# 平成29年度研究発表会

## 講演論文集

2017年10月12日～10月13日

岡山理科大学

一般社団法人 日本応用地質学会

〒101-0062 東京都千代田区神田駿河台2-3-14
お茶の水桜井ビル
TEL 03-3259-8232

# 平成29年度研究発表会

## 講演論文集

2017年10月12日～10月13日

岡山理科大学

一般社団法人 日本応用地質学会

〒101-0062 東京都千代田区神田駿河台2-3-14
お茶の水桜井ビル
TEL 03-3259-8232

# 一般社団法人　日本応用地質学会　平成 29 年度研究発表会

協　賛：　一般社団法人全国地質調査業協会連合会
中国地質調査業協会，中国地質調査業協会岡山県支部
四国地質調査業協会

日　　時：　平成 29 年 10 月 12 日（木）　9：30～17：05
10 月 13 日（金）　9：30～17：20

会　　場：岡山理科大学　C1 号館（25 号館）大ホール、50 周年記念館 4F ホール
〒700-0005　岡山市北区理大町１－１

費　　用：　参加登録料 3,000 円（学生 1,000 円），講演論文集 5,000 円（学生 2,000 円）
（いずれも一般非会員は＋1,000 円，学生非会員は＋500 円）

プログラム：

【第 1 日】10 月 12 日（木）

| 日程 | 時　間 | 第 1 会場 | 第 2 会場 | ポスターセッション |
|---|---|---|---|---|
| 午前 | 9:30～10:45 | 土木地質（1）<br>座長：原　　弘（1-6） | 地形・地質一般<br>座長：向山　栄（20-25） | 10:00 以降<br>ポスター展示 |
| | 10:50～12:10 | 開会式・特別講演（第 1 会場）<br>特別講演「津波堆積物から見える南海トラフ巨大地震」<br>岡村　眞　（高知大学防災推進センター客員教授） | | |
| 午後 | 13:00～14:00 | ポスターセッション　コアタイム / アース・サロン（50 周年記念館 2F ラウンジ） | | |
| | 14:10～15:25 | 土木地質（2）<br>座長：片山政弘（7-12） | 社会貢献<br>座長：緒方信一（26-31） | （ポスター展示） |
| | 15:35～17:05 | 土木地質（3）<br>座長：上野　光（13-19） | 地層処分<br>座長：幡谷竜太（32-38） | |

18:00 ～　意見交換会

【第 2 日】10 月 13 日（金）

| 日程 | 時　間 | 第 1 会場 | 第 2 会場 | ポスターセッション |
|---|---|---|---|---|
| 午前 | 9:30～10:45 | 土木地質（4）<br>座長：石濱茂崇（39-44） | 地下水・環境地質（1）<br>座長：升元一彦（70-73） | （ポスター展示） |
| | 10:55～12:10 | 災害地質（1）<br>座長：小坂英輝（45-50） | 地下水・環境地質（2）<br>座長：太田岳洋（74-78） | |
| 午後 | 13:00～14:30 | 災害地質（2）<br>座長：高見智之（51-57） | 特別セッション<br>遺跡・遺構調査保存<br>座長：北田奈緒子（79-84） | 16:00 までにポスターを撤収してください |
| | 14:40～15:55 | 災害地質（3）<br>座長：山崎新太郎（58-63） | 測量・計測（1）<br>座長：珠玖隆行（85-90） | |
| | 16:05～17:20 | 災害地質（4）<br>座長：小俣雅志（64-69） | 測量・計測（2）<br>座長：後藤和幸（91-94） | |

# 研究発表会プログラム（○印は講演者）

## 【 特 別 講 演 】

### 第１日［10月12日（木）］第１会場

**【特別講演　10:50～12:10】**

「津波堆積物から見える南海トラフ巨大地震」 ..... 1
○岡村　眞　（高知大学防災推進センター客員教授）

## 【 口 頭 発 表 】

### 第１日［10月12日（木）］第１会場

**【 土木地質(1)　9:30～10:45 】**

1　道路斜面で発生した地すべり・崩壊に対する対応事例 ..... 3
○松井宏樹，根本雅夫，土肥　清（応用地質）
2　L型擁壁の変形機構解析事例 ..... 5
○春口孝之，松場康二，渡部芳彦，塩崎雄一（ダイヤコンサルタント）
3　異常のり面のグラウンドアンカー工健全性調査事例 ..... 7
○岡村　洋，山本亮輔（地研）
4　阿蘇大橋地区斜面防災対策工事（直轄砂防災害関連緊急事業）における監視および計測の取り組み ..... 9
光武孝弘，野村真一（国土交通省九州地方整備局），○石濱茂崇，片山政弘（熊谷組）
5　ダム基礎面における調査時と掘削時の地質図・岩級図の一致率 －地質タイプ、調査密度との関係－ ..... 11
○加登住　誠（八千代エンジニヤリング），日本応用地質学会土木地質部会ダムワーキング
6　複合面構造を考慮した断層の連続性の検討 ..... 13
○脇坂安彦（ダム技術センター），梶山敦司，綿谷博之，上妻睦男（建設技術研究所）

**【 土木地質(2)　14:10～15:25 】**

7　熱水変質起源による塑性地山におけるトンネルの変状事例 ..... 15
○石田良二，上間綾乃（ジェイアール総研エンジニアリング），山本浩之，上林凡人，若宮　酉，湯本健寛（安藤ハザマ）
8　トンネル陥没事故例等からみた地質リスク回避手法に関する考察 ..... 17
○佐々木靖人（土木研究所）
9　トンネル切羽画像のフラクタル次元解析による岩盤評価（第四紀火山岩類の事例） ..... 19
○宇田川義夫，伊藤由明，押村嘉人（株式会社フジタ）
10　マルチスペクトル画像を用いた岩石種別自動判定手法の開発 ..... 21
○鶴田亮介，宇津木慎司（安藤ハザマ）
11　AIや画像処理技術を利活用したトンネル切羽地質状況自動評価システムの構築 ..... 23
○宇津木慎司，中谷匡志，鶴田亮介（安藤ハザマ）
12　トンネル切羽の割目分布・風化程度の定量評価システムの開発 ..... 25
○戸邉勇人，宮嶋保幸，白鷺　卓，松下智昭，山本拓治（鹿島建設）

【 土木地質(3)　15:35～17:05 】

13　トンネル坑内におけるＩＣレコーダーを利用した簡易弾性波探査による切羽評価の検討……27
○中谷匡志，山本浩之，大沼和弘（安藤ハザマ）
14　掘削時の発破振動を利用した弾性波トモグラフィ探査と施工実績との比較　－北陸新幹線、新北陸トンネル（大桐）における検討－……29
高原英彰，難波雅文，　吉森佑介（鉄道・運輸機構），○濵田好弘，中本大悟，石濱茂崇（熊谷組）
15　スペクトログラムを用いた弾性波速度推定方法……31
○大沼和弘，中谷匡志（安藤ハザマ）
16　トンネル施工現場における原子核乾板を利用した宇宙線ミュー粒子探査の試み……33
○片山政弘（熊谷組），森島邦博（名古屋大学），草茅太郎，鈴木敬一，金沢　淳（川崎地質）
17　古洞が近接する山岳トンネルの地質調査事例……35
○山口剛史，山下浩二，夏目隆弘（基礎地盤コンサルタンツ）
18　2016年鳥取県中部の地震の地震波形を用いた丸亀城石垣の振動周波数の検討……37
○石垣隼士（香川大学大学院），山中　稔（香川大学），小泉勝彦（香川大学大学院），長谷川修一（香川大学）
19　埋立終了後の最終処分場の力学的安定性における集排水設備の重要性……39
○大野博之（環境地質），山内一生（建設工学研究社），山中　稔（香川大学），稲垣秀輝（環境地質）

## 第1日［10月12日（木)］第2会場

【 地形・地質一般　9:30～10:45 】

20　基礎的地表踏査の重要性　低活動度活断層の存否を明らかにするために……41
○小松原　琢（産業技術総合研究所）
21　山陰地方に見られる活断層系の特徴と発達過程に関する考察……43
○向吉秀樹，内田嗣人，今村泰基（島根大学大学院）
22　第四紀テフラのU-Th-Pb年代測定（その5）……45
○伊藤久敏（電力中央研究所）
23　阿蘇カルデラ北部～東部における阿蘇４火砕流堆積物の分布と性状……47
○長田朋大（ナイバ），辻　智大，池田倫治（四国総合研究所），木村一成（ナイバ），西坂直樹，大西耕造（四国電力）
24　四国三波川帯地すべりの地質的素因としての中期中新世貫入岩体の影響……49
○木下博久（復建調査設計），長谷川修一（香川大学）
25　河岸斜面裾部における基盤岩分布形態の予測と実態……51
○西村悟之（荒谷建設コンサルタント）

【 社会貢献　14:10～15:25 】

26　小中学生を対象とした防災学習支援活動の紹介……53
○嘉茂美佐子，田所昭彦，中根久幸，松尾俊明（四国地質調査業協会）
27　市民フォーラムによる地盤防災と地質の恩恵（ジオ・メリット）に関するアウトリーチ……55
○舩山　淳（パシフィックコンサルタンツ），稲垣秀輝（環境地質），島村雅英（よこはま里山研究所），清﨑淳子（エネコム株式会社），磯野陽子（元エイト日本技術開発），山本　晃（八千代エンジニヤリング）
28　中国四国支部におけるアウトリーチ活動の取り組み……57
○加藤弘徳（荒谷建設コンサルタント），日本応用地質学会中国四国支部
29　讃岐ジオパーク構想を軸としたアウトリーチ活動……59
○長谷川修一，鶴田聖子，野々村敦子（香川大学），田村栄治（四電技術コンサルタント）
30　岡山県美咲町川北地区における戸別の災害避難カード作成の取り組み……61
○鈴木茂之（岡山大学），長尾泰典，福嶋清満（美咲町川北地区自治会），黒瀬国之（美咲町），原　耕平（鳥取県危機管理局），前原大輔　（日本能率協会総合研究所），山崎　航（国土地理院）
31　気象予報基準に基づいた簡易な警報システムの開発……63
○佐藤丈晴（岡山理科大学）

【 地層処分　15:35～17:05 】
32　地下坑道調査結果に基づく亀裂ネットワークモデルの構築……65
　○石橋正祐紀，澤田　淳（日本原子力研究開発機構）田中達也（大林組），尾上博則（日本原子力研究開発機構）
33　地中レーダによる坑道近傍の割れ目内の地下水モニタリング……67
　○升元一彦，松下智昭（鹿島建設），竹内竜史（日本原子力研究開発機構）
34　浅海域3D反射法地震探査のための多重発振振源の開発……69
　○鶴　哲郎（東京海洋大学），朴　進午（東京大学大気海洋研究所），榊原淳一（JFEシビル株式会社），高梨　将（石油天然ガス・金属鉱物資源機構），辻　　健（九州大学）
35　コントロールボーリング孔内での長期モニタリング（その3）……71
　○木方建造，富岡祐一，司代　明（電力中央研究所），松村修治（熊谷組），加藤雅士（地熱技術開発）
36　シリケート泥水を用いた膨潤性を示す破砕質泥岩のボーリング孔掘削……73
　○西尾　光（原子力発電環境整備機構），幡谷竜太，富岡祐一（電力中央研究所），堀尾　淳，若濱　洋，今井　悟（ダイヤコンサルタント），小玉和弘，丸山廣朗（テルナイト）
37　火山性熱水・深部流体の影響の調査・評価・モデル化のための基本情報の整備……75
　○近藤浩文，後藤淳一（原子力発電環境整備機構）
38　地層処分場周辺におけるコロイド状ケイ酸の解重合および析出の挙動に関する基礎的研究……77
　○笹川　剛，照井雄大，千田太詩，新堀雄一（東北大学大学院）

## 第2日［10月13日（金）］第1会場

【 土木地質（4）　9:30～10:45 】
39　岩盤緩み領域の調査事例……79
　○太田雄三（構研エンジニアリング）
40　UAVを用いた岩盤斜面における亀裂分布の把握と地形モデルの構築……81
　○日外勝仁，角田富士夫，山崎秀策，倉橋稔幸（土木研究所寒地土木研究所）
41　せん断時の音による土質判定と内部摩擦角の推定……83
　○二木重博（エイト日本技術開発），柴田俊文，西村伸一（岡山大学大学院），珠玖隆行（岡山大学），西村　輝（岡山地下水調査），金本拓也（岡山大学大学院）
42　補強土壁に発生した白色析出物－その原因と対応－……85
　○塩野敏昭，赤井静夫，小林保男，赤井理一郎，室田真宏（北信ボーリング））
43　貯水位変動の影響を受け易い地すべりの抽出方法……87
　山田政典，○森山　豊，吉田　浩，古宮一典（応用地質）
44　地すべりにおける風化特性と色彩の関係……89
　○嶋　将志，石川敦代，入川史義，木村隆行（エイト日本技術開発），徳島県西部総合県民局

【 災害地質（1）　10:55～12:10 】
45　地すべり粘土の化学特性検討……91
　○河又久雄（開発工営社）
46　島根県隠岐島後に分布する中新統・泥岩におけるすべり面判定事例……93
　○武志賢一，片山直樹（日本海技術コンサルタンツ）
47　四国の地すべり－地質構造に着目して－……95
　○菅原大介，田村栄治，藤川　聡（四電技術コンサルタント）
48　福島県・猪苗代湖における大規模湖底地すべりの発生環境……97
　○山崎新太郎（北見工業大学），片岡香子（新潟大学），長橋良隆（福島大学）
49　移動速度の遅い融雪地すべり……99
　○稲垣秀輝（環境地質）
50　表層崩壊から崩壊性地すべりへ拡大した事例……101
　○山本和彦，小野山英則，木村一成，長田朋大（ナイバ）

【 災害地質 (2)　13:00～14:30 】

51　熊本地震により発生した阿蘇カルデラ西部地域における斜面崩壊について……103
○佐藤達樹（京都大学大学院），千木良雅弘，松四雄騎（京都大学防災研究所）
52　UAV 調査で判明した阿蘇カルデラ縁辺部における布田川断層帯の連続性……105
○坂東雄一（東北電力），村上智昭（復建技術），遠田晋次，高橋直也（東北大学），中原　毅，高見智之（国際航業），加茂圭祐（応用地質），松山和馬（ダイヤコンサルタント）
53　2016 年熊本地震現地調査報告 －西原村大切畑ダム付近の布田川断層帯の活動履歴－……107
○加茂圭祐（応用地質），松山和馬（ダイヤコンサル），遠田晋次（東北大），村上智昭（復建技術），坂東雄一（東北電力），高橋直也（東北大），中原　毅，高見智之（国際航業）
54　微動探査による熊本平野周辺の広域Ｓ波速度構造……109
○松山尚典，鈴木晴彦，谷田貝　淳（応用地質），先名重樹，藤原広行（防災科学技術研究所）
55　熊本地震　阿蘇大橋地区の斜面崩壊における崩壊機構の一考察……111
○積田清之，永川勝久，福井謙三（基礎地盤コンサルタンツ），与那嶺　淳（国土交通省九州地方整備局）
56　熊本地震　阿蘇大橋地区の斜面崩壊からの地質学的考察……113
○福井謙三，積田清之，永川勝久，若林真由美（基礎地盤コンサルタンツ）
57　2016 年熊本地震に伴って変位した阿蘇カルデラ外輪山上の正断層群……115
○向山　栄，高見智之，西村智博，佐藤　匠（国際航業）

【 災害地質 (3)　14:40～15:55 】

58　南アルプス間ノ岳の大規模斜面崩壊を規制する付加体の地質構造……117
○木村克己（防災科学技術研究所），西井稜子（新潟大学）
59　2016 年台風 10 号に伴う豪雨による日勝峠周辺の土砂災害 －斜面災害と地形－……119
○倉橋稔幸，伊東佳彦，角田富士夫，山崎秀策，日外勝仁，吉野恒平（寒地土木研究所）
60　ごく近傍に設置された地震計によって捉えられた豪雨による斜面崩壊 - 2013 年 9 月京都府京都市山科区における事例 - ……121
○土井一生，釜井俊孝，片尾　浩，三浦　勉（京都大学防災研究所）
61　異常降水量指数による深層崩壊発生予測手法の提案……123
○原　充宏，小暮哲也（島根大学）
62　豪雨のピークに遅れて発生したパイピングによる斜面崩壊の例……125
○田近　淳（ドーコン）・石丸　聡（北海道立総合研究機構）・伊藤陽司（北見工業大学）
63　都市斜面おける土砂崩壊形態の分類とその特徴－横浜市・川崎市を中心として－……127
○鵜沢貴文，稲垣秀輝（環境地質）

【 災害地質 (4)　16:05～17:20 】

64　バランス断面法・FEM 解析による岩盤斜面の変形過程……129
○小坂英輝，瀬崎章太郎，田中昭雄（環境地質），若井明彦（群馬大学）
65　質点系落石解析による危険度分布の確率論的評価の検討……131
○磯部有作（地層科学研究所），稲垣秀輝，大野博之（環境地質）
66　2016 年台風 10 号に伴う豪雨による日勝峠周辺の土砂災害 －災害の概要と特徴－……133
○伊東佳彦，倉橋稔幸，角田富士夫，山崎秀策（土木研究所寒地土木研究所））
67　四国三嶺の南側に位置する白髪分岐南東側斜面におけるシカの食害と土壌侵食の関係……135
○本間こぎと（高知大学），横山俊治（深田地質研究所，荒谷建設コンサルタント），石川愼吾，比嘉基紀（高知大学）
68　四国山地の付加体で発生した巨石の岩相・発生源・誘因……137
○横山俊治（深田地質研究所，荒谷建設コンサルタント），本間こぎと（高知大）
69　線的インフラの土砂災害リスクマッピングと現地検証……139
○内田清孝（日本信号），松四雄騎（京都大学），川崎栄嗣，菊田真仁（日本信号）

## 第2日 [10月13日 (金)] 第2会場

【 地下水・環境地質(1) 9:30～10:45 】

70 太平洋沿岸低地部の地下水流向調査事例 ..... 141
○露口耕治，牛見龍也，大矢基弘（四電技術コンサルタント）
71 地質構造に規制される岩盤内地下水の流動形態の考察 ..... 143
○幸村哲也，片山直樹（日本海技術コンサルタンツ）
72 斜面災害における漏水経路調査事例 ..... 145
○小笠原 洋，小原雄哉（復建調査設計）
73 火山岩分布域における地下水水質形成機構の検討 ..... 147
○太田岳洋（山口大学）

【 地下水・環境地質(2) 10:55～12:10 】

74 谷埋め盛土内の地下水挙動の特性と降水の関係 ..... 149
○宮地修一（地研），土居範昭（構営技術コンサルタント），永野芳弘（ジェイ・シー・アール），長谷川修一（香川大学）
75 多層地盤における境界条件を未知とした飽和・不飽和浸透流逆解析の研究 ..... 151
○井上準也，増本 清（島根大学大学院）
76 沖縄県宮古島における隣接する地下水流域間の地下水流入出に関する研究 ..... 153
○齋藤晴紀（鹿児島大学大学院），酒井一人（琉球大学）
77 大阪平野における帯水層（Dg2層）の分布とその特徴いついて ..... 155
○北田奈緒子，伊藤浩子，越後智雄，藤原照幸（地域地盤環境研究所）
78 実効降雨強度計算の河川への応用例 ..... 157
○岡島信也（中央復建コンサルタンツ），田中元洋（国土交通省 近畿地方整備局），金村和生、木山 修、今井千鶴、木村裕貴（中央復建コンサルタンツ）

特別セッション1

【 遺跡・遺構調査保存 13:00～14:30 】

79 石室を有する墳丘の地盤工学的特性と傷みの調査事例～高松塚古墳を例として～ ..... 159
○三村 衛（地盤工学会），吉村 貢（地盤工学会）
80 敦煌莫高窟遺跡の地震環境 ..... 161
○岩崎好規（地域地盤環境研究所），谷本親伯（地盤工学会），小泉圭吾（大阪大学）
81 カッパドキア岩窟教会の保存修復に関する調査報告 ..... 163
○小泉圭吾（大阪大学），谷口陽子（筑波大学），渡辺晋生（三重大学），伊庭千恵美（京都大学），朴 春澤（ハイテック），佐野勝彦（ディーアンドディー）
82 長崎県佐世保市に位置する史跡・福井洞窟遺跡の地形・地質的特徴 ..... 165
○西山賢一（徳島大学），柳田裕三，辻本裕也
83 キャピラリーバリアの浸透抑制機能を利用した古墳墳丘の修復 ..... 167
○澤田茉伊（地盤工学会），三村 衛（地盤工学会），吉村 貢（地盤工学会）
84 応用地質分野における遺跡調査のための三次元ドキュメンテーション～写真測量を例に～ ..... 169
○藤井幸泰（深田地質研究所）

【 測量・計測(1) 14:40～15:55 】

85 航空レーザ計測による斜面変動の調査事例と今後の展望 ..... 171
○秦野輝儀（電源開発），菊地輝行（開発設計コンサルタント），杉山直也（開発設計コンサルタント），千田良道（中日本航空），松田昌之（アジア航測），細矢卓志（中央開発）
86 融雪期干渉SAR解析による地すべり変動検出の可能性 ..... 173
○角田富士夫，日外勝仁，倉橋稔幸（土木研究所寒地土木研究所）

87　異なる２時期の航空ヘリレーザデータを使用した落石発生源抽出の基礎的検証 ..... 175
○宮下征士（ウエスコ），西山　哲（岡山大学），竹山竜太，井上　真（ウエスコ）
88　小孔径対応型地下水流向流速計の開発（その１）－装置の開発と実証試験－ ..... 177
○後藤和幸、三浦巧也，牧野章也，劉　昶明（アサノ大成基礎エンジニアリング）
89　小孔径対応型地下水流向流速計の開発（その２）－観測孔スクリーンの検証実験とスクリーンの製作－ ..... 179
○三浦巧也，後藤和幸，牧野章也，劉　昶明（アサノ大成基礎エンジニアリング）
90　小孔径対応型地下水流向流速計の開発（その３）－センサー部の材料選定実験－ ..... 181
○牧野章也，後藤和幸，三浦巧也，劉　昶明（アサノ大成基礎エンジニアリング）

【 測量・計測(2)　16:05～17:20 】
91　SfMによる急傾斜地の地形情報取得と活用 ..... 183
○黒木貴一（福岡教育大学）
92　シュミットハンマーによる岩盤風化層の力学的性質評価方法 ..... 185
○小暮哲也（島根大学）
93　3Dプリンター亀裂性岩盤モデルを用いた透水実験とLBM解析 ..... 187
○佐藤　稔（産業技術総合研究所），竹村貴人（日本大学），鈴木健一郎（大林組），奥澤康一（大林組）
94　スパースモデリングに基づいた物理探査に関する基礎研究 ..... 189
○珠玖隆行，西村伸一，柴田俊文（岡山大学）

## 【ポスターセッション】

### コアタイム　第１日［10月12日（木)］13:00～14:00

【 測量・計測 】
P1　平航空レーザ計測と微地形強調図による落石崩壊エリアの効果的な事前抽出事例 ..... 191
○井上　真，濱田展寿，今西将文，宮田真考（ウエスコ）
P2　安価な地すべりの遠隔常時監視システムの開発 ..... 193
○藤川　聡（四電技術コンサルタント），中西美一（四国総合研究所）
P3　応力発光を用いた粒状体に作用する力の可視化 ..... 195
○田中晶子，珠玖隆行（岡山大学）
P4　多様な監視対象への傾斜センサーの適用事例 ..... 197
○伊藤太久（中央開発）
P5　三重県東又谷の深層崩壊上部にみられる斜面の変動（続報） ..... 199
○長谷川　淳，川越　健，浦越拓野，西金佑一郎（鉄道総合技術研究所）

【 地下水 】
P6　御荷鉾帯地すべり地の基盤岩の溶出特性 ..... 201
○石川敦代，木村隆行，鬼武裕二（エイト日本技術開発），伊藤誠記，平澤良輔，山﨑隆幸（国土交通省　四国地方整備局）
P7　御荷鉾帯地すべり地の地下水電導度変動特性 ..... 203
○木村隆行，和田佳記，合田洋一（エイト日本技術開発），伊藤誠記，平澤良輔，山﨑隆幸（国土交通省　四国地方整備局）
P8　御荷鉾帯地すべり地の水質特性（その3） ..... 205
○風見健太郎，和田佳記，五百木耕二（エイト日本技術開発）伊藤誠記，平澤良輔，山﨑隆幸（国土交通省　四国地方整備局）
P9　地域資源としての地下水の「見える化」「見せる化」と応用地質 ..... 207
○宮原智哉，小川豪司，浅井　樹，坂入一瑳（アジア航測）

P10　多層地盤における二相流動逆解析数値実験……209
○今口五月（島根大学大学院）、増本　清（島根大学大学院）
P11　原位置透水試験の測定時間を短縮化する手法について……211
○能野一美，牛見龍也（四電技術コンサルタント），濱　賢治（ダイソク），久保慶徳，向谷光彦（香川高等専門学校）
P12　九重火山東部における地下水水質と火山地質との関係性について……213
○山下　慧，太田岳洋（山口大学）
P13　西南日本外帯ジュラ紀付加体の砂岩層における溶脱孔隙の形成……215
○須内寿男（構営技術コンサルタント），宮田雄一郎，田中和広（山口大学）
P14　放射状取水井における井戸公式による取水量と数値解析による取水量の違いに関する試算……217
○澤田弦一郎，渡辺俊一（エイト日本技術開発）
P15　新第三系の地すべり密集地帯における広域的な地下水の水質分布……219
○西山成哲（京都大学大学院），千木良雅弘（京都大学防災研究所），鈴木浩一（電力中央研究所），渡部直喜（新潟大学）
P16　不圧帯水層における帯水層厚と限界水位低下率の相関……221
○今田真治，木村隆行，渡辺俊一（エイト日本技術開発）

【 地層処分 】
P17　長期モニタリング無人計測システムの開発(その3) ーモニタリング技術の体系化を目指してー……223
○司代　明（電力中央研究所），木方建造（産業技術総合研究所），齋藤康二（東電設計），川上知宏（東洋電機）
P18　膨潤性を示す破砕質泥岩のボーリング孔掘削に適した掘削泥水の選定 のための室内試験……225
○幡谷竜太（電力中央研究所），西尾　光（原子力発電環境整備機構），富岡祐一（電力中央研究所），堀尾　淳（ダイヤコンサルタント），小玉和弘（テルナイト）

【 環境地質 】
P19　公共事業における自然由来重金属等を含む建設発生土への対応……227
○阿南修司，品川俊介（土木研究所）
P20　土槽実験による重金属土壌汚染の拡散と周辺土壌粒子界面の検討……229
○熱田真一，孫　　躍（アサノ大成基礎エンジニアリング），浦越拓野（(公財) 鉄道総研），太田岳洋（山口大学）

【 災害地質 】
P21　道路防災点検記録と空中電磁探査データの比較分析……231
○野々村敦子，加藤真之介，長谷川修一（香川大学）
P22　道路防災点検で捕捉されなかった箇所で発生した災害の特徴……233
○金井哲男，浅井健一，佐々木靖人，矢島良紀，法水　哲，加藤俊二，川添英生（土木研究所）
P23　大規模火砕流の堆積物分布域における豪雨時の斜面崩壊の発生条件に関する検討……235
○山下純平，太田岳洋（山口大学）
P24　山口県下関市における切土法面崩壊の発生メカニズム解明……237
○國丸航平，太田岳洋（山口大学）
P25　豪雨災害経験地域における道路構造物総点検結果の特徴……239
○山本定雄，浅井健一（土木研究所）
P26　斜面飽和度に着目した表層崩壊の発生予測に関する研究……241
○谷田佑太（エイト日本技術開発），汪　発武（島根大学大学院）
P27　設置後長期間が経過した地すべり防止施設の現状と点検上の留意点……243
○窪田正和，東　一樹（農林水産省中国四国農政局）
P28　斜面崩壊における偶然的不確定性の定量評価……245
○尾鍋若奈，珠玖隆行（岡山大学），吉田郁政（東京都市大学）
P29　降下火山灰分布地における地震時斜面災害……247
○高見智之，中原　毅（国際航業）

P30　平成28年（2016年）熊本地震によるカルデラ低地の側方移動現象……249
○加藤靖郎（川崎地質），西村智博（国際航業），矢田　純（カミナガ）
P31　鳥海火山北麓に分布する堆積相とすべり面形成との関係……251
○小松　翔，深澤勇気，畠山富昌，鈴木　聡（奥山ボーリング）
P32　2011年・2016年　茨城県北部の地震の同異点……253
○小俣雅志，郡谷順英，三五大輔（パスコ），杉田律子（科学警察研究所）
P33　空中電磁探査を活用した斜面崩壊予測手法の2016年熊本地震による検証……255
○阿部龍矢（西日本高速道路エンジニアリング四国），長谷川修一、野々村敦子（香川大学），河戸克志（大日本コンサルタント）、向山　栄（国際航業）

【 地形・地質一般 】
P34　地形・地質調査にもとづいた，山口県中北部に分布する佐々並断層（新称）の認定……257
○田村友識，織田雅俊，蓑毛裕希，山口純平（山口大学）
P35　地質露頭の科学的保存と公開に関する研究……259
○朽津信明，森井順之（東京文化財研究所）
P36　トンネル先進ボーリング調査による新第三紀火山岩地山の変質分帯について……261
○山崎秀策，岡﨑健治，倉橋稔幸（土木研究所寒地土木研究所）
P37　断層模型実験による礫層に発達する変形構造の検討（その２）……263
○田中姿郎（電力中央研究所）
P38　高松平野と丸亀平野における未知の活断層……265
○Ting　Wang（香川大学大学院），長谷川修一，野々村敦子，山中　稔（香川大学），宮地修一（地研）
P39　島根県大田市五十猛の海食崖における塩類風化メカニズムの考察：カルシウムの供給源の特定……267
○末吉龍弥，小暮哲也（島根大学）
P40　高解像度ＤＥＭを活用した花崗岩分布域の水文調査事例……269
○長谷川怜思，磯村　敬，吉川修一，冨樫　聡，堀内瀬奈，緒方　陸（八千代エンジニヤリング）
P41　地盤構造のスパース推定に関する基礎的研究……271
○小倉諒也，珠玖隆行（岡山大学）
P42　四国南西部における九重第一降下軽石（Ｋｊ－Ｐ１）の分布とその産状……273
○木村一成（ナイバ），辻　智大（四国総合研究所），西坂直樹，大西耕造（四国電力㈱）
P43　東北地方太平洋沖地震3.11津波堆積物中の珪藻化石の分布調査……275
○濱田崇臣、吉井　匠，佐々木俊法，松山昌史，田中姿郎，伊藤由紀（電力中央研究所），奥澤康一（大林組），渡辺雅一（セレス）
P44　陸上付加体に発達する断層の摩擦発熱温度評価……277
○大久雅貴，向吉秀樹（島根大学），金木俊也，廣野哲朗（大阪大学大学院）
P45　2000年鳥取県西部地震余震域と余震域外における断層の特徴の違いについて……279
○佐野達也，内田嗣人，向吉秀樹（島根大学）
P46　2000年鳥取県西部地震余震域南東部における断層系の分布および断層岩の特徴解明……281
○高松洋太，内田嗣人，向吉秀樹（島根大学）

【 土木地質 】
P47　北海道羊蹄山西側山麓の地形地質と地山評価……283
○上野　光（鉄道建設・運輸施設整備支援機構），上澤真平（電力中央研究所），境　拓哉，外山　真（鉄道建設・運輸施設整備支援機構），太田岳洋（山口大学），　岡本直人（基礎地盤コンサルタンツ），中川光弘（北海道大学）
P48　熊本地震における地形を考慮した地震動解析の試み……285
○正木光一，稲垣賢亮，平松晋一（応用地質），山本明夫（（元）応用地質）
P49　杭基礎支持岩盤の深さ変化の面的調査のためのサウンディングの適用性検討……287
○浅井健一（土木研究所）

P50　反射法地震探査を用いた地質調査結果について……289
○外山　真，上野　光，赤澤正彦（鉄道建設・運輸施設整備支援機構），山本博文（福井大学），小熊　登（前田建設工業）
P51　土層強度検査棒の適応性について……291
○法水　哲，矢島良紀，浅井健一，山本定雄，佐々木靖人（土木研究所），金井哲男（応用地質）
P52　ボーリングコアを用いた弱層の強度評価に関する検討……293
○矢島良紀，松尾達也，西塚　大，佐々木靖人，阿南修司（土木研究所）
P53　ゆるみ岩盤斜面の範囲抽出に関する地形調査の適用性評価……295
○松尾達也，矢島良紀，佐々木靖人，阿南修司（土木研究所）
P54　岩盤クラックに植生の根系が貫入した際の力学的作用……297
○齋藤　駿，太田岳洋（山口大学）
P55　ボアホールカメラと孔内検層を用いた亀裂解析の精度向上の試み……299
○安冨宏和（日本物理探鑛），石川貴規（応用地質）八野祐二（基礎地盤コンサルタンツ），大塚康範，田島克洋（アース・スキャニング研究会）
P56　国道218号美里町今地区の斜面崩落調査でのIT傾斜計観測の事例……301
○松崎達二，田中　登（サンコーコンサルタント），西條敦志（曙ブレーキ工業株式会社）

【 社会貢献 】
P57　広島市元宇品の地質ガイド～案内アプリの開発・実証～……303
○曽我部　淳，岡村幸壽，古川　智（中電技術コンサルタント），満島裕直
P58　津波の引き波の強さと地形との関係（数値実験）……305
○橘　　徹（土質工学）
P59　地質の日イベント活動「街中ジオ散歩 in Tokyo」の紹介と今後の展望……307
○緒方信一（中央開発），原　　弘（応用地質），橋本智雄（中央開発）
P60　ジオパーク活動への応用地質学視点の有用性……309
○坂口　巧，橋本智雄（中央開発）

【 支部・委員会等 】
P61　古第三系山砂利層の分布などからわかってきた吉備高原地塊の長期安定性……311
○田中　元（復建調査設計），鈴木茂之（岡山大学），藤原英俊，後藤啓治（復建調査設計）
P62　現地検討会資料：安定地塊実感コース（山砂利層と吉備高原）……313
○後藤啓治（復建調査設計），鈴木茂之（岡山大学），田中　元，藤原英俊（復建調査設計）
P63　岡山地域に分布する花崗岩類を地中と地上から観察する……315
○能美洋介（岡山理科大学），木村隆行，嶋　将志，石川敦代（エイト日本技術開発），久木一磨（ウエスコ）

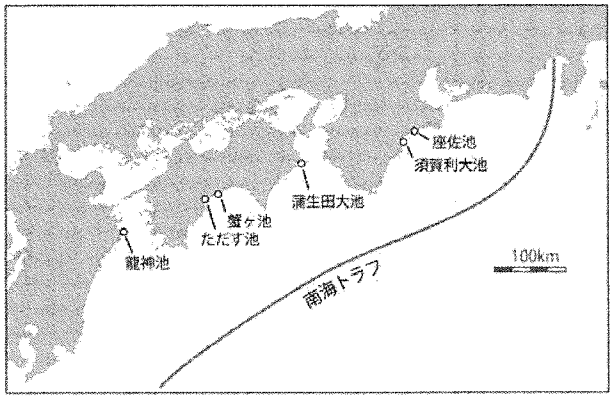
# 【特別講演】津波堆積物から見える南海トラフ巨大地震

Mega-quake recurrence recorded in lacustrine deposit along the Nankai Trough

岡村　眞（高知大学）
Makoto Okamura

南海トラフ地震の津波履歴を明らかにするために，南海トラフ沿岸の宮崎県から静岡県の浜名湖に至る沿岸湖沼で津波堆積物の研究を行ってきた．再来周期が百年から二百年といわれている南海トラフ地震の履歴を読み解くためには，千年を超えるような長期間にわたって安定した堆積作用が継続し，その環境が保たれている調査フィールドを選定する必要がある．基本的に堆積の場である湖沼は，陸上と比較してその記録が保持されている可能性が高い．また，西南日本の沿岸域は世界的に見ても人口密度が高いだけでなく開発が進んだ地域であり，人工改変を受けずに残された土地は極めて少ない．かろうじて開発の手が届かなかった入り組んだ海岸の，小さな湾奥の平地にひっそりとたたずんでいる沿岸湖沼は，津波履歴の研究に最適なフィールドとなる．

調査を行った湖沼は36（正確には32の湖沼と4ヵ所の陸上の低地）に及ぶが，このなかでいくつかの湖沼が，実際に数千年間にわたる堆積物を安定して保持していることが明らかになった．九州東端の豊後水道に突き出た鶴見崎に位置し，日向灘に面した大分県佐伯市米水津の間越龍神池，四国南岸の土佐湾に面した高知県須崎市ただす池，同じく土佐市の蟹が池，四国の東端にあたり紀伊水道に面した徳島県阿南市の蒲生田大池，そして紀伊半島の東岸では三重県尾鷲市の須賀利大池，同じく南伊勢町の座佐池などである．これらの湖沼は南海トラフに平行に，ほぼ一直線に並んで配置している（図—1）．




図－1　研究を行った主要な沿岸湖沼

これらの地域は，南海，東南海地震の発生時に地盤が沈降した地域として知られているが，湖底の堆積物の調査結果からは，過去数千年間という時間オーダーでも千年に1メートル程度の速度で沈降していることが明らかになった．そもそも典型的な隆起地形を示す足摺岬，室戸岬，潮岬などの周辺には，沿岸湖沼は存在していない．沿岸湖沼は南海トラフの地震活動に伴った沈降作用によって存在し続け，それ故，その記録を保持することができる．

九州東岸の龍神池では，約3300年間に8回の津波イベントが記録されており，その再来周期は350～700年であった．最新のイベントは宝永地震津波に対比することが可能であり，安政や昭和の南海地震の津波の痕跡は残されておらず，比較的大規模な津波のみが記録されていると考えられる．

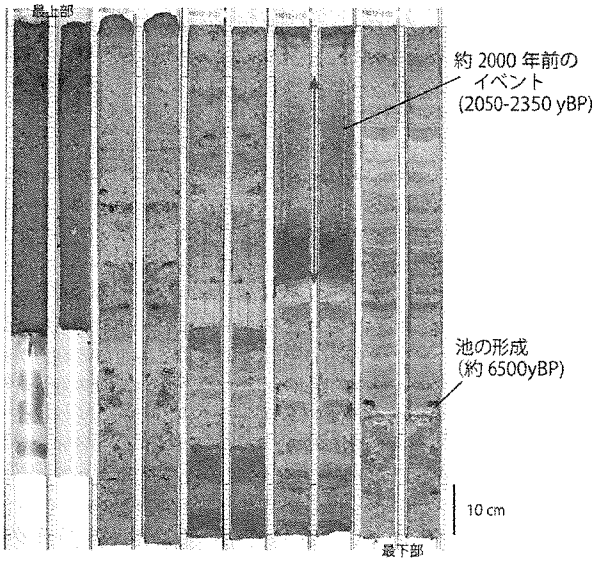
四国のただす池では，人工的な削剥によって最上部の堆積物が失われているが，約4500年前に池が形成されてから約1200年前までの3300年間に14回のイベントを確認することができた．湖底の泥質の堆積物の中に，イベント堆積物である貝殻などを含む海から運ばれた厚さ数センチの砂層が，30 cm程度の間隔で規則正しく繰り返し堆積していた．その平均再来周期は約250年であり，龍神池よりもやや小規模のイベントも残されていると考えられる．

四国の蟹ヶ池では約6800年前までの堆積物を採取することができた（写真—1）．ここでは約2000年前のイベントが特に顕著であり，50 cmを超えるような厚い砂層を堆積させ，また下位の堆積物を削剥している．この2000年前のイベントを除けば，ほぼ連続した堆積物の記録が保持されており，このような沿岸湖沼が7000年もの間その環境を保っていたことを示す．この池における津波イベントは，約2000年前のものよりも新しいものが5回，それよりも古いものを10回以上確認することができた．



写真—1　高知県土佐市の蟹ヶ池．

四国東端の蒲生田大池では約 6500 年前に池が誕生し，現在に至るまで池の環境下での堆積が継続している．ここでは 2000～2300 年前に一回だけのイベントが残されていた（写真―2）．歴史記録上では蒲生田大池の周辺の集落においては，宝永地震津波の際にも津波の襲来はなかったとされている．湖底の地質記録にも宝永地震津波の痕跡はみられないことから，2000～2300 年前のイベントはそれを上回る規模のものであると考えられる．




写真―2　蒲生田大池のコア堆積物写真
（KMD12-2 全長 463ｃｍ）

紀伊半島東岸の須賀利大池は，約 3500 年前に海から池へと変わっており，過去 3500 年間に十数回のイベントが確認できた．同じく紀伊半島東岸の座佐池では，採取できた試料の最下部にアカホヤ火山灰が約 5 ㎝の層厚で堆積しており，それ以降約 7200 年間の履歴を明らかにすることができた（写真―3）．ここではおよそ 3500 年前よりも新しい層準では，規則的に津波イベントが記録されているが，それよりも古い層準ではあまり顕著なイベントはみられなかった．紀伊半島の須賀利大池と座佐池では，2000～2500 年前に見られる２～３回のイベントと 1000～1400 年前の 2 回のイベント（天武地震と仁和地震に対比可能と思われる）が顕著である．ここではイベントが約 3200 年前，2300 年前，1200 年前の前後の，およそ 1000 年程度の周期をもった期間に集中しているように思われる．

これらの沿岸湖沼の津波履歴の研究から，いくつかの結論が導き出された．まず，これらの湖沼は数千年間にわたって津波の襲来を受けてきた．その規模や頻度の大小は場所や時代によっても多様であるが，地質記録に残されるような津波は 300 年に一度程度の，比較的大きな規模のものだけである．長期間の記録を保持するような湖沼においては，昭和南海や昭和東南海地震の津波記録はほとんど残されていない．一方，歴史的に最大と言われている宝永南海地震津波の痕跡は，多くの湖沼で確認することができた．しかしながら，宝永南海地震津波は数千年間という時間間隔では必ずしも最大であるとは言えない．



写真―3　三重県南伊勢町の座佐池

これら数千年間の津波履歴が残されていた沿岸湖沼において（過去 1200 年間の堆積物が欠損しているただす池を除いて），宝永南海地震津波が最大のイベントであったと考えられる湖沼はひとつもない．これらの湖沼のなかでは西端の九州の龍神池を除いて，すべての池で 2000～2500 年前に最も顕著なイベントが発生している．津波堆積物から過去の津波の規模を正しく推定することは困難かもしれないが，紀伊半島から四国にかけての地域のしかも複数の湖沼においてこの顕著なイベントの発生時期が一致していることから，このイベントの確実性は高い．

顕著な痕跡が残されるのは津波が大きいためではなく，海水準が高かったという要因も考えられないわけではない．しかし，この期間に汎世界的に海水準が数メートルといったレベルで高かったというような説は今のところはない．地殻変動によって相対的な海水準が変化したと考えることも可能であるが，地震発生時の 1～2m程度の変動をこえるような沈降運動は知られておらず，具体的なメカニズムはわからない．いずれにしろ，南海トラフ沿岸域において，私たちの知らないような津波イベントが過去にあったことは間違いない．

# 1. 道路斜面で発生した地すべり・崩壊に対する対応事例

Correspondence example for a landslide, the collapse that occurred at a road slope

○松井宏樹，根本雅夫，土肥清（応用地質）
Hiroki Matsui , Masao Nemoto, Kiyoshi Dohi

## 1. はじめに

山口県北部の道路の上方斜面に，幅 80m の比較的規模の大きい地すべりが分布し緩慢に変位が進行している．さらにその下方には幅 25m の崩壊が発生しており，崩壊土砂が洞門上に堆積している．当箇所において道路通行の安全確保および道路施設の保全のために，地すべりの性状や機構を把握し，対策を検討した事例を報告する．

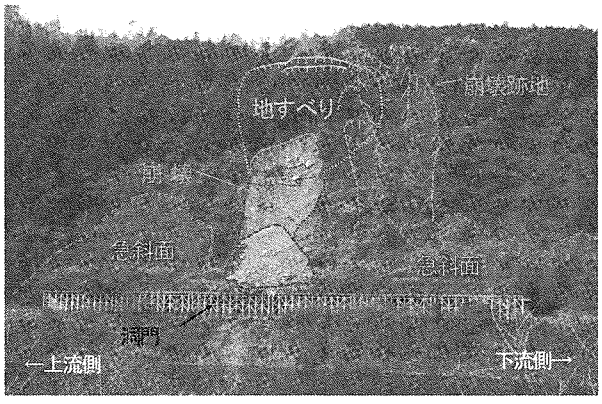



写真 - 1　斜面全景写真

## 2. 地すべりの性状および機構

### 2.1. 地形地質

対象斜面は，河川浸食により形成された概ね 40～50° の急傾斜をなし，河床より比高 150m の斜面上部には緩斜面が広がっている．地質は，中生代白亜紀の生雲層に属する流紋岩質凝灰岩であり，灰白色，塊状，硬質で割れ目が発達している．表層には崩積土が 0.5～2m の厚さで分布する．

### 2.2. 地すべりの性状・滑動状況

遷急線に頭部が位置する岩盤すべりであり，規模は幅 80m，長さ 110m，深さ最大 30m である．すべりの断面形状は，頭部が深い椅子型である（図-1,2）．

頭部は高さ 1～2m の滑落崖が長さ 80m に渡り連続する（写真-2）．側部は，上流側および下流側とも頭部の滑落崖の端から斜面下方に凹地形として連続する．地すべりの下方では，幅 25m，長さ 60m，深さ最大 5m の崩壊が発生しており，地すべりの末端が崩壊の中央やや上側に位置する．この崩壊部では，すべり面より上部は，岩盤が顕著に緩んでおり，下部は岩盤の緩みが少ないが，すべり面としての分離面は明瞭ではない（写真-3）．

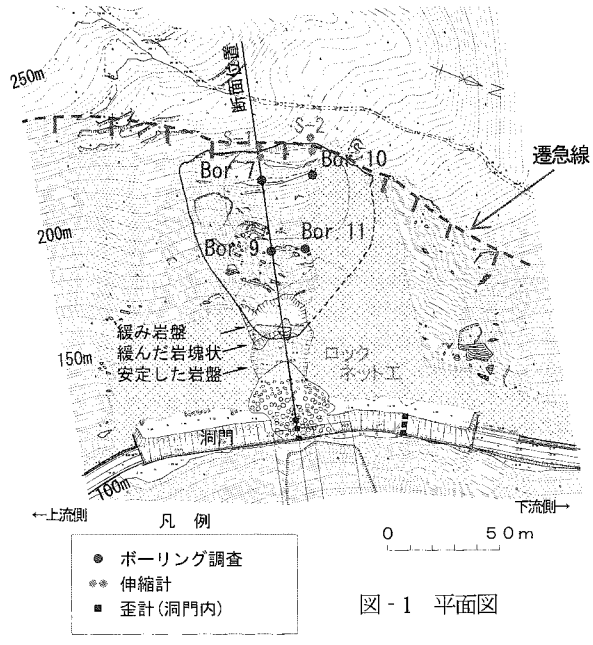



図 - 1　平面図

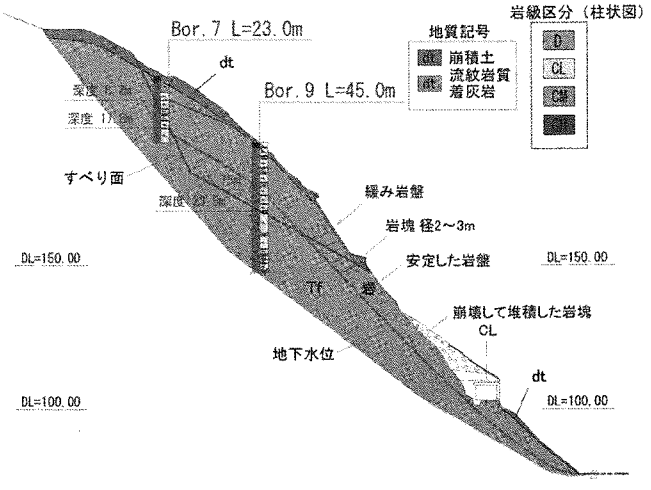



図 - 2　断面図

地すべりの滑動状況は，孔内傾斜計や伸縮計では，頭部で 0.3～0.5mm/月のせん断的な変位が継続し（図-3），下部ではクリープ的な変位となっている．また，降雨に伴い変位速度が増大し，降雨が少ない期間は変位速度が低下する．



写真 - 2　地すべり頭部の滑落崖 h=1～2m

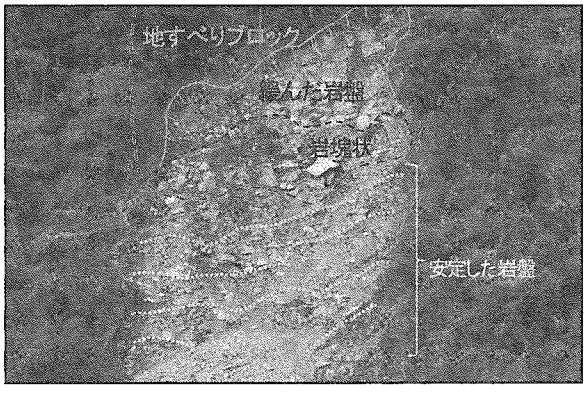



写真 - 3　地すべり末端

地下水位は，通常は低いが，連続雨量が 50mm を超えると，すべり面より上昇する（2 孔の観測孔で 20～50cm 上昇）．

なお，地すべりの右側には大きく崩壊した凹地形が分布する．

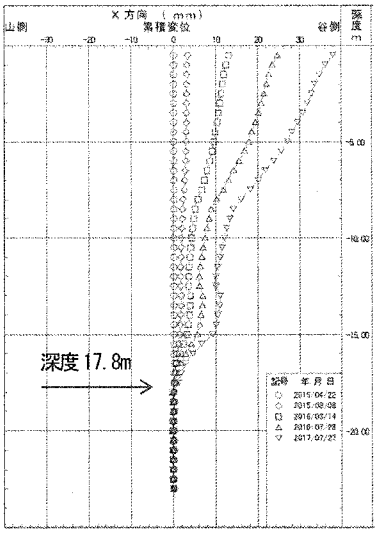



図 - 3　孔内傾斜計観測結果図（頭部の No.7 孔）



写真 - 4　コアのすべり面（No.7 孔）

### 2.3. 地すべりの発生機構

当斜面は，河川の浸食により形成された急斜面であり，過去から風化が進んだ部分が順に崩壊を繰り返していると推定する．対象の地すべりは，風化して緩んだ岩盤部の重力による変形が進み，末端はクリープ的な変位状況にあるが，頭部はせん断的な変位に進行している．すべり面が一定以上形成されたことで，降雨による地下水位上昇も変位を増大する要因となっている．また，末端では押し出しにより崩壊が発生している（表-1）．

表 - 1　地すべりの素因・誘因

| | |
|---|---|
| 素因 | ・斜面全体が河川の浸食で形成された急斜面で，岩盤の風化の進行により，「緩みの増大」→「クリープ的な変形」に進み易い．<br>・下流側は過去の崩壊地形で，上流側は沢地形をなしており，当斜面部は両側部が解放され緩みがさらに進行し易い． |
| 誘因 | ・緩んだ岩盤の重力によるクリープ的な変形が継続し，ブロック頭部ではせん断的な変位に進行．<br>・一定以上の降雨時に地下水位が上昇し間隙水圧の作用を繰り返し徐々に変位が増大している． |

## 3. 対策の方針

地すべりは規模が大きいものの，現在の変位は緩慢である．一方，下部斜面の崩壊により，洞門上に岩塊が堆積しており，洞門に大きな荷重が作用している．これらのことから対策方針を以下とした．

**①計測監視**

地すべり変位，洞門上部へ作用する荷重を伸縮計，歪計，雨量計を用いた自動計測で監視し，設定した基準以上の値を計測した場合は，通行止めや現地確認等の対応を行う．

**②洞門上部の荷重の除去**

計測監視をしながら，崩壊部をモルタルで仮吹きしたうえで洞門上に堆積した岩塊を除去する．(H28 年度に岩塊除去工修了)

**③地すべり対策**

地すべりの対策は，規模が大きく，斜面の位置などから施工に制限があり，時間がかかるとともに対策工費は非常に大きいものになる．道路管理者と協議し，管内の対策の優先順位や当地すべりの変位状況を考慮しながら，今後の対応方針を慎重に検討することとしている．

## 4. おわりに

道路上部の規模の大きい地すべりに対して，現状では変位が緩慢な事から，ソフト対策とハード対策を併用して対応する方針としている．地すべりの変位は現状では 2 次クリープ（歪の速度が一定）に相当するが，変位が継続することですべり面の強度が低下し 3 次クリープに変化する可能性がある．また，崩壊の拡大や地すべりブロックの細分化についても注意して今後の監視や対応の検討を行いたいと考える．

## 参考文献

山口地学会（2012）：山口県地質図 第 3 版 地質図及び解説書

# 2. L型擁壁の変形機構解析事例

Deformation Mechanism Analysis case of L-shaped retaining wall

○春口孝之，松場康二，渡部芳彦，塩崎雄一（ダイヤコンサルタント）
Takayuki Haruguchi, Koji Matsuba, Yosihiko Watanabe, Yuichi Siozaki

## 1. はじめに

L型擁壁の変形について，擁壁天端や基礎部の変状観察，壁面亀裂の観察，壁面傾斜角度の計測により壁面の変形機構の絞り込みを行った．さらに，変形の時間依存性を確認するため，壁面の傾倒角度の連続測定を行い，壁面の傾倒が継続的に進行していることを確認した．本発表では，変形観察や傾倒の連続観察結果をもとにおこなった変形機構解析および対策工検討の結果について報告する．

## 2. 擁壁の概要

変状を確認した擁壁の全景写真を写真-1および写真-2に示す．擁壁は，直高5～6mのL型擁壁で，天端は歩道および道路となっている．

擁壁の両端部の境界条件については，北側（A)では擁壁法線が斜交しているため，互いに変形を拘束する関係にある．(固定端)　これに対し南側（B）は，組み立て歩道で，擁壁とは完全に縁が切れており，擁壁の変形を拘束するものは無い．(自由端)




写真-1　歩道と路面の変状状況

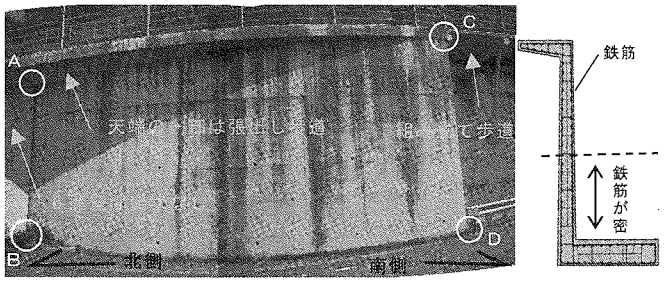



写真-2　変状を確認したA擁壁の状況




図-1 擁壁の構造図

## 3. 現地観察結果

1)擁壁天端の変状

擁壁天端の変形状況は，図-2に示すとおりである．

特に明瞭な亀裂は②と③で，この亀裂の間は陥没している．亀裂の配列に着目すると，変形が拘束されているA側に向かって次第に亀裂間隔が狭くなり，P点で二つの亀裂は連続する．亀裂間の陥没深さは，C点側でより大きくなっており，C点直近で最大となる．

C点南側に隣接する組み立て歩道背面には，陥没や亀裂は無い．亀裂②の海側には擁壁天端に沿って亀裂①を認める．さらに亀裂③の山側には亀裂④を認める．

これらのペアをなす亀裂の配列から推定される擁壁天端の陥没状況は，図-3に示すとおりである．

2)擁壁下端隅角部(D点)の状況

自由端となるD点は，写真-3に示すように，擁壁隅角部が水路側壁と点接触している．このため壁面の傾倒に伴い，水路が押されて反時計周りに回転している．

L型擁壁の水路との接触部には，コンクリートの剥離が認められ、力が作用していることを確認できる．

## 4. 壁面観察結果

1)壁面亀裂観察結果

壁面の亀裂は，壁面に向かってAB側および壁高2.5m以下のゾーンに集中している．

また亀裂の平面形状に着目すると，向かって右に傾き上がっている．（図-4参照）．

2)壁面傾倒角度計測結果

壁面の傾斜をデジタル角度計（精度0.01°　±）で計測した結果を図-4に示す（壁面は山側に1.15°傾斜（初期値））．各測点の鉛直方向の壁面傾斜に着目すると，ABは固定端となるため，壁面は施工当初と同じく山側傾斜となっている．これに対し，CD側では，自由端となるため，壁面は海側へ傾斜している．この中間の計測点では，擁壁下端から高さ2m程度は海側へ，3mより高いところでは山側傾斜となっている．

さらに壁面高1.5mの位置で壁面縦断方向の傾倒傾向をみると測点2m付近までは山側に傾倒しているが，これよりCD側では，海側へ傾倒し，その傾倒角度も大きくなっている（図-5参照）．この傾向は擁壁天端で確認した陥没幅と比例しており．陥没域が消滅している測点2mよりAB側では，壁面の傾倒方向は施工時と同じ山側傾斜となっている．

## 5. 変形機構

これらの変形観察の結果，壁面は，擁壁両端の拘束条件の違いのために，一様に海側へ傾倒しているのではなく，CD側では海側に傾倒し，AB側では山側に傾倒している．つまり壁面がねじれた状態になっていることがわかった．

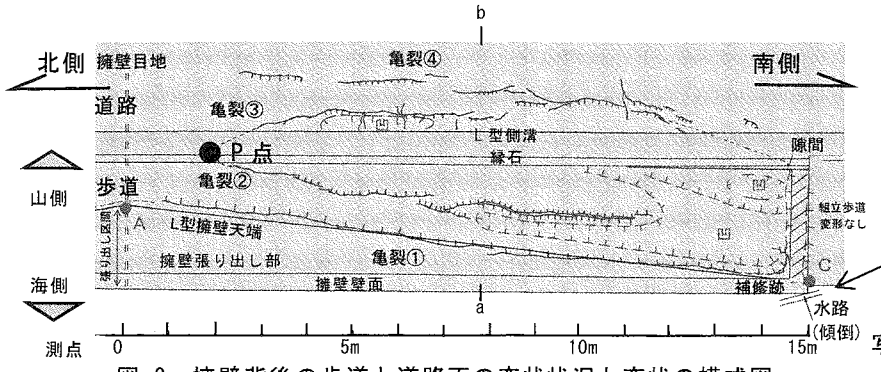



図-2　擁壁背後の歩道と道路面の変状状況と変状の模式図

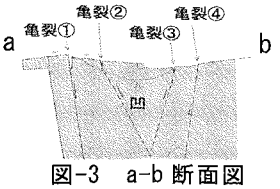



図-3　a-b 断面図




写真-3　A 擁壁南側端部の水路との接触部

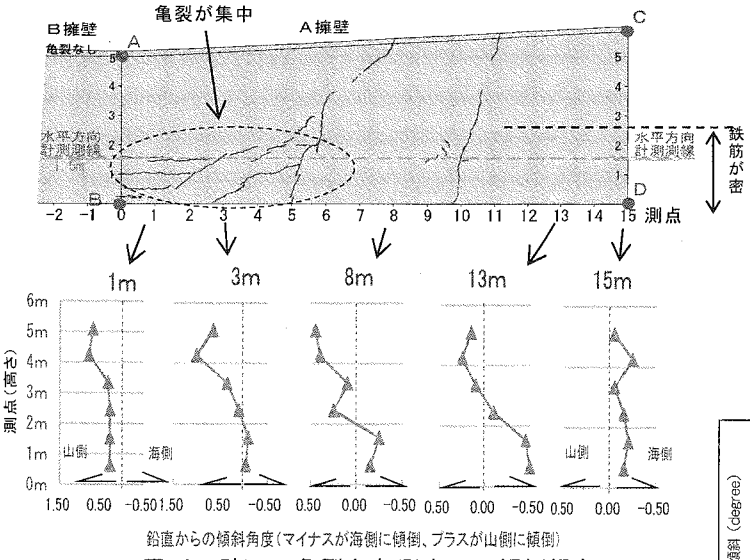



図-4　壁面の亀裂と各測点での傾倒傾向

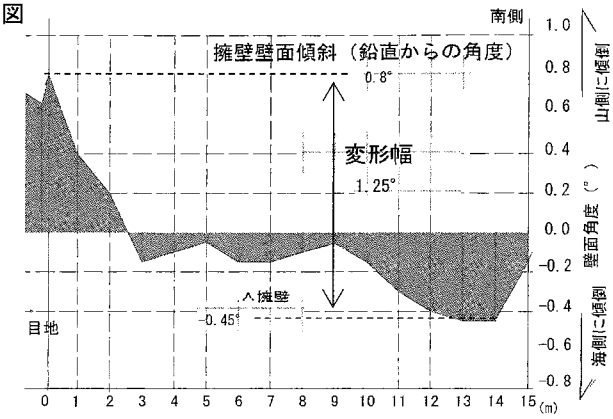



図-5　壁面縦断方向の傾倒角度の変化傾向

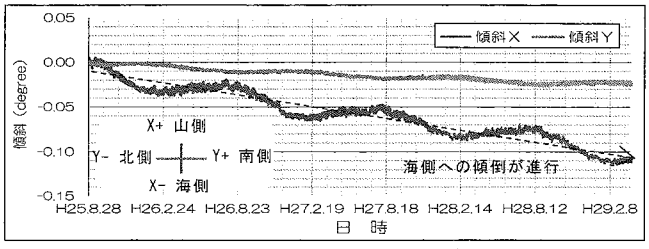



図-6　擁壁傾斜モニタリング結果

ボーリング調査により L 型擁壁前面の支持地盤が CD 側で欠如していることを確認した．擁壁の支持力が CD 側で不足していたことから，擁壁に海側への傾倒（転倒）が生じた．ところが L 型擁壁の両端部の拘束条件が異なっていたため，単純に海側への傾倒ではなく，壁面がねじれるような変形となった．

亀裂の分布傾向に着目すると，高さ 2.5m以下かつ測点 5 より AB 側に多く認められることから，測点 2～5 付近を境に擁壁の変形傾向が異なることが解った．

擁壁の背力筋は高さ 2.5m まで特に密に配筋されており，このため壁面の亀裂の発達傾向や壁面傾倒角度が壁高 2.5m 付近を境に異なった挙動を示した．つまり壁面の変形(ねじれ)は，支持地盤の分布傾向や壁面両端の拘束条件，および擁壁内の鉄筋密度の影響を反映していると解釈できる．

## 6. モニタリング結果

変形機構を考慮し壁面の傾倒を的確に把握できる位置に据置型傾斜計を設置し，壁面のモニタリングを行った．計測の結果は，図-6 に示すとおりである．

連続計測より，壁面横断方向の傾倒は，時間に対してリニアーに増加していることを確認した．また壁面縦断方向の変形成分に着目すると，縦断方向についても絶対値は小さいが確実に増加しており，壁面がねじれているという観察結果とも調和的な結果となっている．

## 7. 対策工について

調査により壁面の傾倒は単純に擁壁横断方向に傾倒しているのではなく，両端の境界条件の違いや持層の不均一な分布により壁面の傾倒傾向に違いがあることを確認した．このため対策工は，擁壁基礎底面山側の岩盤に載っている部分を支点として，擁壁のねじれの大きい部分にアンカー力を導入し，変形を拘束することを基本方針とした．

## 8. まとめ

変形機構の解析に当っては，まず現場で詳細に観察を行う．次に観察結果をもとに変形機構を想定し，変形を把握するために最も効果的な位置・方法で観測を実施する．推定した変形機構をモニタリングで検証し変形機構を絞りこむ。この結果，変形をコントロールしている地盤条件などを利用した対策工の選定が可能となった．

## 文献

1）春口孝之，松場康二，渡部芳彦，塩崎雄一（2017）：擁壁変状箇所の変形解析事例，全治連「技術フォーラム 2017」旭川

# 3. 異常のり面のグラウンドアンカー工健全性調査事例

About soundness investigation in ground anchoring method of abnormal slope

○岡村　洋，山本亮輔（(株)地研）
Hiroshi Okamura, Ryosuke Yamamoto

## 1. はじめに

グラウンドアンカー工は，切土のり面等の安定化を図る工法として採用されているが，平成2年以前のアンカーは，防錆機能が低く腐食による鋼材の破断等の問題が表面化している．また，平成2年以降のアンカーは防錆機能が向上しているものの，緊張力の低下や増加を起こしている箇所が多いことも判明してきた．今後益々老朽化するアンカーが増加していくことから，アンカーの点検・維持管理を適切に行って延命化を図ることが課題となっている．

アンカー法面の点検・管理手法としては，目視，打音等の調査に加え，アンカー残存緊張力の調査が実施されている．アンカー残存緊張力調査にあたって，従来のセンターホール型ジャッキは大型で重量があるため調査場所が限定されるが，近年，小型軽量ジャッキ[1]により，この欠点を解消し面的なリフトオフ試験の実施が可能となっている．

本稿では，高知県の旧タイプアンカーが施工されているのり面において，アンカー頭部に変状が確認されたため，アンカー頭部点検，小型軽量ジャッキを使用した残存引張力の面的調査等により残存引張力が大幅に低下したことが判明した事例について報告する．

## 2. 調査地概要

調査地は高知県西部に位置する国道のり面である(図-1，写真-1)．道路拡幅に伴い斜面末端を切土した法面で，比高は15m程度，斜面にはもたれ式擁壁が施工されている．アンカー工はもたれ式擁壁に変状が現れたことから実施されたと想定される対策工で，受圧板は現場打ちコンクリート法枠，アンカーは法枠交点に2～5段の計73本施工されている．なお，施工年度の詳細は不明であるが，昭和55年前後とされており，旧タイプアンカーである．

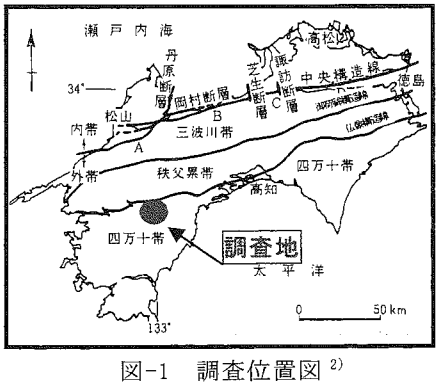



図-1　調査位置図[2]

本調査地の基盤地質は，四万十帯新庄川層群新土居層で，起終点側には砂岩の露頭が認められる．

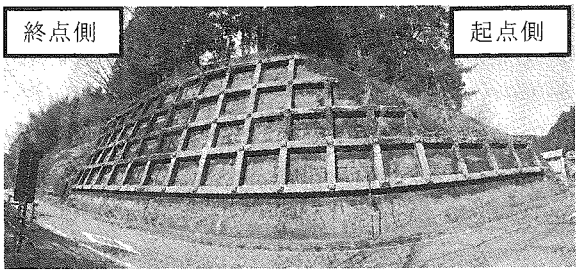



写真-1　調査地全景

## 3. グラウンドアンカー工健全性調査方法

のり面のグラウンドアンカー工健全性調査は，地盤工学会基準の維持管理フローに準じて実施した．アンカー全数の頭部及び周辺変状状況の外観目視点検を実施し，その結果より頭部露出点検及びリフトオフ試験箇所を選定・実施した(写真-2)．実施箇所数は全体の1/4程度の本数とし[1]，残存引張力の面的調査を実施した．

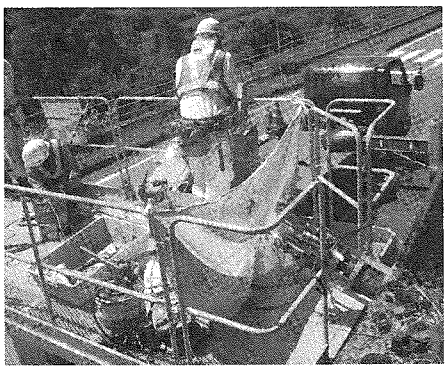


写真-2　小型軽量ジャッキによるリフトオフ試験状況

## 4. 調査結果

外観目視点検では，73本すべての箇所において異常が確認された．内容は，コンクリートキャップの欠損・クラック，アンカーの引抜けによるコンクリートキャップの浮きやコンクリートの剥落による支圧版の露出などである(写真-3)．18本でコンクリートキャップを除去し，頭部露出点検で把握したアンカーの種類・規格は，SHSアンカー工法の3本より線タイプと判明した．頭部露出点検では，18本中3本でアンカーの引抜けと判断され，支圧版の浮きや回転が確認された．

頭部露出点検を実施したアンカーにおいてアンカーリフトオフ試験を実施した．試験の結果，18本中16本で残存引張力が15～58%と低下しており，12本は

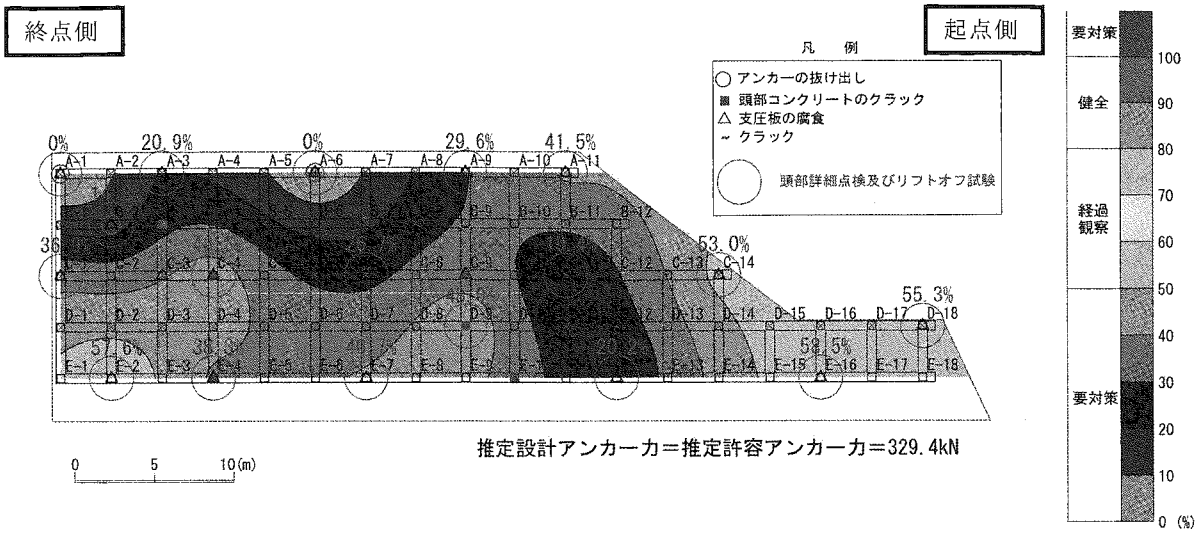



図-2　許容アンカー力比分布図

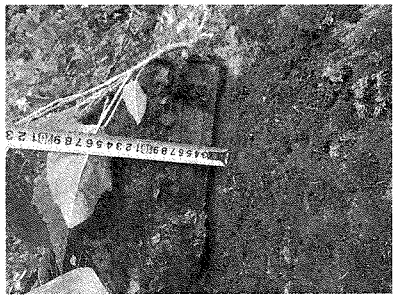


写真-3　外観目視点検での異常

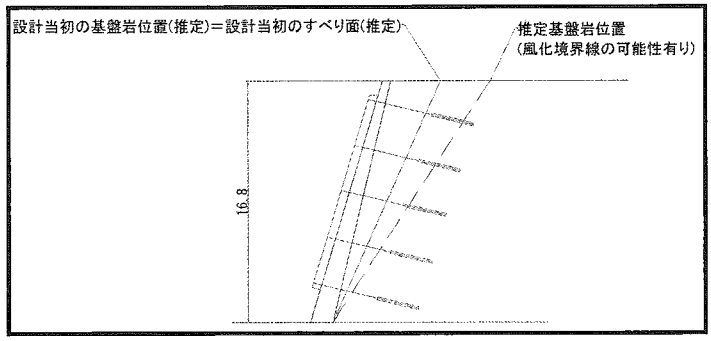



図-4　推定模式断面図

50%未満となった(図-2). なお，設計・施工の資料がないことから，設計アンカー力，定着力は不明であり，許容アンカー力に対する比としている．頭部点検で引抜けが懸念されたアンカー3 本のうち 2 本は引抜けており，残存引張力は 0 と判断された．残り 1 本は，非常に低い荷重であるが，残存引張力が確認された．

図-2 に示す設計アンカー力比分布図では，終点側の上段で低下が著しく，下段や起点側の低下は比較的少ない．また，施工区間中央部下段においても，低下が著しい．

## 5. 残存引張力低下について

残存引張力が低下する原因としては，一般には，①テンドンの劣化②定着地盤のクリープ変形や劣化③受圧構造物の沈下や劣化である．本調査地ではもたれ式擁壁の表面に現場打ちコンクリート法枠を被覆した受圧板であり，外観目視では，擁壁や法枠の背面への沈下は確認されないことから，③の可能性が低いと想定される．

アンカーリフトオフ試験により求められる逆算テンドン長は，全段で概ね 4m 程度であり，アンカー自由長は全段で同じ長さであると推定される．法面背後斜面の状況からアンカー工は土圧に対して施工されていると推定されるが，アンカー自由長が同じであれば，上段の一部のアンカーでは，定着地盤に到達していない可能性がある(図-3).

また施工区間中央部下段の残存引張力の低下であるが，1 本で逆算テンドン長が 20m 程度と非常に長く，アンカー材の断面欠損が疑われる．更に 1 本では試験時に 3 本のより線のうち，1 本で低荷重での抜けが確認されており，材料劣化が原因である可能性がある．

## 6. まとめ

本調査地では，18 箇所で確認したアンカーの残存引張力は想定される設計荷重の 0～60%程度で，設計当初の抑止機能が大幅に低下していると判断される．今後も低下(劣化)傾向が続くと考えられ，豪雨や地震などにより山留擁壁が不安定化する可能性が高い．このような状況であることから，アンカー工の更新を含めた追加の対策工の検討が必要である．

今後，地質調査の実施が計画されており，その結果を踏まえて残存引張力低下原因について，検討していきたいと考えている．

## 文献

1) 酒井俊典著編；SAAM ジャッキを用いた既設アンカーのり面の面的調査マニュアル(案)，2010
2) 須倉和巳・岩崎正夫・鈴木堯士共著：「日本の地質 8－四国地方－」，共立出版，1991

# 4. 阿蘇大橋地区斜面防災対策工事（直轄砂防災害関連緊急事業）における監視および計測の取り組み

Monitoring and measurement efforts in the Aso Ohashi Bridge Area landslide prevention countermeasure (direct control sabo disaster-related emergency project)

光武孝弘，野村真一（国土交通省九州地方整備局），○石濱茂崇，片山政弘（熊谷組）
Takahiro Mitsutake, Shinichi Nomura, Shigetaka Ishihama, Masahiro Katayama

## 1. はじめに

阿蘇大橋地区では，平成 28 年熊本地震の本震により，大規模な斜面災害が発生した．この災害により，国道 57 号や国道 325 号阿蘇大橋，JR 豊肥本線等が寸断される被害を受けた．これらの交通インフラをはじめとした本地域の早期復旧が望まれていることから，緊急的な対策を安全かつ迅速に講じるため，国土交通省九州地方整備局による砂防災害関連緊急事業(直轄)が実施された．本稿では，本事業の斜面防災対策工事における監視・計測の取り組みについて報告する．

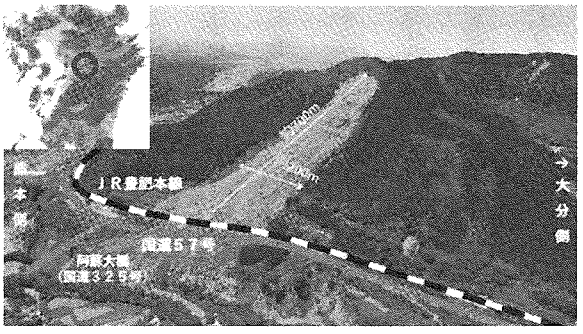
## 2. 被災状況および地質概要

平成 28 年熊本地震では，4 月 16 日に最大震度 7 の本震が発生し，各所で斜面災害が発生している．阿蘇大橋地区の斜面崩壊は，長さ約 700m，幅約 200m，土砂量約 50 万 m³にもおよび（図－1），今回の地震の中では最大規模の斜面災害となった．

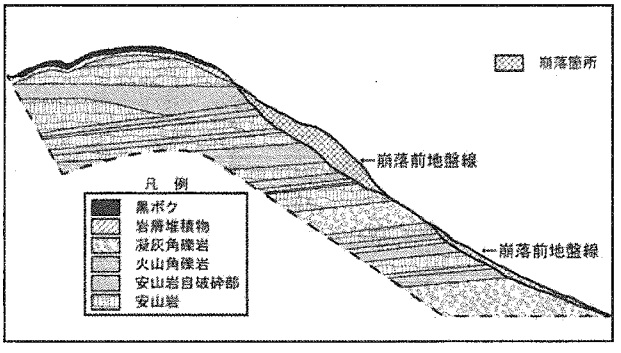
当該箇所の地質は，阿蘇山の外輪山の山腹に位置し，阿蘇山の火山噴出物起源の凝灰角礫岩や火山角礫岩，安山岩質溶岩が主体となっており，地表面付近には火山灰質粘性土が多く含まれる「黒ボク」がみられる（図－2）．また，斜面上部には，崩落部を取り囲むように亀裂が分布し（図－3），降雨や余震により崩落地周辺に残存している不安定土砂が崩壊する可能性が高いことから，対策工の施工にあたっては，監視・計測を確実に行う必要があった．

## 3. 監視・計測概要

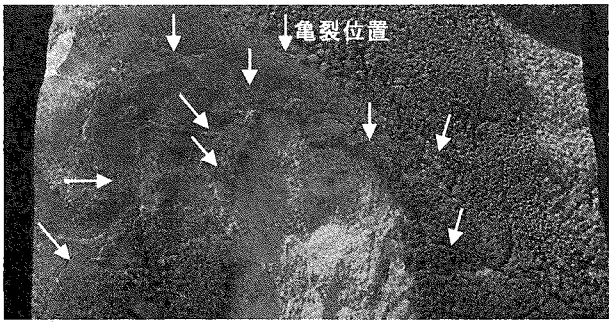
本事業では，斜面対策工として斜面上部からの落石を捕捉する土留盛土工や斜面上部の不安定土砂を撤去する頭部排土工が実施された．これらの工事の安全性の確保および今後の恒久対策計画に資することを目的として，地震直後より各種観測計器を設置し，崩落斜面の監視および計測を実施した．また，施工状況の進展に伴い，監視項目・配置および管理基準について再検討や見直しを随時実施した．監視・計測には，伸縮計，地盤傾斜計，孔内傾斜計，パイプひずみ計，GPS（GNSS）等を用い，崩落地周辺を取り囲むように配置した（図－4）．なお，基準値を超過した場合には現場担当者へメール配信し，WEB 上で計測値を確認して周知する体制とした．




図－1　阿蘇大橋地区の被災状況



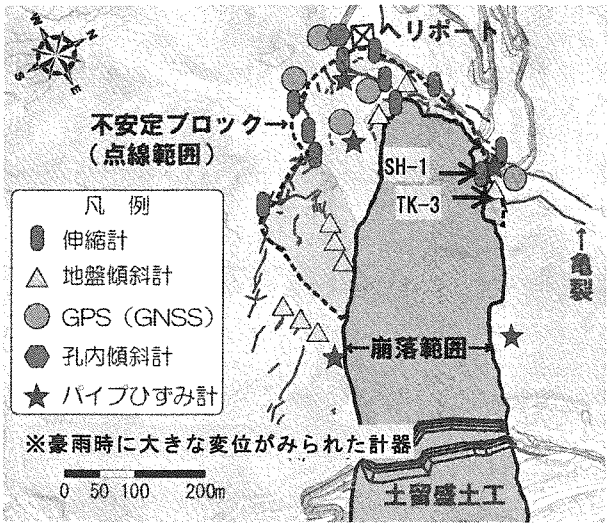

図－2　崩落斜面の地質断面[1)]（一部簡略化）



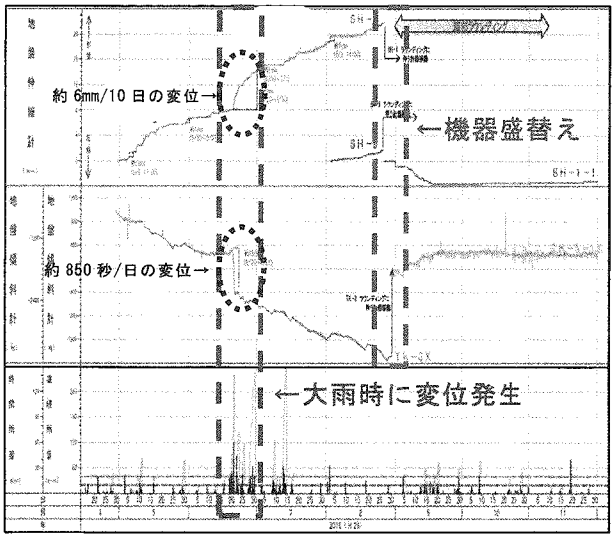

図－3　斜面上部に分布する亀裂の状況

## 4. 監視・計測結果

計測中に発生した規模の大きな変位は，平成 28 年 6 月の大雨時（最大 60mm/h の降雨）に認められたが，それ以降に顕著な変位はみられていない（図－5）．変位は降雨との関連性が高く，比較的大きな変位が認められる時は，降雨基準（10mm/h，連続 40mm 以上）によって作業を中止している状況であった．なお，降雨後の作業再開時には，3 時間以上の連続降雨がないことや観測結果に異常がないことを確かめ，目視および監視カメラによって作業範囲の安全性を確認した．



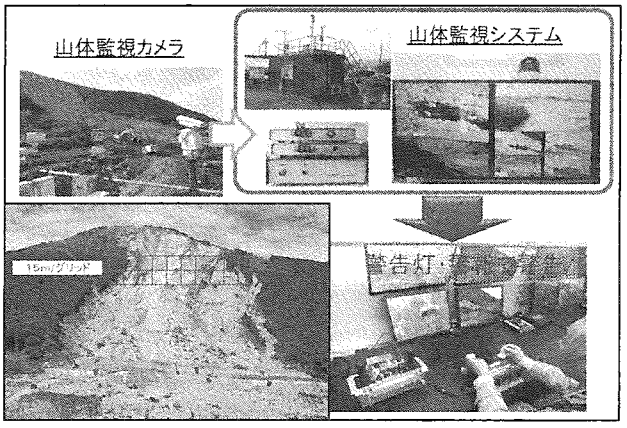

図－4　監視・計測機器配置状況



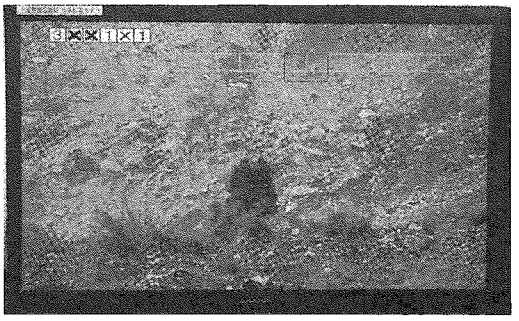

図－5　計測結果と降雨の関係




図－6　警報統合システムの表示例（訓練）




図－7　山体監視システム概念図



図－8　落石監視の試行時に捉えた状況

## 5. 新たな取り組み

### 5-1. 警報システムの一元化

災害時の緊急対応であったことから，当初は警報発生後に計測機器メーカーごとの異なる WEB ページにて状況を確認していた．そこで今回は，警報を一元管理する「警報統合システム」を開発した．本システムでは，発信された警報メールを指定のサーバーで受信し，その内容から警報の概要を捉え，発生箇所や状況を単一の WEB ページで表示でき，異なる計器であっても一目で状況が把握可能となった（図－6）．

### 5-2. 立入禁止箇所の監視

二次災害の恐れから立入禁止とした崩落地内の監視のために「山体監視システム」を導入した（図－7）．本システムは，監視カメラ画像を解析して移動体を検知するもので，画像中に任意の大きさでグリッドを設定し（今回は 15m），1 グリッド以上の物体が移動した際に警報を発信する．また，試験的に径 2m 程度の落石を対象とした監視も行った（図－8）．一部は捉えられたものの，精度に課題が残り，今後の改善を要する．

## 6. おわりに

災害時には，人が立ち入れない箇所の監視・計測が求められることが多いと考えられる．今回試行した方法のように，対象に非接触で実施可能な手段の開発が必要と考えられる．

## 文献

1）国土交通省九州地方整備局（2016）：第 3 回阿蘇大橋地区復旧技術検討会資料（概要版），http://www.qsr.mlit.go.jp/site_files/file/bousai_joho/tecforce/sabo/data/asoohasikentou/02/shiryou3.pdf, 参照 2017-07-15

# 5. ダム基礎面における調査時と掘削時の地質図・岩級図の一致率
## —地質タイプ、調査密度との関係—

Concordance Rate of Geology and Rock Mass Class between Estimated and Excavated Maps in Dam Foundation Surfaces
-Relationship between Concordance Rate and Geological Type or Survey Density-

○加登住誠（八千代エンジニヤリング），日本応用地質学会土木地質部会ダムワーキング
Makoto Katozumi, Dam Working Group of Research Group on Engineering Geology in JSEG

### 1. はじめに

日本応用地質学会土木地質研究部会のダムワーキングでは，地質タイプに応じた適切な地質調査手法，調査密度等を明らかにすることを目的とした活動を行っている．これまでに重力式コンクリートダム基礎掘削面の地質分布と岩級分布の調査時の想定と掘削時の実績を比較し，地質タイプ別の一致率の特性や不一致の要因等について報告を行ってきた[1), 2)]．また，脇坂（2015）[3)]は，ダム基礎掘削面の地質分布，岩級分布の定性的な一致率の比較とその要因について報告している．しかし，現在まで，ダム基礎掘削面の一致率と調査密度の関係について定量的な報告はない．

そこで本論ではダム基礎調査の主要調査である調査ボーリングと調査坑を合わせた調査密度を基に，地質タイプ別の調査密度と一致率の関係を報告する．

### 2. 検討方法

#### 1) 検討対象ダムの地質タイプ

表－1 に地質タイプごとの検討対象ダムを示す．なお、これまでは地質タイプは永田[4)]に従い区分してきたが、汎用性を考慮し地質基準[5)]に従い区分した．

表－1 検討対象ダムの地質タイプ

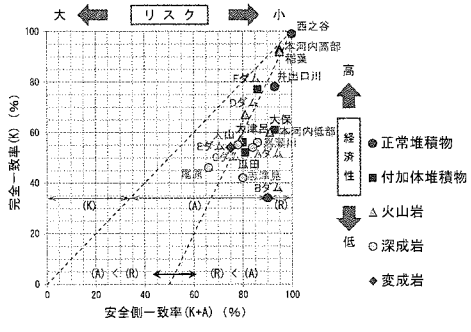
| 地質タイプ | 検討対象ダム |
|---|---|
| 正常堆積物（3 ダム） | 井手口川ダム 西之谷ダム Bダム |
| 付加体堆積物（4 ダム） | 大保本ダム 瓜田ダム 大津呂ダム Fダム |
| 火山岩（5 ダム） | 本河内高部ダム 本河内低部ダム 大山ダム 稲葉ダム Dダム |
| 深成岩（5 ダム） | 志津見ダム 尾原ダム 嘉瀬川ダム Aダム Cダム |
| 変成岩（1 ダム） | Eダム |

#### 2) 堤敷の地質分布及び岩級分布の一致率算出方法

一致率は調査時の想定掘削平面と掘削時の実績掘削平面を GIS で重ね合わせ，想定と実績が一致する範囲の面積の堤敷面積に対する比率と定義した．

岩級区分は堤敷面積に対して，想定と比較して実績が上位岩級となった面積の比率（A）と，実績が下位岩級となった面積の比率（R）を算出した．また，想定と実績が一致する比率は「完全一致率（K）」，K と A の合計を「安全側一致率（K+A）」と定義した．

図－1 に岩級分布の安全側一致率（K+A）と完全一致率（K）の関係を示す．K+A，K とも 100%に近い場合はリスク小で経済性が高い理想的な調査結果である．K+A は高いが K が低い場合は経済性に劣り，K が低く，かつ K+A も低い場合にはリスク大で経済性が低い．




図－1 岩級分布の完全一致率（K）と安全側一致率（K+A）

#### 3) 調査密度の算出方法

本報告での調査密度の算出は，100m²当たりのボーリング孔の表面積と調査坑壁面積を合計して次のように行った．

$$\text{調査密度} = \frac{\text{ボーリング孔表面積}(m^2) + \text{調査坑壁面積}(m^2)}{\text{堤敷面積}\ (m^2)} \times 100m^2$$

ボーリング孔表面積：調査ボーリング延長 m×π×0.066m
調査坑壁面積　　：調査坑延長 m×1.8m

これまでの検討における調査密度は，ボーリング孔数のみであり，情報量の多い調査坑は考慮していなかった[1), 2)]．調査数量を孔数でなく，面積とすることで調査ボーリングと調査坑の情報量の違いを表すことができると考えた．また，掘削面より浅部および調査深度が深い箇所の地質情報も，鉛直断面と水平断面による立体的分布を検討することで，基礎掘削面の一致率向上に寄与すると考えて，調査ボーリング深度，調査坑深度の全長を用いて面積を算出した．ただし，調査密度の算出については，議論のあるところである．

調査数量の算出範囲は，堤敷内と堤敷直近とした．堤敷直近は，一般的なブロック幅である 15m の半分程度を目安とし，堤敷から 7.5m の範囲とした．

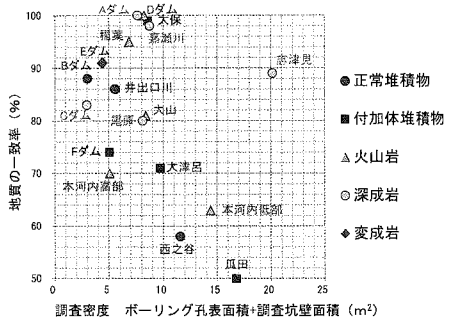
### 3. 検討結果

#### 1) 地質の一致率と調査密度

図－2 に地質の一致率と調査密度を示す．一致率の高い 80%以上のグループと一致率の低い 50~80%のグループに大別される．一致率の高い地質タイプは正常堆積物と深成岩で，一致率の低い地質タイプは付加体堆積物と火山岩である．正常堆積物の西之谷ダムの一致率が低い要因は，ほぼ水平な地質境界付近に掘削線

が設定されていたが，仕上げ掘削段階で緩み除去を目的として下位層準を敢えて露出させたためである[2)]．

全ダムを見ると調査密度と地質一致率に正の相関は認められず，地質タイプ別にみても，一致率と調査密度に正の相関は認められない．




図－2　地質の一致率と調査密度

### 2) 岩級の一致率と調査密度

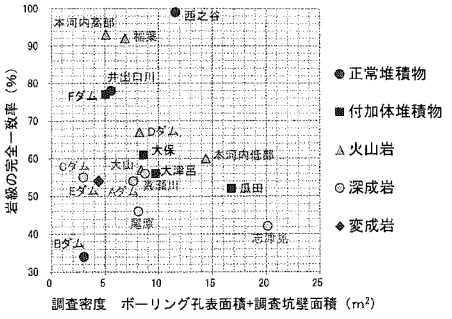
図－3 に示す岩級の完全一致率（K）は，B ダムの 34%から西之谷ダムの 99%までばらつくが，50～60%のダムサイトが 18 ダム中 8 ダムと多い．完全一致率の低い地質タイプは深成岩（志津見ダム，尾原ダム），正常堆積物（B ダム）である．

図－4 に示す岩級の安全側一致率（K+A）は，完全一致率に比較して上昇し 18 ダム中 17 ダムが 75%以上である．岩級の完全一致率が 34%と最も低い正常堆積物の B ダムの安全側一致率は 90%となっている．これは，ダム基礎の主体をなす泥岩の岩級を調査時は CML 級岩盤主体と区分していたが，ボーリングコアで分離していた割れ目が掘削面では密着していたため，掘削時の実績は CM 級岩盤と区分したことに起因する．

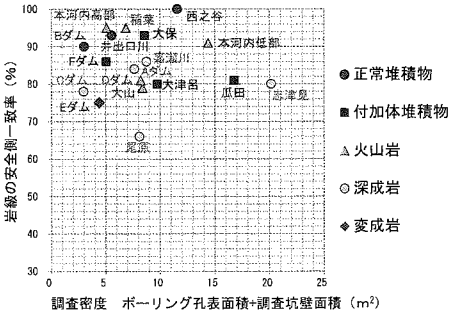
全ダムを見ると調査密度と岩級の完全一致率の相関は認められない．地質タイプ別にみると正常堆積物にやや相関が認められるが，その他の地質タイプに相関は認められない．深成岩や火山岩は，調査密度が高いと一致率が低い傾向さえも確認される．

## 4. 考察

今回の検討では，予想に反して，一致率と調査密度や地質タイプに明瞭な相関は認められない．また岩級分布の安全側一致率も，調査密度によらず，18 ダム中 17 ダムが一致率 75%以上と高く明瞭な相関がなかった．調査密度などの指標の取り方の影響もあるが、これはダムの場合，「一定以上の安全側一致率を確保するため，地質が複雑ないし予測が難しい地質ほど，意図的に多くの地質調査が行われている」ことに起因している可能性がある．その場合，地質調査の効果を確認するには，今回の方法ではなく，ダム毎に，調査段階毎の一致率の時系列的変化を詳しく見ていく方が適している．また，地質タイプのみの分類では不十分であった可能性もあり，各ダムで「何故岩級の一致率が低かったのか，何故その調査数量が必要であったか」を子細に分析することが必要である．




図－3　岩級の完全一致率(K)と調査密度




図－4　岩級の安全側一致率（K+A）と調査密度

## 5. 今後の課題

今回の報告では，地質タイプや調査密度と一致率には，予想に反して明瞭な相関性が見られなかった．しかし，地質タイプ別の一致率と調査密度の十分な検討に向けては事例数が不足しているため，今後も事例数を増やす必要がある．また，岩級の一致率を低下させる熱水変質などの，地質タイプ特有の地質事象の影響度，出現確率を検討し，地質タイプ別の地質リスクを評価する必要がある．更に，構造運動や風化変質など全ての地質タイプ共通の地質リスクについても検討を行いたい．これに併せて，調査段階毎の一致率と調査密度の時系列的変化の分析を行い，地質タイプ別のダム基礎岩盤調査の適切な調査手法や調査密度についての検討が必要である．

## 文献


1) 日本応用地質学会土木地質研究部会ダムワーキング（2014）：ダム基礎掘削面における地質タイプ別の地質図の一致率と調査密度，日本応用地質学会平成 26 年度研究発表会講演論文集，pp.189-190.

2) 綿谷　博之（2015），重力式コンクリートダムの基礎掘削面における地質分布及び岩級区分の調査精度に関する検討，日本応用地質学会平成 27 年度シンポジウム予稿集，pp.34-40.

3) 脇坂　安彦（2015），土木地質のための地盤のモデル化とその留意点，日本応用地質学会平成 27 年度シンポジウム予稿集，pp.9-20.

4) 永田秀尚(1990)：予測性の観点からの地質体の分類と記述，応用地質，Vol.31，No.1，pp.29-36.

5) 日本地質学会地質基準委員会　編著（2001）：地質基準，pp6-14

# 6. 複合面構造を考慮した断層の連続性の検討

Estimation of continuity of a fault based on its composite planar fabric

○脇坂安彦（ダム技術センター），梶山敦司，綿谷博之，上妻睦男（建設技術研究所）
Yasuhiko Wakizaka, Atsushi Kajiyama, Hiroyuki Watatani and Mutsuo Kozuma

## 1. はじめに

重力式コンクリートダムの設計・施工をする上での地質上の課題の一つとして低角度の断層がある。ダムサイトに低角度の断層が分布している場合には、地表地質踏査、横坑調査およびボーリング調査によって、断層の分布位置および連続性が推定される。これらの調査は何れも一次元または零次元の情報であり、断層の三次元的な連続性を正確に把握することは困難であった。困難であった原因としては、次のようなものが考えられる。

①ボーリング孔間が離れすぎている。すなわち、ボーリング孔の孔数が少ない。

②高品質ボーリングでない場合は、断層と壁岩との境界が乱れていることが多い。

③高品質ボーリングであっても、ボーリングコアのみでは、通常、断層の走向傾斜は把握できない。

④断層と壁岩との境界面の走向傾斜がボアホールカメラなどによって把握できたとしても、断層と壁岩との境界面は必ずしも断層の伸長方向を表しているとは限らない。

以上の原因のうち、①から③はボーリング調査そのものに関する事項であるので、本稿では④の事項について取り上げ、それを検討した事例を述べる.

## 2. 断層の形成過程と複合面構造

断層内部の様々なせん断面などは総称して複合面構造と呼ばれている。Logan et al.,[1]によると複合面には、図-1 に示すようなものがある。Strearns et al.,[2]は Logan et al.,[1]の R1 を R、R2 を R' として示している。

断層の形成過程では、様々なせん断面などが出現する。断層の形成過程の初期には、R1 面、R2 面、P 面が形成され、変位が大きくなるとともに各面が連結して断層の伸長方向である Y 面が形成される。変位が大きくなり、断層と壁岩との境界が Y 面となっている場合以外は、断層と壁岩との境界は必ずしも Y 面とは限らない（図-2)。したがって、ボーリングコアなどによって断層の伸長方向を推定する際には、Y 面を的確に把握する必要がある。

複合面構造を構成する面のうち、Y 面、R1 面、R2 面、P 面および X 面は、せん断によって形成された面であるので、それらの面沿いには鏡肌が形成され、それぞれ変位の方向と並行に条線が形成される。鏡肌・条線という性状のみでは、これらの面を識別すること

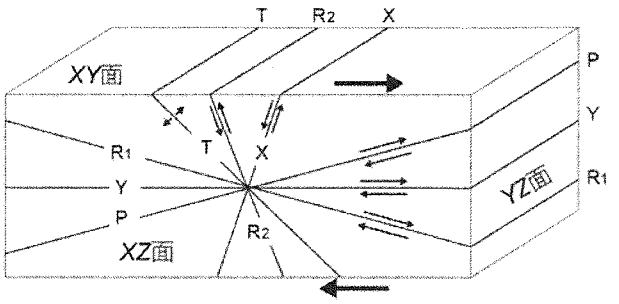



図-1　断層の複合面構造

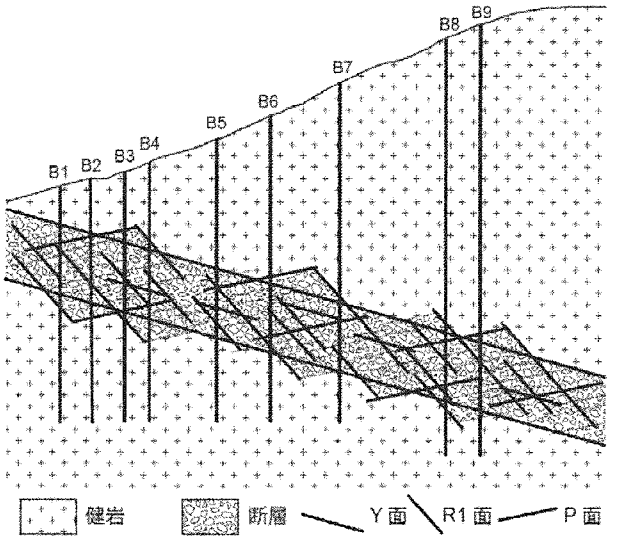



図-2　ボーリングコアで観察される断層と壁岩との様々な境界。B1 孔：上面 Y 面、下面 R1 面、B2 孔：上面 Y 面、下面 P 面、B3 孔：上面 P 面、下面 R1 面、B4 孔：上面 R1 面、下面 P 面、B5 孔：上面 Y 面、下面 Y 面、B6 孔：上面 P 面、下面 Y 面、B7 孔：上面 R1 面、下面 Y 面、B8 孔：上面 R1 面、下面 R1 面、B9 孔：上面 P 面、下面 P 面。

は不可能である。

各面を特定するには、まず、断層の変位方向に直交する XZ 面での観察が必要である。図-1 のように XY 面および YZ 面では、それぞれ平行なせん断面などが認められるのみであり、面の特定はできない。XZ 面ににおいも特徴的な面である P-fabric を認定する必要がある。

## 3. 複合面構造を考慮した断層の連続性の推定

秩父帯に属するダムサイトの高品質ボーリングコアの断層の観察を行い、複合面構造の特定を行った。写真-1 は礫の長軸が配列する P- fabric が認定され、それ

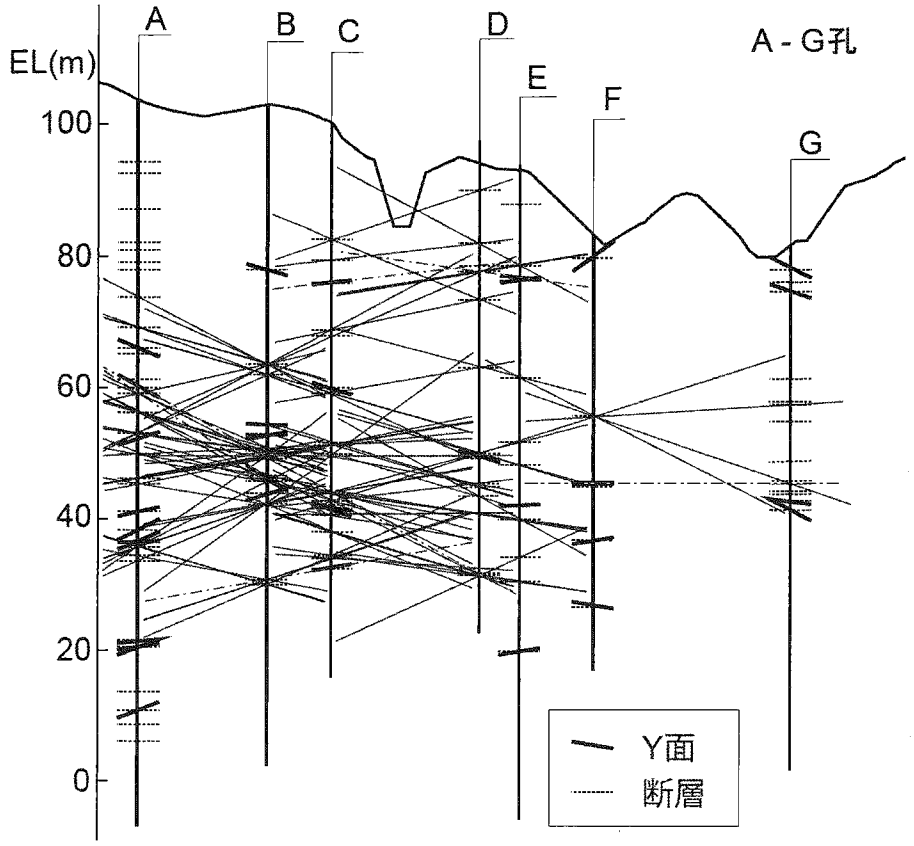



図-3　ボーリングコアで認められた断層のY面およびY面が不特定の断層の分布ならびに連続性が推定される断層。孔間を結ぶ実線は個々の Y 面が連続する可能性のある断層、一点鎖線は全孔の全 Y 面の傾斜と一致する 2 孔以上のボーリング孔の断層の組み合わせを示す。

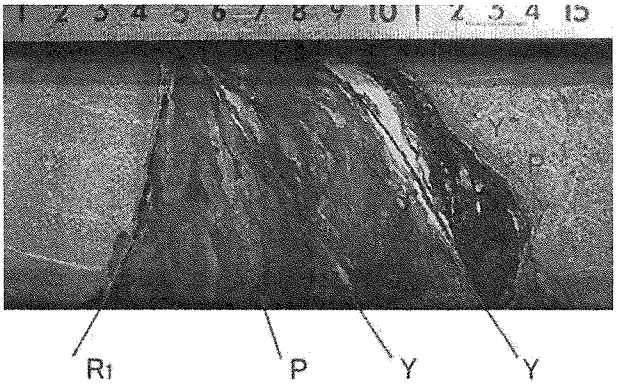



写真-1　複合面構造を特定した断層の例

を基にY面およびR1面が特定された例である。

図-3はボーリングコアで特定されたY面の走向傾斜をボアホールカメラ画像から計測し、それらの走向傾斜から求めたY面の断面図上の見かけ傾斜、および面構造が不特定の断層の深度を示したものである。図には各孔で特定された個々のY面が連続する可能性のある断層および全孔で特定された全てのY面の傾斜と一致する2孔以上のボーリング孔の断層の組み合わせ、すなわち連続する可能性のある断層も示した。個々のY面の延長が連続する可能性のある断層は、計6条認められた。以上のようにY面を特定し、その走向傾斜を用いることによって、より地質学的に根拠のある断層の連続性を推定することが可能になると考えられる。

## 4. おわりに

本稿では、高品質ボーリングコアの観察によってまず複合面構造のうち P-fabric を特定することによってY面を特定し、それらY面の走向傾斜をボアホールカメラ画像から計測し、その結果から断面図上における低角度断層の連続性を検討した事例を示した。Y面を特定することによってより地質学的に根拠のある断層の連続性を推定することが可能になると考えられる。

## 文献

1) Logan, J.M, Friedman, M., Higgs, N., Dengo, C. and Shimamoto, T. (1979): Experimenral studies of simulated gouge and their application to studies of natural fault zones. USGS Open File Report 79-1239, pp.305-343.

2) Stearns, D. W., Couples, G. D., Jamison, W. R. and Morse, J. D. (1981): Understanding faulting in the shallow crust: Contributions of selected experimental and theoretical studies, In Carter, N. L. et al eds. Mechanical Behavior of Crustal Rocks, The Handin Volume, American Geophysical Union, Geophysical Monograph, 24, pp. 215-229.

# 7. 熱水変質起源による塑性地山におけるトンネルの変状事例

Case study on the Deformed Tunnel in Squeezing Rocks Caused by Hydrothermal Alternation

○石田良二，上間綾乃（ジェイアール総研エンジニアリング），山本浩之，上林凡人，若宮酉，湯本健寛（安藤ハザマ）
Ryoji Ishida, Ayano Uema, Hiroyuki Yamamoto, Hirohito Kanbayashi, Minoru Wakamiya, Takahiro Yumoto

## 1. はじめに

トンネルの変状のうちで，「盤膨れ」と呼ばれる変状には，Squeezing というトンネル地山周辺が塑性化し，押出しが生じて支保工等が変形する現象と，Swelling というスメクタイトのような膨張性粘土鉱物が吸水膨張して覆工に過大な応力が作用する現象がある．実際には，これらが複合的に作用することも多く，土木学会 [1]ではこれらを一括して「塑性圧」として取り扱っている．しかしながら，近年，Swelling によるトンネル供用後の変状事例が多く報告されている [2]．

今回，中部地方の中央構造線に近接する道路トンネル工事において，硬質岩中の切羽に事前調査で想定されていなかった粘土化した脆弱部が出現し，掘削時に大きな変状が発生した．変状原因を特定する目的で，粉末 X 線回折等の膨張性を評価する試験を行った．その結果，膨張性粘土鉱物は存在せず，切羽状況や計測結果等を総合的に評価し，変状原因を押出し性の塑性地圧と判断し支保パターンの変更等を行った．ここでは，膨張性に関する試験結果および検討結果を報告し，今後のトンネル地山評価の資料として供したい．

## 2. 地質状況

当該トンネルは，静岡県浜松市北西端に建設中の延長 2,408m，掘削断面積約 80m$^2$ の道路トンネルである．本トンネルの地質調査は，H14 年より，5 回にわたり行われており，トンネル計画地山およびその周辺の調査ボーリングが 14 本，弾性波探査が 3 回とトンネル延長に対し，比較的多くの調査が実施されていた．

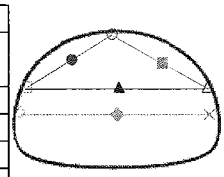
当該地域は中央構造線が南西－北東に走り，トンネルは中央構造線に近接した北西側で構造線に沿って位置する．既存の地質図によると，トンネル位置には領家変成岩類が分布するが，細長い狭小な分布であり，周囲には花崗岩類，中央構造線の南東側には三波川変成岩類が広範囲に分布する．地質縦断面図（図-1）によると，トンネルには領家変成岩類の泥質片岩と珪質片岩が互層状に分布し，坑口より 200m 付近に断層と低速度帯，600m 付近に低速度帯が想定されていた．

## 3. トンネル掘削状況

トンネル掘削は北側坑口（図-1 の右側）より開始され，坑口より 300m 付近の切羽（図-1 の①）において，硬質な片岩中に軟弱な粘土層が不規則な形状で出現し，出現頻度や面積が次第に多くなり，変位は掘削後早期に発現し増加傾向が認められた．具体的には，表-1 に示すように，最終的な内空変位および沈下量は 100mm を超える箇所が多く，一部で縫い返しを余儀なくされた．このような状況は図-1 の①～④の約 300m 間続いた。なお，当該区間の最大土被りは約 120m である．

表-1　計測値の状況

| 計測位置 | | 内空変位 最大値 (mm) | 内空変位 発生箇所 | 沈下 最大値 (mm) | 沈下 発生箇所 |
|---|---|---|---|---|---|
| ① | TD.390 | -91.0 | ◆ | -127 | △ |
| ② | TD.462 | -136.0 | ▲ | -106 | □ |
| ③ | TD.516 | -107.7 | ▲ | -103 | □ |
| ④ | TD.640 | -35.0 | ● | -105 | △ |



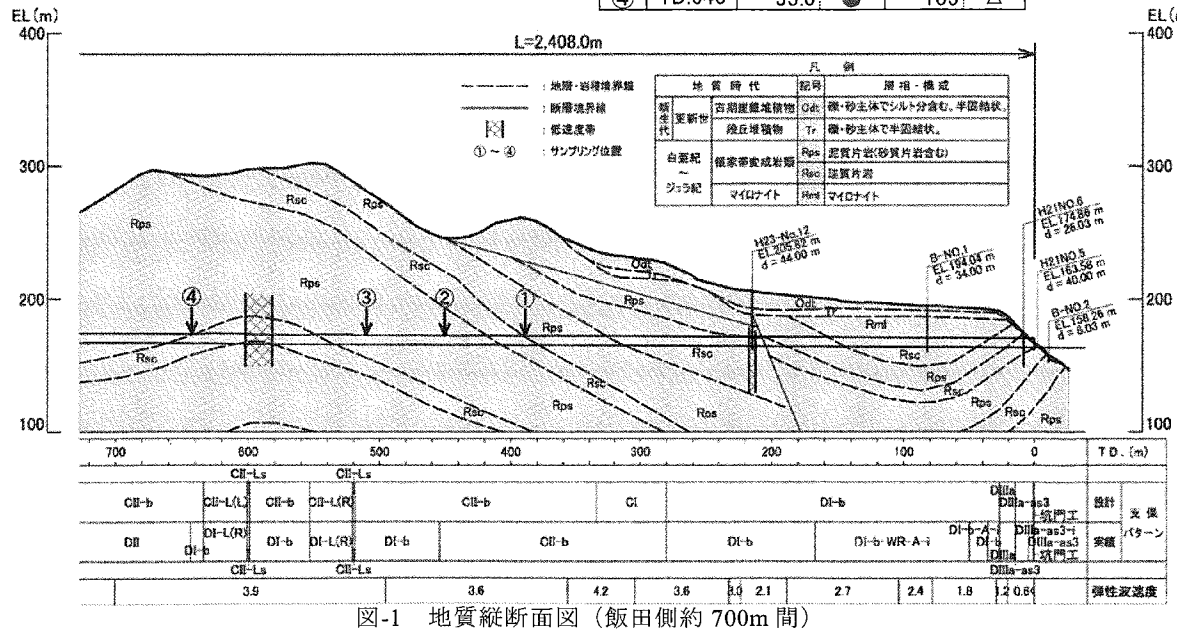



図-1　地質縦断面図（飯田側約 700m 間）

そこで，当該区間の設計はCⅡでありインバートの設置予定はなかったが，切羽の状況や計測値，さらに粘土鉱物の試験結果等を考慮して地山分類を見直し，支保パターンをCⅡb～DⅡへ変更し対策を実施した．

## 4. 試験・分析結果

切羽に出現した粘土の膨張性を把握するため，粉末X線回折，スレーキング試験，CEC・交換性陽イオン分析を行った．粉末X線回折図の一例を図-2に，膨張性に関する試験全体の結果を表-2に示す．

### (1)試料

試料は図-1に示す変状が大きい①～④の4カ所の切羽より採取した粘土塊であり，一部に岩片が混じる．なおスレーキング試験用に，試料は乱さずに採取した．

### (2)粉末X線回折

いずれの試料も石英と雲母を多量に含み，長石類・緑泥石・炭酸塩鉱物・黄鉄鉱が多くの試料に含まれる．また，試料①にはカオリン鉱物が確認された．スメクタイトは試料④で僅かに含まれるが，その他の試料では確認されなかった．切羽観察や試料の肉眼観察では，粘土は周囲の硬質岩（主に泥質片岩）とは境界は不規則・不明瞭であるが，強度的には明瞭であり，硬質岩から粘土に急激に変わり，せん断による破砕を受けた形跡は認められない．また，軟質化した粘土中に硬質岩が円礫状に残り，原岩組織を残したまま粘土化していることから，熱水変質によるものと判断される．

さらに原岩である泥質片岩の鏡下観察では，石英・長石類・白雲母が非常に多く，これらの結果からも，熱水変質により緑泥石・微細な雲母粘土鉱物・黄鉄鉱等が生成され，粘土化・軟質化したものと推定される．

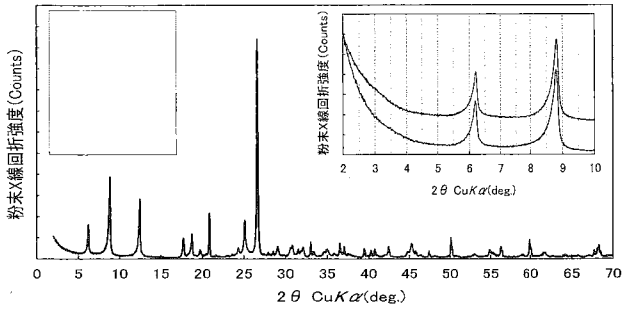



図-2　粉末X線回折図（試料④）

### (3)スレーキング試験結果

スレーキング試験は1回の乾湿で試料の劣化を判定するJGS 2124-2009「岩石のスレーキング試験方法」に準拠した．表-2および写真-1に試験結果を示す．全ての試料がスレーキング指数「3」であり，劣化形態は崩壊型[3]を示した．試料中にはスメクタイトはほとんど存在しないため，強度ないし固結度が低い試料が乾湿により物理的に崩壊したものと判断される．

### (4)CEC・交換性陽イオン分析

表-2にCEC・交換性陽イオン分析結果を示す．CEC値は6.2～21.3meq/100gで，過去に盤膨れを起こしたトンネルのCEC値より小さい値を示した．なおCECの発現は，雲母粘土鉱物や緑泥石の影響と判断される．

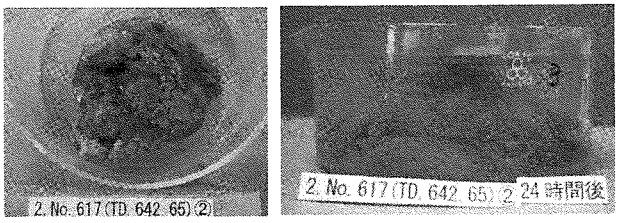



写真-1　スレーキング試験状況（試料④）

## 5. まとめ

今回のトンネル変状は，①変位が掘削直後より発現し，数日間でも収束傾向が見られなかった．②切羽に熱水変質により劣化したと推定される軟質な粘土が大きく分布した．③粘土は膨張性粘土鉱物を含まないが，顕著なスレーキング性を示した．これより，当該区間の変状は，粘土化した地山の掘削に伴う強度低下により，トンネル周辺地山が塑性化したものと判断された．

この事例では，膨張性に関する試験を行うことにより，膨張性粘土鉱物であるスメクタイトの存在が確認されず，変状原因が塑性地圧であると判断され，変状に対する対策工や維持管理における考え方等が明確になった．今後同様な地質状況が想定されるトンネルにおいて、通常実施される強度試験のみならず、地山深部のD級岩盤のような粘土化した岩盤を対象とした膨張性に関する試験も実施する必要があるものと考える．

### 文献


1) 土木学会(2003)：トンネル変状のメカニズム，p.46.
2) 岡崎健治・伊東佳彦（2011）：トンネルの供用開始後に生じる変状と経時変化に関する考察，トンネル工学報告集，第21巻，pp.183-188.
3) 石田良二・西川総明（1992）：スメクタイトを含む軟岩の諸性質(1)，粘土科学，Vol.32, No.2, pp.97-107.


表-2　膨張性に関する試験結果一覧表

| 試料 No. | 位置 | 組成鉱物 Qz | Fl | Am | Mi | Ch | Sm | Ka | Ca | Py | スレーキング試験 指数/型 | 吸水率 | CEC (meq/100g) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| ① | TD.389.2 | ◎ | ▼ | — | ◎ | — | — | △ | ▼ | ▼ | 3(C) 崩壊型 | 11.60 | 17.7 |
| ② | TD.450.4 | ◎ | △ | — | ◎ | △ | — | — | ▼ | — | 3(C) 崩壊型 | 14.86 | 21.3 |
| ③ | TD.510.0 | ◎ | △ | ▼ | ◎ | ▼ | — | — | ▼ | ▼ | 3(C) 崩壊型 | 18.52 | 6.2 |
| ④ | TD.642.7 | ◎ | ▼ | — | ◎ | ○ | ▼ | — | — | △ | 3(C) 崩壊型 | 28.36 | 13.9 |

凡　例
Qz：石英
Fl：長石類
Am：角閃石
Mi：雲母類
Ch：緑泥石
Sm：スメクタイト
Ka：カオリン鉱物
Ca：炭酸塩鉱物
Py：黄鉄鉱

目安の含有量
◎：多量
○：中量
△：少量
▼：僅か

スレーキング試験・指数(C)：浸水崩壊度

# 8. トンネル陥没事故例等からみた地質リスク回避手法に関する考察

Consideration on Geo-risk Avoidance Method learned from Depression Accidents by Tunneling

○佐々木靖人（土木研究所）
Yasuhito Sasaki

## 1. はじめに

昨年発生した福岡地下鉄七隈線延伸工事にかかる陥没事故では、地質の不均質性等が事故原因の一つになったと推定されている。そこで土木工事において地質リスクの発現を回避するための対策を考察した。本発表では陥没事故の経緯とその教訓、ならびにこれを踏まえた土木事業の要改善点について論じる。

## 2. 福岡地下鉄七隈線の陥没事故の経緯と原因

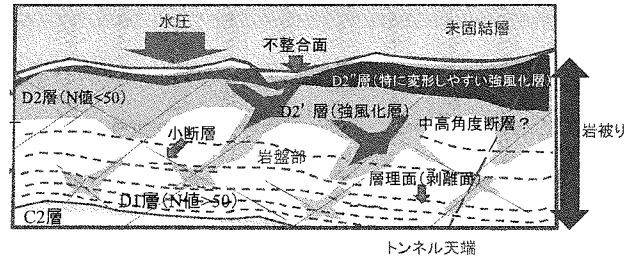
### 2.1 経緯と原因

ここでは事故調査委員会報告書[1]及び著者のコア観察等をもとに経緯と現段階での地質上の原因を述べる。

平成28年11月8日に発生した福岡地下鉄七隈線延伸工事の陥没事故は、古第三紀の福岡層群中においてNATM工法で大断面部を掘削している途上、トンネル天端の強風化岩盤が崩れ、その直上部の未固結層（更新世および完新世の未固結堆積物）がトンネル内に流入したことにより発生した。

事故の発生原因としては、当初トンネル天端の福岡層群の厚さ・強度・止水性が十分あると見込んでいたが、実際には厚さ2m程度しか無く、しかも岩盤が亀裂質・強風化であったこと、また直上部の未固結層にあった水頭12m程度の地下水圧がトンネル天端の岩盤にかかっていたこと等から、トンネル天端の岩盤の強度ないし止水性が想定よりも十分でなく、天端に補助工法は実施していたものの止水を含めた補助工法の選定・設計・施工を見誤ったものと結論づけられた。

また、設計時点の地質調査量は通常の都市NATM工事と比較して少ないとまではいえないことから、事故前に正確に把握することは困難であったとしたが、事故後の想定地質断面図（図－1）に示すように、トンネル天端の岩盤等の地質の成り立ち、すなわち古第三紀の亀裂性岩盤、不整合（アンジュレーションが想定される）、地表での風化（風化状態の不均質が想定される）等から考えると、不均質性を前提とした安全側の対応（詳細地質調査や設計・施工での対応）が望まれたとした。たとえば、NATM区間（L=195m）での調査時点での独自調査ボーリングは1～2孔のみで設計・施工に進んでおり（他事業のボーリング情報4孔を用いているがトンネル底盤までは届いておらず、陥没が発生した大断面部では事前ボーリングは近隣に1孔あるのみ）、施工時に大断面部付近を挟むように1孔追加したものの、それでも不整合面のアンジュレーションは十分把握できず、当初はトンネル天端の岩盤厚を2.79-3.63mと見込んでいたが、実際の厚さは1.9-2.28mと推定された。




図－1　トンネル天端付近の岩盤状態の模式図（文献1）に追記。岩被りは2m程度）

### 2.2 地質上の教訓

地質上の教訓は少なくとも大きく2つがある。

#### 2.2.1 早期からの地質リスクマネジメントの必要性

1つ目の教訓は、事業の早期からの地質リスクマネジメントの必要性である。ボーリング調査のみで地質構造を「正確に」把握することは困難だとしても、不整合であるという地質的成り立ちから一定の不均質性が予測される。少なくとも地質の不均質性・バラツキや、想定と異なる可能性を事業の早期に着目して必要かつ安全側の調査と対策を検討する地質リスクマネジメントの必要があったと考えられる。

#### 2.2.2 土木地質学的リスクアセスメントの必要性

2つ目の教訓としては、土木構造物毎の設計条件等から求められる「基礎・地山としての要求性能」や、「地質調査の品質」に十分配慮した、「土木地質学的リスクアセスメント」が必要ということである。これは広義には地質リスクマネジメントに含まれるが、土木構造物を取り扱う際には、とりわけ、構造物からの「要求性能」を意識した検討が重要である。たとえば、被りの大きな山岳トンネルでは多少の地質的不確実性があっても（地質調査の品質が低くても）、支保パターンの変更や補助工法の追加等でリスク回避できるが、本事案のように岩被りが極めて小さい場合は、地質の小さな不均質性であっても鋭敏に影響する。しかも、天端の局所的な崩落がすぐに大規模な陥没に結びつく本件のような設計では、施工時の対応（切羽観察や観測、支保パターンの変更、補助工法の追加）のみでリスクを完全に回避することは困難である。つまり、土木構造物毎の特性による地質リスクへの鋭敏性を踏まえ、

どの地質工学特性（強度、変形性、遮水性、パイピング抵抗性等）がどの精度・安全率で満たされている必要があるか（すなわち要求性能）を吟味し、それに応じた品質の地質調査や対策が必要である。この点で地質技術者の土木構造物に対する知識も重要となる。

**2,2.3 その他の教訓**

このほかにも設計・施工上の教訓や、関係者のリスクコミュニケーション等、事業システムに係わる教訓もあるが、詳細は文献 1）を参照されたい。

## 3. 改善点の検討

### 3.1 概要

以上から、改善点として下記が考えられる。

・（行政的視点）事業の初期段階から維持管理までを通じた地質リスクマネジメント体系の導入
・（技術的視点）土木地質学的リスクアセスメント技術の体系化（リスク発見技術、適切な調査量の選定、適切なリスク評価手法の開発を含む）
・（教育的視点）関係者の教育プログラムの体系化

### 3.2 行政の地質リスクマネジメントの体系化

国等から発出される手引き案をイメージして地質マネジメント体系を検討した。目次案を表－１に示す。詳細は議論が必要であるが、重要な事業に対しては行政システムとしてこのような体制が一般化するように進める必要がある。受発注者間の課題等もこの体系化に合わせて改善すべきである。

表-1 地質リスクマネジメントの手引き（イメージ）

土木・建設事業における
地質・地盤リスクマネジメントの手引き

１．本手引きの目的
２．適用
３．用語の定義
４．リスクマネジメントの流れ
　4.1 概要
　4.2 リスクマネジメントを実施すべき事業
　4.3 リスクマネジメントの実施方法
　4.4 リスクマネジメントの実施時期
５．リスクマネジメントの実施体制
　5.1 概要
5.2 地質・地盤リスク管理者の設置
5.3 地質・地盤リスクアドバイザーの設置
　5.4 関係者の役割の明確化
5.5 関係者間の情報・意識共有の場の実施
5.6 事業者の体制
5.7 地質調査者の体制
　5.8 設計者の体制
　5.9 施工者の体制
６．リスクマネジメントの計画
７．リスクの調査計画と調査
８．リスクの抽出
９．リスク評価
１０．リスク対応
１１．リスク情報の共有と引き継ぎ
（参考資料）地質・地盤リスクと対応の事例

### 3.3 土木地質学的リスクアセスメント技術の体系化

土木地質学的リスクアセスメントを適切に実施する要素技術として、①見逃しのないリスク発見技術、②リスクアセスメント技術、の２点が重要であるが、以下では紙面の関係で前者について述べる。

計画段階や概査段階では事業の実現に関わる「致命的リスク」や大きなコスト・工期の変更を伴う「重大リスク」を、精査以降の段階では設計・施工・管理全般に関わるリスクを発見･抽出する必要がある。また、リスクは構造物毎に整理する必要がある。しかし計画・概査段階では構造物・形状等が定まっていない場合もあり､全構造物に詳しい地質技術者もまれである。このため、とくに計画段階や概査段階では、複数の構造物を想定し、かつ少ない調査量でリスクを発見する必要がある。これは高度な技術が必要であり、一技術者の経験だけで容易にカバー出来ることではない。

このため、地質技術者のリスク発見を支援する体系が必要である。この体系としては、後述する技術者教育プログラムのほか、ダムで実施しているように多様な専門技術者が重層的に助言する方法（仮に「マルチオピニオン法」とよぶ）や、データベース等を活用してリスクを検索・確認できるエキスパートシステム的なリスク発見支援システム等が考えられる。いずれの方法も技術開発や体系化が必要である。

### 3.4 関係者の地質リスク教育プログラムの体系化

地質リスクは目に見えにくいリスクでありわかりにくい。このため、事業者を含めた関係者が地質リスクを学び適切に対応するための教育・啓発プログラムが必要である。教育プログラムは地質技術者とそれ以外（一般・土木技術者）に分けたものが必要である。とくに後者には国・自治体等の事業者や施設管理者、設計者、施工者等があるが、役割も技術レベルも教育に割ける時間もまちまちであり、一律な教育プログラムでは難しく、状況に応じたプログラムが必要である。このような教育プログラムの開発と実施には複数組織の連携が重要である。たとえば当学会や関係学会、全地連・建コン等の業界団体で連携し「地質・地盤リスク対策協議会」等を組織し、プログラムの開発、教育・啓発事業を実施することなどが考えられる。

## 4. まとめ

土木事業における地質リスクの発現を回避するための対策として、①事業へのリスクマネジメントの導入、②リスク発見・評価技術の開発、③事業関係者のリスク教育・啓発事業、等が必要である。

## 文献

1）福岡地下鉄七隈線延伸工事現場における道路陥没に関する委員会（国立研究開発法人土木研究所）(2017)：福岡地下鉄七隈線延伸工事現場における道路陥没に関する委員会報告書.

# 9. トンネル切羽画像のフラクタル次元解析による岩盤評価（第四紀火山岩類の事例）

The Evaluation of the Rock Mass by the Image Analysis of Tunnel Face using Fractal Dimension (Quaternary Volcanic Rocks)

○宇田川 義夫，伊藤 由明，押村 嘉人（㈱フジタ）
Yoshio Udagawa, Yoshiaki Ito, Yoshihito Oshimura

## 1. はじめに

亀裂性岩盤において建設されるトンネルの安定性は，亀裂や風化の発達程度といった地質的特性に影響を受けやすい．山岳トンネルにおける落盤・崩壊といった重大災害の原因は，このような地山の地質的要因に負うところが多いのにもかかわらず，事前調査段階では経済的な理由から，施工段階においては時間的制約等の理由から，必ずしも十分な地質調査が行われていないのが現状である．また，切羽地質観察も観察者の主観的な判断となっていることが多い．このような背景にあって，トンネル切羽岩盤の地質評価は，防災およびトンネルの経済的施工の観点から非常に重要であり，地質状況を客観的かつ迅速に評価するシステムが必要とされている．本研究では，岩盤の亀裂分布のフラクタル特性に着目して，トンネル切羽岩盤の地質評価を迅速・簡便かつ客観的に行なう手法として，画像処理とフラクタル次元解析によって岩盤評価をおこなった．

## 2. トンネル切羽画像のフラクタル次元解析による岩盤評価

### 2.1 概要

岩盤評価システムは大きく，①画像処理，②フラクタル次元解析の２段階に分けられる．第１段階「画像処理」では，トンネル切羽画像から必要とする地質情報（亀裂，風化脆弱部）のみを抽出する．第２段階「フラクタル次元解析」では，トンネル切羽の２値化画像として抽出された地質情報（亀裂，風化脆弱部）を客観的な数値（ボックスカウンティング法によるフラクタル次元）として評価する．

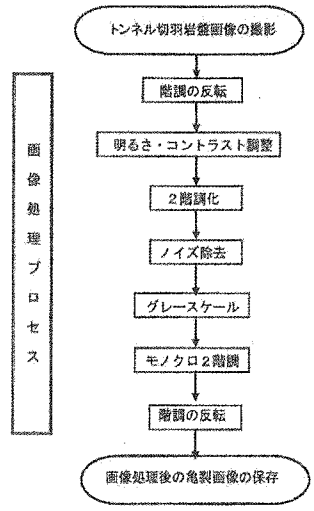
### 2.2 画像処理

画像処理は，図－１のアルゴリズムに沿って実施される．現場で撮影されたトンネル切羽画像は，明るさ・コントラスト調整，２階調化などの処理を経て，最終的に 72pixels/inch の解像度の２値化画像（白黒画像）として処理される．この画像２値化によりトンネル切羽画像から必要とする地質情報（亀裂・風化脆弱部）のみが抽出される（図－２，図－３）．

### 2.3 フラクタル次元解析

画像処理後のトンネル切羽岩盤の２値化画像（トンネル切羽面以外は消去）を，ボックスカウンティング法によるフラクタル解析を行い，フラクタル次元を求めた．

ボックスカウンティング法によるフラクタル次元




図－１　画像処理アルゴリズム [1)]



図－２　画像処理前のトンネル切羽画像



図－３　画像処理後のトンネル切羽画像

は次式で表わされる．

$$D = -\frac{\Delta \log N(P)}{\Delta \log P}$$

ここで，$D$ はフラクタル次元，$P$ はボックスカウンティング法における格子網の幅（単位はピクセル），$N(P)$ は格子網の幅が $P$ のときの亀裂が存在する格子の総数である．

## 3. トンネル施工現場での適用

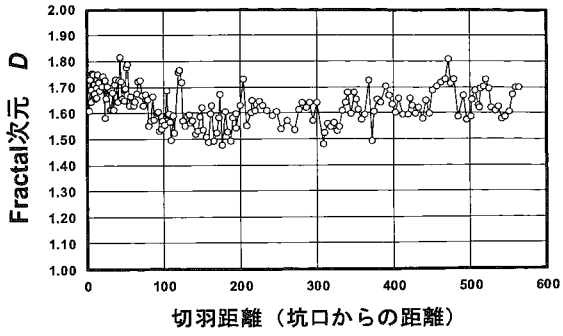
この岩盤評価システムを適用したトンネルは，長崎県内で建設中の道路トンネル（事業主体：西日本高速道路㈱，$L$＝1,686m）である．トンネルの地質は第四紀更新世の長崎火山岩類（輝石安山岩，凝灰角礫岩）となっている．坑口から輝石安山岩が分布しているが，岩質は非常に硬いものの，亀裂が発達しており，特に縦方向の亀裂に沿って湧水，茶褐色の風化ならびに粘土分の介在が部分的に見受けられる．切羽距離 500m 付近から地質は凝灰角礫岩に変わっている．

### 3.1 フラクタル次元の分布

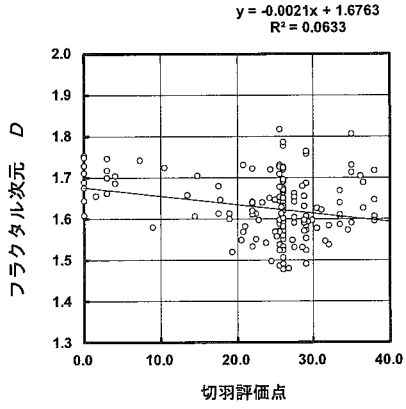
図－４は，坑口からの切羽距離とフラクタル次元の関係を示したものである．切羽距離 0～34mまでは土砂，35m～45mは強風化帯が分布しておりフラクタル次元は 1.7 前後で推移している．切羽距離 46～100m 付近までは弱風化帯が分布しており，フラクタル次元は 1.7 から 1.6 へと低下傾向にある．その後，塊状岩部でフラクタル次元は 1.5～1.6 となり，切羽距離 350m以降の亀裂発達部では 1.6～1.7 のレンジで推移している．部分的に弱層の貫入があり，フラクタル次元が 1.7～1.8 程度を示す箇所もある．

### 3.2 支保パターンとフラクタル次元の分布

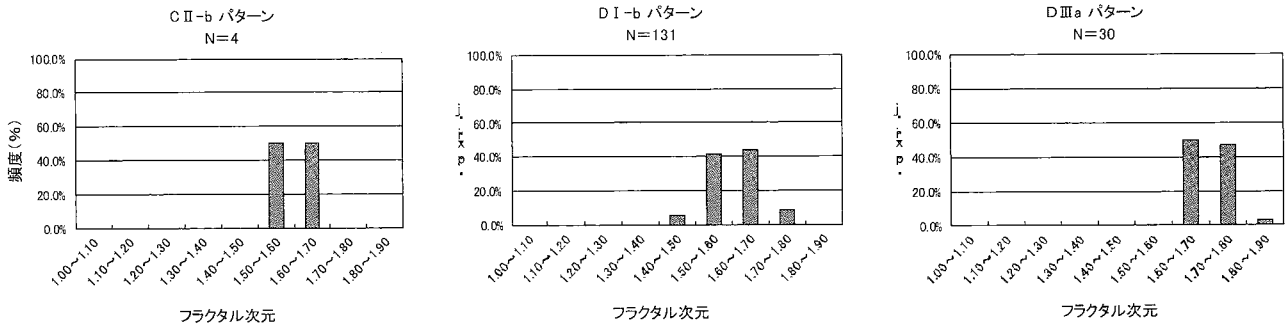
図－５は，実施された支保パターン毎の岩盤画像解析システムによるフラクタル次元の頻度分布を示したものである．フラクタル次元はばらついているものの，




図－４　フラクタル次元の分布




図－６　切羽評価点とフラクタル次元の相関性




図－５　支保パターンごとのフラクタル次元の分布

平均値は，CⅡ-b パターンで$D$＝1.585，DⅠ-b パターンで$D$＝1.608，DⅢa パターンで$D$＝1.690 となり，支保パターンが重くなるほどフラクタル次元の平均値が大きくなっている．

### 3.3 切羽評価点とフラクタル次元の相関性

図－６は，切羽評価点とフラクタル次元の相関を示したものである．切羽評価点 25 以上で大きくばらついているが，おおむね右下がりの傾向が見られる．すなわち，切羽評価点が大きく岩盤状況が良好になるほどフラクタル次元が低下する傾向にある．

## 4. まとめ

フラクタル次元の分布では，地質状況の変化との関連性が認められた．支保パターンごとのフラクタル次元の分布では，平均値で比較すると支保パターンが重くなるほどフラクタル次元が高くなる傾向にあった．また，切羽評価点とフラクタル次元とのあいだにはやや相関性が認められた．

トンネル切羽岩盤の肌落ちは亀裂の密集している箇所や風化・変質が進んでいる箇所で多く発生している．このような箇所ではフラクタル次元が高くなっている．日常の安全管理の観点からも，この岩盤評価システムは意義があるものと考えている．

### 文献

1）　宇田川義夫（2007）：トンネル切羽画像のフラクタル解析による地質評価手法の開発，応用地質，第48巻，第3号，pp.116-125.

# 10. マルチスペクトル画像を用いた岩石種別自動判定手法の開発

Development of automatic rock type determination method using multispectral images

○鶴田亮介，宇津木慎司（安藤ハザマ）
Ryosuke TSURUTA, and Shinji UTSUKI

## 1. はじめに

従来のカラーカメラは，人間の視覚的特性に基づいたRGB(Red,Green,Blue)またはYMC (Yellow,Magenta,Cyan)など3種類のフィルターを用いて色情報の取得を行っている．本方式では，色彩の違いを定量的に表現することが難しいため，色彩の定量的な表現には色差計や分光計が用いられることがあった．色差計や分光計は，一度に対象物のごく一部の領域しか測定できないため，試料全体の測定には時間がかかり，色むらについて表現できないという問題がある．この問題を解決するために，試料全体を一度に短時間で撮影できるマルチスペクトルカメラを用い，岩石種ごとの色彩の違いを定量的に記録した．

近年，特に土木の他分野において，AI (Artificial Intelligence：人工知能)を利活用した多岐にわたる検討が実施されており，種々の評価における高度化，省力化が図られている[1]．岩石種別を自動的に判断することを目的とし，マルチスペクトルカメラで取得したマルチスペクトル画像に，AIの画像認識技術であるCNN法を適用する手法を開発した．マルチスペクトル画像の取得方法，およびAIを用いた判定の自動化に関する検討内容について詳述する．

## 2. マルチスペクトル画像取得システム

可視光線の波長帯の電磁波や，不可視光線の波長帯の紫外線や赤外線，遠赤外線等の電磁波を各波長帯に分光して記録した画像をマルチスペクトル画像と呼ぶ．

物体は種類ごとに波長帯ごとの電磁波の反射強度（スペクトル反射特性）が異なっており，異なる波長帯の電磁波を記録するマルチスペクトル画像は，物体のスペクトル反射特性を把握するために必要なデータとなる．

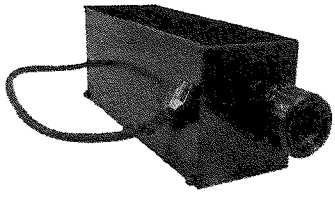


図-1　スペクトルカメラ NH-8

マルチスペクトル画像の取得にはエヴァジャパン社製のスペクトルカメラNH-8を用いた(図-1)．波長範囲 380nm-980nm のスペクトル反射特性の取得が可能である．今回は波長 5nm ごと，125 波長帯に分光したマルチスペクトル画像を取得し検討に用いた．透過型分散素子をベースとした分光部により，スリットを透過した1ラインの光を分光して複数の波長データを同時に取得することで，スペクトルデータを取得する．本方式の場合，従来はカメラもしくは対象物を動かす機構が必要となり，大型の外部装置が必要であったが，カメラ内部で光学系を駆動することにより外部装置を要さずカメラとノートPCのみで撮影可能となった[2]．

マルチスペクトル画像取得時に用いる照明は，各波長帯の出力特性の強弱が少ないことが望ましいため，市販の照明の中で比較的各波長帯の出力特性の強弱が少ないハロゲンランプを照明として用いた．また，画像取得時と同時に標準反射板を撮影することにより，照明条件の違いの補正を行った．

図-2に岩石のマルチスペクトル画像取得時の様子を示す．マルチスペクトルカメラは岩石試料から反射した反射スペクトルを計測するため，3台のハロゲンランプとソフトボックスを用い，光源むらの少ない環境で撮影を行った．

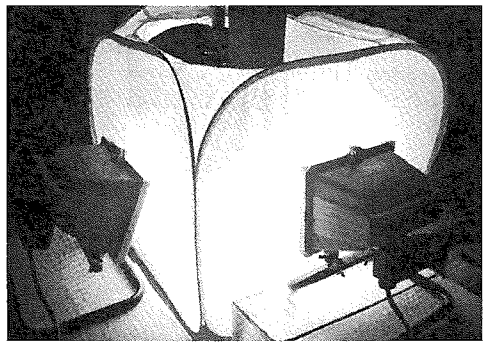


図-2　マルチスペクトル画像取得状況

## 3. 岩石種別自動判定手法の概要

今回開発した手法は，人工知能の画像認識技術を利活用し，岩石試料のマルチスペクトル画像から岩石の種別を自動判定するものである．

岩石試料の外観写真と岩石種別との関係を人工知能に学習させるのに際し，図-3に示すようなCNN法と呼ばれる，他部門では広く適用事例がある人工知能の機械学習手法を適用した．CNN法とは，情報を紐づけされた画像データをもとに反復的に学習し，そこに潜むパターンを自動的に見つけ出す機械学習の一手法である．脳機能に見られるいくつかの特性を，計算機上のシミュレーションによって表現することを目指した数学モ

デルであるニューラルネットワークを多層化した手法の一つで，畳み込みニューラルネットワークと呼ばれる．これに画像データを入力すると，情報が第1層からより深くに伝達されるうちに，各層で学習が繰り返される．この過程で，これまでは画像や音声などにより当該分野の研究者，技術者が手動で設定していた特徴量が自動で計算される．

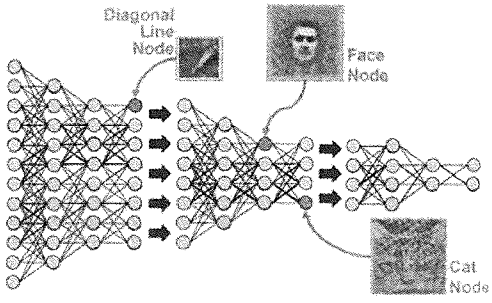



図-3　CNN 法の概念図

岩石種別判定に使用した火山岩 4 種類，（安山岩，デイサイト，玄武岩，花崗岩）についての自動判定手法，自動判定結果について詳述する．

玄武岩をマルチスペクトルカメラで撮影した特定波長（580 nm）の反射強度イメージを図-4 に，マルチスペクトルパターンを図-5 に示す．マルチスペクトルパターンは，横軸に波長をとり，スペクトル強度が縦軸に示されている．本検討では岩石試料の反射強度イメージを直接 AI に学習させるのではなく，岩石試料から得られたマルチスペクトルパターンの形状と岩石種別の関係を教師データとして AI に学習させ，学習後に未知のマルチスペクトルパターンを AI に与えることで自動判定を行った．

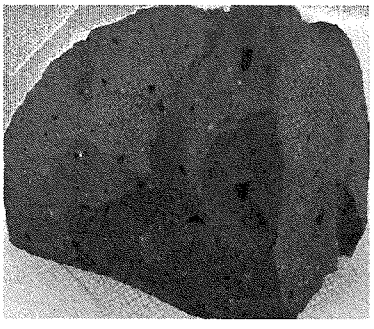


図-4　波長 580 nmでの反射強度イメージ(玄武岩)

AI での判定では，教師データとして多数のデータが必要となるため，一つの撮影した反射強度イメージから約 400 の領域を切り出し，それぞれの領域のマルチスペクトルパターンを得た．図-5 の線の一本一本は，それぞれ 1 領域のマルチスペクトルパターンを表している．1 領域は反射強度イメージ(1200×1024 ピクセル)上の約 50×50 ピクセル(約 5×5mm)とした．

表-1 に本検討の条件および判定結果をまとめる．今回 AI による岩石種別判定では，得られたマルチスペクトルパターンの 90%を教師データとして学習に用い，残りの 10%を自動判定のテストデータとした．4 岩石種から得た総データ数は 1804 データ，このうち 1624 データ（90%）を AI の学習に用い，181 データ（10%）を学習に用いずに自動判定のテストに用いた．

## 3. 岩石種別自動判定の結果

自動判定手法の精度検証のため，教師データの学習後，教師データの一部を用い，岩石種別の自動判定を行った結果，98%の正答率が得られた．これにより，自動判定に用いた AI が適正に学習していることが確認された．教師データに用いていないマルチスペクトルパターン 181 データの岩石種別の自動判定を行った結果，93%の正答率が得られた．

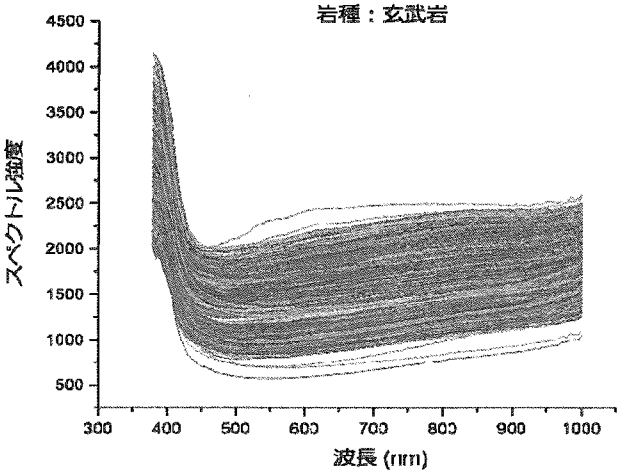



図-5　マルチスペクトルパターンの例(玄武岩)

表-1　本検討の条件と自動評価結果

| 岩種 | 全データ数 | 各データピクセルサイズ(5mm枠) | 教師データ数 | テストデータ数 | 教師データの正答率(%) | テストデータの正答率(%) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| ・流紋岩<br>・安山岩<br>・玄武岩<br>・デイサイト | 1804 | 50×50 | 1624 | 181 | 98 | 93 |

## 4. おわりに

代表的な火山岩について，マルチスペクトル画像を用いることにより，高い精度でAIによる自動判定ができることが判明した．現在，代表的な深成岩，変成岩，堆積岩についても火山岩と同様の自動判定手法を検討中である．今後は岩種だけでなく，風化，変質の判定にも本手法を活用するとともに，トンネル切羽，切土法面等を遠隔から撮影し，面的な地質状況を判定する手法を開発する所存である．

## 参考文献

1) 日経ビックデータ：グーグルに学ぶディープラーニング，2017.
2) Y. Takara, et al : Remote sensing applications with NH hyperspectral portable video camera, Proc. SPIE, Vol. 8527, 85271G ,2012.

# 11. AIや画像処理技術を利活用したトンネル切羽地質状況自動評価システムの構築

Construction of a geological judgement system using AI and image processing technology

○宇津木慎司，中谷匡志，鶴田亮介（安藤ハザマ）

Shinji UTSUKI, Ryosuke TSURUTA and Masashi NAKAYA

## 1. はじめに

トンネルやダム，道路土工などの山岳土木建設工事においては，計画地点における地質状況を詳細に把握し，その状況に応じて最適な設計および施工を実施することが重要となる．これに対して，施工段階においては，実際のトンネル切羽や掘削のり面において，地質状況を直接，詳細に確認し，事前に想定されていた状況と実際の状況との差異を評価することにより．逐次，支保パターンの変更や追加対策工の検討を実施するなど，施工計画や設計を見直すことが重要となる．

ただし，上述した検討に際しては，施工段階の現場における種々の地質に関わる評価について，主にコスト面の観点から，地質技術者が直接関わる機会が少ないことが課題として挙げられる．具体的には，ダム基礎の地質状況確認など，重要度の高い要件については，地質評価の業務として企業者から発注されるものの，掘削のり面の安定性評価，トンネル支保パターン妥当性検討などの日常管理業務においては，現場に常駐する土木技術者により実施される場合が大半である．

このような状況の中，近年，特に他業種において，AI(Artificial Intelligence：人工知能)を利活用した多岐にわたる検討が実施されており，種々の評価における高度化，省力化が図られている[1)]．このうち，AIを利活用した画像認識技術は，評価対象の外観の特徴を大量の事例の中から自動的に学習し，評価の最適化，高度化を図る手法であり，車載カメラ画像自動評価技術を利用した自動車自動運転技術，医者が目視で実施していたがん細胞評価の自動化などに適用されている．

本論文においては，上述したように他業種で利活用されている，AIの画像認識技術であるCNN法を土木施工現場に適用することを目的として実施した，トンネル切羽における地質状況評価の自動化，高度化に関する種々の検討内容について詳述する．

## 2. 施工現場における地質評価に関する課題

トンネルにおける地質調査は，既往地質調査に関する文献調査に始まり，地表面踏査，ボーリング調査などの地質調査および地山の弾性波速度や比抵抗値測定などの物理探査が実施される．しかしながら，線状の構造物が広範にわたり設定されるとともに，最大数百m程度以深の地山深部に計画される場合もあるため，掘削箇所全線の地質状況を事前に詳細に把握することは，調査費用と精度の観点から非常に困難である．

上述した課題に対処するため，トンネル掘削時においては，地質状況観察が通常，一日一回，数m間隔で実施され，切羽観察記録として整理される．そして，支保パターンの検討などを企業者と現地で実施する岩判定時においては，この切羽観察記録を参照して掘削箇所周辺の状況を確認するとともに，唯一，直接，地質状況を確認できる切羽のみで評価が行われる．これについては，観察記録で当該箇所における地質状況は適格に整理されているものの，岩盤の圧縮強度，割れ目の頻度，風化変質などの各評価項目に重み付けして算出される切羽評価点について，支保パターンとの相関関係は確認されているものの，データのばらつきがやや大きいことが課題とされている．また，上述した種々の評価は，地質技術者ではなく，現場の土木現場技術者により実施されているのが実情である．

## 3. トンネル切羽地質状況自動評価システムの開発

今回開発したシステムは，人工知能の画像認識技術を利活用し，切羽写真から岩盤の工学的特性を自動評価するものである．開発に際しては，掘削発破を利用した弾性波探査手法である TFT 探査より得られる切羽の弾性波速度と，当該地点の切羽写真を教師データとして，その両者の関係を AI に学習させた．

岩盤の工学的特性を判定する手法として，ダム基礎岩盤評価を目的に検討された，電中研式岩盤等級区分が現在でも広く適用されている．これは，地質専門技術者が経験的に把握している，図-1 に示すような，CH～CM～CL 級と等級が劣るごとに新鮮岩～弱風化岩～強風化岩と漸移的に変化する岩盤の外観，岩質部の圧縮強度，割れ目の頻度，風化変質などの細評価項目の組み合わせから岩盤の工学的特性をランキングし，それを図中に示すような等級ごとにグルーピングする手法である．この岩盤等級区分においては，既往の岩盤試結果より，岩盤の強度特性，変形特性などとの対応関験係が確認されており，トンネルの設計根拠となっている弾性波速度との相関関係も認められている．

上述した既往の評価手法に準じて，岩盤の外観を示す切羽写真とその工学的特性を示す弾性波速度との関係を人工知能に学習させるのに際し，CNN 法と呼ばれる他部門では広く適用事例がある人工知能の機械学習




CH 級　　CM 級　　CL 級

図-1　岩盤等級区分評価例

手法を適用した．この手法は，上述した教師データをもとに反復的に学習し，そこに潜むパターンを自動的に見つけ出す機械学習の一手法である．脳機能に見られるいくつかの特性を，計算機上のシミュレーションによって表現することを目指した数学モデルであるニューラルネットワークを多層化した手法の一つで，畳込みニューラルネットワークと呼ばれる．これに画像データを入力すると，情報が第１層からより深くへ伝達されるうちに各層で学習が繰り返される．この過程で，これまでは画像や音声などにより当該分野の研究者が手動で設定していた特徴量が自動で計算される．

## 4. 切羽写真と弾性波速度を用いた検討手法の詳細

本検討においては，上述したシステムによる評価結果の妥当性を検証する目的で，既往の当社施工実績である，花崗岩を掘削した1.2kmのトンネルにおける134枚の切羽観察記録を用いた検討を実施した．具体的には，当該切羽での地質状況写真と弾性波速度を教師データにして両者の関係を AI に認識させた後に，新たな切羽写真をもとに判定を実施すると，既往の学習済み画像と当該切羽の特徴の類似点を自動的に評価し，弾性波速度を瞬時に自動判定する仕組みとなっている．

上述したような同様な検討の際，約数万程度の学習実績が必要とされているため，切羽写真において１辺0.5m，1.0m，2.0mの正方形枠を一単位として切羽内で数十cmごとずらしていき，一切羽280箇所の検討を実施することで所要の検討数を確保した．なお，一枠の大きさについては，岩盤等級区分の判定が，岩質部の圧縮強度，割れ目間隔，風化程度の組み合わせにより評価されていることを考慮し，この内，特に割れ目間隔に着目し，地質不良部10cm間隔程度以下，良好部20cm間隔程度以上を網羅できる50cm以上とした．また，弾性波速度については，表-1に示すように，当該地点の支保パターン実績に準じて３分類するとともに，各分類内で３～４分割し，以下の検討を実施した．

ここで表-2に，枠の大きさを0.5m，1.0m，2.0mとした際の検討結果を示す．このうち，３分類の認識率とは，学習させていない切羽写真を学習済みの人工知能に判定させた際，その判定結果と実際の弾性波速度との関係が，上述した３分類の範囲内で判定しているか否かを示したものである．これを見ると，何れの枠においても約85%程度を呈しているものの，1.0m枠で最も正答率が良いことが明らかになった．

表-1　本検討に適用した弾性波速度分類

| 支保ﾊﾟﾀｰﾝ | 弾性波速度(km/s) | |
|---|---|---|
| | ３分類 | 10分類 |
| ＣⅠ相当 | ①4.5~5.2 | ①4.9~5.2<br>②4.7~4.9<br>③4.5~4.7 |
| ＣⅡ相当 | ②3.8~4.5 | ④4.2~4.5<br>⑤4.0~4.2<br>⑥3.8~4.0 |
| ＤⅠ相当 | ③~3.2<br>(3.2~3.8<br>データなし) | ⑦2.9~3.2<br>⑧2.5~2.9<br>⑨2.0~2.5<br>⑩ ~2.0 |

これに対し，全体を10区分した小項目に対する正答率を確認したところ，約40～60%程度の正答率があり，検討枠が大きいほど正答率が高くなる傾向が認められた．なお，事前に学習させた切羽写真を再度AIに認識させた際に得られる，トレーニング画像の正答率をみると，0.5m枠については77%程度であるものの，1.0m，2.0m枠とも97%以上の高い正答率を示した．

また，AIが岩盤の色をどの程度評価対象にしているかを確認する目的で，上述した検討に用いた画像を白黒にしたもので1m枠の検討を実施した．その結果，カラー画像の場合と比較して，未知の画像に対する正答率が10%程度低下するとともに，トレーニング済み画像については約3%程度しか正答率が下がらなかった．これは，人工知能が図-1に示す岩盤の色味を判定材料としているものの，良好な岩盤ほど割れ目間隔が粗いとともに形状の凹凸が大きく，不良な岩盤ほど割れ目．間隔が細かいとともに形状の凹凸が少ないことを，主要な判断材料としていると考えられる

表-2　AI弾性波速度自動判定結果

| 画素サイズ | 画像フォーマット | 分類数 | 認識率 |
|---|---|---|---|
| 32x32<br>(0.5m 枠) | RGB | 3分類 | 84.6% |
| | | 10分類 | 41.0% |
| | | トレーニング画像10分類 | 77.6% |
| 64x64<br>(1.0m 枠) | RGB | 3分類 | 86.7% |
| | | 10分類 | 56.5% |
| | | トレーニング画像10分類 | 99.1% |
| 128x128<br>(2.0m 枠) | RGB | 3分類 | 85.8% |
| | | 10分類 | 61.0% |
| | | トレーニング画像10分類 | 97.0% |
| 64x64<br>(1.0m 枠) | Gray | 3分類 | 76.30% |
| | | 10分類 | 41.50% |
| | | トレーニング画像10分類 | 95.9% |

## 5. おわりに

本論文においては，トンネル現場における切羽の地質評価に関する迅速化，省力化，高度化を目的とした，AI自動評価システムに関する概要と，花崗岩の分布する既施工トンネルにおける実績を用いた検討結果を示した．今後，多種の岩盤における実績を増やしていくとともに，現場でシステムを運用していきながらその際のニーズに即した改良を加えていく所存である．

また，今回の検討は，通常のデジタルカメラで撮影された切羽写真をもとに実施している．今後は，カメラや照明などの条件を全現場で統一するとともに，図-2に示すような風化特性を示すハイパースペクトルカメラ撮影画像など，岩盤の特性要素画像をAIに併せて認識させ，その正答率を高めていく所存である．

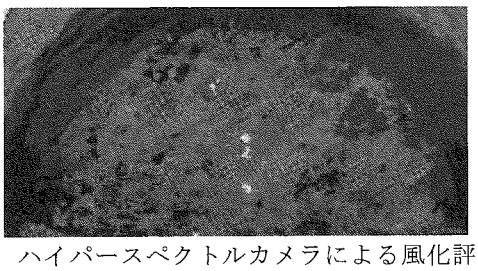


図-2　ハイパースペクトルカメラによる風化評価例

## 参考文献

1)　日経ﾋﾞｯｸﾃﾞｰﾀ：ｸﾞｰｸﾞﾙに学ぶﾃﾞｨｰﾌﾟﾗｰﾆﾝｸﾞ，2017

# 12. トンネル切羽の割目分布・風化程度の定量評価システムの開発

Development of Quantitative Evaluation System of Crack Distribution and Weathering Degree for Tunnel Facing

○戸邉勇人，宮嶋保幸，白鷺　卓，松下智昭，山本拓治（鹿島建設(株)）
Hayato Tobe, Yasuyuki Miyajima, Suguru Shirasagi, Tomoaki Matsushita, Takuji Yamamoto

## 1. はじめに

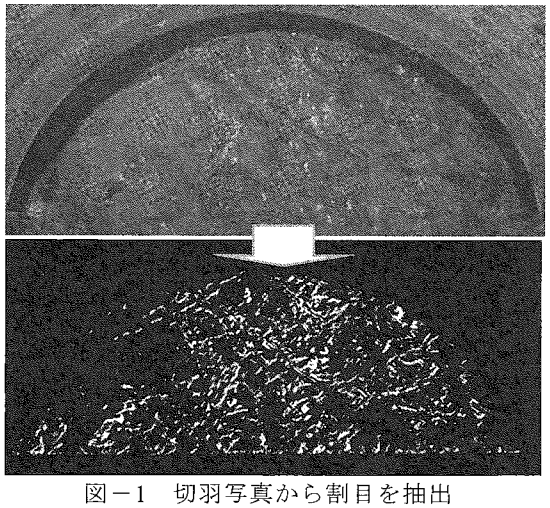
山岳トンネルをはじめとする岩盤の掘削工事において適切かつ安全な施工を行うためには，正確かつ迅速な切羽の評価が重要である．切羽の評価は，これまで主に目視によって行われてきたため，個人差が発生しやすく，その低減のための定量的評価法の確立が望まれていた．

切羽評価には岩盤強度・割目性状・風化変質などの観察項目があり，そのうち岩盤強度の評価については，打球探査による定量評価が実現されている [1]．割目性状の評価については，既に筆者らは割目の卓越方向を定量的に解析する方法を開発したが，割目の間隔を算出する機能が不十分であった [2]．また，風化変質程度の評価については，筆者らは切羽画像の色調分析により定量的に判定する手法をすでに開発している [3]．

そのため，本稿では今回開発した割目間隔の計測方法を示す．さらにとともに，既開発の風化変質程度の定量化手法をあわせ，切羽を定量的に評価可能なシステムを開発することができたので，その概要について説明する．

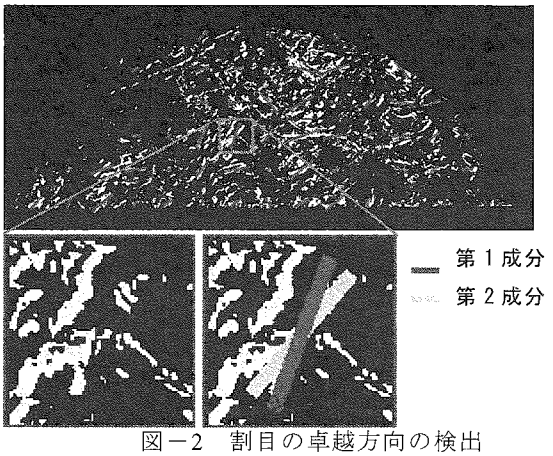
## 2. 割目の卓越方向の検出法

岩盤に内在する割目は，力学的な弱面であるため，トンネル掘削時には岩盤の分離面となりやすい．そのため掘削直後，切羽の割目は凹凸を有する筋として現れやすく，写真には輝度の差の大きい部分として発現しやすい．この性質を利用し，切羽画像において輝度が大きく変化する点を白色，それ以外を黒色の画素に区分すると，割目は白色の線状構造として抽出できる（図－1）．



図－1　切羽写真から割目を抽出

この割目の抽出画像を適切な大きさのメッシュに区分し，各メッシュ内で画像を回転させながら割目の連続性を定量計測することにより [2]，切羽の各部における主要な割目の方向を定量的に検出できる（図－2）．図－2は，図－1の切羽において最も割目が卓越している方向を第1成分，2番目に割目が卓越している方向を第2成分として検出した図である．これを拡大してみると，第1成分，第2成分は，メッシュ内の主な割目の方向をよく反映していることが確認された．

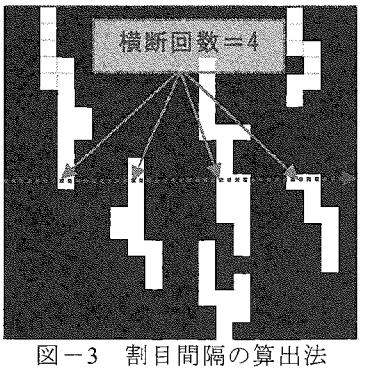



図－2　割目の卓越方向の検出

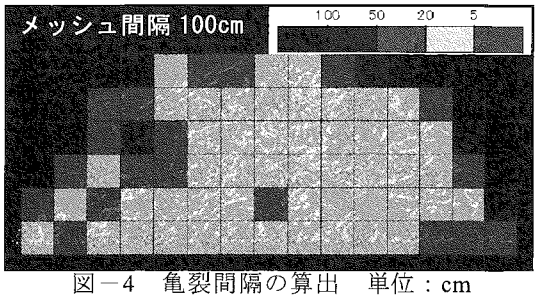
## 3. 割目の間隔の算出方法

割目の間隔は，最も割目の卓越する方向（第1成分）に対して直角となる向きに割目の横断回数を数え，メッシュ間隔を横断回数で割って算出する．上下方向に割目が卓越している画像（図－3）を例として，算出方法を説明する．この図は幅20ピクセルで，メッシュの中央を横に走査すると割目を4回横断する．このとき，割目間隔＝（メッシュ間隔）/（横断回数）＝20/4＝5と算出できる．

この方法により図－1の切羽を解析すると，割目の間隔は主に5～20cmであり，左上でやや広い結果となった（図－4）．これは地質技術者による切羽観察結果と一致した．本方法は，メッシュごとに割目間隔を算出できるため，目視による切羽観察法に比べて，より詳細かつ定量的な結果を得ることができた．




図－3　割目間隔の算出法



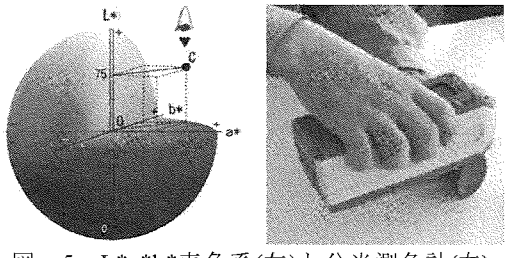
図－4　亀裂間隔の算出　単位：cm

## 4. 切羽の風化変質程度の定量的測定

切羽の風化変質程度を定量測定するには，風化変質の性質に合致し，かつ迅速に測定可能な方法が必要である．風化変質には，物理的風化と化学的風化の 2 つの作用があり，このうち物理的風化は，岩盤中の微小な割目の伸長や連結により進行するため，点載荷試験などの原位置力学測定により，定量的に評価可能である．一方，化学的風化は，造岩鉱物からのイオンの溶脱と残留物質による粘土鉱物の生成により進行する．そのため，その程度を定量的に評価するためには，岩石に含まれる粘土鉱物を同定するとともに，粘土鉱物を含む領域を確定する必要がある．粘土鉱物の同定は，一般に岩石試料を粉末化し，X 線回折分析により行う．この分析法は数日程度を要するため，迅速な切羽評価に用いるには実用的でない．

そこで本稿では，化学的風化により粘土鉱物を生成した岩石の多くは，風化前と異なる色調を示す性質 [3)4)] に着目した．岩石は，化学的風化により生成した粘土鉱物や，含有する金属の酸化による茶褐色化などにより色調変化する．そのため，一般的に同種の岩石であれば，同程度の化学的風化を示す部分は同様の色調を示す．このため，切羽の色調を定量的に評価することにより，風化変質程度が定量化できると考えた [3)]．

岩石の色調の測定には，光量などの周囲の影響を受けない分光測色計が適している．分光測色計で得られる結果は，明度 L*，赤度 a*，黄度 b*の数値であるため，風化部分と未風化部分の色調が定量的に比較できる．L*a*b*の表色系と分光測色計を図－5 に示す．



図－5　L*a*b*表色系(左)と分光測色計(右)
http://www.colordream.net/lab.htm より引用

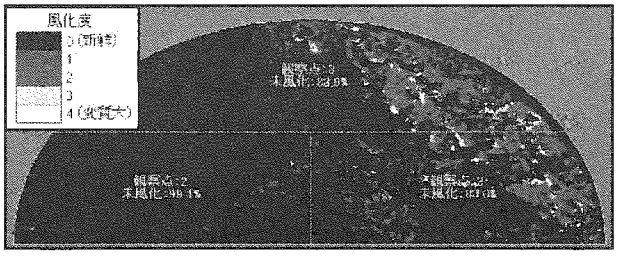
風化程度と色調変化を関連付けるためには，事前に施工箇所の強風化岩盤と未風化岩盤から試料を採取し，強風化岩盤に粘土鉱物が生成されていることを確認した上で，分光測色計によって色調を計測する必要がある．これにより，色調を基準とした切羽の風化程度の評価が可能になる．

図－1 の切羽を例に解析の方法を述べる．この切羽では，化学的風化の進んだ部分において高い a*値 b*値，風化していない部分において低い a*値 b*値が測定された．このことから，切羽の色調を解析し，高い a*値 b*値をもつ部分を化学的風化の進んだ領域として識別する．そして，切羽の中で，風化の進んだ領域の占める割合を切羽の風化程度とみなすことにより，風化変質程度の定量評価ができると考えた [3)]．

前述のように，分光測色計は，L*a*b*値の測定に最適だが，切羽への接近を要し危険なこと，また測定範囲の狭小なことから（数 cm 四方），切羽全体の風化程度を評価する目的には適していない．そのため，切羽の色調分析プログラムをデジタルカメラ内蔵のタブレット PC に搭載し，切羽から離れた位置で色調測定を行うシステムとした．

その結果，図－1 の切羽の化学的風化程度は，左に比較して天端や右で高いことが定量的に明らかになった．この結果は目視による判定と同じ結果であるが，本システムにより定量的な評価が可能となった．

また，このタブレット PC に割目の解析プログラムもあわせて搭載することにより，原位置での割目の定量評価も可能になった．



図－6　風化変質度計測結果

## 5. おわりに

本システムは，地質技術者と同様の切羽評価を個人差なく実施できるため，切羽観察を補助するための有力な道具の一つになると考えている．今後は，切羽評価の完全自動化に向けて，システムの完成度を向上させる予定である．

## 文献

1) 宮嶋保幸ほか(2015)：支保パターン選定に寄与する地山評価技術の開発と適用実績,トンネル工学研究発表会講演集,Vol.25,pp.1-9,2015
2) 戸邉勇人ほか(2016)：岩盤の亀裂分布の画像処理解析法,土木学会第 71 回年次学術講演集,III-170
3) 戸邉勇人ほか(2014)：山岳トンネル切羽の風化変質判定システムの開発―切羽観察での適用例―,土木学会第 69 回年次学術講演集,VI-043
4) 西山賢一ほか(2007)：風化による岩石物性変化の指標としての色彩測定法(予報)，応用地質学会中国四国支部研究発表会発表論文集,p41-46

# 13. トンネル坑内におけるICレコーダーを利用した簡易弾性波探査による切羽評価の検討

Examination Of Evaluation Of Tunnel Face By Simple Elastic Wave Exploration Using IC Recorder.

○中谷匡志，山本浩之，大沼和弘（安藤ハザマ）
Masashi Nakaya, Hiroyuki Yamamoto, Kazuhiro Onuma

## 1. はじめに

山岳トンネルにおける支保パターンの設計は，事前調査で実施される調査ボーリングや弾性波探査結果に基づき行われるが，主に弾性波速度が地山等級区分を決定する上で大きな要素となっている．このため，トンネル施工時においては，目視観察による切羽観察に加え，切羽近傍の地山の弾性波速度を把握し，支保パターンを選定することが重要であると考えられる．

しかしながら，切羽近傍の弾性波速度を算出する場合，計測のために切羽に立入る必要があるため，安全管理上実施できる地質は限定された．

そこで今回，安全に弾性波速度を把握するため，ICレコーダーを利用した簡易な弾性波測定方法を考案した．本報告では，システムの構成と概要を詳述するとともに，実際の山岳トンネル現場への適用事例について報告する．

## 2. 探査システムと探査方法

探査機器は，図-1 に示すように 2 台の地震計（ジオフォン，固有周波数 28Hz）と弾性波データを記録する IC レコーダー（TEAC 製 DR-05，2ch ，24bit/96kHz）から構成される．IC レコーダーは 2 台の地震計の振動データを 2ch の信号として同時に記録する．

探査方法は，図-2 に示すように，切羽の所定の位置においてブレーカーで発振し，5～10m 程度後方の支保工ロックボルトの頭部に設置した 2 台の地震計で弾性波（直達波）を受振し，IC レコーダーで同期収録する．なお，発振点と 2 つの受振点は同一測線上とする．本システムにより得られる計測波形例を図-3 に示す．

具体的な測定方法は，図-2 に示すように，第 1 回目の計測は G1，G2 の位置（NO.1，2），第 2 回目は G2，G1’の位置（No.2，3）を受振点とし，計測毎に 2 つの受振点における初動差から各区間の走時を求め，坑壁の平均弾性波速度を算出する．



図-1　システム構成

このようなシステムを用いることで，起振時刻となるトリガーが不要となるため，掘削機械であるブレーカーを起振源として使用することができるとともに，計測のために切羽に立入ることが不要となり，連続的に地山の弾性波速度を取得することができる．探査状況を図-4 に示す．

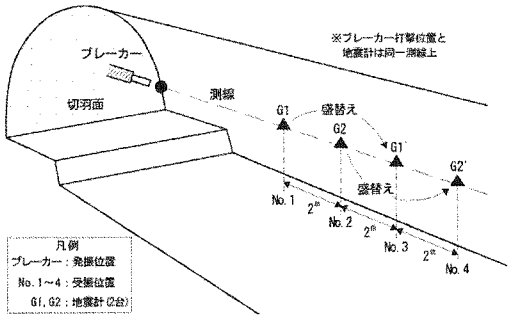



図-2　探査方法の概念図

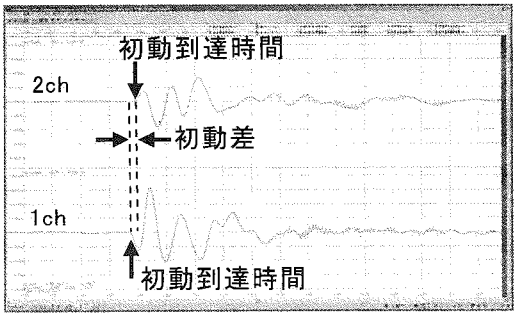



図-3　計測波形例

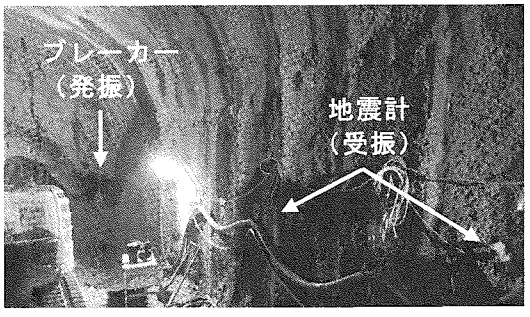



図-4　探査状況

## 3. 実施工への適用（A トンネル）

A トンネルは，仮排水路トンネル工事（L=67.8m）で，TD.12.6～22.4m 区間で実施した．地質は，中生代～古生代のチャートから構成される．探査を実施した位置を表-1 に示す．

なお探査を実施した区間の施工については，当初吹

付けコンクリート工（t=10cm，掘進長 1.0m）であったが，割れ目が卓越する岩盤であったため，実績ではＤⅠパターン（鋼製支保工 H-100，ロックボルト工 l=2.0m，吹付けコンクリート工 t=10cm，掘進長 1.0 m）が採用された．

今回実施した区間の弾性波測定結果を表-2，図-5 に示す．表-2 は，各測定区間の初動差および 3 回の平均値を示している．また図-5 は，表-2 の結果（平均値）に基づき，No.1 受振位置を原点とし，各受振点間における測定距離と初動到達時間との関係（走時曲線）を整理したものである．

図-5 より，相関係数は r=0.99 を示しており精度良く探査ができているものと考えられる．ここで，測定区間（No.1～4 区間）を均質な地山と仮定した場合，走時曲線より弾性波速度は Vp=1.8km/s が得られた．

これに対して，文献[1]に示されている代表岩石種（中古生層砂岩，チャート）別における地山等級と弾性波速度との関係を見ると，採用された ＤⅠパターンは（2.0）～3.4km/s 程度とされる．今回の探査結果と比較するとやや低い数値を示すものの概ね妥当な数値が得られており，精度良く探査されているものと考えられる．

表-1　Aトンネルにおける測定位置

| 測定位置 | | TD. (m) |
|---|---|---|
| 発振位置 | | 22.4 |
| 受振位置 | No.1 | 18.5 |
| | No.2 | 16.6 |
| | No.3 | 14.5 |
| | No.4 | 12.6 |

表-2　各区間での初動差

| 測定区間 | 1回目(ms) | 2回目(ms) | 3回目(ms) | 平均(ms) |
|---|---|---|---|---|
| No.1-2 | 0.907 | 0.839 | 0.862 | 0.869 |
| No.2-3 | 1.383 | 1.383 | 1.519 | 1.428 |
| No.3-4 | 1.156 | 1.202 | 1.247 | 1.202 |

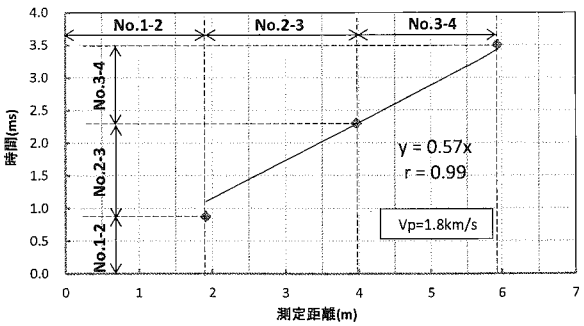



図-5　測定結果（走時曲線）

## 4. 実施工への適用（B トンネル）

B トンネルは，道路トンネル工事（L=1,285m）で，坑口パターンで施工される TD.41.5～49.5m 区間で実施した．探査区間の地質は，新第三紀の砂岩を主体として構成される．探査を実施した位置を表-3 に示す．

今回実施した弾性波測定結果を表-4，図-6 に示す．図-6 に示すように，相関係数は r=0.97 を示しており，探査精度は高いものと考えられる．また，今回の探査区間における弾性波速度は Vp=2.4km/s であった．

なお，探査を実施した位置は坑口パターンであるＤⅢとＤⅠとの境界付近であり，既往の文献[1]によると，本トンネルを構成する地質に相当するＬ層状第三紀層泥岩では，ＤⅠパターンで 1.0～2.5km/s 程度とされる．これより，今回の探査結果と概ね一致することから，本手法により地山の変化を捉えることができているものと考えられる．

表-3　Bトンネルにおける測定位置

| 測定位置 | | TD. (m) |
|---|---|---|
| 発振位置 | | 49.5 |
| 受振位置 | No.1 | 47.5 |
| | No.2 | 45.5 |
| | No.3 | 43.5 |
| | No.4 | 41.5 |

表-4　各区間での初動差

| 測定区間 | 1回目(ms) | 2回目(ms) | 3回目(ms) | 平均(ms) |
|---|---|---|---|---|
| No.1-2 | 0.998 | 0.975 | 0.907 | 0.960 |
| No.2-3 | 0.862 | 0.884 | 0.907 | 0.884 |
| No.3-4 | 0.771 | 0.748 | 0.016 | 0.512 |

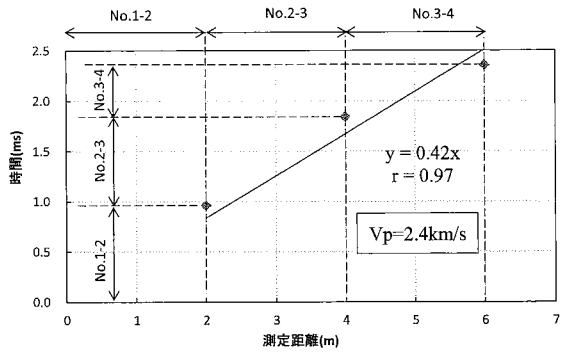



図-6　測定結果（走時曲線）

## 5. おわりに

今回実際のトンネル現場において，IC レコーダーを利用した弾性波測定方法を考案し適用した結果，坑壁の弾性波速度を精度良く探査できることがわかった．本手法では，連続的に弾性波の到達時間を計測することで，発振時刻であるトリガーが必要なく弾性波速度を得ることができる．これによりブレーカーなどを発振源として利用することで，安全かつ精度よく探査できることから，支保パターンの妥当性を検証する上で有効な手法の一つになるものと考える．

## 参考文献

1) 土木学会：2016 年制定トンネル標準示方書[共通編]・同解説／[山岳工法編]・同解説，土木学会，p.48，2016.

# 14. 掘削時の発破振動を利用した弾性波ﾄﾓｸﾞﾗﾌｨ探査と施工実績との比較

## -北陸新幹線，新北陸トンネル（大桐）における検討-

Comparison of Construction Results with Seismic Wave Tomography Exploration using Blasting for Tunnel Excavation

- Consideration for Shinhokuriku-Tunnel（Ogiri）, Hokuriku-Shinkansen -

高原英彰，難波雅文，吉森佑介（鉄道・運輸機構），○濵田好弘，中本大悟，石濱茂崇（熊谷組）

Hideaki Takahara, Masafumi Nanba, Yusuke Yoshimori, Yoshihiro Hamada, Daigo Nakamoto, Shigetaka Ishihama

### 1. はじめに

山岳トンネルでの弾性波探査は通常，地表面での発破を起振とし，トンネル線形上で実施される．ただし，設計段階から実施工までの期間が長期に及び，線形の変更に至ったトンネルでは，設計・施工上問題がない範囲においては，旧線形で実施された弾性波探査結果を利用する場合がある．このような場合，掘削地山の弾性波速度の推定は可能であるが，本工事では，設計支保パターンから異なるパターンへ変更して，施工した区間があった．

今回，前方地山予測の高精度化を目的として，トンネル掘削時の発破振動を起振とする弾性波トモグラフィ探査を実施し，現線形沿いの弾性波速度分布図を作成した．さらに，施工実績と比較することで，坑内発破振動による弾性波トモグラフィ探査の実用性について，他の物理探査と併せて検討する．

### 2. 地質概要

新北陸トンネル（大桐）では，トンネル延長 19,680m の内，中間部の 3,605m を掘削する（図-1）．本工区周辺では，ジュラ紀～二畳紀の付加体である美濃帯が広く分布し，工事終点側で花崗岩岩体の貫入や，ひん岩岩脈の貫入がみられる．トンネル掘進時は，砂岩（Ss），泥質混在岩（Fm），花崗閃緑岩（Gn）主体の掘削となり，孫谷断層や山中断層（柳ケ瀬断層群）を通過する．

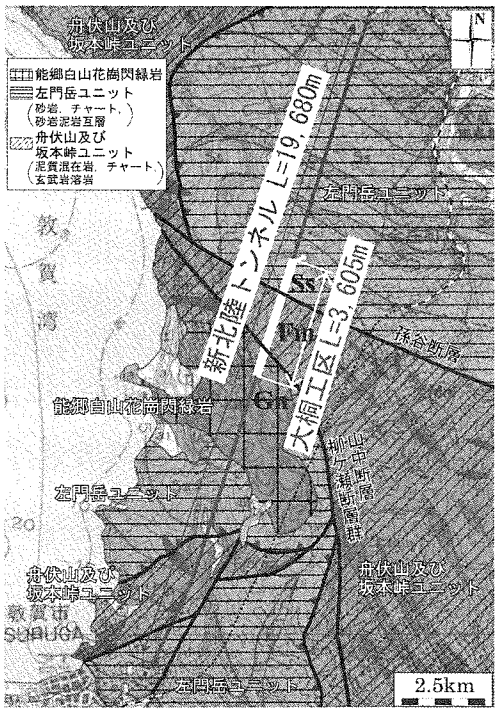
### 3. 弾性波トモグラフィ探査概要

今回，456km300m～457km800m の 1,500m 区間にて探査を実施した（図-2）．本探査は，最初に，456km340m 付近でのトンネル掘削時の発破振動を，地表面に 10m 間隔で設置した受振子で取得し，トモグラフィ解析により，弾性波速度分布図を作成した．次に，トンネル掘削が進行した 456km770m 付近で追加の掘削発破振動を地表面の数箇所に設置した受振子で取得することで，トモグラフィ解析の精度を向上させた．

なお，大桐工区は長大トンネルの中間部に位置することから片押し施工となるため，掘削発破による起振は一方向からとなる．

### 4. 弾性波トモグラフィ探査結果

456km300m～456km700m 付近は，弾性波速度 4.5 km/s以上となり，456km700m付近よりも終点側（3.5～4.5km/s）と比較して，弾性波速度値が大きい．




図－1　地質平面図 [1)]

今回，同一深度で弾性波速度値が小さくなり，速度コンターが下に凸となるような箇所を，破砕帯などに相当すると考え，このような箇所を「速度低下位置」と定義し，計 6 条を想定した（図-2 ⅰ～ⅵ）．

なお，6 条の速度低下位置は，事前に実施した空中写真判読によるリニアメント位置と良く対応した．

### 5. 施工実績との比較

#### 5-1.地質分布

弾性波速度分布図と地質分布に，明瞭な関連性は認められなかった．初生的な岩盤性状の相違よりも，風化や破砕などの影響が大きいためと考える．

#### 5-2.破砕帯

探査範囲内の破砕帯は，456km700m 付近（2 条），456km910m 付近，および 457km000m 付近以降では比較的多くみられた．456km700m 付近の破砕帯は，弾性波速度値が小さくなる箇所付近であった．

速度低下位置との関連においては，速度低下位置ⅰに相当する破砕帯は認められず，456km910m 付近の破砕帯は，速度低下位置ⅱに概ね一致し，457km000m 付近以降の破砕帯においては，速度低下位置ⅲ，ⅳに

概ね一致する．

全般に，解析精度に限界があるため，破砕帯の正確な位置を弾性波探査で捉えることは困難であるが，大まかな位置把握には適用できると考える．

**5-3.湧水**

456km500m 付近以降では，切羽湧水量が起点側と比較して相対的に増加しており，また，先行削孔による水抜きにおいても，1t/min 以上の出水が散見され，弾性波速度値が小さくなる箇所と関連性が認められた．湧水は破砕帯に賦存することが多いことから，破砕帯出現の増加と共に湧水量も多くなったと考える．

**5-4.変位**

起点側より，変位量 60mm 前後の区間（図-2 ①），変位量50mm未満主体の区間(図-2 ②)，変位量80mm前後の区間（図-2 ③），変位量 60mm 前後の区間（図-2 ④）が認められた．区間②においては，弾性波速度値が 5.0km/s 以上となる箇所と概ね一致しており，1ランク軽い掘削パターンにて施工した．区間③においては，弾性波速度値が小さくなる箇所に相当し，実切羽では，ブレーカーで容易に掘削できる程度の岩質であった．区間④においては，60mm 程度の変位であるが，弾性波速度値は小さい箇所である．実切羽は箇所③に類似しており，まだ変位が収束していないことから，今後の数値変化を注視しておく必要がある．

**6. その他の前方探査結果と施工実績との対応**

TSP（反射法地震探査システム）においては，探査範囲内で相対的に弱部と判断した箇所と施工実績に，明瞭な関連性はみられなかった．また，FDEM（周波数領域電磁探査法）においては，探査範囲内で相対的に低比抵抗部と判断した箇所が，破砕帯位置や湧水量の多い箇所と概ね一致していた．

ただし，何れも実施回数が少ないため，今後の探査結果を見ながら，精査していく必要がある．

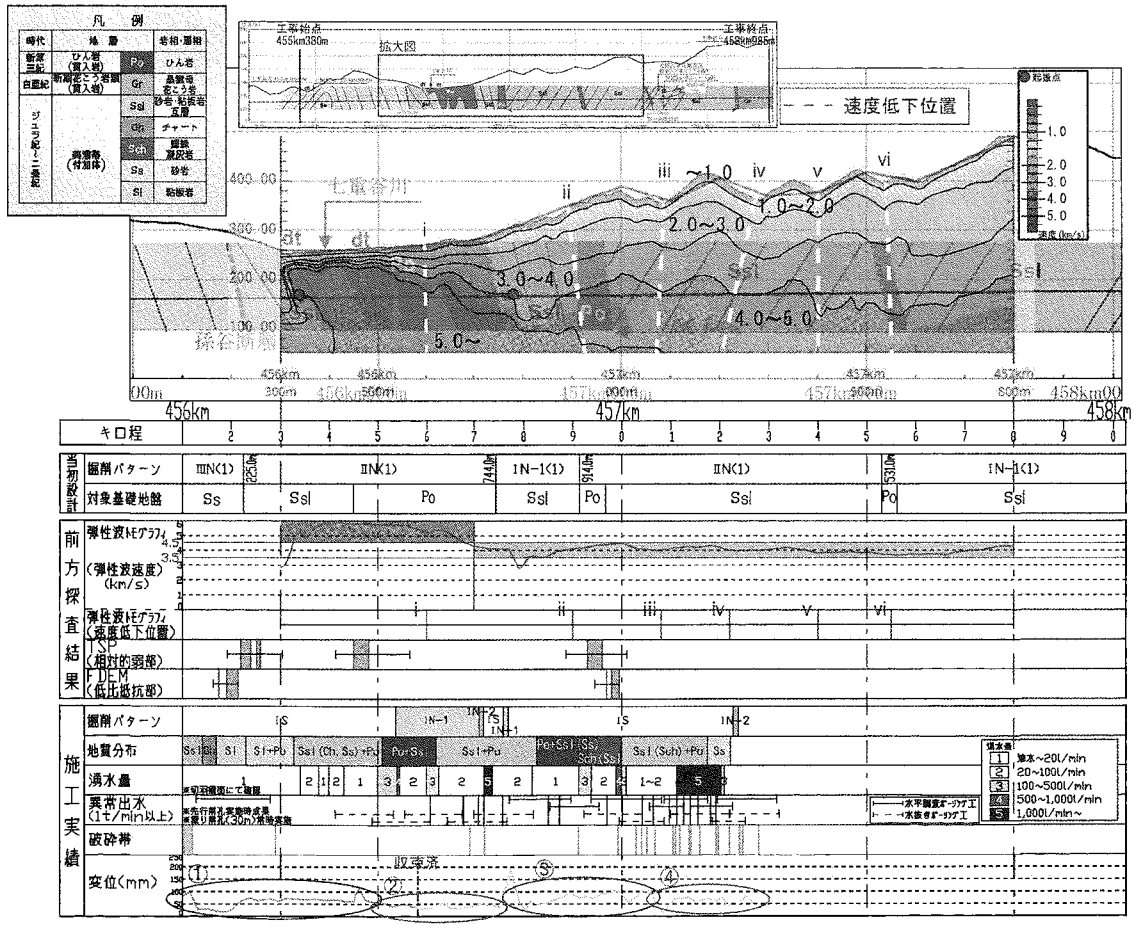
今回，3 種類の前方探査を実施したが，相対的に，弾性波トモグラフィ探査の方が施工実績との対応関係が良好な傾向がみられた．

**7. 弾性波トモグラフィ探査の実用性と今後の展望**

掘削時の発破振動を利用した弾性波トモグラフィ探査により，破砕帯や湧水位置の大まかな位置把握に有効であった．また，変位との関係は今後の変位収束結果を見極める必要があるが，概ね良い対応を示していると考える．さらに，本探査は，トンネル掘削を中断せず，連続的にデータを取得できる利点がある．今後は，工事終点部までの探査を追加で実施することで，掘削補助工法施工位置や仕様検討の一助としたい．

**文献**

1) 脇田浩二ほか（1992）：20 万分の 1 地質図幅「岐阜」，地質調査所．




図－2　新北陸トンネル（大桐）施工実績

# 15. スペクトログラムを用いた弾性波速度推定方法

Estimation of P wave velocity using Spectrogram

○大沼和弘，中谷匡志（安藤ハザマ）
Kazuhiro Onuma, Masashi Nakaya (Hazama Ando Corporation)

## 1. はじめに

一般に，弾性波探査は発振点と受振点の距離と弾性波初動の到達時間から走時曲線を描き，その勾配から弾性波速度が求められる．従来，弾性波初動については，弾性波の波形記録を目視等により読み取ることで，その到達時刻を決定している．

一方，スペクトログラムは，異なる周波数成分を含む波動に対して窓関数を設定し，スペクトル解析を行うものであり，時間，周波数及びパワースペクトルを求めることができる．この手法を，トンネル掘削発破を振源とする弾性波探査に適用した場合，発生する弾性波は特有の周波数をもつ波動であることから，スペクトログラムにより弾性波到達前の雑音と弾性波到達後の波動を容易に区分することが可能であり，目視判定によらずに初動到達を判定できると考えられる．

「TFT 探査システム」は掘削発破で発生する弾性波を用いた坑内弾性波探査であり，トンネル掘削施工サイクルに影響を与えずに連続的に弾性波探査が実施することを可能にし，直達する弾性波から切羽付近の地山弾性波速度を掘削直後に把握することを可能とするとともに，切羽前方からの反射波を解析することで断層などの位置を予測することが可能とし，これらの結果をトンネル施工に活用することを可能にするものである．同時に，トンネルの地質状況や支保パターンなどの施工実績についても記録が行なわれている．

本論では，スペクトログラムを用いた地山弾性波速度の推定方法を示し，TFT 探査をほぼ全線において実施したトンネル工事 [1]において，記録された弾性波データに対してスペクトログラムを求め，地山弾性波速度との関係を整理・検討した結果を述べるものである．

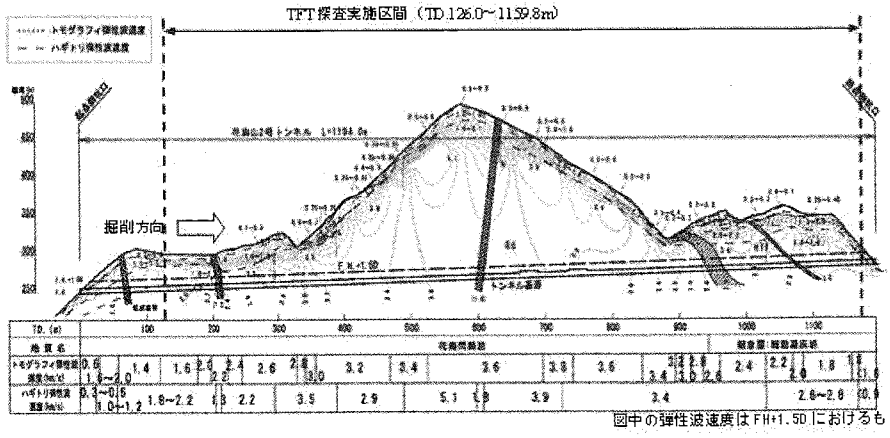
## 2. 検討トンネルの概要

検討を実施したトンネルは宮城県大崎市鳴子温泉に位置し，トンネル延長が 1,194m，内空断面積が 50.4m$^2$ の道路トンネルである．トンネル施工前に行われた地質調査から，トンネルを構成する地質は中生代白亜紀花崗閃緑岩を主体とし，終点側の一部に新生代新第三紀に形成された細倉層細粒凝灰岩が分布するものとされた．設計段階における地質縦断図を図－1 に示す．

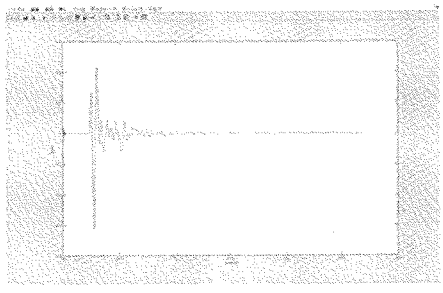
## 3. スペクトログラムの算出方法

TFT 探査において記録される波形データの例を図－2 に示す．ここで，横軸は時刻を示し，発破時刻を 0 としている．また，縦軸は振幅を示し，サンプリング周波数を 44.1kHz，量子化ビット数を 24bit とし，原則として，掘削発破の全数で振幅を記録している．今回の検討では，瞬発雷管で起爆した発破振動を対象とした．

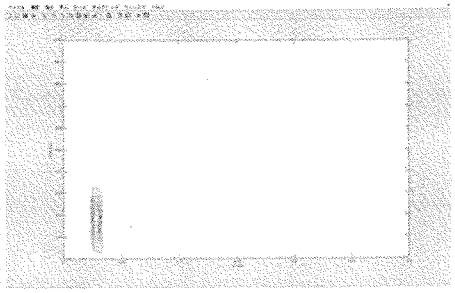
一方，TFT 探査では，トンネル掘削発破で発生し，トンネル周辺の地山を伝播した弾性波を受振器が検出する．この弾性波は地山状態により特定の周波数成分が卓越することが知られている [2]．このため，弾性波の到達前の時間において観察される波形は雑音である．x 軸を時間，y 軸を周波数とするスペクトログラムでは弾性波到達前のパワースペクトル分布ではピークを示




図－1　トンネル地質縦断図（当初想定に加筆）



図－2　TFT 探査システムによる弾性波測定記録の例（No.670）



図－3　スペクトログラムの例（No.670）

さないが，弾性波到達時には特定の周波数成分においてパワースペクトルのピークを示すとともに，弾性波の減衰に伴い，パワースペクトルのピークが消滅すると考えられる．

記録された波形データのうち，スペクトルグラムを求めた例を図-3 に示す．ここで，スペクトログラムの算出では MATLAB®を使用し，解析の主なパラメータは，解析窓データ数を 512（窓時間：11.6ms）とし，解析窓を 32 データ（0.726ms）毎に移動し，解析を行った．FFT に用いたデータ数は 1024 とし，解析窓データ数以降については 0 挿入後，FFT を行っている．

## 4. 弾性波速度の推定方法

ここで，スペクトログラムは任意の時間窓を設定しているため，初動の到達時刻を決定するためには十分に小さい時間窓を設定必要がある．また，スペクトログラムのパワースペクトル変化から初動到達時刻を決定することが困難であることが考えられた．一方，弾性波の伝播状況が任意の区間で同一とみなすことができれば，任意の区間において伝播距離が異なる弾性波について，解析パラメータを同一としたスペクトログラムを求めた場合，伝播距離によりパワースペクトルの検出時刻は変化し，伝搬距離と初動到達時刻の変化に類似することが考えられた．このため，伝搬距離とパワースペクトルの検出時刻の関係から近似曲線を求め，その傾きから弾性波速度伝搬速度（Vp'）を求めた．振幅の初動の読み取りによる走時曲線（図-4）から Vp=4.78km/sec，スペクトルグラムによる近似曲線の算出例（図-5）から Vp'=4.64km/sec が求められる．

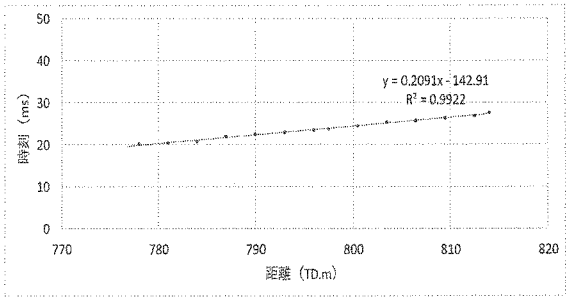
また，検討したトンネルでは 37 区間において，初動走時による弾性波速度が求められている．スペクトルグラムによる弾性波速度決定においては，FFT パラメータ設定不良によるばらつきが発生しているため，近似曲線の寄与率（$R^2$）が 0.81 以上となる 26 データ（70.3%）について，初動走時による弾性波速度（Vp）との関係を検討した．図-6 に Vp と Vp'の関係を示す．ここで，Vp と Vp'においては，寄与率($R^2$)が 0.5724（相関係数(R)：0.76）となり，比較的良好な相関を有することが確認できた．

## 5. まとめ

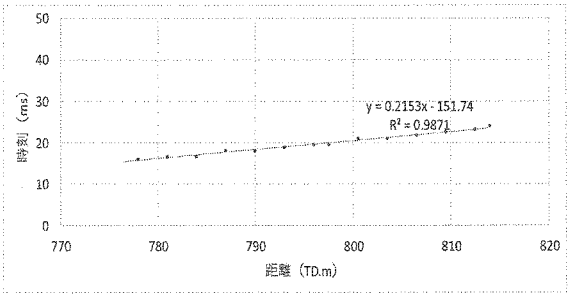
トンネル施工時に実施した TFT 探査結果について，スペクトルグラムを求め，弾性波の到来によるパワースペクトルの変化から弾性波速度の算出する手法を提案した．さらに，初動走時曲線から求められる弾性波速度（Vp）とスペクトルグラム変化から求めた弾性波速度（Vp'）との関係を検討した結果，次の事項が判明した．

- 弾性波伝搬距離とパワースペクトルのピーク検出時刻の近似曲線から地山弾性波速度（Vp'）を算出できた．近似曲線の 70.3%において寄与率($R^2$)が 0.81 以上であるが，一部の近似曲線でばらつきが見られた．
- 初動走時による弾性波速度（Vp）とスペクトログラムによる弾性波速度（Vp'）は比較的良好な相関関係を示し，相関係数(R)は 0.76 と比較的良好な相関が認められた．

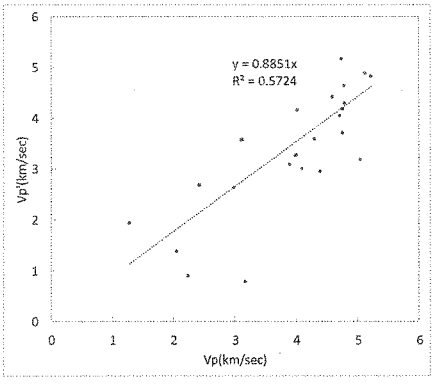
今回の検討において，スペクトルグラムの解析パラメータは任意に設定しているため，実用に当たっては詳細なパラメータ検討が必要と考えている．また，スペクトログラムのパワースペクトル分布は弾性波の岩盤伝搬状況を示していることが考えられ，今後も検討を進める予定である．




図－4　初動による走時曲線の例(No.656～682)




図－5　距離とスペクトラム検出時刻の関係
(No.656～682)




図－6　地山弾性波速度（Vp）とスペクトログラムから求めた弾性波速度（Vp'）の関係(n=26)

## 文献


1) 大沼和弘・中谷匡志・山本浩之・西川篤哉 (2016) 掘削発破を用いた坑内弾性波探査によるトンネル掘削施工管理，応用地質，Vol.56，No.6，pp.289 -297
2) 大沼和弘・中谷匡志 (2016) トンネル掘削発破で発生する弾性波卓越周波数による地質評価について，日本応用地質学会平成 28 年度研究発表会，No.16

# 16. トンネル施工現場における原子核乾板を利用した宇宙線ミュー粒子探査の試み

An attempt at cosmic ray muon exploration using nuclear emulsion in the tunnel construction site

○片山政弘（熊谷組），森島邦博（名古屋大学），草茅太郎，鈴木敬一，金沢淳（川崎地質）
Masahiro Katayama, Kunihiro Morishima, Taro Kusagaya, Keiichi Suzuki, Sunao Kanazawa

## 1. はじめに

トンネル切羽前方探査など物理探査を利用した地山評価手法は，現状では計測機材が大掛かりであり，工費の面で負担が大きい．また，人工的に発生させた地震波（弾性波）や電気・電磁波などの人工送信源を必要とする．本研究では自然の高エネルギー放射線である宇宙線ミュー粒子を用いて，地山の密度を推定する新しい地山評価手法の適用性を検討したものである．

## 2. 調査地の地形・地質概要

調査地である北薩トンネル周辺では，紫尾山（標高1,067m）を最高地とする標高500～600m級の山地が連なる出水山地が分布する．

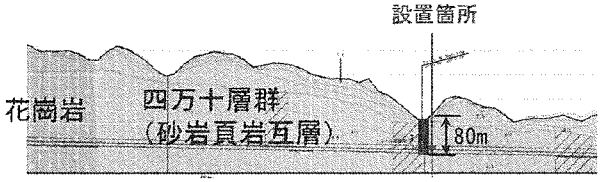
北薩トンネル周辺の地質は，白亜紀の四万十層群と新第三紀中新世に貫入した紫尾山花崗岩からなる．四万十層群の主な岩相は，砂岩，頁岩，砂岩頁岩互層であり，紫尾山花崗岩周囲の堆積岩はホルンフェルス化している．トンネルの土被りは最大約370mであり，地山の約6割は紫尾山花崗岩が占めている．

## 3. 宇宙線ミュー粒子による探査概要

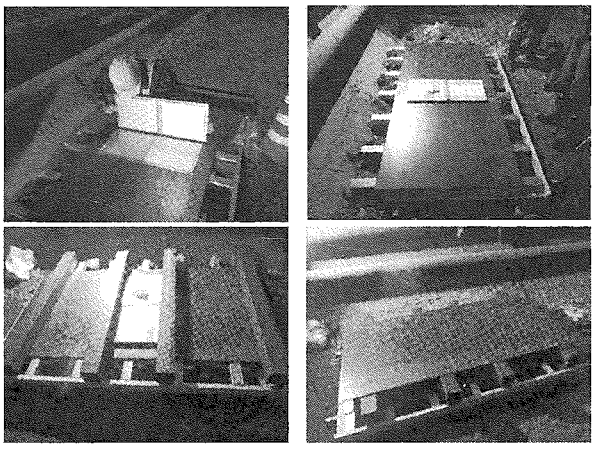
地盤や大型構造物の密度分布を推定する方法として宇宙線ミュー粒子を用いた探査方法が提案されている[1]．ミュー粒子の検出器を地下に設置し，フラックス（単位面積・単位立体角・単位時間あたりのミュー粒子の数）を測定することにより，透過経路に沿った平均密度を求めることができる．ミュー粒子の検出器には，シンチレータを用いた方法と，原子核乾板を用いた方法が応用地質分野では適用されてきた．本研究では，電源が不要で，軽量で取り扱いが容易な原子核乾板を用いることとした．

## 4. 原子核乾板の設置

本研究では，四万十層群内部の密度の違いなど地質的な不均質性を面的に探査することを目的としてトンネル内部に原子核乾板を設置した．図－1に設置箇所の地質縦断図を示す．ここに設置した理由は，ボーリング調査孔が近傍にあり，密度など物性値との対応が可能であること，また，ミュー粒子フラックスが地形を反映しているか判断するために比較的土被りの小さい沢地形直下を選定したことによる．なお．今回設置した原子核乾板の面積は約0.2m$^2$であり，その設置期間は76日間である．なお，設置期間中のモニタリング作業等は不要である．写真－1に原子核乾板の設置状況を示す．




図－1　探査箇所の地質断面図



写真－1　原子核乾板の設置状況

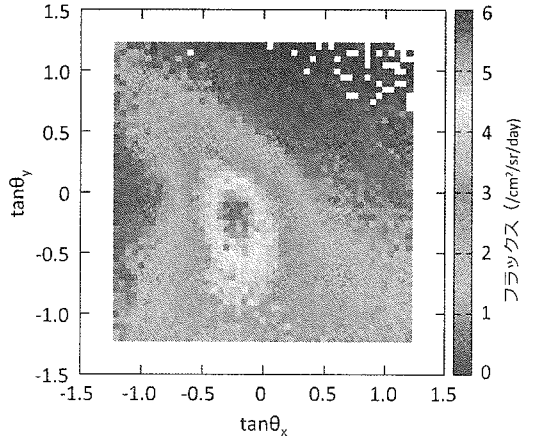
## 5. 探査結果および考察

図－2にミュー粒子のフラックス分布を示す．中央付近でフラックスの値が大きくなっている．これは谷地形を反映して土被りが小さい分だけフラックスが大きくなっているためである．フラックスの分布図は，縦横50ピクセル（これをビン幅という）の画像データであり，1ビン幅が$\tan\theta = 0.050$となっている．すなわち中心が真上であり，上下左右に50個のビンがある．$0.050 \times (50/2) = 1.25$であるから，$\tan\theta = 1.25$より，$\theta = 51.3$(deg)となり，全体で51.3度の角錐状の範囲を矩形に投影した画像となっている．なお，横軸$\tan\theta_x$がトンネル縦断方向であり，縦軸$\tan\theta_y$がトンネル横断方向である．ミュー粒子の地山内部を通過する経路の長さ（以降，経路長）は地形図（国土地理院DEMデータ）から計算した．図－3に経路長とビン幅との関係を示す．

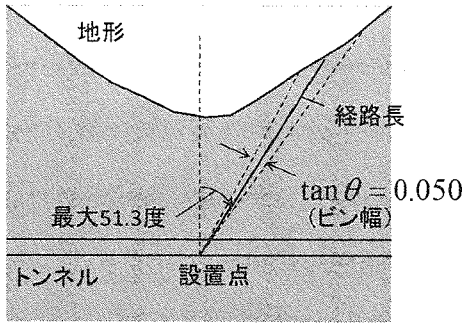
ミュー粒子フラックスから経路に沿った密度を一

定と仮定すると，例えば三宅の式[2]を用いてフラックスの計算値を求めることができる．本研究では岩石試験による湿潤密度の値から，$C_L$ないし $C_M$ 級岩盤の密度を 2.5g/cm$^3$ と仮定し，フラックスの計算値 Fc を求めた．次に，計算値に対する比として，換算密度フラックス比ΔF／Fc を求めた．ここで，ΔF=Fo－Fc であり，Fo はフラックスの観測値である．換算密度フラックス比は，各ビンの密度の不均質さを反映している．換算密度フラックス比を密度の変化に換算した場合，その変化が 1 の場合，約 12.5%の密度変化に対応する．

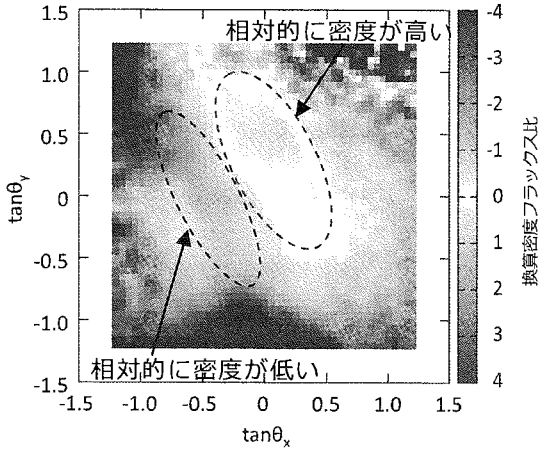
換算密度フラックス比分布図を図－4 に示す．同図の中央やや上方に，左斜め上から右下に相対的に密度の高い領域が認められる．その下にほぼ並行するように密度の低下部が認められる．同図の周囲には換算密度フラックス比の大きい部分があるが，計数が少ないことによる統計誤差と考えられる．




図－2　原子核乾板によるミュー粒子フラックス



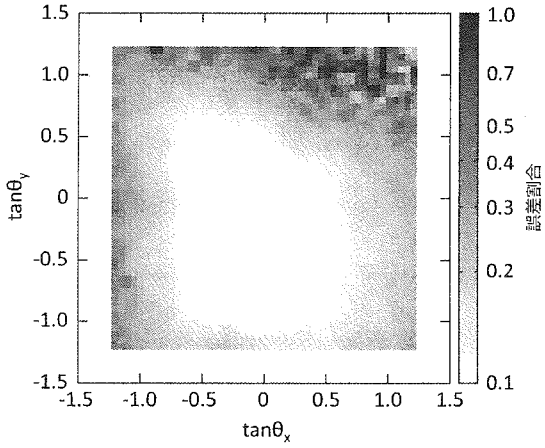

図－3　経路長とビン幅の関係




図－4　換算密度フラックス比分布図

それを検証するために統計誤差[1]を用いて，誤差の割合の分布図を作成した．その結果を図－5 に示す．図の中央付近の白く見えるところは誤差が少なく，密度の精度も良いことがわかる．図の周囲では誤差の割合が 1 を超える部分も認められる．これは天頂角が水平方向に近づき大きくなることで，飛来するミュー粒子の数が減ること，さらに経路長が大きくなることにより岩盤内部で吸収されるため数が減り，統計誤差が大きくなったと考えられる．

以上の結果から図－4 に示した換算密度フラックス比における原子核乾板中央付近の密度の違いは，統計誤差が少ないことから，岩盤内部の密度の不均質を反映していると考えられる．




図－5　誤差割合分布図

## 6. まとめと今後の展望

本研究では，トンネルの施工現場において原子核乾板を用いて密度の不均質分布を推定することを試みた．その結果，原子核乾板の中央部では，統計誤差も少なく密度の不均質が求められたものと考えられる．

今後は，岩盤内部の密度分布をさらに精度よく推定できるような，計測方法・解析方法を検討して行く予定である．

## 文献


1) 鈴木敬一・金沢　淳（2017）：宇宙線ミュー粒子を利用した探査技術の応用地質分野への適用，応用地質，Vol.57，No.6，pp.266-276.

