のり面・斜面の崩壊・流動災害軽減技術の高度化に関する研究

寺田秀樹[1)]、仲野公章[2)]、西本晴男[3)]、小橋秀俊[4)]、加藤俊二[5)]、脇坂安彦[6)]、
佐々木靖人[7)]、阿南修司[8)]、倉橋稔幸[9)]、柴田光博[10)]、矢島良紀[11)]、
渡　正昭[12)]、小山内信智[13)]、笹原克夫[14)]、栗原淳一[15)]、桜井亘[16)]、山越隆雄[17)]、
田中秀基[18)]、秋山一弥[19)]、石田哲也[20)]、藤澤和範[21)]、浅井健一[22)]、石井靖雄[23)]、
武士俊也[24)]、花岡正明[25)]、丸山清輝[26)]

Research on Developing Techniques for Mitigating Damage by Debris Flow and Slope Collapse

Hideki TERADA, Masaaki NAKANO, Haruo NISHIMOTO, Hidetoshi KOHASHI,
Syunji KATOU, Yasuhiko WAKIZAKA, Yasuhito SASAKI, Shuji ANAN,
Toshiyuki KURAHASHI, Mitsuhiro SHIBATA, Yoshinori YAJIMA, Masaaki WATARI,
Nobutomo OSANAI, Katsuo SASAHARA, Junichi KURIHARA, Wataru SAKURAI,
Takao YAMAKOSHI, Hideki TANAKA, Kazuya AKIYAMA, Tetsuya ISHIDA,
Kazunori FUJISAWA, Kenichi ASAI,Yasuo ISHII,
Toshiya TAKESHI, Masaaki HANAOKA, Kiyoteru MARUYAMA

要旨

近年頻発する豪雨・地震・火山噴火等に伴うのり面・斜面災害から国民の生命・財産を守るためには、防災施設の着実な整備に加えて、発生した災害を最小限にくい止め、二次災害の発生を防止する減災技術の積極的な推進が求められている。

本論文は、こうした多様な土砂災害による被害の軽減のために、集落及び道路を保全対象として、①火山泥流の危険度予測技術、②地すべり抑止杭工の合理的な設計手法、③表層崩壊、岩盤斜面、地すべりに対する新たなモニタリング技術、④道路防災マップの作成手法と道路防災対策の効果評価手法の検討を行うとともに、それらの手法の提案を行ったものである。

なお、本論文は、土木研究所の重点プロジェクト「のり面・斜面の崩壊・流動災害軽減技術の高度化に関する研究（H13～17)」として実施した内容の一部をとりまとめたものである。

キーワード：火山泥流、斜面崩壊、ハザードマップ、地すべり抑止杭、モニタリング、リスクマネジメント

Synopsis

In addition to the construction of facilities for disaster prevention, the progress of developing countermeasures to minimize damages by natural disasters and to prevent secondary disaster is required to protect human lives and properties from debris flow and slope collapse caused by heavy rainfall, earthquake, volcanic eruption in the nation.

This paper reports the developments of (1) the prediction techniques of the hazard level of volcanic mud flows and making a hazard map, (2) the method to design countermeasures using piles for stabilizing landslides,(3) the monitoring techniques of slope stability of shallow landslides, bedrock slopes and landslides, and (4) the methods of making roadside landslide hazard maps for

slopes on roadsides and assessing the effect of countermeasures for road disasters using GIS and IT.

This paper summarizes a part of the outcome of the project granted by Public Works Research Institute from 2001 to 2005.

Key words: debris flow, slope collapse, hazard map, piling work, monitoring, risk management

1) 独立行政法人土木研究所 土砂管理研究グループ長
2) 故人（元土砂管理研究グループ長）
3) 国土交通省 河川局 砂防部 砂防計画課 火山土石流対策官(前土砂管理研究グループ長)
4) 独立行政法人土木研究所 材料地盤研究グループ 土質チーム上席研究員
5) 独立行政法人土木研究所 材料地盤研究グループ 土質チーム研究員
6) 独立行政法人土木研究所 材料地盤研究グループ長(前材料地盤研究グループ 地質チーム上席研究員)
7) 独立行政法人土木研究所 材料地盤研究グループ 地質チーム上席研究員
8) 国土交通省 近畿地方整備局 大戸川ダム工事事務所長（前材料地盤研究グループ 地質チーム主任研究員）
9) 独立行政法人土木研究所 材料地盤研究グループ 地質チーム主任研究員
10) 国土交通省 国土地理院 測図部 測図技術開発室技術開発第三係長（前材料地盤研究グループ 地質チーム研究員）
11) 独立行政法人土木研究所 材料地盤研究グループ 地質チーム研究員
12) 国土交通省 北陸地方整備局 立山砂防事務所長（前土砂管理研究グループ 火山・土石流チーム上席研究員）
13) 国土交通省 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（前土砂管理研究グループ 火山・土石流チーム上席研究員）
14) 国立大学法人 高知大学 農学部教授（前土砂管理研究グループ 火山・土石流チーム上席研究員）
15) 独立行政法人土木研究所 土砂管理研究グループ 火山・土石流チーム上席研究員
16) 独立行政法人土木研究所 土砂管理研究グループ 火山・土石流チーム総括主任研究員
17) 独立行政法人土木研究所 土砂管理研究グループ 火山・土石流チーム主任研究員
18) 財）砂防フロンティア整備推進機構研究第一部次長（前土砂管理研究グループ 火山・土石流チーム主任研究員）
19) 国土交通省 国土技術政策総合研究所 危機管理技術研究センター 砂防研究室主任研究官（前土砂管理研究グループ 火山・土石流チーム主任研究員）
20) 国土交通省 北陸地方整備局 飯豊山系砂防事務所 調査課係長（前土砂管理研究グループ 火山・土石流チーム研究員）
21) 独立行政法人土木研究所 土砂管理研究グループ 地すべりチーム上席研究員
22) 独立行政法人土木研究所 材料地盤研究グループ 地質チーム総括主任研究員（前土砂管理研究グループ 地すべりチーム総括主任研究員）
23) 国土交通省 中部地方整備局 富士砂防事務所長（前土砂管理研究グループ 地すべりチーム主任研究員）
24) ネパール国 水資源省 治水砂防局 JICA 防災対策アドバイザー(前新潟試験所　所長)
25) 独立行政法人土木研究所 土砂管理研究グループ 雪崩・地すべり研究センター所長
26) 独立行政法人土木研究所 土砂管理研究グループ 雪崩・地すべり研究センター総括主任研究員

目　　次

１．序論…… １
１．１　研究の背景と目的 …… １
１．２　本論文の構成 …… １
２．火山活動の推移に伴う泥流発生危険度評価と規模の予測手法…… ３
２．１　概説 …… ３
２．２　降灰の影響を考慮した泥流ハイドログラフ推定モデルの検討 …… ３
２．２．１　解析モデルの概要…… ３
２．２．２　解析結果…… ４
２．２．３　泥流ハイドログラフ推定モデルのまとめ…… ５
２．３　移動可能土砂推定手法の検討 …… ５
２．３．１　各侵食形態による土砂生産量…… ５
２．３．２　ガリーの形成場所とガリー侵食の規模の検討…… ６
２．３．３　ガリー形成期間の検討…… ７
２．３．４　移動可能土砂推定手法のまとめ…… ７
２．４　火山泥流災害の危険範囲の予測　 …… ７
２．５　まとめと今後の課題 …… ８
３．地すべり抑止杭工の合理的な設計手法…… ９
３．１　概説 …… ９
３．１．１　既往設計手法の問題点…… ９
３．１．２　研究内容…… ９
３．２　FEM 解析による杭の変形に影響を及ぼす要因の検討 …… ９
３．２．１　地盤の変形係数が杭の変形に与える影響…… １０
３．２．２　杭の曲げ剛性が杭の変形に与える影響…… １０
３．２．３　地すべり土塊の変形係数と杭の曲げ剛性が杭の変形に与える影響…… １０
３．２．４　杭の打設位置が杭の変形に与える影響…… １０
３．３　FEM 解析結果と杭の設計式の比較 …… １０
３．３．１　くさび杭の設計式と FEM 解析結果の比較…… １１
３．３．２　抑え杭の設計式と FEM 解析結果の比較…… １１
３．４　適切な杭間隔の設定手法の検討 …… １１
３．４．１　遠心載荷模型実験による杭間隔の検討…… １１
３．４．２　FEM 解析モデルによる適切な杭間隔の検討 …… １２
３．５　三次元 FEM 解析を用いた設計手法の検討 …… １３
３．６　まとめと今後の課題 …… １４
４．のり面・斜面災害に対するモニタリング手法…… １５
４．１　表層崩壊に対するモニタリング …… １５

４．１．１　概説 …… １５
４．１．２　表層崩壊の特徴…… １５
４．１．３　斜面の管理と崩壊予測の考え方…… １７
４．１．４　まとめと今後の課題…… １９
４．２　岩盤斜面に対するマッピング …… ２１
４．２．１　概説 …… ２１
４．２．２　エアトレーサー試験による岩盤斜面の亀裂調査精度向上策の検討…… ２１
４．２．３　物理探査を利用した岩盤斜面内の劣化部検出実験…… ２２
４．２．４　三次元弾性波トモグラフィー…… ２２
４．２．５　まとめと今後の課題…… ２４
４．３岩盤斜面の不安定ブロックの抽出手法 …… ２５
４．３．１　概説 …… ２５
４．３．２　岩盤ブロックの不安定化実験…… ２５
４．３．３　要対策岩盤斜面での計測・解析…… ２６
４．３．４　岩盤接着工施工前後での検討…… ２７
４．３．５　計測手法のマニュアル（案）…… ２８
４．３．６　まとめと今後の課題…… ２８
４．４　地すべりに対するモニタリング …… ３０
４．４．１　概説 …… ３０
４．４．２　光ファイバセンサによるひずみ測定方法…… ３０
４．４．３　光ファイバ直接埋設方式伸縮計の開発…… ３０
４．４．４　B-OTDR 及び FBG 方式光ファイバ伸縮計の開発 …… ３２
４．４．５　開発した光ファイバ伸縮計とその設置費…… ３４
４．４．６　まとめと今後の課題…… ３５
５．道路防災マップによる道路斜面の評価…… ３６
５．１　道路防災マップの作成手法 …… ３６
５．１．１　概説 …… ３６
５．１．２　道路斜面防災技術体系の検討…… ３６
５．１．３　道路防災マップの試作…… ３７
５．１．４　ハザード評価支援ツールの開発…… ３８
５．１．５　まとめと今後の課題…… ３９
５．２　道路防災対策の効果評価手法 …… ４１
５．２．１　概説 …… ４１
５．２．２　道路防災対策の効果評価手法の考え方…… ４１
５．２．３　検討事例 …… ４３
５．２．４　まとめと今後の課題…… ４４
６．結論…… ４５

１．序論

1.1 研究の背景と目的

激甚な土砂災害が多発している。平成１６年には、過去最多の 2,500 件を超える土砂災害の発生が報告されている。これらは、梅雨前線や 10 個を数える台風の上陸に伴う豪雨、新潟県中越地震などによって発生した。平成１７年においても、福岡県西方沖地震や台風１４号による記録的な豪雨により、九州地方を中心に大きな被害が生じた。平成１８年も、梅雨前線に伴う豪雨による沖縄県中城村での地すべり災害、長野県岡谷市を中心とした土石流災害、台風１３号に伴う豪雨による佐賀県伊万里市や唐津市などでの土石流災害等の土砂災害が発生し、大きな被害をもたらした。

また、平成２年の雲仙普賢岳の火砕流やその後の降雨による土石流災害が甚大な被害を発生させた。平成１２年には有珠山や全島避難となった三宅島の噴火により、泥流災害が頻発した。さらに平成１８年には雌阿寒岳の噴火により融雪泥流が発生している。

これらの土砂災害から国民の生命・財産を守るためには、砂防設備や道路防災施設などの防災施設の着実な整備に加えて、発生した災害被害を最小限に食い止め、二次災害の発生を防止する減災技術の積極的な推進が求められている。

こうしたことを背景に、本研究は土木研究所の重点プロジェクト「のり面・斜面の崩壊・流動災害軽減技術の高度化に関する研究」として、土砂災害による災害被害の軽減技術のうち、集落及び道路を保全対象として、災害危険度予測技術の開発、のり面・斜面保全工の最適配置・設計手法の開発、新技術を導入したのり面・斜面の調査・モニタリング技術の開発、道路斜面リスクマネジメント技術の開発を行うことを研究の範囲とし、次の３点を達成目標として実施したものである。

(1)危険箇所、危険範囲の予測と総合的なハザードマップの作成技術の開発
(2)数値解析によるのり面・斜面保全工の最適配置・設計手法の開発
(3)ＧＩＳ、ＩＴを用いたのり面・斜面の調査・モニタリング技術の開発、道路斜面リスクマネジメント技術の開発

なお、それぞれの達成目標は次に示すようにいくつかの調査課題（(　) 書きは調査課題の担当チーム名）から構成されているが、本論文はそれらの調査課題のうちの一部を取り上げてまとめたものである。

(1)危険箇所、危険範囲の予測と総合的なハザードマップの作成技術の開発
　1)火山活動の推移に伴う泥流発生危険度評価と規模の予測手法に関する研究（火山・土石流チーム）
　2)火山地域における泥流氾濫シミュレーション及びハザードマップの精度向上に関する研究（火山・土石流チーム）
　3)地すべり危険箇所の抽出手法に関する調査（地すべりチーム）
(2)数値解析によるのり面・斜面保全工の最適配置・設計手法の開発
　4)地すべり抑止杭工の機能及び合理的設計に関する調査（地すべりチーム）
(3)ＧＩＳ、ＩＴを用いたのり面・斜面の調査・モニタリング技術の開発、道路斜面リスクマネジメント技術の開発
　5)道路防災マップを用いた道路斜面の評価技術の開発（地質チーム、土質チーム）
　6)先端的な道路斜面崩壊監視・安定度評価技術の開発（土質チーム）
　7)岩盤斜面の調査・計測・ハザード評価技術の調査(地質チーム、地すべりチーム)
　8)光ファイバーセンサーによる地すべり挙動調査(雪崩・地すべり研究センター)

1.2 本論文の構成

1.1 で述べた達成目標(1)について２章、(2)について３章、(3)について４章と５章で述べる。

２章では、噴火後の降雨による泥流に対する危険範囲の予測手法について述べる。火山噴火に伴う降灰の影響を受けた流域では、降灰の深さやその範囲によって流出現象が変化するが、これまでそうした流域特性の変化は十分に考慮されて来なかった。そこで、火山活動の推移に伴う降灰範囲や深さなど流域特性の経時変化を考慮した泥流発生危険度評価と規模の予測手法について述べる。

ここでは、2000 年に噴火した三宅島を対象とした現地観測・調査により、噴火後に水文環境が一変した流域における降雨流出特性を把握するとともに、噴火後の流域で支配的な Horton 型表面流の発生に着目した総合的な流出解析モデルを開発し、噴火後の三宅島における水と土砂の流出を物理的に追跡することで、現地観測データの再現に成功している。また、空中写真判読やレーザプロファイラデータを用いた解析により、噴火後の主な土砂生産源であるガリー侵食の形成特性を検討し、移動可能土砂量の推定手法を提案している。

３章では、数値解析によるのり面・斜面保全工の最適

配置・設計手法として、地すべり抑止杭工の設計について述べる。地すべり抑止杭は、本来地盤や杭材の物性に応じて設計されるべきものであるが、これまで十分に考慮されて来なかった。そこで、地盤の物性値と杭材の物性値を考慮した杭形式の合理的な選定手法と三次元応力解析法を用いた地すべり杭工の設計手法について検討提案している。

ここでは、FEM解析を用いた検討を行い、(1)地すべり土塊の変形係数、杭の曲げ剛性、地すべり土塊内の杭長により求められる指標により、抑え杭の設計式により安全側の設計とすることができる範囲を示した、(2)地すべり抑止杭の適切な杭間隔は、地すべり土塊の物性値によって変わるが、FEM解析を杭間隔設定に用いることができる、(3)三次元FEM解析によって杭の効果を評価しながら杭諸元を低減していくことにより、既往設計手法を用いる場合よりもコストの低減が図れる可能性があることを示している。

４章では、のり面・斜面の調査・モニタリング技術として開発した新たな手法について述べる。表層崩壊、岩盤斜面、地すべりを対象として、光ファイバー等を用いた新たなモニタリング手法について提案する。

表層崩壊に対しては、光ファイバーセンサーを活用した線的あるいは面的な斜面崩壊モニタリングシステムについて述べる。

岩盤斜面に対しては、個別斜面の危険度マップの作成や要対策箇所の抽出を目的として、エアートレーサー試験、物理検層を利用した岩盤斜面内部の劣化部検出方法の開発、さらにレーザを用いた斜面形状の詳細な記載と三次元弾性波トモグラフィーによる劣化部の抽出をおこなっている。また、振動計測による不安定岩盤ブロックの抽出手法の開発を行っている。

地すべりに対しては、光ファイバーセンサを活用した地すべりの面的挙動調査法として、地すべり挙動が顕著でない時点で、さらに積雪地域での観測にも対応させるため、直交配置法による光ファイバ直接埋設方式を考案している。また、伸縮及び圧縮量100mmまで観測が可能なB-OTDR方式光ファイバーセンサ、FBG方式光ファイバーセンサの開発を行っている。

５章では、道路の防災管理に必要な情報を系統的に収集・評価した道路防災マップ作成活用手法、道路防災マップ等を基にした対策効果の評価手法、道路防災マップ情報システムについて述べる。

ここでは、(1)事前通行規制区間の事例、災害履歴や対策実績のデータベースを収集し、道路防災マップの基本的な仕様を整理し、道路防災マップ作成要領（案）を作成している(2)道路防災マップ作成に必要な技術体系の検討を行い、特にGISを用いる場合の有用性等に着目して各種標準仕様書（案）としてまとめるとともに、プロトタイプ道路斜面防災GISを作成している(3)ハザード評価の支援ツールとして、崩壊発生危険度予測手法ならびに崩土到達範囲予測手法を開発し、これらをGIS上で組み合わせ、道路に対する斜面崩壊の危険箇所を視覚的に把握することを可能にしている(4)道路災害の分析を行い災害発生密度から防災点検の精度を確認している。

さらに、リスクマネジメント手法として、防災点検における要対策、カルテ対応等のカテゴリー毎に年間・延長あたりの災害発生件数（災害潜在性原単位）を求め降雨との相関曲線から防災対策の効果を簡易に評価する手法を提案している。

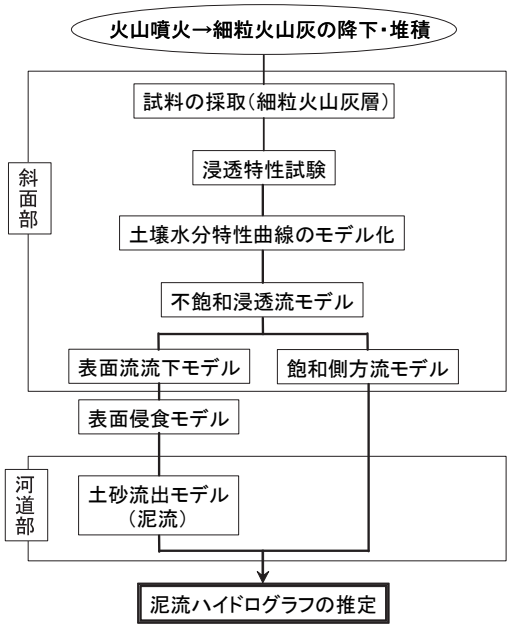
２．火山活動の推移に伴う泥流発生危険度評価と規模の予測手法

2.1 概説

火山噴火時には、噴火活動の推移に応じて、降灰範囲や厚さ、火山灰の浸透特性などが変化するため、泥流の発生危険度や規模は経時的に変化すると考えられる。このような火山活動の推移に伴う流域特性の経時変化を考慮した泥流発生危険度および規模の予測手法に関する研究が必要とされている。本研究では、①降灰の影響による流域内の降雨流出、土砂流出特性の変化を評価した泥流ハイドログラフ予測手法の検討、②渓流の移動可能土砂量推定手法の検討を行った。そして、これらの検討成果を総合した泥流発生危険度および規模の予測手法を提案することを目的とした。

2.2 降灰の影響を考慮した泥流ハイドログラフ推定モデルの検討

これまで、泥流発生規模や氾濫計算を行う上で必要な噴火後のハイドログラフを求める際には、合理式によりピーク流量を求める方法や、単位図法(中安等)により求めることが多かった。このような計算は簡便であり、緊急的な対応としては有効であるが、降灰による流出特性の変化の影響を考慮した泥流ハイドログラフにはなっておらず、噴火後の状況変化を反映したものになっていない。したがって、降灰の影響による泥流の発生危険度や規模の変化を予測するためには、降雨に対する水と土砂の流出を物理的に追跡でき、降灰による流出特性の変化を考慮できる流出解析モデルが必要であると考えられる。本研究では、雨水の浸透・流下過程、表面流の発生・流下過程、斜面上および河道の土砂流出過程を物理的に追跡する分布型モデルを検討した。



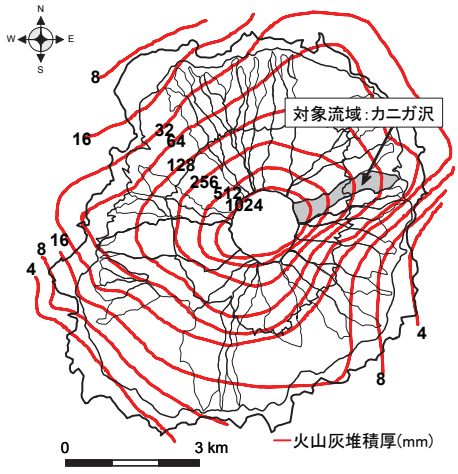
図―2.1　泥流ハイドログラフ推定モデルの解析フロー

2.2.1 解析モデルの概要

一般に、流出解析モデルは集中型と分布型に分けられる。集中型は従来から用いられている方法で計算が比較的容易であるという長所をもつが、降雨に対する流出量の応答関係を解析しなければモデルのパラメータが決定できないという短所を有する。特に火山噴火後の流域においては、噴火前と水文環境が大きく変化しているため、降灰後に一度降雨を経験し、その流出特性を把握しなければパラメータの設定が難しい。一方、分布型モデルは計算が煩雑で時間がかかるといった短所をもつものの、近年では計算機の進歩によりその問題は解消されつつある。また、分布型モデルは構成される個々の要素に流域内の土壌や地形・地質条件等の物理的な特性を組み込むことができるため、降灰の影響により場の特性が空間的・時間的に変化する噴火後の火山においては非常に有効な手法であるといえる。そこで本研究では、図―2.1に示すような火山噴火により降下・堆積した火山灰の浸透・流出特性を考慮したモデルの検討を行った。

地形モデルについては、本研究で扱うような火山地域の地形は、過去の噴火による溶岩流や火砕流の流下に伴い、複雑な形状を示すため、より地形を詳細に表すことができる非構造格子を用いてモデル化した。

そして、流域を斜面部と河道部に分けて、それぞれの物理現象をモデル化した。斜面部は雨水の浸透現象と表面流の発生過程を境界条件の与え方に工夫を施した１次元不飽和浸透流で表現し [1]、発生した表面流ならびに浸透した雨水の流下過程を KinematicWave 法で追跡した。



図―2.2　対象流域の概要

また、表面流の流下による斜面侵食過程は掃流砂量式と浮遊砂量式で求めている。河道部については、斜面部からの水と土砂を横流入として与え、1 次元の不定流計算を用いた。流砂量として、芦田・道上式(掃流砂量式)および Itakura and Kishi の式(浮遊砂量式)を与えた。

2.2.2 解析結果

(1) 計算対象地の概要

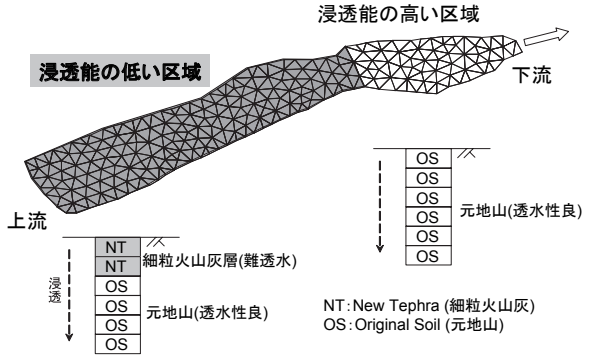
前述の解析モデルを用い、平成 12 年に大量の火山灰噴出を伴う噴火をした三宅島のカニガ沢流域を対象として計算を行った(図－2.2)。カニガ沢は三宅島の東側に位置しており、流域面積は約 0.88km²、流路長は約 3km、平均勾配 1/5 の流域である。平成 12 年の噴火により、流域内に細粒火山灰が厚く堆積し、現在でも流域の上流側は火山灰に覆われたままである。

(2) 計算条件

対象地の地形モデルは、平成 13 年 9 月作成のレーザープロファイラデータ(以下、「LP」という。)を用いてメッシュ平均幅約 50m の非構造格子で作成した。

また、本解析では図－2.3 に示すように浸透特性の空間分布を考慮した。平面的には、難透水性である細粒火山灰層に厚く覆われて浸透能の低い区域と、比較的浸透能の高い区域に分ける。その境界については、現地斜面に量水堰を設けて降雨時の流出流量を観測した結果より、流出率が低く浸透速度も大きい下流域と、それに比べ流出率が高く浸透速度が低い中流域～上流域に分けて設定した。

計算に用いた各種パラメータを表－2.1 に示すが、細粒火山灰層の浸透パラメータについては、現地不攪乱試料を用いた土壌水分特性試験を行い、van-Genuchten の式を用いて土壌水分特性曲線をモデル化して求めた。一方、元地山層については様々な材料で構成されており場の均一性がなく、一概に決めることはできないと考えられるため、ここでは、一般的な砂の浸透特性 [2]を参考に設定した。粗度係数については、観測結果に基づき、斜面部は 0.1、河道部は 0.022 とした(表－2.2)。計算は、



図－2.3 浸透特性を分布させたイメージ

表－2.1 浸透に関するパラメーター覧

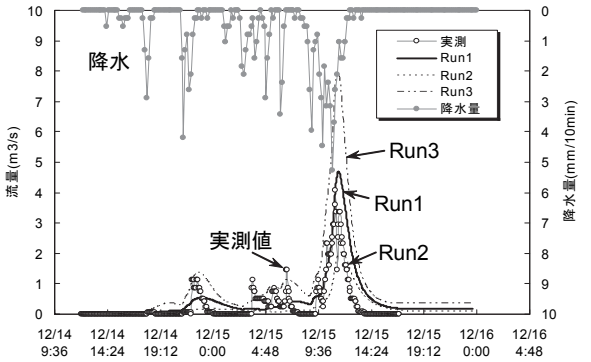
細粒火山灰層			元地山層		
飽和透水係数(cm/s)	k_{s1}	Run1～3	飽和透水係数(cm/s)	k_{s2}	1.0×10^{-3}
飽和体積含水率	θ_s	0.491	飽和体積含水率	θ_s	0.43
残留体積含水率	θ_r	0.281	残留体積含水率	θ_r	0.045
van-Genuchtenのパラメータ	α	0.1835	van-Genuchtenのパラメータ	α	0.145
	n	1.6		n	2.68

表－2.2 設定した粗度係数

粗度係数(斜面部)	n_s	0.1
粗度係数(河道部)	n_b	0.022

表－2.3 設定した飽和透水係数一覧

	飽和透水係数k_{s1}
Run1	1.0×10^{-4}(cm/s)
Run2	2.0×10^{-4}(cm/s)
Run3	1.0×10^{-5}(cm/s)



図－2.4 水の流出の再現計算結果

細粒火山灰の透水係数を変化させた Run1～Run3 の 3 ケースで実施した(表－2.3)。なお、現地不攪乱試料を用いた飽和透水試験では 4.0×10^{-4}cm/s であった(流域内 1 箇所のみの計測値)。また、計算時間間隔は0.1秒とした。

(3) 計算結果

まず、水の流出計算を行い、観測結果との再現性を検討した。ここでは、平成 16 年 12 月 14 日の降雨(連続雨量 102mm)を与え、細粒火山灰の透水係数を変化させた 3 ケースの流域下流端における実測値と計算値のハイドログラフを比較したものを図－2.4 に示す。Run1～Run3 を比較すると、表面流の流量は細粒火山灰の透水係数に敏感に反応し、本解析では Run1 の透水係数 1.0×10^{-4}cm/s のケースでピーク流量が実測値とよく合う結果となった。本解析では細粒火山灰が厚く堆積して浸透能が低い区域全体に一様の飽和透水係数やその他浸透に関するパラメータを与えたが、現実には現地では空間的なばらつきがあると考えられる。今後、流域内における浸透特性の空間分布を考慮してパラメータを適切に与えることができれば、流出量を精度良く予測できると考えられる。

次に、土砂流出現象を考慮した計算を実施した。降雨の浸透や流下に関するパラメータは平成 16 年 12 月 14

日の再現計算のRun1と同条件として、ここでは、台風による比較的大きな降雨があり、カニガ沢における流出土砂量が把握されている平成14年8月19日の降雨を与えた。その結果、下流端における流出土砂量の総量は約500m³と算定された。このときの流出土砂量は現地調査により「180m³～」であったと報告されている[3]。ここで、180m³という量は、透過型えん堤の上流の堆積土砂量から求めたものであるが、現場の状況から見ると、透過型の構造のために、実際には堆積土砂量と同程度のオーダーの量が下流に流出したと考えられている。以上を考え合わせると、本解析結果の約500m³という値は概ね現地の状況と整合する結果であると考えられる。

