程の再現により、数値解析により岩盤崩壊形態の予知・予測の有効性を検討するための基礎資料を得ることを目的として実施した。

2) 解析手順

図 8.2 に DDA 解析プログラムのフローを示す。DDA 解析は、岩塊の変形、変位及び岩塊間の接触条件をステップ毎に計算し、ステップ間は前ステップの終速度を次のステップの初速度となるような動的解析を行う。

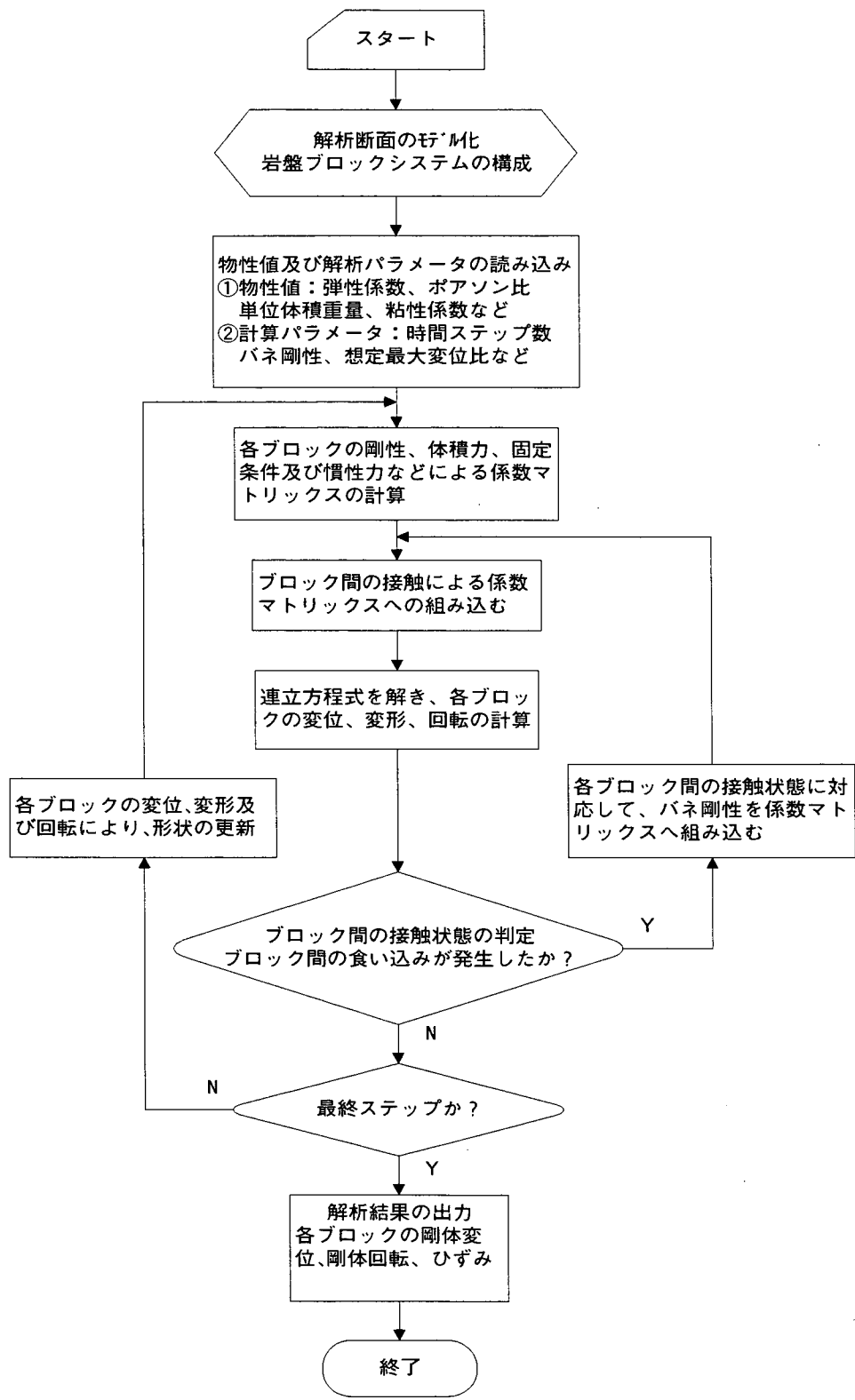


図 8.2 DDA 解析プログラムのフロー

①解析モデル

崩壊発生前後の詳細亀裂調査図等から作成した解析モデルを図 8.3 に示す。図中、A0、A1-1、A1-2、A2、A3 のブロックは、崩壊の際にそれぞれにいくつかの部分に破壊されたと想定して、モデルを作成する際にそれぞれのブロックを適当に分割し、予め不連続面を設置した。ただし、ブロックを分割するための割れ目の強度は岩塊の強度を用いる（結果として引張強度の 1/3）。

崩壊前の調査結果により、ブロック A1-2 と A2 の間は空洞となっているか、碎石で充填されている。また、A2 と A3 の間、A3 の背面も同様に、粘土か碎石で充填されている。解析モデルではこれらの部分を不連続体として認識するが、その物性値は岩塊の物性値とは区別して設定した。図 8.4 に解析モデルのブロック物性値の設定区分を示す。図に示すように、すべての不連続体を 2 区分し、物性区分 A は岩塊部分（岩塊）、B は粘土か碎石で充填されている部分を示す（充填物）。

崩壊前後の調査により、解析モデルにおける不連続面は、既存割れ目及び崩壊による新たに生成することが予測される割れ目の 2 種類に大別できる。また、既存割れ目の場合は完全な開口割れ目と密着している割れ目に分けられる。したがって、不連続面は 3 つに区分することにする。図 8.5 に不連続面の区分を示す。区分 a は完全に開いている割れ目、b は密着している割れ目、c は崩壊による新たに生成すると予想される割れ目を表す。

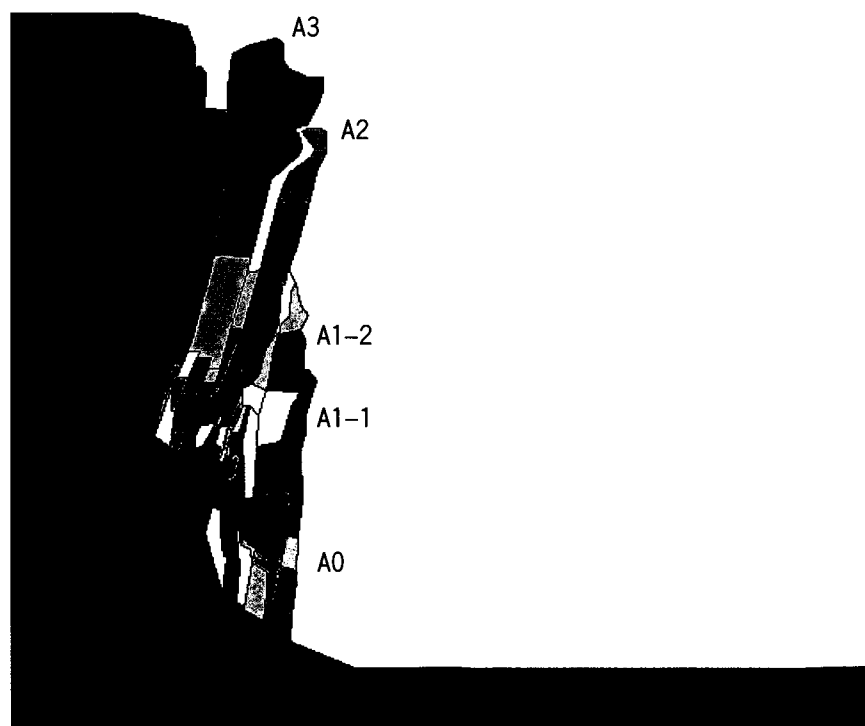


図 8.3 DDA 解析モデル



図 8.4 ブロック物性値の設定区分

A：岩塊部分（岩塊）、B：粘土か碎石で充填されている部分（充填物）



図 8.5 不連続面の物性値区分

a：完全な開口割れ目、b：密着している割れ目
c：崩壊による新たに生成すると予想される割れ目

②不連続面及び岩塊の物性値

a) 岩塊の物性値

表 8.4 に解析に用いた岩塊の物性値を示す。表に示すように、崩壊モードを再現するため、不連続面及び岩塊の物性値の組み合わせにより、5種類の試計算を行った。

岩塊の物性値（弾性係数、ポアソン比）は A と B の2区分に分けて考える。A は岩塊の物性値で、既往の岩石試験により設定する。B は粘土または碎石などの充填物と想定して、その弾性係数が岩盤のものより小さいケースと同じであるケースを想定した。低くなる場合は充填物の弾性係数は岩塊の弾性係数の 10%と仮定した。

表 8.5 に既往岩石試験の結果を示す。表に示すように、BH-1-①～BH-1-④の試料は今回解析対象となる岩盤部分の水平ボーリングコアから採取したものである。この4つの試験結果のほとんどは、他の試験結果と比較すると、一軸圧縮強度および静弾性係数は明らかに小さいことがわかる。また、4つの試料における資料 BH-1-③の圧縮強度及び静弾性係数は他の3つ資料より遥かに大きく、この資料の試験結果を除くことにする。従って、解析に用いる岩塊の弾性係数及びポアソン比は3つの試験結果の最小値、それぞれに 24.5GPa、0.2 の値を用いることにする。

表 8.4 解析に用いた岩塊の物性値

解析 ケース	物性区分	弾性係数 (GPa)	ポアソン比
1、3、 5	A（岩塊）	24.5	0.2
	B（粘土または碎石の充填物）	2.45*	0.3
2、4、 6	A（岩塊）	24.5	0.2
	B（粘土または碎石の充填物）		

*：粘土または碎石充填物の弾性係数は岩塊の値の 10%とする。

表 8.5 既往の岩石試験結果

岩盤ブロック名	A2	A3	B	C	D3	D'	E1	E2	F
岩石名	粗粒砂岩	粗粒砂岩	砂礫岩	砂礫岩	粗粒砂岩	粗粒砂岩	粗粒砂岩	粗粒砂岩	粗粒砂岩
試料番号	BH-1-①	BH-1-②	BH-1-③	BH-1-④	BH-2-①	BH-2-②	BH-3-①	BH-3-②	BH-3-③
深度 (m)	0.8	1.44	2.71	6.67	0.66	8.29	0.69	1.44	2.37
	0.95	1.57	3.00	6.93	0.88	8.62	1.00	1.75	2.65
含水比 (%)	0.84	0.79	1.71	1.73	1.39	1.99	1.53	1.97	1.78
含水率 (%)	2.11	1.99	4.24	4.37	3.45	4.96	3.78	4.89	4.45
湿潤密度 (g/cm^3)	2.549	2.519	2.523	2.575	2.548	2.566	2.566	2.539	2.550
比重	自然	2.543	2.548	2.518	2.566	2.524	2.547	2.516	2.529
	乾燥	2.522	2.528	2.475	2.522	2.490	2.497	2.478	2.480
	湿潤	2.560	2.563	2.527	2.570	2.539	2.552	2.533	2.534
	見掛比重	2.523	2.521	2.609	2.549	2.620	2.643	2.623	2.622
吸水率 (%)	1.53	1.39	2.08	1.91	1.99	2.20	2.23	2.18	2.34
有効間隙率 (%)	3.85	3.52	5.14	4.81	4.96	5.50	5.53	5.40	5.85
一軸圧縮強度 (kgf/cm^2)	632.3	627.1	1913.7	695.8	1686.9	1631.1	1186.8	1913.7	1202.9
静ポアソン比	0.240	0.279	0.185	0.197	0.257	0.270	0.229	0.185	0.232
静弾性係数 ($\times 10^4 \text{kgf}/\text{cm}^2$)	29.00	25.49	47.84	36.04	36.99	38.11	30.75	47.84	37.36

b) 不連続面の物性値

表 8.6 に解析に用いた不連続面の物性値を示す。前述のように、不連続面については、その接触状態により、3 区分の不連続面に分けて考える。

まず、区分 b は密着している割れ目を指す。この種の割れ目は一面せん断試験の結果をそのまま採用する。ただし、既存割れ目を含んだ岩石の一面せん断試験の結果は、摩擦角は $32.4 \sim 40.8^\circ$ 、粘着力は $0.056 \sim 0.255 \text{MPa}$ の範囲で大きなばらつきを示す (表 8.8)。今回の解析では区分 b の摩擦角及び粘着力の最小値を用いる。

次に、区分 a は完全に開口している割れ目を指す。この種の割れ目は、割れ目が密着する状態から完全な開口状態となる瞬間を想定する。この瞬間では、割れ目が粘着力を失ったが、摩擦抵抗力はまだ残っていると考えられる。従って、区分 a の摩擦角は区分 b と同じ値、粘着力は 0 を採用する。

区分 c は崩壊による新たに生成すると予想された割れ目を考慮したものである。その強度 (内部摩擦角、せん断強度) は岩石試験 (圧裂引張試験、一軸圧縮試験) 結果から、岩石の破壊基準で求める。ただし、今回の解析対象となる岩盤は風化、浸食などにより割れ目が非常に発達しているため、岩塊強度はインタクト的な岩石を用いた岩石試験より得られた強度より遥かに小さくなっていると考えられる。したがって、ここでは、区分 c の強度を求めるため、岩塊の強度は岩石試験結果 (試験値) の 100%、50% 及び 30% の 3 つのパターンを想定する。

表 8.6 解析に用いた不連続面の物性値

解析 ケース	物性区分 ^{注1)}	摩擦角または内部摩擦 角 (°)	粘着力または岩 塊のせん断強度 (MPa)	引張強度 (MPa)	備考
1、6	a	32.4 ^{注2)}	0	0	
	b	32.4	0.056	0	一面せん断試験結果の最小値を採用する
	c	48.7	3.62	3.18	モール破壊基準で得られた値であって、岩塊の引張強度及び圧縮強度は岩石試験値のものの30%と仮定した。
2、3	a	32.4	0	0	
	b	32.4	0.056	0	
	c	48.7	12.05	10.58	モール破壊基準で得られた値であって、岩塊の引張強度及び圧縮強度は岩石試験値のものの100%と仮定した。
4、5	a	32.4	0	0	
	b	32.4	0.056	0	
	c	48.7	6.03	5.29	モール破壊基準で得られた値であって、岩塊の引張強度及び圧縮強度は岩石試験値のものの50%と仮定した。

注1) : a は完全に開口した割れ目、b は密着している割れ目、c は崩壊による新たに生成する割れ目

注2) : b の値と同様な値を用いる。

表 8.7 に不連続面及び岩塊の物性値の組み合わせにより試算ケースをまとめて示す。ここでは、ケース1～5の解析により、当地区岩盤崩壊挙動の再現などはできたので、ケース6は必要性がないと判断し、実行しなかった。これにより、試算は全部で5ケース実行することにした。

表 8.7 不連続面及び岩塊の物性値の組み合わせによる試算ケース

不連続面の物性 岩塊の物性		区分 a,b の物性は多段階一面せん断試験の試験値を採用し、区分 c の物性値を算出するため、岩盤強度と岩石試験値との比		
		100%	50%	30%
岩塊の物性値は岩石試験値を採用し、充填物の物性値と岩塊物性値との比	100%	2	4	6 *
	10%	3	5	1

*：このケースは必要性がないと判断し、実行しなかった。

図 8.6 にモールの破壊基準の概念を示す。図に示すように、岩石の破壊基準は次の式で表せる。

$$\tau = \tau_t + \sigma \tan \phi \tag{1}$$

ここでは、 ϕ は内部摩擦角、 τ_t はせん断強度である。また、図中、 σ_t は岩塊の引張強度、 σ_c は岩塊の一軸圧縮強度である。図に示すように、 ϕ 及び τ_t は σ_t 及び σ_c で表せる。

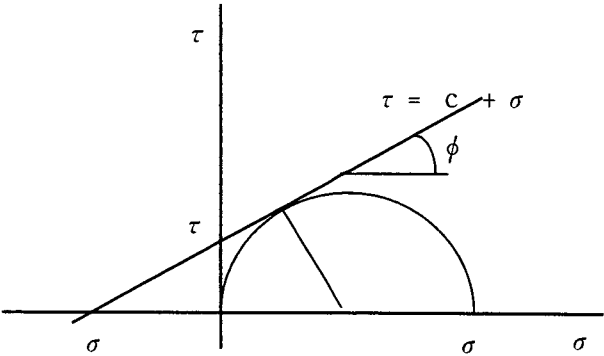


図 8.6 モール破壊基準の概念

$$\sin \phi = \frac{\sigma_c / 2}{\sigma_t + \sigma_c / 2} \tag{2}$$

$$\tau_t = \sigma_t \cdot \tan \phi \tag{3}$$

岩石の一軸圧縮強度は、弾性係数の選定と同様に、表 8.5 に示す BH-1-①、BH-1-②及び BH-1-④の 3 試料の試験結果の平均値 63.9MPa、岩石の引張強度は、圧裂引張試験結果（表 8.9）の平均値 10.584MPa を用いる。