2) 三宅三郎(1979)：地下深部における宇宙線研究，日本物理学会誌，Vol.34，No.4，pp.292-301.

# 17. 古洞が近接する山岳トンネルの地質調査事例

Geological survey of a mountain tunnel close to a goaf

○山口剛史，山下浩二，夏目隆弘（基礎地盤コンサルタンツ）
Takefumi Yamaguchi, Koji Yamashita, Takahiro Natsume

## 1. はじめに

道路改良に伴い計画された山岳トンネル(延長 1.6km, 最大土被り 110m)にて，一部トンネル直下に石炭採掘に伴う旧坑道(古洞)が分布することが既往地質調査で明らかとなった．既存文献によると，周辺は家屋や墓地，農地での地盤傾斜や沈下，溜池や水路での水源枯渇，漏水などの鉱害が発生した記録が残されており，本トンネルにおいても掘削に伴う古洞上位の岩盤の緩みや陥没・沈下など周辺地盤への影響や，トンネルへの影響が懸念された．

本稿では，古洞が計画トンネルへ与える影響検討に際して実施した地質調査のうち，①古洞の分布位置や規模の把握，②周辺地山の性状把握および緩み域の評価，を行った事例について報告する．

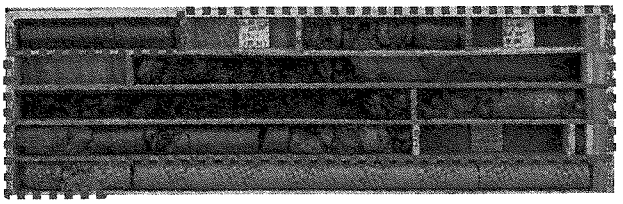
## 2. 古洞の分布及び規模

調査は，既往地質調査や過去の記録・文献により古洞の平面分布の概略把握→追加ボーリングによるトンネルとの断面的位置関係の詳細把握，の順に実施した．

既往地質調査では，2 孔のボーリング調査にて古洞の分布が確認されていた．古洞の分布厚は約 1～4m 程度で，場所によってはボタ(掘削残土)で充填されていた．しかし，古洞の連続性や規模，性状については十分な情報が得られていなかった．

追加ボーリングは，これらの古洞の連続性や規模，性状を確認することを目的として既往 2 孔間およびその周辺において，トンネル計画ルートに沿ってボーリングを配置した．

ボーリング調査の結果，同一の炭層が採炭された後の古洞であると推察され，その分布は面的に広範囲にわたって分布すると考えられた．また，古洞の分布厚はほとんどの地点で 1m 以下であり，一部空洞のまま残存する地点も確認されるが，ボタもしくは崩落土砂で充填されている状態であった．既往地質調査で確認



図－2　古洞部のコア写真(枠内が古洞)

された約 4m の古洞は，局部的に古洞の分布厚が大きくなることから，採掘の本坑であると考えられた．約 4m の古洞が確認されたボーリング地点は，平面的な位置が周辺の鉱害被害範囲内に位置していた．この鉱害被害範囲は，古洞分布厚が大きくなる範囲を示していると想定され，トンネル計画ルート上では，上記ボーリング地点付近のみであった．そのことから，トンネル計画ルート付近の古洞の規模は，採掘本坑(約 4m)はごく限られた範囲に分布し，ほとんどの範囲では 1m 以下の分布厚であると想定された．

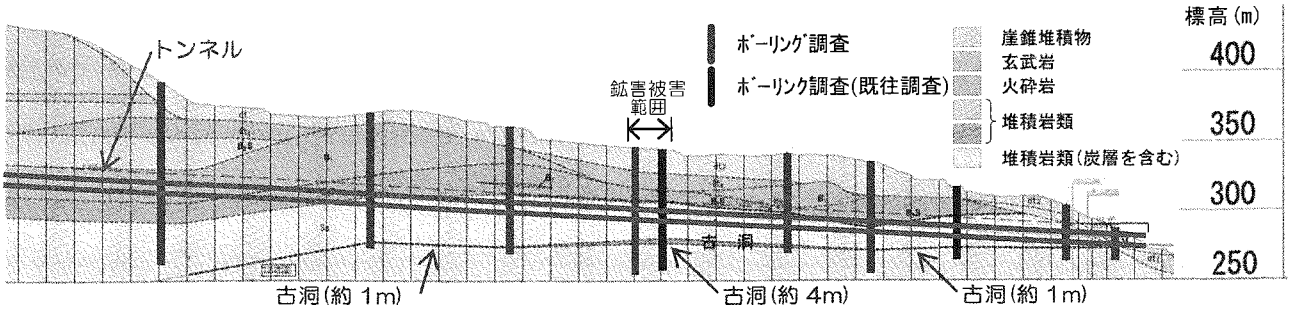
古洞は，鉛直離隔 2～30m 程度でトンネル計画ルートの下位に分布し，坑口付近で最も近接し，一般部に向かって徐々に離隔が大きくなると推定された．

## 3. 古洞周辺地山の性状

調査地の地質は，新生代第三紀中新世前期の炭層を含む堆積岩類(砂岩主体，泥岩，礫岩)を基盤岩としており，その上位に中新世後期の火山岩類が分布する．地表付近は，層厚 10～20m 程度の崖錐堆積物が分布する．トンネルは，古洞と近接する区間では，基盤岩(炭層を含む堆積岩類)が掘削対象となることが想定された．

古洞周辺の地山性状は，ボーリング調査，弾性波探査，室内岩石試験に加え，トンネル横断方向にて孔間弾性波トモグラフィを用いて把握した．

古洞が分布する基盤岩(炭層を含む堆積岩類)は，採掘対象の炭層のほかに，3 枚の薄い炭層を確認してい




図－1　地質縦断図

る．基盤岩は CM 級岩盤(室内試験：qu=10～30MN/m$^2$, vp=2～3km/s)が主体であるが，上記の炭層付近では，亀裂が発達しており，一部 D 級・CL 級岩盤(室内試験 CL 級岩盤：qu=10～20MN/m$^2$, vp=1.5～2.5km/s)となる．

弾性波探査では，古洞周辺を含め Vp＝2.0～3.0km/s の弾性波速度が得られており，古洞周辺の低速度層は検出されなかった．また，孔間弾性波トモグラフィの結果では，古洞下位の岩盤にて Vp＝2.5km/s 以上を測定したほか，古洞およびその直上では，Vp＝1.5km/s 前後であったものの，一部地下水が存在しないため，P 波が伝播せず速度値が得られなかった．

## 4. 古洞周辺の緩み域

古洞周辺は緩みによって，上方の岩盤中への亀裂の発達やそれらに伴い周辺より高い透水性を有することが想定された．そのため，以下の点に着目し，緩み域を設定した．

- RQD の低下する区間
- ボーリング掘進時の逸水や漏水箇所
- 亀裂面が褐色化する区間
- 孔間弾性波トモグラフィの弾性波不伝播区間

RQD の低下やボーリング掘進時の逸水・漏水箇所，亀裂面の褐色化する区間は，古洞上部に集中しているとともに，弾性波の不伝播区間中に位置する．

そのことから，古洞上方の弾性波の不伝播区間は古洞掘削に伴う緩み域を表しているものと考え，その区間を緩み域と設定した．

## 5. 古洞への対策

調査結果に基づき行った応力変形解析では，①無対策でトンネルを掘削した場合，②古洞への地盤改良(充填)を実施した場合，の 2 ケースで解析を実施しており，以下の結果が得られた．いずれも，トンネル掘削に与える影響は少ないとの見解が得られた．

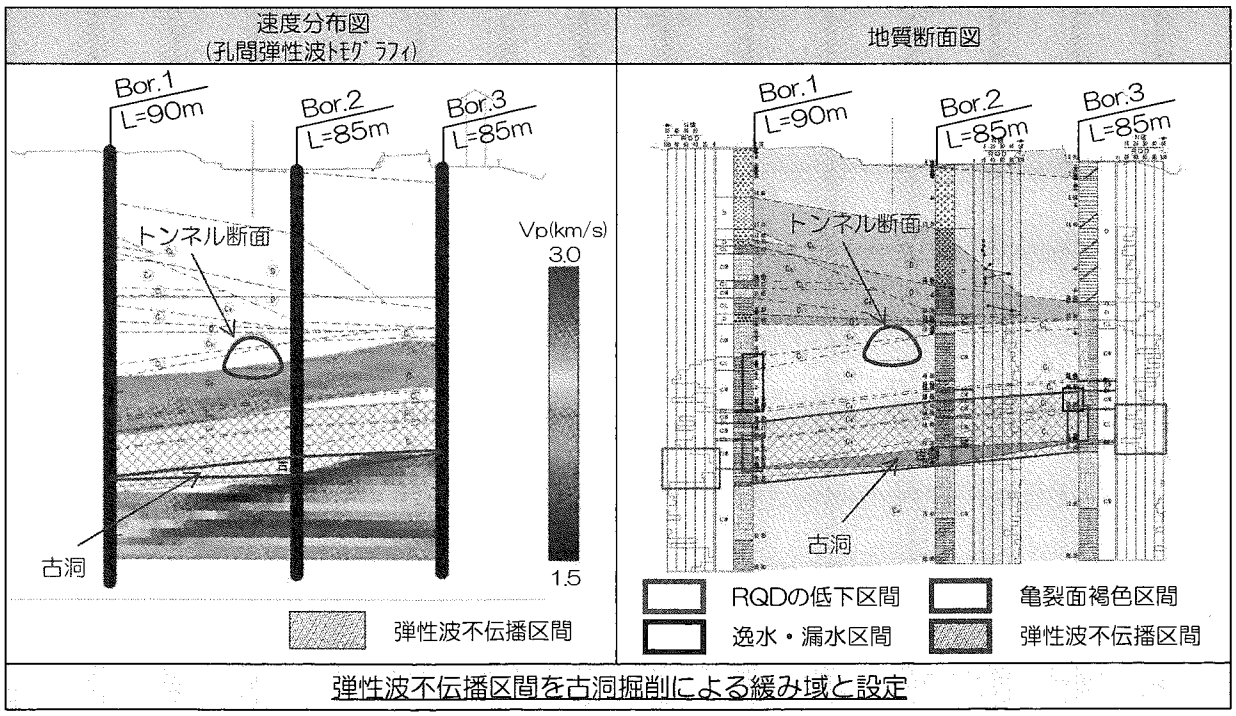
- 変位傾向としては，トンネル周辺が古洞に向かう沈下傾向にある．
- 無対策時および対策(充填)時においても，支保工に応力が集中し，変位が生じる．
- 注入材の変形係数が高ければ，変位量も小さくなる．
- 各ケースで得られた変位量は，許容範囲内であり，短期的に必ずしも対策が必要となる変位量ではない．

ただし，緩みによる複雑な地質状況や古洞の詳細な性状(現状の充填状況)などの不確定要素があることを考慮し，長期的なトンネルの安全確保の面から対策(古洞の充填)を行うこと提案している．

## 6. まとめ

空洞・既設トンネルが近接するトンネル調査・解析事例は多いが，詳細な記録が残されておらず，広範囲に採掘された古洞が近接する事例は特殊な事例と考えられる．

今回は，ボーリング調査や弾性波探査，室内岩石試験に加え，トンネル横断方向での孔間弾性波トモグラフィを提案・実施し，古洞の分布や規模，緩み域の範囲など，その後の影響検討に資する一定の成果が得られた．緩み域の評価については，定量的な評価(特に弾性波速度の欠測)が出来ない区間があった．今後は，孔内での P 波検層で補完する等の改善を行い，類似条件下での調査・解析では本事例のような調査・試験を実施して精度のよい地盤情報を提供していきたい．




図－3　弾性波不伝播区間と古洞掘削による緩み域

# 18. 2016年鳥取県中部の地震波形を用いた丸亀城石垣の振動周波数の検討

Vibration Frequency of Stone Wall of Marugame Castle by Seismic Wave of 2016 Central Tottori Earthquake

○石垣隼士（香川大学大学院），山中　稔（香川大学工学部）
小泉勝彦（香川大学大学院），長谷川修一（香川大学工学部）
Hayato Ishigaki, Minoru Yamanaka, Katsuhiko Koizumi, Shuichi Hasegawa

## 1. はじめに

2016年10月21日に鳥取県中部の地震が発生した．震源から約130km離れた香川県丸亀市でも震度4が観測され，丸亀市に設置された防災科学研究所の地震計K-NET丸亀（KGW003）は最大20galを超える加速度振幅が記録された．この同時刻において，第一著者は同じ丸亀市に位置する丸亀城の石垣上において，石垣変状箇所の抽出を目的とした常時微動測定[1]を実施しており，常時微動計で鳥取県中部の地震の加速度波形を取得することができた．本論文では，丸亀城石垣に起因する振動周波数の抽出を目的として，2016年鳥取県中部の地震動観測波形と常時微動観測による微動波形を用いた，成層地震応答解析を行った結果を述べるものである．

## 2. 丸亀城の地質概要

**図-1**に，丸亀城における地質図を示す．丸亀城を構成する基盤岩は北部には安山岩が，南部には花崗岩が分布する．**図-2**に，常時微動計で地震動を観測した丸亀城帯曲輪地点でのラムサウンディングによる$N_d$値（=$N$値）分布と土層図を示す．石垣上（地表面）から深度約9mまでは$N$値が10以下の緩い盛土層が分布し，下位には風化花崗岩層と花崗岩からなる工学的基盤層が分布する．**図-3**に，表面波探査から得られた丸亀城帯曲輪南側の測線のVsコンター図を示す．距離程0mの西側から東側に向けVs＜150m/sを示す盛土層厚が徐々に薄くなるとともに，概ねVs＞300m/sを示す基盤層が深度10m以深に分布している．

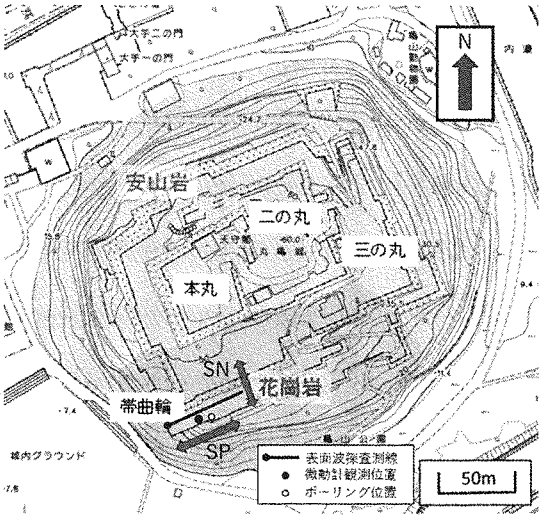



**図-1**　丸亀城における地質図

## 3. 常時微動および地震動の測定および解析方法

丸亀城における常時微動測定は，石垣高さ約6～15mの帯曲輪の石垣部上の位置において，三成分常時微動計（McSEIS-MT NEO）を石垣面に直交するように設置した．丸亀城から南西に約2.4km離れたKGW003地点での常時微動観測においても，丸亀城の石垣に直行するように常時微動計を設置した．このため，KGW003地点での強震観測記録のみ方向が異なっている．このことから，KGW003の強震観測記録を角度変換し、丸亀城石垣での観測と方向を一致させて比較検討を行った．微動計による加速度スペクトルはバンド幅0.244HzのParzen windowにより平滑化を行った．

既往研究から，地震動と微動の卓越周波数は良い対応を示すことが多く[2]，また，スペクトル比は地盤環境が大きく変わらない地域であれば揺れやすさの評価には適用できると指摘がある[3]．これらより，本研究の地震波形の推定手順は，以下の通りとした．

(1)方位変換したKGW003の強震記録をフーリエ変換する．(2)KGW003の観測点の常時微動測定により得られたH/Vスペクトルを伝達関数とみなして除することにより，地震基盤面でのフーリエスペクトルを算出

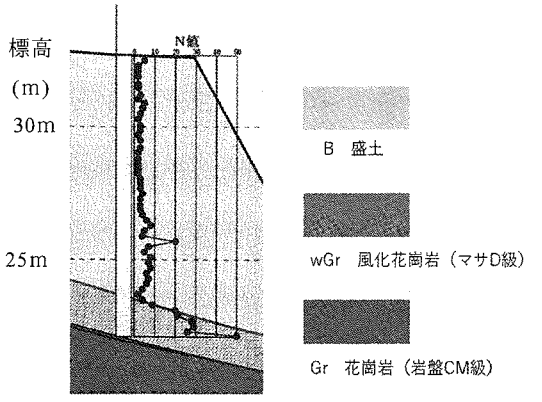



**図-2**　丸亀城におけるボーリング柱状図

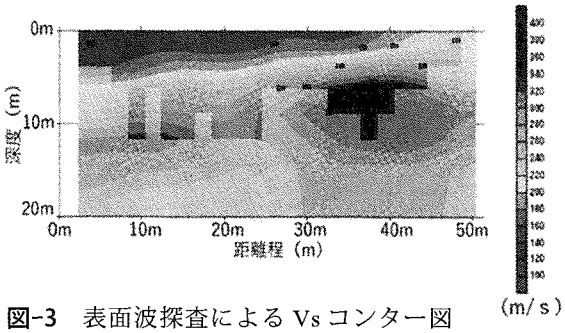
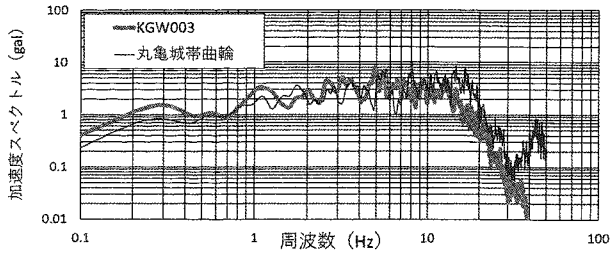
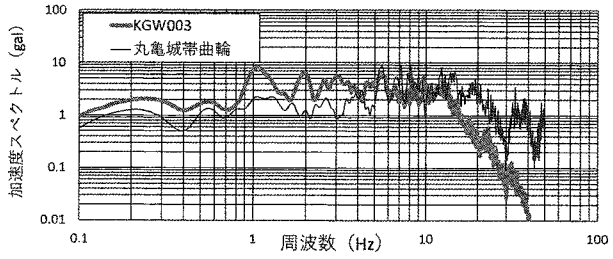



**図-3**　表面波探査によるVsコンター図

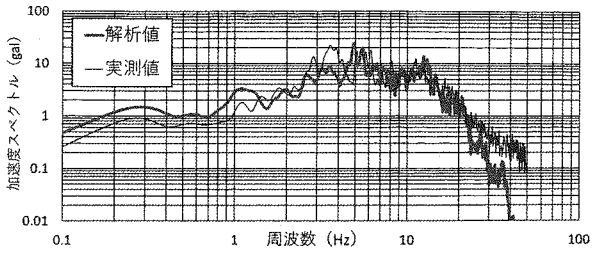



(a) SN 方向

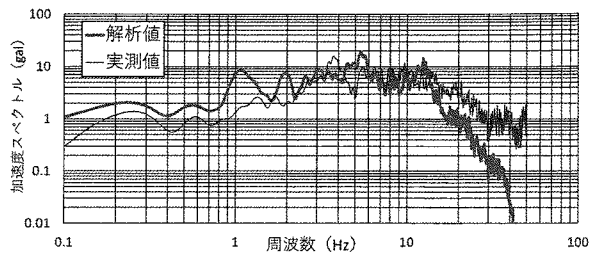



(b) SP 方向

**図-4** 地震基盤面における各方向の加速度振幅




(a) SN 方向




(b) SP 方向

**図-5** 丸亀城石垣部上における各方向の解析値と実測値の比較

する． (3)同様に丸亀城で観測された地震波形も丸亀城石垣の常時微動 H/V スペクトルを伝達関数とみなして，地震基盤でのフーリエスペクトルを計算する．(4)KGW003 の地震基盤でのフーリエスペクトルを逆変換して地震基盤での加速度時刻歴を算出する．(5)KGW003 の強震記録より求めた地震基盤の加速度時刻歴を丸亀城の成層地盤モデルの花崗岩層から入力し，等価線形の 1 次元地震応答解析を用いて地表面での加速度波形を計算する．

## 4. 地震基盤面における振動特性

**図-4(a)(b)**に，各々の常時微動 H/V スペクトルを用いて地震基盤まで引き戻した KGW003 と丸亀城の加速度振幅図を示す．石垣に対して直交方向を SN(Strike Normal)，平行方向を SP(Strike Parallel)と表記している．**図-4(a)**より，SN 方向の振動特性は両者が 12Hz 以下の成分では概ね 1.5 倍程度の差で一致していることがわかる．**図-4(b)**の SP 方向は，SN 方向よりも差が大きく 1～3Hz で 1～5 倍(平均的には 2.5 倍程度)の差が見られる．5～12Hz では 2 倍程度の差が生じ，12Hz より大きい周波数帯では 10 倍程度の差が生じている．

## 5. 石垣構造の振動周波数の検討

**図-5(a)(b)**に，KGW003 の強震記録と常時微動 H/V スペクトルより地震基盤により引き戻した地震動を花崗岩層（岩盤 CM 級）に入力し，丸亀城石垣部における成層地盤モデルにより推定した丸亀城石垣上の加速度スペクトル（解析値）と実測した鳥取県中部地震の加速度のフーリエスペクトル(実測値)の比較を示す．解析値には，**図-2** の地盤条件が反映されている．また，地震基盤波の推定段階では SN 方向では約 1.5 倍，SP 方向では約 2.5 倍の差があることがわかる．この 2 点を考え合わせると，12Hz 以下の振動数において，実測値と解析値で SN 方向 1.5 倍，SP 方向 2.5 倍を超える差が生じている場合，それは水平成層の地盤条件以外の要因で発生しているものと推測できる．**図-5(a)**SN 方向では 3.8Hz，**(b)**の SP 方向では 1Hz と 3Hz である．しかし，SP 方向の 1Hz と 2Hz は**図-4(b)**での KGW003 との比較でも振幅が大きくなっており，常時微動 H/V スペクトルを用いた引き戻しの精度が高くないことも考えられる．ここで，水平成層地盤の地盤条件以外の要因として，最も可能性の高いものは，石垣の形状や剛性，裏込石や埋め土の形状や剛性といった広義の意味での石垣の構造であると考えられる．これらのことから，石垣構造による周波数の影響は 3.8Hz 付近に現われていることが示唆される．

## 6. まとめ

本研究では，鳥取県中部地震の KGW003 の強震記録と丸亀城石垣部で実測された地震波を用いて，成層地盤モデル解析と実測値を比較することにより，石垣構造の振動周波数の検討を行った．結果，石垣構造固有の振動周波数帯は，石垣断面の直角方向で 3.8Hz 付近にあることが示唆された．

なお，(国研)防災科学技術研究所で得られた K-NET 丸亀での鳥取県中部の地震の強震記録を使用したことを記して感謝する次第である．

## 参考文献

1) 石垣隼士，山中　稔，小泉勝彦，東　信男：丸亀城石垣変状部の常時微動測定による振動特性の検討，日本材料学会第 12 回地盤改良シンポジウム論文集, pp.155-162, 2016.10.
2) 原田隆典，中村真貴，王　宏沢，齊藤将司：強震観測点の記録と常時微動 H/V スペクトル比を利用した近傍の未観測点の強震動推定法，応用力学論文集, Vol.11, pp.595-602, 2008.8.
3) 若松邦夫，安井　譲：短周期微動の水平上下スペクトル比のよる地盤増幅特性評価の可能性に関する研究，日本建築学会構造系論文集, No.471, pp.61-70. 1995.5

# 19. 埋立終了後の最終処分場の力学的安定性における集排水設備の重要性

An Important Role of the Collection and Drainage Facility for Mechanical Stability of Final Disposal Site after Landfill

○大野博之（環境地質），山内一生（建設工学研究社），山中稔（香川大学），稲垣秀輝（環境地質）
Hiroyuki Ohno, Kazuo Yamauchi, Minoru Yamanaka, Hideki Inagaki

## 1. はじめに

最終処分場は，廃棄物の埋立終了後も廃止に至るまでは「一般廃棄物の最終処分場及び産業廃棄物の最終処分場に係る技術上の基準を定める省令（以降，〔基準省令〕）」に従い適切に維持管理される必要があり，力学的にも安定でなければならない．最終処分場の中でも陸上最終処分場は元々集水地形をなす場に設置され，谷埋め盛土の形式となる場合が多く見られる．

一般に，盛土の地震被害のメカニズムに大きな影響を与えるものは“水”であり，“十分な排水処理と入念な締固め”を前提にしなければならない．材料こそ異なるが埋立廃棄物でも，考え方は同じでなければならならず，そのためにも保有水等集排水設備が適正に機能していなければならないと考えられる．最終処分場の基準省令では，管理型の場合，保有水等集排水設備により保有水等が速やかに集排水されなければならず，安定型でも貯留構造物の安定性に疑問が残る場合に集排水設備が必要であることが述べられている．

本論では，こうした背景の基，円弧すべり法による検討を行い，埋立終了後においても長期的に集排水設備が機能することの重要性を示した．

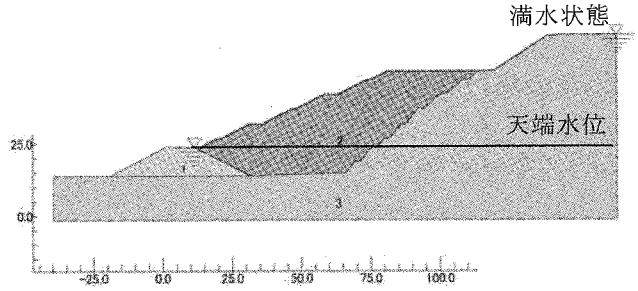
## 2. 検討方法

埋立終了後の廃棄物の力学的安定性を検討するために，図－1のような2次元断面を想定した．なお，ここでは埋立高数十mを超える大規模埋立を想定した．

安定計算としては，「最終処分場の設計要領」[1]に示されるスライス法を用い，埋立終了後の豪雨時を想定した．豪雨等の“洪水時”において，「最終処分場の設計要領」では中規模地震も同時に起きることを想定し，大地震時の設計水平震度の50%を設定することが示されている．したがって，ここではその考え方に従った．大規模地震としての設計水平震度 $K_h$ として「最終処分場の設計要領」では最大 $K_h$＝0.20 が示されているが，近年，自治体レベルで 0.25 を設定している地域もあることから，ここではその 50%の設計水平震度として $K_h$=0.125 を設定することとした．

廃棄物内の保有水等の水位については，「最終処分場の設計要領」では，洪水時は満水状態を設定することとなっているため，その満水状態と，貯留構造物の天端の水位の2種類を設定した．

この時，廃棄物の地盤定数（内部摩擦角 $\phi$ と粘着力 c）が力学的安定性に大きく影響する。しかしながら，廃棄物の地盤定数は，埋立物や埋立方法等により大きく異なり，ばらつきが極めて大きい．例えば，表－1に示すように内部摩擦角 $\phi$＝4～50° 程度，粘着力 c＝0.0～114 kN/m² 程度を示す．そこで，本検討では，内部摩擦角 $\phi$＝20，30，40，50° の時に粘着力を 0.0～80 kN/m² に変化させた時の安全率の変化について検討した．なお，「最終処分場の設計要領」では，埋立終了後の安全率として 1.2 以上が要求されている．




1:貯留構造物，2:廃棄物，3:地盤，メモリ単位m

図－1　埋立終了後の安定性の検討断面

表－1　廃棄物の地盤定数のばらつき

| | 地盤定数の値 | 文献 |
|---|---|---|
| 内部摩擦角 $\phi$ | 4.3～49.2° | 最終処分場の設計要領 |
| 粘着力 c | 0.0～113.8kN/m² | |
| 内部摩擦角 $\phi$ | 0.0～51° | 不法投棄等[2] |
| 粘着力 c | 0.0～70kN/m² | |

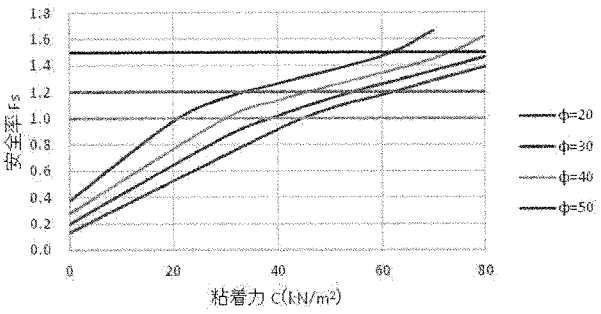
## 3. 検討結果

安定計算の結果を図－2に示す．図の(a)は埋立終了後の洪水時に満水状態となった時の安全率の変化を，(b)は洪水時でも天端水位程度までは集排水ができる場合の安全率の変化を示す．なお，図中に最終処分場で要求される安全率 1.2 と安全率 1.0 及び 1.5 の線を示している．

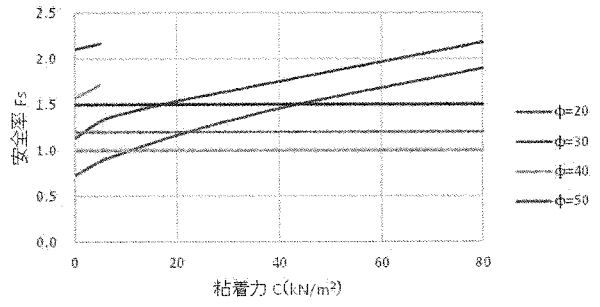
満水状態の場合には，廃棄物の内部摩擦角 $\phi$＝50° の場合でも粘着力Cが 30 kN/m² 程度以下の廃棄物は安全率 1.2 を下回り，粘着力 c が 20 kN/m² 程度以下の廃棄物は安全率 1.0 を切り不安定化する．内部摩擦角が 50° 未満の廃棄物であれば，粘着力はさらに大きなものでなければならないことが示されている．

これに対して，洪水時でも埋立廃棄物内の保有水等を天端水位まで集排水できる機能を有した処分場であれば，内部摩擦角 $\phi$＝40° の廃棄物（繊維物等の多い

廃棄物のφの目安[2])であれば，粘着力 c は 0 kN/m² であっても安全率は 1.5 以上を示す．すなわち，宅地造成の要求安全率 1.5（常時）も満たしている．さらに，内部摩擦角の比較的小さいφ＝20°でも粘着力 c が 20 kN/m² 程度以上あれば安定性は保てる．




(a) 満水状態，中規模地震時（$K_h$=0.125）




(b) 天端水位，中規模地震時（$K_h$=0.125）

図－２　廃棄物の物性の違いによる安全率の変化

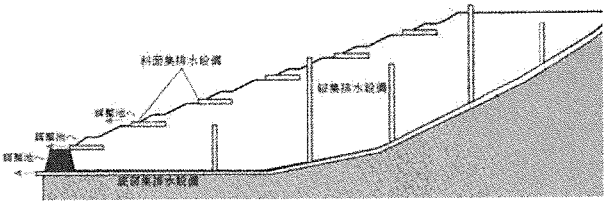
## 4. 考察

「基準省令」には”保有水等を有効に集め，速やかに排出することのできる堅固で耐久力を有する構造の管渠その他の集排水設備（保有水等集排水設備）を設けること”となっており，埋立廃棄物内の保有水等は速やかに排水され水位が低い状態でなければならないと記されている．

その一方で，「最終処分場の設計要領」では，埋立終了後の豪雨状態（洪水時）で，満水（廃棄物層が飽和状態）を想定し，中規模地震レベルである地震（地域の最大設計水平震度の 50%）が同時に起きることを想定して検討することが謳われている（以降，〔満水中規模地震状態〕）。

本検討結果でも明らかになったように，満水中規模地震状態では埋立廃棄物の地盤定数によっては安全率は 1 を切り不安定な状態となる．すなわち，十分な締め固めが行われないで埋立てられた廃棄物などは安定性に問題が生じる結果を示す．これに対して，天端水位程度まで保有水等の水位を下げることができれば地盤定数の極めて小さい廃棄物（φ=20°の場合 c＝20kN/m2 程度以下）でない限り安全率は 1.2 以上となり不安定化はしない．

最終処分場が様々な廃棄物を受け入れて埋立てなければならないことを考えると，埋立廃棄物の地盤定数を管理するのは，埋立廃棄物内の保有水等を速やかに集排水することよりも実質的には難しい。したがって，基準省令に示されるような速やかな集排水を洪水時でも可能にすることが重要と考えられる．このためには，保有水等を有効に集水できるような集水井工の設置など，縦集排水管を設けることが有効となろう．「最終処分場の設計要領」でも縦形集排水管は，ガス抜きだけでなく保有水等の集排水にも有効であるとしており，最終処分場においても，「宅地防災マニュアル」にもあるように縦集排水や斜面集排水を行えるような集排水設備を設けることが，豪雨等の洪水時でも安定な大規模埋立地とする上で重要である（図－３）．




図－３　処分場埋立地内の集排水設備の概念例

## 5. まとめ

最終処分場は，豪雨災害や地震災害などの近年頻発している災害時に発生する瓦礫/災害廃棄物の最終的な受け入れ場となるとともに，仮置き場としての役割も持つ．したがって，豪雨等においても供用性の高いものである必要がある．しかし，本論でも示されたように，近年増加傾向にある大規模な廃棄物埋立を想定するとき，集排水設備が適正に機能していなければ埋立終了後の最終処分場の力学的な安定性に疑問が生じることが示された．

最終処分場の基準省令では，管理型の場合，保有水等集排水設備により保有水等が速やかに集排水されなければならず，安定型でも貯留構造物の安定性に疑問が残る場合に集排水設備が必要とされている．廃棄物層の地盤定数のばらつきは極めて大きいことを考えると，豪雨時等においても廃棄物内の保有水等は有効に集排水する必要がある．そのためには，大規模な場合には，底部集排水設備だけでなく，宅地造成と同じように縦集排水設備，斜面集排水設備などより多くの集排水設備を設けることが重要であることを提案した．

### 文献

1) 全国都市清掃会議(2010)：廃棄物最終処分場整備の計画・設計・管理要領－2010 改訂版，689p.
2) 不法投棄等の斜面安定性評価研究グループ（2013）：不法投棄等現場の堆積廃棄物の斜面安定性評価方法，大成出版社，180p.

# 20. 基礎的地表踏査の重要性　低活動度活断層の存否を明らかにするために

Special attention to the basic field investigation to recognize low-activity active faults

小松原琢（産業技術総合研究所）
Taku Komatsubara

## 1. はじめに

活断層は，従来空中写真判読により断層変位地形を抽出することによって，認定されてきた[1, 2]．その結果，日本列島の主要な活断層はほぼ網羅的に把握されたと考えられる．しかし，活断層研究会[1]などにより従来から採用されてきた変位地形判読法のみでは把握できない活断層が地域的にまとまって分布することが明らかになりつつあるのではないだろうか．

演者は，従来の変動地形判読のみでは把握できなかったと考えられる活断層をも捕捉するために，短く系統的でないリニアメント・変位地形を抽出するとともに，綿密な地表踏査を行うことの重要性とその適用すべき地域について考察する．

## 2. 地震断層発生後に認定された活断層の事例

幕末期以降に地震断層を出現させた内陸の大地震19のうち，従来の活断層調査法で確実に活断層が事前把握されていたとみなされるものは11であり，残り40%は地震断層に関する綿密な調査が行われて初めて活断層として認識された，ないし事前の調査では大幅に過小評価されていた懸念が濃いものである．こうした「地震断層発生後に明らかになった」活断層は，中部地方～中国地方に多い．

特に丹波山地と中国山地においては，こうしたタイプの地震断層が多い．このことは，当地域においては現状の活断層調査・認識法では十分に精度よく地震発生危険度度評価ができていないことを示唆する．

## 3. 非系統的な変位地形の判読と地表踏査から活断層が認定された事例

山口県大原湖断層帯や地福断層帯は，中田・今泉編[2]では記載されていない，非系統的な尾根・沢の屈曲と中位段丘面の変形を伴う断層である．これは佐川ほか[3]など山口大学の一連の精力的な地質研究によって主として地表踏査によって主要活断層として認識された[4]．また，演者は最近福知山市尾藤地区において岡田・東郷編[5]により一部が断層組織地形（リニアメント）として認識されていた短い雁行するリニアメント群上で段丘堆積物を切る活断層露頭を見出した[6]．

## 4. 基礎的地表踏査の重要性について

こうした事例から，演者は活断層認定における基礎的地表踏査の重要性を強調したい．系統的でない，連続性の悪いリニアメントは非常に多く存在する．それらをすべて活断層と認定することは，活断層認識と相反する結果をもたらしかねない．逆に，非系統的で連続性の悪いリニアメントであっても活断層であるものが確実に存在する．そして，それは鳥取県西部地震のようなM=7.3クラスの大地震を引き起こしうる．後者のような活断層を見落とすことによる社会の不利益を少しでも軽減するためには，基礎的かつ綿密な地表踏査が必要である．日本の活断層研究者・技術者の地表踏査離れが指摘されるようになって久しいが，活断層の正確な認定のためには，高い踏査技術力が求められることは言うまでもない．若手技術者の育成を含めて，大いに議論すべきことではないだろうか．

## 5. 非系統的なリニアメントであっても活断層が多い地域は？

以下は演者の仮説である．上述のように，活断層でありながら非系統的なリニアメントとして認定されるものは，中国山地と丹波山地に多いと感じる．それは，当地域が3～4Maにはじまり，1Ma以降活発化したアムールプレート東進運動の前線[7]からやや離れた場所に位置し，上部地殻が破断変形を行うようになってからまだ経過時間が短く，未成熟な断層が多いことを反映しているのではないだろうか．ただし，この仮説はまだ検証されていない．十分な検討が必要である．

## 文献

1) 活断層研究会(1980)：日本の活断層　分布図と資料，東京大学出版会，360p.
2) 中田・今泉編(2000)：活断層詳細デジタルマップ，東京大学出版会，DVD2枚.
3) 佐川ほか(2008)：山口県中東部，徳佐-地福断層と迫田-生雲断層の性状および活動性，応用地質，Vol.49，No.2，pp.78-93.
4) 地震調査研究推進本部(2017)：主要活断層の追加について，地震本部ニュース，2017年春，pp.4-5.
5) 岡田・東郷編(2000)：近畿の活断層，東京大学出版会，395p.
6) 小松原(投稿中)：京都府福知山市・尾藤断層(新称)の活断層露頭，第四紀研究，投稿中.
7) 小松原(2015)：活断層の変位速度からみた日本弧のプレート配置，活断層研究，No.43，pp.17-34.

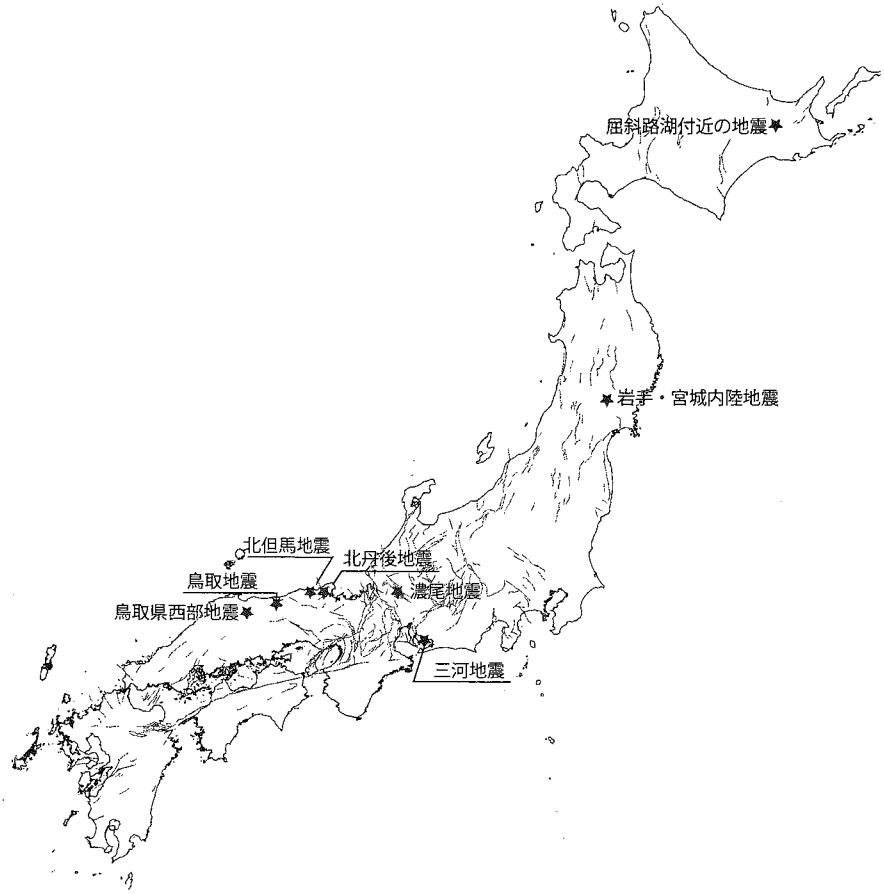



図１　活断層から予測できなかった地震断層の出現した場所

| 表1　幕末期以降に地震断層を出現させた地震 | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | 地震発生年・地震名 | Mj | 活断層名 | 既知の活断層で起きたか否か | |
| 1 | 1847年弘化善光寺地震 | 7.4 | 長野盆地西縁断層帯 | ○ | |
| 2 | 1854年安政伊賀上野地震 | 7.0～7.5 | 木津川断層 | ○ | |
| 3 | 1858年安政飛越地震 | 7.0～7.1 | 跡津川断層 | ○ | |
| 4 | 1891年濃尾地震 | 8 | 根尾谷断層帯 | △(約70%) | 梅原断層は× |
| 5 | 1896年陸羽地震 | 7.0～7.4 | 横手盆地東縁断層帯 | ○ | |
| 6 | 1925年北但馬地震 | 6.8 | | × | 地震断層か否か確認必要 |
| 7 | 1927年北丹後地震 | 7.3 | 郷村断層 | △(約30%) | |
| 8 | 1930年北伊豆地震 | 7.3 | 丹那断層 | ○ | |
| 9 | 1938年屈斜路湖付近の地震 | 6.1 | | × | 地震断層か否か確認必要 |
| 10 | 1943年鳥取地震 | 7.2 | 吉岡断層・鹿野断層 | △(約70%) | |
| 11 | 1945年三河地震 | 6.8 | 深溝断層 | × | |
| 12 | 1974年伊豆半島沖地震 | 6.9 | 石廊崎断層 | ○ | |
| 13 | 1995年兵庫県南部地震 | 7.3 | 野島断層 | ○ | |
| 14 | 1998年雫石付近の地震 | 6.2 | 西根断層 | ○ | 小規模な変位 |
| 15 | 2000年鳥取県西部地震 | 7.3 | | × | |
| 16 | 2004年新潟県中越地震 | 6.8 | 小尾平断層・東山背斜 | ○ | 小尾平断層の変位は小さい |
| 17 | 2008年岩手・宮城内陸地震 | 7.2 | | × | 段丘面の比高から推定可能 |
| 18 | 2011年福島県浜通り地震 | 7 | 塩ノ平断層・湯ノ岳断層 | ○ | |
| 19 | 2014年長野県北部の地震 | 6.7 | 神城断層 | ○ | |
| 20 | 2016年熊本地震 | 7.3 | 布田川断層・日奈久断層 | ○ | |

# 21. 山陰地方に見られる活断層系の特徴と発達過程に関する考察

Characteristics of fault rocks and development process of active faults in the Sanin Region

○向吉秀樹（島根大学），内田嗣人（島根大学），今村泰基（島根大学）
Hideki Mukoyoshi, Hideto Uchida, Taiki Imamura

## 1. はじめに

山陰地方で認められている活断層は，鹿野-吉岡断層，宍道断層，弥栄断層など，東西～北東-南西方向に伸びる断層系と雨滝-釜戸断層，日南湖断層など北西-南東方向に伸びる断層系に分けられる．また，山陰地方では，山口-出雲地震帯[1]や北中国剪断帯[2]などと呼ばれる東西～北東-南西方向に帯状に微小地震が集中する領域がある．これらの地震帯の中に，2000年鳥取県西部地震や2016年鳥取県中部地震の余震域など北西-南東方向の微小地震の分布を示す領域がパッチ状に分布している．上述の主な活断層はこの東北東-西南西，北北西-南南東方向の地震帯とほぼ平行に発達している．また，1943年鳥取地震（M7.2），2000年鳥取県西部地震（M.7.3），2016年鳥取県中部地震（M6.6）がこの地震帯で発生している．

福塚・金折（2002）[4]は上述の断層帯のうち，北東走向の弥栄断層帯の弥畝山西断層における変動地形と断層露頭の調査から，弥畝山西断層の破砕帯幅は最大で15mほどあり，破砕帯中に認められる複合面構造から，断層活動が左横ずれから右横ずれにインバージョンしたことを明らかにした．鹿野・吉田（1985）[5]は島根半島に発達するほぼ東西走向の宍道断層について，破砕帯幅数10m以下の相対的に北上りの逆断層と報告している．しかし，この報告では，一部の断層露頭のスケッチは示しているが，剪断センスの判定の根拠となる複合面構造等については記載されていない．また，2000年鳥取県西部地震の余震域において，複数の研究者による断層調査が行われ，余震分布とほぼ平行あるいは余震分布から反時計回りに斜交した方向の断層姿勢を示す，厚さ数mm～数cm程度の断層ガウジを挟む多数の小断層が発達することを明らかにしている[例えば6),7)など]．これらの報告では断層岩の構造解析から複数の小断層の剪断センスが求められているが，これらの小断層の発達過程に関しては詳しく議論されていない．

本発表では，山陰地方に発達する活断層系および近年地震活動が活発な地域に発達する断層のうち，宍道断層，2000年鳥取県西部地震余震域に見られる断層，2016年鳥取県中部地震余震域に見られる断層，三瓶山-広島県三次市にかけて分布する地震域（以後 三瓶－三次地震帯とする）に見られる断層を対象に，断層露頭の記載からこれらの断層の特徴について紹介するとともに，剪断センスや断層面に記録されている条線の姿勢から，断層の発達過程に関する考察を行う．

## 2. 断層の産状

### 2.1 宍道断層

島根半島東部，美保関町において，宍道断層の断層露頭を観察した．この地点では，ほぼ東西走向の断層を境に，北側の新第三紀前期中新統の砂岩，礫岩，安山岩，デイサイト火砕岩を主体とする古浦層と，中期中新統の黒色泥岩，流紋岩溶岩および火砕岩，安山岩溶岩および火砕岩を伴う成相寺層が接している．断層は厚さ約15mの破砕帯からなり，破砕帯中には流紋岩および安山岩質火山角礫岩からなるカタクレーサイト，断層角礫および断層ガウジが認められる．破砕帯南側の流紋岩からなるカタクレーサイトには，逆断層の剪断センスを示す複合面構造が認められる．また，断層中央部の安山岩質火山角礫岩からなる厚さ数mmの断層ガウジには，ほぼ水平な断層条線と右横ずれの剪断センスを示す複合面構造が認められる．

### 2.2 2000年鳥取県西部地震余震域に見られる断層

2000年鳥取県西部地震余震域中央部～南東部において，厚さ数mm～数cm程度の断層ガウジを挟む北西走向および北東走向の断層を多数観察することができる．一部の断層ではカタクレーサイトも認められる．北西走向の断層は，2000年鳥取県西部地震の余震分布とほぼ平行な姿勢を示すが，断層面に認められる条線の姿勢および複合面構造が示す剪断センスは，正断層センス，右横ずれ，左横ずれであり，2000年鳥取県西部地震の際に観測された左横ずれとは異なる剪断センスを示すものも多く観察される．

### 2.3 2016年鳥取県中部地震余震域に見られる断層

2016年鳥取県中部地震余震域周辺において，余震分布とほぼ平行に発達する複数の断層露頭が観察される．これらの断層の多くが2000年鳥取県西部地震と同様に，厚さ数mm～数cm程度の断層ガウジを挟む断層である．これらの断層に見られる条線の多くが縦ずれを示し，複合面構造も正断層センスを示す．これらの産状も2000年鳥取県西部地震余震域に見られる断層と同様に，2016年地震の際に観測された左横ずれとは異なる剪断センスである．

2.4 三瓶－三次地震帯に見られる断層

三瓶－三次地震帯の北西部にあたる，島根県飯南町獅子の林道において，多数の北西走向および北東走向の断層が確認される．この地域に見られる断層のうち，北西走向の断層はいずれも厚さ数 mm～数 cm 程度の断層ガウジを挟む断層であり，2000 年鳥取県西部地震余震域および 2016 年鳥取県中部地震余震域で認められる北西走向の断層と類似した産状を示す．一方，北東走向を示す断層については，一部には北西走向と同様に厚さが数 mm 程度の断層ガウジを伴う断層も認められるが，中には厚さが 10 m を超える破砕帯を伴う断層も 2 条認められる．

## 3. 断層の特徴の違い

前述のように，山陰地方に発達する断層には，主に東西～北東走向に延びる断層と北西走向に延びる断層の 2 つの断層系に分けられる．このうち，東西～北東走向に延びる断層は，福塚・金折（2002）[4] で報告されている弥畝山西や本調査で確認された宍道断層および三瓶－三次地震帯で見られる断層のように厚さが 10 m を超える破砕帯が特徴として挙げられる．一方，2000 年鳥取県西部地震余震域，2016 年鳥取県中部地震および三瓶－三次地震帯に見られる北西走向の断層のほとんどが厚さ数 mm～数 cm 程度の断層ガウジや方クレーサイトを伴う断層であり，北東走向の断層系と比べ，その特徴に大きな違いがある．北東走向の断層系は，リニアメントが比較的明瞭であり，弥栄断層，宍道断層，鹿野－吉岡断層が主要活断層に認定されている．一方，北西走向の断層系については，雨滝-釜戸断層，日南湖断層など一部の断層が活断層の地域評価に認定されているものの，リニアメントが不明瞭なものが多い．このリニアメントの違いは，断層破砕帯の厚さの違いが大きく影響しているものと思われる．

## 4. 断層発達過程に関する考察

福塚・金折（2002）[4] により，弥畝山西断層の破砕帯中に認められる複合面構造から，断層活動が左横ずれから右横ずれにインバージョンしたことが報告されているが，本調査で確認した宍道断層，2000 年鳥取県西部地震余震域に見られる断層，2016 年鳥取県中部地震余震域に見られる断層，三瓶山-広島県三次市にかけて分布する地震域（以後 三瓶－三次地震帯とする）に見られる断層いずれにおいても現在の応力場から想定される変位の方向とは異なる剪断センスを示す断層岩が多く認められた．このうち，宍道断層においては，固結したカタクレーサイトから逆断層の剪断センスが認められ，これは福塚・金折（2002）[4] および鹿野・吉田（1985）[5] で報告されているように，南北圧縮に伴う応力場で形成されたものであると考えられる．一方，破砕帯中央部付近に認められる断層ガウジには右横ずれを示す複合面構造が認められ，応力場の変化に伴い，剪断センスも変化し，断層帯が発達してきたことを示している．一方，2000 年鳥取県西部地震余震域や 2016 年鳥取県中部地震余震域に見られる北西走向の断層系も，現在と異なる応力場で形成されたものの，その後十分には発達しない状態のまま，現在の応力場において，一部の断層が異なる剪断センスで再活動しているものと思われる．

## 5. まとめ

山陰地方で認められる北東走向および北西走向の 2 つの断層系のうち，，宍道断層，2000 年鳥取県西部地震余震域に見られる断層，2016 年鳥取県中部地震余震域に見られる断層，三瓶山-広島県三次市にかけて分布する地震域（以後 三瓶－三次地震帯とする）に見られる断層を対象に，断層露頭の記載からこれらの断層の特徴について調べた．その結果，いずれの断層も現在の応力場とは異なった応力場で形成された断層であることが明らかとなった．のうち北東走向の断層系は破砕帯の幅が広く，現在に至るまでに多数の断層活動を繰り返し，発達してきたものと思われる．一方，北西走向の断層系は，一度形成された断層がその後活発には活動せずに，現在の応力場において，一部の断層が再活動しているものと思われる．

## 文献


1) 金折裕司，遠田晋次（2007）：中国地方西部に認められるプレート内山口−出雲地震帯の 成因と地震活動，自然災害科学，Vol.25，507-523.

2) Gutscher, M. A. and S. Lallemand（1999）：Birth of a major strike slip fault in SW Japan.TerraNova, Vol.11, 203-209.

3) 福塚 康三郎，金折裕司（2002）：断層の地形・地質学的特徴と地震活動および重力異常，応用地質，Vol. 43, 226-234.

4) 鹿野和彦・吉田史郎（1985）：5 万分の1 地質図幅「境港地域の地質」．地質調査所，69p.

5) 相澤泰隆・小林健太・梅津健吾・山本亮（2005）：2000 年鳥取県西部地震の余震域およびその周辺に分布する断層岩類，地質学雑誌，Vol.111, 737-750.

6) 小林健太・相澤泰隆・梅津健吾・小山敦子・山本亮（2003）：2000年鳥取県西部地震の震源域における地質構造解析．活断層・古地震研究報告，No. 3, 163－174.

# 22. 第四紀テフラのU-Th-Pb年代測定（その5）

U-Th-Pb dating for Quaternary tephras (part 5)

○伊藤久敏（電力中央研究所）
Hisatoshi Ito (CRIEPI)

## 1. はじめに

第四紀テフラ（特に広域テフラ）の噴出年代は，火山活動の履歴評価に有用であるだけでなく，断層の活動性評価においても重要であり，放射性廃棄物の地層処分を行う上でも，高精度な第四紀テフラの年代測定のニーズは高い．発表者は，レーザーアブレーション誘導結合プラズマ質量分析計（LA-ICP-MS）を用いたテフラのU-Th-Pb年代測定結果を報告し，その有用性を議論してきた．これまでに，約10万年前に噴出したとされる洞爺テフラについて，U-Pb法とU-Th法による同時年代測定が可能であることを示すとともに[1,2]，約10万年前に噴出したとされる鬼界-葛原テフラ（K-Tz）が分布する屋久島にて，K-Tzとその下位の2枚のテフラ（小瀬田火砕流（Ksd），安房テフラ（Anbo））のU-Pb年代測定を行い，K-Tzを噴出した鬼界カルデラのマグマ活動履歴について新たな知見が得られたことを報告した[3,4]．さらに，房総半島の第四紀テフラについてU-Pb年代測定を行い，これまで報告されていたフィッション・トラック（FT）年代に比べ，格段に高精度な年代が得られたことを報告した[5,6]．今回，北アルプスの河川砂から得られたジルコンのU-Pb年代測定により，広域テフラと北アルプスの火山活動との関連性について新たな知見が得られたことを報告する．

## 2. 梓川の河川砂

北アルプス（飛騨山脈）には，第四紀花崗岩（プルトン）が露出しており，これは北アルプスの第四紀における激しい隆起・削剥の結果であることから，地層処分を考える上でも北アルプスの成り立ちを検討することは重要である．北アルプス中央部を流れる梓川周辺には第四紀プルトンである滝谷花崗閃緑岩とそれに関連する穂高安山岩が分布し，両者で火山-深成複合岩体（槍・穂高カルデラ－滝谷花崗閃緑岩コンプレックス）[7]を形成している（図-1）．今回，梓川の河川砂および河岸の滝谷花崗閃緑岩からジルコンを抽出し，U-Pb年代を求めることで，この火山-深成複合岩体の形成時期に関する知見を深めることとした．

## 3. 年代測定実験

電力中央研究所の所有するLA-ICP-MS装置を用い，U-Pb年代測定を行った[4]．レーザーアブレーションには波長213nmのNd-YAGレーザー（New Wave Research UP-213）を，ICP-MSには二重収束型質量分析計（Thermo Fisher Scientific ELEMENT XR）を用いた．なお，U-Pb年代（$^{238}U$-$^{206}Pb$年代）を求めるにあたり，鉛汚染の補正を行うとともに，ジルコンがマグマから晶出する際に生じるUとThの放射非平衡の補正も実施した．また，今回，河川砂から抽出した一部のジルコンについては，FT用のエッチング処理を行った後で，U-Pb年代測定を行った．

## 4. 年代測定結果

滝谷花崗閃緑岩のU-Pb年代として1.55±0.06 Maが得られた（図-2）．採取した岩石は，滝谷花崗閃緑岩の浅部の岩相に相当する．一方，深部の岩相からは同じくジルコンのU-Pb年代として，1.36±0.23 Maが報告されている[8]が，この年代はUとThの放射非平衡の補正がなされておらず，この補正を行うと通常0.1 Ma程度古くなる．従って，滝谷花崗閃緑岩は1.5～1.6 Maの短期間に貫入したと推定される．

梓川の河川砂のジルコンからは，65 Maにピークをもつ年代と10 Ma以下にピークをもつ年代が得られた（図-3A）．このうち，10 Ma以下のジルコンは1.6 Maにピークを示した（図-3B）．梓川周辺（上流域）には古第三紀の花崗岩が分布しており，65Maのジルコンはこの花崗岩由来のジルコンであると考えられる．また，1.6 Maにピークをもつジルコンは槍・穂高カルデラ－滝谷花崗閃緑岩コンプレックス由来であると考えられる．

## 5. 考察とまとめ

梓川の河川砂から抽出したジルコンのU-Pb年代として，1.6 Maにピークをもつ年代が得られた．このことから，槍・穂高カルデラ－滝谷花崗閃緑岩コンプレックスは，1.6 Ma頃に形成されたと判断される．槍・穂高カルデラからは2枚のアウトフロー堆積物（丹生川火砕流堆積物と恵比須峠火砕堆積物）とそれぞれに対応する広域テフラ（穂高-Kd39および恵比須峠－福田）が噴出したと推定されている[7]．このうち，穂高-Kd39テフラは房総半島の黄和田層中に挟まり，恵比須峠－福田テフラは近畿，東海，北陸，関東の各地に分布する．梓川の河川砂から得られたジルコンU-Pb年代は，これらのテフラが1.6 Ma頃に形成された槍・穂高カルデラの形成に関連して生じたものであることをより明瞭に示すものと思われる．今後，これらのテ

フラのジルコンの U-Pb 年代測定に加え，ジルコンの化学組成の対比などにより，より詳細を明らかにしたい．

## 文献


1) 伊藤久敏（2014）：第四紀テフラの U-Th-Pb 年代測定（その 2）．日本応用地質学会平成 26 年度研究発表会講演論文集，pp.107–108.

2） Ito, H. (2014): Zircon U–Th–Pb dating using LA-ICP-MS: Simultaneous U–Pb and U–Th dating on the 0.1 Ma Toya Tephra, Japan. J. Volcanol. Geotherm. Res., Vol. 289, pp. 210–223.

3) 伊藤久敏（2015）：第四紀テフラの U-Th-Pb 年代測定（その 3）．日本応用地質学会平成 27 年度研究発表会講演論文集，pp. 33–34.

4) Ito, H., Uesawa, S., Nanayama, F., and Nakagawa, S., (2017): Zircon U–Pb dating using LA-ICP-MS: Quaternary tephras in Yakushima Island, Japan. J. Volcanol. Geotherm. Res., Vol. 338, pp. 92–100.

5) 伊藤久敏（2016）：第四紀テフラの U-Th-Pb 年代測定（その 4）．日本応用地質学会平成 28 年度研究発表会講演論文集，pp. 33–34.

6) Ito, H., Nanayama, F. and Nakazato, H. (2017): Zircon U–Pb dating using LA-ICP-MS: Quaternary tephras in Boso Peninsula, Japan. Quat. Geochronol., Vol. 40, pp. 12–22.

7) 原山　智（2015）：上高地盆地の地形形成史と第四紀槍・穂高カルデラー滝谷花崗閃緑岩コンプレックス．地質雑，Vol. 121，pp. 373–389.

8) Sano, Y., Tsutsumi, Y., Terada, K. and Kaneoka, I. (2002): Ion microprobe U–Pb dating of Quaternary zircon: implication for magma cooling and residence time. J. Volcanol. Geotherm. Res., Vol. 117, pp. 285–296.

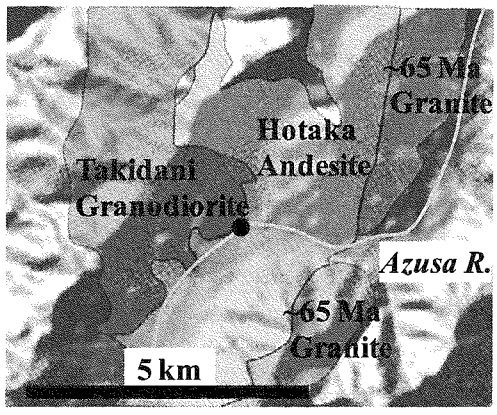




図-1　試料採取地点（黒丸）と概略地質

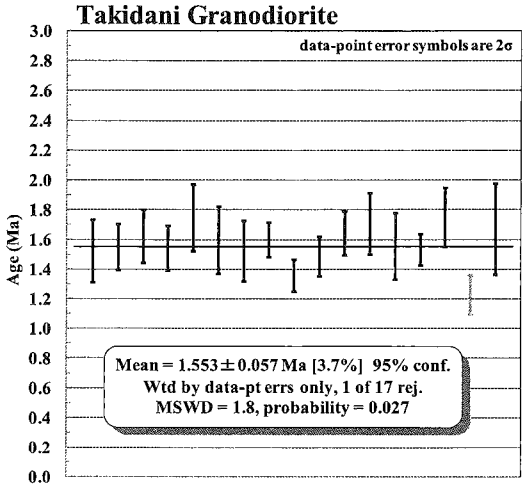



図-2　滝谷花崗閃緑岩の U-Pb 年代測定結果

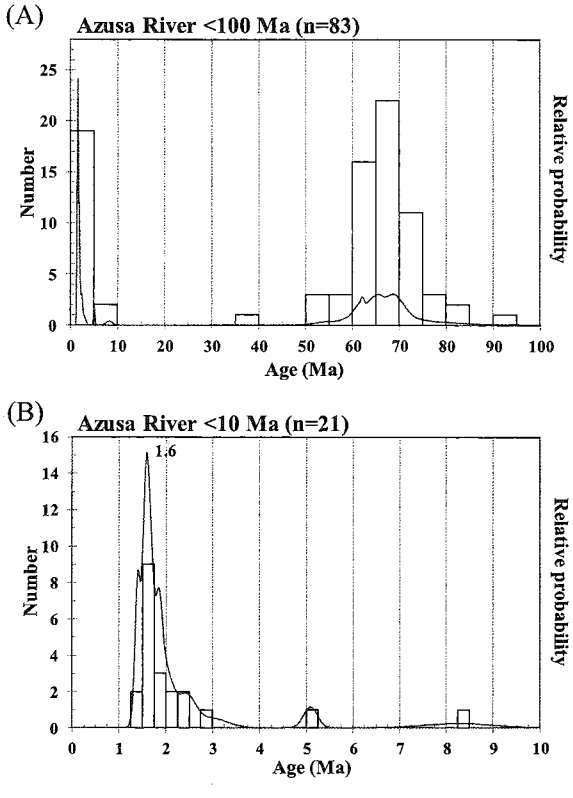



図-3　梓川の河川砂の U-Pb 年代測定結果

# 23. 阿蘇カルデラ北部～東部における阿蘇4火砕流堆積物の分布と産状

Distribution and character of Aso-4 pyroclastic flow deposit in north and east area of Aso caldera

○長田朋大（ナイバ），辻智大，池田倫治（四国総合研究所），木村一成（ナイバ），西坂直樹，大西耕造（四国電力）
Tomohiro NAGATA, Tomohiro TSUJI, Michiharu IKEDA, Kazunari KIMURA, Naoki NISHIZAKA, Kozo ONISHI

## 1.はじめに

火山の噴火に伴う火砕流の発生は，山体周辺に甚大な被害を与える．火砕流堆積物は，過去の噴火によって発生した火砕流の噴出規模や影響範囲等の履歴を残していることから，火山防災において非常に重要な情報源である．阿蘇4火砕流堆積物（以下，Aso-4pfl）は，約9万年前に現在の阿蘇カルデラを形成した阿蘇4噴火（噴出量600km3以上；小野ほか，1977[1]）に伴う大規模火砕流堆積物であり，カルデラ北部への分布は瀬戸内海を越え山口県北部にまで及んでいる．本発表では，九州北部，東部および山口県におけるAso-4pflの分布や性状の検討結果について報告する．

## 2.調査箇所と手法

現地調査によって阿蘇カルデラ北部～東部で約80地点のAso-4pflの露頭を確認し，産状記載（柱状図や堆積構造などのスケッチ），層厚，軽石や岩片の最大粒径，帯磁率，顕微鏡観察等で基本的な性状の観察，記載を実施した．

## 3.ユニット区分

調査地のAso-4pflは下位から，八女軽石流堆積物（Watanabe et al.,1978[2]：以下，八女ユニット），湯辺田火山灰流堆積物(松尾・堀川，2009[3]：以下，湯辺田ユニット）および鳥栖オレンジ軽石流堆積物（Watanabe et al.,1978[2]：以下，鳥栖ユニット）の3ユニットに主に識別され，その産状から各ユニットの特徴は表-1のようにまとめられる．なお，露頭で3ユニットが連続して累重する産状は非常に少なく，2ユニットあるいは1ユニットの単層で産することが多い．

表-1　Aso-4pflのユニット区分と特徴

| ユニット名 | 八女ユニット | 湯辺田ユニット | 鳥栖ユニット |
|---|---|---|---|
| 層序 | 下位 | 中位 | 上位 |
| 色調 | 暗褐色～灰色 | 乳白色～肌色 | 橙色～赤褐色 |
| 固結度 | 溶結（凝灰岩）～非溶結 | 非溶結 | 非溶結 |
| 土質 | ガラス質 | 粘土質 | オガクズ状 |
| 最大層厚(m) | 九州：100<br>山口：1.8 | 九州：4.0<br>山口：2.0 | 九州：5.0<br>山口：3.3 |
| 平均帯磁率($\times10^{-3}$SI) | 九州：5.5<br>山口：2.7 | 九州：11.8<br>山口：4.6 | 九州：5.9<br>山口：1.8 |
| 最大軽石粒径(cm) | 九州：47.4<br>山口：- | ほとんど含まない | 九州：6.4<br>山口：- |
| 斑晶鉱物量比 | Hb＝Opx＞Cpx | Hb＞Opx＞Cpx | Hb＝Opx＞Cpx |
| 火山ガラス | 多い（褐色） | ほとんどなし | 少ない（風化？） |

Hb：角閃石　Opx：斜方輝石　Cpx：単斜輝石

## 4.カルデラからの距離に対する性状変化

### 4.1.帯磁率

帯磁率は，全ユニットで給源からの距離に対して減衰する傾向が明瞭に認められるほか，湯辺田ユニットが他の2ユニットよりも優位に高い値を示している（図-1a）．この帯磁率の距離に対する減衰は，比重の重い磁鉄鉱が給源付近に優先的に取り残されていくことを示唆している．

### 4.2.軽石の最大粒径

軽石の最大粒径は，同一露頭内で大きいものから5つを測定し，その平均値を最大粒径とした．なお，湯辺田ユニットに軽石はほとんど含まれない．八女ユニットおよび鳥栖ユニットでは給源からの距離に対して最大粒径の減少傾向が認められ，いずれも山口県に至るとほぼ消失する（図-1b）．八女ユニットでは，40 kmの辺りで粒径が最大化しているが，これは火砕流堆積前の原地形の傾斜変換点に達し，ハイドローリックジャンプ等の現象で急激に運搬能力が落ちたためであると解釈されている（宝田・星住，2016[4]）．

### 4.3.層厚

八女ユニットは，谷を厚く埋めた谷埋型の火砕流堆積物で，溶結部（溶結凝灰岩）が台地を形成していることが多く，より標高の高い山地には分布しない．給源付近では層厚が100mに達し，給源から70km付近で10m程度となり，海を越えた山口県の126km地点では1.8mまで減少する．

湯辺田ユニットおよび鳥栖ユニットは，距離に対する減衰が小さいことが特徴的で，給源付近でも4～5 m程度と薄いが，120ｋｍ以上離れた山口県においても2～3 m程度の層厚を保ち，八女ユニットよりも遠方の163km地点まで到達している（図-1c）．また，八女ユニットが堆積していない高度にも原地形を覆って堆積している．このような広範囲に薄く広がる堆積様式を持つ火砕流は拡散型大規模火砕流堆積物（Waker et al.,1980[5]）と呼ばれ，鬼界カルデラの幸屋火砕流や鳥栖ユニットが知られているが，湯辺田ユニットもこの形態の火砕流堆積物に相当するものである．

次に，図-2に調査結果に基づいた各ユニットの層厚

の平面分布図を示す．これによると，八女ユニットは比較的同心円状に近い減衰分布を示すのに対し，湯辺田ユニットおよび鳥栖ユニットは，層厚分布に隔たりが認められ，北側により厚く堆積していることが分かる．なお，カルデラ東部への分布は九州に限定されており，山口県と同様に海を越えた四国西部では Aso-4pfl の分布はどのユニットも確認されていない．

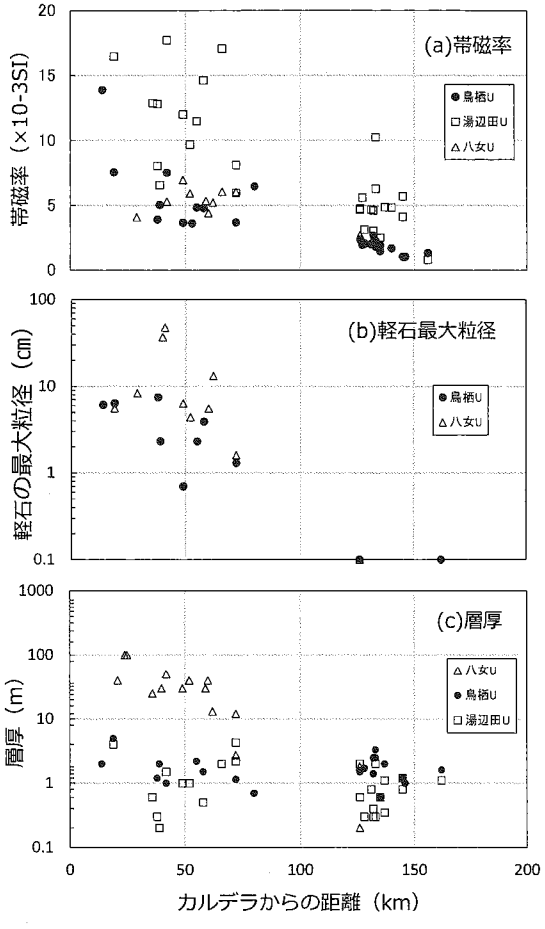



図-1　カルデラからの距離に対する変化
(a)帯磁率 (b)軽石の最大粒径 (c)層厚

## 5.考察

Aso-4pfl の帯磁率や軽石の最大粒径は，距離に対する減少傾向が全ユニットにおいて認められ，山口県などの遠方の堆積物では粒度が小さくなり，降下火山灰により近い性状を示している．これらは，火砕流の運搬エネルギーの減衰を示唆している可能性があり，火砕流の流下速度を示しているかもしれない．

八女ユニットは，谷埋型の堆積様式を持ち，層厚分布に基づくと湯辺田ユニットおよび鳥栖ユニットと比較して著しく大きな噴出量が想定される．また，カルデラから全方向へ流出していることから，広域テフラ（Aso-4 火山灰）を発生させた爆発的噴火の噴煙柱の崩壊によって生じた大規模火砕流であった可能性が高い．これに対して湯辺田ユニットおよび鳥栖ユニットは，八女ユニットと比較して，1）噴出規模が小さいにもかかわらず八女ユニットが堆積していない地形的高

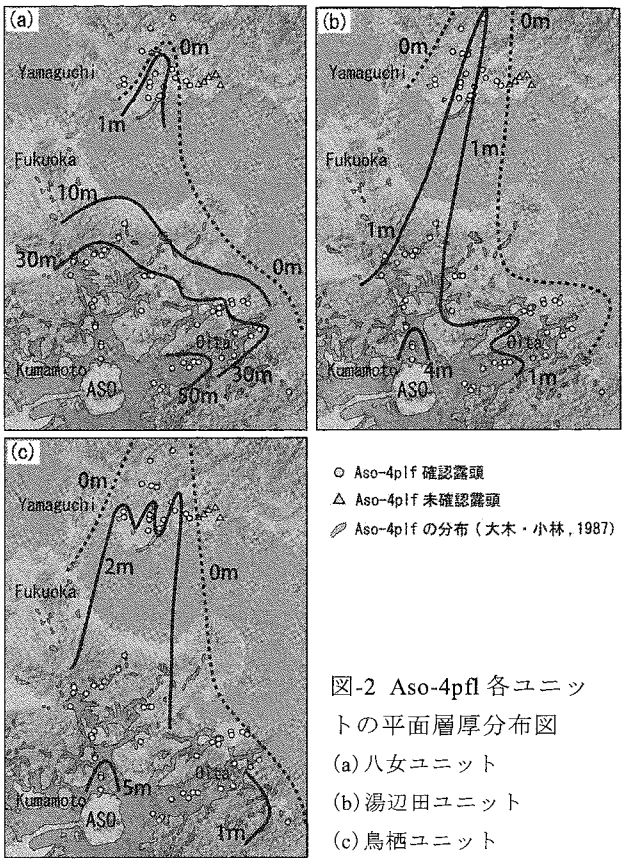



図-2 Aso-4pfl 各ユニットの平面層厚分布図
(a)八女ユニット
(b)湯辺田ユニット
(c)鳥栖ユニット

所にも分布すること，2）薄く広範囲に分布する拡散型大規模火砕流であること，3）噴出方向に明確な指向性が認められることなど，その分布と性状には明らかな相違が認められる．そのため，これらの噴出形態は不明であるが，少なくとも八女ユニットとは異なる噴火を起源としている可能性が高い．

以上のことから，特に湯辺田ユニットや鳥栖ユニットのような広範囲に影響する拡散型大規模火砕流について，発生メカニズムや噴出形態を明らかにし被害予測を構築することが火山防災において非常に重要であると考えられる．


### 謝辞

山口市陶在住の松尾征二氏には，山口県内の露頭情報をご教授頂き，現地調査にご同行頂いた際には貴重なご意見を賜った．ここに記して謝辞とさせていただきます．


### 文献


1）小野晃司ほか，1977，「竹田地域の地質」，地質調査所
2）Watanabe, K., 1978, Mem. Fac. Educ. Kumamoto Univ., 27, Nat. Sci., 97-120.
3）松尾征二・堀川義之，2009，日本地質学会第 115 回例会講演要旨
4）宝田晋治・星住英夫，2016，日本地球惑星科学連合 2016 年大会講演要旨
5）Waker et al., 1983, Nature, 283, 286-287

# 24. 四国三波川帯地すべりの地質的素因としての中期中新世貫入岩体の影響

Influence of Middle Miocene dikes as geological factor of landslides in the Sanbagawa belt, central Shikoku

○木下博久（復建調査設計㈱），長谷川修一（香川大学）
Hirohisa Kinoshita, Shuichi Hasegawa

## 1. はじめに

四国三波川帯は日本有数の地すべり発生地域であり，その素因について多くの地形地質学的研究が行われてきた．矢田部ほか（2000）[1]は，三波川帯を含む100箇所近いボーリング調査資料を基に，すべり面の幅（W）と深度（D）の関係がW=2.0～20Dと大きくバラつくこと，粘土状コアが棒状コアの深部に複数存在するといった岩盤の不均質性を示し，過去の大規模地すべりや断層運動，熱水変質作用の影響を推定した．

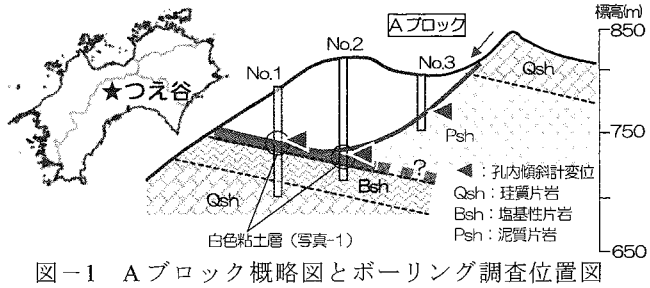
熱水変質作用と地すべりの関係について，長谷川（2002）[2]は，四国中央構造線沿いの中期中新世の火成活動に伴って形成された，スメクタイトを主体とする熱水変質帯が地すべりの素因となっていることを明らかにし，さらに同様の作用が地質帯を問わず，四国地方に広く存在する可能性を指摘している．

一方，山﨑・千木良（2008）[3]は，泥質片岩を対象に，地すべり移動体を貫いて採取した不撹乱コア試料を用いて，岩盤の鉱物・岩石組織等の鉛直変化解析を行い，黄鉄鉱の酸化で生じた硫酸により岩盤強度が急低下し，地すべり破砕帯の形成が助長されるとした．

本報告では，四国三波川帯中央部に位置するつえ谷地すべりを事例に，ボーリングコアの研磨片・薄片観察，破砕度区分，X線回折分析を行い，岩盤の劣化状況や，すべり面粘土の変形・変質特性に着目し，本地区近傍に分布する貫入岩の分布性状から，地すべりの地質的素因として熱水変質作用の影響を検討した．

## 2. つえ谷地すべりの概要

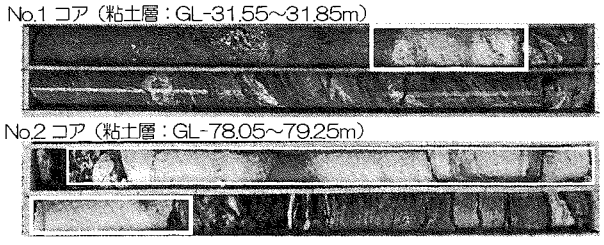
本地区は，高知県土佐郡大川村の吉野川上流左岸に位置する流域面積約0.6km$^2$の谷形斜面で，昭和54年より建設省直轄区域となった．基盤岩は，泥質片岩を主体として，塩基性片岩，珪質片岩を頻繁に挟む．片理面の傾斜は15～30° Nで，斜面に対して受け盤となる．地すべりの規模は延長約800m，幅約400mで，斜面中腹の珪質片岩帯を境に，上下A・Bブロックに分かれる．すべり面深度はGL-10～80mで，斜面上部のAブロックが深い．Aブロック頭部は稜線付近に及び，延長約300m，幅約150m，比高約30～50mの二重山稜～陥没凹地が形成されている（図-1）．地すべり変位は，GNSS観測，孔内傾斜計観測，地盤伸縮計，縦型伸縮計で観測されている．平均変位速度は5～25mm／年で，Aブロックは，降雨に反応した変動のほか，緩慢で継続的なクリープ運動も認められる（約10mm／年）．




図－1　Aブロック概略図とボーリング調査位置図

## 3. ボーリングコアの観察・分析

Aブロック主測線の3本（No.1～3），隣接する非変動域の1本（No.4）のボーリングコアについて，目視観察・スケッチ，すべり面粘土の研磨片・薄片検鏡観察，粘土鉱物のX線回折分析を行った．すべり面はNo.1でGL-31.7m，No.2でGL-78.8m，No.3で47.8m付近にある（図-1，写真-1）．変位が連動していることから，これらすべり面は一連と見られ，すべり面形状は，受け盤構造の傾斜で低角衝上する舟底形と推定される．No.1, No.2コアのすべり面には，厚さ30～120cmの白色粘土層が挟まれるのに対し，No.3コアでは粘土層の挟みは無く，岩盤内にせん断変位を示す複合面構造が発達するのみであるなど，一連のすべり面の中で，その構造に違いがある．粘土層の層相や上下の岩相変化から，粘土層は，約20°の受け盤傾斜で連続する泥質片岩の片理面沿い，もしくは泥質片岩と塩基性片岩の境界に発達していると見られ，No.3コアのすべり面とは，素因・形成過程を異にすると考えられる．以上より，粘土層が，地すべり変動に伴う破砕・細粒化のみで形成されたのではなく，一部は初生的に存在していた可能性，その1つとして岩盤深部の熱水変質作用の影響を想定し，ボーリングコアの詳細観察を行った．

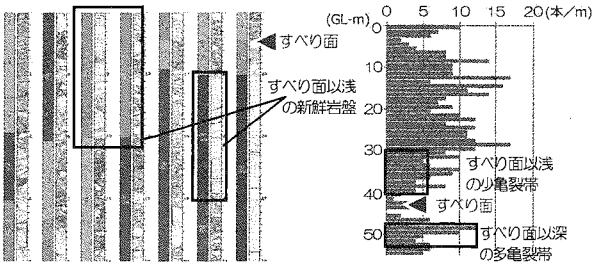



写真－1　No.1, No.2コアのすべり面粘土（白枠内）

### 1)コアの亀裂密度・破砕度分布

コア1m毎の亀裂本数を計測し，亀裂密度を求めた．また，亀裂形状や細粒分の挟在状況，岩片化状況からコアの破砕程度をランク分けし，破砕度分布図を作成した（図-2）．亀裂密度，破砕度とも深度に依存した変

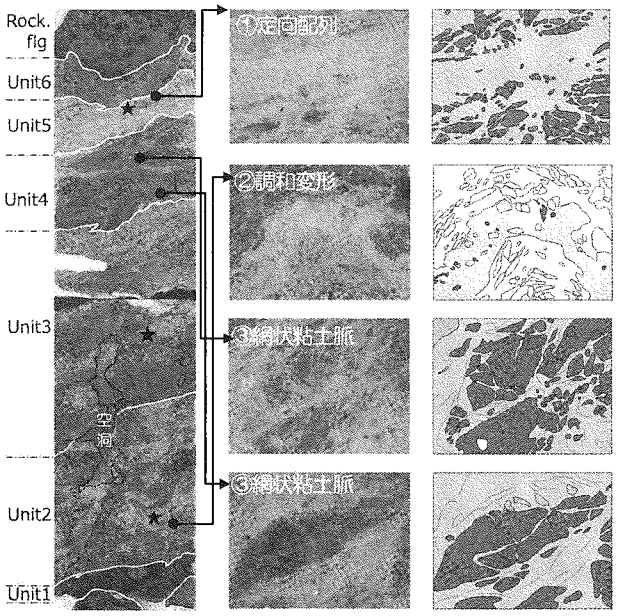
化傾向はなく，すべり面以深の亀裂密度部や，すべり面以浅の新鮮部が認められる．非変動域の No.4 コアも同様に，亀裂密度・破砕度の大小が深部まで繰り返す．




図－2　コアの破砕度（左）と亀裂密度（右）の例

**2)すべり面粘土の変形構造**

No.1 コアのすべり面付近の研磨片を作成し，詳細構造を検鏡した．白色粘土層は，粒度や色調，変形構造等から，6 ユニットに区分できる（図-3）．変形構造は，①岩片の定向配列，②岩片・基質の調和変形，③岩片の網状変質の 3 つのタイプからなる．①②は，岩片の回転や再配列が基質の変形構造と調和的であり，基質粘土の層状配置や指交構造等が明瞭な境界で発達する．③は，Unit4 に特徴的な構造で，岩片内に網状・葉脈状に粘土脈が発達する．細分された岩片はジグソーパズル状に配置し，回転や移動の痕跡は認められない．




図－3　No.1 コアの粘土層内部の変形構造の例

**3)粘土鉱物の X 線回折分析**

No.1，No.2 コアの粘土の X 線回折分析を行った（表-1）．原岩組成鉱物である緑泥石や雲母のほか，スメクタイト及び同混合層鉱物が検出された．粘土層内の複数層準において実施したが，ほぼ同様の鉱物組成で，深度方向やユニットでの顕著な差は認められなかった．

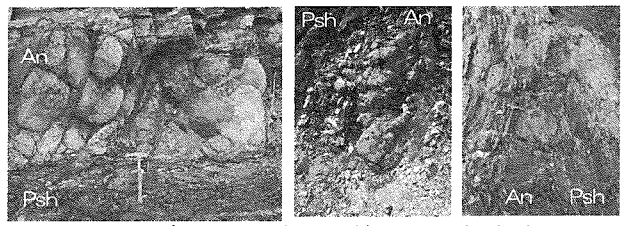
表－1　すべり面粘土の X 線回折分析結果（図-3★）

| GL-m | Chl | Mu | Qz | Hb | Sm | Sm/Chl |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 31.60 | ◎ | － | △ | △ | △ | ○ |
| 31.70 | ◎ | ○ | － | ○ | ◎ | ○ |
| 31.80 | ◎ | △ | △ | ◎ | △ | △ |

◎多い　○含まれる　△少ないが検出される　－検出されない
Chl：緑泥石　Mu:白雲母　Qz：石英　Hb：ホルンブレンド
Sm：スメクタイト　Sm／Chl：スメクタイト・緑泥石混合層鉱物

**4．つえ谷近傍の貫入岩分布**

つえ谷下方の吉野川沿いに，中期中新世と推定される安山岩ないしはデイサイトからなる貫入岩脈群の分布が報告されている（青矢・横山，2009）[4]．これら岩脈群は幅数十 cm～十数 m の厚さで，ダイク状，シル状の様々な形態で泥質片岩中に多条貫入している．踏査の結果，少なくとも延長 6km 以上，幅約 100m にわたり分布することが確認されている（田中ほか，2017）[5]．河床部には連続性の良いデイサイト岩脈が分布し，山地斜面にはシル状岩脈を含め，複数条貫入する（写真-2）．接触部周辺の泥質片岩は熱変質・変成作用を受けて千枚岩化，ホルンフェルス化している．




写真－2　つえ谷下流の貫入岩露頭

**5．地すべりの地質的素因の考察**

本地区では，すべり面以深の岩盤，非変動域の岩盤とも風化・劣化程度に顕著な差は無く，亀裂密集帯や破砕帯が深部まで繰り返している．すべり面の一部は片理面走向に規制され，同一すべり面において粘土層の有無や変形構造が異なる．これら粘土層の偏在性や変形構造，鉱物組成の特徴から見て，すべり面粘土は岩盤の機械的破砕のみから生じたのではなく，熱水変質作用等による弱線，粘土脈が初生的に存在し，一部がすべり面として作用したと見られる．地すべり近傍に貫入岩が複数条存在し，シル状岩脈は片理面に沿って様々な標高において平面的に広がっており，これらは熱水変質作用の熱源となった可能性を示唆している．

**文献**


1) 矢田部龍一・横田公忠・石井朋紀・夕部雅丈（2000）：四国の地すべりの一般的特性，地すべり，第 37 巻，第 3 号，pp.50-56.

2)長谷川修一（2002）：四国の地すべりの素因としての中期中新世熱水変質作用，地盤災害・地盤環境問題論文集，第 1 巻，pp.47-54.

3) 山崎新太郎・千木良雅弘（2008）：泥質片岩の風化メカニズムおよび風化と地すべりの関係について：四国三波川帯の不撹乱ボーリングコアを用いた解析，地質学雑誌，第 114 巻，第 3 号，pp.109-126.

4)青矢睦月・横山俊治（2009）：日比原地域の地質，地域地質研究報告（5 万分の 1 地質図幅），産総研地質調査総合センター，75p.

5)田中宏明・丸橋暁・木下博久（2017）：四国中央部三波川帯に貫入する大川村岩脈群，日本地質学会第 124 年学術大会(2017 愛媛)，ポスター発表準備中.

# 25. 河岸斜面袖部における基盤岩分布形態の予測と実態

Prediction and Actual Conditions of Basement Rock Distribution Form at the bottom of slope of river bank

○西村　悟之（株式会社　荒谷建設コンサルタント）
Satoyuki Nishimura

## 1. はじめに

山間部を流下する河川は，浸食・運搬・堆積を繰り返しながら長い年月を経て現在の流路を形成している．流路は蛇行して両岸に段丘や急崖などの地形が発達し，河川の両岸での斜面状況が異なっていたり，変化に富んだ斜面を形成する場合も多い．このような箇所では，谷の横断方向での基盤岩の分布も一様ではなく，特に河岸斜面裾部での基盤岩位置の推定は，設計・施工を行うに際し重要であるといえる．

本論では，河岸で行ったボーリング調査結果の事例を基に，斜面裾部での基盤岩の分布予測について考察を加え，事前の調査の重要性や位置選定についての留意点について述べるものである．

## 2. 地形的特徴

図 1 の平面図に示すように，現在の地形は火山の噴火により放出された火砕流堆積物で形成される平坦な緩斜面が，長年の河川による下刻作用により侵食されて形成されたものである．したがって，両岸の斜面上部は平坦面であるが，現在の河川との間の比高 40m 程度の斜面は急崖，もしくは緩斜面といった一様でない斜面となる．これは，現在の河川が蛇行していることからも分かるように，元々は平坦面であったところに河川が流れる方向を変えつつ原地盤を浸食され続けた結果形成された地形であるからである．すなわち，河川の攻撃斜面となった渓岸は浸食を受け急崖を形成し，さらに浸食が進むと大崩壊を起こし多量の土砂が河川に流れ込み，規模によっては河道閉塞を起こす．その結果，かつて河川の流路となっていた箇所は緩斜面となり，今度は対岸の斜面側に河道は流路を変え，対岸斜面を浸食し急崖を形成する．これの繰り返しで現在の地形に至っていると考えられる．

これらのことから現在の河川の川幅は 10m にも満たないが，谷底部の平坦面となる幅 20～30m 程度はかつて流路であったものと推定される．

## 3.地質的特長

調査地一帯は，第四紀更新世に噴出・堆積した火砕流堆積物が固結した凝灰角礫岩が分布する．両岸の急崖部ではその露頭を確認することができる．

急崖は傾斜 60° 程度で，高さは 50m 程度にも及ぶ．これは，上述したように渓岸浸食の名残である．マトリックスは凝灰質砂あるいは凝灰質シルトで，大小様々な大きさの礫を含んでいる．転石などをみても，最大 2m 程度のものも含まれる．礫の含有状態は一様でなく規則性は見られない．

両岸には所々に緩斜面が存在するが，ここには崖錐堆積物が分布する．径 1m 程度の転石が目立つ．

谷底には河川堆積物が分布する．同様に径 1m 以上の巨礫混じりの礫質土より構成される．

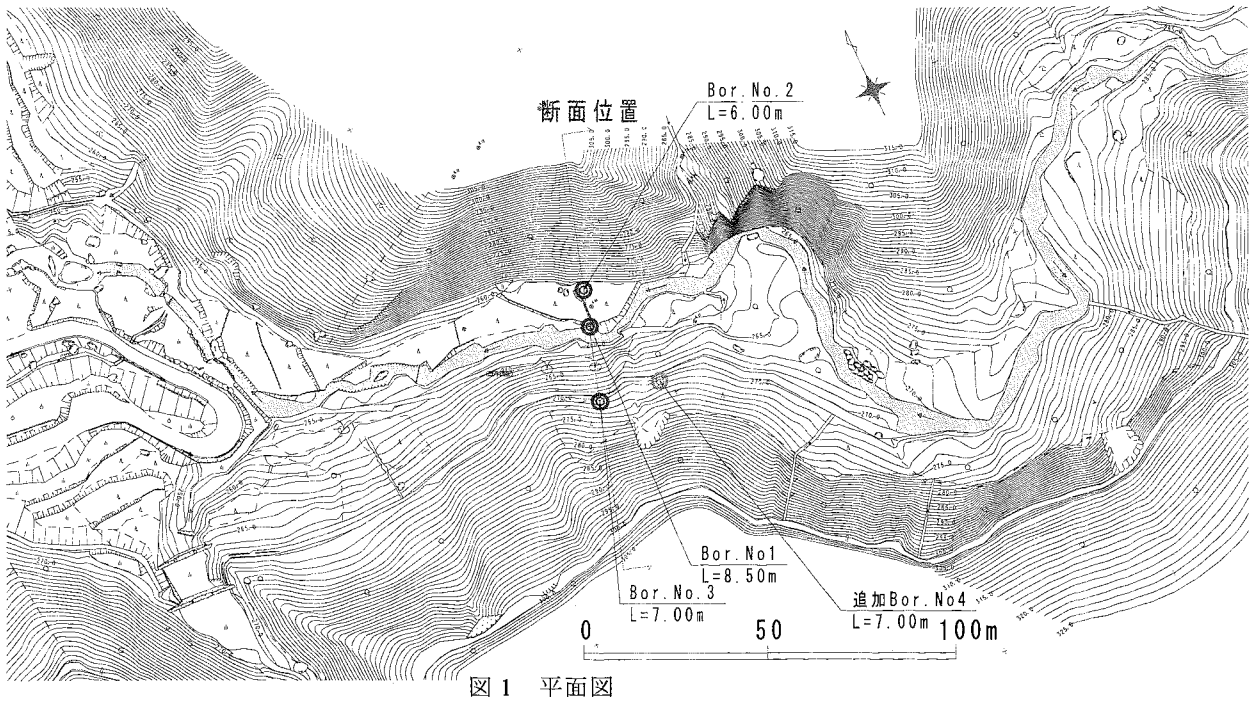



図 1　平面図

## 4.調査結果と潜在する地質リスク

設計時に河床部および両岸斜面部の3箇所でボーリング調査が実施され，図2に示すような地質断面図が作成された．設計・施工に際しては，幾つかの地質リスクが考えられるが，本事例では基盤岩の分布という観点からの地質リスクについて検討する．

ボーリング結果から，斜面部および河床部を構成する地質は，基盤岩となる凝灰角礫岩と，これを被覆する崖錐堆積物および河川堆積物である．構造物の良質な支持層となりうるのは凝灰角礫岩であるため，この基盤岩上面の分布の想定を見誤ると設計・施工段階で手戻りを生ずることになる．

このことから，基盤岩分布把握における地質リスクは，ボーリング地点以外の基盤岩の分布を的確に想定することができるかということにある．

## 5.対応と結果

左岸側の河岸には岩盤が露出していたこともあり，地質断面図に示すような形態で河川堆積物は分布するものと想定されていた．しかし，工事施工中のチェックボーリングで確認した結果，左岸河床付近では基盤岩は想定よりも低い位置に存在することが確認された．

## 6.河岸斜面裾部における基盤岩の分布の想定および調査における留意点

上記の事例から，河岸斜面裾部における基盤岩の分布の想定および調査における留意点についてまとめる．

(1)河岸斜面裾部では，河川横断方向での基盤岩の分布は急勾配をなしている．これは，谷底地形がどのようにして形成されたかを考えると理解できる．すなわち，現在の谷地形は河川の浸食により形成されたものであり，浸食される側は急崖となる．その上に河川の運搬作用によって堆積物が被覆する．したがって，基盤岩上面の形状は，お椀型ではなくて船底型であるといえる[1)]．

(2)したがって，谷底での基盤岩の分布を確認する場合，谷の中心部に加え斜面裾部でのボーリング調査が有効であるといえる．この箇所で基盤岩の分布深度が低いことを確認することが目的である．

(3)また，山間部を流れる河川は蛇行しており，流路が湾曲している内側は平坦面や緩斜面が形成されている場合が多い．このような箇所は元々河道であり，現河床標高付近に河川堆積物が存在し，以深に基盤岩が分布する．こういった箇所でのボーリング調査による基盤岩の確認は設計・施工上重要であると考えられる．

## 7.おわりに

本論では，基盤岩の分布を想定するという地質リスクについて，河岸斜面裾部を対象として事例から対応策を検討したものである．沖積層，河川堆積物，崖錐堆積物といった被覆層下位の基盤岩の分布を想定するには，どのようにして現在の地形に至ったかを考えてみることが重要である．特に，山間部を流れる河川の流路は現在の位置でないことを念頭に置き，旧河道を推定して基盤岩の分布を想定する必要がある．

地質調査に携わる技術者にとって，推定地質境界線を描くことは常に地質リスクを背負った作業となる．地質境界線の位置で，設計される構造物の位置や規模が決定されることとなり，極めて重要な作業であると同時に，不確実性を含んだ作業といえる．もちろん，その精度には限界があるものの，地形形成過程を推定し仮説を立てることにより，その地質リスクは低減できる．その結果，設計・施工上重要な箇所も見いだされることにより，効果的・効率的な地質調査につながることとなる．

したがって，今後，共通する事例を収集・整理してその傾向を把握し，技術者が共有していくことは，地質リスクの低減に寄与すると同時に，効率的・効果的な地質調査につながるものと期待される．

## 文献

1) 鈴木隆介（2000）：建設技術者のための地形図読図入門　第3巻　段丘・丘陵・山地，古今書院，793p.

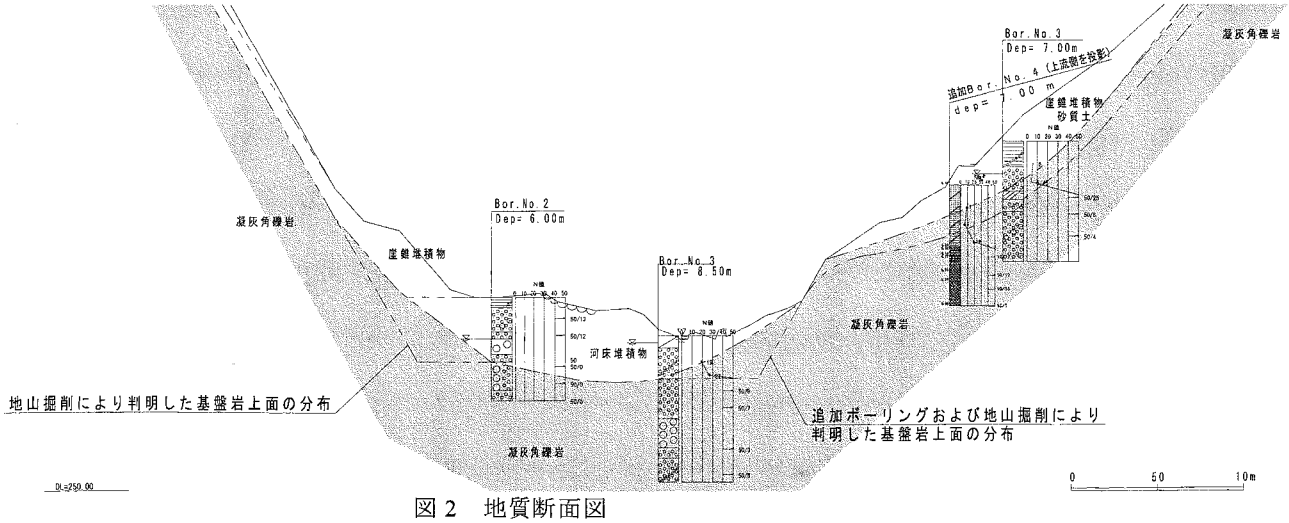



図2　地質断面図

# 26. 小中学生を対象とした防災学習支援活動の紹介

The Workshop Program of disaster prevention learning for primary school children and junior high school students

○嘉茂美佐子，田所昭彦，中根久幸，松尾俊明（一般社団法人四国地質調査業協会高知支部）
Misako Kamo, Akihiko Tadokoro, Hisayuki Nakane, Toshiaki Matsuo

## 1. 地域防災支援部会の設立

平成 24 年，(一社)四国地質調査業協会高知支部(以下，高知支部)は，中山間地域の小学校から土砂災害に関する防災学習支援依頼を受けた．当該小学校区には，集落と各避難場所の間や通学路等に土砂災害危険箇所等が多数存在したため，地域と学校が連携し安全な避難経路を把握する取り組みが行われていた．

高知支部は小学校に地質調査の専門家を派遣し，児童と通学路を歩きながら崩壊地形・落石危険箇所・斜面安定工等を解説する活動や，現地で確認したことを整理し地図に記載する指導を行った．この学習成果は，通学路の危険度を 3 段階で示した「防災マップ」として取りまとめられ，地域や官公庁に広く配布された．

平成 25 年以降，教育機関の口コミにより，高知支部の活動は県内各地に広がった．活動回数は年々増加し，平野部の小中学校からも支援依頼を受けたことから，平成 27 年には高知支部に所属する 10 企業の技術者 20 名から成る「地域防災支援部会」(以下，支援部会)が設立された．

支援部会員(以下，部会員)は，土木建設のインフラ事業に関する技術者で構成され，それぞれの専門分野は，地質調査，道路・橋梁設計，土木施工管理等，多岐に渡る．また，支援部会には，外部オブザーバーとして，元小学校教員及び元高知県土木職員の 2 名も参加しているため，教育・行政の観点を取り入れながら，幅広い土木知識を子ども達に伝えることができる．

## 2. 支援活動内容

支援部会の主な活動は，防災マップの作成を支援することである．対象は主に小学 5 年生以上の子ども達で，①座学，②フィールドワーク，③取りまとめの各段階での支援を行う．

### (1)座学

座学は，「学校周辺の災害リスク」をテーマとして 1 時間程度で行う．そこでは，災害の種類や前兆現象等の基礎学習の他，学校周辺の災害地形・災害履歴・災害地名など地域の特徴について講義を行う．

この時，子ども達が生まれ育った地域の防災的弱点や過去の被災記録に戸惑いを持たないように，学校周辺の美しい風景や豊富な地下水資源等，地域が自然と共生してきた歴史も説明するよう心がけている．

### (2)フィールドワーク

フィールドワークは，子ども達と通学路を歩きながら，防災目線で危険箇所を発見し記録する作業である．班構成は，子ども達 4～8 名に対して部会員 1～2 名とし，1～2 時間程度の作業を 2～4 回実施する．

中山間地域のフィールドワークでは，主に道路沿いの斜面を観察し，①常時湧水が確認される地点や崩壊・落石跡，石積の孕み出し等，豪雨や地震で将来崩壊する可能性のある場所，②斜面安定工が施工された安全な場所を確認する(写真-1)．

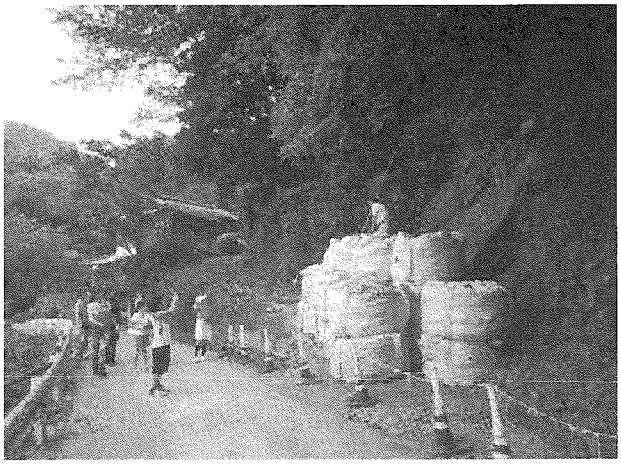


写真-1　中山間地域のフィールドワーク状況

平野部のフィールドワークでは，①ブロック積擁壁に挟まれた狭い道路や耐震基準を満たさない橋梁等，地震時に通行困難となることが予想される道路，②十分な幅員のある道路や，落橋防止装置の設置された橋梁等，地震後も安全に通行できる道路を確認する(写真-2)．

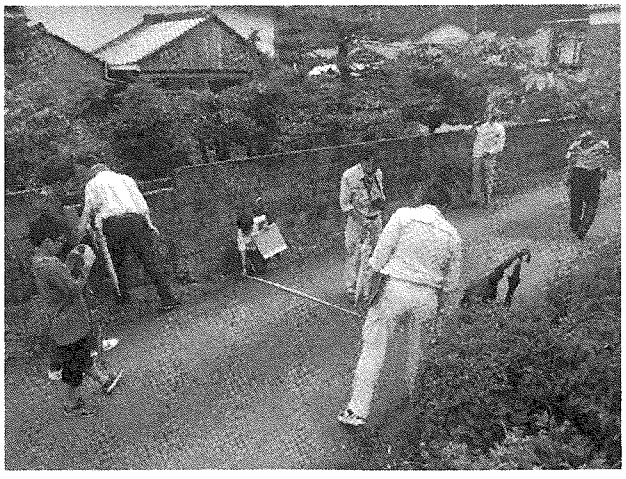


写真-2　平野部のフィールドワーク状況

その他，夜間や降雨時の道路状況，要援護者の通行等についても一緒に考えながら，子ども達の発見や感想が言語化され記録されるように支援する．

また，周辺の地形から現在地を把握して，地図に記載する方法や，第三者に状況が伝わりやすい写真の撮影方法，発見したことを現地で的確に記録する方法についても指導する．

**(3)取りまとめ**

取りまとめとは，フィールドワークで確認されたことを整理し，防災マップを完成させる作業のことであり，1時間程度の作業を2～3回実施する．

取りまとめ1回目では，現地で記載した発見事項について，安全(青)・注意(黄)・危険(赤)の3段階で危険度判定を行う．判定は，各発見事項の内容・場所・写真を基に，子ども達の議論により行う．判定後は，理由を記載した付箋紙及び状況写真を白地図に添付し，仮地図を完成させる．

取りまとめ2回目以降は，1回目で完成させた仮地図を基に，危険度毎に生活道を色分けした「防災マップ」を完成させる．その際，より多くの方に利用してもらえるように，標語・凡例の表記・レイアウト等についても助言している(写真-3，写真-4)．

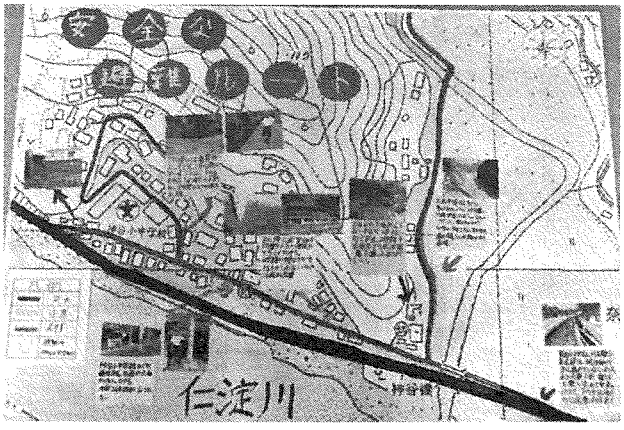



写真-3　完成した防災マップ-1

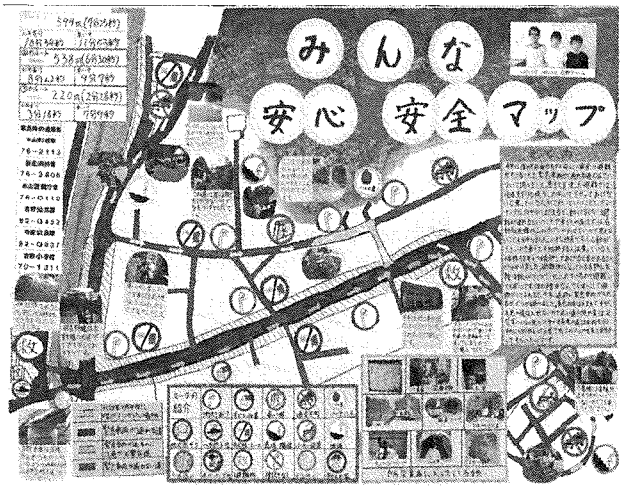



写真-4　完成した防災マップ-2

**3．防災学習の効果**

完成した防災マップは地域や教育機関，国や自治体の防災関連部署に配布され，各施設の掲示板に展示されている．また，防災マップを作成した学校は学習発表会を開き，マップ制作を通して学んだことや防災提言を地域住民に発信している．

子ども達の素直な目線で取りまとめられた防災マップや防災提言は，大人が防災目線で地域を見直す契機となり，一部の地域では以下のような効果が得られた．

**(1)橋梁の架替え工事**

平成 26～27 年度，ある小学校では，集落と学校を繋ぐ橋梁が耐震基準を満たさず，地震時の避難が困難であることを防災マップに明記した．更に，この橋梁を早急に修繕することを防災提言として地域に発信した．

その結果，平成 28 年度末に橋梁架替え工事が開始された．

**(2)避難所開設訓練**

ある中学校では，防災マップ配布を地域に配布し，災害時は安全な経路から学校へ避難するよう呼びかけた．

これを契機に，学校の避難所運営マニュアルや防災倉庫の整備が行われ，現在も学校と地域の連携による避難所開設訓練が継続されている．

**4.今後の取り組み**

防災マップ作成に取り組む学校が増加し，子ども達の防災提言が地域に影響を与える中で，今後はより質の高い防災マップ作りが求められている．

これらを受けて，支援部会では以下の取り組みを計画している．

**(1)模型実験による防災学習**

質の高い防災マップを作成するためには，子ども達が災害を正しく理解し，危険度判定について深い議論を行うことが不可欠である．

支援部会では，今後の座学で災害を視覚的・体感的に説明することを目的とし，模型実験教材を使った勉強会を計画している．現在，活用を検討している模型は，土砂災害の発生メカニズムや斜面安定工の仕組みを解説するものであるが，将来的には，地震による構造物の倒壊を説明する模型も取り入れる予定である．

**(2)防災士の資格取得**

防災マップを活用するのは，子ども達を含めた地域住民である．そのため，質の高い防災マップには，実践を意識した提言を明記することが求められる．

現在，支援部会は，専門家の観点で支援活動を実施しているが，今後は実践者の観点を取り入れた支援活動も必要になると考えられる．したがって，自助・共助・協働を考慮した防災マップ作成支援を行うため，部会員が防災士の資格を取得することを計画している．

# 27. 市民フォーラムによる地盤防災と地質の恩恵（ジオ・メリット）に関するアウトリーチ

Outreach Attempt for Regional Disaster Prevention and Geo-benefit through the Civic Forum

○舩山淳（パシフィックコンサルタンツ株式会社），稲垣秀輝（(株)環境地質），島村雅英（よこはま里山研究所），清崎淳子（エネコム(株)），磯野陽子（元(株)エイト日本技術開発）山本晃（八千代エンジニヤリング(株)）
Atsushi Funayama, Hideki Inagaki, Masahide Shimamura, Junko Kiyosaki, Yoko Isono, Akira Yamamoto

## 1. はじめに

日本応用地質学会環境地質研究部会では，地域の地質技術者や一般市民を対象に2013年より毎年「市民フォーラム」を企画・実施してきた（横浜，福岡，岡山，大阪，仙台）[1) 2) など]．フォーラムでは，地域の地盤防災上のトピックスと地質の恩恵（「ジオ・メリット」と称し学会誌「応用地質アラカルト」でも2014年から連載）について，有識者，地域の専門家，部会委員らによる講演，パネルディスカッション，アンケート等を実施してきた．開催ごとに参加者は増加しており，地盤災害や地質に関する市民の関心は高いことが伺え，これらの内容について報告する．

## 2. 市民フォーラムの諸元

開催した市民フォーラムの諸元を表－1に示す．

表－1　市民フォーラムの諸元

| 項目 | 回 | 内容 |
|---|---|---|
| 題目 | 第1回 | 暮らしと環境保全－災害に学ぶ－ |
| | 第2回 | 災害に強い地域づくり－ふくおかの地形・地質　知って活かす－ |
| | 第3回 | 岡山の地質・地盤のメリットとデメリット－応用地質学から科学する－ |
| | 第4回 | 足下に隠れた災害リスクと防災－知って活かそう関西の地盤－ |
| | 第5回 | 東日本大震災の教訓－みちのくの地質と風土－ |
| 開催地・日時・費用 | 第1回 | 横浜・H25.5.11午後・5万円 |
| | 第2回 | 福岡・H26.5.17午後・12万円 |
| | 第3回 | 岡山・H27.7.25午後・4万円 |
| | 第4回 | 大阪・H28.5.28午後・9万円 |
| | 第5回 | 仙台・H29.6.3午後・15万円 |
| 参加数（内訳） | 第1回 | 74名(市民(その他含む)61,関係者13) |
| | 第2回 | 80名(市民62,関係者18) |
| | 第3回 | 109名(市民25,関係者21,その他63) |
| | 第4回 | 124名(市民47,関係者(同業含む)77) |
| | 第5回 | 128名(市民35,関係者(同業含む)93) |

## 3. 各フォーラムの概要

(1)市民フォーラム2013in横浜

初めての試みとして海と丘陵の街横浜で開催し、緑の景観等の潤いの側面と崖崩れ等の災害の側面をふまえ、暮らしと環境保全を考えた．部会員中心に，土砂災害，液状化，宅地災害などについて講演した．また神奈川県，横浜市ほかの後援があった．

(2)市民フォーラム2014in福岡

豪雨，地震を経験する一方，温泉などにも恵まれている福岡で開催し，広報では市政だより等で呼びかけを行なった．市街地を通過する活断層の話題，日本技術士会が作成した「防災カード」の配布，パネルディスカッションなどを実施した．

(3)市民フォーラム2015in岡山

災害の少ないと思われる岡山で地盤災害のリスクやジオ・メリットを考えた．地域出身の小説家による災害小説の講演，地域の地質，ジオ・ブランドの話題などを企画した．また，土砂災害に関する模型実験を平行して実施し好評であった．質問票を配布し講演者が答える形でのパネルディスカッションを行い会場に一体感があった．

(4)市民フォーラム2016in大阪

大阪城，真田丸など史跡を切り口とした基調講演のほか，関西の地盤と防災，活断層や大阪平野，宅地盛土のリスクの説明，灘と伏見の酒の水質などジオ・メリットの紹介を行なった．南海地震時の津波，中央リニア新幹線の安全性，土砂災害のリスクなどが議論された．

(5)市民フォーラム2017in仙台

東日本大震災の被災地で開催し，活断層・地震，地域の地質と地盤災害，弁護士の視点による地盤災害，文学と地質（宮沢賢治）の話題，仙台のジオ・メリットの話題を企画した．市民相談コーナーの試み（地質図，防災関連図等を準備）を行い，会場では立体地形図（赤青メガネ）を活用（スライド，パネル）した．

## 4. 各フォーラムでのアンケート結果

各フォーラムでは，市民による評価の把握と今後の内容改善のため，アンケートを行ってきた．以下アンケート結果の概要を示す．

参加の年代は，各回50代以上が過半数で30代以下は3割に満たない．若手の参加者増は今後の課題である．参加者の情報入手先は，学会HPが2，3割で，チラシ，口コミ，紹介などで，多様な広告が重要と思われる．「地盤災害リスクと思うもの」に対しては，地震，液状化・沈下，崖崩れが多く認識されている．地すべ

りや火山は少なく，近年地震災害が多い状況を反映していると思われる．「ジオ・メリット（大地の恵み）と思うもの」では，湧水・地下水，温泉，地熱・地中熱が3位までを占め，そのほか景観，地下資源（レアアース），地下資源（石油・天然ガス），石材，宝石などである．古くから生活に関係している事象が，ジオ・メリットとしての印象が強いと思われる結果である．

次に参加者からの要望・意見の主なものを示す．

第1回横浜では，活断層や具体的な被害事例を知りたいとの意見があった．

第2回福岡では，各区別の土地の成り立ち，脆弱性，避難行動，災害別危険度知りたい，またもう少し学会らしさを取り除いてほしいといった意見があった．

第3回岡山では，市町村の地質の特徴，災害危険斜面，津波，地盤の液状化の話，産学と関連づけた様々なジオ・メリット（地下水と酒，石材と岩質など）の話題，座学だけではなくカフェ的な場による底辺拡大のような内容について要望があった．模型実験の要望として，土石流，津波発生，液状化・地盤沈下や変形，地震時地殻内部の実験の希望が挙がった．

第4回大阪では，地震前の前兆現象，インフラ整備を実施していく内容，防災・災害の痕跡を文化・歴史・観光・環境の面から検討する内容への要望が挙がった．またジオ・メリットとして，災害から産み出されるもの，生活・精神的に益になる地形・地質，里山や水田の景観，火山灰土壌，農産物，石造り，地下空間や洞窟，陶土・陶器などが挙がった．このほか現地見学会などを交えた講習，講演の要望があった．

第5回仙台では，各話題が面白くわかりやすい反面，時間が不足でもう少し聞きたかった（活断層，地盤裁判）との意見があった．地学教育関係として，教育現場への情報提供，小学生からの取り組み，中高生とのジオ散歩などが挙がった．再生可能エネルギーの企画への要望もあった．ジオ・メリット関係として，観光（「ジオ・サービス」の呼称が良い），土地柄による人柄，地形とスポーツ（仙台はマラソンをしやすい）などが寄せられた．

## 5．市民フォーラムによるアウトリーチの課題と展望

これまでのフォーラムをふまえ，今後の課題と展望についての考察を以下に示す．

(1)広報について：学会HP，チラシ，地域のNPO法人等口コミ，記者クラブ投げこみ，地域の防災センター，教育委員会など多様な手法が有効である．若年層への呼びかけが課題で，また市など行政の後援（市報掲載，陳列）が重要である．

(2)パネルディスカッションについて：事前に質問票を配布することで興味や疑問点が整理され，質問しやすい雰囲気作りができてよい．ただし内容が多岐に渡ると時間が不足がちである．

(3)市民相談コーナーについて：相談票，地盤防災マップなどの準備を行うことで有意義と思われる．

(4)アンケートについて：テーマの妥当性，参加者の興味などが把握できデータ集計を継続することは有意義である．要望事項記載で，市民や学会員が応用地質学へ期待する内容を認識できる．

(5)開催場所について：市民が足を運びやすいこと，講演者等の交通の便から，都市の駅前等が良い．

(6)テーマについて：内容としては，地域の学会員の興味，市民へのわかりやすさの両面のバランスが重要で，内容が発散せず，参加者の理解レベルを考慮した内容の吟味が重要である．地域の防災の視点は市民全般に関心が高い．新しい切り口からの講演・話題提供（災害小説，史跡と地形，文学のジオ的世界，地盤と裁判など）は応用地質学ならではの興味ある話題といえる．「ジオ・メリット」について，生活上の話題を地学との関係から解説することも応用地質学会の今後の重要な側面である．

(7)実験など：講演のみでなく，実験，現場見学会の実施なども今後の課題である．赤青メガネによる立体地形観察（スライド，パネル，巡検）は好評であった．

(8)まとめ

市民からの要望から，今後の市民フォーラムの展望を述べる．地域の状況に即したわかりやすい実用的なフォーラムが望まれている．すなわち，具体的な被害事例や，地域特有の土地の成り立ちと災害危険性に関する情報提供などが重要な話題となる．また前兆現象，ソフト対応などの備え，現象のみではなく防災やインフラ整備を含めた対策などへの要望が挙がっている．これらおよび地質の恵み（ジオ・メリット）の側面をふまえ，市民が地質や地盤を知って生活に活かせるフォーラムが期待されているといえる．会場ではパネリストと参加者（市民）の距離が近い雰囲気が好評である．また，講演傍聴以外（模型実験，メガネ立体地形観察）の現地見学会などを交えた講習・講演が有効と考えられる．その他，地学教育の具体策（教育現場への情報提供，中高生や小学生との関わり方など）も課題である．

## 引用文献


1) 山本晃・稲垣秀輝・島村雅英・清﨑淳子・磯野陽子（2016）市民フォーラムを通じての地域防災とジオ・メリットのアウトリーチの試み．日本応用地質学会平成28年度研究発表会講演論文集，pp. 133-134.

2) 環境地質研究部会（2017）研究部会だより　市民フォーラム2017in仙台「東日本大震災の教訓－みちのくの地質と風土－」開催報告．応用地質，第58巻，第3号，（印刷中）．

# 28. 中国四国支部におけるアウトリーチ活動の取り組み

Actions for outreach activities in the Chugoku Shikoku Branch of the Japan Society of Engineering Geology

○加藤弘徳（㈱荒谷建設コンサルタント），日本応用地質学会中国四国支部
Hironori Kato, the Chugoku Shikoku Branch of the Japan Society of Engineering Geology

## 1. はじめに

文化地質学という語について日本応用地質学会中国四国支部の横山俊治前支部長は，人と大地の物語を発掘し，その意味と醍醐味とを多くの人々に還元する分野であるとした[1)]．未知の文化地質学的財産は数多く存在し，その発掘は応用地質学的アウトリーチ活動を魅力的なものにするための重要な要素といえる．

9 つの県からなる中国四国地方では，人と大地の多様な関わりが多くの文化を生み出しているとともに，埋もれている地質・地形遺産がたくさん存在する．本発表では，1994 年の日本応用地質学会中国四国支部の設立以来，会員各位によって取り組まれてきた文化地質学的活動・アウトリーチ活動を概括し，支部でどのような文化地質学的財産が発掘され，それがどのようにして社会貢献（アウトリーチ）に活用されてきたかについて，導入的な紹介を行う．

## 2. 中国四国地方の地形・地質・文化

ここでは横山[1)]などに基づき，中国四国地方における地形・地質・文化の特徴をまとめる．中国四国地方の地理的範囲内には，3 つの“海”，すなわち日本海，瀬戸内海，太平洋（フィリピン海）が存在し，この海に挟まれた陸地が東西に配列している．地質作用に起因してつくられるこの大地形は，自然のみならず人々の交流や生活圏を大きく規制し，様々な地域的特色を生み，個性豊かな風土をもたらしている．

このような観点で中国四国地方を文化的に区分すると，西南日本内帯に属する山陰地方，中国山地，瀬戸内地域，そして西南日本外帯に属する四国山地に大別できる．各地域の特色は次のとおりである．

①山陰地方：新第三紀の被覆層が広く分布し，起伏の小さい山地が広がっている．被覆層や，その直下の基盤岩は著しい化学的風化を被っていて，それがこの地域の応用地質学的問題と密接に関係している[2)]．

②中国山地：なだらかな高原状の山地が広がる．ここはその南の瀬戸内地域も含め後期白亜紀に大規模な酸性火成活動が生じた地域である．その時に貫入した花崗岩は，のちの応力開放によって生じたラミネーションシーティングの影響で深部までマサ化し，それが高原状の山地形成に寄与している．高原上の山頂には古第三紀の河川成堆積物が残存し，隆起浸食が進んでいないことが示されている．山地を流れる河川の幅は広く，その流域には集落や農地が発達している．

③瀬戸内地域：中央構造線の右横ずれ運動の結果が地形に表現され，瀬戸内海には海の広がる灘と，海が狭まって島が集まる瀬戸が繰り返される．マサからなる平坦な島が織り成す瀬戸内海の多島美や，香川県には屋島・飯野山（讃岐富士）に代表されるメサ・ビュートの特徴的な景観がみられる．雨が少ないこの地方では，山麓部や丘陵地に多くのため池が造られている．

④四国山地：現在も隆起が続き，河川は急峻な山地をＶ字に刻みながら流れている．平地が限られているため，集落は斜面にへばりつくか，勾配の緩い地すべり地に形成される独特な景観が造り出されている．

このように，地形・地質・文化の面で特色あふれる中国四国地方は，アウトリーチの素材となる文化地質学的財産が豊富に存在する可能性を秘めている．

## 3. 支部における文化地質学的財産の発掘とその成果

### 3.1 活動状況

表－1 は中国四国支部の研究発表会において行われた文化地質学的研究発表を抽出し，まとめたものである．また当支部が主催または共催したアウトリーチに関わる活動として，講演会を表－2 に，現地活動・ジオツアー等を表－3 に，それぞれまとめた．活動内容から読み取れるキーワードを横山[3)]に準じ区分すると，ジオパーク，ジオ鉄，ジオの造形美，石材文化，防災教育，観光資源の 6 つの要素に大別され，幅広い対象をもって支部の活動が行われていることがわかる．

図－1 は表－1～3 に抽出した各項目の対象箇所（地域）を位置図に示したものである．中国四国支部のほぼ全域で文化地質学的発掘活動が行われているのに対し，継続的なアウトリーチ活動は瀬戸内地域，特に香川，岡山，広島の各県で事例が多い．その理由は，これらの地域の人口が多く，必然的に会員数が多いことが影響しているためであり，他の地域の文化地質学的財産が少ないことを示す訳ではない．

### 3.2 主な活動の紹介

(1) 四国発祥のジオ鉄

鉄道を気軽に利用しながら，沿線に広がる地形・地質を楽しみ，自然科学に興味をもってもらいたい．そんな願いのもと，大地の物語を読み解く新しい鉄道旅行のスタイルとして当支部会員により提案されたのがジオ鉄である[4)]．四国を南北に縦断する JR 土讃線をきっかけに，四国島内の複数の鉄道路線を対象に活動が進められ，現在は他地方にも活動の幅を広げている．

ジオ鉄は鉄道を単なる移動手段とせず「鉄道を利用すること」に対して付加価値をつけるとともに，沿線

の自然の魅力を身近な交通機関である鉄道と絡めて観光客等へ情報提供することにより，楽しみながら自然科学の理解を深めることを目指す取り組みである．

(2) H26 広島豪雨災害に関わる防災教育

近年，頻繁に発生する土砂災害に対しての住民の心構えが求められている．そのような中，広島市において甚大な被害と社会的影響をもたらした 2014（平成 26）年 8 月の広島豪雨災害では，支部として総力を挙げ，当学会では初めての試みとなる市民報告会を開催した[5]．

またその時の市民からの要望を契機として，中高生向けの出前講座の実施，および地域児童等に地元中学生らが読み聞かせを行うための，防災絵本の作成指導を進めている[5]．これらは住民の防災・減災に役立つ地学教育を行うことに力点を置いた活動となった．

(3) ジオパーク・世界遺産

中国四国地方には 3 つのユネスコ世界ジオパーク（隠岐，山陰海岸，室戸），2 つの日本ジオパーク（Mine 秋吉台，四国西予）があり，支部会員はその維持・保全に協力している．また新しいジオパークの登録を目指し，積極的に活動を進めている地域がある．

世界遺産については，島根県の石見銀山をはじめ，4 つの地域が中国四国地方で登録されている．これらは全て文化遺産としての登録であるが，その成立の背景には地形・地質を含む自然的要素が少なからず絡んでいる．そういった切り口から，しばしばアウトリーチの素材として活用されている．

## 4. おわりに

人の生活（文化）には様々な形で地質学が絡んでおり，その情報は生活に大きな影響を与えるが，そのことはあまり知られていない．日本人の理科離れが叫ばれる今日，市民に対して学問としての地質学を一から教えることは難しいが，生活と地質学との身近な繋がりを分かりやすく解説し，それに気付いてもらうことが，自然科学への興味に結び付く．各地に存在する文化地質学的財産の発掘は，自然科学的アウトリーチのバラエティ，つまり選択の楽しみを生み出す点で重要であり，その発掘や活動は応用地質学に携わる研究者・技術者の責務であると考えられる．

3 つの海にまたがる中国四国地方では，応用地質学的魅力は尽きることが無い．地形・地質遺産という魅力を発掘し，社会に貢献していくことが中国四国支部の使命の一つである．

表－1 中国四国支部研究発表会における文化地質学的研究発表

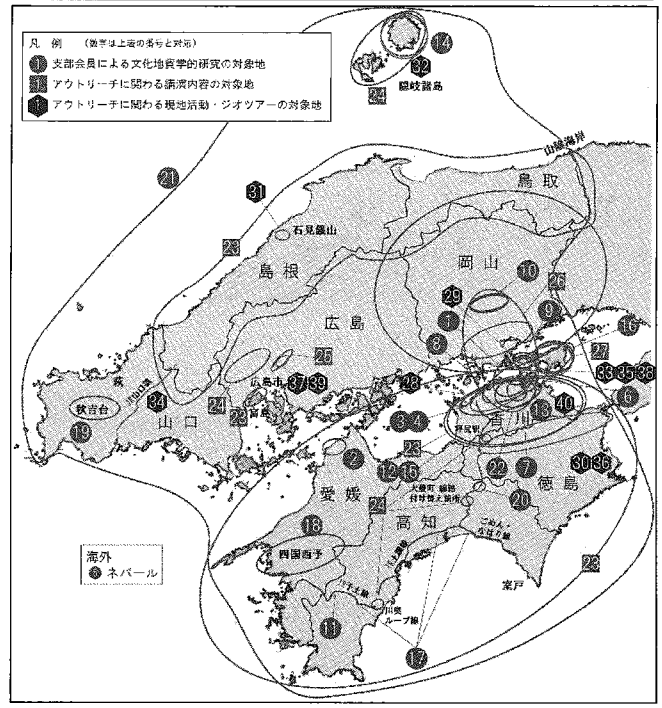
| 番号 | 発表年 | 発表者 | 発表タイトル | キーワード | 対象県 | 対象地 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 2004 | 長谷川修一ほか | 香川県産井石の基本物性からみたサヌカイトの特徴 | 石材文化 | 香川 | 高松市庵治町，坂出市，善通ほか |
| 2 | 2005 | 鳥居俊宏，笹 雅彦 | 五輪塔の地質・産地と瓦原料としての特性 | 石材文化 | 愛媛 | 今治市菊間町 |
| 3 | 2005 | 長谷川修一ほか | 讃岐七宮巡りになぜ山がならない山 | ジオの造形美 | 香川 | 讃岐平野 |
| 4 | 2006 | 長谷川修一ほか | おいしい讃岐うどんはどこでできるのか？ー讃岐うどん有名店の地表・地質学的条件ー | 観光資源 | 香川 | 讃岐平野 |
| 5 | 2006 | ネパール・ジジャベ、吉田勝 | ネパールヒマラヤの地質と自然災害の野外研修コース | 防災教育 | 海外 | ネパール |
| 6 | 2007 | 長谷川修一ほか | 石材加工前後物である石材の基本的性質と有効利用 | 石材文化 | 愛川 | 高松市庵治町・牟礼町 |
| 7 | 2008 | 山中 稔ほか | 高松周辺空白原図の地質特性 | 防災教育 | 香川 | 高松市 |
| 8 | 2008 | 藤井康代，横山俊治 | 地質遺産としての関西国内日帰り観光の提案ー地質学ツアーコンダクターの活動報告ー | ジオの造形美 | 岡山 | 六甲島 |
| 9 | 2009 | 長谷川修一ほか | 讃州豊島石の応用地質学的研究事始 | 石材文化 | 香川 | 豊島 |
| 10 | 2011 | 大浦浩善ほか | 吉備高原地域における防災資産地形と防災マップ | 防災教育 | 岡山 | 岡山市北部，吉備中央町 |
| 11 | 2011 | 藤井康代ほか | ジオ鉄ー自然を楽しむ鉄道旅行ーの提案（その3，JR四国・予土線） | ジオ鉄 | 愛媛・高知 | JR予土線 |
| 12 | 2011 | 長谷川修一ほか | 香川大学公開講座「讃岐ジオサイト探訪」によるアウトリーチ活動 | ジオパーク | 香川 | 県内全域 |
| 13 | 2012 | 長谷川修一ほか | 屋島が開析されると讃岐富士になるのか？ | ジオの造形美 | 香川 | 屋島 |
| 14 | 2012 | 原 裕一ほか | 瓦破島後風穴に伴う転土の陶器材料への適所性 | 石材文化 | 島根 | 隠岐島後 |
| 15 | 2013 | 長谷川修一ほか | 讃岐ジオパーク構想 | ジオパーク | 香川 | 県内全域 |
| 16 | 2013 | 後藤和幸ほか | 防災と観光を支援する地形情報の提供 | 防災教育 | 香川 | 屋島，小豆島，丸亀市（飯野山） |
| 17 | 2013 | 藤田康代ほか | 自然に触れる鉄道教育「ジオ鉄ロ」プロジェクト5年間のあゆみと今後の展望 | ジオ鉄 | 徳島・高知 | JR土讃・予土線，阿佐線ほか |
| 18 | 2013 | 水口公信，木村一成 | 四国西予ジオパーク紹介概要 | ジオパーク | 愛媛 | 西予市 |
| 19 | 2014 | 村田弘司 | （特別講演）Mine秋吉台ジオパークの取り組みーこれまでとこれからー | ジオパーク | 山口 | 美祢市（秋吉台ほか） |
| 20 | 2015 | 加藤弘徳，横山俊治 | 高知県大豊町穴内における環境回避跡のジオ鉄 | ジオ鉄 | 高知 | 大豊町 |
| 21 | 2016 | 長谷川修一 | 日本海ー太平洋横断世界ジオパーク・ネットワーク構想 | ジオパーク | 中四全域 | |
| 22 | 2016 | 野々村敏子，長谷川修一 | 地形情報を活用した防災まち歩き | 防災教育 | 香川 | 高松市 |

表－2 支部が主催または共催したアウトリーチに関わる講演会等

| 番号 | 実施年 | 代表者または発表者 | 講演会名 | キーワード | 対象県 | 対象地 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 21 | 2008 | 岩松 暉ほか | 【支部15周年シンポジウム】中国四国地方の自然遺産・文化遺産と応用地質学 | 地学教育全般 | 中四全域 | 山陰，室島，香川および四国全域 |
| 22 | 2012 | 横山俊治ほか | 【支部20周年シンポジウム】地域の自然・人・産業・文化を語る応用地質学 | 地学教育全般 | 中四全域 | 隠岐，広島西部，JR土讃線沿か |
| 23 | 2015 | 千木良雅弘ほか | 【共催】平成26年広島土砂災害に学ぶー土砂の流れ方を知り，土砂災害から身を守る | 防災教育 | 広島 | 広島市安佐南区 |
| 24 | 2015 | 長谷川修一ほか | 【共催】岡山の地質ー地震のメカニズムとアスリートー | 地学教育全般 | 岡山・香川 | 岡山全域，讃岐平野 |
| 25 | 2016 | 長谷川修一ほか | 【共催】小豆島災害シンポジウム　ー小豆島災害から教訓を忘れず，将来の土砂災害に備えるー | 防災教育 | 香川 | 小豆島 |

表－3 支部が主催または共催した現地活動・ジオツアー等

| 番号 | 実施年 | 案内者 | 現地巡検名 | キーワード | 対象県 | 対象地 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 26 | 2002 | 長谷川修一，田村栄治 | 【全国大会現地見学会】瀬戸内の石の文化 | ジオパーク | 香川 | 高松市庵治町，五剣山，豊島等 |
| 27 | 2006 | 長谷川修一 | 【支部15周年現地検討会】応用地質学的ジオパーク：豊島（廃棄再処理場，巻島石，地すべり等） | ジオパーク | 香川 | 豊島 |
| 28 | 2009 | 長谷川修一ほか | 応用地質学的ジオパーク吉野川：中央構造線 | ジオパーク | 徳島 | 徳島県（吉野川下流域） |
| 29 | 2010 | 横田修一郎ほか | 【全国大会現地見学会】応用地質学的にみた石見銀山遺跡 | ジオパーク | 島根 | 石見銀山 |
| 30 | 2010 | 風早 康ほか | 【全国大会現地見学会】応用地質学的にみた温泉開発 | ジオパーク | 島根 | 隠岐 |
| 31 | 2013 | 長谷川修一ほか | 【支部20周年記念見学会】小豆島石の魅力創造シンポジウム | 石材文化 | 香川 | 小豆島 |
| 32 | 2014 | 金折裕司 | 山口県沿いの地質の歴史を歩く | 地学教育全般 | 山口 | JR山口線沿線 |
| 33 | 2014 | 長谷川修一ほか | 【共催】小豆島ジオサイト探訪：小豆島石の文化創造シンポジウム | ジオパーク | 香川 | 小豆島 |
| 34 | 2015 | 青矢睦月，加藤弘徳 | 徳島県北部の三波川変成帯／讃岐山脈のミニ・ジオ鉄ツアー | ジオ鉄 | 徳島 | 徳島線（吉野川下流域） |
| 35 | 2015 | 笹島貴洋ほか | 広島大規模土砂災害現地見学会（中学・高校生対象） | 防災教育 | 広島 | 広島市安佐南区 |
| 36 | 2016 | 長谷川修一ほか | 【共催】小豆島災害現地研修会　ー小豆島災害から教訓を忘れず，将来の土砂災害に備えるー | 防災教育 | 香川 | 小豆島 |
| 37 | 2016 | 笹島貴洋ほか | 広島大規模土砂災害出前講座（中学・高校生対象） | 防災教育 | 広島 | 広島市安佐南区 |
| 38 | 2017 | 長谷川修一ほか | 地球活動遺産ジオツアー（隠岐・五剣山） | ジオパーク | 香川 | 高松市屋島，五剣山 |
| 39 | 2017 | 長谷川修一 | NHKブラタモリ「なぜ"さぬきうどん"は有名になった？ | 観光資源 | 香川 | 讃岐平野 |
| 40 | 2017 | | NHKブラタモリ「こんぴらさん」とはなぜ"こんぴらさん"と呼ばれる？ | 観光資源 | 香川 | 讃岐平野 |




図－1 支部におけるアウトリーチに関する活動箇所


## 文献

1) 横山俊治（2013）：総括－中国四国支部活動に期待をこめて，日本応用地質学会中国四国支部設立 20 周年記念シンポジウム講演論文集，pp.41-44.

2) 横田修一郎（2013）：山陰－“中山間地域”の斜面災害，日本地すべり学会第 52 回研究発表会講演集，pp.34-39.

3) 横山俊治（2013）：中国四国地方の文化地質学，広島県技術士センター講演資料，21p.

4) 加藤弘徳・藤田勝代・横山俊治（2009）：ジオ鉄を楽しむ— 鉄道車窓からのジオツアーの提案—（1. JR 四国・土讃線），日本地球惑星科学連合 2009 年大会予稿集，A004-P012.

5) 曽我部淳ほか（2016）：H26 広島豪雨災害に係る支部アウトリーチ活動（その２），日本応用地質学会平成 28 年度研究発表会講演論文集，pp.131-132.

# 29. 讃岐ジオパーク構想を軸としたアウトリーチ活動

Outreach of engineering geology through Sanuki Geopark Plan

○長谷川修一・鶴田聖子・野々村敦子（香川大学），田村栄治（四電技術コンサルタント）
Shuichi Hasegawa, Seiko Tsuruta, Atsuko Nonomura, Eiji Tamura

## 1. はじめに

大地の成り立ちから地域の強みと弱みを考え，強みを地域振興に，弱みを防災活動に活かすだけでなく，弱みを逆手にとって強みに変えることは応用地質学の使命であろう．そして地域の大地の成り立ちから過去の災害と教訓等の防災上の知識を伝えることだけでなく，大地の成り立ちから地域の自然環境，歴史や文化を解説することは日本応用地質学会がめざす重要なアウトリーチ活動と考えられる[1]．

中国四国支部ではこれまで，会員向けの事業として支部の総力を結集して「中国四国地方の応用地質学」を刊行したが，アウトリーチ活動も精力的に行ってきた．ここでは，香川県で継続している「讃岐ジオパーク構想」によるアウトリーチ活動を紹介する．

## 2．讃岐ジオパーク構想とは

讃岐ジオパーク構想は，香川県全域をユネスコ世界ジオパーク[2]への登録をめざす活動である[3]．香川県全域を対象としているのは，瀬戸内火山活動で形成された岩石・地層と関連する地形がほぼ香川県全域に認められ，岡山県，徳島県，愛媛県とも明瞭に識別できるからである．讃岐ジオパーク構想のジオサイトは，東は東かがわ市引田，西は観音寺市の伊吹島，北は小豆島，南は高松市塩江と香川県のすべての市町にまたがっている（図１）．これによって，すべての市町がこの活動に参画することが可能になる．

讃岐ジオパーク構想は，母なる大地によって育まれた讃岐と備讃瀬戸の自然・歴史・文化を活かした地域の持続的な発展をめざしている．そのためには，大地に関連した地域の宝（大地の遺産）を世界的な視点で見直して，地域の伝統と法に基づき保全し，郷土学習と産業の振興に活用することが求められる．

ジオパークとしての讃岐平野および備讃瀬戸の世界的な価値は以下の３点に集約される[3]．

①1400 万年前の奇跡の瀬戸内火山活動によるサヌカイト類のマグマの形成(奇跡の石・サヌカイトの誕生)．
②火山岩類が侵食された里山の造形美（屋島のようなメサ，飯野山の代表される円錐形の火山岩頸，寒霞渓の渓谷美)．
③サヌカイトを始めとする里山を構成する多様な火山岩類を利用した旧石器時代から現代に至る多様な石の文化．

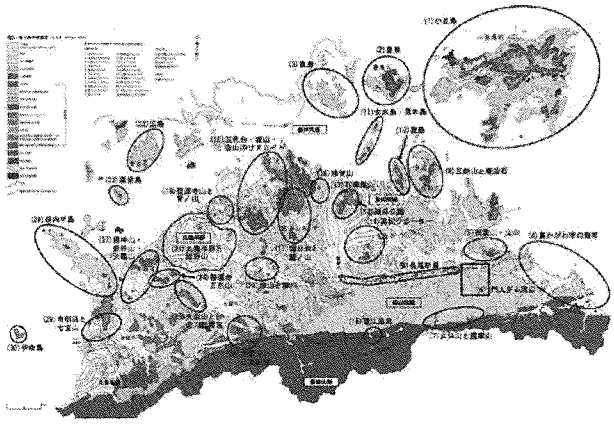


図１　讃岐ジオパーク構想におけるジオサイト（長谷川・鶴田, 2012)（基図の地質図は長谷川・齋藤(1989)）

## 3．讃岐ジオパーク構想による地域のデザイン

讃岐ジオパーク構想は，香川県全域がユネスコ世界ジオパークに認定されることによって，香川のブランド力を高め，郷土愛を高めることによる地方創生をめざしている．讃岐がユネスコ世界ジオパークに認定されれば，以下のような効果が期待される．

①讃岐平野の里山と備讃瀬戸の島の世界的な価値を知り，誇りを持って大地の遺産を保護することができる．
②讃岐と瀬戸内の石の文化に世界的な価値を見出し，誇りを持って石の文化を継承することができる．
③急速に進むグローバル化に対して，地域の文化・伝統・産業を保護することができる．
④大地の成り立ちを知ることは，大地に根差した地域の持続的な発展につながり，防災教育の基礎となる．
⑤学校教育から社会教育までを貫く生涯教育のテーマで、「村を捨てる学力でなく「村を育てる学力」の育成を支援する．
⑥本物のジオツーリズムに地域が目覚めて活動すれば，県外，海外から観光客が集まる．
⑦世界ジオパークで開催される瀬戸内国際芸術祭として備讃瀬戸の価値が世界的に評価される．
⑧四国遍路の涅槃の道場が世界ジオパークとして，大地・自然と四国遍路との関係を再評価することができる．
⑨香川県内の大学への進学率と地元への就職率を高め，若者の首都圏への流失を低減することが期待される（地方創生の実現)．

## 4．讃岐ジオパーク構想実現に向けての取り組み

### （1）平成21年度までの活動（準備段階）

①日本応用地質学会平成 14 年研究発表会におけるサヌカイト演奏と特別講演並びに「瀬戸内の石の文化」をテーマにした現地検討会（2002 年 11 月）

②四国運輸局と高知県のジオパークに関する調査に協力（2007～2009 年）

### （2）平成22年度からの活動（基礎調査と広報活動）

①香川大学公開講座「讃岐ジオサイト探訪」の開講（2010 年～）：香川大学公開講座として香川県内の地形・地質と石の文化を再発見する「讃岐ジオサイト探訪」を開始し，またその成果を 2014 年 3 月に香川大学生涯学習研究センター研究報告別冊として，「讃岐ジオサイト探訪」を刊行した[4]．

②中国四国支部豊島石研究チームによる豊島石の応用地質学的研究を推進（2010～2011 年）

③讃岐ジオパークをめざすシンポジウムと「屋島ジオサイト探訪」の主催（2012 年 3 月）．

④小豆島石の文化シンポジウムへの共催（2012 年 11）

⑤香川経済同友会による「讃岐ジオパーク」認定に向けた産官学の連携に関する提言（2012 年 12 月）．

⑥第 3 回アジア太平洋ジオパーク会議（韓国済州島）への参加（2013 年 9 月）

⑦小豆島町等と共に日本応用地質学会中国四国支部が「石の魅力創造シンポジウム」を主催(2013 年 10 月）．

⑧讃岐ジオパーク構想推進シンポジウムの主催（2014 年 3 月）：パネリストに香川県内 8 市の市長らを迎え，パネルディスカッション「讃岐ジオパーク構想実現のための地域連携」を実施した．

⑨香川大学公開講座「讃岐ジオサイト探求」の開講（2014 年 4 月～2015 年 12 月）

⑩香川経済同友会による「讃岐ジオパーク」の推進体制に関する要望書の香川県知事への提出（2014 年 5 月）

⑪カヤックによるジオツアーの調査（2014 年）

⑫第 6 回ジオパーク国際ユネスコ会議への参加（2014 年 9 月）

⑬東讃・海からのジオサイトと東讃・ジオクルーズの主催（2014 年 10 月）

⑭「屋島の自然と景観」の企画展の共催（2014 年 11～12）

⑮讃岐ジオパーク構想・学術連携推進シンポジウムの主催（2015 年 3 月）

### （3）平成27年度以降の活動（ネットワークの構築）

①瀬戸内全誌編集委員会への参加（2015 年～）

②香川大学サテライト講座による広報（2015 年～）

③香川県観光協会主催「さぬきアカデミー」を通じた広報（2015 年～）

④第 4 回アジア太平洋地域ジオパーク大会への参加（2015 年 9 月）

⑤瀬戸内・小豆島　石のシンポジウムへの参画（2015 年 11 月）

⑥讃岐ジオパーク構想による地方創生推進シンポジウムの主催（平成 28 年 2 月 28 日）

⑦香川大学全学共通科目として，「地形・地質から見た讃岐の風土」と「讃岐ジオサイト探求」の開講（2016 年 4 月～）

⑧香川大学公開講座「讃岐ジオガイド養成講座」の開講（2016 年 4 月～）

⑨東讃ジオサイトガイドを高松自動車道津田の松原 PA で配布開始（2016 年 8 月～）

⑩世界考古学会議（WAC-8 Kyoto）小豆島プレツアーのガイド（2016 年 8 月）

⑪「小豆島災害 40 周年講演会・現地研修会」を中国四国支部，小豆島町等と共同開催（2016 年 9 月）．

⑫NHK「ブラタモリ」の「#59 回さぬきうどん」と「#60 こんぴらさん」に案内人として出演（2017 年 1 月）．

⑬高松市の屋島再生協議会において，屋島を拠点としたジオパーク構想を報告（2017 年 7 月）．

⑭中国四国支部では全国地質調査業連合会及び地質情報整備活用機構の協賛を得て，高校生向けの「地球活動遺産ジオツアー（屋島・五剣山コース）」を開催予定（2017 年 10 月）．

## 5．ジオパークを軸としたアウトリーチの重要性

ジオパークは，大地の成り立ちから地域の強みと弱みを知り，強みを地域振興に弱みを防災・減災に活かし，地域の持続可能な発展をめざす活動である．大地の成り立ちから地域における特有の生態系，大地に育まれた地域の歴史，文化，産業，生活を説明するジオガイドは応用地質学会員の得意とするところある．またジオパーク等のアウトリーチ活動を通じた会員の社会貢献によって，中高生に応用地質学また地質調査・地質コンサルタント業務への関心を高め，将来にむけての人材確保の種をまくことも重要である．更にはジオツアーを応用地質の新分野・新規事業に発展させることも視野に入れたい．

## 参考文献


1) 長谷川修一 (2017)：日本応用地質学会がめざすアウトリーチ活動，日本応用地質学会平成 27 シンポジウム予稿集 de Go～社会貢献が切り拓く応用地質学の未来～，pp.1-8.

2) UNESCO Global Geoparks（2017.8.1 閲覧）：http://www.unesco.org/new/en/natural-sciences/environment/earth-sciences/global-geoparks/

3) 長谷川修一・鶴田聖子・寺林優・高木知巳・前田宗一 (2013)：讃岐ジオパーク構想，日本応用地質学会中国四国支部平成 25 年度研究発表会論文集,pp.19-24.

4) 長谷川修一・鶴田聖子（2014）：讃岐ジオサイト探訪，香川大学生涯学習研究センター研究報告（別冊）,133p.

# 30. 岡山県美咲町川北地区における戸別の災害避難カード作成の取り組み

An attempt to make cards to use during evacuation from natural disasters for individual houses; an example from the project done by Kawakita self-government association, Misaki Town, Okayama Prefecture

○鈴木茂之（岡山大学），長尾泰典，福嶋清満（美咲町川北自治会），黒瀬国之（美咲町），原　耕平（鳥取県危機管理局），
前原大輔（(株)日本能率協会総合研究所），山崎　航（国土地理院）
Shigeyuki Suzuki, Yasunori Nagao, Kiyomitsu Fukushima, Kuniyuki Kurose, Kouhei Hara,
Daisuke Maehara, Wataru Yamasaki

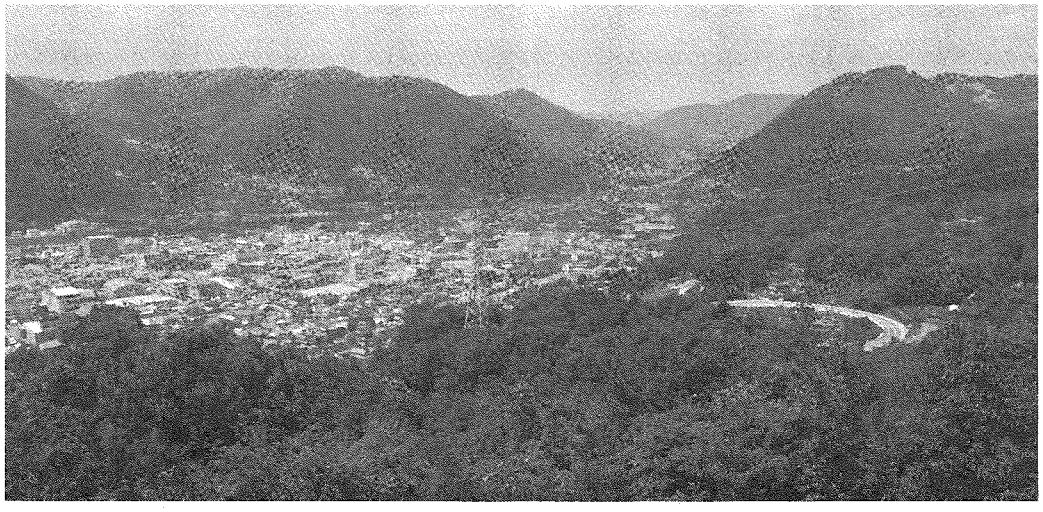


図-1　典型的な吉備高原地域の地形：古い小起伏の吉備高原面と新しい急傾斜の斜面からなる．岡山県高梁市

## 1. はじめに

美咲町川北地区はこれまで落石や大雨による出水があり，住民の避難経路をどう選ぶかが課題であった．しかしさらに問題なのは各戸ごとに地形的な立地が異なるために想定される災害が戸別に異なる事である．避難行動は戸別に考える必要がある．本地区で平成27年度に行われた，内閣府による戸別の避難カード作りの取り組みを紹介する．

## 2. 川北地区の地形・地質と災害

本地区は吉備高原地域に属し，地形はなだらかな吉備高原面とそれを浸食する急傾斜な谷からなる(図-1)．地盤は古生代の三郡変成岩で，主に泥質片岩と緑色片岩からなる．岩石は堅硬であるが，風化すると片理面に沿って割れやすくなり，節理面も開口する．これらの割れ目は落石や表層崩壊の要因になる．吉備高原面はおそらく古第三紀以降から安定した地殻上で山地が浸食されて平坦面化が進み，中新世の頃に形成された小起伏面である．その地形面は中新統の堆積面と赤色土壌を残す緩傾斜面からなる[1]．現在は平坦な山頂部にあたる吉備高原面（図-2）として残っており，緩傾斜地であるため土石流や斜面崩壊が発生する要素はない．吉備高原面の表層は風化が著しいため，道路沿いなどの人工切り土斜面では小崩壊することがあるが、その他の土砂災害の可能性は低い．地震動を増幅させる軟弱地盤はなく，活断層も近傍に存在しないことから震度6を超える地震の可能性はたいへん低いと考えられる．一方現水系による侵食作用で形成された谷の斜面は急傾斜地をなしている．地区内大谷では巨岩の落石が発生しており（図-3），地区内の急傾斜地では落石防護柵や擁壁など斜面災害への対策がなされている．落石や斜面崩壊の危険性は高い．また豪雨時には沢からの出水や河川の氾濫がこれまであり，河川沿いでは氾濫の，沢の出口では出水や土石流の危険性がある．隣同士であっても一方は落石の，一方は氾濫の危険性が高いなど，戸別に状況が異なる．

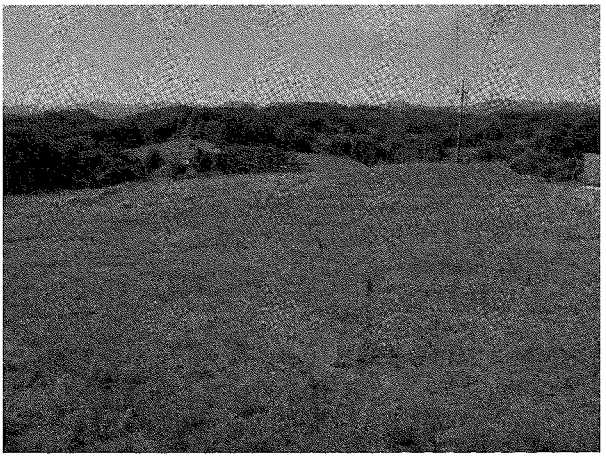


図-2　川北地区内の吉備高原面

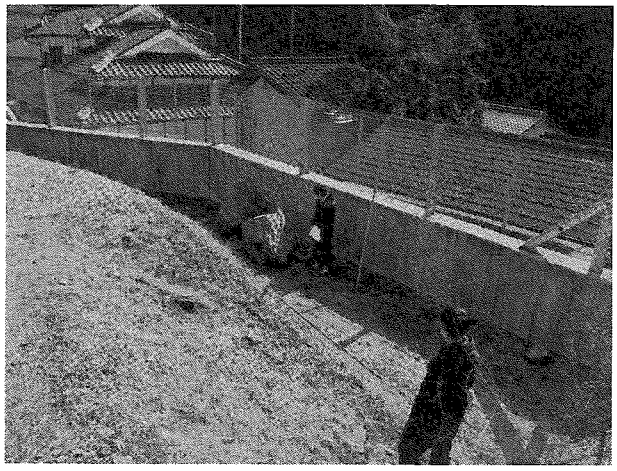


図-3　川北地区大谷での落石と落石防護柵

## 3. 川北地区における災害避難カード作り

当地区は積極的に都会からの移住を受け入れており，会長は脱サラしてここで家具製作をしている．近年おこった落石や氾濫が住民の防災意識を高めたが，内閣府の事業に取り組もうと決めた理由は，ここではどのような災害がどの程度の危険性であるのかが住民だけではわからず，専門家の意見を得たいということにあった．27 年度と 28 年度に行われた 8 地区の取り組みについては，内閣府ホームページで紹介されている[2]．取り組みは住民・行政・専門家の共同作業によって行われた．住民は 40 戸 123 人で，活動的な川北自治会を構成している．美咲町・岡山県・内閣府の連携による行政によってこの事業は推進された．美咲町は自治会と共に現地の取り組みを成功させた．岡山県は専門家との連携体制を構築し事業の円滑な進行を促した．内閣府は全体の進行を掌り，必要なところは個別の対応で援助した．専門家とて岡山大学（応用地質学），岡山県土木部防災砂防課（土砂災害防災），岡山地方気象台（気象防災）が参加した．取り組みは①自治会と行政による取り組みの進め方の確認：②専門家を交えた可能性がある災害の検討：③専門家による診断をふまえて住民によるまち歩きを実施し，危険個所の確認と避難経路を検討：④避難訓練を行い避難行動の検討：⑤住民自身が戸別の避難カードを作成：の工程で行われた．

## 4. 避難カード作成の取り組みで得られたポイント

**一時避難場所の選定**：川北地区でもこれまで災害避難訓練を行なっていたが，災害時に全員避難所に集まることが現実的で安全なのだろうかという疑問が，住民から出されていた．避難所に行くまでには土石流や斜面崩壊・落石の危険個所が存在するケースが多い．また高齢者の割合が高く子供もいるため，移動できる距離は 100～200m 程度が現実的であると，避難訓練をした結果判断された．一時避難場所は集落やそれより小さい単位で選定された．たとえば急傾斜地にある住民は，平坦地にあるより安全な一人暮らしの老人の家に集まるなど，住民同士の相談で決められた．

**戸別に異なる避難開始の条件**：避難カードは住民が各集落の公会堂に集まり，戸別に作成した．斜面災害が最も危険とされる家の住民は時間雨量 50mm を超えると避難すると判断した．洪水で孤立する可能性がある家の住民は連続雨量が 150mm を超えると避難準備することに決めた．吉備高原面の上にある家の住民は自宅待機することにした．地区内の最終避難所は吉備高原面上にあるため、この付近の住民は被害が地区内に発生した場合は援助する体制を作ることになった．

以上のことから，具体的な避難行動は住民自身が立案して緊急時には自己判断で行動できることが重要であり，行政と専門家は日常的にそれを支援できる体制をつくらないといけないだろう．

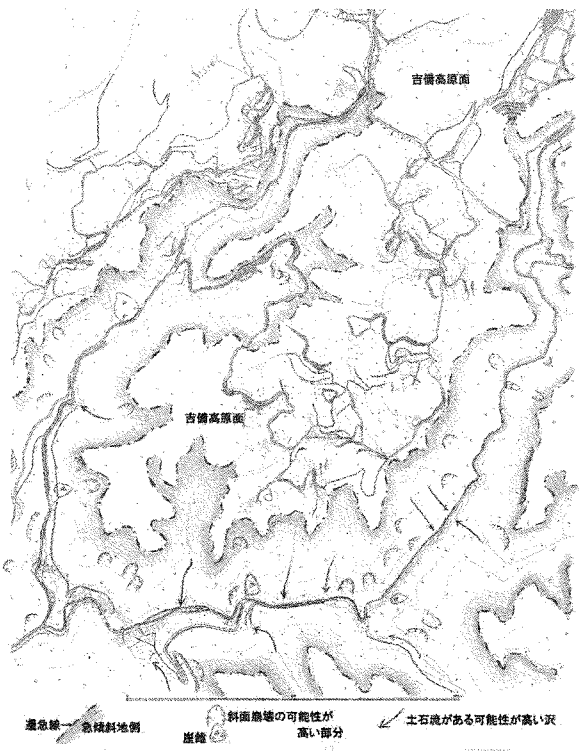



図-4　川北地区の地形と想定される災害


## 謝辞

住民の方々の積極的な参加と関係したさまざまな方々と機関の協力で，ひとりひとりを守る避難行動がどうあるべきかを検討することが出来た．記して厚くお礼申し上げる．


## 文献


1) 鈴木茂之・柳田誠（2017）：吉備高原の地形と古第三系“山砂利層”，地質技術，印刷中．

2) 内閣府ホームページ：「災害避難カード」事例集，http://www.bousai.go.jp/oukyu/hinankankoku/pdf/saigai_jireisyu.pdf

# 31. 気象予報基準に基づいた簡易な警報システムの開発

Development of a simple alarm system based on weather forecast criteria

佐藤丈晴（岡山理科大学）
Takeharu SATO

## 1. はじめに

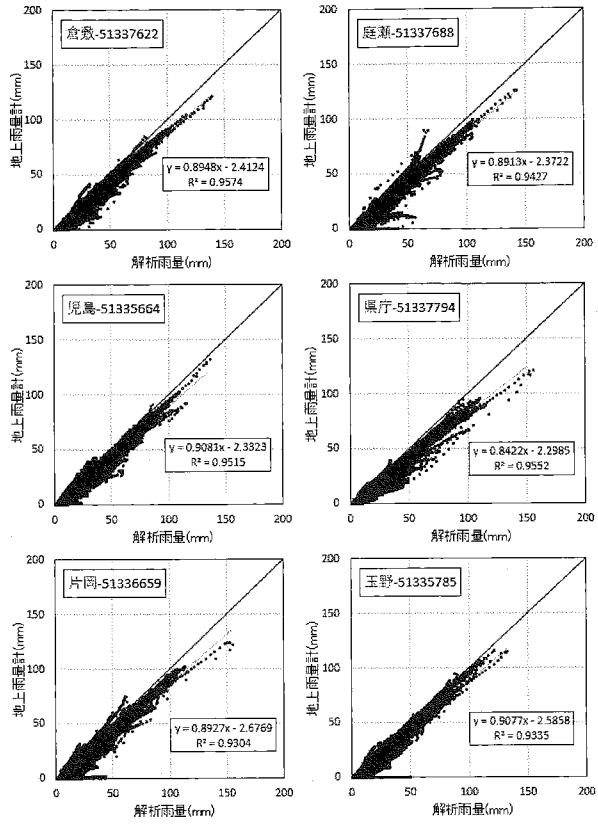
近年の局地的な集中豪雨は、狭い地域に土砂災害を集中させ、大きな被害を誘発する。防災工事現場、災害調査等危険箇所で作業する土木技術者あるいは、災害時要支援者施設や土砂災害警戒区域などに居住する住民は、降雨時の警戒避難態勢の構築が必要となる。防災対策に秀でた技術者は、降雨の状況から土砂災害の危険性の高まりを察知できるが、土砂災害に関する知識を有していない関係者や周辺の一般住民にとってそれを判断することは困難である。

このような方々にとって、どんな情報を行動開始のタイミングとするかは、防災に関するソフト対策において重要な課題となっている。専門家以外の方々が避難するためには、その情報の正確さだけでなく、信用、認知度といった要因も重要となる。そういう視点で防災情報を選定すると、やはり防災気象予報が最も適切である。精度においても例えば大雨警報（土砂災害）の発表後に甚大な災害とされる土石流災害が集中して発生している統計もある。しかしながら、防災気象情報は、発表単位が市町村といったある程度広域な範囲において危険度が高まった時に発表されるものであり、局地的な集中豪雨に対応することは難しい。大雨警報（土砂災害）が発表されても、今いる場所で雨が降っていない時もある。

本研究では、上記を踏まえ防災気象情報の発表基準を付与した地上雨量計を開発することを目的とした。調査・工事現場および災害時要支援者施設や自治会等に配置することによって、その地における大雨注意報基準、大雨警報（土砂災害）基準、土砂災害警戒情報基準による警報を知らせ、現地調査者、作業者の安全の確保および一般住民の警戒避難態勢の支援に寄与することを最終目標としている。ただし、本研究は地上雨量計による実測値に基づいた警報システムとしており、予報を行うものではない。気象庁より公開されている防災気象情報の発表基準を地上雨量計用に修正・付与して用いる。

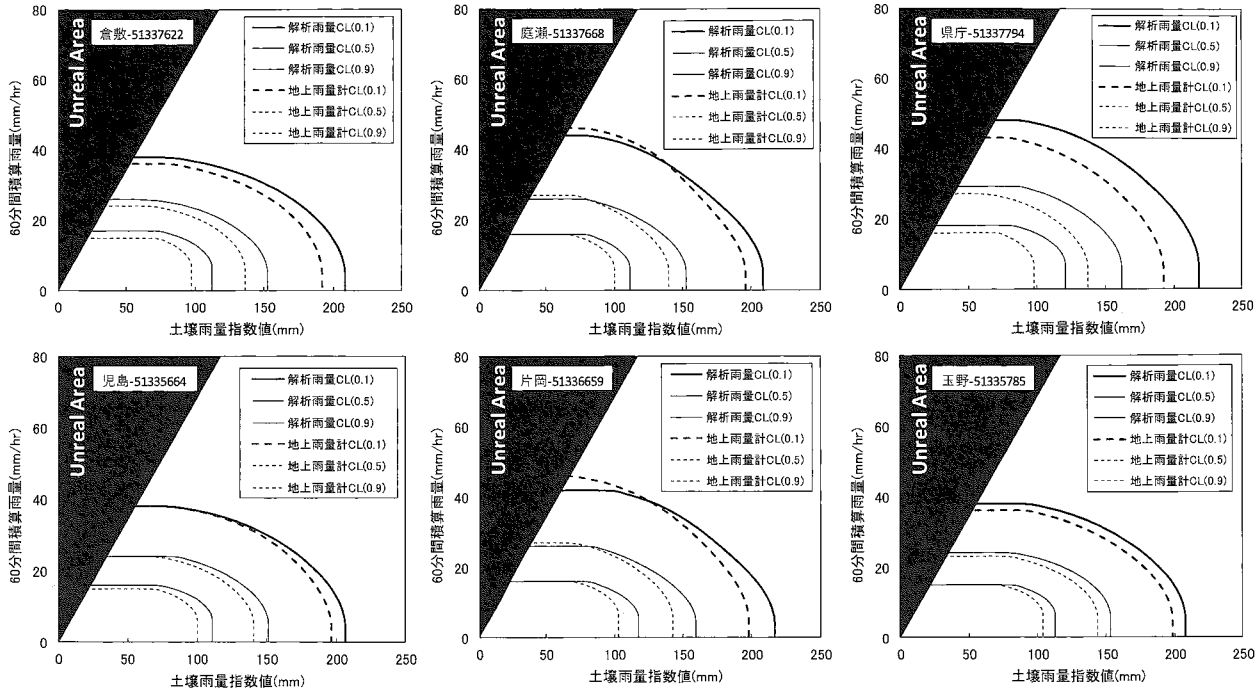
## 2. 地上雨量計に防災気象予報基準を設定する方法

土砂災害に関する防災気象情報は、気象庁の HP で公開されている土砂災害警戒判定メッシュ情報に掲載されている。このうち、本研究では予測雨量を用いないことから、土砂災害警戒情報の発表基準である非常に危険（予測雨量で土砂災害警戒情報の基準に到達）




図－1　土壌雨量指数値の散布図

のランクは計算ができないため、大雨注意報基準、大雨警報（土砂災害）基準、土砂災害警戒情報基準（以下 3 基準値と記す）を実況値が超過する 3 ランクとした。大雨注意報基準、大雨警報（土砂災害）基準を地上雨量計に修正・付与する方法は、佐藤（2017）で示されている。佐藤（2017）は、地上雨量計と解析雨量の相関を取ることで、解析雨量と同等基準値を算定する方法を提示した（図－1）。土砂災害警戒情報の基準を地上雨量計に付与するためには、CL（Critical Line）の修正が必要となり、相関分析及び回帰分析のみでは困難である。それは、連携案によって設定された CL は RBFN 応答曲面と土壌雨量指数値の下限値という二つの基準が混成しているためである。土壌雨量指数値の下限値については、回帰分析で対応可能であるが、RBFN 応答曲面は関数形で示されるものではないため、近似できない。また、地域によってその形状が変化するため、単純に解析雨量の応答曲面を〇倍すると地上雨量計の応答曲面になるというものでもない(図－2)。




図－2　地上雨量計と解析雨量の応答局面の相違

RBFN 応答曲面は、抑制項があるものの非発生降雨データの密度分布によって､応答曲面の高さが決まる。CL は応答曲面の同じ高さを結ぶ閾値で表現され、危険度が同じであることを示す。。そこで、土砂災害警戒情報の発表基準として採用されている RBFN 応答曲面の高さを地上雨量計の基準に採用した。

### 3. 簡易な警報システムの概要

警戒避難システムといえば、国や自治体が設置する大規模な自動システムを想定する。しかし、今回の目的は、自治会など一般住民が避難開始の目安となるシグナルを発することである。この位置づけにおいて汎用的なものとするには、規模とコストを如何に小さくするかを考える必要がある。規模を限りなく小さくする視点で考えると、雨量計と警報判定を行うデータロガーのみの構成となる。

雨量計は、様々な気象観測メーカーで用途目的に応じた雨量計が広く販売されており気象庁の検定を受けていることから、これらの雨量計を活用する方針とした。これらの機器から発せられる電気信号を受け取り、10 分単位で一連降雨（建設省（1984)）と土壌雨量指数値（石原、古葉竹（1979)、気象庁 HP）をリアルタイムで計算し、3 基準値と比較する。基準値を超過した時には、データロガーに設置したパイロットランプが点灯するという極めて単純なものである。データの通信は、システム規模が大きくなるため行わない。工事現場に設置する、あるいは、要支援者施設や、自治会員の建物に設置する想定で制作した。防水加工は施されているため、屋外でも屋内でも設置できるが、屋内設置の場合は、ケーブルを壁に通す必要が生じる。

今夏から観測を開始した。雨量データの保存、基準超過のタイミングなどの観測結果は、室内解析結果と同じ結果となっている。今後も継続して観測を実施し、改善・バージョンアップを図り、後日報告したい。

**謝辞：**

本研究を進めるに当たり、防災気象情報の発表基準および警報システムの開発について岡山地方気象台のみなさまにはさまざまなご助言をいただき、本システムの完成に至った。ここに記して感謝申し上げる。

**文献：**

1) Ishihara, Y. and S. Kobatake (1979): Runoff Model for Flood Forecasting, Bull.D.P.R.I., Kyoto Univ., 29, 27-43.
2) 気象庁 HP：土壌雨量指数, www.jma.go.jp/jma/kishou/know/bosai/dojoshisu, 参照 2017-06-13.
3) 気象庁 HP：防災情報, www.jma.go.jp/jma/menu/menuflash.html, 参照 2017-07-30.
4) 建設省河川局砂防部：土石流災害に関する警報の発令と避難指示のための降雨量設定指針（案), 1984.
5) 佐藤丈晴(2017)：地上雨量計に防災気象情報基準を設定する方法，平成 29 年度砂防学会研究発表会概要集，pp.302-303.

# 32. 地下坑道調査結果に基づく亀裂ネットワークモデルの構築

Construction of Fracture Network Model based on Result of Investigation in Underground Facility

○石橋正祐紀（JAEA），澤田　淳（JAEA），田中達也（大林組），尾上博則（JAEA）
Masayuki Ishibashi, Atsushi Sawada, Tatsuya Tanaka, Hironori Onoe

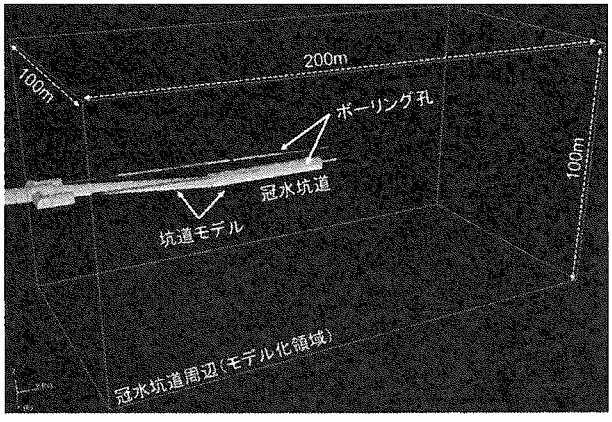
## 1. はじめに

高レベル放射性廃棄物の地層処分では，その安全評価として数万年といった超長期にわたる地下環境中での物質移動を評価する必要がある．結晶質岩のような基質部が緻密で低透水性を呈する岩盤中の物質移動は，岩盤中に分布する亀裂のネットワーク構造に規制され，複雑な移動経路が想定されることから，それを数値的に表現する亀裂ネットワークモデル（Discrete Fracture Network モデル；以下，DFN モデル）を用いた物質移動評価手法の検討が進められている．瑞浪超深地層研究所における調査研究では，地下坑道壁面観察において湧水を伴う亀裂（Flow-path fracture；以下，FP）に関する情報が蓄積されつつある[1, 2)など]．そこで，本研究では，瑞浪超深地層研究所の研究坑道のうち地下500m の坑道壁面で取得した FP の頻度分布などの統計量を再現できる DFN モデル構築の検討を行う．

## 2. 実施内容

図－1 にモデル化領域および検討に用いた坑道のモデル（以下，坑道モデル）を示す．本研究では，冠水坑道周辺の断層の影響を受けていないと判断された領域[2)]（以下，冠水坑道周辺）を対象とし，「坑道壁面で観察された FP は他の亀裂と連結しつつ比較的透水性が高い亀裂」であると仮定し，DFN モデルの構築手法を検討する．

具体的には，a) FP に着目したデータ解析および FP の透水性に関する検討，b) 地質学的な観察で抽出された全ての亀裂を対象とした卓越方位分布，密度，半径分布の統計量（パラメータセット）の算出と全ての亀裂分布を再現する DFN モデル（GeoDFN モデル）の構築，c) a)で抽出した FP の数とトレース長分布を再現できる透水性（透水量係数）を設定した水理学的な DFN モデル（HydroDFN モデル）の構築と妥当性の確認を行う．なお，本研究における DFN モデルの構築は全て，FracMan®を用いて実施した．




図－1　冠水坑道周辺の坑道・ボーリング孔の配置とモデル化領域

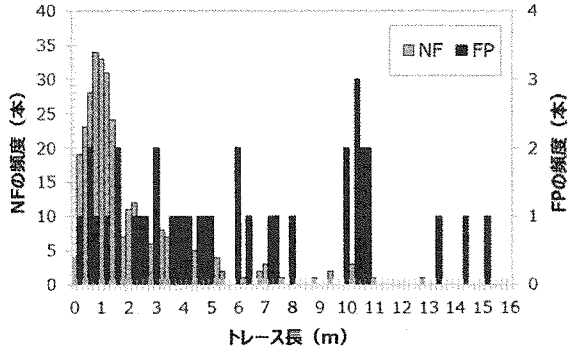
## 3. FP に着目したデータ解析

冠水坑道周辺では 382 本の亀裂が観察され，そのうち FP は 37 本（約 10%）であった．FP と FP 以外の亀裂（No-flow fracture；以下，NF）の卓越方位は類似するが，FP の方が極の集中度が高い傾向がある．坑道壁面で観察されたトレース長に着目すると，相対的に FP の方がトレース長の大きな亀裂の頻度が高い傾向がある（図－2）．なお，トレース長分布をべき乗分布と仮定しトレース長分布のべき乗数を算出した結果，FP と NF でそれぞれ 0.53，1.59 であった．

坑道壁面調査では，FP の湧水に関する情報は“滲出”，“滴下”，“流出”の 3 パターンで記録されている．そこで，壁面調査で検出可能な FP の透水性の下限値を推定するために，“滲出”と記載された亀裂（湧水量が約 0.05 *l/min*）に着目した．この亀裂の湧水量と見掛ほか（2014）[3)]で示されたトンネルへの湧水量と透水係数の関係式を用いて FP の最小の透水性を算出した．その結果より，本研究では FP の透水量係数の下限値は約 1.15E-9$m^2/s$ と仮定することとした．

## 4. パラメータセットの算出と GeoDFN モデル構築

表－1 に示す GeoDFN モデルのパラメータセットを用いて，亀裂モデルの最小半径を 1m として，統計的なバラつきを有する 100 パターンの数値モデル（リアライゼーション）を作成した．亀裂方位分布は，亀裂の卓越方位に着目して，Fisher 分布[4)]を仮定して 4 方位に区分した．本研究では，亀裂半径分布はべき乗分




図－2　FP と NF のトレース長ごと頻度

布すると仮定した．そこで，比較的大きな3次元亀裂密度（$P_{32}$；$m^2/m^3$）を設定して，GeoDFN モデルのべき乗数を変化させながらリアライゼーションを作成し，坑道モデルの壁面と交差する亀裂のトレース長分布（以下，仮想トレース長分布と呼ぶ）を分析した．その結果から，実測されたトレース長分布のべき乗数と整合的な亀裂半径のべき乗数を求めた．そして，坑道モデルに交差する亀裂数が実測された亀裂数に合うように，$P_{32}$を算出した．

表－1　GeoDFN のパラメータセット

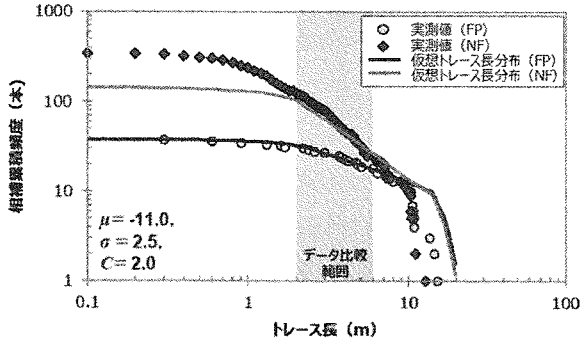
| | 方位分布（極の方位：下半球投影） | | | 亀裂半径 | 亀裂密度 |
|---|---|---|---|---|---|
| | Trend | Plunge | Fisher K | べき乗数 | $P_{32}$ |
| Set1 | 22.9 | 2.2 | 18.5 | 3.1 | 0.43 |
| Set2 | 330.6 | 0.4 | 17.8 | 3.4 | 0.13 |
| Set3 | 260.7 | 3.8 | 15.3 | 4.7 | 0.05 |
| Set4 | 30.7 | 59.7 | 12.1 | 3.3 | 0.08 |

## 5.　HydroDFN モデルの構築と妥当性の確認

3章で述べたように，FP は NF に比べて比較的トレース長が大きな亀裂の頻度が高い傾向があることから，個々の亀裂の透水性は，バラつきを有しつつも亀裂半径が大きなものほど透水性が高いと考えられる．そこで，亀裂の透水性は，亀裂半径との間に相関関係があると仮定し，式（1）を用いて推定することとした．なお，$T$は透水量係数，$lognormal(\mu, \sigma)$は，対数平均$\mu$，対数標準偏差$\sigma$の対数正規分布，$r$は亀裂半径，$C$は亀裂半径と透水量係数との相関を示す定数である．

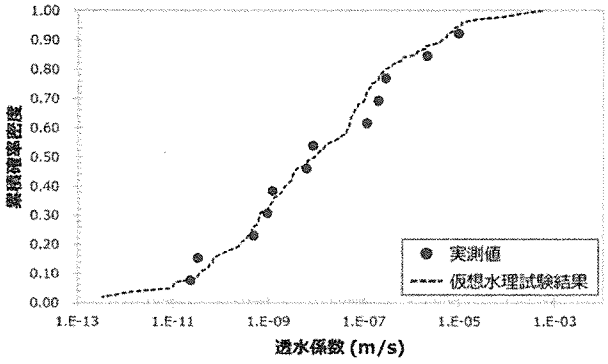
$$T = lognormal(\mu,\sigma) \times r^C \cdots\cdots式\ (1)$$

具体的には，$\mu$，$\sigma$，$C$を変化させて各 GeoDFN モデル中の亀裂の透水量係数を設定し，モデル中の FP（仮想 FP）および NF（仮想 NF）の仮想トレース長分布と実測値とが整合するパラメータセットを算出した．なお，本研究では FP の透水量係数の下限値を 1.15E-9$m^2/s$ と仮定したことから，この値を閾値として 1.15E-9$m^2/s$ 以上の透水量係数の亀裂を仮想 FP，それ以外の亀裂を仮想 NF と区分した．また，仮想トレース長分布と実測値との比較では，最小亀裂半径を 1m として GeoDFN モデルを構築したことから，トレース長として 2m 以上（亀裂モデルの直径の最小値以上）かつ 6m 以下（実測値が連続的に分布する範囲）を対象に比較した．この結果，$\mu$=-11.0，$\sigma$=2.5，$C$=2.0 で，HydroDFN モデルの仮想トレース長分布が実測値の分布に近づくことが確認された（図－3）．




図－3　トレース長分布と実測値とモデルの比較

上記で得られたパラメータ値の組み合わせの妥当性を確認するために，統計的なバラつきを有する 100 パターンの HydroDFN モデルを構築し，仮想的に HydroDFN モデル中で水理試験（仮想水理試験）を実施した．そして，冠水坑道周辺のボーリング調査（図－1）で実施された水理試験の結果（試験点数：12 点）と比較した結果，水理試験結果の実測値と仮想水理試験結果の累積確率密度は類似していることが示された（図－4）．




図－4　仮想水理試験結果と実測値との比較

## 6.　まとめ

瑞浪超深地層研究所の深度 500m の冠水坑道周辺領域における坑道壁面観察で得られた亀裂データの統計量に基づいて，HydroDFN モデルの構築手法について検討した．

その結果，「FP に着目した坑道壁面観察データの分類」，「定量的な FP と NF の区別（FP と NF の水理特性の閾値の推定）」，「亀裂半径との相関性を考慮した亀裂の透水量係数の設定」を行うことで，坑道壁面で観察した亀裂の地質学的なデータと FP の統計量を再現できる HydroDFN モデルを構築することができた．また，このモデルは，冠水坑道周辺のボーリング孔で実施した水理試験から得られた透水係数の分布を統計的に再現できることがわかった．今後は，構築した DFN モデルを用いて，坑道掘削による水圧変化等の解析を実施し，モデルの妥当性確認に取り組んでいく．

## 文献


1)　石橋ほか（2014），応用地質，Vol. 55, pp. 156-165.
2)　Ishibashi et al. (2016), Engineering Geology, Vol. 208, pp. 114-127.
3)　見掛ほか（2014），土木学会論文集 C（地圏工学），Vol. 70, pp. 33-43.
4)　Fisher et al. (1987), Cambridge University Press.

# 33. 地中レーダによる坑道近傍の割れ目内の地下水モニタリング

Groundwater Monitoring in Fractures adjacent to Tunnel using Ground Penetrating Radar

○升元一彦（鹿島建設），松下智昭（鹿島建設），竹内竜史（日本原子力研究開発機構）
Kazuhiko Masumoto, Tomoaki Matsushita, Ryuji Takeuchi

## 1. はじめに

岩盤内の坑道周辺の割れ目は地下水の透水経路として機能する可能性があるため，放射性廃棄物の地層処分の安全評価において，割れ目の水みちとしての評価を行うことが重要である．これに対し，筆者らは地中レーダにより得られるデータから，割れ目の幾何学的な分布情報だけでなく割れ目などの含水状態を評価する方法についての検討を進めている[1), 2)]．今回，瑞浪超深地層研究所の深度 500m 研究アクセス南坑道西側側壁（図－１）の同一箇所において，2 回の地中レーダ測定を行い，坑道近傍の含水状態の変化について評価を試みたので，その結果を報告する．

## 2. 地中レーダによる測定方法

試験領域は，後期白亜紀の中～粗粒の黒雲母花崗岩が分布する CM～B 級の硬質な岩盤で，坑道に直交する方向または低角度で交差する方向の走向を持つ高角度割れ目が発達している．

本試験では，以下の測定①，②を，同じ位置で 1 年の間隔をあけて 2 回実施した．

① ボーリング孔を利用した電磁波伝搬速度測定

ボアホールタイプと地中レーダタイプのミニレーダ（周波数 50～500MHz）を用い，測線位置に掘削した深さ 80cm のボーリング孔内と側壁面間で電磁波伝搬速度測定を実施した[2)]．孔内で発信し（深度 0.2m ピッチ），側壁面で受信（ボーリング孔の両側 0.5m）することで，直達波の伝搬時間の差分から測定深度間の電磁波伝搬速度分布を求めた（図－２）．

②プロファイル測定

1.5GHz の中心周波数帯域を持つパルスレーダによるプロファイル測定を，側壁の 8m 区間で実施した．なお，露岩部では凹凸の影響があるため，測定は露岩部より約 0.2m 上方の吹付けコンクリート（厚さ約 0.05m）上で行った（図－３）．

## 3. 電磁波伝搬速度測定結果の変化

2 回の測定結果から得られた電磁波伝搬速度分布と比誘電率分布を図－４に示す．比誘電率 ε は，電磁波伝搬速度 V との関係式：$\varepsilon=(C_0/V)^2$ を用いて算出した．なお，$C_0$ は真空中の電磁波伝搬速度である．

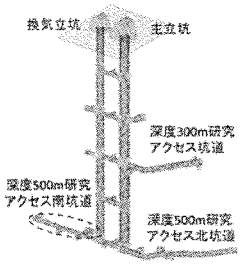
電磁波伝搬速度については，いずれの測定結果においても深くなるほど速くなる傾向がある．また 1 回目と 2 回目を比較すると，深度 0.3m 以深ではほぼ同じ電磁波伝搬速度であるのに対し，深度 0.3m 以浅では 2 回目の方が遅く，さらに側壁近傍の比誘電率でみると，1 回目は 11.9 に対し，2 回目は 15.8 に増加している．

一般に花崗岩の比誘電率が 5～6 程度に対して，水の比誘電率は 81 であるため，岩盤の比誘電率に与える含水率の影響は大きいと考えられる．そこで初期と 1 年経過後の測定時に岩盤は飽和状態であったと仮定し，式(1)を用いて岩盤の間隙率を算出した．

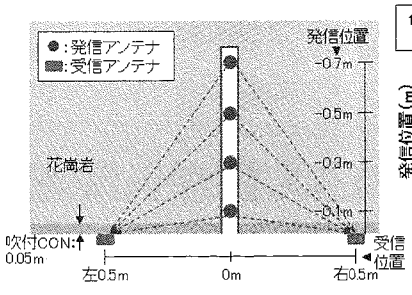
$$\varepsilon_r = (n-\theta)\varepsilon_{air} + \theta\varepsilon_{water} + (1-n)\varepsilon_{solid} \qquad (1)$$

ここで $\varepsilon_r$ は側壁近傍の比誘電率とし，$\varepsilon_{air}$ は空気の比誘電率（1），$\varepsilon_{water}$ は水の比誘電率（81），$\varepsilon_{solid}$ はボーリングコア（乾燥）の室内試験結果から得られた誘電率（5.38）とした．また n は間隙率，θ は体積含水率である．

計算の結果，1 回目測定時の間隙率 8. 6%に対し，2 回目測定時の間隙率は 13.8%であり，1 年経過後に間隙率が約 1.6 倍増加したことになる．この増加の一因として，湧水により吹付コンクリートと岩盤の隙間が増加し，緩みが進行することにより間隙率が増大し，それに伴い含水率が増加した可能性が考えられる．



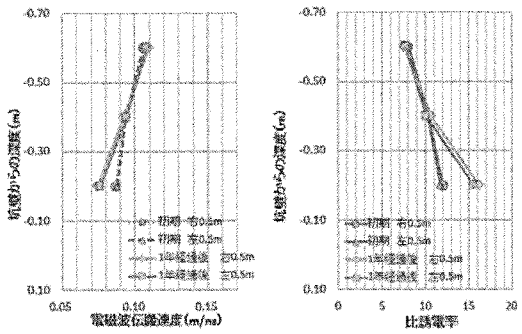

図－１ 試験位置




図－２ 電磁波伝搬速度測定レイアウトと計測波形




図－３ プロファイル測定状況



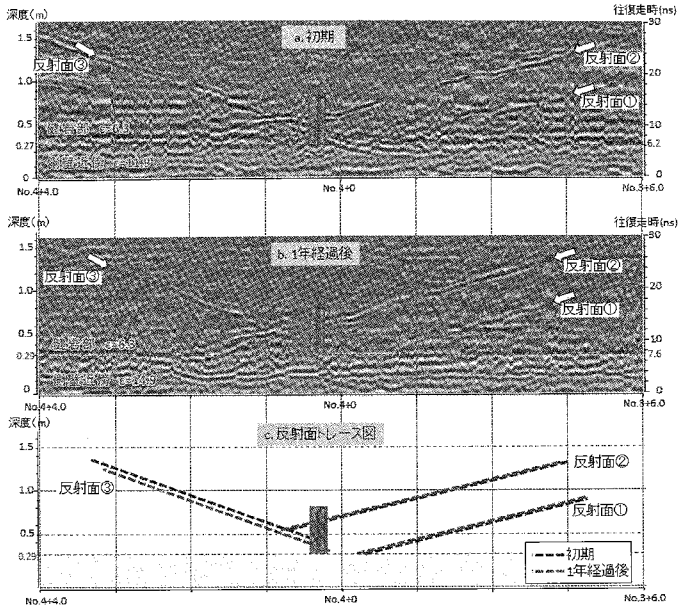
図－４　電磁波速度測定結果

## 4. プロファイル測定結果の変化

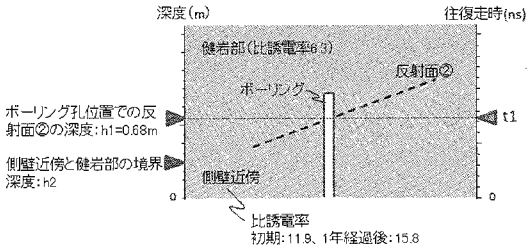
プロファイル測定の結果を図－５a, b に示す．横軸は測線位置で，右側縦軸が往復走時である．図の下面が側壁に相当し，上に向かうほど深部を表している．この図から，１回目と２回目でそれぞれ３つの明瞭な反射面が確認できる．これらの反射面①，反射面②，反射面③は，ボーリングコアで確認された深度 0.14～0.27m，深度 0.68m，深度 0.48m の割れ目 [1]にそれぞれ相当すると考えられる．しかしながら１回目と２回目の反射面の分布を往復走時で比較すると，往復走時に差があることが分かった．この原因として，図－４に示したように，ボーリング孔周辺では１年経過後の側壁近傍の比誘電率は約４増加しており，この比誘電率の変化により反射面の往復走時に差が生じたことが考えられた．そこで側壁近傍の比誘電率変化の影響を考慮するため，坑道周辺の岩盤を側壁近傍と健岩部の二層構造と仮定し（図－６），さらにボーリング孔位置での反射面②の深度 0.68m を基準として，ここでの１回目と２回目の深度が一致するように深度軸を計算し，反射面の分布を比較することにした．

側壁近傍の比誘電率は１回目と２回目で異なり，図－４の結果から初期を 11.9，1 年経過後を 15.8 とした．健岩部は比誘電率一定で，栗原ほか [2]の電磁波伝搬速度測定結果から 6.3 とした．１回目と２回目でボーリング孔位置での反射面②の深度 0.68m に相当する往復走時（t1）から側壁近傍と健岩部の境界深度（h2）を計算すると，1 回目は 0.27m，1 回目は 0.29m となった．これらは図－４の結果から推察される側壁近傍の厚さ 0.3m とほぼ一致する．このようにして得られた h2 を境に健岩部を比誘電率 6.3 とし，側壁近傍を１回目と２回目の各々の比誘電率として算出した深度軸を図－５a, b 左側縦軸に示した．これにより健岩部における反射面分布を深度で比較することが可能となった．

図－５a, b 上で反射面をトレースし，同深度軸上に描画したものが図－５c である．反射面①，②に関しては，２回の測定でもほぼ一致した結果が得られた．反射面の位置と傾きが一致したことは，図－４で示した側壁近傍の比誘電率の増加が，ボーリング孔周辺だけでなく，ボーリング孔右側の坑道沿いの側壁近傍でも生じていることを示している．一方で反射面③に関しては，反射面の傾きはほぼ等しいものの，２回目の反射面がわずかに側壁側にずれた位置となった．反射面の傾きはほぼ等しいため，位置が側壁側にずれた原因は，ボーリング孔右側に対して，ボーリング孔左側の側壁近傍の厚さが薄かったか，あるいは側壁近傍の比誘電率が低かった可能性を示している．




図－５　プロファイル測定結果（a：1 回目，b：2 回目（1 年経過後），c：反射面トレース図）




図－６　仮定した岩盤の二層構造モデル

## 5. おわりに

坑道近傍の含水状態の経時変化を地中レーダによる電磁波伝搬速度変化とプロファイル測定により捉えられる可能性があることが分かった．今後は，割れ目内の含水状態を含む坑道周辺の水理環境変化のモニタリング手法として検証を進めていく予定である．

## 文献


1) 升元ほか（2016）：地中レーダを用いた坑道近傍の岩盤内の水みちとしての割れ目評価，応用地質，Vol.57，No.4，pp.154-161.

2) 栗原ほか（2016）：地中レーダを用いた坑道近傍の水みちとなる岩盤内割れ目の評価，土木学会第 71 回年次学術講演会，pp. 319-320.

# 34. 浅海域 3D 反射法地震探査のための多重発振振源の開発

Development of shallow marine seismic data acquisition system using simultaneous sources

○鶴哲郎（海洋大），朴進午（東大大気海洋研），榊原淳一（JFE シビル），高梨将（JOGMEC），辻健（九大）
Tetsuro Tsuru, Jin-Oh Park, Junichi Sakakibara, Mamoru Takanashi, Takeshi Tsuji

## 1. はじめに

海上三次元反射法地震探査は、エアガンから放射された地震波を、探査船後方に平面的に展開する複数のストリーマーケーブルで同時に受振することで立体的な地下情報の取得を可能にしている。著者らは、その逆方式のデータ取得システムの開発を目指している。すなわち、曳航する複数の振源から同時に発振した振源波を、単一のストリーマーケーブルで受振する方式である。データ取得後に波動場分離すれば、従来型の手法と同じ、立体的な地下情報を得ることができる。この手法では、ケーブル数が少ないため観測システムおよび船舶の小型化が容易になる。また、曳航するストリーマーケーブルの数が少ないため、測線移動も容易である。その結果、特に浅海域の三次元反射法地震探査の作業性を向上させ、コスト削減に寄与する。

2016 年 11 月、同時発振用振源の海上性能試験を実施した。その結果、実フィールドにおける探査可能深度、垂直分解能および波動場分離の効果が確認され、当該振源の浅海域三次元反射法地震探査への適用可能性が実証された。今回は、本システムの概要および振源性能試験結果について報告する。

## 2. システム概要

従来型の海上三次元反射法地震探査データ取得システムと本システムとの比較を図－1 に示す。従来型では複数のストリーマーケーブルを曳航するのに対し、本システムでは複数の振源を曳航する点が最も大きな違いである。次に異なる点は、従来型ではエアガンやブーマー等、パルス型の振源波形を放射する振源が主に使用されるのに対し、本システムでは非パルス型の波形を放射する振源を使用する。

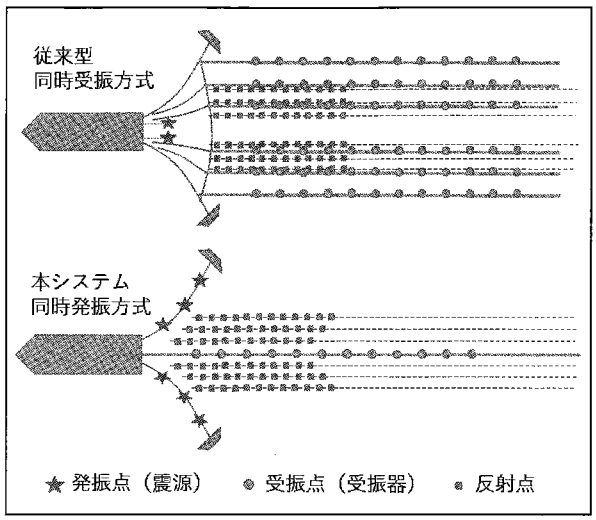
これにより、以下の長所があげられる。

・浅海域でも測線移動が容易である
・コンプレッサーが不要である
・小型の船舶でも三次元調査が可能になる
・強い潮流や船舶輻輳海域での操船が容易になる
・海洋生物への影響を軽減できる

一方、短所としては以下の点があげられる。

・振源の発振エネルギーが小さい
・空間分解能が低い

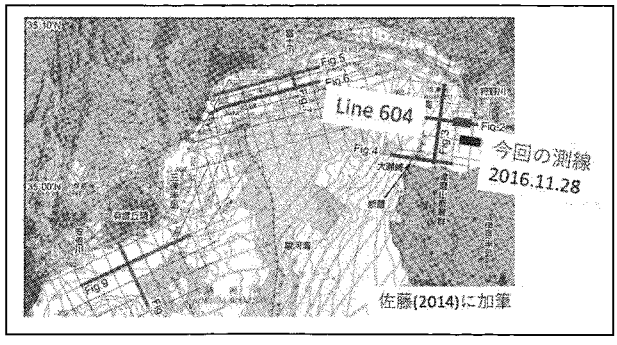
筆者らは、現在、浅海域での三次元反射法地震探査の実施に向けて本システムの開発を進めており、適用技術分野としては、資源探査に加え、放射性廃棄物地層処分、二酸化炭素地層貯留および地震防災などにおける活断層調査を想定している。




図－1　従来型システムとの比較

## 3. 振源性能試験および結果

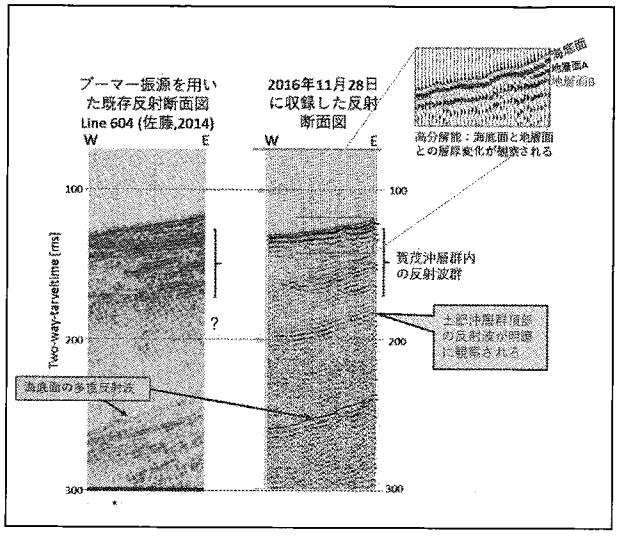
2016 年 11 月、沼津沖において振源性能試験を実施した。目的は、現在採用している振源の実フィールドにおける探査可能深度、垂直分解能および波動場分離の効果を検証することであった。実験位置および測線を図 2 に示す。データ観測は、オキシーテック社の「第 2 いこい丸」（17.1 トン）に観測機器を艤装して実施した。




図－2　調査位置および観測測線

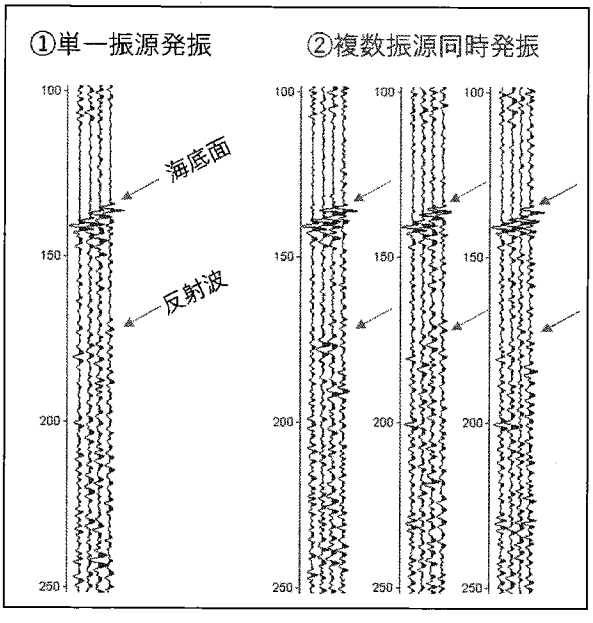
振源は JFE シビルが開発したピエゾ素子を用いた坑井内振源システム（榊原，2005）を使用した。受振は、24 チャンネルのハイドロフォンケーブルを用いた。チャンネル間隔は 1m、受振器部分の長さは 23m である。曳航深度は、発振器および受振器ともに 1m で設定し

た。当日は比較的悪天候であったものの、図3に示すように良好な記録が観測された。同図は、データ品質の比較のため、佐藤（2014）による既存データと比較したものである。既存データではブーマー振源が用いられた。図から明らかなように、今回得られた記録は、ブーマー振源による記録と比べ、遜色ない品質であった。




図－3　今回の観測データと既存データとの比較

図4に波動場分離の結果を示す。左図が単一振源によって得られたショット記録であり、右図が複数振源によって得られたショット記録である。実際には、振源波は一つしか使用していないものの、異なる振源波形を3回発振し、それらの受振波を加算した波動場を多重発振による受振波とした。その後、各振源波形との相互相関を計算して、各振源波形に対するショット記録を表示した。その結果、個々の振源波形に対する波動場が分離されているのが分かる。




図－4　波動場分離結果

## 4. 結論

このたび多重発振方式による三次元反射法地震探査を可能にするための坑井内振源を用いた振源性能試験を実施した。その結果、既存のブーマー振源による反射記録と遜色ない品質の記録が取得された。また、波動場分離の結果も良好であった。これらにより、実フィールドへの適用可能性が示された。


## 謝辞

株式会社オキシーテック殿には、振源性能試験の実施計画および観測作業に関して貴重なアドバイスとご協力を頂戴した。ここに謝意を表します。また、本研究の一部は JSPS 科研費 15H05717 の助成を受けたものです。


## 文献


1) 榊原淳一（2005）：音響トモグラフィを用いた新しい地盤評価技術，基礎工.，33，9，81-83.
2) 佐藤智之（2014）：駿河湾における反射法音波探査結果概要，平成 25 年度沿岸域の地質・活断層調査研究報告，地質調査総合センター速報，65，29-33.