2.2.3 泥流ハイドログラフ推定モデルのまとめ

火山灰の影響を考慮した泥流の規模を推定するために、流出解析モデルを開発し、三宅島を対象として解析を実施した。以下に、解析結果のまとめを記す。

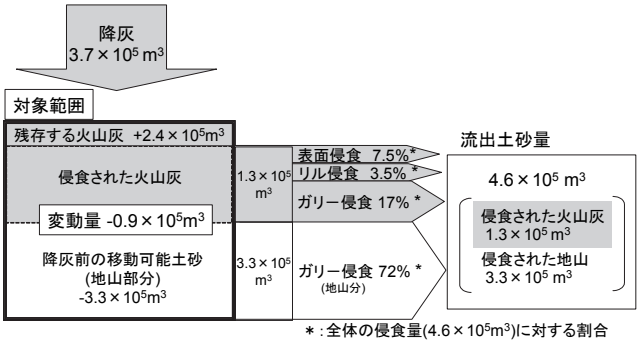
1) 表面流の発生過程やその流下過程，雨水の浸透・流下過程をより物理的に表現でき、流域内の流出・浸透特性の違いを考慮できる総合的な分布型流出解析モデルを開発した。
2) 三宅島の流域に堆積した細粒火山灰層の浸透特性試験結果をパラメータとして計算した結果、実測値と良く適合する結果を得た。
3) 平成14年の台風に伴う降雨を対象に土砂流出計算を実施した結果、これまで報告されている流出土砂量と概ね合う結果を得た。

2.3 移動可能土砂推定手法の検討

平成12年に噴火した三宅島において、各侵食形態別の流出土砂量を見積り、どの形態による侵食が卓越しているかを把握した。このうち、主な生産源となるガリーの形成特性について検討を行い、移動可能土砂量を推定する際に課題であったガリーの形成場所・規模・期間について検討した。

2.3.1 各侵食形態による土砂生産量

まず、噴火後の火山においてどの侵食形態が卓越するかを把握するために、表面侵食、リル侵食、ガリー侵食による生産土砂量の概算の検討をおこなった。リルとガリーの定量的な定義は明確ではないが、本研究では、斜面上に形成され侵食深が50cm程度で元地表まで達していないものをリルとした。これに対し、複数のリルが集中し、主に谷地形に沿って発達して侵食深が1m以上となり元地表面まで達しているものをガリーとして区分した。三宅島東側に位置するカニガ沢の上流域0.39km²を



図―2.5　対象範囲における噴火後1年間の土砂収支図

対象としてガリー侵食量、リル侵食量、表面侵食量を算定した。

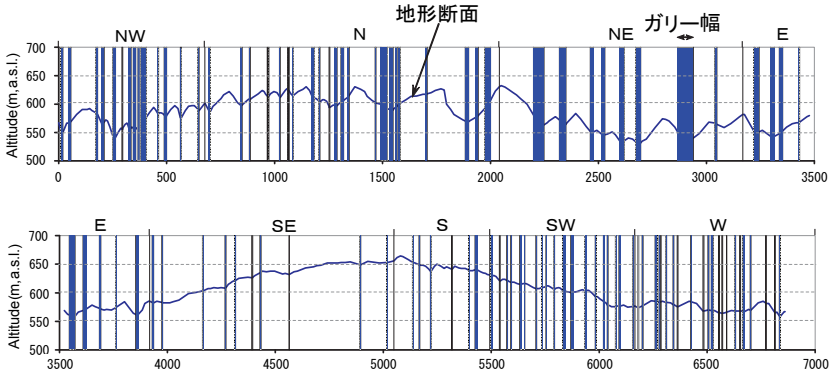
ガリー侵食量の算定は、噴火直後の平成12年7月と噴火から11ヶ月後の平成13年6月のLPデータを用い、2時期の標高データの差分をとることで地形変化量を算出し、侵食量とした。その結果、対象範囲におけるこの期間中の侵食量は4.1×10⁵m³と見積もられた。

リル侵食量は現地調査により横断形状と単位面積あたりのリル本数を計測することで求めた。表面侵食量の算定は現地で火山灰堆積層を地表面から垂直に掘削し、堆積している火山灰の厚さを直接計測する方法で求めた。噴火した平成12年7月から平成16年4月までで、それぞれ1.6×10⁴m³、3.4×10⁴m³と見積もられた。

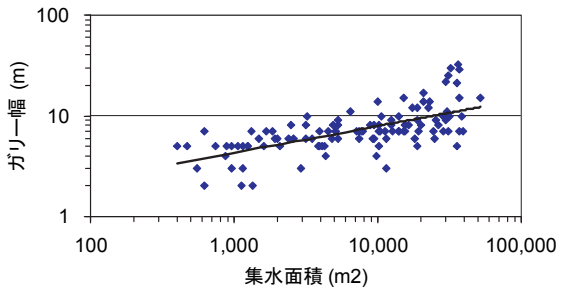
ここで、ガリー侵食量は約1年間のものを示しているのに対し、表面侵食及びリル侵食は噴火後約4年間の値であり、各侵食量を算出している期間が異なる。ここでは、リル侵食および表面侵食量を多く見積もることになるが、表面侵食およびリル侵食量が初めの1年間で発生したと想定し、噴火後1年間での侵食量割合を比較すると、表面侵食およびリル侵食を極端に多く見積もっているにも関わらず、ガリー侵食が89%と大部分を占めており、噴火後の三宅島における数年間の侵食形態としてガリー侵食が量的に卓越していることがわかる。有珠山などでもガリー侵食が卓越することが報告されており[4]、三宅島でも同様の傾向を示していることがわかった。

また、現地におけるガリー侵食の状況の観察により、平成12年噴火に伴って降下・堆積した火山灰のみならず、その下層の地山層を侵食していることが明らかとなった。そこで、空中写真からガリー面積を求め、その範囲に堆積したと考えられる火山灰量を見積り、LPデータから得られたガリー侵食量との割合を求めることで平成12年噴火による新規火山灰と古い火砕物やスコリアなどで構成される元々の地山分がどのような割合で侵食されたかを調べたところ、ガリー侵食では侵食量のおよそ80%が地山層を侵食しているという結果を得た。これ

らの結果から、平成 12 年噴火後の主な土砂生産源は地山分のガリーによる侵食であったといえる。これは、火山灰が堆積することにより浸透能が著しく低下した斜面では、降雨時に表面流が発生して谷部に集中し、その流れによる侵食営力が大きくなり、ガリー侵食が進む。一旦、流路が固定されると、流水はその部分に集中するために急激に縦侵食が進行する。これにより、谷部に堆積した火山灰層のみならず、地山分を大幅に侵食したというメカニズムが考えられる。これらは、地山層が脆弱で侵食されやすい場合に生じる現象と考えられるが、火山灰だけでなく地山層も相当に侵食されることが特筆される。図－2.5 に上記までの結果を整理し、平成 12 年噴火後 1 年間の土砂収支図を示す。灰色部分が平成 12 年噴火による火山灰を表している。対象範囲に降下・堆積した火山灰量は約$3.7\times10^5m^3$と見積もられる。この範囲より各侵食形態によって流出した量はガリー侵食 $4.1\times10^5m^3$(全体の 89%)、リル侵食 $1.6\times10^4m^3$(3.5%)、表面侵食 $3.4\times10^4m^3$(7.5%)と算定され、総流出土砂量は$4.6\times10^5m^3$と見積もられた。



図－2.6　三宅島上部斜面の地形断面と平成 13 年 6 月時点のガリー形成状況
(横軸：地形断面をとる円周上における西斜面と北西斜面の境界から時計回りに積算した距離(m)，縦軸：地形断面の標高(m)，図中の縦線はガリーの位置と幅を表す)



図－2.7　三宅島上部斜面における
ガリー幅と集水面積の関係(平成 13 年 6 月)

2.3.2 ガリーの形成場所とガリー侵食の規模の検討

前節の検討で、噴火後の侵食形態としてガリー侵食が卓越することが確認された。ここでは、そのガリー侵食の特徴について検討した。

三宅島上部斜面に同心円を描き、その円周に沿って地形断面とガリー幅を示したものを図－2.6 に示す。噴火前の地形で凹地形を呈した場所にガリーのほとんどが形成されていることがわかる。すなわち、三宅島上部斜面のガリーは噴火前に谷地形を呈していた場所に形成されたといえる。

また、この時点のガリー形状は北西～東側の斜面では太いガリーが疎に形成されているのに対し、西～南斜面には細いガリーが密に形成されている。北西～東側斜面は 100～500m おきに谷と尾根が繰り返す断面形状を呈するが、西～南側斜面では数十 m 程度の間隔で谷と尾根が繰り返す起伏形状を有している。この地形的な特性がガリーの形状や幅の違いに影響していると考えられる。

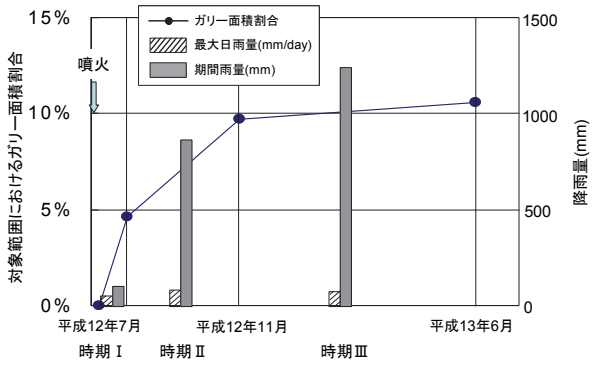
図－2.7 にガリー集水面積とガリー幅の関係を示す。この図によると、集水面積とガリー幅の間には正の相関がみられる。ここでは、火口から約 1km の同心円を描き、その上流側の集水面積を読みとっているため、集水域の長さはどの渓流もほぼ同じであると考えられ、集水面積の大小は谷地形の幅の大小とほぼ比例するため、幅が広い谷地形に幅の広いガリーが形成されているといえる。

ガリー侵食の規模は概ねガリー幅と深さで決まる。そこで、次にガリーの深さについて検討を加えた。カニガ沢上流域におけるガリー侵食深は 5m～20m 程度に及ぶが、現在のカニガ沢の渓床には強固な溶岩層が露出している。ガリーによる縦侵食はこの層で規制されていると考えられ、噴火後のガリーによってこの層の上部に存在していた地山層が削られたものと推測される。すなわち、このような強固な層が露出するまではガリーによる縦侵食が進行する可能性があると考えられる。このように、縦侵食が規制される層を把握することで、ガリーによる侵食深の推定が可能となるものといえる。

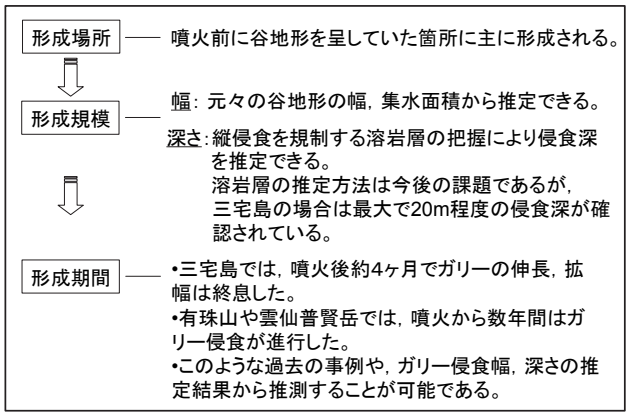
以上のとおり、噴火後の三宅島を対象に解析を行った結果、山腹斜面におけるガリーの形成箇所は噴火前の谷地形と相関性が高く、規模はその谷地形の幅が大きいほど大きいことが示された。

2.3.3 ガリー形成期間の検討

図－2.8 に三宅島の上部斜面におけるガリー面積割合(火口から約 1km に占めるガリーの面積)とそれぞれの時



図－2.8　三宅島上部斜面における
ガリー面積割合の推移



図－2.9　三宅島のガリー形成特性をふまえた
移動可能土砂量の推定法

期Ⅰ～Ⅲの期間雨量(気象庁三宅島坪田測候所)を時系列的に示す。ガリー面積率は、時期Ⅰで 5%程度、時期Ⅱで 10%程度に達し、時期Ⅲではほとんど増加していない。この時期の降雨量をみると、時期Ⅰでは降雨量が格段に少なかったにも関わらず、ガリー侵食の進行が顕著であったことがわかる。

Chinen and Kadomura は、昭和 52 年 8 月～昭和 53 年 9 月にかけて噴火した北海道有珠山の第 4 火口側壁斜面におけるガリーの形成特性について報告している [4]。それによると、噴火終了後に同斜面下流端に形成され始めた主ガリーは、拡幅を伴いつつ上流へと伸長し、その流路網は昭和 54 年 9 月の時点でほぼ完成したが、ガリーの拡幅はその後も治山工事が始まる昭和 57 年まで継続したとしている。また、寺本らは、雲仙普賢岳湯江川流域および水無川流域で噴火後の流域に占めるガリー面積の割合の経年変化を追跡しており、噴火から 3 年間はガリー面積が増加し、その後は増加割合が減少することを報告している [5, 6]。三宅島においても噴火後に形成されたガリーは、流路網が完成した後も拡幅がしばらく続くという点で、有珠山の例と共通しているが、ガリーの発達速度という点では有珠山や雲仙普賢岳と大きく異なっており、非常に短期間でガリーの形成が終息したといえる。火山噴火を経た流域において、流出土砂量が経年的に変化する理由として、流域の水文環境の変化や不安定な土砂の減少が挙げられるが [7]、両火山と三宅島で発達速度が異なる点については、地形や噴火形態、気象条件など多くが異なるため不明であり、今後の課題である。

以上のような三宅島のガリー形成特性をふまえた移動可能土砂量の推定法について図－2.9 に整理した。

2.3.4 移動可能土砂推定手法のまとめ

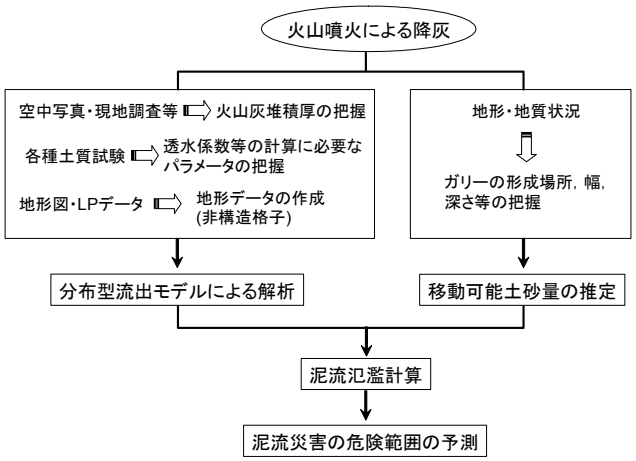
三宅島において、噴火後の侵食実態を調査し、以下の知見が得られた。

1) 噴火後数年間の侵食形態としては、ガリー侵食が卓越し、侵食量の約 90%を占める。
2) 三宅島では一旦流路が固定されたガリーは縦方向への侵食が進み、新規に堆積した火山灰のみならず下層の地山部を侵食し、強固な溶岩層まで達すると侵食は抑えられる。三宅島カニガ沢の場合、ガリー侵食量全体のおよそ 80%が元地山分であった。
3) ガリーは噴火前の地形図で谷地形とみられる場所に形成されており、ガリーの幅は元地形の谷幅に規定されていること、集水面積と相関がみられることが明らかとなった。
4) 三宅島の場合、噴火後数ヶ月でガリーの伸長、拡幅は終息した。

2.4 火山泥流災害の危険範囲の予測

以上、降灰の影響を考慮した泥流ハイドログラフの推定モデルと移動可能土砂量の推定手法の検討を行った。今後、火山が噴火して大量の降灰活動が確認された場合、本成果を以下のとおり活用することにより泥流による危険範囲を予測することが可能となる。その流れを図－2.10 に示す。

1) 火山灰の堆積厚を空中写真や現地調査から推定するとともに、流出解析に必要な火山灰の透水係数などの土質特性を各種土質試験により把握する。また、地形図や LP データから計算に用いる地形データを非構造格子により作成する。
2) 泥流氾濫計算の入力条件となる移動可能土砂量を、降灰の状況や噴火前の谷地形の位置、幅などから推定し、計算の入力条件とする。この結果により、どの流域からの土砂流出が多いかある程度想定できる。なお、この推定作業において侵食深を規定する溶岩層などの事前確認が必要となるので、噴火が予想される火山では予め地質調査などを行っておくこ



図－2.10 本研究の成果をふまえた泥流災害の危険範囲の予測フロー

とが望ましいが、これらを簡易に把握できる調査手法の開発が望まれる。

3) 以上の結果と本研究で開発した分布型流出解析モデルにより泥流氾濫計算の境界条件となる泥流ハイドログラフの算定を行う。この場合、1) により把握した火山灰の堆積厚さの空間分布を計算に反映させることで、実態に即した火山灰の影響を水や土砂の流出量として評価することが可能となる。

2.5 まとめと今後の課題

(1)本研究では、火山活動の推移に伴う泥流の発生規模の予測手法を提案することを目的とし、①降灰の影響を評価した泥流ハイドログラフ予測手法の検討、②渓流の移動可能土砂量推定手法の検討を実施した。

(2)主に、平成 12 年に噴火した三宅島を対象として、噴火後の流域における総合的な分布型流出解析モデルを構築した。そのモデルを用いた解析結果では、現地観測データを精度良く再現することができた。

(3)空中写真判読や LP データを用いた解析により、噴火後の主な土砂生産源であるガリー侵食の形成特性を検討し、移動可能土砂量の推定手法を整理した。そして、これらの検討結果を用い、噴火後の火山における泥流災害の危険範囲を予測する流れを示した。

今後は、本手法の他火山における適用性の確認を進めるとともに、リル・ガリーの発達過程のモデル化やガリー侵食を規制する基盤層の調査手法などの開発が課題である。

参考文献

1) 山越隆雄，笹原克夫，田方智，石田哲也，竹島秀大，若林栄一：新規細粒火山灰堆積地における地表流発生モデル，砂防学会誌，Vol59，No.4，pp.24-31，2006
2) (社)地盤工学会編：不飽和地盤の挙動と評価，p.37，2004
3) 峰岸正孝，村上治，松井宗広，安養寺信夫，脇山勘治：2002 年における三宅島の泥流発生状況と発生雨量について，平成 15 年度砂防学会研究発表会概要集，pp.342-343，2003
4) Chinen, T. and Kadomura : Post-eruption sediment budget of a small catchment on Mt. Usu、Hokkaido, Z.Geomorph, N. F., Suppl.-B.d.60, pp.217-232, 1986
5) 寺本行芳，下川悦郎，地頭薗隆：雲仙普賢岳水無川流域における土石流の流出過程の経年変化，砂防学会誌，Vol.56，No.3，pp.3-11，2003
6) 寺本行芳，下川悦郎，地頭薗隆：雲仙普賢岳湯江川流域における侵食および土砂流出過程，砂防学会誌，Vol.57，No.4，pp.15-25，2004
7) 寺本行芳，地頭薗隆，下川悦郎，安養寺信夫：雲仙水無川流域における流出土砂量の経年変化，砂防学会誌，Vol.50，No.3，pp.35-39，1997

３．地すべり抑止杭工の合理的な設計手法

3.1 概説

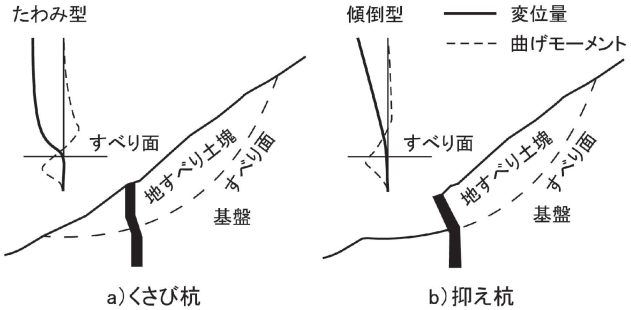
地すべり対策には、大別して抑制工と抑止工がある。抑制工とは地すべりに作用している負の要因を軽減させることで地すべりを停止または緩和させようとするものである。一方、抑止工は構造物によって地すべり滑動力に抵抗して地すべりを停止させようとするものである。

地すべり抑止工は地すべり土塊の滑動力を求めて構造物の許容応力などと比較しながら設計するが、既往の設計手法は単純な条件から導き出された設計式や経験から得られた値を用いており、より合理的な設計手法を検討する余地がある。そこで、本研究では地すべり抑止杭工の設計手法を取り上げ、その合理的な設計手法について検討した。

3.1.1 既往設計手法の問題点

地すべり抑止杭は作用外力の分布や杭谷側の有効抵抗力の有無などによってくさび杭や抑え杭などに分類され設計される(図－3.1)。設計式にはそれぞれの設計式があるが、これらは地すべり土塊を剛体としてみなした極限平衡法を用いており、地すべり土塊と杭が変形することは考慮されていない。しかしながら、実際には地すべり抑止杭は地すべり土塊の変形係数と杭の曲げ剛性に応じてその変形形状が変化することから[1]、地すべり抑止杭の設計にあたっては、地すべり土塊の変形係数と杭の曲げ剛性の関係を考慮する必要がある。

また、地すべり抑止杭の杭間隔は、地すべり層厚毎に定められた標準杭間隔(表 3.1)、もしくは最大でも杭直径の 8 倍以内として設定される[2]。これは、杭間で土塊が中抜けを起こさず杭に所定のすべり力を作用させるための間隔として、これまでの経験や実験から得られたものである。しかしながら、これらの模型実験[3,4]は 1G 場における縮小模型であるため、杭や地すべり土塊の応力状態が実際の地すべりとは異なることが課題として挙げられる。



図－3.1　くさび杭と抑え杭の模式図

表－3.1　地すべり移動層厚と標準杭間隔

移動層の厚さ（m）	標準杭間隔（m）
～10	2.0以下
10～20	3.0以下
20以上	4.0以下

3.1.2 研究内容

本研究では、地すべり抑止杭の形式の選定手法の提案及び三次元 FEM 解析を用いた地すべり抑止杭の設計手法の提案を目標として以下の検討を行った。

(1) 地すべり抑止杭の形式の選定手法の提案

地すべり土塊と杭の変形特性、地すべりの滑動とこれに伴い杭に作用する荷重を考慮できる FEM 解析モデルを構築し、地すべり土塊の変形係数、杭の曲げ剛性、杭の打設位置が杭に作用する最大曲げモーメント、せん断力に及ぼす影響を調べるとともに FEM 解析の結果とくさび杭、抑え杭の設計式より得られる最大曲げモーメントの関係を調べ、各設計式の適用範囲の検討を行った。

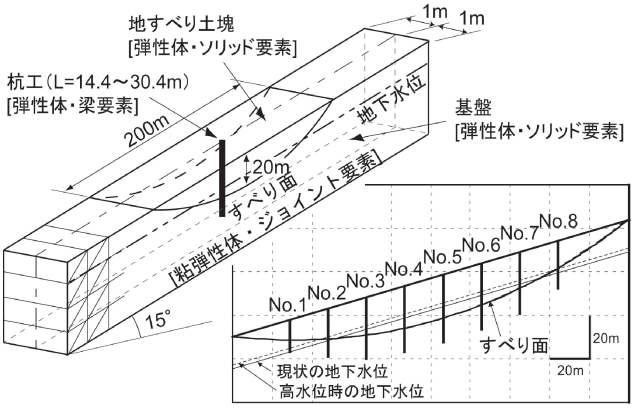
(2) 三次元 FEM 解析を用いた地すべり抑止杭の設計手法の提案

杭や地すべり土塊の応力状態をより現実に近い状態に再現できる遠心載荷装置にて杭間隔を変化させた模型実験を行うとともに、杭周辺地盤の破壊を表現できる FEM 解析モデルを作成して杭間隔、地すべり土塊の物性値などが杭間地盤の破壊に与える影響について検討した。そして FEM 解析を三次元に拡張して合理的な地すべり抑止杭の設計手法の検討を行った。

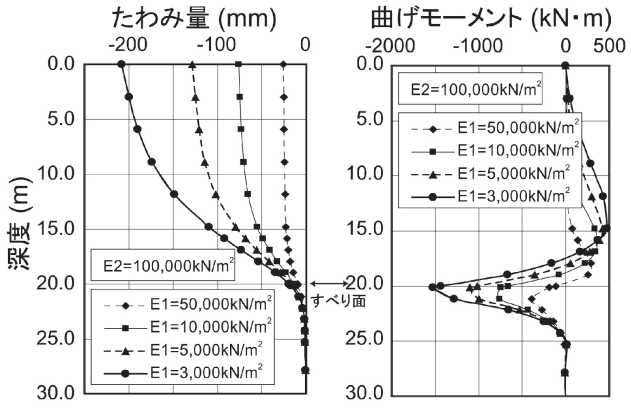
3.2 FEM 解析による杭の変形に影響を及ぼす要因の検討

杭の変形に影響を及ぼす因子としては、地盤の変形係数、杭材の剛性、杭の打設位置などが考えられるが、どの因子の影響を強く受けるかは明らかになっていない。そこで、モデル斜面を用いた FEM 解析により諸条件を変化させた感度分析を行った[5]。

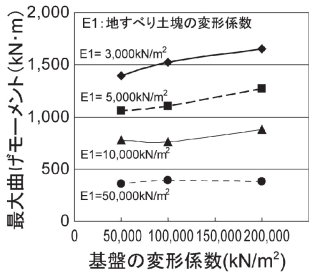
解析は図－3.2 に示すモデル斜面で行い、地下水位を上昇させて地すべりを発生させた時の杭の曲げモーメント、せん断力を求めた。地すべり土塊の変形係数(E1)は 3,000～50,000kN/m²、基盤の変形係数(E2)は 50,000～200,000 kN/m²、杭の曲げ剛性は杭径 500mm、肉厚



図－3.2　モデル斜面と杭打設位置



図－3.3 地すべり土塊の変形係数を変化させた解析結果



図－3.4　地すべり土塊および基盤の変形係数と最大曲げモーメントの関係

30mm を基準として 0.7 倍～11.3 倍に変化させた。

3.2.1 地盤の変形係数(E1)が杭の変形に与える影響

杭径 500mm、肉厚 30mm の杭を No.5 の位置（図－3.2）に打設し、基盤の変形係数(E2)を 100,000kN/m² として地すべり土塊の変形係数(E1)を 3,000～50,000kN/m² に変化させた解析を行った。

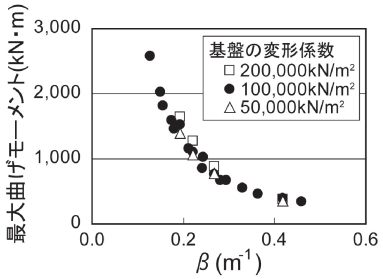
図－3.3 に杭のたわみ量及び曲げモーメントを示す。図－3.3 によると、地すべり土塊の変形係数(E1)が小さくなるに従って杭頭の変位が大きくなり、杭の変形形状がたわみ型から傾倒型に変化し、くさび杭の曲げモーメント分布から抑え杭の曲げモーメント分布に変化している。この傾向は、基盤の変形係数(E2)を 50,000kN/m²、200,000kN/m² とした解析においても同様であった。

図－3.4 に杭の最大曲げモーメントと地すべり土塊及び基盤の変形係数の関係を示す。図－3.4 によると、地すべり土塊の変形係数(E1)が小さいほど最大曲げモーメントが大きくなる傾向が認められ、地すべり土塊の変形係数が杭の最大曲げモーメント及び変形形状に強く影響を与えることが分かる。

3.2.2 杭の曲げ剛性が杭の変形に与える影響

地すべり土塊の変形係数(E1)を 5,000kN/m²、基盤の変形係数(E2)を 100,000kN/m² とし、杭を No.5 の位置（図－3.2）に打設して杭の曲げ剛性を変化させて解析を行った。

その結果、杭の曲げ剛性が大きくなるにしたがって杭



図－3.5　β と最大曲げモーメントの関係

頭の変位が小さくなり、杭の変形形状がたわみ型から傾倒型に変化した。この結果に地すべり土塊の変形係数(E1)を 10,000kN/m²、50,000kN/m² とした解析結果を追加し、杭の最大曲げモーメントと杭の曲げ剛性及び地すべり土塊の変形係数の関係を求めた。杭の曲げ剛性に対して最大曲げモーメントは非線形に変化し、地すべり土塊の変形係数が小さく杭の曲げ剛性が大きいほど大きくなった。

3.2.3 地すべり土塊の変形係数(E1)と杭の曲げ剛性が杭の変形に与える影響

前述までの解析の結果、杭の変形形状及び最大曲げモーメントは、地すべり土塊の変形係数(E1)と杭の曲げ剛性の影響が支配的であることが示され、これらの相対的な関係によって最大曲げモーメントが決まると考えられる。そこで、地すべり土塊の変形係数と杭の曲げ剛性の相対的な影響を表す指標として式(1)に示す杭の特性値 β を用いて、すべり面付近に発生した最大曲げモーメントと β の関係を調べた。

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_h \cdot d}{4 \cdot E \cdot I}} \quad \cdots \quad \text{式(1)}$$

β　：杭の特性値（m^{-1}）
k_h　：水平方向地盤反力係数（kN/m^3）
d　：杭の直径（m）
E・I　：杭の曲げ剛性（$kN \cdot m^2$）

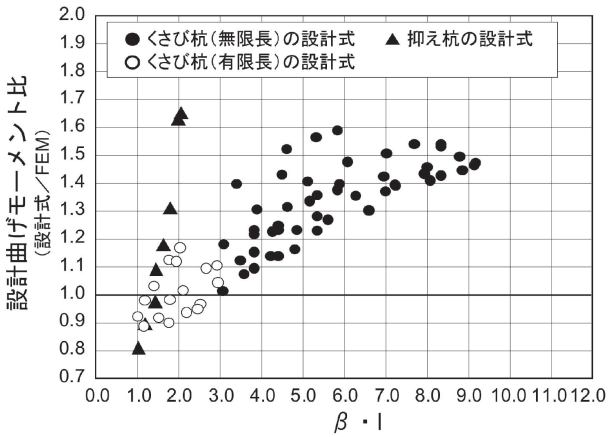
図－3.5 によると、β が小さくなると最大曲げモーメントは指数的に大きくなる。したがって、地すべり土塊の変形係数と杭の相対関係に応じて杭に作用する最大曲げモーメントが変化すると言える。