表 8.8 多段階一面せん断試験結果一覧表

試料 番号	ボーリング 孔番号	深度 (m)	岩石 名	垂直応力 (kgf/cm ²)	せん断応 力 (kgf/cm ²)	強度定数		備考
						粘着力 (kgf/cm ²)	摩擦 角 (°)	
DST- 1	BH-No.1 注	0.05 ～ 0.17	粗 粒 砂 岩	1.0	2.05	1.50	32.4	
				2.0	2.86			
				4.0	4.06			
				8.0	6.56			
DST- 2	同上	2.2 ～ 2.35	砂 礫 岩	1.0	1.37	0.57	40.8	
				2.0	2.35			
				4.0	4.05			
				8.0	7.45			
DST- 3	同上	5.8 ～ 6.0	同 上	1.0	3.28	2.60	36.0	
				2.0	3.93			
				4.0	5.80			
				8.0	8.32			

注：BH-No.1 は水平ボーリング孔であり、全長 15.72m。

表 8.9 圧裂引張試験結果一覧表

孔番号：BH-No.1

試料 番号	採取深 度 (m)	岩石名	試料長 L (cm)	試料径 D (m)	密度 ρ_t (g/cm ³)	荷重 P (kgf)	引張強度 σ_t (kgf/cm ²)
1	2.80～ 2.90	粗粒砂 岩	6.918	6.952	2.476	7926	105
2	3.00～ 3.10	砂礫岩	6.835	6.979	2.476	8306	111
3	3.10～ 3.20	砂礫岩	7.070	6.978	2.464	8414	109

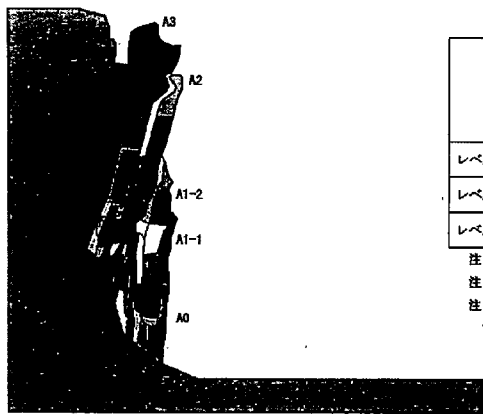
3) 解析結果

解析は全部で 8000 ステップ実施し、ステップ毎に各岩塊の動き、応力状態などを解析する。今回の場合はステップ数及び岩塊の数が多く、計算速度及び容量を節約するため、20 ステップ毎に解析結果を記録した。

図 8.7、8.8 に解析結果を示す。解析結果は以下のようにまとめられる。

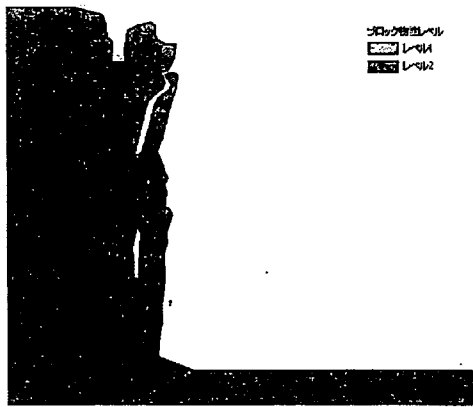
- ①各ブロックの崩壊順番が実際の崩壊実績とよく一致している。
- ②A3、A2、A1-2 および A1-1 のそれぞれの岩塊は 3 から 4 のブロックに分割されているが、転倒崩落の途中ではそれぞれの岩塊ブロックがほとんど分離せず、地面に衝突した瞬間に分離したことが明らかである。これは、実際の崩壊と良好な一致を示す（岩塊の引張強度及び圧縮強度を岩石そのものの 30%と設定することが妥当であることを裏付けられる）。
- ③岩塊の堆積時（崩壊到達範囲）もよく再現している。

解析結果を実際の崩壊モードと比較して、解析結果の各ブロックの崩壊モードが実際の崩壊モードとよく一致している。表 8.10 に解析結果と実際の崩壊モードとの比較を示す。



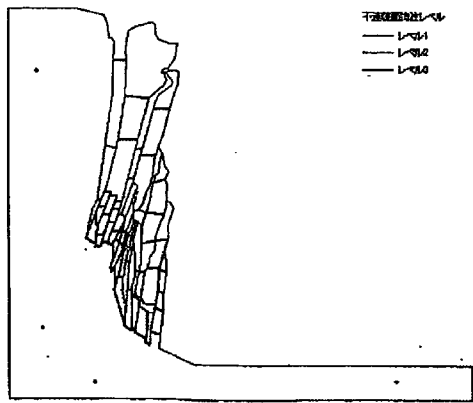
物性区分	摩擦角または内部摩擦角 (°)	粘着力または岩塊のせん断強度 (kgf/cm ²)	引張強度 (kgf/cm ²)
レベル1 (完全に開いている割れ目)	32.4 ^{注1)}	0	0
レベル2 (密着している割れ目)	32.4 ^{注2)}	0.57	0
レベル3 (崩壊による新たに生成する割れ目)	48.7 ^{注3)}	36.9	32.4

注1) : 密着している割れ目の値と同様な値を用いる。
注2) : 一面せん断試験結果の最小値を採用する。
注3) : 岩塊の内部摩擦角で、岩塊の引張強度及び圧縮強度より、モール破滅基準で得られた値である。ただし、岩塊の引張強度及び圧縮強度は岩石のものの30%とした。



物性区分	弾性係数 (×10 ⁸ kgf/cm ²)	ポアソン比
レベル1 (岩塊)	2.5	0.2
レベル2 (粘土または砕石の充填物)	0.25*	0.3

* : 粘土または砕石充填物の弾性係数は岩塊の値の10%とする。



レベル1 : 完全に開いている割れ目、レベル2 : 密着している割れ目
レベル3 : 崩壊による新たに生成する割れ目

図 8.7 DDA解析による数値解析(1)

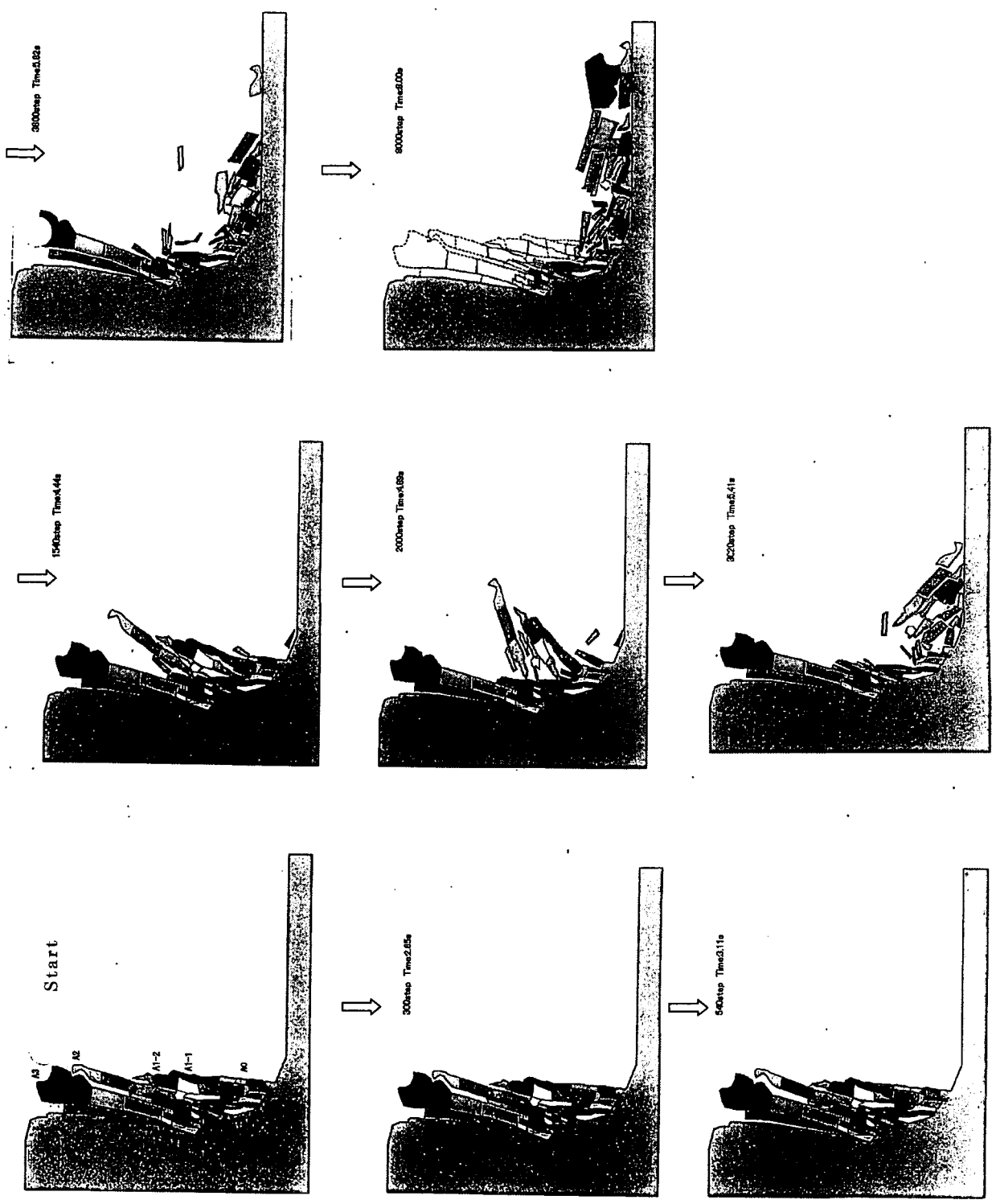


図 8.8 DDA解析による数値解析(2)

表 8.10 解析結果と実際の崩壊モードとの比較

解析結果			解析結果と実際の崩壊モードとの比較
図の番号	ステップ数	時間 [s]	
①	300	2.85	A3、A2 が同様な運動を示す。これは、崩壊前の岩盤運動と一致する。
②	400	3.05	
③	500	3.28	
④	600	3.52	A3 の転倒角はあまり増加しないことに対して、A2 の転倒角が大きく増加している。これは、実際の崩壊モードが2回に分けて崩壊することと裏付ける。また、解析により、ブロック A2 の転倒角の増加は一回目の崩壊崩壊の原因となると推測できる。
⑤	700	3.78	
⑥	800	3.96	
⑦	900	4.25	
⑧	1000	4.48	A0 ブロックの崩壊過程が示され、上部から下部まで順序に破壊される。A0、A1-1、A1-2 及び A2 は垂直方向の水平方向の移動をせずに、単純な転倒崩壊を示す。これは実際の崩壊様子（ビデオ）とよく一致する。
⑨	1080	4.64	
⑩	1200	4.85	
⑪	1300	4.99	
⑫	1500	5.19	A1-1、A1-2 及び A2 のブロックはそれぞれに3～4つの岩塊に予め分割されているが、転倒崩壊の途中ではそれぞれのブロックがほとんど分離せずに、地面に到達する。その後、それぞれのブロックは、地面に衝突する瞬間で幾つかの部分に分離したことが明らかである。これは、実際の崩壊モードとよく一致する。
⑬	1740	5.36	
⑭	2000	5.53	
⑮	2660	5.86	
⑯	2800	5.92	これまで、A3 ブロックが一回目の崩壊に伴う運動がほとんど見えなかった。
⑰	3080	6.12	A3 ブロックの崩壊様子を示す。A2 などのブロックと同様に、A3 も地面に衝突する瞬間で幾つかの部分に分離する。
⑱	5420	7.77	
⑲	5560	7.82	このように、解析では、2回の崩壊にはっきり分けて、それぞれの崩壊範囲も実際の崩壊モードと良好な一致を示す。
⑳	8000	9.10	崩壊前後の様子を合わせて示す。

(2) すべり等による崩壊（逢坂地区：DEM 解析）

逢坂地区では、2次元 DEM 解析により基本的な崩壊メカニズムや熱応力の影響を表すことができた。すなわち崩壊の可能性、その方向、規模や応力集中解析の推測の可能性が示された。しかしながら、本斜面の対象岩塊は不連続面によって3次元的な形状を呈しているため、実際の応力状態は2次元解析から得られた結果と異なる可能性がある。そこで、対象斜面を3次元的にモデル化して2次元解析結果との相違点を整理し、3次元解析の有効性と必要性について検討した。

3次元 DEM 解析ではブロックの噛み合わせ等による側方拘束力を考慮したことによって、より厳密な解が得られた、すなわちジョイントの形状によっては2次元解析では容易に崩壊する可能性を示す斜面であっても、3次元解析では対象岩体を支持している岩盤そのものが破壊しないと崩壊しない場合もある。このとき、応力集中している箇所では破壊を生じ新たなジョイントが発生する可能性があり、このような破壊機構を考慮する必要が考えられた。3次元的にジョイントを考慮する必要があるくさび破壊や、対象岩体を支える岩盤の破壊等の可能性については3次元解析が有効である。

逢坂地区での一連の解析事例のように、数値解析を導入する際、その妥当性についてはモニタリングによる検証が必要であると言える。

逢坂地区で実施した数値解析の具体的な解析手順と留意点を以下に説明する。

1) 逢坂地区の崩壊機構の2次元 DEM 解析

(目的)

2次元解析を実施し、斜面の崩壊機構や相対的に破壊の可能性の高い領域について検討するだけでなく、不確実性の高い岩盤斜面に対して数値解析がどのように役立て得るのか検討した。

(解析手順)

解析手順においては、物性値や不連続面の連続性の設定に不確実性が伴う点が問題であり、調査・試験から斜面全体の安定性を支配する代表的な物性値や不連続面の長さを決定することは難しい。このような場合、物性値を設定する方法は、斜面の安定性を仮定して物性値を逆算する方法である。例えば、現状斜面が崩壊していないことから、崩壊の生じないように不連続面を設定し、解析結果から得られる局所安全率の1.0の領域が顕著にならないように強度物性値を修正することができる。本事例の場合は、過去の地震で対象斜面が崩壊していないことを利用した。すなわち、地震時に極限状態になるような物性値を逆算すれば、過度に安全側の物性値となることを避けられると考えられる。

また、本解析例において当初は逆解析に利用できるような観測挙動が得られなかったが、解析後 1 年程経過して、新たな亀裂と斜面下部で小崩壊が観測されたので、これらの観測結果を参考に物性値の逆算を行った。一般に、変位が観測されている斜面であれば、その変位を再現することにより、物性値と不連続面の連続性を絞り込むことが可能と考えられる。

破壊しやすい個所やキーブロックは、不連続面の長さや岩盤自体の強度などをパラメータとした感度解析で検討した。すなわち、感度解析により、安定性に影響の大きい不連続面や岩塊が判明すれば、調査・観測する位置や方法の検討に役立てうると考えるものである。