# 35. コントロールボーリング孔内での長期モニタリング（その 3）

## －水質モニタリングの体系化と課題－

Long term monitoring in directional drilling borehole (Part 3)

-Systematization and issue of water chemistry monitoring-

○木方建造（電中研，現：川崎地質），富岡祐一，司代明（電中研），松村修治（熊谷組），加藤雅士（地熱技術開発）

Kenzo Kiho, Yuichi Tomioka, Akira Shidai, Shuji Matsumura and Masashi Kato

### 1. はじめに

放射性廃棄物の地層処分では，地下調査施設などの建設（精密調査段階）による地質環境への影響を把握するため，また閉鎖措置の確認の際に初期状態を参照するために，モニタリングにより初期ベースラインを把握することが必要である．なお，初期ベースラインとは地下調査施設の建設以降の事業による擾乱を受ける前の地質環境，周辺環境，放射線の状態推移と定義されている（繰上他，2010）．このような観点から，精密調査の前段階である概要調査における調査ボーリングの孔内において，地下水水圧や水質をモニタリングすることが必要となる．

電中研では，2006 年度より北海道幌延町上幌延サイトにおいて，コントロール掘削と孔内での各種調査技術を実証してきた（Kiho et al., 2014）．2013 年度末には掘削と孔内調査を終了し，孔内にモニタリング装置を設置し，3 区間において間隙水圧のモニタリングを開始し，さらに 2015 年度よりそのうちの 1 区間で水質のモニタリングを開始した．ここでは，コントロール孔井内での地下水水質の長期モニタリングの成果と課題について報告する．

### 2. モニタリングの概要

モニタリング区間は，地質状況，孔径の拡大状況などを考慮して区間 1（249.75～256.75m），区間 2（210.95～214.95m）および区間 3（208.45～209.95m）の 3 区間を設定した．モニタリング装置は傾斜孔井への設置という比較的困難な条件での適用実績を有すること，モニタリング時の維持管理が比較的容易であることを考慮し，SPMP（スタンドパイプマルチパッカー）タイプのモニタリング装置を設置した（木方他，2015）．

間隙水圧用に設定した 3 区間において間隙水圧が静水圧分布以上で，区間から湧水が確認された区間 1 において地下水水質をモニタリングした（図-1）．

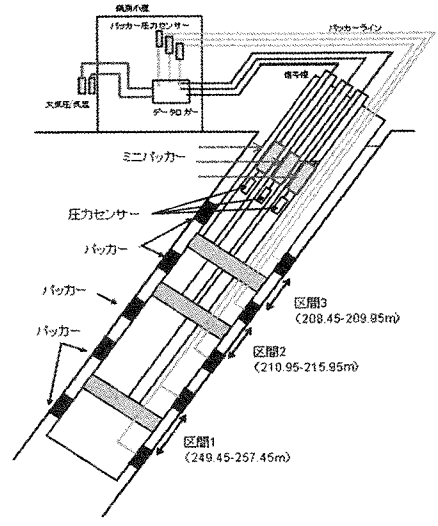



図-1　原位置モニタリングの概要

### 3. 結果

#### 3.1　採水および分析項目

地下水水質のモニタリングのための採水は，スタンドパイプの深度（孔長）約 90m にダブルバルブポンプを設置し，スタンドパイプ内の地下水を揚水することによって行った．モニタリング用の採水は 2015 年度及び 2016 年度にそれぞれ 2 回実施したが，孔井内の掘削水の影響を考慮して，それ以外にも採水と同様の手法を用いて月に 1 回程度予備排水を実施した．水質分析用試料の採取時期や採取位置などを表―1 に示す．

分析項目は（1）一般水質および酸素・水素同位体，（2）遊離ガスおよび（3）溶存希ガス（He）であるが，ここでは主として（1）の結果について述べる．

#### 3.2　掘削水の影響評価

HCD-3 孔掘削に際しては，その後のコアや原位置で

表-1　採水試料一覧

| 試料番号 | 試料採取時期 | 試料採取場所・深度 | 採取時の状況 | 掘削水の混入割合（%） |
|---|---|---|---|---|
| 浜里井戸水（掘削水） | 掘削時 | 幌延町浜里水井戸 | 水井戸より揚水 | --- |
| HCD3-200m | 2006年 | HCD-3孔　200m | コア試料より圧縮により抽水 | 0 |
| 13RI1314 | 2013年 | HCD-3孔　区間3 208.45-209.95m | HCD-3孔井掘削終了時に原位置採水装置により採水 | 3 |
| HCD-3_2015_1 | 2015年8月 | HCD-3孔区間1 249.45-257.45m | スタンドパイプ内でダブルバルブポンプを用いて揚水 | 102 |
| HCD-3_2015_2 | 2015年11月 | HCD-3孔区間1 249.45-257.45m | スタンドパイプ内でダブルバルブポンプを用いて揚水 | 83 |
| HCD-3_2016_1 | 2016年7月 | HCD-3孔区間1 249.45-257.45m | スタンドパイプ内でダブルバルブポンプを用いて揚水 | 84 |
| HCD-3_2016_2 | 2016年11月 | HCD-3孔区間1 249.45-257.45m | スタンドパイプ内でダブルバルブポンプを用いて揚水 | 53 |

の地化学的な調査において掘削水の影響を評価する目的で掘削水にトレーサとして蛍光染料(4－アミノ－1－ナフタレンスルフォン酸ナトリウム四水和物：通称ナフチオン酸）を20ppmの濃度で添加した．

初年度である2015年度の2回の採水では，トレーサの混合率がそれぞれ102%，83%と高い値を示し，孔内の排水が不十分であると想定した．そのため，次年度の2016年には孔内容量以上の予備排水を実施し，その後採水した．その結果は，混合率が84%，53%と低減傾向を示すが，未だに掘削水の影響を残す結果となった．

3.3　水質分析結果

一般水質に関しては，シュティフダイヤグラム（図-2）及びパイパーダイヤグラムにより検討した結果，2016年度に採取された2回の地下水は2015年度と同様に海水，化石海水，温泉等に分類された（木方他、2016）．また，同深度から採取されたコアの圧縮抽水の分析結果とほぼ同様の値を示した．酸素・水素同位体比の関係から，2016年度得られた地下水は同深度で得られた圧縮抽水の値とほとんど同じ値を示した（図-3）．

なお，一般水質や酸素・水素同位体の分析結果とトレーサ濃度から算出される掘削水の混合率との関係に齟齬がある．

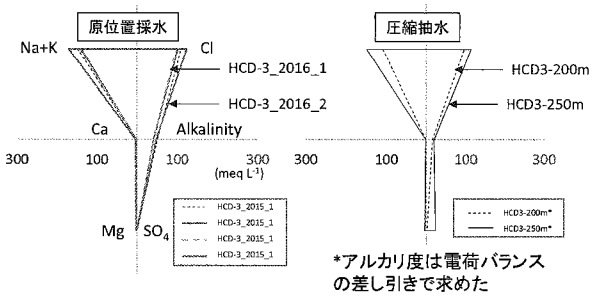



図-2　一般水質分析結果

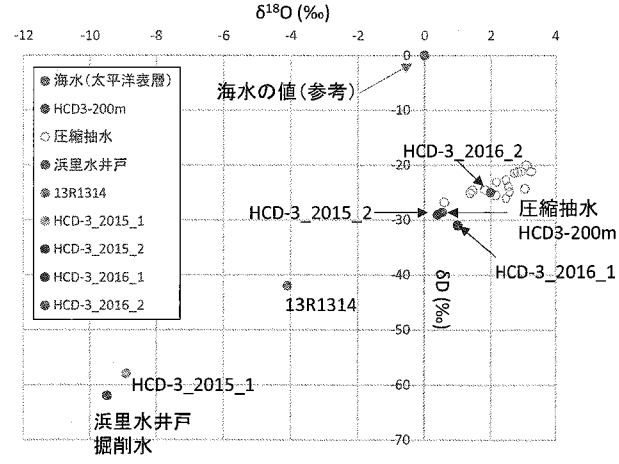



図-3　酸素・水素同位体分析結果

4．課題

地下水の採取，分析に関して以下の課題が明らかとなった．

(1)　掘削泥水の影響

掘削水の影響を排除するべく，2016年度は孔内の容積以上に排水を行ったが，未だに掘削泥水の影響（トレーサの混入）が50%近い値を示しており，地盤中に大量の掘削泥水が侵入していると推察された．このため，掘削泥水の影響を排除するため①大量の予備排水および②地盤中への掘削泥水侵入の阻止について今後検討する必要が生じた．

①については，有人による揚水システムを採用したが，長期に予備排水するためには無人による長期的な排水を可能にする別のシステムが必要となる．②については，本掘削ではダウンホールモーターを回転させるために，通常の掘削に比べて高い圧力で掘削泥水を圧入するため，間隙へ掘削水が侵入しやすい．一方，本孔井においては間隙水圧は静水圧分布を示さず，当該区間の下位に高間隙水圧区間があり，掘削水の侵入しづらいこの様な個所を選択する必要がある．

(2)　地下水水質と掘削泥水混入率との齟齬

今年度の水質分析の結果は，ほぼ原位置地下水に近い値を示しているものの，掘削泥水の混入率が未だ50%近い値を示しており，齟齬が生じている．この原因としては，掘削中の泥水に孔内からの地下水が流入し，掘削泥水の水質が原位置地下水の水質に近づいたことと推察される．今後は，定期的な掘削泥水の水質モニタリングを実施し，掘削泥水の品質管理を行う必要がある．

謝辞

本研究は経済産業省資源エネルギー庁からの委託事業である「岩盤中地下水移行評価確証技術開発」の一環として実施し，現地での適用性検討は日本原子力研究開発機構幌延深地層研究センターとの共同研究として実施した．記して厚く御礼申し上げます．

文献

1）Kiho et al.,(2014): Development of Directional Drilling and Survey System, -Results of the Drilling and In-situ Permeability Test, Proceedings of 8th Asian Rock Mechanics Symposium, RW2-6.

2）木方他（2015）：コントロールボーリング孔内での長期モニタリング，－モニタリング技術の体系化を目指して－，日本応用地質学会平成27年度研究発表会予稿集，pp.115-116.

3）木方他（2016）：コントロールボーリング孔内での長期モニタリング（その2），－孔内間隙水圧と水質の計測－，日本応用地質学会平成28年度研究発表会予稿集，pp.23-24.

4）繰上他（2010）：放射性廃棄物の地層処分におけるモニタリングと初期ベースラインに関する検討，原子力発電環境整備機構，NUMO-TR-10-01.

# 36. シリケート泥水を用いた膨潤性を示す破砕質泥岩のボーリング孔掘削

Borehole drilling using silicate mud for swelling mudstone

○西尾光（原子力発電環境整備機構），幡谷竜太，富岡祐一（電力中央研究所），
堀尾淳，若濱洋，今井悟（ダイヤコンサルタント），小玉和弘，丸山廣明（テルナイト）
Hikaru Nishio, Ryuta Hataya, Yuichi Tomioka, Atsushi Horio, Hiroshi Wakahama,
Satoru Imai, Kazuhiro Kodama, Hiroaki Maruyama

## 1. はじめに

原子力発電環境整備機構（以下，NUMO）は，高レベル放射性廃棄物および地層処分対象の低レベル放射性廃棄物の地層処分事業における三段階のサイト調査において，地表踏査，地上物理探査，ボーリング調査などを主体とした地上からの地質環境調査・評価を実施する[1]．

これまでに，NUMOおよび一般財団法人電力中央研究所（以下，電中研）は，サイト調査で用いる地質環境調査・評価技術の適用性の確認などを目的として神奈川県横須賀市の電中研横須賀地区において，YDP-1～3孔（掘削長354～510m）の3孔のボーリング調査を実施した[2]．その結果，膨潤性を示す破砕質泥岩から成る付加コンプレックスの葉山層群におけるコア回収率は約67～85%であった．また，いずれのボーリング孔においても掘削径に対して三倍程度まで孔径が拡大した数m程度の区間が多数発生し，孔内試験の試験区間の選定に支障を来したばかりでなく，孔壁の押し出しに起因する掘削ツールの抑留などの掘削障害が生じた[3)など]．

このようなコア回収率の低下や孔壁の不安定性の原因として，膨潤性を有する破砕質泥岩に泥水が接触することにより粘土鉱物が膨潤することや掘削ビットなどの掘削ツールが適切に選定できていないことなどが考えられる．また，粘土鉱物の膨潤を抑制するために塩化カリウムを用いて泥水に$K^+$を添加した結果，地下水中の$Cl^-$および$^{36}Cl$を用いた地下水年代測定に影響が生じており[4]，データの取得目的に応じた泥水選定が重要となることを確認した．わが国に分布する多様な地質環境を考慮すると，サイト調査におけるボーリング調査においても上記のような膨潤性を有する破砕質泥岩が調査対象となることも想定される．

以上の背景から，NUMOおよび電中研は，これまでの電中研横須賀地区におけるボーリング調査において課題となっている破砕質泥岩を対象に高いコア回収率および安定したボーリング孔が確保できる掘削技術を整備することを目的として，室内試験[5]およびボーリング孔掘削試験を実施した．本稿ではそのうちボーリング孔掘削試験を実施した結果について報告する．

## 2. ボーリング掘削箇所の地質

ボーリング孔掘削試験を行った電中研横須賀地区には，下位より葉山層群，三浦層群，第四系が分布する[2)など]．葉山層群は新第三紀付加コンプレックスであり[6]，破砕質泥岩を主体とし膨潤性の粘土鉱物であるNa型スメクタイトを多く含有する[5]．三浦層群は葉山層群の上位に不整合に堆積した新第三系であり，成層した砂質シルト岩・凝灰質砂岩互層から成る．第四系は，葉山層群起源の巨大なブロックと推定される二次堆積物（以下，二次堆積物）の破砕質泥岩・砂岩，礫，砂などから成る上総層群相当層とその上位の沖積層から構成される．

表－1 YDP-3孔における地質層序表

| 地質系統 | | 地層名 | 分布深度 (GL-m) | 代表的な岩相 |
|---|---|---|---|---|
| 第四系 | 最上部更新統～完新世 | 沖積層 | 0.00～24.60 | 泥・砂・礫 |
| | 更新統 | 上総層群相当層 | 24.60～29.70 | 貝殻混じりの礫層・砂 |
| | | | 29.70～67.50 | 破砕質泥岩・砂岩<br>（葉山層群起源の二次堆積物） |
| 新第三系 | 上部中新統～鮮新統 | 三浦層群 | 67.50～180.55 | 砂質シルト岩および凝灰質砂岩互層 |
| | 下部～中部中新統 | 葉山層群 | 180.55～ | 破砕質泥岩・砂岩・凝灰岩 |

引用文献2)を一部改編

## 3. ボーリング孔掘削試験（YDP-a孔）の実施内容

YDP-3孔のボーリング調査では，地下数十mの浅部に分布する二次堆積物および深度約200m以深に分布する葉山層群においてコア回収率の低下および孔径拡大が生じた．二次堆積物は，深部の葉山層群と同様に破砕質泥岩を主体とし膨潤性の粘土鉱物を含有することから，高いコア回収率および安定したボーリング孔を確保する掘削技術の構築を目的とした本試験の対象とした．

ボーリング孔掘削試験は，孔長で約40mの二次堆積物の分布が確認されているYDP-3孔の近傍において実施した．沖積層が分布する表層から深度24.4mまではノンコア掘削とし，それ以深の二次堆積物を対象としたコア掘削を実施した．なお，夜間に掘削を中断し孔内の泥水循環を停止すると孔内状況が悪化することが懸念されるため，YDP-a孔では24時間連続した掘削を実施した．

地層の分布やコア回収率はコア観察により確認し，孔径はキャリパー検層により確認した．

掘削工法はサイト調査におけるボーリング調査を念頭に三重管構造のワイヤーライン工法を採用し，外径124.5mmの掘削ビットを用い直径83mmのコアを採取した．泥水は，YDP-3孔で採取した葉山層群のコア試料と5種類の泥水を用いた室内試験の結果[5]を踏まえ，粘土鉱物の膨潤性および水和分散性を抑制する観点からK系シリケート泥水を採用した．K系シリケート泥水は珪酸カリウムを主体とするシリケート泥水で，珪酸塩の

沈殿およびゲル化による被膜形成により孔壁への孔内水の侵入を抑制する．さらに，炭酸カリウムを添加することによりイオン交換に伴う粘土鉱物の膨潤を抑制する．

掘削ツールは，地表から孔底付近に送水された泥水と軟質な破砕質泥岩が接触することで崩壊・流出し，コア回収率が低下することを防ぐために，ボトムディスチャージタイプのダイヤモンドビットを使用した．このビットの先端部には，泥水の通路となる小孔が設けられており，コアと泥水が接触し難い特徴を有する．掘削パラメータは掘削状況に合わせて調整した．

## 4. ボーリング孔掘削試験（YDP-a 孔）の結果

コア観察の結果，深度 24.4m～76.6m に二次堆積物，深度 76.6m 以深に三浦層群の凝灰質砂岩の分布を確認した．

二次堆積物におけるコア回収率は平均で約 99%を確保し，YDP-3 孔の二次堆積物における平均の約 80%と比較して大幅に改善することができた（図－1 および図－2）．また，コアロスは，主にコアリフター部のコア試料を取り出す際に油圧ジャッキの圧縮により軟質なコアが変形し生じたものであることを確認した．

キャリパー検層の結果，深度 30m 付近および深度 40m 付近において，掘削ビット径（124.5mm）よりも 5mm～20mm 程度の孔径拡大が生じたものの，主にフレックス泥水を用いて掘削した YDP-3 孔の同区間と比較してその程度は明らかに小さいことが確認できた．コア観察の結果，同区間は相対的に軟質で角礫状の破砕質泥岩から成り，せん断面に沿って孔壁の剥離などが生じたと推定された．なお，掘削パラメータと孔径拡大との関連性は認められなかった．

本試験における二次堆積物の掘削において孔径拡大の程度は小さく，また掘削ツールが抑留するなどの掘削障害も生じておらず，これまでのボーリング調査で課題となっていた安定したボーリング孔を確保することができた．

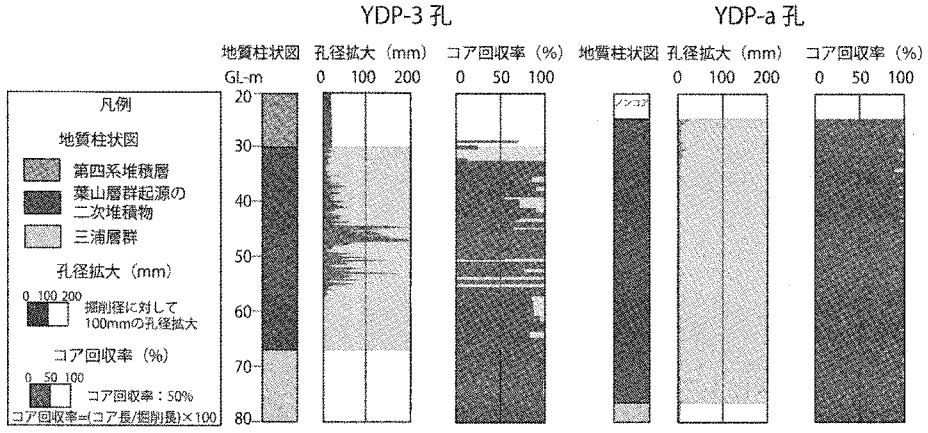
## 5. まとめ

本試験を通じて，適切な泥水，掘削ツール，掘削パラメータを用いることにより，膨潤性を示す破砕質泥岩においても高いコア回収率および安定したボーリング孔が確保できる見通しを得ることができた．

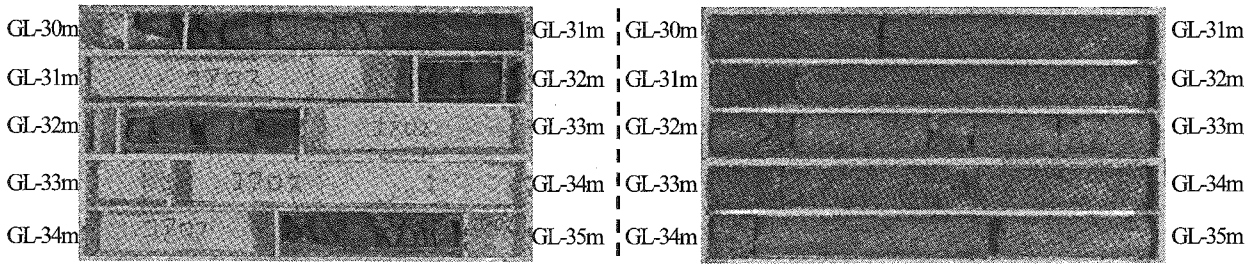
今後の課題としては，K 系シリケート泥水が調査対象である地質環境特性に与える影響の確認や掘削長が長くなった場合の泥水性状の管理などが挙げられる．

## 引用文献


1) NUMO（2011）：NUMO-TR-11-01.
2) 近藤ほか（2015）：日本応用地質学会平成 27 年度研究発表会講演論文集.
3) Nishio et al.(2015)：ICONE-23-2081.
4) 長谷川ほか（2013）：地学雑誌，122(1)，116-128.
5) 幡谷ほか（2017）：日本応用地質学会平成 29 年度研究発表会講演論文集（本誌）.
6) 日本地質学会（2008）：日本地方地質誌 3 関東地方 3.3.3 三浦半島，朝倉書店，187-193.


図－1 YDP-3 孔および YDP-a 孔における孔径拡大およびコア回収率の比較




図－2 YDP-3 孔（左図）および YDP-a 孔（右図）の同一深度の葉山層群起源の二次堆積物のコアの比較

# 37. 火山性熱水・深部流体の影響の調査・評価・モデル化のための基本情報の整備

Compilation of basic information for survey, assessment and modeling of the impact of volcanic hydrothermal fluids and deep-seated fluids on geological environment

○近藤浩文，後藤淳一（原子力発電環境整備機構）
Hirofumi Kondo, Junichi Goto (NUMO)

## 1. はじめに

地層処分の観点から好ましい地質環境に対する自然現象の影響の調査・評価技術については，国の審議会（地層処分技術 WG[1]）や NUMO の包括的技術報告書（公表準備中）の作成等を通じて，今後取り組むべき技術課題が抽出されている．特に，火山性熱水[注1]および深部流体[注2]の影響に係る調査・評価は，適切なサイト選定（著しい影響の回避）およびサイトにおける閉鎖後長期の安全確保（シナリオの構築等）に係る技術的信頼性の観点から不可欠である．このため，火山性熱水および深部流体に係る基本情報を拡充し，サイト調査の開始までに各々の現象の違いを考慮した調査・評価技術の体系的な整備を行う必要がある．

NUMO では，2016 年度に地熱資源開発や深部流体に関連する調査・評価の事例に基づき，火山性熱水が周辺の地質環境へ及ぼす熱・水理・地化学的な影響の時間変化をモデル化するための考え方・手順等，および深部流体の胚胎，上昇経路の検出と周辺岩盤への影響，深部流体の流入に伴う地下水の水質への影響の調査・評価を行うための項目・内容等について整理を行った．本検討を通じて，これらの諸事項を考慮した調査・評価の体系的な整備に係る見通しを得たので報告を行う．

注 1) 火山性熱水は，マグマを熱源とする（第四紀火山や，地下に伏在する高温岩体に係る）熱水とする．
注 2) 深部流体は，非天水起源の地下水・流体を指し，深部上昇水，長期停滞水を含む．

## 2. 課題および検討手順

火山性熱・熱水による熱・水理・地化学的な影響に係る調査・評価については，土木学会原子力土木委員会地下環境部会報告書[2]等により，①熱源の位置・規模，②熱・熱水活動を規制する貯留構造，③熱水の地化学・流動特性等の情報に基づき，熱源からの距離に応じた影響を評価するための基本的考え方が示されている．影響の程度・範囲の評価にあたっては，熱源からの距離に応じた空間変化の現況に対し，地熱活動の履歴に基づく影響の時間変化のモデル化に係る評価方法の整備が課題である．深部流体については，上記報告書にて②と③に重点を置いた調査・評価を行うことが示されていたが，わが国における深部流体（深部上昇水，長期停滞水等）の分布の概要，化学・同位体組成の特徴，上昇経路としての断層・構造線との関連性等に係る近年の知見の蓄積[3),4)]に伴い，その分類に応じた胚胎・上昇および流入に伴う地質環境への影響等を考慮した調査・評価技術の体系的な整備が課題である．

以上の認識を踏まえ，火山性熱水については，熱源となる貫入岩体まで到達する複数のボーリングデータが存在し，熱源周辺の地熱活動の現況とともにマグマの貫入以降の履歴を示す熱水変質鉱物や流体包有物等に関する地質学的な調査データが豊富な葛根田地熱地域をモデルケースとして，熱・水理・地化学的な状態変化の履歴を取りまとめた．これらの現象に基づく評価に加えて，熱水対流系の形成・進化に係る数値シミュレーションの適用性も含めて影響の時間変化のモデル化の可能性を確認することとした．

深部流体については，海洋プレートの沈み込みに伴う脱水流体を起源とする深部上昇水，古い海水を起源とする長期停滞水等の流入の判別が行われている．それらの代表的な地下水水質（起源水の流入に伴う水質変化），深部流体が胚胎する地質構造や上昇経路としての構造線や断裂系，および周辺岩盤への熱・水理・地化学的な影響等に関連する調査・評価の事例に基づき，a.深部流体の流入に伴う水質への影響，b.上昇経路および影響範囲，c.深部胚胎の場の分布・広がりの観点から，それぞれ調査・評価の項目・内容の整理を行った．

## 3. 検討結果

葛根田地熱地域では，新第三紀堆積岩類を主体とする地層中に第四紀の花崗岩（葛根田花崗岩）が貫入し，この貫入岩体（マグマ）を熱源として地熱貯留層が形成されている．このため，熱変成鉱物や熱水変質鉱物の鉱物種や分布に基づく鉱物分帯や放射年代測定，鉱物脈中の流体包有物の解析（均質化温度や氷点降下度等）の結果に基づき，マグマの定置後現在に至るまでの熱・水理・地化学的な状態変化の履歴を把握することが可能である（図-1[5)~18)]）．花崗岩マグマの貫入（1～0.7Ma）以降，メルトや流体包有物の均質化温度等から岩体内（縁辺部数百 m の位置）で 710～750℃→500℃程度までの温度低下が推定されている．周辺岩盤では，貫入直後の熱変成鉱物の分帯等は熱伝導が卓越する温度分布を示唆するが，0.2Ma 頃から現在に至るまでは，熱水活動の履歴に基づき，熱水対流系の発達・維持と

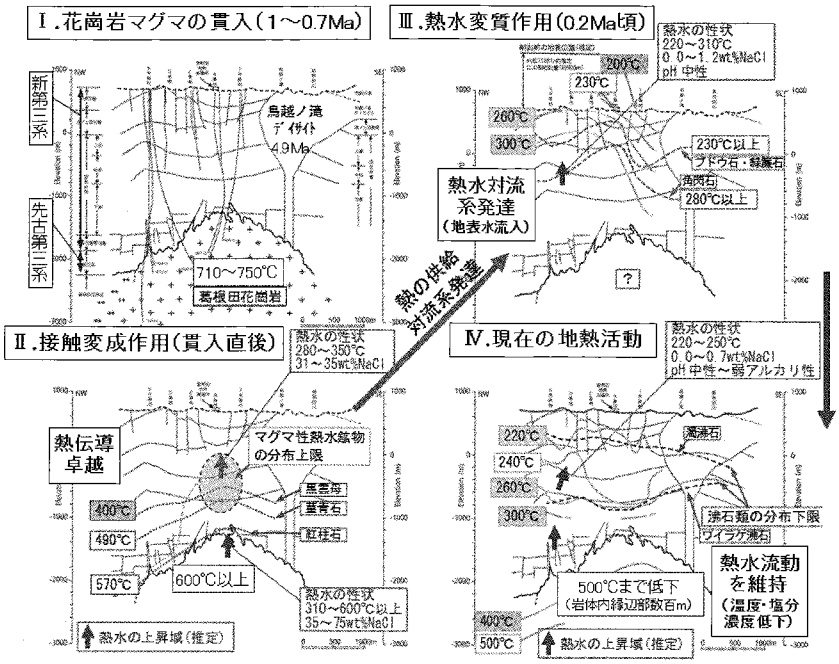



図-1　葛根田地熱地域を例とした熱・水理・地化学的な状態変化の履歴（既存文献[5)~18)]に基づいて作成）

**a. 流入に伴う水質への影響**

- 地表湧出水・地下水採水を対象とした水・ガスの水質・同位体分析。
- 既知の起源水（端成分）の化学・同位体組成を指標に，デルタ（同位体比）ダイアグラム等で，流入の判別と混合の関係を把握（水質の変化幅を検討）。
- 流体の判別において，$^{3}He/^{4}He$, Li/Cl, $\delta^{13}C_{DIC}$, B-Li-Clの相対組成等に着目。

**b. 上昇経路および影響範囲**

- 地表湧出点の分布・産状，胚胎・上昇に関連する地質・地質構造（断裂系，変質帯，褶曲を含む）に係る地表地質踏査，ボーリング調査，トレンチ調査，物理探査（CSAMT，反射法等）等（～地下数km）。
- 断層に伴う'ダメージゾーン'の調査（過去の熱水活動の痕跡，地表水の流入・溶脱等の観点）。

**c. 深部胚胎の場の分布・広がり**

- 地球物理学的手法（微小地震観測，電磁探査等）による速度・比抵抗構造等の把握（～地下数十km）。

図-2　深部流体の胚胎・上昇，流入に伴う水質への影響を考慮した調査・評価の項目・内容の整理結果

それに伴う数十℃の温度低下や塩分濃度の低下が確認できたことから，将来の熱・水理・地化学的な影響を予測評価できる見通しを得た．熱水対流系の発達については鉛直二次元数値シミュレーションで再現可能であるが[19)]，発達に要する時間（数万年程度）は地質学的な検討結果（数十万年）に比べて短期間であり，モデルの精緻化に係る再現性の向上は今後の課題である．

深部流体の胚胎・上昇を把握するためには，深部上昇水の胚胎の場の分布・広がりに係る地下数十 km 程度までを対象とした微小地震観測や電磁探査（MT 法等）[4),3)]による震源分布や速度・比抵抗構造（図-2c），長期停滞水の胚胎や深部上昇水の上昇経路に係る地下数 km までを対象とした地表からの調査（地表地質踏査，ボーリング等の調査に加えて CSAMT 法や反射法地震探査等の物理探査[20),3)]）による地質・地質構造（断裂系，変質帯，褶曲を含む）（図-2b）が重要である．影響範囲については，地表湧出点とともに，断層に伴うダメージゾーン[21)]を対象とした熱水活動，地表水の流入・溶脱等の履歴を含めた割れ目の分布・性状の把握（図-2b）が重要である．深部流体の流入に伴う水質への影響については，起源水の指標となる $^{3}He/^{4}He$, Li/Cl, $\delta^{13}C_{DIC}$, B-Li-Cl の相対組成等に基づく流入の判別とデルタダイアグラム（$\delta D$-$\delta^{18}O$）等を用いた混合関係（水質変化）[3),4),22),23)]の把握（図-2a）が重要である．

以上の検討を通じて確認された知見を踏まえて，火山性熱水・深部流体の現象の違いを考慮した調査・評価に係る体系的な整備を今後引続き進める．

## 文献


1) 総合資源エネルギー調査会（2014）：最新の科学的知見に基づく地層処分技術の再評価．
2) 土木学会（2006）：精密調査地区選定段階における地質環境調査と評価の基本的考え方．
3) 産総研（2012）：地質調査総合センター研究資料集，No.560．
4) 風早康平他（2014）：水文科学会誌，44，3-16．
5) 井上厚行（2003）：資源環境地質学，資源地質学会編，195-202．
6) 蟹澤聰史他（1994）：岩鉱，89，390-407．
7) 加藤修・佐藤浩（1995）：資源地質，45，131-144．
8) 越谷信他（1993）：地熱学会誌，15，109-139．
9) 越谷信他（1994）：地熱学会誌，16，1-24．
10) 村松容一（1987）：岩鉱，82，216-229．
11) 村松容一・小松亮（1996）：岩鉱，91，145-161．
12) NEDO（1999）：平成 9 年度地熱探査技術等検証調査深部地熱資源調査報告書．
13) NEDO（2002）：地熱探査技術等検証調査深部地熱資源調査総括成果報告書．
14) 笹田政克・佐々木宗建（2004）：地質ニュース，No.593，49-58．
15) 佐脇貴幸他（1999）：地熱学会誌，21，127-141．
16) 竹野直人他（2000）：地質調査所報告，No.284，17-33．
17) 柳谷茂夫他（1996）：地熱，33，1-18．
18) 吉村尚久編（2001）：粘土鉱物と変質作用，地学団体研究会．
19) 江原幸雄他（2001）：地熱学会誌，23，11-23．
20) 西山成哲他（2016）：応用地質，57，102-112．
21) 吉田英一他（2009）：応用地質，50，16-28．
22) 大沢信二他（2010）：温泉科学，59，295-319．
23) 網田和宏他（2014）：水文科学会誌，44，17-38．

# 38. 地層処分場周辺におけるコロイド状ケイ酸の解重合を伴う析出過程に関する基礎的研究

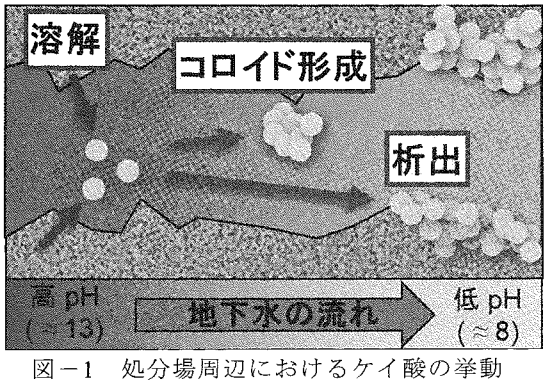
Fundamental Study on the Deposition process with the Depolymerization of Colloidal Silicic Acid around the Geological Repository

○笹川剛（東北大学），照井雄大（東北大学），千田太詩（東北大学），新堀雄一（東北大学）
Tsuyoshi Sasagawa, Yudai Terui, Taiji Chida, Yuichi Niibori

## 1. はじめに

我が国では，核燃料の再処理工程から発生する高レベル放射性廃棄物および長半減期低発熱放射性廃棄物の一部について，地下 300 m 以深への地層処分が計画されている．処分場閉鎖後には，処分場周辺および内部が再冠水することが想定されるため，放射性核種が地下水とともに移行するシナリオを考慮することが重要である（地下水シナリオ）．

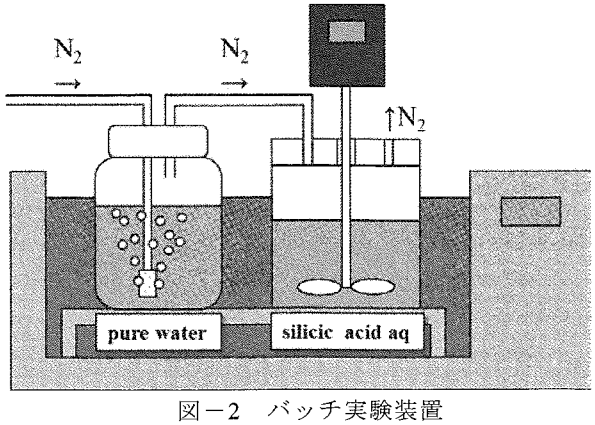
処分場建設に使用される多量のセメント系材料は，処分環境を変化させる要因の一つとされる．とくに，Ca や Na 等のアルカリ成分に伴う地下水の高アルカリ化[1]は，周囲の岩盤から主要成分であるケイ酸を溶出させるため，流路の拡張や変質が懸念される．その一方で，この高アルカリ地下水は周囲の地下水と混合によって希釈され，元の地下水 pH へと徐々に戻る．このときケイ酸の溶解度は pH の減少とともに低下し，図－1 に示すように，溶解していたケイ酸が過飽和となって周囲の岩盤へ析出，あるいは液相中にて凝集してコロイドを生成することが考えられる．筆者らは，これまで単量体や二量体程度のケイ酸（以下，水溶性ケイ酸と呼称）が過飽和条件下における岩盤など固相への析出挙動を詳細に評価しており，ケイ酸析出が長期的には岩盤の微細亀裂を閉塞し，放射性核種移行の遅延に寄与する可能性を示した[2, 3]．しかし，これらの既往研究においては析出と同時にコロイド状ケイ酸の生成も観察されており，その析出挙動の扱いが課題の一つとして残されていた．そこで，本研究では，固相共存下におけるコロイド状ケイ酸の析出過程に関する基礎的知見を得ることを目的とした．




図－1　処分場周辺におけるケイ酸の挙動

## 2. 実験方法

コロイド状ケイ酸の析出実験は，図－2 に示すようなバッチ式実験にて行った．コロイド状ケイ酸溶液の調整は以下のように行った．所定の濃度に調整した水溶性ケイ酸溶液（$Na_2SiO_3$ を純水で希釈，pH > 10）に pH 緩衝液（MES-THAM）および硝酸を加え pH を 8 とすることでケイ酸を重合させた．このときの初期過飽和濃度は 10 mmol/dm$^3$, 全溶液量は 0.25 dm$^3$ であり，コロイド状ケイ酸がほぼ定常に至るまで 12 時間以上振とうした．調整されたコロイド状ケイ酸溶液に固相試料を 0.5 g，あるいは 1.0 g 添加して析出実験を開始とした．固相試料には，アモルファスシリカ粉末（J. T. Baker 製，75-149 μm，350 m$^2$/g）を用いた．実験は，298 K，窒素雰囲気下にて行った．本実験における固液比設定は，深地下の微細亀裂内における液相量と固相表面積の比率を想定した．実験開始後，所定の時間毎にサンプリングを行い，0.80 μm メンブレンフィルターを用いて固液分離を行った．本研究では，ケイ酸の存在状態を水溶性ケイ酸，コロイド状ケイ酸，固相への析出の三種に定義して定量を行った．水溶性ケイ酸は，主に単量体や二量体が検出されるモリブデンイエロー法により定量し，コロイド状ケイ酸は液相中の全ケイ酸の濃度（コロイド状ケイ酸＋水溶性ケイ酸）を ICP-AES を用いて定量し，モリブデンイエロー法から得られた水溶性ケイ酸の濃度を差し引くことで定量した．固相への析出は，初期の全ケイ酸濃度からサンプリング毎の全ケイ酸濃度を差し引くことにより定量した．また，SEM 観察（印加電圧 80 kV）によって，析出実験前のコロイド状ケイ酸の状態を観察した．



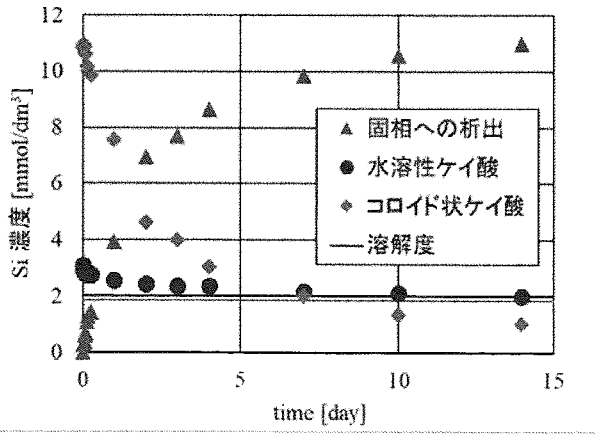

図－2　バッチ実験装置

## 3. 実験結果

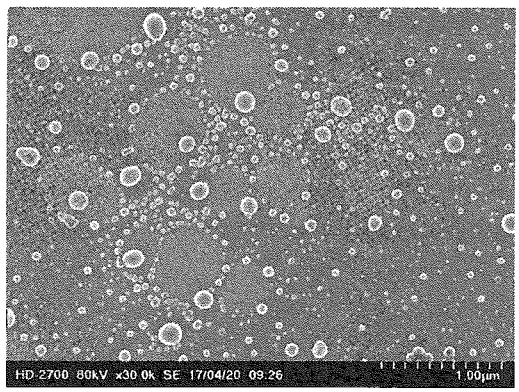
図－3 に，析出実験結果の一例を示す．水溶性ケイ酸は溶解度に漸近しながら減少した．コロイド状ケイ酸は 2 日目までほぼ直線的に減少し，その後，減少速度は緩やかになった．固相への析出は，コロイド状ケイ酸と水溶性ケイ酸の減少挙動を反映して 2 日目までほぼ直線的に増加し，その後は緩やかに増加する挙動を示した．

ここで，コロイド状ケイ酸の析出について考察する．析出過程としては，(1)コロイドのまま固相表面に付着，(2)コロイドが解重合して水溶性ケイ酸を経て固相表面へ析出，の二通りが考えられる．前者の例としては，固相添加によるコロイド凝集の促進や，電解質を添加された場合や高イオン強度条件下において架橋形成により沈殿することが挙げられる．しかし，予備検討として，本報告と同じ溶液条件の過飽和ケイ酸溶液に同粒径の石英粉末を添加した析出実験においては，水溶性ケイ酸およびコロイド状ケイ酸の析出がほとんど進行しなかった．このことは，本実験条件は溶液中における電解質等によってコロイドが架橋構造を取るには至らないことを意味する．言い換えると，上述(1)の過程は支配的ではないことを意味する．

一方，(2)の析出過程について，固相の違いによる析出挙動変化から考えてみる．前述の通り石英粉末に対してコロイド状ケイ酸，水溶性ケイ酸はほとんど析出しなかったが，本報告では顕著な析出が確認された．これは比表面積の差が大きく関与していると考えられる．石英の比表面積は 0.04 $m^2/g$（石英粒を 75 μm の球形と仮定して算出）であるのに対し，膨大な面積となる内部空隙を有するアモルファスシリカ粉末は 350 $m^2/g$ である．各固相に対するコロイド状ケイ酸析出の差は比表面積に起因するものと予想されるが，内部空隙を析出対象とするには，ケイ酸化学種が細孔径より小さい必要がある．図－4 は析出実験前のコロイド状ケイ酸の SEM 像であり，その粒径は 10～200 nm 程度である．使用したアモルファスシリカ粉末の細孔径は 10 nm 以下であるため，コロイド状ケイ酸のままでは内部空隙へ侵入して析出することは難しい．これらのことから，アモルファスシリカの内部空隙による比表面積の差が反映された本報告のコロイド状ケイ酸の析出は，細孔径より小さくなるように解重合する過程を伴っている可能性を示唆する．実際，図－3 の析出実験結果では，実験開始 1 日間以降では水溶性ケイ酸の濃度は僅かに溶解度よりは高い濃度で長時間保持される．すなわち，水溶性ケイ酸はコロイドおよび固相を伴った一種の準安定状態にある．この場合，水溶性ケイ酸濃度と溶解度との僅かな差が駆動力となり水溶性ケイ酸が固相表面に析出すると，コロイド状ケイ酸が解重合により水溶性ケイ酸を補い，そしてコロイド状ケイ酸の粒径は次第に小さくなる．一様の粒径ではないコロイド状ケイ酸は，逐次，細孔内に侵入できるようになり，結果，コロイド状ケイ酸が減少し，析出量が増加していくと推測される．




図－3　コロイド状ケイ酸の解重合と析出の挙動（初期コロイド状ケイ酸濃度 10.94 $mmol/dm^3$、固相添加量 1 g）




図－4　実験開始前のコロイド状ケイ酸（SEM 像）

## 4. まとめ

処分場周辺のような膨大な比表面積を有する固相共存下において，コロイド状ケイ酸は固相へ付着するよりも解重合して固相へ析出する挙動が示唆された．したがって，コロイド状ケイ酸は地下水中に安定に存在するよりも固相へ付着あるいは解重合して析出するため，核種移行促進への寄与は小さく，むしろ既往研究と同様に析出によって移行流路を狭める可能性を示唆した．

**謝辞**

本研究の一部は，特別研究員奨励費 16J02619，および科学研究費補助金若手研究(B)16K18354 によった．ここに記して謝意を表す．

**文献**

1) 電気事業連合会，核燃料サイクル開発機構, JNC TY1400 2005-013, 2005.
2) Sasagawa, T. et al., *Proceedings of ICONE-23*, Paper No. ICONE23-1223, 2015.
3) Sasagawa, T. et al., *Proceedings of ICONE-24*, Paper-No. ICONE24-60468, 2016.

# 39. 岩盤緩み領域の調査事例

A Case Study of Rock Slope Deterioration

○太田　雄三（(株)構研エンジニアリング）
Yuzo Ota

## 1. はじめに

岩盤斜面は掘削直後から長期間に渡って緩み続ける．掘削前に掘削後の岩盤の変化を予測する技術は，安全と維持管理の観点から非常に重要である．しかしながら，事前の予測を再評価することは問題が発生した場合を除いてほとんどない．それゆえに精度のよい岩盤劣化の予測をすることは，地質工学技術者にとって主要な課題の１つである．

「岩盤の緩み」や「岩盤の緩み領域」という用語に明確な定義はないが，岩盤斜面の場合は，既存の割れ目の開口，さらには新しい割れ目の発生およびその開口によって，地表付近の岩盤が物理的に劣化する現象を指す[1)]．この岩盤の劣化（緩み）は①様々な風化作用，②除荷等による応力解放，③岩盤クリープによるもので，実際にはこれら全ての現象が複雑に関与しあって発生していると考えられている[1)]．

地質調査業務により岩盤斜面の緩みを評価する場合，風化区分，亀裂の幅・間隔（頻度）・開口幅・方向性の変化・弾性波速度の変化に着目する．これらの評価事例は多数あるが，そのほとんどは原岩盤についての評価ではなく，長期間に渡って風化の影響を受けてすでに劣化した表層岩盤についての評価である．

今回，柱状節理が発達する溶結凝灰岩斜面において，掘削の6年後と14年後にボアホールカメラ観察を実施する機会を得た．本稿は，その調査結果を比較し，特に深度 5m 付近に急角度亀裂の受け盤亀裂の発生(緩みの進行）を確認した事例を報告する．

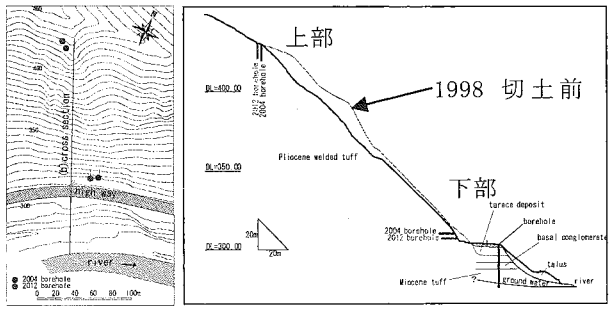
## 2. 調査地の概要

調査地は北海道北東部に位置する．調査対象斜面は鮮新世の溶結凝灰岩からなる標高 300-450m の道路上の斜面で，標高 270m に河川が流下する．この斜面は長期間の風化や浸食の影響により亀裂が発達し，危険な状態にあったため，1998 年に 45-50 °の角度で機械掘削切土（14,000m³）が施工された．

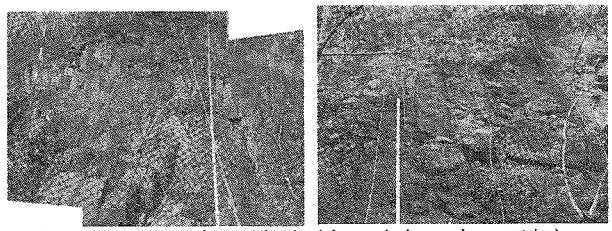
この溶結凝灰岩には，火砕流後の冷却節理起源の柱状節理が 0.2～1m 程度の間隔で分布する．地表に表流水や湧水は認められず，ボーリング掘削水は漏水するため，亀裂はある程度深部まで発達すると考えられる．風化に関する耐久試験として実施した乾湿繰り返し試験，溶出試験や凍結融解試験の結果，物理的にも化学的にも風化に対する高い耐久性を示している．また，スメクタイトのような粘土鉱物は確認されていない．

## 3. 調査方法

調査は，2004 年と 2012 年に上部と下部の 2 箇所で実施した（図－１）．ボアホールカメラ観察の試験孔は延長 10m で，上部は鉛直孔，下部は水平孔である．上部と下部それぞれの 2004 年と 2012 年の試験孔の離れは 5m以内である．露頭では，上部は水平系と鉛直系の亀裂系が，下部は流れ盤亀裂が卓越する（図－２）．ボアホールカメラ観察により得られた亀裂構造はステレオ投影法によって統計処理し，各調査結果を比較した．解析に当たって，流れ盤亀裂と受け盤亀裂は，斜面と亀裂の走向の差が 30 °以内とした．




図－１　調査位置図（左：平面図，右：模式断面図）



図－２　2012 年の露頭（左：上部，右：下部）

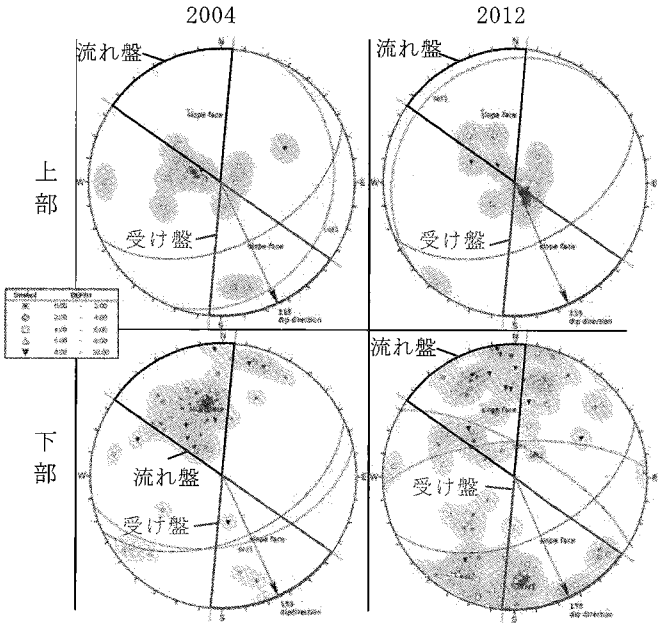
## 4. 調査結果

2004 年と 2012 年の観測結果を比較し（図－３），それぞれの変化の模式図を図－４に示す．

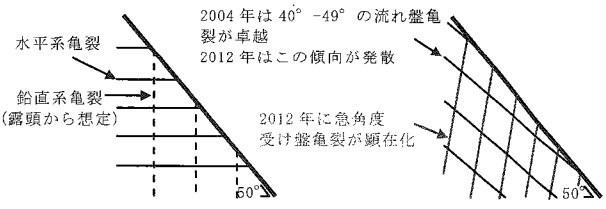
まず，斜面上部では亀裂の数に大きな差異は見られない（2004 年 14 本，2012 年 12 本）．いずれの年も主要な亀裂系は１つで，水平に近い構造が卓越する．露頭で観察される鉛直系の亀裂は，観測孔と平行であるためか，ほとんど確認できなかった．いずれにしても，水平系と鉛直系の亀裂構造が安定的であるため，ほとんど変化が認められない理由と考えられる．

しかし，斜面下部では顕著な変化が確認できる．まず，亀裂の数は 2012 年に 2004 年の倍近く（2004 年 51 本，2012 年 90 本）になった．主要な亀裂系は，2004 年は露頭で観察されるものと同様の流れ盤である．こ

の傾向は，発散しているものの 2012 年にも残っている．また，2004 年時にはほとんど認められなかった急角度受け盤系の亀裂が顕著に強くなって現れた．図－５に斜面下部の観測孔の亀裂を流れ盤と受け盤に区分し，傾斜角 10 度毎に分けた亀裂の数を示す．




図－３　各観測孔における亀裂構造のステレオ投影図



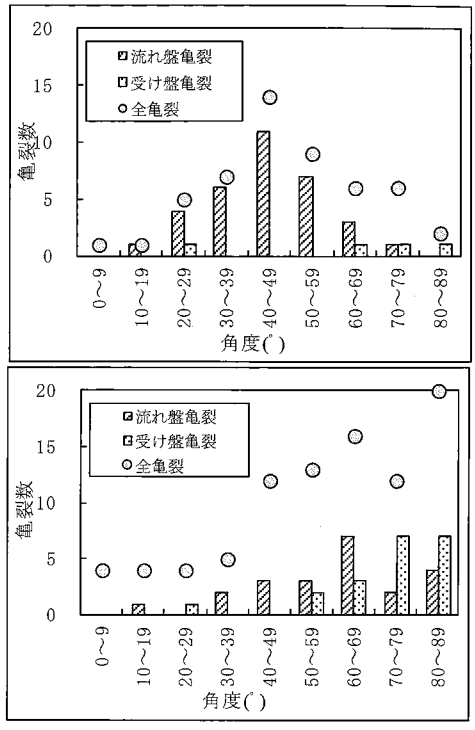

図－４　変化の模式断面図（左：上部，右：下部）

斜面下部の亀裂の数を観測孔底から累積させた図を図－６に示す．深度 10mから 6mまでの亀裂の増加傾向は，2004 年も 2012 年も類似している．最初の変化点も深度 6-7mで，亀裂の数も同程度である(20 本)．

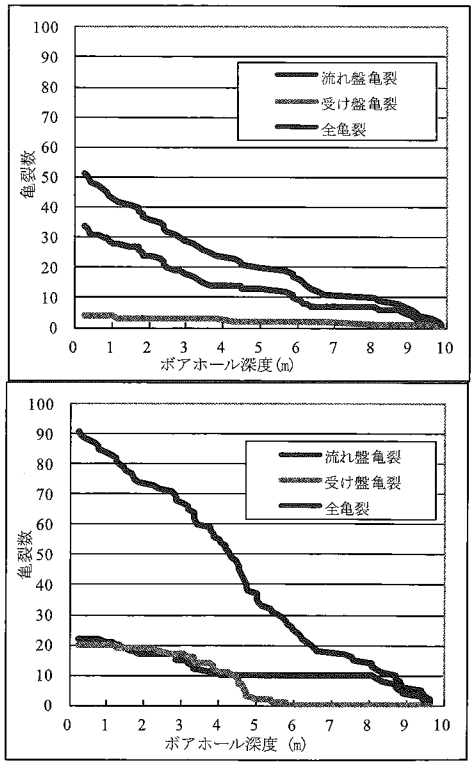
しかし，2012 年には深度 5m付近から亀裂の数が急激に増加する傾向が認められる．特に，受け盤亀裂の数は，2004 年は僅かな数であるが，2012 年には顕著な上昇傾向が認められる．これらの結果を総合すると，2004 年以降に深度約 5m以浅の岩盤に急角度亀裂，特に受け盤の亀裂が発生したことを示すと考えられる．

## 5. 結論

鮮新世の溶結凝灰岩からなる 1998 年に切土掘削された斜面において，2004 年と 2012 年にボアホールカメラ観察による亀裂構造の解析を行った．切土掘削の 6 年後と 14 年後の主な変化は，深度約 5m以浅の岩盤が劣化したことにより急角度亀裂，特に受け盤の亀裂が発生し，岩盤が劣化したことである．この変化は，孔内速度検層や弾性波探査などの地震波を用いた手法では捉えることができなかったが，今回，ボアホールカメラ観察による手法で確認することができた．岩盤の劣化を予測するためには，今後もあらゆる方面からの調査と検証が必要であると考える．




図－５　斜面下部 亀裂の傾斜角と亀裂数の関係
（上：2004 年，下：2012 年）




図－６　斜面下部 観測孔底からの亀裂数の累積図
（上：2004 年，下：2012 年）

## 6. 参考文献

1) 応用地質学会編（2000）：山地の地形工学，古今書院，pp. 118-141.

# 40. 岩盤斜面崩壊の予測に向けたUAVの活用方法に関する検討

Investigation of Utilization Method of UAV for Prediction of Rock Slope Failure

○日外勝仁（土木研究所寒地土木研究所），角田富士夫（土木研究所寒地土木研究所），
山崎秀策（土木研究所寒地土木研究所），倉橋稔幸（土木研究所寒地土木研究所）
Katsuhito Agui, Fujio Tsunoda, Syusaku Yamazaki, Toshiyuki Kurahashi

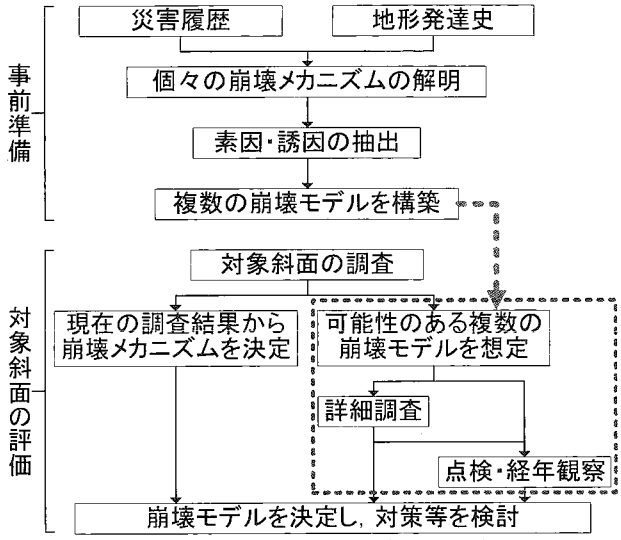
## 1. はじめに

岩盤崩壊の中でも特に大規模な岩盤崩壊については，事前の予測が難しく，過去に北海道においては，豊浜，白糸，北見北陽，えりもなど，数万立米を越える崩壊規模の岩盤崩壊がわずか 10 年弱の間に立て続けに 4 度も発生している．それらの言わば想定外ともいえる岩盤崩壊に対応するため，これまで筆者は，斜面対策計画を単純な調査のみから安易に一つに絞り込むのではなく，複数のシナリオを想定して対策等の対応をすることを提案してきた[1]．限られた調査費の元で，できるだけ複数の災害ハザードを抽出し，実際に崩壊が発生した場合を想定した数値シミュレーション等による被災状況を考慮した上で，最も重大と思われる災害発生シナリオを選択するという考え方である．しかし，その中では，崩壊が「いつ」，「どのくらいの確率」で発生するかを予測することは極めて困難であると考えられるため，リスク評価の検討は行わず，岩盤崩壊のハザードの抽出のみを対象としている．

岩盤に直接計測器を設置するような直接的な岩盤モニタリングは難しいとしても，岩盤斜面調査へ適用する新技術として UAV に着目し，その活用方法について検討した内容を報告する．

## 2. 想定外災害を減らすための調査評価方法の提案

岩盤斜面の調査・評価に当たって，想定外の災害を少しでも減らすための調査評価方法として，図－1 に示すフローを提案するものである．その手順として，先ず，事前の準備として，災害履歴や地形発達史を考慮した上で，個々の斜面崩壊の崩壊メカニズムから調査範囲における“場”としての素因･誘因を明らかにし，崩壊モデルとして整理を行っておくことが重要である．その上で，評価対象斜面に対し，調査から現在明らかとなっている地形･地質状況等を基に崩壊メカニズムを決定することになる．ただし，一般的な調査量では，地山内部の潜在的な不連続面や不安定化に繋がる地質的要因を全て把握しきれていない場合もあり，後に想定外災害へとつながる可能性も考えられる．その予防として，事前に準備しておいた崩壊モデル群から，地形地質条件やまだ顕在化していない潜在要因も含めて合致する可能性のある崩壊モデルを全て抽出した上で，想定される様々な崩壊メカニズムに対応した詳細な調査を適切な箇所で実施することにより，想定された多様な崩壊モデルの可能性を一つずつ消していき，予測の精度を上げることになる．それでもなお可能性を拭い去れない崩壊モデルについては，モデル中の未該当項目を参考として，目的と箇所を明確にした点検やモニタリング等を実施し，経年的に潜在的な斜面の不安定か要因の発現を観察し続けることで，可能な限り想定外の災害を防止しようという考え方である．




図－1　可能性のある崩壊モデルの決定フロー

## 3. UAV の活用により容易となったこと

急崖斜面などの遷急線より上位部については，地上からは目視することは難しかったが，クライミング調査に頼らずとも UAV による空中撮影により，災害発生源の確認や変状の把握が容易となった．

また，SfM 技術と組み合わせることにより，UAV から撮影した写真からの地形モデルの作成が容易となった．全体形状の把握が難しい急崖斜面においても比較的短時間で三次元地形モデルが作成できる．さらに，モデル表面に撮影画像をテクスチャーとして貼り付けることで，任意の視点からの擬似的な空中写真として俯瞰でき，全体把握に有益である．

## 4. 岩盤斜面の調査評価における UAV の活用

図－1 に示すフローにおいて重要となる要素は，災害履歴の蓄積，崩壊モデルの構築，経年変化の把握の 3 つである．これらに関連した筆者の研究の概要と，UAV の活用による今後の改善案等について紹介する．

### 4.1. 災害履歴の蓄積

対象斜面においてどのような崩壊が起こりえるのか考える上で，地形地質条件の類似した周辺の災害履歴を幅広く知ることは重要である[2]．一般に国道道路斜面においては，道路防災点検が実施され，災害の記録は半自動的に蓄積されることになる．しかしながら，点検の際に見つかった不安定な岩体に対しては対策により崩壊の発生自体が防がれ，また，対策工等によって道路に影響が及ばない崩壊については詳しい崩壊の諸元が残されない場合も考えられ，災害履歴情報からは発生頻度などの災害発生傾向を正確には分析出来ない危険性もある．そのため，筆者らは，自然のままの風化･劣化状態での崩壊の発生状況を把握するため，不安定化所の除去などの管理が成されない旧道斜面における災害履歴を独自に調査し，分析を行っている[3]．その際，大規模崩壊の前兆として小崩壊が発生しているのかを確認する目的もあり，落石などの小規模な崩壊跡も抽出するため，背景差分法による２枚のデジタル写真の変化箇所を抽出する方法を検討し，写真による斜面点検マニュアル[4]としてとりまとめてきた．

このマニュアルは地上からの斜面撮影を前提としたものであったため，UAV による空中写真においても背景差分法が適用できるように改良を検討し始めたところである[5]．

### 4.2. 崩壊モデルの構築

崩壊を予測するにあたっては分離面の把握が必須であり，斜面のどこが分離・滑動して崩壊が引き起こされるかという最終分離面の情報とともに，崩壊発生前の状態で確認されていた分離面（不連続面）はどこであったのかを知っておくことは，崩壊メカニムズの解明において特に重要となる．そのため，比較的大規模な岩盤崩壊（100m$^3$ 以上）を対象として，崩壊前確認分離面や崩壊時の最終分離面等を区別した分離面の組み合わせによる３次元崩壊モデルとして表現し，不安定化の進行要因や崩壊発生の直接的なトリガーなどの崩壊要因も併記した崩壊モデルを提案し，50 事例についてとりまとめた[6]．

このような過去の崩壊モデルを参考としつつ評価対象斜面を調査する際には，特別な測量やクライミング調査を行わずとも迅速に斜面の全体形状や亀裂の分布状況を知ることのできる UAV は極めて有効である．

### 4.3. 経年変化の把握

経年変化の把握における UAV の活用の場面としては，前述の災害履歴の蓄積もその関連の一つではあるが，地形モデルや斜面点検写真の比較が考えられる．２時期の地形モデルの差分により，崩壊箇所の土量だけではなく，値が大きければ変形量の算出も可能である．また，人が近づきづらい上標高部での２時期の写真比較によって，亀裂の伸展･開口の把握だけではなく，色調の変化によって風化･変質の進行把握の可能性まで考えられる．

斜面写真の比較における背景差分法の最大の課題は，出来るだけ同じ位置から撮影した構図のズレの少ない写真を比較することである．写真点検の従来マニュアル[4]では，手持ちカメラによる地上からの撮影を想定していたため，撮影位置を平面上で近づけるだけであったが，３次元の自由度のある空中から撮影が可能な UAV では，背景差分法が適用しづらいことが明らかとなっているが，その改善策として，地形モデルを使ったオルソ化により写真の正規化を行うことで，見逃しやすい微少な変化の抽出の可能性が高まることが確認されている[5]．

## 5. まとめ及び今後の課題

UAV によって，空中写真が簡単に撮影できるだけではなく，その写真から SfM 技術によって迅速に三次元地形モデルが作成できることは，比高の大きい岩盤斜面の調査の面で極めて有効であると考えられる．

その地形モデルの作成においては，撮影位置と対象点の位置座標の入力数や撮影写真枚数により，その精度が左右されるため，モデルの精度と作成時間の間にトレードオフの関係が生じる．そのため，全体状況の把握なのか，経年変化の把握なのか，調査の目的や場面に適した UAV による撮影方法やその後の作業手順について現地実証を重ね取りまとめを図りたい．

また，定期的に作成した地形モデルの差分から，斜面の変形量，さらには変形ひずみ量の把握が行えるように，地形モデルの精度向上について検討を行いたい．

## 文献


1) 土木学会岩盤力学委員会岩盤斜面のハザード研究小委員会（2014）：岩盤斜面崩壊のハザード抽出と影響評価，土木学会，155p.

2) 日外勝仁・浅井健一（2009）：崩壊履歴調査の重要性，第 38 回岩盤力学に関するシンポジウム講演集，pp.374-376.

3) 日外勝仁・宍戸政仁・伊東佳彦（2010）：旧道道路斜面における変状発生状況について（その３），日本応用地質学会平成 22 年度研究発表会講演論文集，pp.129-130.

4) 独立行政法人土木研究所寒地土木研究所防災地質チーム（2010）：写真計測技術を活用した斜面点検マニュアル（案）（平成 22 年 3 月版），54p，(URL)http://chishitsu.cri.go.jp/soft.html (2017.8.18).

5) 日外勝仁・角田富士夫・山崎秀策・倉橋稔幸（2017）：岩盤斜面の UAV 撮影画像における背景差分法の適用性検討，第 52 回地盤工学研究発表会講演論文集，pp.1934-1938.

6) 日外勝仁・倉橋稔幸・伊東佳彦（2017）：岩盤斜面崩壊事例における分離面に基づく崩壊形態のモデル化，寒地土木研究所月報，No.767，pp.20-26.

# 41. せん断時の音による土質判定と内部摩擦角の推定

Soil classification caused by friction sound and estimated internal frictional angle

○二木重博（(株)エイト日本技術開発），柴田俊文，西村伸一，珠玖隆行，（岡山大学大学院環境生命科学研究科）
西村輝（岡山地下水調査(有)），金本拓也（岡山大学大学院環境生命科学研究科）
Shigehiro Futatsugi, Toshifumi Shibata, Shin-ichi Nishimura, Takayuki Shuku, Akira Nishimura, Takuya Kanamoto

## 1. はじめに

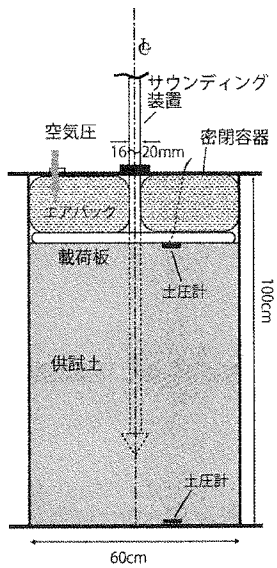
スウェーデン式サウンディング試験[1),2)]は，荷重による貫入と回転による貫入を併用した原位置試験であり，貫入抵抗値（荷重による抵抗値 $W_{SW}$，回転による抵抗値 $N_{SW}$）からN値や一軸圧縮強度 $q_u$，地盤支持力 $q_a$ を換算して評価を行う試験手法である．

本研究報告は，平成28年度に報告した「摩擦音から強度定数を推定するサウンディング試験と斜面の危険度評価」において試験結果から地盤の強度定数（内部摩擦角）の算定式を検討した研究を基底とし，試験を行う珪砂の種類を追加して，粒度と摩擦音の相関性を確認し，様々な地盤への適用の可能性について考察するものである．

## 2. 既往検討結果の概要

### 2-1 地盤強度の推定

スウェーデン式サウンディング試験による地盤強度の推定に関しては，粒径加積曲線（均等係数 $U_C$=0.7317，曲率係数 $U_C'$=1.0537）の6号珪砂（最小間隙比 $e_{max}$=1.143，最大間隙比 $e_{min}$=0.869）を用いて図－1に示す試験装置により試験を実施した．

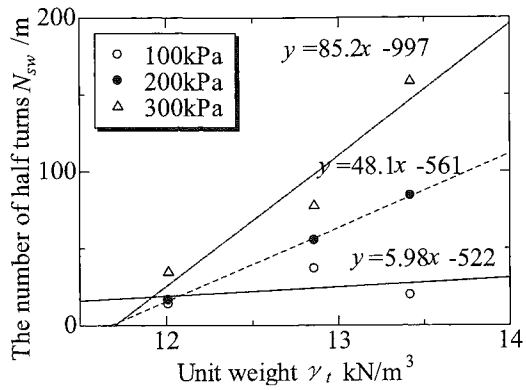



図－1　試験装置概略図

コンプレッサーによるエアバックの圧力をレギュレータで制御することで，試験装置内の上載圧力を100kPa，200kPa，300kPaに設定している．また，試料の単位体積重量を3種類に調整し，上記の3つの圧力段階での試験を実施した．試験回数は100kPaで10回，200kPaで12回，300kPaで11回行い，その平均値を用いて図－2に示す結果が得られた．この結果から，図中に示す近似式の正の相関が認められ，上載荷重を σ として3段階の圧力による式をまとめると，以下の式が得られる．

$$y = (0.396\,\sigma - 32.8)\,x - (4.72\,\sigma - 4.07\times10^2) \qquad (1)$$

ここに，$y$：半回転数 $N_{SW}$ (回/m)，$x$：単位体積重量 (kN/m$^3$)，σ：土圧（有効上載圧）(kN/m$^2$)である．

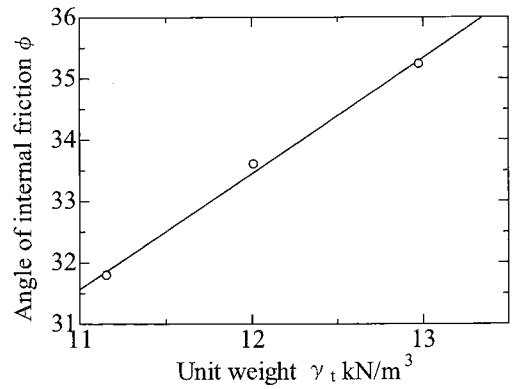



図－2　スウェーデン式サウンディング試験の結果（近似式を記載）

上記の試験と並行して，同一の試料を用いた三軸圧縮試験（圧密非排水試験）を実施した．結果を図－3に示す．ここで，粘着力cは0であり，内部摩擦角φと単位体積重量との間に比例関係が認められ，最小二乗法を用いて近似式を求めた．式(1)と図－3の近似式より，以下の式が得られる．

$$y = (x + 7.00\,\sigma - 5.96\times10^2) / (0.210\,\sigma - 17.4) \qquad (2)$$

ここに，$y$：内部摩擦角φ（°），$x$：半回転数 $N_{SW}$（回/m），σ：土圧（土圧有効上載圧）(kN/m$^2$) である．式(2)により，スウェーデン式サウンディング試験の半回転数から簡略的に内部摩擦角φを導くことができる．

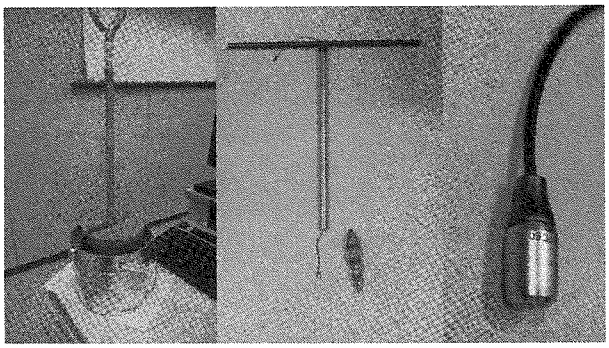



図－3　三軸圧縮試験の結果

ただし，(1)，(2)式の推定式の確立のためには，地盤種別（とくに粒度）と土圧（有効上載圧）が必要である．このうち，地盤種別については，スウェーデン式サウンディング試験の摩擦音からの推定が研究[3)]されており，本研究では平成28年度の実験に細粒の珪砂（7号，8号）を追加して精度の向上について検討した．

### 2-2 摩擦音による地盤種別の判定

スウェーデン式サウンディング試験の摩擦音の収集は，回転時のスクリューポイントと試験試料との摩擦音をスクリューポイント内に設置した集音マイクで収集した．



図－4　試験状況・スクリューポイントと集音マイク

試験試料は，平成 28 年度の宇部珪砂 1 号，3 号，5 号とシリカサンド（6 号珪砂），粘土の 5 試料の試験結果に加えて，珪砂としては既往試験試料より細粒な珪砂 7 号，8 号を使用して同様の試験を実施した．珪砂および粘土の物理的性質は下表の通りである．

表－1　珪砂の物理的性質

| 試料 | 最小密度 $\rho_{d\,min}$ (g/cm$^3$) | 最大密度 $\rho_{d\,max}$ (g/cm$^3$) | 均等係数 $Uc$ | 曲率係数 $Uc'$ | 最大粒径 $D_{max}$ (mm) |
|---|---|---|---|---|---|
| 珪砂1号 | 1.264 | 1.542 | 1.571 | 1.052 | 4.75 |
| 珪砂3号 | 1.338 | 1.542 | 2.5 | 1.225 | 4.75 |
| 珪砂5号 | 1.343 | 1.606 | 1.778 | 0.84 | 4.75 |
| 珪砂6号 | 1.27 | 1.57 | 2.143 | 0.952 | 0.85 |
| 珪砂7号 | 1.117 | 1.429 | 1.739 | 0.957 | 0.425 |
| 珪砂8号 | 1.017 | 1.402 | 1.591 | 0.912 | 0.425 |

表－2　粘土の物理的性質

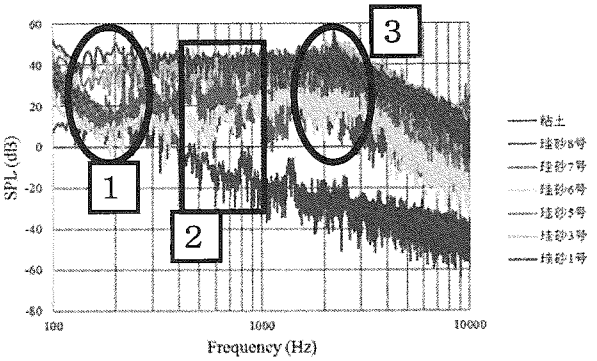
| 試料 | 土粒子密度 $\rho_s$ (g/cm$^3$) | 含水比 $w$ (%) | 液性限界 $w_L$ (%) |
|---|---|---|---|
| 粘土 | 2.495 | 6.95 | 46.695 |
| 塑性限界 $w_P$ (%) | 塑性指数 $I_P$ | 均等係数 $U_c$ | 曲率係数 $U_c'$ |
| 27.773 | 18.921 | 2.468 | 0.873 |

なお，平成 28 年度の試験結果では，摩擦音の周波数と音圧の関係について以下の事柄が把握されている．

- 乾燥状態・飽和状態の試験試料での結果では，各周波数に対する音圧にとくに違いが見られない．
- 同一試料に対して回転速度や土圧を変化させた場合も，とくに違いは見られない．
- スウェーデン式サウンディング試験の錘による載荷に対しても，とくに変化は見られない．
- 珪砂の特徴は，粗い試料ほど音圧が高めであり，周波数 2000～3000Hz にピークが見られることである．
- 粘土の特徴は，周波数が高くなると音圧が下がり，珪砂のようなピークは見られない．

図－5 は今回の試験結果を含めた 7 試料における摩擦音の周波数と音圧の関係を示したものである．この結果から，以下のような特徴が読み取れる．

- 周波数 150～250Hz 付近では，珪砂のうち粗いもの（珪砂 1 号,3 号,5 号）は粗いものほど音圧が高くなる傾向にあるが，細粒のもの（珪砂 6 号,7 号,8 号）と粘土とは類似した音圧を示す．（1 参照）
- 周波数 400～1000Hz 付近では，粒度に応じて粗いものほど音圧が高くなる傾向が見られる．（2 参照）
- 珪砂の特徴として，周波数 2000～3000Hz 付近にピークが見られる．この付近の音圧は，珪砂の粗さに対する差はやや不明瞭となっている．（3 参照）




図－5　音圧レベル(縦軸)と周波数(横軸)との関係

### 3. まとめ

本研究の結果から，以下の事柄が把握された．

- 低周波数（150～250Hz 程度）の領域では粗粒砂と細粒砂及び粘土との区別は可能である．
- 周波数 400～1000Hz 付近では，粒度に応じた段階的な傾向を把握することが可能である．
- 砂（珪砂）と粘土の大別では，周波数 2000～3000Hz 付近のピークの有無が明確な判断材料となる．

以上から，珪砂と粘土および珪砂の粗さの違いについては，着目する周波数やピークの有無により判別することが可能であると考えられる．

このように土質の判別が明確になれば，スウェーデン式サウンディング試験の半回転の状況からの内部摩擦角の推定式の信頼性が向上することとなる．今後は，珪砂と粘土以外の土質に対する実験により，この手法の有効性を検証していく．

### 文献


1) 公益社団法人地盤工学会（2014）：地盤調査の方法と解説，pp.325-336.
2) 公益社団法人地盤工学会（2013）：基本と手引き，pp.123-128.
3) 一般社団法人中国建設弘済会（2014）：建設事業の技術開発に関する助成事業成果報告書，pp.203-209.
4) 酒句教明，下村修一，川村政史，片岡翔太（2015）：摩擦音を利用した土質判別性能を有するスウェーデン式サウンディング試験，地盤工学会誌，Vol.63，No.4，pp.6-9.

# 42. 補強土壁に発生した白色析出物－その原因と対応－

White mineral covering the Reinforthed soil wall－It's mechanism and correspondence－

○塩野 敏昭，赤井 静夫，小林 保夫，赤井 理一郎，室田 真宏（㈱ 北信ボーリング）
Toshiaki Shiono, Shizuo Akai, Yashuo Kobayashi, Riichiro Akai, Masahiro Murota

## 1. はじめに

道路拡幅工事に伴い建設された補強土壁の壁面に大量の白色鉱物が析出し，鋼製枠の腐蝕や壁面の変形が進行している(図-1，2).

本論では，地表地質踏査，測量，水質分析，X 線回折，ICP 発光分析，スレーキング試験などをもとに白色析出物の成分と生成のメカニズムを解明して，構造物や環境への影響と今後の対応を検討した.

## 2. 補強土壁の状況

補強土壁の規模は，高さ約 7m，延長約 52m，支持層および背後の山麓斜面の地質は，新第三紀中新世前期の黒色泥岩(別所層)[1]である．山麓斜面はほぼ一様な勾配を有し，湧水や沢地形は認められない.

補強土壁の壁面には全体の約 80%に白色鉱物が析出し，鋼製枠の約 8%の鉄筋に腐蝕が進行している(図-3). さらに、壁面には不規則な変形が発生し，一部は若干オーバーハングしている(設計勾配は 1:0.05).

盛土材は泥岩と砂岩であり，現場から数 km 離れた新第三紀中新世後期の砂岩泥岩互層(青木層)[1]を主体とする土取り場から採取された.

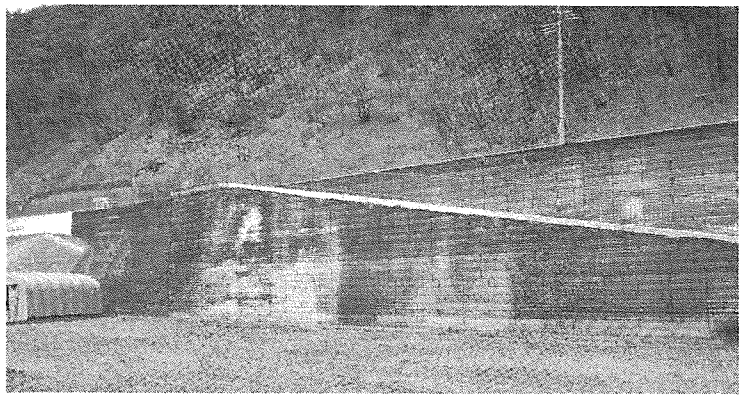
白色鉱物の析出と鉄筋の腐蝕，壁面の変形，壁面からの湧水は，泥岩が使用された盛土区間において比較的顕著に見られる.

## 3. 白色析出物の成分と環境への影響

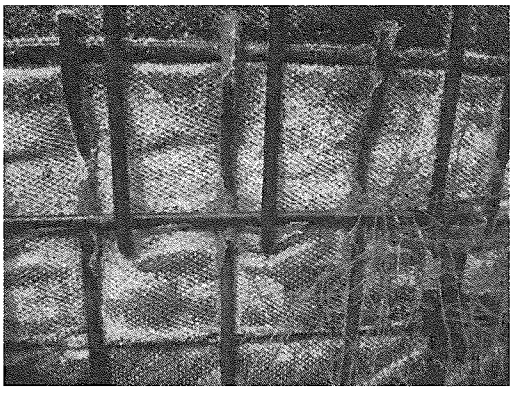
X 線回折分析の結果，白色析出物の主要鉱物はナトリウムとマグネシウムの硫酸塩鉱物であるブレーダイト(blödite，$Na_2Mg(SO_4)^2 \cdot 4(H_2O)$とヘキサハイドライト(Hexahydrite，$MgSO_4 \cdot 6(H_2O)$であった(図-4).

一方，盛土材の主要鉱物は石英と長石であり，土取り場の泥岩と基盤の黒色泥岩も同様の結果であった(図-5).

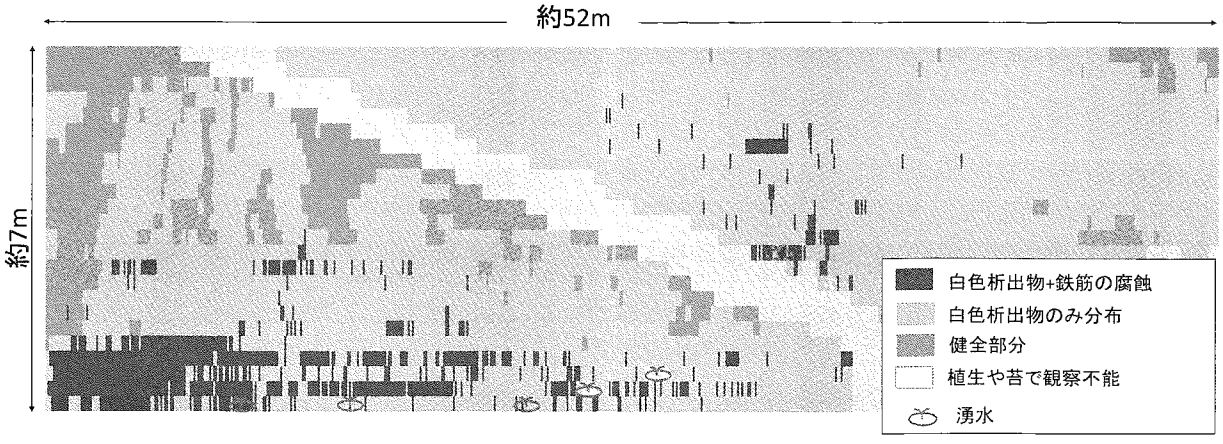
白色析出物は水溶性でほぼ中性を示し，種々の環境基準に適合している．一方，壁面からの湧水は，pH7.4，電気伝導度 137.8mS/m,水温 22.5℃を示し，水質は白色析出物の水溶液とほぼ同じ傾向を示した.



図－1　補強土壁の全景



図－2　鋼製型枠（鉄筋）の腐蝕




図－3　補強土壁の詳細観察結果

## 4. 白色析出物の析出メカニズム

融雪期を過ぎた初春，土取り場の法面に多量の白色鉱物が析出している状況を確認した(図-6)．白色鉱物は，法面の各所で湧水の周囲を縁取るように析出しているほか，小段の溜り水に半分浸った岩塊の上部にも析出している．

法面の湧水と補強土壁の湧水についてICP発光分析を行った結果，両者の構成元素にナトリウム，マグネシウム，イオウ，カルシウムが確認された．また，土取り場に近い温泉施設の源泉にもほぼ同様のイオン成分が報告されている[1)](図-7)．

以上のことから，補強土壁に析出した白色鉱物は，盛土材に付着した土取り場の湧水(温泉水)が浸透水と共に壁面に移動して析出したものと考えられた．

## 5. 補強土壁の変形について

土取り場の泥岩を対象にスレーキング試験を行った結果，著しいスレーキング特性のあることが確認され，これが補強土壁の変形の一因となっていると推定された(図-8)．また，補強土壁の変形によって鉄筋の交差部の防蝕材が剥がれ，硫酸塩の影響で腐蝕が進行していると推察された．

## 6. 今後の対応と課題.

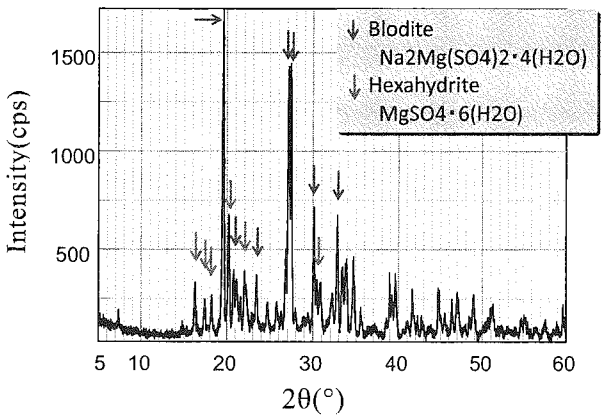
今後，応急対策として補強土壁の定期点検と鋼製枠の補強を検討中である．

<謝辞>

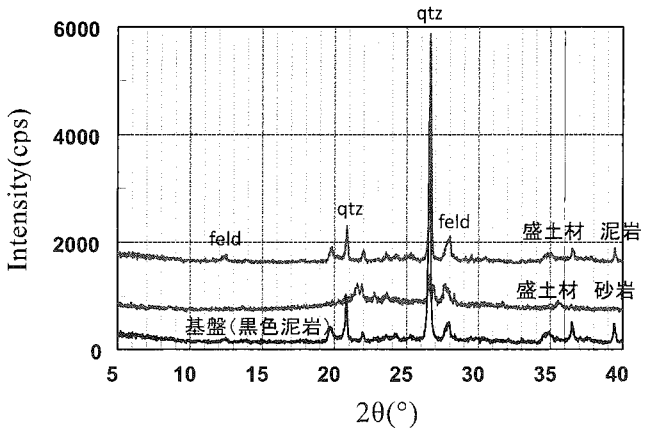
本論の執筆にあたっては，長野県松本建設事務所から資料を提供いただいた．ここに記して感謝申し上げる．

<文献>

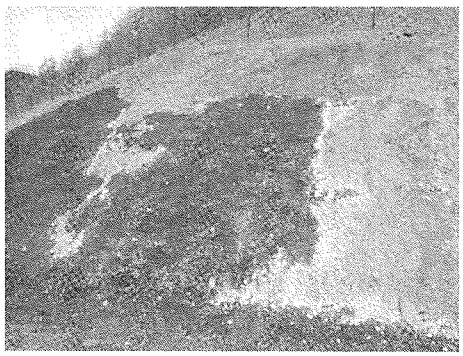
1) 豊科町誌編纂委員会（1995）：豊科町誌 自然編.



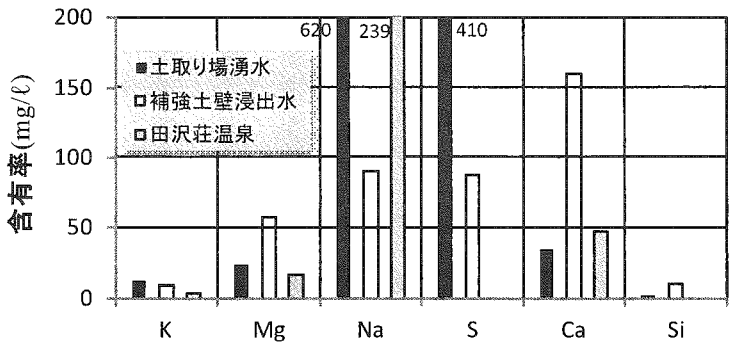

図－4　白色析出物のX線回折分析



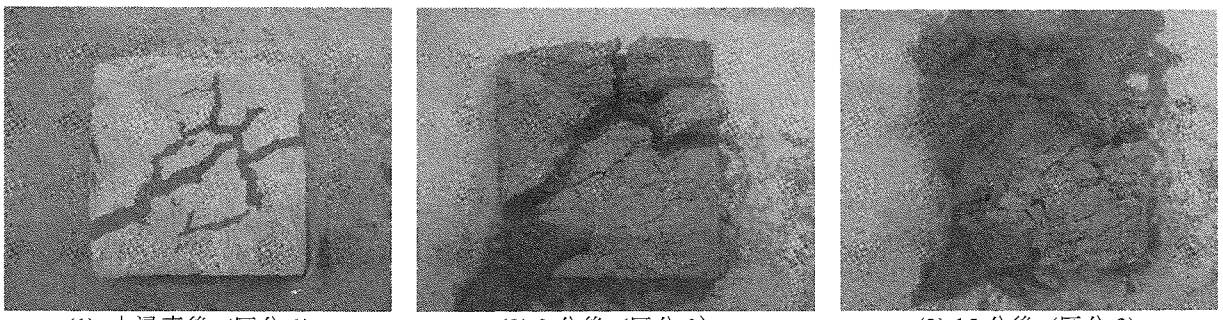

図－5　盛土材のX線回折分析



図－6　土取り場の湧水と白色鉱物の析出




図－7　ICP発光分析結果



(1) 水浸直後（区分1)　(2) 3分後（区分2）　(3) 15分後（区分3)

図－8　スレーキング試験(JGS 2124-2009)

# 43．貯水位変動の影響を受け易い地すべりの抽出方法

Extraction method of landslide susceptible to influence of reservoir level fluctuation

山田政典，○森山豊，吉田浩，古宮一典（応用地質株式会社）
Yamada Masanori, Moriyama Yutaka, Yosida Yutaka, Komiya Kazunori

## 1．はじめに

貯水池地すべりの変動要因は，人為的な貯水位操作による浮力，残留間隙水圧，堰上げ等のうち貯水位下降時の残留間隙水圧の残留率に関するものが多く[1)]，残留率の設定は，対策工の要否，対策工の規模に直結する課題である．一方，運用ダムの再生事業を進めるためには，地すべりの運用変更後の負荷に対する影響の評価を如何に効率的に行うかが課題である．

本論は，地すべりの最も重要な検討要素であるすべり面形状に着目し，ブロックを全水没させる貯水位上昇時の安全計算を行い，最も安全率が低下する貯水位標高がどのような条件であるかを分析する．また，その標高とダムの運用域との関係より貯水位変動の影響を受け易い地すべりの抽出方法を提案する．

## 2．分析方法

湛水の影響を受け易い標高の分析を目的に「貯水池周辺の地すべり調査と対策（2010）p130 」[2)]に示されている３事例の断面形と地下水位を用い，基準水面法（2mピッチ）による未水没より全水没に至るまでの貯水位上昇時の安定計算を行い，代表標高のスライス応力図を作成し，要因分析を行った（図-2）．計算条件は，図-1のスライス分割図に示した．

本論は，事例１の検討結果を示すが，他の２事例についても，スライス応力，安全率変化図等を作成し，要因を分析した．

## 3．貯水位上昇時の安全率変化の要因分析

未水没時（EL.8m Fs=1.050），部分水没時（EL.26m 最低安全率 Fs=1.014），全水没時（EL.62m Fs=1.323）の 26 スライスの応力変化を図-2 に示した．部分水没条件（EL.26m）では，すべり面傾斜角αが小さく，「地すべり抵抗力 S＞地すべり力 T」となる斜面下部で水没深の増加によりスライス重量 W が減少し，安全率が低下する．一方，全水没条件（EL.62m）では，スライス重量 W が全スライスで水中重量となり，地すべり抵抗力 S，地すべり力 T ともに大きく低下する．また，高標高スライスですべり面傾斜角αが大きいことから，すべり力Tの低下量が大きく，安全率は高くなる．

以上より，貯水位上昇時の安全率変化は，水没による各スライス重量Wの変化とすべり面傾斜αによる応力バランスの変化によるものである．

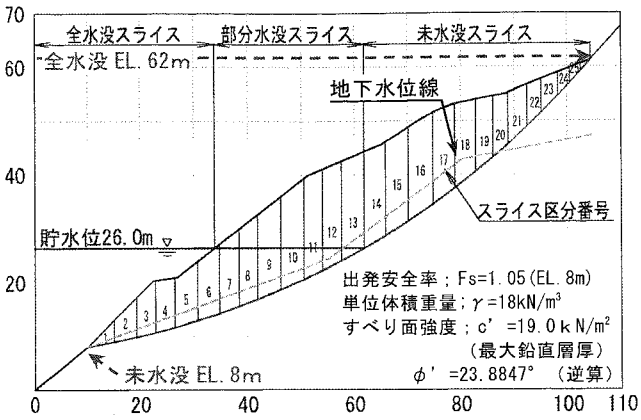



図-1　事例１ スライス分割図

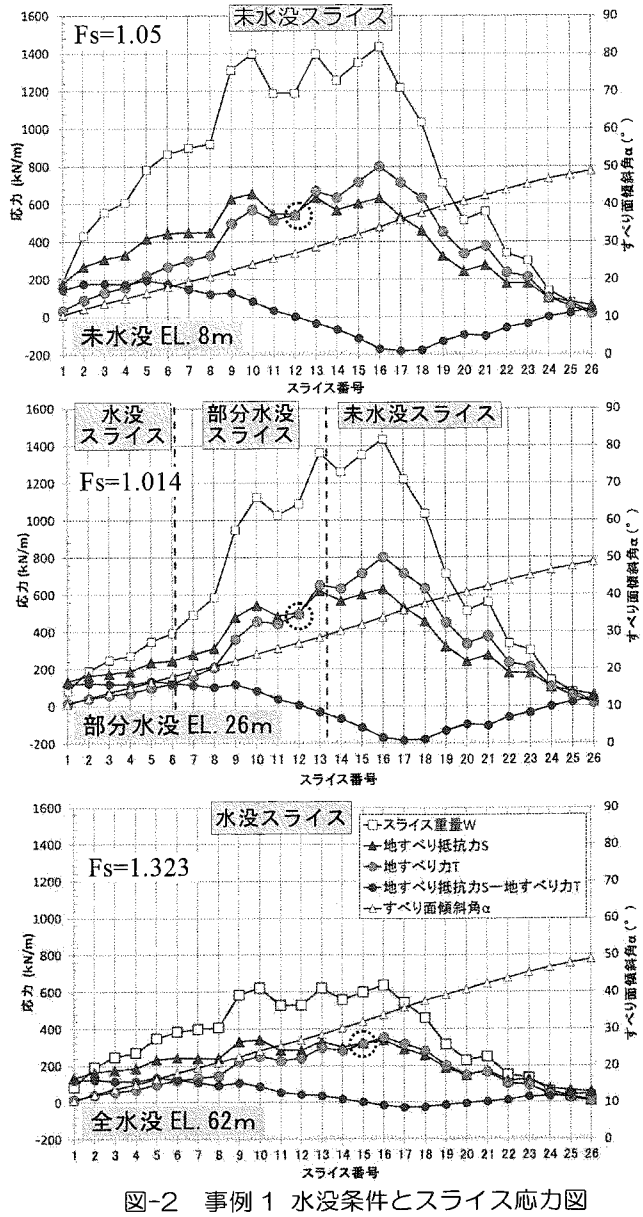



図-2　事例１ 水没条件とスライス応力図

## 4．貯水位上昇時に安全率が最小となる条件の分析

事例 1（図-1）の全水没条件での貯水位上昇時の安全率変化と各標高の応力図を図-3 に示す．計算は，地下水位がない条件とある条件で行った．

ブロック内に地下水位がない条件で，未水没条件(EL.8m)より貯水位上昇に伴い安全率が低下し，EL.26 mで最少安全率(Fs=1.014)となる．そして，全水没条件(EL.62m)まで安全率が上昇する．この安全率変化を応力変化図からみると，a）上昇時に安全率が低下する要因は，「地すべり抵抗力 S－地すべり力 T」が最小となる EL.26m に向かい小さくなる条件であり，b)上昇時に安全率が上昇する条件は，「地すべり抵抗力 S－地すべり力 T」が最大の全水没条件 EL.62mに向かい，大きくなる条件である．この水没深の増加に伴う貯水位上昇時の安全率変化の傾向は，事例 2，事例 3 でも同様に認められ，図-2 の分析より全水没条件の安定計算で表現される特徴と考えられる．

ブロック内に地下水位がある条件では,上記の傾向が不明瞭となる.これは,間隙水圧 U により地すべり抵抗力が減少し,すべり面強度が大きくなることによる．

## 5．貯水位変動の影響を受け易い地すべりの抽出方法

検討時に最も精度の高い断面形を用い，全水没条件の安定計算を実施する．なお、逆算で内部摩擦角 $\phi$’を算出する場合，地下水が存在すると内部摩擦角 $\phi$’が大きくなり，安全率は大きくなる．よって，検討は，最も安全率が低下する地下水位がない条件で行う．

図-4 に貯水位変動の影響を受け易い地すべりを抽出する考え方を示した．貯水位変動の影響を受け易い地すべりは，貯水位下降時の安全率低下までを考慮すると運用域②＞運用域③＞運用域①の順となる．

各地すべりで同様の検討を行い，貯水位変動の影響を受け易い地すべりの特徴，水没深等を明らかとする．

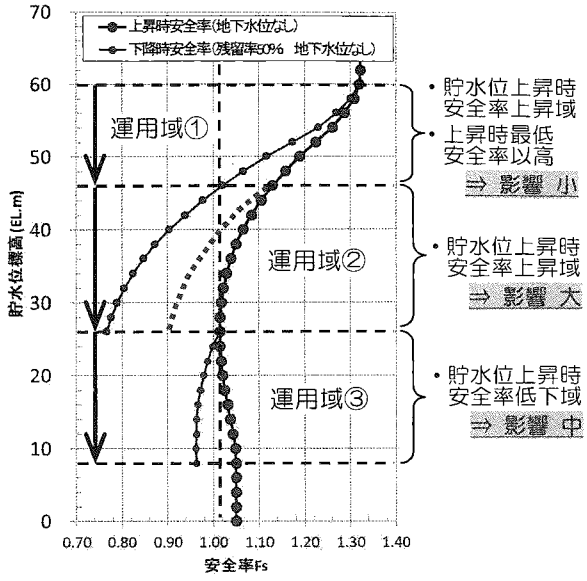



図-4　貯水位変動の影響を受け易い地すべりの抽出

## 6．おわりに

本論では貯水位上昇時の全水没時の安全率変化に着目したが，実現象を見ると図-4 の運用域③＞運用域②＞運用域①の順で未水没域が広くなり，降雨による地下水位上昇の影響を受ける．残留率の実測値を用いた設定と並行し，未水没域の地下水位変化を考慮した検討が必要である．また，貯水池地すべりの安定性の評価では，実現象と安全率変化を整合させ，未経験の最悪条件を予測，検証していくことが求められている．そのためには,地すべり形状の精度向上と実測の変位，地下水位を活用したすべり面強度の設定が重要である．

## 文献


1）江田,鈴木,藤澤,壇上,石井 (2007)：貯水池周辺地すべりの残留率の要因分析，地すべり学会,Vol43 No.5, pp.20-32

2）国土技術研究センター（2010）：貯水池周辺の地すべり調査と対策，古今書院，pp.119-141.

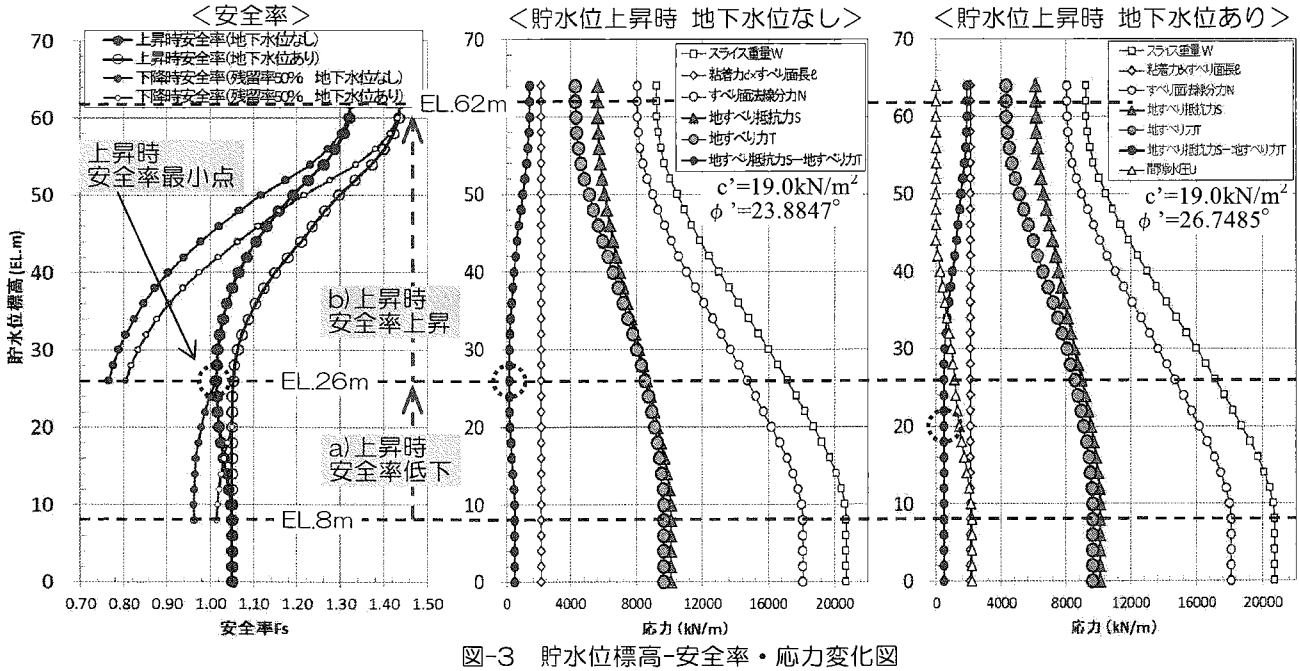




図-3　貯水位標高-安全率・応力変化図

# 44. 地すべりにおける風化特性と色彩の関係

Relationship between weathering characteristics and color in landslide Relevance of weathering and color characterization in landslide

○嶋将志, 石川敦代, 入川史義, 木村隆行(エイト日本技術開発), 徳島県西部総合県民局
Shouji Shima, Nobuyo Ishikawa, Fumiyoshi Irikawa, Takayuki Kimura (Eight-Japan Engineering Consultants Inc.)
West District Administration Bureau of Tokushima Prefectural Government

## 1. はじめに

活動時期が古い一部の地すべりにおいては、地形発達と地すべり形成が無関係ではないことが示唆される。一方、地形発達の研究においては、気候変動などに関連した風化作用の程度が応用できる場合がある。今回、四国中央部の三波川変成岩類が分布する地域の地すべり地において、調査ボーリングコアを用いて各種理学分析を行った。その結果、地すべり及びその形成史に関係すると思われるいくつかの特徴が確認できた。

## 2. 検討方法

地すべりブロック内で実施した調査ボーリング2本を対象に、各種分析等を行った。実施した項目は、懸濁液のpH測定、電気伝導率測定（EC）、酸化還元電位測定（Eh）、X線回折分析-定方位法（XRD）、色彩測定(a*、b*)、である。X線回折分析については、スメクタイトなどに特徴的な6°のピークと、角閃石を示す10.5°のピークに着目した。

## 3. 分析結果

調査対象の地すべりブロックは、GL-4.5～5.4m(上部すべり面)、GL-11～11.5m(下部すべり面)の2層のすべり面が生じている。図-1に、各分析結果をまとめる。表-1に、分析結果の特徴について、整理する。

表－1　分析結果

| 対象 | 特徴 |
|---|---|
| pH、EC、Eh | 下部すべり面との関連が強い。移動土塊中の値がほぼ一定。地すべり土塊中の変状の影響を受け変化。 |
| XRD 6° Peak | 風化によって生成した粘土鉱物の影響が強い。上部ほどcpsが高い傾向。No-2では上部すべり面より浅部にて、ばらつきが大きく且つ低下傾向。 |
| XRD 10.5° Peak | 上部すべり面を境に、浅部のみ認められる。角閃石のピークであることから、緑色岩起源。 |
| 色彩値 | 下部すべり面～上部すべり面にかけて、遷移的に上昇し、風化作用の一般的特徴を示す。地下水を境にして変化。No-2では、上部すべり面より浅部にてばらつきが大きく低下する傾向。 |

(1)pH、EC、Ehは、No-1、No-2とも、いずれも下部すべり面を境に変化が生じている。

(2)XRDは、6°はいずれも遷移的に強度が高くなる傾向を示す。これは、風化により生成した粘土鉱物が、上部ほど多くなることが原因と考えられる。10.5°は上部すべり面より上側で高くなるが、これは緑色岩が混入した影響と考えられる。なお、地すべりの上部斜面に供給源となる緑色岩は分布しておらず、何らかの作用で近傍から運ばれたと推測される。

(3)色彩値は、風化により a*、b*とも値が高くなる。全般的には上部ほど数値が高くなり、風化の特徴が認められる。ただし、すべり面及び地下水位との関連性も確認できる。基盤岩である泥質岩では安定しているが、地下水位及びすべり面を境として変化が認められる。特にNo-2では、上下いずれのすべり面でも、その近傍で高い値を示す。また、各層に含まれる礫・玉石と、マトリックスの土砂部分の色彩を比べると、差が大きいゾーンと少ないゾーンに2分される。a*/b*は、風化作用では一定の値を示すが、変質作用を受けている場合は小さくなる。No-1は、地下水位付近を境に若干ずれが生じており、また下部すべり面で異常を示す。No-2は上部すべり面で異常を示す。

## 4. 考察

No-1、No-2とも、上部すべり面より浅部には緑色岩の混入が示唆されるが、異質礫であり、上部斜面には分布していない。また、XRD 6°や色彩の変化が一部表層風化とは異なる変化を示す。よってこの上部すべり面内の地層は、離れた場所から地層が混合するような激しい移動をしてきたと考えられる。

一方、上部すべり面から下部すべり面までの地層は、XRD 6°や色彩の変化が正常な風化を示唆していることから、比較的乱れが少ない状態と判断できる。

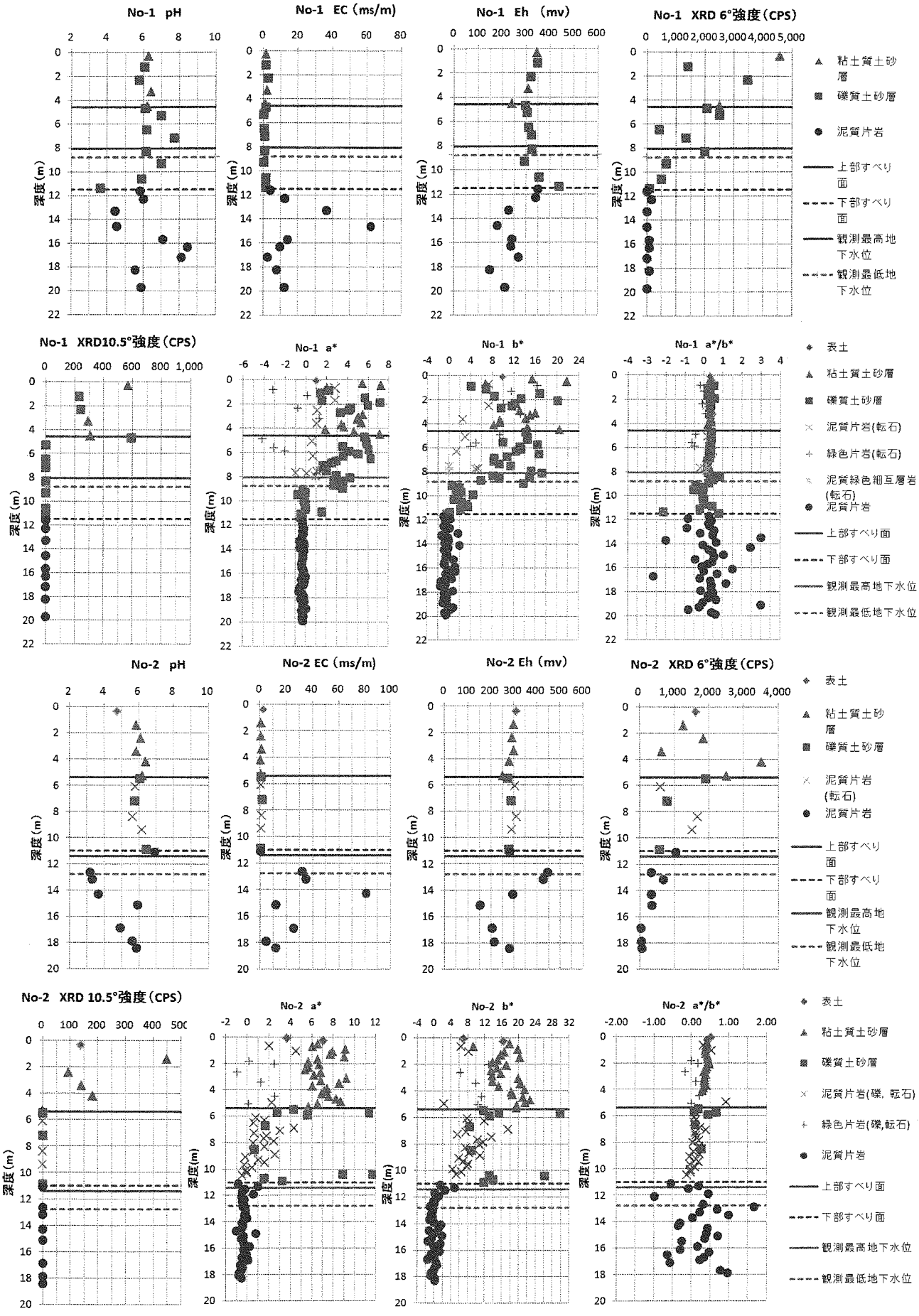
No-1、No-2のa*/b*のグラフでは、地下水位付近、上部下部すべり面で異常を示す。これらの、すべり面、地下水位面付近は他の深度と異なる風化傾向であり、風化以外の要素が関係している可能性がある。

## 5. おわりに

検討の結果、各種のデータで、すべり面及び地下水を示唆する特徴が確認できた。これらの特徴は、地すべりにおける地形発達と風化作用との関連性を示していると考えられた。とりわけ色彩値は、様々な特性との関連が高いという特徴や、簡便に測定できるという利点があり、調査方法として有効である。

## 文献

1) 石川敦代ほか（2016）：三波川帯変成岩におけるコアの色彩と鉱物組成を利用した地すべり評価,応用地質学会中国四国支部,平成28年度研究発表会,p.4.




図－1　各分析結果と深度分布

# 45. 地すべり粘土の化学特性検討

Chemical properties of landslide clay

○河又久雄（開発工営社）
Hisao Kawamata

## 1. はじめに

新第三紀火山岩類が分布する地すべり区域で認められる粘土について，粘土鉱物の組合せや化学特性により，すべり面特定の検討を行った．

すべり面の確認調査として，対策優先度が高いと考えられる地すべりブロックでは，孔内傾斜計観測を行っているが，一部調査孔で融雪期に微小な変動を観測しているものの，主な誘因である降雨や融雪が例年より少なく，確定的な変動は把握されていなかった．

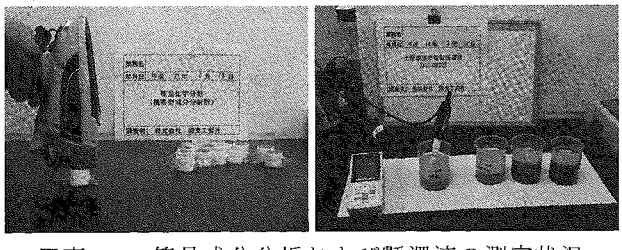
現段階では主としてボーリングコア観察での地質境界や粘土等を拠り所としてすべり面を判定しているが，現状で変位が微小であるため，動態観測以外でのすべり面判定の確実度向上が必要となり，熱水変質帯で発生した大規模地すべりのすべり面に，普遍的に確認されるスメクタイトの有無，またはすべり面粘土の化学的特性によるすべり面の性状把握を検討した．

地すべり粘土の化学特性は，風化による粘土鉱物の生成やカルシウムイオン（$Ca^{2+}$）の溶出などによっても変化すると考えられ，これには粘土の風化作用や破砕化が大きく関わっている可能性が想定される．孔内傾斜計観測から得られた変位からも，地すべりを誘発するすべり面粘土は，粘土鉱物の組合せや CaO 量比などの違いにより，膨潤性状や残留強度の異なる可能性が示唆される．

## 2. 検討方法

対象地域の現地露頭で認められる粘土 20 試料と，既存ボーリングコアより認められる粘土挟在部 31 箇所の試料を用いて，X線回折試験を実施した．

併せて，X線回折試験を行った試料（粘土を風乾後，含有する砂分や小礫分も合せた全量をメノウ乳鉢ですり潰した試料）全てについて，簡易化学分析計（NITON 製 XL3t-950S 型）を用いた成分分析と土懸濁液の pH 試験方法（JGS0211）に準拠して作成した懸濁水を用いて水素イオン濃度（pH），電気伝導度（EC），酸化還元電位（ORP）の測定を行った（写真－1）．



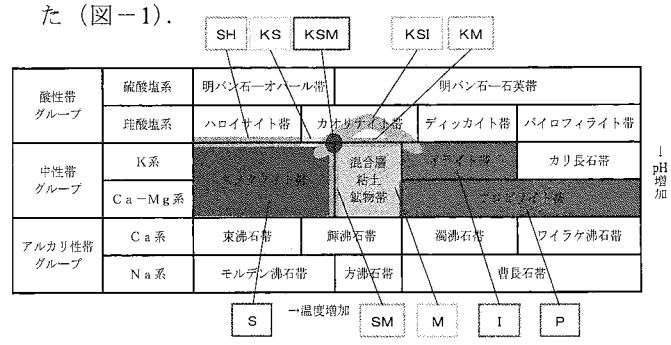
写真－1　簡易成分分析および懸濁液の測定状況

## 3. 試験および測定の結果

### 3.1 含有粘土鉱物

X線回折試験の結果，すべり面の可能性がある粘土試料全てにおいて，スメクタイトの含有が確認された．

X線回折試験より把握される粘土鉱物より熱水変質帯の粘土鉱物組合せ[1)]を参考にグループ分けを行った（図－1）．

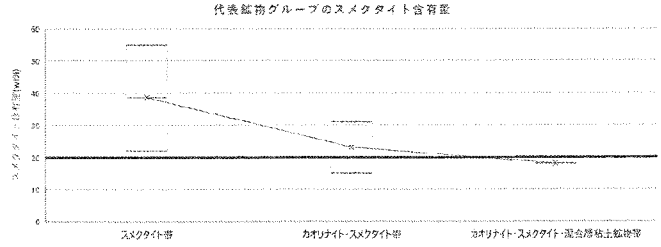



図－1　熱水変質帯の鉱物組合せによる区分

対象地すべり地区の粘土では，代表的に認められる粘土鉱物組合せは「スメクタイト帯（S グループ）」，「カオリナイト帯・スメクタイト帯（KS グループ）」，「カオリナイト帯・スメクタイト帯・混合層粘土鉱物帯（KSM グループ）」で，スメクタイト鉱物が多く含まれる試料を用いて，定量 X 線回折（内部標準法）からスメクタイトの含有量（wt.%）を把握すると，S グループのスメクタイト含有量は特に高い値を示し，平均値では KS グループ，KSM グループの順にスメクタイト量が減少する傾向が認められた（表－1，図－2）．

表－1　スメクタイト含有量

| 試料 No.<br>（試料採取深度） | 定方位 X 線回折による<br>粘土鉱物グループ | 定量 X 線回折による<br>スメクタイト含有量 wt.% |
|---|---|---|
| 1-1-1<br>(14.90m) | カオリナイト・スメクタイト帯<br>(KS) | 15 |
| 2-1-3<br>(22.20m) | スメクタイト帯<br>(S) | 22 |
| 2-1-4<br>(23.50m) | スメクタイト帯<br>(S) | 55 |
| 7-1-2<br>(7.40m) | カオリナイト・スメクタイト帯<br>(KS) | 31 |
| 8-1-2<br>(24.08m) | カオリナイト・スメクタイト・混合層粘土鉱物帯<br>(KSM) | 18 |



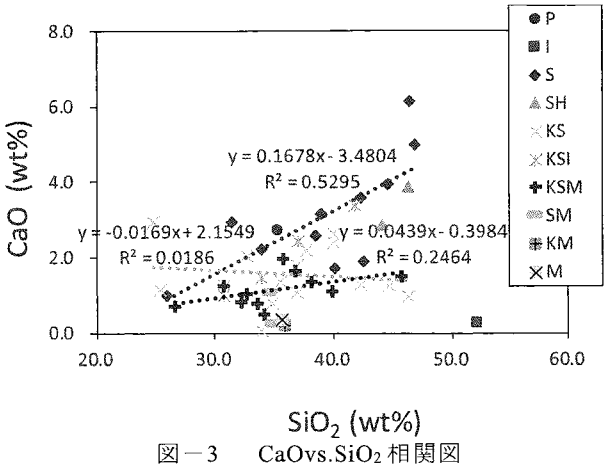

図－2　グループ毎のスメクタイト含有量

### 3.2 粘土鉱物グループと化学組成

対象地区で認められた粘土の化学組成について，火山岩等で多く用いられる主要成分 $SiO_2$ と他の組成分

を対比したハーカー図より化学特性検討を行った．

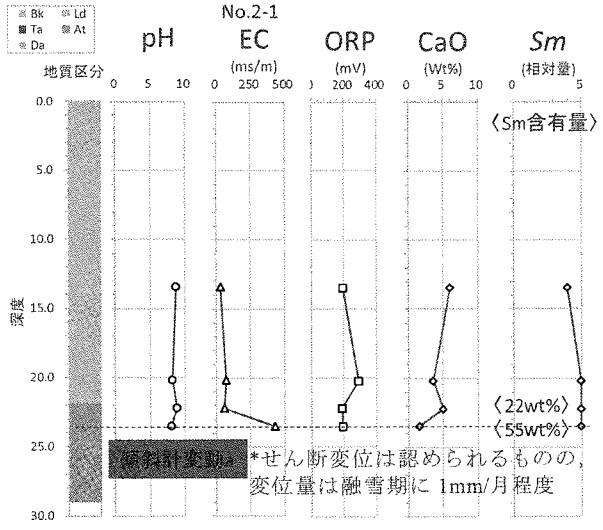
粘土鉱物グループ毎の化学組成からは，S グループ，KS グループ,KSM グループで，CaOvs.$SiO_2$ 相関図において異なる相関傾向が認められた（図－3）．




図－3　CaOvs.$SiO_2$ 相関図

### 3.3 化学性状の深度変化

地すべりブロックのボーリングコア粘土における深度方向の各性状変化をみると，動態観測により動きが認められる箇所の粘土は，相対的に CaO 量が減少し，電気伝導度 EC が高くなる傾向が把握された（図－4 赤点線箇所）．




図－4　地すべり粘土の深度による化学特性変化

## 4. 考　察

各粘土鉱物の組合せと CaO 量については，鉱物の化学的風化との関連が想定される．一般的な陸水による珪酸塩鉱物の化学的風化では，二酸化炭素（$CO_2$）と水（$H_2O$）との接触により，カルシウムイオン（$Ca^{2+}$）と重炭酸イオン（$HCO_3$）が溶出される（式 1）．

・$CaSiO_3 + 2CO_2 + H_2O \rightarrow Ca^{2+} + 2HCO_3^- + SiO^{2}$…（式 1）

特に火山岩に多く含まれる斜長石（珪酸塩鉱物中の代表的鉱物）の化学的風化では，カオリンやモンモリロナイト（スメクタイトの一種）などの粘土鉱物が生成され，さらにカルシウムイオン（$Ca^{2+}$）が溶出される[2]（表－2）．

表－2　陸水による岩石の化学的風化過程[2]

$2KMg_3AlSi_3O_{10}(OH)_2 + 14CO_2 + 7H_2O$
（黒雲母）
$\rightarrow Al_2Si_2O_5(OH)_4 + 6Mg^{2+} + 2K^+ + 4SiO_2 + 14HCO_3^-$　（1）
（カオリン）

$2KAlSi_3O_8 + 2CO_2 + 3H_2O$
（正長石）
$\rightarrow Al_2Si_2O_5(OH)_4 + 2K^+ + 4SiO_2 + 2HCO_3^-$　（2）
（カオリン）

$1.61Na_{0.62}Ca_{0.38}Al_{1.38}Si_{2.62}O_8 + 2.20CO_2 + 3.30H_2O$
（斜長石）
$\rightarrow 1.10Al_2Si_2O_5(OH)_4 + 1.0Na^+ + 0.61Ca^{2+} + 1.99SiO_2 + 2.20HCO_3^-$　（3）
（カオリン）

$1.61Na_{0.62}Ca_{0.38}Al_{1.38}Si_{2.62}O_8 + 1.90CO_2 + 1.90H_2O$
（斜長石）
$\rightarrow 0.95Ca_{0.17}Al_{2.33}Si_{3.67}O_{10}(OH)_2 + 1.0Na^+ + 0.45Ca^{2+} + 0.72SiO_2 + 1.90HCO_3^-$　（4）
（モンモリロナイト）

$CaCO_3 + CO_2 + H_2O \rightarrow Ca^{2+} + 2HCO_3^-$　（5）

$SiO_2$（石英または非晶質ケイ酸）$+ H_2O$
$\rightarrow H_4SiO_4$（$SiO_2$と書くことがある）（溶存ケイ酸）　（6）

（R. M. Garrels and F. T. Mackenzie, 1967）

カオリナイトや混合層粘土鉱物は，スメクタイトの風化作用で生成することも多いため，斜長石やスメクタイトの破砕化や風化によりカオリナイトや混合層粘土鉱物などの鉱物量比が増加するものと考えられる．また，これら粘土鉱物の生成過程よりカルシウムイオン（$Ca^{2+}$）が溶出され CaO 量が減少するとともに，電気伝導度（EC）が上昇しているものと想定される．

風化や破砕化により，粘土鉱物の組合せや CaO 量の減少など，化学組成が変化している箇所では，変動量は小さいものの地すべり性のせん断変位が認められる箇所がある．地すべりを誘発する粘土として，スメクタイト有無だけではなく，粘土鉱物の組合せや CaO 量比などにより，膨潤性状や残留強度の異なる可能性が示唆される．

## 5. 今後の課題

地すべり粘土の化学特性によるすべり面の把握は，動態観測にかかる時間的な問題の解決と，応急対策工により変動が沈静化した地すべり等に有用と考える．

対象地域では，地すべり変動が確定的でなく，地すべり粘土の化学特性によるすべり面特定はまだ不確実な状況である．地すべり粘土の化学的な変化については，未確定な部分も多く，今後の地すべり変動の推移に着目していくとともに，地すべり変動の明瞭な地域における，地すべり粘土の化学特性と残留強度との関連性などについても検討を加えていきたい．

地すべり粘土の変化については，地下水の流動とも深く関係しているものと推測される．対象地域における地下水流動特性を含め，総合的な地すべり機構解析検討も必要と考える．

## 文献


1) 日本地すべり学会地すべりに関する地形地質用語委員会 編(2004)：地すべり－地形地質的認識と用語，日本地すべり学会，pp.154-160.

2) 北野康（2009）：水の科学（第三版），日本放送出版協会，73p.

# 46. 島根県隠岐島後に分布する中新統・泥岩におけるすべり面判定事例

A case study on slip surface determination in Miocene mudstones distributed Oki-Dogo, Shimane prefecture

○武志賢一，片山直樹（(株)日本海技術コンサルタンツ）
Kenichi Takeshi, Naoki Katayama

## 1. はじめに

島根県の日本海沖，島根半島から約 50 km北に位置する隠岐諸島には，農村振興局所管の地すべり防止区域が 13 地区指定されている．隠岐郡隠岐の島町北部にある地すべり防止区域では，平成 28 年 9 月に地すべり防止区域内を通る林道に，最大 40 cmの段差を伴うクラックが発生し，林道は通行止めとなった．当該地は地すべり防止区域であるものの，これまで存在していなかった地すべりブロックであった．また，概査の結果，地表での変状が極めて局所的であった．

そこで，地すべりの全体像把握および地質データの取得を目的として，地表地質踏査，ボーリング調査を実施した．

本稿では，ボーリングコア観察の結果確認された，泥岩部におけるせん断帯の特徴について述べる．また，すべり面判定における補足調査として，pH および EC 測定をボーリングコアに対して実施し，総合的にすべり面の判定を行った結果を報告する．

## 2. 地すべり概要

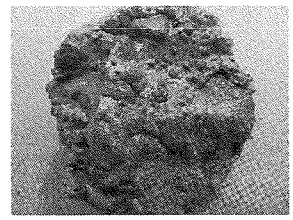
現地踏査から当初，調査地における地すべりブロックは，斜長 L=240m，幅 W=140m 程度であり，移動層厚は最大 28m 程度であると想定された．また，このブロックの末端部には，小規模ブロックが東西に 1 つずつ存在している可能性があった．

調査地に分布する地質は，新第三紀中期中新世・久見層の泥岩，後期中新世・重栖層の流紋岩および粗面岩，鮮新世の向ヶ丘層である．調査地の東側には流紋岩が急崖を形成しており，この流紋岩にブロック右側部が規制され，また，調査地西側には粗面岩の貫入岩が認められ，ブロック左側部を規制しているものと推察された．

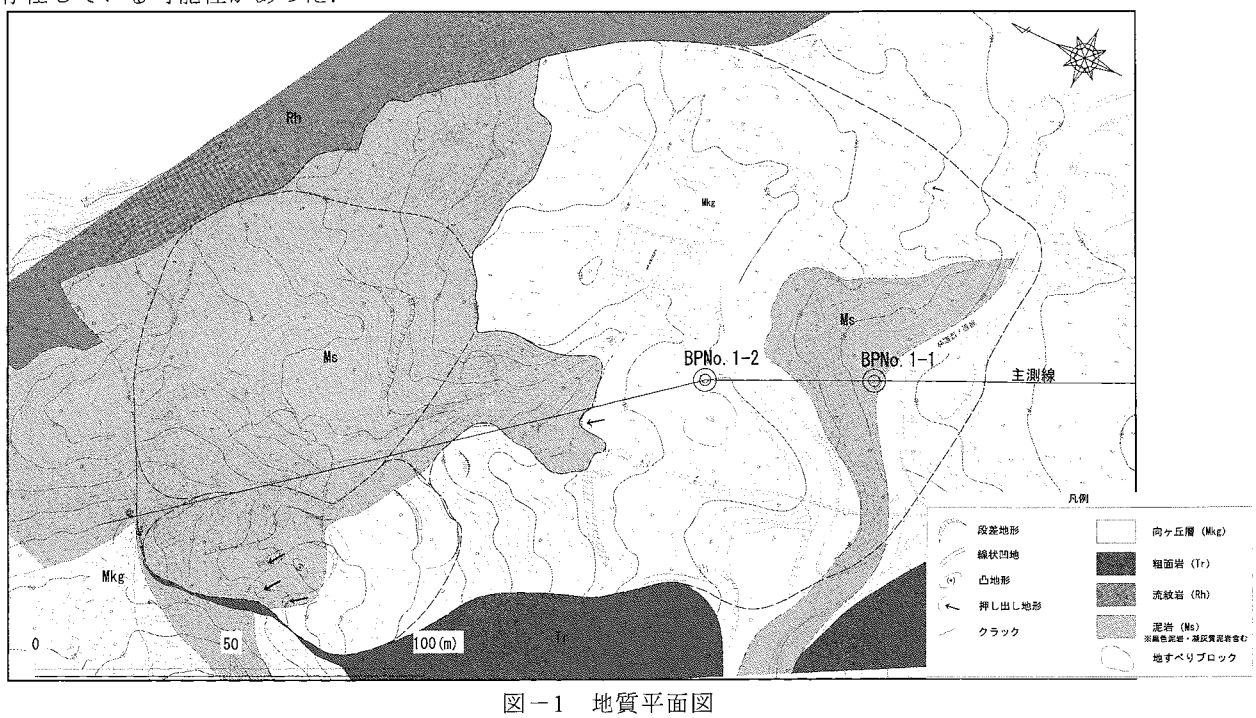
## 3. せん断帯の特徴

主測線で実施した 2 孔のボーリング（BPNo.1-1，BPNo.1-2）において，調査地の基盤を構成する久見層の泥岩に，せん断に伴う破砕の影響を受けたと考えられる構造が認められた．せん断帯は，泥岩の礫混じり粘土状を呈しており，泥岩の岩片～礫が同質の風化粘土に包有される層相である．泥岩の岩片や礫の多くは角が取れ，円磨度が高く亜円礫状を呈している．

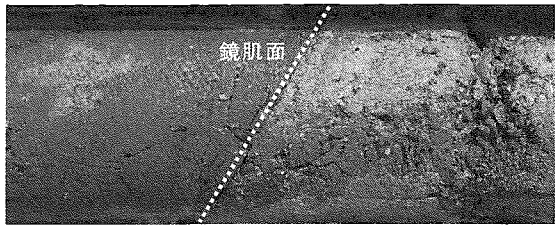
せん断帯には，含水比が高く，ルーズな状態を呈す箇所，光沢のある鏡肌面が認められる箇所もあり，これらの箇所がすべり面として存在している可能性が考えられた．



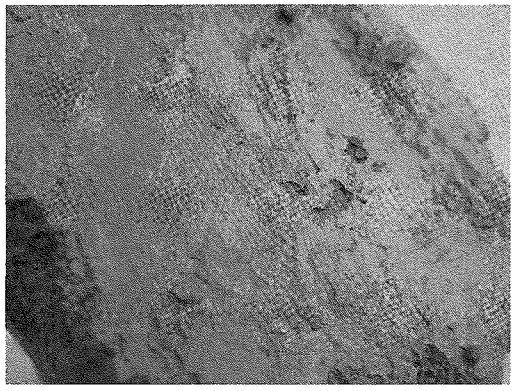
写真－1
せん断帯コア状況




図－1　地質平面図




写真－2　BPNo.1-1(13.85m 付近)コア状況



写真－3　BPNo.1-1(13.85m 付近)鏡肌面

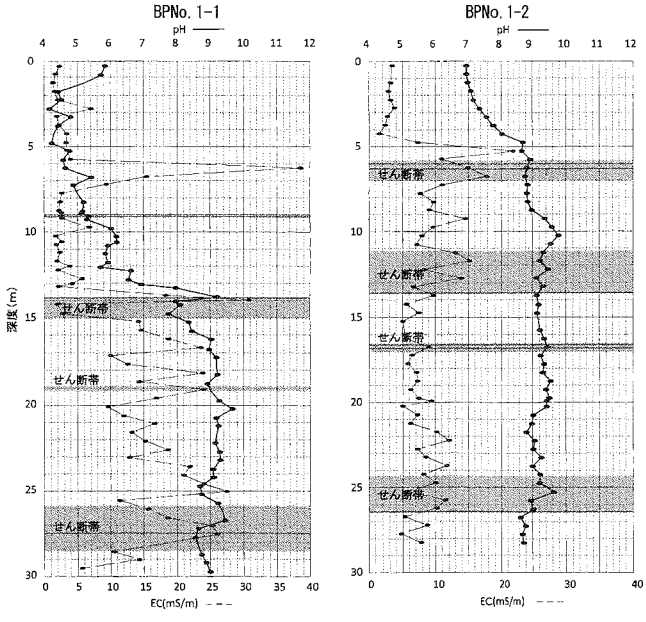
## 4. pH および EC 測定結果

一般に pH は地表近くで酸性，地下深部ではアルカリ性の傾向が強く，風化・変質の進行によって変化する[1]．地すべり地においては，移動土塊は不動層に比べ空隙が多く，地下水流動等の影響を受け，風化や酸化が促進され，pH が酸性へと変化していく．

一方，EC（電気伝導度）は風化岩中やすべり面近傍で高い値を示すことが報告されている[2]．

以上より，コア観察により認められたすべり面深度を客観的に評価するための補足資料として，pH および EC の測定を行った．

測定の結果を図－2 に示す．




図－2　pH・EC 測定結果

BPNo.1-1 では，より風化の進行している GL-12m 付近まで pH4～6 程度の値をとる傾向が認められた．GL-12m 以深の比較的風化度の弱い部分位おいては，pH8～10 程度の値をとり，上位と比較し，アルカリ性側に傾く特徴が認められる．コア観察により，せん断帯が認められた深度においては，周囲と比較し，やや酸性を示す傾向がうかがえる結果が得られた．また，EC は GL-15m 付近までは局所的に 30mS/m 以上の比較的高い値をとるものの，全体的には 5mS/m 程度の値をとる傾向が認められた．GL-15m 以深では 10～25mS/m 程度の値をとっており，せん断帯付近において，比較的高い値を示す傾向が認められた．

BPNo.1-2 では，泥岩上位に分布する向ヶ丘層において pH7～8 程度の値をとり，下位の泥岩では pH9 前後の値をとる結果となった．せん断帯の認められる泥岩部において pH は比較的安定しており，酸化の影響をあまり受けていない状況であると推察される．また，EC についても，向ヶ丘層では 3mS/m 程度，泥岩では 5～10mS/m 程度の値で，比較的安定した値をとる結果が得られた．

## 5. すべり面判定

以上の結果を表－1 に総括する．また，現在，パイプ式歪計により動態観測を実施中であり，現段階における結果も併せて表記する．

表－1　すべり面判定結果総括表

| BPNo. | コア観察 | | pH | EC | パイプ式歪計観測結果 (GL-m) |
|---|---|---|---|---|---|
| | せん断帯深度 (GL-m) | 鏡肌面 (GL-m) | | | |
| 1-1 | 13.85～14.20 | 13.85 | 前後と比較し、酸性側に傾く | 25～30mS/m 程度のピークが存在 | 14.0 |
| | 14.40～15.05 | - | | | - |
| | 26.00～28.65 | 27.6 | | | 26.0 |
| 1-2 | 5.80～7.00 | 6.0～6.3 | 有意な変化は認められない | 有意な変化は認められない | 7.0 |
| | 11.10～13.60 | 13.6 | | | - |
| | 16.50～17.00 | 16.6～16.8 | | | - |
| | 24.25～26.40 | 26.4 | | | - |

BPNo.1-1 においては，GL-14m および GL-26m，BPNo.1-2 では GL-7m で歪の累積傾向が認められる状況である．これらの深度は，コア観察により，鏡肌面やせん断帯が認められた深度と一致しており，詳細なコア観察により，すべり面を判定することができたと評価できる．

## 文献

1) 浜崎晃・子川桂二（1992）：pH 測定によるすべり面判定の試み，平成 5 年度第 32 回地すべり学会研究発表会講演集，pp.183-186.

2) 水口公徳・矢田部龍一・横田公忠（2002）：懸濁液の pH，Eh および CD によるすべり面の推定，第 37 回地盤工学会研究発表会講演集，pp.2221-2222.

# 47. 四国の地すべり—地質構造に着目して—

Landslides in Shikoku Island, Japan – Focusing on geological structure –

○菅原大介，田村栄治，藤川　聡（㈱四電技術コンサルタント）

Daisuke Kanbara, Eiji Tamura, Satoshi Fujikawa

## 1. はじめに

四国地方は東北地方とともに地すべりの多発地域として知られており，一般に四国地方の地すべりは破砕帯地すべり[1)ほか]と呼ばれている．四国は山岳地が多いため，自然発生および切土による風化岩地すべりの発生事例が多い．地すべりは地質構造や水理地質構造との関連が深く，地すべりと地質構造との関係を正確に把握することは，自然発生の地すべりの規模の把握や切土斜面の安定性評価において重要である．

本論では，四国の事例をもとに，地すべりと地質構造，水理地質構造，およびトップリングを発生しやすい地質と地形との関連について，概観し報告する．

## 2. 地すべりと地質構造の関係

藤田ほか[2)]によれば，四国の三波川帯，みかぶ緑色岩類，秩父帯剣山層群における片理面，層理面と地すべり方向との交角 30 度以内の流れ目の地すべりは 4 割程度とする研究がある．このデータに見られるように，片理面，層理面以外にも留意する地質構造などがあることを示唆している．

四国で発生している地すべりについて，筆者らの経験から，地すべりと地質構造との観点で見ると以下の地すべりの事例が多い．

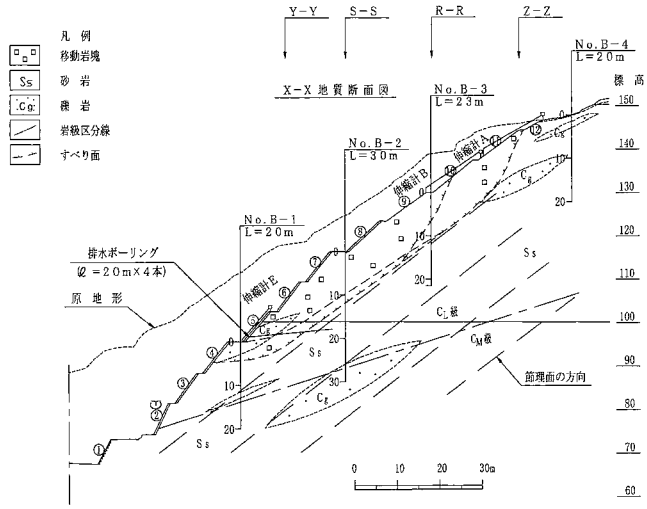
①流れ目の層理，片理に沿う
②卓越する流れ目の節理に沿う
③流れ目の断層に沿う
④卓越する流れ目の劈開面に沿う
⑤褶曲軸の落としの方向が流れ目となっている
⑥巨大オリストリスの塊状岩塊が流れ目をなす
⑦流れ目の変質帯に沿う
⑧鉛直に近い層状岩盤のトップリングによる
⑨背後に安山岩の地下水貯留槽をもつ第三紀層すべり

上記の①～⑦の地すべりに共通する点は，地質構造に起因して，流れ目の連続する弱層を形成していることである．⑧については後述の地形との関連，⑨については後述の水理地質構造との関連があるものと思われる．また，第三紀中期中新世の火山活動に関連する熱水変質起源の強度が小さいスメクタイト含有地盤のすべりも認められ，⑦や⑨との関連が深い．以下に②，⑥および⑨の地すべりの事例を示す．

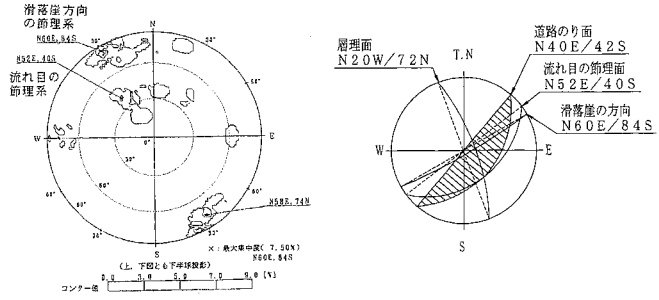
## 3. 卓越する流れ目の節理に起因する地すべり

本地すべり発生箇所の地質は，高知県，秩父帯・白亜紀の領石層の砂岩，礫岩からなり，地層はのり面とほぼ直交する方向でいわゆる平行盤に近い（図－2，福岡ほか[2)]）．砂岩，礫岩は全般に塊状岩盤をなし，これらの岩盤には流れ目の節理が卓越し，すべり面は道路切土のり面に対して，卓越する流れ目の節理に沿っている（図－1，福岡ほか[3)]）．

図－1（福岡ほか[3)]）に示す地すべり岩塊は，D 級から CL 級の風化砂岩からなり，すべり面深度は 10～12m である．すべり面部のコアは幅 3～15cm の粘土混じり礫状を呈し，すべり面が風化の境界部となっている．すべり面箇所の粘土分の含有量は少なく，すべり粘土としては未成熟であり，切土後の豪雨により発生した初生すべりと考えられる．




図－1　卓越する流れ目の節理に沿う地すべり

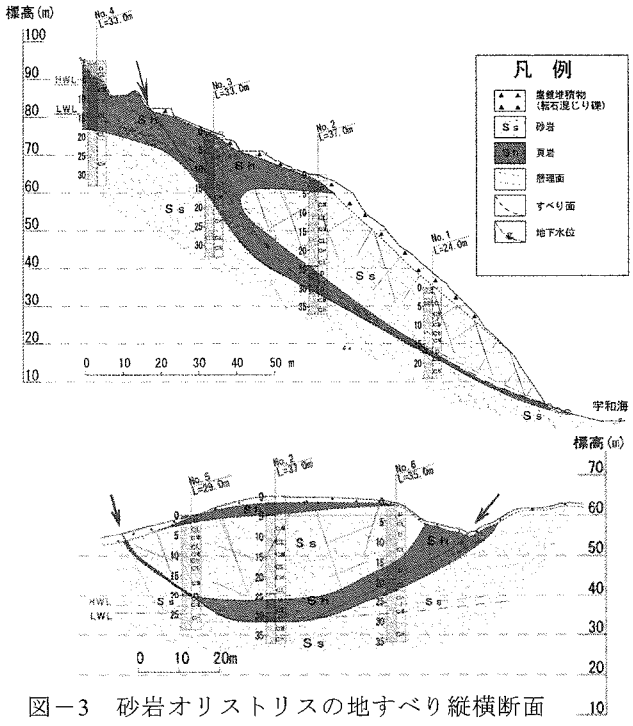



図－2　流れ目の節理系の集中度（左：シュミットネット下半球投影）と流れ目の節理面と道路のり面の方向（右：ウルフネット下半球投影）

## 4. 砂岩オリストリスの風化岩地すべりの事例

本事例は四国西部の臨海部に位置し，四万十層群のなかでも含礫泥岩や混在岩で構成される海底地すべり堆積物のうち，巨大な砂岩オリストリスの自然発生型の地すべりである（山本ほか[4)]）．

地すべりブロックは，幅約80m，長さ約100m，最大すべり厚さ約30mの規模を有し，幅に対して厚みがある．移動岩塊は比較的硬質な砂岩の岩体であり，これを取り囲むように破砕帯状に劣化した頁岩が分布し，この頁岩がすべり面を形成している（図－3）．地すべり頭部付近は傾斜約25°の緩斜面，中央部から海までの末端部は傾斜約45°の急斜面を示す．地すべり形状が不安定な末端開放型に加え，末端部は波浪浸食を受け続けており，地すべりブロックは軽微ながらも滑動していた．



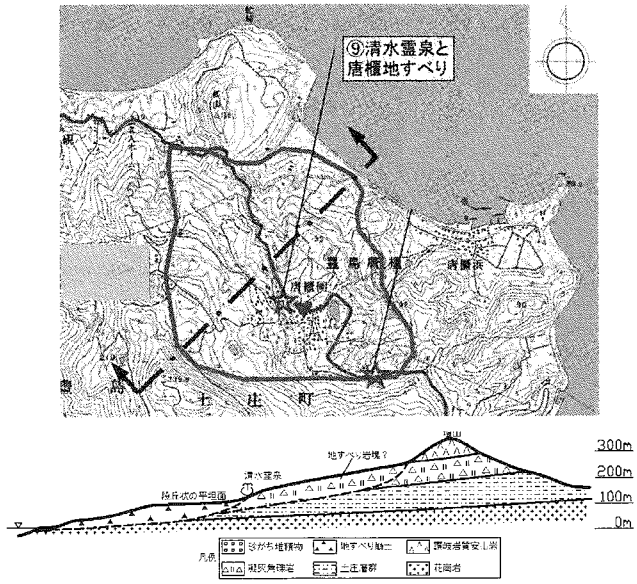

図－3　砂岩オリストリスの地すべり縦横断面
（上図：地すべり縦断，下図：地すべり横断）

## 5. トップリングによる地すべり

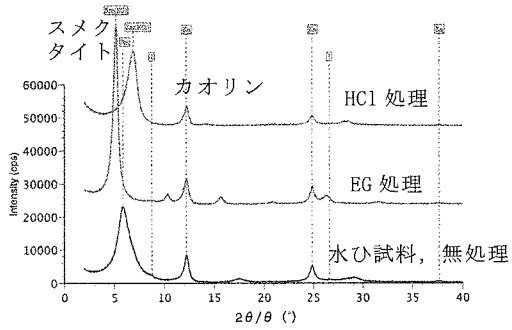
四国において，切土のり面でのトップリングによる風化岩すべりの報告例も多い（目代ほか[5]，高柳ほか[6]，山原ほか[7]）．これらの事例では，地質構造が概ね鉛直に近く，地形的には半島状に伸びる尾根を横断するように開削した時に発生することが多いようで，地形効果があるものと推察される．

## 6. 第三紀層の地すべり

分布面積は少ないが，瀬戸内海の島嶼部に分布する第三紀層である土庄層群などでは安山岩のキャップロック構造に近い構造をなす箇所で，東北地方に類似した第三紀層の地すべりが見られ，すべり面勾配は四国にあっては10数度と低角度である．図－4に香川県土庄町豊島の唐櫃地区の自然発生型の大規模地すべりの事例（長谷川ほか[8]）であり，山頂部の安山岩が地下水貯留槽となり地すべりを促進させるキャップロック地すべりとなっている．また，これらの第三紀層中の堆積物にはしばしば熱水変質に起因すると考えられるスメクタイトが含有され（図－5），堆積軟岩の強度低下が低角度のすべり面を形成する大きな要因と考えられる．




図－4　背後に安山岩の地下水貯留槽をもつ第三紀層すべりの平面図と断面図




図－5　香川県小豆島の第三紀層すべり粘土のX線回折事例

## 文献


1) 小出　博(1963)：四国地方における地すべり，応用地質，Vol.4，No.4，pp.207-217.
2) 藤田　崇・平野昌繁・波田重熙（1976）：徳島県川井近傍の地すべりの地質構造規制，地すべり，Vol.13，No.4，pp.25-36.
3) 福岡　賢・小山泰一・倉本　修・田村栄治・長谷川修一・奥園誠之（2000）：1998年9月高知県豪雨災害後に発生した高速道路のり面の変状と対策，(社) 地盤工学会四国支部・地すべりと斜面崩壊に関するシンポジウム論文集，pp.31-40.
4) 山本和彦・小野山英則・菅　秀哉・露口耕治（2012）：四国では希な四万十層群と三豊層群の地すべり事例，日本応用地質学会中国四国支部，平成24年度研究発表会，pp.5-8.
5) 目代邦康・千木良雅弘・長谷川修一（2001）：急傾斜する頁岩砂岩互層のトップリングにより出現した斜面変形，地形，Vol.22，No.5，pp.837-856.
6) 高柳朝一・永野　潤・池田小織・菊池利夫（2002）：大規模掘削に伴うトップリング事例，愛媛大学・地盤工学会四国支部・地盤災害・地盤環境問題論文集，Vol.2，pp.17-24.
7) 山原茂雄・高柳朝一（2003）：トップリング崩壊の変状と機構の考察，愛媛大学・地盤工学会四国支部・地盤災害・地盤環境問題論文集，Vol.3，pp.69-78.
8) 長谷川修一・田村栄治・山本和彦・田村浩行（2008）：平成20年度現地検討会資料『応用地質学的ジオパーク豊島』，日本応用地質学会中国四国支部，44p.

# 48. 福島県・猪苗代湖における大規模湖底地すべりの発生環境

Discovery of a large subaqueous landslide in Lake Inawashiro, Fukushima and its occurrence condition

○山崎新太郎（北見工業大学），片岡香子（新潟大学），長橋良隆（福島大学）
Shintaro Yamasaki, Kyoko Kataoka, Yoshitaka Nagahashi

## 1. はじめに

沿岸域や浅水域において発生する地すべりはその発生件数こそ多くないものの，発生した場合には甚大な被害を生じる．しかし，どのような地質条件で発生するかは不明な点が多い．これまでに沿岸域の地すべりは地震やそれに伴う液状化と関係していることが指摘されてきた．沿岸域の未固結の地質は水に飽和しており，また地震と関連して沿岸域の流失，すなわち地すべりが歴史的に発生してきたためである．一方で，国内ではこれまでに多数の大地震を経験しているが，沿岸域が地すべりにより大規模に流失したとされる例は歴史記録にわずかにあるのみである．これは，特定の条件でのみ沿岸域の地すべりが発生しうることを意味している．現在，沖積域の地質に関する情報が高密度に整備されてきていることを踏まえると，この沿岸域の地すべりの発生条件の解明は将来の危険地域の判定に資する．

国内の湖ではこれまでに大規模な地すべりが発見されてきている（例えば田近ら[1]）．近年，湖では気候変動や火山活動履歴の研究などを目的としたコア採取がなされており，湖周辺の地質構造の分析が容易になってきた．また，水底の未固結堆積物に対しては音響技術を利用してその構造を詳細に得ることが可能であり，湖を対象として，沿岸域で発生する地すべりの地質学的な発生条件の解明に迫る研究が可能となってきた．

筆者らは平成27年度と28年度に新潟大学・災害・復興科学研究所の共同研究，および，科学研究費を利用した猪苗代湖の音響地質構造調査を行った．その結果，これまでのところ国内最大規模と思われる地すべりの地質構造および地形を発見した．また，音響地質構造および2012年に福島大学が採取した湖成堆積物の全堆積層貫通コアとの対比により，その発生環境が推定できるデータを得た．本発表ではそれらを紹介する．

## 2. 調査手法

猪苗代湖の調査に当たって，筆者らは北見工業大学が所有する3.5 kHz CHIRP式高解像地層探査機（SyQwest社製 Bathy-2010PC）を用いた．この装置は本来，深海探査用の大型のものであり，トランスデューサを4つ同時に用いることで，比較的地層深部までの探査が可能である．筆者らは，小型ボートに本装置を艤装できる方法を考案した．そして，それにより猪苗代湖最深部付近において湖成堆積物を全層貫通する約30 mまでの高解像音響地層断面イメージを得た．

## 3. 猪苗代湖における最大規模の地すべりの地質構造

本章では猪苗代湖南東部で認められた最大規模の地すべりの地形と地質構造を紹介する（図―1）．

この地すべりは少なくとも長さ3 km以上，音響断面から推定される最大厚さは約30 mである．この地すべりは長橋ら[2]の同定したコア中の広域テフラの層準から，約2万年前と推定される層準の直下，湖底下10～15 mより下に存在している．これらの地すべりの地形は，猪苗代湖湖沼図に認められる等深線図からも識別可能である．等深線図を元に最大規模の地すべり移動体の面積を推定すると9–10 $km^2$以上の広がりがある．

地すべりのすべり面付近は音響反射が強い領域となっており，比較的粗粒の堆積物の存在が示唆される．一方で移動体は断層・褶曲やその他撹乱による変形を受けているが湖成堆積物の成層構造が留まっている場合があり，その主体は粘土やシルトなどの成層堆積物を主体とすると考えられる．移動体内部には音響的な透明領域が多くあり，それらは撹乱による無構造となっていることが示唆される．地すべりの端部は前方の堆積層に衝突して多数のスラストと褶曲が形成されており，その変形域の長さは約1 kmである．地すべり移動体の後部では，その表層付近は大きく乱れ，音響的透明領域が頻繁に認められるものの，底層には広範囲に亘って褶曲した成層構造が残留している．これらの音響的透明領域は数mから数十m以上の幅を持っており，鉛直方向に発達して成層構造と直交するものが多い．

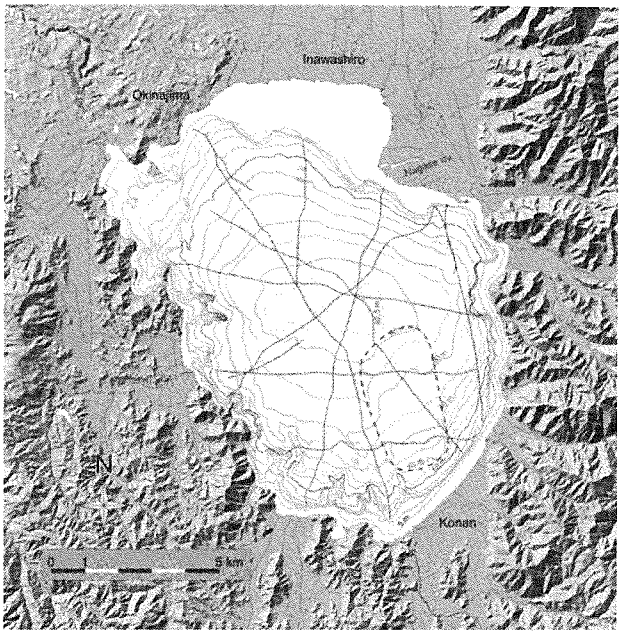
地すべりの後背部には滑落崖があると考えられるが，後に発生した地すべり堆積物に埋没しているためにそれは明確ではない．しかし，成層した湖成堆積物が側方に追跡できない領域が0.5 km程度あった．

以上のことから地すべりは湖成堆積物のブロックが下方の粗粒堆積物との境界付近をすべり面として滑動したものと推定される．そのすべり距離は移動体末端の変形が大きく，数十から数百m以上の変位量が推

定されるスラストが複数あることから，前述した 0.5 km というすべり距離はそれほど不自然ではない．また，すべり面の傾斜は 0.8° と極めて緩い．

## 4. 地すべりの発生条件に関する考察

猪苗代湖は約 5 万年前に形成が開始されたと考えられており，湖成堆積物の下位には河川や氾濫原環境を示す砂層や礫混じりの砂層が存在する [2]．この深度は猪苗代湖湖心付近のコア採取地点付近で湖底下約 25m である．そして，この層準は前述の大規模地すべりのすべり面が存在する深度にほぼ一致する．さらに，地すべりの範囲以外の領域でも猪苗代湖の南部全域に亘って，湖底下約 10～15 m より下方の地層に特徴的に鉛直方向に発達する音響的透明領域が認められ，その深度は大規模地すべりの分布深度と一致する．これらの音響的透明相の成因としては間隙水圧の開放を伴う脱水構造とされる場合が多い [3]．このことからこの大規模湖底地すべりは地震に伴う液状化が砂層で発生し，液状化による摩擦力の低下により上方の湖成堆積物が大規模に滑動したものと考えるのが合理的であると思われる．おそらく，砂層からなるすべり領域の上方に低透水性のシルト層が存在していることにより，過剰間隙水圧が発散できないまま砂層の液状化が維持され長距離のすべりをもたらしたと考えられる．



図－1　調査した測線（赤実線）と発見された最大規模の地すべり地形の推定範囲（赤破線）

### 文献


1) 田近淳，内田康人，大津直，坂井眞一（2003）：洞爺湖温泉町沖に発見された大規模湖底地すべり，日本地すべり学会誌，Vol. 40，pp.46-49.
2) 長橋良隆，片岡香子，中澤なおみ（2016）：猪苗代湖湖底堆積物コア（INW2012）からみた猪苗代湖の形成と年代，裏磐梯・猪苗代地域の環境学（塘　忠顕　編著），pp.17-31
3) 森田澄人，中嶋健，花村泰明（2011）：海底スランプ堆積層とそれに関わる脱水構造―下北沖陸棚斜面の三次元地震探査データから，地質学雑誌，Vol. 117, pp.95-98.

# 49. 移動速度の遅い融雪地すべり

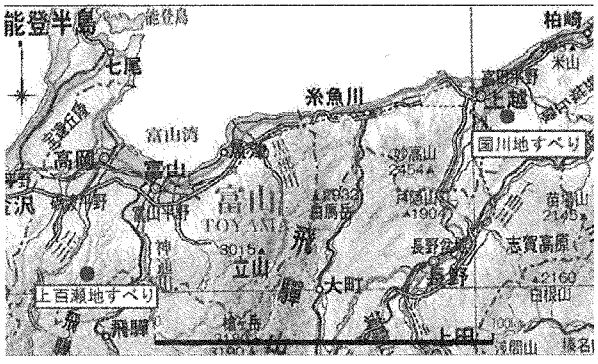
Melting snow induced landslide with slow moving speed

○稲垣　秀輝（㈱環境地質）
Hideki Inagaki

## 1. はじめに

今年に入ったばかりの 2017 年 1 月に発生した上百瀬地すべりと 5 年前の 2012 年 3 月に発生した国川地すべりはいずれも多雪地帯での融雪地すべりである（図-1）．いずれも新第三紀層の地すべりであり，地すべり速度が極端に遅いことが特徴である．

上百瀬地すべりは，積もった雪を巻き込みながら時速数ｍで麓の集落・県道に達した．国川地すべりは，融雪水と断層沿いの深層地下水が関与した地すべりであり，時速 1-2m程度であった．いずれの地すべりも山麓の緩斜面をゆっくり移動した．これらの融雪地すべりの緊急現地調査結果を報告する [1]．




図－1　調査地位置図

## 2. 上百瀬地すべり

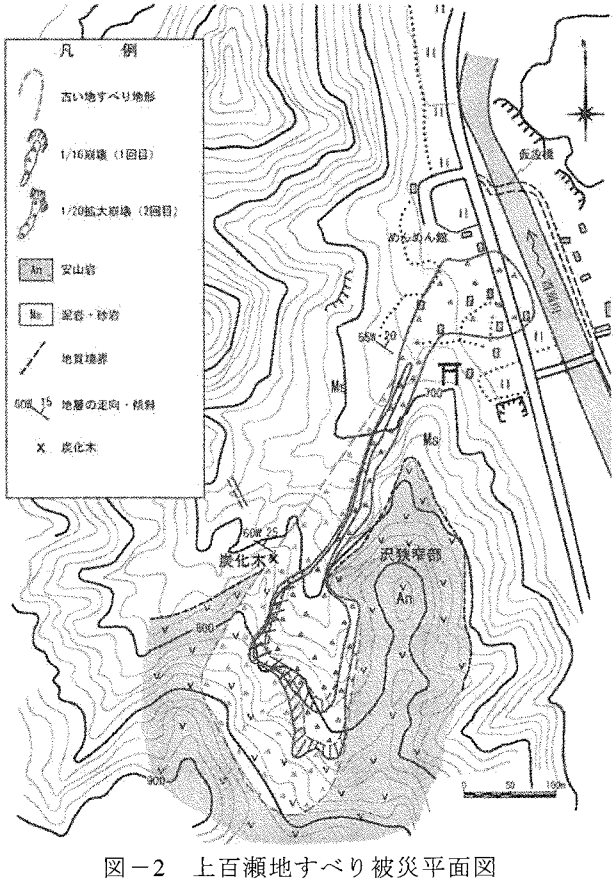
上百瀬地すべりの素因は，リニアメント（断層破砕帯の可能性）とキャップロックタイプ（上に安山岩，下に新第三紀の泥岩砂岩）の流れ盤構造であり，誘因は融雪水と雪の重みと考えられる．2017 年 1 月 16 日 15 時ごろ第 1 回目の崩壊が発生し，1 月 20 日深夜崩壊が拡大した．現地調査は，2 月 18 日に富山大学の柏木健司準教授とともに行った（図-2）．

調査地では，12 月から 1 月にかけて寒暖の差が大きく雪が積もっては解けるを繰り返すこのため，多くの融雪水が斜面内の安山岩に溜まっていた．また，1 月 8 日から雪が降り始め，13 日から大雪になった．この雪が過剰な載荷になった可能性もある．

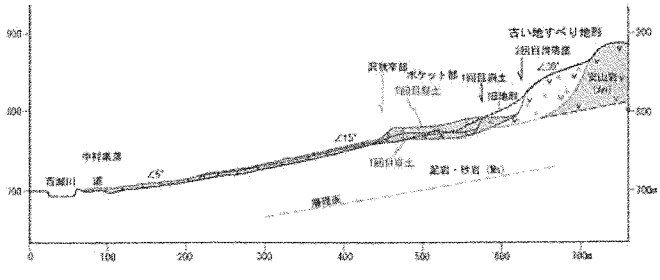
雪混じりの崩土は 5 - 15 度の斜面をゆっくり移動した．ゆっくりであるため人的被害はなく，家屋も傾いたり，埋まったような被害となった（図-3）．

地すべりの発生した斜面は，1970 年代に開発された利賀スキー場に当たり古い地すべり地形の下部の一部（幅 100m,長さ 250m,深さ 20m,約 50 万 m3）が崩壊したものである．上百瀬地すべりは，沖積面に入った移動土砂は雪混じりの泥濘化した土砂で，その移動速度は時速 5-10m程度で遅い [2]．また，流下した土砂は圧雪されたアイスバーンの上を移動し，沖積面に入ってからは毎秒 10cm 程度の速度であったとしている [3]．

仮復旧作業は，迅速に行われ，当面県道の迂回路の建設を急いでいた．恒久復旧は，ボーリング調査などを急ぎ行い，対策工が検討されることになるが，上部は治山事業・下部は道路・砂防事業となる [4]．




図－2　上百瀬地すべり被災平面図




図－3　上百瀬地すべり被災断面図



写真-1　上百瀬地すべり　　写真-2　滑落崖

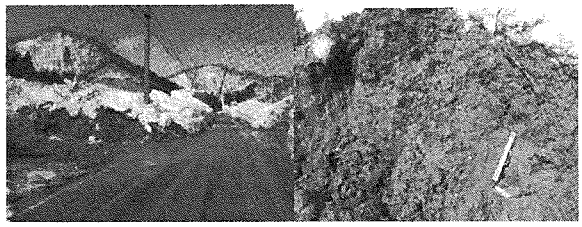
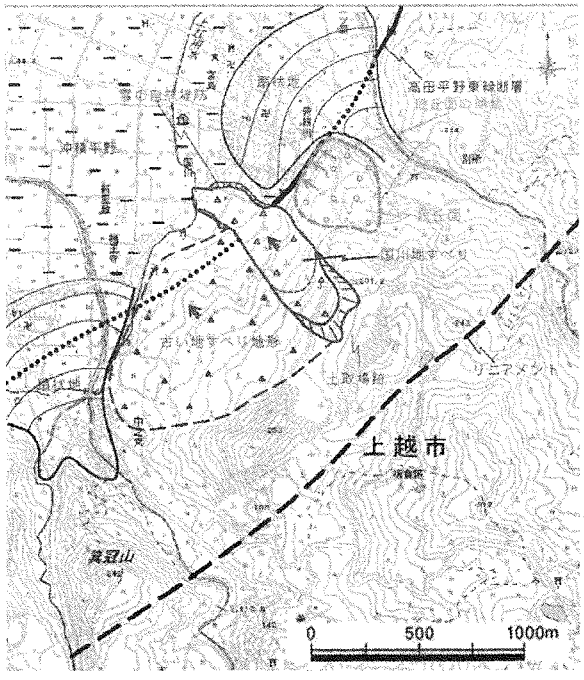


写真-3　末端の被害　　写真-4　地すべり土砂

### 3. 国川地すべり

調査地は，高田平野の南東端に位置し，南東側に丘陵性の山地が分布している．この丘陵性の山地の地質は，新第三紀の泥岩を主体としている．泥岩の走向は北東方向であり，この方向の褶曲軸と断層が卓越している．調査地では，ちょうどこの方向の活断層である高田平野東縁断層やその方向のリニアメントが認められ，岩盤が劣化している可能性が高い．そして，断層沿いに深層地下水が湧出している可能性もある．また，調査地南東側に北東方向の向斜軸が予想される．したがって，本地すべり斜面での泥岩の傾きは，受け盤構造となる．




図－4　国川地すべりの被災平面図

この泥岩を基盤として，その上位に更新世の礫層が不整合関係で分布している．この礫層はほぼ水平層として堆積しており，山砂利として採取されていた．礫層は良く締まっており，表層地下水の貯留層となっており，融雪水が多量に入り込んだ可能性が高い．したがって，調査地には古い地すべり地形が認められ，今回発生した国川地すべりは，古い地すべり地形の北端にあたる（図-4）．

地すべりが発生した斜面下方の高田平野には，完新世の沖積層が分布する．さらに，調査地では，別所川などの扇状地堆積物が位置している．

国川地すべりは，礫層の土取り場跡の斜面で発生し，地すべり発生の3日前の3月4日,気温0度から6日,10度まで気温が急に上昇し，積雪深が2.5mから2.2mと30cm融雪した．この誘因が大きい．また，移動速度は丘陵斜面を下る際には，時速15m程度で，沖積面に入ってからは時速1-2mと極端に遅い[5,6]．これは上百瀬地すべりとよく似ている．調査地では，緊急の多くの水抜きボーリングと導流堤が作られ最小限の被害に抑えていた．また，沖積層に入った雪混じり土砂は人が歩けないように泥濘化しており，その側部には移動土砂の自然堤防が出来ていたのが印象的であった．

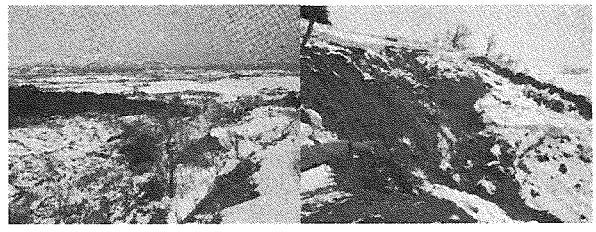


写真-5　国川地すべり　　写真-6 地すべり滑落崖



写真-7　末端の被害　　写真-8 雪による自然堤防

### 4. おわりに

両地すべりとも移動速度は遅い．このような遅い土砂移動がどうして起こっているのか，今後の課題と思っている．

筆者が現地調査した2011年3月の長野県北部地震の際に積雪中に起こった大規模地すべりをきっかけにした土石流の移動速度は速かったようである．その反面，2007年能登半島地震の際に，輪島地区で，斜面崩壊をきっかけとしたゆっくりとした土石流(時速数m程度)があった．これらは，ゆっくり動く土砂移動のメカニズムを解析する鍵になるかもしれない．

### 参考文献


1) 稲垣秀輝(2017)：北陸地方での移動速度の遅い融雪地すべり，日本地すべり学会第56回研究発表会講演集,2 -4．
2) www.mlit.go.jp/common/001159213.pdf
3) 古谷元・村尾英彦・松浦純生(2017)：南栃市上百瀬で発生した土砂災害，砂防学会誌，Vol.70,No.2,pp26-29
4) www.pref.toyama.jp/cms_press/2017/.../00021804.pdf1)
5) http://www.pref.niigata.lg.jp/sabo/1331413223568.html
6) dspace.lib.niigata-u.ac.jp/dspace/bitstream/

# 50. 表層崩壊から崩壊性地すべりへ拡大した事例

Cases that expanded from the surface failure to landslide

○山本和彦，小野山英則，木村一成，長田朋大：(株) ナイバ

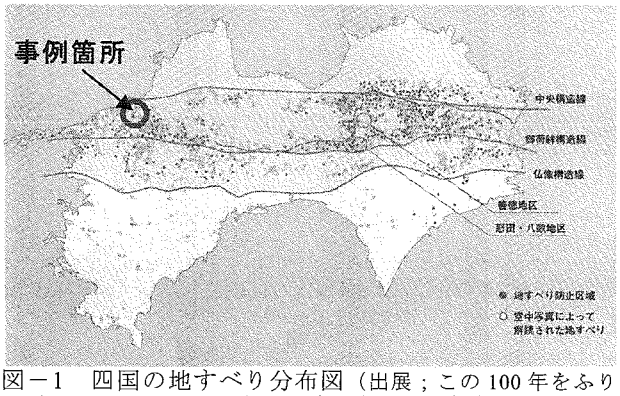
Kazuhiko Yamamoto, Hidenori Onoyama, Kazunari Kimura, Tomohiro Nagata

## 1. はじめに

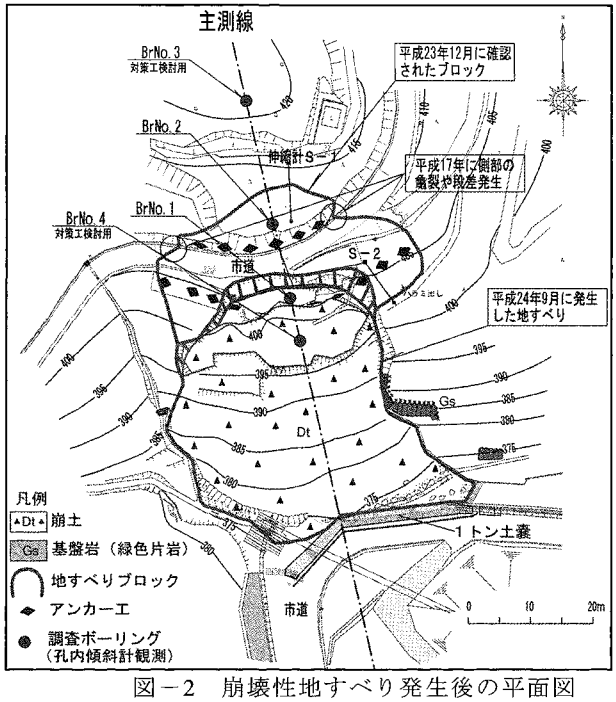
日本の国土面積の約7割，農地面積の約4割を占める中山間地は，農業や居住地として重要な位置を占め、山腹斜面を通過する道路は生命線となっている．ここで紹介するのは，中山間地の生活道路で発生した表層崩壊から崩壊性地すべりへ拡大した事例である．

現地踏査により，亀裂の配列や末端のハラミ出し位置から2つのすべり面が予想された．表層崩壊は地すべりの前兆現象であることが確認されたので，周辺住民への周知と道路の通行止めや迂回路の資料を作成し、伸縮計による安全監視システムの設置、シートや土留め（1 トン土嚢）等の応急対策、地すべり機構解析に必要な調査を実施したものである．

## 2. 地形地質の概要




図－1　四国の地すべり分布図（出展；この100年をふりかえり明日の四国につながる建設省四国地方建設局,2000）



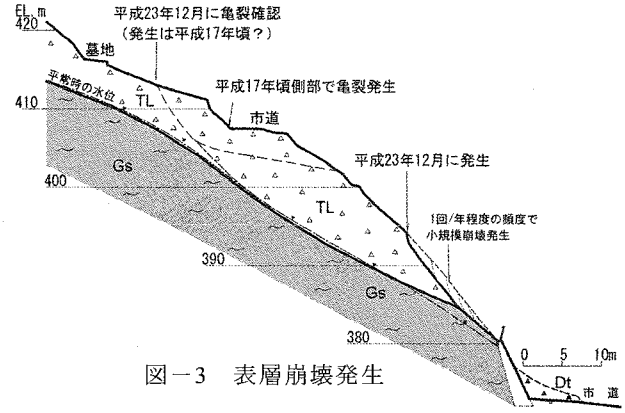

図－2　崩壊性地すべり発生後の平面図

愛媛県中予地方の山間地に位置する本地区は，標高300～600mの比較的なだらかな中起伏山地である．斜面の大半を占める緩斜面は植林地として利用され，農村振興局の地すべり防止指定地に入っている．

地質は三波川帯に属し，緑色片岩（塩基性片岩）が広く分布する．片理面で示される地質構造は，概ね東西走向で北へ緩く傾斜し，南向き斜面の本地区に対して受け盤構造となっている．基盤岩の露頭は限定的で，全体に風化は深部まで進んでいる状況にあった．

## 3. 表層崩壊から地すべりへ拡大した経緯

①表層崩壊発生

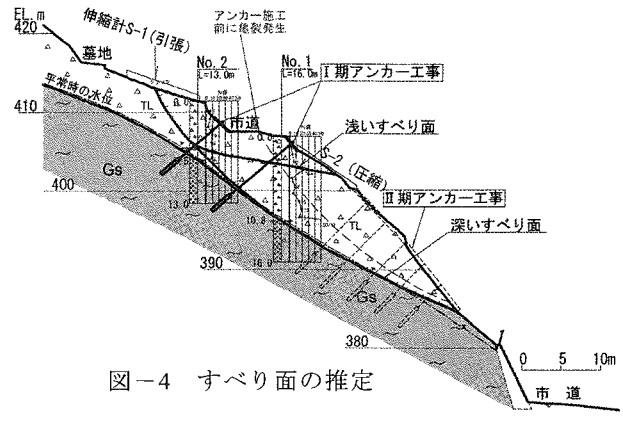



図－3　表層崩壊発生

平成 17 年に上部を通過する市道に亀裂や段差が発生し，1～2 年毎に段差は補修された。また，斜面の末端部では，平成 17 年以降，小規模な表層崩壊が頻発し，平成 23 年 12 月の渇水期に幅 5m×長さ 10m×厚さ 1m 規模の表層崩壊が発生した。

頭部の亀裂形状や末端の崩壊現象から，この時期には浅いすべりと深いすべりの２つが形成されていたものと推察される．

②地すべり調査の実施とアンカー工の計画・施工

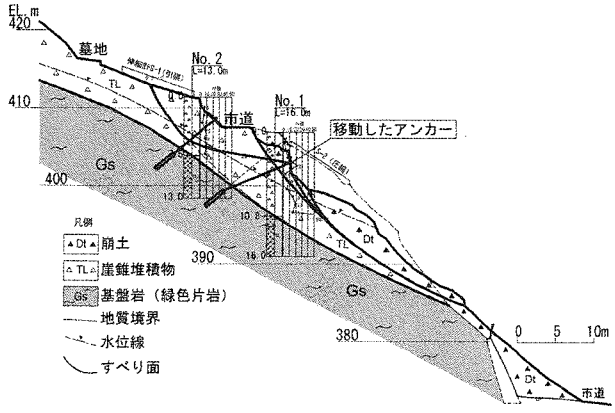



図－4　すべり面の推定

平成24年上期の地すべり調査で，孔内傾斜計と伸縮計の観測を実施し，想定どおり変動C～Bを示す浅いすべりと，変動C未満の深いすべりが確認され，両すべり面に対してアンカー工を提案した．発注機関の関係と，上部を通過する市道が被災すると集落が孤立することから，浅いすべりをⅠ期工事として優先し，深いすべりはⅡ期工事とした．

ところが，Ⅰ期アンカー工事の前にボーリングNo.1の背後に亀裂が発生したので，監視を行いながらアンカー工事を実施した．

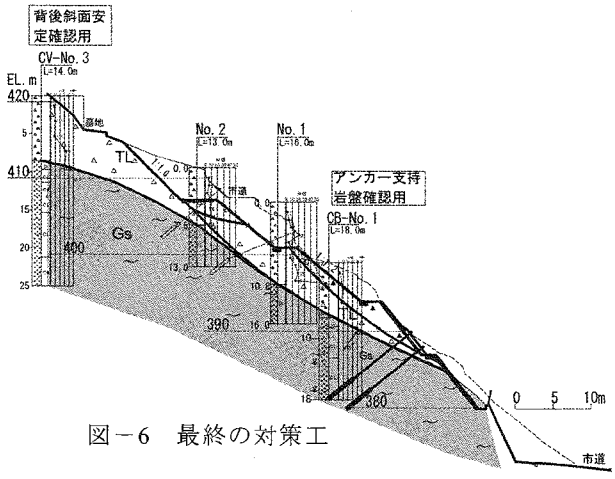
③想定外の崩壊性地すべりの発生




図－5　崩壊性すべりの発生

Ⅰ期アンカーの工事完了の約10日後（平成24年9月末）に豪雨に見舞われ，想定していたすべりとは異なる幅30～40m，水平長さ45m、最大深さ約7mの崩壊性地すべりが発生した。この結果，ボーリングNo.1の孔内傾斜計は屈曲して地表に突き出て，下段のアンカーは1～2mズレ下がった．ただし，頭部の伸縮計S-1とボーリングNo.2の孔内傾斜計に大きな変化は認められなかった．

④最終の対策工




図－6　最終の対策工

以上のように予想と異なる崩壊性地すべりが発生したので，Ⅱ期工事として対策工法を根本的に見直し，崩土の除去を主目的として排土工+アンカー工を採用した．排土工の採用については背後斜面に地すべり地形の無いことを確認した．

## 4．地すべり機構の推察

ここでは崩壊性地すべりの発生機構を考察する．

①素因

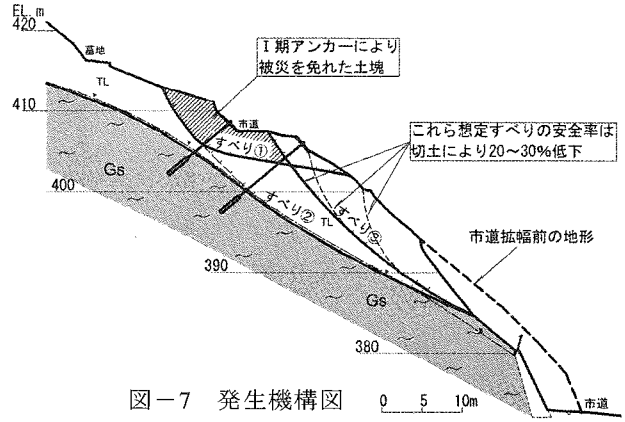
本地区は，傾斜約20°の緩斜面から傾斜約40°の斜面へ移行する地形の遷急線に位置し，そこにルーズな崖錐堆積物が厚く分布していたため，崩壊の発生しやすい地形地質状況にあった．このような斜面状況の中で市道の拡幅工事が行われ，斜面全体の安定度が低下していたものと推察される．

②誘因

市道拡幅後の豪雨や平成13年の芸予地震（M6.7）により斜面はダメージを受け，末端での表層崩壊が頻発する中で，いくつかのすべり面が形成されたものと推察される．

③発生機構

伸縮計の変位形態と孔内傾斜計の屈曲する深度から，斜面上部のすべり①は確実に存在していた．すべり②については，孔内傾斜計の軽微な変位から基盤岩との境界に潜在すべりが存在していたものと思われる．そして，すべり③については傾斜30度以上を示すことから，後退性の崩壊タイプを形成していたものと推察される．




図－7　発生機構図

このようにタイプの異なるすべり面が混在する中で，上部斜面にアンカーを打設した。この結果，すべり①を確実に抑止し，市道と墓地を守ることが出来た．

一方，下方斜面のすべり③については，斜面下方の市道拡幅により安全率は20～30%低下していたため，豪雨に伴って後退するように崩れ落ちたものと推察される．

## 5．まとめ

結果的にみると，斜面全体の平常時安全率がFs=1.0程度の不安定な状況の中で，調査開始からⅠ期アンカー工事まで半年足らずの間に発生した崩壊性地すべりであった．限られた予算や期間の中で，集落の孤立を防ぎ，人災を含めて第三者災害を回避出来たことは幸いであったと考える．　以上

# 51. 熊本地震により発生した阿蘇カルデラ西部地域における斜面崩壊について

Landslides induced by the 2016 Kumamoto Earthquake in the western part of the Aso caldera

○佐藤達樹（京都大学大学院），千木良雅弘（京都大学防災研究所），松四雄騎（京都大学防災研究所）

Tatsuki Sato, Masahiro Chigira, Yuki Matsushi

## 1. はじめに

平成 28 年 4 月 16 日 01 時 25 分に熊本県熊本地方を震源とする M7.3 の地震（熊本地震）が発生し，熊本県益城町および西原村で最大震度 7 を観測した．熊本県阿蘇郡南阿蘇村ではこの地震により最大震度 6 強の強い揺れに見舞われ，それに伴う多数の斜面崩壊が発生した．これらの斜面崩壊および強震動により死者 16 名の人的被害をはじめ，多数の建物や道路等のインフラ被害をだす大惨事となった．斜面崩壊はおおよそ布田川断層沿いに発生し，この断層の末端付近に位置する阿蘇カルデラ西部に集中的に発生した．阿蘇カルデラ西部において発生した斜面崩壊は，溶岩や溶結・非溶結凝灰岩などの岩盤からなる急崖の崩壊と中央火口丘西側の比較的緩斜面の崩壊（テフラ斜面の崩壊）に大別できた．

本研究ではテフラ斜面の崩壊に着目し，軽石層および火山灰土層にそれぞれすべり面を形成した崩壊の崩壊メカニズムを明らかにするために崩壊地の地形・地質的特徴，各層の鉱物組成および物性を検討した．

## 2. 調査地域の概要

本研究の調査地は熊本地震による斜面崩壊が多発した阿蘇カルデラ西部地域である．調査地域の基盤は玄武岩から流紋岩までさまざまな組成をもつ溶岩流や火砕岩から構成され（小野・渡辺，1985），テフラに厚く覆われている．渡辺，高田（1990）によると火山灰土（Volcanic soil）は色調によって分類可能であり，本研究では黒色を呈する黒ボク（Bl），黄褐色を呈する赤ボク（Br），そして，両火山灰土の中間の色調を示す暗褐色火山灰土（Blackish Brown Volcanic soil, BlBr）の 3 つに分類した．また，調査地域で最も広く分布する軽石は草千里ヶ浜軽石（Kpfa）と呼ばれ，約 30000 年前に草千里ヶ浜火口から噴出した（宮縁ほか, 2003）．

## 3. 結果および考察

主なテフラ斜面の崩壊のすべり面は，降下軽石堆積物である「草千里ヶ浜軽石（Kpfa）」，「黒ボク（Bl）および暗褐色火山灰土（BlBr）」，または「溶岩塊混じりの赤ボク（Br with lava block）」にそれぞれすべり面を形成していた（図 1）．崩壊発生地は，テフラ層序のほぼ一致するエリアに区分され，それぞれのエリアでは，すべり面はほぼ同じ層準に形成されていた．すべり面を構成する物質はハロイサイトが認められ，Kpfa では白色粘土化した層で認められた．また，表層付近のテフラ層はハロイサイト化しておらず，これはテフラ層が埋没した後に起こると考えられる．

発生した崩壊は深度約 2m 以深，すべり面傾斜 20-35° の範囲に集中して発生した．また，すべり面が Kpfa に形成された崩壊は深度 10m 以深，すべり面傾斜 15° 以下の条件でも崩壊が発生した．

すべり面は斜面下部が切断された層準に多く形成され，特に崩壊深度約 4m 以深，すべり面傾斜 28° 以下の場合には，いくつかの例外を除いて下部切断が認められた．

**謝辞**

本研究にあたっては，国土地理院には現場調査に使用した詳細な地形図作成のための 1m メッシュ DEM データ（2012 年）を提供していただいた．「災害の軽減に貢献するための地震火山観測研究計画」事業費および科学研究費補助金（26282102），京都大学防災研究所突発災害研究補助金を使用した．



図 1 草千里ヶ浜軽石（Kpfa）にすべり面を形成した斜面崩壊

**文献**

1) 小野晃司・渡辺一徳（1985）：阿蘇火山地質図（5 万分の 1）．火山地質図 4，地質調査所発行．

2) 宮縁育夫・星住英夫・高田英樹，渡辺一徳，徐勝（2003）：阿蘇火山における過去約 9 万年間の降下軽石堆積物，火山，48 巻，2 号，pp.195-214.

3) 渡辺一徳・高田英樹（1990）：阿蘇カルデラ周辺における火山灰層と黒ボク土の斜交，火山，39 巻，21-27.

# 52. UAV 調査で判明した阿蘇カルデラ縁辺部における布田川断層帯の連続性

The sequence of The Futagawa fault zone at the marginal part of Aso Caldera found by UAV survey

○坂東雄一（東北電力），村上智昭（復建技術），遠田晋次，高橋直也（東北大学），中原毅，高見智之（国際航業），
加茂圭祐（応用地質），松山和馬（ダイヤコンサルタント）
Yuichi Bando, Tomoaki Murakami, Shinji Toda, Naoya Takahashi, Tsuyoshi Nakahara, Tomoyuki Takami,
Keisuke Kamo, Kazuma Matsuyama

## 1. はじめに

平成 28 年 4 月 14 日から発生した「平成 28 年熊本地震」では，熊本県内外に甚大な被害をもたらした．

応用地質学会東北支部熊本地震関連調査団では，阿蘇カルデラ縁辺部において地表地質調査および UAV 調査を行い，渓谷および切土法面に分布する断層系の連続性を確認したので報告する．

## 2. 調査方法

使用した UAV は DJI 社製 PHANTOM4 であり，飛行中は 2 秒間隔で静止画の撮影を行った．撮影した画像データは，Agisoft 社製 PhotoScan で取り込み，写真測量の原理で処理することによって簡易 3D モデルとオルソフォトモデルを作成した．この際画像に書き込まれた位置情報と写真のラップにより作成した 3D モデルでは，ほぼ実際の距離を測定することができる．

## 3. 阿蘇カルデラ縁辺部の地質と地形

阿蘇カルデラ縁辺部で確認できる地層は，現在のカルデラが形成された Aso-4 以降の噴出物であり，下位から鮎返ノ滝溶岩（80±10ka），栃ノ木溶岩（64±5ka），立野溶岩（54±4ka），火山研究所溶岩（高野尾羽根溶岩）（51±5ka），草千里ヶ浜降下軽石（30ka），赤瀬溶岩（26±2ka）および地表を覆う火山灰である[1)2)]．

阿蘇カルデラ縁辺部では，L1 ランクのリニアメント（布田川断層）が判読されており，その延長上に L2 ランクのリニアメント（北向山断層）が分布している[3)]．北向山断層は，布田川断層の延長上に位置する断層で，長さは 5.2km（布田川断層と 1 本の断層とすると約 20km），南東側が相対的に隆起する，上下成分を伴う右横ずれ断層とされている[4)5)]．

## 4. UAV で確認できた断層

阿蘇大橋が落橋した黒川左岸で，ENE-WSW 方向の地表地震断層が連続する箇所の延長で断層谷を示す箇所の撮影を行った．

その結果，立野溶岩と火山研究所溶岩の境界と思われるオレンジの火山灰層に断層による正断層の鉛直変位が確認された．簡易 3D モデルによる計測では 10m の落差であるが，下盤側が地溝状に落ち込んでいるようにも見えるため実際の変位量よりも大きく見えている可能性がある（写真-1）．

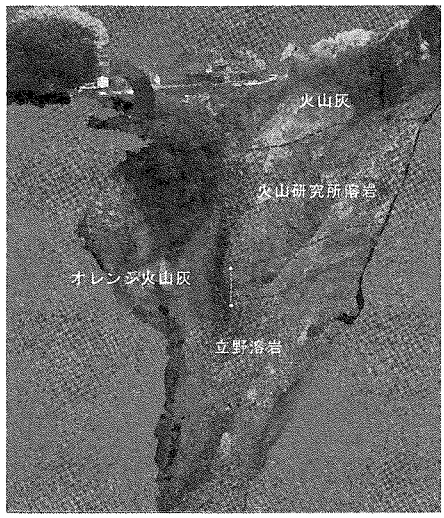



写真-1　見かけの垂直変位（10m）

## 5. 長陽大橋付近での断層の連続性

白川と黒川の合流点付近に掛かる長陽大橋の復旧工事現場では，地震による斜面崩壊と切土工事により露頭がよく確認できる状況であった．

バルジ状の小丘の頂上は立野溶岩が分布し柱状節理が北側に傾斜していることが確認できる（写真-2）．これは断層運動によりポップアップした結果であると推察される．また，ポップした北側は草千里ヶ浜降下軽石と思われるオレンジの層が溶岩地形を埋めている．

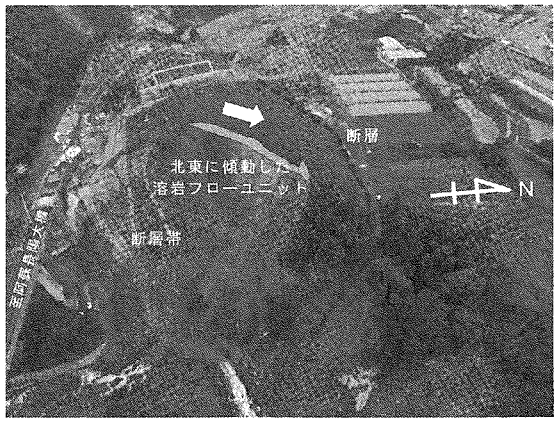



写真-2　右岸バルジ内の立野溶岩の傾き

バルジ状の小丘の北東側切土法面には，下位から凝灰角礫岩，黒色凝灰質砂，草千里ヶ浜降下軽石（30ka），

白色凝灰質砂，褐色凝灰質砂が分布し，いずれも正断層群による変位を受けており，変位量は少なく見積もっても1m以上である．水平の変位量は不明である．バルジ状の小丘とそれに伴う正断層群が確認できることから，Woodcock & Fisher(1986)[6]で示されている，横ずれ断層に伴う負の花弁構造(Flower Structure)の一部を見ている可能性がある．一方，正断層群の上位に分布する表土に変位は認められないことから，これらの正断層群は今回活動していないと思われる．

南西側切土法面では，北東側切土法面に対応する地層が分布する．今回，南西側切土法面から $^{14}C$ 試料を採取し，草千里ヶ浜降下軽石層の直下から32000calBP，腐食土層の上部と下部から10600calBPと13100calBPの年代を得た．腐食土層の下部を切る断層が確認されることから，少なくとも13100年前以降に断層活動があったと考えられる．北東壁と同様に，南西壁の正断層群の上位に分布する表土に変位は認められないことから，正断層群は今回活動していないと思われる．

さらに，黒川左岸には立野溶岩を覆う火山灰層が厚く分布することが確認され，見かけは正断層系の変位が確認できる．

これら３つの断層露頭は直線上に並ぶため，一連の断層運動によって形成された可能性がある．左岸側の露頭は今回の熊本地震で活動した痕跡は確認できない．

文献


1) 小野晃司・渡辺一徳(1985)：阿蘇火山地質図，地質調査所

2) Masaya Miyoshi et al.(2012)：K-Ar ages determined for post-caldera volcanic products from Aso volcano,central Kyushu, Japan, Journal of Volcanology and Geothermal Research, vol.229-230, pp.64-73.

3) 国土交通省九州地方整備局(2016)：「立野ダム建設に係る技術委員会」報告書 HP: http://www.qsr.mlit.go.jp/tateno////0siryou_all.pdf

4) 地震調査研究推進本部(2013)：布田川断層帯・日奈久断層帯の評価（一部改訂）http://www.jishin.go.jp/main/chousa/katsudansou_pdf/93_futagawa_hinagu_2.pdf

5) 活断層研究会(1991)：新編日本の活断層　分布図と資料，東京大学出版会，437p.

6) Woodcock, N. H. & Fischer, M.（1986）：Strike-slip duplexes. J. Struct. Geol. vol.8, pp.725-735.