3.2.4 杭の打設位置が杭の変形に与える影響

地すべり土塊の変形係数(E1)を 5,000kN/m²、基盤の変形係数(E2)を 100,000kN/m² とし、杭（杭径 500mm、肉厚 30mm）の打設位置を No.1～No.5(図－3.2)と変化させた解析を行った。

その結果、各ケースともすべり面での杭のたわみ量はほぼ等しいものの、杭の打設位置が地すべり末端に近づくに従って杭の変形形状がたわみ型から傾倒型となった。

以上のことから、杭の変形形状は β のみならず杭の打



図－3.6　β・lと設計曲げモーメント比の関係

設位置によっても変化すると言える。

3.3 FEM 解析結果と杭の設計式の比較

くさび杭の設計式及び抑え杭の設計式と FEM 解析から求められた最大曲げモーメントを比較し、杭の設計式の適用性について検討した[5]。各設計式と FEM 解析により得られた最大曲げモーメントの違いは、前者を後者で割った値（以下、設計曲げモーメント比という）で表し、β・l(l=杭長)との関係を調べた。設計曲げモーメント比が 1 より小さいということは、各設計式から求めた最大曲げモーメントが FEM 解析の結果よりも小さいことを示し、各設計式が危険側の計算結果を与えていることが指摘される状態である。

3.3.1 くさび杭の設計式と FEM 解析結果の比較

FEM 解析結果について、設計曲げモーメント比を求めた結果を図－3.6 に示す(図中●及び○)。図－3.6 によるとバラツキは認められるがβ・l が大きくなると設計曲げモーメント比も大きくなり、β・l が小さくなると設計曲げモーメント比が 1 を下回るものが出てくる。β・l が概ね 3 以上になるとくさび杭の設計式は FEM 解析結果よりも大きな曲げモーメントを与えると言える。一方、β・l が概ね 3 以下となると設計曲げモーメント比が 1 以下となるケースが見られる。したがって、β・l が 3 以下となるケースについては、杭の設計式は FEM 解析よりも小さな値を与える場合があると言える。

3.3.2 抑え杭の設計式と FEM 解析結果の比較

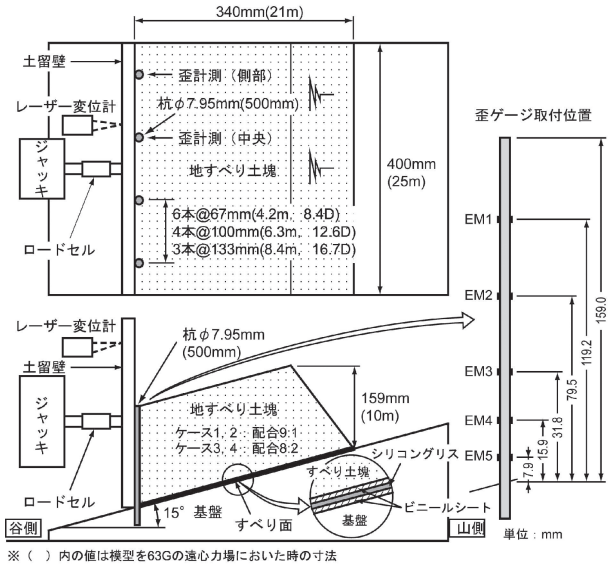
抑え杭については、図－3.2 に示す No.1 の位置に杭を打設し、杭の谷側土塊の要素を取り除いたモデルによる FEM 解析を実施した。解析の結果、β・l と設計曲げモーメント比の関係は図－3.2（図中▲）の通りであり、設計曲げモーメント比はくさび杭のβ・l との関係と同じくβ・l が大きくなると設計曲げモーメント比が大きくなる。β・l が 2.0 の時、抑え杭の設計式から求められる曲げモーメントは FEM 解析結果の 1.6 倍程度の値となっている。一方、β・l が概ね 1.5 以下となると設計曲げモーメント比は 1 以下となるケースが認められるようになり、FEM 解析結果に対して抑え杭の設計式は危険側の値を与えている。

以上のことから、設計式を最適化して合理的な杭を設計するためには、β・l の大きさに応じて求められる最大設計曲げモーメントの値を修正できる項を設計式に加える必要があると考える。

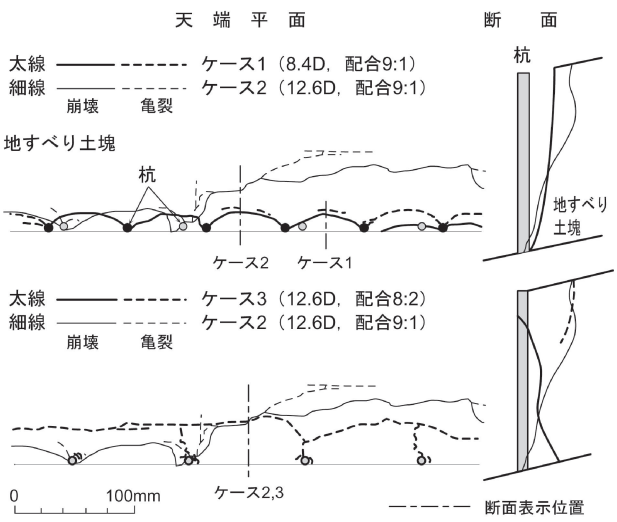
3.4 適切な杭間隔の設定手法の検討

3.4.1 遠心載荷模型実験による杭間隔の検討

杭間隔と地すべり土塊の物性値を変化させた時の杭周辺地盤の破壊状況の変化を明らかにするため、遠心載荷模型実験を実施した[6]。模型は図－3.7 に示すとおり、地すべり土塊、すべり面、基盤、杭からなる。実験は、模型を遠心載荷装置によって 63G(G：重力加速度)の遠心力場におき、杭谷側に設置した土留壁をジャッキにより



図－3.7　遠心載荷模型実験の模型



図－3.8　実験後の地すべり土塊の破壊状況

谷側に引くことで自重により地すべり土塊が滑動するようにした。実験は、杭間隔、地すべり土塊の材料を変化させた 4 ケースを行った。地すべり土塊の土質強度定数は、一面せん断試験により配合 9:1(豊浦標準砂：カオリン粘土)が ϕ=45.8°，c=10.1kN/m²、配合 8:2 が ϕ=45.5°，c=28.1kN/m² であった。

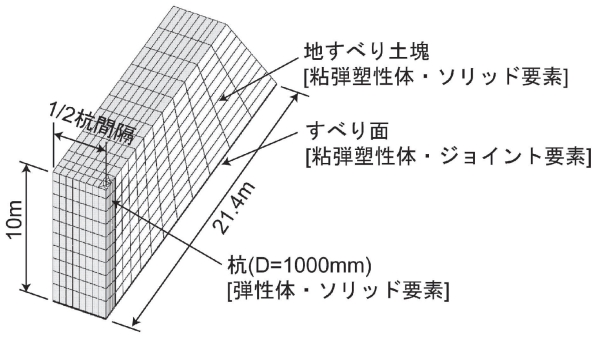
実験後の地すべり土塊の天端平面及び断面のスケッチを図－3.8 に示す。配合 9:1 として杭間隔を変化させたケース 1、2 では、破壊状況に違いが認められ、ケース 2 では杭間を越える破壊が生じ、山側へ崩壊が広がった。ケース 2（杭間隔 12.6D（D：杭直径））は、杭間隔として広すぎたものと考えられ、杭間としては適当ではなかったと考えられる。一方、ケース 1（杭間隔 8.4D）では、杭間の地盤は平面的に見て山側に凸なアーチ状の破壊が発生したが、それ以上破壊は山側へ進行しなかった。これは、杭間に地すべり滑動力に対してアーチアクションが発揮されて地すべり土塊の中抜けは生じなかったが、アーチアクションが働かない杭間の谷側部分が剥離したと考えられる。杭が地すべり土塊を止めるという機能からみれば問題のない状態であると考えられる。

杭間隔が同一で地すべり土塊の材料を変化させたケース 2、3 を比較すると、両ケースで杭周辺地盤の破壊状況が異なる結果となった。ケース 3 では中抜けが生じていないのに対して、ケース 2 では杭間を越える崩壊が発生した。

このように杭間隔及び地すべり土塊の材料によって杭周辺地盤の破壊状況が変化することから、杭工の設計にあたっては、ケース 2 のような現象が生じないような杭間隔とする必要があると言える。

3.4.2 FEM 解析モデルによる適切な杭間隔の検討

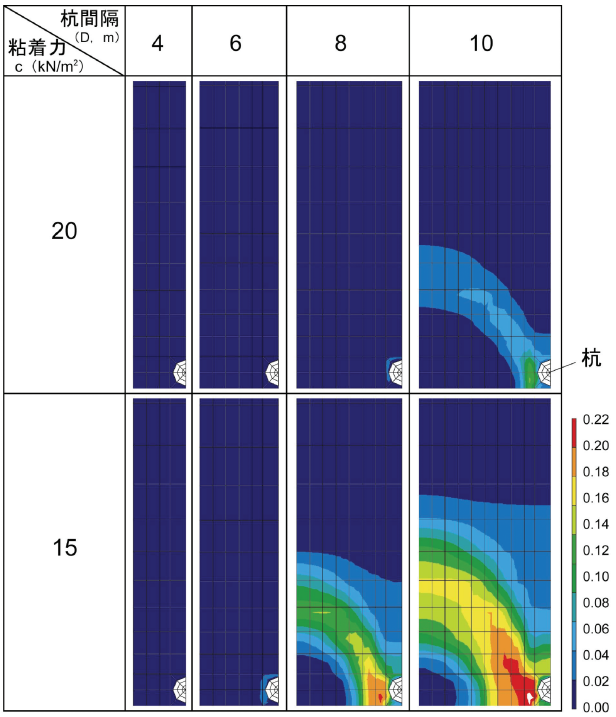
地すべり土塊が中抜けを生じない適切な杭間隔を設定するにあたっては、杭間隔が広すぎて杭間を越える破壊が生じる杭間隔を見つけること必要がある。そこで、遠心載荷模型実験の結果を再現できる FEM モデルを構築し、FEM 解析を用いた適切な杭間隔の設定方法について検討した[7]。



図－3.9　解析モデル

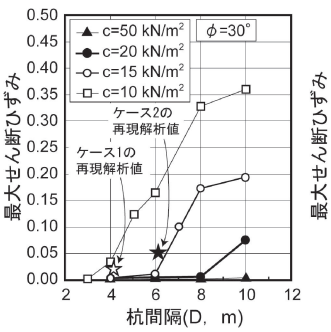
杭間隔の検討は、地すべり土塊の変形係数(E1)を 50,000kN/m² として、粘着力(c)を 10～50kN/m²、内部摩擦角(ϕ)を 20～40° に変化させ、図－3.9 の解析モデル形状の杭間隔を 3m，4m，6m，8m，10m と変化させた。

図－3.10 に地すべり土塊の変形係数を 50,000kN/m²、内部摩擦角を 30° とし、粘着力を変化させた結果を示す。粘着力 10kN/m²，50kN/m² については省略するが、同様の傾向が認められた。図－3.10 によれば、アーチ状のせん断ひずみが大きなゾーンは粘着力が小さいほど狭い杭間隔で発生している。また、図－3.11 に杭間中央の断面（解析モデル左側の面）における最大せん断ひずみと杭間隔の関係について示す。図－3.11 によると、せん断

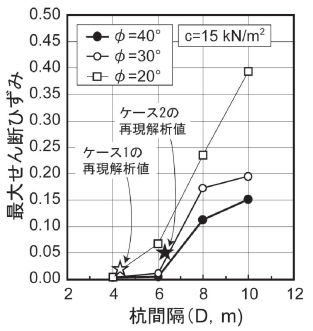


（解析ケース：E=50,000kN/m²，ϕ=30°，c=感度解析）

図－3.10 地すべり土塊の粘着力と杭間隔を変化させた時のせん断ひずみの分布（解析モデルの深度6mにおけるすべり面に平行な面）



図－3.11 地すべり土塊の粘着力と杭間隔および最大せん断ひずみの関係



図－3.12 地すべり土塊の内部摩擦角と杭間隔および最大せん断ひずみの関係

ひずみの大きさがある杭間隔を超えると急激に大きくなり、グラフ上で折れ点ができる傾向が読み取れる。遠心載荷模型実験の再現解析の結果をプロットしたケース 1 と 2 の間の最大せん断ひずみ(0.02～0.05)が杭間を越える破壊が発生するしきい値であるとすると、図－3.11 では粘着力 15kN/m² では 6D を越えると、20kN/m² では 8D もしくは 9D を越えると杭間を越える破壊が生じることが示唆される。図－3.11 からは、粘着力が小さいほどせん断ひずみが急激に大きくなる杭間隔が狭いことが分かる。

図－3.12 に内部摩擦角の違いについてまとめた。図－3.12 によると、図－3.11 と同様にある杭間隔を越えると急激にせん断ひずみが大きくなり、折れ点ができる傾向が認められ、内部摩擦角が小さいほどせん断ひずみが急激に大きくなる杭間隔が狭いことが分かる。

せん断ひずみが急激に大きくなる杭間隔は杭間を越える破壊の発生を示すと考えられることから、適切な杭間隔は杭間隔－最大せん断ひずみ関係グラフで示される折れ点の杭間隔（以後、この杭間隔を限界杭間隔と呼ぶ）以下とする必要があると考えられ、粘着力及び内部摩擦角が小さいほど、限界杭間隔が狭いということが言える。

3.5 三次元 FEM 解析を用いた設計手法の検討

地すべり抑止杭は、地すべり土塊の変形係数と杭の曲げ剛性に応じてその変形形状が変化し、これらの相対的な関係を考慮する必要があること、また杭間隔の設定は地すべり土塊の物性値を考慮する必要があることを前述した。ここでは三次元 FEM 解析を用いた地すべり抑止杭の設計について、実際の地すべり(荒平地すべり)において検討した事例からその設計フロー(図－3.13)とそれぞれの段階における留意点について述べる[8]。

①既往設計法による概略設計

FEM 解析を実施するにあたり、事前にその地すべりにおける抑止杭の大まかな諸元を既往設計法により把握する。それをもとに、FEM 解析を用いてより合理的な設計を目指す。

②限界杭間隔検討のための地すべり土塊物性値の推定

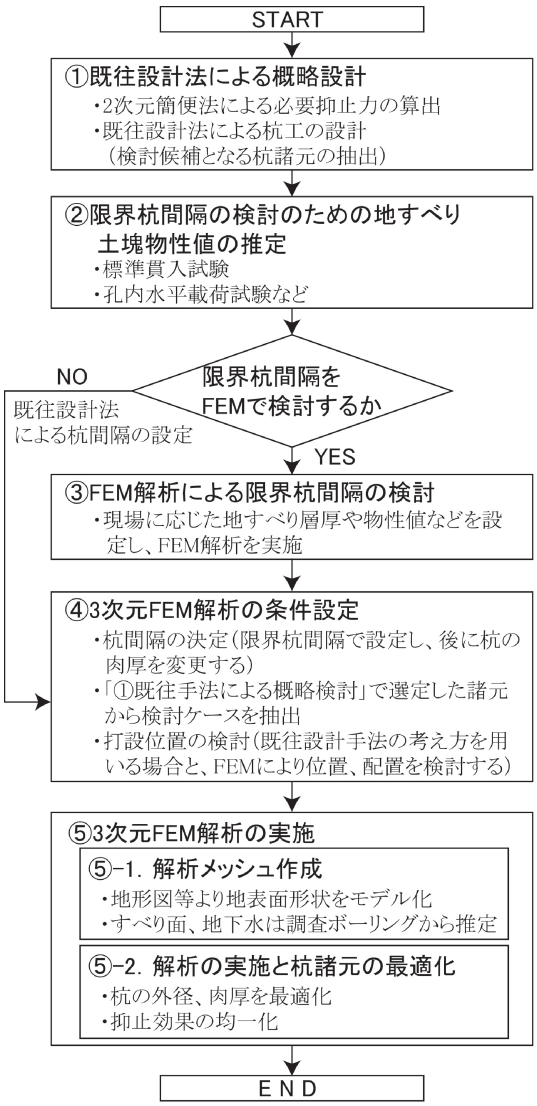
限界杭間隔は地すべり土塊の物性値によって変化するため、FEM 解析で杭間隔を設定するための地すべり土塊の物性値を得ておく。

③FEM 解析による限界杭間隔の検討

現場に応じた地すべり層厚や地すべり土塊の物性値などを設定して FEM 解析を行い、杭間に発生する最大せん断ひずみ等から限界杭間隔を求める。

④三次元 FEM 解析の条件設定

杭間隔は、③で示された限界杭間隔を上限として、市



図－3.13　3次元FEM解析による地すべり抑止杭の設計フロー

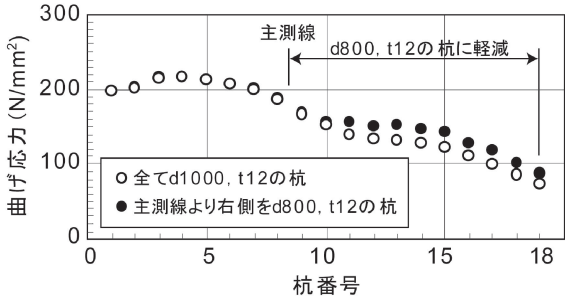
場で流通している杭規格や施工の経済性などの面から比較検討し、最も合理的な杭間隔を設定する。杭の諸元については、まず既往設計法から求められた値を設定しておき、後述の⑤-2 で杭諸元を最適化していく。打設位置については、施工条件を考慮しながら既往設計手法の考え方や FEM 解析による検討を行って決定する。配置についても、FEM 解析を用いて検討することができ、地すべり滑動時のすべり面における変位分布などを参考にする。

⑤-1　解析メッシュ作成

解析メッシュは地形図から地表面形状を、すべり面及び地下水位は現地で実施されている調査ボーリングなどから作成する。

⑤-2　解析の実施と杭諸元の最適化

FEM 解析では、全ての杭をモデル化しているため、それぞれの杭がどの程度抑止効果を発揮しているか評価



図－3.14 杭の抑止効果の均一化

できる。例えば、配置した杭のうちで許容応力に余力がある場所については、杭の規格を軽減することで杭の抑止効果が均等に働くように計画することができる。例えば図－3.14 に示す事例では、設計した杭(直径 d=1000mm，肉厚 t=12mm)では主測線よりも右側の杭にまだ余力があるため、主測線よりも右側の杭について規格を軽減(直径 d=800mm，肉厚 t=12mm)させることで当初の設計よりもよりバランスよく杭に抑止効果を持たせることができる。

このような最適化により、既往設計手法に比べてコストを軽減することが可能である。ただし、市場に存在する杭規格の範囲内で検討することや施工性、経済性などを考慮して最終的な杭諸元を決定することが肝要である。

現段階においては三次元 FEM を用いた設計は既往の設計手法に比べて解析コストと時間を要する。したがって、設計費相当のコスト縮減が見込める大規模地すべりや、既往設計手法では取扱いが難しい地すべりの平面形状や地すべり層厚が左右非対称な地すべりで適用していくことが望ましいと考える。

3.6 まとめと今後の課題

本研究では、地すべり土塊の変形係数と杭の曲げ剛性の相対的な関係を検討できる FEM 解析モデルを用い、地すべり抑止杭の既往設計式と FEM 解析結果を比較した。また、杭間隔を検討できる FEM 解析モデルを構築して地すべり土塊の物性値と限界杭間隔の関係を検討するとともに、FEM 解析を三次元に拡張して合理的に抑止杭の設計が行える手法について検討した。その結果、以下のことを明らかにした。

(1) 地すべり土塊の変形係数と杭の曲げ剛性、地すべり土塊内の杭長により求められる $\beta \cdot l$ が概ね 3 以下になると、FEM 解析により得られる最大曲げモーメントはくさび杭の設計式でも求められる最大曲げモーメントよりも大きくなる場合が見られる。その場合、$\beta \cdot l$ が概ね 1.5 以上であれば、抑え杭の設計式を用いることで安全側の設計とすることができることが分かった。

(2) 地すべり抑止杭の適切な杭間隔は地すべり土塊の物性値によって変わり、FEM 解析を用いて最適な杭間隔を検討できることが分かった。

(3) 三次元 FEM 解析によって杭の効果を評価しながら杭諸元を低減していくことにより、既往設計手法を用いる場合よりもコストの低減が図れる可能性があることが示された。

今後は、本手法を技術基準に反映させて行くとともに、杭工とアンカー工を併用した場合など、より複雑な配置となる地すべり対策工についても、設計の合理化及びコスト縮減に向けた FEM 解析による設計手法の検討を進めていく予定である。

参考文献

1) 中村浩之，土屋智：地すべり変位を考慮した地すべり抑止杭の解析，地すべり，Vol.24，No.2，pp.17-25，1987.
2) 地すべり鋼管杭設計施工要領検討委員会：「地すべり鋼管杭設計要領」，(社) 地すべり対策技術協会, p.229, 2003.
3) 建設省土木研究所砂防部地すべり研究室：地すべり抑止のための剛体杭の解析，土木研究所資料，第 2698 号，1989.
4) 足立紀尚，木村亮，多田智：室内模型実験による地すべり抑止杭の抑止機構に関する考察，土木学会論文集，第 400 号／Ⅲ-10，pp.243-252，1988.
5) 石井靖雄，藤澤和範，太田敬一：モデル斜面を用いた杭の FEM 解析結果とくさび杭の設計式の比較，地すべり，Vol.42，No.2，pp.73-79，2005.
6) 石井靖雄，藤澤和範、田中尚：遠心載荷模型実験による地すべり抑止杭の設置間隔の検討，土木技術資料，Vol.48 No.8 2006.8.
7) Y. Ishii，H. Tanaka，K. Fujisawa，Y. Nakashima，K. Ito : Study of Pile Interval of Landslide Restraint Piles by Centrifuge Test and FEM Analysis，Proceedings of INTERPRAEVENT International Symposium in Niigata, Japan，Vol.1，pp. 113-119，2006.9.
8) 石井靖雄，田中尚，藤澤和範，倉岡千郎，中島祐一：3 次元 FEM 解析を用いた地すべり抑止杭工の合理的設計手法，第 45 回日本地すべり学会研究発表会講演集，pp.329-332，2006.8.

４．のり面・斜面災害に対するモニタリング手法

4.1　表層崩壊に対するモニタリング

4.1.1　概説

日本の国土の約 70%が山地部で、多くの集落や道路が斜面に隣接している。また、日本の年平均降水量は約 1、700mm であるが、多いところでは年間 2、000～3、000mm にも達する。降雨の大半は、6～10 月にかけての梅雨・秋雨前線および台風による長雨や集中豪雨によるもので、年間降水量の約 1/3 を数日間の内に経験するケースもある。その結果、斜面が崩壊して集落や道路に土砂災害をもたらしている。土砂災害を低減する（無くしていく）ために、斜面の調査・点検を行い、適宜防災対策を実施しているが、防災対策を一気にまた全斜面に施すことは困難であり、モニタリングを併用しながら住民や道路利用者の安全を確保していく必要がある。災害のモニタリングでは安全の確保のために、「いつ」、「どこで」、「どのくらいのもの」が発生するのかを予知することが求められている。しかし、予知するためには多くのデータの蓄積と分析が必要であることから現状では困難であり、災害のモニタリングにおいて重要なのは、いかに適切にそれらを予測し事前に対策や対応をとることができるかである。

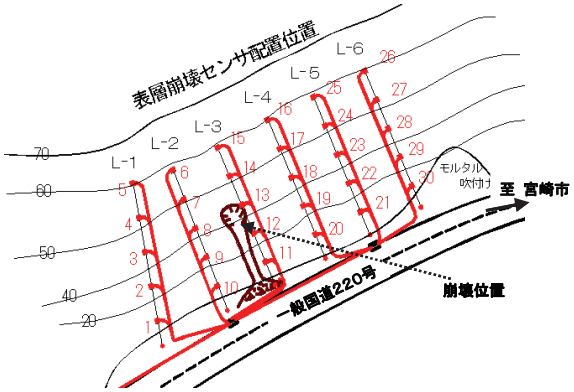
そこで、実斜面での光ファイバセンサによる斜面崩壊モニタリングシステムの研究を開始し、高密度に光ファイバセンサを敷設した試験計測斜面において、複数の表層崩壊の変状挙動を捉えることができ、光ファイバセンサによる表層崩壊予測の可能性を確認した [1]。一方で、コスト等の問題からセンサを効率的に設置することが必要であることから、低密度に設置する方法を検討し、試験計測を行った。その結果、異常時の崩壊予測と併せて、通常時の数ヶ月のモニタリングにより、崩壊しやすい箇所を抽出することが可能であることがわかった。これらの結果を踏まえて、導入・運用マニュアルおよび監視用標準ソフトウェアを作成した。以下、試験計測により明らかとなった表層崩壊の特徴とマニュアルに示す崩壊予測の考え方について述べる。

4.1.2　表層崩壊の特徴

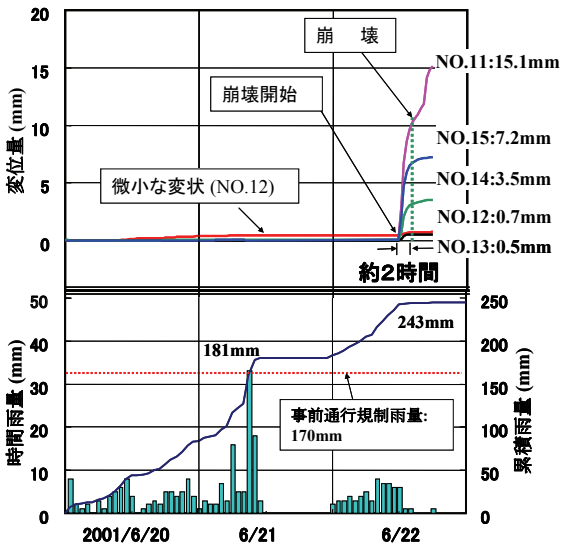
表層崩壊に備えた斜面管理を行うには、まずその特徴を理解する必要がある。これまでは、表層崩壊が起こりそうな危険な斜面は大まかに把握できるが、その中のどこで起きるかを明確にすることができず、実斜面での計測において崩壊現象を捉えた事例が無かった。このため、どのような挙動が見られるかがよくわからない状況であった。以下に、本研究で捕捉した代表的な計測事例を紹介し、その特徴を述べる。

まず始めに、表層崩壊の予測の考え方の基礎となった、宮崎県の一般国道 220 号沿線の斜面での計測事例を紹介する [2]。図－4.1.1 に光ファイバセンサの配置図を、図－4.1.2 に当時の降雨状況と変位の状況を示す。この斜面は、斜面勾配が 35～40 度程度あり、小さな尾根部と谷部が道路の縦断方向に連続し、谷部の沢筋に沿って崩壊が発生しやすい特徴がある。このため、沢筋に沿って、１ラインあたり計測長 10mのセンサを５スパン設置した。ここで用いた光ファイバセンサの構造は、地盤伸縮計と同様のものであるため、地盤への設置は、通常の地盤伸縮計と同様の方法で行った。崩壊は計測ライン３（図中 L-3）の中央近傍で発生した。崩壊土量が約 25㎥の小規模な崩壊で、土砂はすべて落石防護柵で止まり道路には流出していない。

計測は平成 13 年 4 月より開始し、計測開始から崩壊当時までの変位量はほとんど無かった。この路線では連続



図－4.1.1　センサの配置図（宮崎）



図－4.1.2　変位と降雨の状況

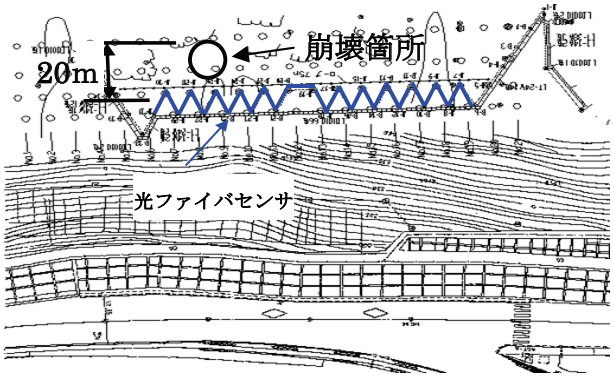
雨量 170mm で事前通行規制を行っており、崩壊前日昼過ぎまでに連続雨量 181mm の降雨があり、翌日未明より再び 60mm の雨が降り、崩壊に至っている。センサの状況を見ると、崩壊位置近傍のセンサ No. 12 では前日の降雨段階で微小な変位を記録しているが、0.2mm 程度と崩壊の前兆現象と呼ぶには難しいもので、崩壊時の急激な変位を前兆現象と考えた方がよい。

なお、この前兆現象の崩壊開始から崩壊までの所要時間には幅があり、捕捉したすべての事例を見ると 1.5～4 時間程度であった。この時間差は、崩壊の規模、土質、植生等の条件によるもので、崩壊時間の明確化が難しく、温度等による日常的な微小変状からはずれるような急激な変状が継続してみられ、降雨も続いているようであれば短時間で崩壊が起こる可能性があると考えた方がよい。