崩壊機構については、強度低下や地震力などの誘因を加えて、段階的に進展する破壊の形態を変位や変形を元に検討した。

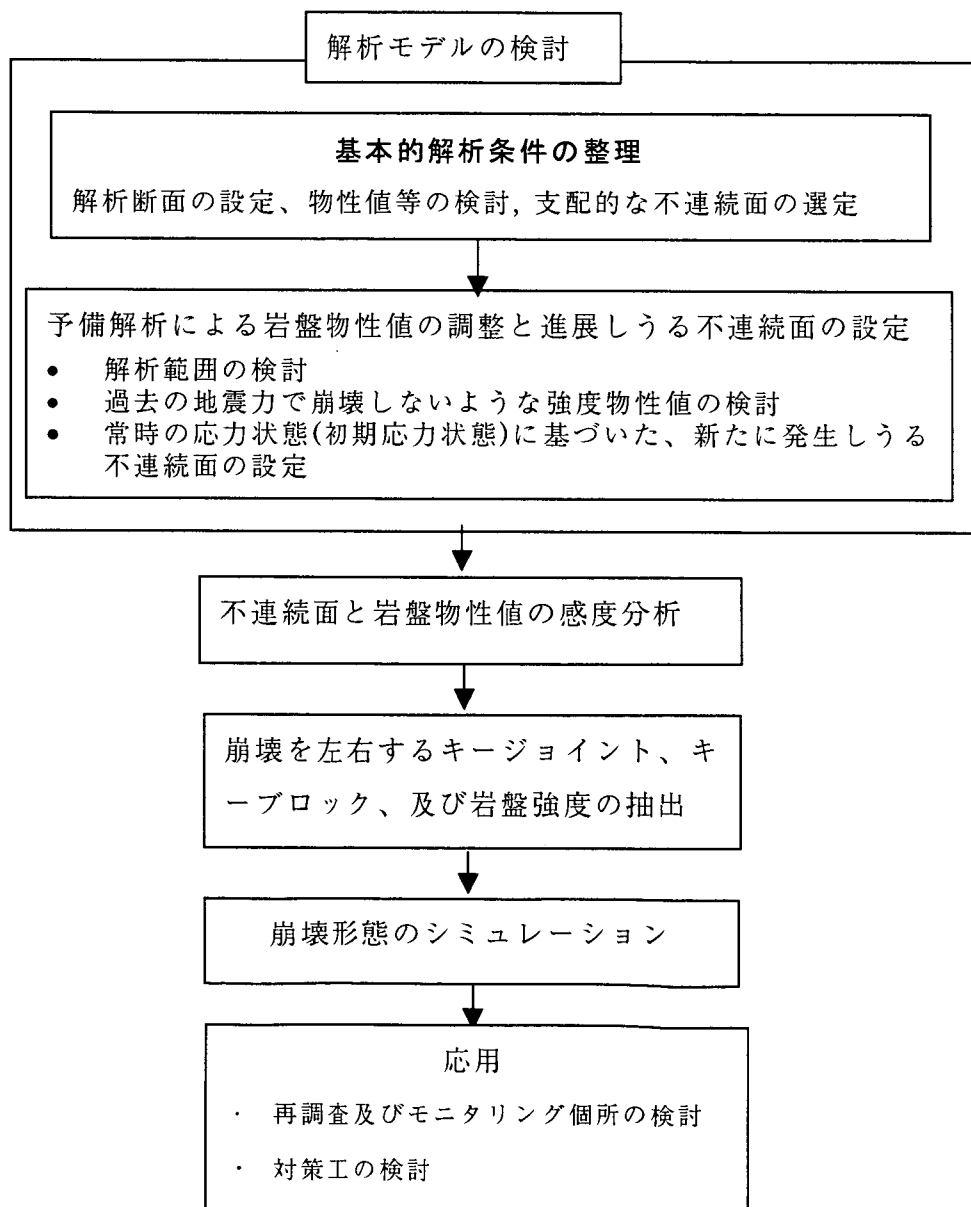


図 8.9 逢坂地区の崩壊機構の 2 次元 DEM 解析フロー

(解析モデルの作成)

解析モデルの主な構成要素は、崩壊を左右する主要な不連続面及びそれらの不連続面を除く岩盤自体(ブロック要素)から成る。ブロック要素は、変形可能で内部の応力分布や局所安全率が求まるように差分要素でさらに離散化している。本解析手法では、不連続面のないところに不連続面が進展あるいは発生するような解析はできないので、発生する可能性のある不連続面は、あらかじめメッシュに設定しておく必要がある。

ここで、解析モデルの作成とは、a)解析領域を設定すること、b)これらの構成要素をメッシュ化すること、c)物性値を設定すること、とする。

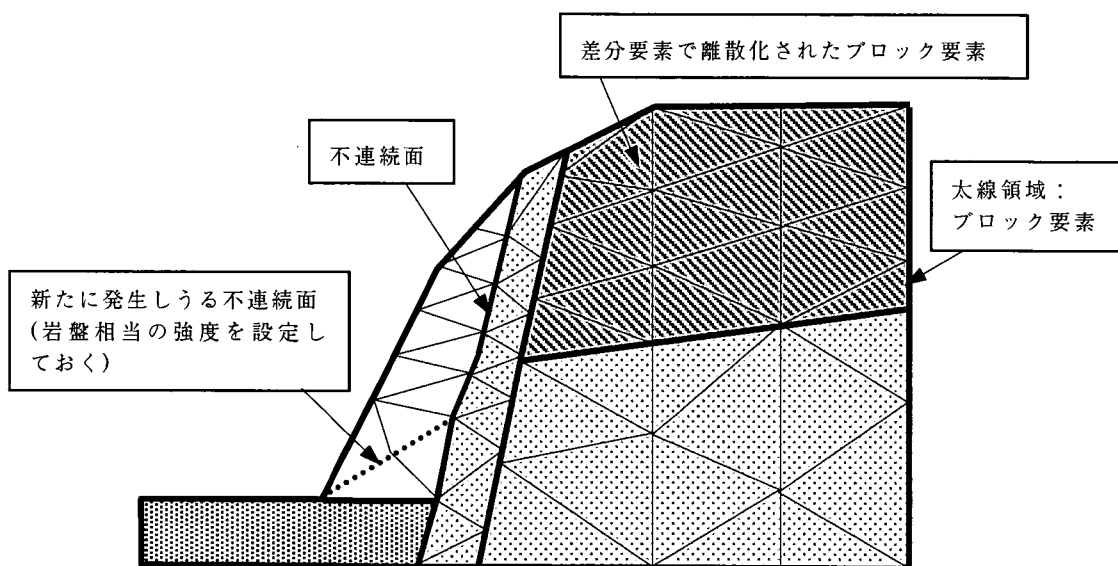


図 8.10 逢坂地区の2次元DEM解析のモデル

a)解析領域

不連続面によって形成される不安定岩塊の3倍程度の領域を検討する。不安定岩塊の形状が厚い場合や緩み域が明確な場合などは、領域の大きさを変えて計算速度と結果の妥当性の点から、適切な領域を設定する。

b)メッシュ作成

ここで、メッシュ化とはブロック要素を差分要素でさらに離散化することを指す。FEMと同様に、メッシュは細かいほど精度が向上するが、計算時間が長くなるので、必要な精度と計算速度のバランスを考えて設定する必要がある。解析領域の設定と同様に、場合によっては、数通りのメッシュを作成し、応力分布と計算速度を比較する必要がある。

一般に、応力集中の予想される部分などについては、メッシュを細かくし、離れた部分については、大きなメッシュを用いる。

c)不連続面の設定

不連続面は、実績がありパラメータの設定が通常の調査と文献データから推定可能な Barton のモデルを用いた。Barton モデルに必要な粗さ係数(JRC)や不連続面の強度(JCS)などは、ボアホールテレビの観察結果、室内試験結果、既往の文献データを元に設定した。走向と傾斜はボアホールテレビの観察結果に基づき、連続性はボアホール間及び地表踏査で認められた不連続面の走向傾斜の相関から推定し、感度解析では、考えうる範囲で最も長い場合と短い場合を想定した。

d)不連続面を除く岩盤の設定

不連続面を除く岩盤自体は、弾塑性モデルとした。最初の解析に用いる物性値は、室内試験値、岩盤等級と文献データを参考に設定する。本解析では、さらに過去の地震で対象斜面が崩壊していないことと矛盾しないような物性値を逆算した。変位の観測データや変状の観察される現場では、それらの現象を再現することで、物性値を調整する。

表 8.11 DEM 解析に用いる力学モデルと必要な物性値パラメーター

モデル対象	力学モデル	必要な物性値パラメーター
岩盤部分 (不連続面を除く 差分要素)	モールクーロンの弾塑性モデル	内部摩擦角、粘着力、引張強度、 ダイレータンシー角、変形係数、ポアソン比
不連続面	Barton モデル	粗さ係数、不連続面の圧縮強度、 残留摩擦角、垂直バネ剛性、水平バネ剛性

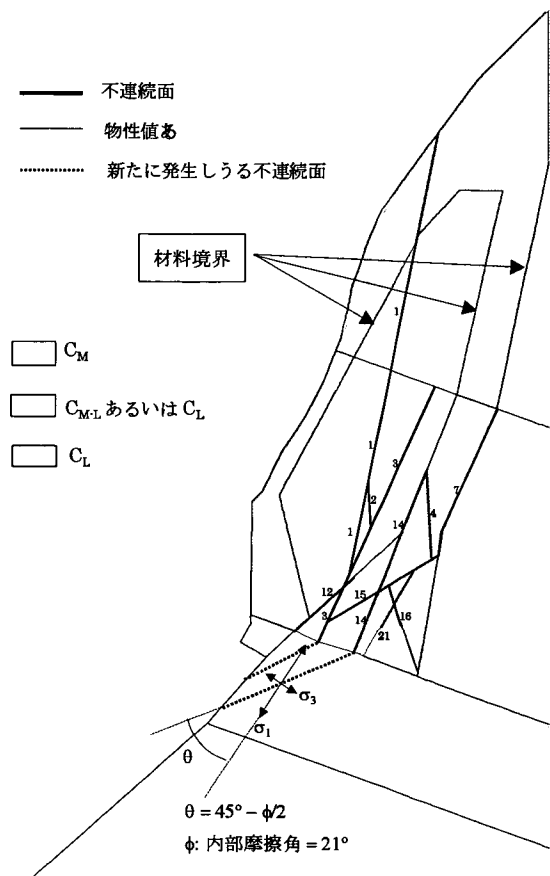


図 8.11 モデル化した不連続面と等級区分

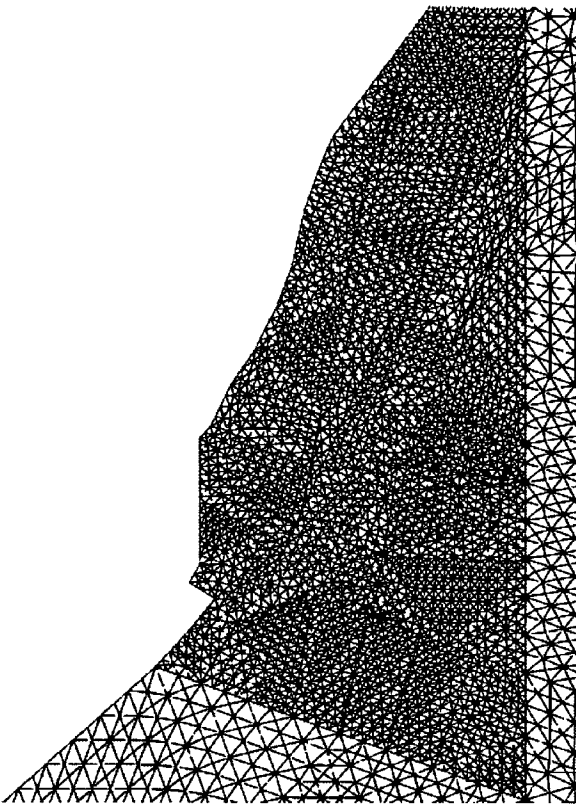


図 8.12 差分要素メッシュ

岩盤（不連続面を除く）部分に設定した弾塑性モデルのパラメータを表 8.12 に示す。また、ジョイントに設定した Barton モデルのパラメータを表 8.14 に示す。

表 8.12 火山礫凝灰岩のモールクーロン弾塑性モデル定数

等級	c kgf/cm ²	φ	引張強度 kgf/cm ²	変形係数 kgf/cm ²	ポアソン比	ダイレイタンスー 角
C _M	12.5	37	1	20,000	0.26	0°
C _L	10.3	21	0.4	5,000	0.26	0°

不連続面の垂直バネ係数 K_n ，せん断バネ係数 K_s は、Goodman の考え方に基づく。Goodman は岩石の静弾性係数と岩盤の変形係数の違いをクラックの変形によるものとして、 K_n 、 K_s を算定している。

表 8.13 不連続面の剛性

	岩盤	岩石	不連続面		
	E_m (kgf/cm ²)	E_r (kgf/cm ²)	s (m)	K_n (kgf/cm ³)	K_s (kgf/cm ³)
C_M	20000	65000	0.76	385	400
C_L	5000	30000	0.76	80	65

表 8.14 不連続面のパラメータ (Barton モデル)

不連続面 番号	開口幅 (mm)	推定 長さ(m)	JRC	狭在物	JRC _n 狭在物と寸法効果 考慮	風化	不連続面近傍 岩級	JCS (tf/m ²)	JCS _n 寸法効果 考慮
1	18	3m 以上	20	礫	0.00	黄褐色	Cm	500	83.3
2	1	1m-3 m	20	無し	8.89	黄褐色	Cm	500	55.5
3	18	3m 以上	20	礫	0.00	黄褐色	Cm-C1	450	75.0
4	168	3m 以上	10	完全開口	0.00	黄褐色	D-C1	0	0.0
5	27	3m 以上	20	完全開口	0.00	黄褐色	C1	400	44.4
6	1	1m-3 m	10	無し	6.67	黄褐色	C1	400	66.7
7	2	3m 以上	10	礫	4.08	黄褐色	Cm-C1	450	91.8
8	1	3m 以上	10	礫、砂	4.08	黄褐色	Cm-C1	450	91.8
9	1	3m 以上	10	礫	4.08	黄褐色	C1	400	81.6
10	18	3m 以上	10	粘土	0.00	黄褐色	D-C1	300	61.2
11	1	1m-3 m	10	一部密着	6.67	黄褐色	D-C1	300	50.0
12	4	1m 以下	20	一部礫	8.89	黄褐色	D-C1	300	33.3
13	5	1m-3 m	20	礫、砂	6.67	黄褐色	D-C1	300	50.0

(解析結果)

局所安全率のプロットを図 8.15 に示す。局所安全率の絶対的な値は、粘着力及び内部摩擦角に依存するので不確実性があるものの、感度解析を行っていずれのケースでも相対的に安定性の低い部分は、要注意個所であることが示されている。このような部分についてモニタリングを実施し、防災点検でも変状に注意すべき個所であることが示された。

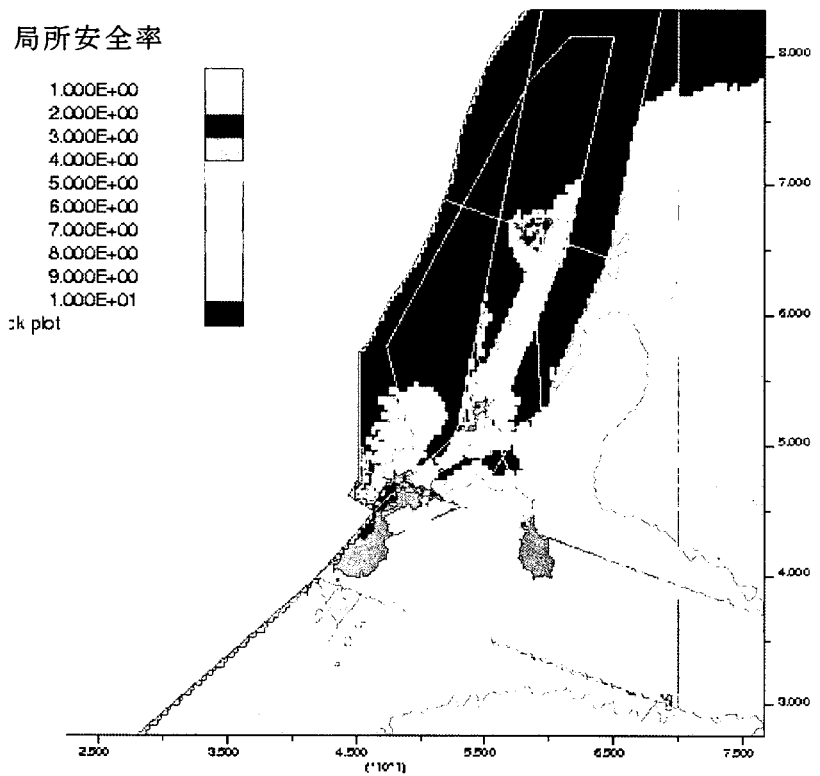


図 8.13 DEM 2次元解析による局所安全率のプロット

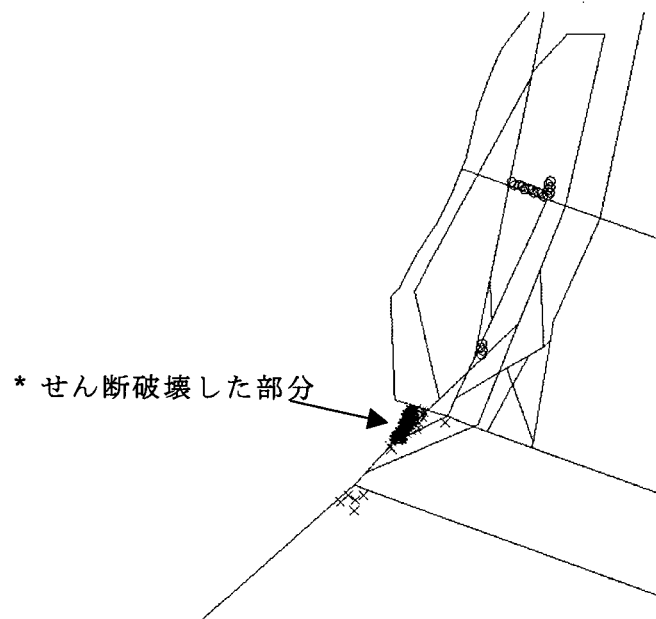


図 8.14 新たな亀裂の発生と劣化の再現

2) 逢坂地区の崩壊機構の3次元DEM解析

(目的)