7) 熊原康博ほか(2016): 2016年熊本地震に伴う地表地震断層の分布とその特徴，日本地球惑星科学連合大会2016年大会講演要旨

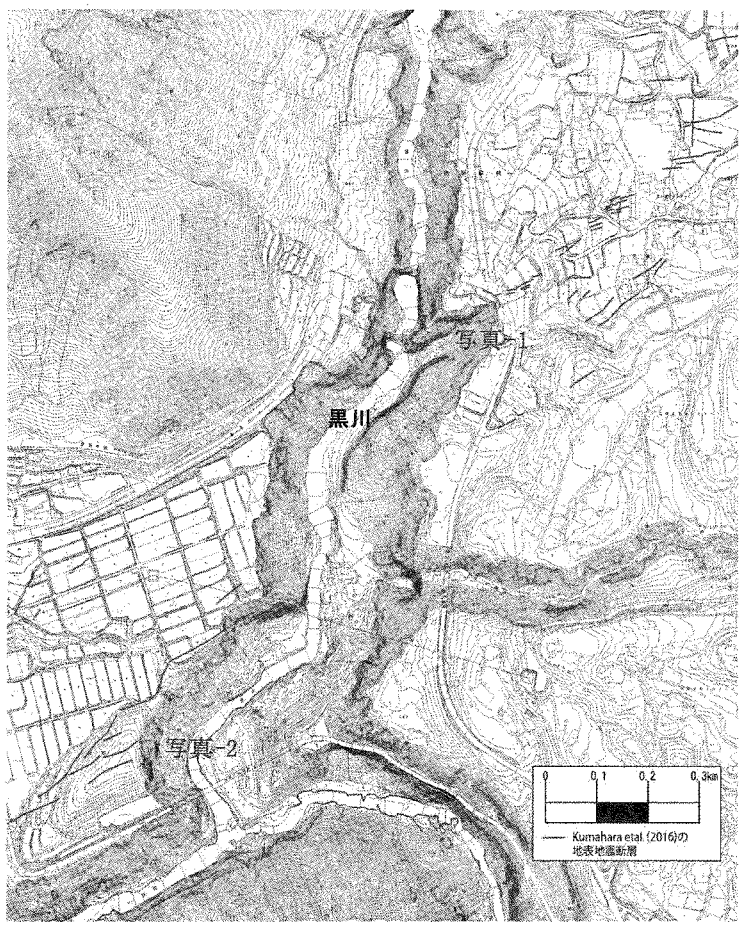




図-1　調査位置平面図

# 53. 2016年熊本地震現地調査報告　−西原村大切畑ダム付近の布田川断層帯の活動履歴−

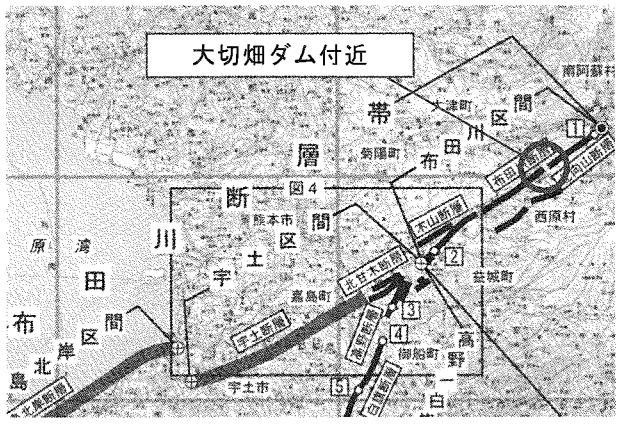
Recent surface-rupturing events of the Futagawa fault zone across the Okirihata Dam in Nishihara Town: Field survey report of the 2016 Kumamoto earthquake

○加茂圭祐（応用地質），松山和馬（ダイヤコンサル），遠田晋次（東北大），村上智昭（復建技術），
坂東雄一（東北電力），高橋直也（東北大），中原毅，高見智之（国際航業）
Keisuke Kamo, Kazuma Matsuyama, Shinji Toda, Tomoaki Murakami,
Yuichi Bando, Naoya Takahashi, Tsuyoshi Nakahara, Tomoyuki Takami

## 1. はじめに

応用地質学会東北支部熊本地震関連調査団は，2016年熊本・大分地震の地表地震断層である布田川断層を追跡し，同断層帯が新期の堆積物を切る露頭を阿蘇郡西原村大切畑ダム北東約400m地点に確認した．この露頭は，地表変状により南東側へ傾いた鉄塔の直下に位置し，複数の地層が断層変位を被っている様子が認められる（以下，鉄塔露頭と呼ぶ）．この露頭において，断層の性状観察，および堆積物中の14C年代試料分析から，断層の活動履歴を明らかにすることを試みた．

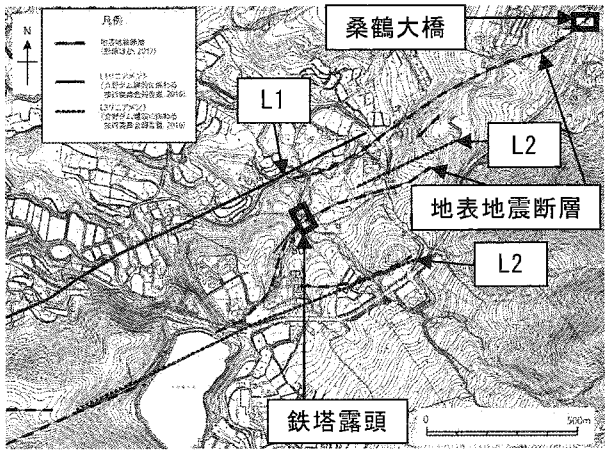
ここでは，大切畑ダム周辺において，地震発生から1年を過ぎてなお，確認される地表変状について報告するとともに，新たに確認された断層露頭によって明らかとなった断層の活動履歴について述べる．




図－1　調査位置（地震調査研究推進本部(2013)に加筆）

## 2. 露頭周辺の断層および地質

大切畑ダム周辺は，布田川断層帯の布田川地区の地表地震断層が，NE-SW～ENE-WSW方向で連続して分布する延長上に位置する．また，鉄塔露頭周辺は後期更新世～完新世の扇状地堆積物，崖錐堆積物が地表を覆う．露頭周辺で確認されている熊本地震の地表地震断層の変位量は，上下変位が10cm南落ち～70cm北落ち，水平変位20-100cm右横ずれである．立野ダム建設に係る技術委員会報告書（2016）においては，鉄塔露頭周辺で，L2およびL3のリニアメントが判読されている（図－2）．



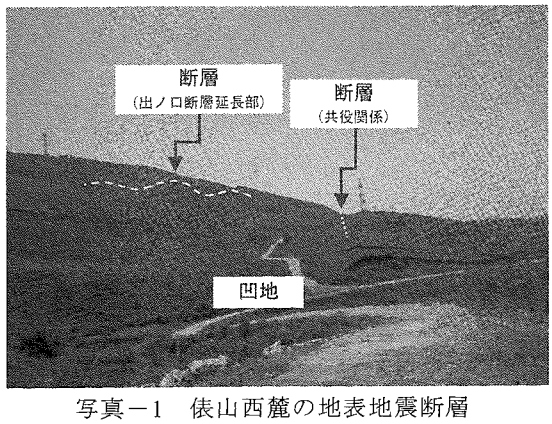

図－2　大切畑ダム付近ストリップマップ
（断層は熊原ほか（2016），リニアメントは立野ダム建設に係る技術委員会報告書（2016）より引用）

## 3. 調査結果

（1）俵山西麓牧場，桑鶴大橋

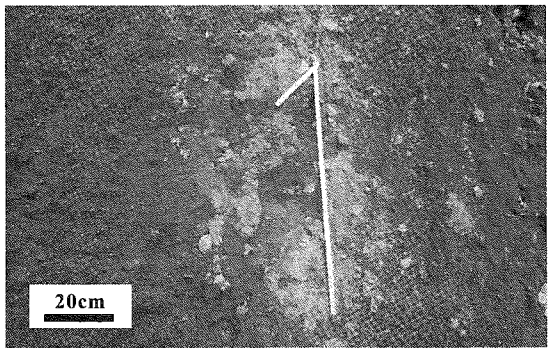
布田川断層の分布を把握するにあたり，大切畑ダム周辺に位置する，俵山西麓の牧場および桑鶴大橋において現地調査を行った．

俵山西麓では2条の断層が確認された．内1条は正断層であり，約2kmにわたって観察され，布田川断層の南側に位置する出ノ口断層の北東側延長部にあたる．もう1条はその断層と共役関係を持つ断層と既往調査で報告されており，両断層間は凹地となって過去の活動履歴を残している．




写真－1　俵山西麓の地表地震断層

既往調査で断層の分布が推定されている桑鶴大橋では，調査時点（H29.5）で改修工事中であり，その一環で行われた切土法面に新たな断層を確認した．断層ガウジを伴う高角度の破砕帯が確認されるが，今回の地震で活動したものではないと判断される．




写真－2　桑鶴大橋工事現場切土の断層

なお，大切畑ダム堤体部は，既往調査で右横ずれ断層の通過が報告されるが，改修工事の進捗により，地震断層の痕跡は僅かに残すにとどまった．

（2）鉄塔露頭

露頭に分布する地層は，下位から G 層（砂礫），F 層（砂礫），E 層（礫・腐植混じり砂質シルト），D 層（軽石質砂礫），C 層（礫混じり砂質シルト層），B 層（腐植混じり砂質シルト層，腐植・砂質シルト），A 層（砂質シルト層（ローム））からなる．

地表に変位を与えている主な断層として，北西側から断層 a～断層 f の 6 条が認められる．いずれも，見かけ上南東側落ちの変位が見られる．最も変位量の大きな断層は断層 a で，F 層を鉛直約 5m 以上変位させている．この断層 a は走向 N40° E で，80° 東傾斜を示す．断層面は明瞭ではなく凹凸があるが，地表付近まで連続している．地表面や露頭表面に段差や大きなズレといった最近活動した明瞭な痕跡は確認できないが，露頭上部の地表に立つ送電鉄塔が南東側に傾くなど地表に変状が見られること，地表地震断層の延長に位置していることから 2016 年熊本地震時に活動したものと判断した．活動年代を特定するため，E 層上部の腐植層および B 層下部において 14C 年代測定を行い，それぞれ，19,700calBP，7,500calBP の年代値を得た．

## 4. 考察

大切畑ダム周辺において，布田川断層帯の分布を調査した．特に鉄塔露頭においては，2016 年熊本地震で活動した可能性がある．14C 年代測定によって，以下の少なくとも 4 つの地震イベントとそれらの活動時期を推定される．（1）2016 年熊本地震，（2）B 層下部堆積後 B 層上部堆積前（断層 d,a の変位）．活動年代は 7,500 年前以降．（3）C 層堆積後 B 層下部堆積前（断層 c,e,f の変位）．活動年代は 19,700 年前～7,500 年前．（4）E 層堆積中（断層 b の変位）．活動年代は 19,700 年前．なお，これらのイベント層準の解釈は，明瞭な断層変位についてのみであり，小規模な変位が途中に生じている場合には，さらに活動間隔が短くなる可能性があるが，熊本地震を含めた最近 3 回のイベント間隔は 3,700 年～10,000 年程度と見積もられる．

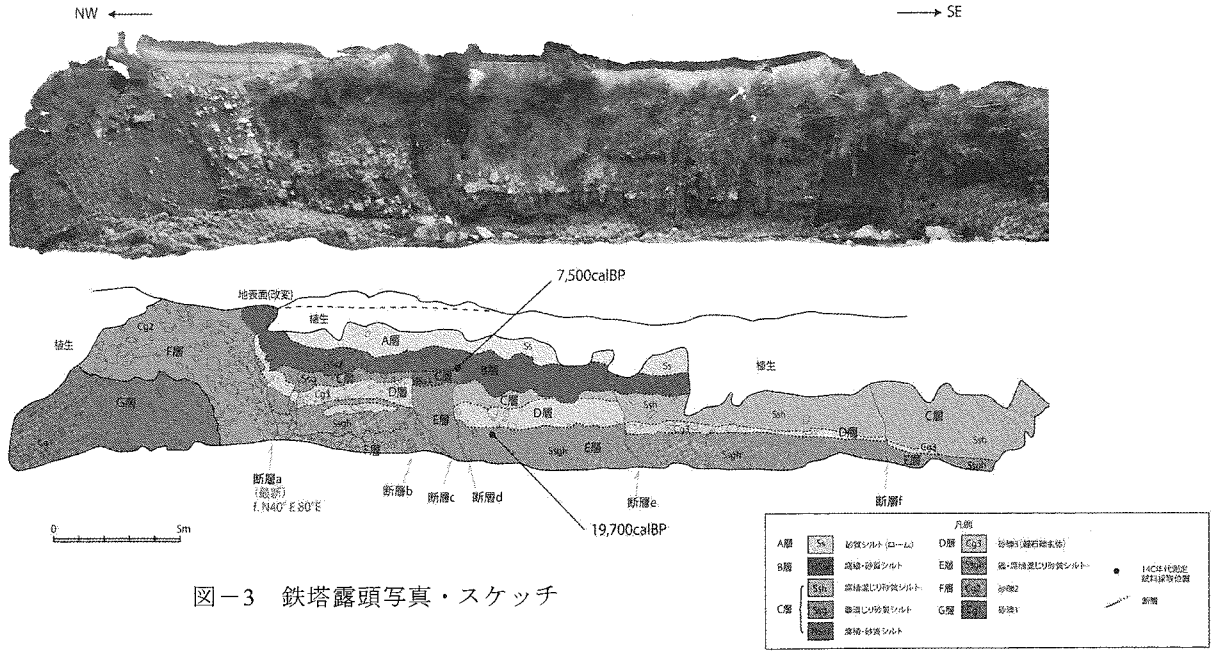
## 文献

1）（一社）日本応用地質学会・九州応用地質学会（2017）：2016 年熊本・大分地震災害調査団報告書．

2）地震調査研究推進本部（2013）：布田川・日奈久断層帯の評価（一部改定）．

3）立野ダム建設に係わる技術委員会（2016）：立野ダム建設に係わる技術委員会報告書．

4）熊原康博ほか（2016）：2016 年熊本地震に伴う地表地震断層の分布とその特徴，日本地球惑星科学連合連合大会 2016 年大会講演要旨．




図－3　鉄塔露頭写真・スケッチ

# 54. 微動探査による熊本平野周辺の広域S波速度構造

Shear-wave velocity structure of Kumamto Plain according to Microtremor-survey

○松山尚典・谷田貝淳・鈴木晴彦（応用地質㈱）・先名重樹・藤原広行（防災科学技術研究所）
Hisanori Matsuyama,Yatagai Atushi,Haruhiko Suzuki（OYO Corp.）,Shigeki Senna,Hiroyuki Fujiwara(NIED)

## 1. はじめに

2016年熊本地震の発生を受け，総合科学技術・イノベーション会議による SIP「レジリエントな防災・減災機能の強化」の一環として，防災科学技術研究所により，強震動予測のための広域地盤モデルを作成するための調査が実施され[1]，熊本平野地下の広域のS波速度（以下では Vs と表現）構造モデルが作成された[2]．この作業において熊本平野の地下の地盤構造に関連する重要な情報が得られた．以下，作成された地盤モデル（速度構造モデル）を紹介し，地盤構造からみたその意義について述べる．

## 2. モデルの概要

地盤モデルは，地震調査研究推進本部の「地下構造モデル作成の考え方」等[3),4)]に準拠して，地震基盤から工学的基盤付近までを「深部地盤モデル」(Vs2,700m/s～Vs400m/s)，工学的基盤付近から地表までを「浅部地盤モデル」(Vs400~500m/s 以下)として作成した．いずれも250mメッシュで構成されている．

## 3. 使用したデータとモデル作成方法

### 3.1 深部地盤モデル

新たに実施された微動探査（最大半径 800mの大アレイ 26 箇所）で得られた位相速度曲線と H/V スペクトルのデータを用いて鈴木・山中(2010)の方法[5]による逆解析を行い Vs 構造を求めた(図-1)．さらに，産業技術総合研究所の重力探査データ[6]を用いて残差重力

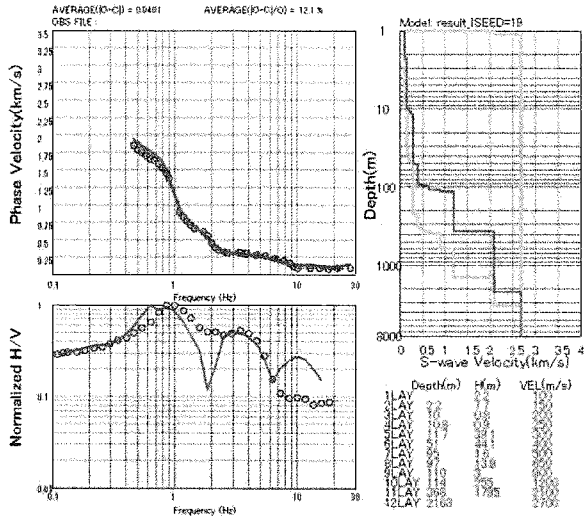



図-1 微動探査(大アレイ)の逆解析結果 (KNMA026)
左上 位相速度曲線（線：理論，点：観測）
左下 H/V スペクトル（線：理論，点：観測）
右 1 次元速度構造モデル（上：グラフ，下：各層の深度・層厚・S 波速度）

値と各速度層の深度の関係を求め,それを元に観測データのない領域の速度構造を推定して，広域の３次元の Vs 構造モデルを作成した．平野の周辺部では，J-SHIS の深部地盤構造モデル[7]と接合した．

### 3.2 浅部地盤モデル

モデル作成には，新たに実施された微動探査（半径10m以下の極小アレイ約 500 箇所）のデータを用いた．得られた位相速度曲線は，平野の西部（有明海側）では東部（阿蘇山側）に比べて浅部の Vs の小さい層が厚いことを示す(図 2)．これは，西部ほど沖積層が厚くなる地盤の構造と整合する．一方，阿蘇カルデラ周辺に広く分布する Aso-4 火砕流堆積物(約 9 万年前に噴出)から成る台地上の観測点の位相速度曲線は，平野部と異なり，地下のごく浅い深度から Vs が大きくなることを示す(図-3)．このように，微動探査データには，地下地質の特徴が明瞭に反映されている．

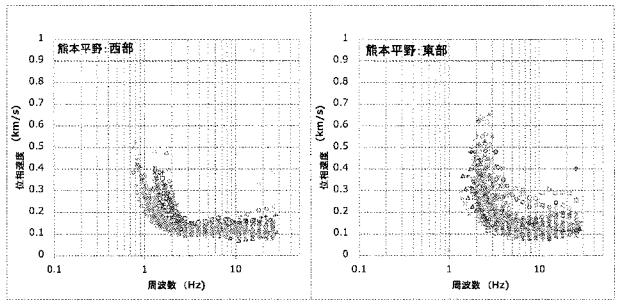



図-2 微動探査(極小アレイ)の位相速度曲線：平野の西部(左)と東部(右)

これらのデータを Senna et al.(2013)[8]の手法で解析し，各観測地点の深度方向の Vs 構造を求めた．さらに，これを面的に補間して3次元の Vs 構造モデルを作成した．

また，公開資料[9]や web で公開されているボーリングデータ[10](モデル化範囲で合計約 2,000 本)や既往の地盤構造資料を用いて地質構造と速度構造の関係を検討した．熊本地震による被害が集中した益城町では，特に稠密な配置で微動探査が実施され，Aso-4 火砕流堆積物の分布と微動探査による地盤の Vs 構造が整合的であること，既往のボーリング調査の結果[11]ともよく合うことが確認された（図 4）．

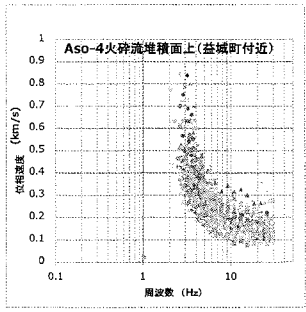



図-3 益城町付近の Aso-4 火砕流堆積面上で得られた位相速度曲線

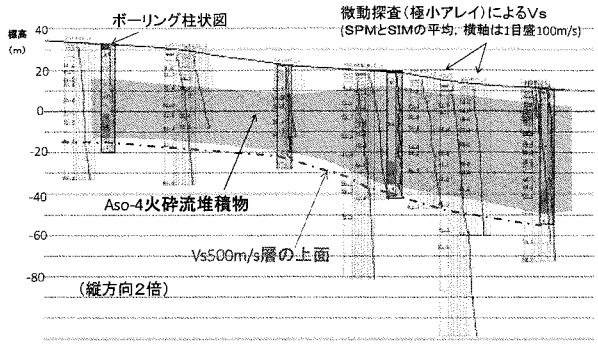



図-4　益城町の被害集中地域付近の地盤の Vs 構造

### 3.3　浅部・深部統合地盤モデルの構築

作成した深部及び浅部の地盤モデルを S 波速度 500m/s 層の上面で接合し，広域の「浅部・深部統合地盤モデル」[1]を構築した．

## 4.　統合地盤モデルの特徴と地質構造

この統合地盤モデルの主な特徴は，次の通りである．

・地震基盤の深さ(図-5)

熊本平野および周辺では，地震基盤(Vs2,700m/s 以上)は白亜系御船層群より古い地層に相当すると考えられる．平野部の大部分の地域では，これより Vs が小さく白亜紀以新の堆積層に相当する地盤の層厚は 1,200m以上であり，平野南部の布田川・日奈久断層帯の近傍では 1,700mを超える．既往の J-SHIS モデル[7]と比べると，全体に数百m程度深い．この差は，強震動解析上では，かなり大きな相違となると予想される．

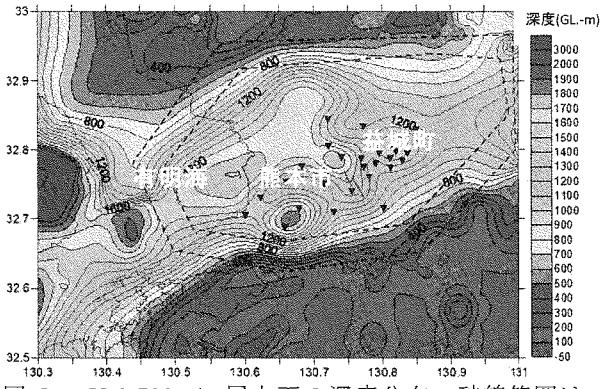



図-5　Vs2,700m/s 層上面の深度分布．破線範囲は，J-SHIS モデルと接合した際のバッファゾーン

・工学的基盤の深さ(図-6)

Vs500m/s 上面は，平野主部では深度 40m～100mで有明海に向かって深くなる．これは，既往地質断面図[12]に示された Aso-4 火砕流の下位層の構造と調和的である．また，益城町付近の木山川沿いの低地でも深度 40～80mで周辺より深い．これは，「木山-嘉島地溝」(渡辺ほか,1979)[13]の構造に対応している．

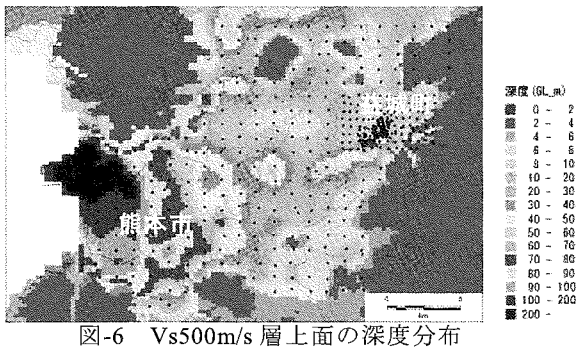



図-6　Vs500m/s 層上面の深度分布

## 5.　まとめと今後の課題

広域・多地点の微動探査データをもとに構築した，地震基盤から地表までの地盤の Vs 構造は，今後，熊本平野の地盤構造を考える上で重要な情報となると考える．地震被害に関連する平野部の沖積層の層相・層厚の変化や活断層と速度構造との関係などについては，さらに検討する必要があるが，今後このモデルを修正しつつ，広域の強震動予測や益城町における被害集中地域の地震動の再現計算などを行う予定である．

**謝辞**

本報告は，総合科学技術・イノベーション会議による SIP「レジリエントな防災・減災機能の強化」の⑤「リアルタイム被害推定・災害情報収集・分析・利活用システム開発」の成果をもとにしている．

**文献**

1)先名重樹ほか(2017)：強震動評価のための浅部・深部統合地盤モデルの構築，第 52 回地盤工学研究発表会，予稿集，0878.

2)松山尚典ほか(2017)：ボーリング資料および微動探査データによる熊本平野および益城町中心部の強震動予測のための浅部地盤の弾性波速度構造モデルの作成，第 52 回地盤工学研究発表会，予稿集，0881.

3)文部科学省地震調査研究推進本部地震調査委員会(2017)：地下構造モデル作成の考え方.

4)文部科学省地震調査研究推進本部地震調査委員会(2017)：地下構造モデル作成の考え方」に基づいて作成された関東地方の浅部・深部統合地盤構造モデル説明資料.

5)鈴木晴彦・山中浩明 (2010)：深部地盤の S 波速度構造推定のための地震記録と微動探査データの同時逆解析，物理探査，63，215-227.

6)産業総合技術研究所 (2014)：重力データベース (GALILEO), [online] https://gbank.gsj.jp/gravdb/. .

7)防災科学技術研究所：J-SHIS, [online] http://www.j-shis.bosai.go.jp/.

8)Senna Shigeki, et al. (2013) : Modeling of the subsurface structure from the seismic bedrock to ground surface for a broadband strong motion evaluation, Journal of Disaster Research, 8,5.

9)地盤工学会九州支部(2005,2012)：九州地盤情報共有データベース，CD-ROM.

10)全国地質調査業連合会(2016)：平成 28 年熊本地震復興支援ボーリング柱状図緊急公開サイト，[online] http://geonews.zenchiren.or.jp/2016KumamotoEQ/index.html

11)吉見雅行ほか(2016):益城町市街地の 2016 年熊本地震被害集中域における非線形地盤応答特性，平成 28 年度京都大学防災研究所研究発表講演会，A05.

12)熊本地盤研究会(2014)：熊本地域の地質断面図，くまもと地下水財団,93pp.

13)渡辺一徳ほか(1979)：阿蘇カルデラ西麓の活断層群と側火口の位置,第四紀研究,18,2,89-100,日本第四紀学会.

# 55. 熊本地震 阿蘇大橋地区の斜面崩壊における崩壊機構の一考察

Kumamoto earthquake　A Study of Collapse Mechanism in Slope Failure in Aso Bridge Area

○積田清之,福井謙三,永川勝久(基礎地盤コンサルタンツ)・与那嶺淳(国土交通省九州地方整備局)
Kiyoyuki Tsumita, Kenzo Fukui, Katsuhisa Nagakawa, Atsushi Yonamine

## 1. はじめに

平成２８年の熊本地震では大規模斜面崩壊(阿蘇大橋地区斜面崩壊)が発生した.

従来から地震等で崩壊が発生し易い箇所は、凸型,遷急線付近,急勾配斜面などが指摘されている.

各学会の調査報告(例えば,文献2. 4. 5. )による見解も揃いつつあるが,当該事例の詳細調査では若干異なった事実も判明している.

その中で本稿では『地形解析』により上記の危険箇所の判定条件が合致しているのか,検討を行った.

## 2. 崩壊の概要

崩壊箇所は阿蘇火山外輪山の内側斜面に位置し,輝石安山岩溶岩を主体とした地質の斜面が崩壊した(写真-１).崩壊規模は崩壊土砂量が約50万m3,崩壊幅が約200m,崩壊長が約700mとされる.




写真-１　H28/5/九州地方整備局撮影

## 3. 地形解析方法

崩壊前後の地形情報を用いて以下３種類の図面を作成した.

**（１）CS 立体図**（文献6）(作成：鹿児島大学砂防研究室):GISソフトを利用し,標高レイヤ,傾斜レイヤ,曲率レイヤにそれぞれ異なる色調で彩色して複数のレイヤを重ねて透過処理した.

**（２）傾斜区分図**:崩壊前後の斜面について勾配別の分布状況を解析した.

**（３）標高差分図**:崩壊前後の標高の差分を解析した.使用した主なＬＰデータは,以下のとおりである.

■ 崩壊前：九州中部航空写真・レーザ測量業務(2010年4月～6月)測量成果DEM

■ 崩壊後：航空レーザ測量DEM(国際航業(株)自主計測2016年4月17日)

## 4. 地形解析結果

**（１）CS立体図**:崩壊前には斜面中腹に凸型地形を有する急斜面(標高600～650m付近で遷急線と遷緩線で囲まれた部分)が帯状に分布していた.

特に崩壊した箇所は,過去の崩壊を示す「すり鉢状の地形」が見られる.また,遷急線上方の林道付近でもやや凸型の地形を読み取ることが可能で(図-１左参照),ここでは岩盤クリープを生じていた可能性も指摘されている(文献3).

**（２）傾斜区分図**:崩壊前は,遷急線下方の斜面は50°以上の急崖斜面を呈していたが,崩壊後は30° 程度の勾配になっている.また,崩壊地内の急斜面下端に遷緩線が認められる(図-１右参照).

**（３）標高差分図**:崩壊の最大厚さは,約25mであった.尾根部は1～2m 程度沈下し,崩壊地外では特に大分側（東北東側）の隣接斜面中腹の急斜面にはらみ出しが生じている(図-２参照).

## 5. 崩壊機構

解析の結果,以下の点が明らかになった。

①崩壊前には,斜面中腹～上部に帯状の急崖部（遷急線と遷緩線で囲まれた部分)が連続して分布していた.

②急崖部は大分側から熊本側（西南西側）にかけて出現高度が徐々に上がり,崩壊区間では旧崩壊の影響を受けて大分側・熊本側より急傾斜となっている.

③急崖部より上方の斜面は平行斜面から凸型斜面となる地形的特徴が認められ,岩盤クリープ現象が生じていた可能性がある.

以上の地形解析結果に加えてボーリング調査から,急崖部は亀裂が発達する安山岩が分布し,緩みが生じやすく,孔内水位も殆ど見られないことや岩質が不良であることが判明した(図-３参照).

さらに弾性波探査の結果に基づくと,弾性波速度(Ｐ波)が1km/s 程度の低速度帯,層厚約20～25m程度が崩壊した事が明らかになった.また,崩壊頭部では「櫛歯状」に弾性波速度の落ち込みが生じ,崩壊崖面測に傾斜していることも判明した.この低速度帯となる弱層(亀裂に沿った緩み等)を利用して頭部が崩壊した可能性が示唆される.

これらの地形的特徴は以前から指摘された点であるが,地震動が増幅する山頂部斜面凸部付近に不良な地山も併せて分布していた事が被災要因の一つと考えられ,特に当該崩壊部分は急崖部上方斜面に土塊が残存していたことが大規模化した大きな要因と考えられ

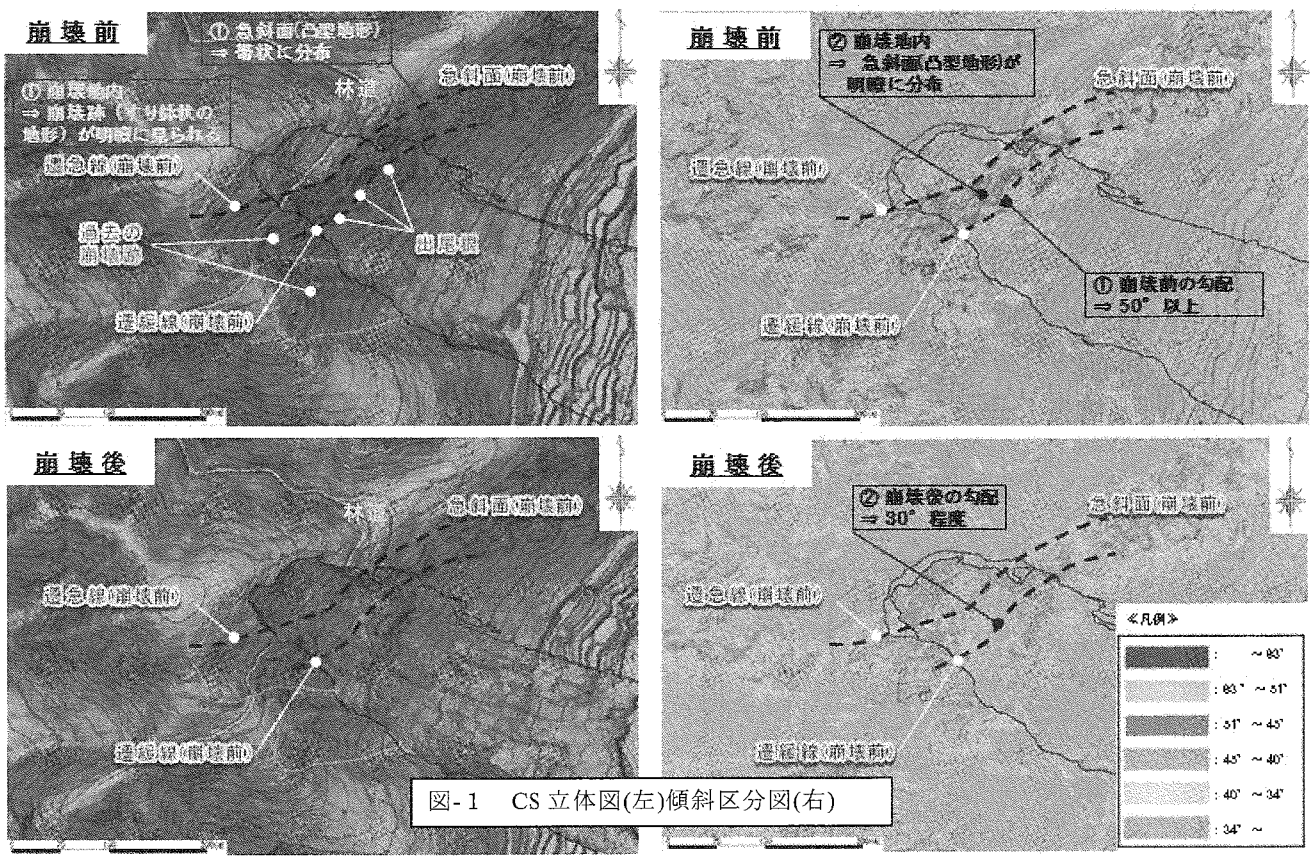



図-1　CS 立体図(左)傾斜区分図(右)

る.

## 6．まとめ

被災前後のLP データによる標高や傾斜,微地形等の比較を行った結果,地震災害で一般的に言われている凸型,遷急線付近,急勾配斜面,高標高部等,同様の地形特徴で崩壊が生じている事が明らかになった.

これらの地形的特徴と尾根部に多量の不安定土塊が存在し,その下位の急崖部の地山が不良であった事が大規模崩壊となった要因として挙げられる.

以上, LP データに基づいた地形解析を行って,崩壊斜面について検討・評価した。

今次地震に限らず,崩壊危険箇所の検討・評価にはLP データによる地形解析が有効であり,加えて地質解析結果も併せて考察することも有益な情報を得ることができ,重要と考える.

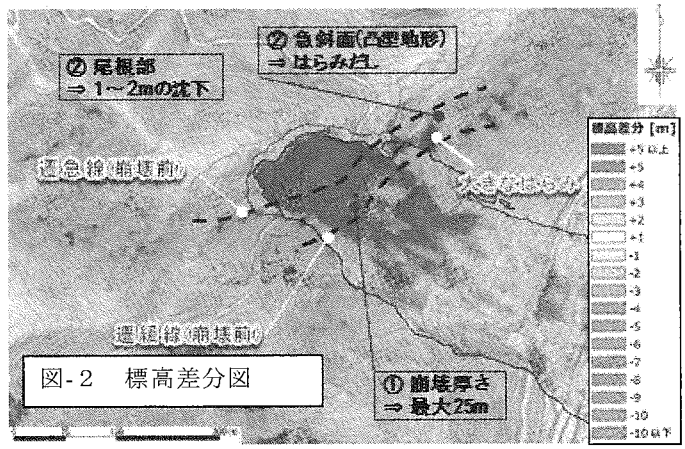



図-2　標高差分図

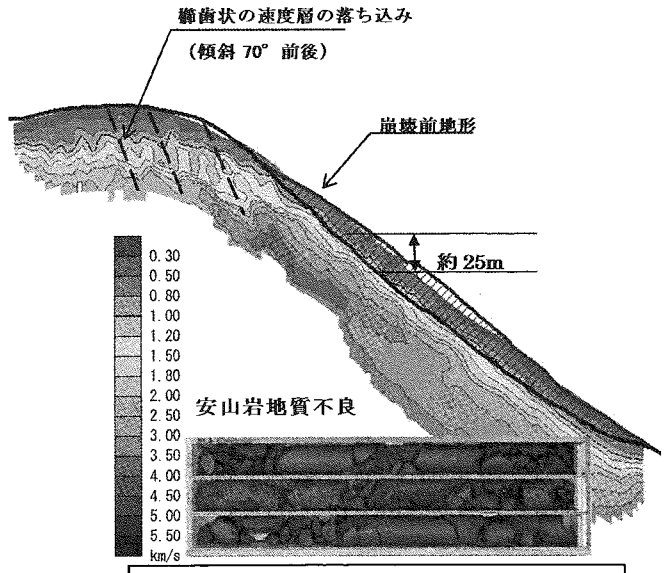



図-3　弾性波探査結果と安山岩不良部

**文献**

1. 国土交通省九州地方整備局ホームページ
http://www.qsr.mlit.go.jp/bousai_joho/tecforce/sabo/index.html
2. 土木学会西部支部「2016年熊本地震」被害報告会
3. 砂防学会(2016):平成28年熊本地震による土砂災害に関する緊急調査報告書
4. 地盤工学会(2017):平成28年熊本地震地盤災害調査
5. 日本応用地質学会(2017):2016 年熊本・大分地震災害調査団報告書
6. 戸田(2012):航空レーザー測量データを用いた微地形図の作成:砂防学会誌-65(2)

# 56. 熊本地震　阿蘇大橋地区斜面崩壊からの地質学的考察

Geological consideration from slope failures in the Aso Ohashi area caused by 2016 Kumamoto earthquake

○福井謙三・積田清之・永川勝久・若林真由美（基礎地盤コンサルタンツ）
Kenzo Fukui, Kiyoyuki Tsumita, Katsuhisa Nagakawa, Mayumi Wakabayashi

## 1. はじめに

平成 28 年熊本地震では，熊本県南阿蘇村において国道 57 号，国道 325 号（阿蘇大橋）並びにＪＲ豊肥線を巻き込んだ斜面災害が発生した．この大規模斜面崩壊については，発生当初から多くの学会等の調査報告が行われ，多くの知見や見解が公開されている．一方，当該地区では災害復旧のための様々な詳細調査が実施された結果，速報段階の見解とは若干異なった事実も判明している．本研究では詳細な地質調査結果等を基にこの大規模崩壊の検証を試みるとともに，地震時に発生した崩壊現象や被害状況を地形・地質学的に検討することで，今後同様の地震時斜面災害のリスクについて考察する．

## 2. 大規模斜面崩壊の自然要因について

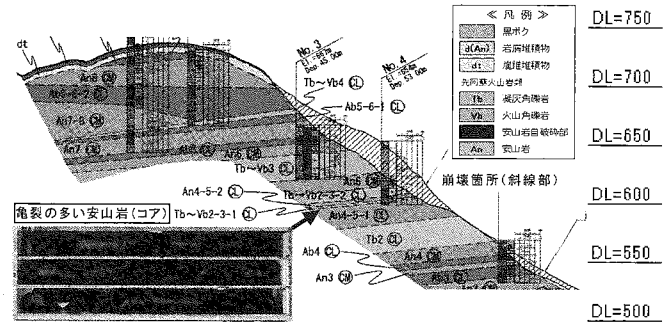
当該地区の土砂災害復旧に関する一連の調査・観測結果並びに対策工や施工監理に関する検討内容は，九州地方整備局のホームページに公開されている[1]．この成果を中心に当該斜面の崩壊に関連する要因を記す．

①地形

阿蘇カルデラの外輪山内側斜面に位置するが，立野火口瀬に隣接し北側の外輪山から分離し，黒川の段丘面から比高 350m 程度の山体を形成しており，その南東に開いた山麓斜面に相当する．崩壊前の地形的特徴として，地質構成を反映して斜面中腹より上位にかけて傾斜が 35~50 度の急崖が形成されており，急崖より上位から尾根筋までは傾斜 20~30 度の緩斜面が，急崖より下位には崖錐性の緩斜面（傾斜 10~25 度）を形成していた．また，急崖は平面的に出入りの激しい崩壊跡（出尾根地形）を呈し，更に急崖線は南東から北西に向かって尾根筋とともに標高が上昇するように位置していた．

②地質

山体は約 30 万年前以前の先阿蘇火山岩類から成り，急崖上方の緩斜面には岩屑堆積物（旧崖錐堆積物？）が，斜面の下方には崖錐堆積物が厚く堆積している．全域で層厚は変化するものの降下火山灰層（黒ボク・赤ボク）が覆う．斜面末端の黒川左岸には約 3 万年前に噴出した赤瀬溶岩が峡谷をなして露岩し，段丘面上には湖成堆積物の存在が知られている．崩壊した先阿蘇火山岩類は，何層かの安山岩の溶岩とその自破砕部を主体に凝灰角礫岩や火山角礫岩を挟む“サンドイッチ構造”を形成して若干山側へ傾斜（受け盤）している．特に今回崩壊した標高付近では，層厚 10~25m程度の安山岩や自破砕溶岩が急崖を形成しており，急崖の根元を支える安山岩溶岩は亀裂が多く脆弱化していることがボーリング調査によって判明した（図－1）．このほか，尾根に近い付近では，深さ 50m 以浅で亀裂開口幅累積量が 1,000 ㎜を超えるが，未崩壊斜面上では深さ 30m 以浅で亀裂累積開口量は 150~500 ㎜程度と低標高部ほど少ない傾向にあることがボアホールカメラより観察された．




図－1　大規模崩壊箇所の地質断面図（投影）

③地下水

崩壊斜面中腹のボーリング調査孔のみ孔底近く（GH=538m 付近）にて水位が確認された．自破砕溶岩や火山角礫岩は風化変質を受けて粘土化が進行して難透水層を形成するとの指摘[2]もあるが，当該斜面の中腹より高標高部では必ずしも帯水層の形成に寄与していないと推定される．

④誘因

当該斜面は平成 28 年 4 月 16 日 1 時 25 分に発生した本震（M=7.3）の強震動によって崩壊した．崩壊地近傍の観測点：南阿蘇村河陽（震央距離 25.1 km）では震度 6 強（計測震度 6. 2），合成加速度は 1,316.3gal を記録した．また，GNSS による地殻変動が最寄りの長陽観測点において最も大きな変位（南西に 98 cm，上に 24 ㎝変動）が報告されている[3]．これらの大きな数値は地殻浅部の地震断層運動によってもたらされたものであり，地表地震断層の調査から，布田川断層の東端は阿蘇カルデラ内の東海大付近まで達している．更に，崩壊箇所のある高標高部の急崖斜面では地震動が増幅されたことが容易に想定される．このほか，断層破壊伝播時のディレクティビティ効果，横ずれ断層末端部のなぎさ現象，火山地帯の動的誘発作用などの影響によって増幅されたと指摘する報告もある．なお，降雨状況として，4 月 7 日に 100 ㎜前後の日降水量が阿蘇

地方にあった（アメダス阿蘇乙姫・南阿蘇）.

### 3. 大規模斜面崩壊の特徴

①崩壊規模

崩壊幅は頭部の崩壊部で 150m 前後，中央部の滑走域で約 200m，下部から末端部の堆積域では 250~300m であった．崩壊延長(水平距離)は崩壊部で 170m，中央部で 310m，土手状に堆積が始まる地点から黒川右岸までが 260m，総延長 740m に達する．崩壊土量は崩壊前後の 1 mDEM の比較により，頭部崩壊で約 50 万㎥と算定され，滑走部は削剥や堆積はあるが土量はほぼプラスマイナスゼロ，堆積域では土砂が段丘堆積物とともに一部が黒川の峡谷に流れ込み埋め立てたことが到達土砂の痕跡から確認されている（図－2）.

②崩壊地質と崩壊物質

崩壊した地質は安山岩や同質自破砕部，火山角礫岩に加えて尾根近くの緩斜面に堆積していた岩屑堆積物と黒ボクであった．基盤の自破砕部や火山角礫岩は全体に風化を受け土砂化している状況が崩壊面でも観察された．また，崩壊物質は大径礫を含む土砂であり，高含水の火山灰質粘性土を含んでいるため，崩壊時には流動性が高い状況になったと推定されている.

③崩壊形態

前述の地形・地質的要因を有する当該斜面の直近において地表地震断層を伴うような強震動を誘因とした崩壊が発生したことに関しては異論がないと考える．一方で崩壊形態分類として，大規模崩壊，深層崩壊など見方によって見解が異なっている．火山性地山を含む土石が地震時に短時間に崩壊して流れ下る現象として岩屑なだれや土石流化現象であったとの見方もある.

④崩壊影響範囲

今回の崩壊土砂到達の末端は黒川であり，河谷を埋め左岸側河谷壁に約 70 度で衝突し，その後下流側に流れ下ったものと思われる．したがって，崩土到達距離は黒川に規制されていると考えられる．仮定であるが黒川の渓谷地形が無かった場合の到達距離を崩壊土量と等価摩擦係数の相関から推定すると，崩土は河陽の集落に到達していた可能性が指摘できる（図－2）．なお，等価摩擦係数は火山砕屑物の値 0.2~0.3 とした[5].

### 4. 同様の地震時斜面災害のリスクについて

今回の地震による大規模崩壊による被害の甚大さを顧み，応用地質学的に同様の斜面災害のリスクを保有する場の条件を一般化し試案として以下に提案する.

①第四紀火山地帯にある

・火山岩及び火山砕屑物と降下火山灰が分布する
・サンドウィッチ構造をなし侵食抵抗に差がある
・急崖をなす溶岩などは雨には強いが地震に脆い
・黒ボクと岩屑堆積物が尾根緩斜面に残存

②高標高部に急崖地形を有する崖錐地形がある

・長い滑走斜面が崖錐斜面を呈する
・比高 300m を超える斜面の中腹（150m 以上）に傾斜 40 度以上・高さ 50m 以上の急崖が存在する

③急崖の上方には緩斜面がある

・風化岩や火山灰層などが残存し崩土量が増える

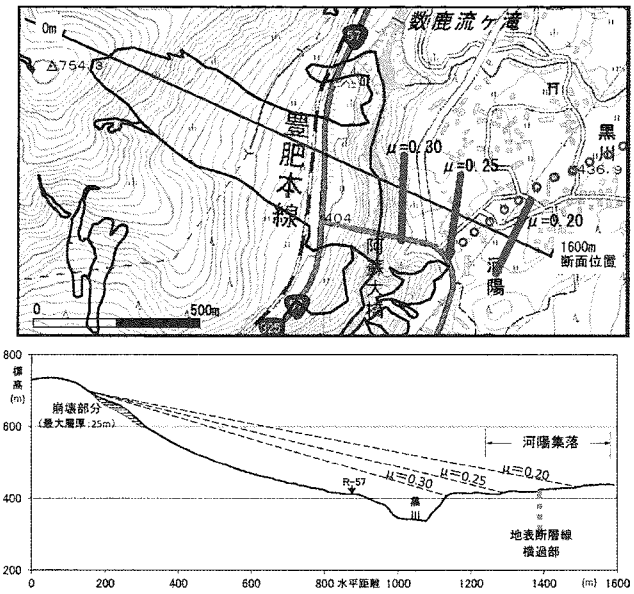
④活断層の近傍にある

・河陽の地表地震断層からの直線距離で約 1km
・北向山断層東端からでも 1.5km と極めて近い

⑤崩壊到達範囲に保全物件がある

・崩土到達範囲内に保全物件がある場合は評価対象

以上の条件を，公表資料（国土地理院 5mDEM，産総研シームレス地質図，デジタル活断層図）を用いて GIS 上にて可能性のある場の抽出を試みる.




図－2　崩壊断面の位置・形状と等価摩擦係数 $\mu$

### 5. おわりに

阿蘇大橋地区の大規模崩壊は，発生条件としては稀なケースと考えられる．一方で発生した場合の影響範囲が大きく甚大な被害も想定されことから同種事例を増やしてリスク評価精度の向上を図ることが望まれる.

### 文献


1) 国土交通省九州地方整備局ホームページ，阿蘇大橋地区土砂災害関係，http://www. qsr.mlit.go.jp/bousai_joho/tecforce/sabo/index.html(2017 年 7 月 15 日閲覧)
2) 地盤工学会（2017）：平成 28 年熊本地震地盤災害調査報告書
3) 日本応用地質学会（2017）：2016 年熊本・大分地震災害調査団報告書
4) 地震調査研究推進本部地震調査委員会（2016）：平成 28 年(2016 年)熊本地震の評価，http://www.static.jishin.go.jp/resource/monthly/2016/2016_kumamoto_3.pdf（2017 年 7 月 15 日閲覧）
5) 千木良雅彦（2016）：深層崩壊に起因する災害と場の予測，基礎工，vol.44，No.6，pp.29-33.

# 57. 2016年熊本地震に伴って変位した阿蘇カルデラ外輪山上の正断層群

Estimation of the displacements of normal faults on the caldera rim due to the 2016 Kumamoto Earthquake

○向山　栄，高見智之，西村智博，佐藤　匠（国際航業株式会社）
Sakae Mukoyama, Tomoyuki Takami, Tomohiro Nishimura, Takumi Sato

## 1. はじめに

平成 28 年熊本地震に伴い，布田川・日奈久断層帯に沿う地域および阿蘇カルデラ周辺に，断続的な地表変位が出現した．これらの変位は，現地調査や空中写真判読により詳細に観察され，またGNSS基準点観測や衛星干渉SAR（InSAR）画像の解析により，測地学的な広域変動が観測された（国土地理院, 2016[1] など）．また，阿蘇カルデラ付近の地表面変位量の面的分布については，応用地質学会による調査報告[2]で明らかにされた．本研究では，阿蘇カルデラ西縁の外輪山上に生じた正断層群による変位分布を詳細に把握できたので，その概要を報告する．なお本研究は，日本応用地質学会の災害調査団の活動の補遺とするものである．

## 2. 調査の手順

本研究では，地表面変位量の抽出に，数値地形画像解析手法（3D-GIV 解析：3D Geomorphic Image Velocimetry）を用いた．この手法は，2 時期の数値地形モデル(DEM)の標高データから求めた地形量を画像化した数値地形画像のペアを作成し，画像マッチング手法を応用して画像の濃淡パターンを追跡することにより水平移動量を求め，対応する座標点の標高値の 2 時期差分値と合成して，3 次元の移動ベクトルを求めるものである．解析手法に依存する計測限界値は 0.1 画素であり，1mDEM を用いた場合，航空レーザ測量と地形データ作成時の誤差を考慮すると，約 0.2m 以上の変位が計測可能である．本研究で用いた地震前後の地形データは，国土地理院が管理する 2010 年計測のデータ，および 2016 年 4 月 20 日に国際航業株式会社が計測した地形データ（1mDEM）を用いた．

## 3. 解析結果

解析により得られたカルデラ西縁部における変位量鉛直成分の平面的分布を図-1 に示す．またカルデラ縁に南北に設定した断面上の，変位量南北成分・東西成分・鉛直成分の各の分布および地形断面を図-2 に示す．

外輪山西縁の，立野から二重峠北方にかけての外輪山斜面上には，東西方向に連なる地表変位の不連続帯が，南北に平行して多数認められた．地表変位の不連続帯の一部は，カルデラ壁斜面にも連続している．また南北方向の地形断面に沿う鉛直変位量の分布を見ると，立野火口瀬付近を最大約-2m として全体に南側がより大きく沈降する傾向が明瞭であるが，変位量の変化は一様に連続的ではなく，小区間に分かれた鋸歯状を呈する．各小区間における変位量は 0.5m 程度以下であるが，白川に近い南方では南側が大きく北側が小さい非対称性が認められる．一方対象地域の北方では，変位の非対称性は明瞭ではない．これらの鉛直変位量の不連続の位置は，InSAR 解析による小断層の分布[3]と良く一致する．またこれらの一部は，既往の文献に記載された活断層とも一致する．

鉛直変位量の不連続に該当する地点における地表変状の観察事例は少ないが，少なくとも数箇所では落差 10～20 ㎝の北落ちまたは南落ちの開口亀裂が確認されている[4]．また二重峠近傍の，比較的顕著な変位が推定される地点を横断するミルクロードの路面には，2017 年 4 月末時点では明瞭な亀裂などは確認できなかったが，路面の撓みと路面亀裂の補修跡が認められた．

## 4. 結論

2016 年 4 月 16 日の地震（M7.3）に伴い，阿蘇カルデラ西縁部の外輪山斜面上において，多数の小断層が変位したと考えられる．これらの小断層群が分布する地域一帯の変位量の東西成分と鉛直成分の分布は，北向山断層近傍が最大であり，断層から 5km 程度で減衰する傾向があるが，南北成分は北向山断層の北方約 5～10 ㎞にかけて再び増大しており，全体に南北方向の伸張場が形成されたと推定できる．また，鉛直変位量の分布の傾向から，小断層群はそれぞれ正断層的に変位し，ハーフグラーベン群が形成されたことが示唆される．一方，小断層群が認められた地域において，本震前後に M4 以上の地震の震源は記録されておらず，特定の震源断層を示唆する測地学的変位も認められない．したがって小断層群は起震断層ではなく，本震に付随して副次的に動いたと考えられるが，布田川断層帯との関連については今後さらに検討を進め，地下構造や連続性と活動性の詳細を明らかにする必要がある．

## 文献

1) 国土地理院（2016）：平成 28 年熊本地震に関する情報，だいち 2 号干渉 SAR による変動の検出について，公開サイト（2016.08.16 最終閲覧）
http://www.gsi.go.jp/BOUSAI/H27-kumamoto-earthquake-index.htm

2) 向山 栄ほか（2017）：2 時期の航空レーザ計測地形データ解析による平成 28 年（2016 年）熊本地震前後の阿蘇カルデラ地域における地表変位，2016 年熊本・大分地震災害調査団報告書，日本応用地質学会，pp. 55-63.

3) Fujiwara et al. (2016) : Small-displacement linear

surface ruptures of the 2016 Kumamoto earthquake sequence detected by ALOS-2 SAR interferometry, Earth, Planets and Space (2016) 68:160

4) 宇根寛ほか（2016）：平成 28 年熊本地震に伴い阿蘇外輪山北西部に現れた多数の地表変位について，日本活断層学会 2016 年度秋季学術大会講演予稿集，pp. 40-41.

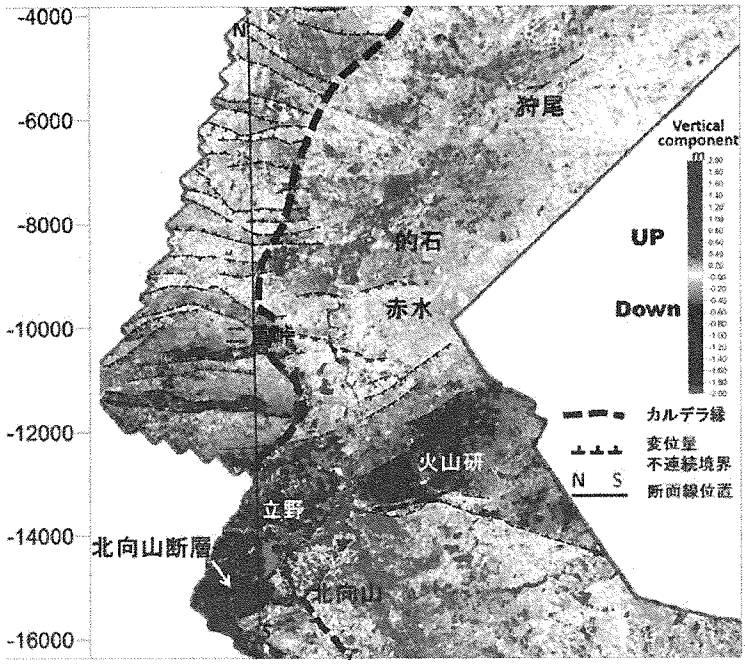



図-1　航空レーザ数値地形画像解析による阿蘇カルデラ西縁付近の鉛直変位量の分布

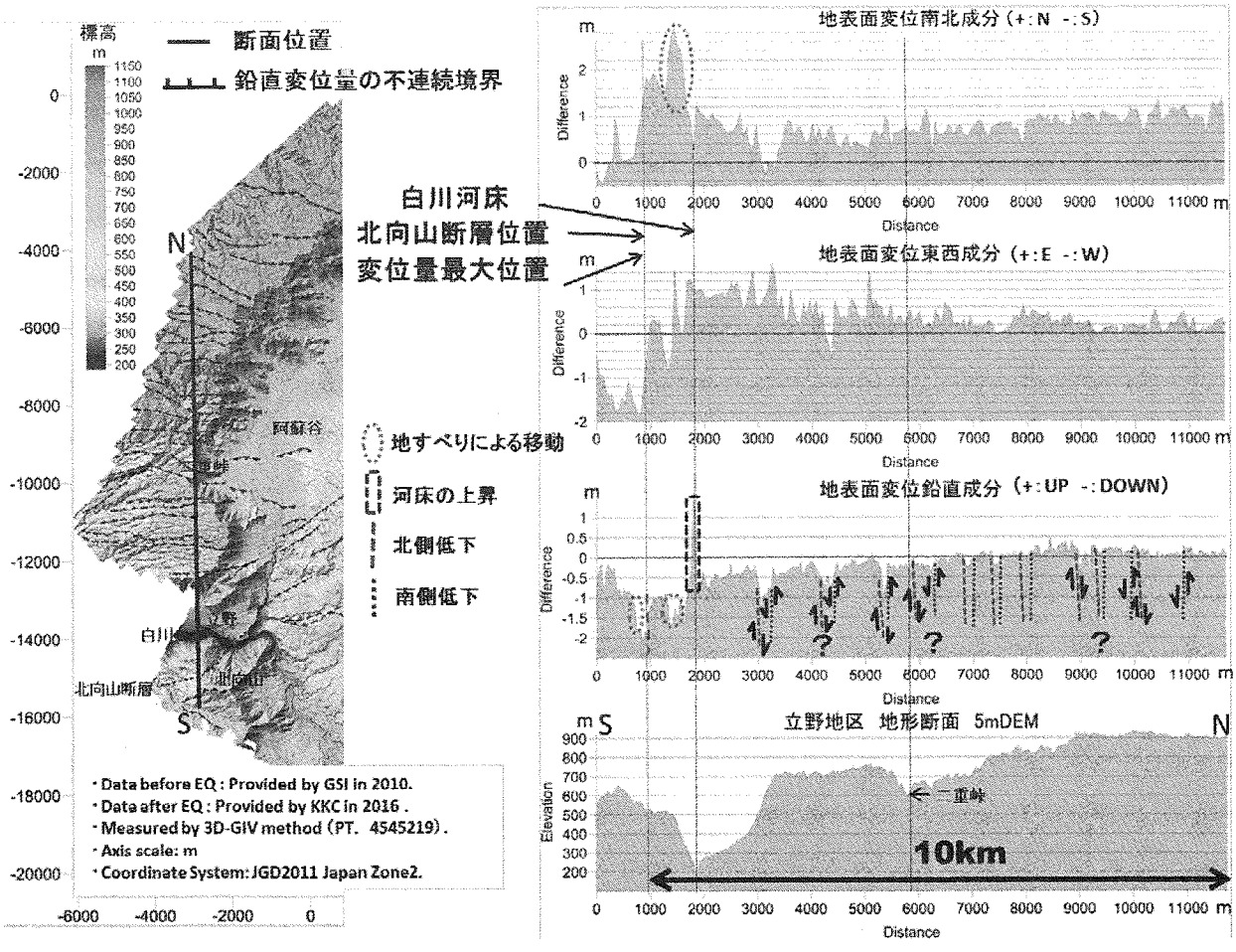



図-2　2016 年熊本地震前後の阿蘇カルデラ西縁外輪山斜面の地表面変位分布

# 58. 南アルプス間ノ岳の大規模斜面崩壊を規制する付加体の地質構造

Structure of accretionary complex controlling large rockslides of Mt. Ainodake, Southern Alps, Japan

○木村克己（防災科学技術研究所），西井稜子（新潟大学）
Katsumi Kimura and Ryoko Nishii

## 1. はじめに

南アルプス（赤石山脈）北部に位置する北岳（標高3193m）から間ノ岳（標高3190m）にかけての主稜線とその斜面には四万十帯付加体の連続した露頭が好露出している．主稜線に沿ってほぼ全域に線状凹地が分布し，間ノ岳の南尾根には2系統の線状凹地が発達した特異な多重山稜が認められる（松岡，1985）．この南尾根を源頭部として東南東方向に延びるアレ沢は，比高400m，平均傾斜45度の大規模な崩壊斜面地をなしている（Nishii and Matsuoka, 2012）．

本研究は，間ノ岳から北岳の主稜線付近を調査対象として，現地調査，航空写真解析，および航空レーザーデータ(2mDEM)を用いた地形・地質構造の解析に基づいて，付加体の地質構造と斜面崩壊の生成機構を検討したのでその研究成果を紹介する．

## 2. 地形・地質概説

調査地域は，四万十帯白亜系白根層群（Kano and Muramatsu, 1988）の分布域にあたり，緑色岩，チャート，石灰岩の岩体と泥質基質の混在岩からなる北西部ユニット（北岳-中白根山ユニット）と，砂岩頁岩互層が卓越し，混在岩を伴う南東部のユニット（間ノ岳-八本歯ユニット）に二分できる．両ユニットは幅広いせん断帯を伴う北東-南西走向で南東傾斜の断層で境されている．層理面の走向は，北東-南西方向が卓越し，東傾斜50~60度，地層の上位は砂岩頁岩互層の級化構造などから西上位の逆転を示す．北岳から中白根山間の主稜線は，北岳-中白根山ユニットで構成され，北東-南西方向に約2km長にわたって直線的に延び，稜線上には東落ちの正断層を伴う線状凹地がしばしば発達する．一方，中白根山から間ノ岳南尾根間の主稜線は，その大半が間ノ岳-八本歯ユニットで構成され，延びの方向は南北および北北西-南南東方向で全体に地層の走向に斜交し，切り立った斜面をなす．間ノ岳南尾根には数多くの線状凹地が発達し，その東斜面に位置するアレ沢は全体が大規模な崩壊地をなしている．

## 3. 付加体の地質構造

斜面の発達を規制する地質構造としては，層理面(S0)，層理面フォリエーション(S1)，断層，節理の4つの面構造がある．S1はS0に準平行する構造的に形成された面構造であり，頁岩や破断した互層に認められる．S0とS1は，2条の平行する断層に挟まれた区画内部で，シグモイダルな形状をなして平行配列をなす．これらの形状はデュープレックスに対比できる．デュープレックスは付加体の典型的な構造であることから，この構造を構成する断層は付加体形成時のスラストにあたると考えられる．

## 4. 地形・崩壊と地質構造

北岳から中白根山間の主稜線の北西向き斜面は，ほぼ斜面に平行する平坦な節理面を滑り面とする流れ盤となっており，層理面は谷側へクリープし傾斜する．一方，南東向き斜面は，層理面・S1，スラスト，およびこれらの組み合わさった複合構造面を滑り面とする流れ盤構造を示す．

アレ沢の崩壊は，約幅600m，比高400mの谷斜面に発生しており，その深い崩壊斜面に9セットのスラストと層理面・S1からなる北東-南西走向，南東傾斜のデューレックスが認められる．その左岸にあたる尾無尾根では主断層で南落ちの正断層にあたる落差が発生している．崩壊地の谷頭部や斜面ではスラスト・層理面に沿って，岩石が変位・滑動している．間ノ岳南尾根は，間ノ岳山頂直下から西農鳥岳の鞍部までの約1.2km長の区間（標高3100-2800m）であり，アレ沢の右岸斜面に接している．同尾根は，4条の正断層と考えられる，南傾斜40度前後の平滑な急傾斜部とシグモイダルな線状凹地群を伴った緩斜面部とが繰り替えす変状地形を示す．地形変状と構造方向の特徴から，急傾斜部はアレ沢斜面に認められたスラストに，線状凹地群の面構造は層理面・S1とにそれぞれ対比できる．

## 5. まとめ

赤石山脈北部の主稜線とその斜面地形の形状は付加体の地質構造と密接に関連した特徴を示す．走向方向に平行な主稜線では南東向き斜面は層理面，北西向き斜面は節理面を滑動面とする流れ盤崩壊の発生を反映した斜面形状を示す．一方，走向に斜交する間ノ岳南斜面やアレ沢では南傾斜のスラストと層理面とが重力性クリープによる正断層として再活動して，尾根を横断する線状凹地群を形成し，スライドブロックの滑り面を構成していると考えられる．

**謝辞**　富士川砂防事務所には航空レーザ測量データをご提供いただいた．ここに感謝いたします．

**文献**

1) 松岡憲知(1985)地理学評論，58, 411-427.
2) Nishii R. and Matsuoka N. (2012) Earth Surf. Process. Landforms, 37, 1641-1650.
3) Kano K. and Matsushima N.(1988) Modern Geology, 12, 97-126.

# 59. 2016年台風10号に伴う豪雨による日勝峠周辺の土砂災害

## ―斜面災害と地形―

Landslide Disasters around Nissho Pass in Hokkaido by Heavy Rain of the 2016 Typhoon Lionrock

–Landslides on Paleo-periglacial Slope-

○倉橋稔幸，伊東佳彦，角田富士夫，山崎秀策，日外勝仁，吉野恒平（寒地土木研究所），

Toshiyuki Kurahashi, Yoshihiko Ito, Fujio Tsunoda, Shusaku Yamazaki, Katsuhito Agui, Kohei Yoshino

### 1. はじめに

2016年8月の台風10号の北海道への接近に伴い，8月28日から31日にかけて日高山脈沿いに300mmを越える降雨をもたらした．そのうち，日高山脈北部を横断する一般国道274号の道路テレメータで連続雨量488mm，時間最大雨量 55mm/hを観測した．そのため日高町千栄から清水町清水までの43.8km区間の66箇所で橋梁の損壊や斜面災害が発生した．特に5合目から山上では，表層崩壊・切土のり面崩壊・盛土のり面崩壊・土砂流出等の斜面災害が多く発生した(図－1)．8月30日11時15分から通行止めとなり，2017年8月18日時点で未だ延長36.1kmが通行止めである．

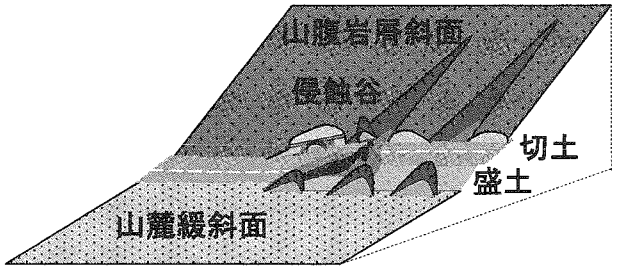
日勝峠を含む日高山脈北部では日高変成岩類および貫入岩類を基盤として周氷河斜面が広く分布する．周氷河斜面はきわめて平滑で水系の発達の悪い斜面であり，氷河期等の寒冷期に表層の岩盤が凍結破砕作用・融解攪乱作用・ソリフラクション等の周氷河作用を受けて形成される．日勝峠の周氷河斜面は植生や約9,000年前のテフラ(Ta-d)に覆われた化石周氷河斜面である[1)2)]．

そこで本報告では，国道274号日勝峠の周氷河斜面を地形判読から山腹岩屑斜面と山麓緩斜面に地形面区分し，現地調査の結果と併せて，斜面災害形態と要因を分析した．

### 2. 方法

国土地理院の空中写真（CHO-77-48 C1 15-18および21-23, C2 9-20）を用いて国道沿いに5合目より山上を地形判読した（図－1）．本報告では山本[1)2)]の周氷河斜面の区分に倣い，傾斜10°以上の平滑な斜面を山腹岩屑斜面に，10°以下の平滑な斜面を山麓緩斜面に区分した（図－2）．また，周氷河斜面を開析する谷を侵蝕谷とし，“後氷期開析前線”と考えた．

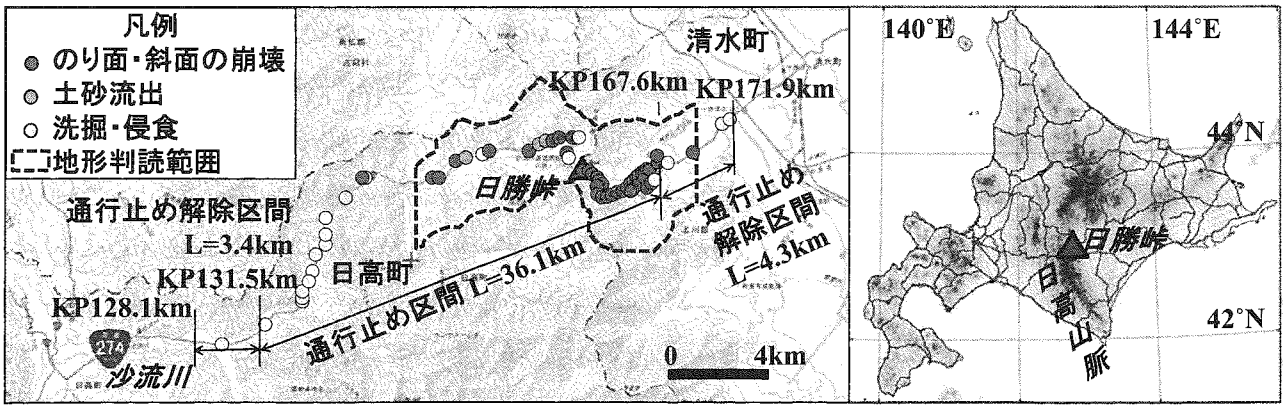
その他，2016年9月から2017年6月にかけて延べ9日間にわたり現地で斜面災害箇所の露頭を観察し[3)]，地形判読結果と対比した．




図－2　周氷河斜面の地形面区分

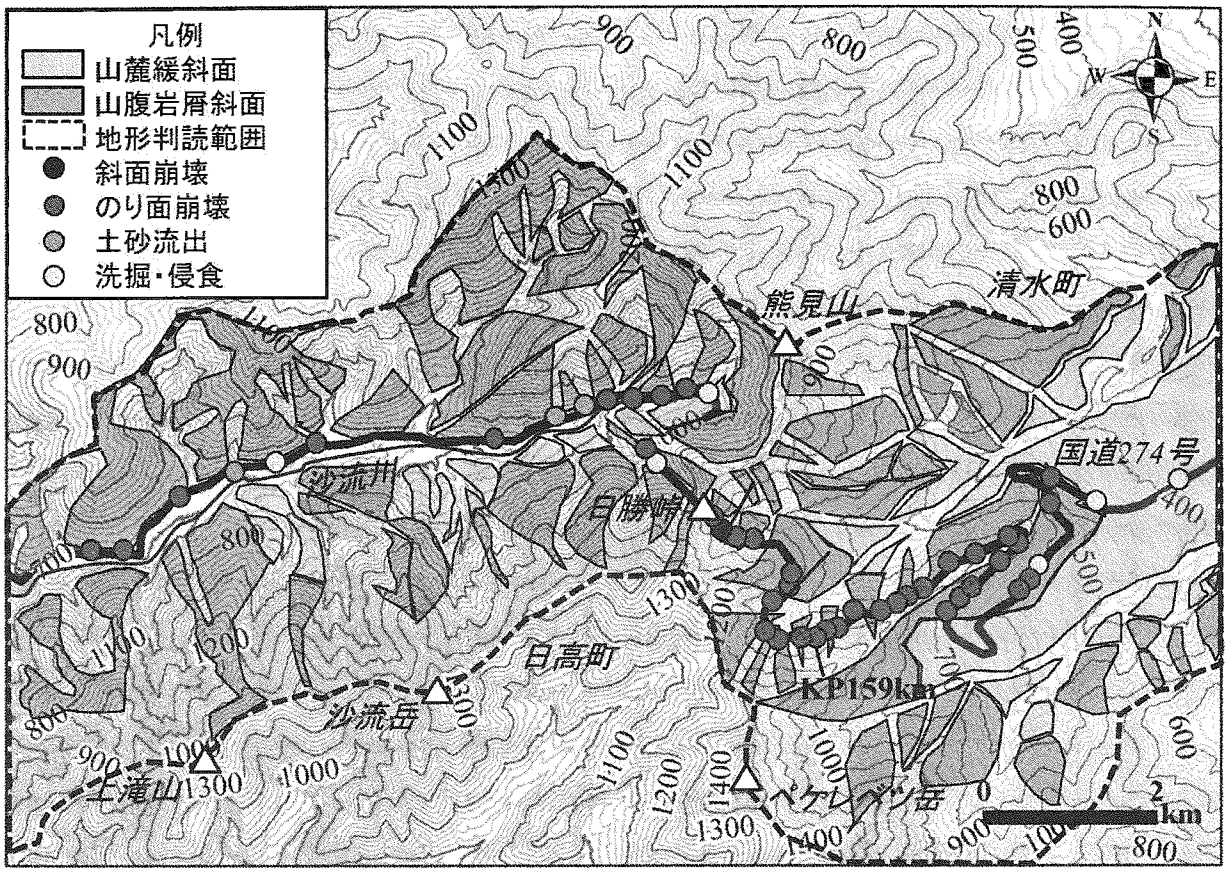
### 3. 結果

山麓緩斜面は清水町側で標高700mよりも低い箇所と，日高町側では標高900mよりも低い沙流川の南岸を中心に分布していた（図－3）．一方，山腹岩屑斜面は10°～40°の傾斜で，山麓緩斜面よりも高所で尾根まで分布していた．これらの山腹岩屑斜面や山麓緩斜面は侵蝕谷により開析されていた．国道のほとんどの区間は山腹岩屑斜面を横切り，のり面崩壊が多いことが




図－1　一般国道274号日勝峠の災害位置と地形判読範囲

国土地理院の地理院地図に加筆




図－３　一般国道 274 号日勝峠の地形判読図

日高町側は北海道開発局室蘭開発建設部提供の 1m メッシュのレーザー測量による数値標高モデルを，清水町側は国土地理院の基盤地図情報の 10m 及び 5m メッシュの数値標高モデルを図化した．等高線の間隔は 20m である．

分かった．その他，侵蝕谷との交差部で盛土のり面崩壊や土砂流出の斜面災害が多く発生していた(図－１)．

これらの判読結果を基に現地調査を行った結果，山腹岩屑斜面では地形面の境界部の切土のり面や侵蝕谷との境界で災害が多いことが分かった．まず，山腹岩屑斜面の切土のり面では背後の平滑な斜面から流れ込んだ表面水がのり肩や小段の横断排水溝で溢水し，その下の切土のり面や盛土のり面を崩壊させた事例が多く認められた．これらは周氷河斜面堆積物やまさ土を基盤としていた．また，盛土下の周氷河斜面堆積物にパイピングホールが認められ，部分的に透水性の高いと思われる箇所が浸透破壊していた事例もあった．周氷河斜面堆積物の物性は，粒径や岩種，含水の状態等の違いにより異なると予想されるため，今後は露頭調査やボーリング調査等により周氷河堆積物の層相や物性を明らかにし，斜面の安定性を考察する必要がある．その他，侵蝕谷では，侵蝕谷の谷壁沿いに自然斜面が崩壊していたほか，土砂が排出され谷埋め盛土の横断排水管を閉塞し水とともに上流谷部に貯められたほか，一部は越流し盛土を侵食した事例が多く認められた．

## 4. まとめと今後の課題

以上から斜面災害の特徴は，以下にまとめられる．

1) 周氷河斜面の山腹岩屑斜面では切土のり面崩壊・盛土のり面崩壊が多い．また，侵蝕谷では，谷壁に表層崩壊が認められたほか，国道との交差部で土石流等による土砂流出や谷埋め盛土ののり面崩壊が多い．

2) 周氷河斜面堆積物やまさ土を基盤とした，のり面・斜面が表面水や浸透水により崩壊したと推定される．ただし，周氷河堆積物の層厚や基盤岩の風化程度や岩種は各所で異なるので，今後は露頭調査やボーリング調査等により周氷河堆積物の層相や物性を明らかにし，斜面の安定性を考察する必要がある．

### 文献


1) 山本憲志郎(1986)：狩勝峠～日勝峠周辺の斜面堆積物，東北地理, Vol.38, No.1, p.70.

2) 山本憲志郎(1989)：完新世における日高山脈北部の周氷河性斜面堆積物の移動期，第四紀研究, Vol.28, No.3, pp.139-157.

3) 倉橋稔幸，伊東佳彦，日外勝仁，角田富士夫，山崎秀策(2017)：2016 年 8～9 月の北海道における豪雨災害に関する報告 2 道路の被害（斜面・法面）について，寒地土木技術研究, No.769, pp.48-56.

# 60. ごく近傍に設置された地震計によって捉えられた豪雨による斜面崩壊

## - 2013年9月京都府京都市山科区における事例 -

Slope failures due to a heavy rain captured by an adjacent seismometer

- a case for a slope in Yamashina Ward, Kyoto Prefecture in September, 2013 -

○土井一生・釜井俊孝・片尾浩・三浦勉（京都大学防災研究所）

Issei Doi, Toshitaka Kamai, Hiroshi Katao, and Tsutomu Miura

### 1. はじめに

1995年の兵庫県南部地震後，防災科学技術研究所の高感度地震観測網（Hi-net）が整備されたこともあり，近年，地すべりや斜面崩壊による震動を周辺の地震計が記録する事例が報告されている[1]．しかしながら，深さが数十 cm 程度の表層崩壊を地震計が検知した事例（例えば，2013年10月16日の伊豆大島[2),3)]）は少ない．地震計による斜面崩壊現象の検出は，特に夜間などにおいて，斜面災害の早期把握につながり重要である．しかしながら，崩壊の規模と地震動の大きさの関係，崩壊による地震波形の特徴が十分に理解されていないため，リアルタイムに地震波形記録のみから崩壊の発生を検知することは依然難しい．

京都大学防災研究所では，丹波地方や長野県西部などで「満点計画」と呼ばれる地震観測網が構築され運用が開始されている．Hi-netの観測点間隔が約 20 km であるのに対し，「満点計画」では約 1 km と非常に小さく，稠密な地震観測網を実現している．

2013年9月16日未明，前日より降り続いた豪雨によって，「満点計画」の微小地震計が設置されている牛尾観音（京都市山科区）において境内の斜面が幅 20 m にわたって表層崩壊を起こした．崩壊斜面から地震計までの距離はわずか約 50 m であったことから，表層崩壊を地震計が検知していることが期待される．本研究では，この地震観測点で得られた連続地震波形記録を精査し，崩壊による震動が捉えられていないかを検証し，崩壊の発生メカニズムなどについて考察した．

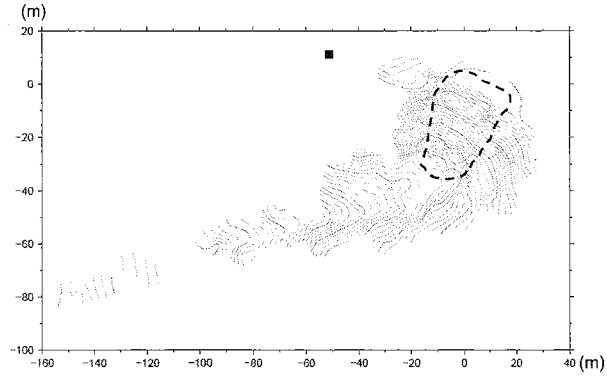
### 2. 崩壊斜面の様子

2014年6月10日，8月7日に崩壊斜面にて現地調査をおこなった．測量をおこなった結果，崩壊斜面は幅が 20 m，長さが 30 m であった（図－1）．写真－1に崩壊斜面の様子を示す．崩壊斜面は頁岩で構成され，崩壊斜面中央部には小規模な断層が認められた．崩壊斜面に向かって断層よりも上流側源頭部には，崩壊跡かビニール袋や鉄材なども認められ，参拝道を作るために斜面上部の一部を盛土した痕跡が窺えた．このごみ交じり盛土の厚さ 50-100 cm 程度と推定され，斜面下方では地山である頁岩を巻き込みながら崩壊していた．一方，斜面下流側においてすべり面は頁岩層内に位置し，その深さは 20 cm 程度と上流側に比べ薄くなっていた．

また，崩壊斜面対岸は植生の一部がなくなり，牛尾観音に至る登山道が破壊されていた．崩壊土砂が対岸に乗り上げていたのと考えられた．

流走域は長さ 150 m に及び，谷筋を崩壊物が流走する際，元の河床を 1-2 m 程度下刻したことがわかった．また，幹に付着した崩壊物による泥の高さから土砂流の高さは 3 m 程度であったと推察された．一方，崩壊土砂の流走域最上流部にはパイプ流の痕跡が認められ，高い水圧によって土砂流が発生したことが窺えた．

また，流走域源頭部の深さ 2 m より採取した炭の年代測定をおこなった結果，西暦1100年前後であることがわかった．このことは，今回の崩壊地において繰り返し崩壊が発生していることを示唆する．京都周辺では 1185 年の元暦地震による崩壊堆積物が多くの場所に分布しており，前回の崩壊の原因がこの地震であった可能性が指摘される[4)]．




図－1　崩壊斜面，および，流走域の地形（コンターは 1 m 間隔）．黒四角は地震計の位置を表す．

### 3. 地震波形データ

地震計は崩壊斜面から約 50 m 程度離れたところに設置されていた．観測は毎秒 250 サンプリングでおこなわれ，波形データは 24 bit の分解能で連続集録された．また，地震計の固有周波数は 2 Hz である．本解析では，雨が強まった2013年9月15日19時から雨が止んだ9月16日9時までの上下動記録を用いた．



写真－１　崩壊斜面の様子.

## 4. 解析結果

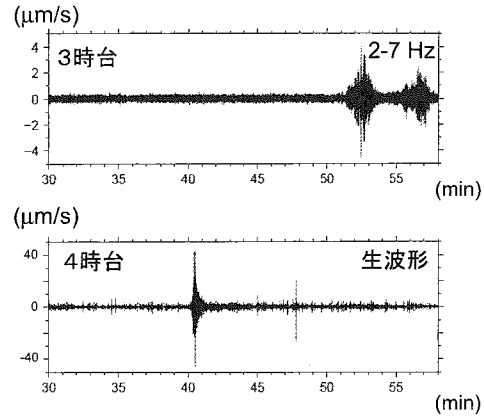
まず，目視によって該当期間の連続波形記録をすべてチェックし，斜面崩壊による記録が含まれていないか観察した．その結果，初動や特徴的なフェイズの立ち上がりがはっきりせず，継続時間が長い特徴を持つ波形が，16 日 3 時 51 分から 3 時 53 分，3 時 55 分から 3 時 57 分，4 時 40 分から 4 時 41 分に認められた（図－２）．続いて，抽出した波形の特徴をさらに調べるために，5 秒間の時間窓を 2.5 秒ずつスライドさせたランニングスペクトルを計算した．崩壊によると思われる波形の卓越周波数は 2-10 Hz であった．3 時台の崩壊波形のランニングスペクトル（図－３）は，時間の経過とともに卓越周波数が徐々に高周波にシフトしていく様子が認められた．このような特徴は，伊豆大島の土砂流 [2]でも報告されており，斜面崩壊に伴う土砂流動を地震計が捉えている可能性が高い．なお，振幅は4時台の波形が最も大きく，続いて3時台の早い方，遅い方となった．一方，継続時間は 3 時台で同程度で約 2 分，4 時台は短く約 1 分であった．

## 5. 議論・まとめ

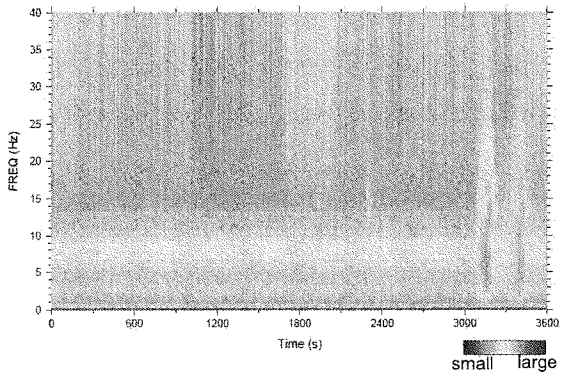
地震波形記録から推定された崩壊発生時刻は 3 時台後半から4時台となった．雨は15日早朝から降り始め，夜間に雨脚が強まり時間 20 mm を超える雨が断続的に続き，午前 4 時における降り始めからのアメダス京都観測点における総降水量は 192.5 mm であった．

地震計に記録されていた崩壊によると思われる記録は 3 回であった．流走域にはほとんど土砂が残されていなかったことから，最後に流走域源頭部に生じた高い水圧によって崩壊堆積物が洗い流されたと推定された（4 時台の波形記録）．

一方，3 時台には振幅はやや異なるものの，周波数特性・計測時間がよく似た波形記録が数分の間隔を置いて 2 回記録されていた．このことから，非常に近い場所でサイズの異なる崩壊が数分差で発生したことが窺えた．2 章で示したように，崩壊地は断層よりも上流側のごみ交じり盛土が崩壊した領域と，下流側の頁岩が薄く崩壊した領域に分けられた．地震動の特徴とこのような地質的な特徴を合わせると，上流側のごみ交じり盛土が先に崩壊し，側面が抜け落ち不安定となった下流側がその後に続いて崩壊したと示唆された．




図－２　3 時台および 4 時台の上下動記録. 3 時台の記録には崩壊波形の卓越周波数に応じたフィルターを適用した.




図－３　3 時台のランニングスペクトル.

## 文献


1) Yamada, M., Y. Matsushi, M. Chigira, and J. Mori (2012): Seismic recordings of the Landslides caused by Typhoon Talas, Geophysical Research Letters, Vol.39, L13301, doi:10.1029/2012GL052174, 2012.7.

2) Doi, I., T. Kamai, G. H. Wang, and Y. Morita (2014): Overview of seismograms related to slope failures and temporal seismic observation in Izu-Oshima Islands, Japan, Indonesia-Japan Joint Workshop on Landslides and Volcanic Eruption, pp.29-32, Bandung.

3) Ogiso, M., and K. Yomogida (2015): Estimation of locations and migration of debris flows on Izu-Oshima Island, Japan, on 16 October 2013 by the distribution of high frequency seismic amplitudes, J. Volcanology and Geothermal Res., 298, 15–26.

4) 釜井俊孝(2015): 京都東山における 1185 年元暦地震による斜面崩壊堆積物の分布，平成 26 年度京都大学防災研究所研究発表講演会, D08.

# 61. 異常降水量指数による深層崩壊発生予測手法の提案

Proposal of prediction technique for occurrence of deep-seated slope failure by unusual rainfall index

○原　充宏，小暮　哲也（島根大学）
Mitsuhiro Hara, Tetsuya Kogure

## 1. はじめに

近年，記録的な豪雨により，2009 年台湾小林村や 2011 年紀伊半島において深層崩壊が発生した．深層崩壊は，発生規模が大きく甚大な人的・物的被害をもたらすため，発生メカニズムの解明や予測手法の確立が急務である．

斜面崩壊と指数との関係を表した研究として土壌雨量指数[1]，Rainfall anomaly pattern[2] がある．現在，降雨に起因した斜面崩壊の危険度評価において，確率降雨を用いることの有用性が示唆される[3]．

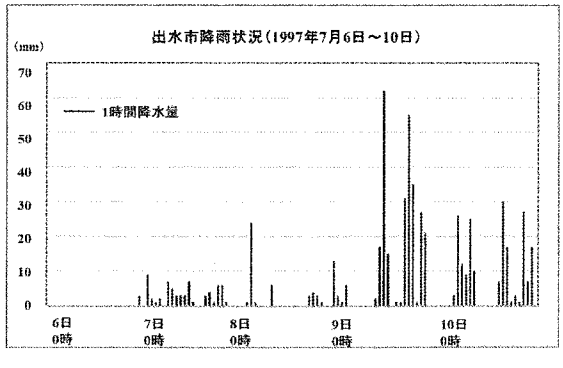
そこで本研究では，将来の深層崩壊発生につながる発生頻度が極めて低い豪雨に着目した．そして，豪雨の珍しさを表現するために確率降水量を用いた「異常降水量指数」を提案し，過去の事例を用いて「異常降水量指数」の有効性を検証した．

## 2. 研究対象の深層崩壊および降雨の概要

本研究で対象とする深層崩壊は，気象庁による詳細な降水量データが残る 1978 年以降に発生した全国の深層崩壊である．本論では，1997 年鹿児島県出水市針原，2005 年宮崎県全域，2011 年高知県安芸郡北川村で発生した深層崩壊を対象とする．

### 2-1. 1997 年鹿児島県出水市針原

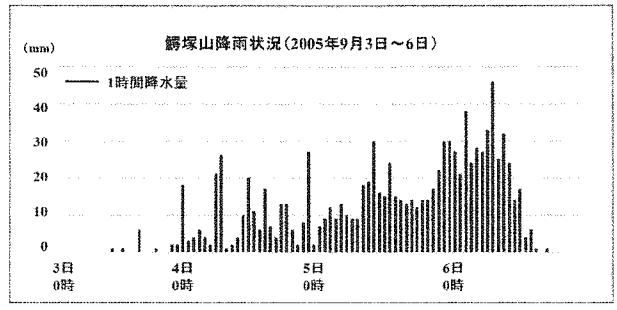
7 月 7 日から 10 日九州に梅雨前線が停滞した．鹿児島県出水市でも 7 月 7 日未明から雨が降り始め，10 日午前 0 時 50 分頃，出水市境町針原地区にある針原川で土石流が発生した[4]．図—1 は，深層崩壊を発生させた降雨イベントを示す．




図－1　出水市降雨状況（1997 年 7 月 6 日～10 日）

### 2-2. 2005 年宮崎県全域

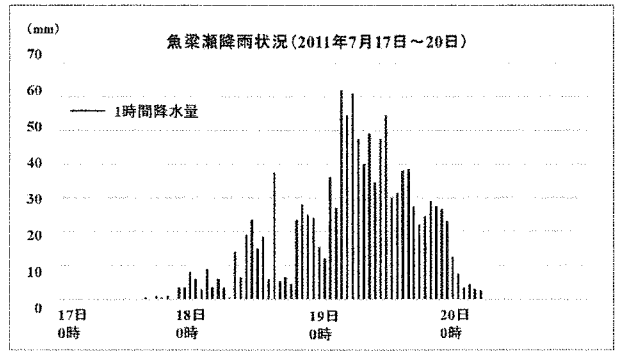
宮崎県は，台風 14 号により 9 月 3 日から雨が降り始め，6 日夕方まで継続した．3 日から 6 日までの累加雨量は 1,013mm であった[5]．図—2 は，深層崩壊を発生させた降雨イベントを示す．




図－2　鰐塚山降雨状況（2005 年 9 月 3 日～6 日）

### 2-3. 2011 年高知県安芸郡北川村

2011 年 7 月 19 日の台風第 6 号に伴う豪雨により高知県安芸郡北川村で 3 か所の深層崩壊が発生[6]．高知県魚梁瀬では，総雨量 1,171mm を記録．図—3 は，深層崩壊を発生させた降雨イベントを示す．




図－3　魚梁瀬降雨状況（2011 年 7 月 17 日～20 日）

## 3. 研究手法

本研究では，気象庁から公開される降雨データを使用し，アメダス地点ごとの 10 年確率降水量を算出した．確率降水量の算出には，岩井法[7] を用いた．

## 4. 異常降水量指数（Unusual Rainfall Index）概要

異常降水量指数（$URI$）を下記の式で計算した：

$$URI = \frac{R_n}{P_n}$$

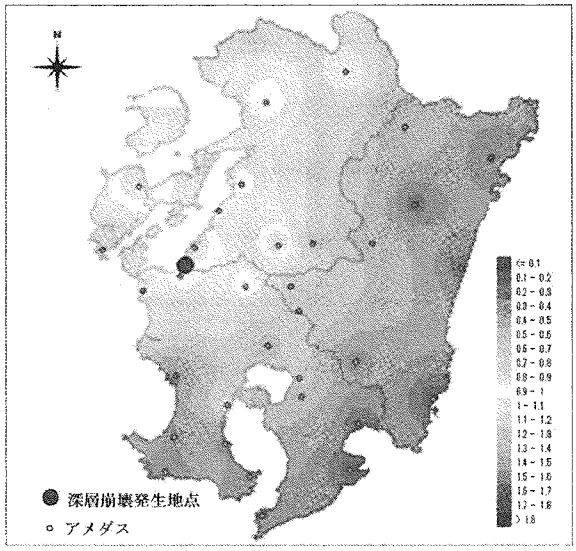
ここに，$R_n$は$n$日間降水量，$P_n$は$n$日間確率降水量，nは降り始めから崩壊発生までの日数を表す．

## 5. 異常降水量指数分布

アメダス地点ごとに*URI*を算出し，*URI*分布図を作成した．降雨開始から崩壊までの期間は，1997年鹿児島県出水市針原，2005年宮崎県全域で3日間，2011年高知県安芸郡北川村で2日間を代入し計算を行った．

### 5-1. 1997年鹿児島県出水市針原

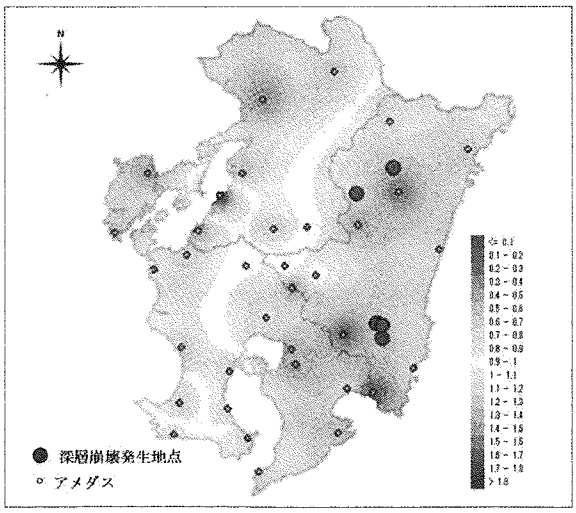
図―4は，鹿児島県出水市針原における計算結果である．崩壊地の*URI*は，0.9を示す．*URI*が比較的に高い地域で崩壊が発生した．




図－4　異常降水量指数分布と深層崩壊

### 5-2. 2005年宮崎県全域

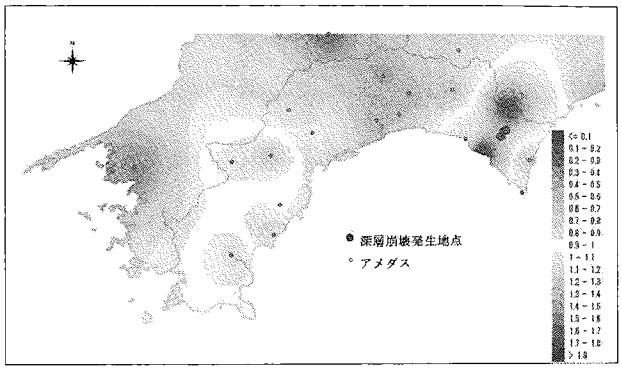
図―5は，宮崎県全域における計算結果である．5地点の崩壊地の*URI*は，約1.4である．崩壊は，*URI*が高い地域で発生した．




図－5　異常降水量指数分布と深層崩壊

### 5-3. 2011年高知県安芸郡北川村

図―6は，高知県安芸郡北川村における計算結果である．3地点の崩壊地の*URI*は，約1.4である．上記の宮崎県同様に*URI*が1.0を超える地域で崩壊が発生した．




図－6　異常降水量分布と深層崩壊

## 6. まとめ

3つの計算結果から，高い*URI*の地域で深層崩壊が発生した．*URI*の分布と深層崩壊の分布は対応する．

高知県と宮崎県の深層崩壊は*URI*が1.0を超えた．それに対し，鹿児島県の深層崩壊は，*URI*が1.0未満の地域で発生した．これは，台風と梅雨といった降雨パターンの違いによると考えられる．今後，崩壊発生までの*URI*の変化分析することにより，深層崩壊発生予測が可能となるかもしれない．

## 文献


1) Saito, H, and M Matsuyama, 2012 : Catastrophic Landslide Disasters Triggered by Record-Breaking Rainfall Japan : Their Accurate Detection with Normalized Soil Water Index in the Kii Peninsula for the Year 2011, SOLA, 2012, Vol. 8, 081-084, doi : 10. 2151/sola. 2012-021.

2) 松四雄騎（2013）：豪雨と崩壊：山地の斜面災害を知る，平成25年度第24回防災研究所公開講座資料．

3) 斎藤仁，松山洋，内田太郎（2015）：日本列島における斜面崩壊発生と豪雨の再現期間との関係，日本地球惑星科学連合2015年大会 HDS25-07

4) 岩松暉（1997）：1997年7月鹿児島県出水市針原川土石流災害，自然災害科学，16-2，107-111（1997）

5) 古閑美津久，堀川毅信，宇城輝，谷内正博（2006）：2005年台風14号による宮崎県鰐塚山北麓および北郷町広渡川上流の崩壊・土石流，応用地質，第47巻，第4号，232-241頁，2006.

6) 小野尚哉，江藤史哉，島田徹，笹原克夫，桜井亘，鷲尾洋一（2014）：平成23年台風6号により高知県東部奈半利川流域において発生した小島地区深層崩壊発生場とその周辺の地形，地質的特徴，日本地すべり学会誌，Vol. 51，(2014)，No. 5，p. 179-186.

7) 大塚裕治：確率計算の方法（岩井法），（株）沖橋エンジニアリング業務レポート2

# 62. 豪雨のピークに遅れて発生したパイピングによる斜面崩壊の例

A case of slope failure induced by piping, occurred much later than the peak of precipitation,

○田近　淳（ドーコン），石丸　聡（北海道立総合研究機構），伊藤陽司（北見工業大学）
Jun Tajika, Satoshi Ishimaru　Yoji Ito

## 1. はじめに

2016年8月24日に発生した北海道知床半島羅臼町海岸町の斜面崩壊（海岸町斜面崩壊）は以下の点で斜面防災を考えるうえで重要な事例である．第1は，3回の豪雨ののち，雨があがって約29時間後に発生した「遅れ崩壊」であること．第2は，崩壊が間欠的な崩壊と高速流動の繰り返しによって拡大し，最終的に1.9万$m^3$を超える「中規模」崩壊になったこと．さらに，高速流動の結果，土砂の崖下からの到達距離は崩壊源の高さの2倍を超えたことである．

この報告ではこの斜面崩壊の崩壊プロセスとメカニズムについて検討する．なお，降水の状況や発生の要因については既に報告されている[1)2)3)]ので詳しくはそれらを参照されたい．

## 2. 降水と崩壊の発生

2016年台風7．11，9号の通過に伴って，羅臼町（アメダス羅臼）では8月15日～23日の9日間で554 mmの降水を観測した．この間8月21日11:00には台風11号の影響で36 mm/hの最大の降水ピークを記録し，この時刻を中心に海岸町周辺では海岸沿いの段丘崖で表層崩壊が発生した．その後，台風9号の影響により8月22日24時頃に12 mm/hをピークとする降雨があったが，23日11:00には降りやんでいる．海岸町斜面崩壊は，それから約29時間後，24日16:30頃始まり，17:30頃まで数10回崩壊と流出を繰り返した．なお，8月21日にはこの斜面下の一部でも表層崩壊が起こっている．

## 3. 地形と地質

羅臼町海岸町は海岸線に沿う標高4-5m，幅50～100 mの完新世面（隆起ベンチ）に位置する．背後は標高50-70m付近まで急斜面（傾斜約45°）となっており，それより上には遷急線を挟んで緩斜面（15～30°）が広がる．崩壊した斜面は，急斜面の上の緩斜面である．この緩斜面は海成段丘とそれを覆う沖積錐と化石周氷河斜面の複合した斜面と考えられる．なお斜面の向かって右にごく浅い谷があったが，全体として平滑な斜面で，なだれ防止柵が設置されていた．

崩壊した斜面は，新第三紀サシルイ川層[4)]の安山岩質火砕岩（Vb）と，それをほぼ水平に覆う未固結堆積物からなる．未固結堆積物は，段丘堆積物（T）を基底として古期沖積錐堆積物（Ac）および斜面堆積物（Sd）からなる．段丘堆積物（T）は砂礫を主体としシルトを挟む．その分布標高はこの地域におけるMIS5eの海成段丘の分布標高[5)]に一致する．これを覆う古期沖積錐堆積物（以下，沖積錐堆積物：Ac）は角礫を含む比較的よく締まった砂・シルト・粘土の互層で，洪水流・土砂流および土石流による堆積物とみられる．上部の緩斜面を構成するのが斜面堆積物（Sd）で，暗灰色の角礫・砂・シルトがほぼ斜面傾斜に対応して成層し，インボリューションが発達する．摩周1（Ma-1：約13ka[6)]）とみられる厚さ10 cmの黄褐色降下軽石を挟むのでSdは，完新世およびMIS2～4寒冷期の堆積物である．

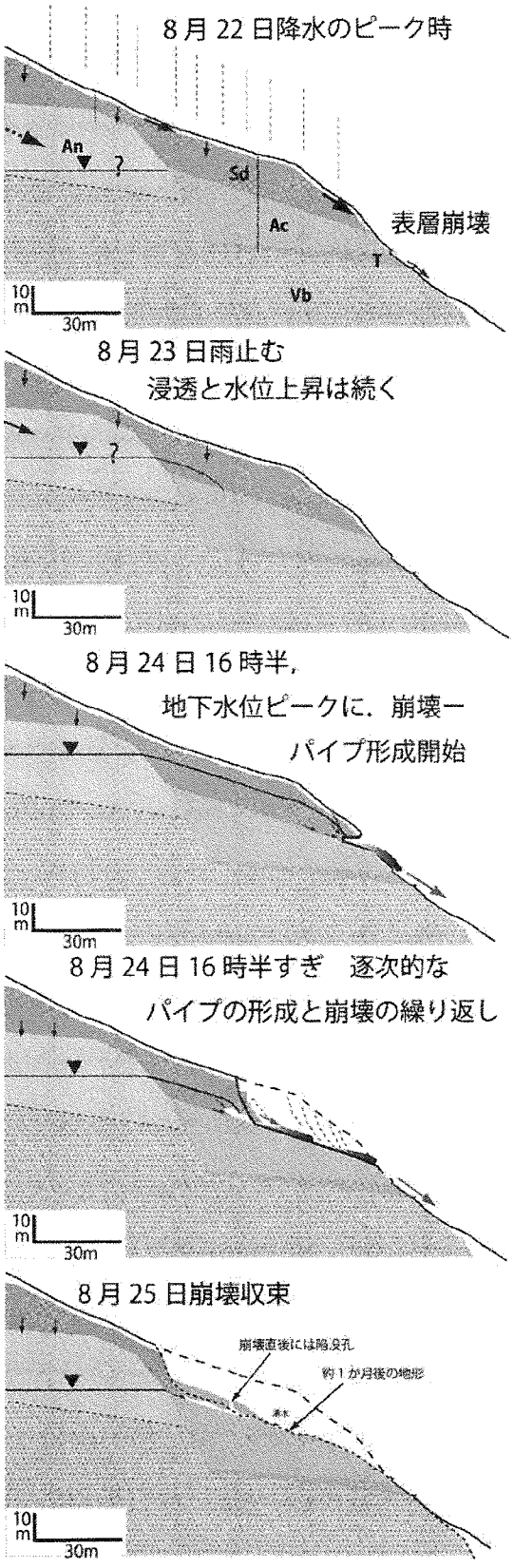
北海道根室振興局のボーリング調査によれば，崩壊頭部の背後の約20m地点では斜面堆積物は見られず，安山岩（An：おそらくハシコイ溶岩[4)]）が分布することが確認されている．これに対応するように，頭部崩壊斜面に露出するSdには安山岩角礫が多く，安山岩に近接して崖錐状に堆積している可能性がある．

## 4. 崩壊の状況

目撃情報によれば，崩壊は遷急線の下，急斜面の上部で始まり，数10回の崩壊と流出を繰り返し，背後の緩斜面へ崩壊範囲を拡大した．結果的に緩斜面はU字形に大きくえぐられた．この崩壊源は幅40m奥行き60m，深さ8～10mで崩壊土砂はおよそ19,000$m^3$である．

撮影された動画によれば，1回の崩壊では，土砂は足元をすくわれるように崩壊し，しぶきをあげて変形しながら高速流動（斜面直下で約40m/s）している．移動土砂の表面は乾いているように見えるが，下部の土砂は多量の水を含み，高い水圧の下で崩壊したことが読み取れる．

崩壊した物質は斜面堆積物（Sd）である．安山岩質火砕岩（Vb）・段丘堆積物（T）・沖積錐堆積物（Ac）はそれをおおう表土やその一部が削剥されているだけである．沖積錐堆積物（Ac）の上部と段丘堆積物には径90cmほどのパイプ孔がみられるが奥行きが小さく，今回の崩壊には寄与していない．一方，沖積錐堆積物(Ac)と斜面堆積物（Sd）の境界付近，おそらく斜面堆積物（Ad)の基底付近には，大きなパイプがあったようで，水の噴出した跡が認められた．また，崩壊源に残った斜面堆積物（Sd）起源の土砂には径3mの竪穴があり，上述の斜面堆積物（Sd）基底付近に形成したパイプの天井が陥没したものと解釈される．




図―1 羅臼，海岸町斜面崩壊の崩壊プロセス

## 5. 崩壊プロセス

以上の観察から，この崩壊には構成する地質の透水性が大きく関与していると考えられる．粒径などから推定するとその透水性は小さい順に，Vb＜Ac＜Sd＜An＜Tとなる．AcとSdの粒度試験結果[3]（一部は未公表）によれば，$D_{20}$は両者ともシルト～粗粒粘土で透水性は小さいが，わずかにSdが大きい．なお，TはVbとAcに挟まれ崩壊に直接関与していない．安山岩溶岩Anについては詳細が不明であるが，一般的には割れ目（節理）に富むため透水性は大きいと推定される[7]．したがって，崩壊前の斜面の地質断面は，難透水岩盤（Vb）の上に透水性岩盤（An）が載っており，透水性岩盤をふさぐように透水性の小さな土（Acとそれを覆うSd）が分布するような構造が推定される（図-1）．

崩壊のプロセスは以下のように解釈できる（図-1）．なお，図では安山岩の透水性は大きく誇張して示してある．22日の降水のピーク時には表土が水に飽和し，急斜面で表層崩壊が発生した．23日に降雨は止んだが，それまで続いた降水により主に背後の山地に浸透した地下水によって，AnおよびSdでは地下水位上昇が続いた．やがてSdの地下水位がSd末端の斜面に達して，崩壊-パイピングが発生した．これが24日16時半である．高水圧下での水・崩壊物の噴出に伴って上方のSdが逐次的に崩壊した．やがて，崩壊の上方へ進行と地下水位低下により動水勾配が小さくなると水圧は低下した．地下侵食されたSdには陥没孔が形成され，大きく崩壊したが，崩壊物の一部は崩壊源に残存した．

以上のような崩壊の発生場の予測は難しいが，地形と地質から範囲の絞り込みはできるかもしれない．

## 文献


1) 石丸聡・伊藤陽司・田近淳・輿水健一（2017）：知床半島羅臼町の斜面崩壊について．寒地土木技術研究，No.771，pp.54-61.

2) 石丸聡・田近淳・伊藤陽司・輿水健一（2017）：知床羅臼海岸町で発生した2016年8月の斜面崩壊．平成29年度日本地すべり学会研究発表会講演集，pp.77-78.

3) 石田博英・雨宮和夫（2017）：北海道の近年の崩壊に関与した未固結堆積物の特性と崩壊発生場について-神恵内，羅臼，礼文島の例，平成29年度日本地すべり学会研究発表会講演集，pp.123-124.

4) 土居重雄・酒匂純俊・松井公平・金喆祐（1970）：5万分の1地質図幅「羅臼および知円別」および同説明書，北海道開発庁，34p.

5) 小池一之・町田洋（編）（2001）：日本の海成段丘アトラス，東京大学出版会，122p.

6) 山元孝広・伊藤順一・中川光弘・長谷川健・岸本博志（2010）：北海道東部，屈斜路・摩周カルデラ噴出物の放射炭素年代値．地質調査研究報告，Vol.61，NO.5/6，pp.161-170.

7) 岡本隆一・三浦三郎・中村康夫（1980）：九州の火山岩地域に建設されたダムの止水対策．応用地質，Vol.21，No.4，pp.15-26.

# 63. 都市斜面おける土砂崩壊形態の分類とその特徴

## －横浜市・川崎市を中心として－

Classification and characteristics of slope failures types in urban area

鵜沢貴文（環境地質），稲垣秀輝（環境地質）
Takafumi Uzawa, Hideki Inagaki

### 1. はじめに

豪雨土砂災害は，地域の地形・地質や気象などの自然条件と，造成時期や条例などの法的規制などの社会条件によって特色がある．従来から土砂災害が多い横浜市・川崎市には，上総層群，相模層群，関東ローム層，盛土が分布し，それぞれで地下水，強度，風化等の条件が異なる．そのため，崩壊の形式や規模にも違いが現れる．ここでは，斜面の地質とその構造を踏まえて斜面崩壊形態をタイプ分けし，降雨量や災害規模の関係についてまとめる．

### 2. 使用データと検討手法

崩壊土砂の体積や崩壊発生時の雨量指標を地質ごとに調査し，特徴を比較した．また，これらの結果と文献調査，自治体公開のボーリング柱状図，現地調査から横浜市・川崎市における斜面崩壊のタイプを分類し，その特徴を示す．崩壊発生場所，発生日等は災害履歴図，川崎市総務局の「川崎市の災害概要」および横浜市総務局の「横浜市の災害」を使用し，雨量は気象庁および自治体の雨量記録を使用した．

### 3. 崩壊発生の雨量・崩壊土砂量と地形地質

横浜市・川崎市には多摩丘陵と下末吉台地が広く分布し，そのほかに多摩 II 面，立川面が分布する．これらの地形面の侵食崖・造成崖には主に，多摩丘陵には上総層群が，下末吉台地には関東ローム層・相模層群が，多摩 II 面・立川面にはその両者が分布する．各地形面の崖で発生した崩壊と雨量との関係を図 1 に示す．図 1 によると，法律や技術基準が整備される以前の 1980 年代までは，連続雨量 50mm・時間雨量 20mm で崩壊が発生している．整備後の 1980 年代以降は連続雨量 100mm・時間雨量 25mm 程度から崩壊が発生し，崩壊の発生には，より強い雨が必要になっている．崩壊した崖は，多摩丘陵の崖が最も多く，下末吉面の崖は相対的に少ない．下末吉面の崖のプロットはグラフのより上方にあることから，上総層群が露出しない，ローム層・相模層群の崖では，相対的に崩れにくいことを示している．

一方，崩壊土砂の体積を比較すると（図 2），主にローム層・相模層群の崩壊である下末吉面の崖では，崩壊土砂の体積が 100m³ を超える崩壊は無く，50m³ 以下の小～中規模の崩壊多い．また，主に上総層群の崩壊

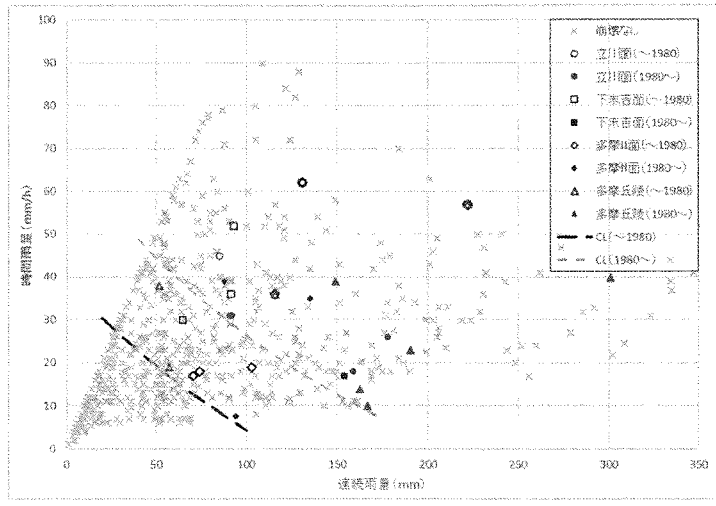



図 1　地質と限界雨量

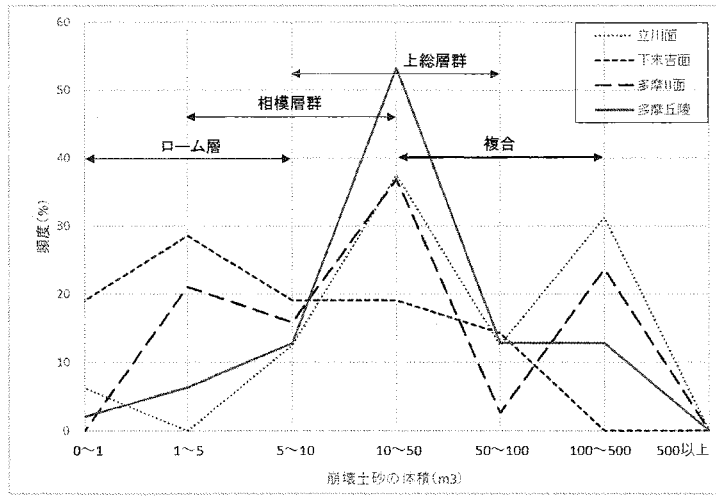



図 2　地質と崩壊土砂量の比較

である多摩丘陵の崖では，10m³ 以下の小規模な崩壊や 100m³ 以上の大規模な崩壊があるものの，10～50m³ の中規模の崩壊が最も多い．さらに，ローム層・相模層群・上総層群で構成される立川面や多摩 II 面の崖では，10～50m³ の中規模崩壊と 100～500m³ の大規模な崩壊が多くなる．このうち中規模崩壊は，上総層群の崩壊のほか，上総層群の上位の相模層群の崩壊によるものと考えられる．大規模な崩壊は，相模層群と上総層群の崩壊が複合して発生したものと考えられる．

### 4. 斜面崩壊形態のタイプ分け

以上から，横浜市・川崎市の斜面崩壊を，その地質構造や位置から，①盛土の崩壊，②ロームの表層崩壊，

③相模層群の表層崩壊，④上総層群の表層崩壊，⑤ ③と④の複合に分類した（図 3）．以下にその特徴を示す．

タイプ①：盛土の崩壊

盛土は谷や台地の縁に，谷埋め盛土や腹付け盛土として分布している．横浜市・川崎市では古くからこれらの盛土造成が行われ，盛土の品質が施工時の法的規制や施工法，経年劣化により異なっている．谷埋め盛土は地震時に不安定になり，崩壊することが知られているが，特に法規制前の施工時期が古い盛土は注意を要し，盛土の土質や強度などを詳細に調査する必要がある．また，盛土や台地からの地表排水の処理や，谷埋め部分の地下水の処理が適切でないと豪雨時にも盛土内の水位が上がり不安定になる．このため，地表や地下水の排水対策や地下水位をモニタリング・調査することも重要となる．盛土の崩壊は比較的規模が大きくなりやすく，危険度が高い．

タイプ②：ローム層の表層崩壊

ロームは台地上部に分布する．ロームは未固結の堆積物であるため掘削，整形が容易であり，切土されている場合が多い．のり勾配が急でも自立するため，無対策の場合があるが，無対策箇所は侵食に弱く，風化により法面に縦クラックが生じるため，地震時に不安定になるほか，豪雨によりロームが水を含むと剥離型の表層崩壊が発生しやすい．剥離の深さは数 10cm～1m 程度のため，大規模な崩壊は少なく，崩壊土砂も斜面下付近に留まる．

タイプ③：相模層群の表層崩壊

相模層群は未固結の砂礫層であり，下位は難透水層の上総層群の泥岩であるため，地層内に地下水面を持っている．そのため，もともと崩れやすい構造を持っている．相模層群の厚さは場所により異なるが，崩壊土砂は水を多く含みやすいため，崩壊規模は比較的大きくなることがあり，その崩壊土砂は相対的に遠くまで届きやすい．

タイプ④：上総層群の表層崩壊

上総層群は主に泥岩（土丹）からなり，斜面の整形がしやすく安定していることから，切土法面が多い．切土法面は泥岩の風化が進行して，法面に平行なクラックが発生し，クラックの開口により，浮石や剥離が発生している．豪雨時や地震時は不安定になるが，崩壊規模は中規模のものが多く，その崩壊土砂は斜面付近に留まることが多い．

タイプ⑤：③と④の複合

相模層群と上総層群の崩壊の複合であり，斜面上～下部が崩壊するため崩壊土砂が多くなる．また，相模層群の地下水が影響するため，崩壊土砂は水を多く含みやすく，崩壊規模が大きくなり，その崩壊土砂はより遠方に到達する．このため，横浜市・川崎市の斜面崩壊の中でも，危険度が高い．斜面での不整合面の位置や地下水位の調査が特に重要となる．

## 文献


1）黒田和男・岡重文（1966）：横浜の崖くずれ，地質ニュース，144，pp.32-33.

2）岡重文・桂島茂・清水道也（1969）：ローム台地の崖くずれ，地質ニュース，176，pp.19-27.

3）岡重文（1991）：関東地方南西部における中・上部更新統の地質，地質調査所月報，42，11，pp.553-653.

4）鵜澤貴文（2015）：崖災害の多い横浜市での傾斜地盛土の安定性の検討，平成 27 年度研究発表会講演論文集，日本応用地質学会，pp.87-88.

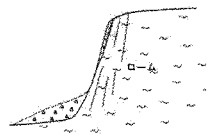
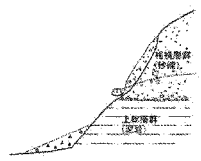
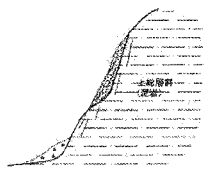
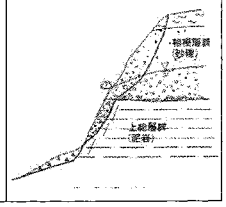

| 斜面崩壊の形態 | 地質 | | 主な素因 | 崩壊の頻度 | 規模 | 危険度 | 模式図 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| ① | 盛土 | 砂礫・粘土 | 施工不良，地下水，表流水 | 中 | 中～大 | 高 |  |
| ② | ローム | 火山灰質粘土 | 地山の風化 | 小 | 小 | 小 |  |
| ③ | 相模層群 | 砂礫 | 未固結で地下水位が高い | 中 | 中 | 高 |  |
| ④ | 上総層群 | 泥岩 | 地山の風化 | 高 | 中 | 中 |  |
| ⑤ | 相模層群<br>上総層群 | 砂礫<br>泥岩 | ③と④の複合 | 小 | 大 | 高 |  |

図 3　崩壊形態のタイプ分けとその特徴

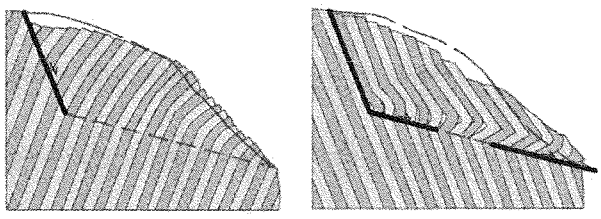
# 64. バランス断面法・FEM解析による岩盤斜面の変形過程

Deformation Processes of Rock Slope Estimated by Cross Section Balancing Method and FEM Considering

○小坂英輝，瀬崎章太郎，田中昭雄（環境地質），若井明彦（群馬大学）
Hideki Kosaka, Shotaro Sezaki, Akio Tanaka, Akihiko Wakai

## 1. はじめに

岩盤斜面の初生地すべり形成に至るまでの変形過程を明らかにすることは，予測困難な斜面問題の解決に重要である．その変形過程は，構造地質学的なツールであるバランス断面法により再現可能となりつつある[1]．そこで筆者らは，バランス断面法を用いて，岩盤斜面の変形過程で生じる隙間や底面でのずれ（すべり面）が発生する場所と規模の予測を試みた．検討対象は，図－1 に示す受け盤トップリングと逆目盤座屈変形である．また，研究開発段階ではあるが，岩盤斜面のすべり面形成前後を含めたプロセスを幾何学・力学的に理解することを目的とした，バランス断面法を模擬した弾塑性有限要素法（以下，弾塑性 FEM）の岩盤解析を行った．



図－1　バランス断面図[1]
左：受け盤トップリング，右：逆目盤座屈変形

## 2. バランス断面法による岩盤斜面の変形過程

（1）受け盤トップリング

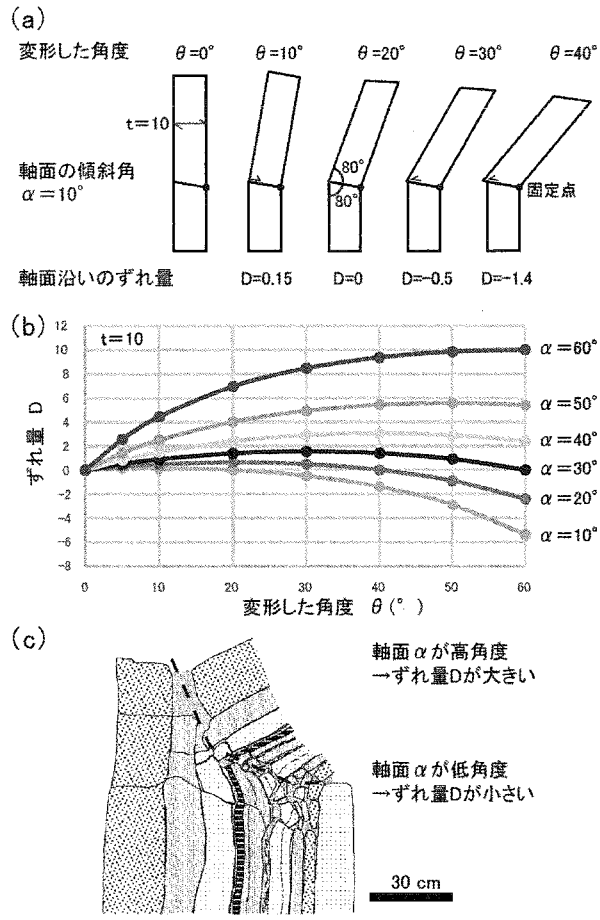
図－2a にトップリングの変形過程をバランス断面法により作図した例を示す．バランス断面法による変形前後で層厚や地層の長さが変化しないという条件を満たすために，トップリングによる褶曲（岩盤の折れ曲がり）の翼間角を 2 等分する方向に軸面を作図する必要がある．しかし，トップリングでは，その変形過程で岩盤が折れ曲がる軸面は翼間角を 2 等分する方向とはならず，軸面に沿って小さなずれを生じる．軸面に沿ったずれ量 D は，幾何学的に以下の式となる．

$$D = t \cdot \sec \alpha - t \cdot \sec(\alpha - \theta) \quad \cdots ①式$$

ここで t は地層の厚さ，α は変形体底面の傾斜角，θ は変形（傾倒）した鉛直線からの角度である．

①式をグラフにした図－2b によると，ずれ量 D は α が高角度のときプラス（すべり方向），低角度のときマイナス（すべり方向とは逆方向）となる．また，傾斜角 α が 50° を超えると，ずれ量 D は明らかに大きくなる．岩盤斜面における変形体底面の形状は，頭部で高角度，中央から末端で低角度であることが多い．この場合，受け盤トップリングの斜面では，頭部でずれ量が大きくなり，すべり面は頭部から形成され易いことがバランス断面法により予測される．

トップリングの岩盤スケッチの事例[3]を図－2c に示す．図－2b に示した α が小さいとずれの方向がマイナス（すべり方向とは逆向き）になるという予測は，図－2c に示す事例に現れているようにみえる．また，トップリングの折れ曲がり部の軸面に沿ったずれが 50° 以上の高角度な部分で大きくなるという予測と図－2c の事例は一致する．

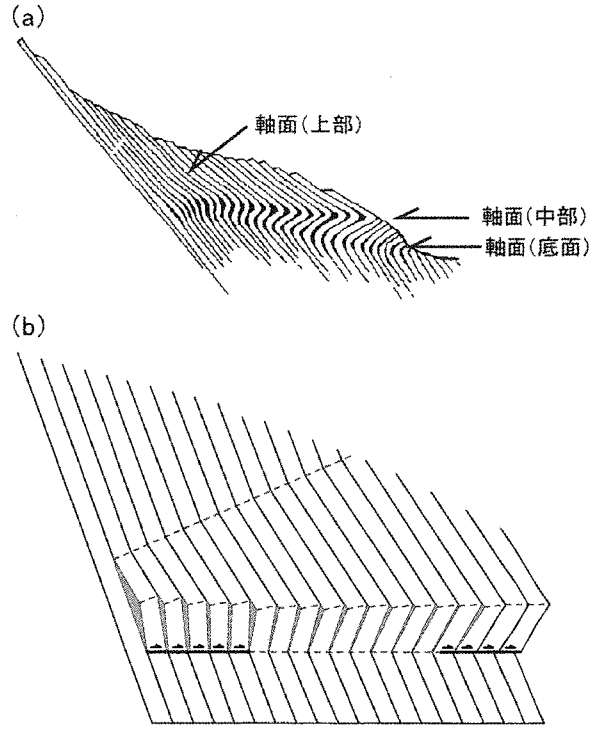



図－2　受け盤トップリングの例
a: バランス断面法による作図過程，b: 軸面に沿ったずれ量と傾斜角の関係（①式），c: トップリングのスケッチ[2]

(2) 逆目盤座屈変形

図－3a の事例では，逆目盤の岩盤斜面で重力方向に短縮し座屈褶曲が形成されている．座屈褶曲の主な軸面は，上部，中部，底面に認められる．ずれや隙間は，上部の軸面で小さく，中部と底面で大きい．全体として底面と中部の軸面は概ね平行であるが，中部の軸面を詳細にみると，軸面の傾斜角は頭部で大きく，中央部から末端にかけて小さくなる．末端部の隙間は，中部の軸面で小さく，底面の軸面で大きい．

以上の特徴を再現するように作成したバランス断面図を図-3b に示す．上部の軸面は，ずれや隙間が生じていないことから，折れ曲がりの翼間角を 2 等分する方向とした．中部の軸面を頭部から末端へ向かって徐々に減少させると，底面の軸面は，折れ曲がりの翼間角を 2 等分する方向に近づく．その結果，①式に示す変形した傾斜角と軸面の傾斜角との関係により，底面でのずれ量は頭部で大きく中央部で小さくなる．末端部で中部の軸面付近で隙間が小さくなるよう軸面を設定し作図した結果，底部の軸面でずれが生じる．このように，バランス断面図法は図－3a を概ね再現することが可能であり，ずれや隙間が生じる位置や規模の予測に役立つと考えられる．なお，この予測の検証については，詳細なスケッチの事例が少なく課題としたい．



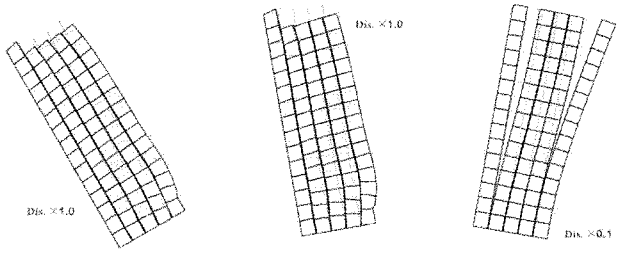

図－2　逆目盤座屈変形の例

a: 逆目盤座屈変形の例 [3]，b：バランス断面図

## 3. 弾塑性 FEM を用いたバランス断面法の模擬解析

本研究では，板状節理の発達した岩盤斜面を対象とし，既存の弾塑性 FEM 解析コード [4] を改良して，バランス断面法による解（変形性状）を模擬することのできる解析手順の開発を試みた．弾塑性 FEM 解析において，ずれや隙間（剥離）を生じさせるために，多くの改良が必要であるが，その解析手順や手法については，瀬崎ほか（2017）[5] に示した．

弾塑性 FEM による解析図に示すように．自重により撓んだ短冊状の岩片群内で，隣接する岩片との間でしばしば局所的な剥離区間を生じることなどの安定的な再現が可能であることが示された（図－4）[3]．また，斜面の傾倒の程度に応じて重力の作用方向が変化するため，これに伴う斜面の変形性状は，受け盤と逆目盤で互いに異なる結果が得られている．



図－4　各ケースの解析結果（SSRM による）：自重変形の塑性成分 [5]

## 4. おわりに

バランス断面法では，トップリングや座屈変形等の変形過程で生じる底面でのずれ（すべり面）や隙間の発生場所と規模を予測できることを示した．弾塑性 FEM 解析では，バランス断面で示されるような変形に対して，物性・力学パラメータを含めて検討できる可能性が示された．今後，バランス断面法による予測の検証，FEM 解析手法の高度化により，岩盤斜面での変形過程を力学的パラメータも含めて再現したい．

## 文献


1) 小坂英輝（2015）：バランス断面法による岩盤斜面の初生地すべり地形とその変位率，応用地質，Vol. 56, No. 5, pp.219-229.

2) 柏木健司・横山俊治（2001）：重力性傾動構造のカタログ作成の意義と展望，地学雑誌，Vol. 110，No. 3，pp. 397-404.

3) Goodman, R. E. and Kieffer D. S. (2000): Behavior of rock in slope, Journal of Geotechnical and Geoenvir -onmental Engineering, pp. 675-684.

4) 地盤工学会編（2003）：弾塑性有限要素法をつかう（地盤技術者のための FEM シリーズ③），pp. 99-134.

5) 瀬崎章太郎・若井明彦・大野博之・小坂英輝（2017）：岩盤地すべり解析に用いるバランス断面法を模擬した弾塑性有限要素解析手法の提案，第 52 回地盤工学会研究発表会講演要旨.

# 65. 質点系落石解析による危険度分布の確率論的評価の検討

Study of the probabilistic evaluation of the risk distribution Using Numerical Analysis Subjected to Falling Rock

○磯部有作（㈱地層科学研究所），稲垣秀輝（㈱環境地質），大野博之（㈱環境地質）
Yusaku Isobe, Hideki Inagaki, Hiroyuki Ohno

## 1. はじめに

平成 26 年 8 月 19 日から 20 日にかけて発生した広島豪雨土砂災害は，沖積錐上の民家に大きな被災をもたらした．この沖積錐に注目した土石流災害調査を行なった結果，背後の山地の地質の違いから土石流堆積物の粒度構成の違いを生み出し，この沖積錐の縦断断面形状が異なることがわかった．つまり，花崗岩分布地域では巨礫を含むマトリックス分が多く，沖積錐が緩やかで遠くまで達することがわかった．これらの調査のデータをもとに，数値計算により今後の被災予測に活用するための感度解析を実施した．数値計算は質点系の落石解析手法を用いるため，巨礫を多く含んだ地区のみを対象とした．モンテカルロシミュレーションにより危険度分布を確率論的な評価を行った．

## 2. 数値計算手法

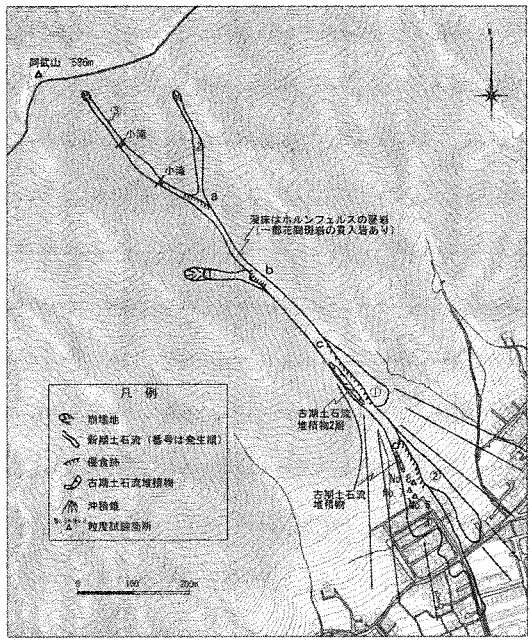
落石シミュレーションなどに広く用いられている質点系の 2 次元解析手法（右城らの手法[2]）を 3 次元に拡張した解析システム Geo-Graphia を用いて解析を行った．今回の解析では，国土地理院の数値地図データを用いて，土砂災害が起きた箇所の地形面を表現し，数値解析用に地表面モデルを作成した．3 次元解析で期待される役割は，地形面をより忠実に表現することであるとともに，結果に対しては，粒子軌跡の水平方向への拡がりや到達距離を把握できることにある（西村ら[3]）．また，粒子と地表面との衝突時に発生するエネルギー変化を表す指標（速度比）や粒子-地表面間の摩擦係数などの数値解析条件による影響も重要となってくる．そこで，数値計算が比較的な簡易な手法として質点系の落石解析手法を用い，巨礫を多く含んだ地区のみを対象とし，到達距離・速度に関してこれまでに計算を行っている．本研究においては，斜面特性の感度による検討を試みた．

## 3. 対象地区

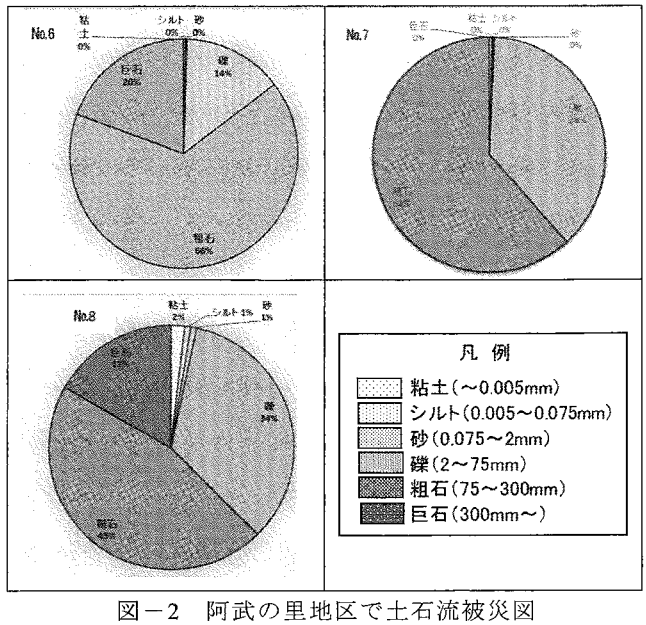
平成 26 年 8 月 19 日から 20 日にかけて発生した災害地域は広範囲に及んだが，稲垣の報告をもとに阿武の里地区を対象とした．

図－1 には，阿武の里地区での土石流被災図を示している．阿武山につながる渓流の谷頭では主として①～③の 3 箇所で表層崩壊が発生し，谷出口の扇頂部からは①～③の土石流堆が認められた．また，渓流内には土石流による浸食跡 a～d が認められた．今回の斜面崩壊は，まず，表層崩壊①が発生し，沖積錐扇頂付近で停止した土石流堆①を形成した．次に，表層崩壊②が発生し，b，c を浸食しながら，沖積錐中央の土石流堆②を形成した．さらに，表層崩壊③が発生し，a，c，d を浸食しながら沖積錐の西側へと推移し，土石流錐③を堆積した．

図－2 は，ホルンフェルスからなる土石流構成物の多くが，径 75～300mm の粗石からなり，その次に径 2～75mm の礫，そして径 300mm 以上の巨石からなるこ




図－1　阿武の里地区で土石流被災図




図－2　阿武の里地区で土石流被災図

とがわかり，マトリックスとなる細粒なものは 4%以下と少ない．

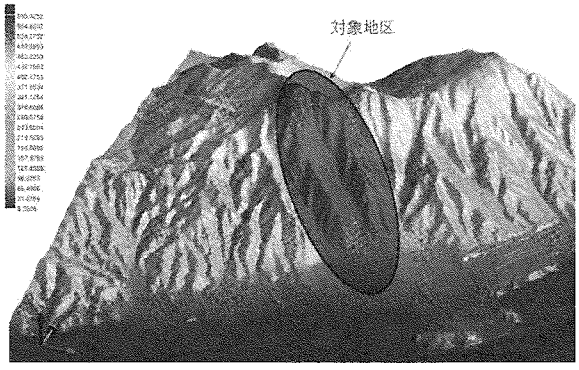
このように，細粒分が少ないことから，この地区を対象に落石シミュレーションの手法を適用した．

## 4. 数値解析

国土地理院の数値地図データを数値解析用にサーフェス化した 3 次元解析モデル図を図－3 に示す．表－1 に数値解析に用いたパラメータおよび検討ケースを示す．Case1～Case3 は地盤反力係数と極限支持力度による感度の検討を Case4 および Case5 は Case2 の条件に対して摩擦係数による感度の検討を実施した．なお，Case1～Case3 の感度解析では，地盤反力係数/極限支持力度=300 となるように設定している．

数値解析の初期条件は，図－1 に示す発生位置①，②，③に相当する位置に，それぞれ 100 粒子を発生箇所内で任意に発生させ計算を行った．また，これらの粒子群は，発生郡①②③の経時変化，侵食および堆積を含んだ形成過程については表現しないものとし，1 粒子ずつ計算を行うもので，粒子間の接触や衝突は無いものである．

図－4 は地盤反力係数・極限支持力度の感度による通過確率空間分布結果を示す．地盤反力係数と極限支持力度が大きくなるにつれ，到達距離が遠くなり平面的な広がる傾向を示している．図－5 摩擦係数の感度による通過確率空間分布図結果を示している．3 ケースとも到達距離に関して大きな違いは表れず，平面的な広がりの違いが表れる傾向を示した．全体的には，扇状地へ到達する確率は低い結果と言えるが，今回は 1 粒子による軌跡を示しており，衝突や水の流れによる流動は表現されていないため，過少評価している可能性がある．



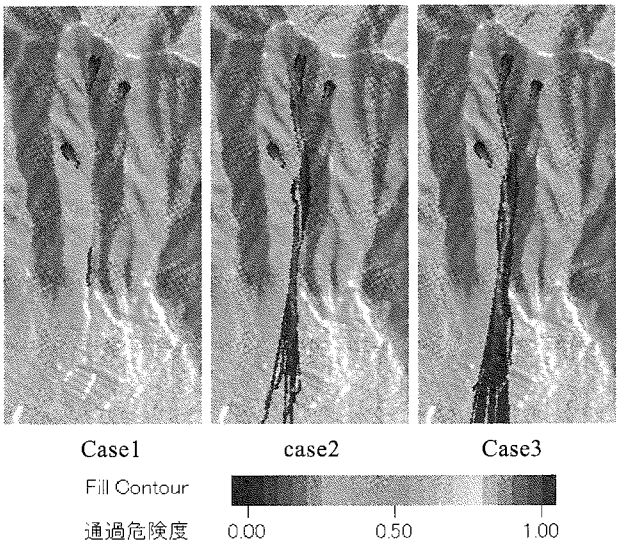

図－3　解析モデル図

表－1　数値解析パラメータ

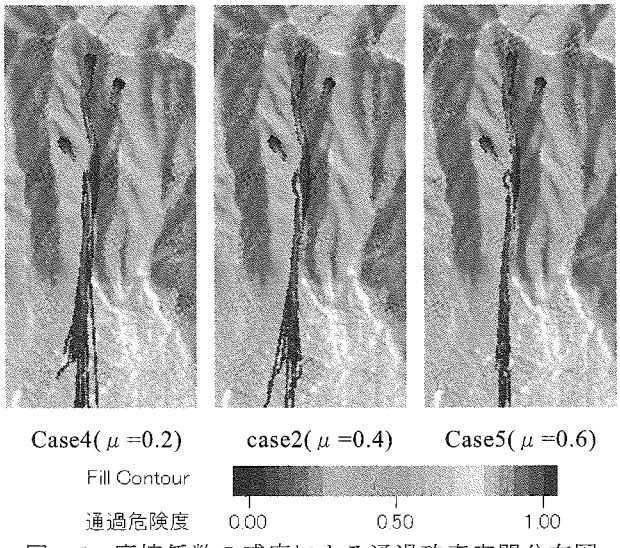
| パラメータ | | 単位 | Case1 | Case2 | Case3 | Case4 | Case5 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 粒子 | 密度 ρ | t/m³ | 2.7 | | | | |
| | 粒径 d | m | 0.3 | | | | |
| | 初期速度 $v_0$ | m | 0.0 | | | | |
| 地表面 | 地盤反力係数 k | MN/m³ | 300 | 600 | 900 | 600 | |
| | 極限支持力度 $\sigma_u$ | MN/m³ | 1 | 2 | 3 | 2 | |
| | 摩擦係数 $\mu$ | m | 0.4 | | | 0.2 | 0.6 |
| | 除荷時剛性効果率 ε | m | 0.5 | | | | |

## 4. まとめ

粒子の到達距離や広がりの現象は，地形面を適切に表現すれば，ある程度の再現は確認することができる．数値計算を危険度予測に生かすためには，これらの知見をもとにパラメータのさらなる感度分析が今後必要である．




図－4　地盤反力係数・極限支持力度の感度による通過確率空間分布図




図－5　摩擦係数の感度による通過確率空間分布図

## 文献


1) 稲垣秀輝(2015)：平成 26 年 8 月広島土砂災害の沖積錐の地形・地質と土石流の粒度構成，第 54 回日本地すべり学会講演論文集，pp.53-54

2) 右城猛，篠原昌二，谷田幸治，八木則男（2000）：落石の斜面衝突運動に関する研究，第 5 回構造物の衝撃問題に関するシンポジウム論文集，土木学会，pp.91-96.

3) 西村強，福田毅，橋本純成，木山英郎（2008）：3 次元落石運動解析における軌跡の拡がりに関する検討，第 37 回岩盤力学に関するシンポジウム論文集，土木学会，pp.141-146.

# 66. 2016年台風10号に伴う豪雨による日勝峠周辺の土砂災害－災害の概要—

Landslide disaster around Nissho Pass in Hokkaido by heavy rain of 2016 Typhoon Lionrock - The outline of the disaster -

○伊東佳彦（寒地土木研究所），倉橋稔幸（寒地土木研究所），角田富士夫(寒地土木研究所), 山崎秀策(寒地土木研究所)
Yoshihiko Ito, Toshiyuki Kurahashi, Fujio Tsunoda, Shusaku Yamazaki

## 1. はじめに

2016年8月の台風10号は北日本各地に災害をもたらし，北海道では人的被害（死者2，行方不明者2等）[1]や，道路，鉄道，橋梁，農地などに多くの被害が発生した．特に札幌と帯広を結ぶ幹線道路の一つである一般国道274号では、道路斜面災害が多発した。同国道では現在、復旧に向けた対策が鋭意行われているが，日勝峠付近は2017年8月現在も不通となっており、北海道の生活・経済活動に大きな影響を与えている．

筆者らは昨年9月から今年6月に北海道開発局室蘭開発建設部および帯広開発建設部の協力を得て現地調査を実施し，地盤工学会・日本地すべり学会共同の緊急調査団の調査に参加した[2]．本発表では道路災害の特徴について報告する．地形・地質の特徴は文献[3),4)]や倉橋ほか（本研究発表会No.59）[5)]を参照されたい．

## 2. 調査対象と調査結果

調査箇所は，一般国道274号日勝峠を挟む道路延長約13kmの範囲である．調査地周辺の基盤地質は花崗岩類であり，文献調査，現地調査およびLP地形図の判読等から，表層部にはマサ土よりむしろ周氷河性斜面堆積物が広く分布すると考えられる．

伊東ほか[6)]は昨年9月に実施した20カ所の道路災害の調査結果から被害を5類型に分類し，伊東ほか[7)]はその後の検討から類型2を3分した．本報告ではこれらの分類を踏襲しつつ，本年度の調査結果（計29カ所）から類型1を2分した．分類結果を以下に示す．

類型1 土石流等（土砂流や洪水流を含む，以下同じ）が発生した渓流を横断する道路の被害
- 類型1-a：横断管目詰まり後の越水等による破壊
- 類型1-b：横断管目詰まり、滞水後のパイピング破壊または浸透破壊等

類型2 土石流等の道路面流下による被害
- 類型2-a：土石流等に由来する災害
- 類型2-b：道路法面の崩壊等に由来する災害
- 類型2-c：旧道等の流下水に由来する災害

類型3 道路法面の小段排水路の目詰まり，または縦断排水路の側部流下等による被害

類型4 河川の側方浸食等による被害

類型5 含水比上昇等による道路法面等の被害

## 3. 考察

類型1は，土石流等の流下で道路下部横断管等の排水能力超過や目詰まりに起因して発生したと考えられる．今回の調査では，越水により道路下流側法面が侵食(類型 1-a)．越水は生じなかったが上流側に滞水後、パイピングまたは浸透破壊により下流側法面が浸食・崩壊(類型1-b)等の被災機構が推定された．上流側法面が波浪等で侵食されて崩壊という被害形態は、今回の調査では認められなかった．類型1への道路管理者側の対策の第1は，排水断面積の拡大であろう．予算や制度上の制約（被災前のスペック以上のものを作りにくい）があると考えられるが，今後予想される気候変動の影響等を念頭に置き、柔軟に対処できるような工夫・改善が望まれる．

類型2-a, bに対しては，本線道路面を流れる水流等を適切に誘導・抑制し被害を軽減する工夫が重要と考える．類型2-cに対しては，枝道からの水流等を本線合流前に適切に誘導，排除するのが重要である．

類型3と5は，個々の被害は小規模だが多くの切土・盛土法面箇所等で認められた．今後，周氷河性斜面堆積物のような未固結堆積物が分布する切土斜面において，よりきめ細やかな小段排水路や縦排水路のレイアウト，あるいは斜面防護施設等の設置等を検討していくことが重要と考える．

## 4. まとめにかえて

道路斜面災害が多発すると，早期復旧に向け災害復旧対策が実施される．時間に追われ制度上等の制約がある中での対応は大変であるが，災害発生メカニズムを詳細に調査し，被災箇所の復旧に加え，将来に向けた合理的な道路斜面災害防止策に反映させていくことが重要と考える．

## 謝辞

本研究を実施するにあたり，国土交通省北海道開発局室蘭開発建設部および帯広開発建設部の関係者には，現地調査への協力およびLP地形図の貸与など，多大なる御協力を賜りました．ここに深く感謝します．

## 文献

1) 消防庁応急対策室：平成28年凱風10号による被害状況などについて(第41報)，pp.7, 2017.
2) 地盤工学会：「平成28年度北海道豪雨による地盤・地すべり災害調査団」報告会資料，地盤工学会ホームページ(https://www.jiban.or.jp), 2016.

表－1　災害箇所の概要

| 番号 | ｷﾛﾎﾟｽﾄ | 災害内容等(注1) | 災害要因等 | 類型 | 規模(注2) | 摘要 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 追1 | 146.3 | 切土崩壊（周氷河） | 小段排水路溢流 | 3,5 | 小 | 法面が数カ所崩壊．土砂は主に上行2車線に堆積．上下車線分離柵が土砂の大部分を捕獲． |
| 追2 | 148.2 | 盛土崩壊 | 洪水流 | 1-a | 中 | 上流側に流木や土砂が堆積．2車線とも改修 |
| 追3 | 148.6 | 盛土崩壊 | 斜面崩壊で水が流出 | 5 | 小 | 路面に土砂の痕跡．下流側は路肩浸食． |
| ① | 149.0 | 盛土等崩壊（段丘） | 洪水流の側方浸食 | 4 | 大 | 水衝部．上下2車線亡失．盛土法面と自然斜面が浸食． |
| 追4 | 149.1 | 盛土崩壊 | 洪水流の路面流出 | 1-a | 小 | 路面にかなり土砂が流出．路肩が被災した程度 |
| 追5 | 149.3 | 盛土崩壊 | 洪水流が路面流出 | 1-a | 中 | 上下行共に半車線ずつ浸食 |
| 追6 | 150.2 | 盛土崩壊 | 枝道流下水 | 2-c | 中 | 枝道沿いの斜面が崩壊し国道まで流出．下行1車線浸食 |
| ② | 151.0 | 切土崩壊（周氷河） | 含水比上昇 | 5 | 小 | 巨礫混じりの砂質堆積物．φmaxは1m弱． |
| ③ | 151.1 | 盛土崩壊 | 洪水流滞水 | 1-b | 中 | 三国沢．横断排水溝は破損していないが一時的に滞水（呑口に大量の流木や砂～泥質堆積物）． |
| ④ | 151.4 | 盛土等崩壊 | 洪水流及び道路面流下流 | 1-a,2-a | 中 | 山側埋積（φmaxは十数cm弱），斜め下の谷側道路盛土法面浸食 |
| ⑤ | 151.6 | 盛土等崩壊 | 土石流及び道路面流下流 | 1-a,2-a | 中 | 道路上に大量の礫，土砂，流木．山側埋積（φmaxは約1.5m），谷側浸食．斜め下の谷側道路法面浸食． |
| 追7 | 151.6 | 切土崩壊（周氷河） | 小段排水路溢流と含水比上昇 | 3,5 2-b | 中 | 土砂流が上行1車線弱と路肩を浸食． |
| ⑥ | 151.9 | 盛土等崩壊 | 土砂流及び道路面流下水 | 1-a,2-a | 中 | 山側埋積（φmaxは数十cm弱），谷側浸食．斜め下の谷側道路法面浸食． |
| ⑦ | 152.0 | 切土崩壊 | 小段排水路溢流 | 3 | 小 | 巨礫混じり砂質堆積物～砂礫土で構成．亜角～亜円礫が目立つ．φmaxは2m+. |
| ⑧ | 152.2 | 盛土等崩壊 | 土石流及び道路面流下水 | 1-a,2-a | 中 | 2番目に多い流出部．道路上に大量の礫，土砂，流木．最大礫径3m．谷側道路法面・地山浸食(路床下に黒色土壌) |
| ⑨ | 152.4 | 切土崩壊（周氷河） | 小段排水路溢流と含水比上昇 | 3,5 | 小 | 亜角礫散在の砂質土（部分的に層構造）．φmax1.5m+. |
| ⑩ | 152.6 | 盛土等崩壊 | 土石流及び道路面流下水 | 1-a,2-a | 中 | 最大流出部．道路上に大量の土砂，流木．最大礫径4m. |
| ⑪ | 152.8 | 切土崩壊（周氷河） | 小段排水路溢水，含水比上昇と道路面流下流 | 3,5 2-b | 中 | 山側切土法面が多数崩壊．土砂が路面を流下し谷側1車線弱が被災 |
| ⑫ | 152.9 | 盛土等崩壊 | 洪水流 | 1-a | 中 | 大量流木．下流側1車線被災．横断管閉塞せず． |
| ⑬ | 153.2 | 盛土等崩壊（周氷河） | 地山含水比上昇 | 5 | 中 | 双子崩壊．1車線被災．パイピング穴あり．Ta-d(9,000年前)あり |
| ⑭ | 153.7 | 盛土崩壊 | 洪水流 | 1-b | 中 | 1車線被災．堰止め池残存（⇒横断管は目詰まり）． |
| ⑮ | 154.0 | 切土崩壊（周氷河） | 含水比上昇 | 5 | 小 | 道路への影響僅か．砂質土． |
| ⑯ | 154.3 | 盛土等崩壊 | 洪水流 | 1-b | 大 | 三国の沢ｼｪﾙﾀｰ内．上下2車線亡失．横断管(φ約1m)は礫で目詰まり．流木残存 |
| 追8 | 154.5 | 盛土崩壊 | 洪水流 | 1-b | 大 | 三国の沢ｼｪﾙﾀｰ内．⑯と同様の災害形態と推定(上下2車線被災・亡失) |
| 追9 | 155.5 | 盛土等崩壊 | 枝道流下水 | 2-c | 中 | 1車線弱が被災．枝道流下洪水流が本線を浸食．Ta-dあり |
| ⑰ | 156.5 | 盛土崩壊 | 土石流の道路面流出 | 2-a | 中 | 日勝ﾄﾝﾈﾙ帯広側．上下線の縁部被災．普段は水流ない谷 |
| ⑱ | 158.2 | 盛土崩壊 | 土石流 | 1-a | 大 | 7-8合目．上下2車線が被災．上流側に堰き止め池を形成 |
| ⑲ | 158.8 | 盛土崩壊 | 土石流の道路面流出 | 2-a | 中 | 下行1車線と上行0.5車線が被災． |
| ⑳ | 159.1 | 盛土等崩壊 | 土石流の道路面流出 | 2-a | 大 | 7合目．上下2車線被災（Ta-dあり）．被災部横断渓流に土石流等の痕跡なし． |

注1:「周氷河」は周氷河性斜面堆積物が，「段丘」は段丘堆積物が分布することを示す．

注2：規模における「大」とは往復2車線以上の被災，「中」は片側1車線程度の被災，「小」はそれより小さい被災を示す．


3) 倉橋稔幸，伊東佳彦，角田富士夫，山崎秀策：2016年台風10号による日勝峠の斜面災害と地形について．平成29年度日本地すべり学会北海道支部・北海道地すべり学会特別講演および研究発表会予稿集, pp. 27-30, 2017.

4) 倉橋稔幸，伊東佳彦，日外勝仁，角田富士夫，山崎秀策：2016年8～9月の北海道における豪雨災害に関する報告2「道路の被害(斜面・法面)について」，寒地土木技術研究，No.769, PP. 48-57, 2017.

5) 倉橋稔幸，伊東佳彦，角田富士夫，山崎秀策：2016年台風10号に伴う豪雨による日勝峠周辺の土砂災害—斜面災害と地形—，日本応用地質学会平成29年度研究発表会，No.59, 2017.

6) 伊東佳彦，倉橋稔幸，角田富士夫，山崎秀策：2016年の台風10号による北海道日勝峠周辺の道路斜面災害について，第52回地盤工学研究発表会，No.0936, 2017.

7) 伊東佳彦，倉橋稔幸：平成28年北海道豪雨による一般国道274号日勝峠付近の土砂災害，第32回日本道路会議, 2017(投稿中).

# 67. 四国三嶺の南に位置する白髪分岐南東側斜面におけるシカの食害と土壌侵食の関係

Relationship between the vegetation damaged by feeding of Sika deer and soil erosion on the southeast slope of Shiraga-bunki located south of Mt.Sanrei, Shikoku

○本間こぎと（高知大），横山俊治（深田地質研究所，㈱荒谷建設コンサルタント），石川愼吾（高知大），比嘉基紀(高知大)

Kogito Homma, Shunji Yokoyama, Shingo Ishikawa, Motoki Higa

## 1. はじめに

ニホンジカの高密度化に伴いササが衰退，消失する現象は北海道知床半島から九州山地にかけての日本海側を除く各地で見られ，その多くで土壌侵食も発生している[1]．

2007 年剣山系の三嶺一帯で地表を覆っていたミヤマクマザサの葉，稈がシカに食べ尽くされた．

高知県香美市物部の白髪山から白髪分岐に向かって北北東に延びる尾根と，その東側斜面を林道から白髪分岐に向かって登る山道との間の地域も，シカの食害でササがほぼ消失した地域の一つで，本研究の調査地である．斜面は 30～40° の急勾配で，その中に緩やかな凹型斜面と緩やかな凸型斜面が繰り返し現れる．

2008 年からのシカの捕獲や防鹿柵設置などによりトゲアザミ，タカネオトギリ等のシカの不嗜好植物やヤマヌカボ，メアオスゲ等の採食圧に耐性のある植物が侵出し[2]，群落を形成するまでに回復している．

シカの採食圧と復活した草本類とがせめぎ合っている状況において，土壌侵食が起きている．

本研究は，ササの枯死が表層土壌に与える影響を述べた上，土壌侵食の類型を明らかにし，地下水と草本類の復活が土壌侵食の素因になっていることを論じる．

## 2．調査地の土層構造

調査地では，秩父帯北帯の泥質岩や緑色岩（変成玄武岩）からなる岩盤の直上に，層厚１ｍ前後の煉瓦色の粘性土層が分布し，層厚 20cm 前後の黒色の腐植土層が地表を被っている．

粘性土層の中には，直下の岩盤の岩相を反映した新鮮で硬質な大小の岩塊が多数含まれる．黒色の腐食土層は，草本の根系が発達する地層で，根系と腐植土が一体となって広がり，板状根系層と呼ばれる．ササ原ではササの地下茎と根がネットワークを形成している．

## 3．ササの枯死によって土層はどのように変化したか

苅住[3]はササの地下茎の節から出る一次側根，さらにその根の途中から出る二次，三次側根が土塊を捕縛して地下茎を固定し，地下茎と根のネットワークが土壌侵食を防ぐことを明らかにしている．

ところがシカの採食圧のもとではササは新芽が出ると食べられる．地上部が枯れても地下茎に蓄えられた養分で，翌年の芽は出せるが，この芽も食べられると地下茎の養分は尽き地下茎と根も枯死し[2]，地上部が枯死して２年を経過すれば地下茎は腐ってしまう．

羽田野ほか[4]が実験によって明らかにした，コグマザサの地下茎の直径と強度との関係式に，ミヤマクマザサ７本の地下茎の直径の値を代入してミヤマクマザサの強度を求めると，132.3～192.1N/m$^2$ となる．ところが枯死したササの地下茎は指でつまんで潰すことができる強度しかない．

以上のように，ササが枯死すると，ササの地下茎と根からなるネットワークが破壊され，緊縛効果が失われると考えて間違いない．

## 4．土壌侵食の類型

横山ほか[5]では，ガリー侵食，虫くい状侵食，地すべり状侵食の類型が明らかにされ，その後，低木の傾動によって根元が掘り起こされる侵食（低木傾動型侵食と呼ぶ）の存在が明らかになった．

### (1) ガリー侵食

ガリー侵食は，表層の板状根系層を侵食し，さらにその下位の粘性土層も深くえぐり，深さは１ｍを超える所もある．他の類型が板状根系層の侵食であるのに対して，これは本質的に粘性土の侵食である．粘性土層から流出した岩塊が下流の粘性土層を削剥している．流出した岩塊の一部はガリーからあふれ出て，地表に堆積している．ガリーの上流端にはパイプ孔が観察されることから，おそらく，粘性土層中に発生したパイプ孔の陥没がきっかけになってガリーが成長したものであろうが，もしササの根系ネットが健在であれば，地表に達する溝はできなかったかも知れない。また，現在起きている溝の側壁の侵食も容易には起こらなかったであろう．土壌侵食の中で，ガリー侵食は稀な現象である．

### (2)虫くい状侵食

これは，手のひらサイズ以下にちぎれた草本類の根系マットが滑り落ち，転がり落ちて虫くい状になる現象である．草本マットはヤマヌカボが多い．虫くい状侵食に２つのタイプがあることが分かった．一つは，パイプ孔から流出する地下水が多く，すでに板状根系層から土壌流出が面的に起きている場所で発生している．

そのため，健全な草本マットを形成することなく，破壊が進行している可能性がある．いま一つは，勾配20°程の緩斜面でヤマヌカボが健全なマットを形成しているところで発生し，ちぎれたマットが捲れ上がったり、裏返しになったりしている．この産状は調査地北側の強度の食害を受けたカヤハゲでの凍上によるウマスギゴケやヤマヌカボの破壊と似ている．

**(3)地すべり状侵食**

これは，草本類の復活した板状根系層で生じている滑落で，すべり面は板状根系層と粘性土層の境界付近にある．滑落の範囲は数メートル規模であるが，内部は径が数 10cm 規模のブロックに分かれている．上下のブロックは滑落の過程で分離し間隔が広がっているようにみえる．地すべり状侵食は，斜面勾配が緩傾斜から急傾斜に変わったところで発生している．

**(4)低木傾動型侵食**

これは，シカの食害でダメージを受けたニシキウツギなどの低木が斜面下方に傾動し，そのとき根の抜け上がりによって，板状根系層が捲れ上がり，そこから斜面走向方向にクラック（溝）が走り板状根系層が分離・開口している．低木傾動型侵食は地すべり状侵食と同様に，急傾斜で草本類の復活した板状根系層で発生している．

## 5．考察

**(1)草本の復活は土壌侵食にどのような影響をしたか**

調査地では，ササの枯死の後，草本類が復活する前にどのような土壌侵食がどの程度進行していたかは不明である．われわれが観察した土壌侵食は植生復活後に発生している．特に地すべり状侵食と低木傾動型侵食は草本類の復活した急斜面で発生している．

低木傾動型侵食で現れた板状根系層の断面には多くのパイプ孔が認められるので，地下水による地中侵食で劣化しているのは間違いない．おそらく，ササの枯死後，強度低下が進行している板状根系層に草本類が根付き，草本類の成長と共に上載荷重は増加していった．これが土壌侵食の素因である．根に多量の細礫を抱き込んだイ（イグサ）が単体で急斜面を滑り落ちている現象はそれを支持している．

地すべり状侵食と低木傾動型侵食が発生している斜面では，それらの侵食が起きていないところにも，斜面の傾斜方向と走向方向に溝が発達している．走向方向の溝の長さ（延長）は 1～3m で，途中で分岐したり，合流したりしている．その幅は 10～30cm 程度で多くの溝底には粘性土層が現れている．傾斜方向の溝は地中侵食が地表にまで及んだリルである．それに対して走向方向の溝は，リルと比較して，幅，長さ共に小規模で，侵食微地形ではなく裂け目であり，将来地すべり状侵食と低木傾動型侵食に発展する初生変動微地形である．

**(2)イが意味すること**

橋田ほか[6]は，シカの食害で枯死したササ原でイが群落を形成していることを明らかにした．イの群落は，尾根の線状凹地内と，山腹斜面での土壌侵食地域と重なることが多い．

イは日当たりが良く水の多い場所に育つと言われる．イの群落が確認されている場所は，シカの食害で樹木が枯死・転倒し，日当たりがよい．線状凹地では，湿地にイが自生していて，地下水の存在は明白である．

山腹斜面ではどうか．イと地下水の関係を調べるため，①地下水の地表出口である湧水，②イの根元，③湧水およびイから離れた場所の 3 地点で，地中深度 5cm の地温を測定した．湧水は気温に関わらず 9～12℃で安定していた．多くの場所で，イの根元の地温は，③の地温に比べ湧水温に近い結果になった．イの根元で地下水が地表近くを流れていることを示す．

## 6．まとめ

①シカの食害によるササの枯死で，板状根系層は緊縛力を喪失した．

②緊縛力を失った板状根系層は地下水による土壌流出が進行した．

③草本類の復活後，地下水の流出と凍上によって，虫くい状侵食が発生し、草本類による上載荷重の増加が地すべり状侵食と低木傾動型侵食を発生させた．

## 文献


1) 植生学会企画委員会（2011）：二ホンジカによる日本の植生への影響―シカ影響アンケート調査（2009～2010）結果―，植生情報，15 号，pp.9-30

2) 石川愼吾（2011）：Ⅱ.4 三嶺山域稜線部のササ原の枯死と再生を考える，依光良三編シカと日本の森林，築地書館，pp.122-138

3) 苅住昇（2010）：最新樹木根系図説総論，誠文堂新光社，ｐ.937

4) 羽田野袈裟義・桑原純・則近慶一・岩田学・丹明博・黒田祥三（1998）：水害防備林の再評価と竹類根系の一試験,土木学会第 53 回年次学術講演会概要集，pp.604-605

5) 横山俊治・光本恵美・本間こぎと・石川愼吾・比嘉基紀（2014）：シカの食害はどのような土壌侵食を引き起こすか,蝕まれる三嶺の森と山々―三嶺・剣山地区シカ被害と対策「公開報告会」(7) －資料集,三嶺の森をまもるみんなの会，pp.15-25

6) 橋田麻央・比嘉基紀・横山俊治・石川愼吾（2015）：三嶺山域稜線部のシカ食害跡地における植生変化と地形との関連性および構成種の変化，どう守る三嶺・剣山系の森と水と土―シカ被害対策を考える・シンポジウム（8）－資料集,三嶺の森をまもるみんなの会，pp.18-21

# 68. 四国山地の付加体で発生した巨石の岩相・発生源・誘因

Lithofacies, source and trigger of huge boulders occurred in the accretionary complex of Shikoku Mountains

○横山俊治（公益財団法人　深田地質研究所，㈱荒谷建設コンサルタント），本間こぎと（高知大学）
Shunji Yokoyama, Kogito Homma

## 1. はじめに

四国山地の付加体では，径数 m からときには 10m を優に超える転石が山腹斜面や河床に転がっている．このような大きな転石をここでは巨石と呼ぶ。巨石は新鮮で硬質な岩質であるが，角の欠けた亜角礫であることが多い．

斜面変動に際して，まったく異なる挙動をする岩相が混在分布しているのが付加体の特徴である．狭義の地すべり（徐動性地すべり）を見ると，地すべりの滑動を妨げるように働く岩相と，地すべりの滑動を妨げることなく，すべり面にもなりうる岩相がある[1)2)]．巨石を形成しやすいのは前者の岩相である．巨石を形成する／しないは基本的には原岩の岩型に規制されるが，原岩が同じであっても変成度によって挙動が真逆になることもある．

河床に転がり出た巨石群が河川を閉塞して流れを妨げているのをしばしば見るが，多くの巨石は山腹斜面に定置している．落石した巨石の定置位置と地質分布との関係から，巨石の発生源を推定すると，尾根の付近から落石した可能性が高い．その発生源では，しばしば開口クラックや線状凹地，段差地形といった初生山体変形が始まっており，巨石の形成が初生山体変形と密接に関係している可能性がある．

本発表では，付加体の岩盤特性を反映して特定の岩相で巨石が発生しやすいこと，巨石の発生源は尾根にあること，巨石の形成は初生山体変形のひとつであることなどを明らかにし，巨石の諸特徴を総合して，巨石形成のプロセスと誘因を考察する．

## 2. 巨石を生み出す岩相

付加体の岩盤特性を規定している岩石構造は片理（劈開を含む）である．通常，変成度が上がるほど片理は明瞭になり，片理に沿った岩石（岩盤）の剥離性も顕著になる．したがって，四国山地の付加体では，四万十帯よりも秩父帯の方が，さらに三波川帯の方が，高い変成度で著しい剥離性をもつ傾向がある．しかし，変成度が変わらない同一地質帯内であっても，原岩が異なれば，剥離性は著しく違ってくる．

巨石を形成しやすい岩相は片理の発達が弱く，剥離性に乏しい岩相である．このような岩盤特性をもつ岩相として，チャートや砂岩，石灰岩およびそれらの変成岩を挙げることができるが，巨石の発生頻度や規模は，層理面や節理，断層の分布密度や方向にも規定され，チャートと比べて，砂岩や石灰岩の巨石は少ない．

原岩が玄武岩の場合は特異である．秩父帯北帯では，片状緑色岩（ハイアロクラスティックブレッチャを原岩とする苦鉄質千枚岩）が地すべりのすべり面になっているが，より変成度の高い三波川帯の苦鉄質片岩は，片理は発達しているが剥離性に乏しく，巨石を生み出している[2)3)]．三波川帯の地すべりのすべり面は泥質片岩に形成されている．また，御荷鉾緑色岩類では，片状緑色岩と塊状緑色岩が巨石を生み出し，岩塊流となって地すべり地を流れる小川を埋め尽くしている．その一方で，片状緑色岩は多くの地すべりのすべり面となり，水田可能な粘性土の源になっている．足摺岬の東方海岸では，四万十帯の砂岩・泥岩の堆積時に噴出した中新世の玄武岩（枕状溶岩およびその角礫岩）の巨石が海岸に多数転がっている．

以上のほか，三波川帯に属する高知県本山町白髪山の変成橄欖岩は多量の巨石を生産し，ほとんど移動することなく，岩塊斜面を形成している．

## 3. 巨石の発生源の地形学的位置

秩父帯北帯の中追ユニット[4)]に属する高知県いの町大野内地区において，チャート巨石の分布と基盤の地質図から巨石の発生源を推定した研究がある[2)5)]．巨石の発生源は，尾根付近において崖や地すべりの滑落崖を形成しているチャート層で，尾根から離れた山腹斜面に分布するチャート層から落石した巨石はない．谷底に定置した巨石は少なく，大部分の巨石は山腹斜面上に定置し，その一部は岩塊斜面を形成している．

付加体の地すべりは尾根付近に滑落崖をもつものが多く[1)2)]，滑落崖の全体あるいは一部にチャートや石英片岩，苦鉄質片岩が分布している地すべりでは，滑落崖から落石した巨石が地すべり移動体上に転がっていることが多い．一例を挙げると，高知県高岡郡越知町宮地下の集落および仁淀川の河床に転がっている秩父帯北帯のチャートの巨石は，かつて，仁淀川左岸の横畠東地すべりの滑落崖から落石し仁淀川を閉塞した巨石群の一部で，前期白亜紀正常層黒原層[4)]からなる対岸斜面（宮地下集落側）を約 25m の高さまで乗り上げている[2)]．

山麓斜面や河床に定置している巨石の多くは，尾根近くの発生源から落石したものと推定されるが，御荷鉾緑色岩類の岩塊流や変成橄欖岩の岩塊斜面を形成している巨石の成因は不明である．

## 4．尾根の初生山体変形と巨石の形成

落石した巨石の発生源と推定される尾根では，線状凹地や段差地形，開口クラックといった初生山体変形が発達している[1) 2)3)4)]．高知県仁淀川町大引割峠付近もそのひとつである．

当地では，東西に延びるやせ尾根の北側に沿って，大引割峠が位置する規模の大きな線状凹地が発達し，さらにその北側には秩父帯北帯の大引割チャートからなる平坦な尾根が広がっている．やせ尾根に対して平坦な尾根は陥没しており，天然記念物の巨大な裂け目である大引割のほか，多数の開口クラックや線状凹地が発達している．大引割チャートは白亜紀の物部川層群相当層に衝上したクリッペである[1)2)]．

多数の「岩塊」が，線状凹地の内部のほか，凹地の側壁をつくっている尾根の頂部にも分布している．凹地内部の「岩塊」のうち，互いに噛み合った状態の角張った「岩塊」群は線状凹地形成と同時に凹地内部に落ち込んだものと考えられる．注目すべきは尾根に転がっている「岩塊」の形成プロセスである．

凹地の側壁をつくっている尾根にはその頂部を高角度で断ち割る開口クラックと，側壁の上部を低角度で横切るクラックが多数発達している．さらに，クラックに沿っては，岩盤の角が欠けたり，低角度クラックの下盤側では，岩盤の一部がくさび状に抜け落ちたりしている．その結果，低角度と高角度のクラックに囲まれた岩盤は次第に亜角礫化し，尾根上にあっても，落石した巨石と区別が付かない，独立した「岩塊」になっている．凹地の側壁をつくっている尾根の内部が，こうした「岩塊」の積み重なりになっているところもある．巨石がもつ角の欠けた形状は，落石の過程でつくられたのではなく，落石以前に，尾根上での初性山体変形の過程でつくられたと考えられる．

このようなプロセスで形成された「岩塊」，すなわち巨石は，規模の大きな線状凹地の内部や斜面下方に落石している．

## 5．巨石形成の誘因

四国山地は南海地震のダメージを強く受けてきた．その理由のひとつは，四国山地の直下に震源域が広がることで，強震度域も広くなるからである．いまひとつは，約100年ごとに繰り返す南海地震の高い発生頻度である[2)]．

尾根のような急峻な凸型地形のところでは地形効果で地震動が増幅しやすい[1)2)6)7)]．四国山地は急峻なので，尾根で地震動が増幅する条件をもっている．しかも尾根でも岩盤は硬質なので，地震動によって生じたクラックは保持され，南海地震のたびに成長する．

地震時には尾根に高角度クラックが形成されやく[6)]，それが成長したのが四国山地の線状凹地である．低角度クラックの形成は地震時の慣性力による墓石の棹石底面の剥離[8)]と比較することで説明できる．四国山地の場合，南海地震の地震動によるダメージを繰り返し受けてきたため，低角度クラックと高角度クラックに囲まれた岩塊は，周囲が次第に破壊され，丸みを帯びた巨石の形状を呈するようになったと考えられる．巨石の形成は線状凹地の成長と同時期であり，地震動による初生山体変形のひとつである．山腹斜面や河床に定置している巨石の多くは，尾根上で形成された巨石が後の地震動で落石したものである．

## 6．まとめ

①四国山地の付加体の巨石は剥離性の乏しい岩相で形成されやすい．

②約100年という高い発生頻度で繰り返す南海地震の地震動が誘因となって，初生山体変形のひとつとして，巨石は尾根で形成され，ある時の南海地震で落石した．

## 文献


1) 横山俊治（2010）：第5章　地すべりと地質，日本応用地質学会　中国四国支部編：中国四国地方の応用地質学，pp.148-181.
2) 日本地質学会編集（2016）：10.地質災害，日本地方地質誌(7)　四国地方，朝倉書店，pp.431-500.
3) 青矢睦月・横山俊治（2009）：日比原地域の地質地域地質研究報告（5万分の1地質図幅），産総研地質調査総合センター，75p.
4) 脇田浩二・宮崎一博・利光誠一横山俊治・中川昌治（2007）：伊野地域の地質，地域地質研究報告（5万分の1地質図幅），産総研地質調査総合センター，140p.
5) 藤本　睦（2010）：第4章　中国四国地域の土砂災害の特徴と軽減策，日本応用地質学会　中国四国支部編：中国四国地方の応用地質学，pp.84-147.
6) 加藤靖郎・横山俊治（2010）：2005年福岡県西方沖地震による玄界島頂部のノンテクトニック断層，日本地すべり学会誌，Vol.47，No.1，pp.42-50.
7) 横山俊治・水口真一・藤田勝代・嘉茂美佐子・菊山浩喜（2002）：花崗岩地域における地震時落石の発生場所・落下方向・到達距離の予測，地すべり，Vol.39，No.1，pp.30-39.
8) 菊山浩喜・横山俊治・中垣幸恵・柏木健司（1996）：墓石・灯籠の転倒調査から推定される1995年兵庫県南部地震の地震動，土と基礎，Vol.44，No.2，pp.42-44.

# 69. 線的インフラの土砂災害リスクマッピングと現地検証

Risk mapping and its availability for landslide disaster upon linear infrastructure

○内田清孝（日本信号），松四雄騎（京都大学），川崎栄嗣，菊田真仁（日本信号）
Kiyotaka Uchida, Yuki Matsushi, Eishi Kawasaki, Masahito Kikuta

## 1. はじめに

鉄道分野における自然災害の約90%は降雨が原因で，土砂災害はその一つである．近年，記録的降雨が全国的にみられ，脱線を含む運行障害が各地で発生している．土砂災害への施策は鉄道事業者の急務である．

本稿では，土砂災害ハザードをGIS(地理情報システム)によりマッピングし，鉄道が影響を受ける斜面リスクを算出し，その実用性を検証した．

## 2. 解析手法

### 2.1 処理フロー

処理フローを図-1に示す．

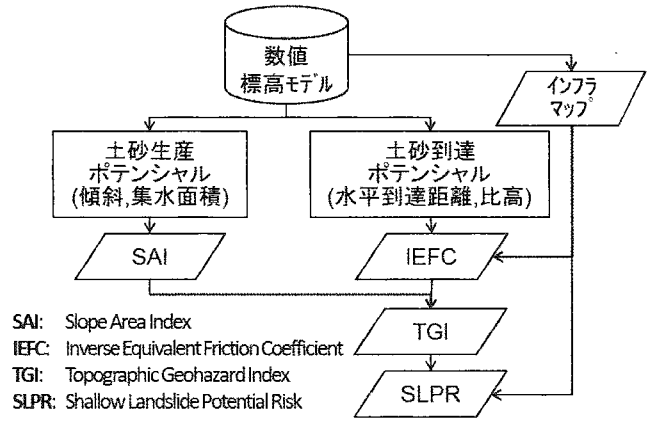



図-1 処理フロー

### 2.2 土砂災害ハザードの評価

ここでの土砂災害ハザードとは，斜面上のある地点で表層崩壊等が発生し，移動土砂が線的インフラ(例えば、鉄道軌道等)にまで到達することで負の影響を及ぼす事象の起こりやすさである，と定義し，斜面変動の発生しやすさ(土砂生産ポテンシャル)とそれにより運動する土砂の到達可能性(土砂到達ポテンシャル)の両面から評価することとした．

土砂生産ポテンシャルは，集水面積と斜面勾配の関係に着目して定量化した．まず対象地域の代表的な集水面積と斜面勾配のべき乗関係を求め，そこからの外れ度をピクセルごとに指数化した(SAI: Slope Area Index)．これは集水面積が大きいにもかかわらず急勾配の斜面は土砂移動が発生しやすく(高 SAI)，集水面積が小さく緩勾配の斜面は削れる土砂が少ない(低SAI)ことに着目した，土砂生産のしやすさのパラメータである．

土砂到達ポテンシャルは，土砂移動現象においてしばしば土塊の移動性の評価に用いられる等価摩擦係数に着目して定量化した．これは線的インフラに集水する流域においてのみ計算し，任意地点から移動し始めた土塊が対象インフラに到達するとすれば，その等価摩擦係数がいくらになるかという値を，逆算等価摩擦係数(IEFC: Inverse Equivalent Friction Coefficient)として定義し，各ピクセルと線的インフラとの水平距離と比高から算出する．これは，任意地点において発生した土砂のインフラへの到達可能性のパラメータである．

これら2つの無次元指数の積を地形的土砂災害危険度(TGI: Topographic Geohazard Index)として定義し，これを対象インフラに集水する領域内の全てのピクセルにおいて算出する．

### 2.3 線的インフラの斜面リスクの評価

線的インフラの斜面リスクは，土砂災害ハザードが線的インフラに影響を及ぼすリスクである．GISにおける線的インフラ上の特定セルに集水する領域のTGIの平均値をそのセルの斜面リスク値(SLPR: Shallow Landslide Potential Risk)と定義し，線的インフラ上の各セルについて算出し，沿線リスクラインとする．土砂災害の要因系(ハザード)への着目ではなく，結果系(リスク)への着目を特徴とする．

## 3. 適用範囲と使用データ

栃木県を南北縦断する東武鉄道の日光線と鬼怒川線の沿線約60kmを解析範囲とした(図-2参照)．

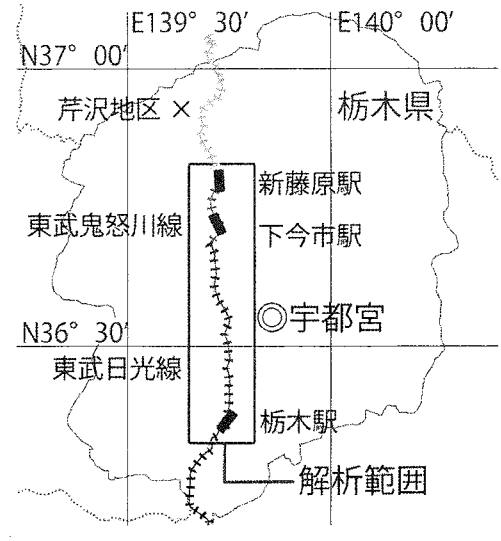



図-2 解析範囲

栃木駅から下今市駅までの約40kmは足尾山地を臨む関東平野西端を北進し，新藤原駅までの約20kmは塩谷山地と大笹山山地を分ける鬼怒川沿いの山間部を北進する．山間部は主として火山砕屑岩や堆積岩が分布する．

この沿線では，平成 27 年 9 月関東・東北豪雨による記録的な大雨(3 日間の総雨量約 600mm)で，大規模な土砂災害が散発した．発表者らは新藤原駅の北北西約 15km に位置する日光市芹沢地区において詳細な現地調査を行っており，その知見を活かした鉄道インフラへの適用として本解析範囲を設定した．

GIS 解析には，国土地理院による基盤地図情報数値標高モデル(10m メッシュ)[1]を使用した．

## 4. 解析結果

### 4.1 広域解析

解析対象とした東武日光線・鬼怒川線沿線の土砂災害ハザードを図-3，栃木-新藤原駅間のリスクラインを図-4 に示した．また，斜面リスクが高い上位 6 箇所の現地状況を表-1 にまとめた．

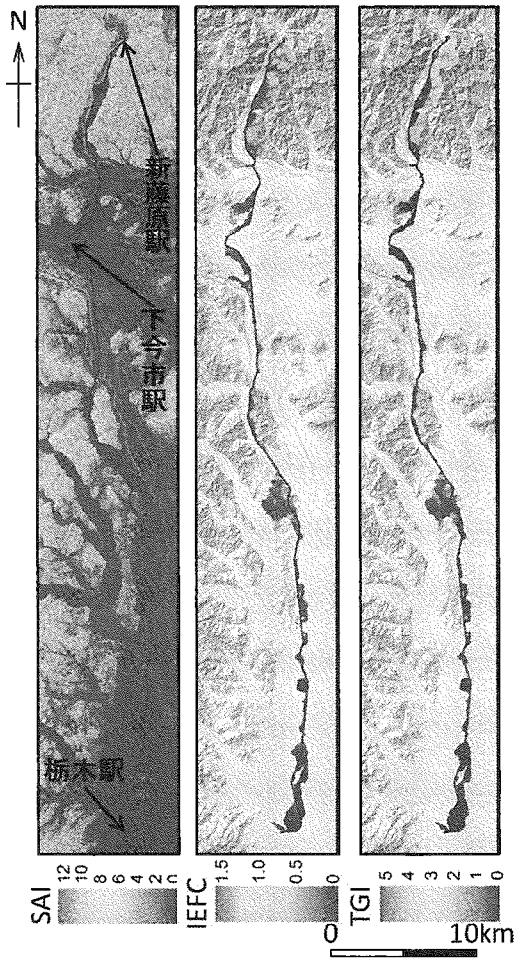



図-3 解析範囲の土砂災害ハザードと斜面リスク

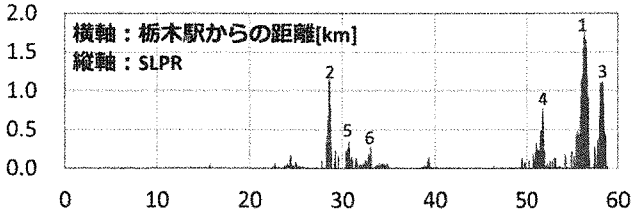



図-4 東武鉄道 栃木-新藤原駅間の沿線リスクライン

表-1 斜面リスクが高い箇所の一覧と現地状況

| No. | 栃木駅からの距離 [km] | SLPR 値 | 現地状況 |
|---|---|---|---|
| 1 | 56.4 | 1.75 | 落石検知装置・防護柵あり |
| 2 | 28.6 | 1.15 | 斜面との間に緩衝帯あり(道路) |
| 3 | 58.3 | 1.12 | 落石検知装置・防護柵あり |
| 4 | 51.9 | 0.77 | 斜面との間に緩衝帯あり(道路) |
| 5 | 30.7 | 0.35 | 斜面との間に緩衝帯あり(道路) |
| 6 | 33.1 | 0.27 | 豪雨で表層崩壊発生 |

### 4.2 詳細分析

表-1 の No.1 から No.5 までは土砂災害対策が講じられていたり，線路と斜面の間に緩衝帯(道路)があったりするため，土砂災害のハザード値は高いものの，インフラの被災可能性は低いといえる．

一方，No.6 (板荷-下小代駅間)は，前述の関東・東北豪雨の際に表層崩壊が発生した．最寄りのアメダス(鹿沼)では 24 時間雨量が 444mm に達し，統計開始以来の極値を更新し，約 100m にわたり軌道上に土砂が堆積した．他地点の復旧工事も含めて不通期間は約 1 週間に及んだ．

当該区間の土砂災害ハザードと斜面リスク(図-6 参照)を見ると，線路西側の斜面で土砂災害ハザードが高く，その南側斜面で土砂が線路に流入する地形であり，斜面リスクも高くなっている．表層崩壊はまさにその箇所で発生した．

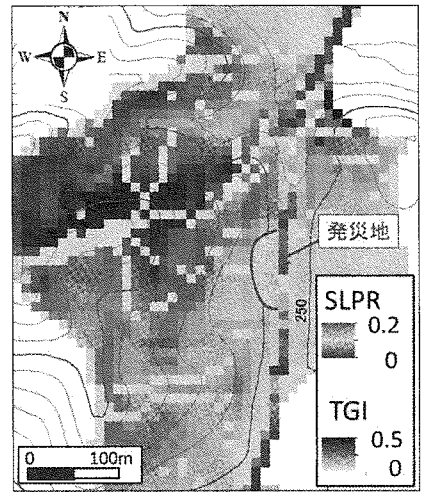



図-6 No.6 付近の土砂災害ハザードと斜面リスク

## 5. まとめ

土砂災害ハザードのマッピングは，従来から様々な手法が提案される中，本稿では線的インフラへの影響(結果系)に着目した斜面リスクを定義し，沿線リスクラインを作成した．手法の適用と検証の結果，斜面リスクが高く災害対策や緩衝帯がない箇所で，豪雨に伴う表層崩壊により被害が発生していた．本手法による効率的かつ効果的な危険箇所の抽出により，鉄道事業者による対策(補強工事，防護柵設置，監視設備設置等)の重点箇所の選定を支援し，鉄道の安全運行と運行義務の両立に寄与したい．

## 文献

1) 国土交通省国土地理院：基盤地図情報

# 70. 太平洋沿岸低地部の地下水流向調査事例

Groundwater Flow Research in Pacific Coastal Lowland

○露口耕治，牛見龍也，大矢基弘（(株)四電技術コンサルタント）
Tsuyuguchi Koji, Ryuya Ushimi, Motohiro Ooya

## 1. はじめに

四国の太平洋沿岸部の低地部の地形は，内陸部の山地から南流する河川，海岸線に沿った砂堆と内陸部の低地に特徴づけられる．沿岸流によって形成された砂堆が海岸沿いに細長く微高地をなし内陸部は閉塞的になるため，支川流路は沿岸部で蛇行し大きな河川に合流する場合が多い．地下水の対局的な流動方向は河川に沿って山側から海側と考えられるものの，低地部の浅層部においては蛇行した支川や旧河道に調和的な流動が確認された．

ここでは，一般的に実施される地下水調査と空中写真判読による微地形判読等を行って浅層部の地下水の主流向を考察した事例を報告する．

## 2. 調査の目的と課題

既往のボーリング調査結果によって，地下水流動層はGL-10m以浅の浅層部とGL-14m以深の深層部に区分され，本調査では浅層部の地下水を対象とする地下水流向を検討することが目的である．既往の水源カルテからは，全ての水源が打ち込み式及びボーリングによる井戸で井戸の深度及び水頭の把握ができず，浅層部の流動層を対象とした地下水等高線の作図による流向の検討が困難であった．一般的には新たに地下水観測孔を数ヶ所設置する必要があったが，コストが増大するため，如何に低コストで実施できる調査手法を用いて検討することが課題であった．

## 3. 調査の方針

既往の水源カルテは生活用水水源を対象としたもので，農業用水等の水源は含まれておらず，耕作放棄した農業用地には，不使用の井戸が多数分布していた．そこで，地下水調査で一般に実施される「空中写真判読による水みちとなりえる高透水性の旧河道の平面分布の把握」，「潜在する測水可能水源の把握」，「地下水一斉観測による地下水等高線の検討」，及び，「電気伝導度や主成分分析による浅・深井戸の区分」から総合的に浅層部の地下水の主流向について検討した（図-1）．

## 4. 地形・地質概要

既往資料・概査によって水文地質構造を以下のように推察した（図-2）．礫分を多く混入する高透水性の深層部の地下水流動層が基盤岩を被覆するように分布し，その上部に海岸線に沿って均質な粒径からなる砂堆（透水性中位程度）が成長する．ラグーンが形成されることにより，細粒分が堆積しやすい環境となり難透水性の細粒土層が深層部の礫層を被覆する．その上位

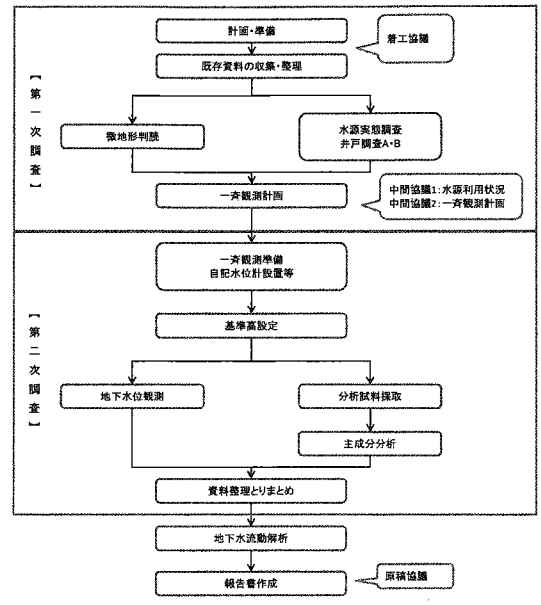



図-1　調査フロー

には上流域から供給された礫・砂・粘土等が成層状・レンズ状に堆積し，氾濫平野を形成する（浅層部の流動層）．大きい河川及び支川は洪水時に氾濫を繰り返すことにより流路を変え蛇行し，取り残された澪筋は高透水性の旧河道として埋没する．海岸線に近い領域の河川及び支川の流路は，砂堆により限定された箇所で海に流下することから，砂堆に阻まれた流路は海岸線に並走するように流路方向を変えることとなる．

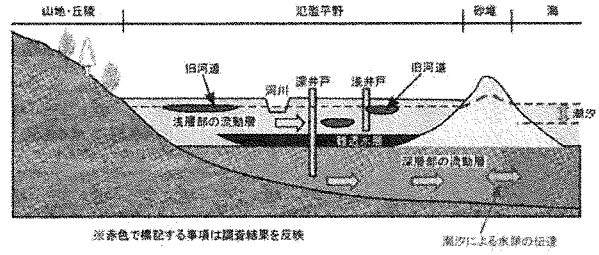



図-2　水文地質構造の概念図

## 5. 空中写真による旧河道分布（第一次調査）

対象個所周辺には5本の旧河道が推定された（図-3の水色が旧河道）．そのうち近接する旧河道は，現河川に沿うもの（①），対象個所から左岸側に派生するもの（②），砂堆には海岸線に直交するもの（④），平行するもの（⑤）が判読された．

## 6. 地下水一斉観測（第二次調査）

左岸側で3個所，右岸側で3個所，河川で4個所の計10個所で一斉観測を実施した．自記水位計観測は，潮汐および上水水源での揚水の影響の有無を確認する

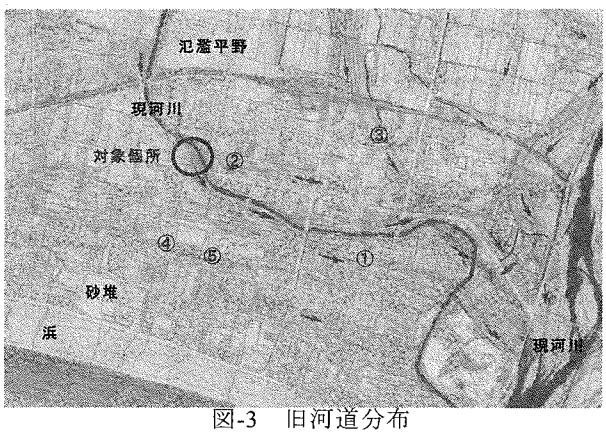


図-3　旧河道分布

ために左岸側上流の深・浅井戸で2個所，右岸側の浅井戸で1個所とし，その他の7地点は触針式水位計によるものとした．観測のタイミングは，潮汐の変動時間を考慮し，満潮時・中間時・干潮時の3回とした．

深井戸については潮汐および若干の上水の揚水の影響を受けており，潮汐の振幅 1m 程度に対し，海岸線から約 700m 離れている井戸では，約 0.5m と半分程度となっている．一方で，浅井戸についてはほとんど潮汐の影響などの変化は認められなかった（図-4）．

## 7. 主成分分析（第二次調査）

地下水一斉観測にあわせて，10個所（河川水2個所，左岸4個所，右岸4個所）で採水・主成分分析を実施した．水源の種類の内訳は，浅井戸が4個所，深井戸が1個所，井戸の深さが不明であった3個所とした．主成分分析結果（ﾍｷｻﾀﾞｲﾔｸﾞﾗﾑ）を図-5に示す[1]．

河川から左岸側の氾濫平野に該当する範囲では，河川水と深井戸で低い溶存濃度，浅井戸で高くなる傾向となった．これらの傾向は井戸調査B時に測定した電気伝導度の傾向と近似性が認められ，電気伝導度の計測によって浅・深井戸の区分がある程度可能と考えられる．河川から離隔のある右岸側については，上記のような近似性がなく，砂堆からの地下水が供給されるなど，供給源が異なることが考えられる．

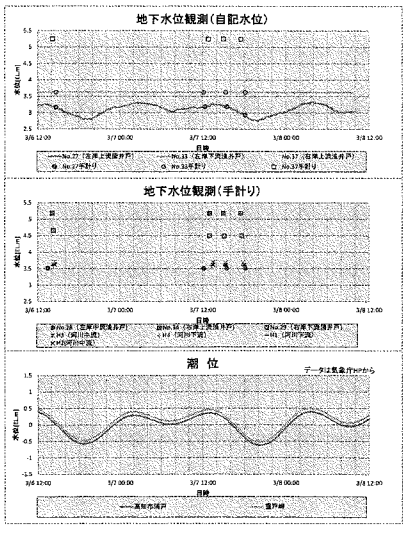


図-4　地下水一斉観測

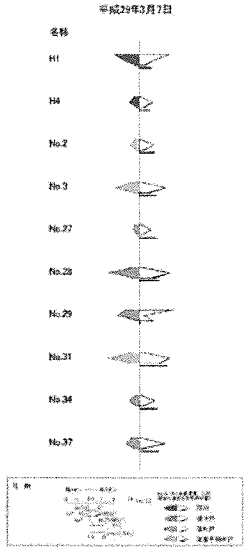


図-5 ﾍｷｻﾀﾞｲﾔｸﾞﾗﾑ

## 8. 地下水流向検討結果

「空中写真判読による水みち分布」・「地下水一斉観測による浅井戸の水頭及び河川水位」・「主成分分析及び電気伝導度」を総合的に検討し，浅層地下水の主流向について推察した（図-6）．

左岸側の浅井戸の水頭と河川水位は概ね近似していること，潮汐の変動を受けないことから，浅層部の地下水流向を検討するうえで一連の地下水面を形成していると考えた．左岸側では EL.3.5～3.6m の平坦な地下水面形状を呈し，最も低い地下水面は対象個所の現河川から左岸側に派生するように形成されている．一方，右岸側は海岸線に近くなるものの，砂堆（微高地）に沿って地下水面は EL.4.5～5.2m と高くなる．

地下水等高線から読み取れる最も低い地下水面を形成する方向が地下水の主流向と判断され，これは，対象箇所から左岸側に派生する旧河道（②）と合致するものである．また，海岸線に沿った微高地の方が地下水位が高くなるため，対象個所から海岸線に最短距離となる微高地を横断する地下水の流動の可能性は低いと考えられる．

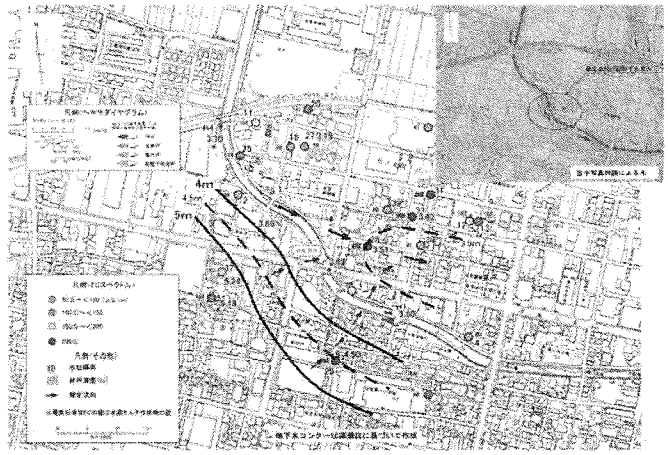


図-5　地下水流動総括図

## 9. まとめ

太平洋沿岸に形成される氾濫平野の浅層地下水の流動は，空中写真から判読された旧河道と概ね近似した結果となった．河川改修工事などに伴って周辺水源が一様に影響するのではなく，旧河道の水みちが判読される場合には，影響が遠くまで及ぶ可能性が示唆される．このような地下水調査を展開する場合には，詳細な調査計画を立案するに先立って，空中写真などによる地形判読による高透水性の水みち分布や既往資料から平面的・深部的な概略の水文地質構造を理解することが重要で，それを踏まえた一般的な水文調査を適切に計画・実施・解析することで，地下水の流動メカニズムの理解が深まると考える．

## 文献

1) 山本荘毅(1983)：新版　地下水調査法，pp.368-405.

# 71．地質構造に規制される岩盤内地下水の流動形態の考察

Consideration about the flow line of groundwater in bedrock controlled by geological structure

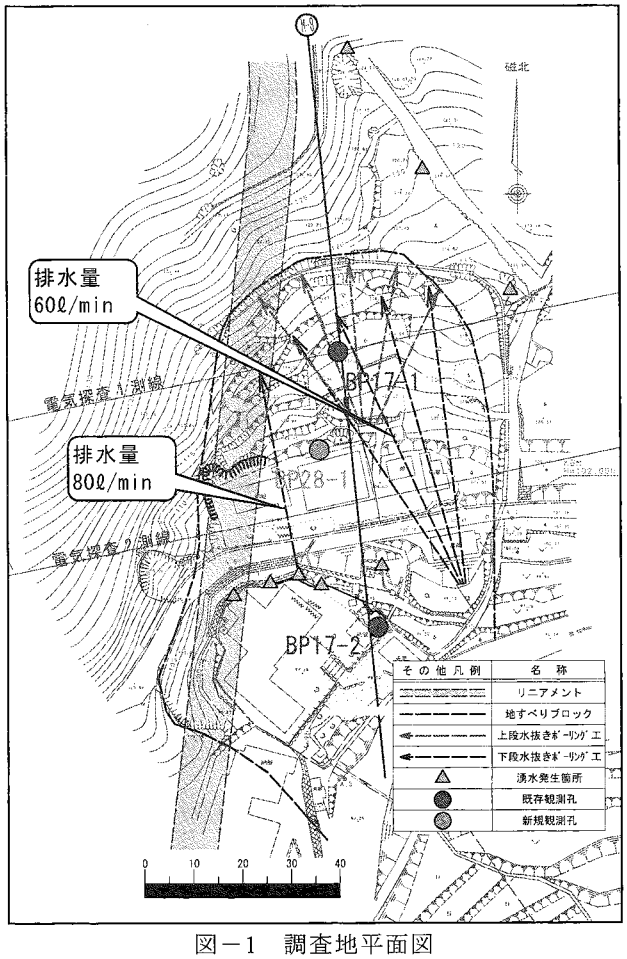
○幸村哲也，片山直樹（㈱日本海技術コンサルタンツ）

Tetsuya Komura, Naoki Katayama

## 1．はじめに

一般的に地下水は，地盤内の地質的要素の影響を受け，地質の違いによって流下速度や流動方向あるいは水質といった様々な要素に変化が生じる．また，単純な地質の違いだけでなく，各地層の分布範囲の違いや性質，局所的に生じた亀裂等の構造によっても影響を受けることから，地下水の流動形態というものは極めて多種多様であり，それらを推察することは難しい．

本件は，複数個所で発生する湧水および既設排水施設からの多量の排水を確認している地すべりブロックにおいて，地すべりブロックに流入する地下水の流動形態を考察したものである．




図－1　調査地平面図

## 2．調査地の概要

本調査の対象地は，島根半島東部に位置する枕木山（標高 453m）の南東向き斜面遷緩部であり，過去に地すべり調査が実施され，対策工として水抜きボーリング工が地すべりブロックの上段および下段に施工されている．しかし，対策工施工後も調査地内の各所に湧水の発生が確認されている．また，既存の下段水抜きボーリング工の内，図-1 に示す孔から 60～80ℓ/min の多量の排水が確認された．

さらに，空中写真および地形判読により，地すべりブロック西側側部に沿うようなリニアメントが確認され，調査地内への地下水供給源たる断層破砕帯が存在している可能性が考えられた．

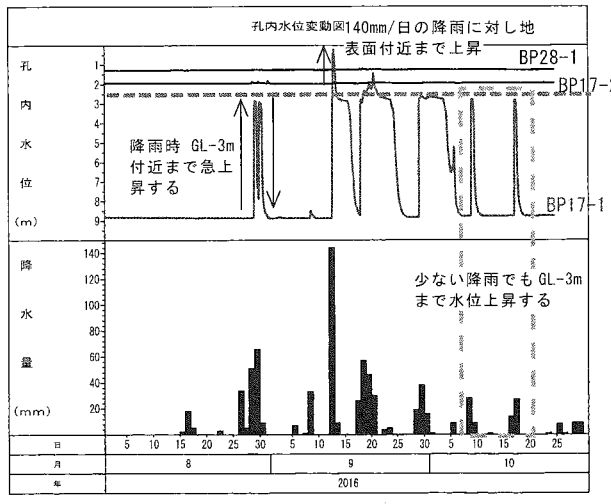
上記，地下水の供給源および地すべりブロック内への供給形態を解明すべく，後述する各調査を実施した．

## 3．調査ボーリング

過去のボーリング調査結果より，地すべりブロック内の地盤は表層の崩積土と基盤となる新第三紀玄武岩貫入岩の 2 層から構成されているものと考えられていたが，既存観測孔の中間で新たにボーリング調査を行った結果，調査地中央に新第三紀中新世成相寺層泥岩が分布していることが判明した．また，地すべりブロック中央～頭部にかけての崩積土内に均質な粘性土層が存在することが判明した．

## 4．BP17-1 における特徴的な水位挙動

各観測孔における孔内水位観測結果を以下に示す．




図－2　孔内水位変動図

孔内水位変動図を見ると，BP17-1 では降雨時に顕著な地下水位の上昇傾向が確認された．さらに，100mm/日未満の降雨について，降雨量に関係なく一律 GL-3m 付近まで地下水位が上昇するという，特徴的な水位挙動が確認された．

この水位急上昇区間と BP17-1 柱状図を照らし合わせると，前述の均質な粘性土層区間と合致していた．

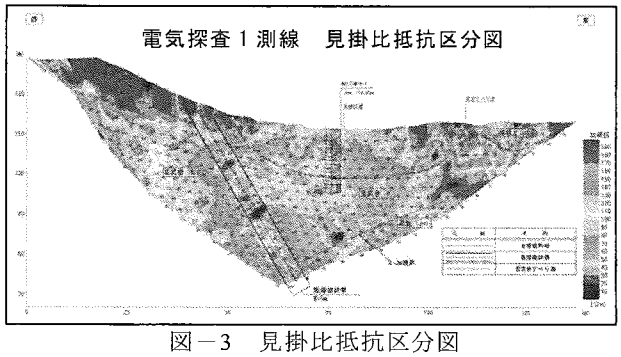
このことから上記水位上昇の原因としては，降雨時に斜面上方から供給された地下水に対し粘性土層が遮水層として機能することで遮水層下の地下水圧が上昇し，被圧水が遮水層区間を一気に上昇することで発生しているものと推察される．

## 5. 高密度電気探査

前述する断層破砕帯の存在確認および地質構造，地下水賦存状況を把握するため，図-1 に示す位置で電気探査を実施した．

探査結果より，両測線共に調査地西側の遷緩線下方から約 60° 程度の傾斜角で直線状に低比抵抗と高比抵抗の境界が明瞭に現れている．この境界が前述するリニアメントの位置と合致していることや深部まで連続して存在することから，断層破砕帯に類する地質構造（以下，断層破砕帯と表す）であると評価した．

この断層破砕帯位置を起点として東側に低比抵抗分布範囲が伸びている状況が図より読み取れることから，断層破砕帯によって多量の地下水が地すべりブロック西側へ供給されているものと推察される．




図－3　見掛比抵抗区分図

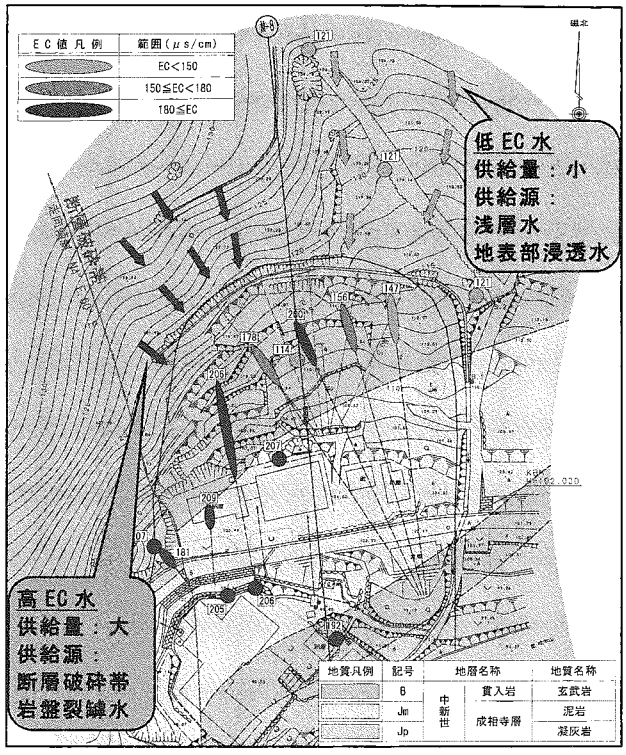
## 6. 水質試験

調査地内における地下水の流動経路の把握を目的とし，調査地内の湧水および水抜きボーリング工からの排水で簡易水質試験（ph，EC，水温）を実施した．

このうち，電気伝導度（EC）に着目すると，排水量の多い水抜きボーリング孔の排水では 200 μ s/cm 付近の値を示すのに対し，調査地北側の湧水では 121 μ s/cm と測定値に差が確認された．この値の違う地下水について溶存イオン濃度を検査し比較を行ったところ，溶存イオン濃度に明確な差が確認されたことから，両者は水質組成の異なる地下水であると評価した．

この結果より，調査地内に流入してくる地下水には，EC 値の高い地下水（高 EC 水）と EC 値の低い地下水（低 EC 水）の 2 種類が存在するものと推察される．

上記水質試験の結果から，EC 値による地下水の区分を行い，測定位置を平面図上に落としたところ，調査地北東側の谷地形から地すべりブロック東側頭部で低 EC 水が確認され，調査地西側および地すべりブロック中腹部～末端部にかけては高 EC 水が確認した．




図－4　EC 値による水質区分とその平面分布

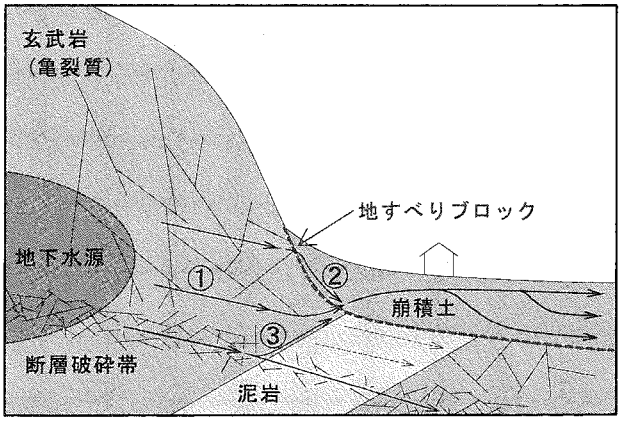
## 7. まとめ

前述の調査結果を踏まえ，本調査地における地下水の流動を以下の①～③の様に考察する．

①地すべりブロック後方斜面を形成する玄武岩およびブロック西側の断層破砕帯によって，枕木山に賦存する多量の地下水が調査地に供給される．

②基盤岩内の裂罅水は部分的に崩積土内へと進入し地層境界付近を流下しながら地すべりブロックへ供給される．

③地すべりブロック頭部域において，泥岩層（難透水層）の存在から基盤岩内を流下していた地下水が堰き止められ，崩積土内へ誘導される．これにより，地層境界付近を流下してきた地下水と合流し，多量の地下水が地すべりブロック内へ浸入する．




図－5　地下水流動形態模式図

# 72. 斜面災害における漏水経路調査事例

Investigation of leaking process in Slope Disaster

○小笠原洋，小原雄哉（復建調査設計株式会社）
Hiroshi Ogasahara，Yusuke Ohara

## 1．はじめに

本稿は，平成 28 年 6 月に広島県内で発生した斜面災害調査事例について報告するものである．本崩壊では山地を抜ける道路直下の自然斜面が崩れたもので，周辺地域で同様の崩壊が発生していないこと，崩壊地直近の道路側溝が老朽化していたことから，側溝の漏水が崩壊に関与している可能性が考えられた．その対応として，地中レーダー探査などの地質調査を実施した結果，側溝から崩壊斜面へ繋がる漏水経路が存在し，漏水が崩壊に関与していることを明らかにできたので，ここに報告する．

## 2．崩壊の概要

崩壊は，広島市郊外の山地を抜ける道路直下の自然斜面で発生した．まず 2016 年 6 月 22 日に地割れが発見され（写真－1），22 日夜半～23 日未明にかけて崩壊に至った（写真－2）．崩壊は幅約 20m，高さ約 10m，深さ 1m 未満の表層崩壊で，崩壊土砂は崖錐堆積物だった．また当該地域で発生した崩壊はここのみだった．

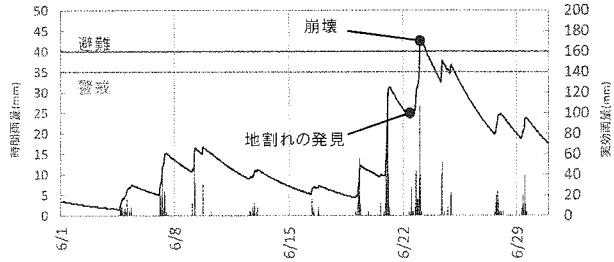


写真－1　崩壊直前（2016 年 6 月 22 日撮影）



写真－2　崩壊直後（2016 年 6 月 23 日撮影）

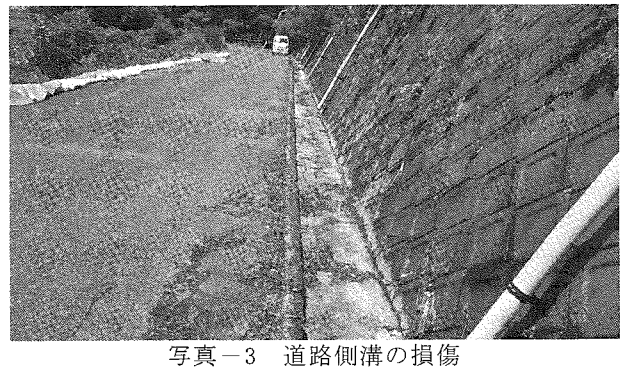
図－1 に崩壊前後の降雨状況を示す．当地域では実効雨量 140mm で警戒，160mm で避難準備と設定されているが，地割れが見つかった 6 月 22 日の時点では，その水準に達していなかった．その後，6 月 22 日夜半の大雨で本格的に崩壊している．



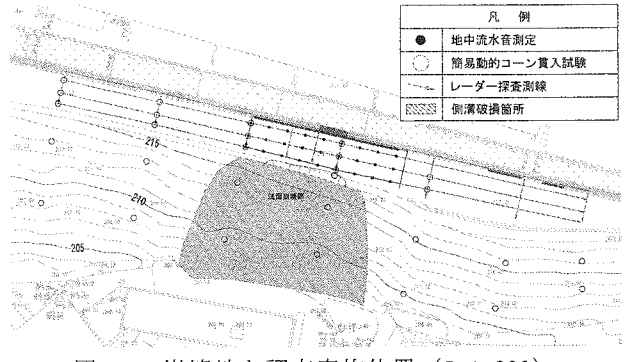

図－1　崩壊直近の実効雨量（2016. 6. 1～6. 30）

## 3．現地状況

崩壊地直上の道路に設置されている側溝は，ちょうど崩壊地直近で目地開きなど損傷が著しく，ここを流れた排水が斜面に漏れた可能性が考えられた（写真－3）．そこで，側溝へ水を流す流水実験や地中流水音測定，地中レーダー探査，簡易動的コーン貫入試験などの地盤調査を実施し，漏水が斜面へ流れるかを確認することとした（図－2）．



写真－3　道路側溝の損傷

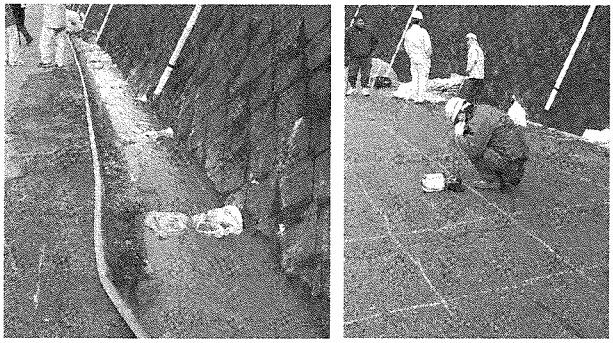



図－2　崩壊地と調査実施位置（S=1:800）

地中流水音は，流水実験に併せて道路面上を面的に測定した．測定は専用測定器(株)拓和製 GAS-03 を用いたが，表面がアスファルトで定量的に測定できないことから，表－1 のような判定の目安を独自に作成して点数化させ，測定回数を増やすことで定量化を図った．

表－1　判定の目安

| 判定 | 内容 | 判定点 |
|---|---|---|
| ◎ | 流水音が明瞭かつ断続的に確認できる | 3 点 |
| ○ | 流水音は確認できるが，不明瞭であるか，または途切れがち | 2 点 |
| △ | 流水音は確認できるが，かなり音が不明瞭か，または 20～30 秒程度の間に数回確認できる程度 | 1 点 |
| × | 20～30 秒程度の間，流水音が確認できない | 0 点 |



写真－4　流水実験（左）と地中流水音測定（右）

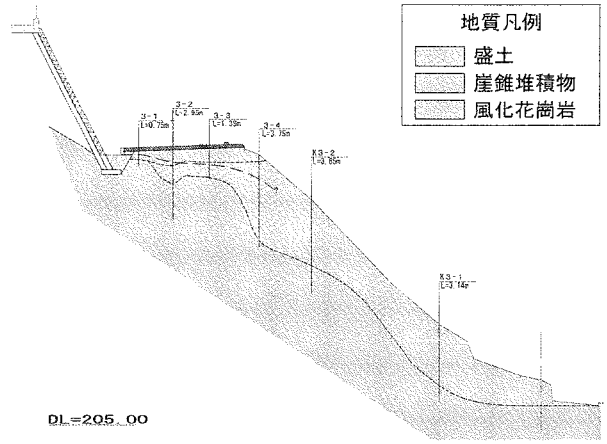
## 4．調査結果および考察

資料調査，現地調査の結果，以下のようなことが明らかになった．

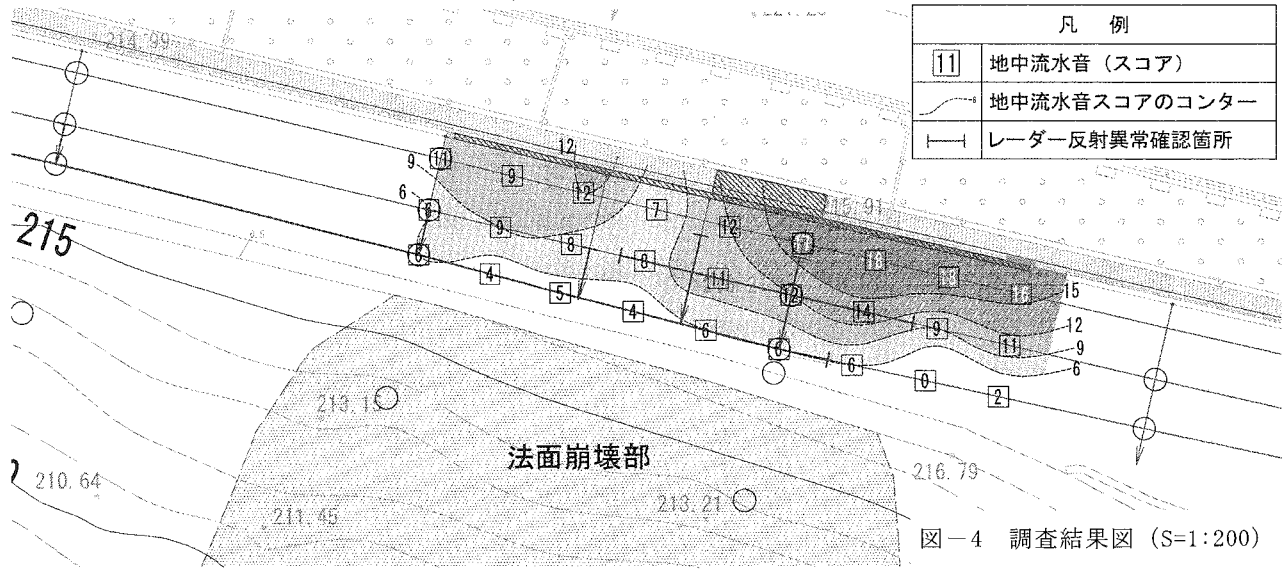
①崩壊地直上の道路にある側溝が老朽化しており，目地などが開口していた．
②当地域の降雨警戒基準に達する前の水準でクラック発生が目撃されており，事実上崩壊が始まっている．
③崩壊は深さ 1m 未満の表層崩壊で，斜面の一部のみで発生した．
④崩壊土砂は大量の水分を含んだ痕跡が認められた．
⑤崩壊後の斜面はドライな状態が続いており，地下水の湧出は確認されない．
⑥道路面下に平均 *Nd* 値 7.1 のゆるい崖錐層が分布し，斜面につながっていた．（図－3）
⑦流水実験では，側溝から 1 時間あたり 400 リットルの漏水が発生した．
⑧流水実験中に併せて地中流水音を測定したところ，側溝付近の地中で流水音が検知されたが，流水実験終了後は流水音が途絶した．

以上の結果から，本崩壊は，降雨による影響に加え，側溝からの漏水が崖錐堆積物層を流れて斜面表層に湧出したことで，崩壊に至ったものと考えられる．同じような土質分布の周辺斜面で崩壊が起きなかったのは，この漏水が無かったためと考えられる．

本事例は側溝の老朽化とそれに伴う漏水が崩壊要因となっており，同じような立地となっている道路アセットでも今後，同様の事例が発生する懸念がある．道路面や法面，擁壁などへの点検・補修が現在，進められているが，側溝の老朽化も今後，監視項目として追加することを提起したい．ここでの事例報告が今後の参考になれば幸いである．




図－3　崩壊地の地質断面（S=1:300）




図－4　調査結果図（S=1:200）

# 73. 火山岩分布域における地下水水質形成機構の検討

Study on Mechanisms forming Groundwater Quality at Volcanic Rock Area

○太田岳洋（山口大学）
Takehiro Ohta

## 1. はじめに

日本は世界でも有数の火山国であるとともに，その活動は新第三紀以降活発であったため，各地に火山岩が広く分布する．火山体内や地下における火山岩類の形態の分布を把握することは困難であるため，火山岩の形態分布に依存して賦存する地下水の分布も予測することが非常に困難である．このような火山岩分布地域における地質や地下水の特殊性のため，トンネルなどの地下空間の掘削などの建設工事の際に，予測できなかった形態で火山岩類が分布することにより，大量の湧水による掘削面の崩壊や周辺の湧水の枯渇といった問題が発生することが多い[1)2)3)]．一方で，第四紀火山山麓には火山体を涵養源とする地下水の湧出が多くみられ，これらの水質は軟水であることが多く，湧出量も豊富であることから飲料水源として利活用されていることが多い．

また，新第三紀の火山岩類が分布する地域では，続成変質や熱水変質などの変質作用の影響により地下水中の溶存成分濃度が高く，トンネル掘削時にこのような地下水が湧出した場合にはトンネルからの排水による周辺環境の汚染やトンネル構造物の腐食の促進などの問題が生じることがある．しかし，新第三紀火山岩類分布域でも変質をあまり受けていない地域の地下水は，溶存成分濃度が低く，飲料水として十分活用することができる．

そこで本発表では，新第三紀火山岩分布域および第四紀火山体山麓の湧水について水質分析を行い，涵養域の鉱物組合せや火山岩形態と地下水水質との関係を把握し，PHREEQC により水－岩石反応を考慮した水質形成のメカニズムについて検討した結果を報告する．

## 2. 新第三紀火山岩類分布域の地下水

新第三紀火山岩分布域の地下水については，東北新幹線八甲田トンネルから採取された地下水試料の水質分析結果と，鉱物組合せとの比較，溶出実験結果との比較および PHREEQC による熱力学解析の結果から，水質形成メカニズムを検討した．

### 2-1 鉱物組合せと地下水水質との比較

八甲田トンネルから採取した岩石試料について，XRD 回折試験により含有鉱物を同定し，主に変質鉱物の組合せから変質帯区分を行った[4)]．黄鉄鉱に卓越した黄鉄鉱鉱脈帯，主な変質鉱物がスメクタイトである中性変質帯，スメクタイト－沸石族を含むアルカリ変質帯，黄鉄鉱－カオリナイト－パイロフィライト－ダイアスポアの組合せの酸性変質帯に区分された．

黄鉄鉱鉱脈帯では pH が 7.5～9.0 で高い EC 値を示した．アルカリ変質帯では pH は 8.0～9.0 で EC の値が低い．酸性変質帯は周辺に比べて低い pH を示す．

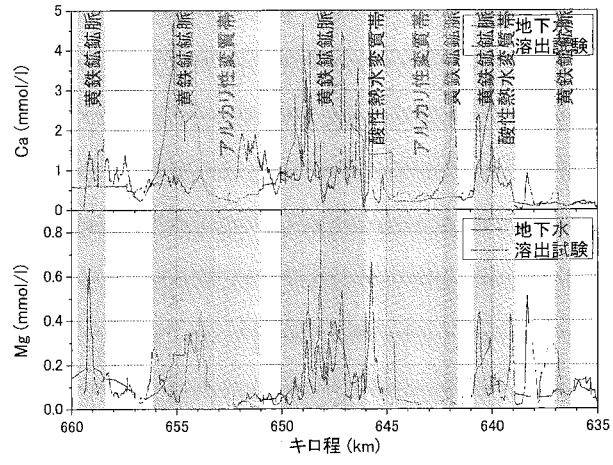
EC の高い黄鉄鉱鉱脈帯の地下水は，Ca イオン，Na イオン，$SO_4$ イオンおよび $HCO_3$ イオンに富む．陽イオンとして Ca イオンに富む場合は陰イオンとして $SO_4$ イオンに富み，Na イオンに富む地下水では $HCO_3$ イオンに卓越する．酸性変質帯では Ca イオン，$SO_4$ イオンがやや含まれる．アルカリ変質帯の地下水のイオン濃度は総じて低い．

以上のことから，八甲田トンネル周辺の新第三紀火山岩類分布域では，地下水の水質が鉱物組合せに規制されていることが予想できる[4)]．

### 2-2 溶出実験結果と地下水水質との比較

平衡状態での地下水水質の形成形態を推定することを目的に，八甲田トンネルから採取した岩石を用いて，56 日間静置するバッチ式溶出実験を行った．

溶出実験の溶出水の水質と地下水水質を比較すると，pH，各イオン濃度ともにほぼ同様の値を示している（図－1）．このことから，地下水の水質が周辺岩盤と平衡状態で形成されることが推定される．ただし，キロ程 655km 付近の黄鉄鉱鉱脈帯では，溶出水に比べて地下水の Ca イオン，$SO_4$ イオン濃度が高いことから，この付近の地下水は他の範囲に比べて平衡に達するまでに時間を要すると考えられる．

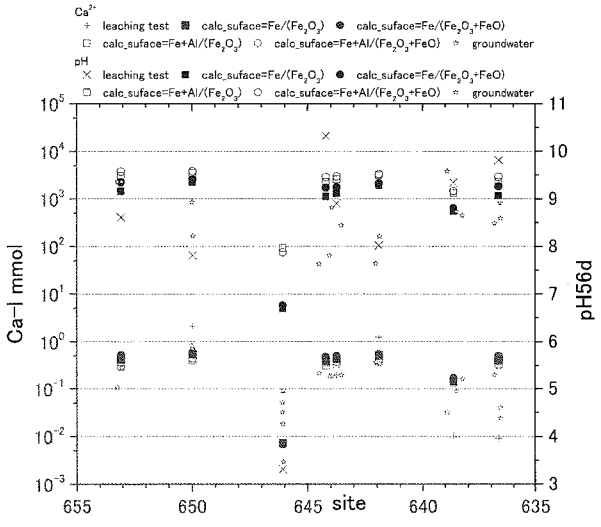



図－1 八甲田トンネルの地下水と溶出試験の溶出水における Ca イオン，Mg イオン濃度の比較

### 2-3　PHREEQC による検証

前節の溶出実験の結果から，地下水水質が周辺岩盤と平衡状態で形成されたことを推定した．このことをPHREEQC により，溶出実験を再現することで検証した．解析では，鉱物の溶解と元素の鉱物への吸着を平衡状態と仮定した．主要一次鉱物の粒径を 0.1mm，二次(変質)鉱物の粒径を 0.01mm とした．溶媒は pH 6.0，水温 25℃で大気中の二酸化炭素濃度と平衡とした．

計算結果では，溶出試験の溶出水の pH やイオン濃度の傾向が平衡状態を仮定した計算値が示す傾向とおおむね類似することが示された(図－2)．したがって，溶出試験の溶出水と同様の水質を示す地下水も平衡状態での計算値と類似した傾向を示す．このことから，新第三紀火山岩類中の地下水は周辺岩盤に含有される鉱物と化学的な平衡状態にあることが確認された．




図－2　PHREEQC による溶出水水質の検証結果

## 3. 第四紀火山体山麓の地下水

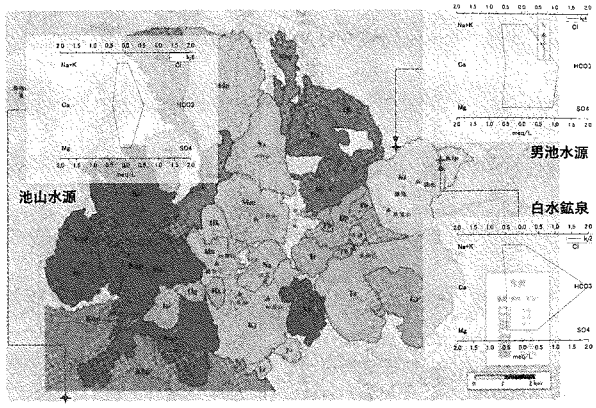
第四紀火山体山麓における地下水については，北海道の羊蹄火山，九州の九重火山を対象に，湧水を採取し，湧水の水質，酸素同位体比，水素同位体比を測定し，それらの結果と火山地質を比較して，水質を規制する条件を検討した．さらに，PHREEQC を用いて水質形成モデルを検証した．

### 3-1　火山地質と地下水水質の関係

両火山における湧水の水質をそれぞれの火山における火山地質と比較した結果，以下のことが分かった．

- 羊蹄火山では岩屑なだれ堆積物中の地下水と溶岩又は火山砕屑物中の地下水とで明瞭に水質が異なる．
- 九重火山では溶岩円頂丘山麓の地下水と火砕流堆積物中の地下水とで明瞭に水質が異なる（図－3）．
- 両火山とも地下水の同位体比は降水起源の地下水の値を示す．

以上のことから，両火山における地下水の水質は，降水が山体を浸透し流下する間の地質構造および岩石学的特徴に規制されると考えられる．

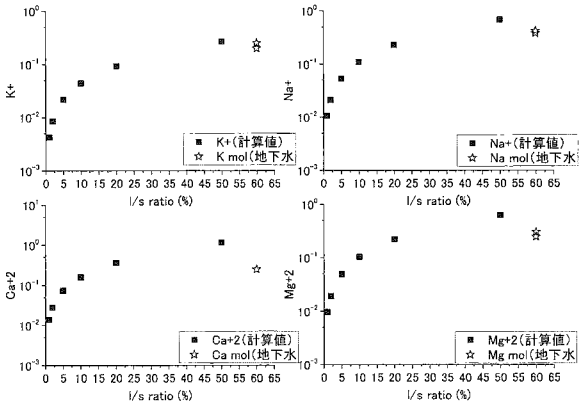



図－3　九重火山における湧水水質と火山地質

### 3-2　PHREEQC による検証

九重火山山麓の男池水源について，黒岳溶岩円頂丘の岩石学的データを用いて，山体内部での平衡状態での水質形成モデルを PHREEQC により検証した．

溶存イオン濃度に関する計算結果から，実測された湧水のイオン濃度は，黒岳溶岩円頂丘の岩石と固液比 30~50%で平衡状態にあった場合に相当することが分かった（図－4）．しかし，実測の pH が 5.0~5.5 を示すのに対して，pH の計算値は 9.0 前後を示し，大きく異なる．この pH の相違については，黒岳南東部には白水鉱泉に代表される炭酸泉が広く分布していることから，火山性の $CO_2$ ガスの混入の可能性が考えられる．




図－4　イオン濃度の平衡状態の計算値と実測値

### 文献


1) 平沢市郎・飯田茂・森喬・山本松生（1974）：トンネルと地下，Vol.5，No.1，pp.46-57.