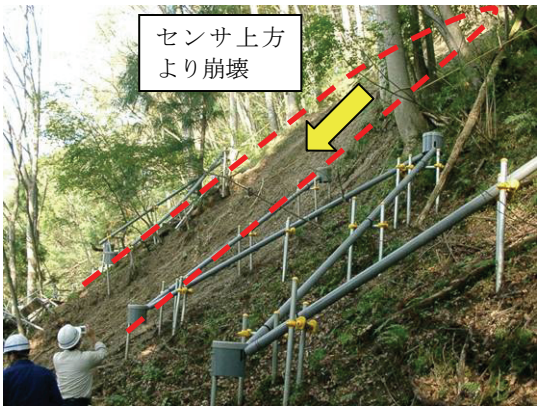
さらに図－4.1.2 では、もう一つ注目すべき特徴がある。それは、小規模な崩壊であるにも関わらず、崩壊位置にかからない斜め上下方 10～20m程度離れた位置のセンサが大きく反応し、側方近傍であるセンサの反応が小さいことである。これは崩壊と周辺地盤の挙動の関係を示すもので、崩壊位置側方は崩壊に伴い、崩壊域に向かって斜め横にスライドするため、縦断方向のひずみが小さくなり、崩壊域上方では崩壊に伴い支えが無くなった土塊が下方にスライドし、崩壊域下部では崩壊域を支えている土塊が下方にスライドして崩壊を誘発していると考えられる。そして斜面内の大きな範囲での微小な地盤の動きは、わずかな時間差はあるがほぼ同時に起こっていると言える。このため、崩壊域が潜在している箇所では、センサの設置位置によって上方からの圧縮あるいは下方の引張挙動を捉えることで、短時間前であるが崩壊を予測できると考えられる。また、その範囲は、側方でのひずみ量が小さいことと、崩壊域の内側にスライドすることから、崩壊の範囲が推定できると考えられる。

そこで、これらの特徴を考慮してセンサを斜面の横断方向に W 字型に設置することで、センサ位置がピンポイントでなくとも上下方の動きを捉えて崩壊を捕捉できると考え、平成 14 年度より W 字型設置による計測実験を開始した[3)]。

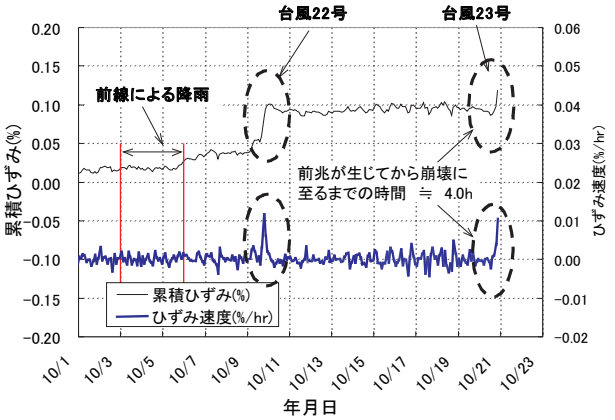
その事例として、長野県の一般国道 19 号沿線の斜面での計測例を紹介する[4)]。図－4.1.3 にセンサ配置図、写真－4.1.1 に崩壊箇所の状況、図－4.1.4 に計測データの例を示す。この斜面での計測は、平成 16 年 9 月末より開始し、直後の 10 月 9 日に台風 22 号、10 月 20 日に台風 23 号が通過し立て続けに大きな雨を受けた。崩壊は台風 23 号の通過に伴い、センサ上方の 20m付近から発生し、写真－4.1.1 に示すように土砂がセンサ部を巻き込むような形で起こった。土砂量は 30m^3 程度と見られ、落石防護柵の間から若干量の泥水が道路に流出したものの、大きな被害はなかった。図－4.1.4 の計測データの状況を見ると、崩壊直前に急激なひずみの増加が認められ、崩壊により破断した。センサで確認したひずみの状況は、累積ひずみ量が 0.1%、ひずみ速度 0.01%/hr であった。前兆現象から崩壊に至るまでの時間は約 4 時間であった。なお、台風 22 号の際にも、崩壊時と同様な変状が発生し



図－4.1.3　センサの配置図（長野）



写真－4.1.1　崩壊箇所のセンサの状況

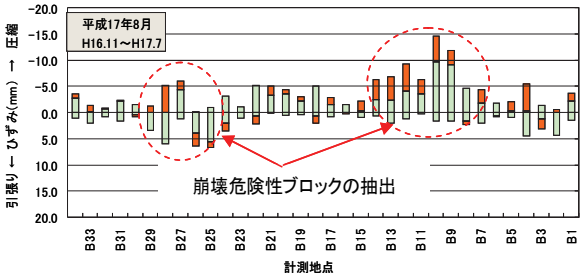


図－4.1.4　崩壊当時の計測データ例

ており、降雨の状況によってはその時点で崩壊していた可能性がある。

さらにこの斜面では、上記崩壊以降も継続して計測を行っており、図－4.1.5 に示すような各センサの累積ひずみ棒図を用いて一定期間（短期で１週間、長期で１ヶ月程度）ごとの斜面変状の状況を確認し、今後さらに崩壊する可能性のある箇所の抽出検討を行っている。図中の破線部では，圧縮・引張挙動が顕著に表れており今後崩壊する可能性があると考えられる。特に，左の破線部は前述の崩壊箇所であり，小規模であるが残存する崖錐堆積物が移動していると判断される。

このような傾向は、計測開始から２～３ヶ月程度で確認できる。



図－4.1.5　累積ひずみ棒図による危険箇所の抽出

4.1.3　斜面の管理と崩壊予測の考え方 [4),5)]

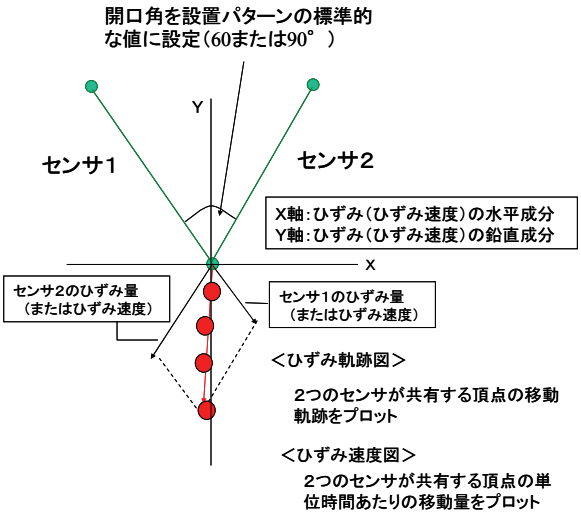
4.1.2 で述べた表層崩壊の特徴を踏まえ、斜面管理の状況を考慮した「光ファイバセンサを活用した道路斜面崩壊モニタリングシステム導入・運用マニュアル」を作成した。以下に、本マニュアルにおける表層崩壊予測の考え方について示す。

対策工により崩壊を防止する場合、まずは現地調査により、崩壊しやすいと考えられる斜面を推定することになる。ただしこれは崩壊しやすいと推定されるところの大まかな全範囲から、本当に崩壊する可能性のあるところをピンポイントで推定するところまで、調査のレベルで推定レベルも左右されることになる。すなわち、推定する精度を上げるためには、より詳細な調査が必要であり、対策工の実施範囲を効率的に設定しているとは限らない。また、あくまでも可能性であり本当に崩壊するような挙動を示しているかがわからない。一方で、崩壊しやすそうな箇所でモニタリングをし、「どこで」「どの程度」の崩壊が発生するかあるいは安定しているかを予測して、効率的に対策を行うことも考えられる。安定していれば当面は対策せず、モニタリングで日常点検を補完すればよい。崩壊規模が大きく、大規模災害につながると判断されるのであればその範囲で早急に対策工を検討する。小規模で例えば既設の防護柵で止まり許容できると判断されるものや対策工を実施するまでの準備期間については監視を続け、「いつ」の予測を行えばよい。どちらが経済的か効率的かは個別の事情により判断が左右されるが、前述の内容を踏まえて、モニタリングを活用した斜面の日常管理と降雨時の異常監視の考え方を整理すると以下の通りである。

＜斜面管理と計測データによる崩壊予測の考え方＞

①日常計測（崩壊危険位置の事前抽出）

日常計測では、崩壊危険箇所を抽出し、対応策の検討を行う。面的・線的に設置したセンサの累積ひずみ分布棒図（図－4.1.5 参照）や図－4.1.6 に示すような考え方で作成したひずみ軌跡図を用いて、変状の卓越している箇所を抽出し、そのひずみ分布形態から崩壊予想範囲を推定して、規模や周辺状況を踏まえて対応を検討する。

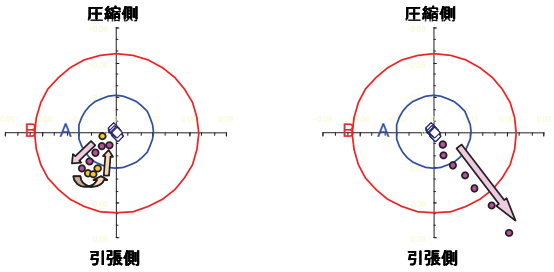


図－4.1.6　ひずみ軌跡図、ひずみ速度図の考え方

②降雨時の異常監視（崩壊の事前予測）

降雨時の異常監視は、日常計測で崩壊域を確認した後の対応で、推定規模が小さく継続監視で対応する場合、対策工を実施するまでの期間の安全確保の場合、あるいは対策が困難な場合など管理上必要な場合に実施する。降雨時の斜面の異常監視の場合は、図－4.1.7 に示すように、ひずみ速度により“管理基準値”を設定して管理円（通常域 A、異常域 B）を設け、ひずみ速度の向きと大きさから崩壊を予測する。急激な変化が連続し崩壊が予想される場合は、周辺の安全確保に努める。

実際に斜面管理で計測データにより崩壊予測を行う場合には、いろいろな挙動が確認されるので、その判断を適切に行うことが重要である。



a）ひずみが収束　　b）ひずみが伸張

図－4.1.7　ひずみ速度図の見方

図－4.1.8 は、崩壊域とひずみ軌跡の関係を示したものである。事前に崩壊危険域を推定する場合、センサの配置箇所と崩壊域の位置関係によって、ひずみの発生パターンが異なるため、ひずみ軌跡図やひずみ速度図の形状が異なる。崩壊域がセンサの下方にある場合はひずみ速度は引張として捉え、上方にある場合は圧縮として捉え、崩壊域がどこにあるかが推定できる。現地の地形等と併せて、ひずみの向きと大きさを考慮すると崩壊の規模や概略の形状も推定することができる。ひずみ軌跡図をひずみ速度図に置き換えても同様の考え方ができる。ただし、ひずみ速度図の場合は、過去に変状があっても新たな計測データを取得した時点で変状がない場合は常に原点に戻るが、ひずみ軌跡図の場合は新しい計測データを取得した時点で新たな変状が無くとも過去に変状があれば、軌跡のプロットであるので原点からずれた位置にプロットされる。このため、日常的な管理において潜在する崩壊域を推定する場合には、全体的な斜面の挙動を把握する観点から、累積ひずみ分布棒図やひずみ軌跡図を用いるのがよい。一方、降雨時に異常を確認した場合に崩壊域および場所を推定する場合には、異常な箇所を限定するために、ひずみ速度図を用いるのがよい。

センサには、温度変化や地盤の乾湿や植物（草木根）

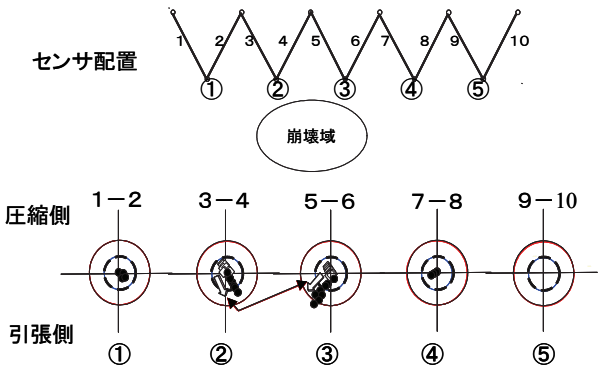
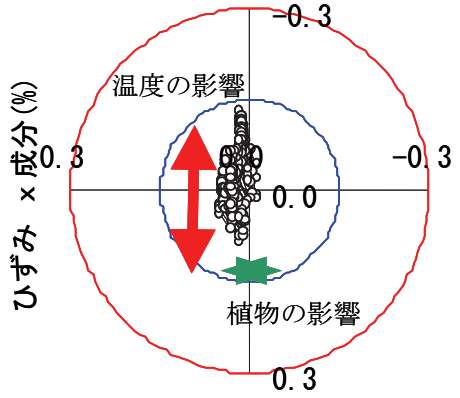


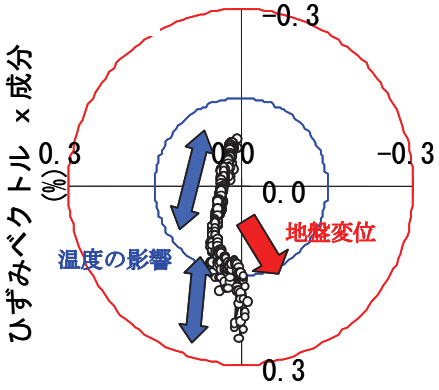
図 4.1.8　崩壊域とひずみ軌跡の関係

の影響でもひずみが発生するため、表層崩壊の計測管理において、平常時のひずみ軌跡やひずみ速度の特性を把握することが重要である。図－4.1.9 に平常時のひずみ軌跡図の例で、気温の変化と植物の根の成長（笹竹の根茎の発達）の影響を受けている事例を示す。温度変化のみの場合は一定方向に伸縮するが、これ以外にも地盤の乾湿や植物（草木根）の影響を受けるのでその幅は一様でない。温度の影響は、移動点を共有する２つのセンサの内側で一方向（ほぼ斜面の縦断方向）での往復挙動を示す。一方、植物の根の影響は、その成長に伴い温度による挙動を描く軌跡図を外側に押し出すように徐々に平行移動させる様な形で現れ、その向きは根のはり方で異なるため現地の植生状況と照らし合わせて分析する必要がある。

地盤変位では、温度変化や植物の根の成長の影響による変化とは異なるひずみ軌跡が得られる。図－4.1.10 に



図－4.1.9　平常時のひずみ軌跡図の例
（気温および植物の影響）



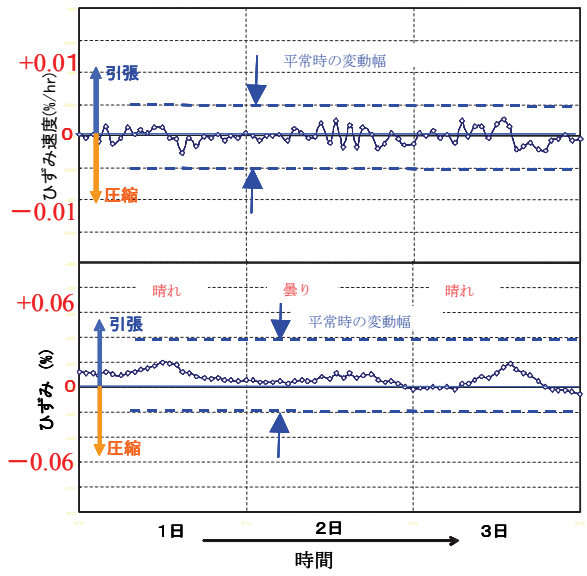
図－4.1.10　崩壊に至らない微小な地盤挙動の例

示す計測事例は、降雨によって崩壊に至るような顕著なひずみ速度の変化はないが、ひずみ軌跡図で目視では判断できないような微小な地盤の変状を明瞭に捉えている事例である。図－4.1.9 と比較すると植物の根の影響による挙動よりもその移動速度が速く、地盤の挙動と判別することができる。

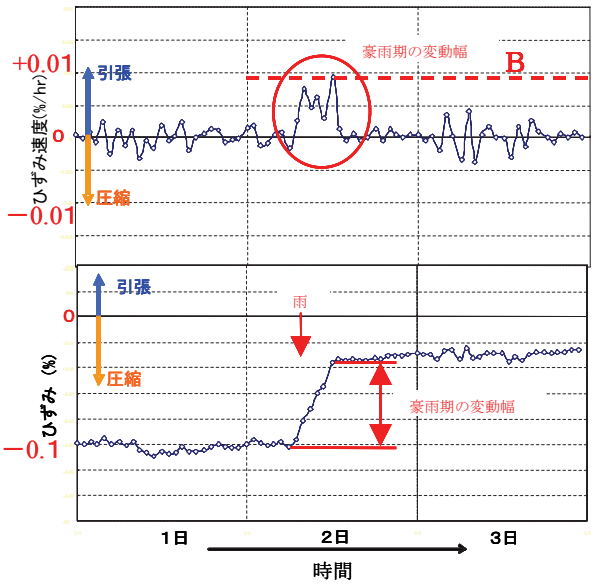
日常計測においては、中長期的にこれらのさまざまな微小な挙動を分析して崩壊危険範囲を推定し、状況に応じた対応を検討する。

降雨時の異常監視では、避難誘導などを考えた体制を整える必要があり、そのためには短期的な時間を考慮した管理基準値の設定が重要となる。このため、日常計測で用いる累積ひずみ分布棒図やひずみ軌跡図では判断が難しく、ひずみ速度図で管理する方がよい。まず、計測開始当初においては上記のように日常的な温度変化や根の影響などによるひずみ速度を把握し、通常域の設定を行う必要がある。図－4.1.11 に平常時におけるひずみとひずみ速度の経時変化図の例を示す。ひずみ速度は温度変化による影響が少なく、圧縮および引張方向にほぼ同等の変動幅を示すことから、この変動幅を平常時の管理基準値とし、管理円(通常域)として設定する。

次に、避難誘導等の体制を作るための警戒基準値の設定を行う。図－4.1.12 に降雨時に地盤変位が発生した際のひずみおよびひずみ速度経時変化図の例を示す。地盤に急激な変位が発生した場合、引張側(または圧縮側)の一方向に卓越した変化が認められる。これが警報基準値の基礎となる。これを警戒域の管理円として設定し、ひずみ速度がこの円を超えた場合には崩壊する危険性が高いと判断し、事前に定めておいた避難誘導指示などの管理体制に基づく対応を実施する。計測開始当初は、監視斜面に適した管理基準値の設定は難しいため、他の計測事例や既往の技術である地すべりの基準値を参考に設定を行い、降雨イベント毎の変位状況と現地状況を把握して修正を行うのがよい。



図－4.1.11　平常時の温度等によるひずみの状況



図－4.1.12　豪雨時の地盤変位によるひずみの状況

4.1.4　まとめと今後の課題

本研究における成果および課題をまとめると、次の通りである。

① 光ファイバセンサの表層崩壊モニタリングに対して有効であること。

② W字型にセンサを設置して通常時の微小変状をモニタリングし、斜面内のひずみ分布を確認することで、事前に崩壊危険域を推定することが可能であること。

③ 常時のひずみ速度と崩壊時のひずみ速度と比較することで、短時間前ではあるが、豪雨時の表層崩壊発生の事前予測が可能であること。

④ 光ファイバセンサの種類毎に、コスト面や設置・施工性、拡張性などの得失があり、現地条件（光ネットワークの有無、計測斜面の数や現地の状況、経済性など）を考慮して選択する必要があること。

なお、技術の普及に向けて、得られた成果を踏まえた「光ファイバセンサを活用した斜面表層崩壊モニタリングシステムの導入・運用マニュアル」の作成を行うとともに、累積ひずみ分布棒図やひずみ軌跡図およびひずみ

速度図による管理用標準ソフトウェアの作成を行い、モニタリングシステムを導入しやすい環境の整備を進めている。

また、明らかになった課題の解決に向けて、個々のセンサの得失の改善や、すべて解決できる様なセンサ技術の開発を行う予定である。

参考文献

1) 加藤俊二・三木博史・恒岡伸幸・田中衛・小川鉄平：光ファイバセンサによる道路斜面崩壊モニタリングに関する検討，土木技術資料，Vol.44 No.4，pp.44～49，2002.4
2) 小川鉄平・恒岡伸幸・加藤俊二・田中衛：「光ファイバセンサによる表層崩壊検知結果及びその考察，第57回土木学会年次学術講演会・第Ⅲ部門，2002.9
3) 加藤俊二・恒岡伸幸・室山拓生：B-OTDRによる道路斜面崩壊危険個所のスクリーニング技術の検討」，第58回土木学会年次学術講演会・第Ⅲ部門，2003.9
4) 加藤俊二・小橋秀俊・古谷充史：光ファイバセンサによる斜面表層崩壊モニタリング技術に関する検討，第２回土砂災害に関するシンポジウム論文集，pp.1～7，2004.8
5) 加藤俊二・小橋秀俊：光ファイバセンサによる斜面崩壊モニタリングと崩壊予測，pp.21～26，地質と調査，2005.9

4.2 岩盤斜面のマッピング

4.2.1 概説

道路斜面のリスクマネジメントでは、大規模な災害に結びつきやすい岩盤斜面の的確な安定性評価が重要であるが、現在の既存の調査技術では、岩盤斜面内部の亀裂分布を調査する際に誤差や限界があり、斜面の安定度を評価する際に必ず不確実性を伴う。このため、弱層や亀裂などの劣化分布をより精度高く調査する方法や、調査・計測の不確実性を考慮した合理的な安定性評価手法の開発が求められている。

本研究では、個別斜面の危険度マップの作成や要対策箇所の抽出を目的として、エアートレーサー試験や、物理検層を利用した岩盤斜面内部の劣化部検出方法を開発し、一部を調査マニュアルとしてとりまとめてきた。さらにレーザーを用いた斜面形状の詳細な記載と三次元弾性波トモグラフィーによる斜面劣化部の抽出をおこなった。

4.2.2 エアートレーサー試験による岩盤斜面の亀裂調査精度向上策の検討

エアートレーサー試験は空気の拡散性を利用した岩盤内部の亀裂の調査方法で、送風機でトレーサーを混合した空気を亀裂に挿入し、トレーサーの流出地点と移動速度から亀裂の分布と連続性を推定するものである。トレーサーとして煙を使うことにより、開口亀裂の連続性を地表で視認することができる。機器の開発をおこない、試験方法を調査マニュアル(表-4.2.1)としてまとめたほか[1)]、特許「岩盤中の亀裂探査方法」の特許第 3433225 号を取得した。エアートレーサー試験の概要と装置の構成を図-4.2.1、図-4.2.2 に示す。

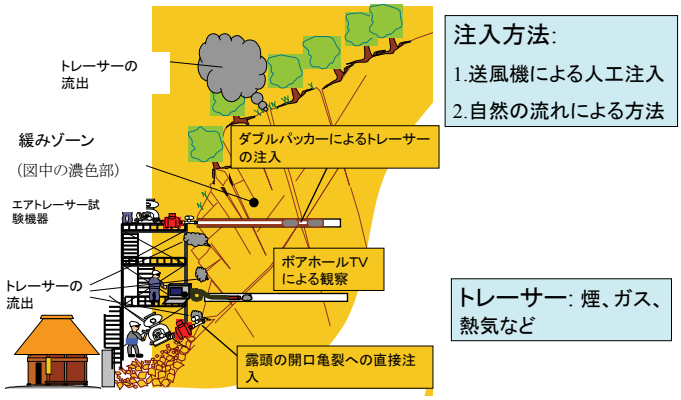


図-4.2.1 エアートレーサー試験の概要

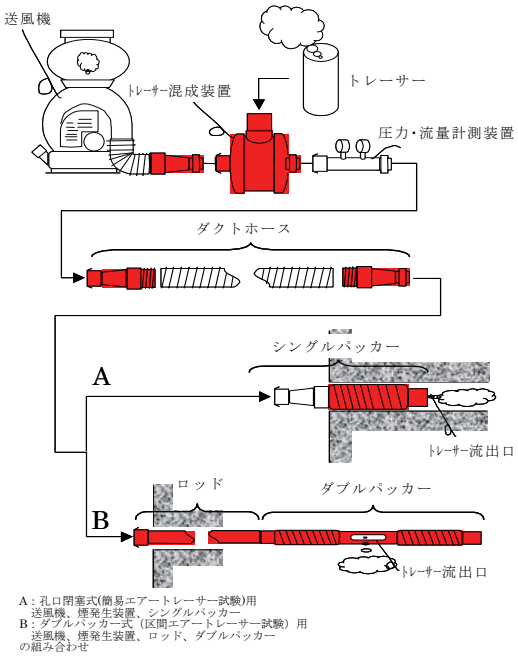


図-4.2.2 エアートレーサー試験装置の構成

表-4.2.1 「エアートレーサー試験による岩盤斜面の亀裂調査マニュアル（案）」の目次構成 [1)]

はじめに
マニュアル編
1．エアートレーサー試験の定義
2．エアートレーサー試験の目的
3．試験法の細分類
4．対象岩盤
5．試験装置の構成
6．試験手順
6.1 事前の留意事項
6.2 試験前の調査
6.3 試験方法の選定と試験機器・観測機器等の配置方法
6.4 試験手順
6.5 試験中の調査
6.6 試験後の調査
7．試験結果の整理
8．解析・評価
8.1 解析・評価の目的と方法
8.2 地質図学的な評価法の手順
8.3 流速・流量等の解析による評価法の手順
8.4 地質総合解析的な評価法の手順
9．とりまとめ
9.1 とりまとめの項目
9.2 調査概要
9.3 試験対象岩盤の性状
9.4 試験位置および試験方法
9.5 試験結果
9.6 その他の調査結果
9.7 解析方法および解析結果
9.8 評価およびとりまとめ
参考文献
関連用語一覧
参考資料編
ケーススタディ
おわりに

4.2.3 物理探査を利用した岩盤斜面内の劣化部検出実験

岩盤斜面内の劣化部の分布を調査する物理検層手法を開発した。本手法は、ボーリング孔へ挿入したラバーチューブに水を強制注入させ、その内部で音波検層(FWS)を実施するものである（図-4.2.3)。従来までは、岩盤斜面の地下水位が通常では低いことから、音波検層の適用は不可能であった。そこで水を満たしたラバーチューブを用いることにより短時間に大量の岩盤内部の弾性波波形を取得し、その伝播時間から岩盤中のＰ波速度を連続的に取得できるようになった。速度低下を読み取ることで、岩盤内部の劣化部分を抽出することができる。

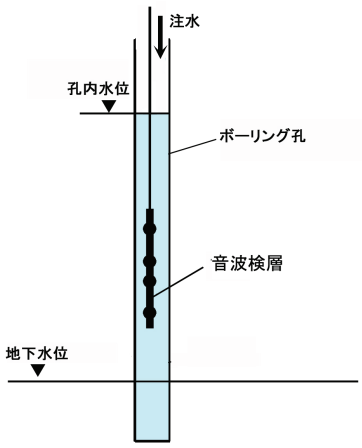


図-4.2.3 岩盤斜面における物理検層模式図

そこで、上記に示した物理検層手法を実際の岩盤に適用した結果を図-4.2.4 に示す。Ｐ波速度は 1.5～2.6km/sec まで変化し、深部ほど増加する傾向にある。5～10m 区間では、速度が 1.5～1.8km/sec に低下する。この部分は、亀裂が発達し風化した劣化部（図-4.2.4 のボアホールカメラ画像でも灰白色部分）に相当する。実験結果からＰ波速度等により岩盤斜面における劣化部を 5cm の単位精度で抽出することができ、従来の手法に比べて約 10 倍の密度で連続的にデータを取得することができるようになった。さらにボアホールカメラやその他の物理検層手法と組み合わせることでより、詳細に岩盤斜面内部の亀裂や風化による劣化部を検出できるようになった[2)3)4)]。

4.2.4 三次元弾性波トモグラフィー

(1) 解析方法

まずレーザーを連続的に岩盤斜面へ照射し、岩盤斜面の形状を詳細に記録した(写真-4.2.1)。次にこの測量データから斜面の形状をモデル化し、岩盤斜面に設置した 43 個の地震計（図-4.2.5）の弾性波探査記録について三次元弾性波トモグラフィー解析を実施した。

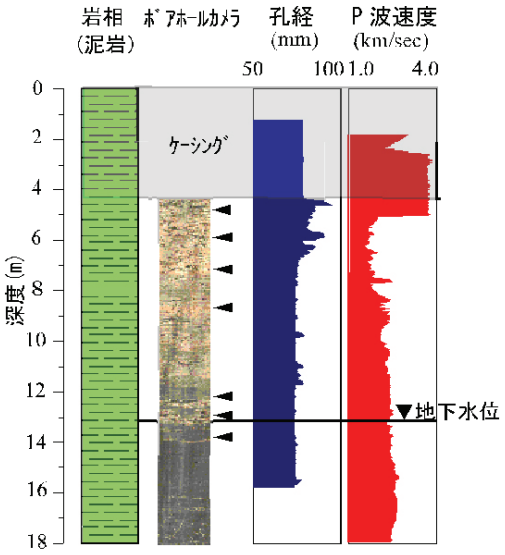


図-4.2.4　物理検層解析結果
（矢印は、主な亀裂分布位置）



写真-4.2.1　レーザーによる三次元地形計測の状況

図-4.2.6 に三次元弾性波トモグラフィー解析の流れを示す。まず弾性波波形記録の初動を読み取り、走時曲線（測定走時）を作成した。次に三次元トモグラフィー解析の初期速度構造モデルを作成した。初期速度構造モデル作成に際しては、測量データ、既往岩石試験結果（超音波伝播速度試験）および走時曲線を参考に、解析メッシュのサイズを 1m に設定し、表層から 10m までの速度構造区分を立体メッシュとしてモデル化し、初期速度を 1.4m/s に設定した。

次に解析走時（順解析）をホイヘンスの原理に基づい

て解析し、速度値の更新（逆解析）には同時反復法を用いた。なお、解析走時の計算に際しては、解析走時と測定走時との残差が許容残差以下となるまで繰り返し計算し、弾性波の速度分布を出力した。