本斜面の崩落対象岩塊は、不連続面によって3次元的な形状を呈しているため実際の応力状態は2次元解析より得られた結果と異なる可能性がある。そこで、対象斜面を3次元的にモデル化して2次元解析結果との相違点を整理し、3次元解析の

有効性と必要性について検討した。

(解析手順)

DEM プログラムでは剛体要素と変形する要素を用いることができるが、後者の方法では、計算に要する時間が長い。そこで、まず不連続面のパターン(連続性と方向)と崩落の可能性の関係を効率的に把握するために、剛体要素を用いた解析を実施した。次に、変形する要素を用いた解析により、岩盤自体の破壊しやすい個所と不連続面の進展しうる方向を想定し、新たな不連続面を追加した剛体解析を行った。

設定する物性値は、先に行った 2 次元解析結果を踏襲した。一般に、3 次元解析は時間とコストがかかることから、解析モデルの検討については、あらかじめ 2 次元で実施することが望ましい。

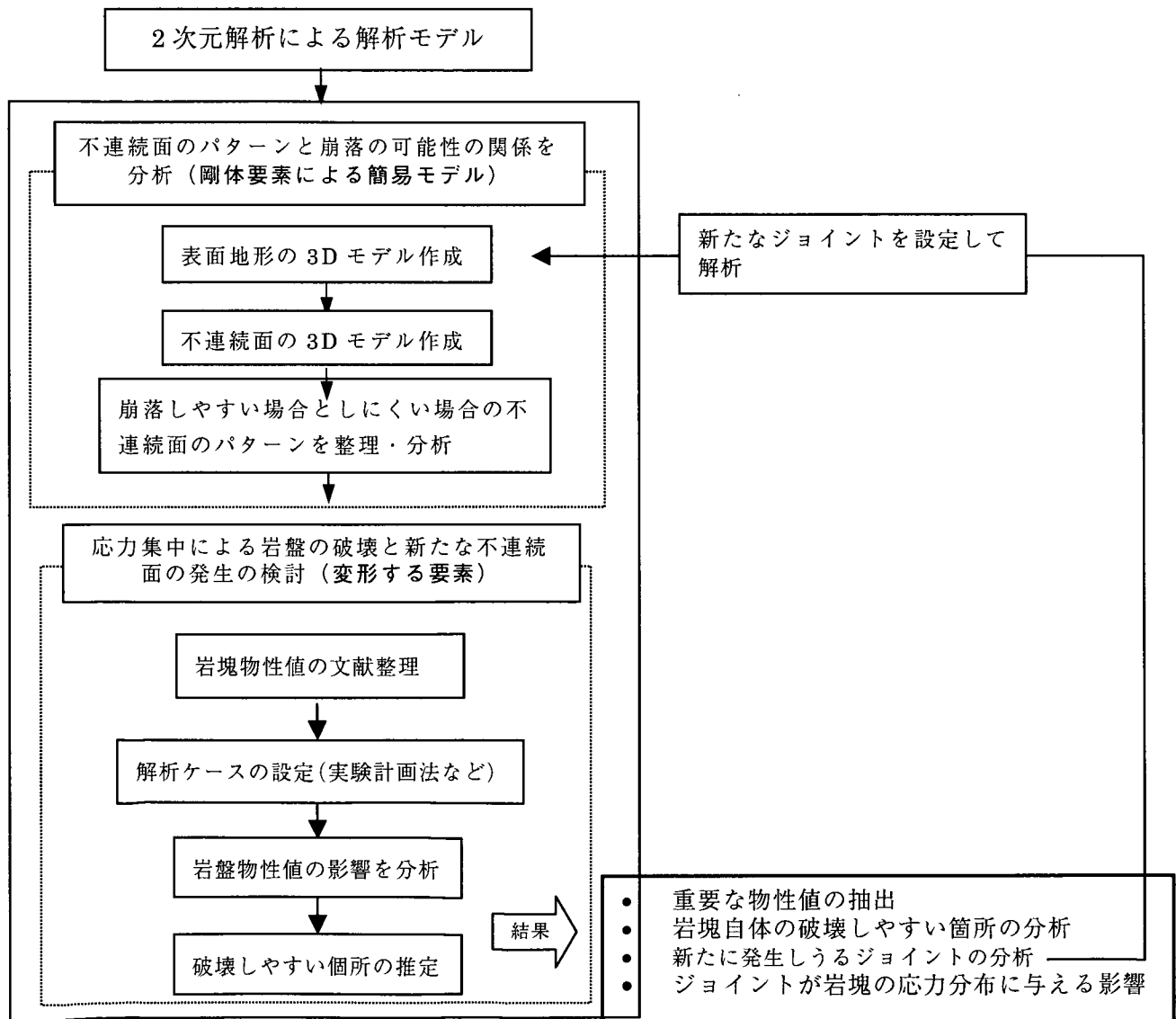


図 8.15 逢坂地区の崩壊機構の 3 次元 DEM 解析フロー

(解析モデル)

解析モデルの作成手順は、基本的に2次元解析と同様であるが、3次元の不連続面の設定にあたっては、縦断面のみならず、水平スライス断面や横断面に表わされる不連続面を反映して設定する。実際のジョイントは、ねじ曲がった面を形成している部分も存在すると考えられるが、明確な形状データはなく、一方、本解析手法では曲面を設定できないので、全て平らな面で近似した。また、実際のジョイントの3次元的な連続性は明確でないため、ジョイントは他のジョイントと交わり、崩落すると想定されたブロックが形成されるような連続性をもたせた。対策工の検討に適用する場合は、安全側の設定として連続性を大きくとるものと考えられるが、現状で崩壊しないことと矛盾しないような設定にする必要がある。

本解析の主目的は、ジョイントで形成されるブロック形状の安定性に対する影響を把握することにある。よって、解析で取り扱う要因は、ジョイントの方向や数でありその他の要因(不連続面の剛性や強度)は固定した。

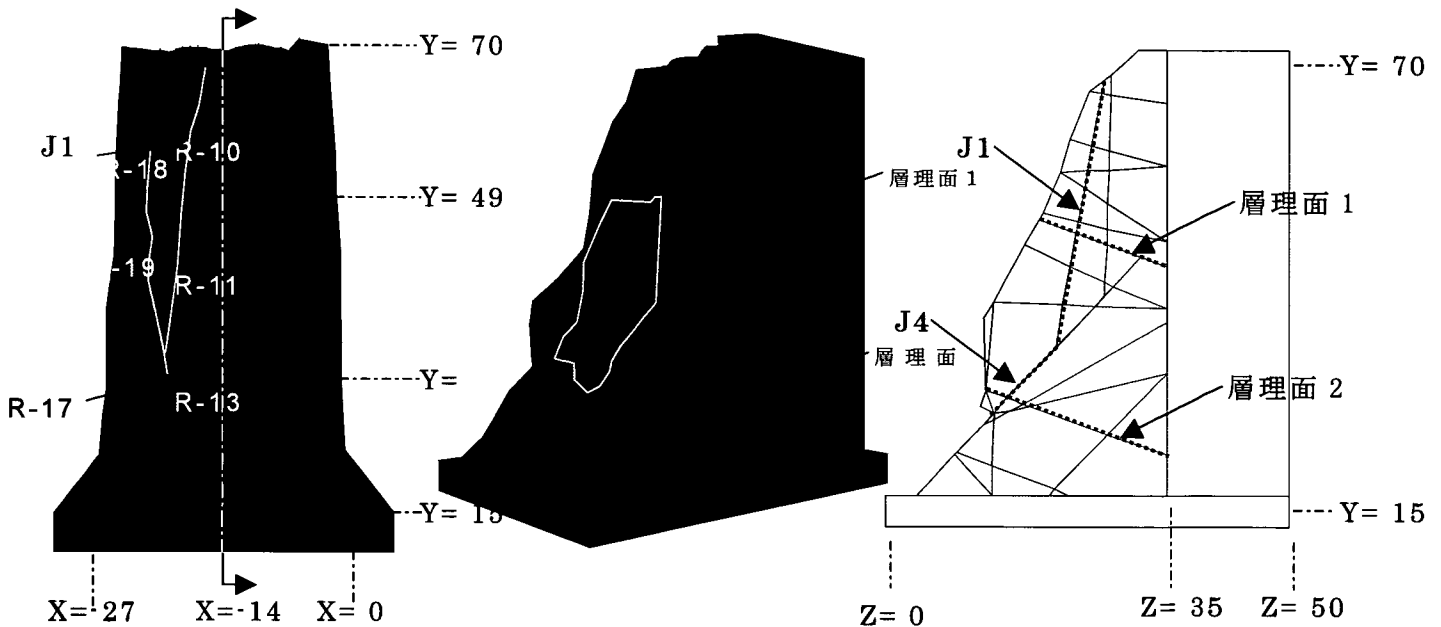


図 8.16 逢坂地区の3次元DEM解析のモデル

(解析結果の例と考察)

不連続面の設定によって崩落しにくいケースと崩落しやすいケースを示す。前者はブロックの上部断面形状が下部の断面形状と異なって大きいため、岩盤自体が破壊して新たな不連続面ができない限り滑らないケースである。後者はその逆のケースであり、上部の断面形状が下部の断面形状より小さいため崩落しうる。2次元での解析結果と比較すると、不連続面の3次元的な形状によっては、崩落が発生しない場合があることが示された。すなわち、2次元的に検討される対策工について、3次元で検討すれば、対策工の数量が軽減できる可能性を示唆している。

側面のジョイント周辺の岩盤が破壊しないと崩落しえないタイプ

ジョイントに沿って崩落するタイプ

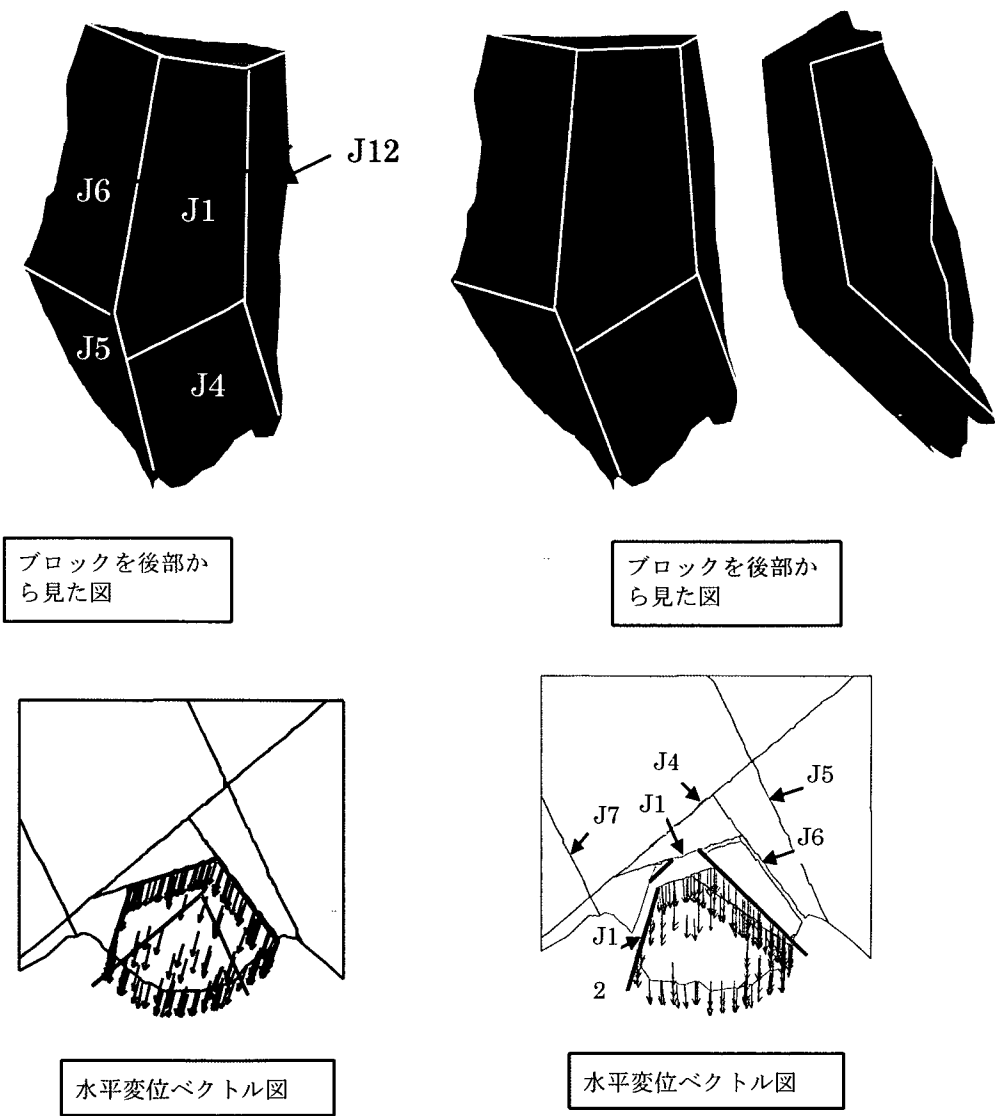


図 8.17 逢坂地区の3次元DEM解析の結果

8-3 凍結深及び熱応力解析

温度変化による応力は 5m 以浅で発生し、地圧に比べて小さいが、季節変動で繰り返し作用するため不連続面を進展させる原因となり、斜面が不安定化する原因となりうる。

凍結及び熱応力による影響について、以下の知見が得られている。

逢坂地区の岩盤内温度の経時変化のデータでは、外気温の変化に伴って岩盤内温度が影響する深度は 2m 程度である。したがって、凍結融解の発現深度も 2m 止まりと考えられる。ただし、亀裂に沿って外気が出入りする条件下の温度分布は捉えられていないので、亀裂の多い場合の凍結融解の深度は未解明である。

一般には、亀裂中の水が凍結するのと、通常の土中の凍結は違う。岩盤亀裂の凍結深は 70～80cm で、内陸部では 1m に達する。亀裂中の凍結深は、土中より深い。

岩盤表面からの熱の伝導には時間差が生じるため、内部温度と表面温度との温度分布勾配が 3 月と 10 月を境に逆転する現象が認められた。逢坂地区では、この時期以降に A E の発生が見られた。

これらのことから、崩落形態の崩壊メカニズムに熱応力（温度分布変化）が関与している可能性が示唆される。

逢坂地区で実施した熱伝導及び熱応力の解析の結果、以下のことが実測値との整合性を含めて明らかとなった。

温度変化による応力は、5 m 以浅で発生する。この応力は、通常的地圧に比べて小さいが季節変動で繰り返し作用するため不連続面を進展させる原因と考えられ、斜面が不安定化する原因となりうることを確認された。

年間を通じた熱応力の推移は、温度の実測値と矛盾のない結果が得られ、4 月と 10 月に中立状態となり、表面と内部との熱応力が逆転し、深度 4m では表面に比べて 2 ヶ月の遅れが生じている実態がシミュレーションできることが確認された。

8-3-1 逢坂地区の熱応力の 2 次元解析の事例

(1) 目的

熱伝導と熱応力の連成解析を行い、外気温の変動に起因する応力がどの程度どの時期に発生するか解析し、岩盤の安定性に対する影響度を検討した。

(2) 解析手順

熱伝導及び熱応力解析には、DEM に基づく解析ソフトウェア UDEC を用いた。本ソフトは、差分法に基づいて、ブロック内部を離散化して熱伝導と熱応力連成解析を行うものである。