2) 大貫富夫・小林素一・北川修三（1980）：トンネルと地下，Vol.11，No.11，pp.809-818.

3) 依田淳一・越川俊幸(2004)：トンネルと地下，Vol.35，No.2，pp.95-100.

4) T. Ohta, S. Hattori, Y. Kikuchi and D. Shimofusa (2015): Proceedings of 10th Asian Regional Conference for IAEG, Tp3-P19.

# 74. 谷埋め盛土内の地下水挙動の特性と降水の関係

Characteristics of Groundwater Behavior in the Valley Fill Ground and the Relation of Precipitation

○宮地修一（地研），土居範昭（構営技術コンサルタント），永野芳弘（ジェイ・シー・アール），長谷川修一（香川大学）
Shuichi Miyaji, Noriaki Doi, Yoshihiro Nagano, Shuichi Hasegawa

## 1. はじめに

谷埋め盛土を含む大規模造成や道路・鉄道等の盛土地盤のこれまでの研究は，集中降水や地震時における地すべりや崩壊，液状化のメカニズムや地盤変状・地震応答特性の解明など地盤の強度や変形に関するものが主流であり，地下水に着目した研究事例は少ない[1),2)]など．しかし，谷埋め盛土の安定性には地下水が大きく関わっており，降水に対する地下水の挙動や地下水位の変動特性を明らかにすることは，盛土地盤の強度評価，変形に関するメカニズムの解明や解析精度の向上，効果的な防災対策の実施等に貢献するものとなる．

今回，谷埋め盛土地盤でボーリング調査と地下水位観測を行った結果，一定の集中降水に対して地下水位に2つのピークが確認された．これらのピークは旧谷筋を流れる表層地下水以外に性状の異なる地下水が影響している可能性が示唆され，これを解明するために高密度電気探査も併せて実施した．本稿では，地盤性状，地下水位と降水の関係および地盤の比抵抗分布から，集中降水時の地下水性状や流動特性について考察した結果を報告する．

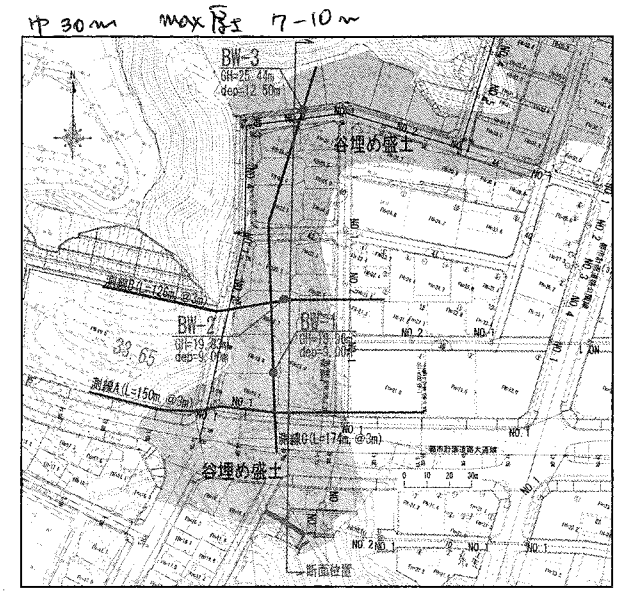
## 2. 調査地と地盤の概要

高知県西部の土佐清水市では，尾根部を切り開いた土砂や岩砕で谷部を埋め立てて，造成面積40haを超える大規模造成地が施工中である（図－1）．調査地付近の盛土規模は，幅30～50m，厚さ7～10m程度である．この造成地の下流端付近の調査地点では，2014年の集中降水時に盛土地面からの湧水が2度発生したことから，地下水の湧出対策が課題となった．

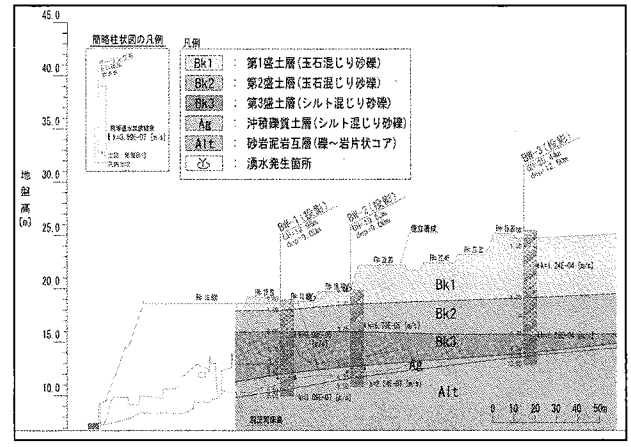
調査地の地形は標高15～30m程度の丘陵地で，地質は西南日本外帯の四万十帯南帯に属し，主に砂岩と泥岩のブロック状混合層(やや泥岩質が多い)からなる清水層に区分されている[3)]．盛土の土質性状は，上位からBk1，2の玉石混じり砂礫とBk3のシルト混じり砂礫からなる．透水係数は概ね$k=1.0\times10^{-5}\sim10^{-4}$[m/s]で上位ほど高い傾向にあり，全体的な透水性は中位程度である（図－2）．

## 3. 調査・検討の方法

調査地は人工的な谷埋め盛土で，旧地形を参考に盛土が最も厚くなる谷筋の縦断方向にφ66mmのオールコアボーリングを3箇所実施した．加えて6回の現場透水試験（JIS A 1314）を実施し，水理地質モデルを



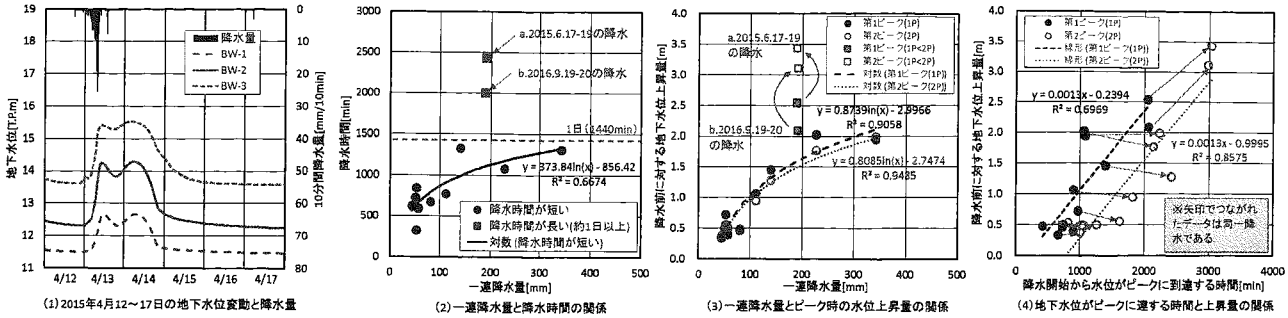

図－1　調査位置と谷埋め盛土の平面分布



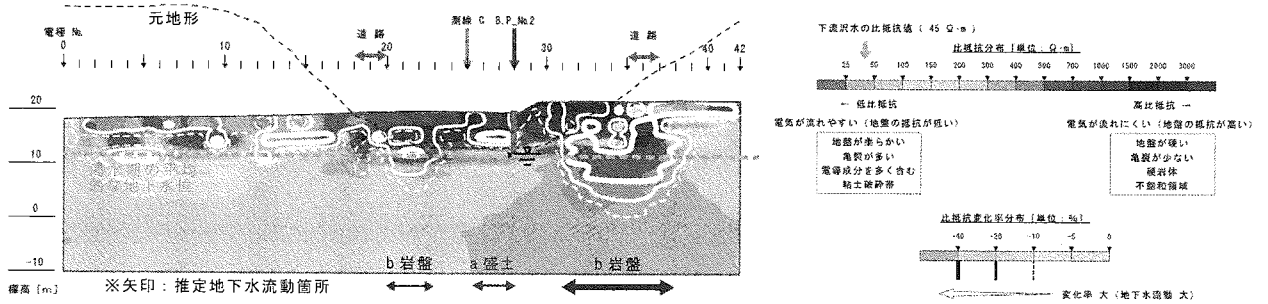

図－2　谷縦断方向の推定地質断面（位置は図－1参照）

作成した（図－1,2）．なお地下水位は，水圧式自記水位計による10分間隔の自動観測を行い，降水量は近傍の気象庁の清水観測所の公開データを使用して，2015年4月～2016年12月のデータを得た．

また，少降水時期と多降水時期に対して縦断1測線（測線C），横断2測線（測線A,B）の計3測線の高密度電気探査（比抵抗二次元探査）を実施した．探査方法は電圧差分法を用い，解析方法として有限要素法と非線形最小二乗法からなる二次元逆解析を併用することで，地下水流動経路の推定精度を高めた．なお，電圧差分とは，同一電極配置のまま電圧のみを変化させて2度測定を行うもので，得られた比抵抗値の差分（$\Delta\rho$）より比抵抗変化率（$\Delta\Omega$）の分布を取り出し，その変化率が大きいところほど地下水流動がより強く生じていると評価する方法である．




図－3　地下水位変動と降水量の関係




図－4　谷横断方向である測線 B の電気探査結果（白色等値線が比抵抗変化率）

## 4. 地下水位変動の特性

一般に降水時の地下水位変動は，降水に伴って水位が上昇し，降水量がピークを迎え降水が減少に転じると水位も下降し始め，降水前の安定水位に戻る 1 つのピークをもつ変動パターンを示す．しかし，調査地の地下水位は，一連の降水量が概ね 50mm を超えると一降水で 2 つのピークが現れる特異な水位変動を示す（図－3(1)）．湧水が発生した地点に近い BW-2 に対して，観測期間で地下水位に 2 つのピークが現れた 12 降水を取り出し，水位変動と降水の関係を分析した．

① 降水量が 100mm 程度で約 13 時間，200mm 程度で約 20 時間の降水時間が多いが，この関係と調和しない長い降水時間を示す降水もある（図－3(2)）．

② 一連降水に対する地下水位上昇量は，第 1 ピーク（以下 1P と略記），第 2 ピーク（以下 2P と略記）ともに一連降水が 200mm で約 1.6m の水位上昇を示している．しかし，降水時間の長い降水では，両ピークの水位上昇が大きく，水位上昇が 1P＜2P の関係となることから 2P には旧渓流水以外の地下水供給が顕著であると推察される（図－3(3)）．

③ 降水量がほぼ最大となる時に地下水位が 1P に達し，その後，約 10 時間遅れて 2P を迎える．1P と 2P の差は水位上昇量がおよそ 1m 以上で，いずれの降水でもほぼ同様の水位変動を示している（図－3(4)）．

## 5. 高密度電気探査による地下水流動経路の推定

探査は，降水の少ない時期として 2015 年 2 月 24 日（探査前 10 日間の降水量 25mm），多い時期として同年 6 月 19 日（同降水量 258mm）の 2 回実施した．

降水の少ない時期の初期測定の比抵抗分布に降水の多い時期の変化率 10%以上の分布を重ね合わせると，旧谷地形の中央部にある盛土層内の変化率の高い範囲（矢印 a）のほかに，元地山の岩盤内にも幾つかの高い範囲（矢印 b）がみられ，その範囲が盛土とつながっている（図－4）．これは，降水時には岩盤から盛土への地下水流動が起こっている可能性がある．

## 6. まとめ

地下水位変動と電気探査結果を総合すると，地下水位上昇の 1P が旧渓流水で，2P には岩盤地下水が関与している可能性が高いと思われる．また降水量が多く降水時間が長いほど，2P への岩盤地下水の影響が強くなり，全体的に地下水位の高い状態が長時間続く傾向にある．調査地の様な谷埋め盛土では，通常の盛土地盤に比べて降水時の地下水条件が厳しくなる可能性もあり，排水対策の充実が重要と考える．

## 7. 謝辞

土佐清水市まちづくり対策課の方々には，この様な有意義な経験の場を与えて頂き，また各種データの提供をご快諾頂いた．ここに記して感謝の意を表する．

## 文献

1) 三浦均也・森政信吾・吉田望・千野克浩・村田芳信（2009）：地下水浸透流を有する住宅高盛土の地震時安定性評価のための調査と解析，日本地震工学会論文集，第 9 巻，第 5 号，pp.58-78.

2) 高倉伸一・吉岡真弓・内田洋平・石澤友浩・酒井直樹（2012）：比抵抗モニタリングによる盛土中の水分変化の推定，物理探査，第 65 巻，第 4 号，pp.223-236.

3) 須鎗和巳・岩崎正夫・鈴木堯士（1991）：日本の地質『四国地方』，共立出版，pp.104-106.

# 75. 多層地盤における境界条件を未知とした飽和・不飽和浸透流逆解析の研究

Research of Saturated-Unsaturated Flow Inversion with Unknown Boundary Condition for Multilayered Aquifer

○井上準也（島根大学大学院），増本清（島根大学大学院）
Junya Inoue, Kiyoshi Masumoto

## 1. はじめに

数値解析は地下水の動きを予測する手法として広く使われている．一般に，現地調査によって得られた初期条件，境界条件，水理物性値等の情報をもとに水頭値変化を予測する順解析が実施されている．しかし，コストや技術面等の問題から現地調査によって得られる情報量には限界がある．そこで，観測された水頭値から水理物性値等を推定する逆解析手法が不足した情報量を補うのに効果的である．逆解析では膨大な計算時間が問題とされるが，例えば増本ほか[1]によれば，準ニュートン法とアジョイント法を用いた解析ルーチンにより大幅に改善できることが示されている．しかし，この手法を用いて透水係数および境界条件を未知とした飽和・不飽和浸透流逆解析を行っている例はみられない．そこで，本研究では，境界条件および飽和透水係数を未知とした逆解析を数値実験により行い，多層地盤の飽和・不飽和領域における逆解析可能性を検討した．

## 2. 数値解析法

### 2.1 順解析法

飽和・不飽和領域における流れの支配方程式には赤井ほか[2]にて，示されている式(1)を使用した．

$$\nabla\cdot\{Kk_r\nabla\cdot(\varphi+z)\}+Q-(c_s+\alpha s_s)\frac{\partial\varphi}{\partial t}=0 \quad (1)$$

ここで，$\alpha=\begin{cases}0: \text{不飽和領域}\\ 1: \text{飽和領域}\end{cases}$

$K$：飽和透水係数，$k_r$：相対透水係数，$\varphi$：圧力水頭，$z$：位置水頭，$Q$：流入出量，$c_s$：比水分容量，$s_s$：比貯留係数，$t$：時間とした．

また，式(1)中の不飽和浸透特性値 $k_r$，$C_s$ には van Genuchten[3]によって提案された不飽和浸透特性の関数モデルを採用した。具体的には式(2)で定義される有効飽和度 $S_e$ を用いて，相対透水係数および比水分容量をそれぞれ式(3)，(4)とした．

$$s_e(\varphi)=\frac{\theta-\theta_r}{\theta_s-\theta_r}=\left[\frac{1}{1+(\beta\varphi)^a}\right]^b \quad (2)$$

$$k_r(s_e)=s_e^{0.5}\left[1-\left(1-s_e^{1/b}\right)^b\right]^2 \quad (3)$$

$$c_s(\varphi)=\frac{\partial\theta}{\partial\varphi} \quad (4)$$

ここで，$\Theta$：体積含水率，$\Theta_s$：飽和体積含水率，$\Theta_r$：残留体積含水率，$\beta$，$a$：水分特性曲線の形状を支配する土に固有のパラメータ，$b$=1−1/$a$ とした．

解析手法には有限体積法等を使用し，式(2)の支配方程式に時間と空間についての離散化を行った．飽和・不飽和浸透流では，式(1)が式(2)，(3)，(4)で定義した非線形の不飽和浸透特性値を含む関数となるため，離散化した式は非線形連立方程式として表される．そのため，順解析における時間ステップ毎の計算手法にはニュートン法を使用した．

### 2.2 逆解析法

本研究における逆解析では，順解析による計算圧力水頭と観測圧力水頭の重み付き残差二乗和の式(5)を目的関数とし，これが最小となる未知パラメータの組み合わせを推定する．

$$J=\sum_{n=1}^{NT}\sum_{g=1}^{NL}w_{\varphi_g}^n\left(\varphi_{cal_i}^n-\varphi_{obs_i}^n\right)^2 \quad (5)$$

ここで，$n$：時間ステップ，$g$：観測節点番号，$NT$：総時間ステップ数，$NL$：観測点数，$w_\phi$：重み，$\varphi_{cal}$：順解析の計算圧力水頭，$\varphi_{obs}$：観測圧力水頭とした．

逆問題の解法には勾配法の一種である準ニュートン法(BFGS 法)を使用した．

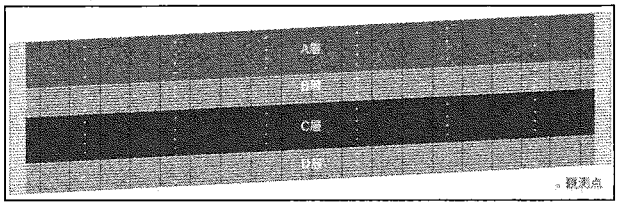
本研究では勾配計算にアジョイント法を使用した．アジョイント法を使用すると，計算時間が未知パラメータの個数に関わらず順解析 2 回分程度であるため計算量を抑えられる．

## 3. 鉛直二次元数値実験

### 3.1 地下水モデル

数値実験に使用した地下水モデルを**図-1** に示す．地下水モデルは傾斜した 4 層からなる多層地盤を想定し，解析領域を $x$ 軸方向の幅が 4.0m，$y$ 軸方向の幅が 1.0m，奥行きが 0.2m，傾斜角 5%の平行四辺形とした鉛直二次元モデルを使用した．各セルを $x$ 軸方向の幅が 0.2m，$y$ 軸方向の幅が 0.02m，奥行きが 0.2m の平行四辺形セルにより合計 1000 セルに分割した．飽和透水係数は $x$

軸方向，$y$ 軸方向の全セル間で底の層から $1.5\times10^{-6}$(m/s)，$1.0\times10^{-4}$(m/s)，$1.5\times10^{-6}$(m/s)，$1.0\times10^{-5}$(m/s)とした．初期自由地下水面を傾斜面から $3.6\times10^{-1}$m に設定した．圧力水頭は地下水面からの高さを全セルに与え，初期条件とした．**図-1** の各層を上部から A 層，B 層，C 層，D 層とした．**図-1** に示したモデルの上部と底部は閉境界とし，左右境界は底部から 2 層目までにおいて流入，流出があるものとし，右側では $2.5\times10^{-8}$(m/s)の流入，左側では $2.5\times10^{-8}$(m/s)の流出量を与えた．観測点を白丸で**図-1** に示した．




図－1　鉛直二次元モデル

### 3.2 解析条件

降雨による涵養を想定し，最初の 15 時間は解析領域上部から $6.25\times10^{-11}$(m/s)の涵養を設定し，その後 15 時間は降雨が無いものとした．時間ステップ数は 100 ステップとし，時間ステップの間隔はすべて 1080(s)とした．この解析により得られた圧力水頭の非定常データを観測データとして逆解析に使用した．逆解析では飽和透水係数および境界条件を未知パラメータとした．未知パラメータベクトルを式(6)に示す．

$$\mathbf{u}=\left(\mathbf{K}_A,\mathbf{K}_B,\mathbf{K}_C,\mathbf{K}_D,\mathbf{q}_a,\mathbf{q}_b\right) \qquad (6)$$

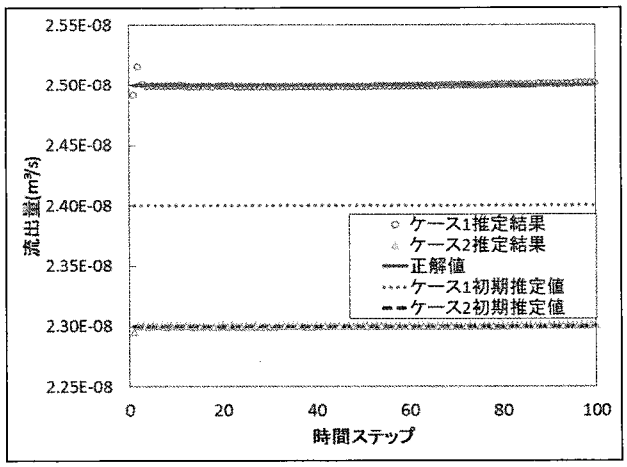
ここで，$\mathbf{K}$：飽和透水係数の対数からなる未知パラメータベクトル，$\mathbf{q}$：各セル，各時間ステップの流入出量からなる未知パラメータベクトル．添字 A,B,C,D は各層を，$a$ はモデル右側からの流入量，$b$ はモデル左側からの流出量を示す．

### 3.3 解析結果および考察

行った解析の内，2 ケースの未知パラメータの誤差および目的関数を表-1 に示す．添字 $0$ は初期時，$M$ は正解値，$R$ は推定後を示す．表-1 より飽和透水係数の推定後未知パラメータ誤差は両ケースとも A，B 層が C，D 層に比べて相対的に大きい．これは飽和領域に比べて不飽和領域では水の動きが小さいためだと考えられる．対して流量の推定後未知パラメータ誤差はケース 1 に比べてケース 2 が大きい．また，**図-2** にモデル左側の底から 0.2m 地点における時間ステップ毎の流出量の初期推定値および推定結果を示す．**図-2** よりケース 2 では初期推定値からの変化が小さい．ほかの地点もほぼ同様であった．これは観測情報不足による不適切性の問題が残っているためだと考えられる．ただし，**図-2** より，ケース 1 では流出量の推定結果がほぼ正解値に近いことが分かる．このことから，初期推定値として正解値にかなり近い値をとることにより，飽和透水係数と境界条件を逆解析によりある程度同時に推定可能であることが示された．今後は，適切化手法の適用により推定精度が改善されることが期待される．

表－1　未知パラメータの誤差および目的関数

| | ケース 1(初期推定流量 $2.4\times10^{-8}$) | ケース 2(初期推定流量 $2.3\times10^{-8}$) |
|---|---|---|
| $\lvert\mathbf{K}_{A0}-\mathbf{K}_{AM}\rvert$ | 3.83E+1 | 3.83E+1 |
| $\lvert\mathbf{K}_{AR}-\mathbf{K}_{AM}\rvert$ | 8.62 | 8.67 |
| $\lvert\mathbf{K}_{B0}-\mathbf{K}_{BM}\rvert$ | 3.26E+1 | 3.26E+1 |
| $\lvert\mathbf{K}_{BR}-\mathbf{K}_{BM}\rvert$ | 2.10 | 2.18 |
| $\lvert\mathbf{K}_{C0}-\mathbf{K}_{CM}\rvert$ | 3.83E+1 | 2.84E-2 |
| $\lvert\mathbf{K}_{CR}-\mathbf{K}_{CM}\rvert$ | 3.83+1 | 1.39 |
| $\lvert\mathbf{K}_{D0}-\mathbf{K}_{DM}\rvert$ | 3.18E+1 | 5.88E-2 |
| $\lvert\mathbf{K}_{DR}-\mathbf{K}_{DM}\rvert$ | 3.18E+1 | 4.70E-1 |
| $\lvert\mathbf{q}_{a0}-\mathbf{q}_{aM}\rvert$ | 4.24E-8 | 8.49E-8 |
| $\lvert\mathbf{q}_{aR}-\mathbf{q}_{aM}\rvert$ | 9.18E-10 | 9.75E-07 |
| $\lvert\mathbf{q}_{b0}-\mathbf{q}_{bM}\rvert$ | 4.24E-8 | 8.49E-8 |
| $\lvert\mathbf{q}_{bR}-\mathbf{q}_{bM}\rvert$ | 8.03E-10 | 1.10E-7 |
| 初期目的関数 | 3.41E-1 | 5.94E-1 |
| 最終目的関数 | 9.23E-6 | 2.54E-5 |




図－2　時間ステップ毎の流出量(底部から 0.2m)

### 文献


1) 増本清，登坂博行，小島圭二：多点非定常圧力とその時間変化率の同時自動マッチングによる岩盤水理特性逆解析－3 次元基本アルゴリズムの開発－，日本地下水学会誌，Vol40，No3，pp.273-287，1998.

2) 赤井浩一，大西有三，西垣誠：有限要素法による飽和—不飽和浸透流の解析，土木学会論文集，第 264 号，pp.87-96，1977.

3) Van Genuchten, M. Th: A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils, *Soil Science Society of America Journal*, 44, pp. 892-898, 1980.

# 76. 沖縄県宮古島における隣接する流域間の地下水流入出に関する研究

Study on the Flow of Groundwater between Adjacent Groundwater Basins, Miyako Island, Okinawa

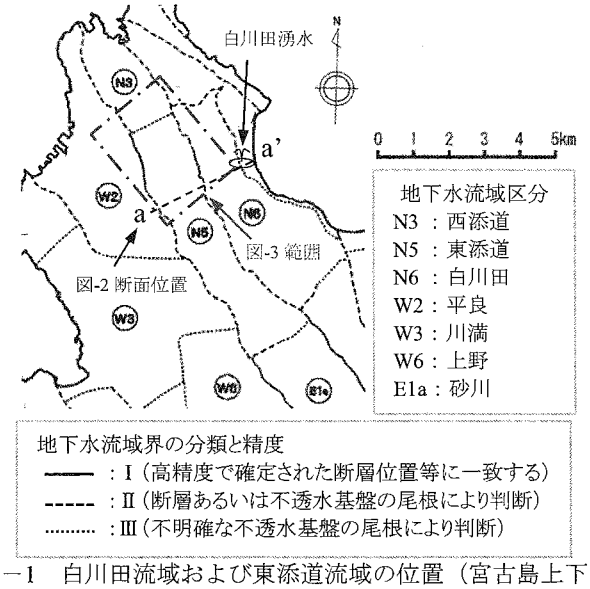
○齋藤晴紀（鹿児島大学大学院），酒井一人（琉球大学）
Haruki Saito, Kazuhito Sakai

## 1. はじめに

沖縄県宮古島では地形が平坦で，また，透水性の高い琉球石灰岩が地表付近に分布するために，河川が形成されにくく，生活用水のすべてを地下水に依存している．宮古島では1994年に渇水による上水道の断水を経験していることや，近年の隣の伊良部島への送水開始や，観光客の増加に伴う水利用量の増加もあり，地下水の貯留量や水収支の把握が重要課題となっている．

主要な水道水源流域である白川田流域と東添道流域とは隣接しているものの，これまでは断層に伴う不透水基盤の尾根によって分けられたそれぞれ独立した地下水流域であると考えられてきた．また一方で，東添道流域は北西部で隣接流域（西添道流域，平良流域）と繋がっている可能性が指摘されていた[1]．

そこで本研究では，地質調査および地下水位観測を実施し，流域界における帯水層の分布形状および隣接流域への地下水の流出状況について検討を行うとともに，流出量の推定を行った．




図－1　白川田流域および東添道流域の位置（宮古島上下水道部（2013）[2] の地下水流域区分図を基に作成）

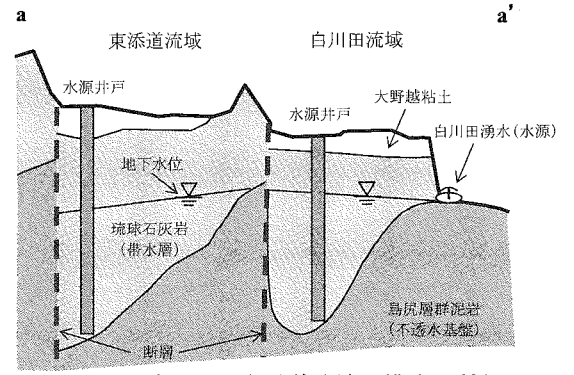
## 2. 地形および水文地質

宮古島の地形は北西-南東または北北東-南南東方向の断層に起因する多くの低山稜と南西方向へ緩く傾いたケスタ地形で特徴づけられている．

宮古島の地質は下位より鮮新世～更新世の島尻層群，更新世の琉球石灰岩，更新世～完新世と推定される大野越粘土層が互いに不整合の関係で分布している．島尻層群は青灰色シルト岩から成り，透水係数は$1\times10^{-7}$m/s以下と難透水性を示し宮古島での水文地質学的な基盤となっている[3]．

琉球石灰岩は不圧地下水の帯水層となっており，透水係数，有効間隙率については宮古島南東部の皆福地下ダムでの調査結果では，ダム全体の平均透水係数は$3.54\times10^{-3}$m/s，有効間隙率は10%と見積もられている[4]．

隣接する白川田流域と東添道流域の流域界部分は，東落ちの正断層によって断層西側の不透水基盤（島尻層群泥岩）の標高が高くなっており，これにより地下水は分断されている（図－2）．




図－2　白川田流域および東添道流域の模式地質断面図（宮古島上水道企業団（1998）[1] の不透水基盤等高線図を基に作成）

## 3. 調査方法

### 3.1 調査対象範囲

本研究では，他流域への地下水流出の可能性が指摘されている3つの範囲（白川田流域の西側流域界北部，東添道流域の北側流域界，東添道流域の西側流域界北部（図－3））を対象とした．

### 3.2 現地調査

地下水流域界付近の帯水層である琉球石灰岩の分布および基盤上面深度の確認を目的に，ボーリング調査を15地点，垂直電気探査を13地点で実施した（図－3）．また，地下水流域界付近の地下水面形状および動水勾配を把握するために，周辺の地下水観測孔や民家井戸（最大34地点）にて月1回（2013年1月～12月）の地下水位観測を実施した．

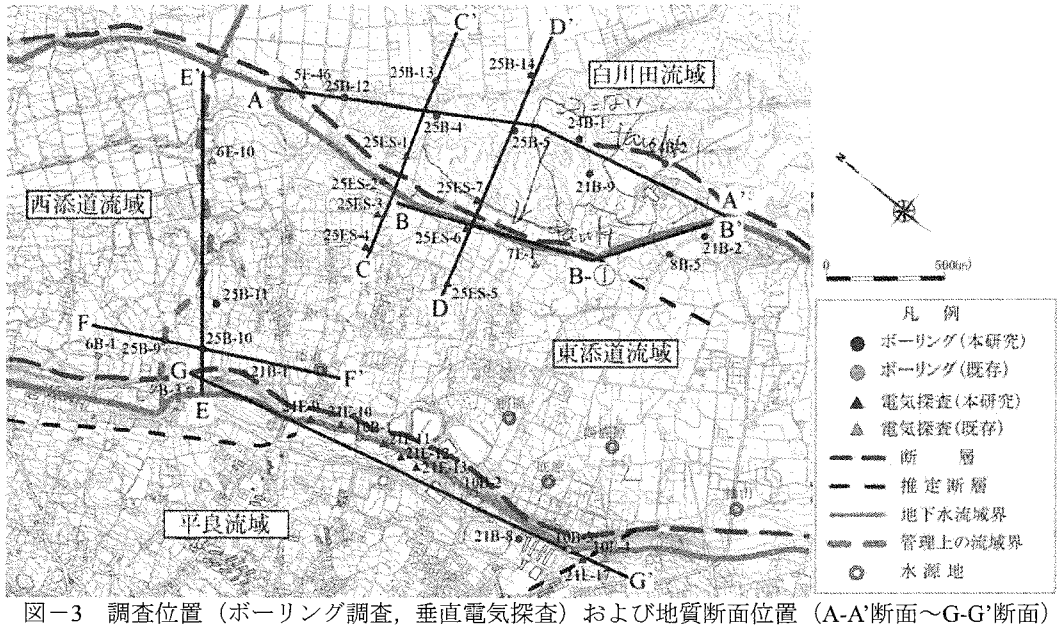
なお，垂直電気探査は，琉球石灰岩と島尻層群の比抵抗値に差があることから，宮古島では基盤上面深度の確認において簡便性，経済性の面から有効な手法とされている．

### 3.5 流域界における流出量の推定方法

本研究で明らかになった地下水流域界における帯水層の断面積，地下水の動水勾配をもとに，以下のダルシー式より流域界からの地下水流出量を推定した．

$$Q=KA\Delta h/L \qquad (1)$$

ここで，Q：通過流量，K：透水係数，A：帯水層の断面積，$\Delta h/L$：動水勾配である．帯水層の断面積としては，流量推定断面における地下水面下の琉球石灰岩の断面積を求めた．動水勾配は各月の地下水位等高線図から流量推定断面に直交する動水勾配を求めた．また，透水係数は付近の水道水源の井戸の揚水試験結果より得られている値を用いた．




図－3　調査位置（ボーリング調査，垂直電気探査）および地質断面位置（A-A'断面～G-G'断面）

## 5. 結果

・白川田流域と東添道流域は独立した地下水流域であるとされていたが，本研究の結果，白川田流域の西側流域界北部では，大野越粘土の下位に帯水層を成す琉球石灰岩が分布し，また石灰岩中には地下水面も存在することが確認された（図－4 B-B'断面）．これにより，2つの流域は繋がっていることが明らかとなった．

・隣接流域との連結が指摘されていた東添道流域の北側流域界と西側流域界北部については，隣接流域との連結が改めて証明され，詳細な帯水層の形状が明らかとなった（図－4 E-E'断面，G-G'断面）．

・各流域界における流出量は以下の通り推定された．

白川田流域の西側流域界北部（白川田流域から東添道流域への流出量）：約6,000～8,300m$^3$/日

東添道流域の北側流域界（東添道流域から西添道流域への流出量）：2,100～2,400m$^3$/日

東添道流域の西側流域界北部（東添道流域から平良流域への流出量）：約6,000～10,100m$^3$/日

これらの流域外への流出量の合計は，宮古島市が水道水源として利用している地下水の量（約20,000m$^3$/日）と同程度であり，水道水源の取水量管理や新規水源開発等を行っていく上で重要な情報となる．

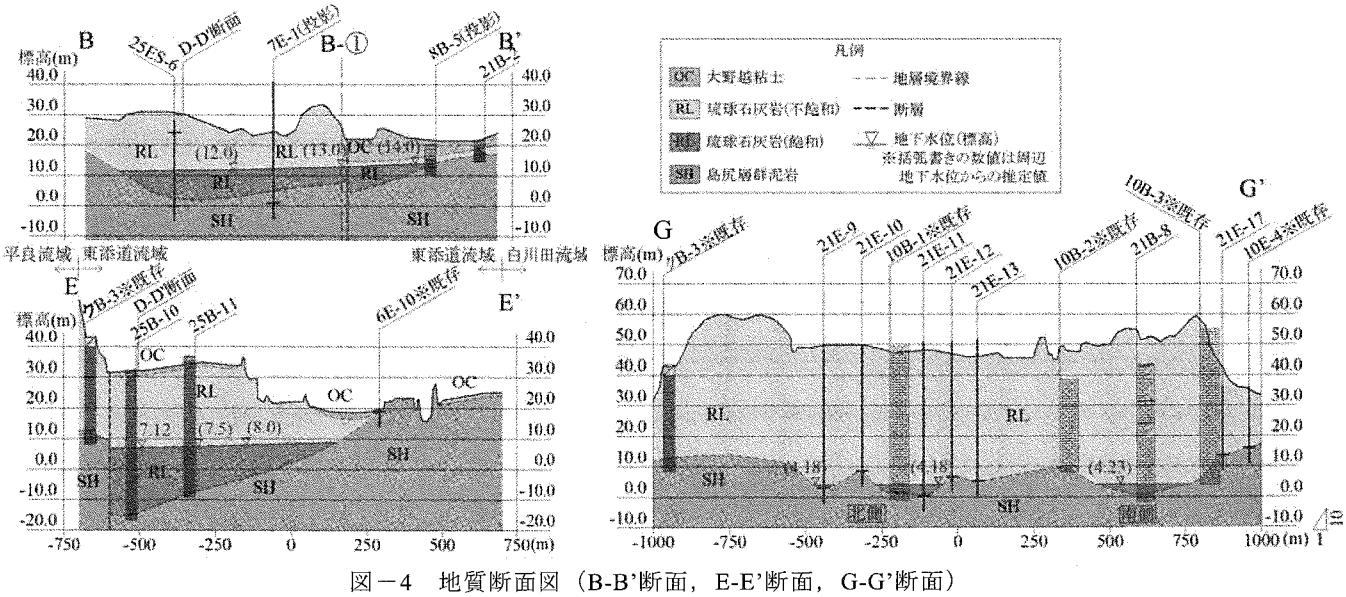
## 文献


1) 宮古島上水道企業団（1998）：白川田・東添道流域内水源調査概要書，pp.1-141.

2) 宮古島市上下水道部（2013）：平成23年度宮古島市地下水水質保全調査報告書，p.21.

3) 森　一司・浅野将人・窪田正和・菅原利夫・白川俊明・桑畑英紀（1997）：宮古島地下ダム流域に分布する琉球石灰岩の水文地質学的検討，地質学雑誌，103（5），pp.463-474.

4) 今泉真之・前川統一郎・長田実也・富田友幸（1988）：宮古島地下ダム計画の水理計算シミュレーションについて，地下水学会誌，30（1），pp.11-23.


図－4　地質断面図（B-B'断面，E-E'断面，G-G'断面）

# 77. 大阪平野における帯水層（Dg2層）の分布とその特徴について

Characteristics and distribution of aquifer (Dg2) around central Osaka

○北田奈緒子・伊藤浩子・越後智雄・藤原照幸（地域地盤環境研究所）
Naoko Kitada, Hiroko Ito, Tomoo Echigo, Teruyuki Fujiwara (Geo-Research Institute)

## 1. はじめに

大阪平野地下には豊富な地下水があり，この地下水を用いた再生熱エネルギーの利活用として，熱利用効率の良いオープンループ型地中熱利用システムの導入に期待が高まっている。平野地下の地質構成は，基盤岩までの1000m近くの層厚を持つ堆積層のうち，上部では，海生粘土層と砂礫層が互層状に堆積したものである。しかしながら，1960年代に被った，過剰な工業用水としての地下水くみ上げに伴う地盤沈下は取水規制がなされている。近年になって，地下水位は回復し，さらに過剰に地下水位が高くなりつつあることから，これらの地下水の利用に関して期待が高まっている。

本研究はNEDO「再生可能エネルギー熱利用技術開発／再生可能エネルギー熱利用のポテンシャル評価技術の開発/都市域における，オープンループシステムによる地下水の大規模熱源利用のための技術開発」(研究代表者：北田奈緒子）の一環として，地盤沈下に影響する帯水層（第1被圧地下水Dg1層）を監視しつつ，地盤沈下に影響のないDg2層（第2被圧帯水層）を利活用することを目的に，帯水層を効率よく観測・管理するための観測システムを構築する技術開発を行っている。そこで，第1段階として，対象地下水の分布および観測井を用いた利活用前のバックグランドデータの収集等に関する検討結果を報告する。

## 2. 大阪平野中心部のDg2層の分布と有効帯水層

大阪駅周辺の市街地は，大阪平野中心に南北に分布する上町断層よりも西側（下盤側）である。完新統の堆積物の中には，沖積粘土層と呼ばれるMa13層（海成粘土層）や洪積粘土層（Ma12層，Ma11層など）が分布し，その間を砂礫層が互層状に堆積している（図-1)。砂礫層は支持層としての強度を持つことから，建設時の支持層を決定するための標準貫入試験を中心とした調査ボーリングが多い。KG-NET（関西圏地盤情報ネットワーク）保有のボーリングデータベースを用いて断面を作成すると，大阪駅周辺では，表層からGL-10～-20m付近にMa13海成粘土層（沖積粘土層）が分布し，GL-40m付近にMa12海成粘土層（上部洪積粘土層）が分布，さらにGL-60～-80m付近にMa11海成粘土層（洪積粘土層）が分布する。これらの海成粘土層の間に挟まれる粗粒層がそれぞれDg1層，Dg2層と呼ぶものである。

Dg1層とDg2層はボーリングデータより図-2に示すように，大阪駅周辺の市街地は10m以上の層厚がある。実際にボーリング調査を行って，Dg2層の粒度を分析するとDg2層内においても粘土分が多いところや砂主体の部分もあるので，より良好な帯水層を有効帯水層と呼んで再定義し，その分布を検討した(図-3)。

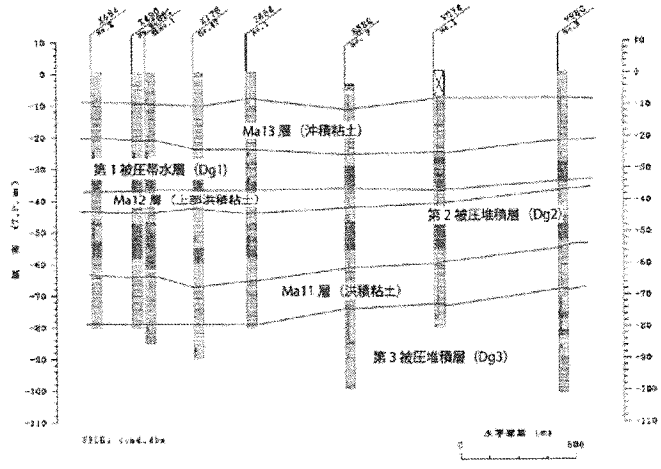



図-1　大阪駅周辺の地下断面（東西断面図）

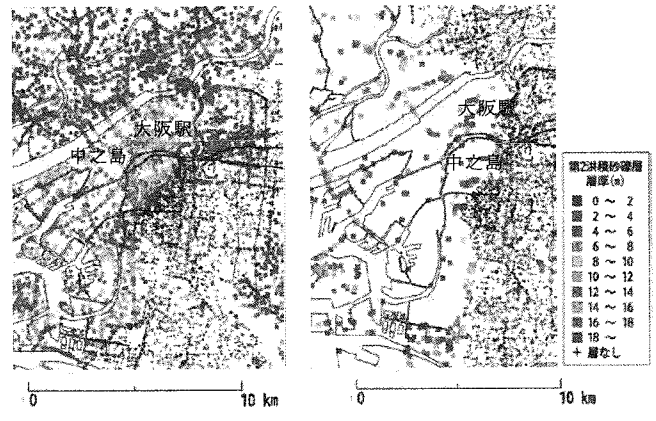



図-2　大阪駅周辺のDg1（左），Dg2（右）の層厚分布図

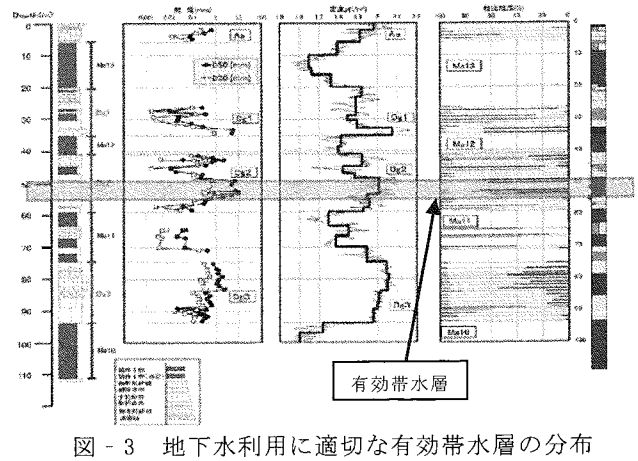
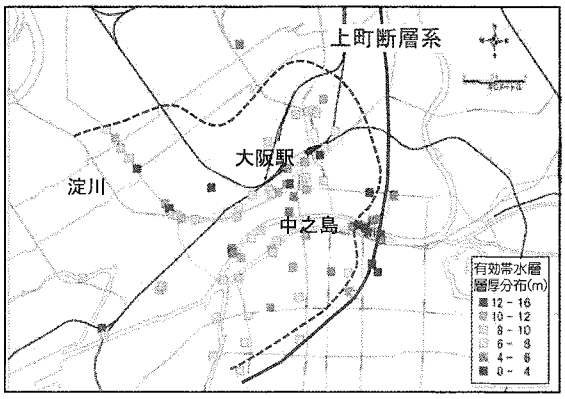



図-3　地下水利用に適切な有効帯水層の分布

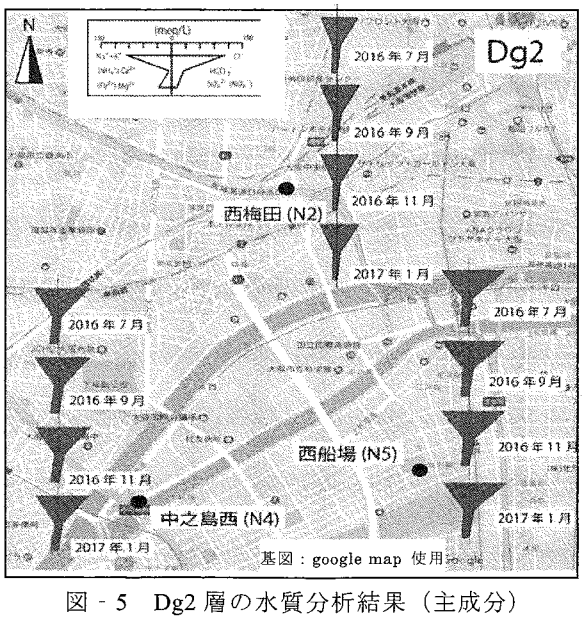
### 3. Dg2 層の有効帯水層の分布と水質

Dg2 層の有効帯水層は揚水試験を実施すると，概ね透水係数が $10^{-4}$～$10^{-5}$m/sec（$10^{-2}$～$10^{-3}$cm/sec）の値を示す。この有効帯水層の分布を図－4 に示す。淀川以南と上町断層系に囲まれる地域に比較的厚く分布し，層厚は，大阪駅から中之島付近までに６～１６m 程度である。Dg2 層の有効帯水層が比較的厚く分布する地域でも，層厚は局所的に変化する。これは，礫層が河川成による堆積物のため，流路によって変化しているものと考えられる。




図－4　Dg2 有効帯水層の層厚分布図

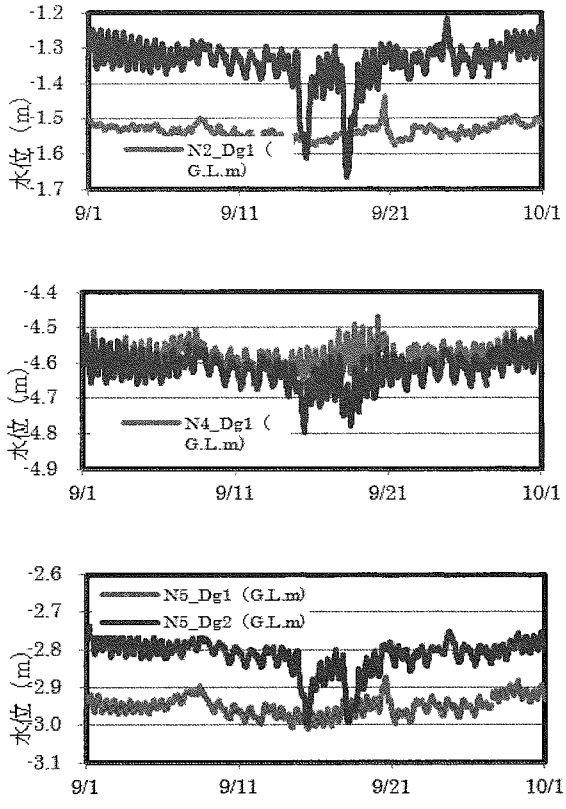
大阪駅周辺には，既存の地下水観測井が複数ある。この観測井を使って，Dg2 層部の水質についての特徴を検討した。観測井は図－5 に示す 3 地点であり，1 年間に 4 期の採水を実施した。図中に主成分のヘキサダイヤグラムを示す。西梅田，中之島西，西船場のいずれの地域も，年間を通じて Na-Cl 型の水質組成を示す特徴がみられる。濃度は西梅田で $Na^+$が 450ppm 程度，$Cl^-$が 950ppm 程度であるが，南側の中之島西および西船場では，$Na^+$が 650ppm 程度，$Cl^-$が 1500ppm 程度で，北川よりも塩濃度が高い傾向にある。この傾向は牧野他（2010）[1] によって調査された大阪平野地域の地下水研究の中にある西大阪地域の特徴と整合する。牧野他（2010）[1] では，この地域の 100m 以浅の涵養源は淀川および上町台地と考察している。




図－5　Dg2 層の水質分析結果（主成分）

### 4. Dg1 層および Dg2 層の水位変化について

前述の 3 観測井においては，Dg1 層と Dg2 層の水位測定も連続して実施しており，この水位観測結果を図－6 に示す。観測井が東側にある西梅田や西船場では，Dg2 層の水位が中之島西よりも高い傾向がみられる。図中にみられる Dg2 層における急激な地下水位低下は建設工事によって一定時間地下水位を低下させたものと考えられる。西梅田で顕著にみられる現象は，南の中之島西および西船場の観測井に於いても同様の地下水位低下が観測され，各観測する Dg2 層が連続していることがわかる。これに対して，Dg 1 層は同時刻に於いて，いずれの観測地点に於いても地下水位の急激な低下が認められない。よって，Dg 1 層と Dg2 層の帯水層は独立していると考えられ，Dg2 層を単独で用いる熱エネルギー利用は可能と判断できる。今後は，地盤沈下に影響を及ぼす可能性がある Dg1 層と合わせて観測技術および観測項目について検討を行う。




図－6　３観測井における地下水位の経時変化
（N2：西梅田，N4：中之島西，N5：西船場）

### 文献

1）牧野 和哉他（2010）：水質から見た大阪市内とその周辺の地下水の涵養源，地下水学会誌，Vol.52，No.2，pp.153-167.

# 78. 実効降雨強度計算の河川への応用例

Application to a river of practical effective rain intensity calculation

○岡島信也（中央復建コンサルタンツ㈱）Shinya Okajima
田中元洋（国土交通省 近畿地方整備局 国営飛鳥歴史公園事務所）Motohiro Tanaka
金村和生，木山　修，今井千鶴，木村裕貴（中央復建コンサルタンツ㈱）
Kazuo Kanamura, Osamu Kiyama, Chizuru Imai, Yuki Kimura

－トンネルによる河川流量への影響評価に向けて－

## 1. はじめに

近年，道路等の工事に伴う周辺水文環境への影響について，工事前から工事後まで連続的に監視されるようになってきた．山岳トンネルなどでは，トンネル内への地下水の排水に伴い，山体内部の地下水が減少することが知られているため，トンネル周辺の渇水，減水の監視は注目されるところである．

本研究では，河川の下方を横断する山岳トンネルの施工による河川流量への影響について，統計学的な数値解析により説明できないかを試みた．具体的には，土砂災害の予測に用いられる実効降雨強度の手法が，河川流量にも当てはまるものと仮定し，降雨の影響度合いが半分となる半減期を，地質モデル毎に設定して行った．その結果，時間降雨データから半減期を複数設定して算出される変化特性が，現地の観測で得られた河川流量の変化特性に近似することがわかった．この結果は，河川流量への影響を評価するための有効な方法になりうると考えるため，ここに報告する．

## 2. 水文地質構造

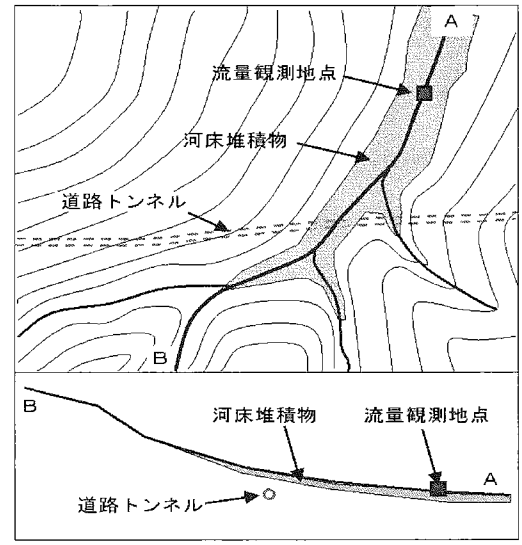
対象流域は，中生代白亜紀に形成された和泉層群が分布し，河床部に沿って砂礫からなる河床堆積物や崖錐堆積物が分布する．道路トンネルは，河川に斜交する形で下部を通過して施工された（図－1参照）．交差部は土被り約10mで，数m厚の河床堆積物の下部に新鮮な基盤岩が分布する構造である．

当該河川では，道路トンネルの工事により，岩盤内の地下水位が低下し，表流水が地下に引き込まれることにより，河川流量に影響が出ることが懸念されていた．しかしながら，近年の特異な降雨傾向の影響もあるため，降雨の影響以外の原因と流量の変化について，河川流量特性と降雨量との関係を数値的に関連付け，降雨の影響以外の変化を検証することを試みた．

## 3. 解析方法

解析は「土砂災害警戒避難基準雨量の設定手法，国総研」[1]で示される，基準雨量設定方法のうちの1つである「矢野による手法」を準用した．本手法は基準雨量の設定を行うためのものであり，その結果は，土中水分量の水位に調和的であるとされる．

今回の試行は，降雨が地表に達した後，浸透する浅層の地下水（堆積層内の土中水），深層の地下水（基盤内亀裂水）と，浸透せずそのまま流下，もしくはしばらく置いて再湧出する表流水の3つに分かれるものと考え，土中水に適用する実効雨量の考え方を，河川流量（表流水）にも適用できるものと考えた．




図－1　位置平面図・断面図（概念図）

「矢野による手法」では，半減期を設定し，その累積計算により簡易に算定する．基本的には1段タンクモデルによる指数関数（半減期）により，降雨の浸透や貯留過程を表現しようとするもので，長雨や断続的な豪雨に対応しやすいとされる．

それぞれの半減期における降雨強度は，式（1）を用い，表計算ソフトを利用して算出し，グラフによる河川流量との比較を行った．

$$R = \Sigma 0.5^{(i/T)} Ri \quad \cdots\cdots 式(1)$$

R：降雨強度（mm）　T：半減期（時間）

## 4. 解析結果

降雨強度の計算は，観測された河川流量の降雨時に対する変化特性に整合するように，半減期の組み合わせを変更しながら，繰り返し計算を行った．

以下にその手順と，結果を述べる．

### (1) 一般的な組合せの半減期（T=1.5，72時間）

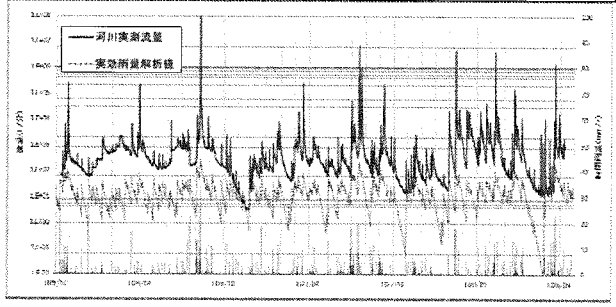
最初に，一般に用いられることの多い，1.5時間と72時間の半減期を組み合わせて算出[2]し，河川流量との関係をそのまま比較した（表－1，図－2）．この段階では，実効雨量と河川流量の値をそのまま並列に表示

自由キーワード　水文地質構造，降雨特性，実効降雨

していることもあり，相似性は判別しにくい．なお，1.5時間と72時間の半減期による降雨強度は，単純に組み合わせてその和を用いた．

表－1 計算結果（T=1.5，72時間）

| 年月日 時間 | 河川流量（㍑/分） | 時間雨量（mm/day） | 半減期-時間 | | 雨量強度 |
|---|---|---|---|---|---|
| | | | 1.5 | 72.0 | |
| H26/8/9 1:00 | 4,131 | 2 | 4.6 | 64.5 | 69.1 |
| H26/8/9 2:00 | 5,006 | 16 | 18.9 | 79.9 | 98.8 |
| H26/8/9 3:00 | 9,854 | 10 | 21.9 | 89.2 | 111.1 |
| H26/8/9 4:00 | 35,741 | 7.5 | 21.3 | 95.8 | 117.1 |
| H26/8/9 5:00 | 160,060 | 12.5 | 25.9 | 107.4 | 133.3 |
| H26/8/9 6:00 | 763,597 | 8 | 24.3 | 114.4 | 138.7 |
| H26/8/9 7:00 | 2,018,869 | 12 | 27.3 | 125.3 | 152.6 |
| H26/8/9 8:00 | 2,776,830 | 11.5 | 28.7 | 135.6 | 164.3 |
| H26/8/9 9:00 | 7,341,643 | 4 | 22.1 | 138.3 | 160.4 |
| H26/8/9 10:00 | 30,219,739 | 10.5 | 24.4 | 147.4 | 171.9 |
| H26/8/9 11:00 | 32,963,076 | 0.5 | 15.9 | 146.5 | 162.4 |
| H26/8/9 12:00 | 80,103,594 | 0 | 10.0 | 145.1 | 155.1 |



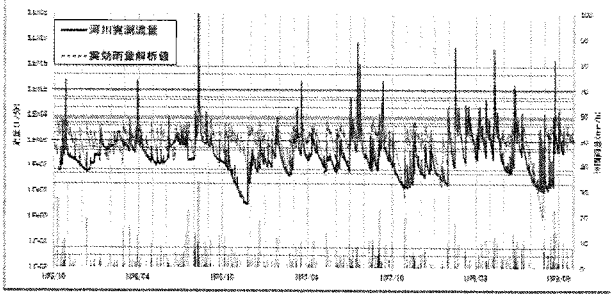

図－2 重合せグラフ（T=1.5，72時間）

(2) 降雨強度曲線の移動（スケール）補正

次に，1.5時間と72時間の半減期を組み合わせて算出した実効降雨強度に，比較しやすいよう恣意的に補正係数を設定し，河川流量と降雨強度のグラフが重なるよう補正した（表－2，図－3）．この操作により，一定の時期（平成28年1月～3月頃）で比較的相似性の高い変化傾向が確認できる．

表－2 計算結果（T=1.5，72時間を補正）

| 年月日 時間 | 河川流量（㍑/分） | 時間雨量（mm/day） | 半減期-時間 | | 雨量強度 | 補正係数 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | 1.5 | 72.0 | | 100.00 |
| H26/8/9 1:00 | 4,131 | 2 | 4.6 | 64.5 | 69.1 | 6913.16 |
| H26/8/9 2:00 | 5,006 | 16 | 18.9 | 79.9 | 98.8 | 9881.58 |
| H26/8/9 3:00 | 9,854 | 10 | 21.9 | 89.2 | 111.1 | 11106.02 |
| H26/8/9 4:00 | 35,741 | 7.5 | 21.3 | 95.8 | 117.1 | 11710.22 |
| H26/8/9 5:00 | 160,060 | 12.5 | 25.9 | 107.4 | 133.3 | 13330.39 |
| H26/8/9 6:00 | 763,597 | 8 | 24.3 | 114.4 | 138.7 | 13868.53 |
| H26/8/9 7:00 | 2,018,869 | 12 | 27.3 | 125.3 | 152.6 | 15258.81 |
| H26/8/9 8:00 | 2,776,830 | 11.5 | 28.7 | 135.6 | 164.3 | 16427.69 |
| H26/8/9 9:00 | 7,341,643 | 4 | 22.1 | 138.3 | 160.4 | 16035.30 |
| H26/8/9 10:00 | 30,219,739 | 10.5 | 24.4 | 147.4 | 171.9 | 17185.48 |
| H26/8/9 11:00 | 32,963,076 | 0.5 | 15.9 | 146.5 | 162.4 | 16240.78 |
| H26/8/9 12:00 | 80,103,594 | 0 | 10.0 | 145.1 | 155.1 | 15512.76 |



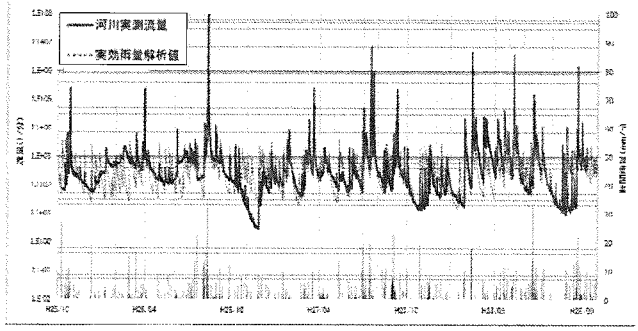

図－3 重合せグラフ（T=1.5，72時間を移動補正）

(3) 半減期T=24時間，336時間を追加

さらに，当該域の水文地質構造から，河川水の涵養源は，①表流水，②表土や河床堆積物内に入った雨水が1～3日おいて湧出してくる浅層地下水，③比較的ゆっくり湧出してくる深層地下水などが予察された．そのため，半減期を表流水を1.5時間，浅層地下水を24時間及び72時間(3日間)，深層地下水を336時間(2週間)に恣意的に設定し試算した（表－3，図－4）．その結果，図－4に示すように，非常に相似性の高い算定結果が得られた．この結果から，本手法により，時間降雨量から河川の流量特性をある程度説明できるものと考える．

表－3 計算結果（T=24時間，336時間を追加）

| 年/月/日 時間 | 河川流量（㍑/分） | 時間雨量（mm/day） | 半減期-時間 | | | | 雨量強度 | 補正係数 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | 1.5 | 24.0 | 72.0 | 336.0 | | |
| | | | 20.00% | 69.50% | 10.00% | 0.50% | | 100 |
| H26/8/9 1:00 | 4,131 | 2 | 4.6 | 24.6 | 64.5 | 176.3 | 25.3 | 2,534 |
| H26/8/9 2:00 | 5,006 | 16 | 18.9 | 39.9 | 79.9 | 192.0 | 40.4 | 4,045 |
| H26/8/9 3:00 | 9,854 | 10 | 21.9 | 48.7 | 89.2 | 201.6 | 48.2 | 4,818 |
| H26/8/9 4:00 | 35,741 | 7.5 | 21.3 | 54.9 | 95.8 | 208.7 | 53.0 | 5,301 |
| H26/8/9 5:00 | 160,060 | 12.5 | 25.9 | 65.8 | 107.4 | 220.7 | 62.8 | 6,275 |
| H26/8/9 6:00 | 763,597 | 8 | 24.3 | 71.9 | 114.4 | 228.3 | 67.4 | 6,743 |
| H26/8/9 7:00 | 2,018,869 | 12 | 27.3 | 81.9 | 125.3 | 239.8 | 76.1 | 7,609 |
| H26/8/9 8:00 | 2,776,830 | 11.5 | 28.7 | 91.0 | 135.6 | 250.8 | 83.8 | 8,383 |
| H26/8/9 9:00 | 7,341,643 | 4 | 22.1 | 92.5 | 138.3 | 254.3 | 83.8 | 8,377 |
| H26/8/9 10:00 | 30,219,739 | 10.5 | 24.4 | 100.3 | 147.4 | 264.3 | 90.7 | 9,067 |
| H26/8/9 11:00 | 32,963,076 | 0.5 | 15.9 | 98.0 | 146.5 | 264.2 | 87.2 | 8,723 |
| H26/8/9 12:00 | 80,103,594 | 0 | 10.0 | 95.2 | 145.1 | 263.7 | 84.0 | 8,398 |




図－4 重合せグラフ（T=24時間，336時間を追加）

## 5. トンネル施工の影響と課題および今後の展望

今回の結果は，トンネル施工の影響について顕著な影響はなかったものの，局所的に説明できない変化特性があり．充分説明できるとは言い難い．これは，流量観測（断面流速法）している河床形状が土石の堆積により変化してしまうこと，降雨データが15km離れたアメダス観測地点を採用せざるを得ず，当該域の降雨特性と異なっていること等が関係していると考える．

今後，降水から浅層地下水，深層地下水，そして湧出，流下という水の涵養経路や，降雨と河川流量の関連性を，系統的にかつ数値的に説明していくためには，観測地点を出来るだけ安定した地点を複数（区間流量観測）選定し，集水域内での雨量観測データを取得して，精度を上げていく必要がある．また，水文観測に加え，イオン分析や，酸素同位体分析など多種の水質分析手法を併用し，トンネル等の施工の影響を総合的に評価していくことが重要である．

**参考文献**

1) 寺田秀樹，中谷洋明(2001)，土砂災害警戒避難基準雨量の設定手法，国土技術政策総合研究所資料

2) 三隅良平，真木雅之，岩波越(2011)，レーダ雨量に基づく土砂災害の発生評価，日本気象学会学会誌“天気”58.8，2011.8

**自由キーワード　水文地質構造，降雨特性，実効降雨**

# 79. 石室を有する墳丘の地盤工学的特性と傷みの調査事例
## ～高松塚古墳を例として～

Investigation of Geotechnical Characteristics and Damage of the Burial Mound holding Stone Chamber Inside
~Case Study for the Takamatsuzuka Tumulus~

○三村　衛（京都大学）
Mamoru Mimura

### 1. はじめに

高松塚古墳は昭和47年3月21日に奈良県高市郡明日香村で発見され，墳丘内にある石室内面に塗られた漆喰に極彩色の壁画が描かれていたことから，全国的に有名となった。その後壁画保護のために石室南側に保存施設を構築し，現地保存されてきた．ところが，平成 13 年秋に石室内部と保存施設である前室および取合部にカビの発生が確認され，壁画への影響が懸念される深刻な状態に至ったことにより，墳丘内部の状態を把握することが必要となった．

本稿では，高松塚古墳において実施したボーリングとサンプリングによる墳丘土の構造把握，本質非破壊の墳丘土の強度推定試験などを通じて内部に石室を抱える古墳墳丘の地盤工学的特性を評価した事例を紹介し，石室内部環境に及ぼす墳丘土の傷みと劣化の寄与について説明する．

### 2. 地盤調査と地盤特性評価

歴史的構造物本の調査は，その本質的価値を損なわないという大前提の下で実施される．そのため，掘削などの形の改変については文化庁への現状変更申請が必要となり，ハードルが高くなっている．墳丘地盤の強度・変形特性を調べる場合であっても本質非破壊という制約が強く指示されるため，通常はボーリング，サンプリング，サウンディングといった地盤工学的なアプローチはできないと考えておくべきである．地表面から非破壊で実施できる物理探査が唯一採りうる調査手法であるということができる．しかしながら，物理探査で得られる指標は地盤の物性値ではなく，必ずある種の変換則に則って強度・変形定数を推定する過程を経ることになり，いわば間接法によってしか墳丘地盤の力学的特性を把握できないという限界を有している．高松塚古墳については，原位置での壁画の保全が不可能と判断され，石室を解体することになり，付随して墳丘の一部を取り除かなければならないという特殊なケースであったため，例外的に将来取り除かれる部分においてボーリング，サンプリングが許可された希有な例である．

石室解体に伴って事前に実施された発掘調査時における墳丘内部の状態を図-1 に示す．版築と呼ばれる薄層に締め固めた構造とともに，地震や乾燥収縮が原因と思われる無数の亀裂が墳丘内部を走っており，地盤構造物としては健全であるとは言い難いことがわかる．

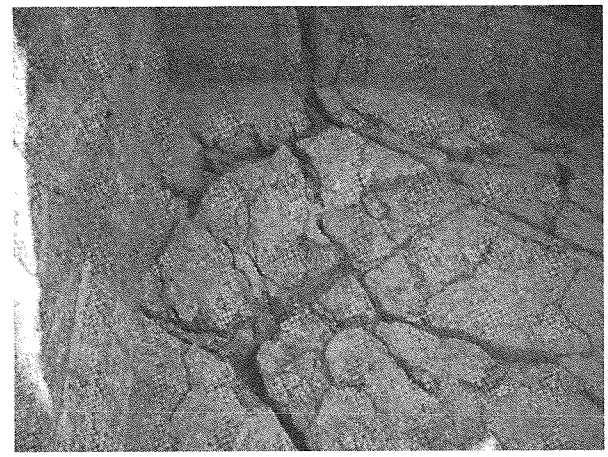


図-1　高松塚古墳墳丘内部に存在する亀裂 [1)]

石室取り出し時にクレーン足場を墳丘内部地盤に設置することになるため，支持力検討が必要となる．そのため，室内強度試験のための乱さない試料の採取が例外的に認められた．図-2 に示す石室回りの 3 地点において墳丘土の乱さない試料の採取を実施した．ボーリング孔を使用した PS 検層試験結果を B-1 孔を例として図-3 に示す [2)]．締め固めて構築されている版築層における $Vs$ が 100m/s 前後で非常に低い値を示している．採取試料を用いて亀裂のない健全な供試体に対して実施した室内ベンダーエレメント試験結果では当該

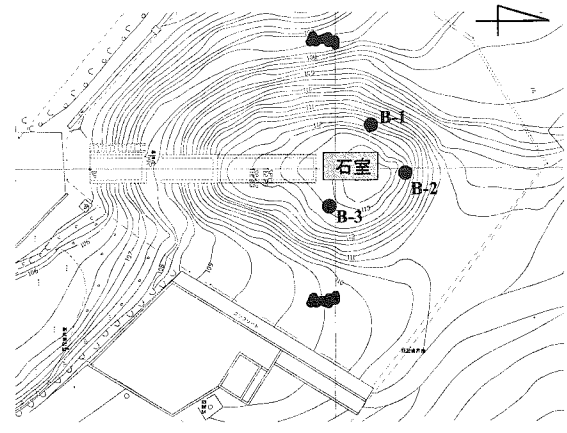



図-2　高松塚古墳平面図とボーリング・試料採取位置 [1)]

土の $V_s$=150～300m/s を示しており [1]，原位置では多数の亀裂により墳丘マスとしての速度が低くなっていると考えられる．

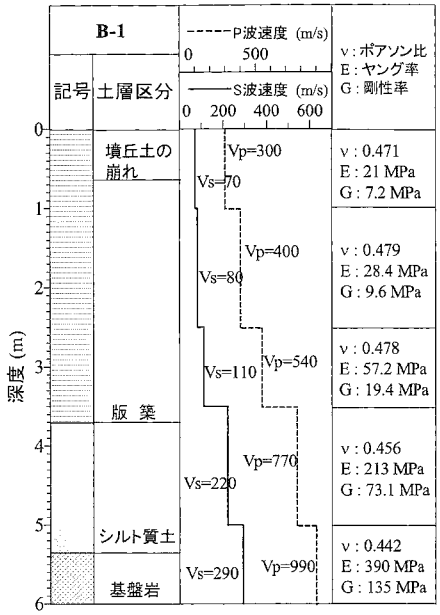



図-3　B-1 孔における土層区分と PS 検層結果 [2]

前述したように，歴史的構造物に対しては掘削や改変が制限されるため，現地で強度を測定する際には，限りなく非破壊に近いものが求められる．針貫入試験機は貫入時にスプリング部分の圧縮によって生じるスピンドルの変位量から換算される貫入力 P(N)が原位置で求められ，一般に固結力を有する材料に適用でき，実際に古墳墳丘の原位置せん断強さを推定できる（図-4 参照）．

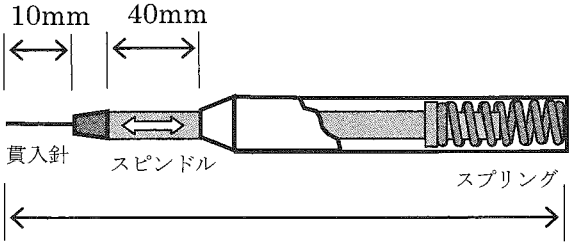



図-4　針貫入試験機構造概要 [1]

針貫入試験を用いて墳丘南側墓道部の東側鉛直壁の版築構造部を測定した結果を図-5 に示す．この場所には元々石室内の空調施設が設置されていたが，石室解体により内部の空調が不要となったために除去し，埋め戻すまでの短い期間に露出した墳丘壁面を調査したものである．同図において①地表面の土壌化した版築から②墳丘の外周版築，③石室を取り囲む内部の版築，④石室床石設置面下の版築に向かって換算一軸圧縮強さが増大していくことがわかる．この結果は，石室解体に向けて発掘調査が墳丘内部で進行していく過程で，石材取りだしのためのクレーン足場の支持力を検討するために実施された墳丘の平面における針貫入試験結果 [1]と調和的であり，石室設置面および石室を囲む版築層が極めて高強度を有するように構築されていることがわかり，興味深い．

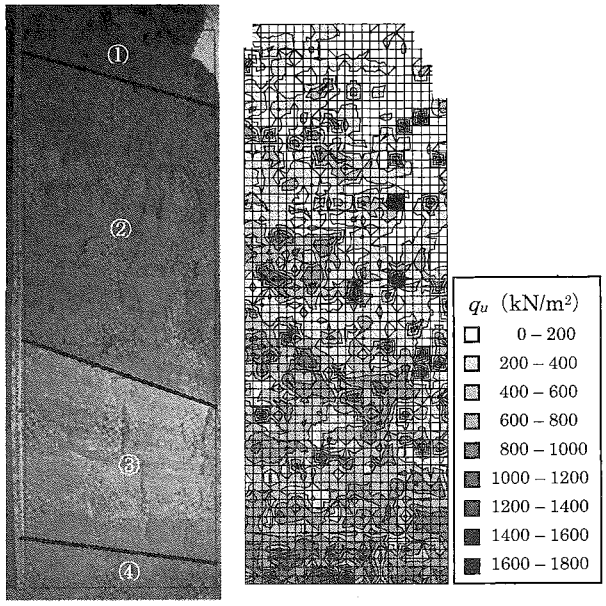



図-5　高松塚古墳南側墓道部東壁における針貫入試験による換算一軸圧縮強さ分布 [3]（①：版築状の盛土　②：上部版築層　③：下位版築層（石室周りの白色版築）④下位版築層（床石設置面下の版築））

## 3. おわりに

内部に石室を有する古墳墳丘の地盤工学的特性評価について，高松塚古墳を例にとって概説した．経年劣化や地震，豪雨による古墳の傷みは避けられないが，先人の遺産を良好な状態を保持しつつ次世代に受け渡していくのは現世代に課せられたミッションである．そのためには，地盤構造物である古墳墳丘の物理・力学特性を的確に把握し，技術的合理性を有する対策を施すことが不可欠である．近年，考古学，保存科学と地盤工学を含む土木工学や建築学との協働が発掘現場で採られつつあるのは望ましい傾向である．墳丘の修復や保全に工学的知見は不可欠であり，今後は本質的価値（真正性）を担保しつつ，先端的工法を適用する方法を見出すことが強く求められる．

## 文献


1) 三村衛・吉村貢・金田遥（2009）：高松塚古墳墳丘の構造と原位置試験および室内試験による地盤特性評価に関する研究，土木学会論文集，C, Vol.65, No.1, pp 241-253.

2) 三村衛・石崎武志（2007）：高松塚古墳墳丘の現状とその地盤特性について，地盤工学ジャーナル，Vol.1, No.4, pp.157-168.

3) 三村衛・吉村貢（2010）：高松塚古墳墳丘の地盤特性と石室解体に対する安定性評価，地盤工学会誌，Bol.58, No.8, pp.78-85　（口絵写真-42）.

# 80. 敦煌莫高窟遺跡の地震環境

Earthquake Environment of Remains of Mogao Grottoes, Dunhuang, China

○岩崎好規（地域地盤環境研究所），谷本親伯（地盤工学会）小泉圭吾（大阪大学）
Yoshinori Iwasaki, Chikaosa Tanimoto, Keigo Koizumi

## 1. はじめに

世界遺産に登録されている中国敦煌の莫高窟における地震環境について調査を実施した.莫高窟は，ヒマラヤ山脈からの南北圧縮応力によって形成された東西に延びる山脈群の最北端に位置する.

ここでは敦煌莫高窟周辺の既往地震および活断層の状況から遺跡の地震環境を報告する.

## 2. 中国の活構造と敦煌

中国の地質活構造図(江 娃利, 2009)の図-1に示したように，敦煌(DunHuang)は，Ⅱ(Aerjing)：阿爾金活断層帯の東端に位置している.図-2 に阿爾金活断層帯の莫高窟付近を示した.

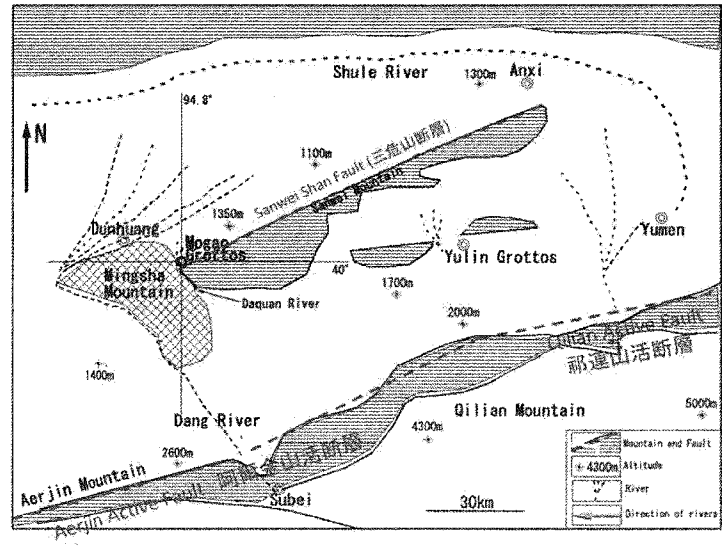



図-2 敦煌莫高窟周辺の活断層

主断層帯である阿爾金山脈と祁連山脈は，断層の方向は東北東，断層長さは各々全長 1600km, 1,000km で数個のセグメントから構成されている.断層地形学による調査から，第四紀の更新世および最新世の時代に左横ずれ断層で 1-5m/1000 年の地形的変状が見られる.

これらの断層の約 100km 北側に三危山脈の北縁が三危山断層で，東西に約 130km の長さがあり，断層の西端部が敦煌莫高窟となっている.

図-3 に既往の記録地震の震源位置を推定地震規模と共に示した.阿爾金山活断層帯と祁連山活断層帯とを中心に地震の震源位置が見られている.




Ⅰ(Tianshan)：
天山活構造帯，
Ⅱ(Aerjing)：
阿爾金活断層帯，
Ⅲ(Qiliang-Haiyuang)：
祁連山海原活断層帯，
Ⅳ(East Kūnlún)：
東昆崙活断層帯，
Ⅴ(Gānzī- Yùshù-Xianshuihe)：甘孜-玉樹-鮮水河-小江断層帯、
Ⅵ((Ordos))：オルドス断層帯
Ⅶ(Tanlu)：郯廬断層帯

図.1 中国活構造図 (江 娃利(Jiang Wa-li)2009)

これらの震源分布を横軸を敦煌莫高窟からの距離，縦軸を地震の規模マグニチュードとしてプロットしたのが，図-4 である.同図には，約 100km 南に位置する阿爾金山活断層の長さから予想される地震規模としてM6-M9，また直近の三危山断層からの予想される地震規模(M6-M8.5)も示した.

図-4 には，マグニチュードと震央距離から予想される震度を推定する Matsuzaki(2006)の経験式によって図中に示した.

I=1.36Mj-4.03log(X+0.00675.100.5Mj)+0.0155.h+2.05

既往の観測による地震では，最大震度(JMA) III 程度であったことがわかる.阿爾金山活断層からの地震は震央距離が約 100km 程度なので，震度 IV 程度であるが，三危山断層によるものは，断層が直近にあるために，震度 VI 以上が予測される.

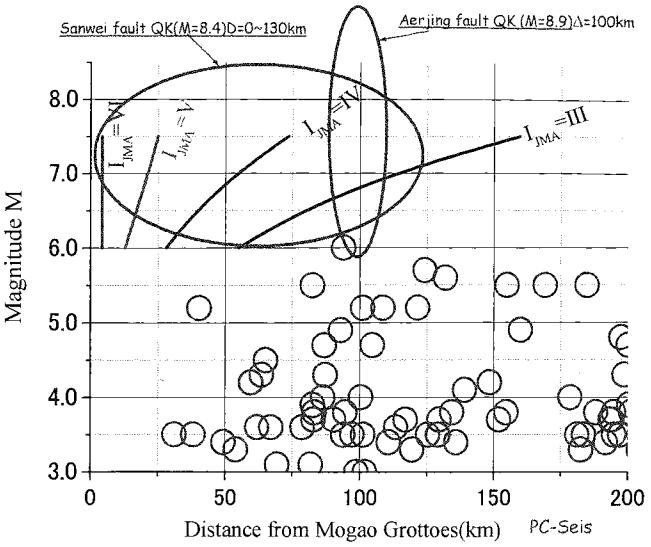



図-4 敦煌莫高窟の地震環境

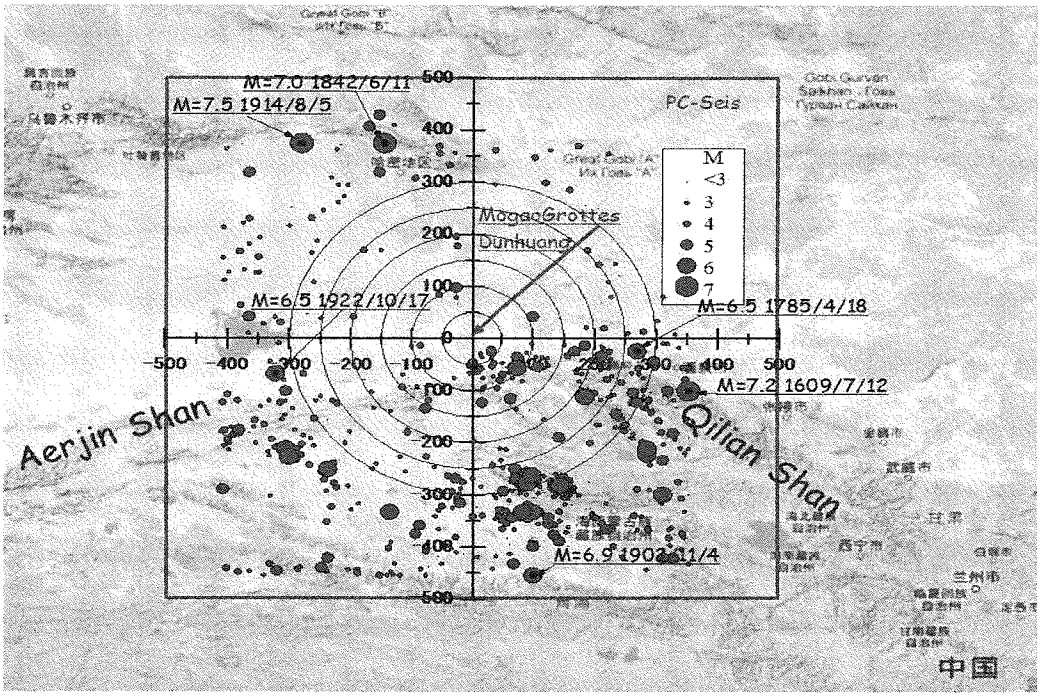



図-3 敦煌莫高窟周辺(500km 以内)の観測地震震央位置分布

3.結論

敦煌莫高窟は，三危山活断層が直近に位置いているために，気象庁震度階 VI 以上が予想される.現地での調査では，鉛直変位を伴う断層が見られており，震動とともに変位による影響もあると推定される.

敦煌の莫高窟は，比高 70m 程度の第四紀の砂礫層が乾燥固化している崖面を掘って作った洞窟の内壁を利用して絵画などが残されている． 最近中国国家地震局蘭州地震観測所によって地震計の設置も進められているが，遺跡保全のための耐震対策が必要とされよう.

本調査は，敦煌研究院に多大な協力を得て実施されたもので. 同院に深く感謝する.

文献

1) Jiang,W.(2009): Discussion of estimation of Strong ground motion and Quantitative Study of Active fault structures, monthly report of science and technology from China 27, 2009 年 1 月号（第 27 号）第 27 中国科学技術月報 http://www.spc.jst.go.jp hottopics/0901earthquake/r0901_jiang.html

2) Matsuzaki, K., et.al. (2006): Attenuation relation of JMA Seismic Intensity Applicable to Near Source Region, J. Structural Const. Eng., AIJ, No.604, 2006(June), 201-208

# 81. カッパドキア岩窟教会の保存修復に関する調査報告

Field Research for Conservation of Rock-hewn Church in Cappadocia

○小泉圭吾（大阪大学），谷口陽子（筑波大学），渡辺晋生（三重大学），
伊庭千恵美（京都大学），朴春澤（ハイテック），佐野勝彦（ディ・アンド・ディ）
Keigo Koizumi, Yoko Taniguchi, Kunio Watanabe, Chiemi Iba, Chunze Piao, Katsuhiko Sano

## 1. はじめに

複合遺産として世界遺産に登録されているトルコ，カッパドキアの岩窟教会は雨水による乾湿の繰返し，冬場の積雪による凍結破砕や侵食を受け，年々風化，劣化が進み，その保存に対する対策が喫緊の課題となっている．当研究グループでは、カッパドキア，Red Valley にある岩窟教会（ウズムル教会）を対象に，上述した風化，劣化現象のメカニズムを探ると伴に，その特性を理解し，最終的には現地の管理者自らがこの劣化現象を抑制，緩和することができる対策手法を提案することを目的に研究を進めている．本報告では対象地の地形概況と本目的に向けて設置した計測機器の概要および試験等から得られたこれまでの知見について報告する．

## 2. 対象岩窟の風化状況

トルコの中央アナトリアに位置するカッパドキアの奇岩は 6000 万年前の火山噴火で堆積した凝灰岩，玄武岩が侵食を受け，キノコや煙突のような形状を形成している．またこの奇岩が 4 世紀頃からキリスト教徒の教会洞窟として用いられたことから，自然遺産，文化遺産としての価値が高く，1985 年に複合遺産として世界遺産に登録された．この教会洞窟の 1 つであるウズムル教会（図-1）は観光名所ギョレメの東北に位置する Red Valley にあり，NW-SE，EN-WS 方向のリニアメントが発達している．また Red Valley 自体は東部の隆起に伴う表流水の侵食によって形成された谷筋である．教会岩窟の外壁には割れ目に起因する崩落跡が多数残っている．崩落の発生原因については，割れ目に沿った降雨，降雪による水の浸透・侵食，あるいは凍結融解の繰返しによる要因が考えられる．特に北西面に走っている割れ目が谷筋とほぼ平行な N50E の角度で教会に貫通していることが現地調査から確認された．また，外壁は表層風化が進んでおり，簡易針貫入試験で 4～6kN/m$^2$ 程度を示したことから，対象岩窟の安定性を維持するためには，割れ目とともに，表層風化に対する対策が必要であることがわかる．

## 3. 観測システム

本調査では，対象岩窟の乾湿繰返し，および凍結融解に伴う風化，劣化のメカニズム解明を最終目的とし，図-2 に示す観測機器を設置した．まず，岩窟教会周辺

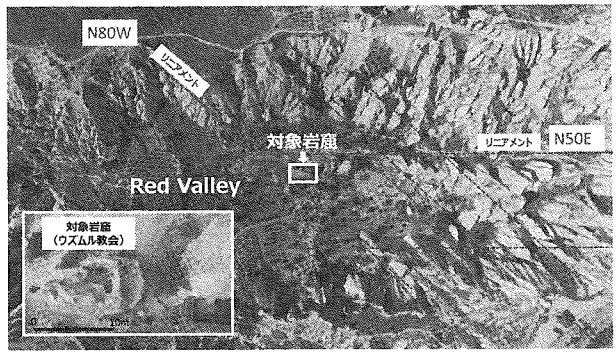



図-1 岩窟教会と周辺地形状況

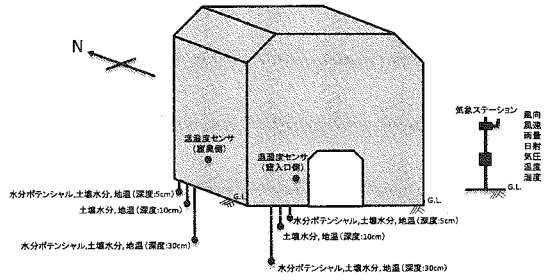
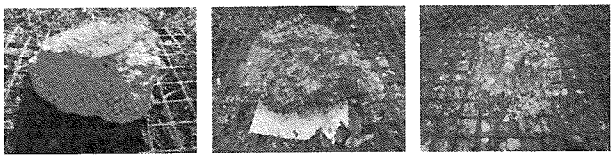



図-2 気象観測機器の設置概要

の気象環境を把握するためのウェザーステーション，対象岩窟と表層地盤間の水分移動を観測するための土壌水分計，水分ポテンシャル計および，岩窟教会内部の温湿度変化，地盤内部の地温変化を把握するための温湿度計および地温計をそれぞれ設置し，2014 年 9 月末より観測を開始した．土壌水分計，水分ポテンシャル計および地温計は，日射の影響を考慮し対象岩窟の北側と南側に，温湿度計は入口付近と奥側にそれぞれ設置した．計測は 10 分間隔とし，データは各計器に接続されたロガーに記録される．記録されたデータはトルコ側の共同研究者によって定期的に収集され，日本側の研究者と共有する体制を構築した．ここでは計測結果の一部と岩窟の風化状況を推定するための曝露試験および地山表面の劣化深度測定を行った結果について報告する．

## 4. 岩石試料による曝露試験

対象岩窟周辺で採集した凝灰岩を用いて，降雨による侵食・風化を把握するための曝露試験（三重県・四日市）を行った．試験にはこぶし大よりもやや大きめの試料を用い，降雨環境下に約 9 ヶ月曝し，その侵食・風化状況を定性的に調査した．試験結果と期間中の日雨量および気温変化を図-3，図-4 に示す．12/27 から



12/27　　3/3　　9/21

図-3　現地岩石試料の曝露試験

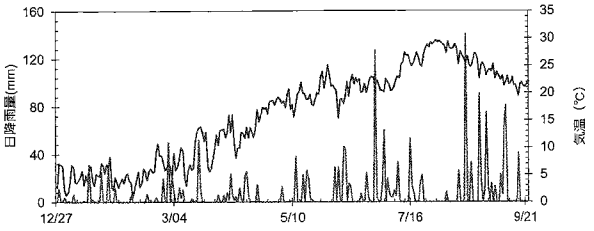



図-4　曝露試験地における降雨と気温分布

3/3 までに 236mm，9/21 までに 1954mm の降雨が記録（四日市の気象庁観測所）されたが，その間，岩石試料が著しい侵食・風化を受けていることが確認できる．

## 5. 現地の気象環境と地山の風化深度

図-5 は現地のウェザーステーションにより，2015/9/28-2016/7/10 に得られた 10 分間雨量と気温の時系列変化を示している．このグラフを分析した結果，約 9 ヶ月間における降雨回数は 63 回（0.2mm/10min 以上），累積雨量 229.2mm，零度以下の日数 75 回，凍結融解の繰返し回数（-4℃～4℃，図中黒実線）11 回であることが確認された．

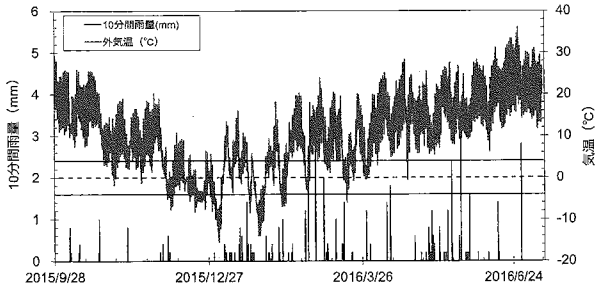



図-5　対象岩窟周辺の気象データ

次に図-6 は現地凝灰岩の風化状況を評価するために選定した対象岩窟近くの試験用地山を示した図である．図中に示す地山の頂部と各方角のそれぞれ上部，下部に全長 46mm の釘を挿入し，各釘の挿入長の経時変化を測定した．図-7 は測定を開始した 2015/9/28 から約 1-2 ヶ月毎の各地点の釘の挿入長の変化と累積降雨量の関係を示した図である．この図より，測定開始から約 3 ヶ月以内に北-上部・下部，西-下部，頂部，6 ヶ月以内に南-上部・下部の釘の落下がそれぞれ確認された．この間の累積雨量と，落下直前の測定日から落下までの間に記録された降雨量から勘案すると，降雨と釘の落下に相関性は確認できない．次に，計測期間中に残存した 3 地点（西-下部，東-上部・下部）における挿入長の経時変化からそれぞれの風化速度を概算したところ，西-下部，東-上部・下部の順に，3.4mm/year, 2.0mm/year, 3.2mm/year であった．既往の文献により，この周辺地域の同様の岩石地山の風化速度が 0.4-2.5mm/year（1995-2007）であることから，対象地山の風化速度はこれと比較して若干速いことが推察される．

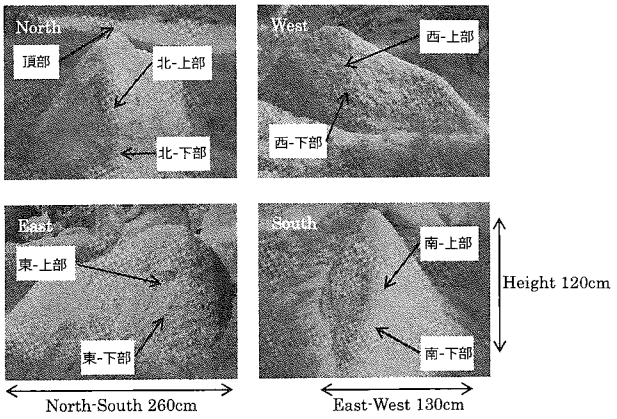



図-6　試験用地山における釘の挿入位置

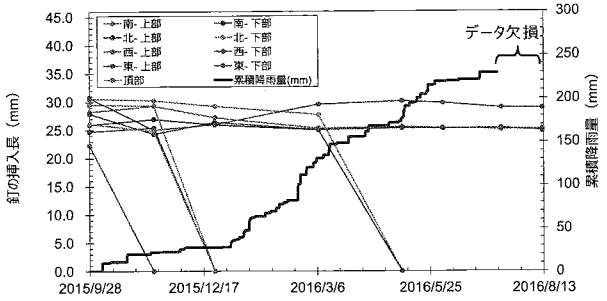



図-7 釘の挿入長の変化と累積降雨量

## 6. まとめ

本報告では対象地の地形概況と計測機器概要および試験結果から得られたこれまでの知見について纏めた．その結果，岩窟教会は周辺岩盤と同様，割れ目の発達，風化の進行が進んでいることが確認された．また，現地の試験用地山での風化速度は年間約 2.0-3.4mm 程度であることが確認された．現地の岩石試料を用いた日本での曝露試験結果により，降雨による侵食・風化の影響が極めて大きいことが確認された．一方，現地は日本に比べて年間降雨量は少なく，降雨や冬場の凍結融解が対象岩窟の風化，劣化にどのような影響を及ぼしているかの分析，考察は今後の課題である．

**謝辞**：共同研究先であるトルコ・ネブシェヒール博物館のムラート氏，修復研究所のファージル氏らには多大なる協力を賜った．また，本研究は JSPS 科研費（24101014）の助成を受けたものです．ここに記して謝意を表します．

**文献**

1) Erguler, Z. A. (2009): Field-based experimental determination of the weathering rates of the Cappadocian tuffs, Engineering Geology, Vol.105, No.3, pp.186-199.

# 82. 長崎県佐世保市に位置する史跡・福井洞窟遺跡の地形・地質的特徴

Geomorphological and geological features of Fukui Cave, a historical site of Sasebo city, Nagasaki prefecture

○西山賢一（徳島大）・柳田裕三（佐世保市教育委員会）・辻本裕也
Ken-ichi NISHIYAMA, Yuzo YANAGITA and Yuya TSUJIMOTO

## 1. はじめに

長崎県佐世保市に位置する史跡・福井洞窟遺跡は，1935年に発見され，その後の発掘調査で旧石器時代～縄文時代早期の遺物が多く見いだされたことなどにより，1978年に国史跡に指定された．佐世保市教育委員会により，約半世紀ぶりとなる発掘調査が2012～2013年に実施され，約 5.5m に及ぶ洞窟埋積堆積物が確認されるとともに，詳細な層相の把握・年代測定などが実施された（佐世保市教育委員会，2016[1]）．また，遺跡周辺の地形・地質調査も合わせて行われ，洞窟の形成・埋積に関する地形・地質学的な検討がなされた．本報告では，この発掘調査と，その後の検討によって明らかとなった福井洞窟の形成・埋積過程について報告する．

## 2. 福井洞窟遺跡周辺の地形・地質概要

福井洞窟が開口する急崖は，佐世保市北部を流れる福井川沿いの河谷低地の側部に位置する．急崖は新第三系福井層の砂岩からなり，急崖にノッチ状の洞窟が開口する．急崖の上方には，河成礫層を持つ段丘面が分布している．洞窟開口部のすぐ北隣には，西に向かって馬蹄形を呈する滑落崖を持つ小規模な地すべり地形が認められる．急崖上方の段丘面は，この地すべりによって切断されており，段丘面が数 m 沈下している．地すべり移動体は，段丘崖に沿って認められる河谷低地に向かって西にせり出した形状をなすため，福井川河床は河谷の西端に偏流している．

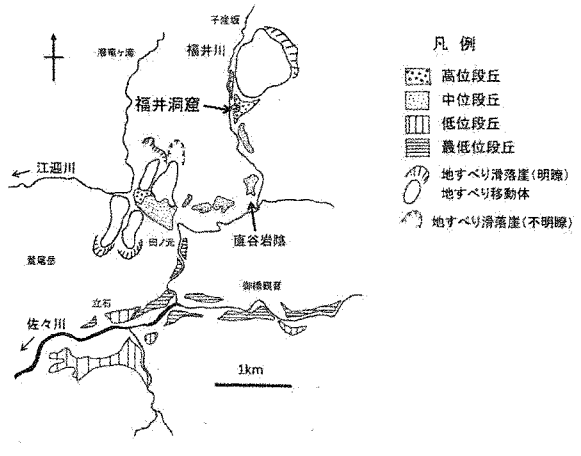



図 1　福井洞窟周辺の段丘面・地すべり地形の分布

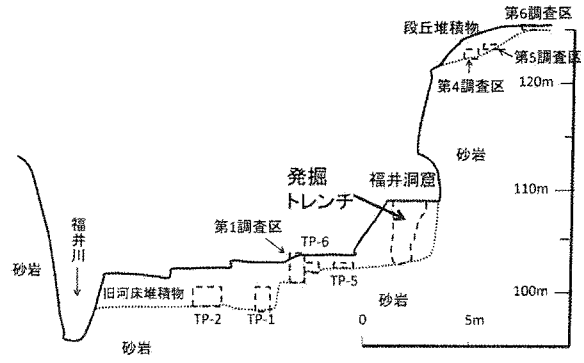



図 2　福井洞窟の断面形状

## 3. 洞窟形成に関連した地形変遷過程

福井洞窟周辺には数段の段丘地形が断片的に分布するとともに，「北松型地すべり」の分布域に位置しており，非常に多くの地すべり地形が密集している．福井川沿いの段丘を 4 段（高位，中位，低位，最低位）に区分した．福井川からの比高が最も高い高位段丘（比高約 20m）は，福井洞窟背後の平坦面にあたる．この段丘面で掘削されたトレンチでは，玄武岩～安山岩の亜角礫が，福井層からなる砂岩の岩盤の上位を覆っていることから，この角礫層は，福井川の河床を構成していた河成礫層が離水した段丘堆積物と考えられる．

比高 15m 程度の中位段丘は，福井洞窟の下流域に断続的に分布している．中位段丘面直下には，福井層の砂岩を覆って，厚さ 1m 程度の礫層からなる段丘堆積物が確認された．また，江迎川源流域にあたる鷲尾岳（350m）北麓斜面付近にも，中位段丘が分布しており，福井川と江迎川との分水界＝風隙をなしている．このことから，この中位段丘は，福井川の流下方向が現在と異なり，風隙を通過して江迎川に向かって流下していた当時の河床が段丘化したものと考えられる．旧河床の段丘化には，この河川争奪による急速な下刻が関与したと考えられ，これにより，福井川流域の段丘崖が形成されたとみなされる．この段丘崖には，側刻によるノッチ状の地形が刻まれ，これが拡大することで，福井洞窟などの洞窟地形となったと推定される．

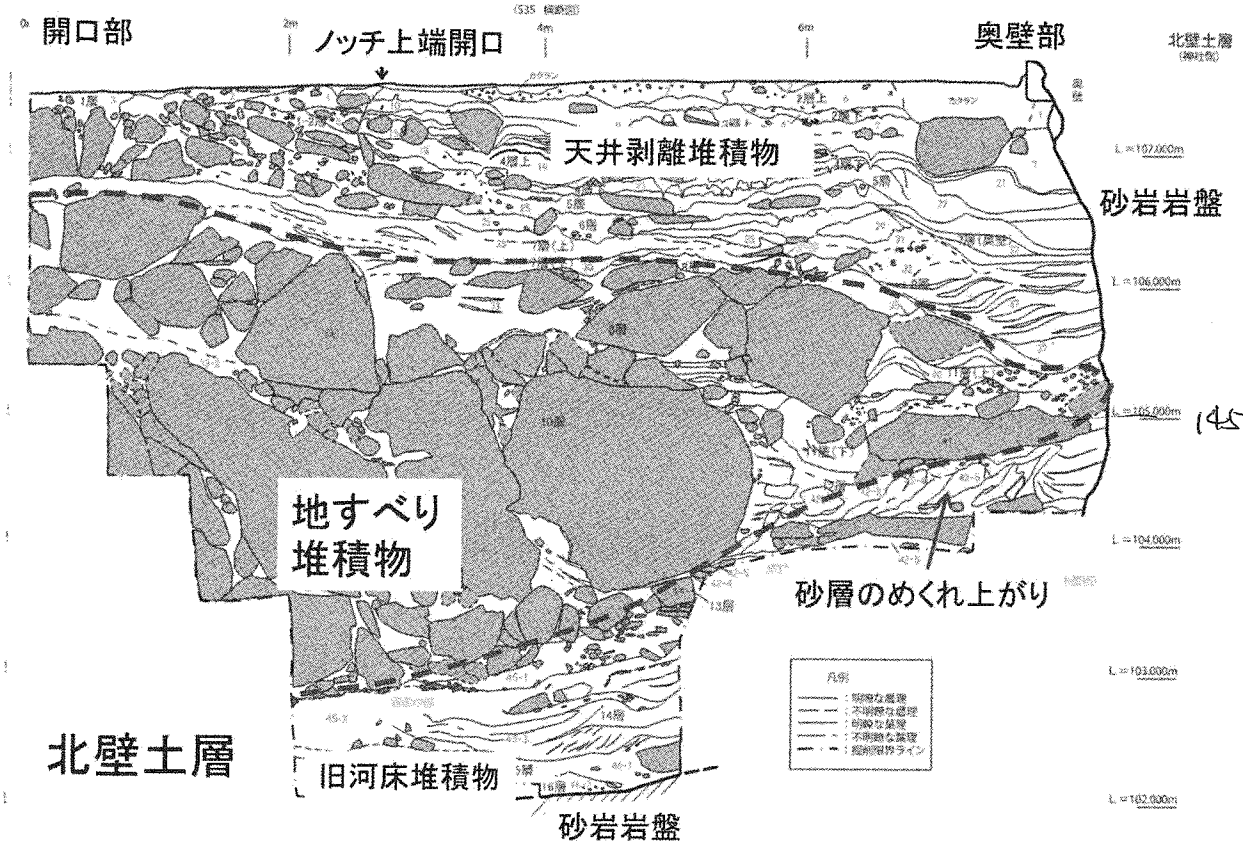



図 3　福井洞窟北壁トレンチの層相

福井川と江迎川の河川争奪の風隙にあたる鴛尾岳北麓斜面には大規模な地すべり地形が複数認められるとともに，1950 年代に顕著な地すべりが発生し，鉄道線路を埋没させるなどの被害をもたらした．この規模の地すべりは河道閉塞を引き起こしうることから，江迎川と福井川の河川争奪には，この種の地すべりによる河道閉塞が影響した可能性が指摘できる．しかしながら，今回の検討では，各段丘の形成時期，ならびに河川争奪の発生時期を特定することはできなかった．

## 4. 地すべり堆積物による洞窟内の埋積

佐世保市教育委員会（2016）[1]による発掘調査により，洞窟堆積物の詳細な土層観察ならびに多数の $^{14}C$ 年代測定が実施された．層序の概要は，下位から以下の通りである．(1) 砂岩（基盤の新第三系福井層），(2) 河川堆積物（厚さ 1m 弱，玄武岩の亜円礫と，奥壁から脱落した砂岩ブロックを含む），(3) 礫を含む遺物含有層（下部，0.5m），(4) 砂岩の岩塊堆積物（厚さ 2～3m），(5) 礫を含む遺物含有層（上部，厚さ約 1.5m）．

(2)の河川堆積物は，ノッチ地形を形成した福井川が堆積させたものである．(3)と(5)の堆積物は河成礫を含まないため，福井川から離水後の堆積物であり，洞窟天井からの落盤による平板な礫（径 0.5m 程度）をしばしば挟在する．(4)の岩塊堆積物は，一連の土層内で最も厚く，径 1m を超える巨礫を伴うが，遺物を含まない．この堆積物は，洞窟開口部で最も厚く，奥壁側に行くほど薄い．岩塊堆積物の直下には，奥壁側へ向かってめくれ上がるように変形した砂層が認められる．

以上の層相から，この岩塊堆積物は，天井からの岩塊落下由来ではなく，洞窟開口部から奥壁に向かって土塊が移動したため，下位の砂層を引きずり，奥壁側に向かってめくれ上がる変形構造を形成したと考えたほうが理解しやすい．この岩塊堆積物の供給源は，福井洞窟のすぐ北側の地すべりが考えられる．すなわち，地すべり移動体の堆積物が，当時の福井川の河谷にせり出し，その一部が，厚さ 2m 以上の岩塊堆積物として洞窟開口部から奥壁側へ移動したと考えられる．

## 4．地すべりの発生時期

洞窟内に堆積した岩塊の供給源と推定される地すべりは，福井洞窟上方の高位段丘面を数 m 程度沈下させており，段丘の離水後の下刻過程で不安定化した岩盤斜面が地すべり発生に至ったものと推定される．高位段丘の離水年代は特定できていないが，岩塊堆積物中の炭質物の $^{14}C$ 年代測定結果に基づけば，この地すべりは，最終氷期末期の 17,800 cal yBP 頃に発生したと推定される．

**文献**　1) 佐世保市教育委員会（2016）史跡福井洞窟発掘調査報告書，佐世保市文化財調査報告書　第 14 集，426p.

# 83. キャピラリーバリアの浸透抑制機能を利用した古墳墳丘の修復

The Restoration of Burial Mounds Using Infiltration Control by a Capillary Barrier

○澤田茉伊（京都大学），三村衛（京都大学），吉村貢（ｿｲﾙｱﾝﾄﾞﾛｯｸｴﾝｼﾞﾆｱﾘﾝｸﾞ）
Mai Sawada, Mamoru Mimura, Mitsugu Yoshimura

## 1. はじめに

古墳は，築造から 1300 年以上が経過し，自然作用や人為的破壊により著しい損傷を受けているものが多い．一般に，古墳は石などで造られた埋葬空間（石室）を締め固めた土で覆った構造を有しており，その損傷形態は，概ね 3 つに分類できる．すなわち，I. 墳丘の損失（地震，降雨，削平），II. 墳丘内への水分移動（雨水，地下水），III. 石室内の温湿度環境の変化による石材・装飾の劣化（かび，結露，塩類風化）である．これらの損傷を抑制し，古墳を保存するためには，土の力学，浸透，熱伝導の観点から，損傷メカニズムを明らかにし，有効な対策方法を検討する必要がある．

本稿では，直接的・間接的に，I～III の損傷の原因となる雨水の浸透を抑制する方法として，キャピラリーバリアに着目する．キャピラリーバリアは，細・粗粒土の二層地盤で，両者の不飽和浸透特性の違いによって生じる遮水現象である．その仕組みを，模型実験と再現解析をもとに説明する．また，墳丘を失った古墳の保護施設にバリアを利用した事例を報告する．

## 2. キャピラリーバリアの仕組み

キャピラリーバリアは，粗粒土層の上に細粒土層を重ねた不飽和地盤の層境界に生じる遮水層である．廃棄物処分場のキャッピング等への利用が期待されるが，バリアの遮水性は，土の不飽和浸透特性や降雨強度，斜面の傾斜・層厚に依存し，評価が複雑であることが課題となっている．

キャピラリーバリアの遮水の仕組みを明らかにし，その遮水性を定量的に評価するため，模型実験と再現解析を行った[1]．実験では，図-1 に示す二層地盤（粗粒土：20cm 厚，細粒土：30cm 厚，長さ 100cm，傾斜 10 度）に一定降雨を与え，下流端の各層からの排水量を測定する．バリアの遮水性が高いほど，上層からの排水量が多くなる．細・粗粒土は，図-2 に粒度分布を示すものを用いた．4mm/h の降雨を与え続けた場合の流出量を図-3 に示す．浸潤面は，層境界に到達後，下層をゆっくりと下降したが，その量はわずかで，降雨開始から 45 時間経過しても土槽底面には到達せず，浸透水のほぼ全量が上層から流出した．

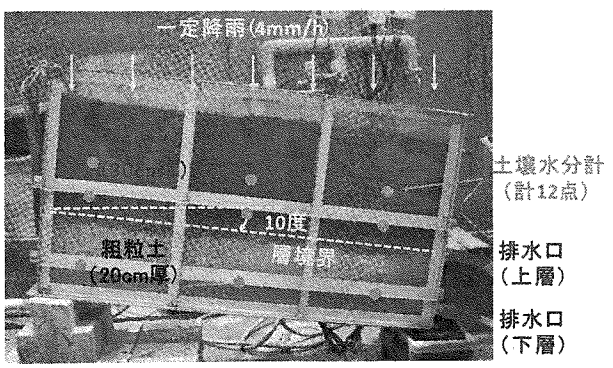



図-1 キャピラリーバリア観察のための模型実験

二次元の浸透流解析で実験を再現し，このようにバリアが高い遮水性を示すときの地盤内の透水係数を調べた．解析結果の妥当性については，流出量（図-3 に解析値を併記）のほか，地盤内に設置した 12 点の土壌水分計で測定した飽和度が概ね定量的に再現できていることを確かめた．図-4 は，解析で得られた定常時の透水係数の分布である．下層の粗粒土の透水係数が上層の細粒土に比べて，大幅に低い分布を示している．すなわち，下層の透水係数が相対的に低いために遮水が生じていることがわかる．

このような分布となる理由は，同一サクション（水を保持しようとする間隙にはたらく圧力）下での細・粗粒土の透水係数の比較から説明できる．図-5 は，保水性試験で得た水分特性曲線をもとに，関数モデル用いて推定したサクションと透水係数の関係である．飽和に近い（低サクション）領域では，粗粒土のほうが

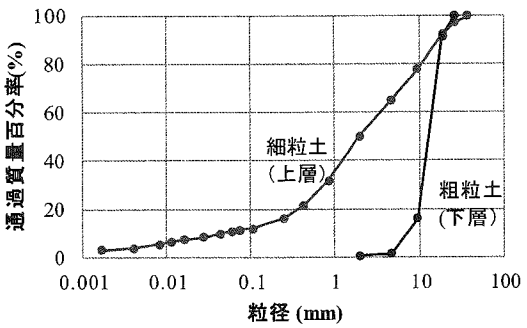



図-2 模型地盤に用いた細・粗粒土の粒度分布

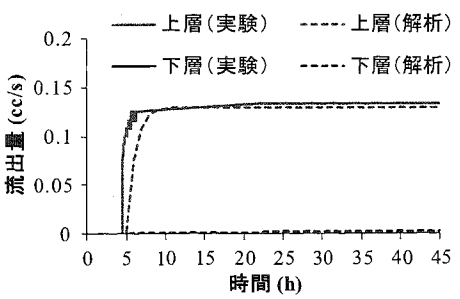



図-3 上下層からの流出量の時刻歴

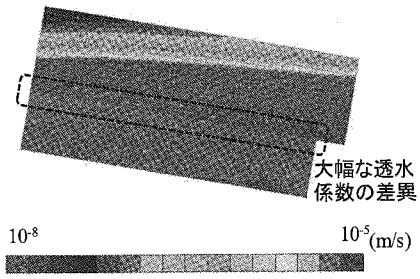



図-4 解析で得られた平衡時の透水係数の分布

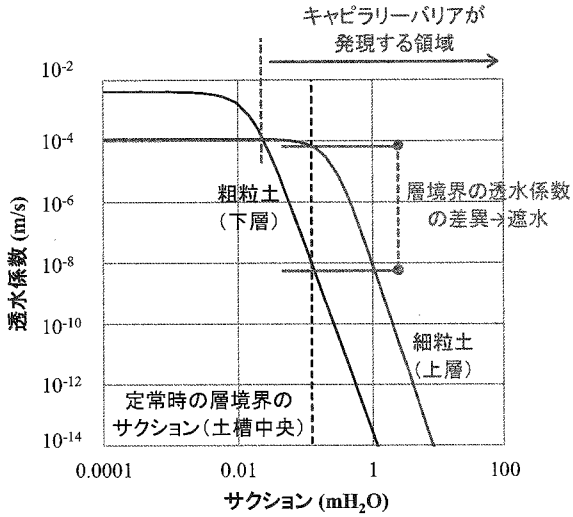



図-5 細・粗粒土の透水係数の差に起因する遮水

高い透水係数を有するが，より不飽和になると大小関係が逆転する．これは，不飽和土の透水係数は，間隙に占める水分の割合に依存するが，細粒土よりも間隙径が大きい粗粒土は，同一サクション下で保持できる水分が少ないためである．4mm/h の降雨下で平衡状態にあるときの層境界におけるサクションは連続で，解析によると 0.12m$H_2O$ であるが，図-5 からこのサクション下では，粗粒土の透水係数は細粒土よりも 4 オーダー程度低いことが読み取れる．平衡時のサクションは，降雨強度や地盤の傾斜・層厚に依存して移動し，飽和側に近づくにつれ，細・粗粒土の透水係数の差異が縮まり，バリアの遮水性が低下するが，4 オーダー程度の差異があるときは，下層への浸透は実質的にはほとんど無視できるレベルである．

## 3. キャピラリーバリアを用いた古墳の保護施設

大分県日田市のガランドヤ 1 号墳は，6 世紀に築造された円墳で，石室内に装飾壁画を有することで知られる．しかし，大正時代に墳丘が失われ，その後数十年にわたり，ビニールシートで覆われていた間，石室内に生じた結露や析出物により，壁画の汚損が進行した [2]．こうした状況を改善するため，壁画の保存に適した温湿度環境が維持でき，また見学施設としても利用できるよう，石室全体を覆う保護施設が建設された．

保護施設は，図-6 のように，コンクリート造の躯体

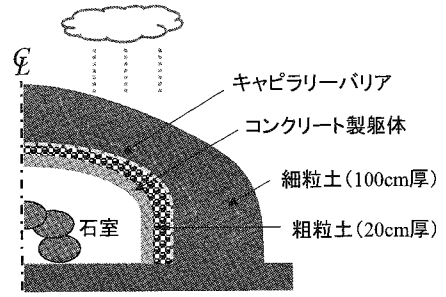



図-6 バリアを利用した保護施設の構造

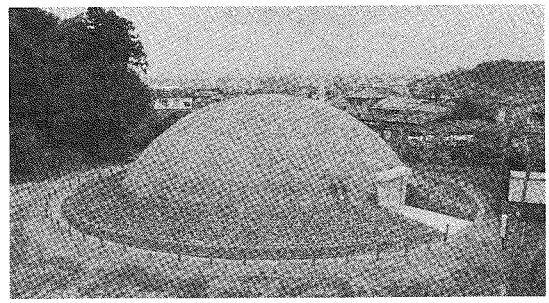


図-7 完成した保護施設の全体像

の上に，キャピラリーバリアを発現しうる二層構造の覆土を施した構造とした．バリアは，高強度の降雨に対しては，完全な遮水はできないが，第一段階の遮水層として，躯体の水分暴露と施設内への雨水浸透の抑制を担う．また，覆土は断熱性が高く，施設内の温度変化を抑制する効果がある上，メンテナンスフリーであり，技術的・経済的に優れた手法と言える．

覆土に用いられた細・粗粒土は，図-3 に示すものと同一で，躯体を構築後，漁業用ネットに詰めた粗粒土を躯体に固定し，その上にプレートタンパーを用いて，細粒土を締め固めて施工した．覆土表面は，土砂の流出と日射を防止するため植生が施されている．完成時の全体像を図-7 に示す．今後は，室内の環境をモニタリングし，最適な換気方法や公開頻度が検討される予定となっている．

## 4. 結論

模型実験および再現解析をもとに，キャピラリーバリアは，粗粒土の透水係数が細粒土に比べて，大幅に低くなる不飽和状態で生じることを示した．バリアの遮水性は，透水係数の差異に依存し，4 オーダー程度の差異があるときには，下層への浸透はほぼ無視できる．また，バリアを用いた古墳の保存事例を挙げ，その利点と施工方法の概要を説明した．

## 文献

1) 澤田茉伊，三村衛，吉村貢（2016）：キャピラリーバリアを用いた古墳の雨水の浸透抑制に関する研究―キャピラリーバリアのメカニズムに関する実験および解析的検討―，土木学会論文集 C，Vol.72，No.2，pp.101-116.

2) 脇谷草一郎，高妻洋成（2010）：史跡ガランドヤ古墳における水の挙動に関する調査研究，奈良文化財研究所紀要，pp.20-21.

# 84. 応用地質分野における遺跡調査のための三次元ドキュメンテーション ～写真測量を例に～

Three-Dimensional Documentation for Cultural Property in the Field of Engineering Geology: The Case of Photogrammetry

○藤井幸泰（深田地質研究所）
Yukiyasu Fujii

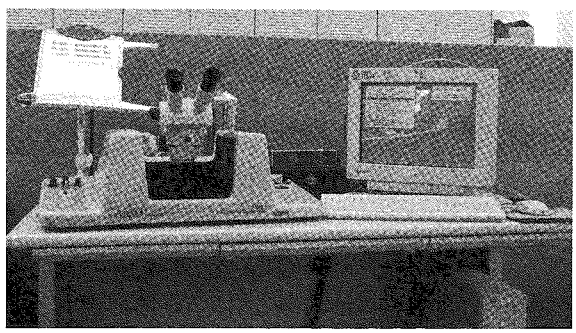
## 1. はじめに

遺跡や遺構調査において最初に行われるのは，ドキュメンテーション（Documentation：記録活動や記録保存と訳される）である．写真撮影やスケッチなどの二次元的な記録もこれに含まれるが，正確な記録には測量等の三次元記録が望ましい．20年程前からデジタル写真測量やLiDAR機器が普及し，応用地質学分野においても，遺跡記録や斜面問題などに適用されてきた．この報告では写真測量に焦点を絞り，その歴史と発展について簡潔に述べると共に，遺跡分野への適用事例についていくつか紹介する．

## 2. 写真測量－その歴史と適用

写真測量の歴史は，19世紀中期の写真発明と測量用カメラの開発，および19世紀後期の飛行機の発達と共に歩んできた[1]．20世紀に入ってからは二度の世界大戦を通して，カメラやレンズや地図作成のための精密図化機を含む優れた写真測量機器が各国で開発され，空中写真測量技術は飛躍的な技術発展を得た．しかしこの頃のアナログ写真測量で使用される写真測量図化機は高価のみならず，熟練オペレータが必要であった．戦後はコンピュータの登場により，図化機の一部であるステレオコンパレータや製図機をコンピュータとドッキングさせて，計算部分はコンピュータに任せる解析図化機が1970年代に登場した．しかしこの図化機もまだまだ高価であり，写真測量オペレータ以外にも利用はできたが，高度なスキルを必要とした．手持ちカメラを利用した近接写真測量への利用も進み，地質学関連の分野にも応用研究がみられるようになる[2,3]．

1980年代後半になるとデジタル写真測量が登場する．これは「写真のアナログ媒体ではなく，デジタル画像データを用い，主としてコンピュータの機能を利用して，画像に含まれる幾何学的および放射量的特徴を抽出する技術」と定義される[4]．デジタルカメラを利用した近接デジタル写真測量の適用は大いに進み[5]，土木・建築分野のみならず，文化財等のデジタルアーカイブ化にも多数利用されるようになる[6,7]．



図－1　解析図化機の例（ADAM MPS-2）

二次元情報を持つ画像から三次元情報を取得するには，複数画像の撮影時の位置や方向の復元が必要となる．これには各種バンドル調整法の開発が試みられてきた[8]．2000年代に入るとコンピュータビジョンの革新的技術発展がみられた．デジタルカメラとコンピュータの高精度化等により，画像認識の技術が大いに進み，複数画像の撮影位置等の復元がほぼ自動化できるようになる．「コンピュータの機能のみを利用して，幾何学的および放射量的特徴を抽出する技術」はStructure from Motion（SfM）としても知られている[9]．写真測量が，誰にでも手の届く技術となったわけである．ドローンを利用した低空撮影写真から地形図が簡単につくれるようになったことや，画像認識の技術が深層学習と共に自動車の自動運転技術開発に利用されていることを考慮すれば，画像認識技術が最先端技術に不可欠であることがわかるし，バンドル調整を提供した写真測量も最先端を担う技術の一つといえる．

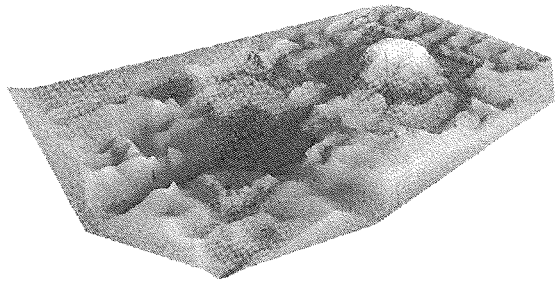
## 3. 遺跡調査への適用事例

以下にデジタル写真測量を適用した土構造物遺跡の調査と，約100枚の写真群から石造構造物をデジタル写真測量とSfMの両技術で解析した事例を示す．

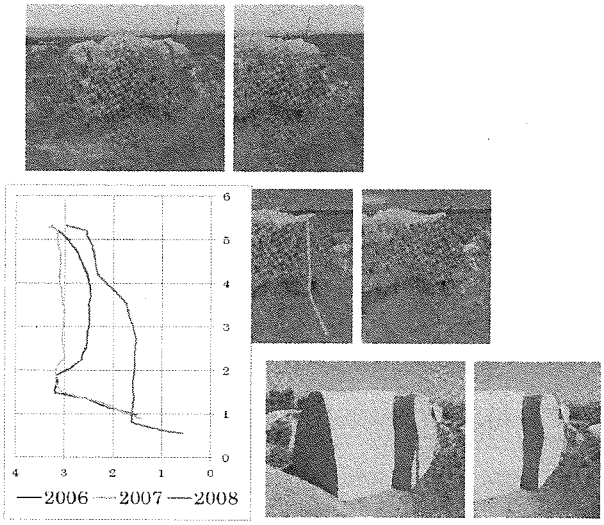
### 3.1 アジナ・テパ仏教遺跡：土構造物

ユネスコ文化遺産保存日本信託基金によるプロジェクトである．アジナ・テパはタジキスタン共和国の首都ドゥシャンベから南方100kmに所在する，期限7～8世紀建造の仏教遺跡である．平面の広がりは幅50m，長さ100のほぼ直径で，北西の仏塔を中心とする「塔院」部分と，南東の四角い中庭を囲む「僧院」部分から形成される[10]．これら全体をトータルステーションと写真測量を利用して詳細な地形図をつくった（図-2）．さらにオーバーハングした土壁を対象として，崩壊前後の三次元記録を取得することに成功し（図-3），ダメージアセスメントや蒸発量計測の結果も考慮して，塩類風化による土構造物遺跡の風化と崩壊メカニズム

を明らかにすることが出来た[1]．ここでは川惣電機のステレオアイを用いて写真測量解析を実施した．



図－2　アジナ・テパ，東からの鳥瞰



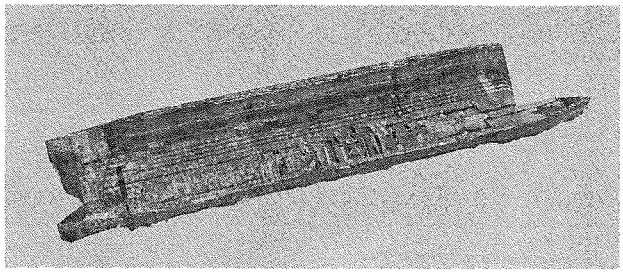

図－3　修復前・修復中・修復後の写真と断面

### 3.2 横須賀ドライドック：石造構造物

旧横須賀製鉄所第1号ドライドックは，フランス人技師の設計・監理の下，慶応2（1866）年起工，明治4（1871）年に我が国最初の石造ドライドックとして開渠した．日本最古の石造ドックであり，石材には新小松石と呼ばれる真鶴産の安山岩が使われている．

第1号ドライドックは長さ約140 m，幅30 m，深さ9 mである．石材が利用されているのは渠口部からおよそ100 mであり，残りの40 mは昭和期にコンクリートで増設されている。このような構造物を対象に，手持ちのデジタル一眼レフカメラを用いて，ドック全体の記録を約100枚の写真に残した．

これらをTopcon Image Master Photo，およびAgisoft PhotoScanを用いて解析した．Topconは標定点やタイポイントの設定など主としてコンピュータの機能を利用するソフトであり，一方のPhotoscanではこれらはほぼ自動であり，座標値を持った基準点は後ほど正確な位置を写真上で特定（修正）する必要がある．前者ではおよそ1週間の作業で三次元画像を取得し，後者では約半日でほぼ同じ画像を得ることが出来た（図-4）．



図－4　横須賀第1号ドライドックの鳥瞰図

## 4. おわりに

2000年以降，デジタル写真測量の技術は格段に進歩し，専門家以外の研究者でも利用できる技術となった．しかし元来測量技術であるため，撮影条件など精度と誤差を考慮した利用を行わないと，とんでもない失敗を犯すこともある．応用地質分野でも，十分に注意を払いながら，存分に利用して頂きたい．

## 文献


1) ブラハト，テオドールJ・ブルクハルト，ルドルフ（1988）：写真測量の歴史，日本写真測量学会訳，社団法人日本測量学会，201p.
2) Dueholm, K.S. and Pederson A.K.(1992): Geological analysis and mapping using multi-model photogrammetry, Geological Survey of Greenland, Report 156, 72p.
3) 藤井幸泰，堀伸三郎（2004）：写真測量を用いた割れ目の三次元位置観察の例，地質学雑誌，Vol.110, pp.251-253.
4) 村井俊治・近津博文（2004）：デジタル写真測量の理論と実践，日本写真測量学会・動態計測研究会編，343p.
5) Atkinson, K.B., 2001, Close Range Photogrammetry and Machine Vision, Whittle Publishing, 371.
6) 藤井幸泰，渡辺邦夫，村上和哉（2007）：写真測量技術を用いた文化遺産の3次元調査：アジナ・テパ仏教遺跡(タジキスタン)における修復・保全活動，応用地質，Vol.48，pp.258-264.
7) Fujii, Y., Fodde, E., Watanabe, K. and Murakami K. (2009): Digital Photogrammetry for the Documentation of Structural Damage in Earthen Archaeological Sites: the case of Ajina Tepa, Tajikistan, Engineering Geology, Vol. 105, 124-133. doi: 10.1016/j.enggeo.2008.11.012.
8) 日本写真測量学会(2016)：三次元画像計測の基礎，東京電機大学出版局，192p.
9) Snavely, N., Seitz, S.M. and Szeliski, R. (2008): Modeling the World from Internet Photo Collections, International Journal of Computer Vision, Volume 80, Issue 2, pp. 189–210.応用三郎（2009）：
10) 藤井幸泰，渡辺邦夫，村上和哉（2007）：写真測量技術を用いた文化遺産の3次元調査：アジナ・テパ仏教遺跡(タジキスタン)における修復・保全活動，応用地質，48，258-264.
11) Fujii, Y., Fodde, E., Watanabe, K. and Murakami K. (2009): Digital Photogrammetry for the Documentation of Structural Damage in Earthen Archaeological Sites: the case of Ajina Tepa, Tajikistan, Engineering Geology, Vol. 105, 124-133. doi: 10.1016/j.enggeo.2008.11.012.
12) 藤井幸泰・正垣孝晴・宮川真国・渡邉邦夫（2015）：写真測量による旧横須賀製鉄所第1号ドライドックの記録と石材表面侵食量の測定，地盤工学ジャーナル，Vol.10，No.4，595-602.

# 85. 航空レーザ計測による斜面変動の調査事例と今後の展望

Application of Analytic Method for Slope Displacement by Movement Vectors Using S-DEM Data and Future Prospects of LIDAR

○秦野輝儀（電源開発），菊地輝行，杉山直也（開発設計コンサルタント）
千田良道（中日本航空），松田昌之（アジア航測），細矢卓志（中央開発）
Teruyoshi Hatano, Teruyuki Kikuchi, Naoya Sugiyama, Yoshimichi Senda, Masayuki Matsuda, Takashi Hosoya

## 1. はじめに

航空レーザ計測は，広範囲な地形の三次元点群データを短時間に取得できる手法として急速に普及してきており，その密度や精度の向上が日々図られている．こうした技術の進展に伴って多時期の計測データから斜面変動あるいは地震による地表変動の変位量を捉える解析技術の適用も広がりつつある[1)～2)]．

本稿では，これまでの有人回転翼機による斜面のレーザ計測に加え，無人航空機（以下‘UAV’）を用いたレーザ計測を行い，多時期の変動ベクトル解析を行った事例を報告するほか，平成28年熊本地震前後の変動ベクトル解析から布田川断層近傍の地表変位を把握することができた事例を併せて報告する．

## 2. 調査事例

### 2.1 UAVによるレーザ計測の事例

レーザ計測装置の小型化・高性能化及びUAVの搭載能力の向上が進んだことから，UAVによるレーザ計測を斜面変動の発生箇所に適用した．

計測対象箇所は，斜面上部にトップリングを示す結晶片岩からなる急崖・絶壁があり，斜面下部に上部からもたらされた岩屑の堆積する崖錐斜面である．

これまでに4回実施したレーザ計測の種別・計測時期・経過日数を表－1に，計測諸元を表－2に示す．

表－1　計測時期と経過日数

| No. | 種別 | 照射仕様 | 計測時期 | 前回からの経過日数 |
|---|---|---|---|---|
| ① | 有人回転翼機第1回 | 16点/m$^2$ | 2013年12月6日 | - |
| ② | 有人回転翼機第2回 | 16点/m$^2$ | 2015年12月29日 | 753 |
| ③ | UAV第1回 | 100点/m$^2$ | 2016年6月1日 | 155 |
| ④ | UAV第2回 | 100点/m$^2$ | 2016年12月7日 | 189 |

表－2　計測諸元

| 機材の種類 | 有人回転翼機 | UAV |
|---|---|---|
| 使用機器 | Riegl Q560, 680, HARRIER68i | Riegl VUX |
| 測定方式 | タイムオブフライト<br>波形記録 | タイムオブフライト<br>オンライン波形 |
| 測定レート | 180,000～400,000点/秒 | 500,000点/秒 |
| 飛行速度 | 72～100km/h | 15～25km/h |
| 対地高度 | 450～500m | 約80m |
| スキャン角 | ±30度 | ±120度 |

上記の表に示す通り，UAVによる計測は，有人回転翼機に比較して，測定レートに大きな違いはないものの，飛行速度が遅く，対地高度が低く，スキャン角が大きいことから，点群の取得量を大幅に増やすことができるのが特徴である．

これまでの点群データの取得実績を表-3に示す．

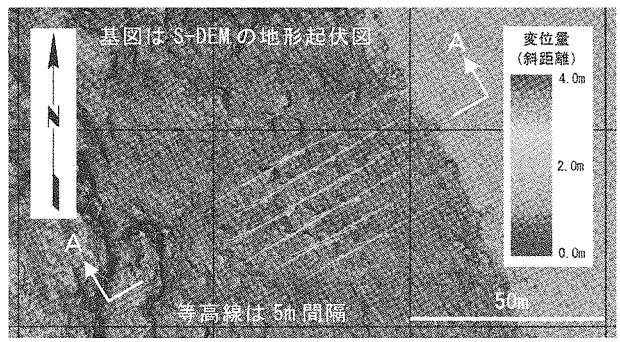
表－3　点群データの取得実績（面積：0.085km$^2$）

| No. | データ名 | 全点 | グラウンド点 | グラウンド到達率(%) | グラウンド密度(点/m$^2$) |
|---|---|---|---|---|---|
| ① | 有人回転翼機第1回 | 9,901,191 | 896,046 | 9.0 | 10.5 |
| ② | 有人回転翼機第2回 | 7,740,083 | 634,965 | 8.2 | 7.5 |
| ③ | UAV第1回 | 81,209,795 | 7,070,145 | 8.7 | 83.2 |
| ④ | UAV第2回 | 106,286,969 | 12,177,979 | 11.5 | 143.3 |

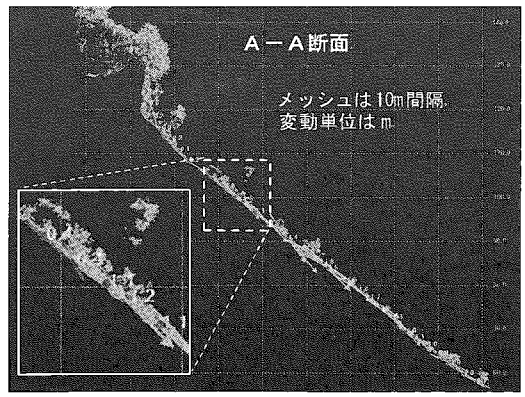
この表に示す通り，有人回転翼機に比べてUAVは，グラウンド到達率に大きな違いはないが，グラウンド密度が8～19倍を示し，高密度な点群データ取得には低速・低高度のUAVが有利であることがわかった．

次に，②有人回転翼機第2回目と③UAV第1回目のレーザ計測結果から解析ソフトウェアMierre（ミエール）を用いてS-DEM（下層モデル）による変動ベクトル解析を行い，155日間における斜面変動を把握した．

当該斜面の変動ベクトル平面図を図－1に，変動ベクトル断面図を図－2に示す．




図－1　変動ベクトル平面図



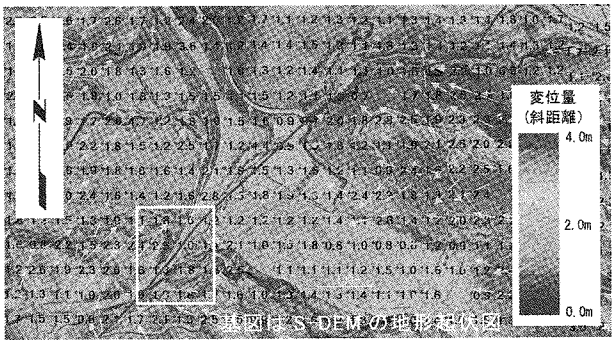

図－2　変動ベクトル断面図

この図の通り、2015年12月～2016年6月（155日間）の期間における活発な変動域は，最大幅40m，長さ75m，比高50mの範囲であり、その変位量は概ね1～2m（最大2.2m）であることを確認し，崖錐堆積物の表層すべりを明確に捉えることができた．

### 2.2 熊本地震前後のレーザ計測の事例

平成 28 年熊本地震（2016 年 4 月 16 日，Mj7.3）では，地震発生直後の 4 月 20 日に有人回転翼機により俵山バイパス近傍の航空レーザ計測を実施した．一方，地震前の 2013 年 1～2 月の計測データを国土地理院から入手し，地震による地表変動について S-DEM による変動ベクトル解析を行い，地表の変状及び変位の分布を把握した．本解析上で使用したデータは，電子基準点（地震後は改測された座標）を基準に作成されており，データ間の変位は地震による地殻変動と局所的なマスムーブメントを示唆している．

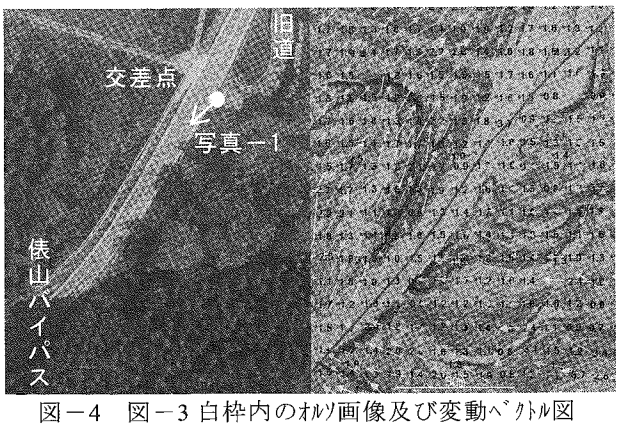
ここでは，俵山バイパスと旧道交差点近傍の変動ベクトル図を図－3 に示す．



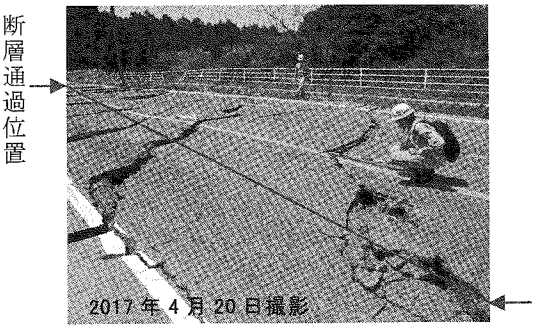

図－3　俵山ﾊﾞｲﾊﾟｽと旧道交差点近傍の変動ﾍﾞｸﾄﾙ図
（実線：布田川断層の通過位置，白枠：図－4 の範囲）

この図によると数 m の変位量（図の斜距離の数字はほぼ水平変位量に相当）を示す西向きのベクトルと北東向きのベクトルがあり，熊本地震による地表の変動を示す解析結果が得られた．両者のベクトルの方向が反転する場所が右横ずれ断層の布田川断層の通過位置（図－3 の実線）と考えられる．この線を境に西向きのベクトルを示す南東側エリア（図の右半分）は，比高の大きい俵山をはじめとする外輪山の西斜面であり，本来，右横ずれの場合は，南西方向となるベクトルが想定されるが，地震による山体の変形・変位（西向きのマスムーブメント）が加わっているため，ここでは西方向が卓越するベクトルとなっていると推定される．

交差点付近を拡大したオルソ画像及び変動ベクトル図を図－4 に，その地割れを写真－1 に示す．




図－4　図－3 白枠内のｵﾙｿ画像及び変動ﾍﾞｸﾄﾙ図
（実線：布田川断層の通過位置，ﾍﾞｸﾄﾙの単位：m）




写真－1　交差点南西側での俵山バイパス上の地割れ

### 3. まとめ

UAV によるレーザ計測は，バッテリー容量から飛行時間が 10 分程度であり，制約が大きいものの，高密度な点群データが取得できることから，精度のよい変動ベクトル解析ができることがわかった．

また，地震前後の航空レーザ計測データに基づく変動ベクトル解析は，広範囲な地表面の変動ベクトル（方位と変位量）を把握することが可能であり，現地調査で判明している断層の位置と整合的な結果を得た．

### 4. 今後の展望

① UAV によるレーザ計測は，飛行時間の長時間化，低価格かつ高品質なレーザ計測機器の普及及びデータ処理機器等の性能向上が見込まれるため，大いに発展が期待できる．

② S-DEM による変動ベクトル解析については，さらに取得点密度の向上を図りながら現実の地物に近い形状データの取得も可能となっており，精度向上のために ICP（Iterative Closest Point）解析などの新たな手法の開発が進むと考えられる．

③ 水面下のレーザ計測については，ALB（航空測深用レーザ）の導入・普及がはじまっており，既存の航空レーザ計測を組み合わせるなど進展が期待できる．

④ 安価な地上レーザ計測機器（TLS）の普及による定点モニタリング及び解析の自動化の進展（異常の自動検知）していくものと考えられる．

### 5. 謝辞

本検討に使用した熊本地震前の計測データは，国土地理院から提供していただいた航空レーザ測量データであり，ここに記して深謝申し上げます．

### 文献

1) 菊地輝行，秦野輝儀，千田良道，西山哲（2017）：S-DEM データを利用した地すべり地における変動ベクトル解析技術の開発，応用地質，Vol.57，No.6，pp.277-288.

2) 日本応用地質学会・九州応用地質学会「2016 年熊本・大分地震災害調査団」（2017）：2016 年熊本・大分地震災害調査団報告書，244p.

# 86. 融雪期干渉SAR解析による地すべり変動検出の可能性

Possibility of the Landslide Displacement Detection Using Interferometric SAR during Snowmelt Periods

○角田富士夫，日外勝仁，倉橋稔幸（土木研究所寒地土木研究所）
Fujio Tsunoda, Katsuhito Agui, Toshiyuki Kurahashi

## 1. はじめに

北海道では，融雪期において急激な気温上昇が雪解け水の地盤への浸透を促進させ，道路の通行止めや河川の閉塞が生じる地すべりの斜面災害が多発している[1]．地すべりの変動を検出する技術として，陸域観測技術衛星2号（ALOS-2）の観測した画像より干渉SAR解析を行うことが有効な手法である[2]．しかし，融雪期では地表面の積雪が干渉SAR解析を困難にしていた．本研究では，融雪期の地すべり変動調査手法の開発へ向けて，融雪期の異なる時期の観測データを対象に干渉SAR解析を試行的に行った結果から，融雪期の地すべり変動検出の可能性について述べる．

## 2. 解析方法

積雪期の衛星観測データをマスタ画像，スレーブ画像いずれかに用いて干渉SAR解析を行うことは，一般的に避けられる傾向にあった．無雪期－積雪期の干渉ペアで解析すると，積雪層の表面散乱や体積散乱や比誘電率の違い等によって位相の変化が著しく干渉が困難になると考えられていたからである．一方，乾雪に近い雪質であれば比誘電率は大気のそれと比較的大きな違いもないことから，積雪層の電気的性質によっては電波の侵入が容易となることが想定される．そこで，本研究では，マスタ画像に無雪期の観測データとスレーブ画像に積雪層厚の小さい融雪期の観測データを用いて干渉SAR解析を試みた．さらに，マスタ画像に積雪期や融雪期の観測データを用いて解析した．

干渉SAR解析により変動範囲を検出するために，まず，地表面変動の位相値を求めた．次に，地表面変動の位相値が$2\pi$に畳み込まれていることの解消のため，絶対量に換算する位相アンラッピング処理を行い，さらに位相を変動値へ変換した．最後に，コヒーレンス解析を行った．コヒーレンスとは可干渉性を言い，積雪の影響のノイズや積雪下地表変動が乱れた際のノイズの確認に寄与し，干渉SAR解析の実現性の可否を見るものである．コヒーレンス解析値は0から1の範囲で示され，この値が1に近ければ良い干渉性を示すが，0.2を干渉SAR解析の実現性の可否の閾値とした．

解析に使用した異なる時期の観測データの組合せ（干渉ペア）を表－1に示す．表中の積雪深は解析対象地に置いた地上5～10測点における，衛星観測日と同日の計測値を平均化したものである．衛星観測日と同日に計測できなかった積雪深は，最寄りの道路テレメータにおける衛星観測日のデータ値を参照した．

解析の対象地は以下の2箇所である．一つは，北海道壮瞥町の大規模地すべりで，東西に流れる長流川に沿って左岸側と右岸側に地すべり地形が分布し，規模は東西約4km，南北約3～4kmに亘る．他は，北海道三笠市の桂沢ダム貯水池周辺の地すべりで，規模は1km四方に亘る．

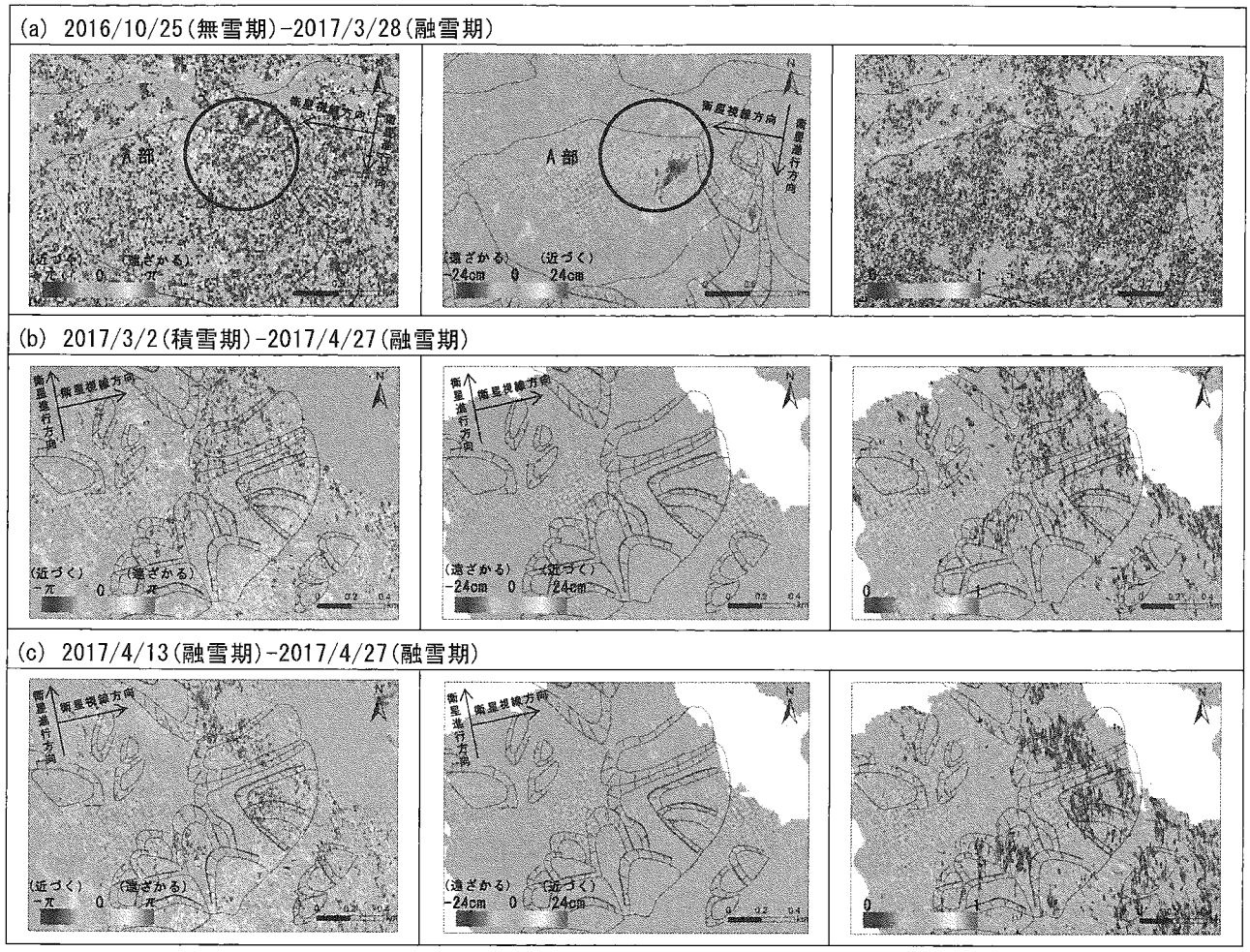
## 3. 解析結果

図－1に左から位相値，それを位相アンラッピングした変動値，コヒーレンス解析値の画像を示す．各画像を防災科学技術研究所の地すべり地形分布図に重ね合わせ，地すべりの範囲と値との位置関係を分析した．

まず，干渉ペア（a）において，位相値によると地すべり末端部A部に周囲との違いが判別できる色の変化が見られ，位相アンラッピングした変動値ではA部に衛星から10cm遠ざかる色の変化が見られた．この部分では現地GNSS連続測量の測点が設けられ，2016年11月に各測点で変動が確認された．一方，図－2に示すコヒーレンス解析値の分布では，0.2～0.4の範囲に偏り積雪の影響が認められるが干渉性は悪くない．このことから干渉SAR解析によって地すべりの変動を把握できたことを示している．さらに，3月20日の雪質は平均密度0.44(g/cm$^3$)のざらめ雪で平均含水率は6.5(%)と乾雪に近く，8日後の衛星観測時は深夜で表層は氷点下に曝されていた．すなわち，スレーブ画像である融雪期の積雪層に電波が侵入し地表面まで届き，それに加え，積雪深が30cm程度だったことにより積雪層による位相の変化が少なかったと考えられる．

表－1　干渉ペアの一覧表

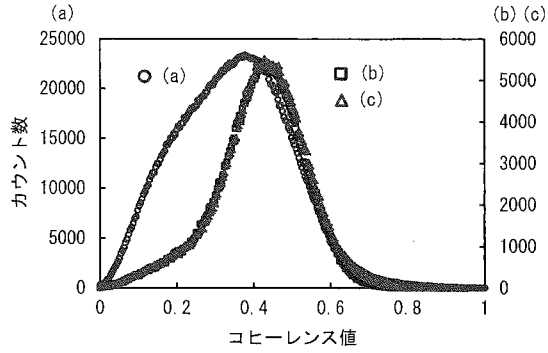
| 地区 | | 衛星観測日 | | 衛星観測時期（積雪深(cm)） | | 衛星進行方向 | 衛星視線方向 | 偏波 | オフナディア角（°） |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | マスタ画像 | スレーブ画像 | マスタ画像 | スレーブ画像 | | | | |
| (a) | 壮瞥 | 2016年10月25日 | 2017年3月28日 | 無雪期 | 融雪期(32) | 南(降行) | 西(右) | HH | 29.1 |
| (b) | 桂沢 | 2017年3月2日 | 2017年4月27日 | 積雪期(136) | 融雪期(25) | 北(昇行) | 東(右) | HH | 35.4 |
| (c) | 桂沢 | 2017年4月13日 | 2017年4月27日 | 融雪期(89) | 融雪期(25) | 北(昇行) | 東(右) | HH | 35.4 |




(ⅰ)位相値　　(ⅱ)変動値　　(ⅲ)コヒーレンス解析値

図－1　解析結果　　原初データ©JAXA

次に，干渉ペア（b）（c）の位相アンラッピングした変動値では変動を検出できなかった．現地定点観測でも変動は認められなかった．ただし，図－2に示すコヒーレンス解析値の分布では，0.2未満の分布が少なく干渉性が良い．このことから干渉SAR解析の実現性が高いことが言える．電波がもし積雪層の表層や地表面で反射しているならば位相差が大きくなり干渉性が劣るため，マスタ画像，スレーブ画像共に積雪層のある層で反射していると想定できる．ゆえに，融雪期ではこの条件のもと，スレーブ画像で地表面が動けば微小な変動を検出できる可能性がある．




図－2　コヒーレンス解析値の分布

## 4. まとめと今後の課題

無雪期－融雪期の干渉ペアでは積雪層が乾雪に近く30cm程度未満の薄層であれば，干渉SAR解析が可能であることがわかった．ただし，積雪期－融雪期および融雪期－融雪期の干渉ペアで積雪が30cm以上であっても干渉性が良いため，融雪期の地すべり変動調査手法として適応性が高い可能性がある．今後は，現地で変動が認められた場合の検証が必要である．

**謝辞**：当該解析に使用した原初データは，宇宙航空研究開発機構（JAXA）よりご提供いただきました．ここに御礼申し上げます．

**文献**

1）倉橋稔幸（2013）：2012年春季の融雪による土砂災害，日本応用地質学会北海道支部・北海道応用地質研究会会報，No.67，pp.7-10.

2）石塚師也，藤井幸泰，金子誠，高橋亨，松岡俊文（2017）：干渉SAR解析によって推定した地表変動と地すべりブロックとの関連－白山甚之助谷周辺の地すべりを例に－，応用地質，Vol.57，No.6，pp.289-294

# 87. 異なる２時期の航空ヘリレーザデータを使用した落石発生源抽出の基礎的検証

○宮下征士（㈱ウエスコ），西山哲（岡山大学），竹山竜太（㈱ウエスコ），井上真（㈱ウエスコ）
Masashi Miyashita, Satoshi Nishiyama, Ryuta Takeyama, Makoto Inoue

## 1. はじめに

近年，道路落石事故が頻発しており，道路防災点検を実施し，災害防除設計等の落石対策事業を実施する機運が高まっている．

落石対策事業では，道路防災点検や災害防除設計等があり，林班図（5000 分の 1）（図-1）や道路台帳等の精度の低い図面が使用されている．樹木が繁茂した（写真-1）斜面中においての現地調査は，現在位置の把握が困難であり，更に精度の低い図面を利用しているため，落石発生源の位置精度不良や調査漏れが発生している．航空ヘリレーザデータを使用した高精度図面により，落石発生源を机上抽出し，その結果を基に，現地踏査を実施することにより，位置精度不良や調査漏れの改善が期待できる．

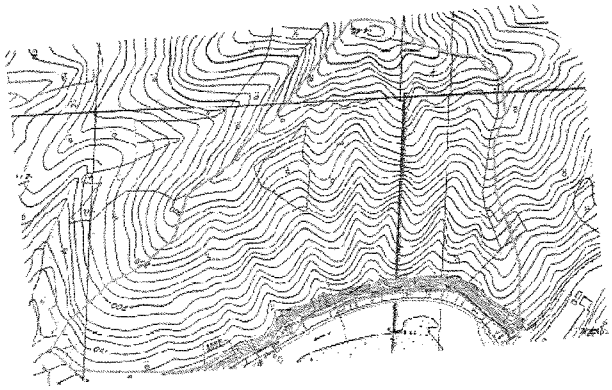


図-1　林班図

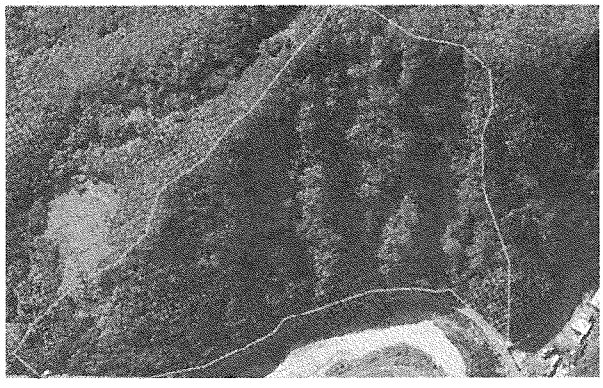


写真-1　植生繁茂状況（10 月撮影）

グラウンドデータから作成した 50cm 間隔の DEM を使用し，微地形強調図〔傾斜量図+ウェーブレット解析図（多色のカラーパレットで表現）+等高線図〕を作成し，落石発生源の抽出精度を上げていくことが重要となる．そのための基礎的検証として，異なる 2 時期（夏冬）において，航空ヘリレーザデータの差異と，微地形強調図による落石発生源（急崖等）抽出の差異を検証することを本研究の目的とする．

実験フィールドとして，落石が頻発している一般国道 180 号高梁市高倉町田井付近を選定した（図-2）．

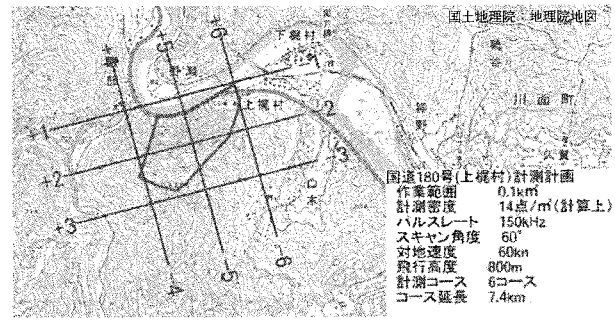



図-2　実験フィールド，計測諸元

（夏季：2014 年 10 月 7 日計測，冬季：2015 年 12 月 30 日計測）

## 2. 航空レーザ測量及び微地形強調図の概要

航空レーザ測量は，樹木のある山地であっても地表面を直接計測することができる．空中写真測量では難しかった山地部における地表面の変化点を精細にとらえることができる．

微地形強調図は，傾斜量図，ウェーブレット解析図（多色のカラーパレットで表現），等高線図を合成したものである．尾根部が白く，谷部が赤黒く，平坦部がライトブルーから薄緑で強調され，微地形が判読し易い．等高線図の併記により，比高差の定量判断ができる．

傾斜量図は，樹木の隙間を抜けて地表面に到達したグラウンドデータから，50cm 間隔の DEM（数値標高モデル）を作成し，DEM のピクセル毎の傾斜量を計算し，この値に応じて明度を変化させて地形を表現した画像である．緩斜面は明るく，急斜面は暗く表され，落石発生源となる急崖を抽出できる．しかし，高低差を示す情報がないため，地形が入り組んだところでは尾根や谷の区別がつきにくい．

ウェーブレット解析図は，微地形の凸凹の変化が有る場所を強調した画像である．地形変化の特徴と似た形状の「メキシカンハット」関数を連続的に地表の起伏にあてはめ，その波と地表の起伏との畳込み積分を行ってウェーブレット係数を求める．係数が大きい部分ほど白く小さい部分ほど濃く，多色で強調することによって，尾根谷の凸凹具合が明確になる．

表-1　航空ヘリレーザデーター覧表

比較対象面積：168284.194(m2)

| ヘリレーザ計測日 | 時期 | 計画密度（点/m2） | オリジナルデータ点密度（点/m2） | グラウンドデータ点密度（点/m2） | グラウンドデータ点密度比（夏季冬季） | オリジナルデータ点数 | 照射数 | 照射数：オリジナルデータ数 | グラウンドデータ点数 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 2014/10/7 | 夏季 | 14 | 51.496 | 1.840 | 1 | 8,666,033 | 4,454,825 | 1：1.94 | 309,668 |
| 2015/12/30 | 冬季 | 14 | 82.755 | 6.859 | 3.728 | 13,926,429 | 3,912,460 | 1：3.55 | 1,154,295 |

## 3. 異なる 2 時期（夏冬）の航空ヘリレーザデータの差異

異なる 2 時期（夏冬）において，計測データ（オリジナルデータ，グラウンドデータ）に差異があるか検証した．オリジナルデータについて照射数（計測データの内，1 回しか反射しなかったものと複数回反射してきたものの内 1 発を合計したもの）を求め，照射に対するオリジナルデータ数を調べた．冬季は夏季に比べ，樹幹より下にレーザ光が達することにより，中間の枝葉，地表面からの反射が増えるためオリジナルデータ数が多くなる．

グラウンドデータについて，点密度（点/m2）を調べた．夏季は 1.84（点/m2）に対し，冬季は 6.86（点/m2）で，3 倍以上となった．冬季の方がより地表面を捉えているといえる（表-1）．

## 4. 異なる 2 時期（夏冬）の微地形強調図による落石発生源（急崖等）抽出の差異

図-3 の黄緑丸は，高さ 4m 幅 2m 奥行 3m の岩塊であるが，冬季は鮮明に表現されている（写真-2）．図-3 の橙丸は，高さ 5m の急崖であり，冬季は鮮明に表現されている（写真-3）．図-3 の青丸は，幅 2m 程度の未整備の山道であるが，冬季は鮮明に表現されている（写真-4）．図-3 の緑丸は，高さ 1m 幅 1m 奥行 1m の転石であるが，夏冬に関わらず表現されていない（写真-5）．図-3 の赤丸は，夏季においては，落石群があるように見えるが，実際は 2m 前後の密集した低木や草地であることが現地踏査により判明し，地表面のデータがほぼ取れておらず，植生の上をグラウンドとして分類してしまっていた．冬季では表現されていない（写真-6）．図-3 の桃線（落石群）において，点群で断面表示したものを作成した（図-4）．夏季は植生の影響でグラウンドに殆ど点が届いていない．冬季は植生の影響が少なく，夏季に比べグラウンドにレーザが届いている．図-3 において、冬季は落石群を鮮明に表現している．

## 5. まとめ

異なる 2 時期（夏冬）の航空ヘリレーザデータについて検証した結果，冬季に計測すべきことが判明した．2m 以上の転石および急崖の位置を正確に特定することができた．今後は，微地形強調図を様々な場所，植生条件で使用して，落石発生源の抽出精度を上げていくための検証を実施する予定である．

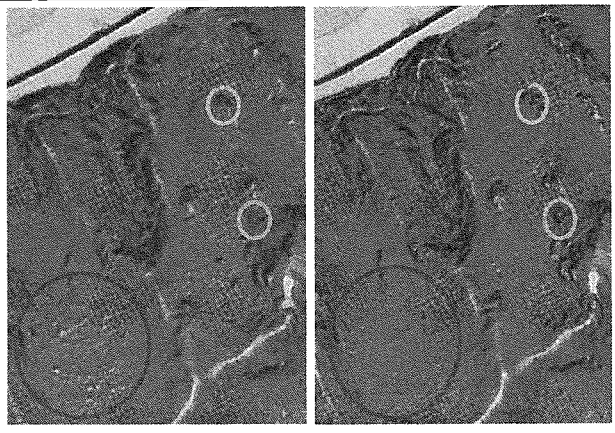


図-3　微地形強調図（左：夏季　右：冬季）



写真-2　黄緑丸

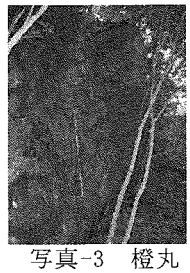


写真-3　橙丸

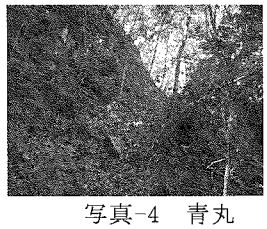


写真-4　青丸



写真-5　緑丸

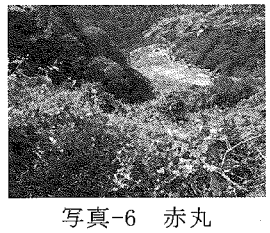


写真-6　赤丸

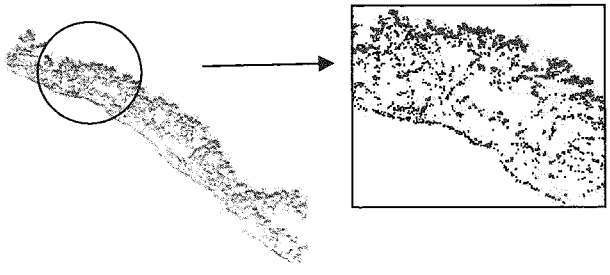


図-4　点群断面表示（赤：夏季　黒：冬季）

### 文献

1）（独）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（2009）：地すべり地における航空レーザー測量データ解析マニュアル（案）

# 88. 小孔径対応型地下水流向流速計の開発（その 1）

## －装置の開発と実証実験－

Development of Velocity and Direction of Groundwater Flow by Current Meter in Small size Diameter Well （No.1）

○後藤和幸，牧野章也，三浦巧也，劉永明（アサノ大成基礎エンジニアリング）
Kazuyuki Goto, Akiya Makino, Takuya Miura, Changming Liu

### 1. はじめに

当社開発の地下水の流向流速計（LD-60 型）は，開発から 30 年ほどが経過し，計測ロガーのデジタル化以外で測定器自体大きな改良が成されておらず，調査価格や測定時間（手法）は開発当初から大きく変更されていない．一方で，環境調査や土木工事においては動態観測のニーズが高まり小孔径対応のボーリング孔に対応する簡便で安価な調査が望まれる傾向にある．このような背景から，VP50 仕上げの観測孔に適用できる作業性に優れた軽量・小型装置の開発に着手した．

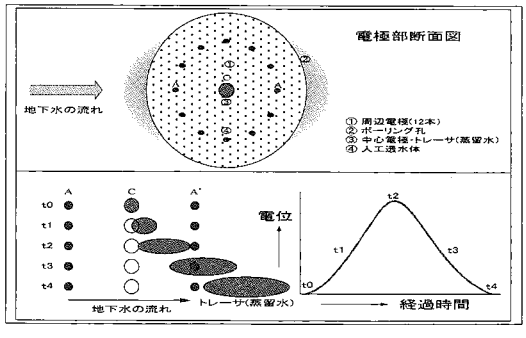
本報告では，開発した VP50 観測孔用の小孔径対応流向流速計が VP75 観測孔に対応した当社従来型と同等の性能を有し，かつ調査時間の短縮や調査要員の省力化等で十分実用性が向上したことを明らかにした．

### 2. 開発項目

開発項目は，LD-60 型流向流速計の計測範囲精度を維持し且つ VP50 観測孔用に対応できる小型化，作業人員の負担を軽減するための軽量化，測定時間の短縮化の 3 項目で実施した．

#### 1) プローブの小型化

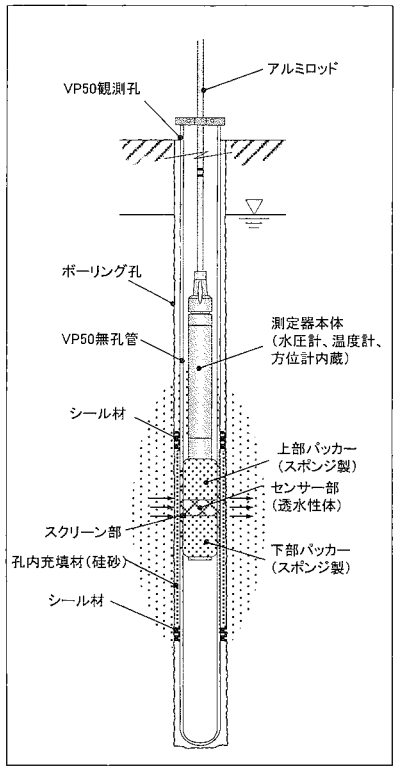
当社の地下水流向流速計は，センサー内に図-1 の上図で示すように円周上の 12 本の電極とトレーサ(蒸留水)を抽出する中心電極を配置し，図－1 の下図で示すように中心電極内に地下水の抵抗値と異なるトレーサを抽出して地下水の流れで移流するトレーサを各電極の抵抗変化で捉えることによって地下水の流向と流速を求める装置である．また，センサー周りとスクリーンとの空隙を人工透水体で充填することでセンサー内の流れは一様となりダルシー流速範囲で $1.0\times10^{-4}$~$1.0\times10^{-7}$（m/sec）を可能としている．




図－1　測定原理

LD-60 型の場合，センサー内の流れを一様にさせる人工透水体（珪砂）は，下部パッカー拡張後に観測孔内へ投入して形成させている．

このため，LD-60 型は下部パッカーを吊るための構造体をセンサー内に備えていた．プローブの小型化では，この構造を採用することは困難であることから，パッカーを用いた珪砂充填方式を止め，センサー部を含む空隙は柔軟性に富む透水体を密着させる方法とした．また，スクリーンに対してもセンサー部(高さ 2cm)以外の部分を塞ぐためにセンサー上部と下部に同じく柔軟性のある止水パッカーを使用した．




図－2　装置の設置概念図

透水体とその上下のパッカーは，観測孔内でピストン効果を低減させるために完全連泡の素材とした．双方ともに完全連泡体であるため，測定に影響しないパッカーの透水性を得るために FEM 解析を実施した．FEM 解析の結果，パッカー部とセンサー部の透水体の透水係数比に 10 倍以上差が有ればセンサー内の流速が安定する効果が得られたため，パッカーにはセンサー部の透水体に比べ空隙が小さく透水性が約 1/20 と小さな素材を選定した．また，パッカー，人工透水体が観測孔のスクリーンに密着できるよう新たなスクリーンを採用した．装置の設置概念は図－2 に示す．

#### 2) 装置の軽量化

従来の LD-60 型を深度 30m で計測する場合，機材重量は約 155kg で孔内部だけでも約 87kg と重たかった．このため，観測孔に設置するためには孔内装置昇降用

の三又とウインチが別途必要であり，装置等の運搬にはトラックが必要であった．観測孔で動態観測することを考えると，人力で運搬可能で装置を昇降する際にも人力で作業できる軽量な装置が必要とされた．

従来型は装置重量の 1/3 が定方位ロッド(30mで約48kg)である．このロッドは流向流速計の方位を合せる機能とともに珪砂による孔内装置の抑留（珪砂充填時に起こる可能性）に対応できるだけの強度を持たせたために重量も増えていた．また，地上部ではパッカー拡張および測定時に必要なガス圧を供給する窒素ボンベ，野外の電源供給用の鉛蓄電池等の重量も無視できないものであった．

新規ロッドは，珪砂による充填方法を止めたことで孔内抑留の心配がなくなったため吊り荷重に見合った強度の材質を選択可能となった．よって，ロッドの材質にはアルミを選択し，且つロッド構造に気室を設けることで浮力による装置挿入時の荷重を低減できるものとした．また，プローブ内に方位センサーを設けることで定方位機能を廃止した．このロッドは，30m分で約 8kg と軽量になり，水中では浮力によりその重量の 92%軽減することが可能となった．

ロッドの他に野外電源用の鉛蓄電池はリチウム電池に変更，窒素ボンベはその役割がトレーサの加圧のみで使用量が少なくなったことから約 0.6kg の使い捨て窒素ボンベを採用するなどの軽量化を施した．これにより，測定に必要な全ての機材の総重量は 155kg から約 26kg までに軽量化することができた．また，使用する装置で一番長いロッドを 1.5m としたことによりライトバンで装置を運搬することが可能となった．

**3) 測定時間の短縮と調査要員の省力化**

従来の計測で計測時間とは別に比較的長く時間を要する項目は，水質安定，地下水圧の安定およびプローブ内のトレーサ(蒸留水)の温度の安定を待つ時間であった．水質安定は計測を開始することで得られるが従来型の LD-60 型では，水圧センサーと温度センサーが備えられていないため，設置後に翌朝まで待つことでこれらの項目が安定したと仮定していた．しかし，水圧と温度安定をセンサーで安定待ちの時間を把握し，試験開始時間を決定できればこの時間を短縮できることからプローブ内に水圧センサーと温度センサーを設置し計測できるようにした．また，プローブ外筒の一部をトレーサタンクとすることで外筒部を介して地下水温をトレーサに素早く伝達できる構造とした．

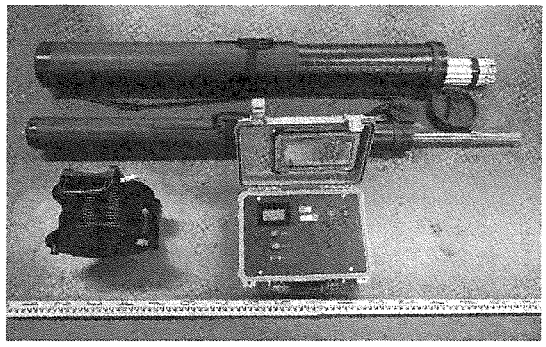
また，装置の大幅な軽量化によって装置の昇降に対しても作業員 2 名の人力で作業可能となった．

## 3. 透水体，パッカー，スクリーンの選定

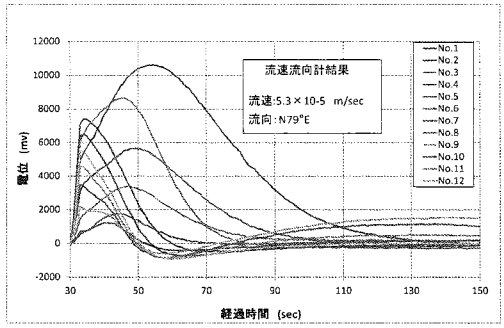
本開発に当たり，センサー部透水体，上下パッカー部およびスクリーン等は，FEM 解析と室内土槽実験を実施することで材質や形状および性状を決定した．

## 4. 現場実証実験

現場実証実験は，実際の地盤における地下水の流向流速を求めると共に現場における操作作業性を確認する目的で実施した．実験は砂礫層中に設置した観測孔の深度 GL-10.3mのスクリーンで実施した．計測人員は 2 名で試験装置一式はバンタイプの自動車で運搬し，試験孔までは人力で搬入した．設置作業は浮力により（地下水位面：GL-4m）装置重量が約 8.3kg と軽く，パッカー等の摩擦抵抗も効果となり 2 名の人力で問題なくできた．今回の実験地は砂礫層で透水係数が高く，地下水の流速も速かったことから 1 日で 1 深度当たり 4 回計測を行うことがでた．全ての試験において流向と流速は同じ結果を示し，再現性のあることを確認した．図－3 に試験装置を示し，計測結果を図－4 に示す．



図－3　小孔径用流向流速試験装置一式（ロッド 30m）




図－4　現場実証試験時の計測結果図

## 5. 装置仕様

今回開発した小孔径対応型流向流速計の仕様を以下に示す．

- 適応観測孔：VP50 観測孔
- 試験区間：2cm（スクリーン長 8ｃｍ）
- 流速計測範囲：$1.0\times10^{-7}$～$1.0\times10^{-4}$　m/sec
- 最大試験深度：60m
- 計測時間：最大 2 日間
- 計測員数：1～2 名
- 使用機材重量：２６ｋｇ（30m調査分として）
- 最大長：1.5m（ロッド）
- 運搬：バンタイプの自動車
- 昇降方法：人力（深度 30m，水位-3mと仮定した試験装置の水中重量は約 4.5ｋｇ

# 89. 小孔径対応型地下水流向流速計の開発（その 2）
## —観測孔スクリーンの検証実験とスクリーンの製作—

Development of Velocity and Direction of the Groundwater Flow by Current Meter in Small size Diameter Well （No. 2）

○三浦巧也，後藤和幸，牧野章也，劉昶明（アサノ大成基礎エンジニアリング）
Takuya Miura, Kazuyuki Goto, Akiya Makino, Changming Liu

### 1. はじめに

当初開発の地下水の流向流速計（LD-60 型）は，開発から 30 年ほどが経過し，計測ロガーのデジタル化以外で測定器自体大きな改良が成されておらず，調査価格や測定時間（手法）は開発当初から大きく変更されていない．一方で，環境調査や土木工事においては動態観測のニーズが高まり小孔径対応のボーリング孔に対応する簡便で安価な調査が望まれる傾向にある．このような背景から，VP50 仕上げの観測孔に適用できる作業性に優れた軽量・小型装置の開発に着手した．

本報告では，開発した小孔径対応型地下水流向流速計のうち，地下水の流向と流速を精度よく計測するためにはどのようなスクリーンが適しているかを室内土槽実験および数値解析により検証した．室内実験および解析結果からスクリーンの形状および開口率が流向流速計測に及ぼす影響について明らかにし，計測に最適なオリジナルスクリーンを開発した．

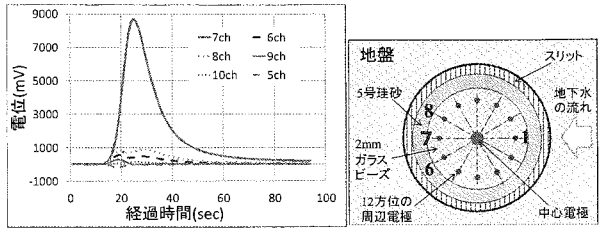
### 2. 室内土槽実験による検証

室内土槽実験はスクリーンのスリット形状と向きが流向と流速に与える影響を把握することを目的として実施した．各項で実験に使用した従来型の流向流速計（LD-60 型）とスクリーンの選定，検証方法と結果について述べる

#### 2.1 従来型流向流速計（LD-60 型）の測定原理

従来器の測定方式は電位差法であり，トレーサの移流をセンサー部の中心電極と円周上に並ぶ周辺電極間の抵抗変化で捉え，各電極間の電位差として出力する．出力された電位差は図－1（左）のように V-t 曲線として表される．この曲線の出力状態から流向を求め，V-t 曲線の電位差がピークになるまでの時間と電極間の距離から流速が求められる．また，本装置の測定誤差は流速±5%以内，流向±7.5°以内である．

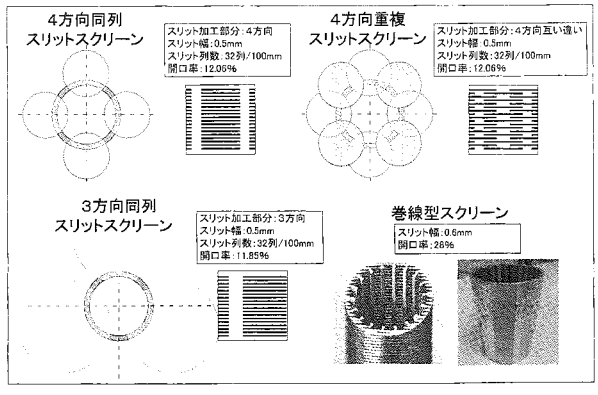
センサー部内は流向と流速を安定させるために，一定の透水性を持つ φ2mm のガラスビーズが充填されており，観測孔での計測時は観測孔と測定器の隙間に 5 号珪砂を充填する（図－1 右）．




図－1　計測時の出力図（V～t 曲線）（左）と測定器センサー部周辺の断面図（右）

#### 2.2　スクリーンの選定

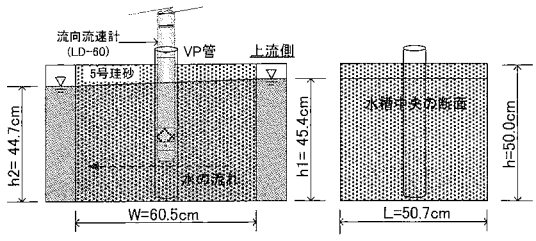
実験対象としたスクリーンは，現在多くの動態観測用として使用されている観測孔の一つである VP 管にスリット加工を施した形状のスリットスクリーン（開孔率約 12%）である．比較検討項目は，横断面のスリット数，スリット形状（同列，重複），スリットの向きである．実験に用いたスクリーンとその形状種を図－2 に示す．スリット方向の違いによる影響の検討は，上流側にスリット（有孔部），支柱部（無孔部），スリットと支柱部の境界部が配置された 3 パターンを実施した．また，参考として従来機の LD-60 で測定する際に使用しているスクリーンである，開孔率約 30%の巻線型スクリーンも実験対象とした．




図－2　観測孔スクリーンのスリット形状

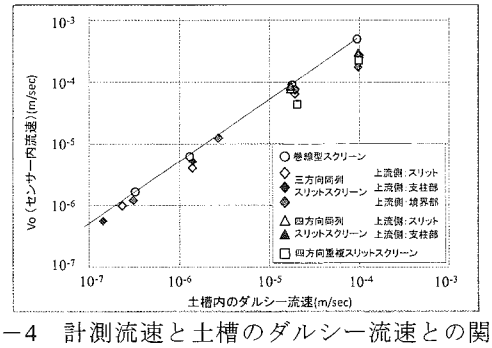
#### 2.3 室内土槽実験方法と結果

図－3 に実験土槽の構造（縦鉛直断面，横鉛直断面）を示す．実験土槽に 5 号珪砂を充填し，両端の水位調整水槽の水頭差により動水勾配を生じさせる仕組みである．土槽中央部には VP 管と LD-60 を設置し，実験は各スクリーンについて，複数の水頭差における土槽のダルシー流速と，流向流速計で計測した計測流速を求めた．

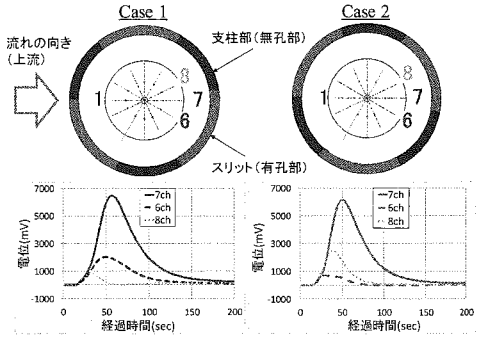



図－3　実験土槽の断面

図－4 に土槽のダルシー流速と流向流速計の計測流速との関係，図－5 にスクリーンの設置位置による計測流向の変化を示す．図－4 より，巻線型スクリーンを用いた場合の計測流速は，流速に関わらず土槽のダルシー流速とほぼ一致しているが，スリットスクリーンの時は，高流速ほど計測流速が土槽のダルシー流速よりも低く測定される傾向がみられた．今回の実験で最も水頭差を大きく設定した条件（動水勾配 0.13）では，計測流速が 30%～50%程度減速するという結果となった．また図－5 より高流速条件下では，3 方向同列スリットスクリーンのうち上流側をスリットと支柱部の境界に設置した場合に，7 番電極を基準として±30°に位置する 6, 8 番電極側へ 10°～13°の流向(約 40%のずれ）となっていることが分かった．




図－4　計測流速と土槽のダルシー流速との関係




図－5　スクリーンの方向による流向の変化

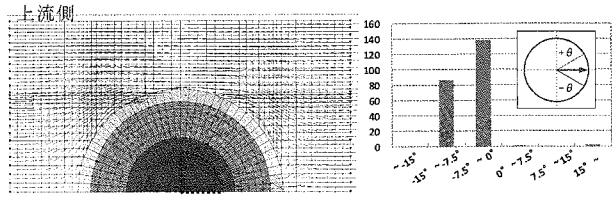
3 方向同列スリットスクリーン，上流側をスリットと支柱部との境界部にし，動水勾配を 0.13 とした．

## 3. 数値解析による土槽実験の特性評価

数値解析による検証は，Dtransu2D を用いて 2 次元水平断面モデルで浸透流解析を実施した．解析の主条件を以下に示す．条件の値は室内土槽実験で得られた値と過去の文献[1]を参考にして設定した

- 実験土槽の透水係数：$7.47\times10^{-2}$cm/sec
- センサー部内の透水係数：3.3cm/sec
- スリットの透水係数：$1.2\times10^{-2}$cm/sec

図－6 に解析結果の一例（図－5case1 と同条件）と，下流側電極間（図－6 左点線内）の各要素の流線ベクトルから地盤の流れ（水平流）の方向に対するベクトルの角度を求めた集計結果を示す．この図より，LD-60 の計測誤差である 7.5°以上の要素が下流側電極間の全要素の 40%を占めていた．

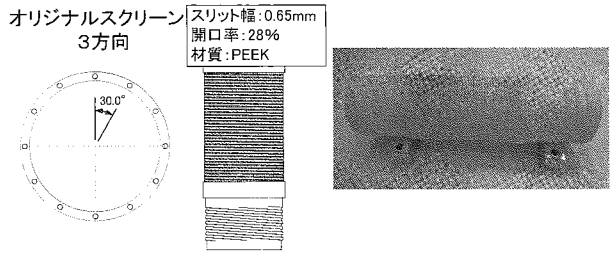



図－6　浸透流解析結果（左）と下流側電極間（左図点線内）の要素におけるベクトルの角度の集計結果(右)．

左図は，図－5case1 と同条件に設定，右図縦軸は下流側電極間（図－6 左図点線内）の要素数，横軸は地盤の流れ（水平流）の方向に対するベクトルの角度を示す．

## 4. オリジナルスクリーンの製作

今回の検証結果に基づいて製作されたのが，図－7 の巻線型スクリーンと同等の開孔率約 30%を有するオリジナルのスクリーンである．このスクリーンは支柱部がスリット断面内に収まるため，内部に段差がなく，今回開発する流向流速計のセンサー部とスクリーンの内側を埋めるために使用する充填材（スポンジパッカー）をスムーズに出し入れすることが可能である．次の段階の検証として，このスクリーンを用いたセンサー部に使用する充填材の選定実験を行う．




図－7　オリジナルスクリーンの概念図（左）と全体図（右）

## 5. まとめ

開孔率約 12%のスリットスクリーンでは，$10^{-5}$m/sec 以上の高流速で流速の損失を受け，スクリーン下流側のスリットと支柱部の位置により流向に影響を及ぼすことが分かった．この検証により，今回開発する流向流速計のセンサー部に設ける充填材の選定実験には，開孔率約 30%のオリジナルスクリーンを使用することとした．

## 文献

1）　河西基・小松田精吉・平田洋一：電位差方式連続地下水流速流向計の開発，土木学会第 30 回水理講演会論文集，pp.337～342，1986.

# 90. 小孔径対応型地下水流向流速計の開発（その３）

## －センサー部の材料選定実験－

Development of Velocity and Direction of Groundwater Flow by Current Meter in Small size Diameter Well （No.3）

○牧野章也，後藤和幸，三浦巧也，劉永明（アサノ大成基礎エンジニアリング）
Akiya Makino, Kazuyuki Goto, Takuya Miura, Liu Changming

### 1. はじめに

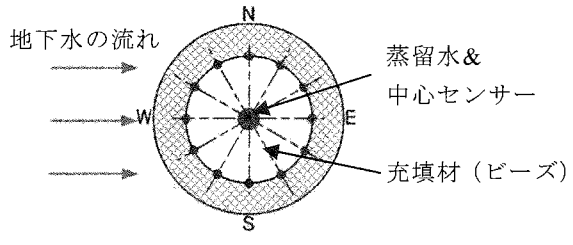
当社開発の地下水の流向流速計（LD-60 型）は，開発した 30 年ほどが経過し，計測ロガーのデジタル化以外での測定器自体の大きな改良が成されておらず，調査価格や測定時間（手法）は開発当初から大きく変わっていない．一方で，原位置調査では小孔径対応のボーリング孔に対応する簡便で安価な調査が望まれる傾向にある．このような背景から，VP50 仕上げの観測孔に適用できる作業性に優れた軽量・小型装置の開発に着手した．

本編では，開発した小孔径対応型地下水流向流速計の内，測定センサー部に設ける充填材についての材料選定について報告する．充填材の選定は，別途選定した観測孔用のスクリーン，スリット形状と組み合わせて室内土槽実験を実施し，複数の材料の適合性を検証した．また，数値解析により土槽実験の再現性を確認した．

### 2. 流向流速計のセンサー部の構造

ここでは，流向流速計のセンサー部の構造と測定原理，および充填材の役割を，従来機（LD-60 型）を例として簡潔に説明する．

流向流速計は，図－1 に示すように 12 方向にセンサーを円形断面に配置し，中心部から放出した蒸留水の移流を 12 本の各センサーと中心部のセンサーとの比抵抗を測定する．センサー部は疑似地盤として透水性を持つビーズを充填している．原位置計測時はボーリング孔とプローブの間隙に 5 号珪砂を充填して計測する．また，試験区間はダブルパッカーで形成する．




図－1　流向流速計のセンサー配置

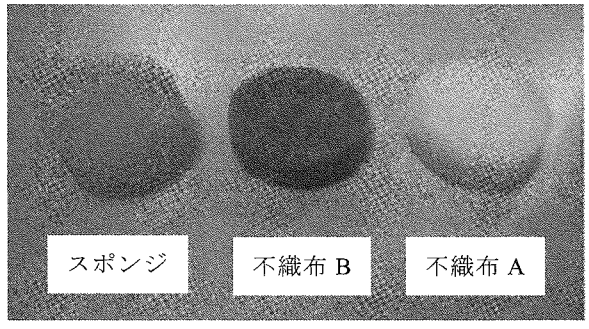
### 3. 充填材の材料選定

開発した流向流速計は VP50 の観測孔を対象としており，プローブ内のセンサー部の充填の他，ボーリング孔とプローブの間隙の充填を兼ねる構造とした．観測孔の内壁に接触してプローブ挿入する構造はパッカーと同じである．以下に充填材に重要な条件を挙げる．

① パッカーの材料とは明瞭な透水性の差が必要
② プローブ挿入時の圧縮性，および観測孔内壁への密着性が必要であり，形状変形，追随性，圧縮特性が重要

以上の条件より選定した材質を図－2 に示す．図－2 より，不織布 A，B は観賞魚水槽のフィルター，スポンジは食器洗浄用である．いずれも通常に販売している市販品である．以下にそれぞれの特徴を記す．

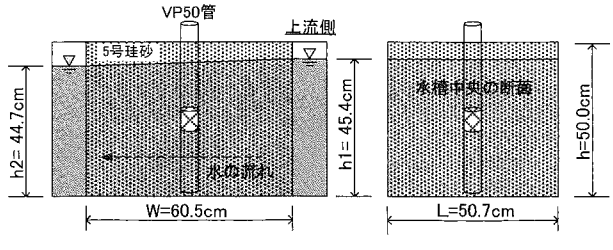
- 不織布 A：目が細かく柔らかい
- 不織布 B：目が粗くやや固い
- スポンジ：非常に隙間が多く柔らかい




図－2　検討対象とした充填材の写真

### 4. 土槽実験による検証

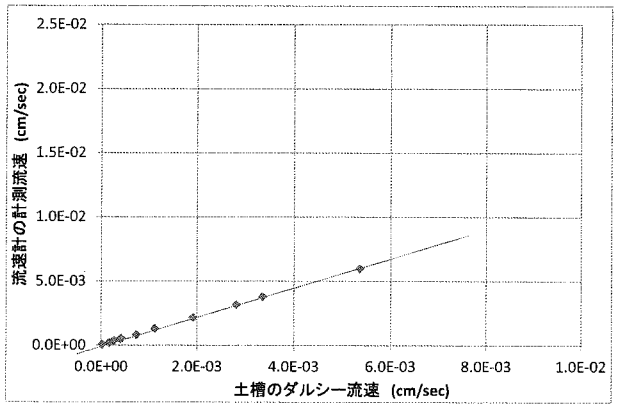
土槽実験は従来型の LD-60 と比較するため新型と並列して実施した．図－3 に実験土槽の構造（縦鉛直断面，横鉛直断面）の概念を示す．



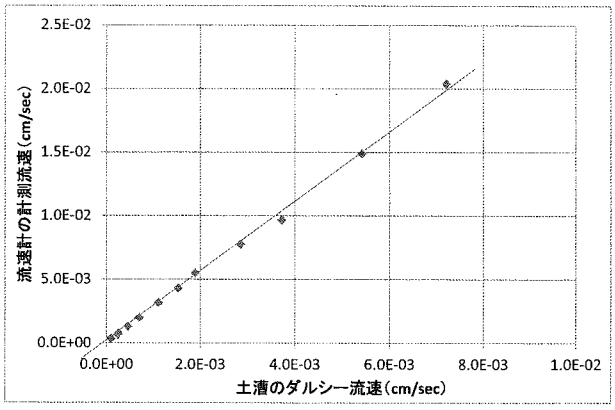

図－3　実験土槽の断面

実験土槽の大きさは幅 60.5cm×高さ 50cm×奥行 50cm であり 5 号珪砂を充填した．土槽の両端には水位調整水槽を設け，この水頭差により動水勾配を生じさせる仕組みである．実験はそれぞれの充填材について，複数の水頭差における土槽のダルシー流速と，流速計で計測した流速を求めた．

この実験結果より，不織布 A は LD-60 より 1 オーダー程度小さい値となり，材料として不適合と判断した．一方，LD-60 と同等の流速が得られたスポンジと不織布 B について再実験を行った．図-4 に不織布 B、図-5 にスポンジの再実験結果を示す。図-5，図-6 よりスポンジを用いた方が大きな流速が得られ，原位置計測の時間短縮に有利である．




図－4　不織布 B の実験結果




図－5　スポンジの実験結果

## 5. 数値解析による土槽実験の特性評価

充填材の数値解析による検証は，Soilplusを用い3次元モデルで実施した。解析の主条件を以下に示す．パッカー材料の透水係数は，充填材との透水係数比の流速の誤差が10%以下となる25%に設定した．

- 実験土槽の透水係数：7.47e-2cm/sec
- パッカーの透水係数：充填材の透水係数の25%
- 充填材の透水係数：地盤の透水係数に対して，50%，100%，200%，500%の4ケース
- 実験土槽の動水勾配：0.05

図-6に解析結果の一例を示す（実験土槽：充填材透水係数比100%）．この解析結果からは，充填材の透水係数は地盤の透水係数の200%で最も流速誤差が少ない結果が得られた．

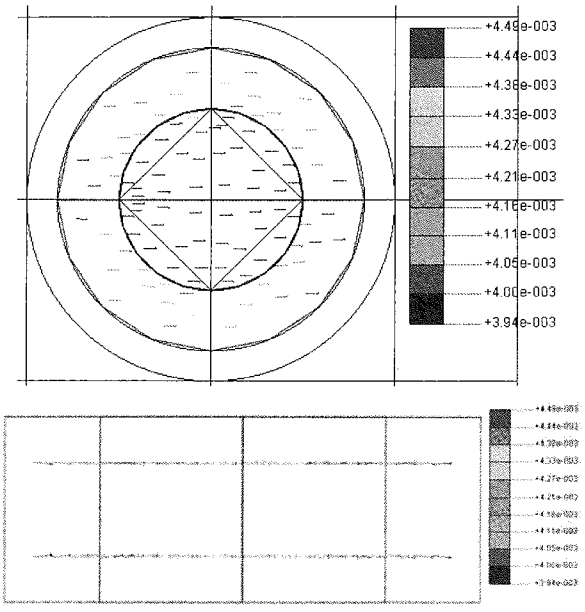



図-6　充填材と実験土槽の透水性比 100%の解析例

## 5. まとめ

センサー部の充填剤は，今回検証した 3 種類の部材の中でスポンジが最も適しているとの結果が得られた．

実験や数値解析の結果より，充填材に適した材料は透水性が高いことが重要であるが，その材料の間隙率も流速に大きく影響する．透水性の間隙率が大きくなりすぎると，通過する水量が大きくなり結果として流速が落ちてしまう．従って，充填材に適した材料は，透水性と間隙率のバランスのとれた材料が適当である．

## 文献

1) 地盤工学会（2016）：新規制定地盤工学会基準・同解説　単孔を利用した地下水流向流速測定方法 (JGS 1318-2015)，丸善出版，22p

2) 河西基・小松田精吉・平田洋一：電位差方式連続地下水流速流向計の開発，土木学会第 30 回水理講演会論文集，pp.337～342，1986.