写真-4.2.2　岩盤斜面への地震計の設置状況

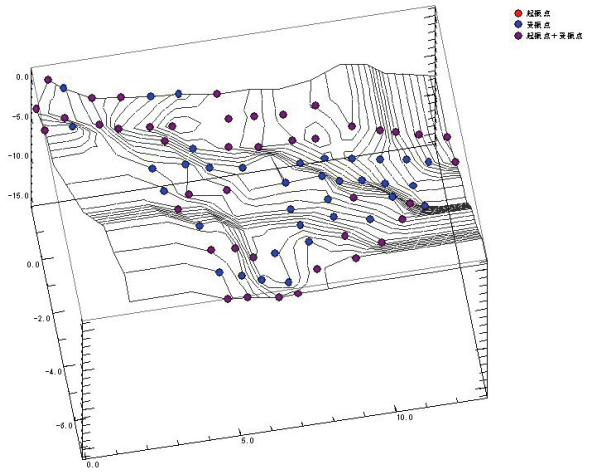


図-4.2.5　岩盤斜面の三次元地形と地震計の配置

（2）三次元トモグラフィー解析結果

三次元トモグラフィー解析を表-4.2.2 のパラメータにより行った。その際に測定走時と解析走時の差が小さくなり、かつ許容残差が１σに相当する 23%以下となるように、繰り返し計算を行い、RMS 残差を 18.27%とした。解析した見掛けの速度分布を図-4.2.7 に示す。斜面の中央部で 1.0km/s 以下の低速度となり、周辺部ほど高くなった。この部分では、図-4.2.8 に示すように亀裂が密集し、解析面と平行な節理が分布していることが地表観察やボーリングデータから明らかにされている。以上から、この低速帯の主な成因はその節理面に代表される亀裂により弾性波の速度低下を生じたと考えられる。

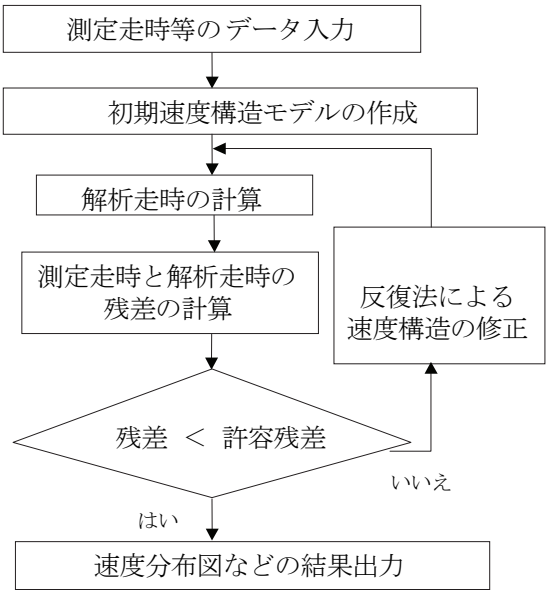


図-4.2.6　解析の流れ

表-4.2.2　解析パラメータ

解析に用いた走時データ数	3014
初期モデル速度値	1.4km/s
解析深度	10m
解析メッシュサイズ	1m

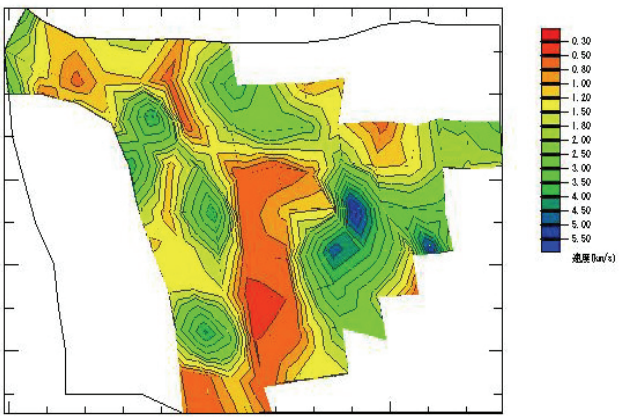


図-4.2.7 速度分布図

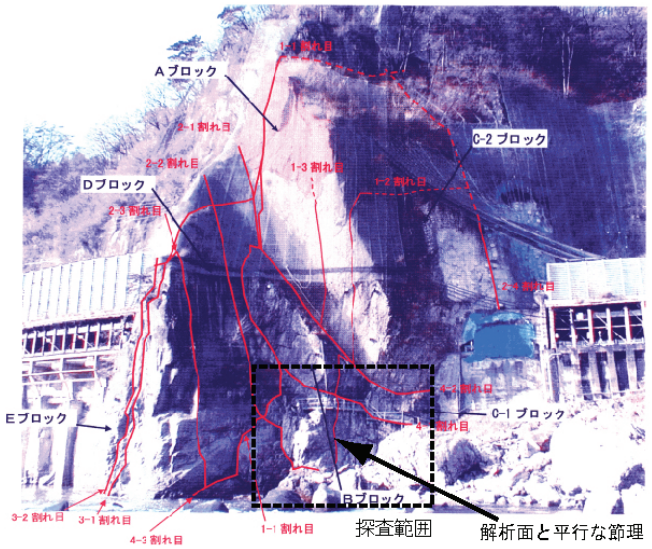


図-4.2.8 岩盤斜面の亀裂分布図

4.2.5 まとめと今後の課題

本研究の成果は、以下にまとめられる。

1) エアートレーサー試験の調査手法を、「エアートレーサー試験による岩盤斜面の亀裂調査マニュアル(案)」(表-4.2.1) としてとりまとめた。また、「岩盤中の亀裂探査方法」として特許第 3433225 号を取得した。

2) ボーリング孔内の水位を強制的に上昇させた物理検層では、岩盤斜面内の劣化部を従来の約 10 倍の密度で 5cm 間隔で連続的に計測できるようになった。

3) 三次元地形測量と三次元弾性波トモグラフィー解析により、弾性波速度の変化から岩盤斜面の劣化部を定量的かつ面的にマッピングすることができ、危険な劣化部分を抽出することが可能となった。

4) 今後、これらの成果を、現在改訂中の「道路土工-切土工・斜面安定工指針-」や「落石対策便覧」等に反映させる予定である。

参考文献

1) 脇坂安彦, 佐々木靖人, 阿南修司, 大谷知生, 高橋伸尚:「エアートレーサー試験による岩盤斜面の亀裂調査マニュアル (案)」, 土木研究所資料, 第 3878 号, pp. 1-56, 2003.

2) Kurahashi, T. and Inazaki, T.: “Continuous Full-wave sonic Logging in a dry hole, Proceeding of the 16th annual symposium on the Application of Geophysics to Engineering and Environmental Problems”, EEGS, CD-ROM, 2003.

3) 倉橋稔幸, 福田徹也, 桑野 健, 稲崎富士:「道路斜面におけるフルウエーブソニックの利用」, 第 109 回学術講演論文集, 物理探査学会, pp. 136-137, 2003.

4) 倉橋稔幸:「岩盤斜面内部の亀裂調査技術」, 土木技術資料, 第 46 巻, 第 3 号, p. 3, 2004.

4.3 岩盤斜面の不安定ブロック抽出手法

4.3.1 概説

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うるため、岩盤斜面の対策や監視が必要である。しかしながら、広範囲に分布するすべての岩盤斜面で対策や監視を行うことは技術面でもコスト面でも困難であり、不安定岩盤ブロックを効率的かつ精度良く抽出することが岩盤斜面対策と監視のコストの適正化を図る上で重要である。

本研究では、岩盤斜面の不安定岩盤ブロック（要対策箇所）の的確な抽出手法の提案を達成目標とし、常時生じている岩盤ブロックの微動（常時微動）及び人工的な振動を与えたときの岩盤ブロックの振動を計測することによって不安定岩盤ブロックを精度良く抽出する手法の検討を行った[1), 2)]。

(1)岩盤ブロックの不安定化実験

斜面の岩盤ブロックを人工的に不安定化させながら振動計測を行い、岩盤の不安定性と振動状況に関係があることを確認した。

(2)要対策岩盤斜面での検討

要対策工事の岩盤斜面において振動計測を行い、岩盤ブロックの安定度の評価を実施し、本手法を検証した。

(3)岩盤接着工施工前後での検討

岩盤接着工が施工中の斜面における振動計測を行い、岩盤接着工の効果を確認する手法としての本手法の適用性を検証した。

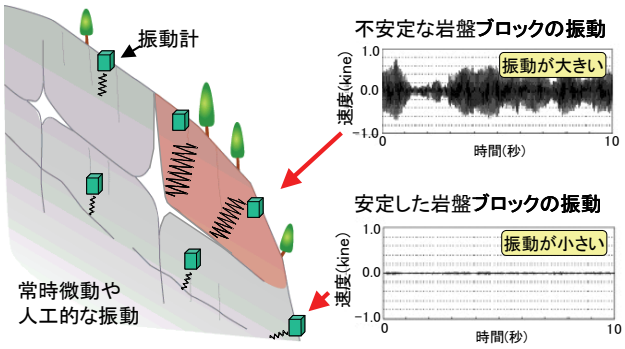
4.3.2 手法の概要

本手法は、「安定岩盤ブロックは周囲の亀裂が密着していて基盤と一体となっているのに対し、不安定岩盤ブロックは亀裂の開口・劣化が進んで基盤と分離しているため、不安定岩盤ブロックの方が安定岩盤ブロックよりも大きく振動する」との考えに基づいている。図−4.3.1に本手法の概要を示す。対象岩盤に複数の計測点を設けて振動計を取り付け、岩盤ブロックの常時微動及び人工的な振動を与えたときの振動を計測して比較する。このとき、入力振動の大きさが常に同じではないため、原則として計測点のうち１つを安定岩盤に設ける必要がある。

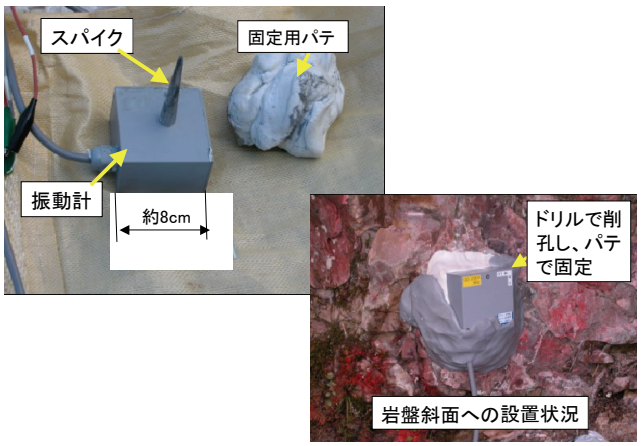
振動の計測は、微少な振動を計測するのに適する速度型の振動計を用いてサンプリング周波数200Hzで行った。写真−4.3.1は、本調査で用いた水平２方向及び上下方向の３成分の計測ができる小型で軽量な振動計（固有振動数８Hz）である。振動計は、背面にスパイク（大型の針）があり、これを岩盤斜面に削孔した穴に差し込みパテで固めて岩盤斜面に設置した。このため、容易に機器を取り外すことが可能であり、岩盤斜面への設置作業は、仮設の足場を構築することなく、ロッククライミングによっても行うことができる。

4.3.3 岩盤ブロックの不安定化実験

写真−4.3.2は、不安定化実験の対象岩盤ブロックである。対象岩盤ブロックは、実際に転倒型の岩盤崩壊が



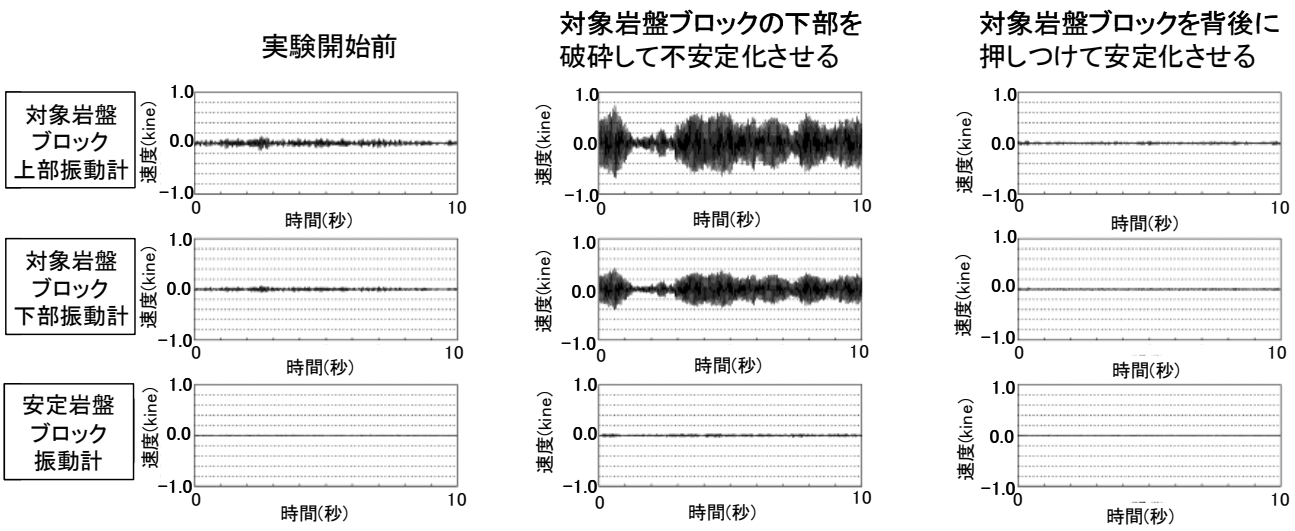
図−4.3.1　手法の概要



写真−4.3.1　小型軽量な可搬式振動計（固有振動数 8Hz）



写真−4.3.2　不安定化実験斜面



図－4.3.2　不安定化実験における振動波形（常時微動）

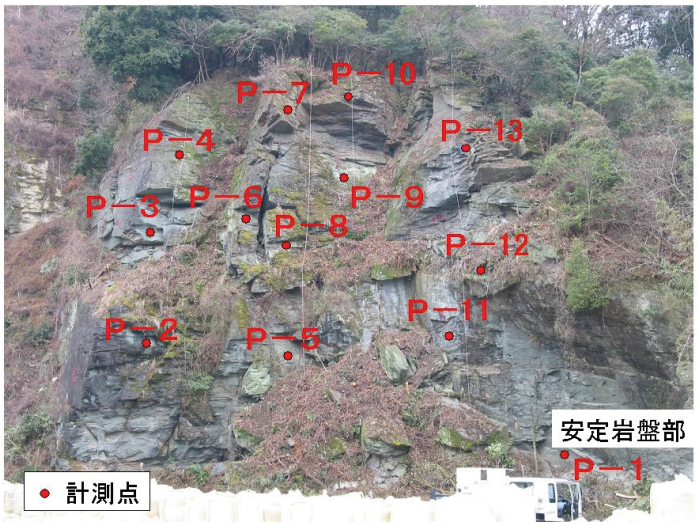
報告されたA地区の岩盤ブロックの１つ（高さ約４m、幅約 2.5m、厚さ約１mの硬質砂岩で背後に開口亀裂が発達）であり、岩盤ブロックの下部をエアバッグで破砕する等により、岩盤ブロックの安定性を人工的に変化させた[3)]。計測点は、対象岩盤ブロックの上下に２点、安定岩盤に１点である。

図－4.3.2 は、常時微動による実験前と実験時の振動波形である。対象岩盤ブロック下部をエアバックで破砕し、不安定化した状態では、実験開始前に比べて対象岩盤ブロックの振幅が大きくなっている。その後、対象岩盤ブロックを山側へ押しつけて一時的に安定化した状態にすると振幅が小さくなる。このことから、岩盤ブロックが不安定な状態では振幅が大きくなることが分かった。

4.3.4 要対策岩盤斜面での計測・解析

写真－4.3.3 は、不安定岩盤ブロック抽出のモデルケースとして計測を行った岩盤斜面（B地区）である。B地区は、岩盤斜面崩壊の危険があり、対策が必要と考えられている岩盤斜面で、結晶片岩の片理面による水平方向の亀裂とそれに直交する垂直方向の亀裂によって多数のブロックに分かれている。開口亀裂も多く、不安定岩盤ブロックが多いことが想定される。計測点は、安定岩盤（P-1）と主要な岩盤ブロックを網羅するように 12 点（P-2～13）設けた。計測には４台の振動計を用い、P-2～13 の計測点を４組に分けて安定岩盤に設置したP-1 と同時に計測した[4), 5)]。

図－4.3.3 は、車両走行（2t トラック）によって人工的に振動を与えた時の写真－4.3.3 の計測点における一定時間内での水平面内の振動粒子軌跡である。図の縦軸は斜面奥行き方向の速度振幅であり、斜面に向かって奥側が＋、手前側が－である。計測結果から、岩盤ブロックの安定性は、以下のように判断される。



写真－4.3.3　B地区の岩盤斜面状況及び計測点の配置

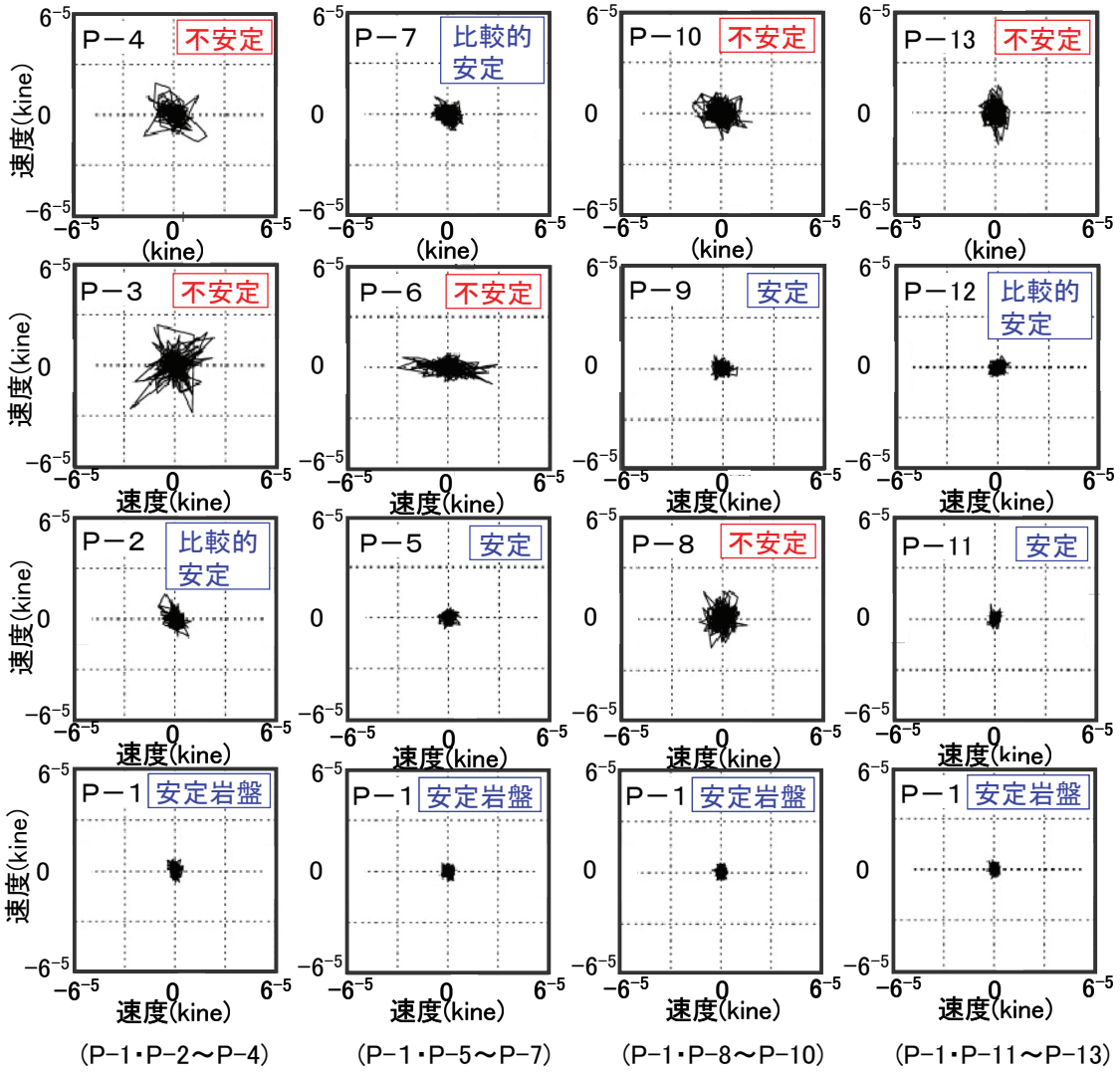
(1)P-5、P-9、P-11 は安定岩盤 P-1 と同様の振動を示す安定なブロック

(2)P-3、P-4、P-6、P-8、P-10、P-13 は振幅が大きく、不安定なブロック

(3)P-2、P-7、P-12 は、(1)と(2)の中間程度の振幅を示す比較的安定なブロック

また、岩盤が一体であれば振動方向が調和的であり岩盤上部の方が大きく振動することから、P-3、P-6、P-8 は、上部の岩盤ブロックとは分離した特に不安定な岩盤ブロックと判断される。

現地を詳細に調査すると P-3、P-6、P-8 は、正面及び側面に明瞭な開口亀裂が認められるなど、完全に基盤から分離した不安定な岩盤ブロックと確認できた。このことから振動計による安定性の判断は妥当であり、振動計測による不安定岩盤ブロック抽出の有効性を示したものといえる。

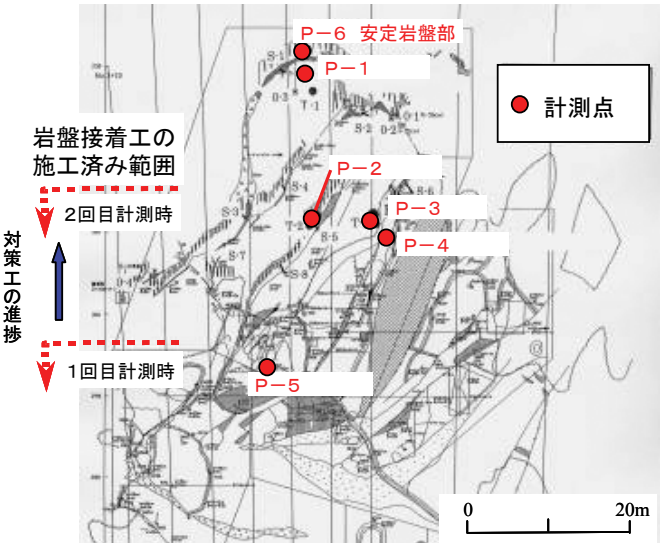


図－4.3.3　B地区における水平方向の振動粒子軌跡（2t トラック走行時）

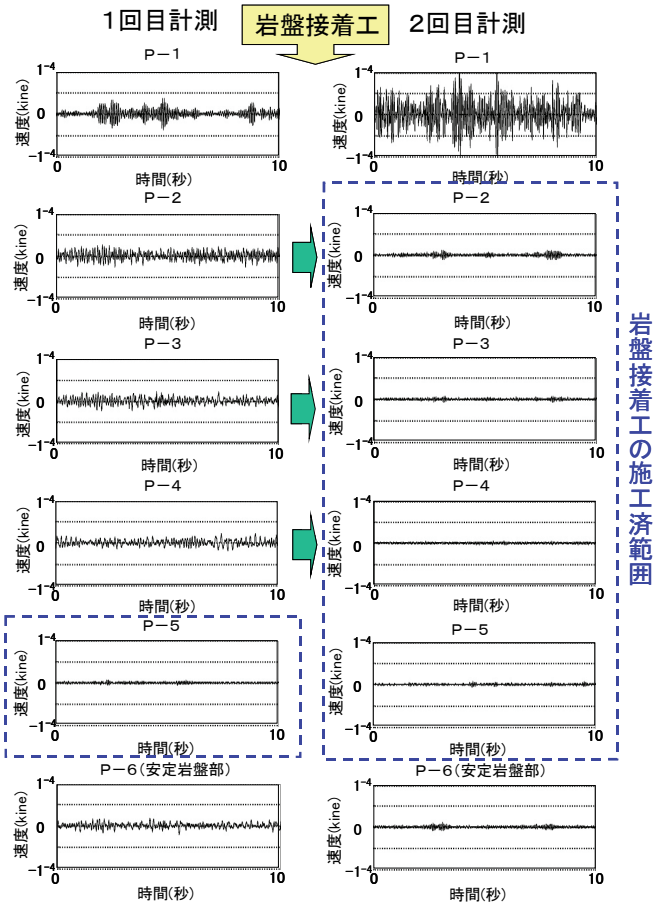
4.3.5 岩盤接着工施工前後での検討

C地区は、岩盤斜面対策として亀裂に接着剤を注入する岩盤接着工が岩盤下部から上部に向かって施工されている岩盤斜面である。この斜面に計測点６点を設け、岩盤接着工施工前後で計測値の比較を行うことにより、岩盤接着工の効果判定を行った[6]。図－4.3.4 は、計測点の配置状況である。計測は、岩盤接着工の施工が計測点 P-5 のやや上まで終了した時点で１回目の計測を行い。その後、岩盤接着工が進捗し、計測点 P-2 のやや上まで岩盤接着工が終了した時点で２回目の計測を行った。

計測結果の代表例として、車両走行時の振動波形を図－4.3.5 に示す。１回目の計測では、既に岩盤接着工が終了していた計測点 P-5 の振幅は非常に小さく、P-3 及び P-4 の振幅はごくわずかではあるが P-5 より大きめとなり、P-1 及び P-2 では、振幅がさらに大きめとなっている。これに対し、２回目の計測では、新たに岩盤接着



図－4.3.4　C地区の計測点と岩盤接着工の進捗状況



図−4.3.5　岩盤接着工施工前後の振動波形

工が施工された範囲にあたる P-2、P-3 及び P-4 の振幅が P-5 と同様に非常に小さい値に変化したが、岩盤接着工施工範囲外の P-1 については１回目と同様に振幅が大きい結果となった。これらの振幅の変化は岩盤接着工の進捗と合っており、岩盤接着工による接着効果が現れていることが、振動計測によって示された結果となった。

4.3.6 計測手法のマニュアル（案）

以上の結果をもとに、本手法の計測・解析の方法と留意点等を示すマニュアル（案）を作成した。目次構成を表−4.3.1 に示す。

第１章「総則」では、本マニュアル（案）の目的として、岩盤斜面の詳細調査の補助手段として本手法を位置づけ、その方法を解説したものであることを記述した。第２章「技術の概要」では、本手法の計測と解析の全体の流れを簡単に記述した。第３章「計測計画」では、計測計画立案のための検討項目について記述した。まず、事前調査で亀裂等の状況から不安定岩盤ブロックを想定し、計測点の配置する方法を事例に基づいて記述するとともに、計測機器選定の留意点、岩盤斜面への設置方法、車両走行振動の計測が難しい場合（道路から離れている場合等）の振動源について記述した。第４章「計測の実施」では、計測を行う時のサンプリング周波数、計測時間について記述した。第５章「解析」では、解析の流れを示すとともに波形の出力、周波数分析によるスペクトル及びスペクトル比の出力、振動粒子軌跡の出力等の波形解析について記述した。第６章「不安定性の判断」では、解析結果や亀裂状況等による総合的な判断方法を事例に基づいて記述した。

表−4.3.1　目次構成

第１章　総則
第２章　技術の概要
第３章　計測計画
　3-1　事前調査
　3-2　計測点の配置
　3-3　計測機器の選定及び岩盤への設置方法
　3-4　振動源
第４章　計測の実施
第５章　計測結果の解析
　5-1　解析の流れ
　5-2　波形の出力
　5-3　周波数分析
　5-4　振動粒子軌跡
　5-5　その他の計測方法
第６章　不安定性の判断

4.3.7 まとめと今後の課題

今回の調査によって以下の結果が得られた。

(1) 岩盤ブロックを人工的に不安定化させて振動計測を行った結果、岩盤ブロックが不安定になると振幅が大きくなることを確認した。

(2) 実岩盤斜面における振動計測によって岩盤ブロックの安定性の相対的な違いを判断でき、特に周囲の亀裂が完全に開口した岩盤ブロックでは振幅が周囲より大きいことを確認した。

(3) 岩盤接着工施工前後の振動計測によって、岩盤接着工の接着効果が現れているところについては振幅が小さくなることを示すことができた。

これらの結果は、岩盤斜面の振動計測が不安定岩盤ブロックの抽出に有効であるとともに、対策工の効果判定に有効な手法となりうることを示したものである。また、本手法の計測・解析の方法と留意点等を示すマニュアル（案）を作成した。

なお、今回の手法により周辺の岩盤ブロックに対して相対的に岩盤ブロックの不安定性を評価することが可能となったが、岩盤ブロックの不安定度の定量的な評価手法の確立が、今後の課題であると考えられる。

参考文献

1)　千田容嗣，寺田秀樹，辻雅規：常時微動による岩盤

ブロックの安定度評価への適用性の検討，平成 13 年度砂防学会研究発表会概要集, pp. 382－3832, 2001
2) 浅井健一，藤澤和範，小山内信智，西本晴男：振動計測による岩盤斜面不安定ブロック抽出手法の検討，土木技術資料，第 47 巻第 4 号，pp. 48－53，2005
3) 浅井健一，小山内信智，千田容嗣，仲野公章，寺田秀樹，辻雅規，小野田敏：岩盤ブロックの常時微動と不安定性の関係についての実験的検討, 第 42 回地すべり学会研究発表会講演集，pp. 563－566，2003
4) 浅井健一，藤澤和範，小山内信智，辻雅規：振動計測による岩盤斜面不安定ブロック抽出手法の検討，平成 16 年度砂防学会研究発表会概要集, pp. 24－25, 2004
5) 浅井健一，藤澤和範，小山内信智，辻雅規：岩盤斜面不安定ブロック抽出への振動計測の適用，第 43 回日本地すべり学会研究発表会講演集, pp. 527－530, 2004
6) 辻雅規，斎藤秀樹，浅井健一，小山内信智，寺田秀樹：岩盤斜面の安定性評価を目的とした振動測定の適用例, 平成 15 年度日本応用地質学会研究発表会講演論文集，pp. 131－132，2003