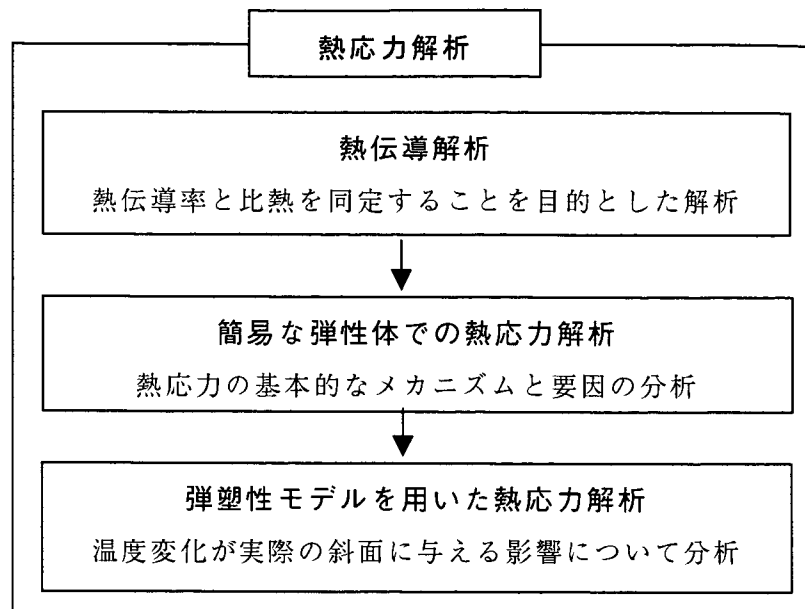


図 8.18 逢坂地区の熱応力の 2 次元解析フロー

(3) 解析モデル

断面形状及び力学的物性値は、先に説明した 2 次元 DEM による崩壊機構の解析モデルを踏襲した。熱伝導及び熱応力の連成解析を行うにあたっては、熱伝導率、比熱、線膨張係数などの熱物性値を設定する必要がある。そこで、熱伝導解析を行い、解析から求められる温度変化と観測された温度変化が一致するように熱伝導率及び比熱を同定した。ただし、解析の始めに設定する初期物性値は、文献データのなかから類似した岩盤を参考に設定した。また、線膨張係数については、温度変化に起因した変位が把握されていれば逆算することが可能と考えられる。しかしながら、当該斜面の変位データは、水圧変化、岩盤の劣化、センサー自体の温度変化による収縮・膨張、などによる変位が混在しているため、困難である。一方、室内試験から求める方法では、供試体が小さいためマスとしての特性を表す係数を求めることが難しいと考えられた。そこで、本解析では、文献データのなかから類似した岩盤の線膨張係数を用いた。

次に同定された熱伝導率、比熱、文献資料に基づく線膨張係数を用いて熱伝導及び熱応力の連成解析を行った。

(4) 解析結果の例

解析から求められた岩盤内部の温度分布と観測された温度分布は良く一致した。温度変化による熱応力は、5 m 以浅で発生する。この応力は、岩盤の粘着力 (20 tf/m^2) や数 m 深度における地圧に比べて小さいが、季節変動で繰り返し作用するため、岩盤劣化及び不連続面を進展させる一因と考えられ、不安定化の原因とな

りうることが確認された。年間を通じた熱応力の推移は、温度の実測値との矛盾のない結果が得られ、3～4月に中立状態となり、10月頃から表面と内部の熱応力が逆転する。また、深度4 mでは表面に比べて2ヶ月の遅れの生じる実態がシミュレーションできることが示された。

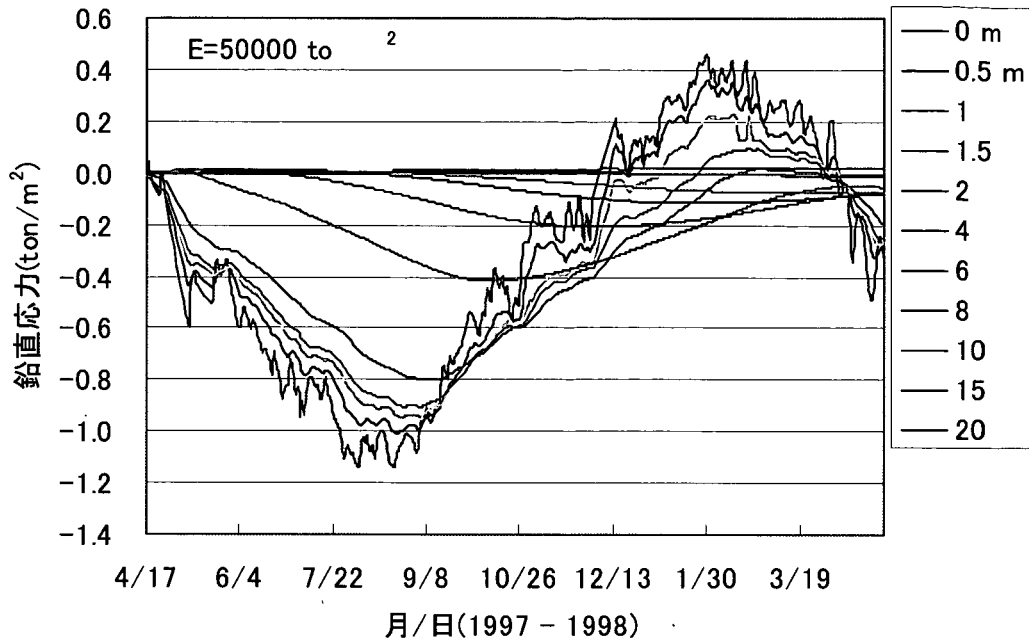


図 8.19 鉛直応力の深度別季節変動

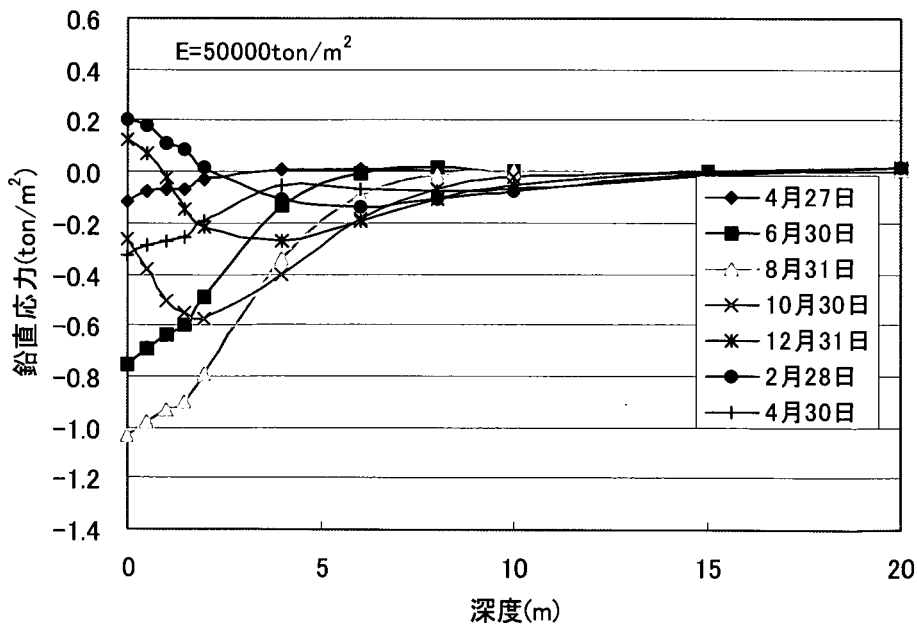


図 8.20 季節ごとの鉛直応力の深度分布

第 9 章 岩盤崩壊モニタリングの課題

9－1 岩盤崩壊モニタリング実施上の課題

9－2 岩盤崩壊モニタリングに用いる計測器の課題

第9章 岩盤崩壊モニタリングの課題

- (1) 岩盤崩壊モニタリング実施上の課題としては、以下の項目が挙げられる。
- ・ 岩盤の安定性を判断するための定量的評価方法の確立
 - ・ 計測で得られたデータから高い精度で崩壊時期を予測できる方法の確立
- (2) 岩盤崩壊モニタリングに用いる計測器の課題としては、以下の項目が挙げられる。
- ・ 高精度で広い測定レンジを有する計測器の開発
 - ・ 急斜面に直接簡単に設置できる計測器の開発
 - ・ 非接触型計測器の実用化

岩盤崩壊モニタリングに残されていると考えられる課題を以下に述べる。

9-1 岩盤崩壊モニタリング実施上の課題

9-1-1 定量的な安定性評価技術の開発

これまで述べたように、全国15地区で約6年間実施した岩盤崩壊モニタリングでは、天鳥橋西地区1カ所が実際に崩壊し、残りの半数が周期的な変位・変形を示すのみで、他の半数が非常に小さな累積傾向を示している。

以上のことから、岩盤崩壊モニタリングの実施に当たっては、以下の課題があると考えられる。

- ① 調査の段階で、多くの岩盤の中から最も崩壊の差し迫った岩盤を定量的な評価に基づいて短期間で抽出できる技術の開発。
- ② 通常計測段階で、長期間対象岩盤に累積性の変位・変形がないか非常に小さい場合に、計測を継続するか中止するかを決定するための判断とコンセンサスを得る手順の開発。

上記①②を満たすことが期待される技術として、具体的には本要領(案)3章で紹介した常時微動計測等の新しい技術開発の推進が必要である。

9-1-2 崩壊時期の予測精度の向上

崩壊に至る変位・変形の累積が捉えられたとしても、現状では崩壊時期の予測精度には場合によっては数ヶ月程度の誤差を伴う。例えば天鳥橋西地区においては計測開始と同時に累積的な変位・変形が計測され、その後実際の崩壊まで約2年を要したわけであるが、その間崩壊時期の予測を度々実施して、時刻の設定値の修正を繰り返した。崩壊後に見た予測の誤差は崩壊3ヶ月前で±約1ヶ月、数日前で±約2日であった。計測結果を通行規制の時期の決定等に関し有効に活用するためには、

より高精度な崩壊時期予測方法の確立が必要と考えられる。

9-2 岩盤崩壊モニタリングに用いる計測器の課題

9-2-1 高精度で広い測定レンジを有する計測器の開発

岩盤崩壊の前兆現象は微小な変位・変形の累積であり、それが加速して大変位となった後、崩壊に至ると考えられる。したがって、通常計測段階での変位・変形の小さい時期には高精度で計測する必要がある、異常時計測に入り速度が大きくなるにしたがって広い測定レンジで計測する必要がある。しかし、一般に高精度の計測器は測定レンジが狭く、測定レンジの広い計測器は精度が低いという問題がある。岩盤崩壊モニタリングでは、例えばサーボ型の傾斜計センサーのように、高精度、広レンジの計測器の開発が望まれる。

9-2-2 急斜面に直接簡単に設置できる計測器の開発

地表面傾斜計や地震計等は、設置場所に水平な平坦面が必要である。しかし、岩盤斜面は一般に急峻であるため、このような場所を選定することが難しい。そのため、急斜面に直接簡単に設置できる計測器の開発が望まれる。また、岩盤崩壊モニタリングにおいては、計測期間が数年間にわたる可能性が高く、更新が困難な場合も多いため、耐久性の高い計測器を開発する必要がある。

9-2-3 非接触の計測手法の実用化

岩盤斜面は急峻で規模が大きい場合が多く、地表面や地中に直接計測器を設置することが困難なことが多い。また、計測器を当初は設置できた斜面でも、岩盤の変位・変形が進行するにつれ、立ち入ることが危険になり、計測器のメンテナンスやレンジオーバーした際の交換作業などが不可能な場合もある。

したがって、接触型の計測器に加え、非接触で移動・傾動・沈下などが計れる計測手法を併用することが望ましい。

非接触型の計測には、主に以下のような測定の手法が応用できると考えられるが、いずれも現時点では研究段階であったり、岩盤斜面に適用した事例が少ないものが多く、実用化に向けては今後、さらなる試行・検証が必要と考えられている。

また、いずれも、精度はミリメートルオーダーからセンチメートルオーダーであり、微小変位・微小変形の計測よりも大変位・大変形が予想される箇所に適していると考えられる。ここでは、それぞれの手法について簡単に述べ、現時点の実用上の課題を述べる。

1) GPS

図 9.1 に示すように 4 個以上の GPS 衛星からのデータを既知点（固定点）と同時に受信し、既知点からの相対的な位置解析により、計測対象地点の 3 次元的位置座標を求める方法である。この 3 次元位置の変化から変位の方向と量を把握することができる。

既知点（固定点）と観測点にそれぞれ、図 9.2 に示す GPS 受信機が必要となる。位置座標の決定は、データ受信後に行う基線解析によって求まる。解析方法には、比較的長時間（30 分～2 時間程度）の観測（受信）をして精度良く位置を求めるスタティック法と、やや精度は劣化するものの短時間の観測で位置が求められる RTK 法がある。

近年、地すべりの移動量計測での利用が多くなってきており、1 回あたりの計測で得られる位置座標の信頼性は 2 cm 程度（スタティック法の場合）だが、連続観測することによりミリメートルオーダーの変位を検出することが可能である。

GPS 受信機を岩盤に設置する必要があるが、他の接触型計測器の測定レンジが有限であるのに対して、GPS はほぼ無限大まで測定できる利点がある。現在は、連続的に自動観測できる比較的安価なセンサも市販されている。また、観測点間の視通がない箇所でも天空が空いていれば測定できる利点があるが、逆に天空視界が良好な箇所でないとは測定できない。岩盤斜面での GPS の適用事例は少ないが、これは岩盤斜面が急崖になっていることが多いために天空視界が確保できないことが、理由の一つであり課題となっている。

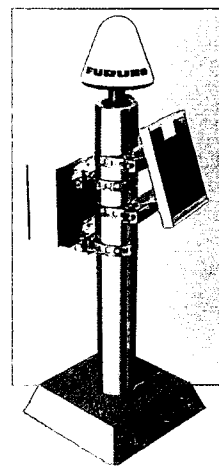
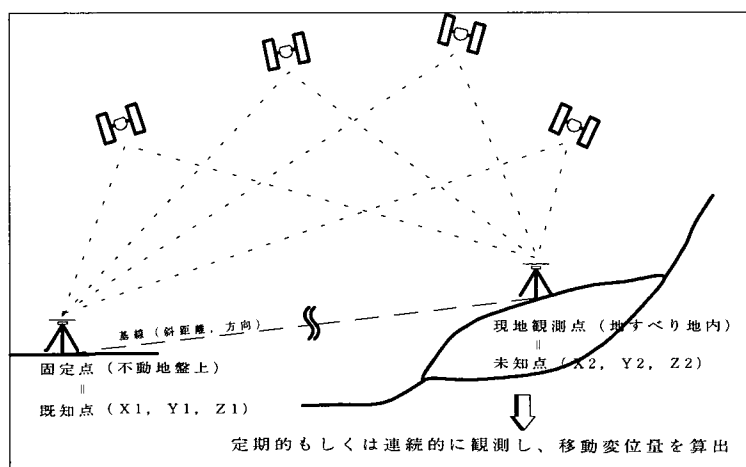


図 9.2 自動観測型 GPS

図 9.1 GPS の計測原理

2) 自動追尾式トータルステーション

定点光波測量を応用し、自動化したシステムである。図 9.3 のように岩盤表面に設置した複数のターゲット用プリズムを自動的に追尾し、各点の位置座標とその変化を計測する方法である。これにより、岩盤表面の位置を把握することが可能となる。自動追尾機能を搭載したトータルステーションとそれを制御・記録するためのパソコンおよび特殊なソフトウェアが必要となる。

岩盤表面にターゲット用プリズムを設置する必要があるが、設置後は遠隔地点から安全に計測することが可能であり、一般的には光波測量と同等の精度を有する。岩盤が動いていても追従できるので、測定レンジはほぼ無限大となる。

ただし、機械やシステムが高価であり、岩盤モニタリングに適用した事例はまだ少ない。また、長期での屋外での常設使用を想定していないため、連続観測するには、別途、降雨などから保護するような措置が必要となる。

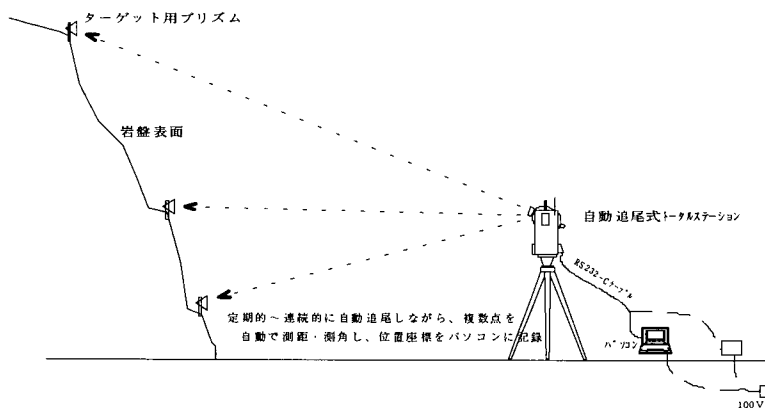


図 9.3 観測方法のイメージ図

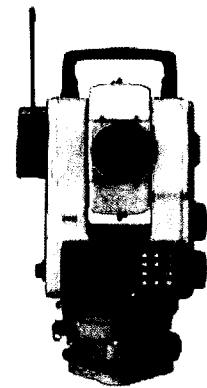


図 9.4 自動追尾式TS

3) ノンミラー光波測距儀

図 9.5 のようにパルスレーザー光を岩盤表面に照射し、反射して戻るまでの往復時間から距離を算出する方法であり、ターゲット用プリズムを岩盤表面に設置する必要がないため、完全に非接触で計測が行えるという特徴がある。岩盤表面には細かな凹凸があるため、測定位置のわずかな違いで測定値が異なってしまうので、岩盤の変位を計測するためには岩盤表面の同一点を連続的または断続的に計測することが必要となる。