# 91. SfMによる急傾斜地形の情報取得と活用

Topographic Information of Steep Slopes Measured by SfM and Its Utilizing

○黒木貴一（福岡教育大学）
Takahito Kuroki

## 1. はじめに

現地踏査結果の表現手段には，写真記録や露頭スケッチのように座標はなくスケールのみが示される画像情報がある．この画像情報は，対面する急傾斜の露頭[1]や活断層トレンチ壁面[2]に適用されることが多い．一方，レーザー計測[3]や空中写真計測[4]によるデジタル標高モデル(DEM)を使用し，座標も付与される画像情報を用いた研究は数多くある．加えて最近はSfM(Structure from Motion)により空中写真から作成されたDEMも使用されている．ただ垂直岩盤のような急傾斜地に対し二次元平面の地図情報を示す場合，パソコン上では水平投影面積が狭まり形状を十分に読み取れない．これは写真やスケッチの画像情報が今日も有用とされる背景の一つだろう．そこで本発表では，急傾斜の地形に対し撮影した写真から，斜面に対し高さではなく，平均的な地形面に鉛直な方向のDEMをSfMで作成する方法と，その結果の活用例を紹介する．方法の詳細は黒木(2017)[5]で報告した．

## 2. データ作成方法

1）基準点の設置

対象地形が見通せる場所に基準点A，Bの2点を設置する．Aの座標は，簡易GPSと基盤地図情報で定め，Bは簡易レーザー距離計とクリノメーターによる計測で定める．対象地形にCからFの基準点を最低4点設置する．4点は対象地形の大凡四隅に配置する．CからFは急傾斜で接近できない場所にあるため，特徴的な苔の斑紋や岩の色調の場をあてる．各座標はA，Bからの水平距離と鉛直距離の計測から求める．この基準点設置，計測，座標計算は既存報告[6]の手法である．

2）写真撮影

写真はタブレットにWi-Fi接続したカメラ(GoPro HERO3)で撮影する方法とCOOLPIX S30で通常撮影する方法を用いた．前者では延伸時に5mとなる窓ふきポールの先端にカメラをガムテープで接着した．

3）座標変換とDEM作成

対象地形の左下基準点を原点とし，表計算ソフト(Excel)により平行および回転移動の計算を経て，右下基準点をX軸に，左上或いは右上基準点をXY平面上に移動変換する．座標変換した基準点を用いて，対象地形の変換DEMをSfMにより計算し，その結果よりGISで地形解析を行う．

4）対象地形

①福岡城の城壁：黒田長政が丘陵地先端に築城した福岡城は，現在市街地に囲まれて公園化されている．植栽が少なく計測に支障の少ない，本丸の武具櫓の東側城壁(高さ約7m)を選定しGoPro HERO3で撮影した．

②日南市の垂直岩盤：日南市瀬平崎の，地すべり滑落崖(東西延長数百mで高さ約50m)のほぼ垂直な崖をGoPro HERO3で撮影した．地質図Navi(https://gbank.gsj.jp/geonavi/geonavi.php)によれば，そこに新第三紀中新世の宮崎層群の砂岩泥岩互層が露出する．最近もスレーキングにより崖の後退が続き，それに伴い上部の砂岩の崩落が続いている[7]．

③熊本城の城壁：平成28年(2016年)熊本地震では，加藤清正が築城した熊本城では52か所の石垣に被害が出た[8]．同年5月は立ち入り制限外の二の丸から遠望できる戌亥櫓の石垣をCOOLPIX S30で撮影した．

## 3. 対象地形の変換DEMと特徴

1）福岡城の城壁

城壁を構成する野面積みの積石は，未整形で壁面の凹凸が激しい．10cm程度開口する隙間もあり，そこに草や樹木が生えている．城壁の変換DEMによる陰影図では，積石個別より広い範囲で，城壁の凹凸を示す等高線の不自然な配列域を識別できる．城壁下部で等高線は屈曲したり閉じたりしており凹凸が示され，そこに地すべり状の地形変化が生じている可能性がある．

2）日南市の垂直岩盤

図1(1)は垂直岩盤の景観である．下位より崖錐，砂岩泥岩互層，砂岩，砂岩泥岩互層である．下位の砂岩泥岩互層はスレーキングで崩壊し砂岩はオーバーハングしている．不安定化した砂岩は，トップリング崩壊し崖錐上に散在する．調査中も砂岩の小規模崩壊が継続する危険な状況である．図1(2)は，変換DEMによる陰影図である．砂岩の崩壊跡の凹部が示され，現在不安定な場所が良くわかる．凹部内には奥行(ステップ)が2段ある．崩壊開始位置は，砂岩最上部と砂岩下から約5mの位置に2か所ある．さらに解像度を上げることで砂岩のせん断面の貝殻模様も表現できた．

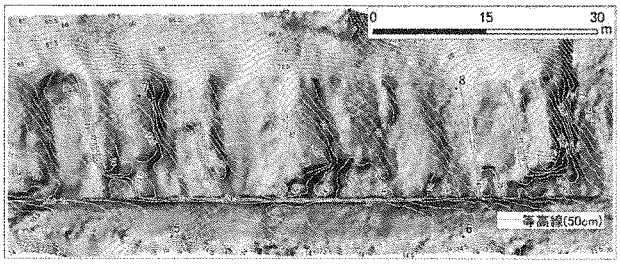
3）熊本城の櫓の城壁

図2(1)は被災した戌亥櫓である．北側の石垣上部が緩み，中央部は崩壊し下位に崩落堆を形成した．西側に変状が少ないため，櫓は主に南北方向の地震動を受けたと思われる．図2(2)は変換DEMによる陰影図である．崩壊した崖錐地形と背後の凹地を表現できた．

地震動で石垣上部が飛び出した痕跡(石垣のはらみ出し)2 カ所も図化された.




(1)景観




(2)陰影図

図－1　日南市の垂直岩盤

## 4. まとめ

急傾斜地形の写真データから地形形状が読み取りやすい DEM を SfM で作成する手法を検討した.

1) 基準点の設置では, 水平・垂直距離が計測可能な簡易レーザー距離計で, 目標を 2 点から測量する方法が有効である.

2) 急傾斜地形では, 基準面を仮の XY 平面に回転させることで地形評価が容易になる.

3) GIS により城壁の変形, 岩盤崩落の地質特性, 石垣の被災状況を詳細に読み取れる地図表現ができる.


## 謝辞

本研究の遂行にあたり, 平成 27 年度福岡教育大学研究推進支援プロジェクト経費を使用した. 現地調査では福岡教育大学の元大学院生の出口将夫君の支援を得た. 日南市では南九州大学の高谷先生に御指導いただいた. 記して謝意を表す.


## 文献


1) 林信雄・田中和広・吉武宏晃（2015）：宮崎県耳川流域塚原地点で発生した深層崩壊の内部構造に関する地質学的検, 応用地質, Vol.55, No.6, pp.290-306.

2) 下山正一・磯望・松田時彦・市原季彦・千田昇・岡村眞・茂木透・鈴木貞臣・落合英俊・長沢新一・今西肇・川畑史子・矢ヶ部秀美・樗木政昭・松浦一樹（2005）：警固断層, 薬院地区（福岡市）でのトレンチ調査報告, 活断層研究, No. 25, pp.117-128.

3) 八木浩司・檜垣大助・吉松弘行・相楽渉・高木洋一・内山庄一郎（2003）：空中レーザー高精度地形図の地すべり・微地形判読への応用, 日本地すべり学会誌, Vol.39, No.4, pp.421-427.

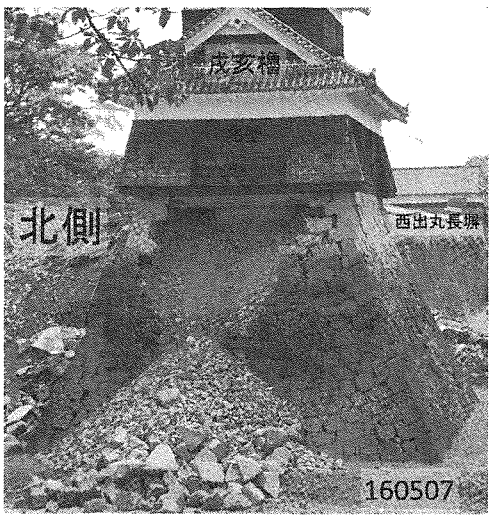
4) 小荒井衛・渡辺信之・松尾馨・飯田洋・長谷川裕之（2001）：デジタル写真測量による有珠山の面的な地表変動の時系列把握, 国土地理院時報, No.95, pp.57-62.

5) 黒木貴一（2017）：SfM と GIS による城壁の地形表現の工夫, 応用地質, Vol.57, No.6, pp.295-300.

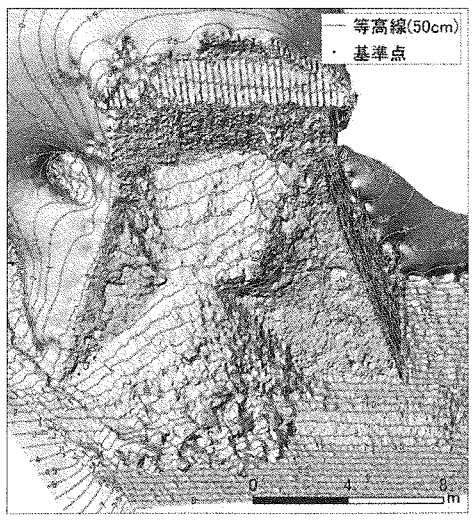
6) 黒木貴一・塚本嵩史・黒田圭介（2011）：簡易レーザー距離計を用いた斜面崩壊地形の計測方法, 地図, Vol.49, No.4, pp.1-6.

7) 高谷精二（2012）：砂岩泥岩互層のスレーキングによる崖錐の成長速度, 平成 24 年度日本応用地質学会研究発表会講演論文集, pp.79-80.

8) 山尾敏孝（2017）：熊本城および石橋の被害. 土木学会西部支部「2016 年熊本地震」 地震被害調査報告会～緊急災害調査と応急復旧の取組み～, http://committees.jsce.or.jp/report/system/files/8%EF%BC%8E%E7%86%8A%E6%9C%AC%E5%9F%8E%E3%81%8A%E3%82%88%E3%81%B3%E7%9F%B3%E6%A9%8B%E3%81%AE%E8%A2%AB%E5%AE%B3.pdf（2017 年 6 月 28 日閲覧）


(1)景観




(2)陰影図

図－2　熊本城の櫓の城壁

# 92. シュミットハンマーによる岩盤風化層の力学的性質評価方法

Evaluation of Mechanical Properties of Weathered Rock Surfaces by the Schmidt Hammer Test

○小暮哲也（島根大学）
Tetsuya Kogure

## 1. はじめに

およそ 60 年前，島根県大田市五十猛の海食崖において，1 人が犠牲となる落石事故が発生した．落石は現在もしばしば発生しており，海食崖付近の住民は海食崖に決して近づかない．住民はまた，落石が発生する場所は岩石強度が小さいと信じている．しかし，海食崖を構成する岩石の力学的性質は不明である．したがって，この地域の落石の発生メカニズムを検討するためには岩石の力学的性質の把握が重要である．

海食崖の地質は凝灰角礫岩であるが，長辺が 10 cm 以上の礫が含まれる場合もあり，一軸圧縮試験などの室内試験に不向きである．したがって，シュミットハンマーを用いた現地岩盤の反発値評価が適当と考えられる．また，シュミットハンマーにより風化層内部の新鮮な岩盤強度も評価できる [1]．このことから，本研究ではシュミットハンマーを用いて大田市五十猛における海食崖の力学的性質評価を試みた．ここでは，シュミットハンマーの反発値変化の指数関数による近似手法を紹介する．

## 2. 調査地

五十猛周辺の地質は中期中新世の久利層であり，海食崖は凝灰角礫岩からなる．海食崖の比高は 30 m 以上であり，一部の海食崖の表面には，最大で幅・高さ 10 m 以上，奥行き数メートルに達するタフォニが発達する．タフォニが発達する崖基部には，崩落した岩盤等は見られない．一方，タフォニが発達していない一部の崖の基部には，一辺の長さが最大約 3, 4 メートルの落石が見られる．すなわち，現地の海食崖では，タフォニが発達する崖において落石が発生する．

## 3. シュミットハンマーによる崖表面の反発値測定

岩石を採取して一軸圧縮試験などを行う代わりに，シュミットハンマーによる海食崖表面の反発値を測定した．これは，凝灰角礫岩中にはしばしば大きい礫が含まれており，岩塊を採取しても室内試験用に整形できないためである．シュミットハンマーにより測定される反発値は一軸圧縮強度と相関があるため [2]，本研究ではシュミットハンマーを選択した．使用したシュミットハンマーは，三洋試験機工業株式会社製 GS タイプ (衝撃力 2.207 Nm)である．

シュミットハンマーの打撃方法には，同一ポイントを 1 回のみ打撃し，次々とポイントを移動しながら打撃する単打法 (single impact method)と，同一ポイントで複数回打撃する連打法 (continuous impacts method)がある [3]．連打法では打撃回数が増えるにつれて表層の風化層が圧密されるため，反発値は次第に大きくなる．反発値はやがて一定値に収束するが，その値が風化層内部の新鮮な岩盤強度を反映すると考えられている [1]．本研究では，タフォニ表面で 26 (T1-26)地点，タフォニ未発達部の崖表面で 22 (NT1-22)地点を選び，それぞれの地点で打撃回数 20 回の連打法を行った．

## 4. シュミットハンマー反発値変化の近似

連打法試験により，打撃回数が増加するにつれ $n$ 回目の打撃による反発値 $R_n$ が増加し，やがて収束するデータを得た．$R_n$ の増加の特徴およびデータのばらつきを調べるため，以下の式を用いて近似した：

$$R_n = a(1-\exp(-b(n-1)))+R_1 \qquad (1)$$

ここで，$n$ は打撃の順番，$R_1$ は 1 回目の打撃による反発値，$a$ および $b$ は近似により得られる定数である．近似式として(1)式を用いた理由は，風化に伴う岩石の物性値の時間変化を表す式として，指数関数が用いられることが多いためである [4]．今回は，一回目の打撃から $R_n$ が得られる (原点を通らない)ため，切片付の関数とした．それぞれの地点で得られた打撃回数－$R_n$ のプロットに対して(1)で近似し，$a$, $b$ および決定係数 $R^2$ を求めた．図 1 に，代表的な打撃回数－$R_n$ のプロットを示す．NT9 および T25 は，決定係数が最も高い／低いプロットである．また，T12 はばらつきがきわめて大きく，(1)式により近似できなかった唯一のプロットである．

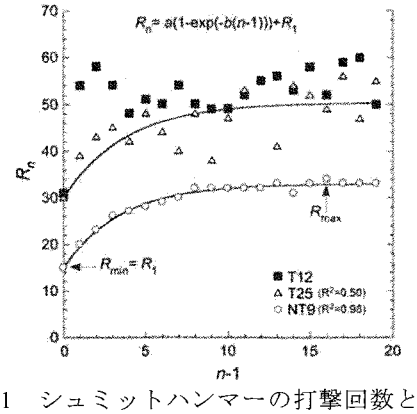



図 1　シュミットハンマーの打撃回数と反発値 $R_n$ との関係．

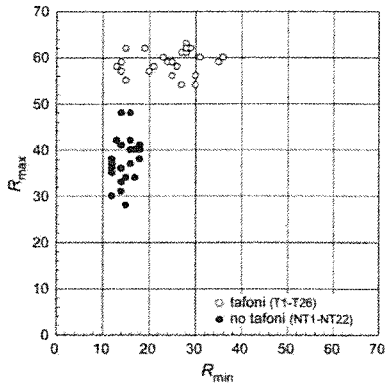



図2　シュミットハンマーのすべての測定結果における $R_{max}$ と $R_{min}$ の関係.

全地点のプロットに対する近似結果を表1に示す. タフォニの表面に比べタフォニ未発達部の表面では $R^2$ の平均値が高く，ばらつきが小さい. これは，タフォニ未発達部では表面物質がより均質であることを示唆する. また，連打法による20回の打撃において，最大値を $R_{max}$，最小値を $R_{min}$ とする. すべてのプロットについて求めた $R_{max}$ と $R_{min}$ を図2に示す. タフォニ発達・未発達部それぞれから得られた $R_{max}$ と $R_{min}$ は特徴的な分布を示す. タフォニ発達部では，$R_{min}$ がばらつくものの，$R_{max}$ は60前後に集中する. これは，タフォニ表面の風化程度は各地点間で差があるため幅広い $R_{min}$ を示すが，打撃により風化層が締め固められると，内部に一様に分布する未風化あるいは風化程度が小さい基盤岩の反発値を反映するため，各地点間で $R_{max}$ の差が小さくなると考えられる. ここで，各地点間で $R_{min}$ に差がある理由は，風化層の削剥程度，すなわち，風化層の厚さが地点ごとに異なるためと考えられる. 一方，タフォニ未発達部では，$R_{min}$ が12–18に集中するものの，$R_{max}$ が30–50とばらつく. $R_{min}$ はタフォニ表面に比べ小さいため，風化層の強度がより小さいことを示唆する. また，$R_{max}$ がタフォニ表面に比べ小さく，かつばらつきが大きい原因は，風化層がより厚く，厚さが地点ごとに異なるためだろう. すなわち，比較的風化層が薄い地点では，タフォニ表面で得られた $R_{max}$ に近い値を示すと考えられる. 上述したシュミットハンマー反発値の測定結果と，そこから推定される崖表面の状態を表2にまとめた. すなわち，タフォニ内部の岩盤強度はタフォニが発達しない崖よりも大きく，このことは現場周辺の住民の主張と一致する.

表1　シュミットハンマー反発値および近似結果

| No. | $R_{max}$ | $R_{min}$ | $R_{max}/R_{min}$ | $a$ | $b$ | $R^2$ | No. | $R_{max}$ | $R_{min}$ | $R_{max}/R_{min}$ | $a$ | $b$ | $R^2$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| T1 | 60 | 36 | 1.67 | 19.3 | 0.54 | 0.61 | NT1 | 36 | 12 | 3.00 | 22.2 | 0.42 | 0.88 |
| T2 | 62 | 19 | 3.26 | 38.3 | 0.29 | 0.83 | NT2 | 41 | 14 | 2.93 | 23.9 | 0.47 | 0.91 |
| T3 | 58 | 13 | 4.46 | 39.4 | 0.68 | 0.75 | NT3 | 42 | 16 | 2.63 | 24.9 | 0.19 | 0.94 |
| T4 | 61 | 27 | 2.26 | 28.9 | 0.56 | 0.80 | NT4 | 40 | 16 | 2.50 | 22.4 | 0.32 | 0.96 |
| T5 | 54 | 30 | 1.80 | 20.7 | 0.46 | 0.82 | NT5 | 48 | 16 | 3.00 | 28.6 | 0.62 | 0.92 |
| T6 | 60 | 23 | 2.61 | 33.9 | 0.37 | 0.89 | NT6 | 38 | 12 | 3.17 | 21.8 | 0.57 | 0.89 |
| T7 | 56 | 25 | 2.24 | 27.6 | 0.31 | 0.81 | NT7 | 48 | 14 | 3.43 | 30.9 | 0.45 | 0.94 |
| T8 | 59 | 24 | 2.46 | 29.5 | 0.69 | 0.80 | NT8 | 40 | 17 | 2.35 | 21.4 | 0.72 | 0.96 |
| T9 | 59 | 35 | 1.69 | 20.7 | 0.53 | 0.85 | NT9 | 34 | 15 | 2.27 | 18.0 | 0.28 | 0.98 |
| T10 | 54 | 27 | 2.00 | 21.7 | 0.64 | 0.78 | NT10 | 35 | 12 | 2.92 | 23.0 | 0.21 | 0.96 |
| T11 | 59 | 25 | 2.36 | 30.6 | 0.44 | 0.90 | NT11 | 41 | 18 | 2.28 | 21.2 | 0.27 | 0.84 |
| T12 | 60 | 31 | 1.94 | - | - | - | NT12 | 37 | 12 | 3.08 | 22.4 | 0.35 | 0.93 |
| T13 | 62 | 15 | 4.13 | 42.0 | 0.45 | 0.88 | NT13 | 38 | 18 | 2.11 | 18.9 | 0.71 | 0.97 |
| T14 | 55 | 15 | 3.67 | 35.3 | 0.36 | 0.78 | NT14 | 42 | 13 | 3.23 | 27.2 | 0.75 | 0.96 |
| T15 | 62 | 29 | 2.14 | 27.6 | 0.84 | 0.78 | NT15 | 40 | 18 | 2.22 | 20.2 | 0.31 | 0.91 |
| T16 | 59 | 14 | 4.21 | 39.9 | 0.58 | 0.89 | NT16 | 34 | 17 | 2.00 | 15.2 | 0.31 | 0.90 |
| T17 | 62 | 28 | 2.21 | 32.2 | 0.18 | 0.71 | NT17 | 36 | 14 | 2.57 | 19.6 | 0.58 | 0.85 |
| T18 | 63 | 28 | 2.25 | 30.4 | 0.43 | 0.87 | NT18 | 30 | 12 | 2.50 | 15.1 | 0.42 | 0.72 |
| T19 | 61 | 28 | 2.18 | 27.8 | 0.80 | 0.70 | NT19 | 28 | 15 | 1.87 | 12.4 | 0.26 | 0.86 |
| T20 | 58 | 26 | 2.23 | 32.9 | 0.15 | 0.85 | NT20 | 33 | 14 | 2.36 | 17.8 | 0.31 | 0.95 |
| T21 | 62 | 28 | 2.21 | 30.5 | 0.45 | 0.84 | NT21 | 31 | 14 | 2.21 | 15.0 | 0.51 | 0.83 |
| T22 | 60 | 23 | 2.61 | 33.5 | 0.88 | 0.85 | NT22 | 37 | 16 | 2.31 | 19.5 | 0.77 | 0.91 |
| T23 | 58 | 21 | 2.76 | 34.2 | 0.49 | 0.90 | T1-T26 M.V.* | 59.0 | 24.4 | 2.60 | 30.7 | 0.51 | 0.81 |
| T24 | 57 | 14 | 4.07 | 37.6 | 0.52 | 0.86 | T1-T26 S.D.** | 2.6 | 6.4 | 0.83 | 6.5 | 0.20 | 0.096 |
| T25 | 56 | 30 | 1.87 | 20.4 | 0.26 | 0.50 | NT1-NT22 M.V.* | 37.7 | 14.8 | 2.59 | 21.0 | 0.45 | 0.91 |
| T26 | 57 | 20 | 2.85 | 33.8 | 0.73 | 0.92 | NT1-NT22 S.D.** | 5.1 | 2.1 | 0.44 | 4.6 | 0.18 | 0.061 |

*M.V. は平均値を表す.
**S.D. は標準偏差を表す.

表2　推定される崖表面の風化状態

| タフォニ | シュミットハンマー反発値 | | 状態 | |
|---|---|---|---|---|
| | 崖内部 ($R_{max}$) | 表面 ($R_{min}$) | 崖内部 | 表面 |
| あり | 54–63 | 13–36 | 未風化/弱風化，均質 | 不均質 |
| なし | 28–48 | 12–18 | 風化，不均質 | 風化，均質 |

## 5. 結論

島根県大田市五十猛における海食崖の力学的性質を評価するため，連打法によるシュミットハンマーの反発値変化の指数関数による近似を試みた. その結果，以下の知見を得た：1)打撃回数-反発値のプロットは上記の指数関数により良く近似され，決定係数は，より風化が進行し反発値が小さい岩盤表面において大きい; 2)連打法による打撃の最大・最小値のプロットにより，風化層の表面および内部の均質・不均質性を評価できる. また，落石発生場所では岩盤強度が小さく，風化層が厚いことがわかった.

## 文献


1) Aydin, A.（2009）: ISRM Suggested method for determination of the Schmidt hammer rebound hardness: Revised version. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, Vol.46, pp.627–634.

2) Aydin, A. and Basu, A.（2005）: The Schmidt hammer in rock material characterization. *Engineering Geology*, Vol.81, pp.1–14.

3) 松倉公憲・青木　久（2004）: シュミットハンマー：地形学における使用例と使用法にまつわる諸問題. 地形，Vol.25, pp.175–196.

4) Matsukura, Y. and Matsuoka, N.（1991）: Rates of tafoni weathering on uplifted shore platforms in Nojima-Zaki, Boso Peninsula, Japan. *Earth Surface Processes and Landforms*, Vol.16, pp.51–56.

# 93. 3Dプリンター亀裂性岩盤モデルを用いた透水実験とLBM解析

Permeability test and LBM analysis of 3D printing cracked rock mass model

○佐藤稔（産業技術総合研究所），竹村貴人（日本大学），鈴木健一郎(大林組)，奥澤康一(大林組)
Minoru Sato, Takato Takemura, Kenichiro Suzuki, Koichi Okuzawa

## 1. はじめに

岩盤が有する亀裂は，力学的弱面となるだけでなく透水経路となるため，廃棄物処分やトンネル施工などの地下開発において重要な項目の一つと言える．近年は3Dプリンター技術の発達により土壌試料のレプリカの作成が行われ[1]，空隙構造や再現性について評価がなされている．また，亀裂性岩盤に対しても亀裂を任意の方向・数を配置した3次元の樹脂試料の作成が行われ，クラックテンソルを基にした透水テンソルと樹脂試料の透水実験結果との比較がなされてきた[2]．3Dプリンターで作成した亀裂性岩盤モデルの問題点として，どこまでの精度でクラックの開口幅を再現できるかという技術的な問題や，岩盤と比較したときに不確実なものをいかに除去できるかなどが挙げられる．

本研究では3Dプリンターで亀裂性岩盤を模擬した樹脂試料の透水実験，通水観察，格子ボルツマン法(LBM: Lattice Boltzmann Method)による流体移動シミュレーションを行い，実験と解析の比較検討した．本発表では現段階における実験やモデルの可能性を示し，今後の課題について報告する．

## 2. 3Dプリンターによる亀裂性岩盤モデルの作成

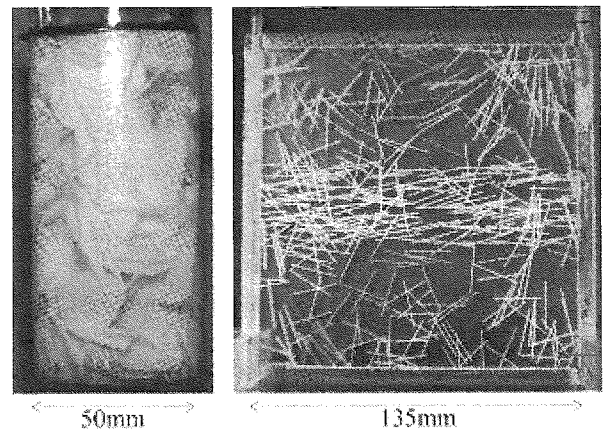
本研究では透水実験用の円柱試料，通水観察用の平板の2種類の試料を作成した(図－1)．円柱試料は直径50mm高さ100mmであり，表－1のようにクラックの数と直径およびクラック幅をそれぞれ決定した．クラックはランダムに配置した．通水観察用の平板モデルは試料中央部にクラックを多く配置した．平板モデルのクラックは開口幅0.5mm，クラックの長さ20mm，試料の厚さ7mmである．3Dプリンターはキーエンス社のアジリスタを使用した．アクリル系UV硬化樹脂によるインクジェット方式であり，クラックは水溶性サポート剤も同時に印刷され，印刷終了後に水で溶解することでクラックを生成することができる．

## 3. 透水試験方法および結果

透水試験は定水位法にて実験し，ダルシー則より透水係数を求めた．圧力水頭は3段回以上の条件で試験し，圧力水頭100mmのときの透水係数を算出した．透水試験結果は表－1の通りである．同じクラック数の場合，開口幅が小さくなると透水係数も小さくなる傾向が見られた．しかしながら亀裂分布から透水係数を推定する場合，以下の式のように開口幅(t)が2倍になると透水係数は8倍になることが示されている．

$$k_{ij} = \frac{\lambda \rho g}{12\mu V} \sum_{k=1}^{m} t_k^3 S_k (\delta_{ij} - n_i n_j)$$

ここでλは亀裂の連結性パラメータ，Vは試料の体積，μとρは水の粘性係数と密度，gは重力加速度，$t_k$および$S_k$はk番目の亀裂の開口幅と面積，$\delta_{ij}$はクロネッカーデルタ，$n_i n_j$は亀裂の法線ベクトルのテンソル積である．鈴木ほか[3]では同様の試料に対する浸透流解析の結果，亀裂交差部で水みちが狭くなる領域で乱流が発生し，透水係数を過小評価する場合があることを示した．しかし試料の透水性が非常に高いことから，一般的な室内定水位試験法で導出できる限界を超えている可能性が考えられる．クラックの個数が変わっても透水係数の値があまり変わらないことからも同様に言える．




図－1 円柱試料(左)と平板試料(右)

表－1 クラック情報および透水試験結果

| クラック情報 | | | 透水係数 |
|---|---|---|---|
| 数(個) | 直径(mm) | 開口幅(mm) | (m/s) |
| 60 | 30 | 1 | $2.44\times10^{-3}$ |
| 60 | 30 | 0.5 | $1.41\times10^{-3}$ |
| 120 | 30 | 1 | $2.63\times10^{-3}$ |
| 120 | 30 | 0.5 | $2.15\times10^{-3}$ |
| 180 | 20 | 1 | $2.50\times10^{-3}$ |
| 180 | 20 | 0.5 | $1.87\times10^{-3}$ |
| 240 | 20 | 0.3 | $2.07\times10^{-3}$ |

## 4. 通水観察結果

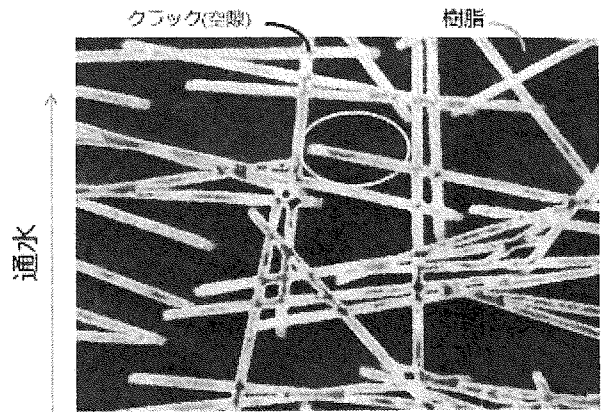
通水実験は平板試料内に，焦がした砂糖で着色した水を下方から上方に流して動画で撮影した．観察の結果，図－2 のように行き止まりとなっているクラック内にも流体が浸透しながら，全体的に上方へ浸透していく様子が観察できた．また，印刷時のサポート材が完全に溶けきれていないため，観察しにくい箇所も残ってしまった．クラック幅 0.5mm より小さい場合は長時間かけてサポート材を溶かしきるなどの工夫が必要であると考えられる．

## 5. LBM 解析結果

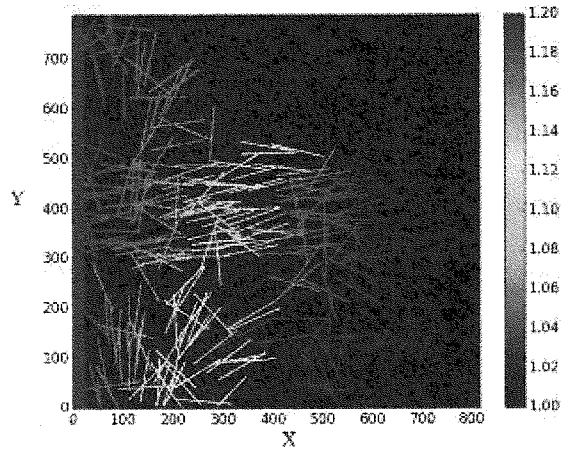
3D プリンターで亀裂性岩盤を模擬した CAD データから平面画像を取得し，流体の移動様式を確認した．LBM では 2 次元 9 速度モデルを使用し，代表長さを亀裂開口幅，レイノルズ数 10 とした．図－3，図－4 にはそれぞれ LBM で得られた流体の圧力分布と流速分布を示す．図の左側 X 座標 0 より一定流速で流し，流出境界はフリーとした．圧力分布では行き止まりのクラックにも流体が浸透し，流入境界からの経路長に応じて圧力が減少していることがわかる．この結果は通水試験の観察結果と同様である．また，流速分布では短い経路やクラック量が少なくなるところで選択的に流体の移動が速くなった．したがって限られたクラック量で連結性が少ない場合，透水異方性が現れると推察される．奥澤ほか[4]でも 3D プリンター亀裂性岩盤模擬試料の透水実験で，試料を上下反転したときの透水性が変わることを示した．亀裂の連結性が低いときの透水性を透水テンソルから推測する場合，連結性パラメータ λ の設定方法について解釈を深める必要がある．

## 6. おわりに

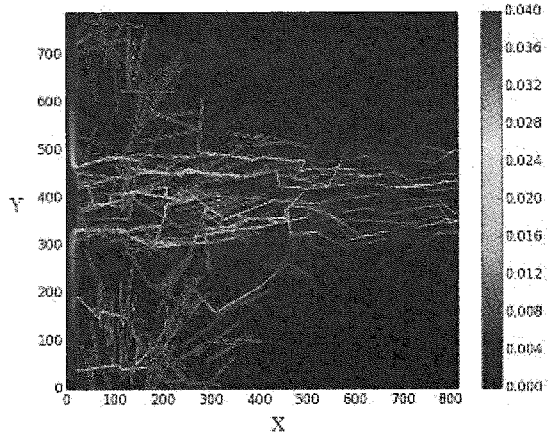
本研究ではクラックを任意に配置した亀裂性岩盤模擬試料の透水試験および流体移動解析を実施し，それぞれの結果について検討した．また，亀裂性岩盤モデルの透水性を議論するうえで以下の課題を抽出することができた．実験の技術的な問題として，亀裂開口幅が大きく透水係数が高い試料に対して，高精度な透水試験による評価を行うこと，もしくは開口幅の小さい試料の作製が挙げられる．透水係数の推定としては，クラック連結性パラメータの設定方法について検討していく必要がある．




図－2　平板試料通水試験の様子．下から上方向に通水している．黄色で囲まれた行き止まりのクラックにも流体が浸透している．




図－3 流体の圧力分布．色は無次元の圧力であり，暖色は相対的に圧力が高いことを示している．




図－4 流速分布．色は無次元の速度であり，暖色は相対的に流速が大きいことを示している．


文献

1) Ferro & Morari (2015) : From Real Soils to 3D-printed soils: Reproduction of Complex Pore Network at the Real Size in a Silt-Loam Soil. Soil Physics & Hydrology. doi:10.2136/sssaj2015.03.0097.
2) 竹村ほか（2016）：3D プリンタによる模擬試料からみた透水・透気挙動へのクラック配置の影響，第 51 回地盤工学会研究発表会，0263.
3) 鈴木ほか（2016）：3D プリンタ亀裂性岩盤モデルの浸透流解析，第 51 回地盤工学会研究発表会，0265.
4) 奥澤ほか（2016）：3D プリンタ亀裂性岩盤モデルの作製と透水試験，第 51 回地盤工学会研究発表会，0264.

# 94. スパースモデリングに基づいた物理探査に関する基礎的研究

Fundamental Study on Geophysical Method based on Sparse Modeling

○珠玖隆行（岡山大学大学院），西村伸一（岡山大学大学院），柴田俊文（岡山大学大学院）
Takayuki Shuku, Shin-ichi Nishimura, Toshifumi Shibata

## 1. はじめに

物理探査は計測データから未知パラメータを推定する典型的な逆問題であるが，得られる計測データの数 $m$ に比べて未知数の数 $n$ が大きい逆問題，いわゆる「劣決定逆問題」であるため，解くことが難しいとされる．このような劣決定問題を解く方法はいくつか提案されているが，その中でも最近ではスパースモデリングという考え方が着目されている．

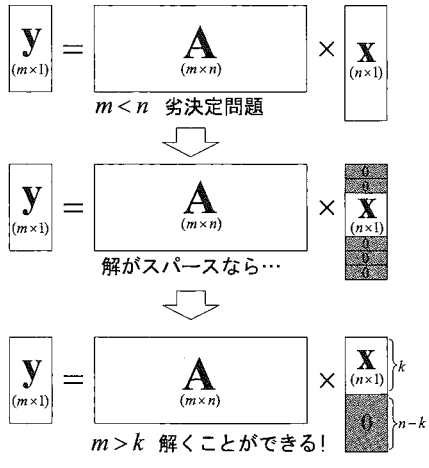
本稿では，劣決定逆問題を解くための方法論として，スパースモデリングに着目し，その物理探査への有効性を，数値実験を通して示す．

## 2. スパースモデリング

劣決定問題は情報不足により解が求まらないため，何か情報や条件を追加して解かなければならない．その事前情報の一つに，「$\mathbf{x}$ のほとんどの要素は 0 である」というものが考えられる．「解はスパースである」と表現することもできる．アバウトな説明ではあるが，もし $m<n$ であったとしても，$\mathbf{x}$ の多くがゼロであれば，すなわち非零成分の個数 $k$ が $n$ よりも小さければ，解を求めることができる．その説明を図－1 に示す．この，未知パラメータベクトルに多くのゼロを含む性質をスパース性という．

解にスパース性が期待できるなら，以下の式を解くことで，未知パラメータベクトル $\mathbf{x}$ を求めることができる．

$$\min\|\mathbf{x}\|_0 \quad \text{s.t.} \quad \mathbf{y}=\mathbf{A}\mathbf{x} \tag{1}$$




図－1　スパースな解

ここで，$\|\mathbf{x}\|_0$ は L0 ノルムと呼ばれ，ベクトル $\mathbf{x}$ の成分のうち，非ゼロ項の個数を表す．そのため式(3)は，方程式を満たしつつ非ゼロ項を最小にする問題を解くことを意味する．式(1)を解くことでスパースな解が得られるが，そもそも解の中にどれだけのゼロの項が存在するのか，どこに存在するかは不明である．この問題は，全ての基底の組み合わせを試さないと最適解が得られない組み合わせ最適化問題であり，「NP 困難」であることが知られている．

そこで，式(1)を解くことを諦めて，代わりに次式を解くことを考える．

$$\min\|\mathbf{x}\|_1 \quad \text{s.t.} \quad \mathbf{y}=\mathbf{A}\mathbf{x} \tag{2}$$

ここで，$\|\cdot\|_1$ は絶対値ノルム（L1 ノルム）を表している．

実際の観測データを扱う場合には，データに含まれる誤差を考慮する必要がある．そのため，式(2)の代わりに，次式を解くことが一般的である．

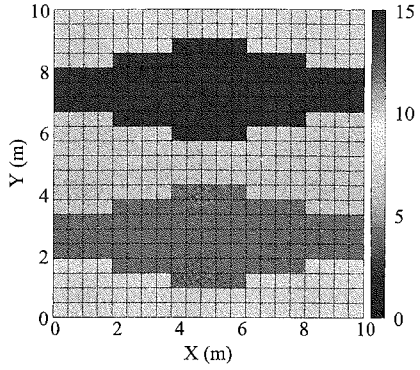
$$\min\left\{\frac{1}{2\lambda}\|\mathbf{y}-\mathbf{A}\mathbf{x}\|_2+\|\mathbf{x}\|_1\right\} \tag{3}$$

ここで，$\lambda$は正則化パラメータであり，確率論から解釈すると誤差分散を意味する．なお，L1 ノルムを正則化項として用いた回帰は Least Absolute Shrinkage and Selection Operator (LASSO)[1]と呼ばれる．一方，式(3)において，L2 ノルムを正則化項として用いた回帰は Ridge 回帰と呼ばれ，劣決定問題を解く際にこれまで一般的に用いられてきた方法である．

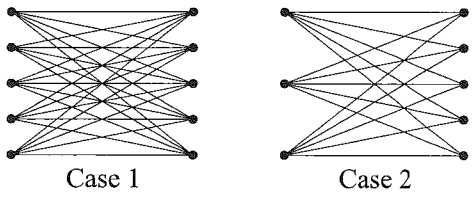
## 4. 適用例

スパースモデリングの地盤工学への適用例として，クロスホール・トモグラフィー（以下，CHT とする）を取り上げる．CHT の原理は医療や産業で用いられている CT スキャンとおおまかには同じと考えてよく，2 本のボーリング孔間の地盤構造を推定する技術である．CT と比較して得られるデータが少ないため，対象となる逆問題は基本的には非適切となる．本稿では紙面が限られているため，CHT の定式化については割愛し，結果のみ示すこととする．CHT の定式化に興味のある読者は，Honjo and Kashiwagi[2]を参照されたい．

ここでは，図－2 に示す地層構成を真値と設定し，スパースモデリングに基づいた CHT を新たに提案し，この方法により地層構成を推定できるかどうか検証し




図－2　推定対象とする地層構成




図－3　仮定した計測機器の配置

た．セルの数は縦 21×横 21 の計 441 個であり，この数が未知パラメータ数 $n$ に対応する．計測データの数 $m$ として，図－3 に示す 2 ケースを検討した Case 1 が $m = 441$，Case 2 が $m = 231$ である．なお，結果を分かりやすくするため，計測データにノイズを加えずに逆解析に用いた．さらに，比較対象として Ridge 回帰に基づいた CHT に着目し，提案手法と比較した．

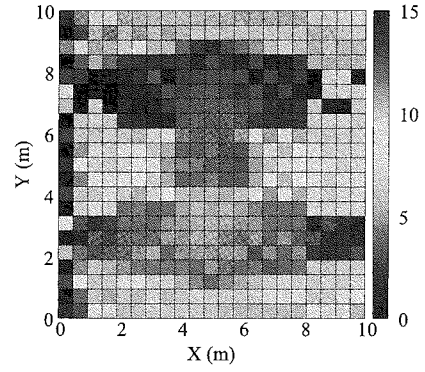
表－1 は各手法，各ケースの平均平方誤差(Root mean square error, RSME) をまとめたものである．この値が小さければ小さいほど，推定精度が高いと判断できる．値から明らかなように，両ケースにおいて，Lasso の RMSE が Ridge のそれよりも小さな値を示している．特筆すべきは，計測データ数が約半分になった Case2 の場合でも，Lasso は Case 1 の Ridge よりも精度が高い．これは，より少ない計測データからでも既存の方法よりも精度の高い推定が可能であることを示している．Case 2 に関して Ridge と Lasso で再構成した結果を図－4 に示す．Case 2 では図の左端の計測データが十分に得られていないため，Ridge の場合，左端に分布するセルの物性値もうまく推定することができない．しかしながら，計測データが少ない状況であっても，解のスパース性を上手く誘導することによって Lasso は高い精度で推定できていることがわかる．

## 5. まとめ

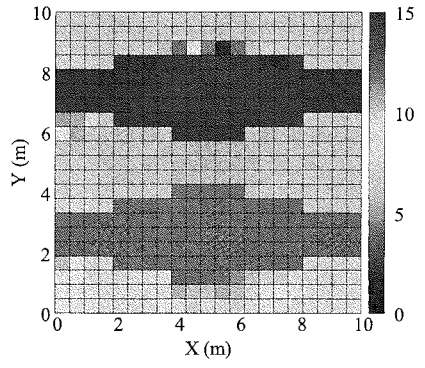
本稿では，スパースモデリングの基礎について説明するとともに，その地盤工学への適用例として，クロスホール・トモグラフィーを取り上げた．スパースモデリングでは従来の逆解析手法と同様に，正則化パラメータの設定方法や非線形問題への対処など，様々な課題はあるが，今後，実務への応用も期待できる方法論である．

表－1　RMSE の比較

| | RMSE | |
|---|---|---|
| | Case 1 | Case 2 |
| Ridge | 0.04137 | 0.09600 |
| Lasso | 0.00258 | 0.02246 |




(a) Ridge




(b) Lasso

図－4　各手法による地盤構造の推定結果


文献

1) Tibshirani, R. (1996): Regression shrinkage and selection via the lasso, J. Royal. Statist. Soc. B., Vol. 58, No.1, pp.267~288.

2) Honjo, Y. and Kashiwagi, N.: On the optimum design of a smoothing filter for geophysical tomography, Soils and Foundations, Vol.31, No.1, pp.131-144, 1991.

# P01. 航空レーザ計測と微地形強調図による落石崩壊エリアの効果的な事前抽出事例

Effective pre-extraction case of rockfall slope failure area by Airborne laser profiler and micro-topography highlighting figure

○井上　真，濱田展寿，今西将文，宮田真考（株式会社ウエスコ）
Makoto Inoue, Nobuhisa Hamada, Masahumi Imanishi, Masataka Miyata (Wesco co.,ltd)

## 1. はじめに

落石崩壊の発生源の調査は，現地踏査により行われるが，作業に危険が伴うことや，道路等からの比高差が大きくかつ広範囲であるため，多くの人員と時間を必要とする．そこで落石崩壊の調査へ航空レーザ計測の活用を試みた．まず，航空レーザ計測による横断図と実測横断図を比較した結果，計測精度はよいことが確認できた．また，航空レーザ計測による三次元地形データから「微地形強調図」を作成した．これは地表の傾斜変化を高感度に表現するとともに，尾根・谷の区別を明瞭にした立体感のある図である．この「微地形強調図」に基づき，作業計画の立案と現地踏査を実施して，広範囲から落石崩壊エリアを効果的に抽出した事例を報告する．

## 2. 航空レーザ計測の方法

航空レーザ計測は，ヘリコプターに搭載のレーザ機器を使用し，対地高度 800m，速度約 111km/h で地形計測を実施した．計測の要求仕様は 1.0m$^2$ に 1 点以上とした．三次元計測データの点検及び調整のために，4 級基準点測量及び 4 級水準測量による調整用基準点を設置した．

三次元計測データは，得られたデータをノイズ等のエラー計測部分を削除した後に，コース間接合等の統合解析によって作成した．オリジナルデータは，調整用基準点の成果を基に，三次元計測データの標高を調整した．オリジナルデータから，地表面以外のデータを取り除くフィルタリング処理によりグラウンドデータを作成し，次に TIN （不整三角網）等の内挿補間処理を行って 1m 間隔のグリッドデータを作成した．

## 3. 微地形強調図の作成

地形を視覚的にわかりやすくすることを目的として，地表面の傾斜を黒色(急傾斜部)と白色（緩傾斜部）で表示した傾斜量図[1)]と，尾根（凸地形）や谷（凹地形）の起伏程度を表現したウェーブレット解析図[1)]を透過合成し，微地形強調図を作成した．作成過程を図-1 に示す．ウェーブレット解析は，地形変化と似た形状のメキシカンハット関数を連続的に地表の起伏にあてはめ，その波と地表の起伏との畳み込み積分を行ってウェーブレット係数を求める．凸への変化が顕著な場所は係数が大きく，凹への変化が顕著な場所で係数が小さくなる．

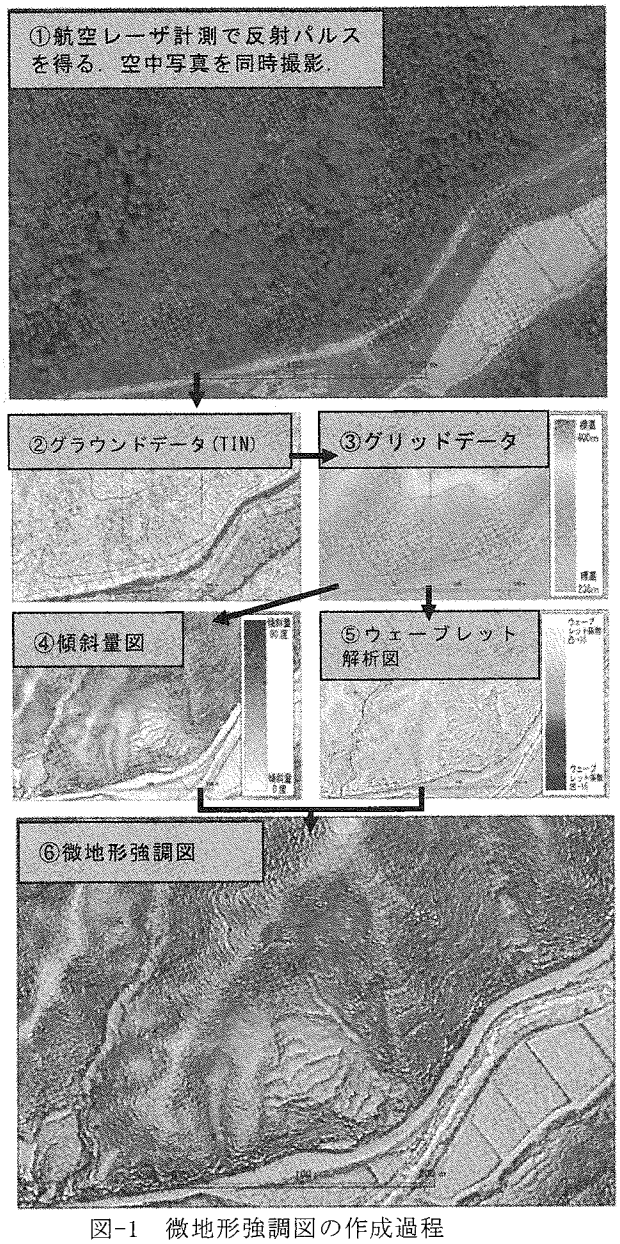



図-1　微地形強調図の作成過程

## 4. 航空レーザ計測による横断図と実測図の比較

航空レーザ計測をはじめとした３次元測量のメリットは，任意位置で断面図の作成が可能なことである．グリッドデータから作成した主曲線間隔 1m の等高線図に基づき，横断図を作成した．航空レーザ計測による横断図と，実測横断測量の結果を比較した結果，図-2 に示すように斜面勾配，斜面標高，地形変化点位置など，全体的な斜面の傾向は，航空レーザ計測でも正

確に表現できていることがわかった．しかし，ほぼ垂直の傾斜の岩盤部および道路の擁壁部は，実測図と整合しない．この理由は，航空機によるレーザ光が,必ずしも地形の端部に照射されるとは限らないことや，地形が垂直およびオーバーハングしている箇所には到達しないためと推察される．

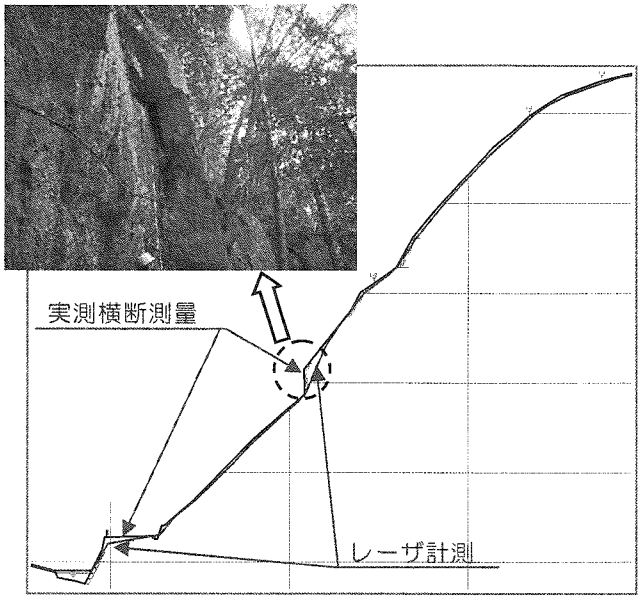



図-2　航空レーザ測量の横断図と実測図の比較

## 5. 微地形強調図と現地状況の比較

道路への落石が懸念される斜面について，微地形強調図により地形判読した結果，図-3 に示す A～D の 4 箇所で地形の凹凸が周辺に比べて際立っており，露岩の分布域と推察された．実地確認した現地との整合状況を以下に示す．

A ；高さ 3m 程度の岩盤が分布．（写真-1）
B ；高さ 3～4m 程度の岩盤が分布．（写真-2）
C ；高さ 4m 程度の浮石状の岩盤が分布．下部は崖錐斜面．（写真-3）
D ；崩壊により急崖となる沢頭部．

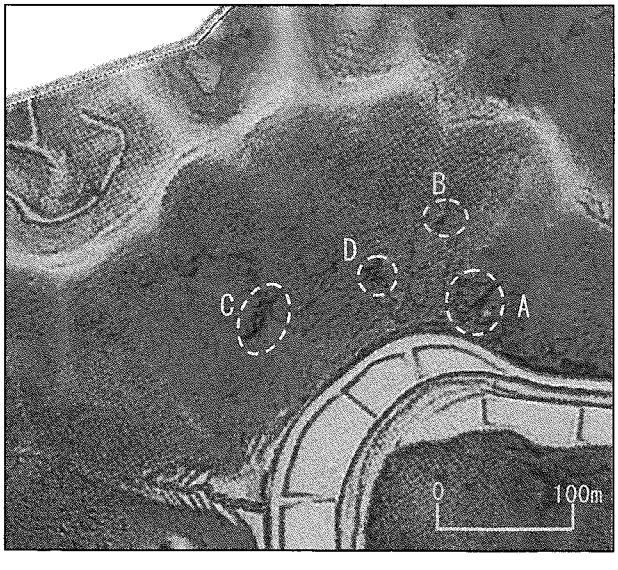



図-3　落石調査地の微地形強調図



写真-1　A箇所の落石源となる露岩．高さ 3m 程度

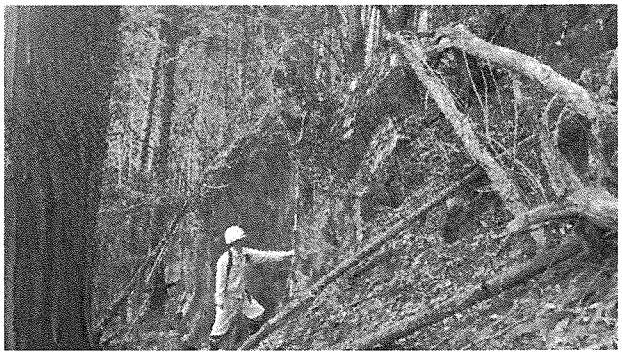


写真-2　B箇所の落石源となる露岩．高さ 4m 程度

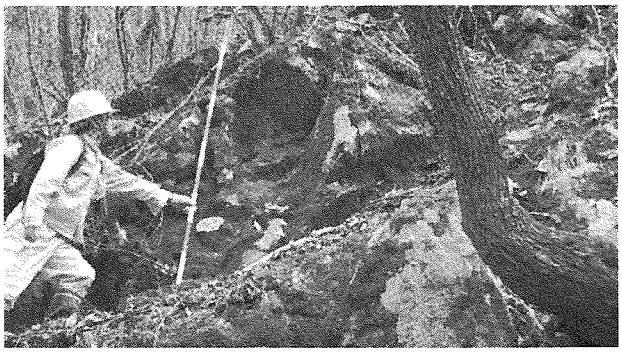


写真-3　C箇所の浮石状の露岩．

## 6. おわりに

航空レーザ計測による横断図は，勾配が垂直に近い急崖やオーバーハング部を除き，斜面勾配や地形変化点，斜面標高は実測図と概ね一致した．今回の航空レーザ計測の時期は，冬場であったこととシダや笹が少なかったため，レーザ光が地表に到達しやすく，植生の繁茂が障害となる夏場よりグラウンドデータの精度を確保するのに有利な計測環境(条件)であった．

航空レーザ計測データから作成した微地形強調図は，露岩地帯に特有の荒廃した地形的特徴を机上で把握できるため，現地踏査の事前スクリーニングに利用することで，現地作業時間の短縮や省力化が図れるとともに，落石源の見落としリスクを低減することができると考えられる．

## 文献

1）独立行政法人土木研究所（2009）：地すべり地における航空レーザー測量データ解析マニュアル(案)，土木研究所資料第 4150 号，pp.7-15.

# P2. 安価な地すべりの遠隔常時監視システムの開発

Development of the cheap remote regular monitoring system of a landslide

○藤川　聡（四電技術コンサルタント），中西美一（四国総合研究所）
Satoshi Fujikawa, Yoshikazu Nakanishi

## 1. はじめに

現状の地すべりの計測管理は，定期的に技術者が直接現地に赴き，データを回収し，事務所で整理・評価を行い，降雨期には必要に応じて臨時計測も実施しているため，データの回収，整理，評価がタイムリーにできないことが問題とされている．一方，ケーブルと電話回線を使用した遠隔監視システムを導入した計測管理を行っている個所もあるが，システムが高価であること，設置や電池寿命等電源管理に手間がかかることなどの問題がある．このため，小型軽量で超低消費電力であるZigBee（ジグビー）無線を利用した安価なシステムとして，四国総合研究所電子技術部で開発された最新技術「ATOMS(Advanced Topological On-Demand Monitoring System）」に着目し，当システムを導入したモニタリングを行い，雷，豪雨，気温等の気象変化によるシステムとしての確実性を確認した．

## 2. システム構成

システム構成を，図－1に示す．

当システムでは，観測地点の測定値（伸縮計・パイプひずみ計・水位計・雨量計・温度計）をセンサユニットより，設定された時間毎に，無線通信（ZigBee）にてデータ収集ユニットに送信する．

測定値はデータ収集ユニットに蓄積され，携帯電話回線（LTE・3G）によってインターネットに送られ，サーバーにてグラフ化等加工され，専用のWEBページに配信される．

監視者は，パソコン・スマートフォン・携帯電話・タブレット等によりインターネットを介して測定値を確認する．

## 3. モニタリング例

当システムで送信できる計測データは，伸縮計，水位計など多岐にわたるが，今回は，地すべり変位を計測中の地表伸縮計を対象とした．

モニタリングは，既往のチャート式地表伸縮計に伸縮計センサを取り付け，チャート紙の記録図の読み取りによる伸縮量と伸縮計センサによる伸縮量を時間雨量や気温とともに時系列グラフとして，整理した．ここで，伸縮計センサによる伸縮量は，滑車に巻き付けたインバー線にウェイトで張力を加えておき，地すべりの移動で変化するプーリーの回転を電気抵抗に変換して計測される．

地すべりの遠隔常時監視では，計測データの伝送距離は極力長い方が望ましく，また，無線でデータを伝送する場合は，ささいな障害物によるデータの欠損を避ける必要がある．このため，モニタリングは，下記の2つのケースについて試みた．

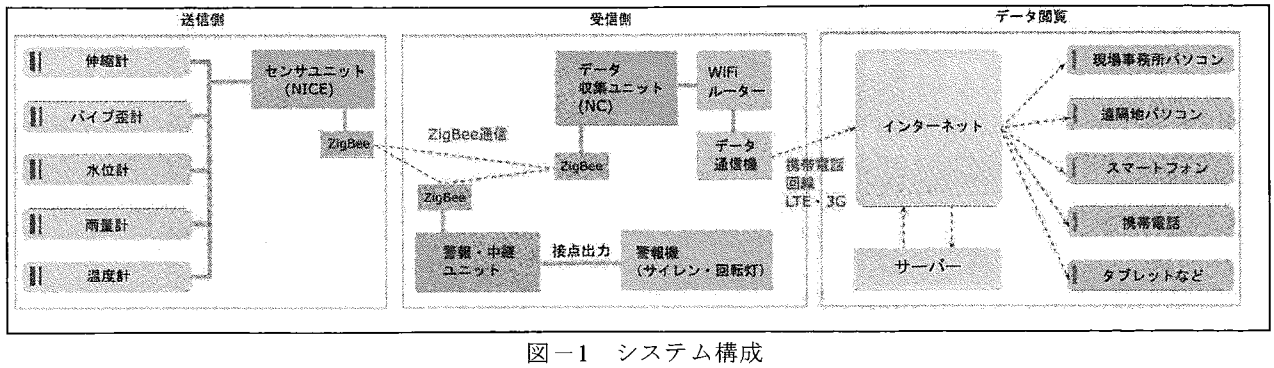
1ケース目は，植生繁茂域内にシステムを導入した場合，2ケース目は，ZigBee通信間に中継ユニットを設置し，伝送距離を延長させた場合である．

### 1) 植生繁茂域内にシステムを導入した場合

図－2に，時系列グラフを示す．

ZigBee通信間は約75mで，木々が多くあり、見通しが悪かったが，設置から2015年6月初旬までは時々は欠測するものの2～3日で復帰していた．2015年5～6月頃にデータの欠損期間が認められるが，この時期は，樹木の生育時期と一致し，生育した枝葉などのささいな障害物が，通信間の視界を遮断することにより．通信に不具合を生じさせたものと考えられる．

欠損が確認された後，センサユニットのアンテナをデータ収集ユニットのアンテナが見通せる位置まで移動させることにより，その後は正常にデータ採取ができている．




図－1　システム構成

チャート紙の記録図の読み取りによる伸縮量と伸縮計センサによる伸縮量は，概ね，追随しており，また，低温や高温、豪雨、雷、積雪等気象変化によりデータが欠損することもなく，日中の気温変化によるワイヤーの伸縮変化もとらえられている．

なお，2015 年 5～6 月頃のデータ欠損期間の前に，2 回，データ欠損が認められる．この原因は，データ収集ユニットと各端末間の携帯回線の不具合であった．

山岳地で電波状態が不安定なため，ルーターの切断が発生し,ルーターの自動復帰が不可能であったため，データ欠損に至ったものと考えられる．

この現象も，切断後の自動復帰が可能な高価なルーターを導入することより，回避された．

**2) 中継ユニットを設置し,伝送距離を延長させた場合**

センサユニット～中継ユニット～データ収集ユニットの距離を，各約 500ｍに設定した．

図－3 に，時系列グラフを示す．

伸縮計センサによる伸縮量データは，ほぼ欠損なく、収集できており，ユニット間の距離を約 500m に設定した場合，センサユニットとデータ収集ユニットの間に中継ユニットを設置しても問題なくデータを伝送できた．

チャート読み取りによる伸縮量と伸縮計センサによる伸縮量は，概ね，追随しており，微少ながらも圧縮方向へ変位している傾向もともに把握できている．

また，低温や高温、豪雨、雷等気象変化によりデータが欠損することもなかった．

## 4. まとめ

1) ZigBee（ジグビー）無線を利用した遠隔監視システムは，センサユニットとデータ収集ユニット間の距離が短くても，枝葉などのささいな障害物などにより見通せない場合は無線通信が途切れてしまうため、両ユニットは，完全に見通せるように設置するか中継点を設けるなどの対応が必要である。

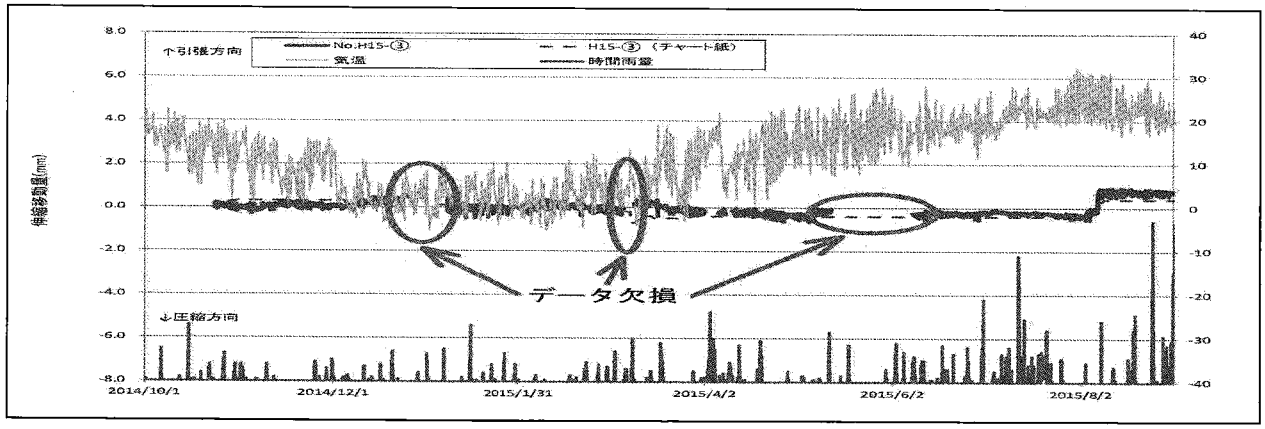
2) 地すべりの発生する山間部では，草木が繁茂している地区が多く，両ユニット間の見通しが季節により変化することもあり，注意を要する．

3) 地すべりの発生する山間部では，電波状態が不安定であることが多く,ルーターの切断が発生しやすい．このため，ルーターに切断後の自動復帰機能が備わっていないと，データ欠損に至る場合がある．

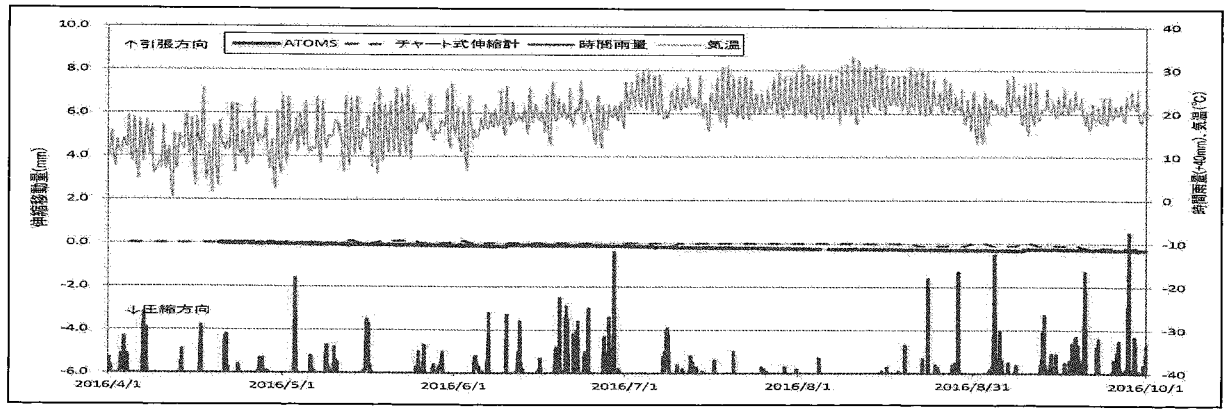
## 5. 今後の期待

安価で容易にかつタイムリーに計測管理できるシステムは，地すべりのモニタリング以外にも設備等の維持管理におけるモニタリング，防犯の監視，工場・農場などの湿度・温度管理などへの活用が期待できる。

現段階では，現地実証事例が、少ない状況にあるので、実証事例を蓄積し、信頼性を高めていく必要がある．




図－2　植生繁茂域内にシステムを導入した場合




図－3　ZigBee 通信間に中継ユニットを設置し伝送距離を延長させた場合

# P3. 応力発光による粒状体に作用する力の可視化

Visualization of Force in Granular Materials using Mechanoluminescent

○田中晶子（岡山大学環境理工学部），珠玖隆行（岡山大学大学院）
Akiko Tanaka, Takayuki Shuku

## 1. はじめに

既設構造物の維持管理のためには，構造物が現在どのような状態にあるのか，どのような外力を受けているのかを定量的に評価する必要がある．本研究では，定量的かつ効率的な既設構造物の診断技術を開発するため，「応力発光技術」に着目し，その適用性について検討している．本稿では，応力発光技術の概要について示すとともに，応力発光を利用した研究の一例を示す．なお，応力発光技術の説明に関しては，除[1]によるところが大きい．

## 2. 応力発光

いくつかの物質が外力によって発光する現象は以前から知られており，mechanoluminescence（ML） と呼ばれていた． ML は一般的に，factoluminescence（FL）とdeformation luminescence（DL） に分類されるが，具体的にはFL は破壊によって発光する現象であり，DL は変形によって発光する現象を指す．DL はさらに，弾性変形で発光するelastoluminescence（EL）と塑性変形で発光するplasticoluminescence（PL）に分類することができる．

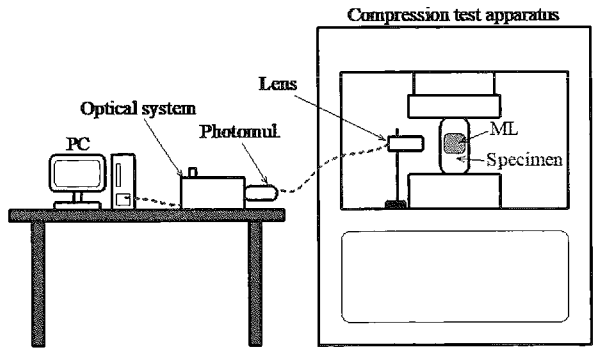
ML の中でもとくに DL は，物体に変形を与えるだけで発光することから，構造物に作用する応力を間接的に知る「非破壊検査」への応用が期待されてきた．このような期待を現実に変えたのが，Xu et al .[2) 3)] による一連の研究である．応力発光現象が工学実務応用されてこなかった理由として，発光強度の弱さがあった．発光現象は観察されるものの，その発光を検出し，定量化することが困難であった．しかしながら Xu et al. は，系統的な実験を実施し，ZnS や $MAl_2O_4$ が高い発光強度を示し，実務に応用可能であることを示した．その後，これらの材料を用いた応力発光センサーが開発され，いくつかの実務に適用されている．

応力発光センサーが開発されてから10 年以上経過しており，一部の分野ではその応用が盛んに研究されている分野であるが，構造物の健全度診断技術への応用は発展途上である．

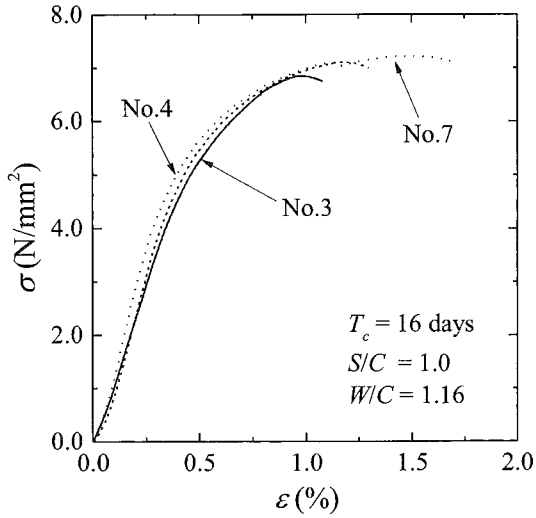
そこで，研究の第 1 ステップとして，応力発光技術が建設材料にも応用可能かどうかを室内試験により検討した．具体的には，計測される応力発光強度と実際に物体に作用する応力度にユニークな関係が認められるかどうか，応力発光材料を塗布したセメント安定処理土の一軸圧縮試験を対象に調べた．以下にその結果を示す．

## 3. 実験概要

本研究で用いた実験機器の概略図を図－1 に示す．実験系は，セメント安定処理土を圧縮し，作用する応力とひずみを計測できる一軸圧縮試験機と応力発光検出システムから構成されている．応力発光検出するシステムは，光学レンズ，光電子倍増管（photomultiplier），光学系，PC から構成される．これらの機器を利用することで，セメント安定処理土の供試体の圧縮試験を実施すると同時に，応力発光をリアルタイムで計測することができる．なお，本システム上では，応力発光強度は電圧の大小で出力される．



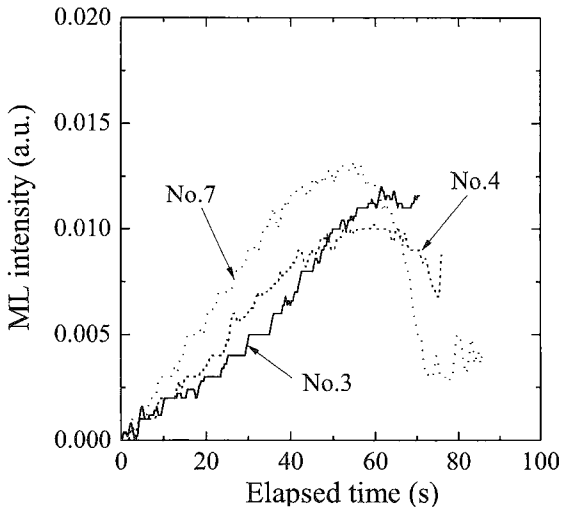

図－1　実験装置



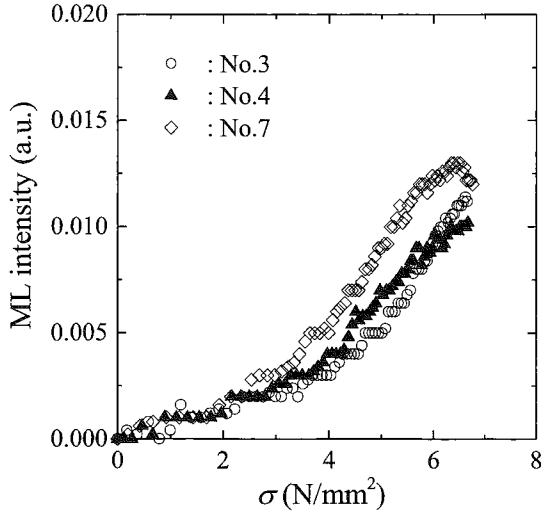

図－2　応力-ひずみ曲線

## 4. 実験結果

図－2 はセメント安定処理土の応力ひずみ曲線を表している．図中のS/C，W/C はセメント安定処理土の配合を表しているが，説明は割愛する．計3 回の実験を行ったが，各応力ひずみ曲線はほぼ同じ形を示しており，実験精度は高いと判断できる．一軸圧縮強度$q_u$はおよそ7.0N/mm2 であった．図－3 は応力発光強度の経時変化を表している．応力ひずみ曲線とは異なり，各実験結果に差が認められる．また，実験の後半では，発光強度が大きく減少している傾向が認められる．これは，供試体が弾性変形ではなく，塑性変形の段階に入り，発光強度にばらつきが生じたためであると考えられる．そのため，応力発光強度を評価する際には，弾性変形範囲に着目する必要がある．図－4 は，図－2 で示した作用応力を横軸に，図－3で示した発光強度を縦軸に示したものである．すなわち，「これだけ応力を与えれば，これだけ光る」という関係を表している．なお，応力発光のデータは，実験開始から50 秒までの範囲のものしか使用していない．それは，先述したように，実験後半では供試体が塑性変形を示すためである．図より，3 つの実験結果に多少のばらつきは認められるものの，発光強度と作用応力にはユニークな関係が認められる．実験初期の作用応力が小さい時には，発光強度の増加率はそれほど大きくないが，作用応力が3. 0N/mm$^2$を超えたあたりから，増加勾配が大きくなることがわかる．今回の実験は一つの実験条件でのみ実施したものであり，今後は種々の実験条件でも同様の傾向が認められるのかどうか，発光強度と作用応力の関係にどの程度のばらつきが生じるのかを詳細に検討していく必要がある．




図－3　時間 - 応力発光強度の関係




図－4　作用応力と応力発光強度との関係

## 5. まとめ

本稿では，応力発光の概要について示すとともに，応力発光に関する基礎的な実験結果を示した．実験の結果より，応力発光から作用応力を定量的に推定できる可能性が示唆された．応力発光を実務に広く適用する際には，まだまだ多くの研究すべき課題があるが，研究の進展により，効率的・経済的な既設構造物の維持管理に貢献できると考えている．

## 文献


1) 除　超男 (2012) ：応力発光による構造体診断技術，NTS，321p.

2) Xu, C.N., Watanabe, T., Akiyama, M. and Zheng, X.G.(1999a): Artificial skin to sense mechanical stress by visiblelight emission. Applied Physics Letters, 74, 1236-1238.

3) Xu, C.N., Watanabe, T., Akiyama, M. and Zheng, X.G.(1999b): Direct view of stress distribution in solid bymechanoluminescence, Applied Physics Letters, 74, 2414-2416.

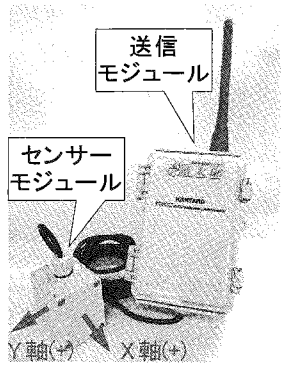
# P4. 多様な監視対象への傾斜センサーの適用事例

Application Example of Tilt Sensor to Various Observation Field

伊藤太久（中央開発株式会社）
Taku Ito

## 1. 背景

MEMS 加速度計を用いた小型，軽量，安価な傾斜センサー（図-1）は，当初は主に地すべりを対象として地山表層に埋設することで，斜面崩壊現象を観測，監視することを目的に開発，運用されてきたが，近年では自然斜面以外の対象物への設置事例が増えている．




図－1 傾斜センサー外観

そこで，傾斜センサーを地山斜面以外の，不安定岩塊，切土のり面，のり枠工施工斜面に試用し，設置，観測における課題を抽出し，多様な目的や対象への適応性の可能性や安全管理の実証性を検討した．

## 2. 傾斜センサーの設置方法

傾斜センサーは，以下のように設置した．

### 1) 掘削可能な未固結の地山等

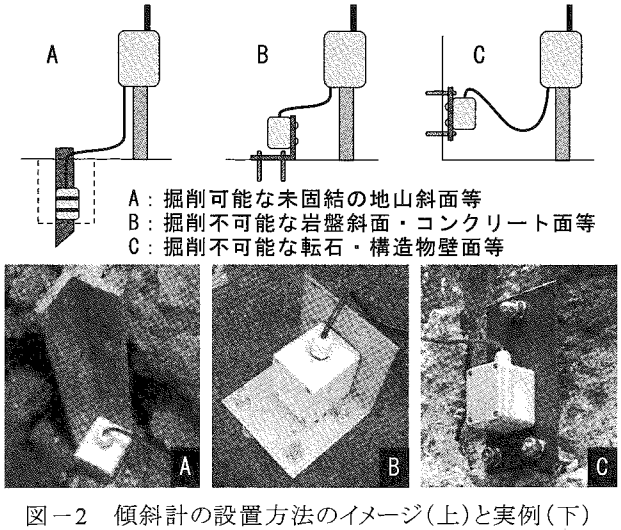
鉄製アングルにセンサーモジュールを固定して地下約 50cm に埋設し，送信モジュールは通信環境を考慮し立ち上げた単管パイプに固定した（図-1 A）．

### 2) 掘削不可能な岩盤斜面やコンクリート面

アンカーで固定したＬ字プレートにセンサーモジュールを設置した（図-1 B）．

### 3) 掘削不可能な岩盤や転石・構造物壁面等

アンカーで垂直に固定したプレートにセンサーモジュールを設置した（図-1 C）．

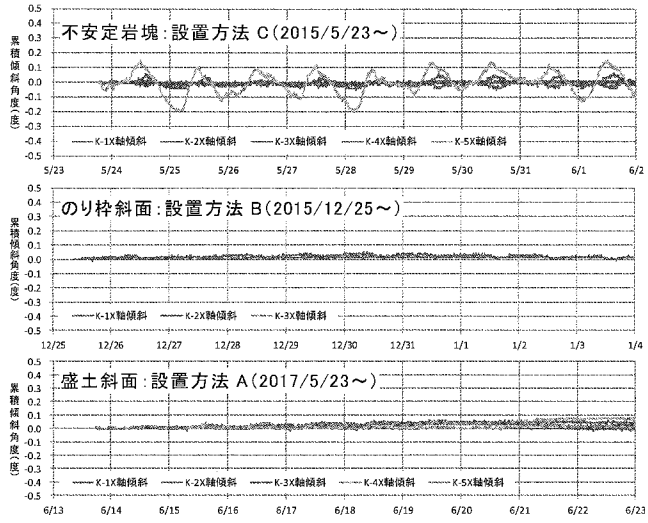



図－2 傾斜計の設置方法のイメージ(上)と実例(下)

## 3. 観測事例 1（盛土斜面・のり枠斜面・不安定岩塊）

### 1) 観測結果

傾斜センサーを不安定（柱状）岩塊，のり枠工斜面，盛土斜面に設置した際の，設置直後から 10 日間の観測結果を図-1 に示す．



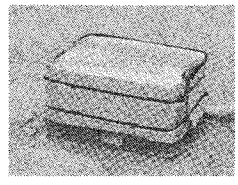

図－3 傾斜センサーによる斜面及び岩塊の観測結果

2015 年 5 月より観測を開始した不安定岩塊では，傾斜角度が気温と連動して日変動する結果が観測された．

これは，傾斜センサーを設置した不安定岩塊全体もしくは節理に区切られた小ブロック，あるいはセンサーモジュールを固定する治具が，気温変化と連動して変状（変形）を繰り返しているためと考えられた．

2015 年 12 月より観測を開始したのり枠斜面では，上述の観測結果を受け，センサーモジュールと治具を，通風口を設けた箱で覆い，直射日光を遮るようにした（図-4）．結果，気温に連動するような日変動は殆ど認められず，比較的安定した観測結果が得られた．

2017年5月より観測を開始した盛土斜面では，地下約 50cm に埋設したため上述の箱は用いずに設置した．全体に緩やかに傾斜角度が増す傾向が認められるが，日変動は認められない．



図－4 センサーの覆い

### 2) 外的要因と管理基準値の運用

不安定岩塊の観測では覆いを設けなかったため，岩塊事態が変状したのか治具が変形したのかは明らかにできない．ただし，比較的短期間に変化する気温のよ

うな事象に連動して変状する対象物を実際に監視，観測する場合には，傾斜センサーの推奨管理基準値（表-1）に基づくと，長期的には殆ど変状しない場合でも，短期的には基準値を超過する可能性がある．このような場合．気温変化に応じた傾斜角度の変化量を考慮した管理基準値の運用方法が今後求められる．

表－1　管理基準値の推奨値[1)]

| 警戒 Lv | 傾斜角度の時間変位 | 崩壊/最安定化での残余時間 | 現地対応 |
|---|---|---|---|
| Lv.1 | ±0.05 度/5h | 最短 5 時間 | 注意警戒 |
| Lv.2 | ±0.10 度/1h | 最短 1 時間 | 避難準備 |
| Lv.3 | ±1.00 度/1h | 最短 36 分 | 即避難 |

## 4. 観測事例 2（鋼管杭施工斜面）

### 1) 監視の概要

鋼管杭を斜面に沿って圧入回転して沈設する際の斜面の動態監視を行うため，傾斜センサー4 機（KT-1～KT-4）を図-1 の A の方法で設置した（図-5）．

また，通信基地局を経由して傾斜センサーのデータを 10 分毎に回収し，管理基準値を超過した際には警報メール配信や現地警報が鳴動される仕組みを構築した．

### 2) 工事の影響

本地点では，傾斜センサー設置直後の角度は比較的安定した結果を示しており，また観測期間全体のトレンドも顕著な変化は認められなかった（図-6）．しかしながら，変位量が瞬間的に増大することが日に 2 度（8～9 時頃，13～14 時頃）起こることが傾斜センサーKT-1 でしばしば認められるようになり，さらに数日～2 週間程度遅れて，KT-1 と同様に KT-2，KT-3，KT-4 でも順に変位量の瞬間的な増大が認められるようになった．

杭打施工の状況を確認すると，KT-1 側から順に KT-4 側に向かって日に 2 本沈設しており，瞬間的な変位量の増大が工事に起因することが明らかとなった．

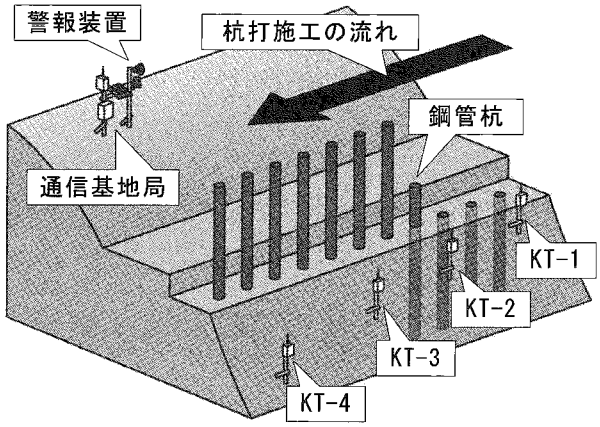
### 3) 管理基準値の運用

安全管理を目的に傾斜センサーを設置した場合，通常は表-1 に示す傾斜センサーの推奨値を基に，1 度でも基準値を超過すれば即時に警報出力（メールの配信や現地警報の鳴動）していた．

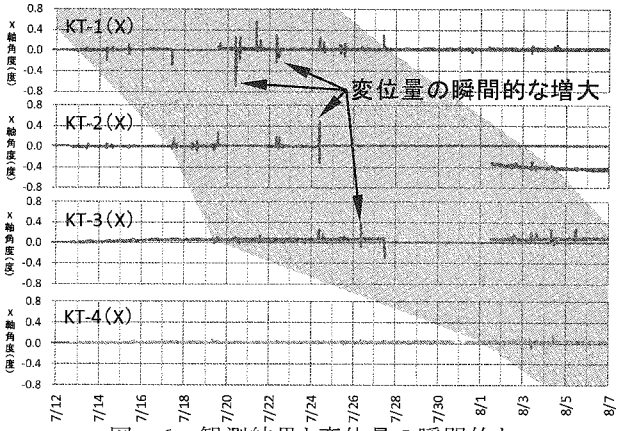
しかしながら本地点では，地盤の累積的な変状とは無関係な，工事の振動に起因する瞬間的な変位の増大によって警報出力する可能性があり，結果として「誤報」を繰り返すと安全意識が低下する恐れがあった．

そこで，警報出力時の作業員の退避時間を最大で 20 分と想定し，これに対して崩壊までの残余時間が十分に余裕のあることを考慮して，Lv.1～2 では 2 回連続で基準値を超過した場合に警報出力することを提案した．一方，Lv.3 では残余時間が短く，作業員の退避時間を確保できない恐れがあるため，これまで通り基準値を 1 回超過した段階で警報出力することを提案した．

上述の警報出力基準を，最も警報出力回数が多かった傾斜センサーK-1 に適応した場合，67～88%の「誤報」を削減できる結果が得られた（表-2），




図－5　施工状況と傾斜センサーの配置イメージ




図－6　観測結果と変位量の瞬間的な増大期（青塗範囲）の推移

表－2　警報出力基準の変更結果（K-1）

| 警戒 Lv | 基準値 1 回超過で警報出力(回) | 2 回連続超過で警報出力(回) | 誤報削減率(%) |
|---|---|---|---|
| Lv.1 | X=59　Y=69 | X=12　Y=16 | X=80　Y=77 |
| Lv.2 | X=30　Y=43 | X=10　Y=5 | X=67　Y=88 |
| Lv.3 | X=0　Y=0 | X=0　Y=0 | X=0　Y=0 |

## 4. まとめ

対象に応じた取付け治具を用意することで，傾斜センサーを地山斜面以外にも適用できることがわかってきた．ただし，観測対象の長期的な変化量に対し，外的要因に連動した短時間の変化量が大きい場合，それを踏まえた管理基準値を新たに設けることが望ましい．

特に工事に隣接する場所での監視では，工事に伴う振動等によって実際の変状ではない値を観測することがあるが，作業者や作業そのものへの影響を考慮し，工事の施工内容や退避時間等に応じた管理基準値の運用を弾力的に見直すことが必要である．

## 文献

1) 中央開発株式会社 HP（最終閲覧日 2017 年 8 月 13 日）
http://www.ckcnet.co.jp/technology/observation/kantarou/

# P5. 三重県東又谷で発生した大規模崩壊の背後の斜面に見られる変形（続報）

The deformation of the slope behind the deep-seated landslide in Higashimatadani, Mie Prefecture

○長谷川 淳，川越 健，浦越拓野，西金佑一郎（鉄道総合技術研究所）
Atsushi Hasegawa, Takeshi Kawagoe, Takuya Urakoshi, Yuichiro Nishikane

## 1. はじめに

筆者らは，三重県多気郡大台町の宮川支流桧原谷川流域の東又谷で 2011 年に発生した大規模崩壊について，崩壊地の上部の斜面に段差や亀裂，線状凹地が生じていること，2013 年以降にそれらの地形が拡大していることを確認し，2016 年の日本応用地質学会研究発表会において報告した [1]．その後さらに調査を進め，崩壊地上部の斜面における変状の全容と，当該斜面の変形を示唆していると考えられる斜面の局所的な変形を確認したので，ここに報告する．

## 2. 東又谷の崩壊

東又谷の崩壊は，東又谷の源流部付近の，春日越の尾根の西側に位置する三角形を呈する等斉直線斜面で発生している（図 1）．崩壊の規模は，長さ約 700m，幅約 350m，崩壊厚約 50m におよぶ [2]．また酒井ら [2] は，崩壊発生後に実施した現地踏査により，崩壊箇所の上部に滑落崖等を確認している．

## 3. 崩壊地上部斜面に見られる変動地形

2015 年に航空レーザ測量を行い作成した DEM と，国土交通省が 2013 年に作成した DEM を用いた地形解析と現地踏査により，崩壊地上部の斜面に多数の亀裂や段差，線状凹地が認められること，特に円弧状の亀裂や段差の直下では斜面の標高の低下（沈下）が認められることが明らかになった（図-2）．以下に既報 [1] で報告した変状も含め，一連の調査で確認された斜面の変状の状況について記述する．

（1）崩壊地南側

崩壊地の南側には，東西方向に約 120m にわたり連続的に亀裂や段差が生じている．段差の高さは 0.5～2.5m で，北側（崩壊地側）が沈下している．DEM の 2 時期差分における段差の近傍での標高の低下はおおむね 0.5～1.2m であり，崩壊発生時に生じた亀裂や段差がその後の約 4 年の間に拡大したことを示唆している．

（2）崩壊地上部

崩壊地の頂部から水平距離で約 200m 東側には，延長約 200m，比高が最大で 5m の円弧状の段差（以下，滑落崖と称する）が分布する．DEM の 2 時期差分では，滑落崖の直下の標高値の低下は 0.2～0.6m である．またこの滑落崖の南端には直線状に深い溝状の地形が形成されているが，崩壊前の空中写真からはその存在が確認できないことから，崩壊後に形成された滑落崖の延長にあたると考えられる．

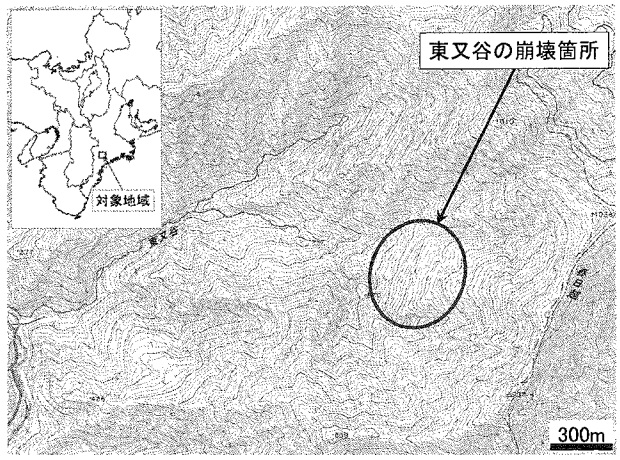



図-1　東又谷の崩壊箇所

滑落崖の南西側には，延長が 10～40m，比高が最大で 1.5m の小規模な段差が馬蹄形状に分布する．DEM の 2 時期差分では段差直下の標高値の低下は 0.5m 前後であるが，この馬蹄形状に分布する段差のやや西側の斜面では最大で約 1m の標高値の低下が認められた．

また，滑落崖付近には延長約 40m の微小な線状凹地が，滑落崖の 40m ほど西側には延長約 100m，比高約 1m の線状凹地～山向き小崖が認められる．DEM の 2 時期差分では滑落崖と線状凹地～山向き小崖の間の斜面で 0.2～0.6m の標高値の低下が認められる．また，線状凹地～山向き小崖よりも西側には，DEM の 2 時期差分で標高がほとんど変化していない範囲が認められる．

（3）崩壊地北側

崩壊地の北側には，崩壊地上部に見られる滑落崖の延長上に比高が 1m 程度の段差が 2 箇所認められる．これらの段差のすぐ西側には小規模な線状凹地が 3 箇所認められる．2 箇所の段差の直下では DEM の 2 時期差分で最大で 0.5m の標高値の低下が認められるが，小規模な線状凹地の周辺では標高値の変化はほとんどない．

（4）崩壊地の南側と北側の渓流の谷壁斜面

崩壊地の南側と北側の渓流では，斜面上部の滑落崖の延長線上にあたる谷壁斜面において，DEM の 2 時期差分で 0.2～0.5m 程度の標高値の上昇が認められる．この標高値の上昇は，北側よりも南側の谷壁斜面で顕著である．

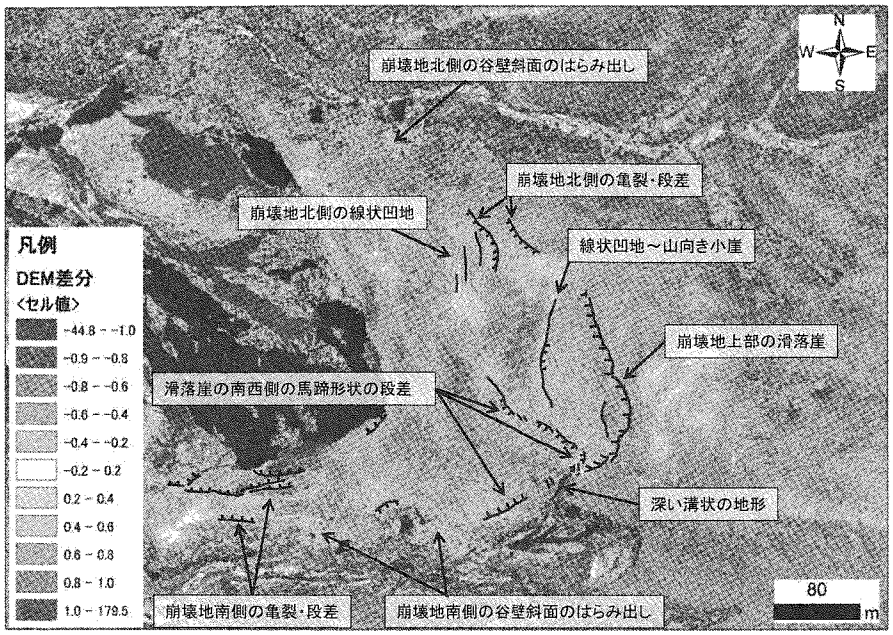



図-2　東又谷の崩壊地周辺の変状と2時期のDEMの差分
（便宜上，差分値が-0.2～0.2mは非表示としている）

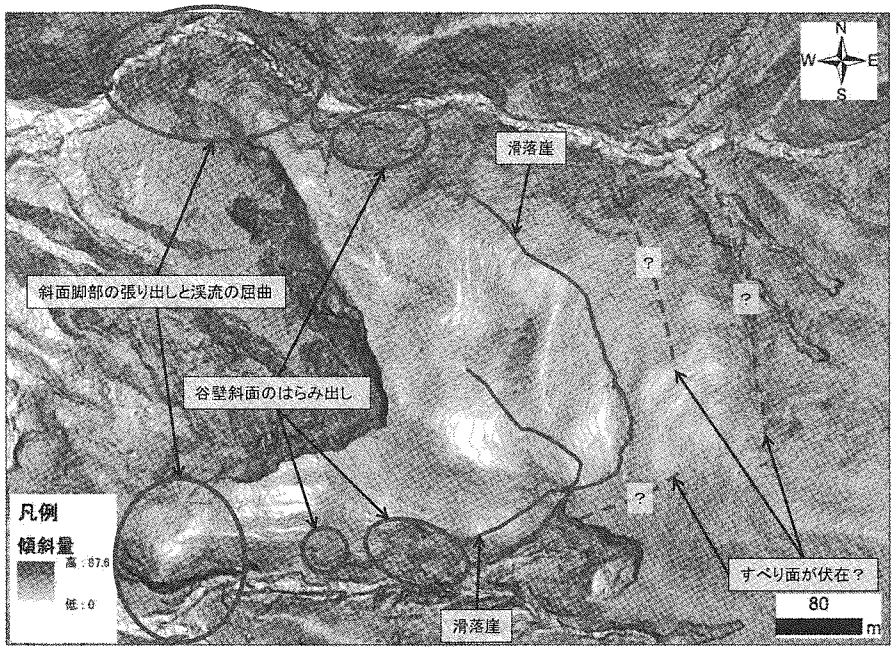



図-3　推定されるすべり

## 4. 議論

2013 年～2015 年の間で斜面の標高値に変化が見られるのは崩壊地と斜面上部の滑落崖に挟まれた範囲である．特に標高値の低下が大きい崩壊地の周辺部は崩壊発生時に落ち残った範囲であると考えられ，亀裂や段差が多数みられる崩壊地の南側では不安定化が進行していると考えられる．また滑落崖およびその西側に分布する馬蹄形状の段差が分布している範囲については，広範囲に標高値の低下が認められること，滑落崖の延長線上の谷壁斜面で標高値の上昇が認められることから，滑落崖から地下に続くすべり面は地山深部にまで達しており，斜面の沈下（滑動）にともない滑落崖末端部の谷壁斜面が押し出されるような変形（はらみ出し）が生じていると推定される．

また，崩壊地の南北端（斜面の脚部）では斜面が張り出したような形状を呈しており，その箇所で渓流の屈曲が認められるほか，滑落崖のさらに上部には滑落崖とほぼ平行に谷が形成されている．また春日越の尾根とほぼ直交する方向（東西方向）に伸びる尾根は，滑落崖と平行方向に伸びる谷筋を延長した場合の交点付近で不明瞭となる．これらは，当該斜面が古い地すべり地であり，崩壊以前より複数のすべり面が形成されていた可能性を示唆している（図-3）．現状では推測の域を出ないが，2011 年の崩壊はこの古い地すべりの末端部で発生し，現在見られる滑落崖は古いすべり面に沿った地山の再滑動にともない生じたものであると考えることができる．今後，より詳細な調査を行うことで，当該斜面の崩壊メカニズムや現在認められる変状の原因の推定等を進める予定である．

**謝辞**　本研究は，総合科学技術・イノベーション会議のSIP（戦略的イノベーション創造プログラム）「レジリエントな防災・減災機能の強化」（管理法人：JST）によって実施されました．本研究で用いた2013年作成のDEMは国土交通省国土地理院からご提供いただきました．また有限会社風水土の永田秀尚博士には研究発表会等で有益なご議論をいただきました．ここに記して謝意を表します．

### 文献

1）長谷川淳ほか（2016）：三重県東又谷の深層崩壊上部にみられる斜面の変形，日本応用地質学会平成28年度研究発表会講演論文集，pp.189-190.
2）酒井俊典ほか（2016）：平成23年紀伊半島大水害の実態と教訓－「想定外」豪雨による地盤災害の軽減に向けた提言－5．三重地域の災害の実態，地盤工学会誌，Vol.64，No.7，pp50-57.

# P06. 御荷鉾帯地すべり地の基盤岩の溶出特性

Elution characteristics of landslide baserocks in the Mikabu belt

○石川敦代,木村隆行,鬼武裕二(エイト日本技術開発), 伊藤誠記,平澤良輔,山崎隆幸(国土交通省 四国地方整備局)
Nobuyo Ishikawa, Takayuki Kimura, Yuuji Onitake, Motoki Itou, Ryousuke Hirasawa, Takayuki Yamasaki

## 1. はじめに

地すべりに関与する地下水は，地すべり地の基盤岩の影響を受けていると考えられる．そのため基盤岩のイオン含有量と溶出量を確認し，両者の相関を確認したので，その結果を報告するものである．

## 2. 基盤岩の鉱物組成

御荷鉾帯地すべり地の基盤岩（角閃岩）と隣接する三波川変成岩（泥質片岩，塩基性片岩，石灰質片岩）のサンプルを使用し，X 線回折を用いて含有イオン量を推定した．含有イオン量は X 線回折(不定方位法)による主要鉱物のピーク比を用いた鉱物含有量比から，化学組成と原子量比で算定した．

図-1 は不定方位法の X 線回折による鉱物組成分布である．角閃岩の地すべり土塊ではバーミキュライトが形成されており，深部の角閃岩では蛇紋石を含有していた．また泥質片岩では鉱物判定では黄鉄鉱は検出しなかったが，一部に微量に含有したことが分析で判明した．

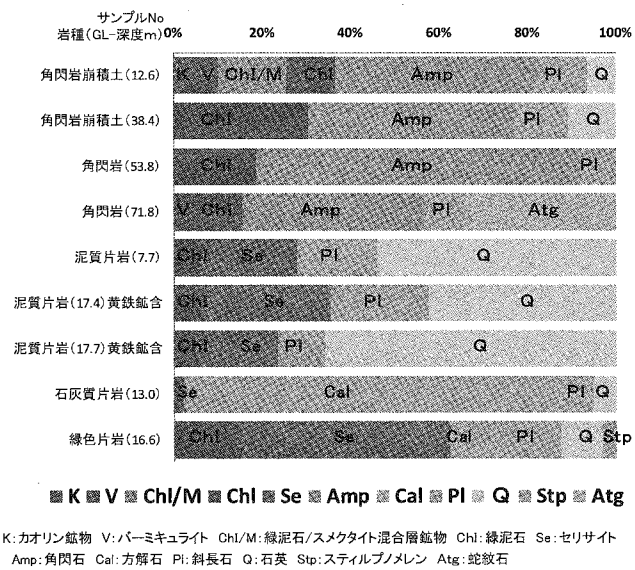



図-1 不定方位法による鉱物組成

## 3. 基盤岩の溶出状況

各サンプルについて，現地の降雨を集水し，サンプル：水＝1：5 の重量比で容器に入れて，1150 時間の溶出試験を実施した．その結果を図-2 に示す．電気伝導度 EC(mS/m)が著しく上昇したのは黄鉄鉱を含有していた泥質片岩で，次に方解石主体の石灰質片岩と，方解石脈を含有した緑色片岩であった．また次に蛇紋石を含む角閃岩で，角閃岩自体の溶出量は相対的に低い傾向にあった．

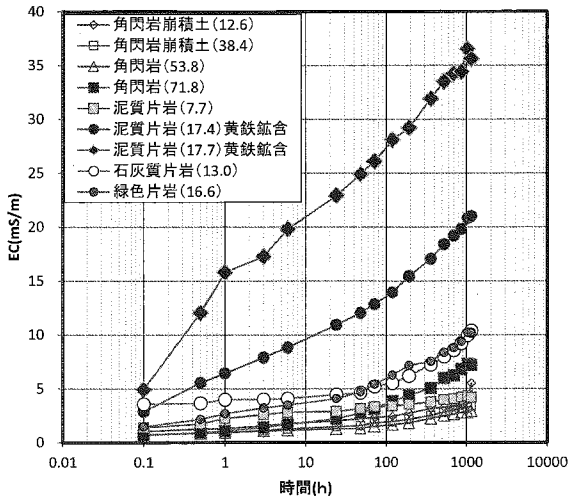



図-2 溶出試験時の EC 上昇特性

## 4. 基盤岩の含有量と溶出量の相関

1150 時間溶出した溶液のイオン分析結果と含有量との相関を以下に示す．図-3 は硫酸イオンと EC の相関で，黄鉄鉱を含有したと考えられる泥質片岩のみ多量の硫酸イオンを確認した．（肉眼鑑定や X 線回折では黄鉄鉱は検出できなかった．）

図-4～5 は Mg と Na の含有量と溶出量の相関で，角閃岩が片岩より含有量と溶出量も多いが，黄鉄鉱を含有する場合，Mg も多く溶出する傾向が認められる．

図-6 は K の含有量と溶出量の相関で緑色片岩に溶出する傾向が認められた．図-7 は Ca の含有量と溶出量の相関で，黄鉄鉱含有片岩と石灰質片岩および方解石脈のある片岩で多量に溶出する傾向が認められた．

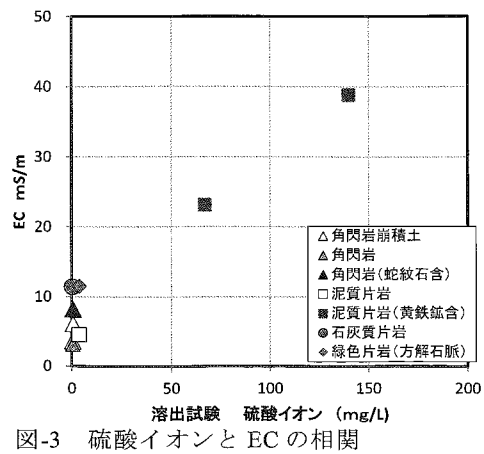



図-3 硫酸イオンと EC の相関

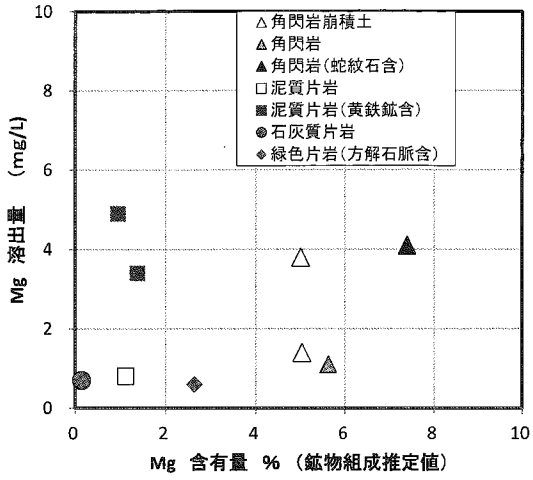



図-4　Mg の含有量と溶出量の相関

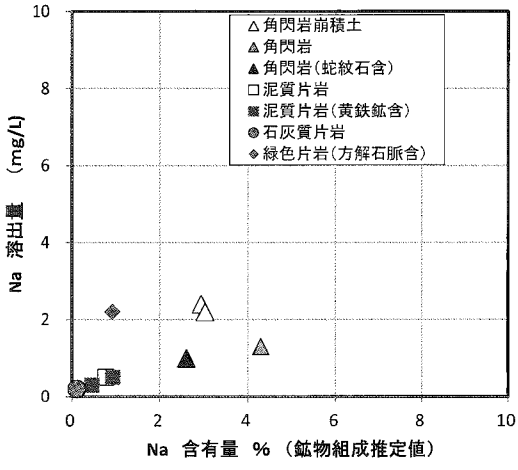



図-5　Na の含有量と溶出量の相関

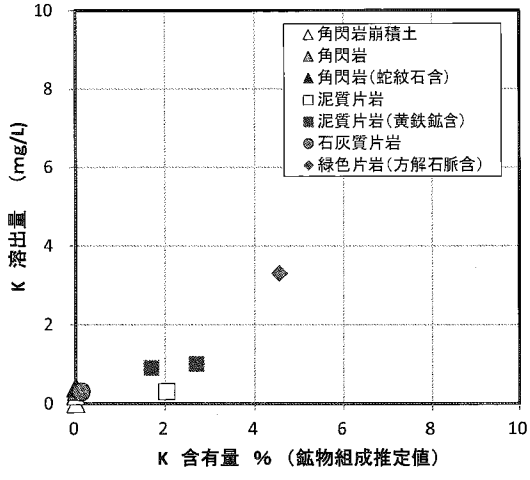



図-6　K の含有量と溶出量の相関

図-8～9 は，Mg-Ca の含有量と溶出量の相関図である．角閃岩は Mg の含有が多く，結果として Mg 型の地下水が形成されやすいと考えられる．ただ Ca が溶出しやすいため，溶出量は Mg と Ca がほぼ同じ程度の地下水型になると考えられる．片岩では黄鉄鉱の存在や方解石脈の存在などもあり Ca が溶出しやすいこともあり，Ca 型地下水が主体になると考えられる．

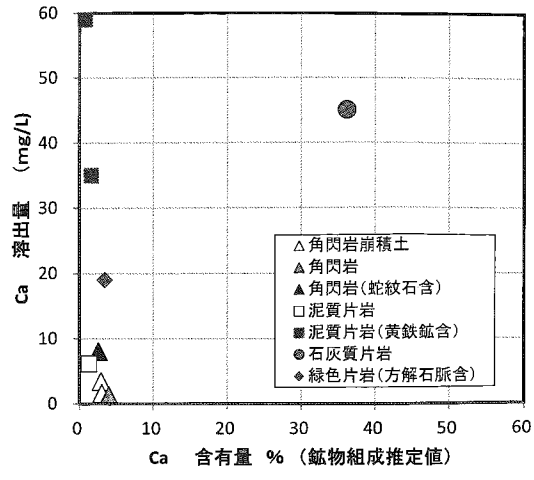



図-7　Ca の含有量と溶出量の相関

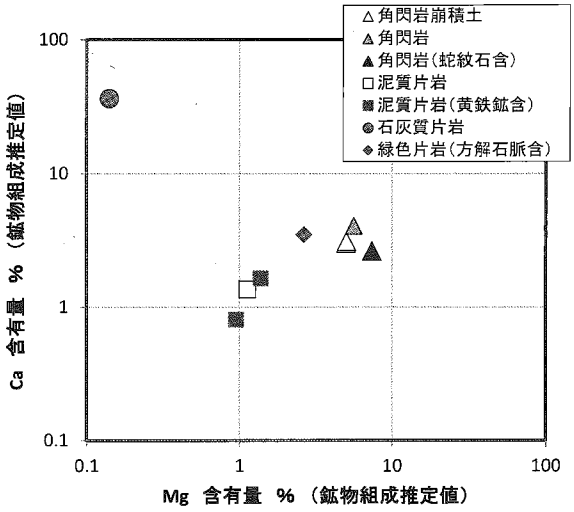



図-8　Mg の含有量と Ca の含有量の相関

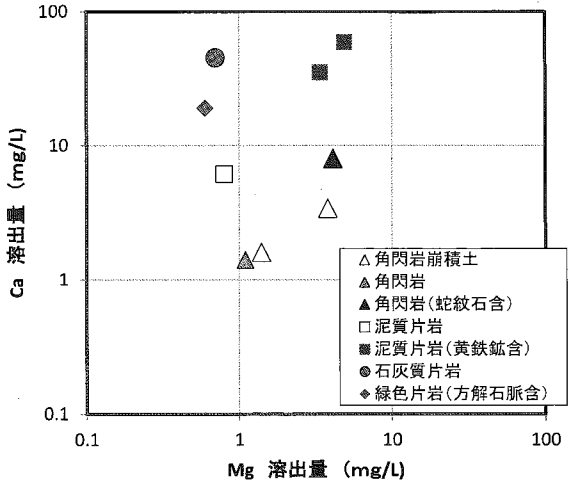



図-9　Mg の溶出量と Ca の溶出相関

## 5.　まとめ

鉱物組成と溶出試験の結果より，御荷鉾緑色岩では Mg 型地下水が主体で，Ca も同程度の Ca 型も混在すると考えられた．三波川変成岩では Ca 型地下水が主体になると考えられた．現地で採水した地下水の分析結果とも一致する結果となり，基盤岩の溶出特性が地下水形成に深く関与していることが考えられた．

# P07. 御荷鉾帯地すべり地の地下水電導度変動特性

Groundwater electric conductivity characteristics of landslide in the Mikabu belt

○木村隆行,和田佳記,合田洋一(エイト日本技術開発), 伊藤誠記,平澤良輔,山﨑隆幸(国土交通省 四国地方整備局)
Takayuki Kimura, Yoshiki Wada, Youichi Goda, Motoki Itou, Ryousuke Hirasawa, Takayuki Yamasaki

## 1. はじめに

四国中央部に位置する御荷鉾緑色岩類で構成される地すべり地において，集水井の EC を連続観測したところ，豪雨時に周辺地下水位が上昇した後，遅れて EC が上昇することが観測された．長期変動では，豊水期に EC が低下する現象と，逆に上昇するふたつの現象が確認され，地下水流動と密接に関係すると考えられたので，その事例を報告する．

## 2. 豪雨時の EC 変化

現地には，EC が 10(mS/m)程度を境界とし，EC の低い表流水・浅層地下水と，EC の高い基盤面地下水に大別できる．渓流未発達域（尾根地形）および破砕帯分布域では基盤面地下水が主体であり，渓流発達域(集水地形・谷地形）では表流水・浅層地下水が主体で分布する．

図-1 は，基盤面地下水分布域の集水井 N-41 での豪雨時 EC 変化図である．降雨中は降雨の浸透により EC が低下するが，周辺の地下水位が上昇しピークを迎えるとともに EC が上昇しはじめ，12 時間程度の時差で EC がピークとなる．これは地山全体の水圧により深部の基盤面地下水が押し出され，すべり面に関与しているためと推定された．

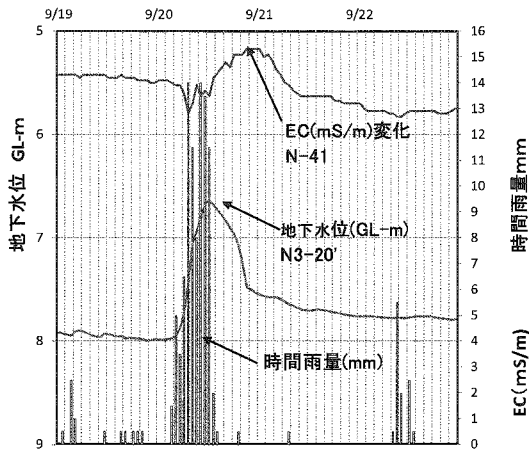



図-1　N-41 の豪雨時 EC 変化図

図-2 は，表流水・浅層地下水分布域の集水井 N-28 での豪雨時 EC 変化図である．周辺の地下水位が上昇しピークを迎えるとともに EC もピークを迎えるが，第 2 の EC ピークは 10 時間程度の時差で生じている．これも地山全体の水圧により，下位からの基盤面地下水が押し出されてすべり面に関与しているためと推定された．

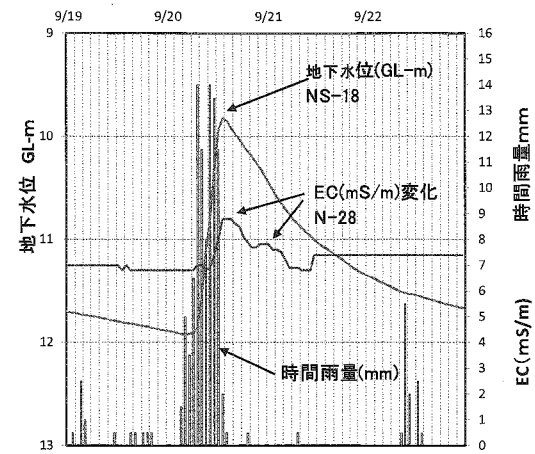



図-2　N-28 の豪雨時 EC 変化図

また，図-3 は，最大時間雨量の EC の最大増大量で，時間雨量が 5mm 程度では変化がなく，少なくとも時間雨量 8mm 程度以上の降雨でないと，EC 上昇がない．時間雨量の大きさが，基盤面地下水の押し出し現象に関与している可能性がある．

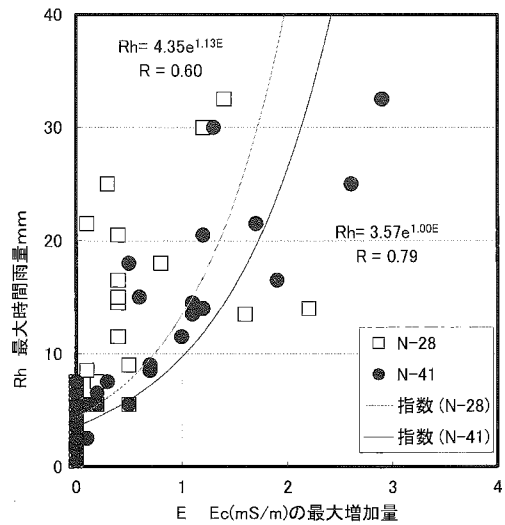



図-3　EC 最大増加量と最大時間雨量の相関

## 3. 長期の EC 変化

図-4 は，N-28 と N-41 の長期 EC 変化で，N-41 は 11 月～1 月の渇水期に EC が上昇し，N-28 は豊水期ピークの 9 月に EC が上昇している．N-41 は豊水期に希釈していた表流水・浅層地下水の供給量が，渇水期に減少したため EC が高くなり，N-28 は豊水期ピークの 9 月に，地山全体の水圧が高くなるため，基盤面地下水押し出されたものと解釈される．

これらは，表流水・浅層地下水の供給希釈量と基盤面地下水を押し出す地山全体の水圧のバランスで変化していると考えられる．集水地形や地すべり地の下方は，基盤面地下水押し出し型が優勢になり，破砕帯分布域・非集水地形や地すべり地の上方は，表流水・浅層地下水希釈型が優勢になると考えられる．

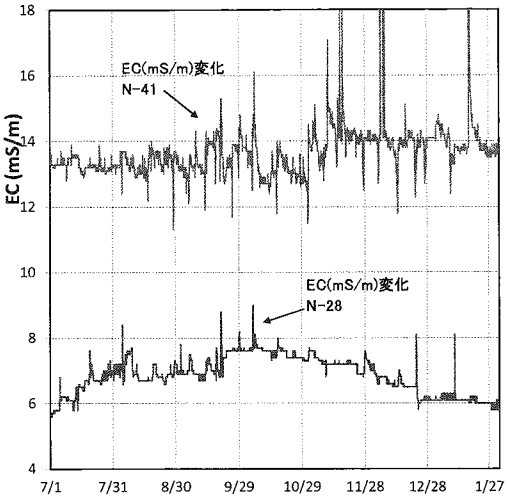



図-4　N-28 と N-41 の長期 EC 変化図

## 4. 長期の水質変化

図-5 は，地すべり地下方に設置された横ボーリング N-17 の 9 月～11 月の水質変化である．Ca 型の地下水だが，9 月の豊水期は EC も Ca 濃度も相対的に高く，地山の高い水圧で基盤面地下水が押し出されているものと考えられる．

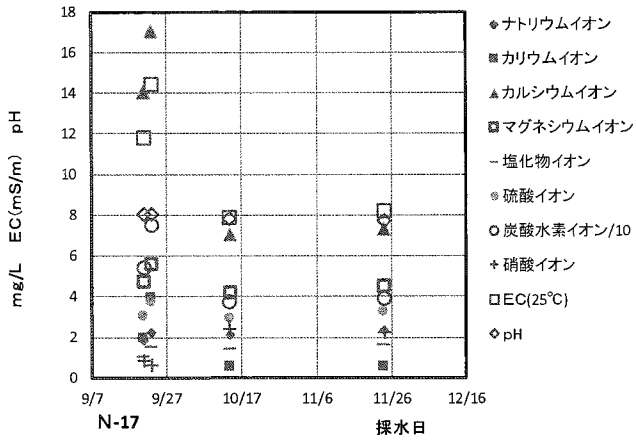



図-5　N-17 のイオン変化図

図-6 は，地すべり地上方に設置された横ボーリング Y-B-10 の 9 月～11 月の水質変化である．これも Ca 型の地下水だが，9 月の豊水期は表流水・浅層地下水の供給量が多く希釈されて EC がやや低いが，渇水期は供給量が減少し，ほとんどのイオンが相対的に上昇している．N-17 とは逆のパターンである．

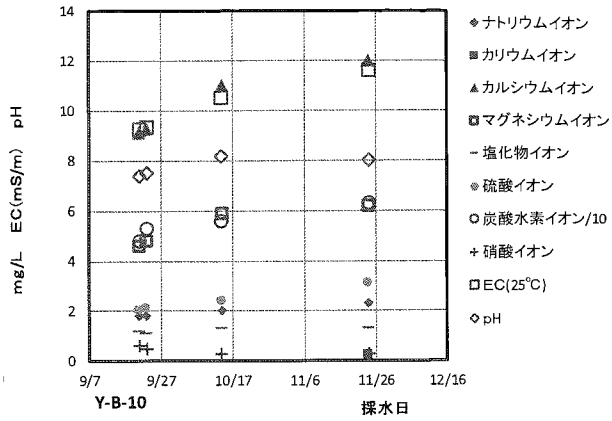



図-6　Y-B-10 のイオン変化図

## 5. 終わりに

今回の事例では，すべり面を貫いている集水ボーリングの EC が，豪雨直後に地下水位上昇より遅れて上昇する現象が観測された．集水井で集水する地下水は，過去の地下水年代測定により降雨後 3～13 年経過した地下水であることが確認されており，図-7 のように，直近の浅層地下水ばかりでなく，EC の高い基盤面地下水が地すべりに深く関与していると考えられる．

そのため，EC の変動特性を把握することは，関与する地下水の種別判定にも有効であり，地下水流動メカニズムの把握に寄与すると考えられるので，継続し検討していきたい．

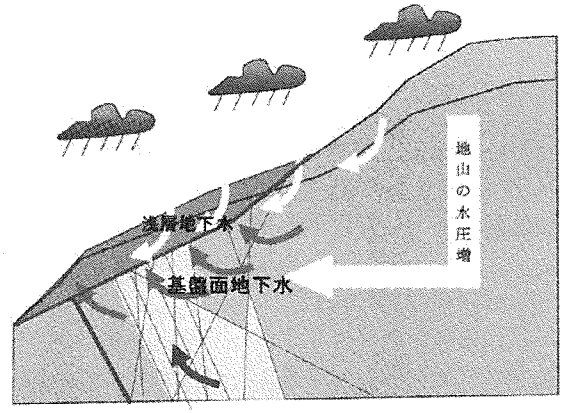



図-7　地下水流動のモデル図

## 文献

1)五百木耕二他（2016）：御荷鉾帯地すべり地の水質特性（続報），第 55 回日本地すべり学会研究発表会
2)風見健太郎他（2016）：御荷鉾帯地すべり地の水質特性（その 2），日本応用地質学会中国四国支部平成 28 年度研究発表会,PP63-64・
3)長溝忍：地すべり地内における地下水区分の一手法，「地すべり」Vol.15，No.4

# P08. 御荷鉾帯地すべり地の水質特性（その3）

Ground quality characteristics of landslide in the Mikabu belt（part3）

○風見健太郎,五百木耕ニ,和田佳記(エイト日本技術開発), 伊藤誠記,平澤良輔,山﨑隆幸(国土交通省 四国地方整備局)
Kentarou Kazami, Ioki Kouji, Yoshiki Wada, Motoki Itou, Ryousuke Hirasawa, Takayuki Yamasaki

## 1. はじめに

これまで筆者ら[1)2)]は四国中央部に位置する御荷鉾帯の破砕帯地すべり地において水質分析を行い，地すべり地の地下水特性について報告を行った．筆者らはイオン分析，酸素水素同位体比分析，六フッ化硫黄分析を実施し，地下水流動，地下水年代に関する検討したことを報告している．イオン分析では長溝ら（1979）[3)]による地下水分類により，地下水流動の検討を行った．酸素・水素同位体比分析結果では地下水涵養標高が標高 400 ～900m で地下水が涵養し，地下水が涵養年代が 2～13 年であることが六フッ化硫黄分析により分かった．本報告ではこれまで明らかとなっていなかった地質構造と地下水の水質特性の関係を空中電磁探査結果より明らかにし，追加実施したイオン分析により，地下水分類の見直し，イオン混合解析による地すべり地の地下水流動の検討を行った．

## 2. 地形地質概要

調査対象箇所はN地区とY地区である．調査対象地には北東-南西方向に構造線が認められ，その周辺に地すべり地形が見られる．地すべり地の中央部には河川が南から北方向へ流下し，河川の右岸がN地区，左岸がY地区である．地すべり地後背の山頂の標高は1000～1400mとなっており，その下方の標高200～700mの間に地すべり地形が分布している．構造線の北側は三波川変成岩，南側は御荷鉾緑色岩が分布する．

## 3. 試料採取・分析方法

試料採取は集水井の集水ボーリング，横ボーリング工の他に観測孔，湧水を採水した．試料採取は降雨期の平成28年9月，渇水期の平成28年12月に実施した．なお，ボーリング観測孔からの採水は温度検層を実施し地下水の流動層を確認した上で採水を行った．イオン分析はイオン組成の把握のために $Ca^{2+}$，$Na^{+}$，$K^{+}$，$Mg^{2+}$の各イオンは原子吸光法，$CL^{-}$，$SO_4^{2-}$，$NO_3^{-}$の各イオンはイオンクロマト法，$HCO_3^{-}$は赤外線分析法により溶存量を定量分析した．

## 4. 地下水分類

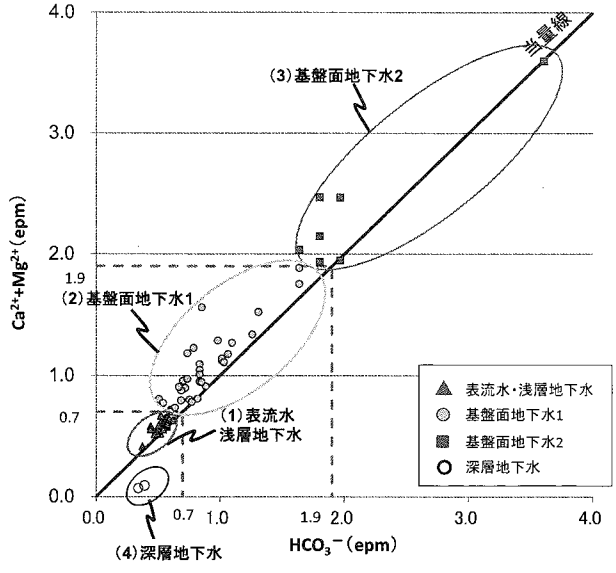
（1）地下水分類方法

①$Ca^{2+}+Mg^{2+}$ - $HCO_3^{-}$による方法

地下水分類は参考文献3に加え，地下水特性を加味し表－1 に示す地下水分類とした．なお，降雨期，渇水期で調査を実施したが，水質に顕著な変化が見られないため渇水期を例として図－1 に $Ca^{2+}+Mg^{2+}$ - $HCO_3^{-}$の関係に整理した．地下水分類は（1）表流水・浅層地下水，（2）基盤面地下水1，（3）基盤面地下水2，（4）深層地下水に区分した．（1）～（4）の地下水分類は表－1 に示す当量値と電気伝導度に基づき区分を行った．なお，（4）深層地下水に分類される地下水はこれまで確認されなかった地下水である．

表－1　$Ca^{2+}+Mg^{2+}$ - $HCO_3^{-}$による方法

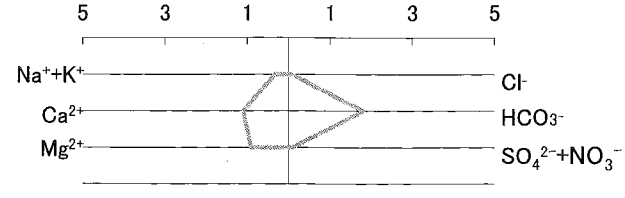
| 地下水分類 | 当量値（epm） | 電気伝導度 |
|---|---|---|
| 表流水・浅層地下水 | 0.7以下 | 10mS/mを目安 |
| 基盤面地下水1 | 0.7＜epm＜1.9 | 10～20mS/m未満を目安 |
| 基盤面地下水2 | 1.9以上 | 20mS/m以上 |
| 深層地下水 | 0.7以下（但し当量線右下） | 20mS/m以上 |




図－1　地下水分類結果（渇水期）

②ヘキサダイヤグラムによる方法

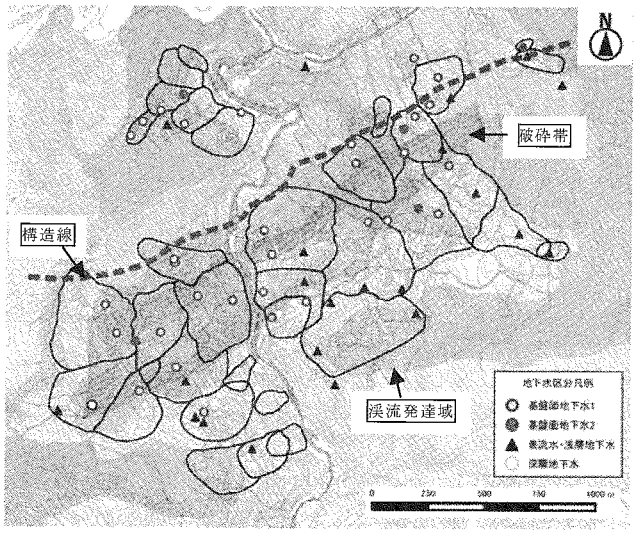
岩石からの溶出特性を把握するために図－2 に示すイオン成分によるヘキサダイヤグラムを用いた地下水の分類方法により地下水の分類を行った．




図－2　ヘキサダイヤグラムによる方法

(2) 地形・断層・破砕帯と地下水分類

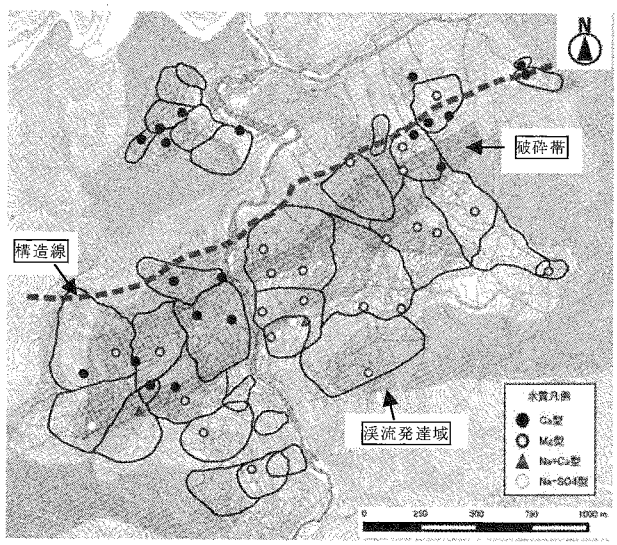
図－3 に地形・構造線・破砕帯と①の方法による地下水分類の関係を示す．図－3 に示す構造線は周辺ボーリング調査結果から推定し，破砕帯は空中電磁探査結果により推定したものである．地形区分は傾斜量図を用いた地形解析により，渓流発達域と渓流未発達域に区分した．図－3 に示すように構造線や破砕帯周辺および渓流未発達域では溶存度の高い基盤面地下水 1 または 2，深層地下水が主として分布していた．渓流発達域には表流水・浅層地下水が主として分布していた．特に構造線周辺では基盤面地下水 2 に分類される地下水が点在していた．




図－3 地形・構造線・破砕帯と地下水分類

(3) ヘキサダイヤグラムによる地下水分類

図－4 に湧水を除く②のヘキサダイヤグラムによる地下水分類結果を示す．構造線北側の三波川変性帯が分布する側には Ca 型が主体の地下水，破砕帯より南東側の御荷鉾緑色岩が分布する側には Mg 型が主体の地下水が分布し，破砕帯周辺は Ca 型と Mg 型の地下水が混在する．また，破砕帯南縁では Na+Ca 型や Na+$SO_4$ 型の地下水が点在した．



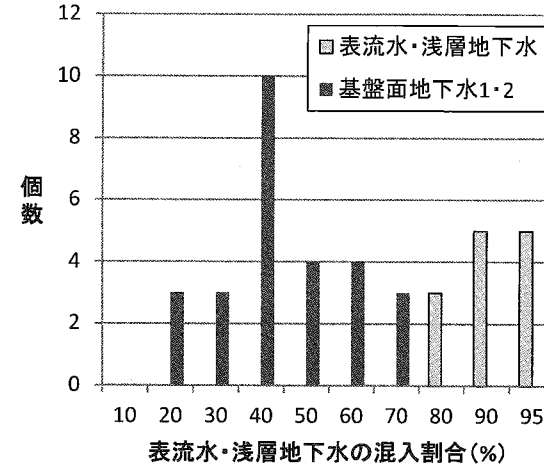

図－4 ヘキサダイヤグラムによる地下水分類

**5. イオン混合解析**

地すべり地を涵養する地下水は，より深部に基盤面地下水面地下水と表流水・浅層地下水が混合して形成されていると考えられる．イオン混合解析結果（一例）を表 3 に示す．表－3 は混合解析の一部の例を示しており，(1) ～ (4) の地下水分類から二成分または三成分混合を行うことで再現することが可能であった．図 5 に混合したヒストグラムを示す．その結果，基盤面地下水 1 または 2 に分類される地下水では，表流水・浅層地下水の関与は約 20～70%であることが分かった．また，表流水・浅層地下水は基盤面地下水 1 または 2 が約 5～20%混合している結果となった．なお，表流水・浅層地下水に分類される地下水は渓流発達域に分布していた．

表－3 地下水混合解析（一例）

| | 表流水・浅層地下水 | 基盤面地下水1または2 | 深層地下水 | 解析結果 | ダイヤグラム | 混合結果 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 二成分混合 |  |  | なし |  |  | 表流水・浅層地下水×90%<br>＋基盤面地下水2 ×10% |
| |  |  | なし |  |  | 表流水・浅層地下水×50%<br>＋基盤面地下水1 ×50% |
| 三成分混合 |  |  |  |  |  | 表流水・浅層地下 ×20%<br>＋基盤面地下水1 ×60%<br>＋深層地下水 ×20% |




図－5 混合割合ヒストグラム（渇水期）

**6. まとめ**

空中電磁探査ならびに既往資料より，破砕帯および構造線が推定された．その結果，イオン溶存度の高い基盤面地下水 1 や 2 に分類される地下水は，渓流未発達域と構造線，破砕帯に多く分布する傾向がみられた．

表流水・浅層地下水に分類される地下水は集水地形である渓流発達域に多く分布していた．イオン混合解析により複数成分の地下水が混合していると考えられたので，継続して検討をすすめていきたい．

**参考文献**

1) 風見他：御荷鉾帯地すべり地の水質特性，平成 27 年度日本応用地質学会研究発表会 2015

2) 風見他：御荷鉾帯地すべり地の水質特性（その 2），平成 28 年度日本応用地質学会中国四国支部 2016

3) 長溝忍：地すべり地内における地下水区分の一手法，「地すべり」Vol.15，No.4

# P9. 地域資源としての地下水の「見える化」「見せる化」と応用地質

Problems of Engineering Geology on the Representation Method of Groundwater as a Regional Resource.

○宮原智哉，小川豪司，浅井　樹，坂入一嵯（アジア航測株式会社）

Tomoya Miyahara, Gosh Ogawa, Miki Asai, Kazusa Sakairi (Asia Air Survey Co., Ltd.)

## 1. はじめに

地下水は生活,工業,農業活動に欠かせない資源として,また,地盤沈下や地下水汚染など公害としての側面で取り上げられ,国や自治体など主に行政サイド（官）が管理・保全を行い,研究サイド（学）ではモニタリングや調査研究を,論文発表や検討委員会等での行政への情報提供という活動で共有を行ない,産官学のうち,官-学の連携を中心に行われてきた.

しかし,近年では民間企業など産業サイド（産）でも“きれいな”地下水を謳い文句にして商品を開発し,洋酒やミネラルウォーターなど広く消費者に受け入れられるようになってきた.また,行政サイドにおいてもこれまで地下水を管理してきた環境や水道部門だけではなく,観光部門や観光協会などによる,湧水・地下水を観光資源とした戦略や,農産物のブランド化など,JAや土地改良区などが主体となった活動も見られるようになった.

このように地下水を基盤とした様々な人間活動との関わりが注目されてきている反面,地下水にかかわる情報は,依然として官-学連携を中心として集約され,その他のステークスホルダには簡単にはアクセスできない,または,アクセスできても専門的すぎて簡単には利用できない状況にあるといえる.

地球科学を人間活動に有効に橋渡しするという応用地質学の分野的使命を鑑みると,このような地下水に関わる問題を議論し,解決することは重要な課題の一つであると考えられる.

## 2. 地下水の持つ側面の時間的な変遷

まず,戦後以降の大まかな時間軸で地下水がどのような側面で重視されていたかを表１に整理する.

戦後の復興から高度経済成長時には,地下水は戦後の食糧増産や高度経済成長時代の産業を支える水として量の確保が重要視されていた.その後,公害問題が顕在化すると地盤沈下の防止を目的とした地下水揚水の適正化や,地下水汚染の防止のため,水質の監視・管理が重要視されるようになった.

その後,バブル崩壊からの低成長時代に入り,全国画一的な商品や地域開発ではなく,地域の特徴を生かした商品開発や観光振興が進められ,地域名を冠したウィスキーやミネラルウォーターの販売拡大や湧水の豊富さや湧水からの流水を観光資源とする地方自治体が多くみられるようになった.また,地域の再生・創生が謳われる昨今では,地域資源としての地下水を湧水や井戸にまつわる習慣や祭りなど,地域文化を醸成する基盤と考える側面や,貴重な水生生物の生息環境を維持するための基盤環境としての側面,地元学など環境教育一つの分野としての側面など様々な側面が広がってきている.

表１　地下水の持つ側面の時間的な変遷

| 地下水の持つ側面 | 量的側面 | 質的側面 | 新たな側面 |
|---|---|---|---|
| 戦後復興から高度経済成長期 | ・食糧増産や産業を支える地下水量の確保 | - | - |
| 公害問題の顕在化（地盤沈下，地下水汚染） | ・適正な地下水の利用量 | ・環境基準，水質基準等の策定 | - |
| バブル崩壊から現在 | ・地下水利用量の減少 | ・水質の維持管理 | ・商品や産物，地域のイメージアップ<br>・地域文化醸成の基盤<br>・生物生息場の維持<br>・地元学など地域学習の教材 |

このような新たな側面への地下水情報のニーズが増えている現状に対し,既存の地下水情報が新たなステークスホルダに対して簡単に理解・利用できるように整備されているかを考慮すると,多くの課題が残っていると思われる.

## 4. 地下水への理解・利用を向上するための課題

新たな側面で地下水情報を欲しているステークスホルダは地方自治体の観光部門や企画部門であったり,観光協会や観光ボランティア,JA,土地改良区,地域学習NPO,自然保護 NPO,地域住民など様々で,地下水に関するリテラシーが高くない利用者が含まれる.

これまでは,地下水に関する専門家が情報を集約して管理・公開していれば済んでいた（地下水位の変動グラフや水質分析の値のデータの羅列など）が,新たな利用者には,記述内容が専門的すぎたり,グラフの変動から地域全体の地下水の動きを想像できなかったり,目に見えない地下水をイメージすることが難しい.

さらに,地下水情報へのアクセスが難しさが課題としてあげられる.自治体 HP 等でデータが公開されている場合は良いが,多くの場合,地下水データは報告書や研究論文等として公開されている.自治体の報告書は役所の資料室などに足を運ぶ,研究論文はインターネットで検索するという方法もとれるが,新たな利用者には敷居が高いと思われる.

したがって,これまで自治体の地下水関連部門や大学の研究室に蓄積されてきた地下水情報を集約・整理して利用しやすいアーカイブを作成することは重要な課題である.なお,地下水に関する情報が集約されている場としては,国土交通省の「全国地下水資料台帳」や「水

文水質データベース」,環境省の全国地盤環境情報ディレクトリなどがある.また,水理地質情報をコンパイルし,地下水盆範囲での取りまとめをした図面として,産業総合技術研究所の「水文環境図」[1],国土交通省の「地下水マップ」[2],「地下水の見える化調査(地下水図面化手法調査)」[3) 4) 5)] 等のポータルサイトがある.

また,昨今の日本の課題として,地域づくりや地域活性化に向けた産業の創生があげられる.まさに,地域独自の自然や文化資源を生かした施策が求められる中,地域独自の資源である地下水をキーワードとした施策や活動は重要な役割を果たすと考えられる.例えば,背後に涵養域となる山地を擁する集水域の地形的特徴や,地下水を豊富に賦存することができる礫層などの堆積構造や地質構造の特徴,地下水水質や水温の情報など,応用地質学的な知見をできるだけわかりやすく新たな利用者に伝える工夫をすることで,地下水に関する理解不足によるミネラルウォーター工場等への懐疑的な意見や帯水層への理解不足による周辺地下水利用への響発生など問題を未然に防ぐことができるようになると考えられる.

## 5. 国土調査「地下水の見える化調査」における事例

ここでは,国土交通省国土政策局国土情報課で実施されている地下水の「見える化」「見せる化」の事例について紹介する.この調査は,国土調査法に基づく「水基本調査」として実施され,「地下水情報の見える化調査」等を実施してきており,現在までに「神奈川県西部地区」「熊本地区」「大野地区」「甲府地区」「別府地区」等に関して,各地区毎に,地下水の動態とその地区の特徴や利水様態等を重ね合わせた「地下水情報図」集を作成し,住民の方々の地下水に関する理解を増進するとともに,パイロット地区以外の地域での取組の促進を目指して地下水情報図の整備の手順等についての準則化・マニュアル化の検討を行っている.

「地下水情報図」とは,当該地域の特徴や個性からテーマを設定し,地形や水文地質構造,地下水の水位や比湧出料など地下水に関連する科学的・技術的な基本情報と,利水現況や産業・湧水点等の社会的・文化的な情報を重ね合わせ解説を加えることにより,地下水と人との関わりを明らかにした「主題図簿集」である.「地下水情報の見える化調査」では,図面作成にGISを用い,データをデジタル化することによって,データの再利用を考慮している.(図1,図2).

図1は,地下水の汲み易さを比湧出量の色分けマップで表現し,そこに城下町の発展を時代を追って表現することにより,自分たちの住む街が地下水と深くかかわってきたことを市民に理解してもらうための主題図である.また,図2は地下水の一形態である温泉の泉質バリエーションについて,旅行者目線で色分けで表示して,別府温泉で様々な温泉が楽しめることを表現した主題図である.このように新たな利用者へのアプローチでは,産業,観光,歴史,文化,生物環境など自然科学だけではなく社会科学的な側面も含めてわかりやすいデータの加工を実施してアーカイブを整備していくことが重要と考えられる.

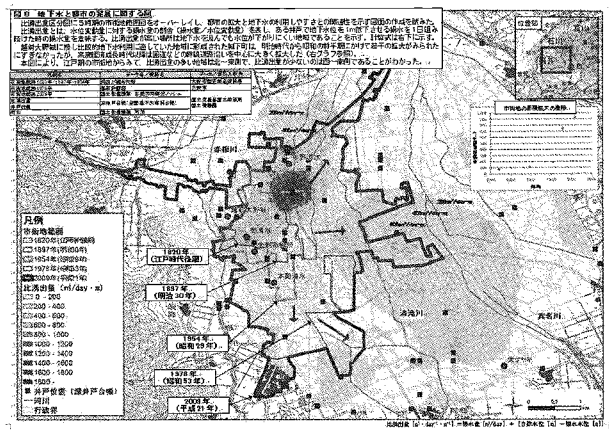


図1　地下水と都市の発展（大野地区）
越前大野城の城下町の成立から現在までの
発展を地下水の汲み易さと比較した主題図

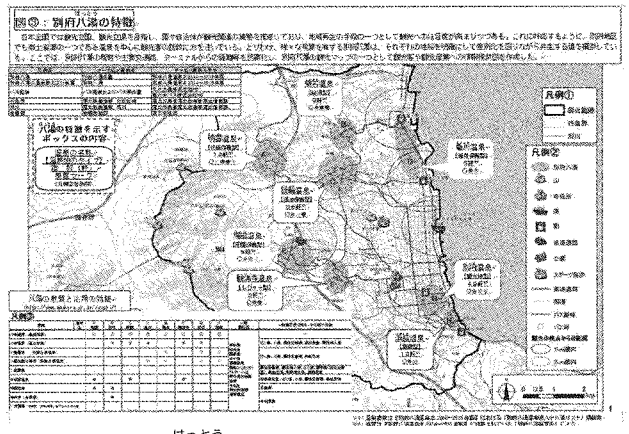


図2　別府八湯（はっとう）の特徴（別府地区）
別府温泉の泉質バリエーションを色彩区分で
わかりやすく表示した主題図

## 6. おわりに

本報告では平成25年度から27年度にかけて実施された「地下水情報の見える化調査」の成果の一部を引用させていただいた.成果の引用に当たり,ご高配を賜りました,国土交通省国土政策局国土情報課の渡部元氏,山田美隆氏に感謝の意を表します.

## 文献

1) 町田 功,伊藤成輝,内田洋平,井川怜欧,丸井敦尚,田口雄作(2010),文環境図の編集指針－ユーザーが求める情報を提供するために－,地質調査研究報告,第61巻,第1/2号,p.75-83
2) 国土交通省 国土政策局,土地分類調査・水調査 地下水マップ ポータルサイトHP
3) 国土交通省 国土政策局(2014),平成25年度 地下水の実態把握及び図面化に関する検討業務報告書
4) 国土交通省 国土政策局(2015),地下水の情報図簿等の作成に関する検討業務 業務報告書
5) 国土交通省 国土政策局(2016),平成27年度 地下水の図面化促進に関する検討業務 業務報告書

# P10. 多層地盤における二相流動逆解析数値実験

Numerical Experiment for Inverse Analysis of 2-phase Flow in Multilayered Aquifer

増本　清（島根大学院），○今口五月（島根大学院）
Kiyoshi Masumoto, Satsuki Imaguchi

## 1. はじめに

地下水モデル逆解析において，不均質な地盤内部の物性値だけでなく，初期条件や境界条件を未知として扱うことの重要性が指摘されている [1]．また，対象として地下水面周辺の現象を扱う場合は，不圧帯水層のような自由水面を考慮すべき領域に対しては，飽和不飽和浸透流あるいは空気の流動も考慮した二相流動によるモデル構築が求められることもあるだろう．

一方，このような未知パラメータ数の多い逆解析を高速で実施するためには，アドジョイント法（adjoint method）を適用することが有効である [2]．アドジョイント法により浸透特性や間隙率だけでなく，初期条件や境界条件をあわせて未知として扱うことがすでに示されている [1]．これは，2 相流動モデルに対しても適用可能であるが，未だ実施された例がみられない．

そこで本研究では，二相流動モデルにおいて，初期飽和度および初期圧力値を未知とした逆解析法を示し，2 次元鉛直モデルによる数値実験によりその適用可能性を検討した結果を報告する．

## 2. 数値解析法の要点

地下の水および空気の二相流動支配方程式を差分法により離散化すると式(1)(2)のように表される．

$$R^n_{wij} \equiv \frac{V_{ij}\phi_{ij}}{\Delta t^n}\left(\frac{S^n_{wij}}{B^n_{wij}} - \frac{S^{n-1}_{wij}}{B^{n-1}_{wij}}\right) - f_w\left(S^n_w, p^n_g\right) = 0 \quad (1)$$

$$R^n_{gij} \equiv \frac{V_{ij}\phi_{ij}}{\Delta t^n}\left(\frac{1-S^n_{wij}}{B^n_{gij}} - \frac{1-S^{n-1}_{wij}}{B^{n-1}_{gij}}\right) - f_g\left(S^n_w, p^n_g\right) = 0 \quad (2)$$

ここで，$V$:体積，$\phi$:間隙率，$\Delta t$:時間ステップ，$S_w$:水の飽和度，$B$:容積係数，$p$:圧力，添字 $i,j$:セル番号，添字 $w,g$:水,空気であり，$f$は，$S_w$と,$p_g$の関数で，ここでは陰解法であることを示している．順解析は式(1)(2)を連立して各セル番号，各時間ステップ毎に解くことにより行われる．

逆解析は，式(3)の目的関数を最小とする未知パラメータを準ニュートン法により求める．その際，目的関数の勾配計算はアドジョイント法により行った．

$$J = \sum_{l=1}^{Nob}\sum_{n=1}^{Nt} W^n_l\left(p^n_{wobs} - p^n_{wcal}\right)^2 \quad (3)$$

ここで，$W$:重み，添字 $obs,cal$:観測値と計算値，$l$:観測点番号である．

準ニュートン法における目的関数の勾配計算は，以下に示すアドジョイント法で行なった．まず，乗数λを導入して式(4)のラグランジアン$L$を定義する．

$$L \equiv J + \sum_{n=1}^{Nt}\sum_{i=1}^{Nx}\sum_{j=1}^{Nz}\left(\lambda^n_{pij}\cdot R^n_{wij} + \lambda^n_{sij}\cdot R^n_{gij}\right)^2 \quad (4)$$

ここで，$\lambda_p, \lambda_s$は乗数である．次に順解析で得られた飽和度等を用いて，式(5)，(6)の随伴方程式を解くことにより乗数λを求める．

$$\frac{\partial L}{\partial \lambda^n_{pij}} = 0 \quad (5)$$

$$\frac{\partial L}{\partial \lambda^n_{sij}} = 0 \quad (6)$$

未知パラメータに関する目的関数の勾配は乗数λを用いることにより勾配計算式(7)からただちに算出することができる．

$$\frac{\partial L}{\partial u_m} = \frac{\partial J}{\partial u_m} + \sum_{n=1}^{Nt}\sum_{i=1}^{Nx}\sum_{j=1}^{Nz}\left(\lambda^n_{pij}\frac{\partial R^n_{wij}}{\partial u_m} + \lambda^n_{sij}\frac{\partial R^n_{gij}}{\partial u_m}\right) \quad (7)$$

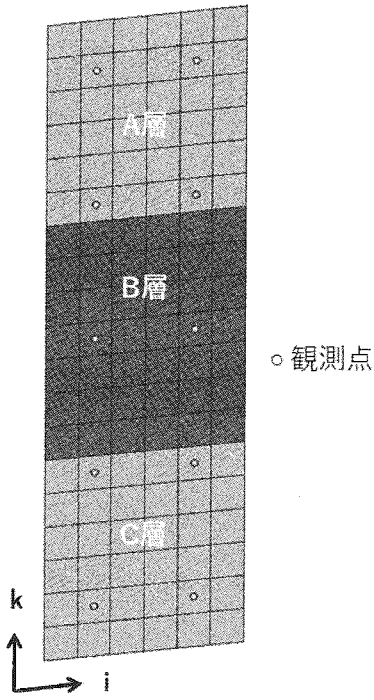
ここで，$u_m$:m 番目の未知パラメータである．これにより未知パラメータ数に関わらず，順解析 2 回程度の計算量で勾配計算が可能となる．ここでは勾配計算式の具体例として，未知の初期飽和度に関する微分値算出式を式(8)に示す．

$$\frac{\partial L}{\partial S^0_{wij}} = \frac{V_{ij}\phi_{ij}}{\Delta t^1}\left(-\frac{\lambda^1_{pij}}{B^0_{wij}} + \frac{\lambda^1_{sij}}{B^0_{gij}}\right) \quad (8)$$

他の未知パラメータに関する目的関数の微分値も同様に乗数を用いて算出することができる．こうして得られた勾配を用いて準ニュートン法の反復計算を収束するまで行うことにより，逆解析が行われる．

## 3. 数値実験

多層地盤を想定して鉛直 2 次元多層地盤数値モデルを図－1 に示す．簡単のためスケールは各セル水平幅 1 鉛直幅ともに 1cm とし，0.1 の勾配を持つ傾斜を与えた．図に示すように上から A,B,C の 3 層からなる地盤を想定した．2 本の観測井を設けセル番号(2,6)，(2,14)，(5,6)，(5,14)の 4 点から空気圧入試験を行い，各孔内の




図－1　多層地盤数値モデル

5 点の水圧経時データを取得する試験を想定する．時間ステップの合計は各試験毎に 30 ステップとし，各試験ではじめの 18 ステップのみ圧入を行うこととした．時間ステップは 1 秒とした．ここでは，各セル間の固有透過度および初期飽和度を未知パラメータとして設定した例を示す．ただし，4 回の試験の初期条件は共通と仮定した．したがって，未知パラメータ数の合計は，固有透過度 203 個，初期飽和度 114 個である．

ここでは 1 例として初期飽和度の推定結果のみ示す．モデルの初期飽和度を図－2 に示す．図－3 に示す初期飽和度分布を初期推定値として設定し，逆解析を行った．逆解析結果を図－4 に示す．図より，初期飽和度が適切に推定され，解析手法の妥当性が示された．

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| 0.20 | 0.20 | 0.20 | 0.20 | 0.20 | 0.20 |
| 0.20 | 0.20 | 0.20 | 0.20 | 0.20 | 0.20 |
| 0.20 | 0.20 | 0.20 | 0.20 | 0.20 | 0.20 |
| 0.40 | 0.40 | 0.40 | 0.40 | 0.40 | 0.40 |
| 0.40 | 0.40 | 0.40 | 0.40 | 0.40 | 0.40 |
| 0.40 | 0.40 | 0.40 | 0.40 | 0.40 | 0.40 |
| 0.40 | 0.40 | 0.40 | 0.40 | 0.40 | 0.40 |
| 0.40 | 0.40 | 0.40 | 0.40 | 0.40 | 0.40 |
| 0.40 | 0.40 | 0.40 | 0.40 | 0.40 | 0.40 |
| 0.40 | 0.40 | 0.60 | 0.60 | 0.40 | 0.40 |
| 0.40 | 0.40 | 0.60 | 0.60 | 0.40 | 0.40 |
| 0.40 | 0.40 | 0.60 | 0.60 | 0.40 | 0.40 |
| 0.60 | 0.60 | 0.60 | 0.60 | 0.60 | 0.60 |
| 0.60 | 0.60 | 0.60 | 0.60 | 0.60 | 0.60 |
| 0.60 | 0.60 | 0.60 | 0.60 | 0.60 | 0.60 |
| 0.60 | 0.60 | 0.60 | 0.60 | 0.60 | 0.60 |
| 0.80 | 0.80 | 0.80 | 0.80 | 0.80 | 0.80 |
| 0.90 | 0.90 | 0.90 | 0.90 | 0.90 | 0.90 |
| 0.99 | 0.99 | 0.99 | 0.99 | 0.99 | 0.99 |

図－2　初期飽和度のモデル

## 文献


1) 末光明信，増本清（2016）：不均質性岩盤を対象とした浸透率，初期・境界条件の同時逆解析，日本地下水学会 2016 年度春季講演会，pp.20-25.

2) 増本清（2004）：地下水理逆解析における計算記憶容量札約アルゴリズム，応用力学論文集，Vol.7，pp.191-199.


| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| 0.20 | 0.20 | 0.20 | 0.20 | 0.20 | 0.20 |
| 0.20 | 0.20 | 0.20 | 0.20 | 0.20 | 0.20 |
| 0.20 | 0.20 | 0.20 | 0.20 | 0.20 | 0.20 |
| 0.40 | 0.40 | 0.40 | 0.40 | 0.40 | 0.40 |
| 0.40 | 0.40 | 0.40 | 0.40 | 0.40 | 0.40 |
| 0.40 | 0.40 | 0.40 | 0.40 | 0.40 | 0.40 |
| 0.40 | 0.40 | 0.40 | 0.40 | 0.40 | 0.40 |
| 0.40 | 0.40 | 0.40 | 0.40 | 0.40 | 0.40 |
| 0.40 | 0.40 | 0.40 | 0.40 | 0.40 | 0.40 |
| 0.40 | 0.40 | 0.40 | 0.40 | 0.40 | 0.40 |
| 0.40 | 0.40 | 0.40 | 0.40 | 0.40 | 0.40 |
| 0.60 | 0.60 | 0.60 | 0.60 | 0.60 | 0.60 |
| 0.60 | 0.60 | 0.60 | 0.60 | 0.60 | 0.60 |
| 0.60 | 0.60 | 0.60 | 0.60 | 0.60 | 0.60 |
| 0.60 | 0.60 | 0.60 | 0.60 | 0.60 | 0.60 |
| 0.80 | 0.80 | 0.80 | 0.80 | 0.80 | 0.80 |
| 0.90 | 0.90 | 0.90 | 0.90 | 0.90 | 0.90 |
| 0.99 | 0.99 | 0.99 | 0.99 | 0.99 | 0.99 |

図－3　初期飽和度の初期推定値

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| 0.199509 | 0.192024 | 0.198339 | 0.207197 | 0.194381 | 0.200033 |
| 0.206624 | 0.19366 | 0.196092 | 0.195211 | 0.173193 | 0.200105 |
| 0.198293 | 0.197899 | 0.203928 | 0.174878 | 0.203439 | 0.200291 |
| 0.405852 | 0.391476 | 0.392597 | 0.371913 | 0.428727 | 0.398583 |
| 0.435806 | 0.424708 | 0.386842 | 0.415133 | 0.391755 | 0.399693 |
| 0.393815 | 0.400287 | 0.387177 | 0.403854 | 0.398716 | 0.399951 |
| 0.433287 | 0.386489 | 0.399525 | 0.373359 | 0.422112 | 0.399715 |
| 0.419073 | 0.416932 | 0.414211 | 0.42423 | 0.347628 | 0.399924 |
| 0.437962 | 0.420125 | 0.40334 | 0.396492 | 0.474505 | 0.399984 |
| 0.42736 | 0.402922 | 0.529438 | 0.519577 | 0.410609 | 0.400105 |
| 0.429489 | 0.45601 | 0.50768 | 0.639693 | 0.38976 | 0.399246 |
| 0.472907 | 0.426626 | 0.525994 | 0.534258 | 0.428086 | 0.399468 |
| 0.590264 | 0.585974 | 0.626348 | 0.626012 | 0.592338 | 0.596721 |
| 0.61911 | 0.59991 | 0.596917 | 0.594941 | 0.600208 | 0.59654 |
| 0.640328 | 0.598317 | 0.591208 | 0.591161 | 0.602861 | 0.597309 |
| 0.58907 | 0.605114 | 0.605503 | 0.595057 | 0.598825 | 0.599293 |
| 0.791845 | 0.792513 | 0.797153 | 0.802429 | 0.800543 | 0.801374 |
| 0.90362 | 0.898847 | 0.88511 | 0.903847 | 0.900659 | 0.901282 |
| 0.990319 | 0.989061 | 0.98995 | 0.989444 | 0.989779 | 0.989976 |

図－4　初期飽和度の逆解析結果

# P11. 原位置透水試験の測定時間を短縮化する手法について

Measurement time shortening of In Situ Permeability test

○能野一美，牛見龍也（(株)四電技術コンサルタント），濱賢治（(株)ダイソク）
久保慶徳，向谷光彦（香川高等専門学校）
Kazuyoshi Yokino, Ryuya Ushimi, Kenji Hama, Yoshinori Kubo, Mitsuhiko Mukaitani

## 1. はじめに

地下水面より上の透水性が低い地盤で，試験孔を設けて透水試験を実施する場合，計測項目となる試験孔から地盤内へ浸潤する水量が微量であるため，その時刻歴を測定するのには長時間(数時間～数日)を要することとなる．この問題は，自然現象であるがゆえに，これまで致し方ないこととして認識されており，試験時間を確保できない状況下では，試験の実施自体を諦めることもあるというのが実状であった．

著者らは，透水性が低い地盤から比較的透水性が高い地盤まで，幅広い透水性地盤を1台で計測できる原位置透水試験装置の研究開発に取り組んでおり，透水性が低い地盤で試験を実施する時，装置の周囲に治具を固定設置して試験孔の水面積を狭めることにより試験装置注水位置付近の水面低下が促進され，試験装置から注水される頻度(回数)が増えることに着目して，測定時間を短縮する方法を見出した．本稿では，計測手法を室内実験で検証した結果を報告する．

## 2. 調査の手順

図-1に地盤工学会基準「締め固めた地盤の透水試験方法」[1](JGS1316)の試験概要図を示す．ここで，図中の試験装置は著者らが開発したマリオットサイフォン「水華」[2]である．試験原理は，以下のようになる．

・地盤への浸潤によって試験孔内水面が低下し，空気流入口&注水口よりも下がると，マリオットサイフォン内の気相は大気圧よりも低いので，マリオットサイフォン内に空気(気泡)が入る．

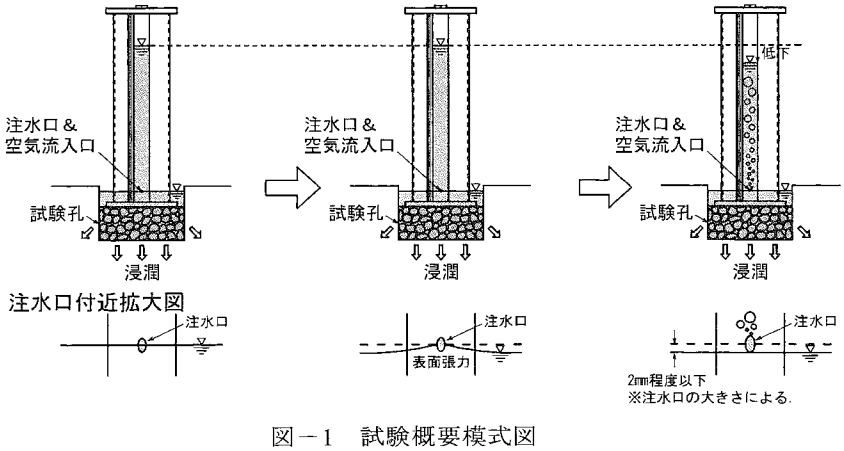
・流入した空気によってマリオットサイフォン内の気相圧力が上昇し，マリオットサイフォン内の水を空気流入口&注水口から押し出すことによって試験孔内水面が上昇する．

・試験孔内水面が空気流入口&注水口よりも上がると，マリオットサイフォン内へ空気が供給されなくなるためマリオットサイフォンからの水の流出が停止する．

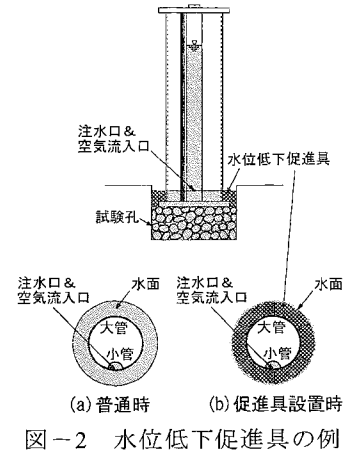
この繰り返しにより試験孔内水位は一定に保たれる．

しかしながら，透水性が低い地盤の試験では，浸潤流量が微量であるために試験孔の水位低下に時間がかかる．実際の試験時には，注水口の大きさにもよるが，経験的に，表面張力の影響などで 2mm 程度の水位低下が生じた時に，試験装置からの注水がなされるため，注水は間欠的となる．ここで，この現象はJGS1316型標準装置も同様である．試験データは注水された時刻における装置の目盛を読み取る必要があり，また，信頼性の高いデータを得るには，浸潤流量が一定となっていることを確認する目的でより多くのデータ(時刻歴)を採る必要があるため，必然的に試験が長時間に及ぶことになる．

地盤への浸潤流量は地盤特性であることから，同じ浸潤流量でも注水口付近の水位低下を促進(大きく)することができれば，試験装置から注水される頻度(回数)が増える．そこで著者らは，注水位置付近の水面積を狭める方法を考案した．図-2に水位低下促進具を設置した概要図を示す．ここで開発装置「水華」は，透水性が比較的高い地盤を計測する時に利用する大管と，透水性が低い地盤を計測する小管の二重管構造となっている．図のように，試験孔水面を狭めることで，地盤へ浸潤する水の量が同じであっても，試験孔水面の低下を促進(大きく)することが出来る．また，この方法は，JGS1316の基準装置でも同様に採用できる．




図－1　試験概要模式図




図－2　水位低下促進具の例

## 3. 室内検証試験概要

室内検証試験は，浸潤流量に見立てた排水量を制御できる擬似地盤(タンク：内径 30cm)を用いて実施した．

本実験の目的は，水位低下促進具の効果確認を行うことにある．そこで，擬似地盤による概算透水係数が $10^{-7}$(m/sec)オーダー程度になるよう排水量(一定)を調整し，水華(小管)で水位低下促進具無しと有りの場合，従来型装置(JGS1316)で水位低下促進具有りの場合で試験を実施し，気泡の侵入程度を確認した．

地盤工学会基準 [1]で示されている透水係数算定式を以下に示す．

$$k=\frac{Q}{2\pi h^2}\left[\ln\left[\frac{h}{r_0}+\left\{\left(\frac{h}{r_0}\right)^2+1\right\}^{1/2}\right]-\left\{\left(\frac{r_0}{h}\right)^2+1\right\}^{1/2}+\frac{r_0}{h}\right] \quad (1)$$

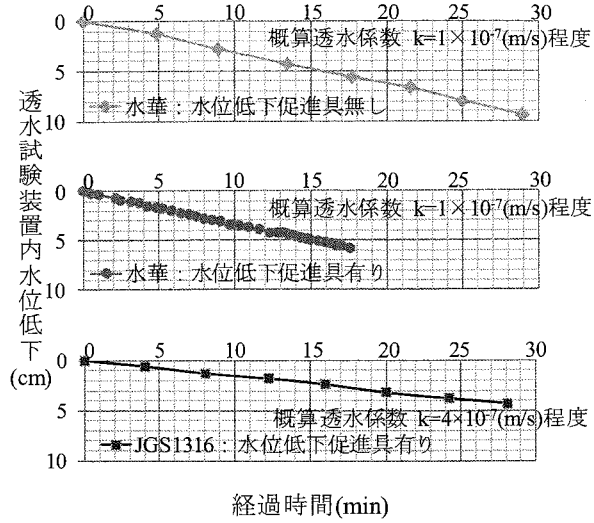
ここに，h：試験孔内の水深(cm)，Q：一定流入量($cm^3$/sec)，$r_0$：試験孔の半径(cm)，k：透水係数(cm/sec)である．なお，擬似地盤の透水係数は，試験装置により流入量を計測し，JGS1316 に示されている試験孔規模に見合うよう，試験孔内水深を 25cm，試験孔半径を 15cm として概算した．

## 4. 室内検証試験結果

水華(小管)で水位低下促進具無しと有りの場合において，擬似地盤で概算透水係数 k ＝$1\times10^{-7}$(m/sec)程度となる状況下で試験を行った結果を図-3 に示す．試験時における水位低下促進具は，タイヤのゴムチューブを使用した．水華では，注水口は空気流入口を兼ねる形となっており，注水口から空気(気泡)が入る．気泡は透水性が低く浸潤流量が微量な状況下では間欠的に発生するため，データは一度気泡が浸入し始めそれが(一時的に)止まったタイミングで取得することになる．図は，気泡浸入後のタイミングで計測した経過時間と試験装置の読みをプロットしたものであり，水位低下促進具無しの場合は 15 分に 3 個のデータしか得られなかったものが，促進具を設置すると 15 分で 29 個のデータが得られていることが分かる．

同図には，従来型装置(JGS1316)で水位低下促進具有りの場合で試験を実施した結果も併せて示している．水位低下促進具は，径 29.5cm の円盤を用いた．従来型装置での試験は，擬似地盤で概算透水係数 k ＝$4\times10^{-7}$(m/sec)程度となる状況下で行った．概算透水係数が水華を用いた検証試験時と異なるのは排水量の調整が難しいためである．ここで，水華(小管)と従来型装置は内径が異なるため，経過時間-目盛の勾配は比較できないことに注意されたい．

概算透水係数が全く同じでないため一概には言えないが，従来型装置でも水位低下促進具を用いることにより，水華における水位低下促進具無しの場合と同等の結果が得られており，いずれのケースも 15~30 分の試験で評価が可能となる．しかしながら，水華(小管)の水位低下促進具有りの場合が格段にデータ取得数が多いことは一目瞭然であり，透水性が低くなればなるほど，その効果が大きくなることは言うまでもない．




図－3　室内検証試験結果

表－1　室内検証試験結果の比較

| 試験装置 | 水華(小管) | | JGS1316型 |
|---|---|---|---|
| 試験時概算透水係数 k(m/sec) | $1\times10^{-7}$程度 | | $4\times10^{-7}$程度 |
| 水位低下促進具 | 無 | 有 | 有 |
| 15分経過時のデータ取得数 | 3個 | 29個 | 3個 |

## 5. まとめ

本稿では，水位低下促進具を用いることで原位置透水試験時間を短縮できる方法について，室内試験で検証した結果を報告した．なお，この計測方法については，㈱四電技術コンサルタントが特許を取得している(特許第 5813066 号：平成 27 年 10 月 2 日登録)．

水華は，大管を使用し透水性が高い地盤の計測も行えるため，幅広い透水性地盤に適用できる．そのため，締め固めた地盤だけでなく，自然斜面へも適用範囲が広がることから，今後，様々な現場で活用出来る装置であると考えている．

## 文献

1) 地盤工学会編(2013)：地盤調査の方法と解説，pp.552～558．　2) 能野一美・露口耕治・古川修三・久保慶徳・向谷光彦(2012)：「締め固めた地盤の透水試験方法」に適用する簡便な試験装置の開発と現場への適用事例，平成 23 年度地盤と環境に関するシンポジウム(徳島大学)技術論文集，pp.19～26．

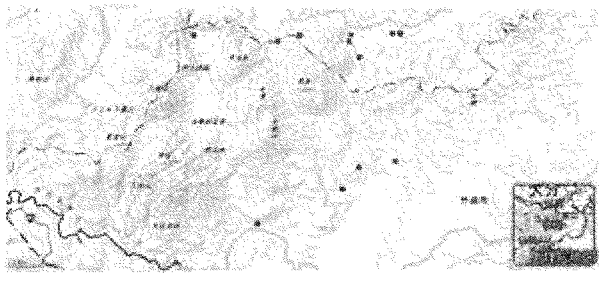
# P12 九重火山東部における地下水水質と火山地質との関係性について

The Relationship with Groundwater and Volcanic Geology in Eastern Area of Kuju Volcanos

○山下　慧（山口大学）、太田岳洋（山口大学）
Kei Yamashita　Takehiro Ohta

## 1.はじめに

九重火山南東部には高濃度の炭酸を含む湧水（炭酸泉）が数か所で湧出しており,それらの成因については地球化学的に研究されている[1].火山地域の地下水の安定同位体[2]や地下水流動をふまえた炭酸の挙動[3]については,これまでも研究がなされている.しかし,火山体山麓に分布する地下水は火山体に降雨によって涵養された地下水が,山体中を流下して山麓の湧出地に達するのにもかかわらず,火山体の地質を考慮した水質形成に関する研究はなされていない.そこで,九重火山東部における地下水の水質形成の解明を目的として,炭酸泉を含む様々な湧水や河川水を分析し,その水質と火山地質の関係を検討した.



図－1　調査地域の採水地点
青点：炭酸泉,赤点：炭酸泉以外の河川水や湧水

## 2.調査,分析方法

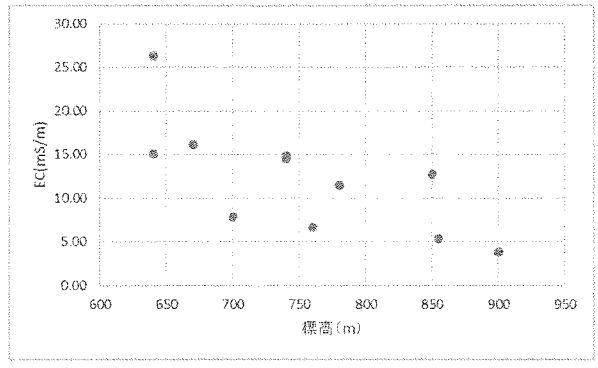
本調査では大分県九重火山東部の大船山,平治岳,黒岳周辺の炭酸泉を含む湧水を 12 地点で採水し,現時点で 23 サンプルを採取した.採水箇所を図－1 に示す.湧水は現地において水温,電気伝導率（EC）,酸化還元率（ORP）を測定した.採取した湧水試料については実験室にて,主成分イオン分析（$Na^+$,$K^+$,$Ca^{2+}$,$Mg^{2+}$,$Cl^-$,$NO_3^-$,$HCO_3^-$,$SO_4^{2-}$）を行った.陽イオンについては ICP 発光分光分析法にて,$HCO_3$イオン以外の陰イオンについてはイオンクロマトグラフ法にて,$HCO_3$イオンは硫酸滴定法にて分析を行った.

## 3.調査結果

### 3.1　EC,pH,ORP

炭酸泉の EC は平均 15.21mS/m,炭酸泉以外の河川水や湧水の EC は平均 9.96mS/m であり,炭酸泉のほうが高い値を示した.また EC には標高依存性があり,低い標高の湧水ほど高い EC を示した(図－2).

炭酸泉の pH は平均 4.84,炭酸泉以外の河川水や湧水の pH は平均 6.18 であり,炭酸泉の方が低い pH を示した.炭酸泉の ORP は平均 523.36,炭酸以外の河川水や湧水の ORP は平均 506.23 であり,炭酸泉と炭酸泉以外の河川水や湧水との間に大きな相違はなかった.




図－2　EC と標高の関係

### 3.2　イオン濃度

イオン濃度には EC と同様に標高依存性が見られ,標高が低いほど湧水中のイオン濃度が高い値を示した.特に陽イオン,重炭酸イオン,塩化物イオンは標高との関係が明瞭であった（図－3）.また,他の地域と比べて,$Ca^{2+}$,$SO_4^{2-}$,$HCO_3^-$のイオン濃度が高いことも分かった[4].

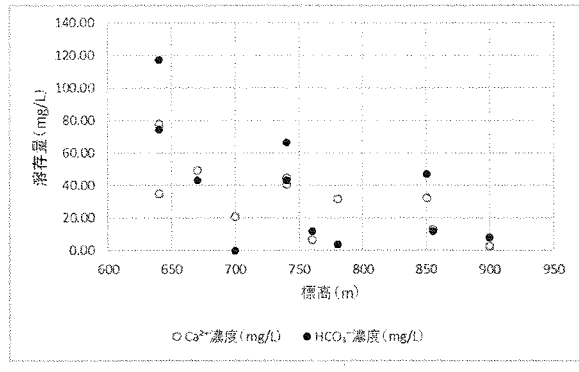
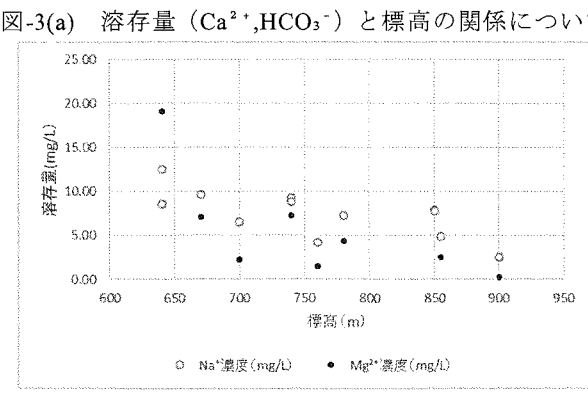



図-3(a)　溶存量（$Ca^{2+}$,$HCO_3^-$）と標高の関係について




図－3(b)　溶存量($Na^+$,$Mg^{2+}$)と標高の関係について

図－4 に本調査地域の湧水のヘキサダイアグラムを示す.調査地域全域に Ca-$HCO_3$型の泉質が分布していることが分かる.

4.考察

炭酸泉の pH が低いことの要因としては$CO_2$の溶解が考えられる.以下の式のように,水溶液中で $CO_2$が解離することによって,$H^+$が生成されpHが下がったと考えられる.

$$CO_2\text{（炭酸ガス）}+H_2O \rightarrow HCO_3+H^+$$

$$HCO_3 \rightarrow CO_3^{2-}\text{（炭酸イオン）}+H^+$$

一般に炭酸の起源は火山ガス起源や堆積物中の動植物の死骸がメタン細菌等に分解されて生じる生物起源,岩石中の鉱物が変成して生じる変成岩起源が考えられる[5].今回調査した湧水については3章で述べたように $SO_4^{2-}$濃度が高いので,火山ガスが地下水に混入した可能性が考えられる

調査地域全域に見られる溶存イオンの濃度が標高に依存し,低い標高の湧水ほど高濃度であることから,この地域の地下水は天水起源のものが卓越していることが考えられる.山体中を長く涵養した天水は山体中の岩石と長い時間反応することが出来る.よって,標高が低い地点で湧出している湧水は岩石と長い時間反応することができ,溶存イオン濃度が高くなると考えられる.

調査地域全域でみられた高い $Ca^{2+}$濃度は,九重火山東部域の岩石の鉱物組合せから火山岩中の斜長石の成分が地下水に溶出したことが考えられる.斜長石の風化作用は一般的に以下のような反応式で表すことが出来る.

$$CaAl_2Si_2O_8+2CO_2+3H_2O \rightarrow Al_2Si_2O_5(OH)_4+Ca^{2+}+2HCO_3^-$$

この反応により $Ca^{2+}$成分とともに $HCO_3^-$成分も生成される.上述したように,標高によって濃度に違いがあるイオンは岩石からの溶出が考えられ,このことは $HCO_3^-$が標高によって濃度に違いがみられたことと調和的である.

このような岩石の化学的風化作用は,天水が山体中に涵養される間に進むので,イオン濃度の標高依存は,地下水が天水起源であることを間接的に示していると考えられる.

5.これからの課題

調査地域全域でみられた溶存イオン濃度の標高依存性から,この地域の地下水は天水起源であることを考察したが,これは$\delta^{18}O$ と$\delta D$ の測定を行い,天水線と比較することで検証する.

地下水の泉質は季節変化によっても影響されるので,継続的な調査により地下水水質の時間変化を明らかにする.

文献

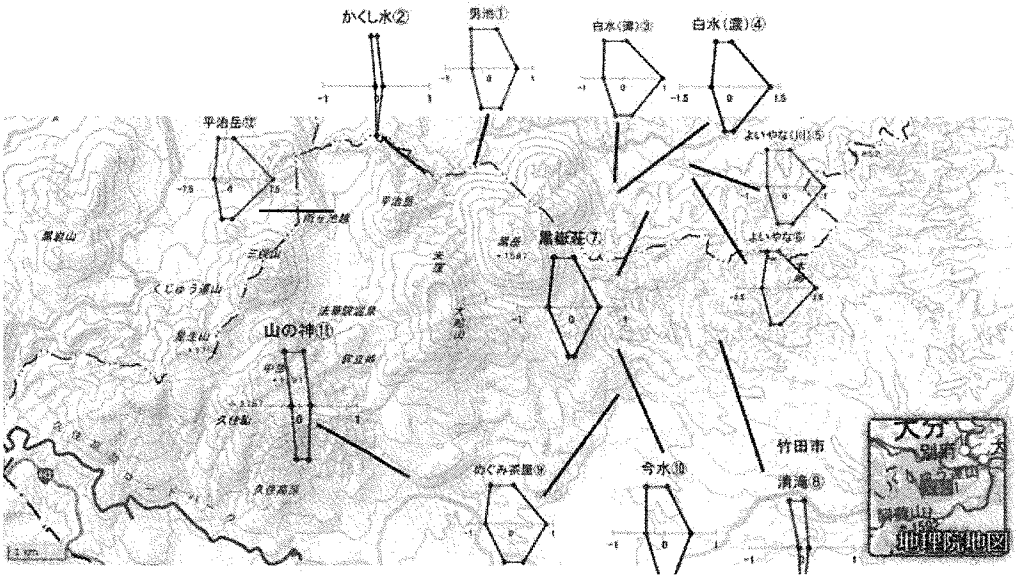

1) 山田誠,網田和宏,大沢信二（2007）：同位体水文学的手法による九重火山南東麓に湧出する炭酸泉の形成機構の解明，温泉科学，54 号, pp.163-172

2) 風早康平,安原正也（1994）：湧水の同位体比からみた八ヶ岳の地下水の涵養・流動過程、ハイドロロジー,24 号, pp.104-119

3)山田誠,大沢信二,由佐悠紀（2005）：湧水の水素と酸素の安定同位体比からみた九重火山地域の地下水の涵養と流動,九大・地熱火山研究報告,12 号, pp.66-74

4)日本地下水学会編（2000）：地下水水質の基礎,理工図書, pp.151-148

5)浦川豊彦（2011）：炭酸泉は未来を描く,くまざき出版,pp.79-80


図—4 本調査地域のヘキサダイアグラム

青色：炭酸泉、赤色：炭酸泉以外の河川水や湧水

# P13. 西南日本外帯ジュラ紀付加体の砂岩層における溶脱孔隙の形成

Formation of dissolution pores in the sandstone of the Jurassic accretionary complex in the Outer zone of Southwest Japan

○須内寿男（第一コンサルタンツ），宮田雄一郎，田中和広（山口大学）
Hisao Sunouchi, Yuichiro Miyata, Kazuhiro Tanaka

## 1. はじめに

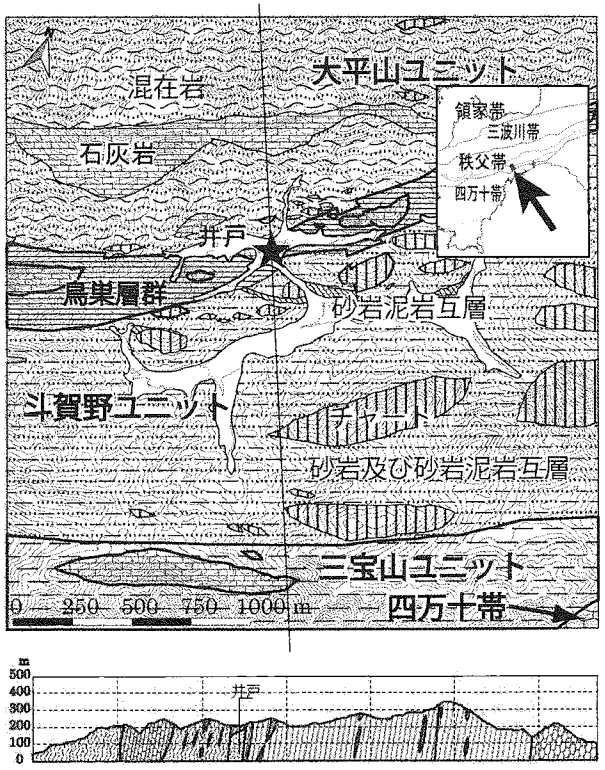
硬質岩盤の透水性は基本的に割れ目の分布，開口の程度，連結性などにより規制されているが，割れ目以外の空隙が透水性に寄与している報告例は少ない．

高知県土佐市のジュラ紀付加体砂岩層に水源調査を目的として掘削された深度 150m の調査ボーリングコアには，割れ目に加えて，鉱物脈の溶脱孔隙が確認された．

ここでは，ボーリング調査結果および新たに掘削された井戸から採取された地下水の水質分析結果等から推察される，地下水の流動状態および溶脱孔隙の成因について述べる．

## 2. 地質概要

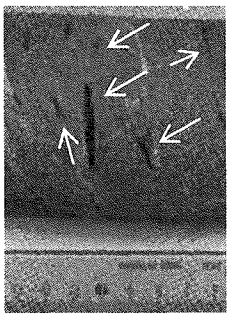
ボーリング調査地付近は秩父累帯南帯に属するジュラ紀付加体の大平山ユニット，鳥巣層群，斗賀野ユニットが分布する[1)]．ボーリングおよび井戸は鳥巣層群の砂岩層に掘削された（図－1）．ボーリングと井戸は約 2m 離れている．




図－1　調査地付近の地質図および断面図
縁辺部の地質分布は文献[1)2)3)4)]による．

## 3. 調査結果

### 3.1　ボーリングコア



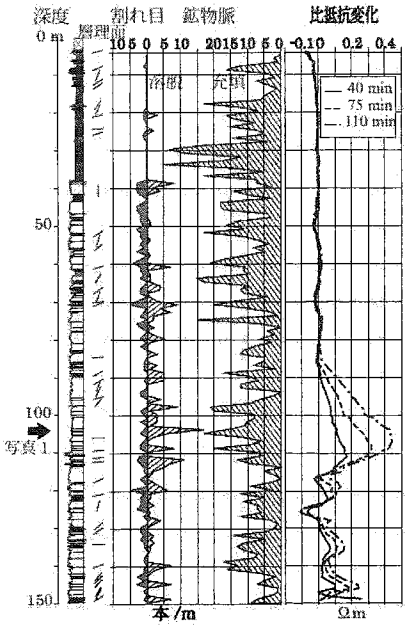
写真－1　砂岩の溶脱孔隙（矢印）

岩相は，深度 38m までは泥質岩で，それ以深は硬質な中粒ないし粗粒の砂岩層を主体とし所々層厚 30cm 以下の泥岩層をはさむ．泥岩層にはしばしば鱗片状へき開が発達する．1m あたりの割れ目本数は 5～10 本である．全体に石英および方解石の鉱物脈が発達する．これらの鉱物脈は一部あるいは全体が溶脱して孔隙となっている場合がある（写真－1）．溶脱孔隙はコア観察では，長さ 10～20mm，幅 0.1～2mm，深さ 2～5mm 程度のものが多い．最長のものはコア全周にわたり，最大深さは 10mm 以上である．

鉱物脈の希塩酸やアリザリンレッドS溶液に対する反応より，孔隙は方解石が溶脱して形成されたと推察される．

### 3.2　砂岩層の透水性と溶脱孔隙の分布

地下水検層によれば，深度 100～110m 間に主な地下水流動区間があり 120m 付近以深にも区間長 5m 程度の流動区間が存在する（図－2）．脈状の溶脱孔隙数の深度分布は，主な流動区間で最も大きくなっており（図－2），上述した孔隙の形状を考慮すると溶脱孔隙も透水性に寄与していると考えられる．なお，90m 以深の地下水は被圧しており，被圧水頭は地表面より上にあることが工事日誌で確認されている．

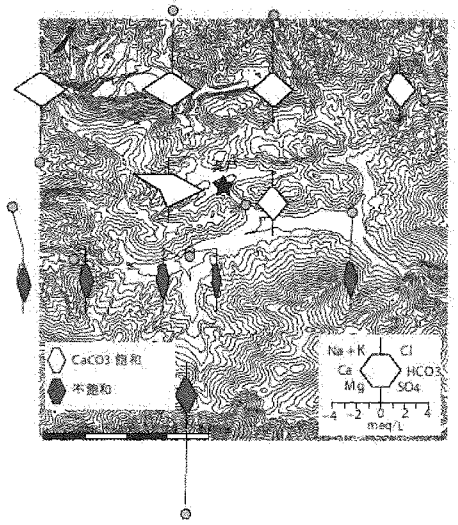



図－2　地下水検層結果および溶脱孔隙の深度分布

### 3.3 溶存成分

岩盤井戸から汲み上げた地下水および周辺の沢水の水質をヘキサダイアグラムで表示すると，沢水は $CaHCO_3$ 型であるのに対して，地下水は $NaHCO_3$ 型である（図－3）．

方解石に対する飽和度の分布は，石灰岩の分布と調和的である．水温を15℃と仮定して方解石に対する飽和指数を求めると，石灰岩が比較的多く分布している調査地北部では飽和しているのに対し，石灰岩が少ない南部では不飽和である（図－3）．地下水も方解石に対して飽和しているが，これは汲み上げた地下水の大気圧下での分析結果であり，原位置においては $CO_2$ 分圧がもっと高く不飽和となっている可能性がある．




図－3　沢水および地下水の水質分布

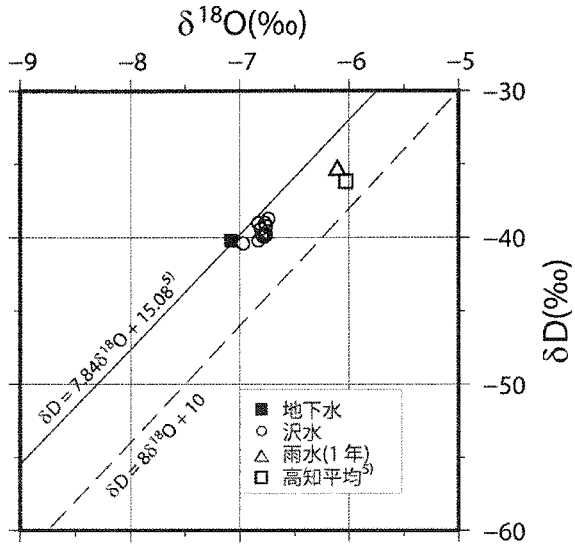
### 3.4 酸素と水素の安定同位体比

調査地における地下水と沢水の安定同位体比は一柳・田上[5]による高知県の天水線（$\delta D = 7.84\delta 18O + 15.08$）付近に集中しており，地下水は付近の雨水を涵養源としているとみなせる（図－4）．また調査地内において連続して1年間採水した雨水は $\delta^{18}O$，$\delta D$ とも高知県の平均同位体比に近い値を示す．

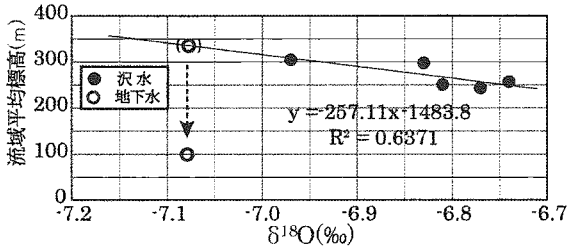
井戸近隣の沢水の $\delta^{18}O$ と流域平均標高の関係は図－5に示すように相関があり，高度効果が認められる．ここで言う流域平均標高とは，国土地理院の5mメッシュデータを用いてGISソフトにより流域ごとに求めた平均標高である．地下水の $\delta^{18}O$ は7.08‰であり，図－5に示す回帰直線によれば，地下水の同位体比に対応する流域の平均標高は337mとなる．井戸周辺でこの標高に達する流域は斗賀野ユニットと三宝山ユニットが分布する南部の地域であり（図－1　断面図），地下水の涵養源は南部の分水界付近であると推察される．

## 4. まとめ

当地域のジュラ紀付加体砂岩層の溶脱孔隙は，比較的流動性の高い区間に多く認められ，岩盤の透水性に寄与していると考えられる．




図－4　酸素水素の安定同位体比
実線および高知平均は一柳・田上[5]による高知県の天水線および雨水平均値．




図－5　酸素安定同位体比と流域平均標高の関係

水質分析および安定同位体比分析より，溶脱孔隙を形成した地下水は，南部の標高300m以上の尾根部から方解石に不飽和な状態で流下してきた可能性が考えられる．

### 文献


1) 脇田浩二・宮崎一博・利光誠一・横山俊治・中川昌治（2007）：伊野地域の地質，地域地質研究報告(5万分の1地質図幅)，産総研地質総合センター，140p.
2) 木村敏雄（1956）：鳥巣層群の層序および鳥巣石灰岩に関する研究，地質学雑誌，Vol.62，No.732，pp.515-526.
3) 松岡篤（1985）：高知県佐川地域秩父累帯中帯南部の中部ジュラ系毛田層，地質学雑誌，Vol.91, No.6, pp.411-420.
4) 産業総合技術研究所地質総合センター（2015），20万分の1シームレス地質図（詳細版，データ更新日2015年5月29日），http//gbank.gsj.jp/seamless/
5) 一柳錦平・田上雅浩（2016）：日本全域における降水の安定同位体比－2013年集中観測の結果より－，日本水文科学会誌，Vol.46,No.2,pp.123-138.

# P14. 放射状取水井における井戸公式による取水量と数値解析による取水量の違いに関する試算

The calculation about the difference of quantity of water intake by well formula and numerical analysis in the radial well

○澤田弦一郎，渡辺俊一（株式会社エイト日本技術開発）
Gen'ichirou Sawada, Shun'ichi Watanabe

## 1. はじめに

井戸の設計においては通常，井戸公式を用いて取水量を算出することが多い．しかし，放射状取水井戸については取水量を簡便に算出する水理式は無く，大口径の仮想井戸に見立て，井戸公式により取水量を算出しているのが現状である．このため，放射状取水井戸について，①井戸公式により算出した取水量，②数値解析により仮想井戸をモデル化し算出した取水量，③数値解析により現実に近い放射状井戸をモデル化し算出した取水量を比較した結果を報告する．

渡辺（2016）によると，数値解析モデルでは井戸形状に関わらず井戸から境界条件までの離隔が取水量に大きく関与し，ジハルト式により算出される影響圏半径よりも境界条件までの離隔が近い場合，取水量は極端に増加するとされた．

本報では帯水層の透水係数を複数パターンに変化させ，透水係数が取水量に与える影響度について試算し，境界条件までの離隔と透水係数のどちらが取水量に寄与するか比較を行った．

## 2. 計画地の水理地質構造

井戸設置計画地は川幅 600m 程度の一級河川で，取水井戸は当該河川の堤外地に埋設させる計画であった．帯水層は，表層より沖積砂礫層（Ag），洪積砂礫層（Dg）であり，その下位に不透水とみなせる花崗岩が分布する．計画地における帯水層厚さは Ag が 13.0m，Dg が 5.0m であった．標高は地表が T.P.+5.5m，Ag 層下端が T.P.-7.5m，Dg 層下端が T.P.-12.5m である．地下水位は，河川の最低水位が T.P.+1.61m であった．

## 3. 放射状集水井戸の形状

水道施設設計指針（2012）では，「放射状集水井戸は，井筒の壁面の帯水層に水平放射状に集水管を挿入し，井筒内に集水する」とある．図 1 は計画した放射状集水井戸の構造である．

井筒の深度は 13m，直径は 5m とし，集水管は井筒底から，0.5m と 1.5m の高さに延長 12.5m，φ89mm を 2 段で 36 本配置とした．

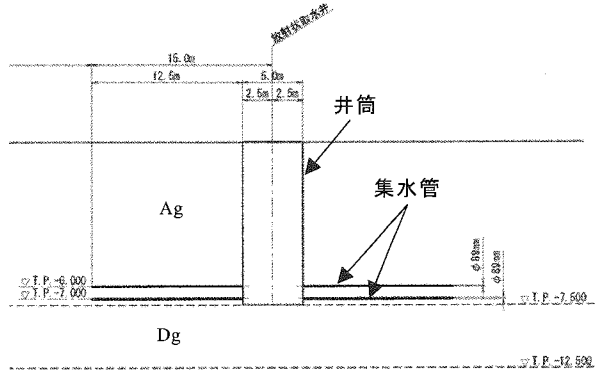



図 1　放射状集水井戸の構造図

## 4. 数値解析の条件

数値解析によるモデル作成は Geo-Graphia（株式会社地層科学研究所），ソルバーは Dtransu3D-EL（岡山大学等開発）を用いた．作成した数値解析モデルの概要は図 2 に示す．

解析に使用した透水係数は，表 1 に示すパターンとした．CASE1 は渡辺（2016）において用いられた透水係数，CASE2 は Ag の透水係数を小さく，CASE3 は Ag の透水係数を大きくした．

境界条件は，全方位から集水されるようにモデル側面の四辺を水位固定境界（T.P.+1.61m）とした．渡辺（2016）では，井戸中心とモデル側面の境界との離隔が取水量に与える影響が大きいとされるため，複数の離隔条件で取水量を算出した．

表 1　解析に使用した透水係数一覧

| 地層名 | 記号 | 透水係数 | | |
|---|---|---|---|---|
| | | CASE1 | CASE2 | CASE3 |
| | | m/s | m/s | m/s |
| 沖積砂礫層 | Ag | 3.00E-03 | 3.00E-04 | 6.00E-03 |
| 洪積砂礫層 | Dg | 4.00E-05 | 4.00E-05 | 4.00E-05 |

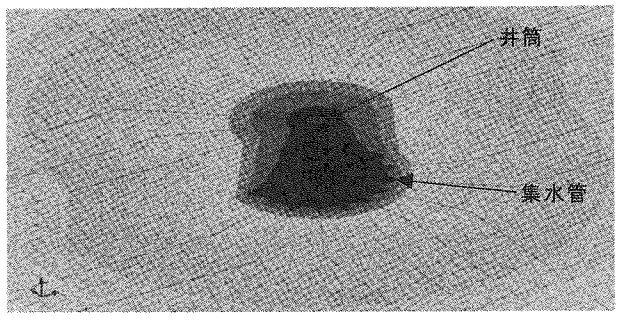



図 2　数値解析モデルの概要

## 5. 井戸公式による取水量

井戸公式による取水量は，不圧地下水の不完全貫入井（側壁及び井戸底から湧水がある場合）の湧水量算出式である Forchheimer（フォルヒハイマー）式とした．

$$Q = \frac{\pi k}{2.3\log 10(R/r)} \times \frac{H^2 - h^2}{(h/(h_s + 0.5r))^{0.5}(h/(2h - h_s))^{0.25}}$$

井戸公式による取水量計算に用いる透水係数は，Ag と Dg の層厚を考慮した案分平均を採用した．表 2 に示す条件を上記式に代入した結果，水位降下量 1m 時の取水量は表 3 のように計算された．

表 2　井戸公式による取水量算出条件一覧表

| 記号 | 項目 | 単位 | 設定値 |
|---|---|---|---|
| $k$ | 透水係数 | m/s | 各CASEの案分平均 |
| $H$ | 帯水層の水位高さ | m | 14.11 |
| $h$ | 水位低下時の水位高さ | m | 13.11 |
| $h_s$ | 井戸底から水位低下時の水位までの高さ | m | 8.11 |
| $r$ | 仮想井戸半径 | m | 15.0 |
| $R$ | 影響圏半径 | m | 井戸中心から境界条件までの距離 |
| $s$ | 水位降下量 | m | 1.0 |

表 3　井戸公式による取水量計算結果

| 井戸中心から境界条件までの距離(m) | 井戸公式による取水量($m^3$/day) | | |
|---|---|---|---|
| | CASE1 | CASE2 | CASE3 |
| 250 | 5,154 | 550 | 10,282 |
| 200 | 5,598 | 597 | 11,168 |
| 150 | 6,298 | 672 | 12,563 |
| 100 | 7,644 | 815 | 15,249 |
| 50 | 12,045 | 1,285 | 24,027 |
| 30 | 20,921 | 2,232 | 41,735 |

## 6. 数値解析による仮想井戸の取水量

表 4 は数値解析による仮想井戸形状の取水量計算結果である．各 CASE の数値解析と井戸公式による計算結果とその変化率を示した．

表 4　数値解析による仮想井戸の取水量

| 井戸中心から境界条件までの距離 | 取水量($m^3$/day) | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | CASE1 | | | CASE2(k: 小) | | | CASE3(k: 大) | | |
| | 数値解析 | 井戸公式 | 変化率 | 数値解析 | 井戸公式 | 変化率 | 数値解析 | 井戸公式 | 変化率 |
| 250 | 5,108 | 5,154 | 0.99 | 543 | 550 | 0.99 | 10,183 | 10,282 | 0.99 |
| 200 | 5,534 | 5,598 | 0.99 | 589 | 597 | 0.99 | 11,027 | 11,168 | 0.99 |
| 150 | 6,224 | 6,298 | 0.99 | 662 | 672 | 0.99 | 12,406 | 12,563 | 0.99 |
| 100 | 7,476 | 7,644 | 0.98 | 794 | 815 | 0.97 | 14,887 | 15,249 | 0.98 |
| 50 | 11,489 | 12,045 | 0.95 | 1,218 | 1,285 | 0.95 | 22,906 | 24,027 | 0.95 |
| 30 | 19,044 | 20,921 | 0.91 | 2,009 | 2,232 | 0.90 | 37,971 | 41,735 | 0.91 |

## 7. 数値解析による放射状集水井戸の取水量

表 5 は数値解析による仮想井戸形状の取水量計算結果である．各 CASE の数値解析と井戸公式による計算結果とその変化率を示した．

表 5　数値解析による放射状集水井戸の取水量

| 井戸中心から境界条件までの距離 | 取水量($m^3$/day) | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | CASE1 | | | CASE2(k: 小) | | | CASE3(k: 大) | | |
| | 数値解析 | 井戸公式 | 変化率 | 数値解析 | 井戸公式 | 変化率 | 数値解析 | 井戸公式 | 変化率 |
| 250 | 4,675 | 5,154 | 0.91 | 498 | 550 | 0.91 | 9,317 | 10,282 | 0.91 |
| 200 | 5,029 | 5,598 | 0.90 | 536 | 597 | 0.90 | 10,023 | 11,168 | 0.90 |
| 150 | 5,574 | 6,298 | 0.89 | 594 | 672 | 0.88 | 11,108 | 12,563 | 0.88 |
| 100 | 6,579 | 7,644 | 0.86 | 701 | 815 | 0.86 | 13,110 | 15,249 | 0.86 |
| 50 | 9,507 | 12,045 | 0.79 | 1,012 | 1,285 | 0.79 | 18,944 | 24,027 | 0.79 |
| 30 | 14,142 | 20,921 | 0.68 | 1,502 | 2,232 | 0.67 | 28,183 | 41,735 | 0.68 |

## 8. まとめ

図 3，図 4 に各 CASE における井戸公式，数値解析による仮想井戸取水量，放射状集水井戸取水量とその変化率をまとめた．

結果，境界条件までの離隔が近くなると取水量が極端に増加し，井戸公式取水量と数値解析による取水量の変化率は，透水係数によらずほぼ一定である．

このことから，境界条件までの離隔と帯水層の透水係数のうち，井戸取水量に与える影響が大きいのは，境界条件までの離隔であるといえる．

また，放射状集水井戸については，井戸公式による取水量に対する数値解析による取水量は，境界条件までの離隔が近くなるにつれて乖離が大きくなる．これも，透水係数によらずほぼ一定の割合である．

以上から，放射状集水井戸の場合，井戸公式で取水量を見積もると，過大評価につながるといえる．

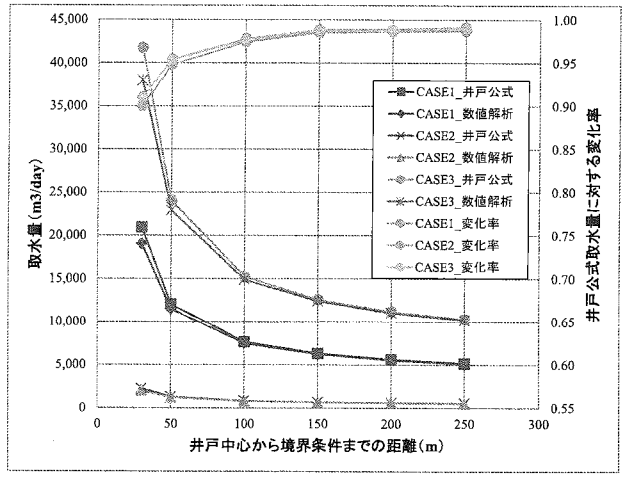



図 3　井戸公式，数値解析による仮想井戸の取水量

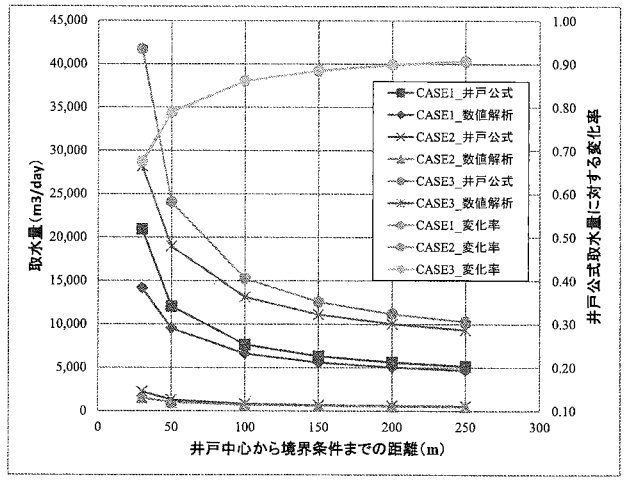



図 4　井戸公式，数値解析による放射状集水井戸の取水量

## 文献

1）渡辺俊一（2016）：複雑な形状をした井戸における井戸公式による取水量と数値解析による取水量の違いについて，平成 28 年度応用地質学会講演論文集，P48.