4.4 地すべりに対するモニタリング

4.4.1 概説

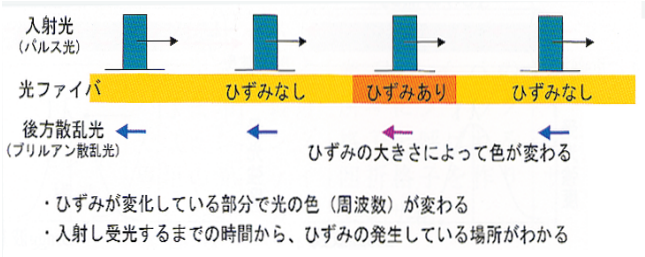
地すべり災害を防止・軽減するために重要な地すべり挙動の把握において、現在最も有効な地表面の亀裂・ひずみ量を測定する伸縮計には、①挙動が顕著でない時点で適切な伸縮計配置が難しい。②積雪期の地表面測定が困難等の重大な課題がある。これに対し光ファイバは、長距離区間において大量のデータを伝送できる機能を持つとともに、ひずみ量の測定及びひずみの発生した地点の特定が可能であり、1 本の光ファイバで同時に多数地点の測定が可能であることや落雷による測定機器への障害が少ないという特徴も持つ。

そこで、この光ファイバセンサ（以後、光ＦＳとする）を活用した地すべり挙動を監視するシステムについて研究した。なお、地すべり挙動の監視では、地すべり斜面の挙動にともなう斜面の引張・圧縮ひずみ量を連続的に観測する必要がある。また、積雪地域では、伸縮計を地上に設置した場合、積雪の荷重により伸縮計が破壊されるため、伸縮計は地表面下に設置することで研究を進めた。

4.4.2 光ＦＳによるひずみ測定方法

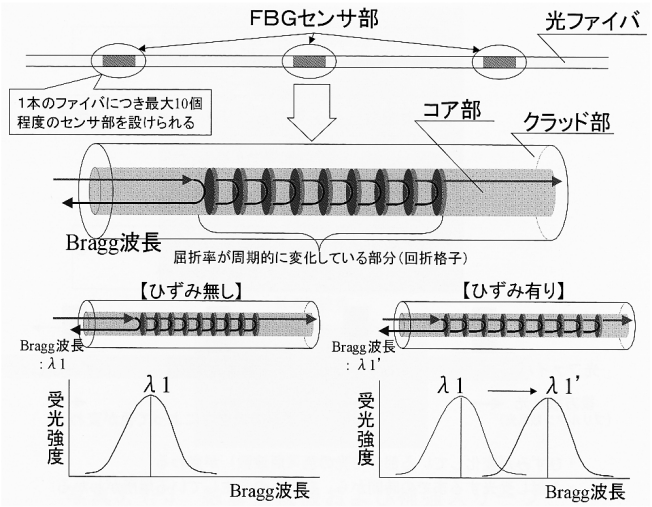
光ＦＳによるひずみ測定方法としては、B-OTDR（Brillouin Optical Time Domain Reflectometor）、FBG（Fiber Bragg Grating）、光学ストランドなどがある[1)]。

図－4.4.1 には、B-OTDR による光ＦＳに生じるひずみ量とその発生位置の測定方法を示した。B-OTDR は、光ＦＳに沿って生じるひずみ量とその発生位置を光ＦＳ全長にわたって測定できる方法である。



図－4.4.1　光ＦＳの測定原理(B-OTDR)

図－4.4.2 は、FBG による光ＦＳに生じるひずみ量の測定方法を示したものである。FBG は、光ファイバに回析格子を所々に作りセンサ化したものである。また、光ＦＳに生じるひずみ量は、回析格子から反射するブラッグ光の波長が光ＦＳに生じるひずみ量の大きさに比例して変化することで求められる。本調査では、光ＦＳにより地すべり斜面土中の地すべりによるひずみ量とそのひずみ発生位置を測定するために、B-OTDR と FBG を用いた。

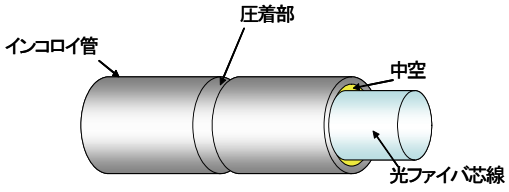


図－4.4.2　光ＦＳの測定原理(FBG)

4.4.3 光ファイバ直接埋設方式伸縮計の開発

光ファイバ直接埋設方式伸縮計は、光ＦＳを地すべりの挙動による亀裂が顕著でない地すべり斜面地中に埋設し、光ＦＳを地すべり土塊に固定して、地すべり斜面の挙動を光ＦＳのひずみとして捉えることにより移動量を測定するものである。

図－4.4.3 は、光ファイバ直接埋設方式伸縮計に用いた光ＦＳの模式図を示したものである。光ＦＳは衝撃力や水分に弱い。このため、光ＦＳには、シングルモード光ファイバを耐腐食性が高い金属管であるインコロイ管（φ2.0mm）で保護したものを用いた。なお、インコロイ管と光ファイバ芯線の間は中空であり、インコロイ管は１ｍピッチで光ファイバ芯線に圧着（数 mm の区間）させてある。また、光ＦＳには約 0.4%のプレテンションがかけられている。この構造により圧着部と圧着部の間で発生したひずみは、この区間内のみに平均的に分布する。



図－4.4.3　光ＦＳ模式図

(1) 現地試験[2)、3)、4)]

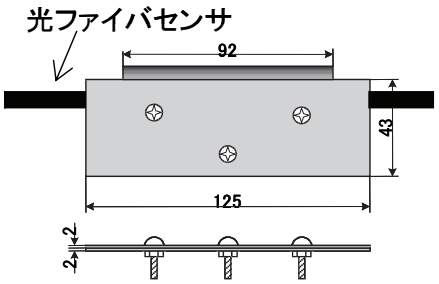
現地試験は、新潟県上越市牧区の沖見地すべりで実施した。地すべりの規模は、幅約 500m、長さ約 1,500m、高度差約 150m、面積約 70ha であり、地すべり地の基岩は新第三紀中新世の椎谷層相当層である。また、移動層は、風化が進んだ泥岩や崩積土から成る。また、現地試験では、光ＦＳを積雪地域における地すべり挙動調査に

用いる方法を検討するために、地すべり斜面の土中に埋設して、地すべりによって発生する斜面のひずみ量とひずみ発生位置を B-OTDR により測定する方法により実施した。

1) 光ファバセンサの固定及び埋設

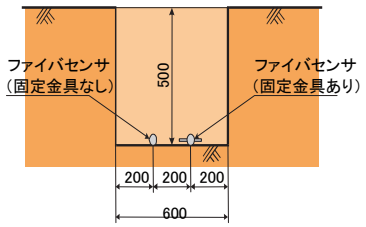
光ＦＳの斜面への設置方法は、蝶番金具とネジにより固定（以後、固定金具ありとする）したものと固定金具なしについて試験した。

図－4.4.4 には、光ＦＳの固定に用いた金具を示した。金具（大きさ 125mm×43mm）には、安価な市販のステンレス製の蝶番金具を用い、金具は１ｍピッチで設けられている圧着部に、光ファイバ芯線の変形が阻害されないように光ＦＳを挟みねじ止めし取り付けた。



図－4.4.4 蝶番金具を用いた固定金具

図－4.4.5 には、光ＦＳ敷設断面図を示した。光ＦＳは、幅 60cm、深さ 50cm の溝を掘り、光ＦＳを金具で固定しないものと蝶番金具により固定したものを平行に埋設した。また、埋設深度は、基礎試験結果[1)] をもとに小型重機程度の上載荷重の影響がない 50cm とした。



図－4.4.5 光ＦＳ敷設断面図

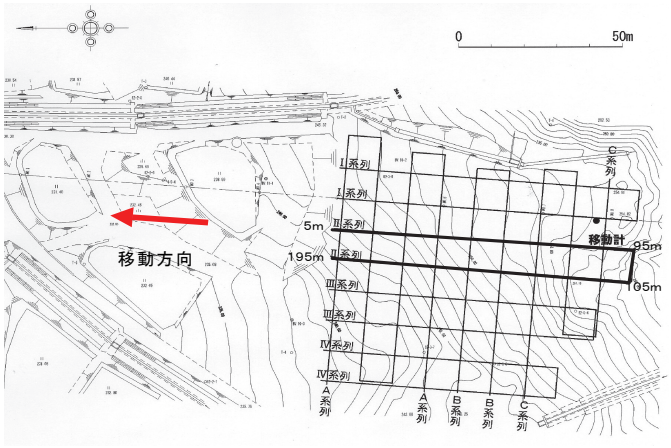
2) 光ファバセンサの平面的配置

現地試験では、地すべり移動による斜面のひずみ量及びひずみ発生位置をできるだけ詳細に観測するために、光ＦＳの平面的な配置形状は格子状にした。

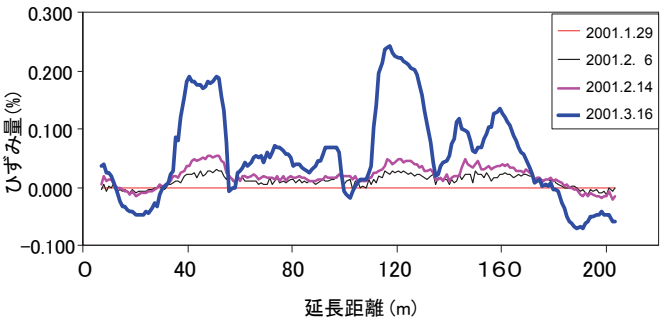
図－4.4.6 は、光ＦＳの敷設平面図である。光ＦＳを敷設した斜面は地すべりブロックの頭部に位置し、光ＦＳは地すべりの移動方向に長さ 90m、幅 80mの区域に 10m間隔の格子状に敷設した。光ＦＳは、原理的には１系列を張り巡らすことで、光ＦＳ敷設範囲の観測が可能である。しかしながら、地すべり移動により光ＦＳが断線した場合は、その断線位置より先の観測が不能になる。したがって、光ＦＳは、地すべりの移動により断線した場合でも、欠測区間をできるだけ少なくできるように配置する必要がある。今回の現地試験では、光ＦＳは移動方向に４系列（Ⅰ～Ⅳ）、移動方向と直交する方向に３系列（Ａ～Ｃ）の７系列に分け、光ＦＳの固定方法を２種類として、合計 14 本の光ＦＳを敷設した。

3) 現地試験結果

図－4.4.7 には、図－4.4.6 に示したⅡ系列固定金具ありのⅠ系列側を基点とした全長にわたるひずみ量とひずみ発生位置の観測結果を示した。ひずみ量は経過時間とともに変化し、延長距離 40m と 120m 付近にひずみ量 0.2%（相対的移動量 2mm）前後が生じており、移動による斜面のひずみ量が捉えられていることが分かる。また、延長距離 6～30mの区間及び 180～200mでは、ひずみ量が徐々にマイナスになっており、土塊の圧縮が捉えられている。なお、固定金具なしの場合は、土塊の挙動が十分に光ＦＳに伝えられず、固定金具ありに比べてひずみ量の変化をシャープに捉えられないことが分かった。



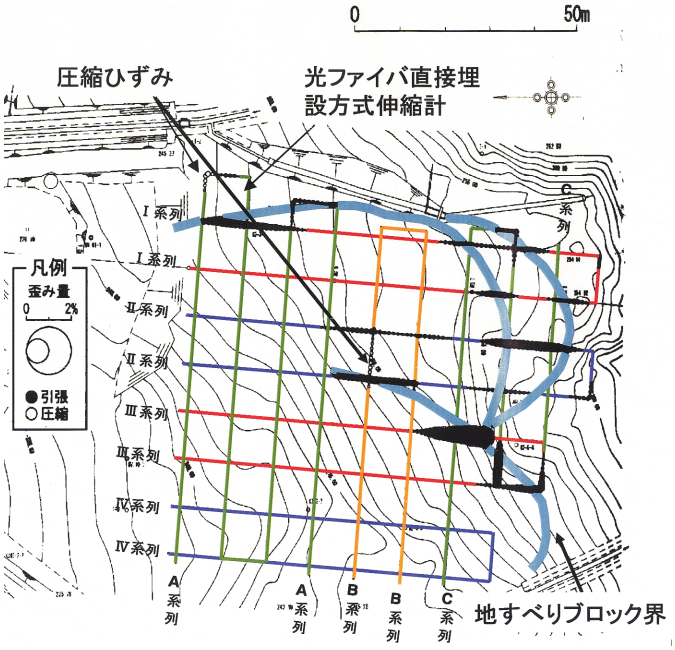
図－4.4.6　光ＦＳ敷設平面図



図－4.4.7　ひずみ観測結果

図－4.4.8 には、光ＦＳによる地すべり斜面のひずみ量観測結果（2001.1.17～2001.4.26 の累積）を示した。大部分は引張ひずみとなっており、最大ひずみ量は１％（相対的移動量 10mm）前後に達している。顕著な引張ひずみがⅠ、Ⅱ、Ⅲ及びＡ、Ｃ系列に発生しており、ブロッ

ク区分線はそれらの位置を結び描いた。このことから、光ファイバ直接埋設方式伸縮計を用いることにより、地すべり斜面の変状が小さく亀裂等が現れない段階でも、地すべり斜面におけるブロックの形状を調査できることが示された。



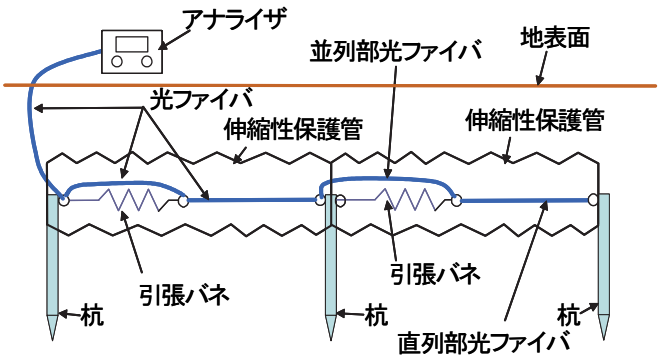
図－4.4.8　光ファイバセンサひずみ観測結果を用いた地すべりブロック区分

4.4.4 B-OTDR 及び FBG 方式光ファイバ伸縮計の開発

光ＦＳは、引張ひずみ量観測可能範囲が 1.0～1.3%（移動量 10～13mm）程度であるため、地すべりの挙動が大きい場合には破断する。そこで、地すべりの挙動が明瞭な場合に用いる±100㎜ 程度の伸縮量と圧縮ひずみ量の観測ができる光ファイバ伸縮計を、測定方法に B-OTDR を用いるものと、FBG を用いるものについて開発した。

(1) B-OTDR 方式光ファイバ伸縮計の開発[5),6)]

図－4.4.9 には、考案した B-OTDR 方式の光ファイバ伸縮計（特許第 3653549 号）の模式図を示した。地すべり斜面の伸縮ひずみ量を全て光ＦＳに伝えず、引張バネに分散して伝え、地すべり斜面の変状は、引張バネと直列に配線された光ファイバ（直列部光ファイバ）のひずみ量に変換される。この他、引張バネに並列に配線された斜面変状が伝わらない光ファイバ（並列部光ファイバ）のひずみ量は、変状区間の識別とひずみ量の温度補正用データ（光ファイバは温度により測定されるひずみ量が変動するため、測定値を温度補正する必要がある）として用いた。この構造により、本伸縮計は、光ファイバ直接埋設方式伸縮計に比べて、格段に大きな地すべり斜面



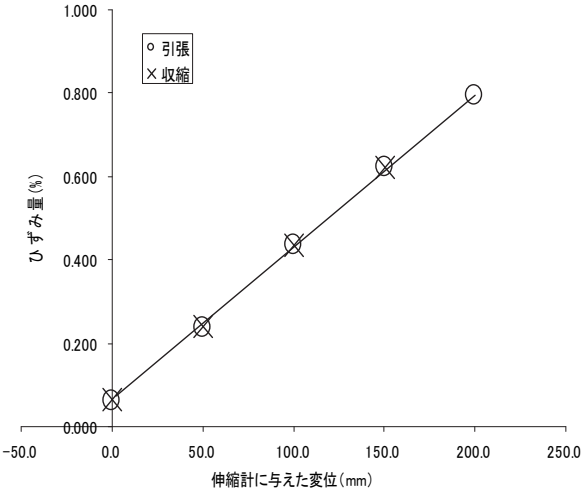
図－4.4.9　B-OTDR 方式光ＦＳ伸縮計模式図

の変状を観測できる。なお、圧縮量は、伸縮計設置時に予め伸縮計を引張させておき、その戻りにより観測する。また、本伸縮計は、光ファイバ直接埋設方式伸縮計と同様に地すべり斜面に深さ 50cm の溝を掘り、直線状に連ねて設置する。

1) 伸縮計の変位量－ひずみ量特性試験

伸縮計に使用した光ファイバには、６芯ユニット型光ＦＳケーブルの一番外側のプラスチック製２次被覆を剥がしたものを用いた。

図－4.4.10 には、本光ＦＳの引張収縮時の変位量（0.0→200.0mm 変位時）とひずみ量との関係を示した。



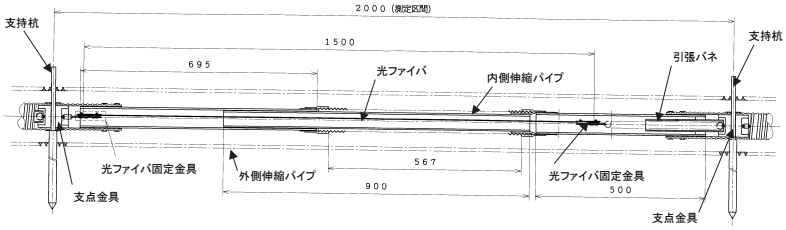
図－4.4.10　光ＦＳ引張収縮時の変位量とひずみ量との関係

引張時のひずみ量は、変位量が 200.0mm まで変位量とほぼ線形関係にある。また、収縮時のひずみ量は、変位量 200.0→0.0mm まで引張時とほぼ同じ値を示している。これらのことから、本光ＦＳの測定変位量と出力であるひずみ量との関係を、測定変位量 0.0～200.0mm の間においてほぼ線形関係にできたことが分かる。

2)現地試験

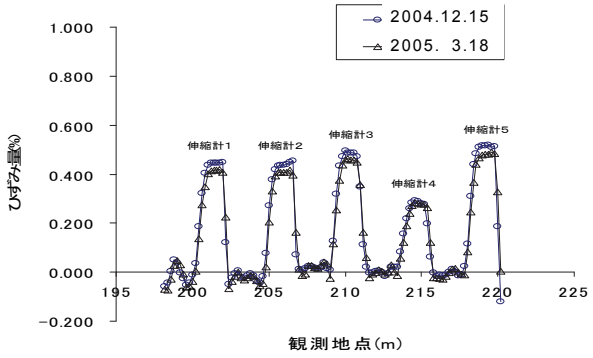
現地試験は、沖見地すべり試験地で実施した。

図－4.4.11 には、現地に設置した光ファイバ伸縮計の詳細図を示した。本光ファイバ伸縮計は、光ファイバと引張バネ、支持杭、支持金具、内側及び外側伸縮パイプから構成されており、この伸縮計は地上でも設置可能である。なお、伸縮計は、幅 70cm、深さ 60cm の溝を掘り、50cm 打ち込んだ支持杭に固定し深度 50cm に連続して５基埋設した。



図－4.4.11　B-OTDR 方式光ファイバ伸縮計詳細図

図－4.4.12 は、温度補正後の光ファイバ伸縮計現地試験結果を示したものである。なお、温度補正は、伸縮計ひずみ量から各観測日における非測定区間ひずみ量を差し引いて行った。2007.3.18 の観測ひずみ量は、2006.12.15 の観測値に比べて小さくなっており、地すべり斜面の引張ひずみが減少したことが分かる。

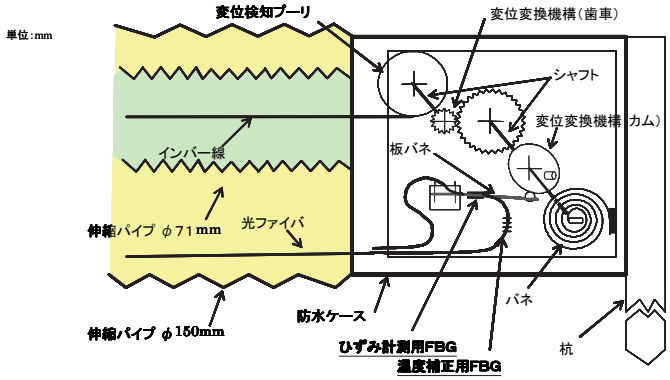


図－4.4.12　温度補正後の光ファイバ伸縮計現地試験結果

以上のことから、測定範囲±100mm、温度変化 0～45℃に対する測定誤差±0.02％以内の性能を有する B-OTDR 方式の光ファイバ伸縮計を開発することができた。なお、本伸縮計は、図－4.3.11 では杭間距離をアナライザのひずみ測定可能区間の最小値である２ｍとしているが、光ファイバにインバー線を足すことで最大 10ｍにすることができる。

(2)FBG 方式光ファイバ伸縮計の開発 [7]

図－4.4.13 は、FBG を用いた光ファイバ伸縮計（測定範囲０～200mm）の機構を示したものである。地すべり斜面の伸縮は、プーリーに巻かれたインバー線により回転運動に変換され、さらに歯車とカム、板バネにより上下運動に変換される。板バネには FBG が接着されており、板バネの上下運動は FBG によりひずみ量の変化に変換される。なお、地すべり斜面の変状量をひずみ量に変換する際には、FBG に生じるひずむ量を均等化し、変状量とひずみ量との関係を線形関係にする必要がある。ちなみに、板バネの形状を単純な長方形にした場合には、FBG に生じるひずみ量が不均一になり変状量とひずみ量との関係は一定の関係にならない。このことについては、三角形の形状の板バネを採用することで解決した。また、FBG は温度により測定されるひずみ量が変動することから、温度補正をするために温度変化のみによるひずみ量の変化を測定するための FBG をひずみ測定用 FBG の近くに配置している。なお、データ伝送用光ファイバは、外側と内側の伸縮パイプの間に配線する。また、伸縮計は地中に埋設するため、小型で防水性能が高いものにした。

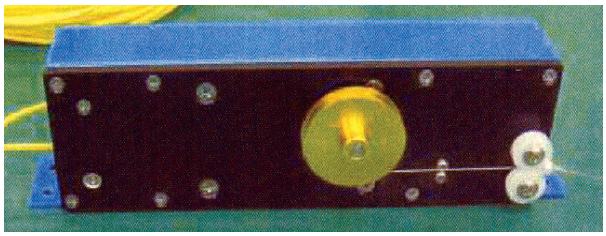


図－4.4.13　FBG を用いた光ファイバ伸縮計機構図

写真－4.4.1 には、開発した伸縮計を示した。FBG 光ファイバ伸縮計の寸法は、高さ 66mm、長さ 230mm、幅 55mm である。

1)伸縮計の変位量－ひずみ量特性試験

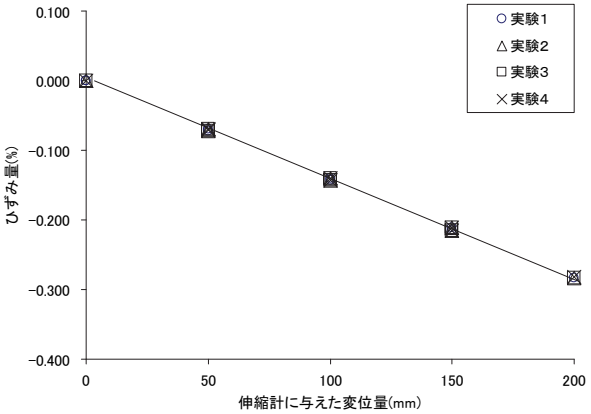
図－4.4.14 には、伸縮計に与えた変位量（以後、真値とする）と FBG により測定されたひずみ量との関係を示し



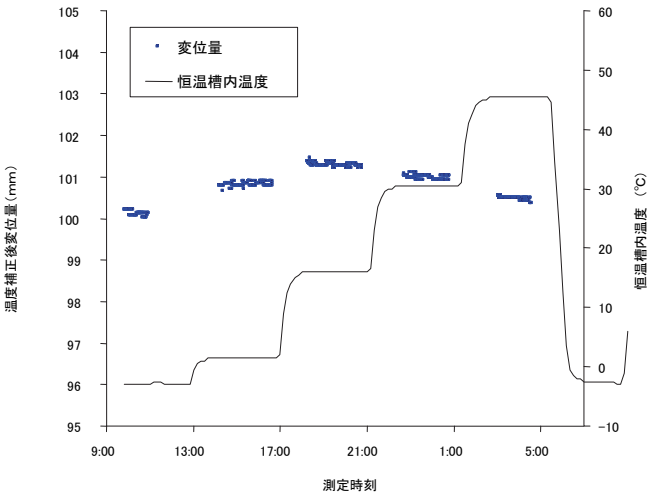
写真－4.4.1　FBG 方式光ファイバ伸縮計測定部

た。真値と FBG により測定されたひずみ量との関係は、変位量 0 から 200mm の間で線形関係を示していることが分かる。図－4.4.15 は、真値 100mm に対する温度補正後の伸縮計による測定変位量（各温度で 50 回測定）を示したものである。温度補正後の伸縮計による測定値の誤差は、恒温槽内における-5～45℃の温度変化に対して±1㎜以内となっていることが分かる。

以上のことから、測定範囲 0～200㎜、温度変化-5～45℃に対する測定誤差±2.5㎜ 以内の性能を有する FBG を用いた光ファイバ伸縮計を開発することができた。



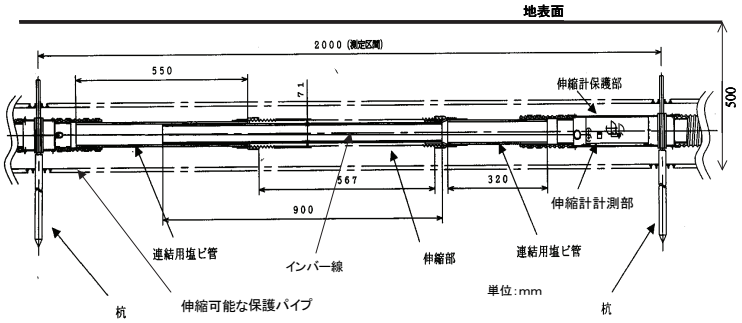
図－4.4.14　変位量－ひずみ量との関係



図－4.4.15 温度補正後の伸縮測定変位量

2)伸縮計の設置方法

図－4.4.16 は、本伸縮計の現場設置時の全体図を示したものである。本伸縮計は、伸縮計計測部、インバー線、杭、伸縮計保護部、連結用塩ビ管、伸縮可能な保護パイプで構成されている。伸縮計は、幅 70cm 程度、深さ 60cm



図－4.4.16　伸縮計の現場設置時全体図

の溝を掘り、その中に連結して設置する。地すべり斜面の変状は、伸縮計測定部を杭に固定し、伸縮計測定部と次の杭をインバー線で結び測定する。なお、杭間距離は最小１ｍでインバー線の長さを長くすることで最大10ｍにすることができる。また、この伸縮計は、地上でも設置可能である。

4.4.5 開発した光ファイバ伸縮計とその設置費

表－4.4.2 には開発した光ファイバ伸縮計の特徴及び仕様を、表－4.4.3 には従来型伸縮計と開発した光ファイバ伸縮計を 400m にわたり地中に 40 機連結して設置した場合に要する概算額を、設置工事費を含んだ金額で示した。実際の導入においてひずみを測定するアナライザが高価（13 百万円程度）なためコスト面に課題があったが、FBG 方式ではアナライザーが安価（半額程度）となるため、多数の伸縮計を連続して設置する場合、従来型伸縮計に比べて現場設置コストにおいても優位となった。

これらのことから、積雪地域の地すべり地において、地すべりの挙動が顕著でない場合は光ファイバ直接埋設方式を、地すべりの挙動が明瞭な場合は B-OTDR 方式または FBG 方式の光ファイバ伸縮計を用いることにより、地すべり挙動調査が可能になった。また、光ファイバ直接

表－4.4.2 開発した光ファイバ伸縮計の概要

名称	用いた光ファイバセンサ名	特徴	仕様
光ファイバ直接埋設方式伸縮計	ブリルアン散乱光応用センサ	光ファイバセンサを直接斜面内に埋設し、小さな地すべり挙動を観測可能にしている。	測定範囲　5mm 測定精度　0.1mm 距離分解能　1m 計測器　B-OTDR ひずみ計
B-OTDR方式光ファイバ伸縮計	ブリルアン散乱光応用センサ	光ファイバセンサとコイルバネを組み合わせ、大きな変位の伸縮量を観測可能にしている。	測定範囲　±100mm 測定精度　±4.0mm 距離分解能　1m 計測器　B-OTDR ひずみ計
FBG方式光ファイバ伸縮計	ファイバグレーティング光応用センサ	FBGセンサを三角板バネに貼付した機構により、高精度で大きな変位の伸縮量を観測可能にしている。	測定範囲　±100mm 測定精度　±1.0mm 計測器　FBGひずみ計

埋設方式とFBG式の光ファイバ伸縮計は、従来型伸縮計に比べて現場設置コストの縮減が可能となった。

表－4.4.3 伸縮計現場設置費概算額

名称	現場設置工事費概算金額(百万円)	備考
光ファイバ直接埋設方式伸縮計	30	測線長400mに設置した場合
従来型伸縮計	42	測線長400m、伸縮計を10m間隔で設置した場合
B-OTDR方式光ファイバ伸縮計	41	
FBG方式光ファイバ伸縮計	39	

4.4.6 まとめと今後の課題

光ファイバ伸縮計について研究開発した結果を以下に示す。

(1)光ファイバ直接埋設方式を考案し、10m間隔の格子状に光ＦＳを埋設（深さ50cm）し現地観測を実施した。その結果、地すべり斜面の面的挙動を１m毎でリアルタイムに把握することができ、ブロック区分も可能であることが分かった。