ノンミラー型の測距儀には様々な機種があるが、上記測定方法を考慮するとパソコンに接続でき、パソコン側で測距命令を定期的に発信し、得られた距離データを取り込めるタイプのものが必要となる。

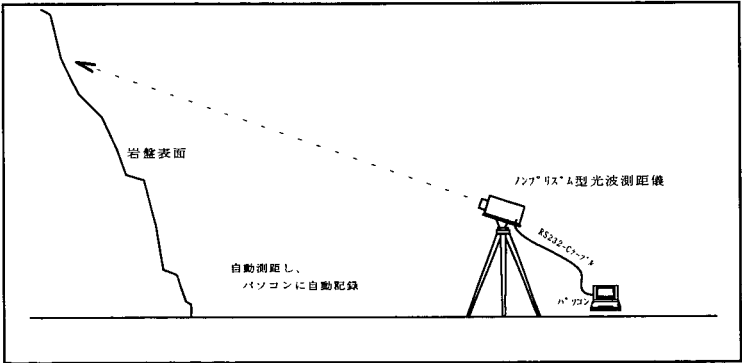


図 9.5 ノンミラー測距儀による測定方法の模式図

トータルステーションと一体化されているタイプのものには、多点を自動で定期的に測定できる機種もある。また、機種により精度や分解能が異なり、精度の良いもので分解能は 1mm とされているが、実際には温度変化の影響を受けやすく、温度補正を行ってもセンチオーダーのばらつきが生じる。複数回測定し平均化することで精度が向上し、5mm 程度の変位が把握できた事例があるが、まだ適用例は極めて少ない。また、長期での屋外での常設使用を想定していないため、連続観測するには、別途、降雨などから保護するような措置が必要となる。

4) 定点画像計測

定位置から、デジタルスチルカメラで定期的に撮影した複数の画像やビデオカメラで撮影した映像の座標位置の変化を変位量に換算し、岩体全体の変形、移動、傾動を把握する手法で、完全に非接触の状態での計測が可能である。撮影画像をパソコン上でトレースすると、図 9.6 のように岩盤ブロックが徐々に移動・傾動・変形していく様子や移動方向、移動量がわかる。

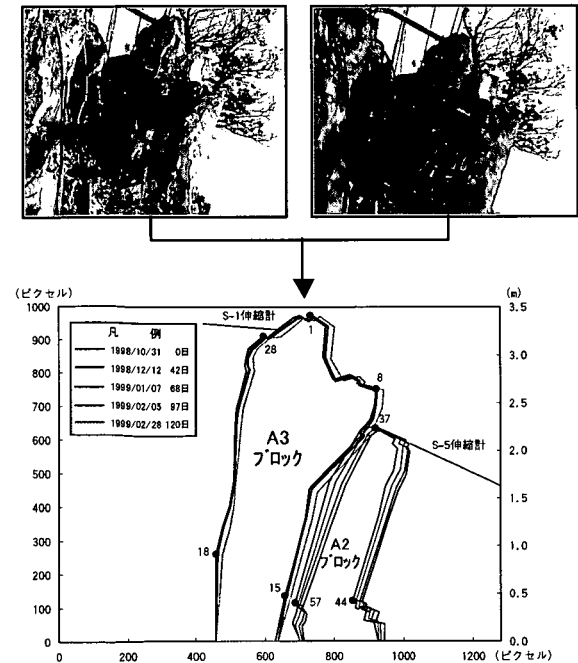


図 9.6 撮影画像とトレース結果例

カメラの機種（CCDの画素数）や、レンズの焦点距離、撮影距離によって、解像度が異なるので、得られる精度は異なるが、天鳥橋西地区での適用事例では、140万画素カメラ、対物距離約8 m、焦点距離約105mm、画角4.5×3.5mの撮影条件で3.5mmの分解能があり、センチオーダーレベルの変位が計測できた。

画像計測は一般に温度による影響をほとんど受けないが極めて小さいが、接触型の変位計測器に比べて分解能が劣る。

一方、操作が簡易で誰にでも計測可能であり計測手法としては安価なので、予備計測の段階でも利用できる利点がある。

リアルタイムで自動計測する方法も考えられているが、システムがまだ高価であり、誤認識などの問題もあるため現時点では実用化レベルに達していない。

< 巻末資料－１ >

モニタリング実施箇所における「管理基準値」の設定状況

(参考) モニタリング実施箇所における「管理基準値」の設定状況

平成 14 年度に岩盤モニタリングを実施している箇所を対象に、管理基準の設定の有無とその内容についてアンケートを実施した。その結果、以下のような基準値を設定している箇所があったので、参考までに示す。

(変位計による基準値)

- ・”変位計が 2 mm 未満：現場点検、
4 mm 未満：一般者の通行規制 4 mm を超えると通行止め”（中部）
- ・クラック警報器：1mm（北海道）
- ・警戒体制への基準値（暫定値）：変位速度 0.5mm/日（近畿）
- ・警戒体制への設定値（工事期間中）簡易クラック計の変位：5mm ただし、現場の状況に応じて修正する。（北海道）

(伸縮計による基準値)

- ・注意体制への基準値 伸縮計：2mm/5 日・10mm/30 日、
警戒体制への基準値 伸縮計：5mm/日（東北）
- ・伸縮計 2mm 変位で、警告灯表示（四国）
- ・伸縮計 2mm 変位で、出張所に自動電話通報（四国）
- ・警戒体制への基準値（暫定値）：伸縮計：累積変位量 3mm（近畿）

(傾斜計による基準値)

- ・警戒体制への基準値 傾斜計：4°（東北）
- ・傾斜警報器：1 度（北海道）
- ・警戒体制への基準値（暫定値）：傾斜計：2 分/日（近畿）
- ・警戒体制への設定値（工事期間中）簡易傾斜計の変位：1° ただし、現場の状況に応じて修正する。（北海道）

(その他の計測器、手法による基準値)

- ・警戒体制への設定値（工事期間中）落石検知器：3.175mkine、ITV 監視カメラ：標点位置 10mm、ただし、現場の状況に応じて修正する。（北海道）
 - ・落石検知システムについては、高さ 10m、斜度 45 度の斜面上から、重量 20kg の石を落下させた場合の検知可能範囲 95% 以上。（沖縄）
 - ・警戒体制への設定値（工事期間中）落石検知器：15.9mkine（北海道）
 - ・統計的手法により、特異データを抽出し、総合的に判断。（北海道）
 - ・特に管理基準は設けていない。各種計測機器の挙動変位と現地での目視確認を含め総合的に判断する。（北海道）
- 落石崩壊に対する監視体制を検討し、管理マニュアルを作成する予定。これにより観測機器等必要に応じ整備も有り得る。（関東）

< 巻末資料－２ >

岩盤モニタリングにおけるＡＥ計測マニュアル（案）

平成 13 年 3 月

岩盤モニタリングにおける AE 計測マニュアル（案） 目次

1. 総則	-1-
1.1 適用の範囲	-1-
1.2 AE 計測システム構成	-2-
2. 設置・計測計画	-4-
2.1 計測目的の明確化	-4-
2.2 AE センサの設置箇所の検討	-5-
2.3 AE センサの設置方法の検討	-5-
2.4 電源	-5-
2.5 通信・リモートアクセス	-5-
3. 設置・施工	-6-
3.1 AE センサ設置	-6-
3.2 ケーブル布設・保護	-7-
3.3 計測装置本体の設置	-7-
4. 計測・管理	-8-
4.1 AE 計測システムの初期設定	-8-
4.2 監視体制	-9-
4.3 データの回収方法	-10-
4.4 データの集計と表示	-10-
4.5 データの保存と管理	-10-

岩盤モニタリングにおける AE 計測マニュアル（案） 資料

1. 本マニュアル(案)作成の経緯	(1)
2. 引用した規格	(1)
3. 用語の説明	(2)
4. AE 計測システムの互換性	(4)
5. 岩盤モニタリングに用いる AE センサについての補足説明	(5)
6. ウェーブガイドの利用に関する補足説明	(6)
7. AE データの評価基準（案）について	(7)

1. 総則

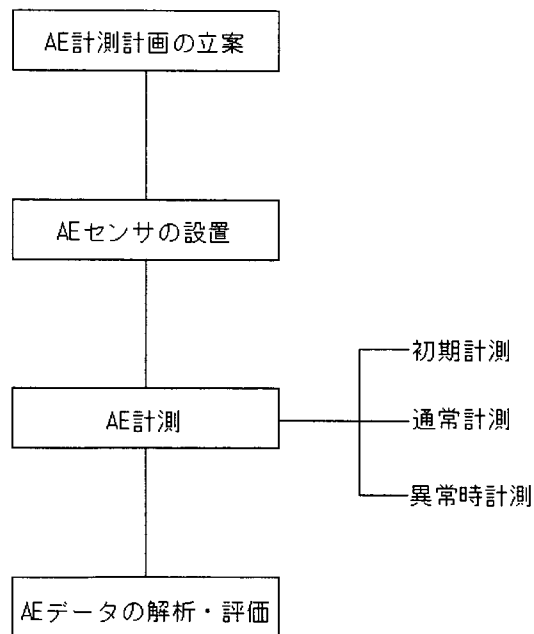
1.1 適用の範囲

本マニュアルは、岩盤モニタリングへの AE 法の適用について、装置構成、計画、設置・施工、計測・管理に関する一般的指針・基本原則を示すものである。

〔解説〕

固体材料では最終的な破壊に至る以前に、前兆現象としての微小破壊が進行することが知られている。この微小破壊に伴って発生する弾性波動がアコースティック・エミッション（Acoustic Emission：AE）である。AE 法による岩盤モニタリングは、岩盤崩壊に先行する AE を検出し、岩盤内部の破壊状態を評価することで、より高い感度で岩盤を監視する技術である。

AE 法による岩盤モニタリングの流れを解説図-1.1 に示す。



解説図-1.1 AE 法による岩盤モニタリングの流れ

1.2 AE 計測システム構成

(1) AE 計測システム

AE 計測システムは、①AE の検出、②信号増幅、③信号処理 (AE パラメータの抽出)、④信号解析 (AE パラメータの演算)、⑤計測データの記録・表示の各機能を有するものを標準とする。

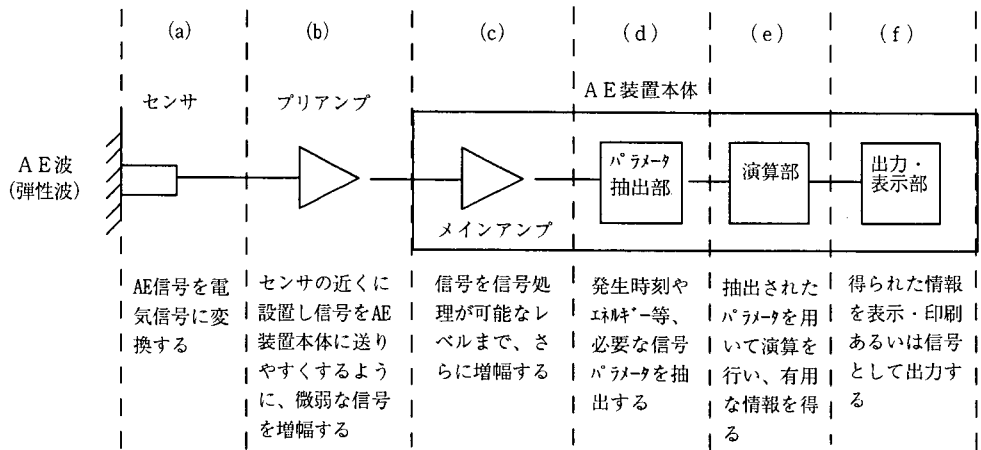
岩盤モニタリングで使用される AE 計測システムは、大きく高機能型と簡易型に分類される。高機能型は AE 信号ごとのパラメータや AE 波形が直接記録されるのに対し、簡易型は単位時間あたりの累積・平均データとして AE パラメータが記録される。

(2) AE センサ

AE センサは計測岩盤および計測目的に応じて、適切な周波数帯を検討し、選定する必要がある。また、岩盤モニタリングにおける AE センサは、長期に岩盤内に設置されることを前提とし、十分な防水・絶縁性・耐久性を有した仕様とする。

[解説]

AE 計測システムの基本構成および岩盤モニタリングに用いられている主要な AE 計測システムの仕様をそれぞれ解説図-1.2、解説表-1.1 に示す。

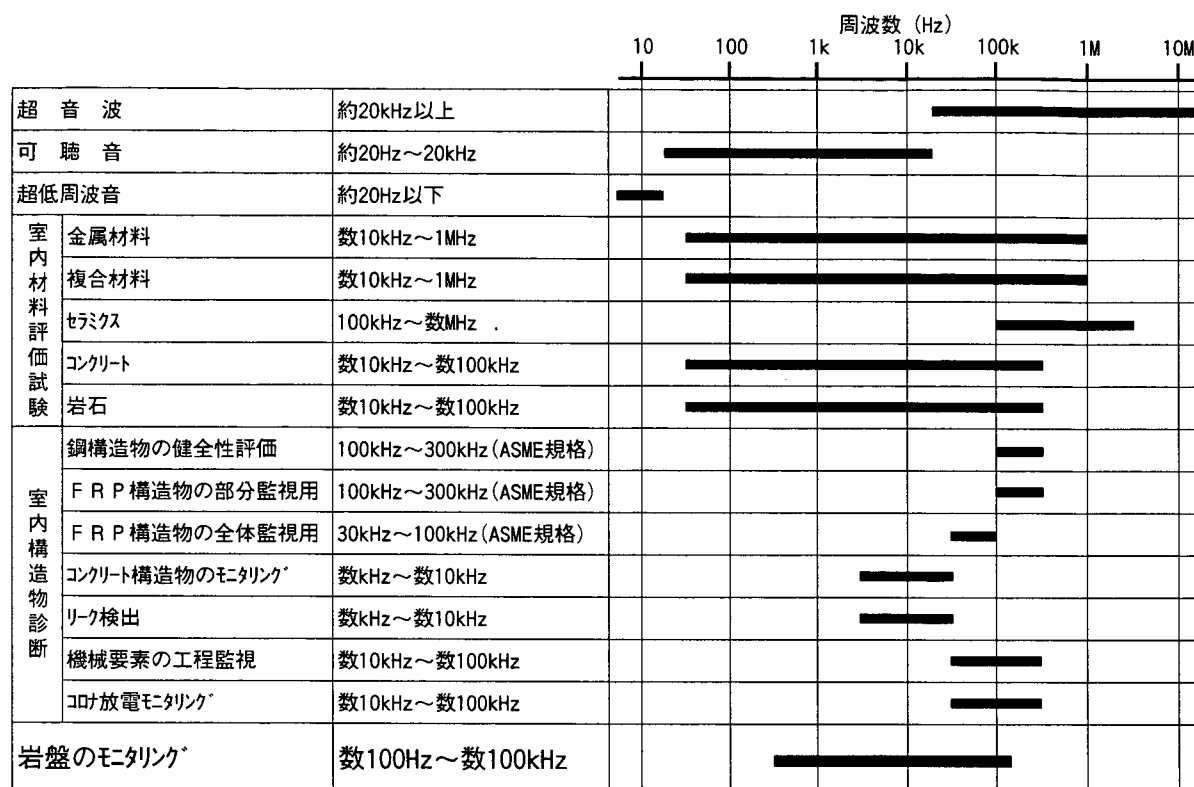


解説図-1.2 AE 計測装置の構成

解説表-1.1 各 AE 計測システムの特徴

計測システム	計測項目	主な計測器例	販売元
高機能型	AE信号毎の発生時刻 AE信号毎の各種AEパラメータ AE信号到達時間差による位置標定 AE波形	MISTRAS AE解析システム	日本フィジカルアコースティクス (株)
		AE解析システム Music	(株) NF回路設計ブロック
簡易型	単位時間あたりの各種AEパラメータ	AERM-401A	(株) 高環境エンジニアリング
		土木工事監視用AE計測装置	(株) NF回路設計ブロック

解説図-1.3 に計測対象と AE 計測の使用周波数の関係を示す。岩盤を対象とした場合、数百 Hz～数百 kHz が適正周波数となる。なお、岩盤モニタリングの分野では、20kHz 以下の弾性波を対象としたセンサを低周波 AE センサ、それ以上を高周波 AE センサと称する。



解説図-1.3 計測対象と AE 計測の使用周波数の関係

2. 設置・計測計画

2.1 計測目的の明確化

AE 計測は大きく①局所監視と②全体監視に分類され、それぞれ以下の特徴を有する。設置・計測計画立案においては、これらの特徴に留意し、目的に応じて計測システムを選定する。