# P15. 新第三系の地すべり密集地帯における広域的な地下水の水質分布

Spatial distribution of highly saline groundwater in wide areas of many landslides of the Neogene

○西山成哲（京都大学大学院），千木良雅弘（京都大学防災研究所），
鈴木浩一（電力中央研究所），渡部直喜（新潟大学災害・復興科学研究所）
Nariaki Nishiyama, Masahiro Chigira, Koichi Suzuki, Naoki Watanabe

## 1. はじめに

新潟県南部の丘陵地は，主に新第三紀層が分布し，全国でも有数の地すべり多発地帯である．それら地すべりの原因は，岩石が軟質で風化しやすいためと考えられてきたが，近年では高塩濃度地下水の存在する地すべりが本地域に点在することが分かり，高塩濃度地下水が地すべりに影響を及ぼしている可能性が高いことが指摘されている[1]．また近年では，泥岩や粘土試料の間隙水の水質が，剪断強度に影響を及ぼす実験例[2) 3)]もあり，地下水の水質の分布を把握することが重要である．しかし，高塩濃度地下水が本地域において普遍的に存在するかどうかについては確認されておらず，また，地すべりとの関係も実証されていない．

本研究では，多数の地すべり地形を含む一つの背斜構造を調査対象とし，その地下における高塩濃度地下水の空間分布を明らかにすることを目的とした．

## 2. 調査地域の概要

調査地域は，新潟県上越市安塚区の長倉山背斜周辺である．その背斜軸は地形的な尾根にほぼ沿っており，斜面には多数の地すべり地形が存在する．尾根沿いには線上凹地が分布し，その一部は池となっている．調査地域の地質は，新第三系の泥岩と凝灰岩である．長倉山背斜は，NNE-SSW 方向の軸を有し，その周辺にはほぼ並行する背斜構造が配列している．

## 3. 調査方法

高塩濃度地下水は，電気を通しやすい性質を持つため，比抵抗による分布の可視化が期待できる．本研究では，地表踏査により地質構造を明らかにした上で，地下約 1,000 m までの比抵抗分布が得られる電磁探査法（CSAMT 法）を用い，調査地域の地下の比抵抗分布を求めることで，高塩濃度地下水の分布を検討することとした．電磁探査の測線は図-1 に示すように背斜軸を横断する 2 測線を設定した．測定したデータから二次元逆解析ソフト[4)]を使用し，比抵抗断面図を作成した．

調査地域に点在する地すべり対策用の集水井および水抜き横孔の水を採水し，高塩濃度地下水の混入の有無を確認する目的で分析を実施した．

岩盤中の地下水の EC 値を推定する目的で，現地の岩石試料を用いて比抵抗測定実験を実施した．測定には EC が既知の水に浸水させておいた岩石試料を用いて実験を行った．

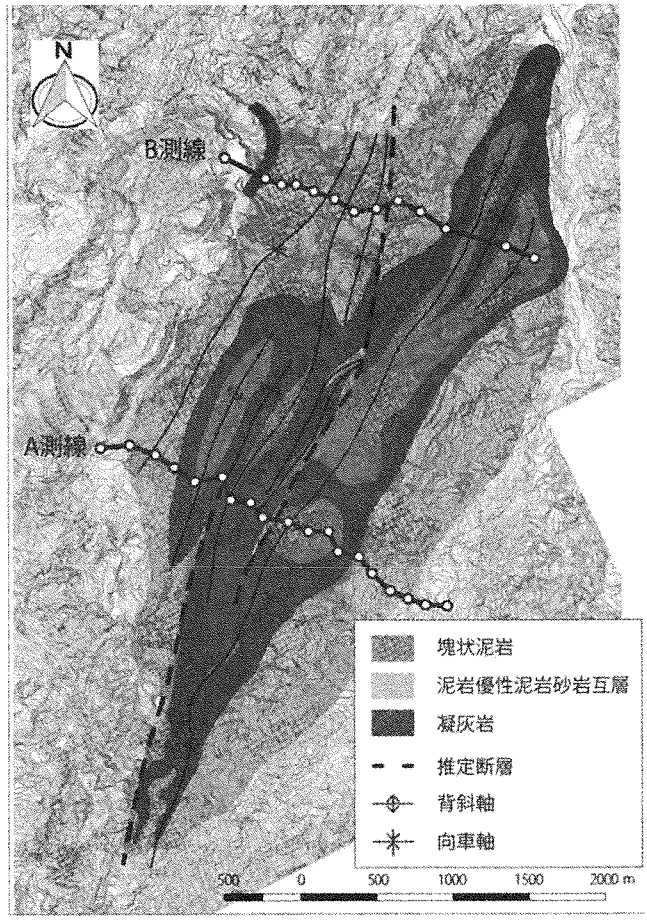



図-1　本調査により得られた長倉山背斜周辺の地質図および電磁探査測線図

## 4. 調査結果

地表踏査の結果，長倉山背斜の地質構造は，複雑な複背斜構造を形成していることが明らかになり，また背斜構造にほぼ平行な断層が存在することが推定された（図-1）．

採水した地下水の電気伝導度（EC）は，12.9～505 mS/m を示し，バリエーションに富む．最も高い EC を示す地下水の水質は，$Na^+$と $Cl^-$に富み，EC 値が下がるにつれて $Na^+$と $Cl^-$の濃度が低下し，$Na^+$，$HCO_3^-$，および $SO_4^{2-}$を主とする地下水の水質となることが明らかとなった（図-2）．また，地すべり調査の際に実施され

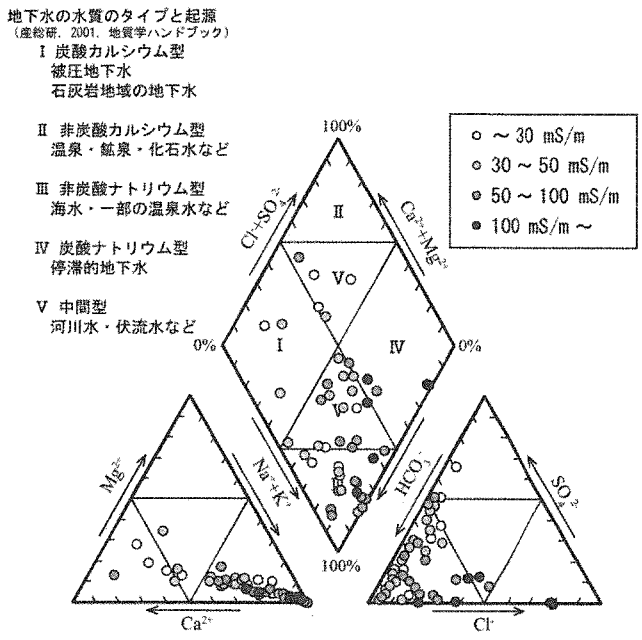



図-2　集水井および水抜き横孔から採水した地下水の水質タイプ（トリリニアダイアグラム）

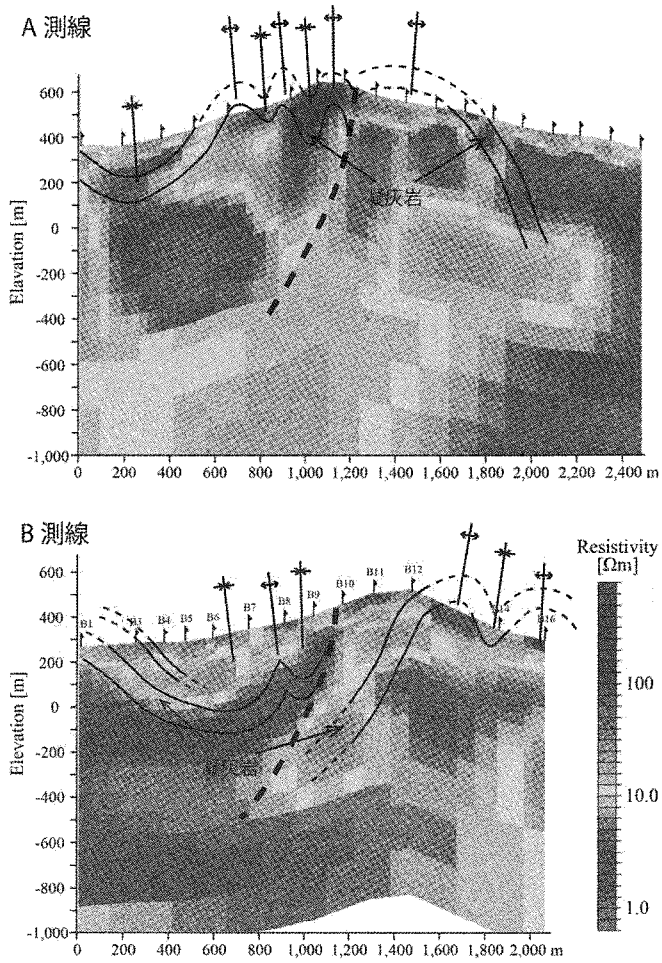



図-3　A 測線および B 測線における比抵抗断面図

た地下水検層データから得られた地下水の EC の鉛直分布は，深度 10～20 m 付近で深度方向に向かって EC が増加する傾向があるデータが多数認められた．

図-3 に，CSAMT 法による電磁探査で得られた比抵抗断面図および地質断面図を示す．A 測線および B 測線の比抵抗断面図には，凝灰岩の分布する位置が高比抵抗領域となる共通の特徴が認められた．また 10 Ω m 以下の低比抵抗の分布域が両断面に存在することがわかった．また，凝灰岩の分布域を除いて，深度約 100 m 以深で比抵抗値が小さく，浅い部分で大きいことも明らかとなった．

岩石試料の比抵抗測定実験の結果，いずれの試料についても浸水させた水の EC が増加するのに伴い，岩石試料の比抵抗が低下する傾向が認められた．泥岩試料の場合，浸水させる水の EC が 4,000 mS/m（海水と同程度）の条件で 4.8 Ω m となり，比抵抗断面図上の低比抵抗領域には海水と同程度の EC 値を示す地下水があることが推定される．

## 4. 結論

本調査の結果，地すべり密集地帯の丘陵地には高 EC の地下水が広域に分布することが明らかとなり，これまでの研究で地すべり地内において認められた高塩濃度地下水は，調査地域の地下 100 m 以深に普遍的に存在すると考えられる．その地下水の水質は $Na^+$ と $Cl^-$ に富み，深度が浅くなるにつれ，$Na^+$ および $Cl^-$ 濃度は低下し，EC 値が減少する．

今後は，このような地下水の水質分布が岩石の物性に与える影響を考慮し，本地域が地すべり密集地帯であることとの関係について明らかにしていく．

## 文献


1) 渡部直喜・佐藤壽則・古谷　元（2009）：新潟地域の大規模地すべりと異常高圧熱水系，地学雑誌，Vol.118（3），pp.543-563.

2) Di Maio, C., Scaringi, G. (2016): Shear displacements induced by decrease in pore solution concentration on a pre-existing slip surface. *Engineering Geology*, Vol.200, 1-9.

3) Tiwari, B., Ajmera, B. (2015): Reduction in fully softened shear strength of natural clays with NaCl leaching and its effect on slope stability., *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, Vol.141, 04014086.

4) Uchida, T., Ogawa, Y. (1993): Development of Fortran code for two dimensional magneto-telluric inversion with smoothness constraint. *Geological Survey of Japan Open-File Report*, 205.

# P16. 不圧帯水層における帯水層厚と限界水位低下率の相関

Relationship between Aquifer Thickness and Critical Groundwater Drawdown Ratio in Unconfined Bed

○今田真治，木村隆行，渡辺俊一（エイト日本技術開発）
IMADA Masaharu, KIMURA Takayuki, WATANABE Shunichi

## 1. はじめに

現在，「工業用水道施設設計指針・解説」[1] に示される不圧帯水層に設置する井戸の取水量の検討の方法から安全率（井戸効率)に関する記載が削除され，流入速度による条件となっている．

しかし，高開口率スクリーンの普及に伴い,管渠への流入速度による基準(0.015m/sec)の上限での設定を行ってしまうと，ある程度透水性の高い地盤においては過大な水位低下を想定してしまう危険性がある．

施工後であれば井戸固有の井戸損失を踏まえた評価ができるが，計画段階での検討の際は，地下水低下量の評価がしにくい状況にある.そのため，帯水層の層厚に対する限界揚水量の水位低下比率の事例を集計し，平均値を求めた.その値は水理公式で 試算した限界水位低下率より多少小さく，過去の工業用水道施設設計指針の安全率の考え方とも整合していると判明したので,ここに限界水位低下率として提案するものである．

## 2. 揚水試験の事例

表－1 に，過去の 19 事例の不圧帯水層における揚水試験結果から限界水位低下率 $\alpha c$ を整理した．この結果，バラツキは多いものの，平均値は $\alpha c=0.32$ となった.この値は井戸損失を含むと考えられる．

表－1 不圧帯水層揚水試験での限界水位低下率

| No | 帯水層厚 H(m) | 限界揚水量での水位低下量 Sc(m) | 限界水位低下率 αc （=Sc/H) |
|---|---|---|---|
| 1 | 3.40 | 0.93 | 0.27 |
| 2 | 3.50 | 0.95 | 0.27 |
| 3 | 1.35 | 0.32 | 0.24 |
| 4 | 1.34 | 0.35 | 0.26 |
| 5 | 4.00 | 1.20 | 0.30 |
| 6 | 4.65 | 1.96 | 0.42 |
| 7 | 7.80 | 1.79 | 0.23 |
| 8 | 15.60 | 5.53 | 0.35 |
| 9 | 13.00 | 4.99 | 0.38 |
| 10 | 4.00 | 1.28 | 0.32 |
| 11 | 4.90 | 1.53 | 0.31 |
| 12 | 6.07 | 1.07 | 0.18 |
| 13 | 4.10 | 1.20 | 0.29 |
| 14 | 7.43 | 3.93 | 0.53 |
| 15 | 9.20 | 4.25 | 0.46 |
| 16 | 6.78 | 2.38 | 0.35 |
| 17 | 11.20 | 4.30 | 0.38 |
| 18 | 10.00 | 1.07 | 0.11 |
| 19 | 8.80 | 3.86 | 0.44 |
| 平均 | 6.69 | 2.26 | 0.32 |

H：不圧帯水層厚（m）
Sc：限界揚水量における地下水低下量（m）
$\alpha c$：=Sc/H 限界水位低下率

## 3. 揚水試験の事例

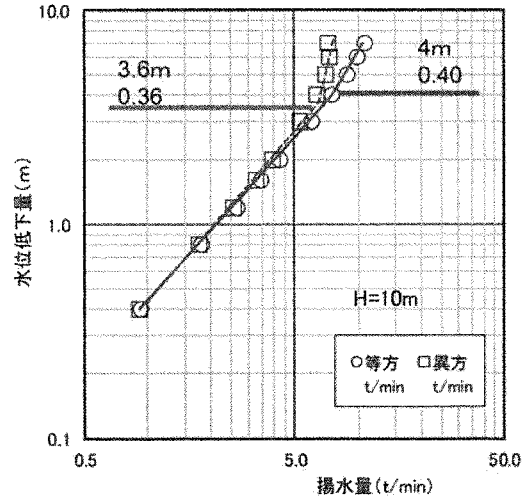
下記の水理公式を用い，水位低下量と揚水量の相関を検討した．

$$Q=\pi k(H^2-h^2)/\{2.3\log(R/r)\}$$ --------式 I

Q：揚水量(t/min)
H：帯水層厚（m）
h：井戸内水深(m)
h=H- s （s：水位低下量 m）
R：影響範囲 300m と仮定した
r：井戸半径 0.1m と仮定した
k：透水係数 0.005m/s と仮定した

なお，検討に使用した透水係数は，以下の 2 ケースとした．

①3 方向が等方の場合
②異方性を考慮した平均透水係数(鉛直流 1 方向が 1/10 で帯水層の水位低下比率に応じて影響度を案分した)




図－1 H=5ｍの場合の Q-S 変化図

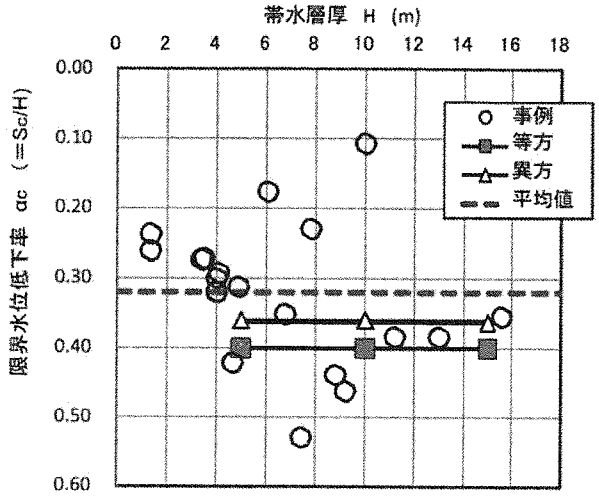
表－2 水理公式による限界水位低下率の試算値

| 区分 | 限界水位低下量 Sc | | | 限界水位低下率 αc | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 帯水層厚 | H=5m | H=10m | H=15m | H=5m | H=10m | H=15m |
| 等方 | 2 | 4 | 6.4 | 0.40 | 0.40 | 0.40 |
| 異方 | 1.8 | 3.6 | 5.8 | 0.36 | 0.36 | 0.36 |

図－1 及び表－2 に示す通り，水理公式の試算では，透水係数が等方の場合では限界水位低下率が αc=0.40 となった．一方透水係数に異方性を考慮した場合は

αc=0.36 となった．揚水試験事例の平均値は，等方の場合の 80%（0.4×0.8＝0.32）で，井戸損失により 20%程度低下している値と考えられる．

なお，図－2 に示す通り，耐水層厚と限界水位低下率との間には相関はなく，ばらついている．




図－2 帯水層厚と限界水位低下率の関係

## 4.「工業用水道施設指針・解説(1989)」での安全率との整合性について

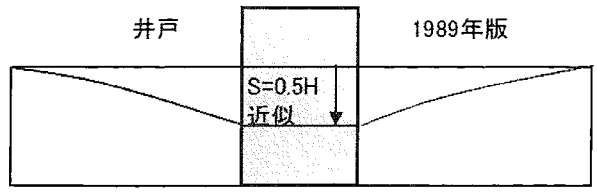
図－3 に示すように，過去の工業用水道施設設計指針・解説（1989,P79）では，安全率を井戸では 0.5 としていた．また，放射状井戸（2004,P60）では 1/3 としている．その例で近似すると，適正揚水時の適正水位低下率は αp＝0.22～0.25 となる．

表－3 に示す通り，各機関によって適正揚水量と限界揚水量の関係には差異はあるものに，概ね適正揚水量と限界揚水量の 0.7～0.8 倍となっている．事例平均値の限界水位低下率から算定するとその適正水位低下率は 0.22～0.26（0.32×0.7～0.8）となる．したがって，旧指針の井戸安全率や現行の指針に示される放射状井戸の安全率は，一般的な限界水位低下率の値と概ね整合すると言える．

表－3 限界揚水量に対する適正揚水量の考え方の例

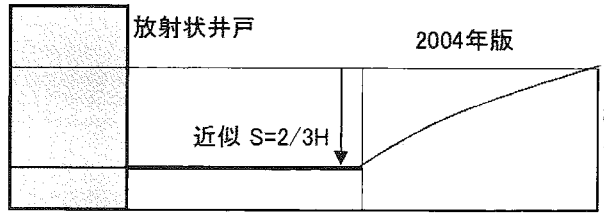
| 機　関 | 適正揚水量 | 備考 |
|---|---|---|
| 一社）全国さく井協会 | 限界揚水量の 60～80% | 協会資料 |
| 社）日本水道協会 3) | 限界揚水量の 70%以下 | |
| 社）日本水道協会 4) | 限界揚水量の 70% | |
| 社）日本水道協会 5) | 限界揚水量の 70%以内 | |

①1989 年版井戸




帯水層厚：H
安全率 C=0.5
αp＝0.5×0.5＝0.25

②2004 年版放射状井戸




帯水層厚：H
安全率 C=1/3
αp＝2/3/3≒0.22

図－3 工業用水道施設設計指針・解説の安全率

## 4. おわりに

施工後であれば，段階揚水試験により井戸個別の固有値である井戸損失を含めて，限界揚水量が把握できる．しかし，井戸では安全率の考え方が削除されているため，計画時では流入速度が確保できれば，過大な設計になってしまう可能性がある．つまり，長期の安定取水を考慮した場合，流入速度以外の水位低下についても目安が必要になる．

事例平均値で求めた帯水層に対する限界水位低下率の αc＝0.32 という指標は，水理公式上も，過去の安全率からも，妥当な指標になる可能性がある．同時に，その 0.7～0.8 の適正水位低下率の αp=0.22～0.26 も設計時の目安としては 妥当な指標と考えられる．

今後，より多くのデータを収集し，その妥当性を検証したい．

## 文献


1) 一社）日本工業用水協会：工業用水道施設計指針・解説,p79,1989
2) 一社）日本工業用水協会：工業用水道施設計指針・解説,p60,2004
3) 社）日本水道協会：水道施設設計指針,p92,2012
4) 社）日本水道協会：井戸等の管理技術マニュアル,p225,1999
5) 社）日本水道協会：井戸の改修及び更新の事例,p60,2000

# P17. 長期モニタリング無人計測システムの開発（その 3）

## - モニタリング技術の体系化を目指して -

Development on automatic measurement system for long-term monitoring (No.3)

- Targeting systematization of monitoring technology -

○司代明（電力中央研究所），木方建造（電力中央研究所，現：川崎地質），齋藤康二（東電設計），川上知宏（東洋電機）

Akira Shidai, Kenzo Kiho, Yasuji Saito and Tomohiro Kawakami

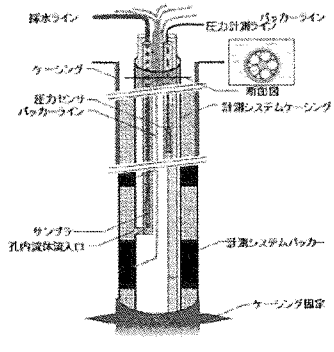
### 1. はじめに

電力中央研究所は掘削方向を制御することが可能でコア掘削のできるコントロールボーリング技術の開発を行い，北海道幌延町上幌延地区において現地での適用性検討を行い，2013 年度に当初の目的を達成して終了した．それに引き続き，孔井内における間隙水圧などの長期モニタリングを 2014 年 3 月に開始した．

高レベル放射性廃棄物の地層処分における処分地選定の概要調査段階では，電源や通信等のインフラがない地域を含む広大な調査エリア内において，複数の測定ポイントで長期間のモニタリングを行うケースが想定される．このため，モニタリングの無人計測化を目指し，電源と通信を確保した低消費電力の長期モニタリング無人計測システムのプロトタイプを現地に設置し，2015 年 10 月からシステム運用を開始した [1]．システム運用を通してこのシステムの動作確認，システム制御に関するデータ収集を行い，システム信頼性評価を行った [2]．当初はシステムの通信系や制御系にトラブルが発生したが，引き続きシステムの信頼性向上を目指してシステム改良を行った結果，実運用に差し支えのないレベルの信頼性を備えた無人計測システムとなることが実証された．

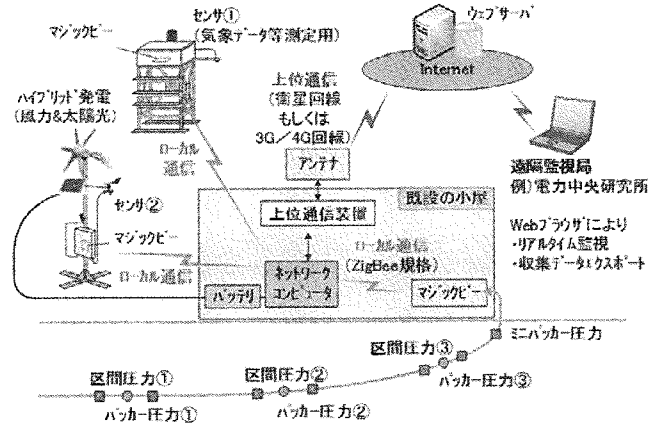
### 2. 長期モニタリング無人計測システムの概要

ボーリング孔井内のモニタリングシステムは，孔内にスタンドパイプ式の間隙水圧計を設置して長期間の間隙水圧の変化を地上の観測局で連続観測するものである（図－1）[3]．




図－1　ボーリング孔内モニタリングシステム

モニタリング無人計測システムの基本構成は図－2 に示すとおりである．ボーリング孔井内の深度 208.45m から 257.45m 間に 3 つの計測区間を設け，それらの区間圧力，パッカー圧力，ミニパッカー圧力，大気圧，気温を計測するほか，風向・風速，日射量，降雨量，積雪量などの環境情報および蓄電池電圧，設備の周囲画像などの設備監視情報も計測対象としている．遠隔監視局からウェブサーバーにアクセスすることにより計測データの閲覧・ダウンロードおよび現地システムの制御を行うことができる．




図－2 長期モニタリング無人計測システム基本構成図

### 3. 無人計測システムの特徴とその運用

上幌延に設置した無人計測システムでは計測対象が 30 項目以上にわたり，すべての計測データはローカル通信を介して，NC（ネットワークコンピュータ）に集積される．通信規格 ZigBee を搭載した MGB(マジックビー)がこの低消費電力の無人計測システムを支えるキーデバイスであり，データロガーとともにローカル通信の子局の役割も果たしている．上幌延の無人計測システムでは MGB を 9 基実装した．各 MGB の計測項目は表-1 に示すとおりである．

システム運用は，自然エネルギー（太陽光，風力）による長期にわたる安定した計測，通信，制御を目指して，消費電力を抑制できる間欠運転を基本とした．間欠運転とは，各センサを 1 分周期で駆動してデータ収集を行い，衛星通信などの上位通信を間欠（設定時

表-1　各 MGB（マジックビー）の計測項目

| MGB　No. | 計　測　項　目 |
|---|---|
| MGB_1A | 気温　・湿度　・大気圧　・風向　・風速　・雨量　・日射量 |
| MGB_2A | 積雪量 |
| MGB_1B | 太陽電池発電電圧・電流・風力発電機発電電圧・電流・消費電圧・消費電流・バッテリー温度 |
| MGB_1D | 区間圧力 1　・区間圧力 2 |
| MGB_2D | 区間圧力 3　・パッカー1 圧力　・パッカー2 圧力 |
| MGB_3D | パッカー3 圧力　・パッカー4 圧力　・パッカー5 圧力 |
| MGB_4D | ミニパッカー1 圧力　・ミニパッカー2 圧力 |
| MGB_5D | ミニパッカー3 圧力 |
| MGB_1F | 太陽電池 R1～R3 発電電圧　・発電電流 |

間間隔（10 分～180 分））で行うものであり，実際の運用は 60 分間隔を基本とした．

## 4. 無人計測システムに発生した初期トラブルと対応

2015 年 10 月から 2016 年 1 月までのシステム運用当初は上位通信を衛星通信で行ったが，通信衛星方向に障害物（山）がある現地環境では衛星通信の感度が悪く，接続失敗・接続不安定に伴うデータの再送受信などにより想定以上の電力を消費した．これに伴いバッテリー電源の電圧が低下し，システム動作停止によるデータ欠測が生じた．このため上位通信を消費電力の少ない 3G 通信に切り替え，バッテリーを追加し蓄電能力を強化した．また，間欠運転のシステム制御を行う NC のタイマーと各 MGB の起動制御用タイマーにずれが生じ，NC と各 MGB 間のローカル通信に伝送不良が発生した．これに対しては-20℃以下の使用環境における各機器の同期用タイマー動作を再確認し，各機器の間欠動作での安定起動停止・データ欠損回避を実現するソフトウェアを NC ならびにローカル通信モジュールにインストールした．このような初期トラブルのため，トラブル対応を施してもシステム導入初期（2016 年 2 月から 2016 年 5 月）のデータ取得率（全計測データ数に対するクラウドサーバー上で確認できたデータ数の割合）は MGB 全平均で 79.1%にとどまった．

## 5. 無人計測システム信頼性向上に向けた対応

システム運用開始初期のデータ取得率が低かったその他の原因として，電源，通信，システム制御などに課題があることが明らかとなった．これらの課題対応をはかるため，2016 年 6 月から 2017 年 1 月にかけて電源，通信，計測・システム制御，環境計測の 4 つの系に分けて調査検討を行い，必要なハードウェアとソフトウェアを実装してその効果を検証した．その結果，上位通信接続不良時のデータ再送信機能ならびに MGB と NC 間のローカル通信接続不良時のデータ再送信機能を付与することが本システムの信頼性を確保する上で非常に有効であることが確認できた．上位通信及びローカル通信の再送信機能の付与及び計測系電源を優先させた電源システムの改造等の対策を施した結果，2016 年 12 月から 2017 年 1 月までのクラウドサーバー上でのデータ取得率は MGB 全平均で 99.5%となり，実運用に差し支えのないレベルの信頼性を備えた無人計測システムとなることが実証された（表-2）．

表-2　MGB のデータ取得率（%）

| MGB　No. | システム導入初期 | システム改造後 |
|---|---|---|
| MGB_1A | 42.8 | 99.8 |
| MGB_2A | 15.7 | 99.9 |
| MGB_1B | 95.7 | 99.0 |
| MGB_1D | 96.1 | 99.1 |
| MGB_2D | 96.5 | 99.6 |
| MGB_3D | 94.7 | 99.9 |
| MGB_4D | 89.9 | 98.9 |
| MGB_5D | 95.2 | 99.6 |
| MGB_1F | 85.0 | 99.2 |
| MGB 全平均 | 79.1 | 99.5 |

**謝辞**

本研究は経済産業省資源エネルギー庁からの委託事業である「岩盤中地下水移行評価確証技術開発」の一環として実施し，現地での適用性検討は日本原子力研究開発機構幌延深地層研究センターとの共同研究として実施した．記して厚く御礼申し上げます．

**文献**

1)　司代明他(2015)：長期モニタリング無人計測システムの開発，日本応用地質学会平成 27 年度研究発表会講演論文集，pp. 137-138.
2)　司代明他(2016)：長期モニタリング無人計測システムの開発（その 2），日本応用地質学会平成 28 年度研究発表会講演論文集，pp. 185-186.
3)　木方建造他（2011）：水理地質構造調査のためのボーリング掘削技術の開発，日本応用地質学会平成 23 年度研究発表会講演論文集，pp. 115-116.

# P18. 膨潤性を示す破砕質泥岩のボーリング孔掘削に適した掘削泥水の選定のための室内試験

Selection of drilling mud suitable for swelling mudstone by laboratory experiments

○幡谷竜太（電力中央研究所），西尾光（原子力発電環境整備機構），富岡祐一（電力中央研究所），
堀尾淳（ダイヤコンサルタント），小玉和弘（テルナイト）
Ryuta Hataya, Hikaru Nishio, Yuichi Tomioka, Atsushi Horio, Kazuhiro Kodama

## 1. はじめに

一般財団法人電力中央研究所（以下，電中研）および原子力発電環境整備機構（以下，NUMO）は，高レベル放射性廃棄物および地層処分対象の低レベル放射性廃棄物の地層処分事業におけるサイト調査で必要とされる地質環境調査・評価技術の適用性の確認などを目的とする実証研究[1]を神奈川県横須賀市の電中研横須賀地区で実施している．

これまでに実施した，YDP-1～3 孔の 3 孔のボーリング調査では，膨潤性を示す破砕質泥岩においてコア回収率の低下，孔壁の崩壊による孔径の拡大や掘削ツールの抑留などが生じたため，地上から地下深部まで連続的に地質環境特性データを取得することが困難であった．また，調査対象である地下水の地球化学特性などのデータの取得目的に応じた泥水選定の重要性を確認した[2]．

泥水は，掘削ツールや掘削パラメータと同様にボーリング孔掘削技術の重要な要素であり，孔壁の保護や掘削屑の除去，掘削ツールの冷却などの重要な役割を有する[3]．

本論では，これまでの電中研横須賀地区におけるボーリング調査において課題となっている破砕質泥岩に適した泥水を選定する上で必要となる情報の収集・整理を目的として，既往研究の収集・整理および泥水の性能を確認するために実施した室内試験の結果について報告する．

## 2. 既往研究の収集・整理

既往研究の収集・整理の対象は，電中研横須賀地区における実証研究に加えて，サイト調査におけるボーリング調査を念頭に実施された国内および国外におけるワイヤーライン工法（以下，WL）を用いたコア掘削とした．電中研横須賀地区では，これまでに YDP-1 孔（HQ-WL），YDP-2 孔（PQ-WL），YDP-3 孔（PQ-WL）の 3 孔（掘削長 354～510m）のボーリング調査を実施した．付加コンプレックスと考えられる破砕質泥岩を主体とする葉山層群におけるコア回収率は約 67～85%であり，目標としていた 100%よりも低い結果となった．また，いずれのボーリング孔においても掘削径に対して三倍程度まで孔径が拡大した数 m 程度の区間が多数発生した．使用した泥水は，ベントナイト泥水，フレックス泥水，KCl ポリマー泥水の 3 種類であるが，いずれの泥水も孔壁の安定性を十分に確保することができなかった[4]．

他の国内事例としては，北海道幌延町沿岸部で第四紀～新第三紀の砂岩を対象とした調査事例[5]が挙げられる．本事例では，電中研横須賀地区で使用した泥水よりも高比重・高粘性のリボナイト泥水が用いられており，また適正な送水量を保持するために改良された掘削ツールが適用された．コア回収率は全体平均で 98%であった．しかし，同地域に分布する堆積岩は膨潤性の粘土鉱物の含有量が少ない[6]．

国外事例としては，スイスにおけるオパリナスクレイを対象とした調査事例[7]が挙げられ，この事例では珪酸ナトリウムを主剤とするシリケート泥水が用いられた．オパリナスクレイは，膨潤性粘土鉱物を含有するが約 98%と高いコア回収率が得られた．この結果から，シリケート泥水は有効な泥水の一つであると考えられる．

これらの既往研究の情報，最近の石油資源分野における泥水開発や泥水に添加する化学種の知見[8]を踏まえ，次の 5 種類（表－1）の泥水を用いた室内試験を実施することとした．なお，地下水中の $Cl^-$ および $^{36}Cl$ を用いた地下水年代測定への影響を考慮し，本室内試験では塩化カリウムの代わりに，炭酸カリウムを用いた．

表－1　各泥水の概要

| 泥水の名称 | | 主な泥水材料 | | 泥水の特徴 |
|---|---|---|---|---|
| Kポリマー泥水 | | ・ベントナイト<br>・炭酸カリウム | ・セルロース系高分子<br>・グリコール系高分子 | ・炭酸カリウムを添加することで，$K^+$を泥水に供給し粘土鉱物の膨潤を抑制する．<br>・ポリマーによる被膜が形成されることにより粘土鉱物の水和分散を抑制する． |
| KClポリマー泥水 | | ・塩化カリウム<br>・セルロース系高分子 | ・ポリアクリルアミド<br>・グリコール系高分子 | ・塩化カリウムを添加することで，$K^+$を泥水に供給し粘土鉱物の膨潤を抑制する．<br>・ポリマーによる被膜が形成されることにより粘土鉱物の水和分散を抑制する． |
| シリケート泥水 | Na系シリケート泥水 | ・塩化カリウム<br>・珪酸ナトリウム<br>・でんぷん系高分子 | ・セルロース系高分子<br>・グリコール系高分子 | ・塩化カリウムを添加することで，$K^+$を泥水に供給し粘土鉱物の膨潤を抑制する．<br>・珪酸ナトリウム（$Na_2O \cdot n(SiO_2)$）の被膜形成による粘土鉱物の水和分散の抑制および微小割れ目の充填による孔壁の脆弱化を抑制する． |
| | K系シリケート泥水 | ・炭酸カリウム<br>・珪酸カリウム<br>・でんぷん系高分子 | ・セルロース系高分子<br>・グリコール系高分子 | ・炭酸カリウムおよび珪酸カリウムにより高濃度の$K^+$を泥水に供給することで粘土鉱物の膨潤を抑制できることが期待できる．<br>・珪酸カリウム（$K_2O \cdot n(SiO_2)$）の被膜形成による粘土鉱物の水和分散の抑制および微小割れ目の充填による孔壁の脆弱化を抑制する． |
| ポリアミン泥水 | | ・ポリエーテルアミン化合物<br>・酢酸ナトリウム<br>・キサンタンガム | ・セルロース系高分子<br>・でんぷん系高分子 | ・ポリアミン化鉱物は，二つのアミノ基を有する鎖状の分子構造を有し，スメクタイトの単結晶シート間隔と調和的で，かつ官能基側はカチオン性の電荷を有することから，粘土鉱物の結晶層間を固定するとともに，水分子の侵入を防止する． |

## 3. 室内試験方法

はじめに，葉山層群の岩石・鉱物学的特徴を把握するために，既存の葉山層群のボーリングコア試料（YDP-3孔）を用いて粉末X線回折分析[9]を実施し，構成鉱物の同定を行った．また，膨潤性を把握するためにCEC試験[10]およびメチレンブルー吸着量測定[11]を実施した．

続いて，泥水の性能を確認するために，表－1に示した5種類の泥水を用いた膨潤度試験および分散度試験を実施した．膨潤度試験および分散度試験は，石油掘削の分野で用いられる試験であり[12]，泥水が岩石と接触した際の膨潤性や分散性をそれぞれ把握することを目的としている．膨潤度試験では，Linear Swell Meter（Fann社製，Model2000）を用いて，円形のペレット状に加圧整形したコアを泥水に浸漬し最大膨潤率および強度保持率を測定した．

一方，分散度試験では，API規格（RP-13B）を参考に，3.5～10メッシュの粒度に調整した地質試料を泥水溶液に浸漬した後に，32メッシュの篩上に残った地質試料の重量から回収率を算出した．

## 4. 室内試験結果

表－2に破砕質泥岩の岩石・鉱物学的特徴を把握するために実施した室内試験の結果を示す．

粉末X線回折分析の結果，破砕質泥岩は膨潤性の粘土鉱物であるスメクタイトを含有することを確認した．また，CEC試験の結果，陽イオン交換容量は32.2cmol/kgであり，わが国で一般的に膨潤性の岩石に分類される20cmol/kg以上[13]の陽イオン交換容量を有することを確認した．この結果は，メチレンブルー吸着量測定の結果とも調和的であった．また，交換性陽イオンを確認した結果，Na型スメクタイトであることを確認した．Na型スメクタイトは，Ca型スメクタイトと比較して，鉱物の表面に吸着される水分子の量が多くなるため，膨潤性が大きい[14]．以上の結果から，葉山層群を構成する破砕質泥岩は高い水和膨潤性を有していると判断した．

表－2　破砕質泥岩の岩石・鉱物学的特徴を把握するために実施した室内試験の結果

| 試験項目 | 分析結果 | |
|---|---|---|
| 粉末X線回折分析 | スメクタイト，イライト，緑泥石，カオリナイト，石英，カリ長石，斜長石，黄鉄鉱 | |
| CEC試験 | CEC | 32.2cmol/kg |
| | 交換性$K^+$ | 12cmol/kg |
| | 交換性$Ca^{2+}$ | 5.0cmol/kg |
| | 交換性$Na^+$ | 32cmol/kg |
| | 交換性$Mg^{2+}$ | 4.0cmol/kg |
| メチレンブルー吸着量測定 | 34cmol/kg | |

表－3　膨潤度試験および分散度試験の結果

| 泥水の名称 | 試験項目 | | |
|---|---|---|---|
| | 膨潤度試験 | | 分散度試験 |
| | 最大膨潤率(%) | 強度保持率(%) | 回収率(%) |
| K系シリケート泥水 | 14.5 | 20.4 | 95 |
| Na系シリケート泥水 | 11.7 | 15.1 | 87 |
| Kポリマー泥水 | 12.7 | 19.1 | 83 |
| ポリアミン泥水 | 20.9 | 17.2 | 86 |
| KClポリマー泥水 | 14.9 | 17.8 | 85 |

（各試験項目で最も良い値をハイライトした．）

表－3に泥水の性能を確認するために実施した膨潤度試験と分散度試験の結果を示す．膨潤度試験の結果，膨潤率はポリアミン泥水で20%以上，その他の泥水で11～15%を示した．最も膨潤抑制機能を有する泥水はNa系シリケート泥水であり11.7%であった．強度保持率はいずれの泥水においても15～20%であり，K系シリケート泥水が最も強度保持率が高い結果となった．分散度試験の結果によると，各泥水における回収率は80%を示しており，最も回収率が高く，最も分散抑制機能を有する泥水はK系シリケート泥水であった．

## 5. まとめ

電中研横須賀地区に分布する破砕質泥岩はNa型スメクタイトを含有し，CEC試験やメチレンブルー吸着量測定の結果からも，膨潤性が高い特徴を有することを確認した．

5種類の泥水を用いた膨潤度試験および分散度試験の結果によれば，いずれの泥水も破砕質泥岩に対して膨潤性および分散性を抑制する機能があり，またそれぞれ長所・短所を有することを確認した．室内試験の結果を総合的に解釈すると，破砕質泥岩のボーリング孔掘削においては，本稿で用いた5種類の泥水の中でK系シリケート泥水が優位である可能性がある．

なお，本稿で示したデータを踏まえて泥水を選択し，電中研横須賀地区において，葉山層群起源の破砕質泥岩ブロックから成る二次堆積物を対象として，ボーリング孔掘削試験を実施した．この結果については西尾ほか（2017）[13]において論ずる．

## 文献


1）近藤ほか（2015）：日本応用地質学会平成27年度研究発表会講演論文集，19-20.
2）長谷川ほか（2013）：地学雑誌，122(1)，116-128.
3）長縄（2008）：石油開発時報，No.156(08・02).
4）Nishio et al. (2015)：ICONE23-2081.
5）越谷ほか（2012）：応用地質，53(2)，80-88.
6）Nagra (2001)：Sondierbohrung Benken Untersuchungsbericht, Nagra, Technischer Bericht 00-01.
7）松井ほか（2006）：JAEA-Technology 2006-052.
8）若濱ほか（2016）：日本応用地質学会平成28年度研究発表会講演論文集，21-22.
9）日本規格協会（1996）：JIS K 0131-1996.
10）土壌環境分析法編集委員会編（1997）：土壌環境分析法，日本土壌肥料学会監修，博友社.
11）掘内・高木（2012）：地質調査総合センター研究資料集，no.555.
12）Stephens et al.(2009)：AADE 2009-NTCE-11-04.
13）地盤工学会（1989）：岩の調査と試験，516-523.
14）高倉（2009）：物理探査，62(4)，385-396.
15）西尾ほか（2017）：日本応用地質学会平成29年度研究発表会講演論文集（本誌）.

# P19. 公共事業における自然由来重金属等を含む建設発生土への対応

Measures to surplus soil containing natural heavy metals resulting from public works

○阿南修司，品川俊介（国立研究開発法人　土木研究所）
Shuji ANAN, Shunsuke SHINAGAWA

## 1. はじめに

土壌汚染対策法の対象外の自然由来重金属等を含む建設発生土については，発見のタイミング，発生土の搬出先などの個々の建設事業特有の事情により，対応の考え方や方法が大きく異なる。ここでは土木研究所で収集した対応事例をもとに，対応の考え方や方法の類型化を試みた。

## 2. 建設発生土の基本的な対応

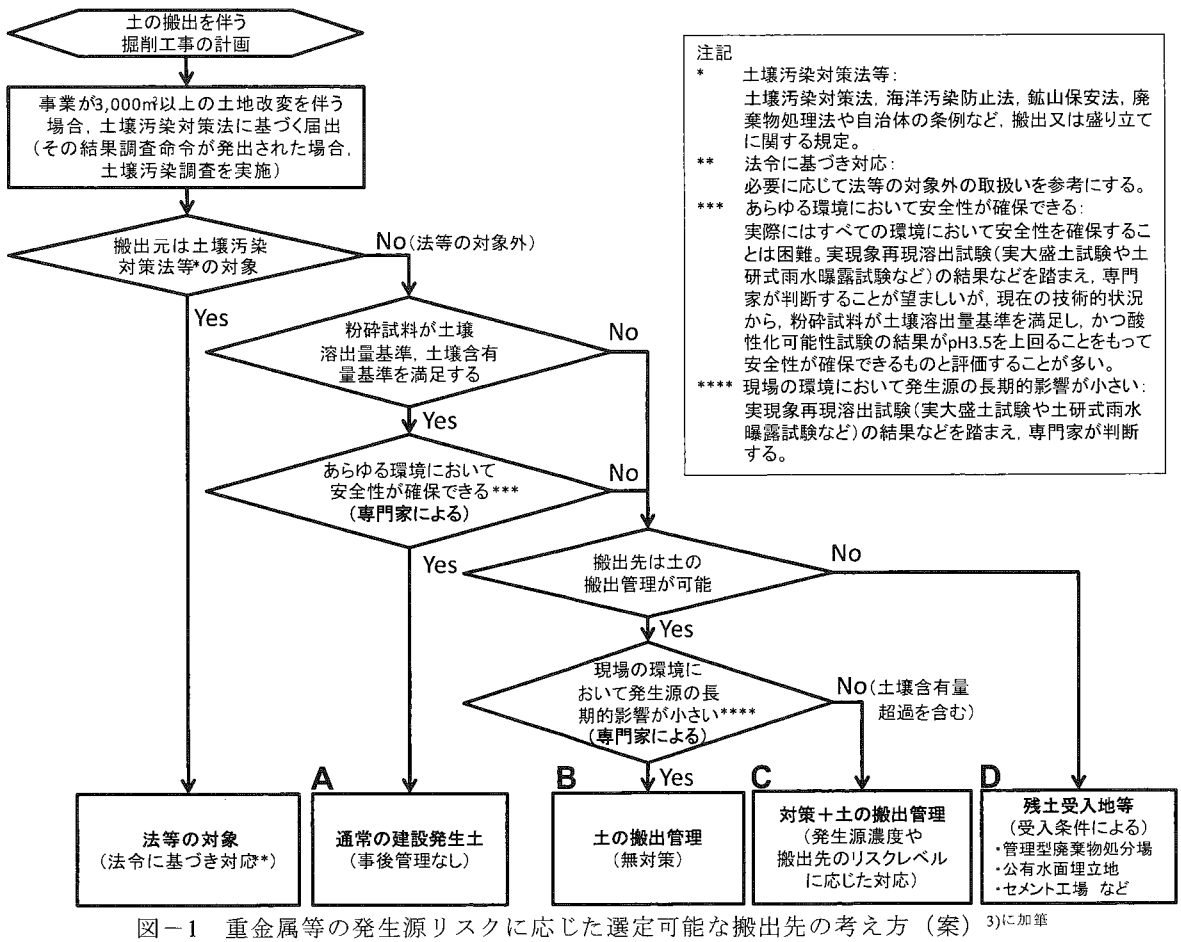
道路や河川などの公共事業の建設発生土は「建設工事における自然由来の重金属等含有岩石・土壌への対応マニュアル（暫定版）」[1]や「建設工事で発生する自然由来重金属等含有土対応ハンドブック」[2]を参考に、自然由来の重金属等による環境への影響が検討されている。

これらでは対策の要不要を溶出試験等の結果に基づいて専門家が総合的に判断することとなっているが、これまでの対応事例をみると、重金属等の発生源リスク（重金属等の種類や環境条件や経時的な影響を考慮した溶出リスク）と、搬出先のリスクレベル（飲用リスクの程度や経路の有無）に応じた複合的な判断を行っている。このような判断は、複数の要素を組み合わせた複雑でわかりにくいものであり、判断要素の明確化と類型化が必要である。

このため、搬出先の選定の考え方と対策工の選定の考え方について、実際の判断材料とした要素ごとに概念を整理した。

## 3. 搬出先選定の考え方

図－1 は、重金属等の発生源リスクに応じた選定可能な搬出先の考え方を示したものである[3]。図中の **A** は通常の建設発生土としてどのような環境でも安全性が確保できるもの、**B** は盛土等としてその現場の環境において無対策でも安全性が確保できるもの、**C** は対策を行った上で安全性が確保できるもの、**D** は残土受入地等への受入基準を満足するものである。このうち




図－1　重金属等の発生源リスクに応じた選定可能な搬出先の考え方（案）[3]に加筆

**B** と **C** は、再掘削等で安全性に問題があると判断されると搬出者としての責任を問われる可能性があることから、恒久的な管理が必要となる。

これらの搬出先は、発生源リスクだけではなく、設計段階までの調査や試験の情報量、受入先の盛土の有無などの施工条件、地元の理解などの社会的要因、対策コストなどによって判断されている。また、各事業の条件によって、搬出先は単一ではなく複数のものが選定されることもある。

## 4. 対策工選定の考え方

これまでの事例では対策工の選定にあたって、周辺の土地利用や地元の理解などの社会的要因、発生源評価（溶出濃度が高いかどうか）、コスト・施工性・施工実績などの諸条件による比較が行われているが、選定の考え方は事業ごとにまちまちである。

図－2 は、より合理的な対策工選定のために、選定の要素として搬出先のリスクレベルと対策工の不確実性という概念を導入して、対策工選定の考え方を整理したものである [3]。なお、図－2 で対象となるのは、図－1 の **C** に区分される対策を行った上で管理が行われるものである。

搬出先のリスクレベルは、対策工から地下水汚染が生じた場合における人家や飲用井戸への到達による影響度を相対的に区分したものであり、現状だけではなく将来の土地利用も考慮する必要がある。

対策工の不確実性レベルは、使用する資材の長期耐久性、発生土の不均質さや物性の変化、設計手法や管理方法などの対策としての効果に不確実な要因がどの程度あるかを示したもので、今後の技術開発によっては不確実性レベルが向上するものも含まれている。また、対策の効果が問題なく発揮されていることを検証するために、通常 2 年程度とされているモニタリングも不確実性レベルに応じて延長すべきと考える。

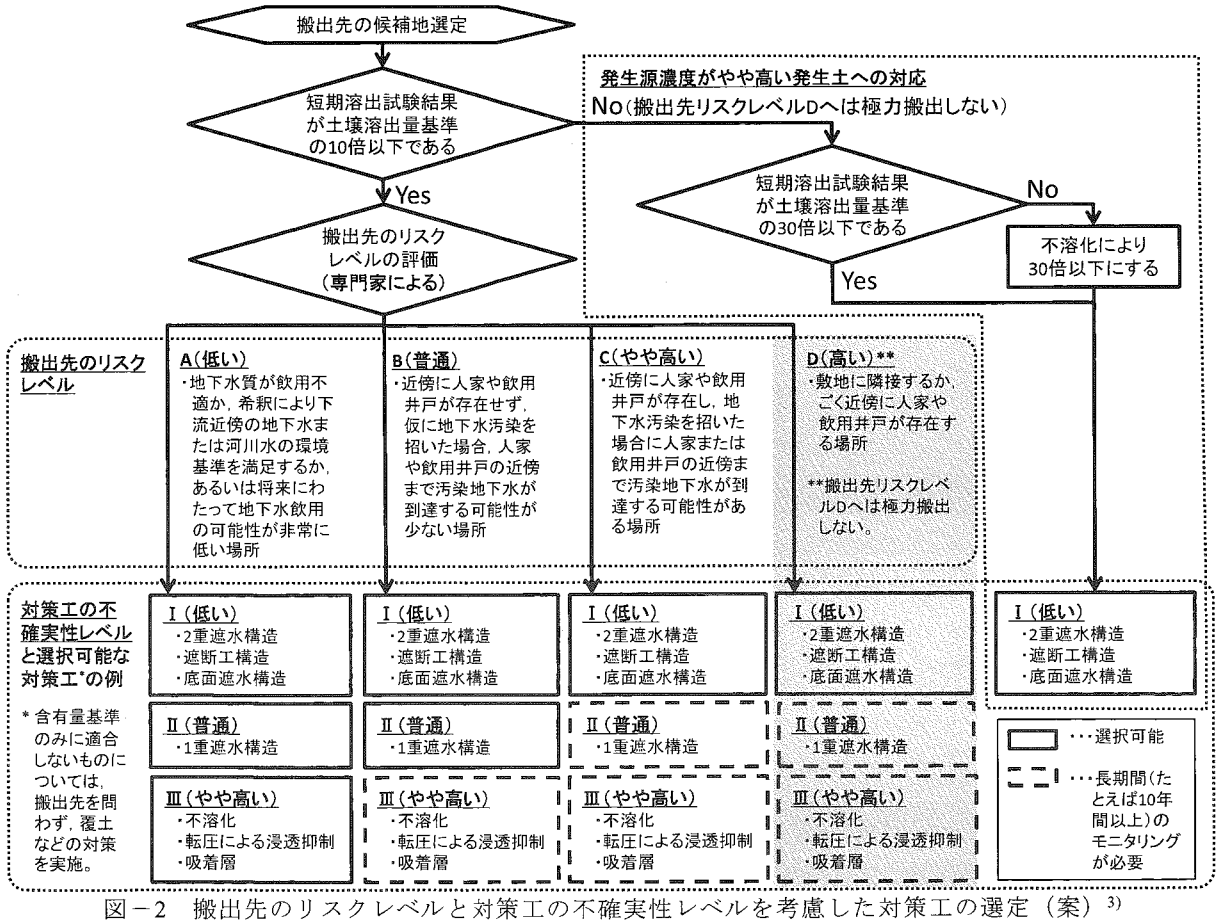
これらの要素のほか、コストや施工性も判断材料となるが、対策工が盛土構造となる場合には土工構造物として構造上の安定性も判断の重要な要素となる。

## 文献


1) 建設工事における自然由来重金属等含有土砂への対応マニュアル検討委員会（2010）：建設工事における自然由来重金属等含有岩石・土壌への対応マニュアル（暫定版），90p.

2) 土木研究所・土木研究センター地盤汚染対応技術検討委員会編著（2015）：建設工事で発生する自然由来重金属等含有土対応ハンドブック，大成出版社，101p.

3) 品川・阿南（2017）：自然由来重金属等を含む建設発生土．地盤工学会誌，Vol.65，No.8，pp.57-64.


図－2　搬出先のリスクレベルと対策工の不確実性レベルを考慮した対策工の選定（案）[3]

# P20. 土槽実験による重金属土壌汚染の拡散と周辺土壌粒子界面の検討

Study on Diffusion Mechanism of Heavy Metal Soil Pollution in Soil Particles interface Using the Soil Tank Experiment

○熱田真一，孫躍（㈱アサノ大成基礎ｴﾝｼﾞﾆｱﾘﾝｸﾞ），浦越拓野（(公財) 鉄道総研），太田岳洋（山口大学）
Shin-ichi Atsuta, Sun Yue, Takuya Urakoshi, Takehiro Ohta

## 1. はじめに

近年，道路・鉄道工事などの公共工事において，トンネル・掘割・切土工事の発生土から，自然的原因により重金属等の基準値を超過する発生土砂（岩石・土壌）の分布が顕在化し，その調査，設計，施工，対策（措置・搬出先）及びモニタリング等が重要な課題となっている [1), 2)]．自然由来重金属等含有土 [2)]については，2010 年 4 月に改正された土壌汚染対策法で法の対象となり [3)]，土壌汚染対策法の法第 4 条の届出を提出する際に基準値超過が顕在化することが指摘されている [4)]．しかし，土壌汚染対策法に基づく調査及び措置に関するガイドライン [3)]の通り，自然状態で 2 mm 目のふるいを通過しないような岩盤については，法の適用外となり，対象とはされていない．

このような背景の中，建設発生土として自然由来重金属等含有土が存在する土壌汚染サイトから地下水を媒介として周辺地域へどのように汚染が拡大していくかを，移流・拡散と周辺土壌への吸着等の視点で明らかにすることは重要な検討課題であると考えられる．

今回，重金属等及び酸性水による土壌汚染の拡散様式と周辺域への影響の把握を目的として，室内土槽試験を行った．本報告では特に，汚染源からの汚染物質の供給が断たれたことを確認した後，水流を停止した土壌を約 1 年間放置し，その後の汚染状況について検討を行い，汚染の分布及び存在状況について考察を行ったので報告する．

## 2. 実験試料

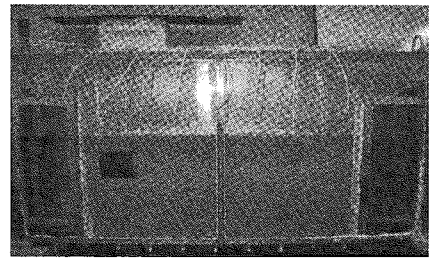
実験試料は，上流部に旧廃止鉱山を要する湖底堆積物のシルトを使用した．湖底堆積物は黄褐色を呈し，不撹乱試料として採取後，窒素ガスを封入した後窒素雰囲気下で保管したものを使用した．試料は分析の直前に日陰にて風乾後，乳鉢等で調整し，2 mm の篩を通過したものを分析に供した．

実験試料の構成鉱物は，X 線回折分析の結果，主に石英からなり，少量の斜長石及び石膏で構成される．

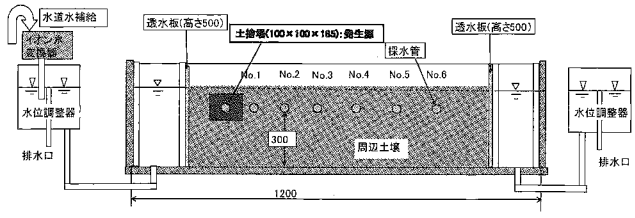
砒素の溶出量試験の値は 0.014 mg/L を示し，含有量試験は 108 mg/kg であった．また蛍光 X 線分析装置による全含有量は 740 mg/kg と非常に高い値を示した．

## 3. 実験方法

土槽試験装置は，高さ 70cm，長さ 120cm，幅 18.5cm の水槽を用意し，その両端に水位を調整できる貯水タンクを設置した（図-1，図-2）．発生源としての試験用土槽は内部に高さ 40cm，長さ 80cm で周辺土壌として豊浦標準砂を置き，その内部に汚染源として実験試料を 10 cm×10 cm×18.5cm の範囲で埋立てた．試験土槽の作成は，各段の乾燥密度を均質にするため空中自由落下法により一段一段作成した．土槽への供給水は水質を安定させるために水道水をイオン交換水製造機に通した水を地下水として見立て，上位貯水タンクに給水し，試験土層の左右両端に異なる水位（左側 40cm，右側 38cm：水頭差 2cm）とし，導水勾配を 0.025 に設定した．土槽内には，発生源からの距離に応じて，採水管（Φ2cm，長さ 10cm）を埋め込み飽和条件とし，細い吸引管を通して採水管から採水を行った．採水管は長さ 10cm の管（内径Φ1.6cm）で，管の周辺は開口（開口率約 10%）して，両端部をゴム栓で閉じ吸引水管をゴム栓に通して採水できるようにした．土壌微粒子の流入を防ぐために網を採水管外部に巻きつけた．各採水管の水質試験を行い，周辺への移流・拡散していくかを評価した．



図－1　土槽試験状況




図－2　土槽試験の断面概要図

採水は，試験土槽全体の土壌が飽和されたのを確認後 3 時間ごとに 9 回（0，3，6，9，12，15，18，21，24 時間後）実施したのち，75 時間後，193 時間後，360 時間後の計 12 回計測を行った．分析項目は，砒素（As）の水質，pH，電気伝導率（EC），酸化還元電位（ORP を Eh に換算）とした．

## 4. 水質試験結果

採水試料の砒素の濃度は，発生源土壌試料の実験の

初期値で 1.71 mg/L と最も高濃度の砒素溶出量の値を示し,その後徐々に濃度の低下が認められた(表－1). なお，移流・拡散様式の詳細は，熱田他（2014）[5]にて一部議論している.

表－1　砒素濃度の計測結果と経時変化一覧表

（単位：mg/L）

| 観測点 | 発生源土壌 | No.1 | No.2 | No.3 | No.4 | No.5 | No.6 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 距離(cm) | 10 | 20 | 30 | 40 | 50 | 60 | 70 |
| 初期値 | **1.71** | ND | ND | ND | ND | ND | ND |
| 3hr後 | **1.39** | ND | ND | ND | ND | ND | ND |
| 6hr後 | **0.350** | 0.003 | ND | ND | ND | ND | ND |
| 9hr後 | **0.212** | **0.010** | ND | ND | ND | ND | ND |
| 12hr後 | **0.238** | **0.013** | 0.005 | 0.002 | ND | ND | ND |
| 15hr後 | **0.096** | **0.010** | 0.005 | 0.002 | ND | ND | ND |
| 18hr後 | **0.123** | **0.016** | 0.009 | 0.004 | 0.003 | ND | ND |
| 21hr後 | **0.026** | **0.015** | **0.012** | 0.007 | 0.004 | 0.003 | 0.002 |
| 24hr後 | **0.028** | **0.013** | **0.011** | 0.008 | 0.005 | 0.005 | 0.002 |
| 75hr後 | 0.009 | **0.010** | 0.007 | **0.011** | 0.008 | 0.003 | 0.005 |
| 193hr後 | 0.003 | 0.003 | ND | ND | 0.002 | ND | ND |
| 360hr後 | 0.002 | 0.002 | ND | ND | 0.003 | ND | ND |

**太字**：砒素基準値超過(0.01 mg/L以上)
ND：未検出

実験の結果，360 時間後に発生源から汚染物質の供給がほぼ断たれたことが確認されたため（表－1），イオン交換水の供給を停止し，水を徐々に抜き，水の蒸発の影響を取り除くため,土槽表面にはラップを敷き、約 1 年間保持した.

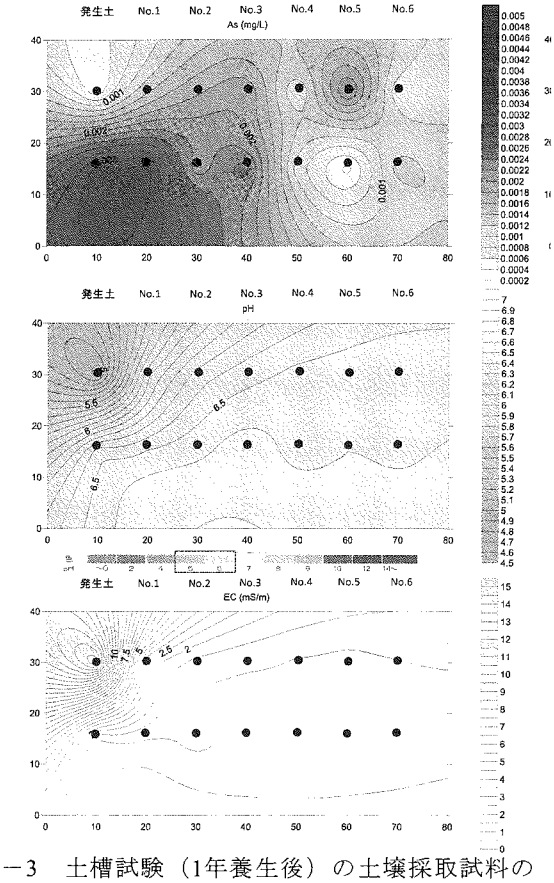
## 5. 土壌試験結果

1 年間保管した土槽から，汚染の拡散結果の評価を行うため，土壌汚染調査と同様にパイプを用いたボーリングで 7 地点，2 深度の試料採取を行った（図-3）. 採取試料は，溶出量試験と同じ条件で実施し，分析項目として水質と同じ砒素（As）の溶出量試験，同一検液の pH，電気伝導率（EC），酸化還元電位（ORP を Eh に換算）の測定を行った．試験結果を図-2 に示す.

## 6. 考察

土壌試験の結果，周辺土壌は吸着効果の少ない豊浦標準砂を用いているにも関わらず，汚染物質の供給が断たれた後も周辺土壌では汚染物質の残存が確認された（図-3）. 採取した 1 年後の土壌の状況は，完全な乾土の状況ではなく，しかし，砂に指を押し付けた場合でも水が浮く状態ではなかった．また試料採取時には豊浦標準砂の粒子は，すぐバラバラになる状態ではなかったが，粒子に湿り気がある状況であった．これらのことから，粒界の接合部等で水が保持されていた状態が続いていたものと思われる.

このような吸着物質があまり考えられない実試験盛土で汚染が残存する事例報告されている [6]. そこでの試験盛土内土中水は概ね pH8.0 前後であることから，pH8.0 前後で Si の溶解度が大きくなったことで，アモルファスシリカの分解の寄与が指摘されている．今回の実験では，発生源で pH5.0 と低く周辺にかけて徐々に pH6.5 と上昇を示し，pH 条件は異なる。今回確認された土壌中の汚染状況からは,豊浦標準砂の石英，長石粒界に pore として汚染物質がトラップされ，粒子間の二面角に残存した水において汚染物質が保持され，pore の連結により拡散していったものと推察される.




図－3　土槽試験（1年養生後）の土壌採取試料の測定結果のコンター図

## 文献


1) 建設工事における自然由来重金属等含有土砂への対応マニュアル検討委員会（2010）：建設工事における自然由来重金属等含有岩石・土壌への対応マニュアル（暫定版），pp.90.

2) 嘉門雅史，勝見武，（独）土木研究所，（一財）土木研究センター地盤汚染対応技術検討委員会（2015）：建設工事で発生する自然由来重金属等含有土対応ハンドブック，pp.101.

3) 環境省（2012）：土壌汚染対策法に基づく調査及び措置に関するガイドライン（改訂第２版），pp.516

4) 環境省（2011）：自然的原因による土壌汚染に係る法第４条第２項の調査命令発動要件について(環水大土発第 110225001 号)

5) 熱田真一，孫 躍，太田岳洋（2014）自然由来重金属基準値超過土壌の土捨場からの移流・拡散機構～砒素含有土を用いた土槽実験からのアプローチ～，第 20 回地下水 土壌汚染とその防止対策に関する研究集会講演集, pp.45-50.

6) 太田岳洋，川越健，赤澤正彦，高原英彰（2014）鉱化変質岩からなる試験盛土内での水-岩石反応の推定，日本応用地質学会研究発表会講演論文集，pp.31-32.

# P21　道路防災点検記録と空中電磁探査データの比較分析

○野々村　敦子（香川大学），加藤　真之介（香川大学），長谷川　修一（香川大学）
Atsuko Nonomura, Shuichi Hasegawa, Shinnosuke Kato

## 1. はじめに

自然災害による被害を最小限に抑えるためには迅速な対応が欠かせないが山間部では，豪雨や地震による道路の寸断で緊急輸送路が確保できないことが危惧される。

自然災害による道路の被災を防止するために，道路防災点検を実施し，災害発生要因を発見して対策が講じられてきた。机上での点検は，過去の災害履歴や地形などから総合的に判断されているが，地盤の緩みの程度や範囲は地形からは判断が困難な場合もある。一方，深層崩壊の危険度を評価するために，空中電磁探査データで岩盤の緩みを推定する研究がこれまでに実施されてきている（例えば，鈴木ら（2009），Nonomura et al (2013)）。鈴木ら（2009）は，比抵抗断面図とボーリングデータを比較し，コアで確認される緩みと比抵抗断面図で見られる比抵抗変化点に関連が見られることを示した。Nonomura et al. (2013)では，DEM（数値標高モデル）から地上開度および地下開度を計算する考え方（Yokoyama et al., 2002）を比抵抗データに適用して，比抵抗値から岩盤の緩み箇所を抽出する手法が提案された。

そこで本研究では，Nonomura et al. (2013)で提案した手法を用いて，空中電磁探査データを用いて推定した緩みと道路防災点検記録との関係および地形との関係を調べ，空中電磁探査データの道路防災点検への有用性について検討した。

## 2. 研究方法

### 2.1　解析対象地域

対象地域は，御荷鉾帯および秩父帯に位置し，主にチャートと泥岩が分布する国道沿いの斜面とした。

### 2.2　空中電磁探査データを用いた緩み推定方法

比抵抗値は，水分量，粘土鉱物，地質，岩盤の緩みなどさまざまな条件による。岩石の種類によって比抵抗値が異なるため，比抵抗値そのものから岩盤の緩みを推定することは出来ない。一方，同一の岩盤が連続的に分布している場合，岩盤が緩んでいる箇所では，岩盤の亀裂が発達し，亀裂に空気を含むため，比抵抗値は周りよりも高くなると考えられる。これをもとに，岩盤の緩みを示す指標として，周りの比抵抗との関係を定量化する指標を提案し，比抵抗凹凸度と呼ぶこととした（Nonomura et al. 2013）。比抵抗凹凸度が負であれば周りより比抵抗が低く，正であれば周りよりも比抵抗が高い。

本研究では，比抵抗分布はピクセルサイズ 10m で図化したデータを用い，比抵抗凹凸度も同様にピクセルサイズ 10m で図化し，道路防災点検の結果と比較分析した。道路防災点検記録は，岩盤の緩み・落石・崩積土に着目し（図-1），それぞれの点検箇所において比抵抗凹凸度を調べた。

## 3. 結果

### 3.1　道路防災点検記録と比抵抗凹凸度

比抵抗凹凸度の値を，岩盤の緩み箇所 62 ピクセル，落石箇所 17 ピクセル，崩積土箇所 7 ピクセルで抽出し（図-2），点検項目ごとに分布を見た（図-3）。落石および崩積土では比抵抗凹凸度が 0 以下の割合がそれぞれ 6 割，8 割である。岩盤の緩みでは比抵抗凹凸度が 0 以下，および 10 以上の割合がともに 4 割近くある。このことから，周りよりも比抵抗が高い箇所にだけ着目すると，一部の岩盤の緩みが抽出できないことが分かった。

### 3.2　地すべり地形と比抵抗凹凸度

対象地域には地すべり地形が多数分布することから，岩盤の緩みが確認された 62 ピクセルを対象に比抵抗凹凸度の分布を地すべりの堆積域内および堆積域外の

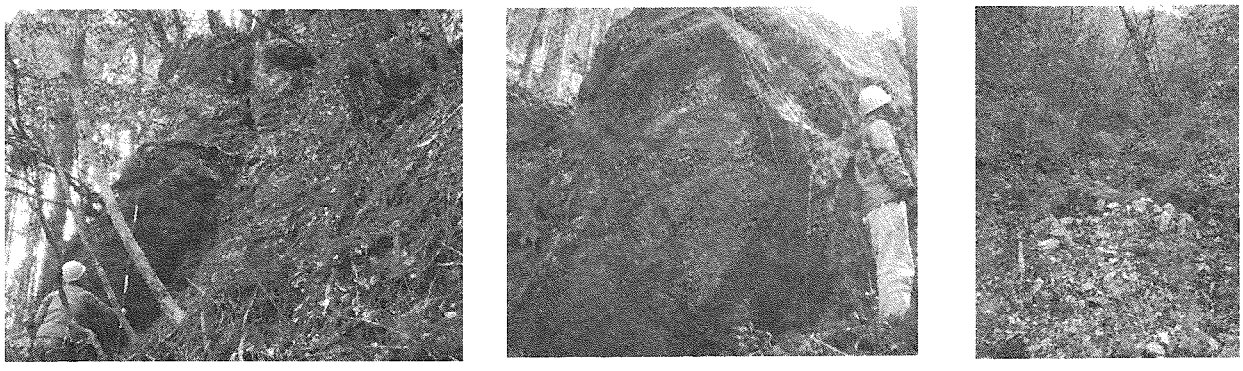


図-1 道路防災点検箇所の例　(a) 開口亀裂が見られる緩んだ岩盤　(b)　落石　(c)　崩積土

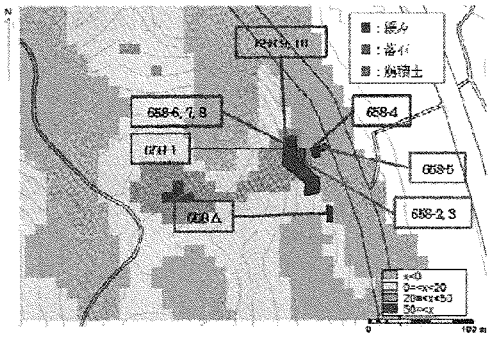



図-2　比抵抗凹凸度と道路防災点検記録の一例

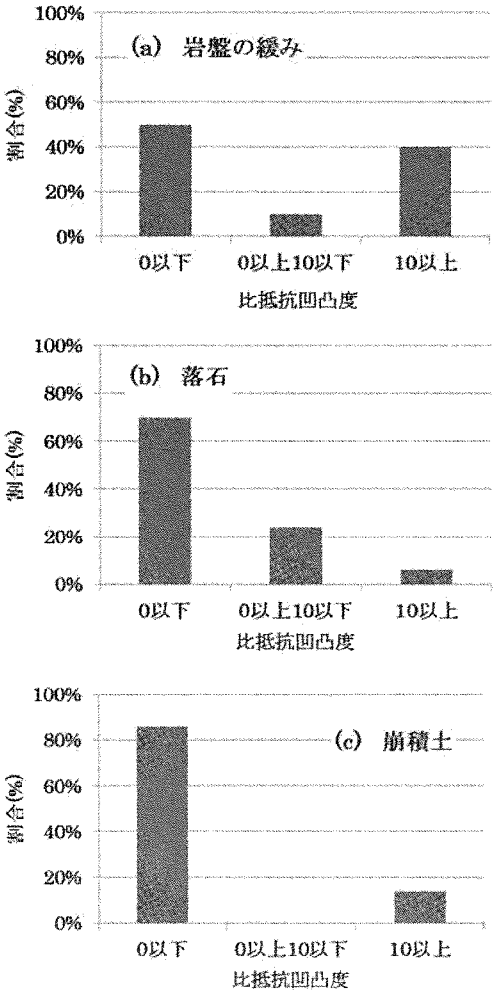



図-3　比抵抗凹凸度と道路防災点検記録との関係

それぞれでみたところ，傾向に違いは見られなかった。一方，地すべり堆積域の末端部および冠頂部で比抵抗凹凸度の傾向を見たところ（図-4），比抵抗凹凸度が 0 以下のピクセルは，末端部に 7 割程度，冠頂部では 3 割程度であるが，比抵抗凹凸度が 10 以上のピクセルは冠頂部のみに見られることが分かった。地すべり冠頂部で亀裂が発生している場合，今後の崩壊に繋がる危険性がある。比抵抗凹凸度でこのような箇所を捉えることができているかは，さらに検討する必要がある。

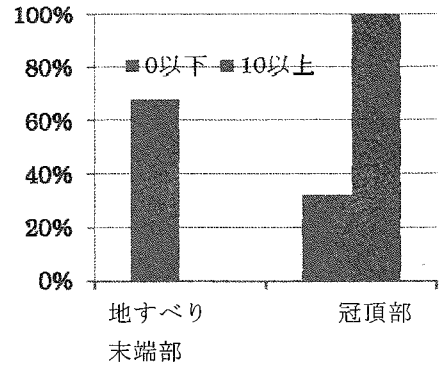



図-4　岩盤の緩みが確認された箇所の比抵抗凹凸度と地すべり地形との関係

## 4.　まとめ

本研究では，比抵抗凹凸度と道路防災点検箇所との関係を分析した。岩盤の緩み，落石，崩積土と記録された箇所それぞれにおいて比抵抗凹凸度分布をみた。岩盤の緩みが確認された箇所では，比抵抗凹凸度が高い箇所も低い箇所も見られた。これは，地形を考慮していないことも理由の一つと考え，地すべり地形と比抵抗凹凸度との関係も分析した。その結果，比抵抗凹凸度が高い箇所は冠頂部に位置していることが分かった。

今後は，地すべり冠頂部において，比抵抗凹凸度と緩みとの関係をさらに分析する必要があると考える。

謝辞：本研究を遂行するに当たり，四国地方整備局四国技術事務所には本研究で使用するデータをご提供頂いた。ここに記して感謝の意を表す。

## 文献

1）　鈴木隆司・内田太郎・田村圭司（2009）：深層崩壊斜面の特定に向けた地盤構造調査法，土木技術資料，Vol51，No.7

2）　Nonomura A, Hasegawa S, Kageura R, Kawato K, Chiba T, Onoda S, Dahal R K (2016): A method for regionally mapping gravitationally deformed and loosened slopes using helicopter-borne electromagnetic resistivity data, Natural hazards, 81, 123-144.

3）　Yokoyama R, Shirasawa M, Pike RJ (2002): Visualizing topography by openness: a new application of image processing to digital elevation models. Photogramm Eng Remote Sens 68:257--265

# P22. 道路防災点検で捕捉されなかった箇所で発生した災害の特徴

The feature of disasters missed by road disaster prevention inspection

○金井哲男（(国研) 土木研究所：現応用地質（株））
浅井健一，佐々木靖人，矢島良紀，法水哲，加藤俊二，川添英生（(国研) 土木研究所）
Tetsuo KANAI,Kenichi ASAI,Yasuhito SASAKI, Yoshinori YAJIMA, Satoru NORIMIZU, Shunji KATO,Hideo KAWAZOE

## 1. はじめに

### 1-1.研究の背景

近年，全国の直轄国道では防災対策進捗率が向上してきたため，道路災害が減少する傾向にある．ただし，道路災害の約半数は，道路防災点検で“点検対象外”もしくは“対応不要”と判断された箇所で発生した災害である[1)]．これらは，既往点検で捕捉されなかった“想定外の災害”であるため，捕捉されていた災害に比べ，被害の増大や初動対応の遅れが懸念されており，今後の道路管理の重要な課題となっている．

### 1-2.研究の目的

本研究は，道路防災点検の“点検対象外”や“対応不要”とされた箇所で発生した災害（以降二つを合わせたものを“想定外の災害”と称する）を減らすことを目的とし，それらの降雨特性と発生原因から，道路点検でそれらの抽出精度を向上させるための対応策を検討した．

## 2. 研究方法

本研究は，短時間豪雨が増加したといわれる近年の降雨災害に着目するため，平成 20～23 年度に発生報告のあった直轄国道の通行止めを伴う斜面災害 115 事例を対象とした．これらの事例から“点検対象外”と“対応不要”とされた箇所で発生した 74 災害を抽出し，共通する特徴を整理した．

## 3.検討結果

### 3-1.収集した事例における道路防災点検の災害捕捉率

収集した災害は，約半数（47%）が道路防災点検の“点検対象外”で発生している（図-1）．
また，“対応不要”とされた箇所の災害は 17%である．

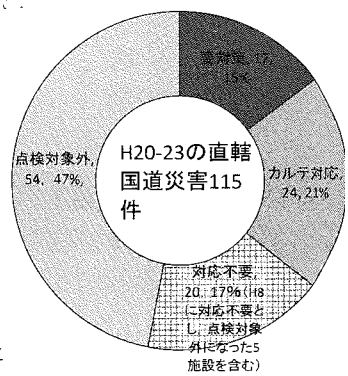



図-1 直轄国道災害における防災点検の実施状況

### 3-2.“想定外の災害”の特徴

#### 3-2-1.災害形態

“想定外の災害”の全災害に占める割合について，割合の高いものを抽出して以下に示す．

① “点検対象外”箇所での発生比率が高い災害：盛土崩壊の約 80%，切土のり面崩壊の約 50%は“点検対象外”の箇所で発生した災害である．

② “対応不要”箇所での発生比率が高い災害：自然斜面崩壊の約 30%，落石の約 30%，岩盤崩壊の約 50%が“対応不要”箇所で発生した災害である．

#### 3-2-2.“想定外の災害”発生時の降雨特性

##### 1)“想定外の災害”発生時降雨の生起確率年

“想定外の災害（点検対象外・対応不要）”における災害時の時間雨量（災害発生前 24 時間以内の最大時間雨量）の生起確率年と災害発生前 24 時間の累積雨量の生起確率年の比較を行った．“点検対象外”箇所の災害は，24 時間・1 時間雨量のいずれの生起確率年においても発生している（図-2）．図示しないが“既往点検で捕捉されていた災害”も同様の傾向が見られた．

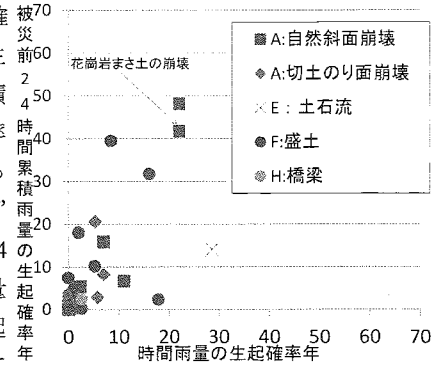



図-2 H20～H23 に点検対象外の箇所発生した災害の生起確率分布（H20～H23 の全災害のうち，降雨以外の影響を受けた可能性があるものと落石を除いた 40 事例）

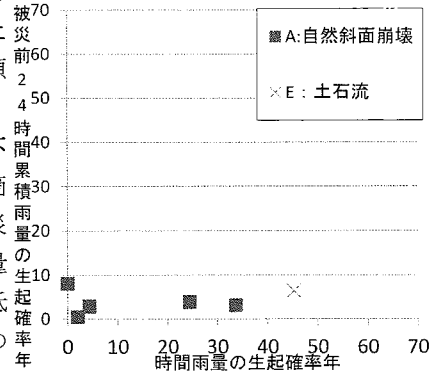



図-3 H20～H23 に対応不要と判断した箇所で発生した災害の生起確率分布（H20～H23 の全災害のうち，降雨以外の影響を受けた可能性があるものと落石を除いた 10 事例）

一方，“対応不要”と判断した箇所で発生した災害は，24 時間雨量の生起確率が低く，1 時間雨量の高い領域で多く発生している（図-3）．このことは，過去の経験により構築された現在の点検手法では，短時間豪雨時の斜面安定性評価が困難なものを含んでいることを示している．

##### 2)先行降雨の影響

災害発生時の降雨以前の先行降雨の影響を検討する

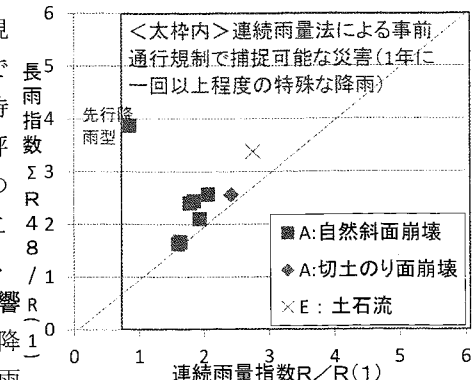



図-4 連続雨量指数と長雨指数の関係図（対応不要箇所のみ）

ため，連続雨量指数と長雨指数[2]の比較を行った．連続雨量指数 R/R(1)は，災害発生時の連続雨量を災害発生時連続雨量継続期間における生起確率 1 年に相当する連続雨量で除した指数であり，長雨指数Σ48/R(1)は，災害発生前の 48 時間連続雨量を前述の R(1)で除した指数を示している．つまり，図-4 の破線上の領域（長雨指数＝連続雨量指数）の災害は，48 時間以内に先行降雨のないことを示している．図示しないが，**“既往点検で捕捉されていた災害”**や**“点検対象外”**の箇所の災害は 48 時間以内に先行降雨があったものが多く含まれている．しかし，**“対応不要”**と判断された箇所で発生した災害は，ほとんど先行降雨のない領域にプロットされる（図-4）．現地調査と資料調査の結果，**“対応不要”**箇所で多くみられる先行降雨がない短時間豪雨で発生する災害は，集水地形が狭い箇所や小規模な渓流の土砂移動が半数を占めていることが確認された．今後の点検では，このような特徴を示す箇所を確実に抽出していくことが重要である．

## 4.災害発生原因から推定される“想定外の災害”を低減させる方法

### 4-1.対応策の提案

“想定外の災害”の主な発生原因から，道路防災点検でそれらを抽出するための対応策を検討した(図-5)．

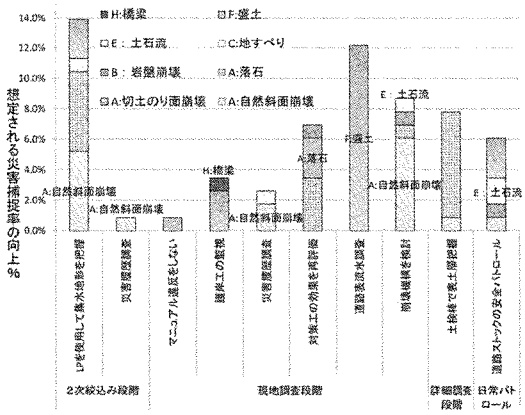



**図-5 道路防災点検の点検対象外と対応不要とされた箇所（想定外の災害）を点検で捕捉するための対応案とそれによって期待される捕捉率の向上%**

対応難易度が低く，災害捕捉率の向上割合の高いものから優先度を決め，以下に優先度 1～4 の対応策の概要と実施した場合の災害捕捉率向上効果を示す．

1) **優先度 1**：机上調査（難易度：低）：
 ①レーザープロファイラや空中写真による 0 次谷や集水地形の抽出（13.9%向上）
2) **優先度 2**：現地調査における判断（難易度：高）：
 ②道路表流水の流入跡の確認（12.2%向上）
 ③道路ストックの安全パトロール（6.1%向上）
3) **優先度 3**：現地調査における判断（難易度：高）
 ④土層強度検査棒などのサウンディングによる表土層厚・分布の把握（7.8%向上）
4) **優先度 4**：現地調査における判断（難易度：高）
 ⑤崩壊機構を正確に把握する（8.7%向上）
 ⑥対策工の効果を再評価（7.0%向上）

上記のうち，点検技術者の技術力向上が必要な対応策（優先度 4）は，成果が出るまで時間を有するため除外し，比較的早い効果が期待できる優先度 1～3 の対応をするだけでも 40%の災害捕捉率の向上が見込める．

### 4-2.対応策の実施例

図-6 は，対応策を現場で試行した事例である．この箇所は，優先度 1 の空中写真判読を行うと，0 次谷の谷頭を薄く切土したのり面であり，0 次谷の堆積物が残存している可能性が示唆される．そこで，優先度 3 の土層強度検査棒を用いて土層深さを調査した結果（図-6），当該斜面は周囲に比べて 2.0m 以上表土層が厚く，もともとこの箇所の斜面安定性が低かったことが確認された．




**図-6 空中写真を判読による 0 次谷の抽出により危険斜面を想定した事例**

## 5.まとめ

1) **“対応不要”**と判断された箇所で発生した災害”は，先行降雨のない短時間豪雨で発生しており，今後の防災点検ではそれらに共通する小規模な渓流や狭い集水地形を確実に抽出していく必要がある．
2) 道路防災点検で”想定外の災害“を抽出する精度向上させるためには，①レーザープロファイラや空中写真による 0 次谷や集水地形の抽出や，②道路表流水の流入跡の確認を優先して実施することが最も効率のよい方法である．

ただし，道路防災点検の要対策箇所において対策工施工前に被災した事例も多く発生しており，対策工実施優先度の決定も今後の大きな課題である．

**謝辞**

本研究の実施にあたっては，国土交通省道路局国道・防災課道路保全企画室，各地方整備局には，事例収集等に多大なご協力をいただいた．ここに記して深く感謝いたします．

**文献**

1) 宮武裕昭・中谷昌一（2014）：土構造物のメンテナンスサイクル確立に向けた取り組み，土木技術資料，第 56 巻，第 4 号，PP14-17
2) 川添英生・加藤俊二・佐々木哲也・金井哲男・浅井健一（2017）豪雨等による道路のり面災害の降雨パターン分析，平成 29 年度土木学全国大会講演集

# P23. 大規模火砕流の堆積分布域における豪雨時の斜面崩壊の発生条件に関する検討

Study on the Conditions Causing Slope Failures due to Heavy Rain at the Pyroclastic Flow Deposits

○山下純平（山口大学），太田岳洋（山口大学）
Junpei Yamashita, Takehiro Ohta

## 1. はじめに

2012 年 7 月に発生した平成 24 年 7 月九州北部豪雨によって福岡県・熊本県・大分県では多数の斜面崩壊が発生した．その中でも人的被害が大きかった [1]熊本県の阿蘇カルデラ内部での斜面崩壊についての研究例 [2]はあるが，それ以外の地域では水害に関する研究例 [3]はあるものの，斜面崩壊に関する研究例は存在しない．阿蘇カルデラを噴出源とする火砕流堆積物が広く堆積する大分県竹田市では，玉来川や滝水川周辺に斜面崩壊が多数確認されている [4]が，その他の河川沿いでは斜面崩壊は確認されていない．そこで斜面崩壊が発生した箇所と発生していない箇所の地質の違いや降雨条件の違いを明らかにすることを目的に現地調査と雨量解析を進めている．

本報告ではこれまでに行った現地調査の結果とそれに基づいた考察について述べる．

## 2. 調査の手順

本調査の対象地は，大分県竹田市の玉来川と滝水川周辺地域である．

### 2.1 崩壊箇所の同定

国土地理院による災害発生後に撮影された空中写真判読による判読結果 [4]を基に大分県竹田市付近で平成 24 年 7 月九州北部豪雨によって発生した斜面崩壊の場所を把握した．

### 2.2 空中写真判読

2.1 で把握した斜面崩壊箇所以外の崩壊箇所を空中写真判読により抽出した．同時に遷急線と遷緩線の分布を判読した．

### 2.3 現地調査

2.1, 2.2 節の結果を基に崩壊箇所の地質構造の把握と非崩壊箇所の地質構造の把握を目的に行なった．

## 3. 結果

### 3.1 空中写真判読

調査地域では標高 500m と標高 400m 付近とに遷急線が連続して分布していることが確認できた．それぞれの遷急線の下部に遷緩線が分布する場合も確認された．斜面崩壊は 2 つの遷急線の両方の下部に認められた（図-1）．

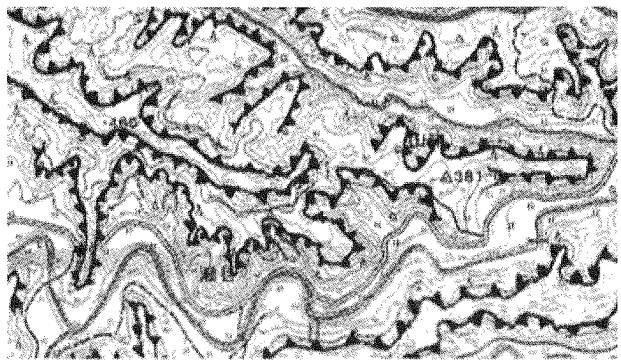


図-1 空中写真判読結果の例

▲▲▲：遷急線，▬▬：遷緩線，∩：斜面崩壊

### 3.2 現地調査

#### 3.2.1 標高 500m 付近での斜面崩壊

標高 500m 付近の遷急線直下の斜面崩壊箇所では，下位から降下火砕物層，非溶結凝灰岩層，溶結凝灰岩層が認められた．降下火砕物層は主に褐色-黄土色の降下軽石層や黒色の火山灰薄層から構成されていた（図-2, 3）．非溶結凝灰岩層は基質が明灰色もしくは灰褐色であり，直径が最大 20cm 程度の軽石を多量に含む層であった．溶結凝灰岩層は基質が暗灰色で，強い溶結を受けているため黒曜石がレンズ状を呈していた．また，冷却節理と思われる鉛直方向に伸びる多数のクラックが確認できた．これらの中で斜面崩壊は非溶結凝灰岩層の部分で発生していた．




図-2 標高 500m 付近の斜面崩壊

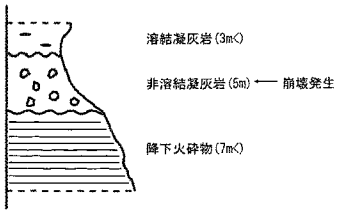



図-3 標高 **500m** 付近の斜面崩壊（柱状図）

3.2.2 標高 400m 付近での斜面崩壊

標高 400m 付近の遷急線直下の斜面崩壊箇所では，下位から降下火砕物層，弱溶結の溶結凝灰岩層が認められた（図-3, 4）．一部の崩壊箇所では，降下火山灰層の上位に崖錐堆積物あるいは古い崩壊堆積物が分布していた．降下火砕物層は格子枠工がなされている箇所では確認できなかった．弱溶結の溶結凝灰岩層には黒曜石が含まれているが，標高 500m 付近でみられた溶結凝灰岩のように黒曜石はレンズ状を呈してはいなかった．また，これらの中で斜面崩壊は弱溶結の溶結凝灰岩層古い崩壊堆積物の部分で発生していた．




図-4 標高 **400m** 付近の斜面崩壊

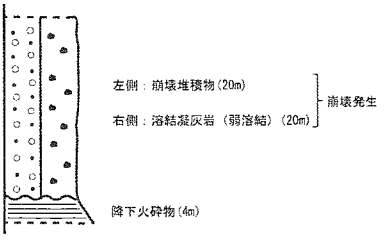



図-5 標高 **500m** 付近の斜面崩壊（柱状図）

3.2.3 斜面崩壊が発生していない箇所

斜面崩壊が発生していない場所では斜面に主にコンクリート吹付工などの対策工が施されている，もしくは溶結凝灰岩のみが露出しているといった特徴がみられた．

## 4. 考察

4.1 標高 500m 付近での斜面崩壊

標高 500m 付近の地質構造は既述した通り，下位から降下火砕物層，非溶結凝灰岩層，溶結凝灰岩層から構成される．溶結凝灰岩層は冷却節理と思われる鉛直方向に伸びる多数のクラックが確認できた．このことから，斜面崩壊は非溶結凝灰岩の上部の溶結凝灰岩層にあるクラックから雨水が侵入した，もしくは非溶結凝灰岩層に直接雨水が侵入したことによって空隙の多い非溶結凝灰岩層に雨水が蓄えられる．非溶結凝灰岩層の下位には，細粒で透水性の小さいと考えられる降下火山灰層が分布するため，非溶結凝灰岩層中に浸透した雨水はより下位に浸透できない．その結果，非溶結凝灰岩層中の地下水位が上昇することで斜面崩壊が発生したと考えられる．

4.2 標高 400m 付近での斜面崩壊

標高 400m 付近の地質構造は既述した通り，下位から降下火砕物層，弱溶結の溶結凝灰岩層から構成される．斜面崩壊は弱溶結の溶結凝灰岩層に直接雨水が侵入したことによって，この層に雨水が蓄えられる．その後のメカニズムは上述した標高 500m 付近の場合と同様と考えられる．しかし，降下火砕物層は既述した通り一部地域でのみでしか確認できなかったため，その分布の有無を確認し，想定したメカニズムの妥当性を検討する必要がある．

## 5. 今後の課題

空中写真判読で判読した標高 500m 付近の遷急線と標高 400m 付近の遷急線の分布は竹田地域の地質（小野晃司ほか，1977）の地質図 [5]における，それぞれ Aso-4 の溶結凝灰岩の分布，Aso-3 の分布と一致する．今後は，以下の事項を検討し，火砕流堆積物分布域における降雨時の斜面崩壊のメカニズムを明らかにする．①薄片観察により遷急線と Aso-4, Aso-3 の分布の対応を明らかにする.②標高 400m 付近の崩壊地における，下位火山灰層の分布を確認し，崩壊メカニズムの妥当性を検証する．③玉来川・滝水川以外の Aso-4, Aso-3 分布域で崩壊が発生していないことを確認したうえで，解析雨量などで降雨条件を面的に把握し，Aso-4, Aso-3 における斜面崩壊に寄与する降雨条件を明らかにする．

文献

1) 福岡管区気象台：災害時自然現象報告書 2012 年第 1 号，災害時気象速報 平成 24 年 7 月九州北部豪雨，pp35-36.
2) 宮縁育夫(2012): 阿蘇カルデラにおいて 2012 年 7 月の九州北部豪雨によって発生した斜面崩壊，地学雑誌 121(6), pp1073-1080.
3) 氏田洵悠，小山拓志(2015): 玉来川・稲葉川下流域における平成 24 年 7 月九州北部豪雨の浸水範囲規定要因，地理科学 Vol.70 No.2, pp94.
4) 国土地理院ウェブサイト，平成 24 年 7 月九州北部豪雨に関する情報，http://www.gsi.go.jp/BOUSAI/h24-kyusyu-heavyrain-index.html, 2017/8/9.
5) 小野晃司ほか(1977)：竹田地域の地質，地域地質研究報告，pp82.-118.

# P24. 山口県下関市における切土法面崩壊の発生メカニズム解明

Study on the occurrence mechanism of cut slope failure in Shimonoseki city, Yamaguchi Prefecture

○國丸航平（山口大学），太田岳洋（山口大学）
Kohei Kunimaru, Takehiro Ohta

## 1. はじめに

近年，小降雨時に切土斜面が崩壊する事例が報告されている．山口県の下関市から萩市にかけて分布する関門層群においても，主な要因が降雨でない切土斜面の崩壊が度々発生している[1]．これらの崩壊箇所では黒色薄層土層の分布が認められることが多いため，これが崩壊に関与すると推定されている[1]．しかし，この黒色薄層土層の成因や，その分布と斜面崩壊との関連性についての詳細は明らかではない．そこで，山口県下関市における切土斜面崩壊の発生メカニズムや黒色薄層土層の成因，斜面崩壊との関連性について調査，検討を行った．本報告では，関門層群における黒色薄層土層の分布と風化の程度や強度の分布の関係について述べる．また，得られた強度定数を用いて FEM 解析により，切土斜面の応力やひずみ状態について検討した結果も述べる．

## 2. 調査の手順

切土斜面の崩壊が発生した箇所周辺について現地調査を行った．現地調査としては地質観察，サンプリング，土壌硬度計と土層強度検査棒を用いた強度試験を行った．土層強度検査棒を用いた試験では土検棒貫入試験とベーンコーンせん断試験を行い，荷重計値やトルクを測定し，得られた数値に基づき粘着力，内部摩擦角を算出した．次に得られた粘着力，内部摩擦角を用いて FEM によりひずみに関する解析を行った．

## 3. 調査箇所周辺の概要

調査箇所は下関市豊浦町貴飯峠北西 3.2km に位置する（図-1）．

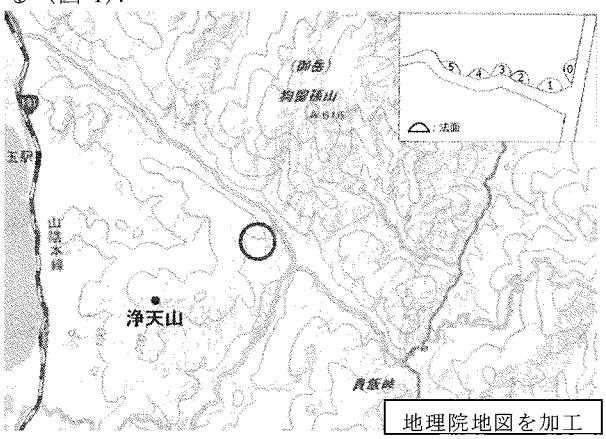



図-1　調査地域と調査した法面の位置関係（右上）[2]

調査箇所周辺は，菊川断層に沿って南東から北西方向に流下する川棚川を境に，北東側が狗留孫山を中心とした標高 350-620m の山地地形を呈し，南西側が標高 200-260m の丘陵地形を呈しており，当該位置はこの丘陵地に位置する．また，調査箇所は関門層群下関亜層群上層部に相当し，安山岩，デイサイト質~流紋岩質凝灰岩などの火山岩類が優勢であり，南西約 1km には浄天山を中心に山陽帯の花崗岩が分布している[2]．

### 3-1. 調査箇所の詳細

図-1 に示す調査した法面のうち，「法面 0」は道路沿いの崩壊法面であり，「法面 1~5」では崩壊は発生していない．図-1 に示したすべての法面に対して土壌硬度計を用いた強度試験を行い，「法面 0」と「法面 1」に対して土層強度検査棒を用いた強度試験を行った．

## 4. 調査結果

### 4-1. 観察結果

図-1 の「法面 0」では斜面全面が崩壊し，法尻のふとんかご工に崩土が侵入し，側溝が破壊していた．崩壊面は橙色-淡黄褐色を呈し，粘土化していた．「法面 1」では明瞭な 1 条の黒色薄層土層の分布が確認できた（図-2）．黒色薄層土層の左右（東西）で肉眼的に風化程度が大きく異なり，左側（西側）では黄色-橙色を呈する粘土を伴い，淡褐色-褐色の火山岩がコアストーンとして残存していた．一方，右側（東側）ではコアストーンの分布は認められず，赤褐色-橙色-黄色-黄土色，一部白色の粘土が分布していた．また，黒色を呈する粘土状の物質が法面全体に連続性の無い極細の脈として分布していた．

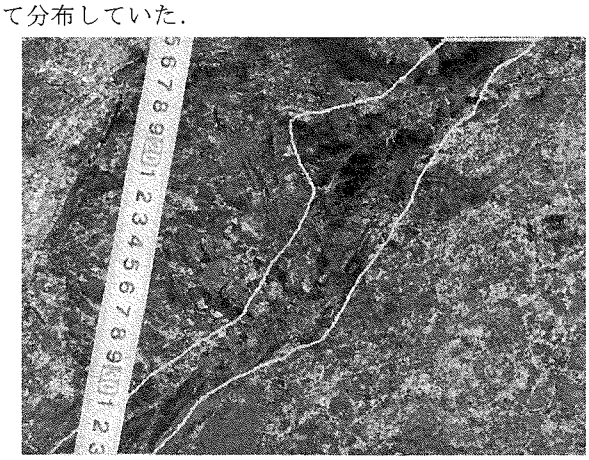


図-2　黒色薄層土層（線で囲った部分）

### 4-2. 土壌硬度計による強度試験

図-3 に「法面 1」での貫入力量の分布を示す．図-3 に用いたデータは，土壌硬度計で 1 地点につき 5 回測定した貫入力量のうち，最大値と最小値を除いた 3 つの値の平均値である．

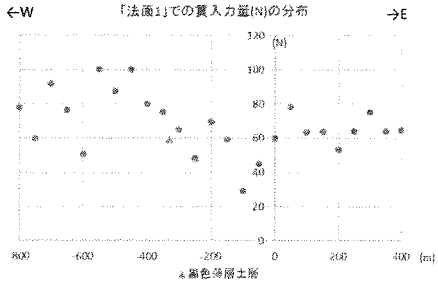



図-3 「法面 1」での貫入力量（N）の分布

図-3 を見ると，「法面 1」の西側で貫入力量が大きく，東側で小さいことが分かった．また，「法面 2-4」での貫入力量は，「法面 2」は 100N 以上，「法面 3」は約 90N，「法面 4」は 70-80N であり，調査した 6 つの法面のうち，西側の法面ほど貫入力量が小さいことが分かった．

### 4-3. 土層強度検査棒による強度試験

「法面 1」での深度 0.1m と 0.4m における貫入強度の算出は以下の式を用いて行った．

貫入強度=(W+(0.318+n*0.304)*9.81))/1000/1.76*$10^{-4}$

W は荷重計値で，n は 500mm ロッドの本数である．

算出の結果，貫入強度は 600-1800kN/$m^2$ の間に分布し，「法面 1」の西側と東側で差は明瞭でなかった．

ベーンコーンせん断試験の結果を図-4 に示す．粘着力（c）と内部摩擦角（$\phi$）は，横軸に押し込み荷重，縦軸に回転トルクを取って，測定点毎の近似式の Y 切片，傾きを以下の式に代入して算出した．

$$c=10.16*Y \quad , \quad \tan\phi=12.04*X$$

Y は近似式の Y 切片で，X は近似式の傾きである．

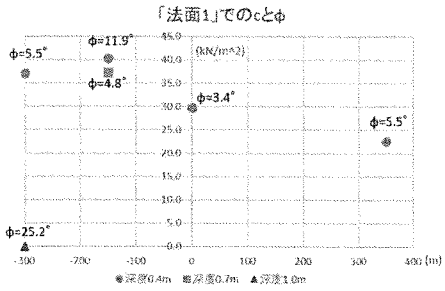



図-4 「法面 1」での c と $\phi$

### 4-4. FEM 解析

(1) 法面 1 西側

「法面 1 西側」の解析における強度定数は部分的に風化が生じている地盤の文献値 [3]を用いた．ステップ解析を行い，地山，1:1 斜面の順に解析した．解析の結果，法面に沿って引張ひずみが僅かに生じた．

(2) 法面 1 東側

「法面 1 東側」の解析における強度定数は，4-3 で算出した 350m 地点の値（図-4）を用いた．ステップ解析を行い，地山，1:1 斜面の順に解析した．解析の結果，法面に沿って「法面 1 西側」よりも大きい引張ひずみが生じた．

(3) 法面 0

「法面 0」の解析における強度定数は，(2)の場合と同じ値を用いた．ステップ解析を行い，地山，1:1 斜面，1:2 斜面の順に解析した．解析の結果，1:1 斜面の場合，引張ひずみが斜面に沿って生じ，さらに斜面の上部にも生じた（図-5）．1:2 斜面の場合，1:1 斜面の場合よりも小さい引張ひずみが斜面に沿って生じた．

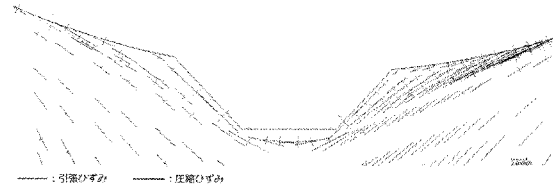



図-5 「法面 0」の 1:1 斜面における FEM 解析結果（ひずみコンター図）

## 5. 考察

調査地域において黒色薄層土層が観察された．この黒色薄層土層は「法面 1」では明瞭な不連続面を形成している．また，この黒色薄層土層の走向方向に断層地形と思われる地形も分布する．このことから，黒色薄層土層は断層運動により形成されたと推定できる．さらに，黒色薄層土層を境界として肉眼的に風化の程度が異なり，それに応じて強度（貫入力量）も異なる．これらのことから黒色薄層土層（断層）に沿って風化が進行し，特にその東側で風化が進んだため，強度が低下したと考えられる．FEM 解析の結果，「法面 1」の西側と東側を比較すると，肉眼的に風化が進んでいた東側でより引張ひずみが大きい．また，崩壊が発生した「法面 0」と崩壊が発生していない「法面 1」を比較すると，「法面 0」の場合，斜面の上部にも引張ひずみが発生しており，これが崩壊発生の要因の 1 つだと考えられる．

## 文献


1) 河内義文，竹田直樹，鈴木素之，山本哲郎，田上愛仁(2004)：関門層群頁岩風化土からなる切土法面の崩壊，第 39 回地盤工学研究発表会，2145-2146

2) 西村裕二郎編著(2012)，山口県地質図（15 万分の 1）第 3 版説明書，山口地学会 p56-p59

3) Yoshifumi KOCHI, Motoyuki SUZUKI, Tetsuro YAMAMOTO, Tadashi NISHIKAWA(2014) : Characteristics of landslide and failure with their Countermeasures in Kanmon-group Slopes , Yamaguchi prefecture , Western Japan , J .of the Jpn.Landslide Soc., Vol.41, No.2 ,172-181

# P25. 豪雨災害経験地域における道路構造物総点検結果の特徴

Feature of the structure inspection results on the road in the disaster area by heavy rainfall

○山本定雄，浅井健一（(国研）土木研究所）
Sadao YAMAMOTO, Kenichi ASAI

## 1. はじめに

“豪雨災害懸念箇所”の抽出に対する“道路構造物総点検（のり面・土工構造物）”の適用性を検証するため，豪雨災害経験地域で実施された構造物点検結果を整理したものである．対象は九州南部の県管理道路で，平成22年に豪雨災害を経験[1]し，平成25年度に点検が実施された地域にあたる．なお本研究では災害事例に占める割合の高い“表層崩壊・路肩崩壊”と“切土・盛土”の点検結果を対象に比較検証を試みた．

## 2. 対象地域の地質概要／豪雨時の道路災害の特徴[1]

対象地域は大きく2つの地質帯に区分され，南西部は秩父帯に属するチャート・砂岩を主体とし，北東部は四万十帯に属する粘板岩・砂岩を主体とする（図-1）．

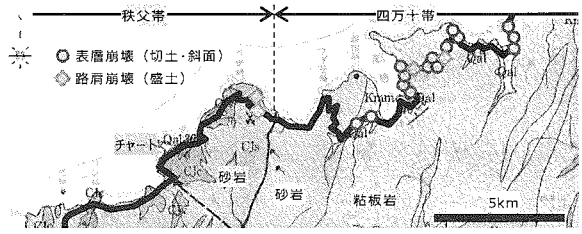



図-1　基盤岩地質[2]と災害発生地点（一部路線抜粋）

### (1) 表層崩壊（切土・自然斜面崩壊）の特徴

・粘板岩分布域に集中／表層の赤褐色風化部が崩壊
・無対策または落石防護網のみ施されたのり面で多発
・崩壊発生箇所の多くで“湧水”を伴う（写真-1）

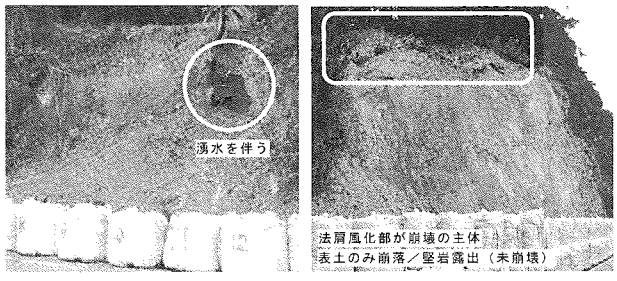



写真-1　切土の表層崩壊の事例

### (2) 路肩崩壊（盛土崩壊）の特徴

・表流水による浸食崩壊が多くを占める（写真-2）
・擁壁やのり面保護工を付随する盛土も多く含まれる

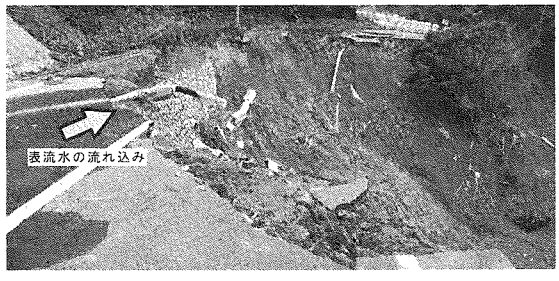



写真-2　路肩（盛土）崩壊の事例

## 3. 道路構造物（のり面工・土構造物）点検結果の特徴

### 3.1 危険度評価および危険度判定要素の再区分

総点検要領[3]における“二次点検”結果より，危険度評価を「異常なし」「異常軽微」「異常あり」の3種類に再区分した（図-2）．また危険度の評価に至った“判定要素（着目点）”を分類・再整理した（表-1）．

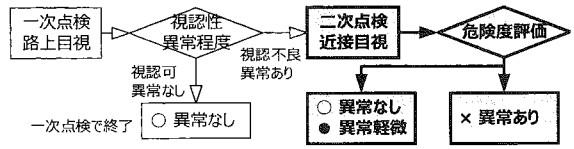



図-2　構造物点検の流れと危険度評価区分

表-1　危険度の判定要素（着目された異常）の分類

| | |
|---|---|
| 土砂災害に係る異常 | ① 落石／浮石・転石分布 |
| | ② 崩壊（崩壊跡）／崩土堆積 |
| | ③ 土砂化（強風化）／風化（褐色化） |
| | ④ 段差地形・地割れ／孕み出し・すべり |
| 水の影響に係る異常 | ⑤ 湧水・表流水／浸食・洗掘／排水不良 |
| 施設・構造物に係る異常 | ⑥ 損傷・破損／クラック・目地開口等 |
| | ⑦ 経年劣化・老朽化・腐食等 |
| | ⑧ 路面変状（沈下・亀裂等） |

### 3.2 道路構造物点検（近接目視点検）結果の特徴

対象とした点検成果では，施設・構造物を細分することなく，複数施設を一括して“1地点”毎の危険度を評価している．二次点検対象地点の施設・構造物の内訳を図-3に，危険度評価結果の内訳を図-4に示す．

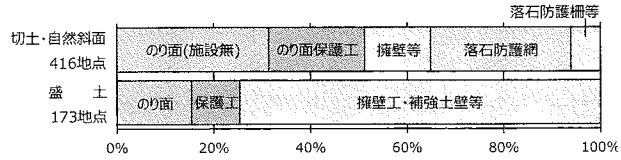



図-3　点検対象に付随する施設・構造物等の内訳

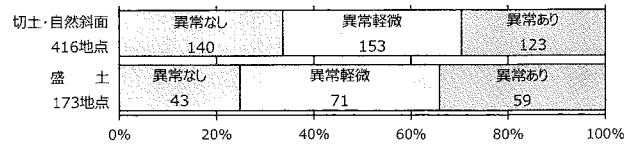



図-4　二次点検対象地点の危険度評価の内訳

### (1) 切土・自然斜面における点検結果の特徴

「異常あり」の割合で見ると，基盤地質や付随する構造物の違いによる差異は見出せない（図-5）．

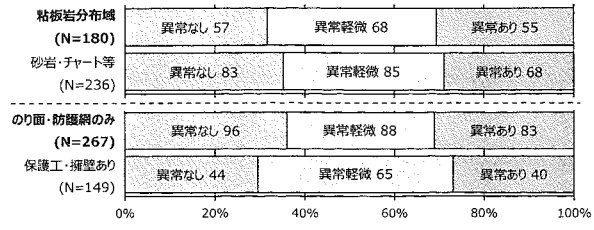



図-5　“切土・自然斜面”危険度評価の内訳

一方，判定要素（異常着目点）で見ると，砂岩等の分布域では“崩壊”を，構造物を有する地点では“施設変状”を高い割合で危険要素として捉えており，豪雨災害を多発した“粘板岩／無対策・防護網のみ”とは異なる視点で危険度を評価している（図-6・写真-3）．

また判定要素別に危険度を比較すると，“落石”“風化・土砂化”“段差・孕み”といった要素は「異常あり」と評価される反面，“湧水・浸食”は「異常軽微」と評価される割合が高い傾向を示す（図-7・写真-4）．

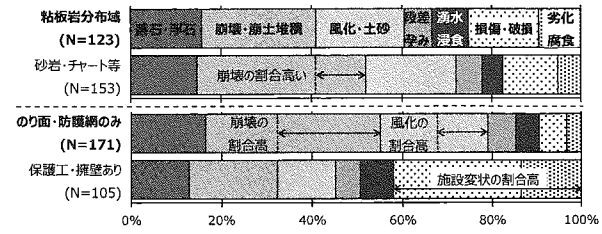



図-6 “切土・自然斜面”危険度判定要素の内訳

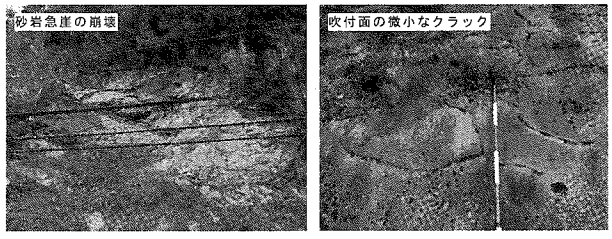



写真-3 「異常あり」評価の“崩壊”“施設変状”事例

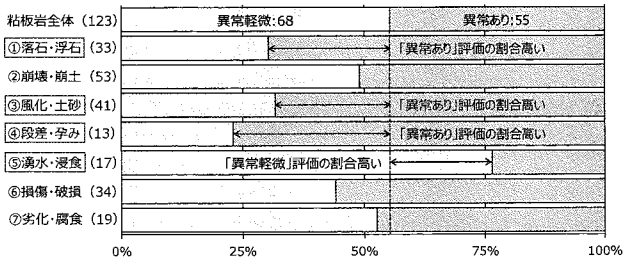



図-7 粘板岩分布域：判定要素別の危険度評価の内訳

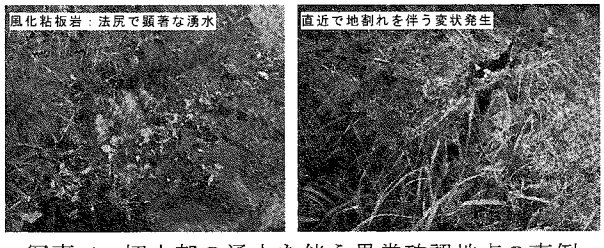



写真-4 切土部の湧水を伴う異常確認地点の事例

### (2) 盛土における点検結果の特徴

構造物を有する地点で「異常あり」の割合が高く，危険要素としては“施設変状”を捉える割合が高い．また無対策のり面は“湧水・浸食”といった水に係る異常を多く捉えている（図-8・写真-5・写真-6）．

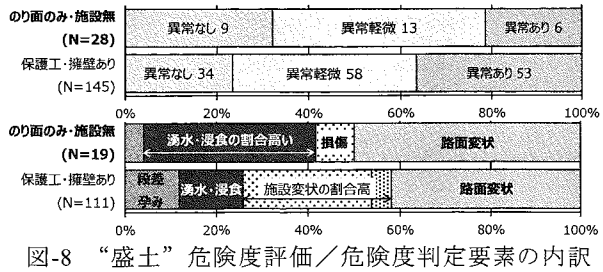



図-8 “盛土”危険度評価／危険度判定要素の内訳




写真-5 “施設変状”に伴う異常の確認事例

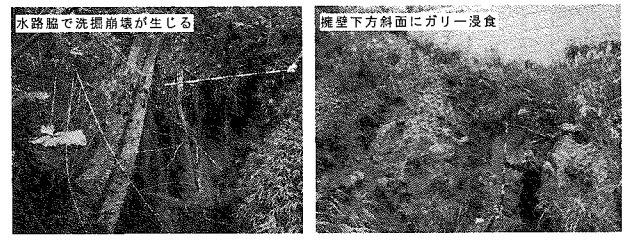



写真-6 “浸食（洗掘）”に伴う異常の確認事例

判定要素別の危険度評価では，“段差・孕み”といった変形を伴う地点で「異常あり」とされる割合が高い．また“湧水・浸食”といった水の影響に係る異常は，“切土・自然斜面”と異なり「異常あり」評価を得ている割合がやや高い傾向を示している（図-9）．

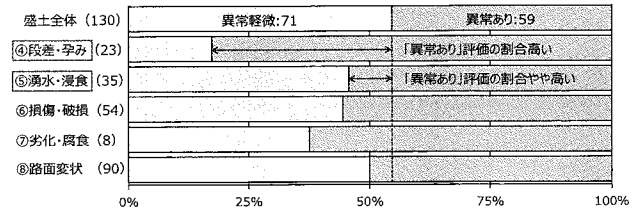



図-9 盛土全体：判定要素別の危険度評価の内訳

## 4. まとめ

構造物点検は“異常（変状）の危険度”に関する記載が中心で“異常原因”の言及に乏しい側面がある．

今回の検証結果から，“盛土”については，変状の発生要因が“水の影響”にある程度限定される側面もあるため，“異常あり≒豪雨災害の危険性大”と評価できる可能性が高いと考える．

一方，“切土・自然斜面”の点検結果では，伏在する懸念要素（地質性状や湧水，構造物の有無等）より，顕在化している危険要素（落石や構造物変状）を重視して危険度を評価する傾向が見て取れる．このような場合，構造物点検の“異常あり”が必ずしも“豪雨災害懸念箇所”に当てはまるとは限らないため，過去の“災害履歴”や“道路防災点検”結果等を別途加味し，異常要因の分析や再検証を図る必要がある．

## 文献


1) 林浩幸・浅井健一・佐々木靖人（2011）：平成 22 年 10 月奄美豪雨における道路斜面災害の特徴，平成 23 年度日本応用地質学会研究発表会講演論文集，pp.149-150

2) 九州地方土木地質図編纂委員会（1986）：九州地方土木地質図

3) 国土交通省道路局（2013）：総点検実施要領（案）【道路のり面工・土構造物編】，平成 25 年 2 月

# P26. 斜面飽和度に着目した表層崩壊の発生予測に関する研究

Prediction of shallow landslide occurrence based on degree of saturation

○谷田佑太（エイト日本技術開発），汪発武（島根大学）
Yuta Tanida, Fawu Wang

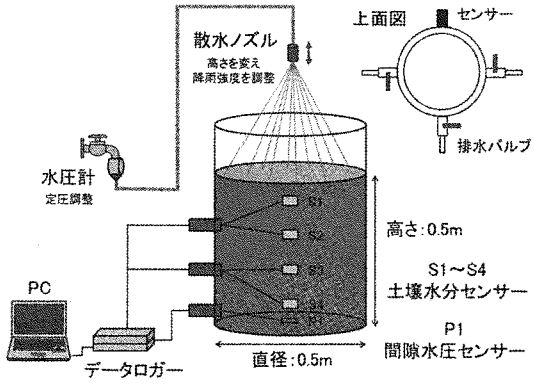
## 1. はじめに

現在，気象庁が発信している土砂災害警戒情報は，土壌雨量指数と短時間雨量の実況値および予測に基づき，5kmメッシュで基準値超過判定を行うものである[1)]．また，その運用上の改善手法や土砂災害を発生させる豪雨特性の地域間の比較等に関する研究が数多く行われている．しかし，これらの多くは，降雨情報のみを入力データとして使用し，斜面に存在する水分量を相対的に指標化する方法であり，斜面崩壊の素因となる地形・地質条件等の違いによる影響が組み込まれていないため，予測には限界がある[2)]．

## 2. 研究目的・手法

本研究における目的は，主に2つある．1つ目は，集中豪雨を想定した降雨浸透過程を異なる地質・地形・降雨条件で把握することである．2つ目は，降雨浸透に伴い変化する飽和度から定量的評価を行い，崩壊発生予測について検討することである．

本研究では，降雨浸透過程を把握するため，降雨強度の調整が可能な円筒土槽（図－1)を使用し，降雨の浸透に伴い変化する体積含水率（飽和度)と間隙水圧を計測した．降雨強度は50mm/h，75mm/h，88mm/h，142mm/hの4種類，試料は4号珪砂，6号珪砂，真砂土の3種類を用いた．異なる地質・降雨条件における降雨浸透挙動の違いを考察した．



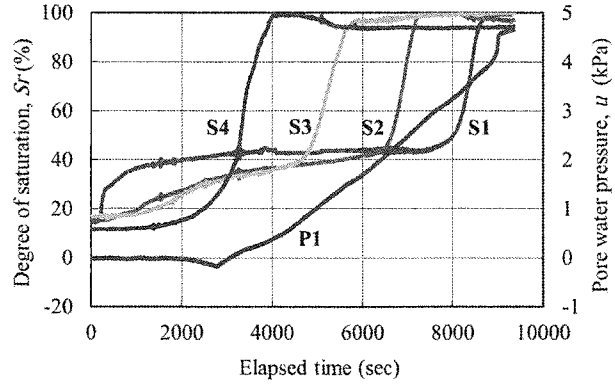

図－1　実験装置全体の模式図

崩壊発生時間を予測するには，定量的評価を行う必要がある．飽和度や間隙水圧は，現地斜面における不均質な地盤条件で時々刻々と変化する．その変化を観測し，解析することが崩壊発生時間の予測精度の向上につながると考えた．

室内実験，野外観測の結果より，降水量に対する飽和度変化率及び浸透速度の解析，飽和度変化率及び浸透速度を考慮した斜面安定解析を用いた危険度評価を行った．

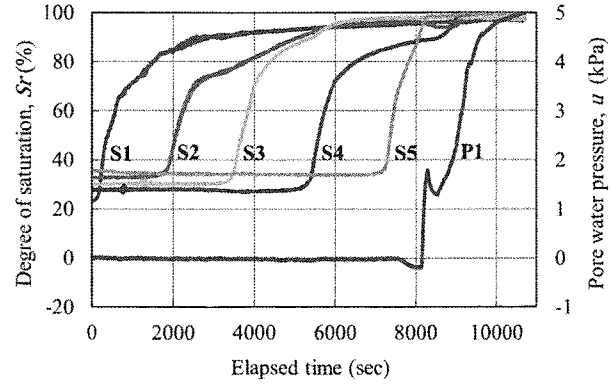
## 3. 実験結果

**4号珪砂**（図－2)：乾燥状態では初めにS1からS4の順に上昇している．そして，P1が上昇し始めたときにS4から再び上昇している．この結果より，飽和度は2段階で上昇していることが分かる．1段階目，つまりP1が反応し始めるまでの時間が降雨浸透過程を示しており，2段階目，つまりP1が反応して約5kPaに達するまでの時間が水位の上昇過程を示している．




図－2　飽和度及び間隙水圧の経時変化
(4号珪砂，降雨強度88mm/h，乾燥条件)

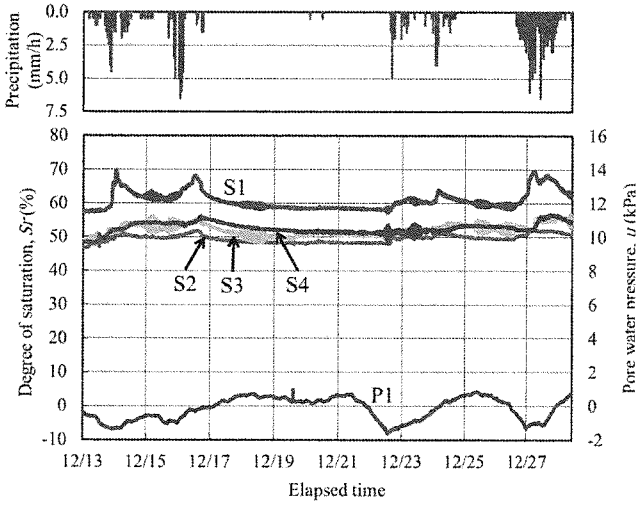
**真砂土**（図－3)：乾燥条件ではS1，S2において2段階の上昇が見られず，1段階の上昇で飽和に達している．142mm/h乾燥条件ではS1~S5のすべてにおいて1段階の上昇のみを示した．この結果より，真砂土は他の試料と比較して，より高い保水性があることが分かる．




図－3　飽和度及び間隙水圧の経時変化
(真砂土，降雨強度88mm/h，乾燥条件)

**野外観測** (図－4)：島根県松江市八雲町に位置する盤坂神社周辺の斜面で観測した．地質は細-中粒黒雲母花崗岩である鴨花崗岩が分布し，表層は真砂化している．斜面傾斜角度は平均 35° 程度である．センサーの設置位置は室内実験の 2 倍の深さに設定した．

飽和度は S1 が最も高く 60%前後で変動し，S2, S3, S4 は 50%前後で変動している．S1 が他よりも 10%程度高く，突出している．また，センサーの深度が深くなるにしたがって，値が小さくなる傾向が見られた．また，降雨強度に比例して，飽和度は増加していることが分かる．最も増加量が大きいのが S1 である．S1 は最大で 10%程度増加，S2，S3，S4 は最大で 5%程度増加している．




図－4　飽和度，間隙水圧及び降水量の関係
(観測期間：2016 年 12 月 13 日 0 時 0 分～
2016 年 12 月 28 日 10 時 39 分)

## 4. 斜面安定解析を用いた危険度評価

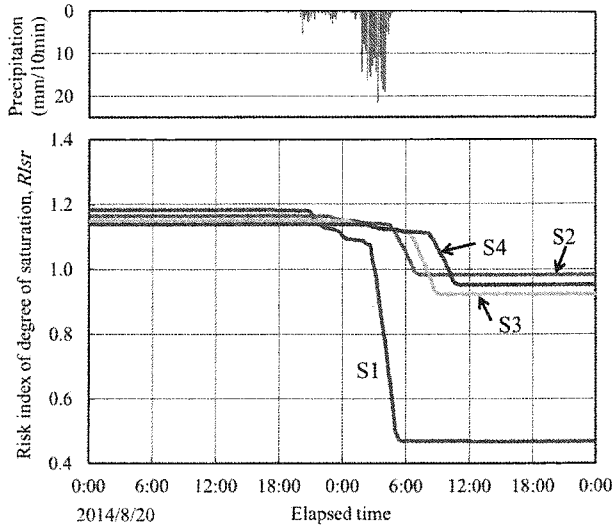
駒村 [3] に基づき，斜面安定解析を行った．駒村は，通常分散して存在している土壌水分を，土層の下部に集めたと仮定し，飽和度に相当する要素として取り扱った．しかし，この仮定には土層内の各深さで経時変化する飽和度が考慮されていない．そこで，本研究では，土層内の各深さにおける飽和度を用いて解析を行った．解析は下記に示す式を用い行った．

$$RIS_r = \frac{(1+e)c_d \cdot \exp(-\alpha \cdot S_r) + (G_s + eS_r - eS_r^2 - S_r)\gamma_w H \cos^2\theta \cdot \tan\phi}{(G_s + eS_r)\gamma_w H \cos\theta \sin\theta}$$

$RIS_r$：飽和度危険指数，$e$：間隙比，$c_d$：乾燥時の粘着力，$\alpha$：減少係数，$S_r$：飽和度，$G_s$：土の比重，$\gamma_w$：水の単位体積重量，$H$：土層厚，$\theta$：傾斜角，$\phi$：内部摩擦角

2014 年広島土砂災害で発生した表層崩壊に対して，斜面安定解析を行った．まず，観測された降水量に対する飽和度変化率を計算した．初期飽和度は 50%に設定した．これは，野外観測の飽和度，広島土砂災害の表層崩壊発生位置のすべり面付近より採取した試料の飽和度より推定した．また，浸透速度は 3.674.E-05 (m/s) と設定した．

すべての深さにおいて飽和度危険指数は低下した (図－5)．特に S1 は大きく低下し，最小値で 0.5 程度を示す．原因として，S1 は飽和状態に達しているためであると考えられる．




図－5　広島土砂災害における飽和度危険指数
及び降水量の経時変化

## 5. 考察・結論

1) 試料の違いにより降雨浸透・水位上昇挙動に大きな違いが見られた。珪砂は 2 段階の飽和度の上昇を確認，真砂土は 1 段階のみの上昇を確認，飽和しながら浸潤前線が降下する。この違いは，試料の透水性，保水性に起因していると考えられる。

2) 野外観測の結果より，降水量に比例して飽和度変化率及び浸透速度は大きくなる傾向が見られた。観測結果は，最大時間雨量 7mm/h 程度と低い強雨強度における傾向であるため，今後の課題として，高い降雨強度における傾向を把握する必要があると考えられる。

3) 広島土砂災害の表層崩壊に危険度評価を適用した結果，すべての深さにおいて飽和度危険指数は低下し，特に表層部は大きく低下した。土層内の各深さにおける危険度評価を行うことで，よりリアルタイムな崩壊予測ができると示唆された。

## 文献


1) 松四雄騎，渡壁卓磨，鄒青穎，平田康人，千木良雅弘 (2015)：2014 年広島災害における表層崩壊の発生メカニズムと降雨閾値，京都大学防災研究所年報，58A，pp.24-33.

2) 執印康裕，堀田紀文，松英恵吾，有賀一広，田坂聡明 (2011)：土壌雨量指数および潜在崩壊面積指数を用いた崩壊発生降雨特性の評価について，砂防学会誌，Vol.63，No.5，pp.37-42.

3) 駒村富士弥 (1988)：表層崩壊発生危険雨量の予測，地すべり，Vol.25，No.1，pp.7-12.

# P27. 設置後長期間が経過した地すべり防止施設の現状と点検上の留意点

Present states and cautions of inspection on long time using landslide prevention works

○窪田正和・東　一樹（農林水産省中国四国農政局）
Masakazu Kubota・Kazuki Azuma

## 1. はじめに

農林水産省農村環境課「地すべり防止施設の長寿命化検討調査」の一環として，設置後長期間が経過した地すべり防止施設の点検を行い，点検を実施する上での留意点をまとめた．

## 2. 調査区域の選定

本調査の対象地は，農林水産省農村振興局所管の地すべり防止区域で，概成後 40 年以上経過した 2 区域である．

表－1　調査対象区域の概要

| 区域名<br>面積 | 概成年度 | 地すべり防止施設 |
|---|---|---|
| A 区域<br>52.30ha | 昭和 49 年<br>（1974 年） | 水路工：3,423m，水抜ボーリング工：39 本，集水暗渠工：1,164m，排水トンネル工 1 箇所 |
| B 区域<br>59.00ha | 昭和 51 年<br>（1976 年） | 水路工：1,831m，水抜ボーリング工：61 本，集水暗渠工：685m，排土工 1 箇所 |

これら 2 区域は次の 2 条件を満たしている．

・概成直後と最近の空中写真を比較した結果，土地利用の変化が明確で，かつ土地利用変化の大きいエリアに防止施設が存在する．

・1 mDEM の航空レーザー測量成果がある．

これら区域の地すべりは秩父帯（中生代ジュラ紀の付加体）に属する破砕帯地すべりで，地形の傾斜は 25° 程度である．

## 3. 調査内容

① 既存資料の整理

既存資料により，地すべりブロック毎に地すべり防止施設の概要等を台帳にとりまとめた．

②地すべり防止施設の現状調査

航空レーザー測量の成果から縮尺 1:2,000 等高線間隔 1m の地形図を作成し，地すべり防止施設の機能診断を行うとともに，地すべりブロックを踏査し地すべりによる地形変状や被災の状況を観察・記録し平面図と写真等で整理した．

③成果とりまとめ

機能診断結果を整理し，長期間経過による機能低下の実態を把握するとともに，点検を実施する際の留意点や対処方法についてとりまとめた．

## 4. 調査結果

①既存資料の状況

両区域とも地すべり対策工事図面が残っているなど資料の保存状況は良く，特に A 区域には詳細な施工状況の写真も現存していた．

②土地利用変化の状況

施設施工当時は両区域とも斜面上に形成された耕作地（主に樹園地（ゆず・くり），畑）であった．現在は集落周囲の農地は維持されているものの，他の地域では針葉樹林（植林），広葉樹林(雑木林)，耕作放棄地となっている．B 区域は，A 区域にくらべ森林化が著しい．

③機能の現状と機能低下の要因

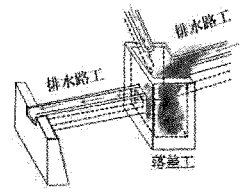
1)排水路工

機能が低下している施設はほとんど無かったが，一部の落差工や水路底版で機能低下が見られた．

その状況は，以下のようであった。

2 区域の落差工は図－1 に示すボックス型である。排水路に土砂や流木が流れ込んだ場合，落差工の呑口や落差工内に堆積し，排水路が閉塞しているケースが見られた（写真－1）。このような地点では，落差工の上流で溢水し，周辺が浸食されていることもあった．

排水路では底版に亀裂があるケースが見られた．亀裂から流出した水が，排水路周りの土を吸い出し，側壁背面の地面の緩みや底版の沈下を生じさせていた．排水路は現場打ち（現地で型枠を組みコンクリートを打設）であり，側壁を先に底版を後で施工している．底版は無筋構造で厚さも地山の凸凹により変わっていた．このため，温度による膨張収縮等が原因となって，亀裂が生じたと推定される．




図－1　排水路工の機能低下状況概念図 1)一部改変



写真－１　排水路工の機能低下状況

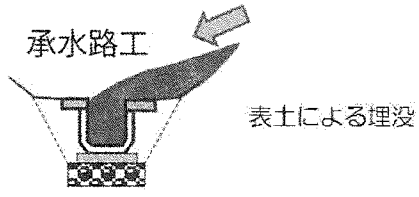
2)承水路工

道路と併設している箇所には機能低下は見られなかった．一方，耕作放棄された畑や畑から森林に変化したところにある承水路は表土流出等により埋没し，機能が低下しているケースが見られた（写真－２，図－２）．また，もともと森林内にある承水路よりも機能低下が著しかった．

機能低下の要因としては，①耕作が行われず，人の目が届かなくなった施設は，土砂や落ち葉の堆積による機能低下が発生しても気づかない場合があること．②もともと森林内にある承水路には落ち葉が堆積する程度であったが，耕作地から森林に変化したところにある承水路では土砂も堆積しており，耕作土壌（表土）の流出が生じたためと考えられる．



写真－２　承水路工の機能低下状況
［ポールの部分に承水路があるが埋没している］

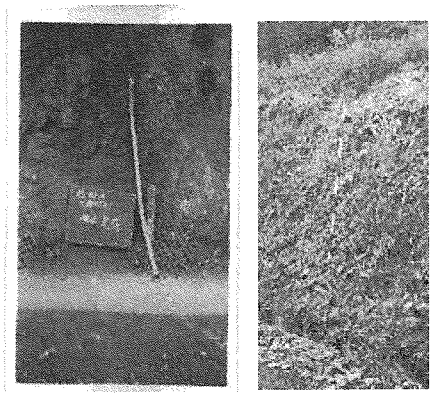



図－２　承水路工の機能低下状況概念図 [1)一部改変]

3)水抜ボーリング工

竣工当時にあった承水路までの塩ビ管がなくなっている場合があること，加えて孔口保護コンクリートがなく孔口が草に覆われていることから，現地の所在確認に時間を要した（写真－３）．

また，排水が農業用水などに利用されているものは機能しているが，利用されていないものは孔口が破損しているなど機能低下が認められる場合があった．



写真－３　水抜ボーリング工竣工時の状況(左)と現在の状況［塩ビ管が失われている］(右)

## ５．まとめと点検上の留意点

点検の結果，両区域とも概成後４０年以上経過しているにもかかわらず水路等のコンクリート構造物の劣化(亀裂等)を伴う機能低下は少なかった。機能低下はむしろ，土地利用が変化し人の目が届きにくい施設(耕作放棄された農地に位置する施設や排水が利用されていない施設など)で生じている例が多かった．

また，この点検では，以下に留意すべきである．

- 水抜きボーリング工の位置確認では，施工時の写真や図面が役に立った．長期間経過した施設では，施工記録を収集整理してから点検に臨むことが特に大切である．
- 森林に変化した農地や耕作放棄された農地では，表土の流出などにより承水路工の一部が埋没していた．点検ポイントの選定には，土地利用変化も考慮に入れるべきである．
- 今後の点検を効率よく行うため，施設の位置（水路等の線状構造物は始点，終点，分岐点等）や異常箇所の緯度経度を GPS により記録すると良い．
- 航空レーザー測量の成果を用いると，従来の空中写真図化よりも低コストかつ短期間で詳細な地形図を作成可能であり，施設位置の記録や地すべり地形の把握に有効である．

文献

1) 農林水産省農村環境課（2017）：地すべり防止施設の機能保全の手引き～統合版～，農林水産省 HP http://www.maff.go.jp/j/nousin/noukan/tyotei/t_zisuberi/

# P28. 斜面崩壊における偶然的不確定性の定量評価

Evaluation for Aleatory Uncertainty in Slope Failure

○尾鍋若奈（岡山大学環境理工学部），珠玖隆行（岡山大学大学院），吉田郁政（東京都市大学）
Wakana Onabe, Takayuki Shuku, Ikumasa Yoshida

## 1. はじめに

信頼性設計では，設計における種々の不確定性，例えば物性値のばらつき，変換誤差，モデル化誤差などを合理的かつ定量的に明らかにする必要がある．これらの不確定性を偶然的不確定性（*aleatory* uncertainty）と認識論的不確定性（*epistemic* uncertainty）に分ける考え方があるが [1),2)]，偶然的不確定性は情報が増えても減少させることができない，根本的かつ予測が困難な不確定性であり，一方，認識論的不確定性は，情報の不確定性や不足に由来するもので，計測などの情報量を増やすことで低減できる不確定性である．構造物の信頼性設計や安全性評価において，多くの場合は認識論的不確定性と偶然的不確定性は明確に区別されることなく曖昧に扱われるか，あるいはその違いは無視されてきた．

代表的な偶然的不確定性として，強非線形問題のカオス的挙動を挙げることができる．カオス的挙動とは，極めて小さな条件の変化が無視できないほど大きな差を生むような挙動を意味し，予測が困難であることが知られている．特に，複雑な材料から構成される地盤構造物が示す変形から破壊に至る挙動はカオス的挙動とみなすことができるが，その性質はもとより存在すら十分に認識されていないのが現状である．

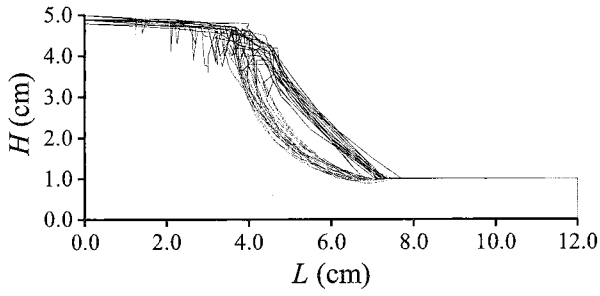
本研究の目的は，斜面崩壊のようなカオス的挙動における偶然的不確定性の程度について，数値シミュレーションと模型実験により明らかにすることにある．はじめに，斜面崩壊シミュレーションなどの強非線形解析で遭遇しうる偶然的不確定性について説明する．その後，偶然的不確定性を実験的に明らかにするために実施した模型実験の概要と結果を示すとともに，その数値シミュレーションによる再現結果を示す．

## 2. 斜面崩壊実験における偶然的不確定性

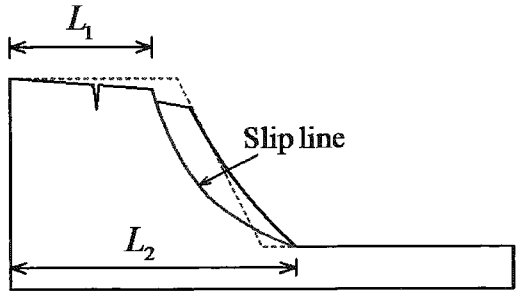
斜面崩壊現象における偶然的不確定性の程度を実験的に検討するため，遠心力載荷装置を用いた斜面の崩壊実験を実施した．本稿では，紙面が限られているため，実験の概要について述べるにとどめる．

本研究では，同じ実験条件の下，計20回の斜面崩壊実験を実施し，すべり線のばらつきを調べることとした．全実験結果で観察されたすべり線と斜面崩壊形状を図－1に示す．図中の赤線が観察された主要なすべり線である．崩壊後の斜面模型には，細かなすべり線やクラックが多数確認されたが，ここでは主要なすべり線のみを示した．すべり線の位置や形状にはばらつきがみられるものの，全ての実験で，法先を通るすべり線が確認された．また，斜面天端に複数のテンションクラックの発生が確認された．

実験結果のばらつきの程度について定量的に調べるため，すべり線に関するパラメータ $L_1$ と $L_2$ を図－2のように定義した．$L_1$ は斜面モデル左端から天端における主要なすべりまでの距離を表し，$L_2$ は斜面モデル左端から法先までの距離を表している．




図－1　観察された斜面崩壊形状

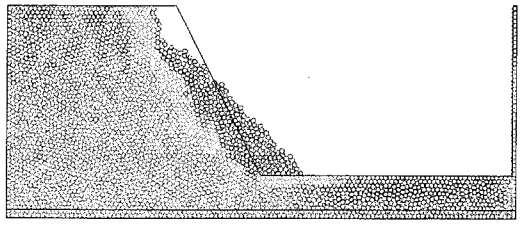



図－2　$L_1$ と $L_2$ の定義

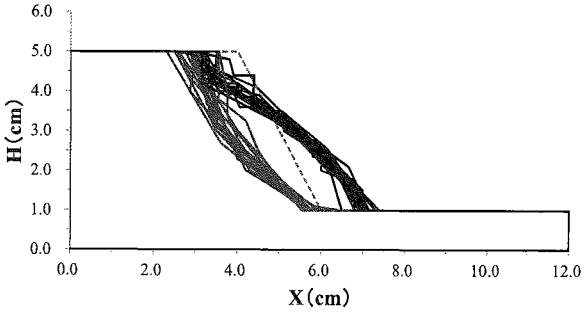
## 3. 斜面崩壊実験における偶然的不確定性

前節で示した斜面崩壊実験をMPS-DEMで再現し，すべり線に関するばらつきの程度，定義した$L_1$と$L_2$のばらつきの程度を調べる．

解析に必要な地盤パラメータが得られていなかったため，実験結果と同じような崩壊挙動が得られるよう，試行錯誤的にパラメータを設定した．その後，パラメータは同じとし，初期の粒子配置のみを変えた計算を20回実施し，実験と同じように$L_1$と$L_2$のばらつきを調べた．ここで実施した20回の数値実験は粒子配置のみ



図－3　MPS-DEMによる解析結果の一例




図－4　解析から得られた斜面崩壊形状

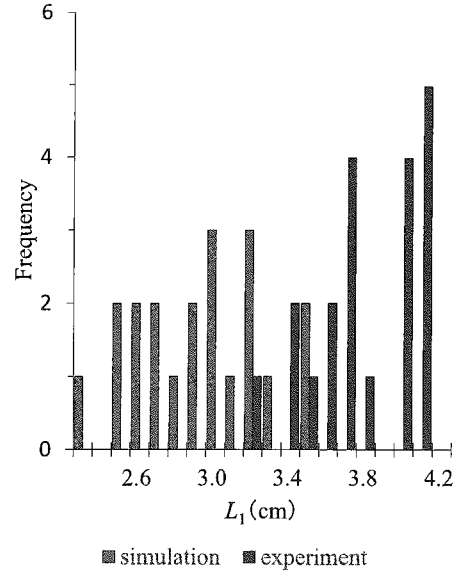
を変えて繰り返し行ったものであり，得られる結果のばらつきは，強非線形解析における偶然的不確定性の一つと解釈することができる．

解析結果の一例を図－3に示す．粒子の色はせん断ひずみの大小を表しており，赤に近い色ほどせん断ひずみが卓越していることを意味する．MPS-DEMによって，実験で観察された法肩付近での浅いすべりが再現できていることがわかる．図－4は，すべり線に関する20回の全計算結果をまとめたものである．解析に用いたパラメータは同じで，粒子配置のみ変えた計算であっても解析結果（すべり線や崩壊形状）が大きくばらついていることが分かる．また，実験結果と同様に，全てのすべり線が法先を通っている．

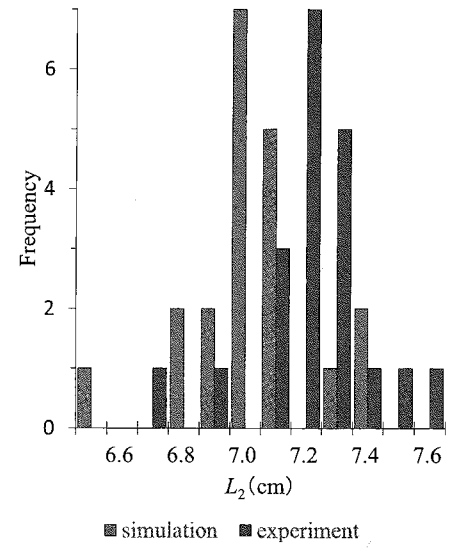
計算から得られた$L_1$と$L_2$の頻度分布を図－5に示す．図中には，実験から得られた$L_1$と$L_2$の結果も併せて示した．

## 4. まとめ

本研究では，斜面崩壊現象のような強非線形（カオス的）挙動に伴う偶然的不確定性を数値解析および実験により検討した．はじめに，MPS-DEMによる斜面崩壊シミュレーションを実施し，入力のばらつきと応答のばらつきを比較し，強非線形現象の数値シミュレーションにおける偶然的不確定性について説明した．その後，遠心力載荷装置を用いた斜面崩壊実験を繰り返し実施し，すべり線のばらつきに着目し，実験結果と解析結果を比較した．その結果，斜面崩壊のような強非線形現象には，いくら詳細に調査したとしても低減することができない偶然的不確定性が存在する可能性




$L_1$のばらつき




$L_2$のばらつき

図－5　$L_1$と$L_2$の定義

が示唆された．

本稿で示した実験および解析は基本的な条件でのみ実施したものであり，強非線形現象における偶然的不確定性の定量評価のためにはさらなる研究が必要である

## 文献

1）Baecher, G. B. and Christian, J. T.: Reliability and statistics in geotechnical engineering, Wiley, 2003.

2）Kiureghian, A. D. and Ditlevsen, O.: Aleatory or epistemic? Does it matter?, *Structural Safety*, Vol.31, pp.105-112, 2009.

# P29. 降下火山灰層分布地における地震時斜面災害

Co-seismic Landslide on the area covered with volcanic Fall Ash

○高見智之・中原　毅　(国際航業㈱),
Tomoyuki Takami, Tsuyoshi Nakahara（Kokusai kogyo Co., ltd）

## 1. はじめに

2016 年熊本地震では，降下火山灰層の分布する緩斜面で特徴的な変動が生じた．地震時の緩斜面変動は，熊本地震だけでなく，2011 年東北日本太平洋沖地震での福島県白河市葉ノ木平や 1968 年十勝沖地震の八戸市周辺，1978 年伊豆大島近海地震，1949 年今市地震などでも発生し，多くの被害が生じている．これらは降下軽石層や風成火山灰層が層構造を形成する分布地の特徴的な斜面変動と考えられ，変動形態はスライド，スランプ，フロー，あるいはこれらの組み合わせといった多様な形態を示す．このような類似の災害は傾斜 30 度以下の緩斜面で生じて，長距離移動するものがあり，防災対策上の課題と考えられる．降下火山灰層分布地における地震時斜面変動の類似事例を比較分析して地形地質条件や変動機構を推定し，火山灰層分布地の斜面変動リスクの評価指標を考察する．

## 2. 降下火山灰層分布地の斜面災害事例

(1)2016 年熊本地震の阿蘇カルデラ付近

阿蘇カルデラ付近の火山灰層分布地で多くの斜面災害が発生した．これらは草千里が浜降下軽石（Kpfa）をはじめとする火山灰層が地形に沿った形で堆積した斜面で多く発生している[1), 2)]．特に高野尾羽根火山の斜面（阿蘇火山研究所周辺）では，多様な形態の斜面災害が発生し被災した（図－1）．北地区ではシート状の移動体のスライド，西側 C ユニットではシート状の移動体が一部分離し，B ユニットでは分離したブロック状，A ユニットでは 1～3m 大のブロックから数十cm のボール状の土塊が移動して流動化している（図—2）．発生斜面の勾配は 10° ～30° 以下であり，移動距離は発生斜面下方の地形の影響が大きいと推定される．移動距離が相対的に小さいものは，シート状の移動体であり，移動体の分離～ブロック化が進むにつれて移動距離が伸びている傾向がみられる．

山王谷川流域では，小烏帽子岳の斜面の多くが滑落して移動体が流動化し，溶岩流様のアースフローが生じた．山王谷川に沿って流動したものは約 4 km流下して下流の扇状地で氾濫した．移動した層には軽石層（Kpfa）だけでなく，スコリア（往生岳スコリアや杵島岳スコリアと推定）が含まれるものがある[3)]．

垂玉川流域では，垂玉温泉東側の緩斜面で多重スランプ状の変動が発生し垂玉川に流下して土石流化した．付近は複数のユニットからなる降下火砕物と粘土化した軽石層などからなる．

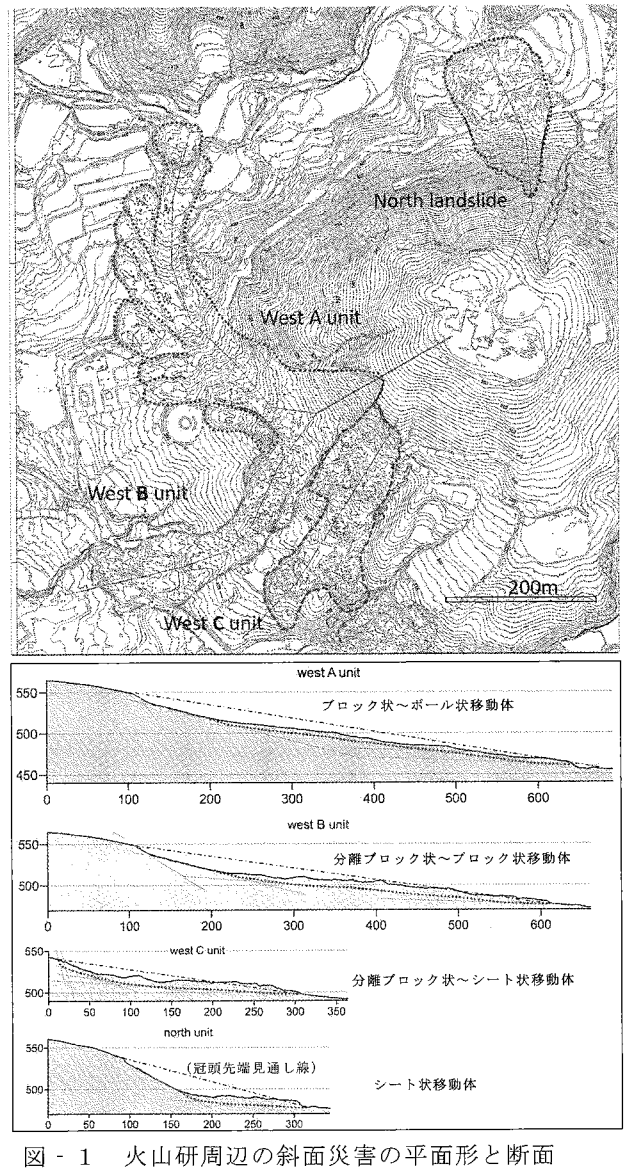



図 - 1　火山研周辺の斜面災害の平面形と断面




図—2　火山研周辺の移動体の形態（斜め写真）

(2)2011 年東日本太平洋沖地震の葉ノ木平

白河市葉ノ木平で降下火山灰層の分布する斜面が崩壊して住宅が被災した．那須－白河テフラ群の軽石やスコリア層（Sr10）がすべり面となったと指摘されている [4]．移動体はボール状の土塊であり，ブラストが生じたという指摘もある [5]．



図—3　葉ノ木平地区頭部の移動体と側方崖

(3) 1978 年伊豆大島近海地震の見谷入谷地区

伊豆半島の河津町見高入谷地区では，数か所で降下火砕物の崩壊が発生し人家が被災した．地質はスコリア，古土壌の層状堆積物で発生斜面の勾配は 15° ～30° である [6]．



図－4　見高入谷地区Ⅲの空中写真（1978 年国土地理院撮影）

(4)1968 年十勝沖地震の八戸丘陵

丘陵地の緩斜面で十和田火山起源の八戸火山灰層が崩壊・流動して多くの人家農地が被災した．八戸浮石層の降下相がすべり面となった [7]．ラテラルスプレッド様の緩斜面でのスライドが記載されている．

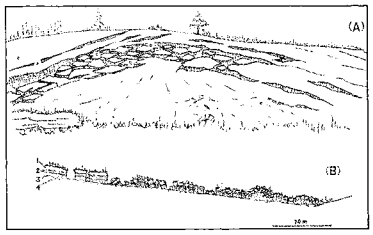



図-5 十和田市北里大学構内の亀裂(文献 7)より引用)

## 3. 発生斜面の特徴と運動形態

地震時の降下火山灰層分布地の地形地質・移動形態を整理して表－1 に示す．これらの既往災害から以下のような特徴が抽出される．

①10° ～30° の緩斜面で降下軽石やスコリア，風成火山灰層が地形面に平行で層状に（マントルベッディング）した斜面で発生

②震源に近く強震動で生じた．

③地震前の降雨が影響している事例もあるが，先行降雨が少なく，ドライな状態でも発生の事例がある．

④移動体の形態はシート状のスライドからラテラルスプレッド様の分離ブロック，ブロック状からボール状まで多様な形態を示す．

⑤移動距離は発生域下方の斜面形状に依存するが，④の移動体の形状にも依存し，移動距離が長くボール状にほぐれたものがさらに長距離流動する傾向がある．（「ほぐれ効果」）

## 4. まとめ

降下火山灰層分布地では，地震時に特有の斜面変動が生じる．地震動による軽石粒の破砕による間隙水圧の上昇や粒状体としての軽石の流動化等により軽石層が流動化してすべり面を形成して，それより上位の火山灰層を滑動させ，移動体がシート状からブロック状，ボール状にほぐれていくことにより，より長距離移動する危険性がある．

文献


1)高見ほか(2016)：斜面災害の特徴と地形地質条件からの類型化，2016 年熊本・大分地震災害調査団報告．

2)西山賢一ほか（2016）：阿蘇火山研究所周辺で発生した地すべり，2016 年熊本・大分地震災害調査団報告．

3)西山賢一ほか(2016)：地震で流下・堆積した阿蘇カルデラ西部山王谷川・垂玉川流域の崩壊堆積物．

4)杉本ほか(2016)：東北地方太平洋沖地震により白河丘陵で発生した地すべりの発生斜面の地形・地質的特徴，土木技術資料 54-10.

5)稲垣秀輝(2014)：ブラストの発生した高速地すべり，地すべり学会誌，vol.51，No.1, pp.21-24.

6)Chigira (1978)：Dry debris flow of pyroclastic fall deposits triggered by the 1978 Izu-Oshima-Kinkai earthquake，Journal of Natural Disaster Science, v4, 2.

7)東北大学理学部地質古生物学教室災害調査グループ(1969)：地震に伴う自然現象と災害青森県東北部における 1968 年十勝沖地震の実例について．

8)千木良雅弘ほか（2015）：1949 年今市地震による降下火砕物の崩壊の地質的特徴，日本応用地質学会．


表-1

| 地震 | 地区<br>ブロック | すべり面となった層 | 堆積物、移動体の形状 | 発生源の斜面傾斜 | 冠頭部から先端までの長さ(L) | 冠頭部から先端までの高さ(H) | 等価摩擦係数 (H/L) | 見かけの摩擦角 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 2016年熊本地震 | 火山研西A | Kpfa（草千里が浜軽石） | ブロック状からボール状に遷移 | 10 | 550 | 97 | 0.176 | 10.0 |
| | 火山研西B | Kpfa（草千里が浜軽石） | シート状からブロック状 | 10 | 500 | 70 | 0.140 | 8.0 |
| | 火山研西C | Kpfa（草千里が浜軽石） | シート状からブロック状 | 11 | 300 | 45 | 0.150 | 8.5 |
| | 火山研北 | Kpfaおよびその下の軽石層？ | シート状の移動体 | 25 | 220 | 57 | 0.259 | 14.5 |
| | 山王谷川流域 | 往生岳スコリア、杵島岳スコリア | ブロック状、ボール状 | 25~30 | 4200 | 610 | 0.145 | 8.3 |
| | 垂玉川流域 | 複数の降下火砕物ユニット、軽石層 | ブロック状、ボール状 | 6~10 | 480 | 190 | 0.396 | 21.6 |
| 2011年東日本太平洋沖 | 白河市葉ノ木平 | 那須白河テフラSr10（橙色スコリア） | ボール状 | 8~10 | 290 | 54 | 0.186 | 10.6 |
| | 白河市白沢 | Sr8の上下の古土壌 | ボール状 | 13 | 330 | 70 | 0.212 | 12.0 |
| 1978年伊豆大島近海 | 見谷入谷 I | 古土壌、（スコリア） | ブロック状~ボール状？ | 25 | 350 | 100 | 0.286 | 16.0 |
| | 見谷入谷 III | 古土壌、（スコリア） | シート状~ボール状？ | 30 | 570 | 80 | 0.140 | 8.0 |
| 1968年十勝沖 | 八戸丘陵五戸町中筒地区 | 八戸火山灰（八戸浮石降下相） | ブロック状~「泥流状」 | 15~25 | 255 | 23 | 0.090 | 5.2 |
| | 八戸丘陵八戸市滝矢沢地区 | 八戸火山灰（八戸浮石降下相） | シート状から末端が「泥流状」 | 25~30 | 120 | 25 | 0.208 | 11.8 |
| | 十和田市北里大学構内 | 八戸火山灰（八戸浮石降下相） | シート状~分離ブロック状 | 10°前後 | 100 | 15 | 0.150 | 8.5 |
| | 五戸町志戸岸 | 八戸火山灰（八戸浮石降下相） | ブロック状~末端が「泥流状」 | 20~30 | ? | ? | ? | ? |
| | 五戸町豊間内上前田 | 八戸火山灰（八戸浮石降下相） | 「泥流状」 | 20~25 | 170 | 25 | 0.147 | 8.4 |
| 1949年 | 今市地震野口地区 | 鹿沼軽石、小川火山礫上部 | ? | 10 | 310 | 40 | 0.129 | 7.4 |

# P30. 平成 28 年（2016 年）熊本地震によるカルデラ低地の側方移動現象

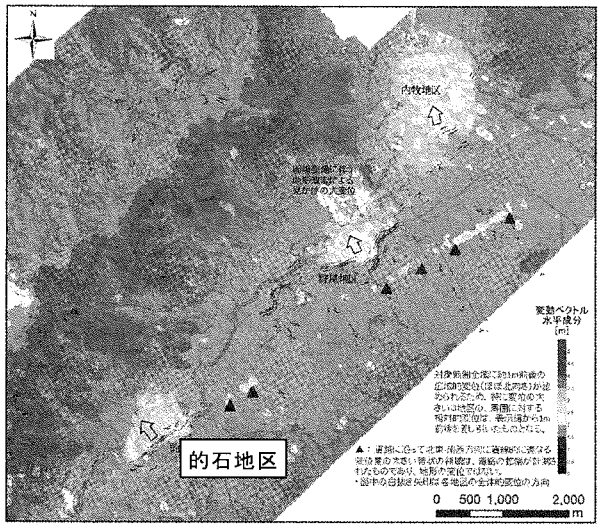
Lateral movement phenomenon of the Aso-caldera lowland caused by the 2016 Kumamoto Earthquake, Kumamoto Prefecture.

○加藤靖郎（川崎地質（株）），西村智博（国際航業（株）），矢田純（（株）カミナガ）
Yasuo Katoh, Tomohiro Nishimura, Jun Yada

## 1. はじめに

平成 28 年（2016 年）熊本地震では多くの斜面災害が発生する一方で，阿蘇カルデラ内の平坦な低地において地盤の側方移動現象が発生した [1]．今回は的石地区での事例について考察を行う．

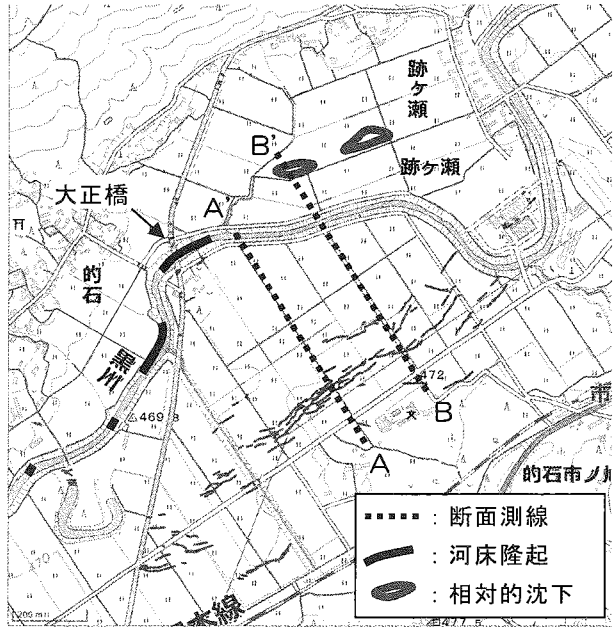
的石地区では，地震前と地震後の二時期の航空レーザ測量データの解析から，地震による水平移動領域があることが認められている（図-1）[1]，変動領域の頭部には引張性亀裂群，地溝や段差などが存在する．一方，変動領域末端は，一部に圧縮変形や隆起が認められるものの，比較的領域境界が不明瞭である．このように，変動のメカニズムははっきりわかっていないが，本発表では現地調査による変位状況を整理し，変状発生メカニズム考察の一助とする．




図－１　数値地形画像マッチング解析による地表面変位ベクトル水平成分の等値線図 [1]

## 2. 変状の分布

図-2 は国土地理院のホームページに掲載されていた変状分布図である．東北東－西南西方向に延びる赤い線がクラックであり，系統的な分布が明瞭に確認できる．そのクラック群の東方延長は河川によって消滅しており，西方延長は蛇行した旧河道の三日月湖で消滅している．クラック群は主に開口性で，最も山側のクラックは，大きく川側の地盤が沈下している．クラック群の南東側には丘陵地が分布しており，平坦地との境界にクラック群は発達する．黒川の河床では隆起が認められる．クラック群と川の間には，クラックや地盤傾動などは認められない．




国土地理院 HP より

図－２　的石地区のクラック分布（赤線）と変状

## 3. 断面形状の測量と変状の記載

的石地区の側方移動領域の中央部で，地表面変位を測定するために，移動方向にほぼ平行する農道方向（A 測線）と，A 測線から 200m 東にずれた平行する農道方向（B 測線）で断面測量を行った（図-3）．測量は水平距離の測定ができるレベル測量機を用いた．

（１）引張性亀裂群

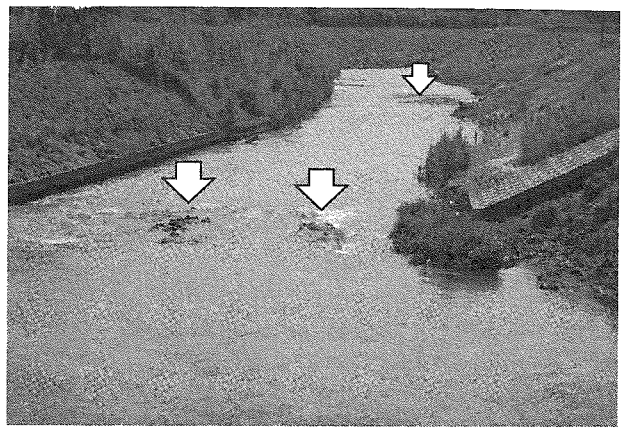
引張性亀裂群が発達する領域はハーフグラーベン状に落ち込む．複数の亀裂群が川側を向いた急な崖と山側を向いた緩傾斜面の組み合わせが何段か続く．A 測線のハーフグラーベンの幅は 30m，崖の最大高は 1.5 m である．B 測線では鉛直方向に約 90 ㎝落ちている．それより下流では一見すると全く上下方向の変状は認められない．測量結果でもそれを指摘することは難しいほど変化がない．

（２）堤防の側方移動

堤防自体の移動量は大正橋で顕著に現れている．橋の左岸側橋台部で，地盤が河川側へ約 3m 水平移動している（写真-1）．一方で対岸の橋台では顕著な移動量は認められない．



写真－１　大正橋の左岸取り付け部付近の変状



写真－２　大正橋下流の河床隆起（矢印）

（３）河床隆起

大正橋の周辺および橋から下流（南西方向）では河床隆起が認められる（写真-2）．隆起により橋の付近で流れが阻害され，多量の土砂が橋の直上流で堆積していた．河道隆起の場所は黒川の流れが側方移動方向に直交する方向で形成されている傾向がみられる．

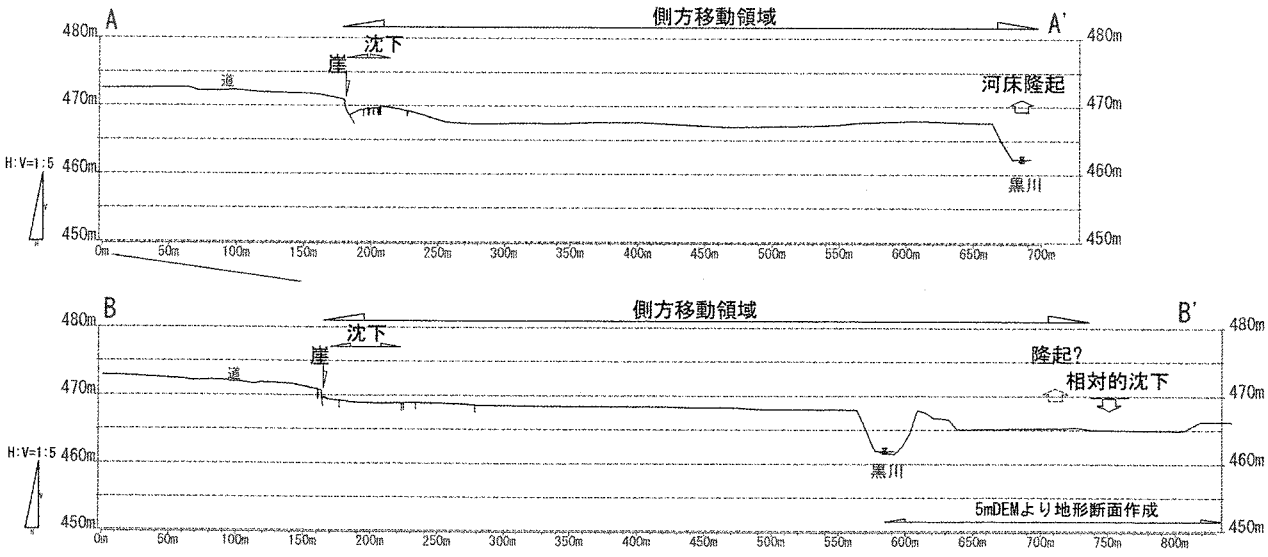
大正橋から 100m より上流（東）では，現地踏査でも，地震直後のグーグルアースの写真からも河床隆起が読み取れない．しかし，黒川対岸において，田んぼ表面のわずかな傾動が認められた．図-1 に相対的沈下と示した場所は，一枚の田んぼの中で，水のたまり場所が著しく偏っていることから相対的な沈下が確認できた．その田んぼに面した水路では，しばしば護岸に変状が発生していた．相対的に沈下した領域に接する周囲の田んぼ面では目視できる変状は確認できなかったが，相対的に隆起している可能性はあると考えられる．このように，河床隆起を起こしてない範囲では，川を越えて側方移動が右岸側にも達しているものと推定できる．この推定は，図-1 の変状範囲と一致する．

## 4. 考察

変動領域は，大正橋付近より下流では，河床隆起が移動領域の末端を示していると考えられる．より上流では河床隆起が明瞭に確認できず，右岸側の低地内に形成された相対的な沈降域付近までが側方移動領域と考えられる．このような現地で確認できる変動領域は，図-1 において明瞭に示されており [1]，踏査結果と非常に良く一致する．移動量は最大で約 3m であり，橋のたもとの押し出し量と概ね一致する．的石地区の側方移動領域に近接する既存ボーリングデータでは，深度約 40m 以浅が軟弱な粘性土からなっている．その下位層準は基盤岩か基底礫岩的な粗粒堆積物であり，側方移動は軟弱層の内部で発生していると考えられる．

## 文献

1）日本応用地質学会 2016 年熊本・大分地震災害調査団　陥没性亀裂調査班(2016)：阿蘇カルデラ内に出現した陥没性断裂とその周辺の地形変位，応用地質学会 HP




図－３　実測断面図（横：縦＝1：5）

# P31. 鳥海火山北麓に分布する堆積相とすべり面形成との関係

Formation of sliding surface related with the sedimentary facies at northern foot of Chokai volcano.

○小松翔，深澤勇気，畠山富昌，鈴木聡（奥山ボーリング（株））
Sho Komatsu, Yuki Fukasawa, Tomimasa Hatakeyama, Satoshi Suzuki

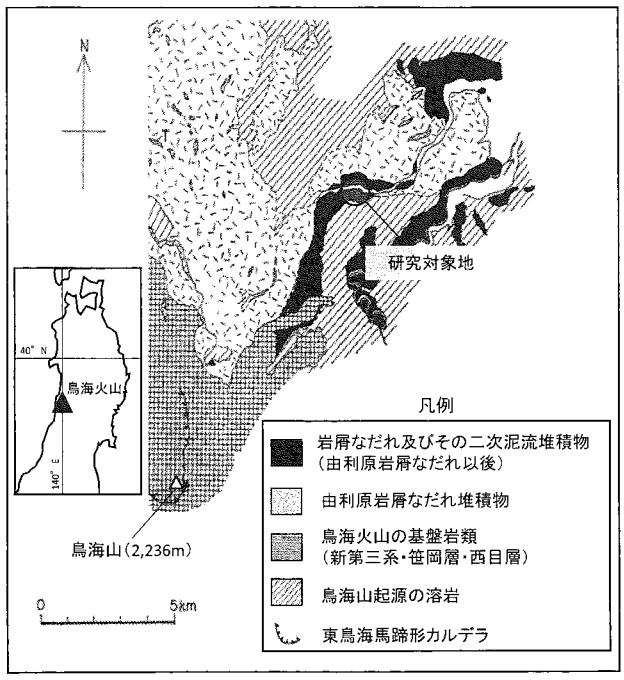
## 1. はじめに

鳥海火山北麓には岩屑なだれ堆積物が広く分布する[1]．これらの地域では過去に地すべりや崩壊などの斜面変動が発生していることから，斜面変動箇所の堆積相とすべり面形成との関係を明らかにすることは斜面防災上重要である．

そこで本研究では，秋田県由利本荘市鳥海町地内で発生した斜面変動箇所を対象とし，堆積相の観察を行った．

## 2. 対象地域周辺の地質

対象とした斜面変動箇所は，秋田県由利本荘市鳥海町地内の地すべり地1箇所，斜面崩壊地2箇所である．周辺は，新第三系の天徳寺層を基盤とし，上位には，鳥海火山起源の溶岩や由利原岩屑なだれ堆積物及びそれ以降の岩屑なだれ堆積物と二次泥流堆積物が分布する[1]（図－1）．いずれの岩屑なだれ堆積物も地形的に流れ山は不明瞭である．由利原岩屑なだれ堆積物は，不淘汰な多源礫岩で，一部泥流状の見かけを示す．上位にローム層が確認できる場合が多い[1]．それ以降の岩屑なだれ堆積物も不淘汰な多源礫礫岩であるが，由利原岩屑なだれ堆積物とは含有される礫種が異なる．不淘汰で膠結度のやや良い二次泥流堆積物を伴う[1]．




図－1　調査地周辺の地質
（大沢ほか，1988に一部加筆修正）

## 3. 結果

（1）粘土質ラハール堆積相に形成したすべり面

幅60m，長さ50m，深さ6mの規模で発生した地すべり地のボーリングコア観察結果を図－2に示す．基盤岩の上位のGL.-15.0mからGL.-8.5mまでは非常に不均質な粘土混り砂礫及び凝灰岩が分布する．礫は安山岩および珪化岩片や河川礫より成る．安山岩片の中には，ジグソークラックを示すものもある．一部砂岩の偽礫を含む．GL.-8.5m以浅には比較的均質な粘土や礫混り粘土が分布する．礫の含有量はGL.-8.5m以深よりはるかに少ない．礫種は，珪化岩片や軽石等である．また，基質中には有機物が点在する．一部極低角の斜交葉理が認められる箇所が存在する．すべり面深度は，ボーリングコア観察やパイプ歪計観測結果よりGL.-6.0m付近であると推定されている．すべり面付近の粘土は特に均質である．

（2）ローム相に形成したすべり面

斜面崩壊地2箇所付近の露頭の観察結果を図－2に示す．斜面崩壊地①付近の露頭には，下位より，基盤岩のシルト岩相，礫混り粘土相，風化染みと推定される縞状組織の発達した細粒凝灰岩相，ローム相から成る．礫混り粘土相は，軽石質のラピリストーン，安山岩礫，河床礫，砂岩の偽礫およびローム質の基質から成る多源礫の基質支持相である．相全体としては塊状無層理であるが，一部の礫に低角斜交配列やジグソークラック構造が認められる．その上位には，風化染みと推定される縞状組織を示す細粒凝灰岩相が堆積している．最上位のローム相は塊状無層理であり，ほぼ均質である．一部下位層に含まれる軽石質のラピリストーンの濃集部が存在する．当相には，擦痕が認められることから，すべり面を形成していると考えられる．

斜面崩壊地②は，下位より，礫混り粘土相およびローム相から成る．礫混り粘土相は，多源礫基質支持相である．礫種は，安山岩礫，河床礫，細粒凝灰岩の偽礫であり，基質はロームである．下部では，礫の間に黒色の有機物が認められる．相全体として，コーステール逆級化構造を示す．ローム相は，ほぼ均質であり，礫をほどんど含まない．滑落崖周辺に厚くローム相が分布することから，ローム内にすべり面が存在すると推定される．

## 4. 考察

ボーリングコアおよび崩壊地の地質記載結果から，鳥海火山北麓に分布する岩屑なだれ堆積物に形成したすべり面には，以下の 2 つのタイプが存在する可能性がある．

(1) 粘土質ラハール堆積相に形成したすべり面

地すべり地において、すべり面が分布する礫混り粘土相には，極低角斜交葉理が発達し，堆積時に水の関与を受けたことが示唆される．従って，当相は，火山体周辺で水と火砕物の混合物が斜面を流下することで形成されるラハール堆積物である可能性がある．すなわち，対象とした地すべり地のすべり面はラハール堆積物の中でも，粘土が濃集した比較的均質な部分に形成したと考えられる．また，当相は，南ほか[3]により区分された粘土質ラハールに区分されると考えられる．

(2) ローム相に形成したすべり面

斜面崩壊地に形成したすべり面が分布するローム相は，塊状無層理でほぼ均質である．これらが分布する地域の縁辺部には，急冷組織を持つ礫が含まれる．これらの堆積相は，熱雲堆積物と推定されている[1]．また，ロームは，浸水により大幅に強度低下するとされており[4]，飽和度 Sr=78.3%のせん断応力が 70kPa 程度であるのに対し，Sr=95.0%のせん断応力は 30kPa 程度となる．当相は，当地に広域に分布すると推定されていることから[1]，斜面変動の発生の場として留意が必要と考えられる．

## 5. 結論

鳥海火山北麓に分布する斜面変動箇所のすべり面には、以下の 2 つのタイプの堆積相が存在する可能性がある．

①水の作用によって形成した「粘土質ラハールタイプ」

②ローム相中に形成した「ローム相タイプ」

これらの形成の場は鳥海火山北麓に広く分布している可能性があるため，地質観察の際に留意する必要がある．

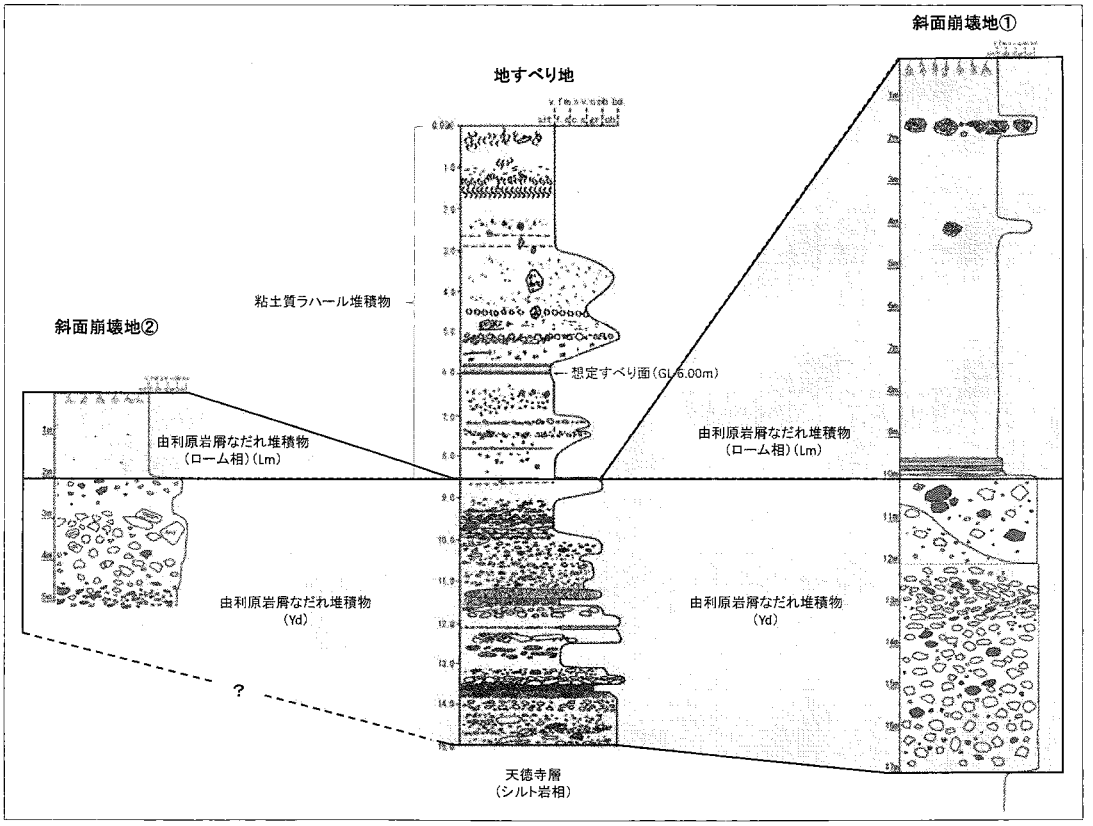
## 文献


1) 大沢穠・片平忠実・中野俊・土谷信之・栗田泰夫（1988）：矢島地域の地質地質調査研究報告（5 万分の 1 地質図幅），地質調査所，pp. 1-16.

2) 小松翔・深澤勇気・鈴木聡・南裕介（2016）：鳥海山麓で発生した地すべり地内における火山噴出物の地質的特徴，pp. 171-172.

3) 南裕介・大場司・林信太郎・片岡香子（2015）：鳥海火山北麓に分布するラハール堆積物の運搬･堆積過程と構成物質の時間変化，火山，60-1，1-16p.

4) 工藤航也・荻野俊寛・高橋貴之・深澤勇気・藤井登（2017）：原位置試験および室内試験による鳥海山泥流堆積物の非排水せん断強度，平成 28 年度土木学会東北支部技術研究発表会講演要旨集,公益社団法人日本土木学会東北支部，pp. Ⅲ－5.


図－2　研究対象地域の柱状図

# P32. 2011年・2016年 茨城県北部の地震の同異点

Similarity and difference of the 2016 and 2011 Northern Ibaraki Prefecture Earthquakes

○小俣雅志，郡谷順英，三五大輔（(株)パスコ），杉田律子（科学警察研究所）
Masashi Omata, Yorihide Kohoriya, Daisuke Sango (PASCO), Ritsuko Sugita (NRIPS)

## 1. はじめに

2016年12月28日に発生した茨城県北部の地震による地殻変動は，約6年前の2011年3月19日に発生した茨城県北部の地震による地殻変動と類似している．これら2つの地震のInSAR解析，地震後の現地調査，および震源分布に関して両者を比較検討した．

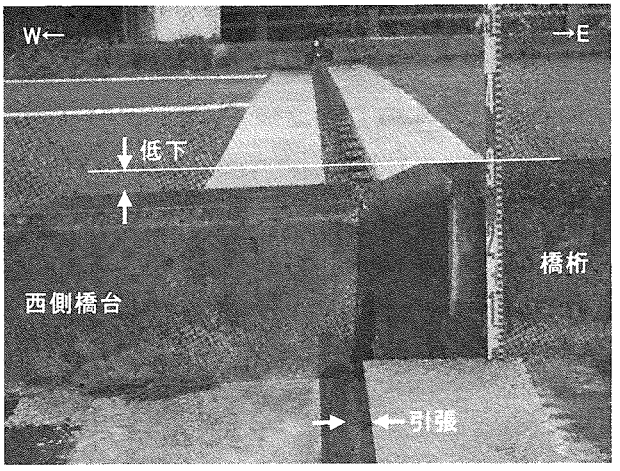
## 2. 2016年茨城県北部の地震による変動

2016年茨城県北部の地震は，Mj6.3（暫定値）で深さ10km，東北東－西南西方向に張力軸を持つ正断層型の地震である[1]．InSARの解析によって地殻変動が検出されており，南西側で最大約27cm（暫定値）の衛星から遠ざかる向きの変動，北東側では最大約6cm（暫定値）の衛星に近づく向きの変動が，長さ約2kmにわたり確認されている[2]．

2016年12月30日に茨城県高萩市横川周辺で現地調査を行った結果，地震に伴う地表変状を確認した[3]．持山地点では道路上に開口亀裂と南西側に傾くスギの木が確認された（図－1）．この道路上の開口亀裂は，スギ林の中にも連続していることが確認され，地表地震断層であると考えられるものの，スギの葉等が堆積しており地表変状の連続を長くは追跡できなかった．これら道路上の亀裂は2011年の地震で発生した亀裂が2016年の地震で拡大したものであるとの報告もある[4]．新小山橋地点では，橋桁と東西両橋台の間に引張が確認され，東側橋台で2～3cm，西側橋台で約4cm開いていた．西側橋台では，橋台側が橋桁に比較して約5cm低下しているのが確認できた（図－2）．これらの変状は2016年12月26日には存在していなかったことを確認しており，12月28日の地震に伴って発生したことは確実である．

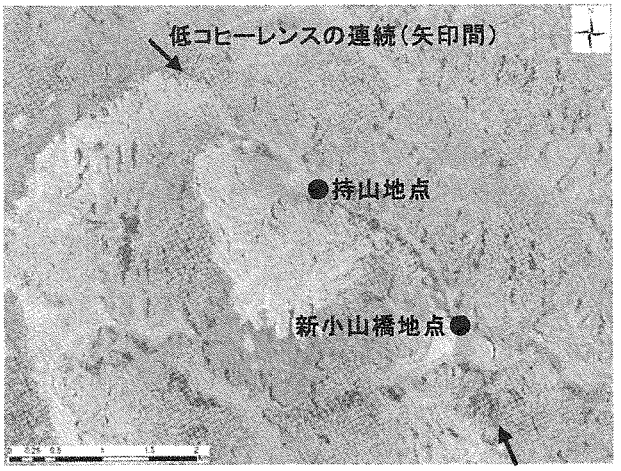



図－1　持山地点の地表変状の状況




図－2　新小山橋西側橋台と橋桁の高度差

ALOS-2による2016年11月15日と2017年1月10日の北行軌道ペアによるInSAR解析によるLC-InSAR図[5][6]によれば，干渉縞の不連続に沿って低コヒーレンスが線状に分布しており，地表地震断層が出現していることが示唆される．この低コヒーレンスの線上に持山地点および新小山橋地点が位置している（図－3）．




図－3　2016年茨城県北部地震 LC-InSAR図
（基図は国土地理院の基盤地図情報を使用）

## 3. 2011年茨城県北部の地震による変動

2011年茨城県北部の地震は，Mj6.1（速報値）で深さ20km（速報値），東北東－西南西方向に張力軸を持つ正断層型の地震である[7]．平成23年（2011年）東北地方太平洋沖地震の発生後8日後に発生した余震と考えられている．

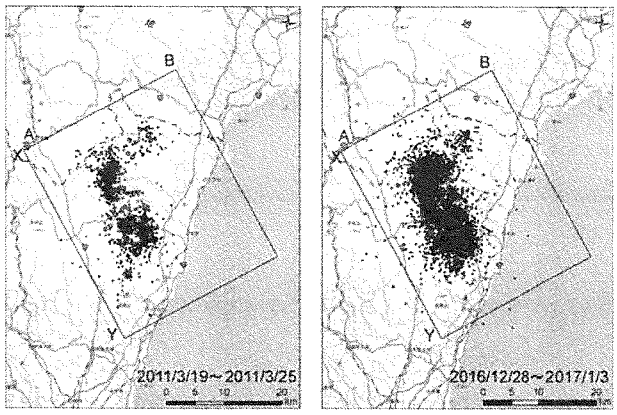
筆者らの地震直後の現地調査では，道路上にいくつかの亀裂が確認できたものの，地震による変状との確証が得られなかった．一方で，持山地点における舗装道路の変形帯と，その延長上のスギが傾斜しているこ

とから，地表地震断層が出現したとの報告もある[8]．

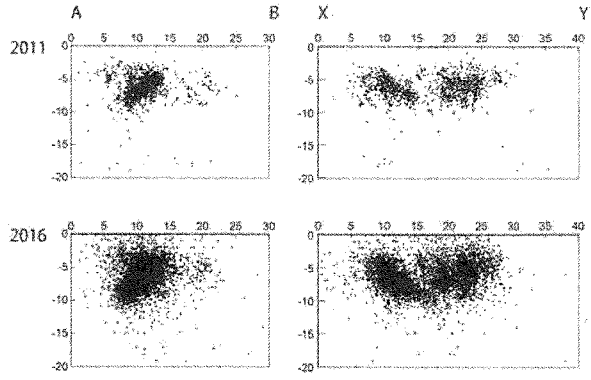
2011年3月3日と2011年4月18日のALOSによる北行軌道ペアによるInSAR解析では，全体的に干渉性が悪く低コヒーレンスとなっている．そのため2016年のLC-InSAR図で見られる線状の低コヒーレンスの分布は認められない．しかしながら，InSAR解析における干渉縞のギャップの連続は，2016年のLC-InSAR図による線状の低コヒーレンスの連続と一致している．

## 4. 震源分布

それぞれの地震の震源分布について気象庁一元化震源データを使用して検討した．2011年の地震データは，茨城県北部の地震に関する余震のみを抽出し，東日本太平洋沖地震の余震の影響を排除するため，2011年3月19日～2011年3月25日の1週間，深度20km以浅のデータを用いた．2016年の地震データは2016年12月28日から2017年1月3日の1週間のデータを使用した．両者の震源は平面的な分布範囲が良く一致している（図－4）．深度方向の分布では，断層の走向に平行なX-Y断面で震源の分布が両地震ともに2つのブロックに分かれ，断層の走向に直交するA-B断面では南西側に向かって震源分布が深くなる角度も一致している（図－5）．




図－4　2011年（左），2016年（右）の震源分布平面図
（基図は国土地理院の電子地形図を使用）




図－5　2011年（上），2016年（下）の震源分布断面図

## 5. まとめ

2011年および2016年の茨城県北部の地震を比較したところ，地表地震断層としては2016年の地震の方がわずかに大きく変位したようであるものの，InSARによる広域的な地殻変動および震源分布から想定される地下の断層はほぼ同じである．つまり，2011年の地震と2016年の地震は同じ断層が，5年9ヶ月の短い間隔で再活動して地表地震断層を生じたと考えられる．この事例は，活断層の中には小さな変位量ながら非常に短い間隔で活動するものが存在することを示唆している．活断層の活動度を検討する際には，このように短周期で小さな変位を繰り返す可能性があることを考慮しなければならない．

本研究に用いたALOSおよびALOS-2データは，ALOS-2 PIプロジェクト（PI No.1410）の下，JAXAより提供を受けたものである．震源データは，気象庁・文部科学省が協力してデータを処理した結果を使用した．以上の機関に感謝いたします．

なお，InSAR解析によるLC-InSAR図による検討方法は特許出願中である（特願2016-175628）．

## 文献

1) 気象庁(2016)：「平成23年（2011年）東北地方太平洋沖地震」について（第80報）-平成28年12月28日21時38分頃の茨城県北部の地震-，報道発表資料，http://www.jma.go.jp/jma/press/1612/28a/kaisetsu201612282345.pdf (2017年8月16日確認)

2) 国土地理院(2016)：茨城県北部の地震に関する情報)，http://www.gsi.go.jp/BOUSAI/H28-ibaraki-earthquake-index.html　(2017年8月16日確認)

3) 小俣雅志・杉田律子(2017)：平成28年（2016年）2016年茨城県北部の地震に伴う地表変状（速報)，http://jsaf.info/jishin/items/docs/20170105144457.pdf (2017年8月16日確認)

4) 小村慶太朗・相山光太郎・上田圭一・青柳恭平・佐々木俊法・永田高弘・小堀和雄(2017)：2016年12月28日茨城北部の地震による地表地震断層(序報)，JpGU-AGU Joint Meeting 2017，SSS07-P10

5) 小俣雅志・三五大輔・郡谷順英・谷口薫(2017)：平成28年（2016年）熊本地震において新たな干渉SAR解析によって見出された地表変状，JpGU-AGU Joint Meeting 2017，MIS34-P49

6) D. Sango, M. Omata, and Y. Kohriya (2017)：A Study and Verification for Surface Rupture Extraction Methodology by Combining DInSAR Results and Terrain Representation Images, ISRS 2017, p159-162.

7) 気象庁(2011)：「平成23年（2011年）東北地方太平洋沖地震」について（第22報)，報道発表資料，http://www.jma.go.jp/jma/press/1103/19a/kaisetsu201103192040.pdf (2017年8月16日確認)

8) 青柳恭平・大沼巧・奥智也・佐々木俊法(2015)：InSAR解析によって検出した小規模な地震断層の最大変位量と長さの関係．断層変位評価に関するシンポジウム講演論文集，I-5，pp.31-38

# P33．空中電磁探査を活用した斜面崩壊予測手法の 2016 年熊本地震による検証

Application of earthquake-induced landslide hazard mapping method by using HEM to the 2016 Kumamoto earthquake

○阿部龍矢（西日本高速道路エンジニアリング四国）・ 長谷川修一・ 野々村敦子（香川大学）
河戸克志（大日本コンサルタント），向山栄（国際航業）
Tatsuya Abe, Shuichi Hasegawa, Atsuko Nonomura, Katsushi Kawato, Sakae Mukoyama

## 1．はじめに

南海トラフ地震発生後の四国山地等における道路啓開･復旧オペレーションの実効性を高めるためには，事前に地震による斜面崩壊危険箇所と崩壊土量を想定する必要である．しかしながら，現時点では広域的な地震による斜面崩壊ハザード評価手法は実用化されていない．Nonomura and Hasegawa(2017)は，空中電磁探査による比抵抗データと数値標高モデルを活用した地震による斜面崩壊危険度評価手法を高知県の四万十帯のトップリング斜面を対象に開発したが，実地震による検証がない．本研究では，2016 年熊本地震前に取得された空中電磁探査データを活用し，地震による斜面崩壊を予測し，実地震による斜面崩壊と比較して予測手法の検証を行ったので，その概要について報告する．

## 2．研究方法

本研究では，国土交通省九州地方整備局九州技術事務所が，南阿蘇村において平成 25 年度に取得した空中電磁探査データを活用して地震による斜面崩壊危険度（ICEL）の分布図を作成した．また，南阿蘇村地区周辺の数値地形画像マッチング解析の差分データを活用し，熊本地震による斜面崩壊地分布図を作成すると共に，崩壊土量を推定した．次に現地調査を行い，予測手法と調査結果の比較並びに崩壊タイプ別の崩壊地分布図の作成をした．そして崩壊タイプ別に予測手法の発生確率並びに崩壊面積と崩壊土量の相関関係を検討した（図１）．

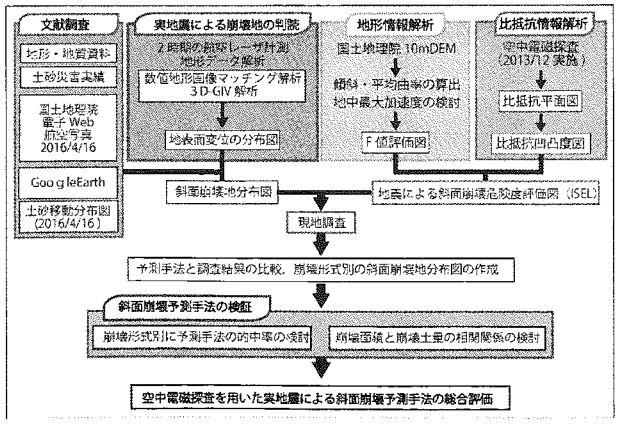



図１研究フロー

（３D - GIV 解析は国際航業(株)の特許技術である(特許第 4545219 号)）

## 3．地震による斜面崩壊ハザードマップの試作

空中電磁探査が実施された阿蘇山中央火口丘南東部に位置する熊本県阿蘇市南阿蘇村地区を対象に以下の手順で地震による斜面崩壊ハザードマップの試作した．

### 3.1　地形による表層崩壊ハザードマップの作成

国土地理院 10mDEM を使用して，内田ほか（2004）の判別式（式１）に基づき調査地の F 値分布図を作成した．ここでは，最大加速度は 300gal と設定した．

$F=0.075\times$［斜面勾配（°）］$-8.9\times$［平均曲率］$+0.0056$
$\times$［最大加速度（cm/s$^2$）］・・・式 1




図２　地震による表層崩壊ハザードマップ

### 3.2　比抵抗凹凸度分布図の作成

調査地域の空中電磁探査は，平成 25 年 12 月 15～25 日に 5 周波同時測定（140kHz, 31kHz, 6.9kHz, 1.5kHz, 340Hz）が実施され，３次元比抵抗モデルが作成されている．140kHz による比抵抗分布図を図 3 に示す．

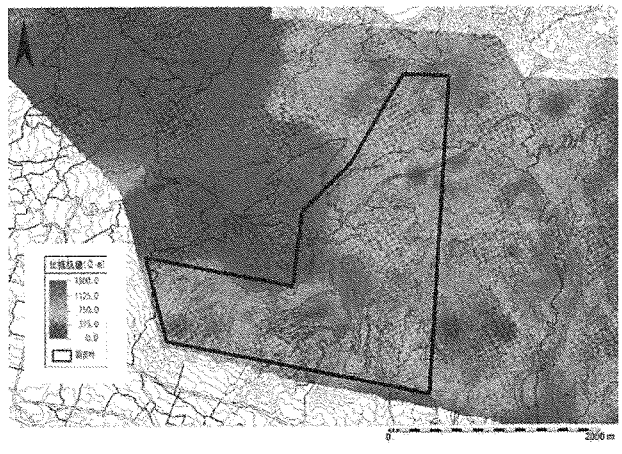


図３　140kHz による比抵抗分布図
（黒実線の枠は現地調査地域）

比抵抗凹凸度は，比抵抗が周囲と比較して相対的に高い岩盤の緩みを表示する手法として考案された（Nonomura et al, 2016）．比抵抗凹凸度分布図を図 4 に示す．

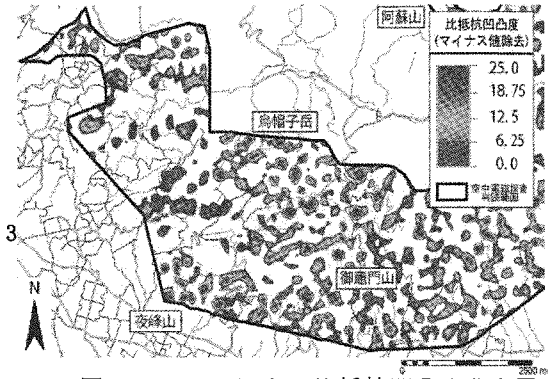



図 4　140kHz による比抵抗凹凸度分布図

### 3.3　地震による斜面崩壊ハザードマップの作成

地震による斜面崩壊危険度は以下の式 2 で計算される（Nonomura and Hasegawa, 2017）．図 5 に調査地域の地震による斜面崩壊ハザードマップ（300gal）を示す．

斜面崩壊危険度（ＩＳＥＬ）＝

表層崩壊危険度（F 値）×比抵抗凹凸度・・・式 2

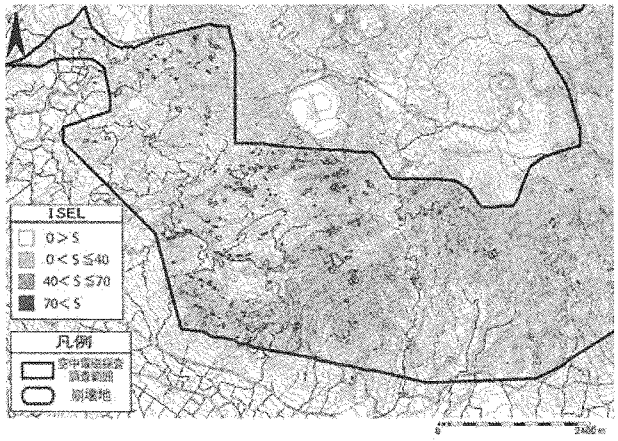



図 5　調査地域の地震による斜面崩壊ハザードマップ(300gal)と熊本地震による崩壊地の分布

## 4．2016 年熊本地震による斜面崩壊の検討

### 4.1　斜面崩壊分布図の作成

向山ほか（2016）による数値地形画像マッチング解析（3D-GIV 解析）を活用して，国土地理院による H21 年 4 月計測の地形データ（1mDEM）と国際航業による H28 年 4 月 19 日～5 月 18 日計測（1mDEM）の差分から，地震後に標高が低下した箇所を崩壊地とし，その分布と崩壊土量を推定した．また，国土地理院による平成 24 年九州北部豪雨災害による土砂移動分布図に基づき地震前に発生した降雨による斜面崩壊箇所を除外し，熊本地震による斜面崩壊分布を図 5 に重ねた．

### 4.2　現地調査による斜面崩壊の分類

現地調査によって斜面崩壊を，表層崩壊，岩盤崩壊，地すべりの 3 タイプに分類した（図 6），

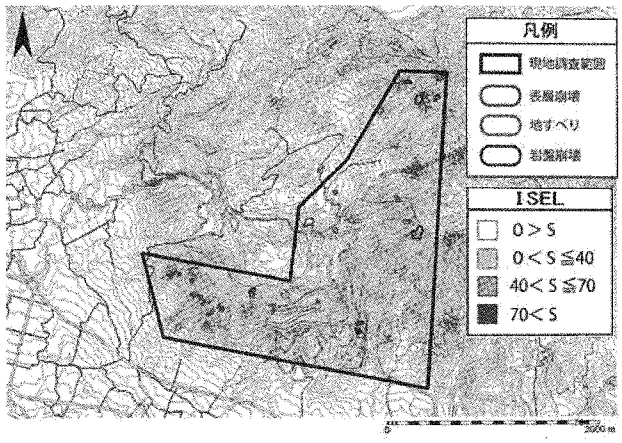



図 6　現地調査による斜面崩壊の分類

## 5．考察

斜面崩壊タイプ別に地震による斜面崩壊危険度（ICEL）別の崩壊発生確率を評価した（図 7）．その結果，岩盤崩壊では ICEL が大きいほど発生確率が高く，また表層崩壊も同様の結果となった．特に，岩盤崩壊では，ICEL が 0 未満では，見逃しがほとんどなかった．これに対して，ICEL では地震による地すべりには適用できないことが確認された．また，岩盤崩壊箇所における崩壊面積と崩壊土量の相関関係の検討を行った結果，ISEL≧0，ISEL が 0 以上の面積と崩壊土量との相関係数が 0.93 と高い相関性が示された．

V（崩壊土量［㎥］）＝3.0（平均崩壊深度）［m］）×S（ISEL≧0 の面積）［㎡］・・・式 3

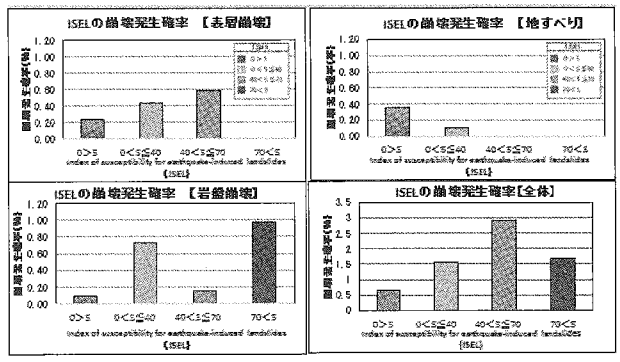



図 7　地震による斜面崩壊危険度（ICEL）別の斜面崩壊タイプ別の崩壊発生確率

## 参考文献


1) Nonomura and Hasegawa(2017)：Landslides（電子版)DOI 10 1007/s10345-07-0873-0

2) 内田太郎ほか（2004）：国土技術政策総合研究所資料第 204 号.