(2)大きな地すべりに伴う変状に対応できる機構のB-OTDR方式及びFBG方式の光ファイバ伸縮計の開発により、伸縮量各100㎜まで観測が可能となった。

(3)積雪地域では地中に埋設し、地すべりの挙動が顕著でない場合は光ファイバ直接埋設方式を、地すべりの挙動が明瞭な場合はB-OTDR方式またはFBG方式の光ファイバ伸縮計を用いることにより、地すべり挙動調査が可能になった。

(4)光ファイバ伸縮計は、現場への導入においてひずみを測定するアナライザが高価なためコスト面に課題があったが、FBG方式ではアナライザーが安価（半額程度）となり、多数の伸縮計を連続して設置する場合、従来型伸縮計に比べて現場設置コストにおいても優位となった。なお、開発した伸縮計は地上でも設置可能で、さらにコスト面で優れている。

(5)従来型伸縮計に用いられているインバー線は、誘雷し易いため測定部まで帯電により破壊される恐れがある。それに対して、光ファイバセンサは落雷による機器への障害がないことから、本伸縮計は落雷の多い地域の地すべり挙動観測に適している。

今後は、開発した光ファイバ伸縮計及び監視システムの耐久性などを検証しつつ、現場に普及させてゆきたい。

参考文献

1)杉本宏之、柳原幸希、淺野広樹、綱木亮介：光ファイバによる地すべり測定の基礎試験、地すべりVol.38、№.１、pp.24～29、2001年

2)吉田克美、井良沢道也、市ノ瀬榮彦、田村隆雅、月岡浩、島津藤夫：光ファイバセンサを用いた調査・計測方法に関する検討（その１）、第40回日本地すべり学会研究発表会地すべり2001講演集、pp.287～290、2001年

3)井良沢道也、吉田克美、菅沼　健、酒井利啓：光ファイバセンサを用いた調査・計測方法に関する検討（その２）、第40回日本地すべり学会研究発表会地すべり2001講演集、pp.291～294、2001年

4)丸山清輝、吉田克美、武士俊也：光ＦＳを用いた地すべり移動計測方法に関する検討、平成14年度砂防学会研究発表会概要集、pp.216～217、平成14年

5)丸山清輝、武士俊也、長友聖二：大変位伸縮量観測可能光ＦＳの開発、平成16年度砂防学会研究発表会概要集、pp.22-23、平成16年５月

6)丸山清輝、花岡正明、長友聖二：大変位伸縮量観測可能光ＦＳの開発（その２）、平成17年度砂防学会研究発表会概要集、pp.142-143、平成17年５月

7)丸山清輝、花岡正明、久保周太：積雪地域の地すべりに対応した光ファイバ伸縮計の開発、平成18年度砂防学会研究発表会概要集、pp.156-157、平成18年５月

５．道路防災マップによる道路斜面の評価

5.1 道路防災マップの作成手法

5.1.1 概説

道路災害の発生件数は防災対策の進展に伴って年々減少の傾向にある一方，事前通行規制の区間数・延長および事前通行規制回数は減少していない。このため本課題では事前通行規制の区間数・延長および規制基準の緩和について，従来の点検結果に加え，災害の要因，履歴，対策等の情報，対策の進捗を明示した道路防災マップを作成し、これらの情報に基づく斜面の危険度評価と防災計画の立案の枠組みを構築することを目的として、面的な危険度評価手法の開発ならびに道路防災マップの試行を行った。

5.1.2 道路斜面防災技術体系の検討

斜面のハザードマップや道路斜面防災に関する既存の技術を収集解析し、道路防災マップを用いた道路管理、防災計画の立案に必要とされる道路斜面防災技術体系を検討した[1)2)]。

(1) 道路防災マップ作成要領（案）の作成

道路防災マップ作成に関わる一連の調査・解析における手順や留意点を検討し、「道路防災マップ作成要領（案）」を作成した（表-5.1.1）。本要領（案）は平成 15 年度に本研究において作成した「道路斜面ハザードマップ作成要領（案）」を基礎とした上で、平成 18 年度に実施される「道路における災害危険箇所の再確認」における点検対象区間抽出方法、点検結果の整理方法にも満足するように標準的な手法について解説を行った。

表-5.1.1 道路防災マップ作成要領（案）の目次構成案

まえがき
1 総論
1.1 目的
1.2 適用対象
1.3 用語の定義
2 道路防災マップの構成内容
2.1 道路防災マップの構成と作成手順
2.2 道路防災マップの仕様について
3 道路防災マップ作成区間の選定
3.1 道路防災マップ作成区間の選定
3.2 区間選定に必要な資料収集と整理
4 地域特性の把握
4.1 道路防災マップ基図作成に必要な資料の収集
4.2 既存資料に基づく地域特性の整理と道路防災マップ基図の作成
5 机上調査による災害地形判読
5.1 机上調査の目的と対象
5.2 机上調査の範囲
5.3 災害地形の判読
5.4 災害地形判読図の凡例
5.5 斜面災害の想定
6 安定度調査箇所の選定
6.1 安定度調査箇所選定の目的と内容
6.2 安定度調査箇所の選定基準
6.3 選定基準との照合
6.4 道路防災カルテ、点検資料との照合
6.5 安定度調査箇所選定の記録
7 現地調査による安定度調査
7.1 安定度調査の実施
7.2 落石・崩壊に関する安定度調査
7.3 岩盤崩壊に関する安定度調査
7.4 地すべりに関する安定度調査
7.5 土石流に関する安定度調査
8 道路への影響評価
8.1 安定度調査結果の整理
8.2 報告事項および成果品
9 維持管理への活用
9.1 道路防災マップの用途
9.2 データの追加と更新
9.3 各種データベースとの連携
10 活用の留意点と今後の展望
＜参考資料＞
＜参考文献＞

道路防災マップ作成の流れは、まず対象とする区間（原則として対象路線の全区間とする）において、既往災害箇所や防災点検箇所の確認、ならびに地形図や空中写真から災害地形等を判読することにより、道路斜面の区分とその災害形態を設定し、スクリーニング候補地点を選定する（プレスクリーニング）。選定されたプレスクリーニング結果に基づき、実際に周辺斜面や道路施設等、現地状況の確認をおこない、災害形態ごとに設定した点検箇所の抽出基準に従って点検対象項目ならびに点検範囲とその区間を確定する（スクリーニング）。次にスクリーニングされた箇所について設定した災害形態（落石・崩壊、岩盤崩壊、地すべり、土石流）ごとに安定度調査表を作成して最終的に道路に対する影響度を評価する。このとき必要に応じて数値計算による安定解析をおこなってもよい。

道路防災マップは、「どのような箇所がどのような災害形態に対しての点検対象となっており、調査の結果がどうであったか」ということを明瞭に示すことが求められる。また結果の検証をおこないやすくするためには、評価に到達するまでの思考過程の透明化が重要である。したがって、作成するマップには道路への影響度評価結果のみならず、スクリーニングにおける抽出根拠、評価の判断基準なども記載することとした[3)]。

(2) 道路管理における GIS 技術の活用性の検討

道路管理を効率化のために GIS を使用する場合の望ましい技術体系について検討し、以下に示す要領やシステムの作成を行った。防災マップ作成要領（案）においては、各現場事務所における情報の電子化やデジタルな高精度地形データの取得状況等をふまえ、GIS 技術の利用はオプションとしている。しかしながらデータの更新や二次的な利用等を考慮するとき、GIS の使用は管理の上で有効であると思われる。

1) 道路斜面ハザードマップ作成要領（案）の作成

面的なハザード評価システムを構築する前段階として、標準的なハザード評価の手順と手法を検討し、「道路斜面ハザードマップ作成要領（案）」を作成した。本要領案はハザードマップ作成の基礎資料として危険斜面抽出方法やハザードマップ表示方法等についてとりまとめたものであり、前述のとおり道路防災マップ作成要領（案）のベースとなっている[4)]。

2) 道路斜面防災 GIS データ整備標準仕様書（案）の作成

道路斜面防災 GIS を試作するために、道路斜面防災 GIS に格納すべきデータとその標準様式を検討し、「道路斜面防災 GIS データ整備標準仕様書（案）」としてとりまとめた[5)]。

3) 道路斜面防災 GIS 標準仕様書（案）の作成

道路斜面防災 GIS の有すべき機能を整理し、「道路斜面防災 GIS 標準仕様書（案）」を作成した[6]。

本標準仕様書（案）を設定するためには、道路斜面防災 GIS の利用者や利用場面を規定する必要がある。本仕様書（案）では、利用者は主に道路管理者であるものの、一部の情報については、道路利用者、道路斜面防災専門家など、いくつかの利用者が利用するものと想定し、とりまとめた。

4) 航空レーザー計測による道路斜面基図作成要領（案）の作成

道路斜面防災 GIS の基図となる詳細な地形図の作成技術として、航空レーザー計測の適用性を検討し、「航空レーザー計測による道路斜面基図作成要領（案）」を作成した[7]。

5)「プロトタイプ道路斜面防災 web-GIS」の試作

上記の GIS 技術の利用にかかる各種標準仕様書（案）にほぼ準拠する形で、「プロトタイプ道路斜面防災 web-GIS」を試作し、テストフィールドのデータ（危険箇所の評価などについては仮想データを含む）を格納した。基本となるデータベースおよびサーバーは各事務所（または局）に設置し、事務所単位でデータを管理する。GIS ソフトは、事務所に設置するサーバーに搭載する。クライアントは、事務所内（または局）および出張所の特定の PC であり、データへのアクセス権限の設定により、閲覧者を限定できる。クライアント PC には、特に専用ソフトをインストールする必要はなく、標準で搭載されている web ブラウザで閲覧や検索が可能である（図-5.1.1）。

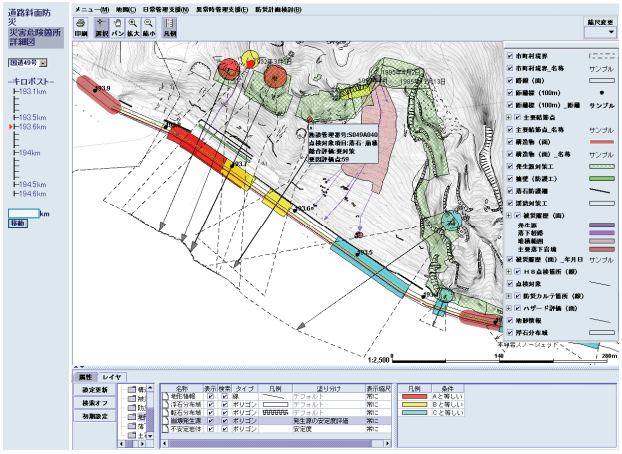


図-5.1.1　プロトタイプ道路斜面防災 web-GIS の表示例

(3) 道路斜面防災総覧システムの作成

道路ネットワークの信頼性を確認するため、全国の直轄国道における斜面災害情報と平成８年度より実施している道路防災点検のデータをＧＩＳ上で使用できるように座標付与等の整理をおこない、総覧が可能なシステム（直轄国道被災履歴検索システム）を作成した[8]。

本システムは、路線名や災害種別、防災点検時の評価など複数項目にわたっての検索が可能なため、必要とする情報へのアクセスが容易である。また、各路線における単位区間ごとの被災数、防災点検対象数などを表示する機能を装備し、各路線・区間における特徴を把握できるようにした（図-5.1.2）。

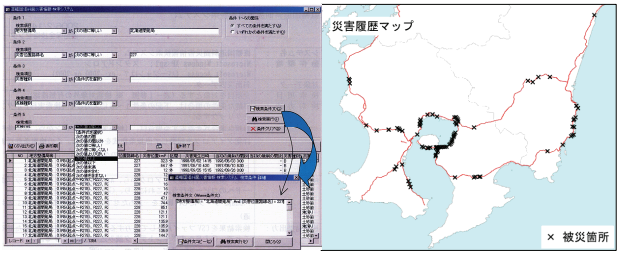


図-5.1.2　直轄国道被災履歴検索システムおよび検索結果の表示例

5.1.3 道路防災マップの試作

地形・地質条件やレーザープロファイラによる地形データ等の高精度な基礎データの取得状況が異なる４つの事前通行規制区間において災害履歴や対策実績のデータベースを収集し、地形判読ならびに現地調査によって得られた情報と組み合わせて図化することにより道路防災マップの試作を行った。

上記の「道路防災マップ作成要領（案）」の作成と並行して道路防災マップの試作を行った。試作過程においての検討事項は同要領（案）にフィードバックをおこない、両者の整合がとれるようにした。図-5.1.3 に作成したマップの例を示す。なお記載されている各区間における評価は、本研究で試行したものであり、実際の点検における評価と異なる場合もある。

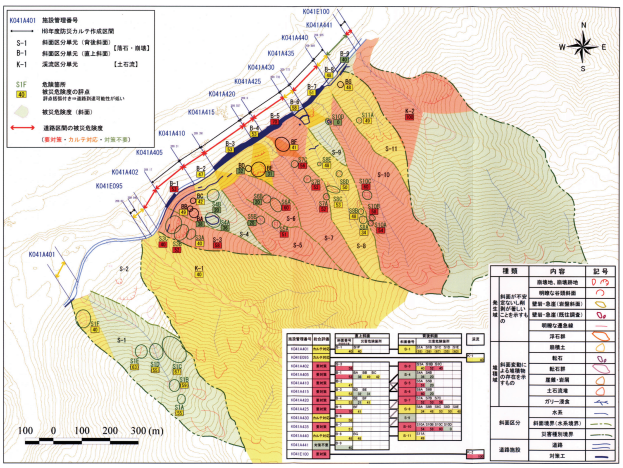


図-5.1.3　道路防災マップの作成例（評価は今回の試行によるもの）

5.1.4 ハザード評価支援ツールの開発

斜面のハザード評価を行うための支援ツールとして、崩壊発生危険度および崩土到達範囲を予測する手法について検討を行った。

(1) 研究方法

1) 崩壊発生危険度予測手法

① 災害履歴に基づく崩壊発生危険度の予測

地質区分の異なる 3 地域において豪雨災害時の斜面崩壊データと雨量データを基に，斜面崩壊に寄与する雨量指標の検討，地形量の多変量解析による崩壊箇所の予測を行い，雨量と崩壊確率の関係カーブによる崩壊確率算出手法の検討を行った。対象とした地域において 1/1 万および 1/1.5 万の空中写真を用い崩壊地を判読し，市販の 10m メッシュ DEM から地形量の解析を実施した。また，1/100 万地質図のデータをもとに，地質区分毎の崩壊特性についても整理した。

② 物性値に基づく崩壊発生危険度の予測

斜面の物性値をモデル化し，仮想のすべり体の安全率を計算し，その分布から斜面の崩壊危険度分布をシミュレーションする GIS による斜面ハザードマップ支援システム（以下 3DslopeGIS）」の開発を行った。

2) 崩土到達範囲予測手法

表層崩壊と岩盤崩壊とに大別し，それぞれの崩土到達範囲を確率的に予測するプログラムの検討を行った。

① 表層崩壊における崩土到達範囲の予測

過去の崩壊事例から統計的に求めた崩壊高と崩土到達距離で成す角度（見通し仰角）の確率密度曲線に乱数を与えることにより崩土到達範囲を確率的に求める手法を考案し，プログラムの開発を行った。

② 岩盤崩壊における崩土到達範囲の予測

数量化理論を適用し，到達範囲を地形地質等の条件の違いから予測できる予測式を得た。その予測式を用いた到達範囲の確率的予測を解析・表示できるプログラムの開発を行った。

(2) 研究結果

1) 崩壊発生危険度予測手法

① 災害履歴に基づく崩壊発生危険度の予測

調査地とした 3 地域における地質は、新第三紀堆積岩、中古生代堆積岩、グリーンタフ、花崗岩類の 4 分類である。まず調査地内の DEM の各メッシュにおける地形量（傾斜角，ラプラシアン，平均曲率）を求め，空中写真より判読した崩壊の頭部が位置するメッシュとそれ以外のメッシュについて地質区分ごとに比較を行った。その結果、斜面崩壊発生率は傾斜角で 25° ～55° 、ラプラシアンや平均曲率では凹地形で高い値を示した。

崩壊予測ではこれらの地形量を重回帰分析によって斜面の壊れやすさ（フラジリティー）を区分し，それぞれの区分ごとに雨量に対する崩壊確率（フラジリティーカーブ）を算出する。求めた崩壊発生確率と後述する表層崩壊による崩土到達範囲予測手法（SLSS）を組み合わせ、斜面が崩壊して道路へ到達する危険性の評価を行った。解析結果の GIS による表示例を図-5.1.4 に示す。これによって道路に対する斜面崩壊の危険箇所を視覚的に把握することが可能となった [9)10)]。

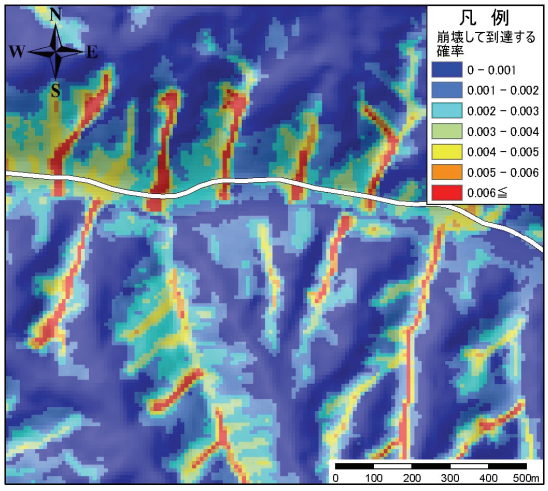


図-5.1.4 斜面が崩壊して道路へ到達する確率の GIS による表示例

② 物性値に基づく崩壊発生危険度の予測

本研究で開発した 3DslopeGIS[11)12)]の解析手順を以下に示す。

(i) 地形・地質に関する情報をモデル化（ラスタデータ化）して GIS 上にレイヤとして格納する。

(ii) DEM を用いて，水系を基準に斜面を斜面ユニットに細区分

(iii) ３次元の楕球体（楕円回転体）でモデル化した地すべり体をモンテカルロ法によってランダムに発生させる。

(iv) 発生させた地すべり体の安全率を(1)のパラメータを読み込んで計算し，最小となるものを探索する。このとき、降雨による地下水位の変化を浸透モデルを用いて解析することにより、降雨浸透を考慮した安全率を算出することが可能である。

(v) 求めた崩壊発生危険度は以下の 2 通りの手法で表示する。

i) 各斜面ユニット内における，最小の地すべり体の安全率を斜面ユニットの安全率として表示する。

ii) 任意の間隔のグリッド上に重なる地すべり体のうち最小となるものを，そのグリッドの安全率と

して安全率分布を表示する。

本プログラムの路線への適用結果を図-5.1.5 に示す。対象地域の地質は花崗岩や古生代堆積岩類を基盤とし、その上を風化層および泥流堆積物が覆っている。解析の結果、表層崩壊の危険箇所は風化層の深さが変化する地点（地形の遷急線とよく対応する）に多く分布することがわかった。また、これらの解析に必要な斜面表層の物性値を測定するための新技術「土層強度検査棒（特許第3613591 号：土のせん断強度測定方法及び装置）」を開発した[13]。

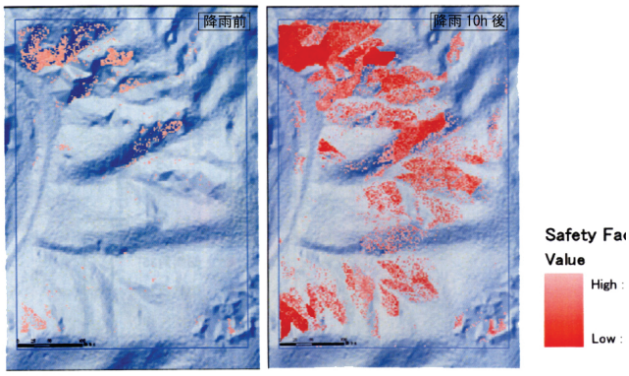


図-5.1.5　3DslopeGIS による斜面崩壊危険度表示

2) 崩土到達範囲予測手法

①　表層崩壊における崩土到達範囲の予測

本研究で開発した表層崩壊による「崩土到達範囲シミュレーション（Shallow Landslide Simulation System, 以下 SLSS）」は，DEM を用いて崩壊源からの崩土の到達範囲を解析，表示，保存する機能を有するプログラムである[14)15)]。SLSS では見通し仰角をモンテカルロ法で確率的に導き，その見通し仰角に応じた Random Walk を崩壊源から十分に繰り返し計算する。次に，任意地点における通過回数をカウントし，これを崩土到達の確率として表示する。

SLSS の解析に必要な入力パラメータは，崩壊源の位置（X,Y 座標），見通し仰角の平均値と標準偏差値，ランダムウォークの繰り返し回数の 3 つである。また，複数の崩壊源から崩土が通過する確率を算出することも可能とした。SLSS による一つの崩壊源からの崩土到達範囲予測に要する計算時間はおよそ 3 秒であり，崩土到達範囲の予測精度を保ちつつ計算速度の向上が実現可能となった。

② 岩盤崩壊における崩土到達範囲の予測

予め 124 事例の岩盤崩壊に対して，統計的傾向から崩土到達範囲（見通し仰角と飛散角）と，これらに影響を与える要因（地形地質条件等）との関係を明らかにし，その寄与度から予測式を得た。予測式によって説明できない部分は，正規分布を示す残差のばらつき状況から得た到達確率曲線を用いて予測を行った。これらの数量化理論の結果を利用することからプログラムでの入力条件は簡便で，解析速度も比較的高速なものとすることが可能となった[16)17)18)19)20)]。「岩盤崩壊崩土到達範囲予測システム(Hazard area Estimation System for rock mass failure 以下 HES)」の機能および解析手法の概要を示す。

(i) DEM データを読み込み，地形地質などの斜面条件を選択する。

(ii) 斜面条件から到達範囲である見通し仰角と飛散角の予測値を算出する。

(iii) 算出された到達範囲を基に，確率的な予測値を求める。確率的な予測値は，正規分布を示す残差から得た到達確率曲線を基準に算出する。

(iv) 得られた確率的な到達範囲を DEM 画面上に色分けし表示する（図-5.1.6）。

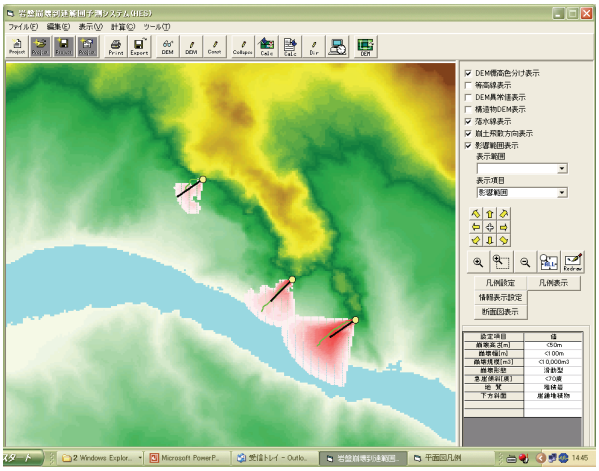


図-5.1.6　HES による岩盤崩壊による崩土到達範囲予測の表示

5.1.5 まとめと今後の課題

⑴　事前通行規制区間の事例，災害履歴や対策実績のデータベースを収集し，道路防災マップの基本的な仕様を整理した上で、4 つの事前通行規制区間において試作をおこなうとともに、道路防災マップ作成要領（案）を作成した。

⑵　道路防災マップ作成に必要な技術体系の検討をおこない、特に GIS を用いる場合の有用性等に着目して各要領・標準仕様書案を作成し、これをもとにプロトタイプ道路斜面防災 web-GIS を作成した。

⑶　ハザード評価の支援ツールとして、崩壊発生危険度予測手法ならびに崩土到達範囲予測手法を開発した。

⑷　これらの成果は既にいくつかの現場事務所において事前通行規制区間緩和、道路維持管理の業務に活用されているほか、平成 18 年度に行われる「道路に

おける危険箇所の再確認」に反映される予定である。

参考文献

1) 佐々木靖人, 上野将司:「ハザードマップの考え方 ー道路斜面防災を例にー」, 土木施工, 山海堂, vol.45, No.10, pp23-28, 2004.10.
2) 柴田光博, 佐々木靖人, 阿南修司:「道路斜面防災 GIS ーGIS による道路斜面防災情報の管理・表示システムの開発」, 土木技術資料, 土木研究センター, Vol.45, No.9, pp.102-107, 2003.9.
3) 倉橋稔幸, 佐々木靖人, 矢島良紀, 道路斜面防災 GIS 研究グループ:「道路防災マップを用いた安定度調査箇所の選定と点検結果の整理」, 地質と調査, 2006 年第 3 号, pp.38-41, 2006.9.
4) 脇坂安彦, 佐々木靖人, 阿南修司, 柴田光博, 恒岡伸幸, 小橋秀俊, 加藤俊二ほか:「GIS を利用した道路斜面のリスク評価に関する共同研究報告書 道路斜面ハザードマップ作成要領(案)」, 共同研究報告書, 第 296 号, 145p. 独立行政法人土木研究所, 2004.2.
5) 脇坂安彦, 佐々木靖人, 阿南修司, 柴田光博, 恒岡伸幸, 小橋秀俊, 加藤俊二ほか:「GIS を利用した道路斜面のリスク評価に関する共同研究報告書 道路斜面防災 GIS データ整備標準仕様書」, 共同研究報告書, 第 298 号, 133p. 独立行政法人土木研究所, 2004.2.
6) 脇坂安彦, 佐々木靖人, 阿南修司, 柴田光博, 恒岡伸幸, 小橋秀俊, 加藤俊二ほか:「GIS を利用した道路斜面のリスク評価に関する共同研究報告書 道路斜面防災 GIS 標準仕様書(案)」, 共同研究報告書, 第 297 号, 54p. 独立行政法人土木研究所, 2004.2.
7) 脇坂安彦, 佐々木靖人, 阿南修司, 柴田光博, 恒岡伸幸, 小橋秀俊, 加藤俊二ほか:GIS を利用した道路斜面のリスク評価に関する共同研究報告書 航空レーザー計測による道路斜面基図作成要領(案), 共同研究報告書, 第 295 号, 25p. 独立行政法人土木研究所, 2004.2.
8) 佐々木靖人, 矢島良紀, 倉橋稔幸:「全国国道斜面災害データベースの構築と過去 15 年間の災害分布特性」, 平成 18 年度研究発表会講演論文集, 日本応用地質学会, pp.373-376.
9) 三河輝夫, 佐々木靖人, 阿南修司, 柴田光博:「DEM データを用いた降雨によるハザード発生確率図作成の試み」, 平成 16 年度研究発表会講演論文集, 日本応用地質学会, pp.157-160, 2004.10.
10) 塩見哲也, 阿南修司, 佐々木靖人:「降雨による斜面崩壊発生率の GIS を活用した予測手法」, 平成 17 年度研究発表会講演論文集,日本応用地質学会, pp.45-48, 2005.10.
11) 周国云, 江崎哲郎, 邱騁, 佐々木靖人:「GIS を用いた三次元斜面安定評価のための単位斜面(Slope Unit)の抽出」, 土と基礎, 地盤工学会, Vol.52, No.4, pp.26-28, 2004.4.
12) 周国云, 江崎哲郎, 謝謨文, 佐々木靖人:「GIS を用いた山地地形から三次元すべり危険斜面を抽出する方法の開発と適用」, 応用地質, 日本応用地質学会, Vol.46, No.1, pp28-37, 2005.
13) 佐々木靖人, 柴田光博, 福田徹也, 片山弘憲:「斜面の土層深とせん断強度の簡易試験法の開発」, 平成 14 年度研究発表会講演論文集, 日本応用地質学会, pp.359-362, 2002.10.
14) 福田徹也, 佐々木靖人, 脇坂安彦:「表層崩壊による崩土到達範囲予測シミュレーションの開発 ーGIS ハザードマップ作成にむけてー」, 情報地質, 日本情報地質学会, Vol.14, No.2, pp.138-141, 2003.6.
15) 福田徹也, 佐々木靖人, 脇坂安彦:「表層崩壊による崩土到達範囲確率予測手法の開発」, 応用地質, 日本応用地質学会, Vol.46, No.5, pp265-279, 2005.
16) 桑野健, 佐々木靖人, 脇坂安彦:「地上型スキャン式レーザー測距儀による急崖岩盤斜面の計測 ー道路斜面防災 GIS への適用性ー」, 情報地質, 日本情報地質学会, Vol.14, No.2, pp.166-167, 2003.6.
17) 桑野健, 佐々木靖人:「地上型スキャン式レーザー測距儀による道路斜面防災 GIS 用 DEM データの作成」, 情報地質, 日本情報地質学会, Vol.14, No.4, pp.311-318, 2003.12.
18) 桑野健, 佐々木靖人, 脇坂安彦:「多変量解析による岩盤崩壊物質の到達範囲の検討」, 応用地質, 日本応用地質学会, Vol.45, No.1, pp.31-41, 2004.4.
19) 桑野健, 佐々木靖人:「急崖岩盤斜面における崩土到達範囲確率予測の実斜面への適用」, 応用地質, 日本応用地質学会, Vol.45, No.3, pp.135-144, 2004.8.
20) 桑野健, 阿南修司, 佐々木靖人:「岩盤崩壊の崩土到達範囲予測システムの開発」, 情報地質, 日本情報地質学会, Vol.16, No.3, pp.199-208, 2005.