- ① 局所監視：高周波 AE センサ・高機能型 AE システムを用い、岩盤の局所的な破壊現象を詳細に監視することで、岩盤崩壊現象を早期に検出する。
- ② 全体監視：低周波 AE センサ・簡易型 AE システムを用い、岩盤の全体挙動を監視する。

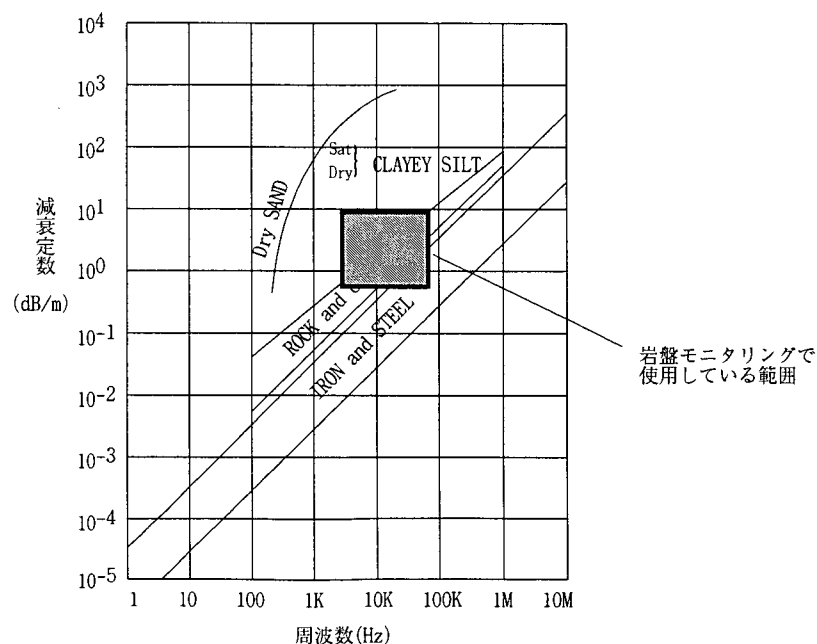
2.2 AE センサの設置箇所の検討

AE センサは、岩盤の崩壊形態・範囲を考慮し、応力集中が予測される潜在亀裂の範囲や新たに亀裂が進展すると予測される場所の近傍に設置する。

[解説]

Koerner が岩盤における弾性波動の減衰特性を検討した結果を解説図-2.1 に示す。岩盤モニタリングで用いられる周波数 10kHz～60kHz における減衰定数は 1～10dB/m である。岩盤内の弾性波は潜在亀裂の影響により、これよりさらに低い値となる。

実際の岩盤モニタリングにおいて、AE センサが岩盤の亀裂の進展を検出できる範囲は、最大でも数 m である。このため、AE センサの設置に際しては、できるかぎり岩盤の崩壊形態・範囲を推定し、監視亀裂近傍に設置することが肝要といえる。



解説図-2.1 岩盤における減衰定数と周波数の関係

2.3 AE センサの設置方法の検討

岩盤モニタリングにおける AE センサの設置は、雨滴等のノイズを除去するために岩盤内部への設置を基本とする。このため、AE センサの設置計画は、削孔（ボーリングマシン・削岩機・コンクリート用コアリングマシン）および仮設（単管足場・高所作業車・ロープ懸垂）の方法を現場条件および安全管理に留意して検討する。

2.4 電源

計測システムの電源は、商用電源 AC100V を標準とし、これまでの設定例では容量は 500VA 程度が中心である。また、原則として瞬電対策に正弦波インバータ方式の無停電装置を使用する。

2.5 通信・リモートアクセス

各計測現場の地域性や重要性に応じて、通信回線を用いた遠隔・通信制御機能についての検討を行う。

[解説]

上記のほか、計画立案時には、AE 計測用のケーブルの最長長さが約 1.0km であることに留意し、適切なケーブルの配線位置を検討する。また、観測小屋の位置決定には、商用電源 (AC100V) および通信回線との位置関係も考慮する。

岩盤モニタリングにおける遠隔監視は、計測の効率化を進めるうえで重要である。遠隔通信・制御機能を付加した AE 計測装置による岩盤モニタリングの例は未だ多くはない。しかし、現在、電話回線を用いた通信機能を付加し、AE の発生状況の常時監視が可能な装置が徐々に製品化されつつあり、今後利用が進むと考えられる。

3. 設置・施工

3.1 AE センサ設置

岩盤モニタリングにおける AE センサは、岩盤内部に直接設置するほか、ステンレス製の鋼棒をウェーブガイドとして利用して設置することも可能である。なお、この際、ウェーブガイドは、監視対象とする亀裂を横切るように設置する。また、雨滴等のノイズを除去し、高感度の計測を行うために、AE センサは岩盤表面からある程度深い位置に設置する。この際の設置深度は、岩質などの現場条件によっても異なるが、低周波センサの場合は岩盤表面から 1.5m 以深、高周波センサの場合は 1.0m 以深を目安とする。

[解説]

実際の岩盤への AE センサの設置手順例を以下に示す。

① AE センサの感度の確認

AE 計測におけるノイズ環境は、計測現場に大きく依存する。このため、AE センサの岩盤への設置に先立って、AE センサを AE 計測装置に接続し、現地におけるノイズレベルと AE センサの異常の有無を確認する。

② AE センサを岩盤に直接設置する場合

計測対象となる岩盤部位が限定される場合は、AE センサを孔内に直接埋設する場合もある。

③ ウェーブガイドへの AE センサの取り付け

AE センサはウェーブガイドに電気的絶縁材料（例えば PVC 板 厚さ 1mm など）を介して、接着剤などで固定し、各種テープで補強する。

④ 削孔工

削孔径は、AE センサの大きさに基づいて決定し、これまで 66mm 以上が多く用いられている。この際、傾度が $\pm 10^\circ$ 以内にならないように計測・実施する。削孔長については検尺を確実に実施する。

④ 孔内への AE センサ／ウェーブガイドの設置

孔内への AE センサ／ウェーブガイドの設置は、ケーブルを絡ませないように留意して実施する。また、所定の深さにウェーブガイドが到達したことを検尺棒などで確認する。

⑤ セメントペーストなどの充填

孔内の空隙にセメントペーストなどを充填する。なお、充填材には現場条件に応じて適宜混和剤を使用する。

⑥ AE センサの感度確認

セメントペーストの硬化後、AE センサの感度の確認を行う。この際の感度確認は、岩盤表面をロックハンマー・かけや等で打撃し、これによって発生した弾性波の検出の有無で実施する。しかしながら、岩盤表面から 5 m 以深に AE センサを設置した場合は、岩盤表面の打撃による確認ができない場合もあり、この場合、とくに設置前の感度の確認を入念に実施する。また、長期計測・深深度の AE 計測を行う場合は、AE センサの劣化を検討するうえで AE 発信子などを AE センサ近傍の孔内に設置することも有効である。

3.2 ケーブルの敷設・保護

ケーブルの布設に際しては、AE センサと AE 計測システム側のチャンネルとの対応に十分留意し、誤接続による混乱がないようにケーブルには予め番号付けを行う。

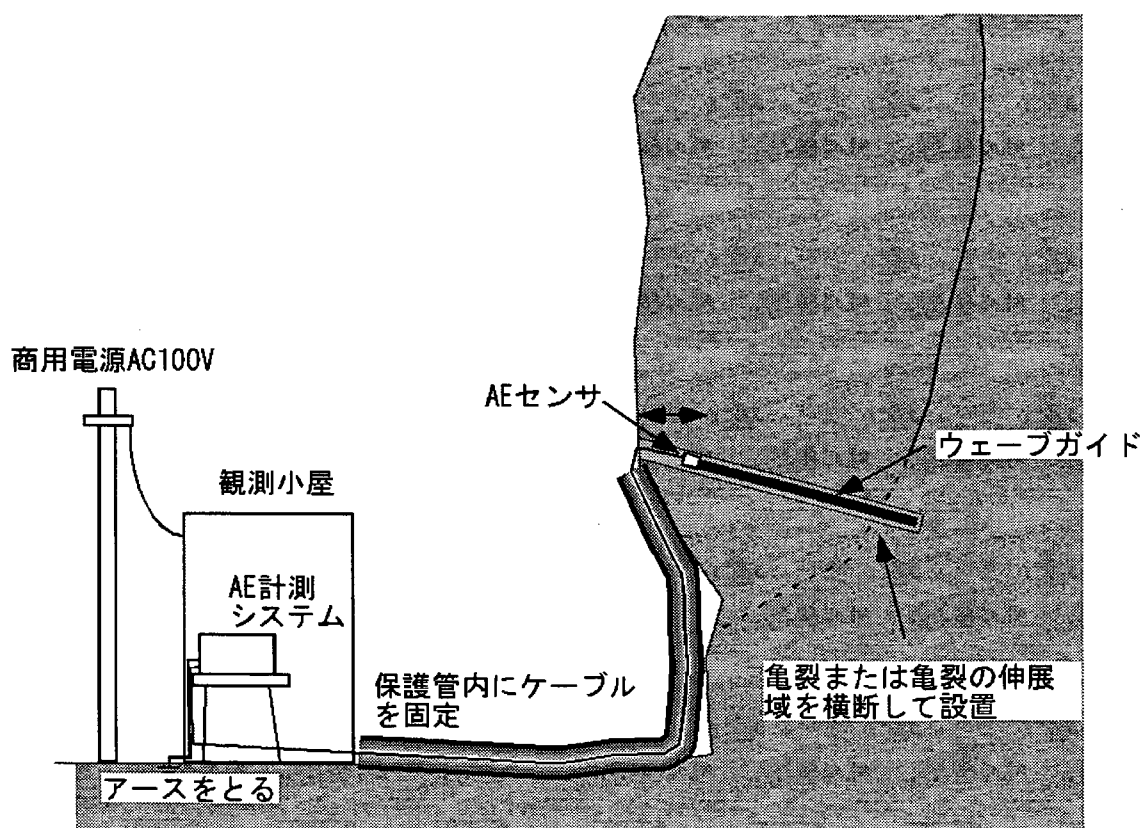
ケーブルは、保護管を通し、風雨の影響を受けないように岩盤・地表面に十分に固定する。ケーブル延長が必要な場合、その接続部は、自己融着テープなどで十分に保護し、浸水しないよう養生する。とくに、保護管内での接続は、浸水の要因にもなるほか、AE センサ再設置の際の障害にもなるため、できる限り避ける。

3.3 計測装置本体の設置

AE 計測システム本体は、室内に設置することを原則とする。設置に際しては、必ずアースをとり、安定した机などの上に設置する。また、常温を維持するようにエアコンディショナーや換気扇の設置を行う。

[解説]

解説図-3.1 に岩盤モニタリングにおける AE 計測器設置の概念を示す。



解説図-3.1 岩盤モニタリングにおける AE 計測器設置の概念

4. 計測・管理

4.1 AE 計測システムの初期設定

(1) しきい値

高機能型・簡易型の双方のシステムともに、AE 計測信号検出の基準となるしきい値の設定が不可欠である。岩盤の微小な変状を検出するためには、しきい値は極力低い方が望ましいが、しきい値が低すぎる場合はノイズを検出しやすくなる。このため、計測の初期段階でノイズ信号の最大振幅値を考慮したしきい値を設定する。また、しきい値の設定後もノイズレベルに注意し、しきい値の変更あるいは電源系統も含めた計測システムの再検討が必要な場合もある。

(2) 周波数フィルター

各種現場に特徴的なノイズ（例えば、車両振動や波浪振動など）がある場合には、その特徴となる周波数領域について、適切な周波数フィルター（ハイパス・ローパス・バンドパス）を用い、信号のろ過を行うことが有効である。

(3) 集計時間間隔

簡易型の AE 計測装置で計測を行う場合は集計時間間隔の設定を行う必要がある。集計時間間隔は、短いほど詳細な監視が可能となるが、通常時の計測では 10 分～1 時間程度で設定を行う。なお、高機能型 AE 計測装置では、個別の AE に関する情報を記録するため、集計時間間隔の設定は必要ない。

[解説]

通常の室内計測では、センサ出力換算値 32～100 μV でしきい値が設定されることが一般的である。しかし、岩盤モニタリングの現場ではノイズ環境が劣悪で、センサ出力換算値 320 μV までしきい値を上げる必要がある例もある。なお、AE 計測システムは、装置によってしきい値の表示方法が異なる。そこで、岩盤モニタリングで用いられている主要な AE 計測装置について、標準的なしきい値の設定を解説表-4.1 に示す。解説表-4.1 に示すノイズを考慮したしきい値に設定しても 1,000 ヒット/ch/日以上 of AE を定常的に検出するようであれば、システム異常の可能性があり、システム系および配線等の再検討が必要である。

解説表-4.1 AE 計測装置のしきい値の設定

AE計測装置 のタイプ	主な計測器例	しきい値の設定方法	通常の設定値	最大しきい値
高機能型	MISTRAS AE解析システム	dB表示 アンプの増幅率のみを考慮	アンプ増幅率:40dB しきい値:40～50dB	50dB
	AE解析システム Music	V表示 アンプとメインアンプの増幅率 の双方を考慮	アンプ増幅率:40dB メインアンプ増幅率:20dB しきい値:0.1～0.32V	0.32V
簡易型	AERM-401A	V表示（検出レベル） アンプとメインアンプの増幅率 の双方を考慮	メインアンプ増幅率:40dB しきい値:0.5V	1V

4.2 監視体制

岩盤モニタリングにおける AE 計測には、状況に応じて初期計測、通常計測、異常時計測がある。

(1) 初期計測

初期計測は、設置した AE センサが正常に作動しているかを判断するための計測期間である。降雨・気温などの気象要因と AE 計測データとの関連を把握するために、AE センサ設置後、約 1 ヶ月程度の計測を実施する。この際、岩盤に変状が認められず、1,000 ヒット/ch/日以上 of AE が発生している場合は計測環境の再検討を行う。計測環境が正常であり、かつやむを得ず計測を実施する場合、しきい値等を変更して AE ヒット数が 1,000 ヒット/ch/日以下になるように調整を行う。ただし、この場合の AE 計測は高感度計測としない場合が多い。

なお、AE センサ設置後、経時的な AE ヒット数の増加傾向が続き、しきい値を調整しても、AE ヒット数が基準値以内に収まらない場合は、同条件で安定した岩盤にリファレンス用の AE センサを設置し、このセンサの AE ヒット数を初期計測値として計測管理するものとする。

(2) 通常計測

通常計測は、岩盤の日常変動の中から変状に伴う異常変動を抽出するための計測であり、中・長期的に計測を継続し、計測結果を 1 ヶ月ごとに集計する。通常計測時の AE ヒット数は 10,000 ヒット/ch/日以下（初期計測の 10 倍以下）を基準とする。これ以上の AE が持続して発生している場合は、岩盤崩壊の前兆を捉えている可能性があり、異常時計測へと移行する。

(3) 異常時計測

異常時計測は、豪雨・地震後の AE 発生数の急激な増加、あるいは他の計測器でも変状があり、かつ急激な AE 発生数の増加があった場合に、短期的な崩壊発生の可能性を確認する目的で実施する。異常時計測では、計測データの回収を約 10 日程度ごとに実施し、より詳細なデータ解析を行う。なお、異常時計測時の AE ヒット数は 10,000～10,000 ヒット/ch/日以上（初期計測の 10～100 倍以上）を基準とする。これ以上の AE が発生し、なおかつ AE ヒット数の増加傾向が認められる場合は崩壊発生確立が高いと判断し、できるかぎり詳細に AE データの記録・解析を行い、崩壊時の AE 発生挙動の把握に努める。

【解説】

単位時間あたりの AE 発生数は、いずれの計測システムでも管理可能な指標であることから、定常的な AE の評価基準として有効である（参照解説表-4.1）。

解説表-4.1 岩盤モニタリングにおける AE データの評価基準（案）

	AEヒット数	初期計測時比
初期計測	1,000ヒット/日以下	1倍とする
通常計測	10,000ヒット/日以下	10倍以下
異常時計測	100,000ヒット/日以下	10～100倍以上

4.3 データの回収方法

岩盤モニタリングのデータ回収は、MO(磁気ディスク)等のデジタル媒体を使用する。とくに、高機能型の AE 計測装置では、データ容量が十～数百 MB に及ぶこともあり、計測装置のハードディスクはこれに対応するギガ単位の空き容量を確保することが望ましい。

4.4 データの集計と表示

月報方式で AE データを集計する際には、各チャンネル（センサ）の 1 時間あたりの AE カウントレートおよび AE ヒットレートを基本とする。これらの集計データについては、時系列変化を一覧できるグラフに整理し、AE センサ間、降雨・気温およびその他の計測項目との関連性の把握を行う。