5.2　道路防災対策の効果評価手法

5.2.1　概説

道路防災対策事業の効率的な実施に向けて、簡便な斜面災害のリスク評価手法の確立が求められている。特に、事前通行規制区間においては、規制基準の緩和や規制区間の解除の検討にあたって、対策効果を反映した防災事業の事後評価手法が必要となっている。

防災対策を実施する場合、基本的に対象区間に残存するリスクの低減効果の高い箇所を選定することになる。すなわち、防災対策の効果は残存リスクの減少量で表すことができる。

これまでの残存リスク算定の手法[1]は、保険の考え方を前提にリスクの大きさを金額換算により求めている。しかしながら、その方法は災害に伴い副次的に発生する損失算定も含めて煩雑であるため、できるだけ簡便で評価の考え方がわかりやすい手法が求められている。

災害のリスク評価を行う場合、個々の斜面における災害リスクは、

個々の災害リスク＝（「災害の起こりやすさ」）
　×（「災害の大きさ」に対する投資や損失額）

を求めて比較検討を行う。

ここで、リスクの大きさを金額換算しないものとすると、

（「災害の起こりやすさ」×「災害の大きさ」）

がリスク評価の基本単位となる。

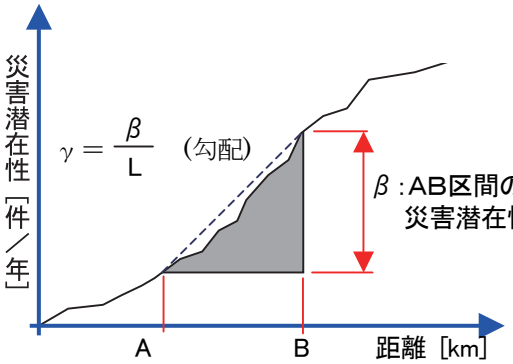
一方、道路防災事業においては、「区間評価による路線比較」の後、「個別斜面の評価による対策箇所の選定」の流れになるため、区間評価と個別斜面の評価に対応する方法の検討が必要である。

そこで、斜面の防災点検結果を活用した道路防災対策の効果評価手法の検討を行った。以下に、道路防災対策の効果評価手法の考え方と、検討事例を示す。

5.2.2　道路防災対策の効果評価手法の考え方

図－5.2.1 に災害潜在性と災害発生密度の概念図を示す。道路斜面災害における「災害の起こりやすさ」（災害潜在性β）は、その地域での災害の発生頻度（件／年）と考えることができる。これは、過去の災害統計により求めることができる。

しかしながら、災害潜在性βを起こりやすさの指標とした場合、区間比較において問題が生じることになる。表－5.2.1 に示すように、直轄国道における事前通行規制区間の内外の災害発生件数を見ると、関東および四国地方整備局を除き、全国的に規制区間外の方が多い。ただし、20,000ｋｍを超える管理延長の直轄国道のうち、事前通行規制区間の延長は1000kmにも満たないものである。仮に災害の発生件数が単に延長比と同一であれば、事前通行規制区間内の災害件数は、全災害の約５％となる計算になる。もちろん、事前通行規制区間外より少ないとはいえ、事前通行規制区間内の災害は５％よりもはるかに多い。



図－5.2.1 災害潜在性と災害発生密度

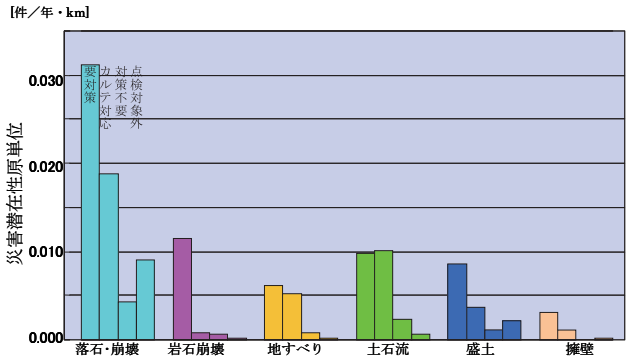
関東および四国地方整備局では、事前通行規制区間内の災害は規制区間外の災害より多いが、事前通行規制区間の管理延長に占める比率には地域差があり、地域によっては、管理延長の大半の部分が平野部である場合もある。このため、ほとんどが山地部である規制区間内と災害の起こりやすさを比較するためには、規制区間外の山地部の延長における比率を比較することが必要である。

区間比較においては、評価する区間の延長が異なるため、同位置単位での指標とする必要がある。これに対しては、それぞれの区間延長で割り、同一単位延長当たりでの災害発生密度γを求めることで、同一指標での比較評価を行うことができる。

表－5.2.1　事前通行規制区間内外の災害件数

直轄国道災害 (1990～2004)	災害件数		
	区間内	区間外	計
北海道開発局	30	183	213
東北地方整備局	6	38	44
関東地方整備局	36	22	58
北陸地方整備局	24	24	48
中部地方整備局	38	63	101
近畿地方整備局	23	36	59
中国地方整備局	2	33	35
四国地方整備局	62	44	106
九州地方整備局	298	356	654
沖縄総合事務所	1	4	5
総計	494	774	1268

一方、実際の対策は個々の斜面単位で行うことから、斜面単位での災害潜在性を求める必要がある。これについては、道路防災点検において個々の斜面の安定度評価を実施しており、想定される災害種別に「要対策箇所」、「カルテ対応箇所」、「対策不要箇所」、「点検対象外箇所」の４つのランクに分類している。図－5.2.1 の考え方に基づき、各ランクにおける災害発生密度を求めることで、個別斜面の評価とすることができる。まず、当該地域での各点検ランクごとの災害潜在性を求める。各点検斜面は道路に隣接していることから、道路縦断方向での距離延長を持つので、点検ランク毎の総延長で割った値が、それぞれの災害発生密度であり、ここでは災害潜在性原単位と呼ぶ。図－5.2.2 に全国ベースでの災害潜在性原単位を示す。点検ランクの評価と災害潜在性原単位の傾向は概ね一致しており、これは点検の評価結果が概ね妥当であったことも示している。ただし、災害潜在性原単位は、基本的に災害履歴がなければ設定することができないため、災害履歴を蓄積することが必要である。



図－5.2.2　災害種別の災害潜在性原単位（全国値）

区間の評価では、区間内の点検結果に基づき災害潜在性を累積していき、その区間全体の災害潜在性を算出する。すなわち、図－5.2.1 のβがその区間のもつ災害潜在性となり、対象区間におけるある災害に対する災害潜在性は次の式で表され、区間延長で割ったものがその区間の災害潜在性原単位となる。

$$\beta_0=\gamma_1\cdot l_1+\gamma_2\cdot l_2+\gamma_3\cdot l_3+\gamma_4\cdot l_4 =\Sigma\,\gamma_i\cdot l_i\ (i=4) \quad \cdots\cdots(式－5.2.1)$$

ここで、

$\gamma_1=\beta_1/L_1$：地域の要対策箇所の災害潜在性原単位［件／（年・ｋｍ）］

$\gamma_2=\beta_2/L_2$：地域のカルテ対応箇所の災害潜在性原単位［件／（年・ｋｍ）］

$\gamma_3=\beta_3/L_3$：地域の対策不要箇所の災害潜在性原単位［件／（年・ｋｍ）］

$\gamma_4=\beta_4/L_4$：地域の点検対象外箇所の災害潜在性原単位［件／（年・ｋｍ）］

β_0：対象区間の災害潜在性［件／年］

β_1：地域の要対策箇所の災害潜在性［件／年］

β_2：地域のカルテ対応箇所の災害潜在性［件／年］

β_3：地域の対策不要箇所の災害潜在性［件／年］

β_4：地域の点検対象外箇所の災害潜在性［件／年］

L_1：地域の要対策箇所の総延長［ｋｍ］

L_2：地域のカルテ対応箇所の総延長［ｋｍ］

L_3：地域の対策不要箇所の総延長［ｋｍ］

L_4：地域の点検対象外箇所総延長［ｋｍ］

l_1：対象区間の要対策箇所の総延長［ｋｍ］

l_2：対象区間のカルテ対応箇所の総延長［ｋｍ］

l_3：対象区間の対策不要箇所の総延長［ｋｍ］

l_4：対象区間の点検対象外箇所の総延長［ｋｍ］

式－5.2.1 を見ると、5.2.1 で述べた、リスク評価の基本単位

（「災害の起こりやすさ」×「災害の大きさ」）

と同様の形であるのがわかる。

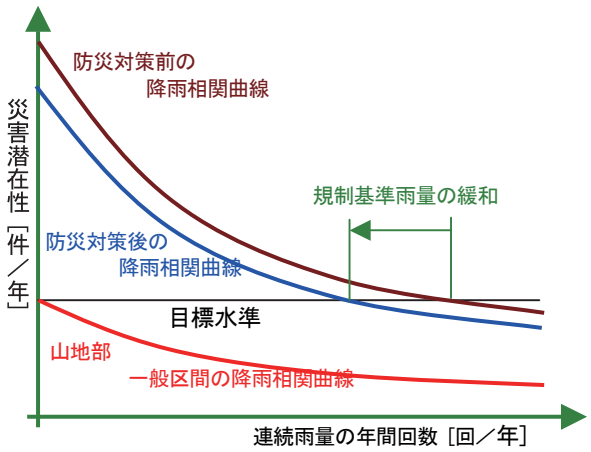
この手法は、「災害の起こりやすさ」を点検ランク毎の単位延長当たりの災害潜在性すなわち「災害潜在性原単位」とし、災害の大きさを「対象斜面の延長（＝斜面幅）」としたものである。実際の斜面は、奥行き方向への広がりと深さ方向があるが、最も簡素化したものが、斜面幅である。「災害の大きさ」については、対象斜面の面積や崩壊等による道路への推定到達土量などいろいろな考え方があるが、災害の起こりやすさについては、防災点検と連動した「災害潜在性原単位」を用いた評価手法は、道路防災対策の評価において合理的なものと考える。

さらに、事前通行規制基準の解除や緩和検討においては、雨の評価が必要である。災害と降雨の関係を整理すると、降雨には再現年数があり、連続雨量の年間の発生回数と災害発生件数との関係で表すことができることから、図－5.2.3 に示すような災害潜在性と降雨との相関曲線を作成することができる。この曲線は、防災対策工が進捗するに従い、対策斜面の延長分に相当する災害潜在性が低下していくこととなる。評価においては、目標水準の設定が必要である。

事前通行規制基準の緩和の検討であれば、規制基準の再現年数を想定して連続雨量の年間回数から設定し、規制区間の解除であれば事前通行規制を指定していない一般区間の山地部の災害潜在性などから設定する。

現時点における規制区間の降雨相関曲線と、目標水準

とが交差する箇所のX軸の読み取り値が提案する規制雨量の再現年数であり、その雨量が基準値となる。また、Y切片が一般区間の災害潜在性より下回ることで、その区間の残存リスクは事前通行規制を指定していない区間と同等以下と評価できることから、防災対策の効果により事前通行規制区間を解除できるレベルに達したと判断することができる。



図－5.2.3　降雨相関曲線による評価の考え方

5.2.3　検討事例

5.2.2 で述べた対策効果の評価手法について、四国地方整備局管内の事前通行規制区間をモデルに検討を行った事例を示す。

事例では、事前通行規制の解除・緩和を目的とした検討を行うことと評価の単純化の点から、四国地整管内の一般区間で発生した災害件数 44 件を、山地部の延長 196.6ｋｍで割り算出した災害潜在原単位 0.0223［件／（年・ｋｍ）］を目標水準として検討した。

＜事例１＞

対象区間は、延長 20.3ｋｍ、規制基準雨量 250㎜ の事前通行規制区間とした。図 5.2.3 の考え方に基づいて図 5.2.4 に示すような降雨相関曲線を作成した。

①対策工の効果

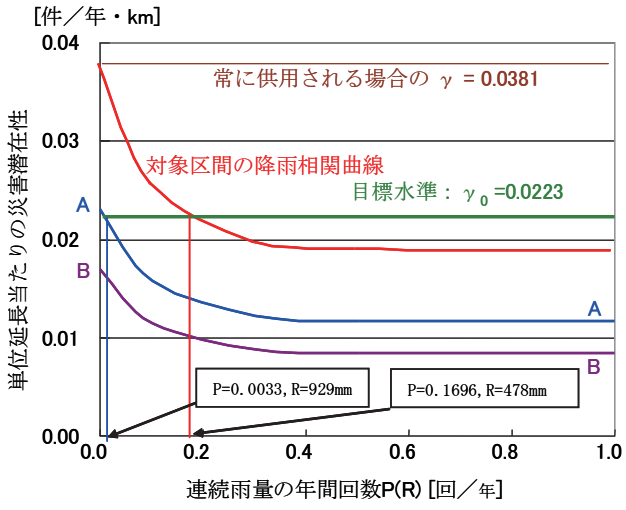
この区間では２箇所で対策工が行われており、これが完成したときの状況を検討対象区間の降雨相関曲線として示した。この区間の災害潜在性を求めると、β ＝ 0.77350［件／年］であった。したがって単位延長あたり災害潜在性は、β ÷区間延長＝ 0.77350÷20.3 ＝ 0.0381［件／（年・ｋｍ）］である。この値は、当初に設定した目標水準：γ_0 ＝0.0223［件／（年・ｋｍ）］には達していないので、事前通行規制を継続する必要があるものと判断される。

②現時点の適正な基準雨量の検討

①で作成した降雨相関曲線を用いて、目標水準：γ_0［件／年・km］と、単位延長あたり災害潜在性：γ (P) との交点から、連続雨量の再現年数を求めると、連続雨量年間回数が 0.1696［回／年］であった。連続雨量の再現年数は年間回数の逆数であり、P^{-1} ＝ 5.895［年］となる。対象区間のテレメータにおける、再現年数 5.895 年の降雨を求めたところ 478［mm］であった。

なお、この区間の「要対策」箇所の対応を継続し、全ての「要対策」の対応が完了した時点で、図 5.2.4 の A-A の降雨相関曲線に移行し、規制基準雨量は 929［mm］（再現年数:303 年）となる。さらに、全ての「カルテ対応」箇所の安定が確認されば 図－5.2.4 の B-B の降雨相関曲線 が得られ、γ（P=0）＝0.0171［件／（年・ｋｍ）］（＜ 0.0223 ＝γ_0：目標水準）となり指定区間を解除できる段階に到達する。

なお、降雨の再現年数や雨量の考え方は、規制を実施するのに現実的なレベルを設定する必要があり、地域特性等も踏まえて行政的な判断も求められるところである。



図－5.2.4　対象規制区間の降雨相関曲線

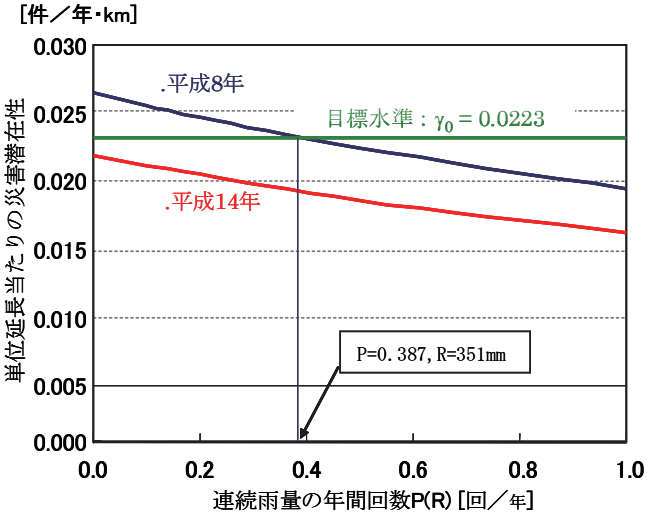
＜事例２＞

この事例は、既に規制解除が行われた、一般国道 56 号の久礼坂地区を例に災害潜在性の評価を行ったものである。

平成８年度当時の災害潜在性および対策工を実施し規制解除を行った平成 14 年度当時の災害潜在性を求め、久礼坂地区は四国の太平洋側にあたることから、この地域の災害の降雨相関曲線を用いて、図－5.2.5 を作成した。

この図によると平成８年度の段階で、規制雨量値は再

現年数約 2.5 年（=1/P）の連続雨量 350mm程度まで許容できるレベルにあったと想定される。その後、対策工が進捗して平成 14 年度には目標水準以下となったことが確認される。つまり、対策の効果により解除レベルに到達したことを意味している。これは、実際の解除提案時期と一致しており、本手法の妥当性が示されたものである。



図－5.2.5　久礼坂地区の降雨相関曲線の変化

5.2.4　まとめと今後の課題

本研究の成果および課題をまとめると次の通りである。

① 防災点検の評価のランクごとに単位延長当たりの年間災害発生確率（災害潜在性原単位）を求めることで、斜面の災害の起こりやすさの分類が可能であることを確認した。

② ①の災害潜在性原単位と降雨相関曲線を用いた、区間比較による防災対策の効果の簡易評価手法を提案した。

③ 提案した手法により、事前通行規制基準の解除・緩和の事例検証を行い、手法の妥当性を確認した。

④ 今後の課題として、斜面防災対策においては、対策規模と災害復旧時間の概念があり、その対応が必要であることを確認した。

⑤ また、本手法の適用性を高めて行くためには、広汎なデータの収集・蓄積が必要である。

管理瑕疵の観点から道路防災を適切に行っていくためには、科学的根拠に基づいて、目標を明確にした管理体制の構築と防災対策の実施が必要である。このためには、災害履歴の蓄積・分析を実施し、防災マップを活用した管理やハザード評価、防災事業の評価を活用して適切に防災事業を進めていくことが重要である。

リスク評価においては、災害規模と通行止め時間に着目して、リスクマネジメント手法の改善を行い、災害潜在性原単位と組み合わせた評価手法の検討を進める予定である。

参考文献

1) 独立行政法人土木研究所：「道路斜面災害のリスク分析・マネジメント支援マニュアル（案）」，土木研究所資料第 3926 号，2004.2

６．結論

のり面・斜面の崩壊、流動による土砂災害を防止・軽減するため、集落及び道路を保全対象として、(1)火山泥流を対象とした泥流の発生規模の危険度予測技術の開発、(2)地すべり抑止杭の最適配置・設計手法の開発、(3)表層崩壊、岩盤斜面、地すべりを対象としたモニタリング技術の開発及び(4)道路防災マップの作成手法並びに道路防災マップを用いた道路斜面リスクマネジメント技術の開発を行った。それぞれについて、概要を示すとともに、最後に土砂災害の防止軽減に向けた今後の課題について述べて結論とする。

(1)は、火山活動の推移に伴う泥流の発生規模の予測手法を提案することを目的として、①降灰の影響を評価した泥流ハイドログラフ予測手法の検討、②渓流の移動可能土砂量推定手法の検討を実施した。

1) 主に、2000 年に噴火した三宅島を対象として、噴火後の流域における総合的な分布型流出解析モデルを構築した。そのモデルを用いた解析結果では、現地観測データを精度良く再現することができた。
2) 空中写真判読や LP データを用いた解析により、噴火後の主な土砂生産源であるガリー侵食の形成特性を検討し、移動可能土砂量の推定手法を整理した。そして、これらの検討結果を用い、噴火後の火山における泥流災害の危険範囲を予測する流れを示した。
3) 今後は、本手法の他火山における適用性の確認を進めるとともに、リル・ガリーの発達過程のモデル化やガリー侵食を規制する基盤層の調査手法などの開発が課題である。

(2)では、地すべり土塊の変形係数と杭の曲げ剛性の相対的な関係を検討できる FEM 解析モデルを用い、地すべり抑止杭の既往設計式と FEM 解析結果を比較した。また、杭間隔を検討できる FEM 解析モデルを構築して地すべり土塊の物性値と最大杭間隔の関係を検討するとともに、FEM 解析を 3 次元に拡張して合理的に抑止杭の設計が行える手法について検討した。その結果、以下のことを明らかにした。

1) 地すべり土塊の変形係数と杭の曲げ剛性、地すべり土塊内の杭長により求められる指標 $\beta \cdot l$ が概ね 3 以下になると、FEM 解析により得られる最大曲げモーメントはくさび杭の設計式でも求められる最大曲げモーメントよりも大きくなる場合が見られる。その場合、$\beta \cdot l$ が概ね 1.5 以上であれば、抑え杭の設計式を用いることで安全側の設計とすることができることが分かった。
2) 地すべり抑止杭の適切な杭間隔は地すべり土塊の物性値によって変わり、FEM 解析を用いて最適な杭間隔を検討できることが分かった。
3) 三次元 FEM 解析によって杭の効果を評価しながら杭諸元を低減していくことにより、既往設計手法を用いる場合よりもコストの低減が図れる可能性があることが示された。

今後は、FEM 解析を用いた設計手法について、技術基準に反映させて行くとともに、杭工とアンカー工を併用した場合など、より複雑な配置となる地すべり対策工についても、設計の合理化及びコスト縮減に向けた FEM 解析による設計手法の検討を進めていく予定である。

(3)のうち表層崩壊のモニタリング手法についての成果および今後の課題は、次の通りである。

1) 光ファイバセンサの表層崩壊モニタリングに対して有効であること。
2) W字型にセンサを設置して通常時の微小変状をモニタリングし、斜面内のひずみ分布を確認することで、事前に崩壊危険域を推定することが可能であること。
3) 常時のひずみ速度と崩壊時のひずみ速度と比較することで、短時間前ではあるが、豪雨時の表層崩壊発生の事前予測が可能であること。
4) 光ファイバセンサの種類毎に、コスト面や設置・施工性、拡張性などの得失があり、現地条件（光ネットワークの有無、計測斜面の数や現地の状況、経済性など）を考慮して選択する必要があること。

なお、得られた成果を踏まえた「光ファイバセンサを活用した斜面表層崩壊モニタリングシステムの導入・運用マニュアル」の作成を行うとともに、累積ひずみ分布棒図やひずみ軌跡図およびひずみ速度図による管理用標準ソフトウェアの作成を行い、モニタリングシステムを導入しやすい環境の整備を進めている。

また、明らかになった課題の解決に向けて、個々のセンサの改善や新たなセンサ技術の開発を行う予定である。

岩盤斜面に対しては、岩盤ブロックのマッピング技術の開発とブロックの安定度の評価手法の開発を行った。

岩盤ブロックのマッピングについては、

1) 空気の拡散性を利用した岩盤内部の亀裂の調査方法であるエアトレーサー試験を開発した。送風機でトレーサーを混合した空気を亀裂に挿入し、トレーサーの流出地点と移動速度から亀裂の分布と連続性を推定する

ものである。トレーサーとして煙を使うことにより、開口亀裂の連続性を地表で視認することができる。機器の開発をおこない、試験方法を調査マニュアルとしてまとめたほか[1)]、特許を取得した。

2) ボーリング孔内の水位を強制的に上昇させた物理検層では、岩盤斜面内の劣化部を従来の約 10 倍の密度で5cm 間隔で連続的に計測できるようになった。

3) 三次元地形測量と三次元弾性波トモグラフィー解析により、弾性波速度の変化から岩盤斜面の劣化部を定量的かつ面的にマッピングすることができ、危険な劣化部分を抽出することが可能となった。

4) 今後、これらの成果を、現在改訂中の「道路土工－切土工・斜面安定工指針－」や「落石対策便覧」等に反映させる予定である。

岩盤ブロックの安定度の評価手法については、振動計測による評価手法を開発した。

1) 岩盤ブロックを人工的に不安定化させて振動計測を行った結果、岩盤ブロックが不安定になると振幅が大きくなることを確認した。

2) 実岩盤斜面における振動計測によって岩盤ブロックの安定性の相対的な違いを判断でき、特に周囲の亀裂が完全に開口した岩盤ブロックでは振幅が周囲より大きいことを確認した。

3) 岩盤接着工施工前後の振動計測によって、岩盤接着工の接着効果が現れているところについては振幅が小さくなることを示すことができた。

これらの結果は、岩盤斜面の振動計測が不安定岩盤ブロックの抽出に有効であるとともに、対策工の効果判定に有効な手法となりうることを示したものである。また、本手法の計測・解析の方法と留意点等を示すマニュアル（案）を作成した。今後は、岩盤ブロックの不安定度の定量的な評価手法の確立が課題である。

地すべりのモニタリングについては、現在最も多く用いられている伸縮計の、ⅰ）挙動が顕著でない時点で適切な伸縮計配置が難しい、ⅱ）積雪期の地表面計測が困難といった課題の解決のため光ファイバ・センサを活用した地すべり挙動を監視するシステムについて検討し、

1) 光ファイバ直接埋設方式を考案し、10m間隔の格子状に光ＦＳを埋設（深さ 50cm）し現地観測を実施した。その結果、地すべり斜面の面的挙動を１m毎でリアルタイムに把握することができ、ブロック区分も可能であることが分かった。

2) 大きな地すべりに伴う伸縮や圧縮ひずみに対応できる機構の B-OTDR 方式及び FBG 方式の光ファイバ伸縮計の開発により、伸縮量各 100mm まで観測が可能となった。

3) 積雪地域では地中に埋設し、地すべりの挙動が顕著でない場合は光ファイバ直接埋設方式を、地すべりの挙動が明瞭な場合は B-OTDR 方式または FBG 方式の光ファイバ伸縮計を用いることにより、地すべり挙動調査が可能になった。

4) 光ファイバ伸縮計は、現場への導入においてひずみを測定するアナライザが高価なためコスト面に課題があったが、FBG 方式ではこれが安価となり、多数の伸縮計を連続して設置する場合、従来型伸縮計に比べて現場設置コストにおいても優位　となった。なお、開発した伸縮計は地上でも設置可能で、さらにコスト面で優れている。

5) 従来型伸縮計に用いられているインバー線は、誘雷し易いため測定部まで帯電により破壊される恐れがある。それに対して、光ファイバセンサは落雷による機器への障害がないことから、本伸縮計は落雷の多い地域の地すべり挙動観測に適している。

今後は、開発した光ファイバ伸縮計及び監視システムの耐久性などを検証しつつ、現場に普及させてゆきたい。

(4) 道路防災マップの作成手法については、

1) 事前通行規制区間の事例，災害履歴や対策実績のデータベースを収集し，道路防災マップの基本的な仕様を整理した上で、4 つの事前通行規制区間において試作をおこなうとともに、道路防災マップ作成要領（案）を作成した。

2) 道路防災マップ作成に必要な技術体系の検討をおこない、特に GIS を用いる場合の有用性等に着目して各要領・標準仕様書案を作成し、これをもとにプロトタイプ道路斜面防災 web-GIS を作成した。

3) ハザード評価の支援ツールとして、崩壊発生危険度予測手法ならびに崩土到達範囲予測手法を開発した。

4) これらの成果は既にいくつかの現場事務所において事前通行規制区間緩和、道路維持管理の業務に活用されているほか、平成 18 年度に行われる「道路における危険箇所の再確認」に反映される予定である。

また、道路防災マップを用いたリスクマネジメント手法については、

1) 防災点検の評価のランクごとに単位延長当たりの年間災害発生確率（災害潜在性原単位）を求めることで、斜面の災害の起こりやすさの分類が可能であることを確認した。

2) 1) の災害潜在性原単位と降雨相関曲線を用いた、区間比較による防災対策の効果の簡易評価手法を提案した。
3) 提案した手法により、事前通行規制基準の解除・緩和の事例検証を行い、手法の妥当性を確認した。
4) 今後の課題として、斜面防災対策においては、対策規模と災害復旧時間の概念があり、その対応が必要であることを確認した。

管理瑕疵の観点から道路防災を適切に行っていくためには、科学的根拠に基づいて、目標を明確にした管理体制の構築と防災対策の実施が必要である。このためには、災害履歴の蓄積・分析を実施し、防災マップを活用した管理やハザード評価、防災事業の評価を活用して適切に防災事業を進めていくことが重要である。

リスク評価においては、災害規模と通行止め時間に着目して、リスクマネジメント手法の改善を行い、災害潜在性原単位と組み合わせた評価手法の検討を進める予定である。

当プロジェクトでは各種モニタリング技術を始め、特許取得を含む多くの技術が開発されている。今後これらの技術の普及に努めていきたい。

序論でも述べたように、当プロジェクト研究期間にも多様で激甚な土砂災害が多発した。これらの災害実態をも踏まえると、次のような課題が土砂災害の防止軽減に向けた喫緊の課題として挙げられる。

平成 16 年の 2,500 件を超える発生を始め、毎年多数の土砂災害が発生しているが、危険箇所に対する防災施設の整備状況は２割程度である。一方で、財政的制約から考えると、整備水準が今後飛躍的に進捗するとは考えがたい。このような状況下で、被害の防止軽減を図るには、膨大な危険箇所のうち、対策が優先されるべき箇所を選択するために、より危険な箇所はどこかを評価する技術が重要となっている。また、人的な被害を防止軽減するためには、危険な時期を判定することにより、警戒避難体制や通行規制の効果的な運用が重要となっている。

これらに対して、今回のプロジェクトの、(3)、(4) で取り挙げた各種モニタリング技術や道路防災マップが適用されると考えられるが、危険渓流単位での土石流発生危険度や平成 17 年に宮崎県で多発したような深層崩壊に対する危険箇所の把握、センサー等による監視場所を特定するための技術や降雨指標を用いた通行止め時間の縮減手法が次の課題となっている。

また、新たな課題として、地震による地すべりの再滑動のメカニズム把握が挙げられる。平成 16 年の新潟県中越地震は、地すべりの密集地帯で生じた直下型地震であった。この地震によって、多くの斜面崩壊や地すべりが発生した。従来、地すべりが地震によって再滑動することはあまり例がなかったことから、今回の地震による地すべりのメカニズムを把握することで、今後発生が危惧されている大地震による地すべりの危険度を評価する手法を開発する必要がある。

さらに、芋川流域では、多くの斜面崩壊が発生し、流域内には多量の不安定土砂が生じている。このように地震によって荒廃した流域からの土砂流出の動態を把握分析することは、今後の地震によって生じる流域規模の荒廃に対する対策を効果的に行うために重要である。

一方、地すべり土塊によって河道が閉塞した箇所では、決壊時の下流への被害が懸念されると同時に、閉塞箇所上流では集落が湛水によって水没するなど、社会的に大きく注目された。こうした、人が立ち入れないような状態の、河道閉塞による天然ダムや地すべりに対しても、迅速に対処することが求められている。

本プロジェクトでも、監視技術として (3) で述べたように多様なセンサーを開発しているが、基本的にそれらは人が立ち入ることを前提としたものであるので、人が立ち入ることが困難な場合であっても監視が可能な技術の開発と地すべり末端の抑え盛り土などの応急対策をより効果的に実施する技術の開発が必要である。

今後、これらの課題の解決に向けて、努力していきたい。