4.5 データの管理

AE 計測データは、処理前のデータと処理後のデータを MO(磁気ディスク)等のデジタル媒体に保管し、事後に解析が可能な状態で保管する。

【解説】

簡易型の AE 計測装置では、計測データが単位時間あたりの集計値としてテキスト方式で記録される。このため、データの集計・表示は、通常の表計算ソフトウェアで可能である。一方、高機能型の AE 計測装置は、記録方式がバイナリーデータである。このため、専用のプログラムを用いて 1 時間あたりの AE カウントレートおよび AE ヒットレートに変換する必要がある。

岩盤モニタリングにおける AE 計測マニュアル（案）資料

1. 本マニュアル(案)作成の経緯

これまでに、岩盤モニタリングにおける AE 計測に関しては、平成 7 年度～10 年度の 4 ヶ年にわたり、建設省土木研究所急傾斜地崩壊研究室を中心とした官民連帯共同研究「AE による斜面動態計測システムの開発」が実施されている。また、平成 8 年度からは、全国 9 地方建設局において岩盤モニタリングが実施され、このうち 4 地区で AE の計測が実施されている。本書は、上記共同研究および全国岩盤モニタリングにおいて明らかになった事項についてマニュアルの形式で取りまとめたものである。

2. 引用した規格

本マニュアル(案)で規定されていない用語等については、以下の規格に準じるものとする。

JISZ2300	非破壊試験用語
NDIS2109	AE 変換子の絶対感度構成方法
NDIS2110	アコースティック・エミッション変換子の感度劣化測定方法
NDIS2419	金属製圧力容器などのアコースティック・エミッション連続監視法
NDIS2421	コンクリート構造物のアコースティック・エミッション試験方法

3. 用語の説明

① アコースティック・エミッション (Acoustic Emission :AE)

固体が変形あるいは破壊する際に、それまで貯えられていたひずみエネルギーが解放されて弾性波の生じる現象。AE と略称される。

② AE 源 (AE source)

AE が生じた場所

③ AE 波 (AE wave)

AE により生じる弾性波

③ AE センサ (AE Sensor)

AE 波を受けて電気信号に変える変換器

④ AE 信号 (AE signal)

AE 波の受信によって AE 変換子により変換された電気信号。

⑤ AE カウント (Count) :

カウントとは、しきい値を越えた AE 波の振動回数のことである。事象の振幅の重み付けとしての意味を持つが、AE 波形は、伝搬媒体やセンサの周波数特性に大きな影響を受けるため、そのカウント数もこれらに強く依存する。AE 発生箇所および計測箇所が同じ場合には、一般にカウント数の大きなものほど大きいエネルギー（最大振幅値）を持つと考えてよい。単位時間あたりの AE カウント数を AE カウントレート、これらの累積数を AE カウント累積数とそれぞれ称する。

⑦ AE ヒット (Hit) :

センサに入力した AE 信号波の一かたまりを 1 ヒットと数える。従って、発生した AE 事象が一個であっても複数個のセンサに信号が入力される場合、その個数分だけヒット数が計測されることになる。き裂発生など突発型 AE 事象を生ずる AE 源の発生頻度や発生形態を知るのに適したパラメータである。単位時間あたりの AE ヒット数を AE ヒットレート、これらの累積数を AE ヒット累積数とそれぞれ称する。

⑧ AE 最大振幅値 (Amplitude) :

AE を生じた事象がセンサに与える振動の大きさ、すなわち地震の震度に相当する情報を与える。統計的处理を施すことにより振幅分布が得られ、発生した AE 事象間の相対的エネルギーレベルの比較が行える。これを用い、異なる AE 発生機構を識別できる場合がある。また、

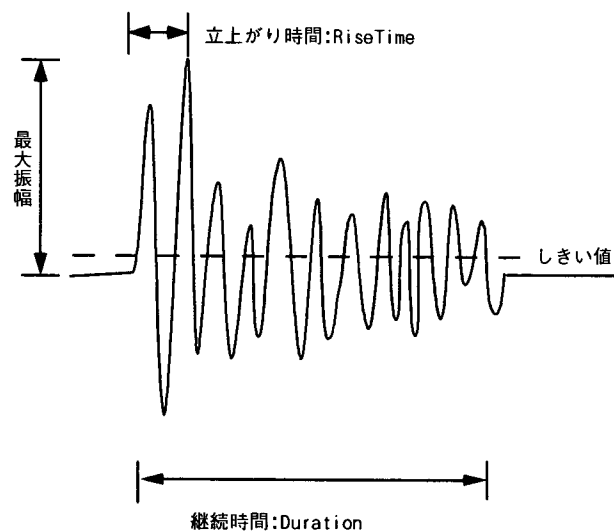
振幅分布上において、直線部を外れる領域にみられる高振幅事象の連続発生は、き裂の成長などに対応している可能性がある。このように最大振幅値は AE 事象の危険度を知る重要な尺度である。

⑨ 立上り時間 (Rise time) :

信号が入力したとき、最初のしきい値クロス時から最大振幅値にいたるまでの時間のことである。各信号の立ち上がりの鋭さに関する情報を与える。この情報をもとに、本来の AE と機械的及び電氣的ノイズなどの識別を行える場合がある。

⑩ 継続時間 (Duration) :

信号入力時、最初のしきい値クロス時から最後のしきい値クロス時までの時間、すなわち 1 ヒットの継続時間と定義される。この値と信号立ち上がり時間及び最大振幅値を総合して、入力した信号のおおまかな波形に関する情報を得ることができる。この情報をもとに、異なる AE 発生源を識別できる場合がある。



AEヒット : しきい値を超える信号の発生回数
(上記の波形1つで1ヒット)

AEカウント: 1つのヒットの中でしきい値を
上から下に通過した回数

しきい値 : AE検出のため設定する振幅の最小値

図-1 AE 波形の概念図

4. AE 計測システムの互換性

現在のところ、AE 計測システム自体の標準化は完全でない。このため、AE 計測システムには、信号振幅の表示方法がデシベル表示のシステムと電圧値表示のシステムがある。また、記録された AE 振幅値が、メインアンプの増幅率を乗じている場合とそうでない場合があり、注意が必要である。しかしながら、これらの点に留意すれば、デシベルと電圧値は容易に変換でき、相互のシステムで計測したデータの比較は可能である。なお、dB（デシベル）への変換式は以下のとおりであり、基準電圧は $1\mu\text{V}$ である。

$$dB = 20 \times \log_{10} \left(\frac{\text{計測電圧}(mV)}{\text{基準電圧}(mV)} \right)$$

0dB	→	$1\mu\text{V}$
20dB	→	$10\mu\text{V}$
40dB	→	$100\mu\text{V}$
60dB	→	1mV
80dB	→	10 mV
100dB	→	100 mV

増幅率もデシベル表示される場合が多いが、この場合は以下の変換式になる。

$$dB = 20 \times \log_{10} \left(\frac{\text{増幅後電圧}(mV)}{\text{増幅前電圧}(mV)} \right)$$

0dB	→	1 倍
20dB	→	10 倍
40dB	→	100 倍
60dB	→	1000 倍

5. 岩盤モニタリングに用いる AE センサについての補足説明

AE センサには共振圧電型と加速度計型の2つがあり、計測目的および現場条件に応じて使い分ける必要がある。共振圧電型 AE センサは圧電素子の共振周波帯を中心に AE 計測を行うタイプであり、加速度計型 AE センサは圧電素子の共振周波数を外した低い周波数帯で AE 計測を行うタイプである (図-2)。

共振圧電型の AE センサは、加速度計型に比較して、20~30dB 高い感度を有しており、岩盤の変状を詳細に監視するのに適している。しかし、通常の共振圧電型の AE センサで取得した信号は、センサ自体の周波数特性の影響を強く受けたものとなり、AE の周波数特性に着目した解析には用いることができない。

一方、加速度計型 AE センサは、センサ感度が鈍くなり、微小な AE を検出するには不向きである。しかしながら、加速度計型 AE センサで検出された信号波形は、弾性波の性質を保持したものとなる。このため、加速度計型 AE センサは、波形のパターン分類などの AE の周波数特性に着目した岩盤評価を行う際には有効である。

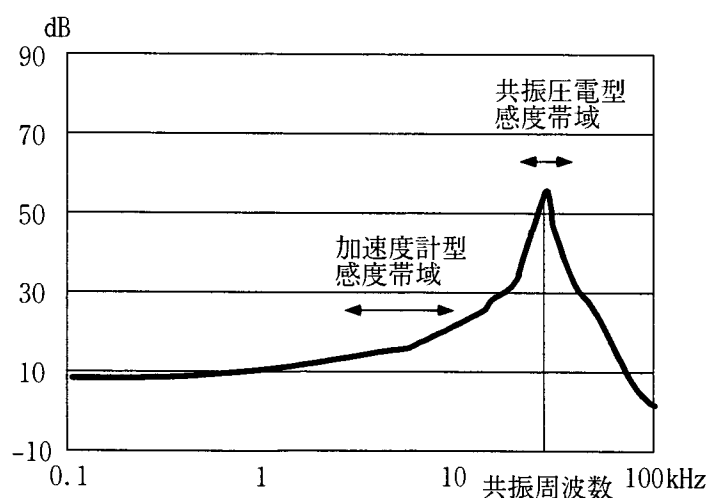


図-2 AE センサタイプによる取得周波数領域の相違

6. ウェーブガイドの利用に関する補足説明

岩盤モニタリングにおける AE 計測では、ウェーブガイドの使用を原則とする。岩盤モニタリングにおけるウェーブガイドの利用形態には、図-3 に示すようないくつかの方法が提案されている。本マニュアルでは、最も確実に岩盤の変状を把握できる手法としてタイプ③の手法を推奨している。

また、ウェーブガイドと AE センサの間には、1mm 程度の薄い塩ビ板等の絶縁体を挟み、AE センサの絶縁性を補強する処置を行うことが望ましい。これらの点および設置後の取り外しによるメンテナンスを考慮した岩盤への AE センサの設置方法例を図-4 に示す。

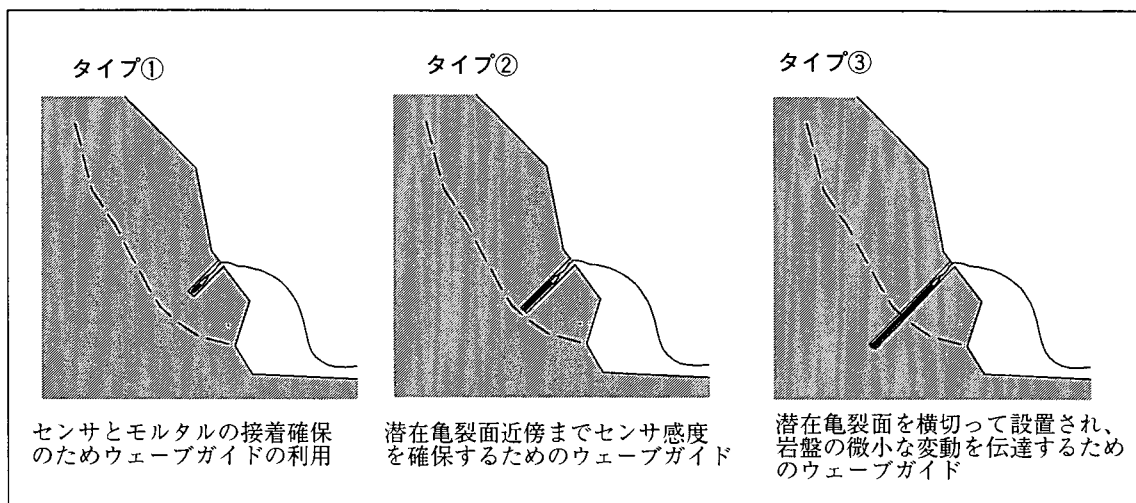
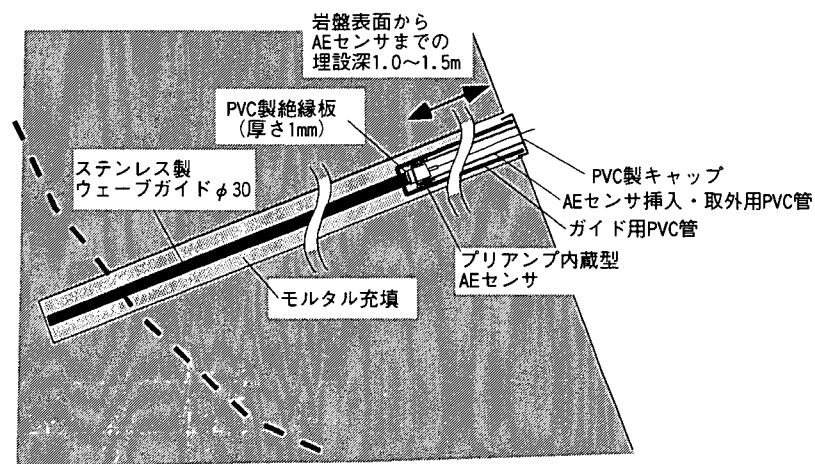


図-3 岩盤モニタリングにおける AE ウェーブガイドの利用形態



削孔の傾度は、 $\pm 10^\circ$ を避けて施工する。

図-4 岩盤への AE 設置方法例

(AE センサ設置後の取外しを考慮した場合)

7. AE データの評価基準（案）について

本マニュアルの「4.2 監視体制」において、単位時間あたりの AE ヒットを指標とした AE データの簡易な評価方法を提案している。この際の評価基準値の決定には、図-5 および表-1 に示す固結した一次しらすの崩壊実験における計測データを参考にした。今後、岩種や崩壊形態の異なる岩盤崩壊について詳細な AE 計測事例を蓄積することにより、随時、本評価基準（案）は見直しを行う必要があると考えられる。

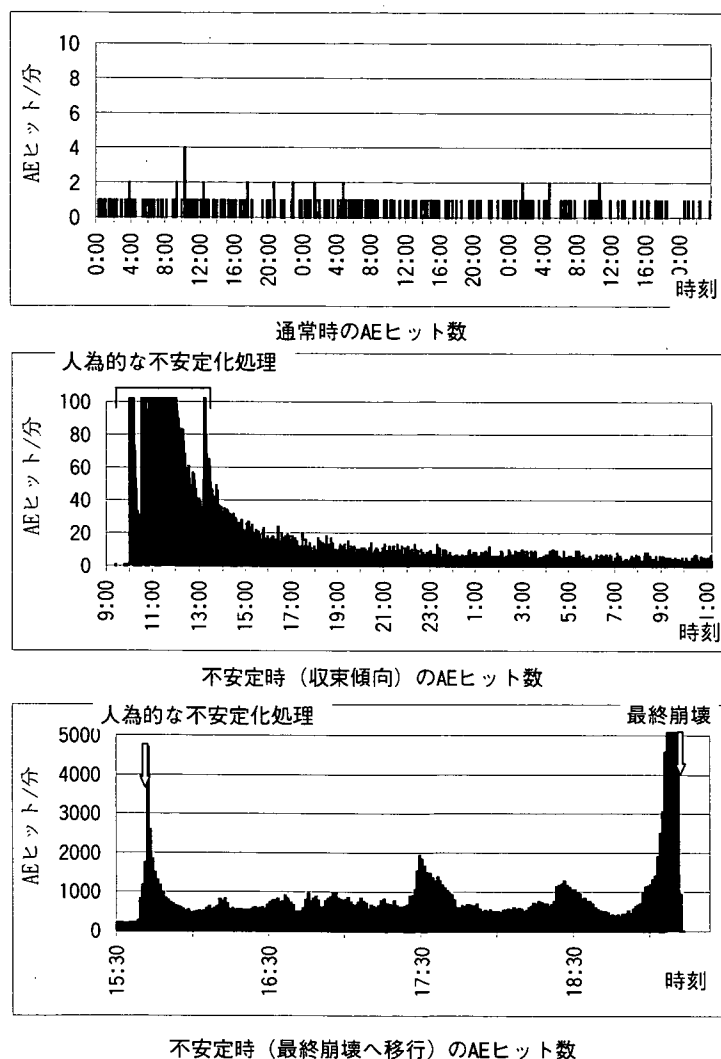


図-5 固結した一次しらすの崩壊実験における AE 計測データ

表-1 崩壊実験における AE ヒット数と評価基準（案）との関係

しらす崩壊実験 におけるデータ	岩盤モニタリング における基準（案）	AE ヒット		
		ヒット/分	ヒット/日	初期計測時比
通常時	通常計測	～10	～10,000	10倍以下
不安定時 (収束傾向)	異常時計測	10～100	10,000～100,000	10～100倍
不安定時 (最終崩壊へ移行)	異常時計測	100～1000	100,000～	100倍以上