3) Nonomura et al. (2016)：Natural Hazards, Vol. 81, 123-144.

4) 向山栄ほか（2016）：平成 28 年度日本応用地質学会研究発表会論文集.

# P34. 地形・地質調査にもとづいた，山口県中北部に分布する佐々並断層（新称）の認定

Recognition of Sazanami fault based on topographical and geological survey northern-central Yamaguchi Prefecture

○田村友識，織田雅俊（山口大学大学院），蓑毛裕希，山口純平（山口大学）
Tomonori Tamura, Masatoshi Oda, Yuki Minomo, Junpei Yamaguchi

## 1. はじめに

山口県中央部では，大原湖断層系が分布することが知られてきており，北から順に，木戸山西方断層，山口盆地北西縁断層，下郷断層，宇部東部断層から構成される[1]．このうち，木戸山西方断層の北方 2km には，迫田-生雲断層が並走する．金折ら[2]によると，迫田-生雲断層は 1997 年山口県北部の地震（Mj6.6）を引き起こした活断層である．佐川ら[3]は，その震央から南西約 10km で迫田-生雲断層中部のトレンチ調査を実施した．その結果，迫田-生雲断層の最新活動時期は 14,500~8,500 年前と見積もられている．西村ら[4]の示す地質図では，迫田-生雲断層南西部の生雲付近に，NE-SW 方向に分岐した断層が示されている．

この分岐断層は，栃崎から佐々並を経て綾木にかけてのびている．ここでは，この分岐断層を佐々並断層と呼ぶことにする．これまで上記の迫田-生雲断層が地形・地質学的に調査されてきた一方で，分岐断層である佐々並断層を詳細に地形・地質調査した研究例はこれまでほとんど報告されておらず，その性状，規模および連続性は明らかにされていない．このような地質断層評価は，放射性廃棄物の地層処分などの長期地盤安定性を検討する上で重要である．本研究は，佐々並断層に沿った地形・地質調査をおこない，その性状，規模および連続性を評価し，佐々並断層と周辺地域に分布する断層群の構造発達史について議論する．

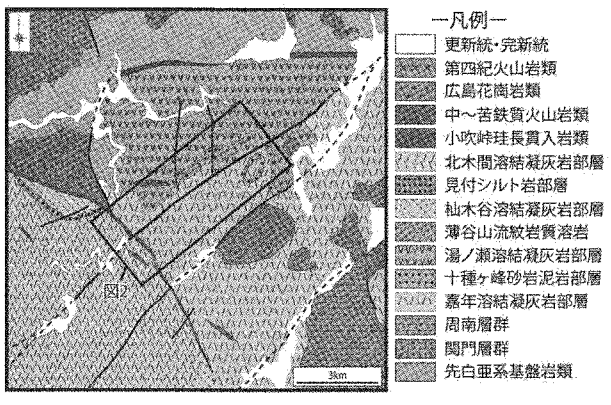



図 1　山口県中北部の地質図

## 2. 調査地域の地形

佐々並断層の活動性や連続性を明らかにするため，

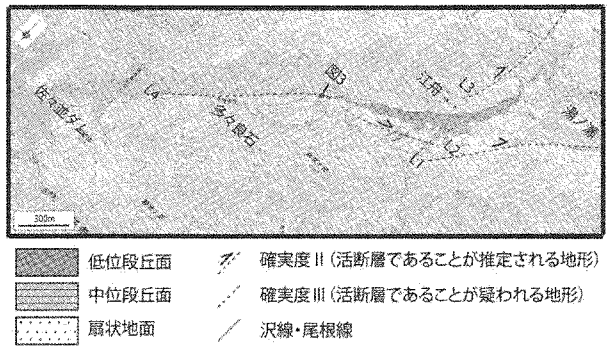



図 2　調査範囲地形図

縮尺 1 万分の 1 空中写真（国土地理院撮影）および地形図（国土地理院発行 25000 分の 1『生雲中』,『長門峡』および『佐々並』）を用いて空中写真判読をおこなった．空中写真判読は活断層研究会[4]にしたがって，活断層であることが推定される変動地形（確実度Ⅱ）および活断層の疑いのある変動地形（確実度Ⅲ）に区分した．

江舟東部から湯ノ瀬北部にかけて，系統的な沢の右屈曲を示す地形を確認した．このような沢の右屈曲を示す地形に沿って断層が分布する可能性があり，ここに活断層であることが推定される変動地形（確実度Ⅱ）および活断層の疑いのある変動地形（確実度Ⅲ）L1 を判読した．同様に，江舟南部でも系統的な沢の右屈曲を示す地形を確認した．このような沢の右屈曲を示す地形に沿って断層が分布する可能性があり，ここにも活断層であることが推定される変動地形（確実度Ⅱ）および活断層の疑いのある変動地形（確実度Ⅲ）L2 を判読した．川上西部では，沢の右屈曲を認めた．その北北東方向には，鞍部が連続していることから，ここにも活断層であることが疑いのある変動地形（確実度Ⅲ）L3 を判読した．多々良石では，江舟にかけて北東-南西方向にのびる明瞭な直線状の谷地形や鞍部が認められる．この明瞭な直線状の谷地形や鞍部の延長上には，上述の L2 が分布している．これらのことから，この明瞭な直線状の谷地形や鞍部には，断層が分布する可能性があり，活断層の疑いのある変動地形（確実度Ⅲ）L4 として判読した．なお，この直線状の谷地形上では，後述の断層露頭が認められており，その付近

では小規模な断層露頭を確認できた．この直線状の谷地形に沿って分布する断層が，周囲よりも優先的に風化・侵食を受けることによって，直線状の谷地形が形成された可能性がある．したがって，この直線状の谷地形は断層谷と判断した．

これらの変動地形のうち，L1，L2，およびL4は，西村ほか[5]の地質図で図示される佐々並断層の分布に対して，ほとんど近傍に位置し，いずれも同様のNE-SW走向である．このことから，これらの変動地形は佐々並断層に関連した変動地形であると判断した．なお，L3は，西村ほか[5]の地質図で図示される佐々並断層の位置から有意に北側に分布している．一方，L3は北北東－南南西方向にのびており，その南南西延長上にはNE-SW走向の佐々並断層が分布する．したがって，この変動地形はNE-SW走向の佐々並断層から北北東方向に分岐した断層を反映している可能性がある．

### 3. 調査地域の断層露頭

佐々並断層周辺の地質調査を実施した結果、新たに断層露頭を発見した（図-3）．断層の記載は狩野・村田[6]に基づいた．江舟川上流域では，幅20-25cmの幅を有する断層ガウジおよび断層角礫帯を認め，その走向傾斜はN36° E70° Sである．この断層は，断層ガウジの幅がきわめて大きいことから，佐々並断層の本体に該当すると判断した．

断層角礫は，5-8cmほどの幅を有し，灰色～白色粘土中に黒色のフラグメントを含む．

断層ガウジは，色調や固結度の違いから2つの断層ガウジレイヤー（西側から断層ガウジG1，断層ガウジG2）に区分した．断層ガウジG1は、5cm～10cmの幅を有し，未固結である．その色調は灰白色であり，黒色フラグメントを含む．断層ガウジG1は、2cm～4cmの幅を有し，きわめて未固結である．その色調は淡灰色である．断層ガウジG2面上には，22° 北にプランジする条線とフラクチャーステップが認められた．これらことから，本断層は断層ガウジ形成期に右横ずれ逆断層運動を引き起こしたと考えることができ，現在の中国地方西部の応力場である東西圧縮応力場に調和的な運動センスを示したといえる．




図 3　断層露頭写真

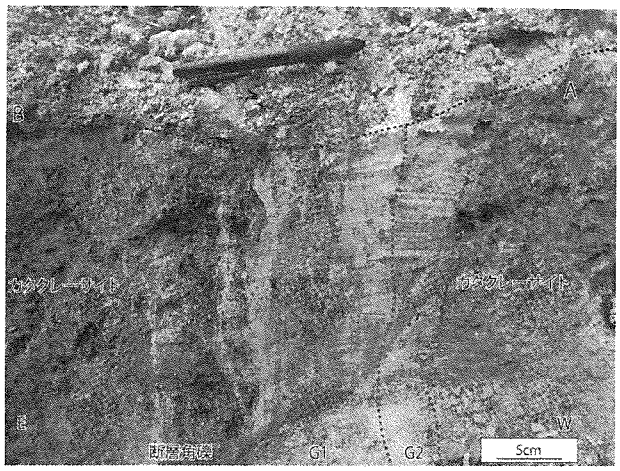



図 4　A-B断面断層露頭写真

### 4. まとめと課題点

本研究の地形・地質調査によって，4本の変動地形を抽出し，複数の断層露頭を発見した．なかでも，江舟川上流のL4直下では，幅20～25cmの断層ガウジ・断層角礫帯を有する断層露頭を発見した．この断層は、断層ガウジの幅がきわめて大規模であることから，佐々並断層本体に該当すると考えられる．断層の走向傾斜，断層ガウジに付着した条線とフラクチャーステップから，本断層は右横ずれ逆断層運動を示したと考えられ，現在の東西圧縮応力場に調和的である．

今回の調査によって，佐々並断層が活断層であるか否かを判断することはできなかった．本断層は，活断層として知られる迫田-生雲断層の分岐断層であり，山口県中北部地域の地震防災上，佐々並断層の活断層評価をおこなうことは重要である．佐々並断層の起震断層評価には，今後より詳細な調査をおこなうことが必要である．

### 文献


1) 金折裕司（2005）：山口県の活断層－地震災害の減災をめざして－，近未来社，119p.
2) 金折裕司・小林健治・安野泰伸・割ヶ谷隆志・山本哲郎（1999）：1997年山口県北部地震（M6.1）の震源断層と家屋被害，応用地質，Vol.40，No.4，pp.220-230.
3) 佐川厚志・相山光太郎・金折裕司・田中竹延（2012）：山口県中東部，徳佐-地福断層と迫田-生雲断層の性状および活動性，応用地質，Vol.49，No.2，pp.78-93.
4) 活断層研究会（1991）：新編日本の活断層－分布図と資料－，東京大学出版会，359p.
5) 西村祐二郎・今岡照喜・金折裕司・亀谷 敦（2012）：山口県地質図　第3版（15万分の1）説明書，山口地学会，167p.
6) 狩野謙一・村田明広（1998）：構造地質学，朝倉書店，298p.

# P35. 地質露頭の科学的保存と公開に関する研究

Study on the scientific conservation and exhibition of geological feature outcrops.

○朽津信明・森井順之（東京文化財研究所）
Nobuaki Kuchitsu, Masayuki Morii

## 1. はじめに

断層，褶曲，不整合や，化石産地などの地質学的な露頭が，教育的価値や天然記念物としての文化財的価値から常時見学可能な状態で保存公開が図られる場合がある．しかしながら，適切な対処が施されなければ，露頭は崩落したり植物に覆われたりしてすぐに見学が困難になることも少なくない．本研究では，各地で試みられている露頭保存のための様々な対処と，それぞれの露頭の現状とをまとめ，地質露頭を見学可能な状態で適切に保存する方向性について議論を試みる．

## 2. 地質露頭保存の歴史

現在，地質露頭を保存する法的根拠としては文化財保護法が存在し，国の天然記念物の中に「地質鉱物」という範疇が明記されている[1]．この他に，都道府県や市町村の条例によって保存が図られている露頭も少なからず存在し，それらは保存だけでなく，住民に還元されるために同時に公開が求められるケースが少なくない．こうした考え方は，1919 年の史蹟名勝天然紀念物保存法まで遡り，1922 年には秋芳洞などが初めて地質鉱物の範疇として天然紀念物（秋芳洞はその後特別天然記念物）指定を受けて以後，現在は二百余件が国指定を受けている．これらの中で，断層露頭としては 1927 年に指定を受けた根尾谷断層などが，褶曲露頭としては名護市嘉陽層の褶曲が，不整合露頭としては坂州不整合が，そして化石産地としては 1941 年に指定を受けた山科の大桑層化石産地と甌穴などがよく知られている．

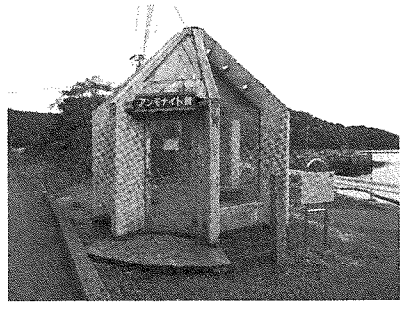
文化財を保存するための専門分野としては，保存科学と呼ばれる学問体系が存在し，主として人文系資料の科学的保存に関わる研究が 100 年以上にわたって蓄積されてきている[2]．しかしながら，上に見たように日本における文化財の概念には明確に自然史資料が含まれているにも関わらず，現状は保存科学のノウハウが天然記念物の保存に十分応用されているとは言い難い状況にある．例えば 1941 年に天然紀念物指定を受けた田辺の鬼橋岩は，自然の侵蝕で形成された橋状地形の保護が図られていたものだったが，安全上の理由から 1983 年に撤去，1985 年には指定解除となっている．これが例えば人間が構築した国宝の石橋だったならば，保存科学は何らかの劣化防止策を講じられていたかもしれないと惜しまれる．

## 3. 露頭保存法の分類

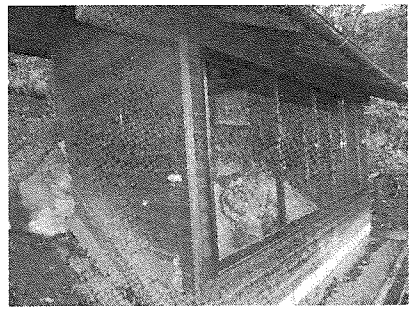
道路建設に伴って新たに切り開かれた露頭が，殆どの場合にはコンクリート吹付などによって被覆されることからも明らかなように，何の対策もなしに放置するだけでは，露頭を安全に公開することは通常は困難である．このため，露頭の保存公開のためには何らかの科学的な対策が講じられるのが一般的で，その方法を以下に分類してみる．

### 3.1. 覆屋内公開

露頭の外側に建物を設けて風雨を防ぐ方法で，見学者は建物の中に入る（図―1）か，あるいは壁越しに建物内を覗き込んで見学する（図―2）．これらは，常駐の管理者を伴い建物が博物館的機能を持つ場合と，無人の見学施設の場合とに細分される．



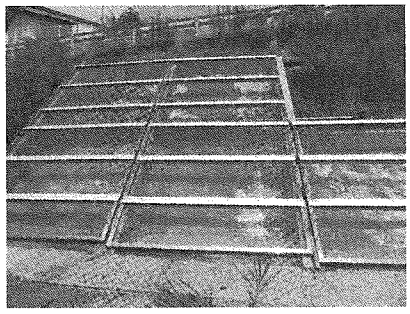
図－1　覆屋内公開の例（アンモナイト館）



図－2　覆屋内公開の例（穴沢クジラ化石）

### 3.2. 被覆・公開

露頭を被覆して風雨から護るが，材質を強化ガラスなどで透明にして見える状態にする（図―3）か，シートを捲れる状態でかけて見学者の便宜を図る考え方（図―4）．



図－3　被覆・公開の例（池田断層）



図－4　被覆・公開の例（根来断層）

### 3.3. 薬品処理による公開

科学薬品で表面処理を行うことにより風雨による侵蝕を軽減し，別材による被覆は行わずに見学者の便宜を図る考え方（図―5）．

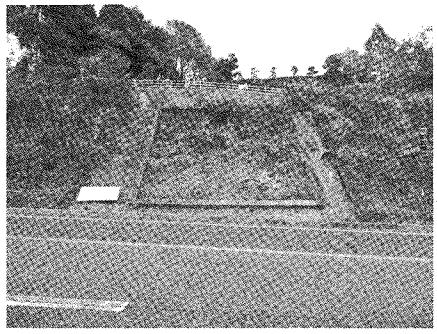
3.4. 日常管理による公開

初期段階で特別な対処は行わない代わりに，定期的な草刈りなどの日常管理により，見学可能な状態を保つ考え方（図—6）．

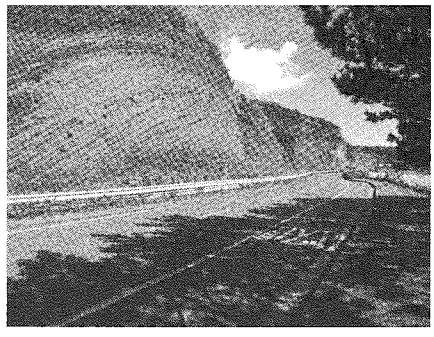
## 4．各現状

### 4.1. 覆屋内公開

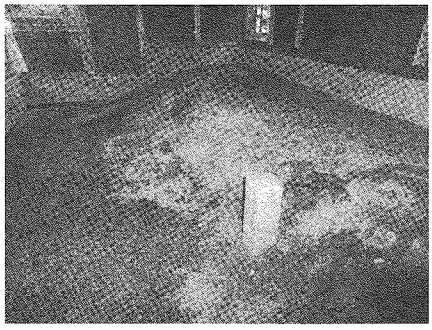
建物内に常駐者を置いて日常的な維持管理が図られている，例えば野島断層[3]や根尾谷断層[4]などの例を除き，覆屋内に着生生物が繁茂して露頭の観察が困難となるケースが多い．例えば郷村断層[5]では，現在は断層面はほぼ確認不能の状態にある（図—7）．



図－5　薬品処理の例（阿多火砕流不整合露頭）



図—6　日常管理による公開例（伊豆大島地層大切断面）



図—7　郷村断層の現状

### 4.2. 被覆・公開

ガラスなどの透明なカバーの場合には，3.4. の日常管理と同等なケアがなければ観察が困難となる場合が多い．ポリカーボネートで覆っただけの状態で管理があまりなされていない池田断層[6]では，塩類の析出が顕著となり，露頭面の観察は困難である（図—3）．シート被覆の場合は，シート自身のメインテナンスが問題となり，根来断層[7]では，露頭面自身は保存されているが，シート周辺が傷んでおり見学は容易ではない（図—4）．

### 4.3. 薬品処理による公開

科学薬品の耐用年数は決して長くなく，定期的な再処理が行われない限りは，効果がすぐに失われている場合が目立つ．例えば 2009 年にエポキシ系樹脂の塗布がなされた鹿児島市の不整合露頭[8]は，数年後には既に草木に覆われて露頭は全く観察できない状態となっている（図—5）．

### 4.4. 日常管理による公開

管理の程度により，まめな維持管理がなければ一般には観察困難となる場合が多い．伊豆大島の地層大切断面[8]は，年 2 回程度の草刈りが継続して行われており，2016 年の調査時点で露頭の観察は良好に行える状況にあった（図—6）．

## 5．考察

今回，地質露頭で見られた保存上の問題点は，いずれも磨崖仏や横穴墓などの人文資料では過去に数多く指摘されている問題と共通点が多く，保存科学分野ではこれらに関する研究の蓄積がある[9]．自然史分野ではまだあまり一般的となっていない保存科学のノウハウは，基本的にはそのまま地質露頭の保存にも応用可能と思われる．ただし，人文資料では一般に表面を傷つけることが許されない場合が多く，化石産出地であればそのような磨崖仏保存の概念と類似することになるが，断層露頭などの場合には，露頭の奥行き方向に連続性が認められる場合が多い．だとすれば，表面層を削って新たな表面を出せば，地質露頭の価値が再び伝えられるようになる場合が少なくないと考えられ，こうした点については，人文資料の先例に捉われない柔軟な考え方が可能となるだろう．実際，伊豆大島の地層大切断面では周期的な表面崩落が繰り返されていると考えられるが，引き続き露頭の観察は良好に行われている．このように，それぞれの露頭ごとに，伝えるべき価値の本質を十分に理解しながら，単に物理的に形状を保ち続けるのではなく，露頭の価値の保存を見据えて，そのために適切な対処が施されていくことが望まれる．

## 文献


1) 文化財保護法（1950）http://law.e-gov.go.jp/htmldata/S25/S25H0214.html
2) 関野克（1964）文化財保存科学研究概説，保存科学，1，1-6.
3) 中田高・岡田篤正（編）（1999）野島断層 写真と解説 兵庫県南部地震の地震断層，東京大学出版会
4) 本巣市根尾谷地震断層観察館条例（2004）
5) 京都府編（1935）『京都府の史蹟名勝天然紀念物』
6) 田中亘（2011）道路工事で中央構造線の活断層を保全～国道 32 号猪ノ鼻道路　保存検討委員会で決定～，平成２３年度　四国地方整備局管内技術・業務研究発表会
7) 竹花康夫・小林洋二・脇田宏・中村裕二（1982）中央構造線根来断層における水素の放出，地震第 2 輯，35，103-115
8) 鹿児島大学総合研究博物館（2002）鹿児島大学総合研究博物館ニューズレター，3，2
9) 例えば，奈良文化財研究所編（2015）石造文化財の劣化と保存に関する新たな展開

# P36. トンネル先進ボーリング調査による新第三紀火山岩地山の変質分帯について

Alteration and mineralization zoning in advanced boring cores from mountain tunnel in Neogene volcanic rock sequence

○山崎秀策，岡﨑健治，倉橋稔幸（寒地土木研究所）
Shusaku Yamazaki, Kenji Okazaki, Toshiyuki Kurahashi

## 1. はじめに

山岳トンネルの調査・施工・管理において，解決すべき地質的課題の一つが時間依存性変状である．トンネルの時間依存性変状は掘削から数日，長いもので20年以上経過した時点でトンネル内空にコンクリートのひび割れや盤膨れなどが生じる現象である．これら時間依存性変状の報告事例の多くが，火山岩および火砕岩類から構成される火山岩類を地山としている[1]．変状発生の要因として膨張性粘土鉱物の含有などが指摘されているが[1-2]，時間依存性を示す変状の発生メカニズムの解析と，変状箇所の検出方法について検討した事例は乏しい．そこで本報告では，掘削から2ヶ月経過した時点で時間依存性を持って変状（盤膨れ）が顕在化した北海道渡島帯に位置する新第三紀中新世の安山岩質火山岩類を掘削したトンネル（図-1a）を調査対象とし，火山岩類地山における時間依存性変状の発生メカニズムの解析および変状区間の検出法の提案を行うものである．

## 2. 試料および分析手法

全長約3 kmのトンネルから掘削時に採取された先進ボーリングコア試料を調査対象とし，掘削から30ヶ月以上経過した時点で，トンネルルートに対し最大50 m間隔で観察・試料採取を行った．時間依存性変状が認められた2区間（起点から1,595-1,620m，1,700-1,730m）はトンネル中央の最大土被り部（～330 m）近傍に位置している．2つの変状区間を含む1,550-1,750mについては，試料採取間隔5-10 mとした．

コア試料の分析手法として，肉眼および薄片観察による岩石組織の記載（46試料），粉末試料の不定方位回折X線分析による鉱物相の同定（124試料），加圧ペレット試料の蛍光X分析（エネルギー分散型）による全岩化学組成分析（116試料）を実施した．

## 3. コア試料の記載による変状メカニズムの解析

先進ボーリングコア試料の観察から，変状発生区間近傍は，マフィックエンクレーブを多数伴う安山岩～デイサイト質の塊状溶岩により一様に構成されていることが明らかとなった．変状発生箇所の特徴として，保管中のコア試料に時間依存性を持った膨張・崩壊減少が認められた．薄片観察から，膨張・崩壊部は黄鉄鉱や白鉄鉱などの硫化鉱物に富み，細脈やパッチにより岩石組織を拘束していた炭酸塩鉱物が溶脱した痕跡が確認された．コア試料の膨張・崩壊現象をトンネル変状のアナログ現象として考えると，トンネル掘削に伴い硫化鉱物の酸化分解による酸性水が生成され，組織を拘束していた炭酸塩鉱物を溶脱させることで，石基を交代しているスメクタイトの含水膨張が時間依存性を持って顕在化した，という化学風化作用による時間依存性変状の発生メカニズムが推定される．

## 4. 2次鉱物による熱水変質と鉱化作用の特徴

回折X線分析の結果からは，トンネル全体を通じて，石英・長石・角閃石などの初性鉱物の他，2次変質鉱物としてスメクタイト，クリストバライト，黄鉄鉱，方解石，菱鉄鉱の組み合わせが共通して認められた．上記の変質鉱物組み合わせから，トンネルルート全体は，比較的低温（～100℃）環境での酸性～中性の熱水変質により形成されたスメクタイト帯に対応する[3]．一方で，トンネル中央部および起点側においては，トリディマイト，白鉄鉱，石膏が局所的に分布し，これらは変状発生区間の分布と調和的である．硫酸塩鉱物である石膏の晶出は，黄鉄鉱・白鉄鉱などの硫化鉱物の酸化分解による硫酸イオンの放出と，長石・炭酸塩鉱物の溶脱で生じるカルシウムイオンにより形成されたと考えられ，硫化鉱物の酸化分解と炭酸塩鉱物の溶脱が局所的に発生した証拠と考えられる．また，白鉄鉱の分布からは，幅～20m程度の局所的な硫化鉱物による鉱化帯の存在が示唆される．トンネルルート全域において，膨張性粘土鉱物であるスメクタイトを伴う広域的な熱水変質の影響を被っており，回折X線のピーク強度比から，スメクタイトの含有量は変状区間内外で大きく変わらないことから，スメクタイトの含有のみで時間依存性変状が局所的に顕在化したことは説明できない．トンネルの土被り厚や地下水などの外的要因を考慮する必要はあるが，鉱物組成の解析からは、広域的な熱水変質による膨張性粘土鉱物による交代と，局所的な硫化鉱物の鉱化作用が重なった箇所において時間依存性変状が発生したと考えられる．

## 5. 全岩化学組成による変状箇所の検出

変状発生区間近傍の全岩化学組成の側方変化とし

て，変状発生区間近傍では CaO，$Na_2O$，MgO，$K_2O$，Sr，Ba 含有量の減少と S 含有量の増加が認められた．S の増加は硫化鉱物による鉱化作用による付加により，NaO，$K_2O$ などの減少は熱水との反応による火山ガラスや長石類の溶脱・交代に伴う元素移動として，また CaO，Sr，Ba の減少は長石類に加えて炭酸塩鉱物の反応・溶脱によると解釈される．変質により比較的移動し難い Mg，K に対する Ca，Na の変化量を 0-100 に指標化する手法（Alteration Index of Ishikawa）[4] を用いることで，膨張性粘土鉱物の含有量を左右する変質を可視化することができる（図-1c 上段）．局所的な鉱化作用に伴い硫化鉱物を多く含み，その酸化分解により生じた炭酸塩鉱物の溶脱が顕著な箇所については，S/Sr 比により可視化することができる（図-1c 下段）．閾値として変質指標を 40 以上，S/Sr を 10 以上と設定した領域は，硫化鉱物の局在箇所，炭酸塩鉱物の反応・溶脱が認められる範囲および，時間依存性変状の発生区間のそれぞれとおおむね調和的であることが分かった（図-1c）．従って，時間依存性変状が発生する可能性がある箇所を，先進ボーリングコア試料などの全岩化学組成分析を実施することで簡易的に検出することができることが示された．

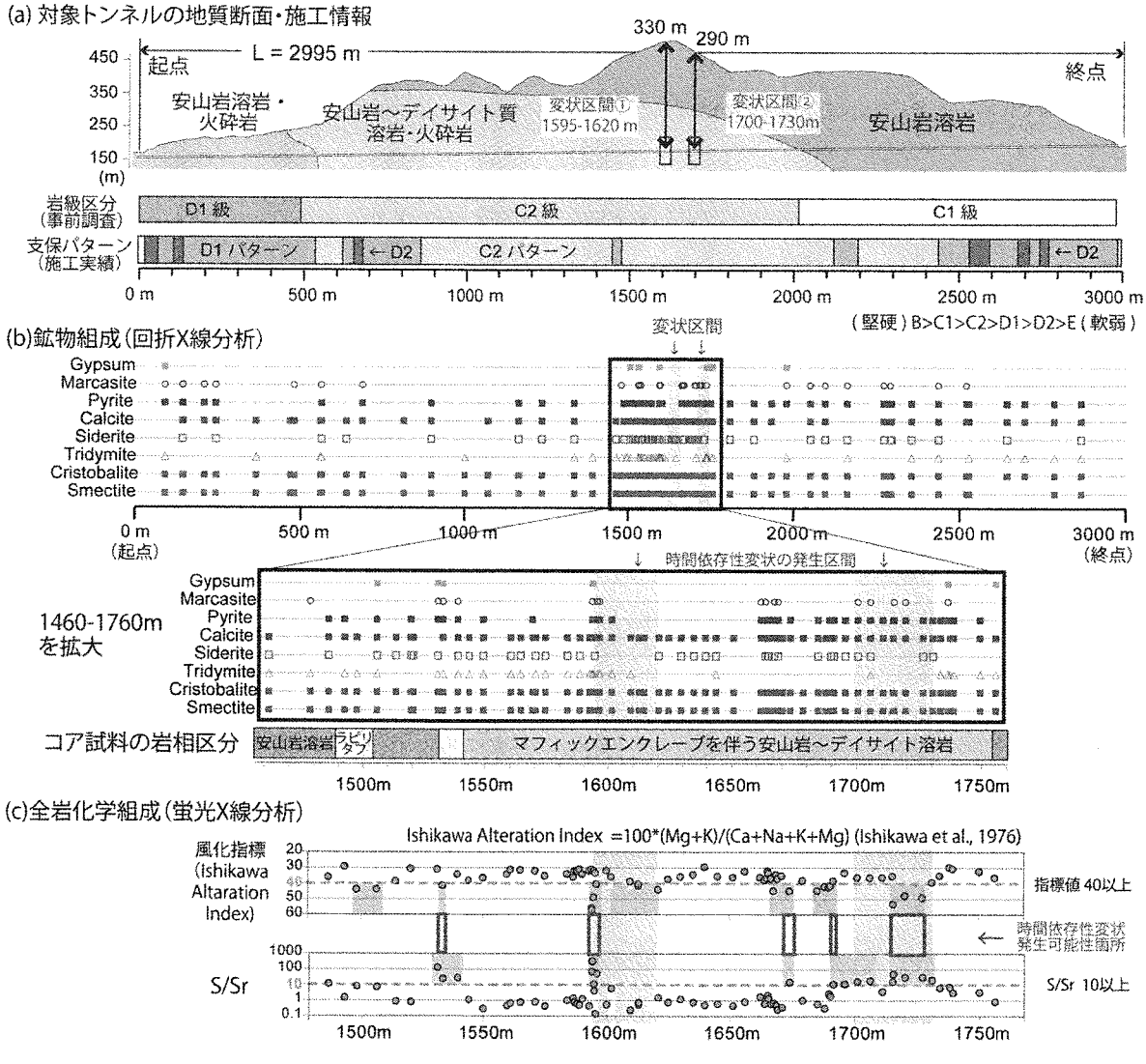
## 文献


1) 土木学会岩盤力学委員会：トンネルの変状メカニズム（変状事例集），pp214-269.

2) 佐々木隆，宇治川徳夫，石黒聡：熱水変質軟弱層による施工中の盤膨れを縫返し工で克服（2013）：トンネルと地下，Vol. 44，No. 11，pp. 7-15.

3) 吉村尚久（2001）：粘土鉱物と変質作用，地学双書 32, pp.293.

4) 石川洋平，沢口俊美，岩谷伸一，堀内正俊（1976）：黒鉱鉱床の下盤石英安山岩溶岩による探査標的へのアプローチーその活動様式と深沢鉱床の変質鉱化ハローの追跡ー，鉱山地質，Vol. 26, pp. 105-117.


図－1　(a)調査対象トンネルの地質断面・施工情報と時間依存性変状の発生箇所，(b)熱水変質に伴う２次鉱物種の分布，(c)全岩化学組成による変状発生可能性箇所の検出例．

# P37. 断層模型実験による礫層に発達する変形構造の検討（その２）

Study on deformation structure developed in gravel layer based on the model experiment (part 2)

○田中姿郎（電力中央研究所）
Shiro Tanaka

## 1. はじめに

断層運動により基盤岩に変位が生じると，上載地層には変形構造が発達する．露頭において上載地層が細粒な砂層や泥層の場合は，せん断構造が明瞭に発達することが多い．一方で，上載地層が粗粒な礫層の場合は礫の回転による再配列等は観察されるものの，礫層中のせん断面は不明瞭になることがある．そのため，断層破砕を伴う基盤岩の段差が礫層に覆われる場合，上載地層で観察される構造が基盤岩の断層変位に伴う変形構造なのか，差別浸食地形を埋めた堆積構造なのかが議論になることがある．断層運動に伴う上載地層の変形構造・せん断構造の発達様式を検討する有効な手法として，これまでにも淘汰の良い砂試料を用いた断層模型実験が実施されてきた[例えば 1)]．そこで著者は，基盤岩の断層変位により礫層に発達する変形構造の特徴を明らかにすることを目的とし，供試体に砂礫の混合試料を用いた断層模型実験を実施してきた[2)]．本発表では，新たに実施した追加実験の結果を含めて報告する．

## 2. 模型実験の条件

実験装置の土槽には医療用のX線CTで撮影するためにアクリル製の土槽を使用した．土槽の底盤は基盤岩の上面に相当し，底盤に変位を与えることで断層運動を模擬する．上載層の材料は，礫層の基質として8号珪砂，礫としては3号砂利および1号砂利を混合した試料を用いて，層厚約50㎜の模型地盤を作成した．模擬地盤材料の粒子径の中央値は，それぞれ約0.08mm，2mm，6mmである．砂礫の配合は重量比で8号硅砂：3号砂利：1号砂利=15：2：3である．田中・上田[2)]では乾燥状態の試料を用いたが，本報告では含水比約26%の湿潤状態での実験事例を報告する．

基盤岩中の断層の傾斜角は75°とし，上盤側を上昇させることで逆断層運動を模擬した．変位速度は鉛直成分で，0.01mm/sであり，鉛直成分が26mmになるまで変位させた．横ずれ成分は与えていない．実験では模擬地盤表面における断層の発達過程を観察した．さらに鉛直変位2mm毎にX線CTスキャナでの撮影を行い，模型地盤内に発達する断層の3次元形態と礫の挙動を観察した．

## 3. 結果

以下に，底盤に逆断層変位を発生させた際に発生した主な構造について述べる．

(1) 地盤表層の変形

図-1に，底盤に変位を与えた際の模擬地盤表層（地表面に相当）の変形の状況を示す．基盤岩に変位が生じると，段差上部の断層面の延長上付近の地面に膨らみが生じる．図-1のD=2mmとD=4mmを比較すると，D=4mmで横方向の陰影がでてきており地表面に凹凸ができていることが確認できる．変位量が約6mmになると線状の地形が部分的に確認できるようになり，変位量が約8mmで連続した地形（断層崖）が形成される．さらに変位量を増加させると断層崖は大きくなり，上盤側がオーバーハングしてくる．その結果，D=16mmでは上盤側が下盤側に垂れ下がり部分的に引張による地割れが生じ始め，D=20mmではそれらがより顕著になる．

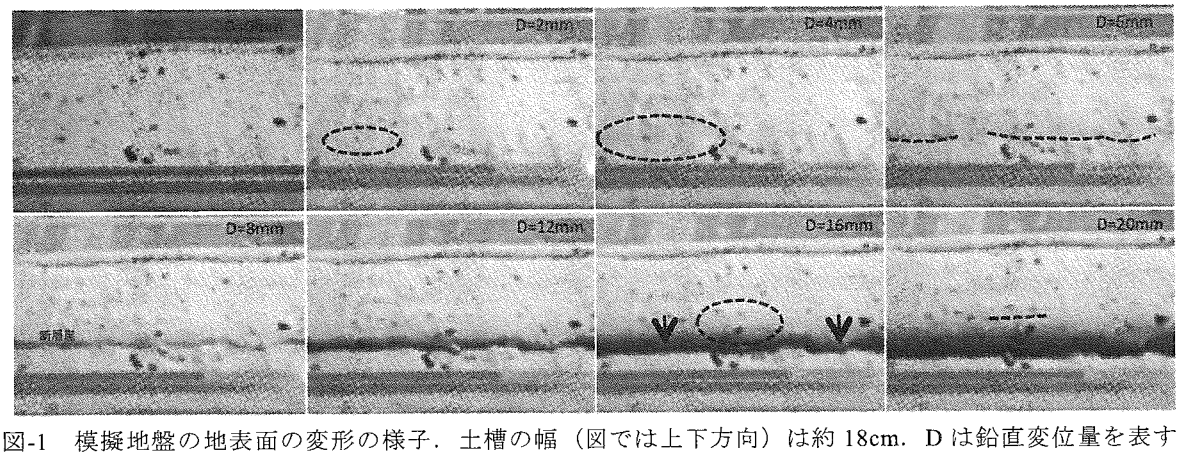



図-1　模擬地盤の地表面の変形の様子．土槽の幅（図では上下方向）は約18cm．Dは鉛直変位量を表す．

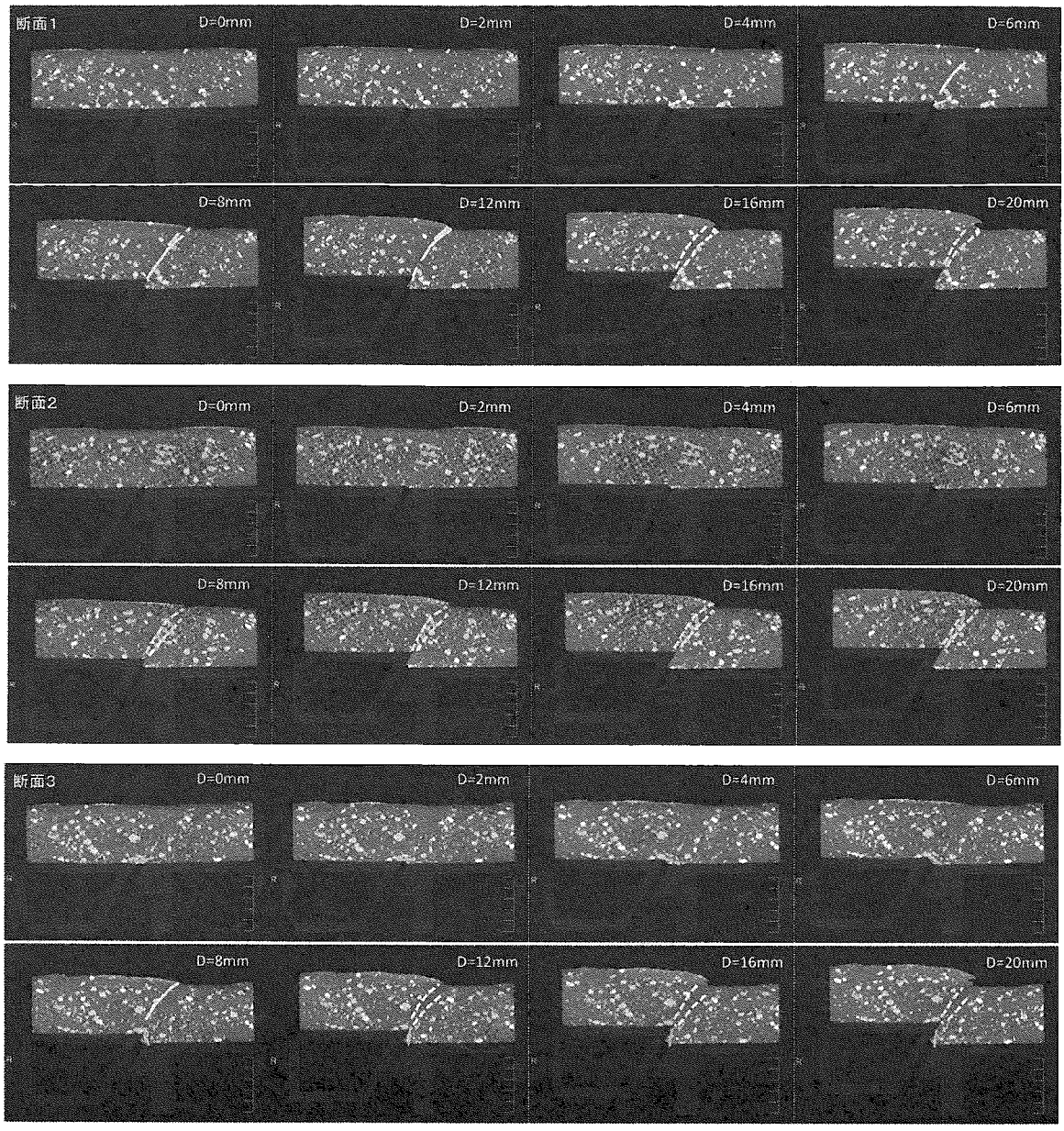



図-2　断層の走向に直交する断面のX線CT画像．Dは鉛直変位量を表す．スケールバーは5cm.

(2) 地盤内部の変形

図-2には，断層の走向に直交する3つの鉛直断面についてX線CT画像を示す．基盤岩に断層変位が発生すると，D=2～4mmで断層上部の地表に膨らみが確認できる．基盤直上の礫には基盤のずれによる回転が確認できるが（断面3），この段階ではせん断構造は不明瞭である．D=6mmでは，部分的に基盤の断層面の延長方向からやや低角度にせん断面が確認できる（断面1：X線CT画像で暗く見え，密度低下を示す）．さらに変位量が大きくなると（D=8mm，12mm），断層面の延長線とそのやや低角側で礫の回転が顕著になる．断面2では緑色の線で礫の長軸方向の回転を示す．礫の回転は断層面の延長線上からやや低角度側で起こり，そこにせん断変形が集中している（断面2の点線で囲んだ範囲）．さらに変位量が大きくなると上盤側がオーバーハングし，下盤側に流下してくる．

## 4. まとめ

湿潤状態（含水比約 26%）の礫層を模擬した断層模型実験の結果，基盤岩の変位により発生した段差の上部には，乾燥地盤と同様にはじめに地表の膨らみ，次に断層面の延長上付近にせん断変形に伴う礫の回転が確認できた．

## 文献

1) 上田圭一・谷　和夫（1999）：基盤の断層変位に伴う第四紀層及び変形状況の検討（その2）−正断層，逆断層模型実験−．電力中央研究所研究報告：U98048，40p.

2) 田中姿郎・上田圭一（2016）：断層模型実験による礫層に発達する変形構造の検討．平成28年度研究発表会講演論文集，日本応用地質学会，7-8.

# P38. 高松平野と丸亀平野における未知の活断層

Preliminary report on new active faults in Takamatsu and Marugame Plains, Kagawa Prefecture

○Ting Wang（香川大学大学院），長谷川修一・野々村敦子・山中稔（香川大学），宮地修一（地研）
Ting Wang, Shuichi Hasegawa, Atsuko Nonomura, Minoru Yamanaka, Shuichi Miyaji

## 1. はじめに

日本では約 2000 個の活断層があると報告されている[1]．しかし，この 20 年間既知の活断層がない場所で直下型の被害地震が多く発生している．これは，これまでの空中写真判読による地形調査では発見出来ない未知の震源断層が数多くあることを示している．マグニチュード（M）7 未満の地震では地表地震断層が現れない可能性が高く，M7 程度の地震において小さな変位量の地表地震断層が扇状地に出現した場合には，その後の洪水による侵食と堆積によって地表地震断層の痕跡が消滅することも考えられる．近年，航空レーザー測量 DEM による精密かつ定量的な地形解析が可能になったので，航空レーザー測量 DEM による地形解析によって活断層を抽出・評価することが試みられている．しかしながら，単位変位量の小さな活断層では，地表に明瞭な断層崖や撓曲を形成しないため，変動地形からのアプローチには限界がある．そこで本研究では，扇状地を形成する河川の瀬切れに注目し，伏在する活断層の可能性を検討した．

## 2．瀬切れと活断層との関係

四国の中央構造線活断層系では，讃岐山脈や四国山地から流下した河川の流量が，活断層より下流側で極端に減少し，渇水期には河川流量がなくなる瀬切れが発生している．従って，瀬切れを手がかりに伏在活断層を推定し，周辺の地形発達史や地質構造を検討することによって，讃岐平野における活断層の可能性を検討することにした（図１）．

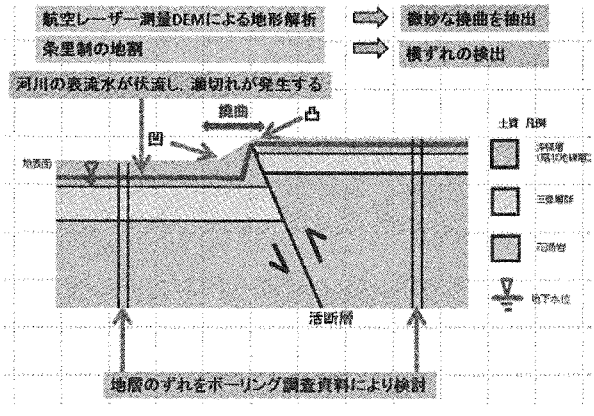



図１扇状地における伏在活断層抽出の着眼点

## 3．高松平野における伏在活断層

### 3.1 高松平野の概要

高松平野は主に香東川による扇状地からなり，その東部には春日川と新川による氾濫原が分布している．香東川は讃岐山脈を源流とし，その河床には讃岐山脈を構成する和泉層群砂岩礫を主体とする礫川原となっている．また，春日川と新川は讃岐山脈の北側に分布する花崗岩丘陵を流域にしており，河床にはマサ由来の砂が堆積している．

### 3.2 香東川の瀬切れ

図２に香東川の瀬切れの例を示す．瀬切れは，中流の川部橋下流から始まり，円座橋との中間地点から河川の流量が完全に途絶えることがある．

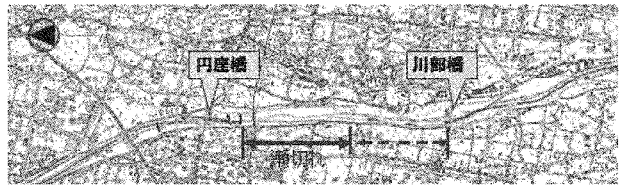



図２　香東川の瀬切れ（2012 年 6 月 3 日）

### 3.3 香東川の瀬切れ付近の地形と地質

瀬切れ区間には低断層崖や撓曲は認められない．香東川河床では，川部橋より上流の河床には三豊層群が露出しているが（図３），川部橋より下流側では三豊層群の露出は確認されない．これは，川部橋より上流では三豊層群が難透水層になっているため，河川水が伏流しないが，川部橋より下流側では河床礫層が厚く堆積しているため，渇水期に河川流量が著しく減少すると伏流が発生すると推定される．また高松平野で実施された微動探査によれば，工学的基盤面の深度の落差が推定されている[3]．従って，瀬切れの開始地点の川部橋の下流側に活断層が伏在している可能性が高い．



図３　川部橋より上流の河床に露出する三豊層群

## 4．丸亀平野における伏在活断層

### 4.1　丸亀平野の概要

丸亀平野は，現在は土器川と金倉川による複合扇状地であるが，かつては綾川も岡田台地の北側を丸亀平野に流下していた．土器川，金倉川および綾川は讃岐山脈を源流とし，その河床には讃岐山脈を構成する和泉層群砂岩礫を主体とする礫川原となっている．また，かつて綾川が流下した岡田台地北側の飯山町は，河川争奪の結果大束川の流域となっている．

### 4.2　土器川の瀬切れ

図4に土器川の瀬切れの例を示す．瀬切れは，中流の土器川生物公園付近から始まり，中方橋下流から河川の流量が完全に途絶える傾向がある．

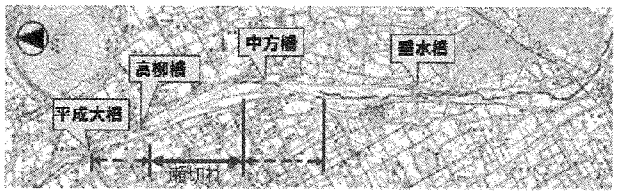



図4　土器川の瀬切れ（2012年9月5日）

### 4.3　土器川の瀬切れ付近の地形と地質

瀬切れ区間には低断層崖や撓曲は認められない．既存の深井戸資料によれば，瀬切れ地点より下流側では，基盤の花崗岩までの深度が，50m以上と深い．また，丸亀平野で実施された微動探査によれば飯山断層を付近に工学的基盤面の深度の落差が推定されている[3]．これは，土器川生物公園付近から中方橋直下流付近に活断層が伏在している可能性を示している．

## 5．讃岐平野の活断層系

讃岐平野に分布する活断層は，長尾断層，岡田断層及び上法軍寺断層が報告されている[1]．長尾断層は高松平野の南限を画するNEN-WSW方向での長20km余りの活断層で，最新活動時期は平安時代以降と推定されている[4]．また岡田断層と上法軍寺断層は丸亀平野の岡田台地（古土器川扇状地起源の中位段丘面）の北限を画するNW-SE方向の短い活断層とされる．

今回瀬切れ等から推定される高松平野の伏在活断層を仏生山断層，丸亀平野の伏在活断層を飯山断層と仮称する（図5）．これらの推定伏在活断層は，長尾断層の北西側の雁行する別々の断層である可能性が高い．

これらの断層は，長尾断層と同様に右横ずれ成分を持つ南傾斜の逆断層と推定される．そして，そのステップには右横ずれ断層運動に伴うプルアパート・ベーズンが形成されている可能性が高い．すなわち，長尾断層と仏生山断層との間ある新川・春日川の氾濫原と，仏生山断層と飯山断層との間には古綾川の流路があった大束川の氾濫原はプルアパート・ベーズン起源の平野と推定される．そして，国土地理院（2000）[2]に図示された推定活断層と岡田断層及び上法軍寺断層はプルアパート・ベーズンの南西縁を画する断層と解釈でき，連続性が短いことも矛盾しない．

今後は，田力ほか(2017)[6]が報告した活断層との関係、反射法地震探査による断層の検証と活動履歴の検討が課題である．

### 参考文献


1) 活断層研究会編（1991）：新編　日本の活断層－分布と資料，東京大学出版会，437p

2) 国土地理院（2000）：1：25,000　都市圏活断層図，高松南部．

3) 齋藤章彦（2009）：地域地盤防災に向けた常時微動の活用に関する研究，香川大学大学院工学研究科博士学位論文．

4) 杉山雄一，寒川旭，田村栄治，露口耕治，藤川聡，・長谷川修一，伊藤孝，興津昌宏（2001）：長尾断層（香川県高松市南方）の活動履歴－三木町氷上宮下におけるトレンチ調査結果－，活断層・古地震研究報告，No. 1，pp. 175-198，

5) 国土地理院：土地条件図「丸亀」「高松南部」地理院地図電子版（2017年4月24日閲覧）

6) 田力正好，堤浩之，後藤秀昭，松田時彦（2017）：讃岐平野北縁周辺の活断層とそのテクトニックな意義、JpGU-AGU Joint Meeting 2017, SSS12-P16.





図5　讃岐平野の活断層系（国土地理院土地条件図「丸亀」「高松南部」地理院地図電子版[5]に加筆）

# P39. 島根県大田市五十猛の海食崖における塩類風化メカニズムの考察：カルシウムの供給源の特定

Salt weathering mechanism of coastal cliffs in Isotake, Oda City, Shimane: detection of the origin of calcium

○末吉龍弥（島根大学），小暮哲也（島根大学）
Ryuya Sueyoshi, Tetsuya Kogure

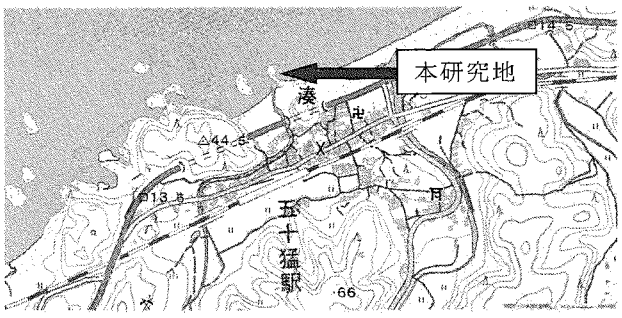
## 1. はじめに

地形の急峻な日本では急崖において落石や崩落がたびたび報告されている．海食崖の崩落としても，1996年の北海道豊浜トンネルでの崩落事故などが挙げられ，多数の死者が出ている．島根県でも2016年5月に落石事故があり，死者が出ている．落石や岩盤崩落の素因として地形や地質，地質構造，土壌，植生などがあり，特に地質（斜面物質の物性）が大きく関係するとされる[1]．風化等により斜面物質の物性が変化し，強度が低下することが考えられる．

塩類風化による塩類の析出時の結晶圧によって崖表面の粒子が剥離した場所にはタフォニが形成される．タフォニが形成される場所と形成されない場所とでは，崖表面の形態が異なる[2]．タフォニが形成される場所は塩類風化により崖表面の粒子が剥離し平滑化されるが，形成されない崖の表面には数メートル規模の崩落跡が見られ，凹凸が大きい．したがって，崖崩落の発生は塩類風化の有無に支配されており，崩落発生場所の予測には塩類風化発生メカニズムの解明が必要である．本発表では，これを基に考察したタフォニの形成プロセスを報告する．

## 2. 調査地概要

本調査地を図－1に示す．本研究地は島根県大田市五十猛における第三系中期中新統久利層の安山岩質凝灰岩[3]からなる海食崖であり，局所的に方解石が析出する．




図－1　本調査地，島根県大田市五十猛

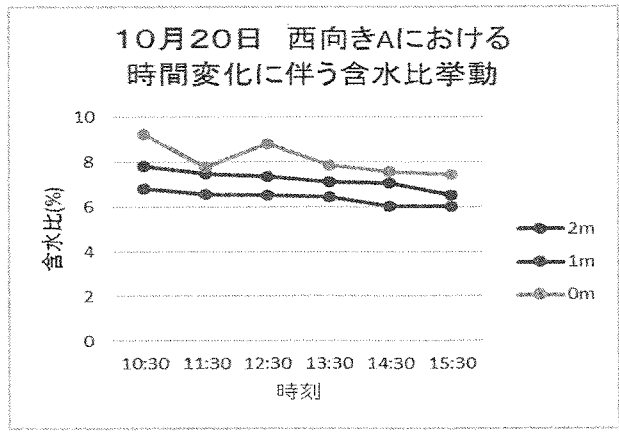
方解石の析出には塩分と水分，特に水分の挙動が大きな影響を示す[4]．また，塩の析出が多く見られる箇所はタフォニが形成されている．タフォニが形成されていない露頭付近では，崖が崩落したと考えられる岩塊が見られる．

## 3. 調査内容

本研究では赤外線水分計JE-100を用いて，タフォニが形成される海食崖の表面の含水比を測定した．その際，連続的に同地点を測定するために，測定用スポットと同等の大きさの目印をつけて測定を行った．また，日射等の影響を考慮して，西向きと北向きとを区別した．測定箇所はタフォニが形成される海食崖であり，高さ方向は1mごとに0m，1m，2mとし，横方向は2m間隔で西向きはA－G，北向きはa－gとして，格子状に測定を行った．測定日は2016年7月27日，8月3日，13日，10月13日，20日の計5日であり，10月20日では10時30分から15時30分間に1時間おきに含水比を測定した．また，塩の種類をXRD分析により同定した．CHNS分析ではタフォニが形成される崖表面と形成されない崖表面での粘土鉱物の量を比較するため，両露頭から岩石試料を採取し，それぞれ基質と塩の部分を測定した．

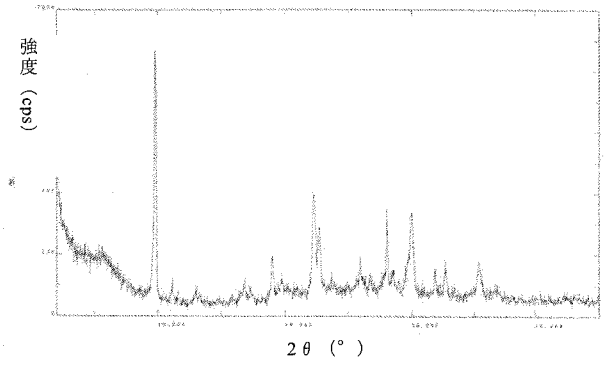
## 4. 結果および考察

赤外線水分計による含水比の測定結果からタフォニが形成される海食崖では含水比が下部に向かって上昇する傾向が示された．また，クラックが存在する場合はその周囲で含水比が上昇しており，クラックの存在は含水比に大きな影響を与えることが示唆される．図－2のように，10月20日の測定から，時間が経過すると，含水比も緩やかに減少する傾向が示された．



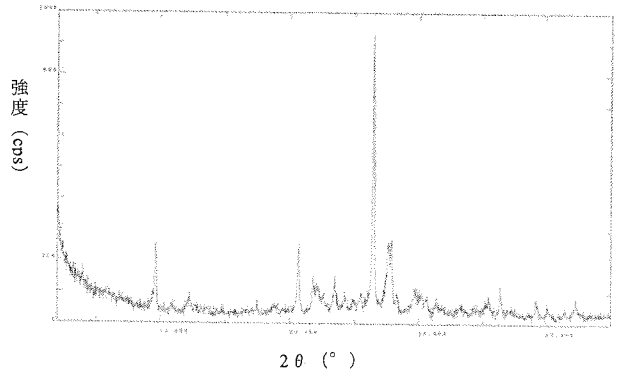

図－2　時間経過と含水比の推移

XRD 試験では図－３のように，タフォニが形成される海食崖の岩石においては，斜プチロル沸石が含まれていることが示された．




図－３　XRD 試験結果（タフォニが形成される海食崖）

図－４ではタフォニが形成されない海食崖の岩石においての XRD 試験結果を示した．石英や斜長石が含まれていることが示された．




図－４　XRD 試験結果（タフォニが形成されない海食崖）

また，CHNS 分析の結果を表－１に示した．

表－１　CHNS 分析結果

| | | TN | TC | TH | TS | C/N比 | C/S比 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 西向き露頭1 | タフォニ内側 | 0.017 | 0.073 | 1.947 | 0 | 4.2 | - |
| | タフォニ外側① | 0.036 | 0.273 | 1.716 | 0.020 | 7.5 | 13.8 |
| | タフォニ外側② | 0.024 | 0.164 | 1.758 | 0 | 6.8 | - |
| | タフォニ外側③ | 0.135 | 0.677 | 1.518 | 0 | 5.0 | - |
| 西向き露頭2 | ①(塩少) | 0.006 | 0.102 | 0.199 | 0 | 16.3 | - |
| | ①(塩密) | 0.016 | 0.339 | 0.410 | 0 | 21.4 | - |
| | ②(白) | 0.010 | 0.186 | 0.637 | 0 | 18.9 | - |
| | ②(濃) | 0.008 | 0.142 | 0.247 | 0.288 | 18.6 | 0.5 |

タフォニが形成される海食崖（西向き露頭 1）は形成されない海食崖（西向き露頭 2）に比べ，TH の値が大きい．TH の値が大きいことは-OH（水酸基）が多く含まれていることが考えられ，化学式中に多くの水酸基を含む粘土鉱物が相対的に多いと判断できる．

XRD 試験で斜プチロル沸石が多く岩石中に含まれることが示された．この斜プチロル沸石の化学式は $(Na,K,Ca_{0.5})_6(Al_6Si_{30}O_{72})\cdot 20H_2O$ である[5]．また，CHNS 分析の結果，タフォニが形成される海食崖には形成されない海食崖に比べ，粘土鉱物の量が多いこと，すなわち相対的に斜プチロル沸石が多いことがわかった．したがって，岩石に含まれる斜プチロル沸石中のカルシウムが，方解石の主要成分となるカルシウムの供給源であると考えられる．

## 5. まとめ

海食崖に析出する方解石の主要成分であるカルシウムの供給源は構成岩石に含まれる粘土鉱物である斜プチロル沸石である．そのプロセスとしては海水飛沫が海食崖表面に付着し，斜プチロル沸石からカルシウムが溶脱し，海水中の炭酸イオンと反応し，方解石が塩として析出する．その結晶圧で岩石が細粒化することでタフォニが形成されると考えられる．タフォニ形成の有無に関しては，タフォニが形成される海食崖が形成されない海食崖に比べ，海水飛沫が当たりやすく，また，斜プチロル沸石を多く含む岩石が多いことが原因と考えられる．

## 文献


1) 松倉公憲(2008)地形変化の科学―風化と浸食―.朝倉書店，p85-90.
2) 田中一巨(2015)島根県大田市五十猛の海食崖の表見形態に与える塩類風化の影響．島根大学総合理工学部地球資源環境学科卒業論文，78p.
3) 鹿野和彦・松浦浩久・沢田順弘・竹内圭史(1998)石見大田及び大浦地域の地質．地域地質研究報告(5 万分の 1 地質図幅)，地質研究所，118p.
4) Schnepfleitner, H, Sass, O, Fruhmann, S, Viles, H and Goudie, A (2016) A multi-method investigation of temperature, moisture and salt dynamics in tafoni(tafraoute, Morocco). Earth Surf. Process. Landforms, 41, 473-485.
5) 吉村尚久(2001)粘土鉱物と変質作用．地学団体研究会，292p.

# P40. 高解像度ＤＥＭを活用した花崗岩分布域の水文調査事例

Hydrological survey on granite area, utilizing the high-resolution DEM

○長谷川 怜思，磯村 敬，吉川 修一，冨樫 聡，堀内 瀬奈，緒方 陸（八千代エンジニヤリング株式会社）
Satoshi Hasegawa, Takashi Isomura, Shuichi Yoshikawa, Akira Tomigashi, Sena Horiuchi, Riku Ogata

## 1. はじめに

本論では，北上山地に分布する花崗岩体を対象として，DEM に基づく地形解析と現地調査（流量調査，源頭調査）により，地山内部の水文地質構造ならびに，対象流域における流域特性の把握を試みた．結果，本調査手法の導入により，従前の水文調査現地作業に関わる精度向上・効率化を実現することができたため，DEM を活用した水文調査事例としてここに報告する．

## 2. 調査対象地の概要

本調査の対象は，岩手県奥州市・一関市から宮城県気仙沼市にかけて露出する 3 つの白亜紀花崗岩体である．いずれの岩体とも周辺の中・古生界との境界付近に黒雲母帯以上の接触変成帯を伴っている．これら 3 つの花崗岩体は，それぞれ独立したプルトンから形成されていると考えられている[1]．3 岩体のうち，広範囲に花崗岩類が分布する「千厩岩体」は，最も開析が進み，河川との比高差が小さい（図-1 参照）．

また，接触変成帯ならびに接触変成帯に近接する花崗岩類では，河川の比高差が大きく，同質の花崗岩体であっても高標高を呈する傾向が認められる．



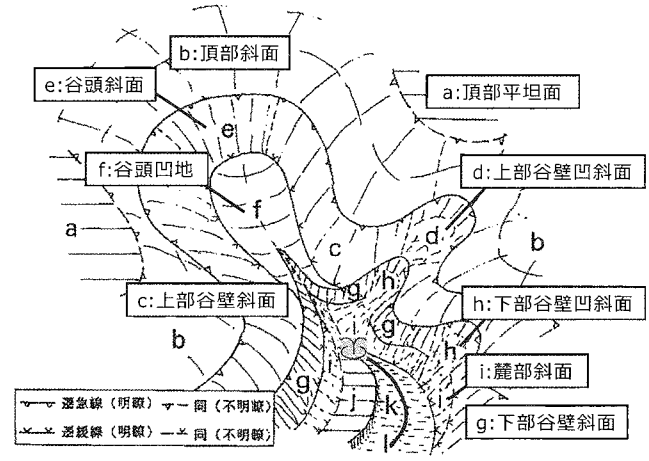

図－1　対象地の地形と地質

## 3. 源頭地形に着目した水系図の作成

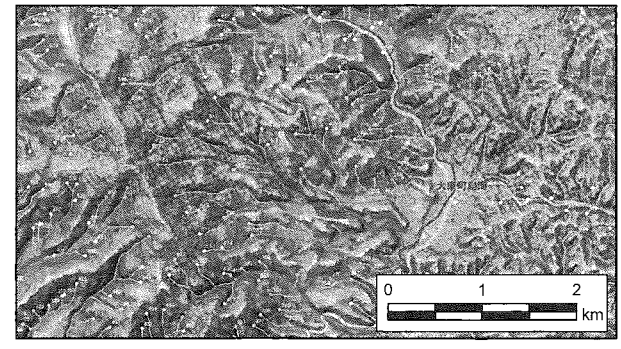
地山内部における地下水の分布を把握するためには，地下水の露頭にあたる源頭の把握が重要となる．

山地の水文地形に着目すると（図-2 参照），源頭は麓部斜面(i)と谷底面(k)との境界付近に認められるため，DEM からこの地形を抽出できれば，源頭の分布や，大局的な地下水の分布を推定することが可能となる．

本論では，地山内部の地下水分布を広範囲かつ効率的に把握することを目的として，DEM（基盤地図情報 10m メッシュ標高）から源頭地形を読み取り，ArcGIS 水文解析ツールを用いて，地形の最大勾配から水系図の作成を試みた（図-3 参照）．




図－2　源頭付近における微地形要素[2]




図－3　作成した水系図の一部

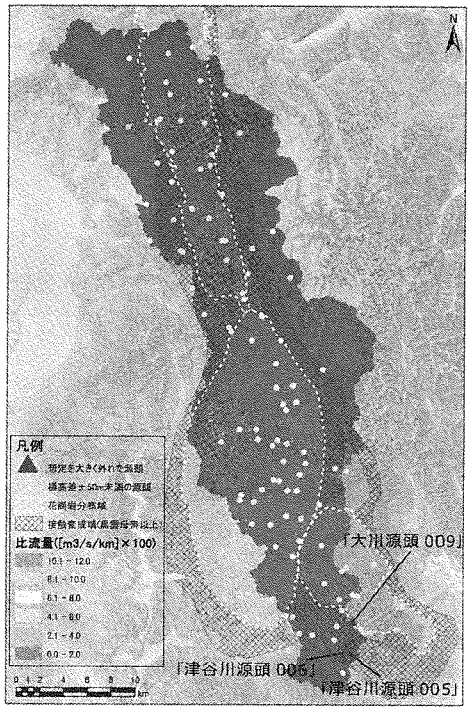
## 4. 想定源頭の検証

想定源頭の分布検証のため，対象地内 105 地点で現地調査を行った．その結果，想定源頭と実源頭との標高差±30m の範囲に確認された源頭は全体の 71.4%，±50m 以上乖離した源頭は全体の 8.6%であり，70m 以上乖離した地点は，基盤岩類と折壁花崗岩体が接する付近の接触変成帯に 3 箇所集中して認められた．

## 5. 比流量分布と源頭検証結果との比較

3 つの花崗岩体における渇水期の比流量(H28.11 測定)は，平均 1.3 $m^3/s/km\times100$ 以下であったが，「折壁岩体」のうち，接触変成帯を含む流域では平均 2.5 $m^3/s/km\times100$ 以上と，他流域と比較して通年で高比流量を示すことを確認した．

比流量の分布と源頭検証結果を重ね併せたところ，想定源頭に対して 70m 以上乖離した「大川源頭 009」「津谷川源頭 005」「津谷川源頭 006」はいずれも，この高比流量流域とほぼ一致した．




図－4　比流量分布と源頭検証結果(H28.11 測定)

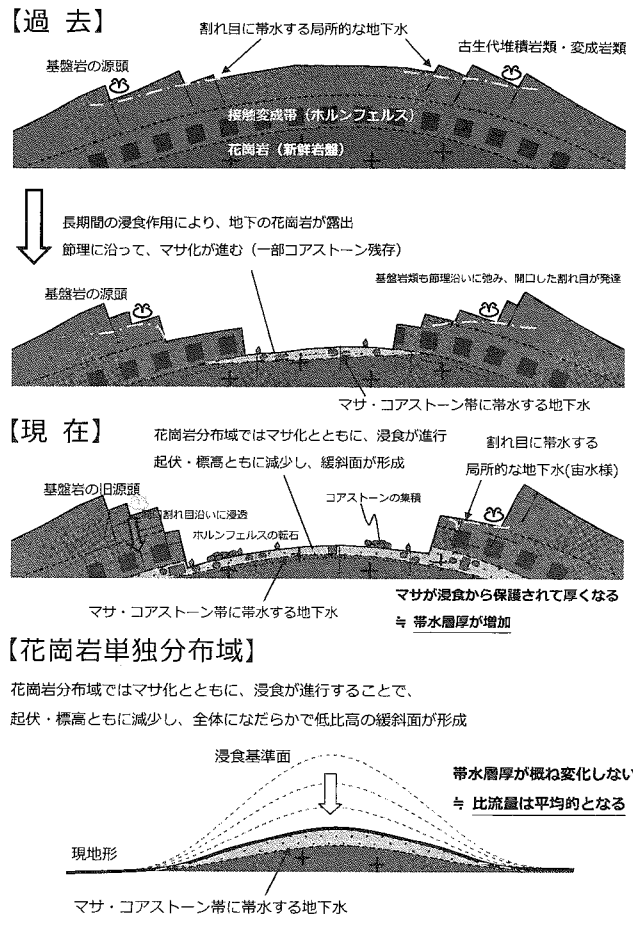
## 6. 当該地域に想定される水文地質構造

花崗岩は，風化の進行にともなって粒子間の間隙率が増加（マサ化）するため，マサ・コアストーン帯は，不圧地下水の帯水層として機能している．

一方，花崗岩をとりまく基盤岩類は，細粒緻密な岩石から構成され，風化・浸食に対する抵抗が強い．このため，表層の風化帯も極めて薄いことが特徴であり，土壌直下に硬質の岩盤が露出する場合が多い．加えて，花崗岩貫入時の接触変成作用によって形成されたホルンフェルスは，より緻密かつ硬質な岩盤となる．

これら各種岩石の特性，地質形成史や検討結果を踏まえると，現在において接触変成帯を伴うないしは，接触変成帯が比較的若い時代まで花崗岩体の上部に残存していたと推定される流域では，キャップロック構造を呈すると考えられる．結果，下位に伏在する花崗岩でマサ化が進行しても，マサが浸食から保護される．

したがってこのような流域では，①花崗岩の浸食速度が遅いことに起因して，周囲の同質花崗岩体よりも高標高を示す．②地下に帯水層となるマサが厚く分布し，地下水の貯留量が増加することで，降水量が少ない渇水期でも，他流域よりも高比流量を示す．③現地形と地下水の集水域が異なるなど，特異な水文地質構造が潜んでいる可能性がある(図-5 参照)．




図－5　想定される水文地質構造の概念図

## 7. 今後の課題

無償で公開されている高解像度の DEM を水文調査に活用することで，特異な水文地質構造を有する流域の抽出や，従前の水文調査現地作業に関わる精度向上・効率化を実現することができた．今後は，本調査手法の有用性や適応性を他岩体でも検証し，より高精度化を図りつつ地域特性の評価に役立てたいと考える．


## 謝辞

本研究を進めるにあたり，岩手県をはじめとした関係機関から，水文データの提供や現地調査に際して多大なる便宜を図っていただいた．また，東北大学大学院の風間 聡 教授，佐貫 智行 准教授，小森 大輔 准教授からは，研究遂行にあたり有益なご討論ご助言を戴いた．ここに記して，深く感謝いたします．


## 文献


1) 加納 博（1978）：花崗岩プルトンの構造岩石学(I)，岩石鉱物鉱床学会誌，73，pp.97-120.

2) 恩田ほか（1996）：水文地形学-山地の水循環と地形変化の相互作用，古今書院

# P41. 地盤構造のスパース推定に関する基礎的研究

Fundamental Studies on Sparse Estimation of Soil Structure

○小倉諒也，珠玖隆行（岡山大学）
Ryoya Ogura, Takayuki Shuku

## 1. はじめに

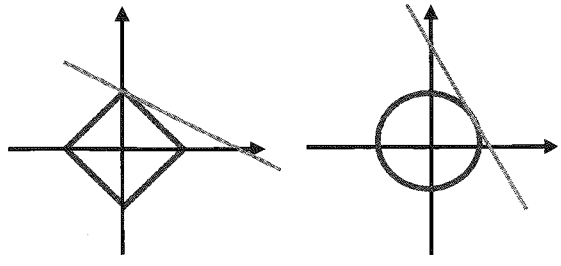
地盤構造物の安全で経済的な設計にためには，精度の高い地盤のモデル化が必要不可欠である．地盤構造の推定は，物理探査などによる間接的・非破壊的な方法で推定される場合もあるが，ボーリングや標準貫入試験，サウンディングなどから得られる実際の値に基づいて推定することが望ましい．しかしながら，地盤のモデル化を行うために，複数の試験を実施することはコストの面から現実的ではない．そのため，少ない地盤情報から，精度よく地盤モデルを構築しうる方法が求められている．

本研究では，少ないデータから信頼性の高いモデル構築を行う方法論としてスパースモデリングに着目し，その地盤のモデル化への適用性を検証する．

## 2. スパースモデリング

スパースモデリングとは，推定しようとする解にゼロが数多く含まれている性質“解のスパース性”を利用して少ない観測データから多量の未知パラメータを推定する方法である．また，スパースモデリングを通して，パラメータの重要性を評価することができ，このことは，自動的な変数の選択を行うことができることを意味する．

この技術は様々な分野のデータ解析で用いられており，情報分野はもちろん，医療分野，また天文学においても用いられ，研究が行われている[1),2),3)]．特に医療分野においてはスパースモデリングを利用した圧縮センシングという手法が MRI の画像再構成手法として，現在注目を集めている．実際にこの適用が行われ，30%のデータから再構成した画像でも，画質評価に十分な精度を得ることが出来ることが示された[2)]．



Lasso 回帰　　Ridge 回帰

図 - 1　Lasso 回帰と Ridge 回帰の最小化

## 3. 数値実験

本研究では，地盤構造の推定を模擬した数値実験により，スパースモデリングの有効性を検証する．具体的には，正解値となる地盤モデルを 2 種類用意し，限られた情報からその構造が推定できるかどうかを検証する．比較のため，スパースモデリングを利用した Lasso 回帰による推定，従来法である Ridge 回帰による推定を行い，誤差の評価指標である Root Mean Square Error (RMSE)を比較することで，それぞれの推定の検証を行った．

仮定した地盤モデルを図－2 に示す．ここではいずれも層構造を有する地盤を想定した．図中の色は N 値の大きさを表している．この地盤モデルをメッシュ分割し，各メッシュに与えられた N 値の値が未知パラメータとなる．メッシュの大きさは 1m 四方としているため，要素数（未知パラメータ数）は 500 である．観測データとして 5m おきのボーリングデータ，合計 110 の既知データを使用し，地盤モデルの推定が可能かどうかを検証した．

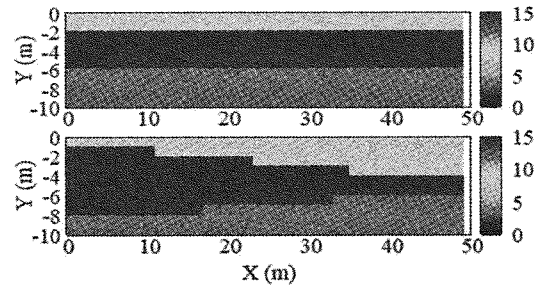



図 - 2　仮定した地盤モデル

## 4. 解析条件

今回の研究では，統計学でよく用いられるスパースモデリングである $L_1$ 正則化法，その代表である Tibshirani の提案した Lasso 回帰（Least Absolute Shrinkage and SelectionOperator）を使用した．また，従来法としては $L_2$ 正則化法の代表である Lidge 回帰を使用した．これらは

$$\min\{J = ||y - Hx||^2 + \lambda||Bx||_\alpha\} \qquad (1)$$

の式で表すことができ，この $\alpha$ を $\alpha = 2$ としたものが Lidge 回帰，$\alpha = 1$ としたものが Lasso 回帰である．前半の項で残差を最小化し，後半の項で過適合を防ぐと

いう形になっている．この後半の項において，Lasso 回帰は絶対値を使用し，Ridge 回帰は二乗を使用する．そのため，図-2 のような形となり，Ridge 回帰なら二つある解が Lasso 回帰では 1 つに定まる．このようにして解を絞りこまれ，Lasso 回帰では変数選択が可能となる．

また，この式の B は空間勾配行列を表す．空間勾配行列とは，隣り合うメッシュが近似の値を示すと仮定し，隣り合うメッシュとの差を小さくするように働きかけるものである．どの方向を考慮するかは空間勾配行列の値により変化させることができるため，今回の推定では

① 標準的な Lasso 回帰，Ridge 回帰

② 右方向，上方向を考慮

③ 右方向，上方向，右斜め上方向を考慮

④ 全方向が考慮

の 4 種類で，それぞれ推定を行った．

前半、後半それぞれの項の重みを決めるλの値に関しては、0.01 として推定を行った．

## 5. 推定結果

推定を行った結果を以下の表－1，表－2 に示す．モデル 1，モデル 2 それぞれについて推定を行った．結果として，どちらの場合においても Ridge 回帰を右，上方向考慮で行ったものが最も精度が高くなった．

Ridge 回帰と Lasso 回帰の比較としては、空間勾配行列をどのように考慮した場合も Ridge 回帰の方が精度が高く、空間勾配行列を考慮しない場合は同様の精度を示した．

また空間勾配行列については、隣合うメッシュを考慮した場合の方が、考慮しない場合よりも高い精度が得られた．全方向考慮よりも右、上方向考慮の方がより高い精度が得られた．

表－1　モデル 1 における精度比較

| | RMSE | |
|---|---|---|
| 空間勾配行列 | Lasso | Ridge |
| 考慮せず | 7.493998 | 7.493999 |
| 右，上方向 | 3.089182 | 2.048922 |
| 斜め方向 | 3.763044 | 2.662881 |
| 全方向 | 4.313219 | 1.880573 |

表－2　モデル 2 における精度比較

| | RMSE | |
|---|---|---|
| 空間勾配行列 | Lasso | Ridge |
| 考慮せず | 3.433948 | 3.433948 |
| 右，上方向 | 2.449839 | 1.981997 |
| 斜め方向 | 2.818358 | 2.749165 |
| 全方向 | 2.457384 | 2.230674 |

## 6. まとめ

結果として、今回の推定では、Lasso 回帰よりも Ridge 回帰のほうが精度の高い推定ができており、予想とは異なる結果を示した．この要因として、仮定したモデルを一様な地盤としたことで重要度が異ならず、Lasso 回帰の利点が得られなかったことが考えられる．そこで、推定を行う際に平均値を考慮し、0 に近い状態の推定を行うことでデータのスパース性を高め、Lasso 回帰をより効果的に利用できるような改良を行う．また、実際のデータには誤差が含まれるため、ノイズを加えた観測データを推定し、Lasso 回帰、Ridge 回帰の比較、検討をさらに行う必要がある．

また、空間勾配行列に関しては、メッシュ同士を近づけすぎると、推定が平均値に近づいてしまうデメリットがあり、そのために全方向考慮よりも右、上のみ考慮が精度が高くなったと考えられる．どの方向を考慮することがもっとも精度が高いか、どのような法則があるのか、を様々なモデルを仮定しながら見つけていきたいと考える．

課題としては、平均値からの差を考慮したより正確な推定手法の作成、ノイズを加えた状態での Lasso 回帰、Ridge 回帰によるそれぞれの推定、また実際の地盤データを使用し、実データに対する適用性の確認が必要となると考える．

文献


1) 池田思郎（2005）：スパースモデリングと天文学，応用数理，vol.25，No.1，pp.15-19.

2) 朝比奈諒（2014）：圧縮センシングによる MRI 画像シミュレータの高速化，Medical Imaging Technology，vol.32，No.3，pp.212-221.

3) R. Tibshirani（1996）：Regression shrinkage and selection via the lasso，Journal of the Royal Statistical Society :Series B (Statistical Methodology)，vol. 58，No. 1, pp. 267-288.

# P42　四国南西部における九重第一降下軽石（Kj-P1）の分布とその産状

Distribution and properties of Kj-P1 Pumice Fall Deposit in southwest Shikoku.

○木村一成（(株)ナイバ），辻智大（(株)四国総合研究所），西坂直樹，大西耕造（四国電力(株)）
Kazunari Kimura, Tomohiro Tsuji, Naoki Nishizaka, Kozo Onishi

## 1．はじめに

四国には鬼界カルデラ起源のアカホヤ火山灰をはじめとする九州起源の広域テフラが複数分布しており，地層の時代決定において重要な役割を果たしている．また，広域テフラの分布は将来的な火山災害発生に対する被害予測を構築する場合などに役立てられる．

最近，四国各地で局所的に確認されているテフラについて広域テフラとの対比が行われており，そのうち四国南西部で確認される「小川テフラ」は，九州中部にある九重火山を起源とする約 5.4 万年前の噴出物に対比されている（熊原・長岡，2002）[1]．熊原・長岡（2002）によると，小川テフラは「現河床との比高約 8m の低位段丘を覆う崖錐堆積物中に挟まれる．」「姶良 Tn テフラと小川テフラ間の崖錐堆積物の層厚は 180cm である．」「層厚 20cm，中～細粒砂サイズの結晶質降下軽石層である．色調は黄褐色を呈し，降下ユニットは認められない．火山灰層中には非火山性の細粒砂が混入する．」とされている．しかし，この小川テフラの 2 箇所の模式地露頭はどちらも道路改良工事に伴う切土によって失われており，現在は模式地においてテフラの産状を観察することはできない．今回，この小川テフラ模式地周辺において，Kj-P1 に対比されている小川テフラの分布，産状を確認し層厚および粒度等の情報を得るために現地踏査，ボーリング調査を行い，小川テフラと同様に九重第一降下軽石（Kj-P1）に対比できる可能性の高い層準を発見したことから，その分布と産状やその特徴について報告する．

## 2．地形地質概要

調査地は四国南西部の高知県宿毛市周辺地域である．熊原・長岡（2002）による模式地露頭は宿毛市内にあり，それぞれ篠川中流域（模式地①），松田川中流域（模式地②）に位置する．Kj-P1 は低位段丘面（L 面）付近に認められるとされている[1) 2)]．

調査地周辺の地形は全体に中起伏山地となっている．この山間部を四万十川水系および松田川水系の河川が流下しており，河川沿いの段丘は発達するものの規模の大きな平野は認められない．

地質としては，四万十帯に属する砂岩および泥岩が基盤岩として分布する．基盤岩の上位には，山裾部では崖錐性の角礫を主体とする堆積物，河川付近では段丘性の円礫主体の堆積物が認められる．

## 3．調査方法

熊原・長岡（2002）によって示された層厚 20cm の小川テフラが分布する箇所は低位段丘面より約 60cm 上方で，AT テフラの 180cm 下方と報告されていることから，小川テフラ模式地周辺を中心に同様の地形条件を示す箇所で現地踏査を実施した．

また，小川テフラ模式地①で，小川テフラと同層準のテフラ層を採取するためにボーリング調査を実施した．調査ボーリングは，姶良 Tn テフラの分布が認められる露頭（模式地①）の近隣で 2 孔実施した．

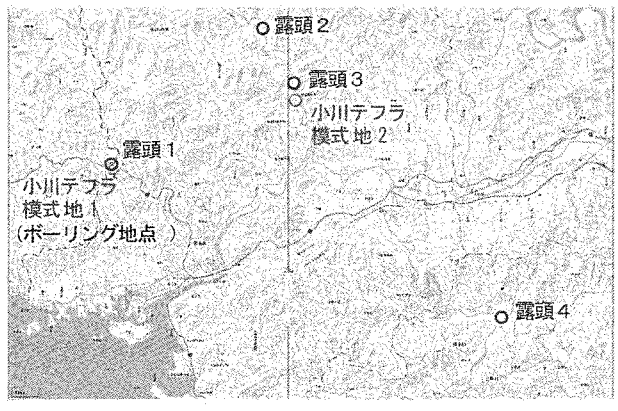
今回，調査地周辺における Kj-P1 相当のテフラを識別する手法の 1 つの試みとして，露頭およびボーリングコアの帯磁率測定を行った．帯磁率測定には携帯型帯磁率測定器 ZH instruments SM-30 を使用した．

## 4．調査結果

〔現地踏査結果〕

現地踏査の結果，模式地周辺において新たに 4 箇所で Kj-P1 相当のテフラを確認した（図－1）．

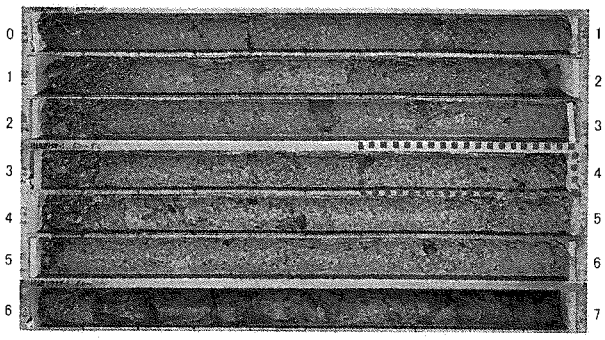
今回確認されたテフラは，いずれも礫質堆積物内の基質部にφ1mm 程度の角閃石が混じる産状で確認された．露頭では一見すると火山灰混じりであることがわかりにくいものの，詳細に観察すると周辺の堆積物よりも角閃石の混入が多い層準が目視で確認できる．




図－1　露頭位置図（地理院地図に加筆）

〔ボーリング調査結果〕

Kj-P1 相当のテフラは姶良 Tn テフラの下位に確認され，礫質の崖錐性堆積物の基質中にφ1mm 程度の角閃石を主体とする重鉱物を周辺の堆積物より多く含む産状が認められ，その肉眼での層厚は 2 孔とも約 30cm であった（図－2，図－3）．



図－２　ボーリングコア（No.1 孔）のコア写真
（囲い部は Kj-P1 含有部）

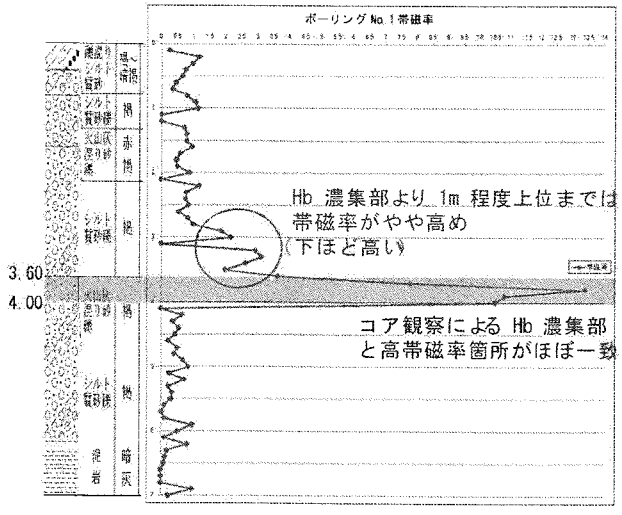


図－３　Kj-P1 含有部の拡大写真
（図－２の GL.-3.9m 付近：コア径φ70mm）

〔帯磁率測定結果〕

小川テフラ模式地①で実施した２孔のボーリングコアを用いて 10cm 間隔で帯磁率測定を実施した．その結果，肉眼観察における基質部に角閃石等の濃集が認められる層準は他の深度よりも高い帯磁率を示した（図－４）．

ボーリングコアにおける帯磁率変化は，Kj-P1 を含まない下位層とテフラ含有層の境界部で急変し，テフラ含有層では高い値を示す．テフラ含有層の直上部ではテフラを含まない他の層準よりもやや高い値を示し，徐々に低い値となりテフラ含有層よりも 1m 程度上位から浅部では安定した値となる傾向を示した．




図－４　ボーリングコア（No.1 孔）の帯磁率測定結果

ボーリングコアで確認された帯磁率変化の現地での適用可能性を確認するために，露出条件の良好な露頭において野外での帯磁率測定を実施した．その結果，ボーリングコアで確認された帯磁率変化と同様の傾向が認められた．

## 5．考察

今回，四国南西部の Kj-P1 に対比される小川テフラの既存報告地域において，模式地以外の箇所で同じものと思われるテフラ層を確認した．

この Kj-P1 相当層は，礫質堆積物の基質中にφ1mm 程度の角閃石を主体とする重鉱物の濃集層として周辺の堆積物と区別される．この角閃石等を含む層準の層厚は30~40cm程度であるが，礫質堆積物が主体であり，降下ユニットそのものであるかは疑わしい．

ボーリングコアの帯磁率測定結果からは崖錐堆積物とテフラ含有層の区別は明確に可能であるが，テフラ含有層から上位 1m 程度は帯磁率が徐々に低下しており，これは磁性鉱物の含有量が漸移的に低下していることを示しているものと思われる．

これらの結果から，現在確認されている層厚 30cm 程度の Kj-P1 を含む層準は，Kj-P1 降下後に降下テフラと現地性の堆積物が混合することで形成された二次堆積物であると推定され，この層厚は当地域における Kj-P1 降下層の厚さそのものを示しているものではないと思われる．

## 6．まとめ

今回，四国南西部において，現在失われた模式地露頭近隣および周辺地域で Kj-P1 相当のテフラを含む露頭を新たに４箇所で確認した．また，模式地近隣において実施した調査ボーリングコアから模式地に分布していたものと同じと思われるテフラ層準を確認した．

当地域の Kj-P1 相当層は，崖錐性の礫質堆積物の基質中にφ1mm 程度の角閃石などの重鉱物を含む濃集層として確認される．

Kj-P1 を含む層準では，周辺の地層と比べ，極端に高い帯磁率を示す．このことを利用して，肉眼鑑定でテフラを含有するか判断しにくい地層について，テフラ含有層の区別をすることが可能と考えられる．

今後，実際の Kj-P1 降下層の厚さの推定を行う必要があると思われる．

## 文献


1）熊原康博，長岡信治（2002）：四国南西部，松田川流域における九重第一テフラの対比と低位段丘の年代，第四紀研究，41，(3)，p 213-219.

2）熊原康博（2002）：四国南西部，僧都川および松田川流域における中期更新世以降の地形発達と地殻変動，地理学評論，75-9，553-570.

# P43. 東北地方太平洋沖地震 3.11 津波堆積物中の珪藻化石の分布調査

Investigation of diatom distribution in tsunami deposits of 3.11 Tohoku earthquake

○濱田 崇臣, 吉井 匠, 佐々木俊法, 松山昌史, 田中姿郎, 伊藤由紀(電力中央研究所),
奥澤康一（大林組), 渡邊雅一（セレス）
Takaomi Hamada, Takumi Yoshii, Toshinori Sasaki, Masafumi Matsuyama, Shiro Tanaka, Yuki Ito,
Koichi Okuzawa, Masakazu Watanabe

## 1. はじめに

津波堆積物の有無・性状は，過去に発生した津波の広域的な到達範囲やそれぞれの地点での浸水域の推定における，ほぼ唯一の直接的な証拠といえる．このため，津波堆積物の正確な認定は重要である．

津波堆積物を認定する基準の一つに，珪藻遺骸がある．珪藻は，多様な種が，海水から淡水までの異なる塩分濃度に適応して生活するため，津波堆積物の認定の基準として，イベント堆積物中の遺骸群集が調べられることが多い[1]．しかし，津波堆積物と判断できる群集組成の明確な基準となるものはない．この理由としては,津波堆積物とされるものが多様であることと，確実な津波堆積物に関する情報が少ないことが挙げられる．

東北地方太平洋沖地震では，東北地方から関東にかけての太平洋岸の広い範囲に津波が到達し，津波堆積物が形成されたことが報告されている[2, 3]．広域に渡って形成された津波堆積物は，それぞれの地点での津波規模および地形特徴などにより，多様な性状を持つものと推定される．

本調査・分析は，津波により形成されたことが確実な，多様な津波堆積物に含まれる珪藻群集を明らかにし，津波堆積物の認定の際の基準を考える上での基礎的な情報を得ることを目的として実施した．

## 2. 調査・分析の対象と分析方法

調査・分析対象は，2011 年 3 月 11 日に生じた東北地方太平洋沖地震による津波浸水域[4, 5]で堆積した津波堆積物である．調査・試料採取は，2012 年の 8 月～11 月にかけて行い，青森県三沢市から千葉県山武市に至までの,津波規模および地形特徴の異なる 19 地点から採取した[6]（図-1）．

各地点では，基本的には，グリッド状に 9 箇所程度で試料採取を行った．すなわち，津波浸水域のうち，海岸線に平行に最も海岸に近い部分で 3 箇所，それに平行にやや内陸側に入った部分で 3 箇所，最も内陸側に入った部分で 3 箇所である．

試料は，堆積物の性状の層位的変化を明らかにするために，深度ごとに分析した．珪藻分析においては，表層 3cm およびその下位の 3cm（深度 3～6cm）の試料を分析対象とした．珪藻群集の観察は，堆積物試料を薬品処理し，スライドガラスに封入して得たプレパラートを対象に，光学顕微鏡で行った．

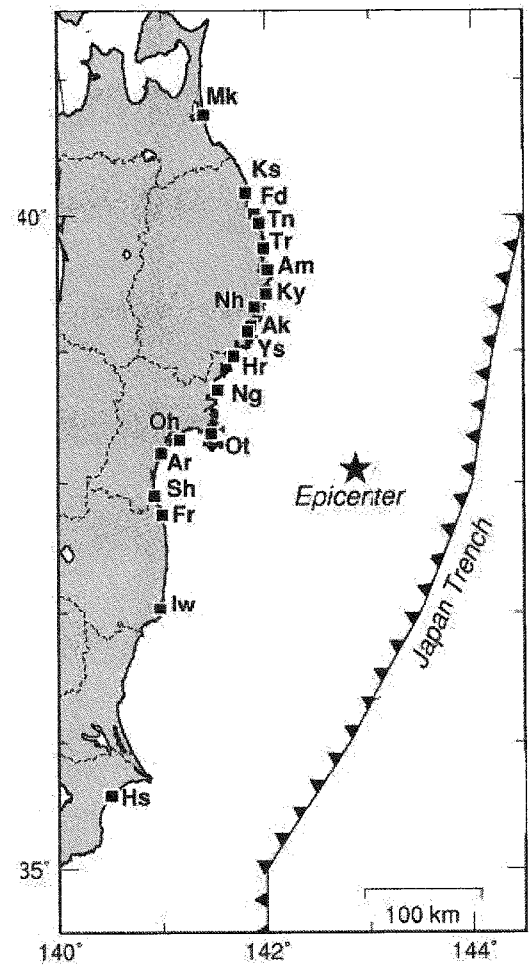



図-1 津波堆積物試料採取地点と東北地方太平洋沖地震の震源位置

## 3. 分析結果と考察

### 3. 1 産出珪藻の平面的分布の特徴

調査を行った 19 地点すべてにおいて，珪藻が産出した．いずれの試料も淡水生種が優占しており，津波堆積物であっても，海生種は少なく，含まない試料も少なくない．ただし，汽水生種も含めると，海水の影響を示す珪藻は，わずかながら混じっており，淡水生種のみからなるものはほとんど見られない．

一方，津波堆積物がほとんど堆積していないと判断された箇所においても，浸水域では汽水生種および海

生種が産出した．仙台平野で採取した試料では，沿岸部の箇所で海生種が産出し，内陸部に向かうに従って，海生種の産出が減少する（図-2）．内陸部の Ar-7, 8, 10, 11 では津波堆積物は，ごく表層（厚さ 1cm 未満）に存在する程度であるが，汽水生種が産出しており，また 1 個体であるが Ar-8, 11 では海生種が産出した．

沿岸に近い箇所において海生ないし汽水生の種が多く産出し，内陸側に向かってこれらの産出が減少する傾向は，他の地点においても不明瞭ながら認められる．このような津波浸水域における平面的な珪藻の産出状況は，海生種・汽水種が津波の遡上により運搬・堆積していることを示していると考えられる．

### 3. 2 産出珪藻の堆積物中における層序的特徴

3cm 以上の層厚を持つ津波堆積物の珪藻群集は，多くの箇所で，表層（0～3cm）よりもやや深い層準（3～6cm）で海生種の産出率が高い傾向が認められた．この理由については，明確ではないが，少なくとも津波堆積物の認定において重要な海生種の堆積に関して，珪藻と砂との比重差による堆積のタイミングのズレは顕著ではないと考えられる．

今回の報告では，津波堆積物の最も表層の部分とその直下の層準に限定している．このため，より下位の層準での珪藻群集についてのデータが得られていない．珪藻が津波堆積物中の砕屑物のうち，どの粒度のものに類似した挙動を取っているのかについては，不明である．また，津波堆積物表層において海生種の産出が多くなっている箇所もあり，堆積物の層相・堆積構造と関係を今後詳細に検討していく必要がある．

### 3. まとめ

本調査・分析により，海生・汽水生珪藻が，津波により運搬され，津波堆積物が殆ど残されていない浸水域にまで達していることが確認された．また，津波堆積物の認定に重要な海生・汽水生珪藻が，比較的速やかに堆積し，津波堆積物に保存されていることが確認された．従って，津波堆積物の認定において，海生あるいは汽水生の珪藻の存在は，信頼性のある指標であると考えられる．

一方で津波堆積物であるにも関わらず，海生珪藻種が残されていない試料もある．これは，単一試料による津波堆積物の認定には，限界があることを示す．今後，津波堆積物形成時における海生・汽水珪藻種の移動・堆積の詳細を明らかにすることにより，信頼性の高い，適切な津波堆積物認定法の構築を目指す．

### 文献


1) 澤井（2012）：地質学雑誌，118，535-558.
2) Goto *et al.*（2011）：Marine Geology, 290, 46-50.
3) 藤原ほか（2012）：第四紀研究，51，2，117-126.
4) 原口・岩松（2011）：古今書院，p. 167.
5) 原口・岩松（2011）：古今書院，p. 97.
6) 吉井ほか（2014）：日本地球惑星科学連合大会予稿集，MIS23-P02.

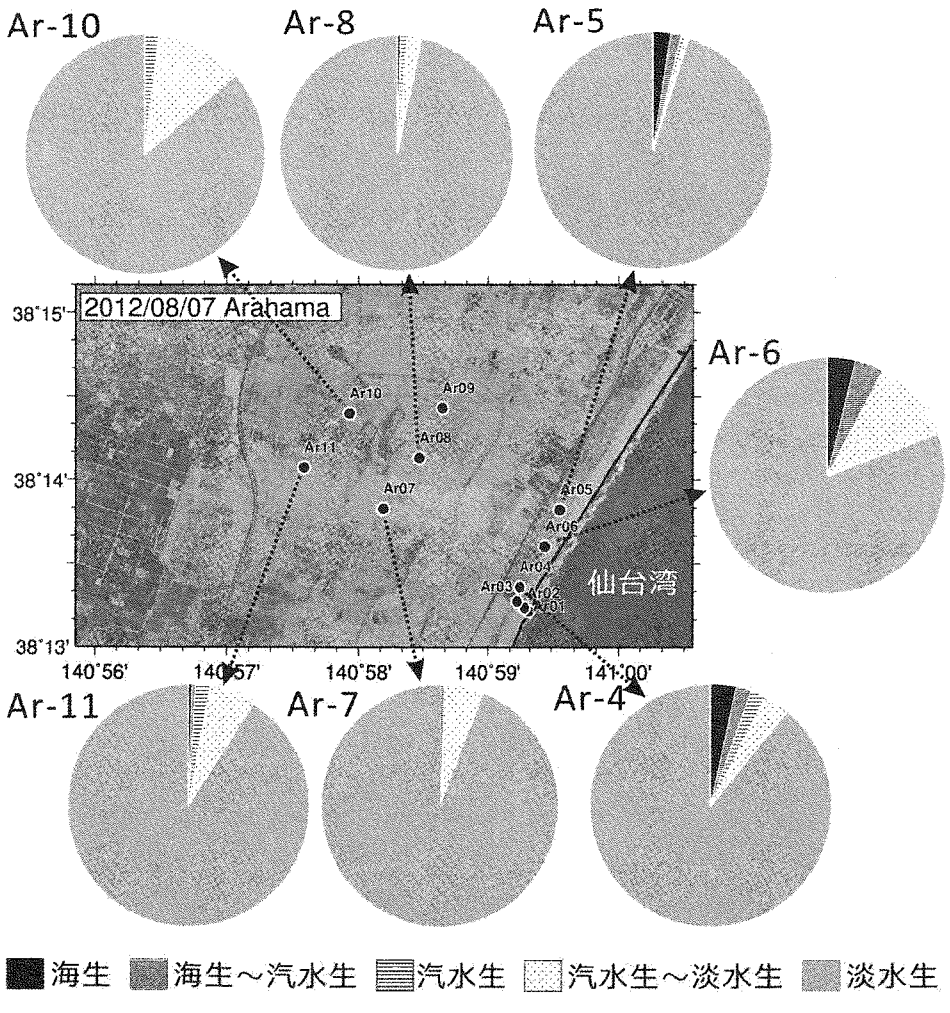




図-2 仙台平野（荒浜）における津波堆積物試料採取地点と産出珪藻群集（空中写真は，国土地理院 平成 23 年 5 月 26 日撮影のものを使用）

# P44. 陸上付加体に発達する断層の摩擦発熱温度評価

Quantitative estimation of frictional heating temperature of thrust faults in the accretionary complex

○大久雅貴，向吉秀樹（島根大学）金木俊也，廣野哲朗（大阪大学）
Masaki Oku, Hideki Mukouyoshi, Syunya Kaneki, Teturo Hirono

## 1. はじめに

地震発生時の断層面での摩擦発熱温度は，断層の剪断応力や滑りの距離に強く影響を受けることが分かっている．そのため地震の震源付近の断層の挙動や滑り距離を推定する上で摩擦発熱温度を推定することは重要である．

これまでの陸上付加体を対象とした断層岩研究により，陸上付加体の1つである四万十帯において，地震の化石とされるシュードタキライトが発見され，過去の海溝型地震を引き起こしたプレート境界断層および巨大分岐断層が地表に露出していると考えられるようになった（例えばMukouyoshi et al.,2006）．シュードタキライトが発見されている巨大分岐断層においては，シュードタキライトに含まれている残存鉱物の組み合わせから，約650～1100℃という摩擦発熱温度が推定されている（Mukouyoshi et al.,2006）．しかし，シュードタキライトを含まない巨大分岐断層については，摩擦発熱温度の評価はほとんど行われていない．プレート境界断層や巨大分岐断層における摩擦発熱温度の見積りは，摩擦溶融に伴う潤滑や熱圧化に伴う劇的な摩擦強度の低下による巨大滑り，すなわち津波を伴う断層滑りを理解する上で非常に重要である．

近年，断層岩中に含まれる炭質物のラマンスペクトルが地震発生時の摩擦熱検出の指標となりうることが分かってきている．そこで本研究では，シュードタキライトを含まない巨大分岐断層に焦点を当てて，断層岩中の炭質物のラマン分析により摩擦発熱温度の定量的評価を行うことを目的とした．

## 2. 地質概要

調査地域は付加体である四万十帯であり，四国の四万十帯は安芸構造線により白亜系の北帯と古第三系の南帯に大別されている．本調査地域は四国南西部高知県中土佐町久礼大津崎周辺である．大津崎周辺には上部白亜系四万十北帯の下津井層，久礼メランジュ，野々川層が分布している．下津井層，野々川層はともに砂岩，頁岩で構成されており，久礼メランジュは泥岩基質中に砂岩，チャート，玄武岩などをブロック状に取り込んでいる．この地域には，地下2.5-5.5km深度で形成されたと考えられている巨大分岐断層の複数の断層露頭が報告されている（Mukouyoshi et al.,2006）（図1）．これらの断層のうち，1つの断層からシュードタキライトが報告されている（Mukouyoshi et al.,2006）．

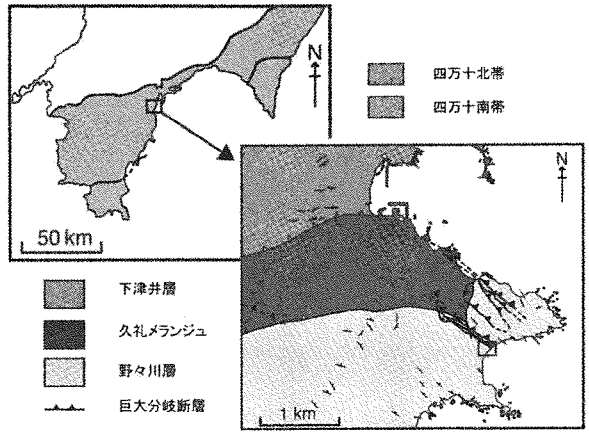



図1 調査地域周辺の地質図（Kaneki et al.,2016を修正）

## 3．調査方法

本研究では調査地域において野外調査を行い，露頭の観察，スケッチ，ルートマップの作成を行った．またシュードタキライトが発見されている巨大分岐断層の周囲で見られた4地点の巨大分岐断層において，最もすべりが集中していると思われる場所で断層岩試料の採取を行った．断層岩試料は，東側からF1~F4として研磨片，薄片を作成した．それぞれ微細構造の観察を行うとともに，薄片ではラマン分光分析を行い，摩擦発熱温度の推定を行った．摩擦発熱温度の推定にはKaneki et al.,(2016)で求められた同地域の母岩の炭質物を50℃/mで昇温し100℃~1000℃の加熱実験を行ったラマンスペクトルの値と，今回測定した断層の炭質物のラマンスペクトルの値のピークの強度比(ID/IG)，面積比(AD/AG)をとり，比較を行うことで，被熱温度の見積りを行った．

## 4．結果

本調査では18条の断層を観察した．観察された断層は主に北西走向を示しており30~60℃北東に傾斜していた．逆断層センスの複合面構造を示す断層がいくつか確認できた．

F1の断層は砂岩と頁岩の境界に見られ，黒色のすべり面を有していた．薄片下ではカタクレーサイトやウルトラカタクレーサイトを確認した．ラマンスペクトルの値は主剪断面で強度比0.548，面積比1.703という値を示した．F1ではラマンスペクトルの1800 $cm^{-1}$付近の縦軸の値に違いがあった．主剪断面では値が低く1000 $cm^{-1}$の地点と近い値を示しているが，母岩(砂岩)では値が高く右肩上がりのようなラマンスペクトルになっていることが分かる（図4）．F2の断層は緑色頁

岩と砂岩を含む黒色頁岩の境界に見られ，露頭で逆断層センスの複合面構造をよく確認することができた．薄片下では古いカタクレーサイトに新しいカタクレーサイトが注入している様子などが確認できた．ラマンスペクトルの値は主剪断面で強度比 0.585，面積比 1.550 という値を示した．F3 の断層は砂岩と砂岩を含む黒色頁岩の境界で見られ，研磨片において逆断層センスの複合面構造がよく見られた．薄片下ではリーデル剪断面も観察することができた．ラマンスペクトルの値は主剪断面で強度比 0.545，面積比 1.505 という値を示した．F4 の断層は砂岩を含む黒色頁岩中に見られ，研磨片では鉱物脈が多く見られた．薄片下では逆断層センスの複合面構造を確認することができた．F1~F4 から得られたラマンスペクトルの強度比(ID/IG)，面積比(AD/AG)を加熱実験の値と比較を行った結果，どの断層においても温度上昇を証明するような値は見られず摩擦発熱温度の推定はできなかった．

## 5．考察

温度推定を行えなかった要因として加熱実験で示された強度比(ID/IG)，面積比(AD/AG)の値は 500℃以下の温度で変化が少なく 600℃を超えた辺りから値が高くなる．つまり，今回測定した断層が 600℃以上の温度を経験していないことが考えられる．しかし，F1 の断層についてはラマンスペクトルに違いが見られたため，加熱実験で求められた中でも形状に変化が見られる 500℃~700℃のラマンスペクトル（図 5）と比較を行った．その結果 F1 の主剪断面は 600℃のラマンスペクトルと調和的であり，600℃の温度を経験していると考えられる．

## 6. まとめ

本研究では高知県四万十付加体中に発達している F1~F4 の巨大分岐断層の摩擦発熱温度の推定を行った．F1 では地震発生時の摩擦発熱温度が約 600 ℃であると推定された．しかし F2~F4 では地震時の摩擦発熱による温度変化を推定することはできなかった．ラマンスペクトルを用いた断層の摩擦発熱温度の推定は未だ発展途上であり，ラマンスペクトルを断層の摩擦発熱温度推定の指標として確立するためには，低熟成度の炭質物のラマンスペクトルから熱異常を検出する方法，炭質物の加熱実験の方法，炭質物の熱熟成による変化をさらに明らかにしていく必要がある．

## 文献


1) Hirono, T., Maekawa, Y., Yabuta, H., 2015. Investigation of the records of earthquake slip in carbonaceous materials from the Taiwan Chelungpu fault by means of infrared and Raman spectroscopies. Geochem. Geophys. Geosyst. 16, 1233–1253.

2) Kaneki,S.,Hirono,T.,Mukoyoshi,H.,Sampei,Y.,Ikehara ,M.,2016 Organochemical characteristics of carbonaceous materials as indicators of heat recorded on an ancient plate-subductionfaultGeochem. Geophys.Geosyst.2855-2868,doi:10.1002/2016GC006368.

3) Mukoyoshi, H., Sakaguchi, A., Otsuki, K., Hirono, T., Soh, W., 2006. Co-seismic frictional melting along an out-of-sequence thrust in the Shimanto accretionary complex. Implications on the tsunamigenic potential of splay faults in modern subduction zones. Earth Planet. Sci. Lett. 245, 330–343.

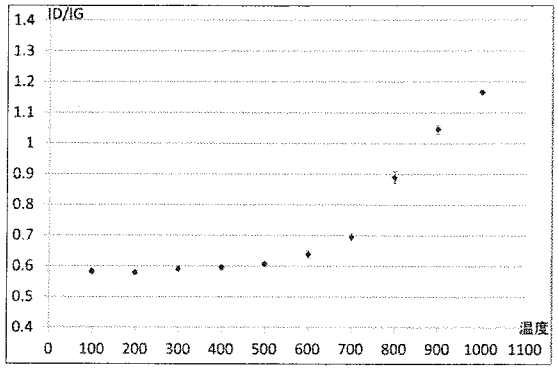




図 2 先行研究によって求められた加熱実験の ID/IG 比

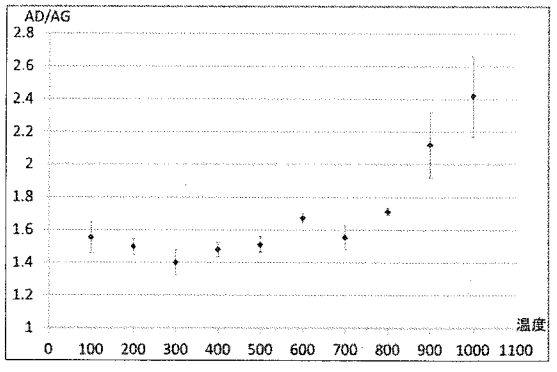



図 3 先行研究によって求められた加熱実験の ID/IG 比

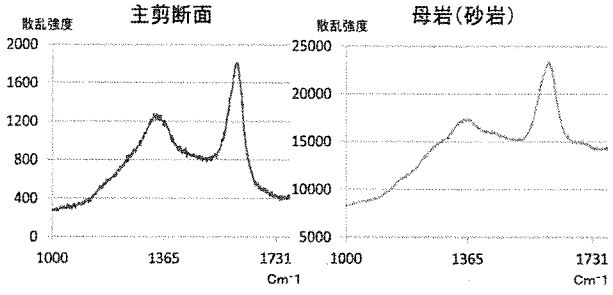



図 4 主剪断面および母岩のラマンスペクトル

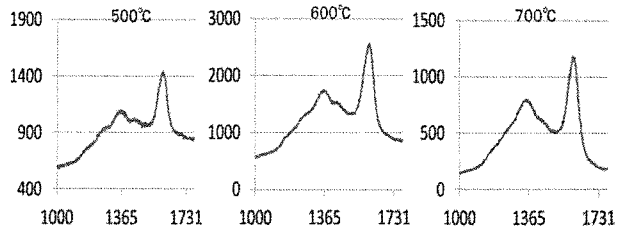



図 5 500℃~700℃の加熱実験を行ったラマンスペクトル

# P45.2000年鳥取県西部地震余震域と余震域外における断層の特徴の違いについて

Differences in characteristics of fault rocks between aftershock area and surrounding area

佐野達也（島根大学），内田嗣人（島根大学），向吉秀樹（島根大学）
Tatsuya Sano, Hideto Uchida, Hideki Mukoyoshi

## 1. はじめに

2000年10月6日に鳥取県と島根県の境界付近で気象庁マグニチュード（Mj7.3）の大規模な地震が発生した．この地震は2000年鳥取県西部地震と呼ばれ，明瞭なリニアメントが確認されていない地域で発生したこと，地表地震断層が現れなかったことから特異な地震であると言われている．

この地震の発生直後には，地震の余震域周辺における断層の特徴を明らかにすることを目的とした地表地質踏査が行われ，余震域に広がる小断層が西北西走向と北東走向に集中すること，その走向が北西走向に広がる余震分布とやや斜交する関係などが明らかとなった（小林ほか，2003）．さらに，2016年には，余震域における詳細な調査を行われ，約1000条の断層と多くのカタクレーサイトが確認された（内田，2016；山口，2016；山本，2016）．

また，余震域の周辺地域にも断層は多数確認されており，断層系が余震域の外側にも広がることが示唆された（小林ほか，2003）．しかし，その断層系がどれほど広がっているのか明らかではない．断層系の広がりを知ることは未成熟な断層が成長していく過程を知り，2000年鳥取県西部地震に限らず，他の地域の小断層を解明する糧となる．そこで，本研究では，断層分布と断層岩の特徴から2000年鳥取県西部地震に関係する断層系の広がりや余震域との相違点を明らかにすることを目的とし，調査を行った．

## 2. 調査地域の地質および地形概要

研究地域は，2000年鳥取県西部地震の余震分布に直交する，余震域から東に外れた西伯郡南部町東部から伯耆町までの地域である（図1）．調査地域周辺には，根雨花崗岩体と呼ばれる白亜紀後期～古第三紀の花崗岩類が広く分布する．本研究地域の根雨花崗岩体は，主に粗粒黒雲母花崗岩からなり，西部には斑状黒雲母花崗岩，アプライト質～ペグマタイト質花崗岩も部分的に見られる．北東部には鮮新世のかんらん石玄武岩と洪積世の河岸段丘堆積層である礫・砂および粘土も分布する．また，花崗岩を貫く玄武岩～安山岩質岩脈，アプライト脈，流紋岩質岩脈も存在する．また，調査地域東端の0.5 km東部には，杉山ほか（2005）によって判読された，NW走向の小町—大谷リニアメントが分布する（図1）．

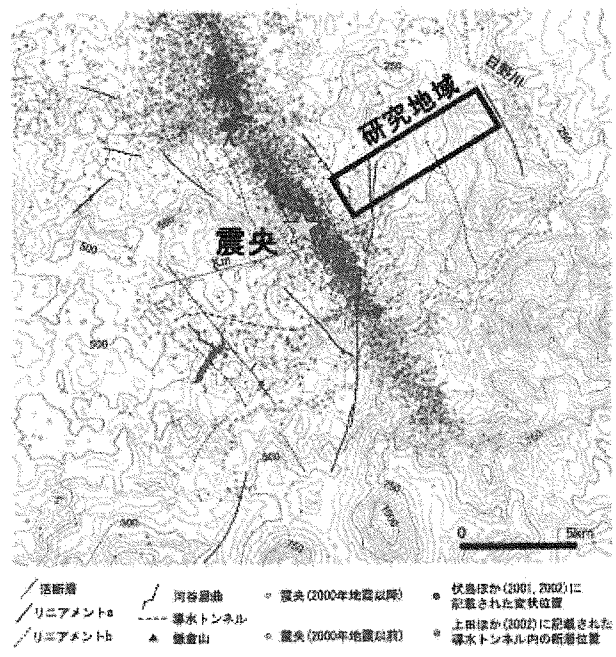



図1.余震分布とリニアメントの判読図
高田ほか（2003）に加筆

## 3. 研究結果

研究地域全域において，断層を722条確認した．研究地域の断層は小林ほか（2004）で報告されている余震域周辺に位置する日南湖リニアメント周辺の断層と違い，変位量の確認できる断層は少なかった．断層岩の種類は断層ガウジ・断層角礫・カタクレーサイトであり，多くは断層ガウジであった．断層岩幅は1mm～30cmであり，そのほとんどは1 cm程度であった．断層姿勢の卓越方向は調査地域西部において，N80°EとN40°W，中央部ではNE・NS・NW，東部ではN32°Wに走向が集中し，いずれも高角傾斜であった．また，肉眼での観察ではあるが，断層岩の色にも傾向が見られた．調査地域西部・中央部では，白色の断層岩が卓越していた．東部では桃色の断層岩が卓越していた．断層の姿勢と条線のみデータから古応力場を求めた結果，北北東と西北西に最小主応力と最大主応力がともに集中する結果を示した．

## 4. 考察

断層姿勢と断層岩の色の傾向から，調査地域西部・中央部では，2000年鳥取県西部地震の余震域に広がる

断層と同じ断層系に属していると考えらえる．調査地域東部では，走向が小町－大谷リニアメントと類似することや断層岩の色の傾向から他の地域との断層活動の活動度の違い（宮下ほか，2011）が考えられるため，小町－大谷リニアメントに関連する断層であると判断される．以上のことから2000年鳥取県西部地震の余震域に広がる断層系は，震央より東へ約7㎞広がっていると考えられる．

しかし，一般に断層が余震分布に直交する方向にこれだけの広がることは考えられにくく，調査地域西部・中央部では，別の形成史があるかもしれない．近年，山陰地方の一部の地域では，ひずみ集中帯と呼ばれる歪みが集中している地域が報告されており（西村ほか，2015），もし，この影響を受けているとするならば，本研究地域は2000年鳥取県西部地震との関連は希薄であると考えられる．

また，古応力解析では余震域で報告されているような南北・東西に応力が集中する結果（内田ほか，2017）とは少々異なるものの，2000年鳥取県西部地震余震域周辺の微小地震観測による古応力解析（Kawanishi et al.2009）と類似した集中を示した．今後さらに研究地域の詳細な調査をし，ひずみ集中帯と2000年鳥取県西部地震との関連を追及する必要がある．

## 5. まとめ

・722条の断層を確認した。

・調査地域西部・中央部の断層は、余震域の断層姿勢・色相との類似から，余震域の断層系に属する（震央から約7㎞離れた地点でも2000年鳥取県西部地震に関連を持つ断層が存在する）．

・調査地域東部は大谷リニアメントに関連する断層であると考えられる．

・本調査地域の断層はひずみ集中帯の影響によって形成された可能性がある．

・古応力解析は微小地震観測に類似する結果を示すものの，調査地域を再度詳細に見直したうえで，解析を行う必要がある．

## 文献


1）小林健太・相澤泰隆・梅津健吾・小山敦子・山本　亮，2003；2000年鳥取県西部地震の震源域における地質構造解析．活断層・古地震研究報告，産総研地質調査総合センター，no. 3，163－174.

2）小林健太・杉山雄一 2004；2000年鳥取県西部地震の余震域とその周辺における断層と断層岩-”未知の活断層”の検出に向けて．地質ニュース，no. 602，36-44.

3）宮下由香里・小林健太・伊藤順一・間中光雄・福士圭介・亀井淳志・渡部芳夫 2011；物質科学的手法による断層活動性評価手法の開発－鳥取県西部地震における研究事例－．地質学会第118年大会．T16-0-3.

4）西村卓也・高田陽一郎 2016；山陰ひずみ集中帯における最近の地殻変動と測地・地震・地質学的ひずみ速度の比較，地球惑星科学関連連合 2016 年連合大会

5）高田圭太，中田高，野原壮，原口強，池田安隆，伊藤潔，今泉俊文，大槻憲四郎，鷺谷威，堤 浩之 2003；震源断層となりうる活断層とリニアメントの検討-中国地方を事例として－，活断層研究 no. 23，77～91

6）内田嗣人（2016）；2000年鳥取県西部地震震央付近における断層系の分布解明，島根大学卒業論文

7）山口昌克（2016）；2000年鳥取県西部地震余震域南東部における断層分布の解明，島根大学卒業論文

8）山本康平（2016）；2000年鳥取県西部地震余震域北西部における断層分布および断層ガウジの色相，島根大学卒業論文

9）杉山雄一・宮下由香里・小林健太・佐藤　賢・宮脇明子・宮脇理一郎 2005；鳥取県西部，小町－大谷リニアメント系のトレンチ調査，活断層・古地震研究報告，no. 5, 115～138

10）Rie Kawanishi・Yoshihisa Iio・Yohei Yukutake・Takuo Shibutani・Hiroshi Katao（2009）；Local stress concentration in the seismic belt along the Japan Sea coast inferred from precise focal mechanisms: Implications for the stress accumulation process on intraplate earthquake faults，Journal of Geophysical Research: Solid Earth，Volume 114，Issue B1，January 2009

# P46. 2000年鳥取県西部地震余震域南東部における断層系の分布および断層岩の特徴解明

○高松洋太，内田嗣人，向吉秀樹（島根大学）
Yota Takamatsu, Hideto Utida, Hideki Mukoyoshi,

## 1. はじめに

2000年鳥取県西部地震は米子市南方で発生した気象庁マグニチュード（Mj）7.3の巨大地震である．この地震はあらかじめ知られていなかった断層の変位で発生した内陸地震である。この地震の余震は北西－南東方向に分布している．

地震発生後，堤ほか（2000）や井上ほか（2002）によって，空中写真判読による左横ずれを示す推定活断層やリニアメント群が判読された．また，地表踏査でそれらに沿った多数の断層露頭の存在が示された．これらの先行研究では，断層の性状に基づいた形成時期等の区分がされず，震源断層との関係についても不明な点が多く残された．小林ほか（2003）では，井上ほか（2002）の調査よりも広い範囲を調査し，震源断層直上に分布する断層の性格付けを行った．彼らは余震域を北西部，中央部，南東部の3つの地域に分けて断層の姿勢を示し，結果として北西部，中央部ではおよそN64W, N65E走向の2つに卓越しているのに対し南東部では，N26W，N57W走向の2つに卓越することを示した．この断層走向の卓越方向の大きな変化について断層成熟度の違いなどが示唆されているが，断層岩の違いなどについて十分には明らかにされていない．

そこで本研究では，余震域南東部において，詳細な断層調査を行い，断層の分布および断層岩の特徴を明らかにするとともに他の余震域との違いについて考察することを目的とする．

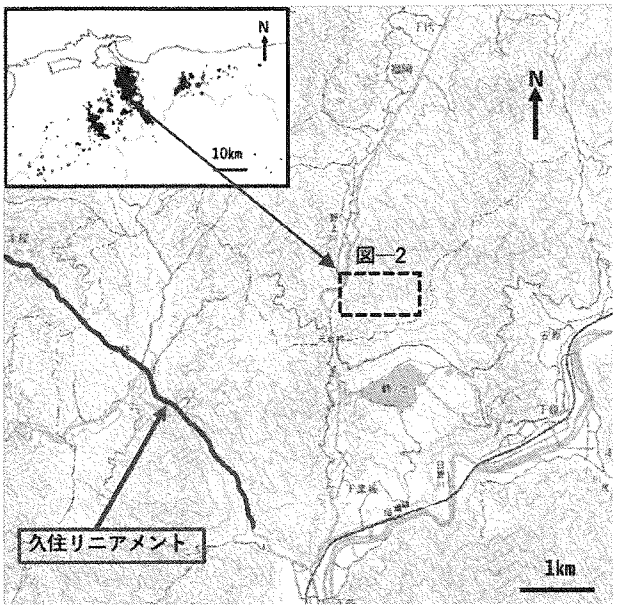
## 2. 地質概要

本調査地域は鳥取県西部の日野町と伯耆町の境界に位置している（図—1）．調査地域周辺には，主に白亜紀後期から古第三紀の花崗岩類が分布している．花崗岩類は主に粗粒黒雲母花崗岩からなり，一部でアプライト質の花崗岩や玄武岩および安山岩質の貫入岩が分布している．

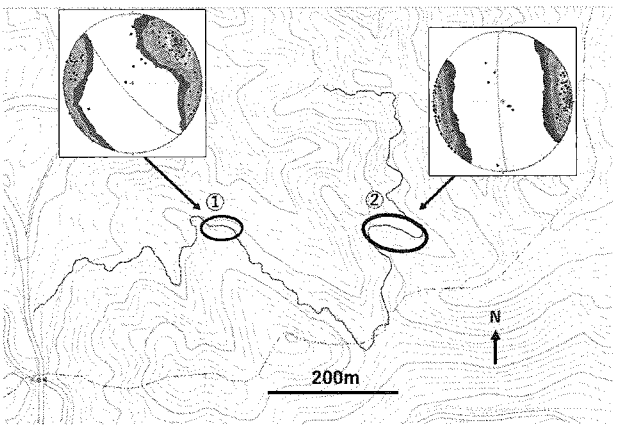
本調査地域の西端付近には，井上他（2002）によって活断層として設定されている久住リニアメントが発達している．

## 3. 調査方法

余震域南東部の林道において地質踏査を行い，断層露頭の分布や断層岩の産状を記載した．評価を一定にするためワークシートにそれらの情報を記載した．また薄片観察から断層岩微細構造を記載した．




図—1 余震分布図，調査地域の地形図，気象庁一元化データに加筆，鳥取県地理情報公開システムの地形図に加筆．




図—2 林道ルートで確認される断層集中帯とその姿勢．鳥取県地理情報公開システムの地形図に加筆．

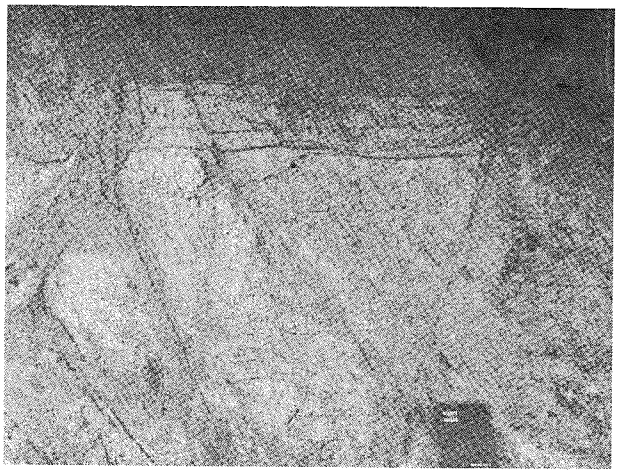
## 4. 調査結果

図—2に示す林道において274条の断層を確認した．林道の一部に断層が密集している地点が2か所確認された．

断層集中帯①

この地点ではではアプライト質花崗岩が分布しており，厚さ約0.1～1 cmで白色や桃色を呈するカタクレーサイトが多く認められた．また2方向の断層の切断関

係が多くみられ，NE 走向と NW 走向の断層が相互に切断している様子がみられた．（図－3）全体としては N42°W 走向の断層が卓越していた．



図—3　アプライト質花崗岩中に発達する断層

断層集中帯②

この地点では，粗粒黒雲母花崗岩が分布しており，断層集中帯①と同様に 0.1～1 ㎝で白色や桃色を呈するカタクレーサイトが多くみられた．また N80°E 走向の断層がおよそ NS 走向の断層を多く切っているのが確認された．全体として N5°W 走向の断層が卓越していた．



図—4　断層集中帯　粗粒黒雲母花崗岩　切断関係

## 5. 議論

2 つの断層集中帯は断層の走向が大きく異なるが，断層岩はいずれも厚さ約 0.1～1cm で白色や桃色を呈するカタクレーサイトであり，断層岩の特徴に違いは認められなかった．断層集中帯①は余震域の直上に位置しており，堀川ほか（2001）の鳥取県西部地震，震源断層モデルの N38°W90°とおよそ一致している．このため断層集中帯①は余震域の断層系と関りがある可能性がある．断層集中帯②は断層集中帯①と断層姿勢が異なるため別の断層系に属している可能性がある．

小林ほか（2003）で報告されているカタクレーサイトは黒雲母の塑性変形が特徴的な面状カタクレーサイトであり、本研究地域で観察されたカタクレーサイトはほとんどが面構造を有していない，幅の小さい小規模なカタクレーサイトであった．

## 6. まとめ

今回紹介した林道の断層のうち，特に断層集中帯①は 2000 年鳥取県西部地震余震域の直上に発達しており，同地震と関係している可能性が高いと思われる．

今回観察されたカタクレーサイトは小林ほか(2003)で報告されたカタクレーサイトとは異なる産状であった．

## 文献


1）小林健太・相澤泰隆・梅津健吾・小山敦子・山元亮（2003）：2000 年鳥取県西部地震の震源域における地質構造解析，活断層・古地震研究報告，No. 3，p. 163－174，2003

2）小林健太・杉山雄一（2004）：2000 年鳥取県西部地震の余震域とその周辺における断層と断層岩－“未知の活断層”の検出に向けて，地質ニュース 602 号，36－44 頁，2004 年 10 月

3）井上大榮・宮腰勝義・上田圭一・宮脇明子・松浦一樹（2002）：2000 年鳥取県西部地震震源域の活断層調査，地震　第 54 巻（2002），第 2 輯，557 - 573 頁

4）相澤泰隆・小林健太・梅津健吾・山本　亮（2005）：2000 年鳥取県西部地震の余震域およびその周辺に分布する断層岩類，地質学雑誌　第 111 巻　第 12 号　737－750 ページ，2005 年 12 月

5）堀川晴央・関口春子・岩田知孝・杉山雄一（2001）：2000 年鳥取県西部地震の断層モデル，活断層・古地震研究報告，No.1，p.27－40，2001

# P47. 北海道羊蹄火山西側山麓の地形地質と地山評価

Geology and Topography in western part of Yotei Volcano, Southwest Hokkaido, Japan

○上野　光，境　拓哉，外山　真(鉄道・運輸機構)，上澤真平(電力中央研究所)，太田岳洋(山口大学)，
岡本直人(基礎地盤コンサルタンツ)，中川光弘（北海道大学）
Hikaru Ueno, Takuya Sakai, Makoto Toyama, Takehiro Ohta, Shinpei Uesawa, Naoto Okamoto, Mitsuhiro Nakagawa

北海道南西部に位置する羊蹄火山は，美しい円錐状の成層火山であるが，少なくとも山体崩壊を2回発生[1]させており，西麓に多数の流れ山を伴う厚い岩屑なだれ堆積物が分布する．

北海道新幹線は，ニセコ付近より羊蹄火山西麓を約10km のトンネルで通過し，倶知安に至るルートで建設される．今回トンネル建設に先立ち，航空機による航空レーザー測量，現地踏査，ボーリング，トレンチおよび電気探査等を実施し，羊蹄火山西麓の地形地質を精査したので概況を報告する．

## 1．調査結果

### 1-1 航空レーザー測量

地形図や航空写真および踏査に比べ，溶岩流，側火口や流れ山等の火山地形を詳細に確認できた(図-1)．トンネルルートの地形は，平坦な北部，溶岩流と流れ山の顕著な中部，流れ山の点在する南部に3区分できる．

### 1-2 ボーリングコア

北部は主に火山噴出物（礫，砂等），シルトで，安山岩礫や有機物を含む．中部は，上位に最大厚20mの比較的硬質な発泡跡のみられる安山岩（溶岩），その下位に火山噴出物主体で，切れ長数10cm～数mの硬質な安山岩や黒～赤褐色の火山灰～砂，一部で多量の軽石を伴う火砕流堆積物を確認した．南部は，火山噴出物（砂，シルト等）を主体とし，有機物や切れ長数10cmの安山岩を一部挟在する．

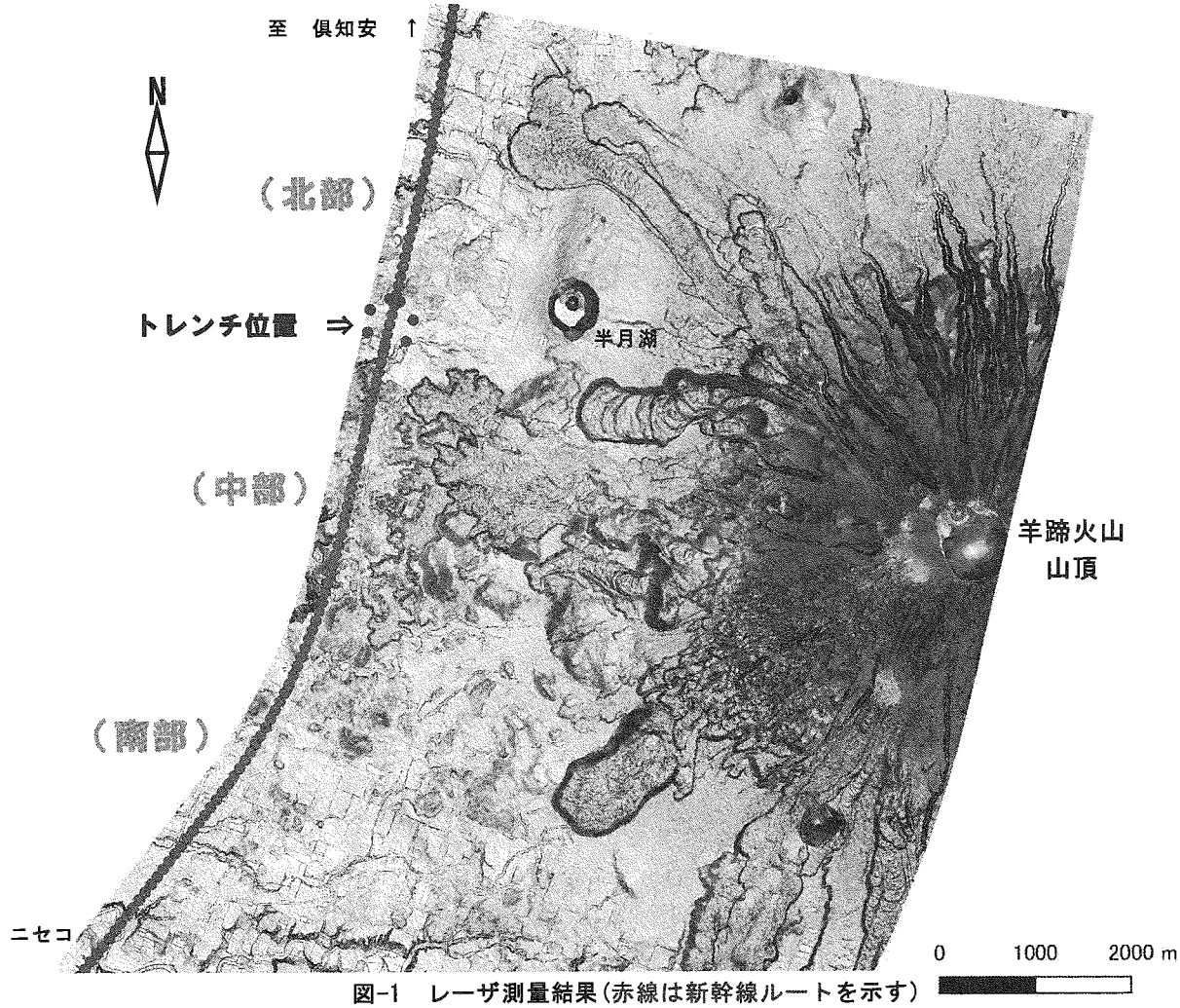



図-1　レーザ測量結果（赤線は新幹線ルートを示す）

### 1-3 トレンチ調査

トンネルルート直上において（**図-1**），深度 4m×延長 50m にわたり掘下げ，地質状況を確認した．トレンチ南端部には比高 10m 程度の流れ山が分布する．

トレンチでは，主に砂．シルト，一部有機物を挟在する浅海～湖成堆積物，黒色～赤褐色の火山灰や火山礫よりなる軟岩状に溶結した火山角礫岩，最大径 3m の安山岩岩塊を含む多数の硬質安山岩岩塊を確認した(**図-2**)．大岩塊は火山角礫岩に随伴して分布する傾向がみられるが，岩塊の径や量が流れ山との位置や距離に依存する等の関連性は認められなかった．

### 1-4 電気探査

トンネルルートに沿って探査を実施し，ルート北部～中部にかけて 10 箇所程度の高比抵抗部を検出した．比抵抗は尾根部の地表付近で大きく，深度増加に従い低下する傾向がみられる．

## 2. 地質区分

本地域の地質は，主にボーリングコアとトレンチ結果を基に，羊蹄火山活動履歴を考慮して区分した．

地質は，土石流堆積物や泥流堆積物等を含む浅海～湖成堆積物と，同時異相関係にある古羊蹄山噴出物，岩屑なだれ堆積物，新羊蹄山噴出物とに区分され(**表-1**)，それらに洞爺火砕流堆積物と支笏火砕流堆積物とが挟在される．

## 3. 機械化施工に基づく地山評価

トンネルはシールドマシンによる施工となることから，通常の地山区分とは異なる評価が必要である．今回はマシンスペックを考慮し，想定される硬質岩塊の最大径により **A**～**D** に地山を 4 区分し(**表-2**)，その分布を想定した．これまでの調査，検討結果によればトンネルルート中～南部に **B**～**D** に区分される地山分布が示唆される．

本トンネルでは施工上懸念される地山状況として「大岩塊：$\phi$>1m」，「高圧地下水」が想定される．地下水はルートの見直しによりある程度軽減できたが，大岩塊への対応は現状でも大きな課題である．

## 4. 調査結果と今後の課題

羊蹄火山西麓付近の地形地質を詳細調査し，羊蹄火山形成史を考慮した地質区分と地山区分を行った．現在，地下水を含む水文地質を再検討中である．

**表-1　本地域の層序(地質区分)**

| 年代（ka） | | | 活動区分 | 地質区分 |
|---|---|---|---|---|
| 第四紀 | 完新世 | 2 | 休止期 | |
| | | | 新羊蹄期 | 火山噴出物（火山灰，溶岩，火砕流堆積物等）<br>？<br>岩屑なだれ堆積物　浅海～湖成堆積物 |
| | 更新世 | 30 | 古羊蹄期 | 火山噴出物（火山灰，溶岩，火砕流堆積物等）<br>（土石流，泥流堆積物含む：礫～泥，有機物等）<br>支笏 火砕流堆積物(40ka) |
| | | 50 | 活動前 | 洞爺 火砕流堆積物(110ka) |
| | | 260 | | |

**表-2　地山区分一覧表**

| 区分 | 岩塊径 $\phi$ (cm) | コメント |
|---|---|---|
| A | $\phi \leqq 10$ | 通常施工 |
| B | $10 < \phi \leqq 50$ | 岩塊量に注意 |
| C | $50 < \phi \leqq 100$ | 対策の検討必要 |
| D | $100 < \phi$ | 施工困難 |

## 文　献


1)　上澤真平, et al. "西南北海道，羊蹄火山の噴火活動史とマグマ変遷." 日本地質学会学術大会講演要旨 第123 年学術大会．一般社団法人 日本地質学会, 2016

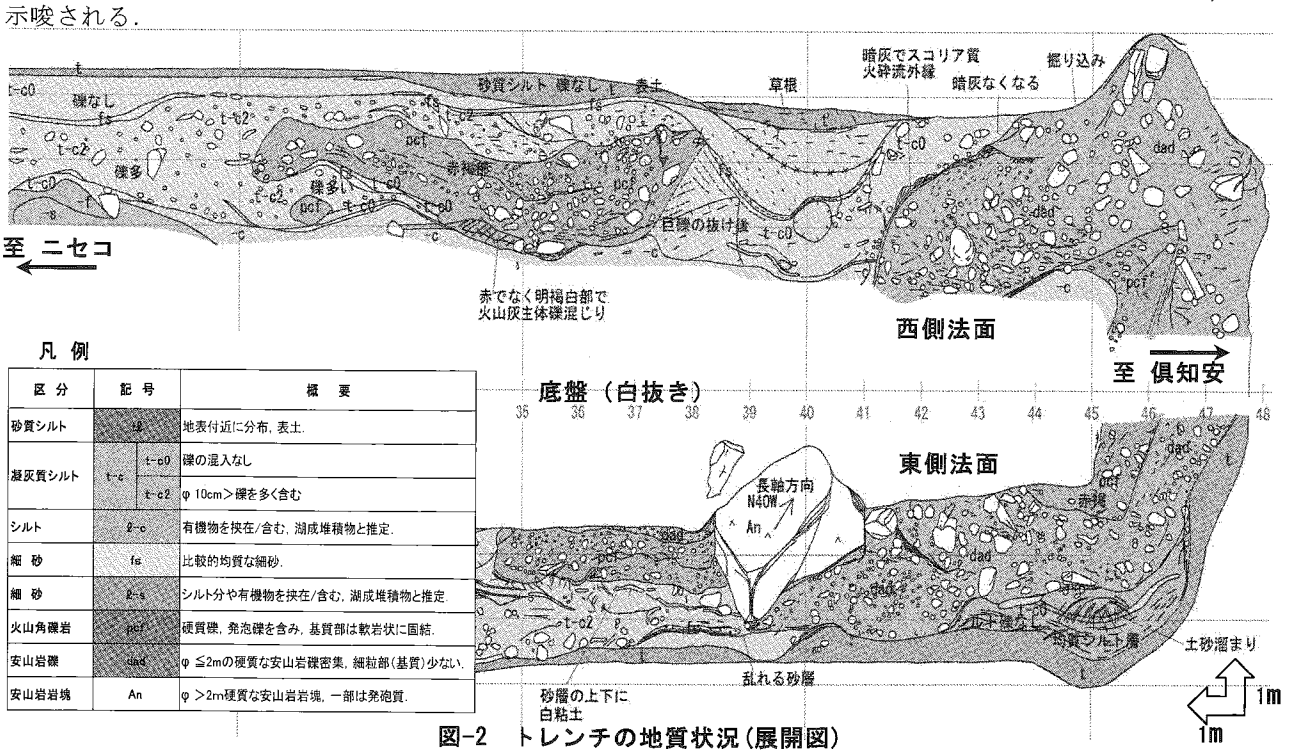




図-2　トレンチの地質状況(展開図)

# P48. 熊本地震における地形を考慮した地震動解析の試み

Study of analyze earthquake ground motion considering the topography in the Kumamoto Earthquake.

○正木光一 ,稲垣賢亮, 平松晋一(応用地質株式会社),山本明夫（元 応用地質株式会社）
Koichi Masaki, Yoshiaki Inagaki, Shinichi Hiramatsu, Akio Yamamoto

## 1. はじめに

阿蘇大橋付近で発生した大規模斜面災害について，三次元の地形効果により地震動が大きくなり，斜面崩壊被害が発生した可能性があるという観点から，三次元解析を試み考察したものである．三次元解析については，有限要素法による地震応答解析に基づく方法(BESSRA(2013)[1])を導入し，その計測震度および最大地表加速度と地形および崩壊箇所の分布を比較して，三次元効果を考察した．

## 2. 調査の手順

今回の三次元解析は，新しく開発された広域地震応答解析システム（BESSRA(2013)[1]: Bird's-Eye-viewed Slope analysis for Seismic Risk Assessment）により行った．このシステムは，若井ほか(2008)[2]の解析プログラムをコアに，入出力を GUI(Graphical User Interface)化して整備したものである．この解析システムの詳細については，山本ほか(2013)[3]において解説している．

(1) 解析手法の概要

解析手法の概要を，解析手法フローチャートとして図 1 に示した．

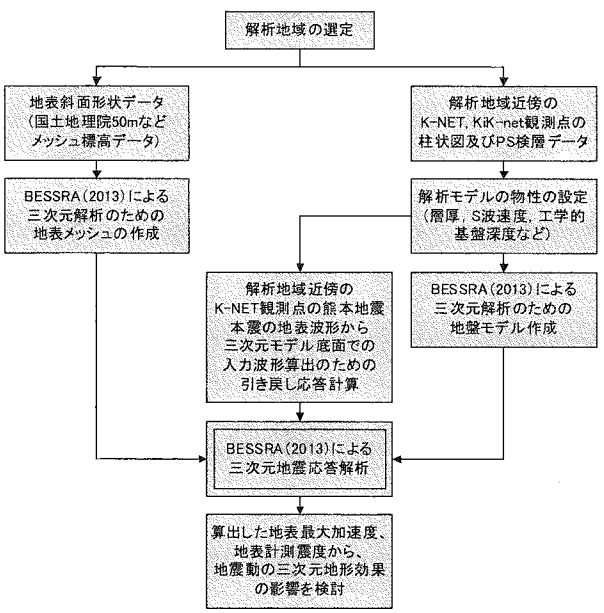



図 1 解析手法フローチャート

(2) 解析範囲の設定

斜面の三次元地震応答解析を行う範囲は，阿蘇大橋の被害の原因となった斜面を含み，阿蘇の外輪山を含む，図 2 の範囲（東西方向 1.85km×南北方向 2.15km）とした．

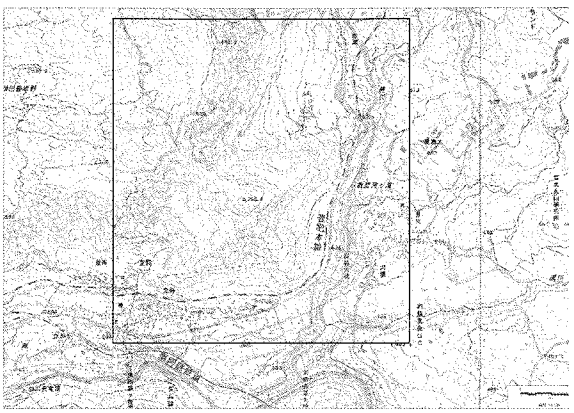


図 2 BESSRA(2013)[1]による解析範囲図

(3) 入力波形

入力波形は，2016 年熊本地震の本震の観測記録である K-NET 大津（KMM005）の観測記録を用いた．K-NET 観測点については地表観測記録のみが公開されているため，観測波形を地表から三次元モデル底面の厚さに相当する深度まで，地震応答解析を用いて引き戻し，入力波形を作成した（図 3）．入力波形の継続時間は 20 秒間とし，入射波＋反射波[E+F]条件としている．

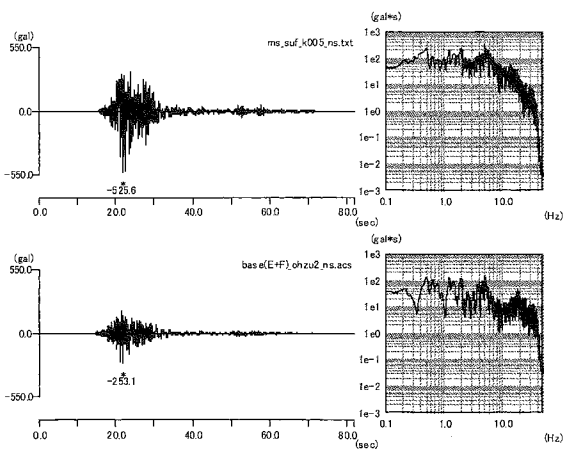



図 3 K-NET 大津の地表観測記録（上段）と三次元モデル底面に引き戻したの入力波形（下段）<NS 成分>

(4) 地形データ

地表斜面形状については，国土地理院 DEM（Digital Elevation Map）データを用いて，50m×50m メッシュのデータを作成した．

(5) 地盤モデルと物性値の設定

解析に用いた地盤構造（S 波速度の層構造）については， PS 検層結果[4] をとりまとめ，解析に用いる地盤構造を設定した．モデル底面は解析範囲全域で一律

標高 T.P.+110.1m, 地層の構造は 8 層構造とし，地表面からモデル底面までの全体の厚さに占める各層の層厚比が三次元メッシュ全体で等しいものとして，三次元地盤構造を設定した．

設定した地山の物性は，現地調査の PS 検層測定結果データによる S 波速度を基本として設定した．表 1 に設定した物性値を示した．ここで，第 1 層の動的変形特性曲線は岩崎・龍岡・吉田(1978)[5]の沖積粘土，第 2 層～第 4 層は岩崎・龍岡・高木(1977)[6]の砂の標準曲線を用いた．第 5 層～第 8 層は，せん断ひずみによらず $G/G_0$=1.0 にほぼなるように設定した．

UW モデルの履歴パラメータ $b\cdot\gamma_{G0}$ と $n$ は，動的変形特性曲線の $h$～$\gamma$ 曲線にフィットするように図 4 のように設定した．レーリー減衰の係数 $\alpha$ と $\beta$ は，強震動に大きく影響する周波数帯域（0.5～6Hz）[7]を考慮して，周波数 0.5Hz と 6Hz で,それぞれ初期減衰比の値と等しくなるように設定した．

表 1　BESSRA(2013) [1]解析のために設定した物性値一覧表

| 層 No. | 層相 | 層厚比 | 単位体積重量 $\rho$ (kN/m$^3$) | S 波速度 $Vs$ (m/sec) | 初期剛性率 $G_0=\rho Vs^2$ (kN/m$^2$) | ポアソン比 $\nu$ | 弾性率 $E$ (kN/m$^2$) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 表層 | 0.0033 | 14.9 | 108 | $1.77\times10^4$ | 0.45 | $5.14\times10^4$ |
| 2 | 風化層 1 | 0.0060 | 15.7 | 127 | $2.58\times10^4$ | 0.40 | $7.23\times10^4$ |
| 3 | 風化層 2 | 0.0119 | 16.7 | 162 | $4.46\times10^4$ | 0.40 | $1.25\times10^5$ |
| 4 | 中間層 | 0.0129 | 17.2 | 228 | $9.10\times10^4$ | 0.35 | $2.46\times10^5$ |
| 5 | 岩盤 | 0.0152 | 17.4 | 302 | $1.61\times10^5$ | 0.35 | $4.36\times10^5$ |
| 6 | 岩盤 | 0.0341 | 17.4 | 389 | $2.68\times10^5$ | 0.30 | $6.96\times10^5$ |
| 7 | 岩盤 | 0.0645 | 19.2 | 583 | $6.66\times10^5$ | 0.30 | $1.73\times10^6$ |
| 8 | 岩盤 | 0.8520 | 21.6 | 951 | $1.99\times10^6$ | 0.25 | $4.97\times10^6$ |

| 層 No. | 粘着力 $C$ (kN/m$^2$) | 内部摩擦角 $\phi$ (degree) | 初期減衰比 $h$ | レーリー減衰係数 $\alpha$ | レーリー減衰係数 $\beta$ | 履歴パラメータ $b\cdot\gamma_{G0}$ | 履歴パラメータ $n$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 500 | 30 | 0.05 | $2.900\times10^{-1}$ | $2.449\times10^{-3}$ | 1.00 | 3.10 |
| 2 | 500 | 30 | 0.05 | $2.900\times10^{-1}$ | $2.449\times10^{-3}$ | 1.30 | 1.78 |
| 3 | 500 | 30 | 0.05 | $2.900\times10^{-1}$ | $2.449\times10^{-3}$ | 1.53 | 1.58 |
| 4 | 500 | 40 | 0.05 | $2.900\times10^{-1}$ | $2.449\times10^{-3}$ | 1.25 | 1.80 |
| 5 | 500 | 40 | 0.0465 | $2.697\times10^{-1}$ | $2.277\times10^{-3}$ | 17.27 | 1.88 |
| 6 | 500 | 40 | 0.0465 | $2.697\times10^{-1}$ | $2.277\times10^{-3}$ | 17.27 | 1.88 |
| 7 | 980 | 45 | 0.0138 | $8.004\times10^{-2}$ | $6.758\times10^{-4}$ | 17.18 | 1.98 |
| 8 | 980 | 45 | 0.0138 | $8.004\times10^{-2}$ | $6.758\times10^{-4}$ | 17.18 | 1.98 |

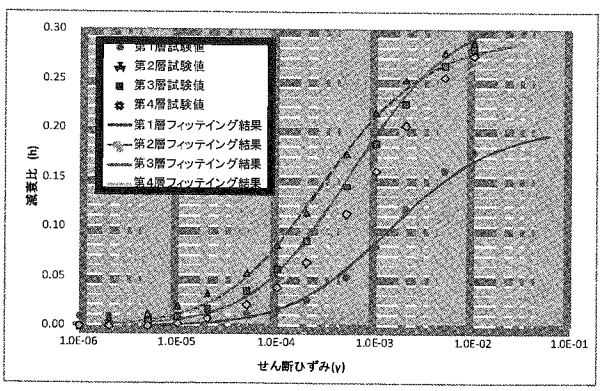



図 4　履歴パラメータの設定図
（減衰比($h$)～せん断ひずみ($\gamma$)関係図）

## 3.　解析結果

BESSRA(2013)[1]による解析結果から地表の加速度波形を用いて計測震度を計算し，図 5 に崩壊地付近の計測震度図を示した．阿蘇大橋付近に絞ってみると地震動と崩壊地・開口亀裂分布が重なり,震度と地震による変状がかなり調和的であると考えられる.また黒川沿いの台地状の崩壊も見事に表れている.通常はあまり被害のない台地であるが,地震動で増幅されやすい地形が関与している結果であるものと考えられる.また,阿蘇大橋の両アバットにおける震度が高く,地震時にかなりの動的影響を構造物に与えたことが想定される.これまでも地震時には尾根部において高い地震動が現れることは，三次元の地形効果として一般に言われていることであるが，今回大規模に崩壊した外輪山の内側にある尾根および台地状の平たん地形でも高い地震動が現れることが確認できたといえる．




図 5　BESSRA(2013)[1]による解析結果 2 次元平面図
(計測震度)

## 文献


1) BESSRA. Bird's-Eye-viewed Slope analysis for Seismic Risk Assessment, BESSRA 研究会. 2013, http: //geotech.ce.gunma-u.ac.jp/bessra/ [閲覧日 2014 年 1 月 1 日].

2) 若井明彦, 田中頼博, 安部真郎, 吉松弘行, 山邉康晴, 渡邉泰介. 中山間地の地震時斜面崩壊リスクを評価するための有限要素法に基づく広域被害予測システム. *J. of the Jpn. Landslide Soc.*, vol. 45, No.3, 2008, p.207-218.

3) 山本明夫, 岡本由貴, 眞鍋俊平, 飛田健二, 若井明彦. 広域での地震時の斜面崩壊危険度の評価方法について. 応用地質技術年報, No.33, 2013, p.1-16.

4) 阿蘇大橋地区復旧技術検討会　公開資料 http://www.qsr.mlit.go.jp/site_files/file/n-kisyahappyou/h28/data_file/0926/data/shiryou4.pdf

5) 岩崎敏男・龍岡文夫・吉田精一(1978)：共振法・振動三軸両試験による沖積粘性土の動的変形係数, 第 13 回土質工学発表会講演集, p.569-572.

6) 岩崎敏男・龍岡文夫・高木義和(1977)：砂のセン弾変形係数と減衰の歪依存性について, 第 12 回土質工学発表会講演集, p.417-420.

7) 吉田望：地盤の地震応答解析, 2010.

# P49. 杭基礎支持岩盤の深さ変化の面的調査のための サウンディングの適用性検討

Applicability of Sounding for Investigating Change of Basement Rock Depth Supporting Pile Foundations

○浅井健一（国立研究開発法人土木研究所）
Ken-ichi Asai,

## 1. はじめに

近年，岩盤を支持層とする杭基礎の不具合（沈下，傾斜等）の問題が指摘されている[1]．その主な原因として岩盤の強度不足，施工による乱れ、杭が支持層に達していないことがあげられている[1]が，このうち杭が支持層に達していない原因の１つとして，基礎岩盤の傾斜・不陸（深さ変化）を把握できていないことがあげられる[2]．

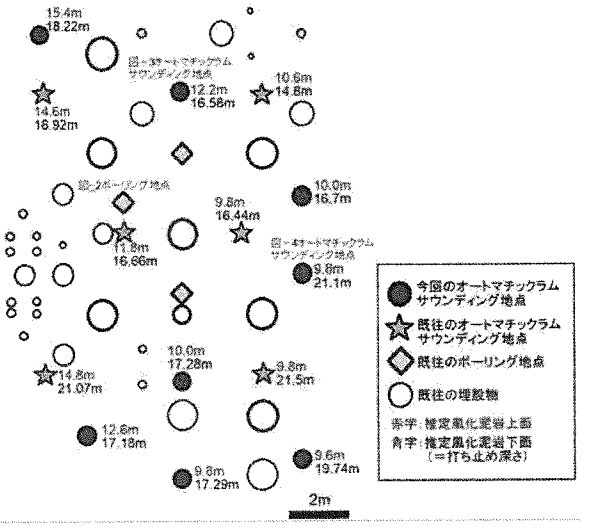
杭基礎の支持層深さの調査は通常，ボーリング調査および標準貫入試験により行われており，調査点を密に配置することにより支持層の傾斜・不陸の把握が可能であるが，その分調査費用がかかる．それに対し，ボーリング調査点間をサウンディングで補完することができれば，全点をボーリング調査（＋標準貫入試験）による場合に比べてより経済的な調査が可能となる．サウンディングの方法としては例えば地盤工学会の「地盤調査の方法と解説」[3]に主要な方法が紹介されているが，岩盤を支持層とする杭基礎の場合には，杭基礎が想定される程度の調査可能深さと岩盤風化部等へのある程度の貫入力を有する方法が必要である．

本研究ではこのような観点を考慮し，各種のサウンディングのうちオートマチックラムサウンディング（質量 63.5kg のハンマーで落下高さ 500mm の連続打撃により貫入量 200mm ごとの打撃回数 Nd 値を測定する動的サウンディング）に着目し，基礎岩盤の傾斜・不陸の調査への適用性を検討した．

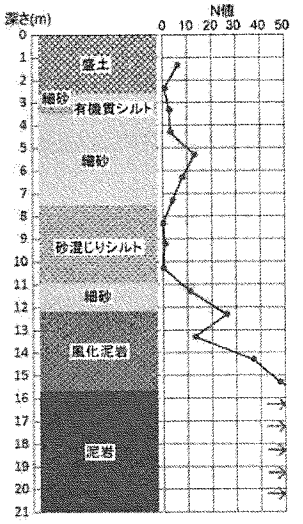
なお，本研究は（国研）土木研究所，（一社）コンクリートパイル建設技術協会，（一社）鋼管杭・鋼矢板技術協会，（一社）日本基礎建設協会および（一社）全国地質調査業協会連合会で行っている「岩を支持層とする杭基礎の設計・施工法に関する共同研究」の一環として行ったものである．

## 2. 検討方法

中新世の泥岩の上位に完新世の地層が載る地盤で面的に調査点を設定してオートマチックラムサウンディングを実施し，既往のボーリング調査・標準貫入試験結果と比較を行った．試験地は概ね 15m 四方程度の平坦地である．試験地における既往のボーリング・標準貫入試験およびオートマチックラムサウンディングの調査点の配置を図－1に示す．調査点は既往の埋設物を避け，かつ過去にもオートマチックラムサウンディング試験が行われているためそれらの実施点と重複しないようにしながら 8 点配置した．




図－1　調査点配置図




図－2　既往ボーリング結果の代表例

既往のボーリング調査結果の代表例を図－2 に示す．当該ボーリングでは地表から深さ 2.6m までが盛土，その下位の深さ 12.15m までが完新世の地層で砂とシルトの互層からなる．その下位が中新世の泥岩で，そのうち深さ 15.65m までが風化部，それ以深は未風化部とされている．標準貫入試験の N 値は，シルト層では 0～3 と極めて小さく，砂層では一部を除いて 8～13 と若干大きい．泥岩の風化部では N 値 13～48 と幅が大きく，未風化部では N 値 50 以上となる．

オートマチックラムサウンディングにあたっては，既往の試験結果を参考に，打撃回数 200 回で貫入量 200mm に達しない時点で打ち止めとした．

## 3. 検討結果

オートマチックラムサウンディングの結果の代表例

を図－3 に示す．当該試験例では，深さ 4.6～7m 付近では Nd 値が 10～20 程度と上位および下位（Nd 値 5 程度以下）に比べて若干高い．他の試験結果および既往の試験結果においても類似の傾向があり，ボーリングと比較するとこの部分は砂層に相当し，その上位および下位はシルト層に相当すると考えられる．深さ 12m を超えると Nd 値が数十以上に上昇し，ばらつきながらも概ね Nd 値数十以上で推移する．類似の傾向は他の試験結果および既往の試験結果の大半で見られており，ボーリングと比較すると泥岩の風化部に相当すると考えられる．当該試験例では深さ 16.58m で打ち止めとなった．この打ち止め深さは，ボーリングに近い既往の試験結果とボーリングとの比較では概ね風化部の下面に相当すると考えられる．

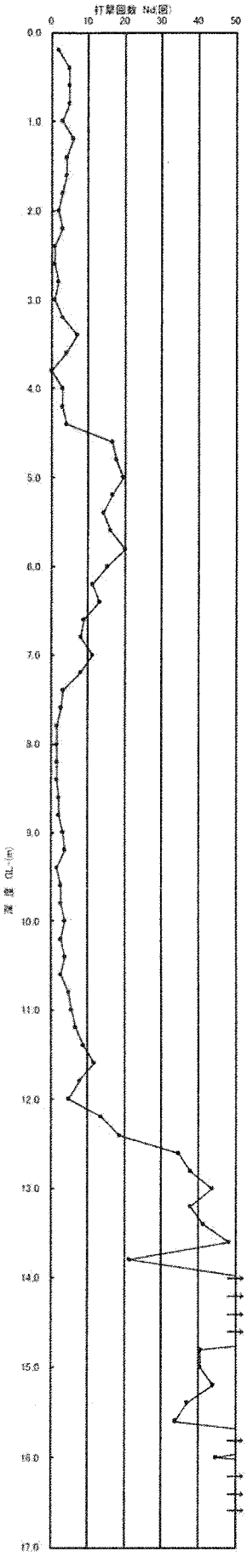
図－3 で見られた Nd 値が上昇し始める深さ（推定風化泥岩上面）と打ち止め深さについて，既往の試験結果の分も併せて図－1 に数値で示す．Nd 値が上昇し始める深さは 9.6～15.4m の範囲で概ね図－1 の左側が深い傾向にあり，風化泥岩上面の不陸を捉えているものと解釈できる．打ち止め深さは 14.8～21.5m の範囲にあり，泥岩の風化部と未風化部の境界にも不陸があることが推定できる．特に打ち止め深さが 20m を超える箇所は例えば図－4 に示すように，打ち止めに至る前に Nd 値数十以上と 10 以下が繰り返すような結果が見られ，局所的に風化部が乱されている可能性が想定できる．

## 4. まとめ

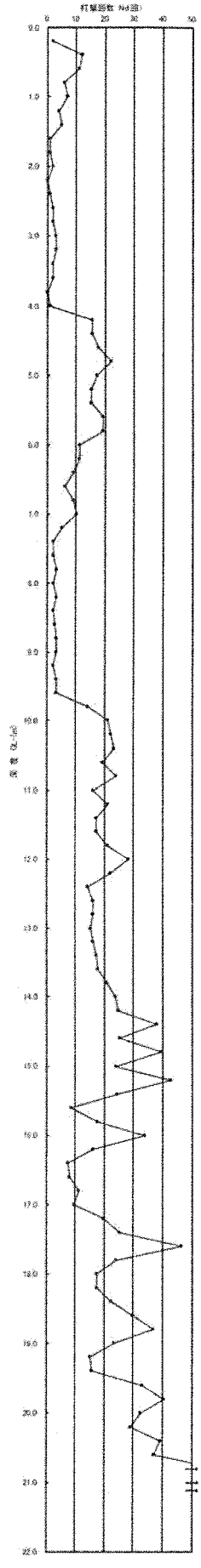
中新世の泥岩の上位に完新世の地層が載る地盤で面的に測点を設定してオートマチックラムサウンディングを実施し，杭基礎支持岩盤の不陸調査への適用性を検討した．その結果，泥岩上面（深さ 10～15m 付近）の不陸を捉えるとともに，泥岩の風化部と未風化部の境界（深さ 15～21m 付近）の不陸を推定することができた．このように、ボーリング調査を補完する形で面的なサウンディング調査を行うことにより，すべてをボーリング調査で行う場合に比べて基礎岩盤の不陸の面的変化をより経済的に調査することができる．

## 文献


1) 七澤利明（2016）：岩盤を支持層とする基礎の設計・施工，基礎工，Vol.44，No.12，pp.2-5.
2) 柳浦良行・浅井健一（2016）：岩盤を支持層とする杭基礎の地盤調査方法に関する取組み，基礎工，Vol.44，No.12，pp.23-26.
3) 公益社団法人地盤工学会（2009）：地盤調査の方法と解説，第 6 編サウンディング，pp.277-470.

図－3　オートマチックラムサウンディング結果の代表例(1)



図－4　オートマチックラムサウンディング結果の代表例(2)

# P50. 反射法地震探査を用いた地質調査について

Geological evaluation by seismic reflection profiling

○外山真，上野光，赤澤正彦（鉄道・運輸機構），山本博文（福井大学），小熊登（前田建設工業）
Makoto Toyama, Hikaru Ueno, Masahiko Akasawa, Hirohumi Yamamoto, Noboru Oguma

## 1. はじめに

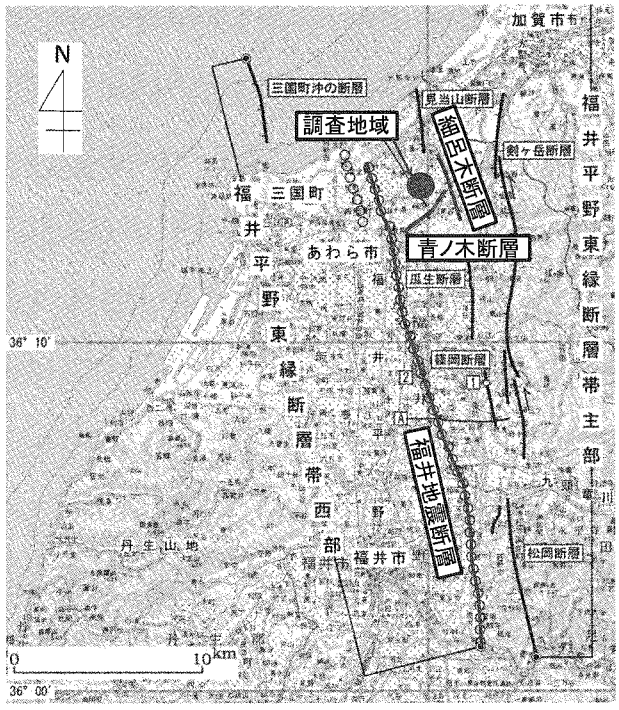
1948 年 6 月に M7.1，最大震度 6 を記録した福井地震を発生させ，都市直下型地震として大きな被害をもたらした福井地震断層を含む活断層群は「福井平野東縁断層帯」と呼ばれており，これまでにも多数の調査が実施されてきた[1)~3)]．

今回，北陸新幹線建設に伴い福井平野東縁断層帯北端部で反射法地震探査を含む詳細な調査を実施したのでここに紹介する．

## 2. 調査地域の地形地質概要

調査地域は，福井平野北東部の加越山地北西麓に位置し，主に海成段丘堆積物よりなる加越台地に区分される．福井平野の基盤および周囲の山地を形成する地質は，新第三紀の砂岩，泥岩，凝灰岩等からなり，それらを第四紀の未固結堆積物が覆っている．

地震調査研究本部（2009）によれば，福井平野東縁断層帯は，東側の主部と西部に 2 区分されている（図-1）．調査地域には NNW-SSE 走向，東側隆起の左横ずれと推定されている福井地震断層と細呂木断層およびこれらの主断層方向に斜交する NE-SW 走向，北西隆起の青ノ木断層が分布している．




図－1　活断層分布図（地震調査研究本部 [4)] に一部加筆）

## 3. 反射法地震探査

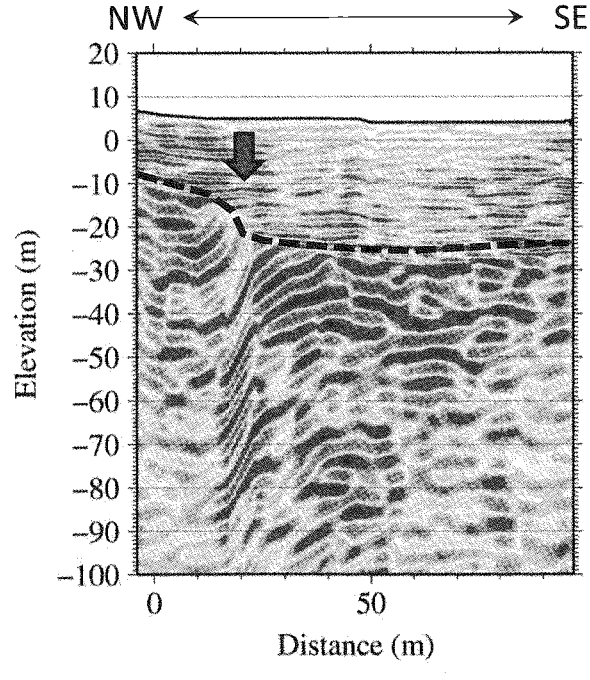
福井地震断層，細呂木断層および青ノ木断層に対して各 4 測線で調査を実施した．これらの調査結果では，基盤と第四紀層との境界を示す明瞭な反射面がみられ，数箇所でギャップが認められた．

青ノ木断層の探査結果を図-2 に示す．北西側から 20m 地点で，第四紀層内の反射面群に約 10m 程度のギャップが認められ，南東側が約 10m 落ち込んでいる可能性が想定される．

## 4. 掘削法面における詳細調査

調査法面は福井-石川県境の標高 20～30m に位置する台地上で，水田として利用されていた耕地である．新幹線建設工事に伴う深さ 5m 程度の床掘り掘削により，のべ延長約 300m 程度の法面が構築された．全般的に地表付近は耕作の影響を受けており，部分的に地表から 2m 程度まで人工的な改変（耕作，水路，排水管等）を受けている．

法面では，①地表部から厚さ 50cm 程度の土壌（耕土，黒ぼく），②数 mm~10 数 cm 程度の円礫や 20cm 以




図－2　青ノ木断層に対する反射法地震探査の結果例

下のシルトないし火山灰層を挟む厚さ 5m 以上の砂層，③砂の薄層を挟むラミナの発達した厚さ 4m 以上の粘土層が確認できる．

図-3 は，掘削床掘り面に近い法面下部で確認した断層付近のスケッチである．下位より灰色～青灰色粘土層，シルトの平行ラミナが発達する赤褐色粘土層，赤色砂層および砂層の順で重なる．赤褐色粘土層は厚さ 20cm と 10cm 程度，その上位の赤色砂層は厚さ 5～10cm 程度の白色の凝灰質粘土層をそれぞれ 2 層挟在しており，これらが明瞭な鍵層となっている

南側に広く分布する赤褐色粘土層は，挟在される凝灰質粘土層の傾斜変化から想定される撓曲構造や小断層により北側に向かい徐々に下方に落ち込み，中央部の N30° W80° E の断層により分布を断たれている．断層より北側は赤色砂層と砂層が大部分を占め，最下位に不規則に変形した赤褐色粘土層，その直上に数条の小断層群で断ち切られ北に向い階段状に徐々に落ち込む赤色砂層が分布する．粘土層とその上位の砂層との境界の落差は，北側での掘削結果からすると，1m 程度である．

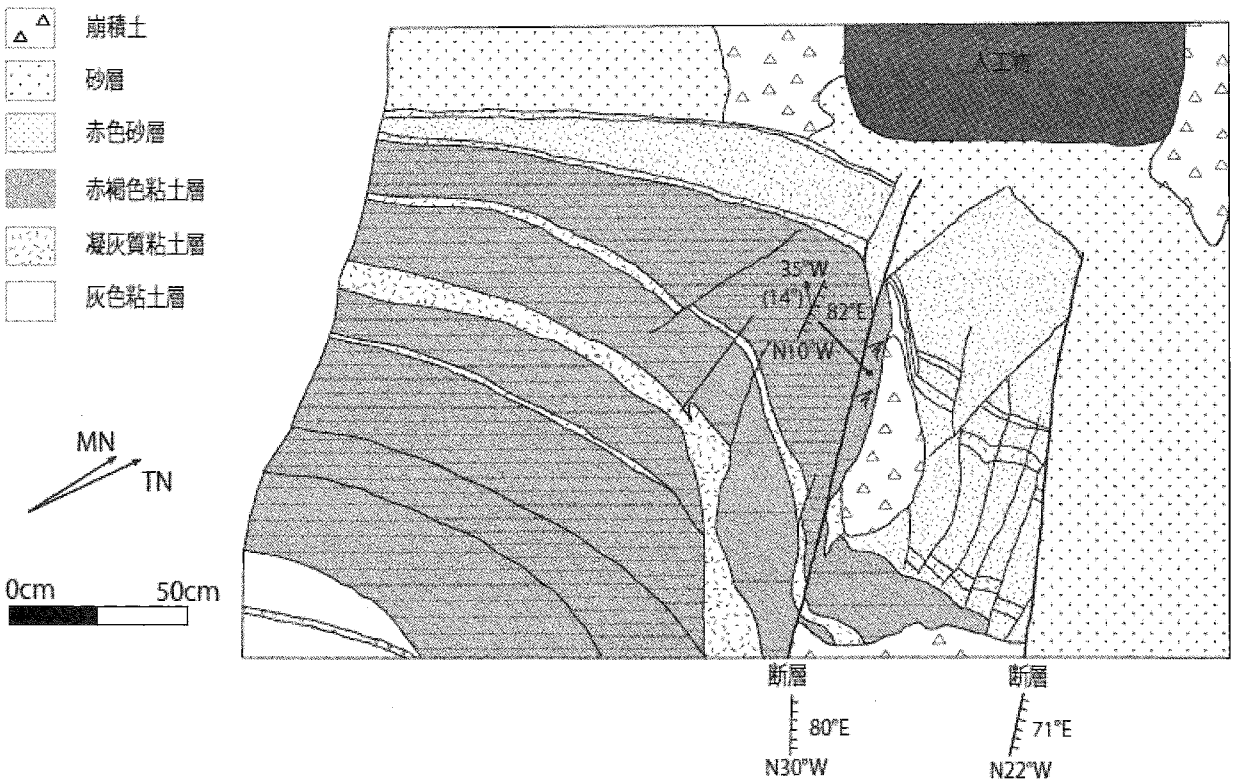
これらの小断層は N10° ～40° W，傾斜は 70～80° E であり，福井平野東縁断層帯主部と同様の傾向を示す．しかしながら，相対的に北東側の地層が落ち込んだようにみえること，断層面上で計測した条線は方位 N35° W，プランジ 14° E を示しており，方位等からセンスを推定すると，本断層は福井平野東縁断層帯主部とは異なったセンスを示していると考えられる．

## おわりに

福井地震断層，細呂木断層および青ノ木断層に対して実施した反射法地震波探査の結果，基盤と第四紀層との境界を示す反射面でギャップが認められた．また，掘削法面で観察された断層は，福井平野東縁断層帯主部とは異なったセンスを示すことが観察された．

## 文献


1) 地震調査研究本部（2009）：福井平野東縁断層帯の評価，http://www.jishin.go.jp/main/chousa/katsudansou_pdf/58_fukui-heiya_2.pdf, 平成 29 年 7 月 10 日．
2) 山本博文・加藤亜季子（1997）：福井県嶺北地域の活断層，福井大学積雪研究室紀要「日本海地域の自然と環境」，No.4，pp.1-35.
3) 廣内大助（2003）：福井平野東縁地域の活構造と地形発達，地理学評論，Vol.76，No.3，pp.119-141.
4) 福井県（1998）：福井平野東縁断層帯（剣ヶ岳断層，細呂木断層，篠岡断層，松岡断層，福井地震断層，福井東側地震断層）に関する調査成果報告書. 153p.


図－3　掘削法面における断層付近のスケッチ

# P51. 土層強度検査棒の適応性について

Adaptability of Soil Strength Probe

○法水哲，矢島良紀，浅井健一，山本定雄，佐々木靖人（土木研究所），金井哲男（前土木研究所（現応用地質））
Satoru Norimizu, Yoshinori Yajima, Kenichi Asai, Sadao Yamamoto, Yasuhito Sasaki, Tetsuo Kanai

## 1. はじめに

土層強度検査棒（以下、土検棒）は，2003 年に土木研究所が開発した計測機で，小さく携帯性に優れ，現場における表層厚や表層強度の測定に適した装置である．近年，表層崩壊の危険度把握や堤防漏水原因調査で利用されつつあるが，現地調査における課題の解決や調査精度の向上が必要な部分を有している．

本研究は，土検棒による各試験のうちベーンコーンせん断試験における課題について試験・考察を行ったものである．

## 2. 土検棒による各試験の概要

土検棒による各試験について，佐々木による土検棒マニュアル[1]に基づき，以下に概説する．

### 2.1 土検棒貫入試験

(1)簡易法（限界貫入深度試験）：人力で土検棒を押込むことにより，土層厚を測定する．

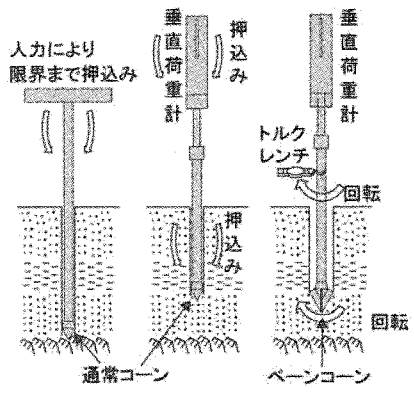
(2)標準法（貫入強度試験）：垂直荷重計により荷重をかけ，所定の深度の貫入抵抗を測定する．

### 2.2 ベーンコーンせん断試験

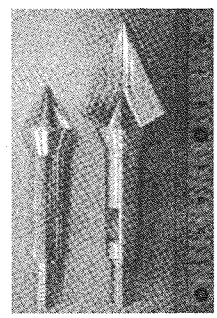
垂直荷重計による複数段階の垂直荷重に対し，トルクレンチで回転トルク値を計測し，以下の解析手法により原位置の粘着力と内部摩擦角を算出する．

(1)相関式法：調査対象地域であらかじめ三軸圧縮試験とベーンコーンせん断試験を実施し，相関式を作成する．ベーンコーンせん断試験結果について，相関式を用いて粘着力 c dk と内部摩擦角 φ dk を求める．

(2)経験式法：土検棒マニュアルに記載された経験式により鉛直応力とせん断応力のグラフを作成し，経験式による粘着力 c dk'と内部摩擦角 φ dk'を求める．




図－１　土検棒による試験の概要



図－２
通常コーン（左）とベーンコーン（右）

## 3. ベーンコーンせん断試験における課題

(1)ベーンコーンの羽根に付着する土の影響

ベーンコーンせん断試験は複数段階の垂直荷重に対し，トルクレンチを回転させて回転トルク値を計測する．粘性の高い地盤で試験を実施する場合，1 段階の垂直荷重による計測でベーンコーンの羽根に土が玉状に付着する場合があり，繰り返し試験を実施する場合，付着物が試験に影響を与える可能性がある．なお，土検棒マニュアルでは，1 段階の垂直荷重計測ごとにベーンコーンを抜き取り，付着物等を確認することとしている．

(2)繰り返し試験した場合の誤差の影響

現地調査においてベーンコーンせん断試験を複数回実施した場合，値のばらつきが大きい場合があり，土質の不均質性に対して計測器の精度に伴う値のばらつきがどの程度影響しているのか確認が必要である．

(3)経験式法の課題

経験式法はベーンコーンせん断試験で得られる垂直荷重と回転トルク値を式(1)，式(2)で鉛直応力 σ とせん断応力 τ に換算し，横軸を鉛直応力，縦軸をせん断応力としたグラフを作成し，経験式による粘着力 c dk'と内部摩擦角 φ dk'を求めている．

$$\sigma \fallingdotseq 2.4\times10^{2} Wvc \quad (N/m^2) \qquad (1)$$

$$\tau \fallingdotseq 1.5\times10^{4} Tvc \quad (N/m^2) \qquad (2)$$

Wvc：ベーンコーンにかかる垂直荷重(N)

Tvc：ベーンコーンにかかる回転トルク値(N・m)

ただし，式(1)，式(2)は花崗岩地域の一現場の結果から作成されたものであり，データの蓄積や地域性や土質に応じた経験式の検討が必要である．

## 4. 試験方法

(1)ベーンコーンの羽根に付着する土の影響

①着色した粘土においてベーンコーンせん断試験を実施し、ベーンコーンの羽根に着色粘土を付着させた．

②着色粘土を付着させたベーンコーンを再び粘土に貫入させたときの付着粘土の挙動を確認した．

(2)繰り返し誤差

均質な層としてベントナイトをモールドで締め固めた試料でベーンコーンせん断試験を複数回実施し，試験結果の精度を確認した．

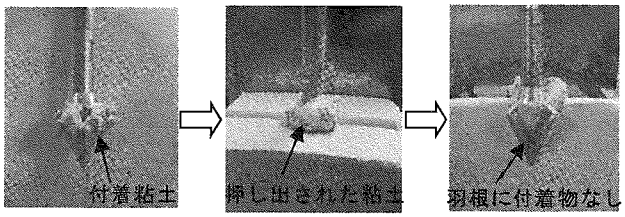
(3)経験式法の課題

河川堤防においてベーンコーンせん断試験と三軸圧縮試験を併せて実施し，経験式による粘着力 c dk'，内部摩擦角 φ dk'と三軸圧縮試験(CUB)から得られる c，φについて比較した．

## 5. 試験結果

### 5.1 ベーンコーンの羽根に付着する土の影響

着色した粘土でベーンコーンせん断試験を実施し，ベーンコーンの羽根に粘土を付着させた（図-3，①参照）．ベーンコーンを再び粘土に挿入した結果，着色粘土は上部に押し出され（図-3，②参照），挿入した羽根に着色粘土はほとんど付着していなかった（図-3，③参照）．

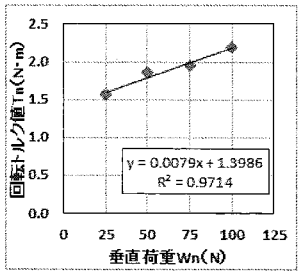



①着色粘土の付着　②再貫入状況　③貫入後の羽根

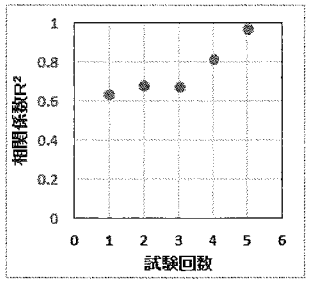
図－3　ベーンコーンの貫入状況

### 5.2 繰り返し試験による誤差の確認

締め固めたベントナイトでベーンコーンせん断試験を複数回(1～5 回)実施した平均値について，図-4 のように垂直荷重と回転トルク値のグラフを作成し，近似直線と相関係数 $R^2$ を表示させた．図-5 に示したとおり，試験回数 3 回までの平均値では相関係数 $R^2$ は 0.7 以下と低いが，試験回数 5 回の平均値では相関係数 $R^2$ は 0.97 と高い相関性を示した．




図－4　垂直荷重と回転トルク値の関係(5 回平均)




図－5　試験回数ごとの相関係数 $R^2$

### 5.3 経験式法による粘着力 c dk'と内部摩擦角 φ dk'と三軸圧縮試験結果 c，φの検討

(1)砂質土(図-6,7 参照)

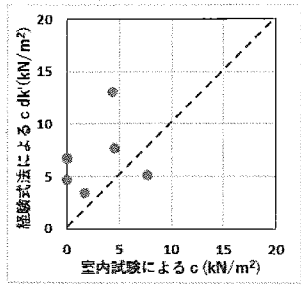
①粘着力 c dk'：1 箇所で三軸圧縮試験結果を下回ったが，5 箇所は 1.8～8.8kN/m² 上回った．

②内部摩擦角 φ dk'：45.9° と 53.0° と高い値を示した箇所は，三軸圧縮試験結果を上回った．その他の 6 箇所は，三軸圧縮試験結果の 0.74～0.88 倍であった．

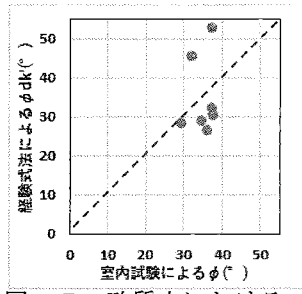
(2)粘土・シルト(図-8,9 参照)

①粘着力 c dk'：1 箇所は大きく乖離したが，残りの 1 箇所は三軸圧縮試験結果の 1.17 倍であった．

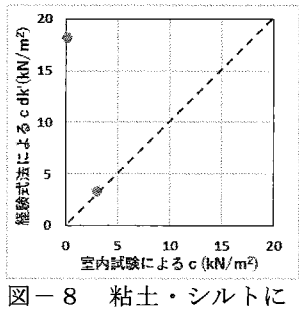
②内部摩擦角 φ dk'：43.5°，46.2° と高い値を示し，三軸圧縮試験結果の 1.27～1.37 倍であった．



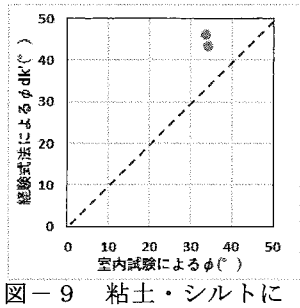

図－6　砂質土における粘着力の関係




図－7　砂質土における内部摩擦角の関係




図－8　粘土・シルトにおける粘着力の関係




図－9　粘土・シルトにおける内部摩擦角の関係

## 6．まとめ

試験・考察の結果を以下にとりまとめる．

(1)ベーンコーンの羽根に付着する土の影響

羽根に付着した粘土は新たに数 cm 貫入(羽根の高さ相当)することで除去された．この結果によれば，現地調査で複数の垂直荷重で試験を行う場合，羽根の高さ相当を深部に貫入させることで連続して試験が可能となる．ただし，垂直荷重の上昇に応じて回転トルク値が上昇しない場合等は，羽根の付着物が影響している可能性がある．

(2)ベーンコーンせん断試験を繰り返し実施した場合の誤差：ベーンコーンせん断試験を 5 回実施した場合の垂直荷重と回転トルク値の関係では，近似直線の相関係数は 0.97 と高い相関性を示した．5 回程度試験を繰り返すことで，関係式の精度向上を図れるものと考えられる．

(3)経験式法よる粘着力 c dk'と内部摩擦角 φ dk'

1)粘着力 c dk'：砂質土では三軸圧縮試験の c と比較して高い値を示す傾向が確認され，粘着力の使用にあたっては低減が必要と考えられる．

2)内部摩擦角 φ dk'：φ dk'値の上限を 35° とすれば，三軸圧縮試験結果のφと相関性は高い．

## 文献

1) 佐々木靖人（2010）：土層強度検査棒による斜面の土層調査マニュアル（案），独立行政法人土木研究所　地質チーム，pp.13-35.

# P52. ボーリングコアを用いた弱層の強度評価に関する検討

A consideration on strength evaluation of weak layers using drilled core with disturbance

○矢島良紀，松尾達也，西塚大，佐々木靖人，阿南修司（土木研究所）
Yoshinori Yajima, Tatsuya Matsuo, Dai Nishizuka, Yasuhito Sasaki and Shuji Anan

## 1. はじめに

岩盤中に存在する弱層は，ダムや橋脚など基礎とする構造物の不安定化の原因となることがあるが，地下深部における弱層の性状や物性値の把握は困難である．そのため，経験的な手法や現況安全率からの逆算による評価等により対応がなされているものの，物性値の適切な評価に基づく合理的な対応が課題であった．

近年では，高品質ボーリングによる調査が多く実施されるようになっており，コアから詳細な地質性状が把握される事例が増えているが，力学評価においては，採取時の乱れの問題などからコアによる試験結果をどこまで利用できるか明確になっておらず，活用が十分に進んでいるとは言えない状況である．

そこで本研究では，弱層の強度評価へのボーリングコアの活用に向け，現状における活用実態や削孔時に生じるコア乱れの定性的・定量的な評価，さらにコア乱れが強度試験値へ与える影響等について検討した．

## 2. 研究手法

### 2.1 弱層の強度評価におけるコアの活用実態調査

弱層の強度評価にボーリングコアを用いた強度試験がどの程度利用されているかを把握するため，高品質ボーリングの利用が進んでいるとみられるダム事業での活用実態について，既往資料より弱層が課題となった39ダムを抽出し分析した．

### 2.2 コアの乱れ事例の収集と整理

ボーリングコアにみられる様々な乱れの性状を把握するため，既往調査で削孔されたコアをもとに乱れが確認された事例を抽出し，地質性状ごとに乱れの性状や程度、物性評価への適用性を整理し「コア乱れの定性的区分基準（案）」を作成した．

### 2.3 コアの乱れが強度に与える影響

#### 2.3.1 コア乱れの定量的評価

コア乱れが強度試験値に与える影響を評価するため，削孔による乱れの定量評価を試みた．実岩盤では削孔前における岩盤の内部構造の把握が困難なため，弱層を模擬した2種類の人工岩盤（A:粘土層模擬，B:軽石層模擬）を石膏，カオリン，重曹を用いて製作した．これをコアドリル（内径 67.8mm）で送水量や速度条件を設定して削孔し，乱れたコアを採取したほか，乱れの無い試料としてモールド（φ70mm，H=140mm）を用いて製作した．削孔前の人工岩盤及び採取・製作したコアに対し，X線CT撮影装置を用いて内部構造を観察した．削孔による基質の流失を欠損と定義した上で，撮影によって得られた削孔前後の断面画像を解析し，欠損の割合を欠損率として乱れの指標とした（図-1左）．また人工岩盤Bでは，重曹の配合に起因したランダムな水平亀裂が初生的に存在し，一部は開口しているため，削孔時の欠損に加え、亀裂の変化を考慮するため，削孔前後における亀裂の開口領域（幅0.5mm以上）の割合を亀裂率として評価した（図-1右）．

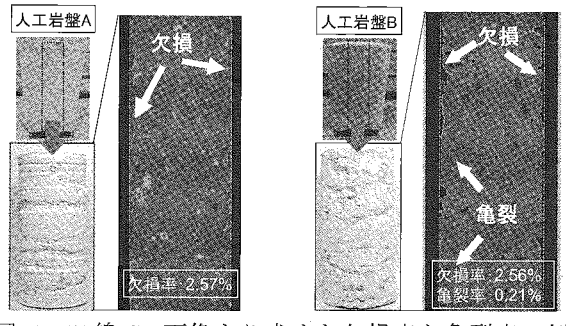



図-1　X線CT画像より求めた欠損率と亀裂率の例

#### 2.3.2 コアを用いた三軸圧縮強度試験

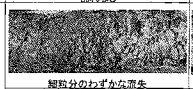
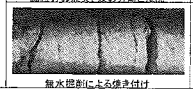
コアの乱れが強度試験に与える影響を評価するため，採取・製作したコア供試体に対し，絶乾状態とした上でUU三軸圧縮試験を実施した．試験ではセル圧を 100kN/m$^2$，200kN/m$^2$，400kN/m$^2$ に設定し，ひずみ速度 0.1%/min で軸ひずみが 15%に達するまで載荷した．試験で得られた結果と供試体の欠損率等と比較し，コアの採取品質と強度の関係について考察した．

## 3. 結果と考察

### 3.1 弱層の強度評価におけるコアの活用実態調査結果

39ダムのうち，弱層の強度評価の際に三軸圧縮試験などの室内強度試験を実施したダムは11あり，うちボーリングコアを利用した事例は5ダムであった．観察による地質性状把握と比べ強度試験への活用が進んでいない背景には，乱れのないコアの採取が難しいことに加え，乱れが強度へ与える影響が明らかになっていないことも一因と考える．収集した事例では，強度評価にあたり乱れの影響は直接的には考慮されていなかったものの，強度設定時に数値を切り下げるなど安全側の評価をしていた．なお，試験に使用されたコアは乱れの影響を低減するため，多くの場合，大口径で削孔されていた．また，乱れの影響を回避するためにブロックサンプルを実施している例も多く，乱れが強度等に与える影響についての評価や適用可能なコアのレベルについての整理が必要であることがわかった．

表-1　コア乱れの定性的区分基準（案）

| 人為的な乱れレベル ＼ 対象 | | | 観察 | 強度試験 | 礫混じり土砂状コア（地すべり土塊） | 粘土混じり角礫状コア（断層部） | 亀裂性岩盤 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 乱れ小 | 地山と同様の状態で採取されており，傷や欠損等が全く見られない | 可 | 可 |  乱れなし |  乱れなし |  乱れなし |
| 2 | | コアに若干の傷や欠損、一部流失、かみ合わせの変化が見られるが，もとの地質構造が残っている。 | 可 | 条件付き可<br>乱れに応じ試験値を低減 |  細粒分のわずかな流失<br>  外周部の削剥と流出によるコアの部分的なやせ |  細粒分のわずかな流失<br>  細粒分の部分的流出と分離面の発生 |  亀裂のわずかな開口や移動<br>  亀裂中の細粒分の部分的流出 |
| 3 | | コアに大きな欠損や細粒分の顕著な流失、礫の移動・回転、分離が見られるなど、もとの地質構造が不明瞭になっている。 | 一部可 | 不可 |  細粒分の流失と礫のほぐれ |  細粒分の流失，礫部の分離・回転 |  亀裂の開口や分離 |
| 4 | 乱れ大 | 焼き付け，礫状コア，明らかな破損等によりコアが撹乱され，もとの組織構造がほとんど残っていない。 | 不可 | 不可 |  細粒分の流失，礫の分離と撹乱<br>  無水掘削による焼き付け |  完全に分離した擬状コア<br>  コア境界 |  完全に分離した擬状コア<br>  コア境界（スライム固結） |

| 操作異状 | 現象 | コアに現れる現象 |
|---|---|---|
| ロッド・サンプラーの振動 | 試料に曲げ応力が発生 | 軟化・破砕 |
| 過大な給圧（給直力） | 試料に圧縮応力やせん断応力が発生 | 軟化・破砕 |
| 循環流体圧力の上昇 | 試料に過剰な水圧がかかる | 水圧破砕・割れ目の開口・細粒分流失 |
| 循環流体の供給不足 | 試料に摩擦熱が発生 | 焼き付き（スライムとともに固結） |
| ビットとコアの間に岩片が挟まる | ビットの回転力が試料に伝達 | 切断・破砕 |
| サンプラー内管とコアの間に岩片が挟まる | 軸力が内管を通じて試料に伝達 | 切断・破砕 |
| ビット切削時の岩塊の転動 | 試料の破砕、攪乱 | かみ合わせの破砕・岩塊の破砕 |
| コアの落下（サンプラー内、削孔内） | 試料の破砕、攪乱 | 圧縮・破砕・割れ目の開口・かみ合わせの破砕 |
| サンプラー境界におけるコアの切断 | 試料の切断 | 切断・破砕・かみ合わせの破砕、スライム混合 |

### 3.2 コアの乱れ事例の収集と整理

作成した「コア乱れの定性的区分基準（案）」を表-1に示す．コアの地質性状として地すべり土塊等にみられる礫混じり土砂状コア，断層破砕帯等にみられる粘土混じり角礫状コア，亀裂性岩盤コアの3タイプに区分し，乱れのレベルに応じたコア写真と性状について整理した上で，地質性状観察と強度試験の適用性について記載した．このようなコア乱れの種類・レベル等に関する区分基準は，これまで経験知として専門技術者個人に蓄積されてきたものであるが，一覧表としてまとめることで，行政職員や若手技術者の判断指標の一つとして活用できると考える．

### 3.3 コアの乱れが強度に与える影響の検討結果

人工岩盤Aにおける各試料のせん断強度（c，φ）と欠損率の関係を図-2に示す．送水量や削孔速度の増加により欠損率が増加すると，粘着力cは低下し，内部摩擦角φは増加する傾向が見られた．

結果をセル圧ごとに分析したところ，欠損率の増加に応じて，圧縮強度や変形係数が低下することを確認した（図-3）．圧縮強度はセル圧100kN/m$^2$下で約8%，400kN/m$^2$下で約3%低下し，変形係数も100kN/m$^2$下で約14%，400kN/m$^2$下で約7%低下している．これは，供試体の欠損部に応力が集中することで，相対的に低い強度で破壊が生じたためと推定される．また低いセル圧条件の下では，強度の低下割合が大きくなっており，これが欠損率の増加によって生じた粘着力cの低下と内部摩擦角φの増加の原因である．したがって，内部摩擦角φの増加はあくまで見かけであり，セル圧の上昇に従い，ある段階で欠損のない状態の傾きに遷移する可能性が高い．そのため，試験を実施したセル圧を超えた外挿は過大な評価となる可能性が高いため，適用にあたっては注意が必要である．

人工岩盤Bでは，亀裂欠損率（亀裂率＋欠損率）が増加すると粘着力cは減少し，内部摩擦角φは増加する傾向が見られたもののあまり明瞭ではなく，むしろ亀裂率の増加により圧縮強度が減少する傾向が明瞭であり，特に低いセル圧下で顕著であった．この結果は，せん断強度の変化傾向と調和的であるとともに，人工岩盤Bの強度がコア外周部の欠損よりコア内部の亀裂に依存することを示唆している．そのため，亀裂を有する弱層の強度評価にあたっては，欠損率だけではなく亀裂率にも着目して実施することが必要である．

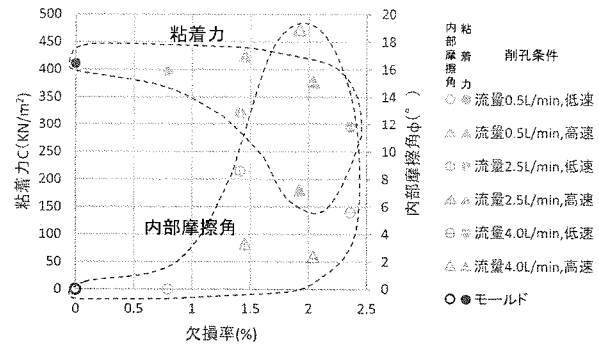



図-2　欠損率とせん断強度（c，φ）の関係（人工岩盤A）

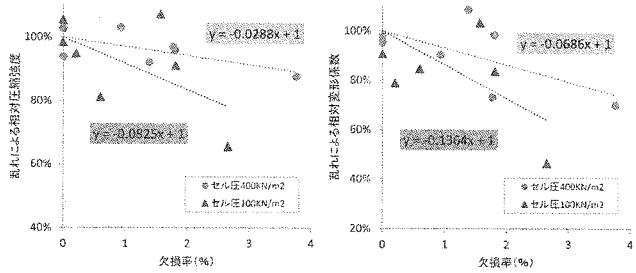



図-3　コア欠損率が強度に与える影響（人工岩盤A）

## 4. まとめ

1）弱層の強度評価へのボーリングコアの活用は，乱れの問題もあり，適用事例は限られていた．

2）これまで専門技術者の経験知によっていたボーリングコアの乱れ判定と物性評価への適用性について目安となる「コア乱れの定性的区分基準（案）」を作成した．

3）コアの削孔による乱れを欠損率や亀裂率という指標を用いて定量的に評価する手法を考案し，コアの乱れが強度低下にどのような影響を与えるかを示した．

# P53. ゆるみ岩盤斜面の範囲抽出に関する地形調査の適用性評価

Evaluation on the Applicability of Topographical Survey for Determination the Range of Loosen Rock Mass Slope

○松尾達也（土木研究所），矢島良紀（土木研究所），佐々木靖人（土木研究所），阿南修司（土木研究所）
Tatsuya Matsuo, Yoshinori Yajima, Yasuhito Sasaki, Shuji Anan

## 1. はじめに

ゆるみ岩盤とは，応力解放・重力作用・風化作用等に起因した変形・体積増加・密度減少などにより，亀裂の発生・開口・ずれなどを生じ，岩盤の状態を保ちつつも全体として変形しやすくかつ非弾性的性質が大きくなった状態[1]である．ゆるみ岩盤は，構造物基礎や切土斜面において，沈下，変形等の継続や透水性等により，構造物の安定の面で大きな課題となることがあり，ゆるみ岩盤範囲の把握は非常に重要である．

そこで事業初期段階の地形調査により，ゆるみ岩盤の面的な範囲の推定が可能となれば，事業地選定や調査計画立案において，時間的・費用的にも利点となる．

本論は，調査ボーリングや横坑等の地質調査により明らかとなった2つのゆるみ岩盤斜面について，航空レーザ測量データ（以下，LP）を用いた斜面の微地形判読と既往の地形解析手法等により，ゆるみ岩盤斜面の抽出や地形解析結果と地質調査結果の対比を試み，地形調査の適用性について検討したものである．

## 2. 対象としたゆるみ岩盤斜面の概要

本研究で対象としたゆるみ岩盤斜面はA地区とB地区であり，LPが取得され，かつ，調査ボーリングや孔壁画像解析等の地質調査によりゆるみ岩盤と評価されている斜面である．

A地区斜面は，白亜紀の片麻岩・閃緑岩が分布し，地質構造は60～70°の受け盤斜面であり，凸状尾根地形を呈する．斜面勾配は斜面中腹より上位は25～30°の緩やかな斜面，その下方は40～45°の急峻な斜面である．A地区のゆるみ岩盤の特徴として，流入粘土の付着，積石状の岩盤および開口割れ目がみられる．

B地区斜面は，白亜紀の硬質砂岩を主体とし，地質構造は斜面に直交方向で平滑な斜面形状を呈する．地山内の地下水位が低く，地表面に明瞭な沢が形成されていない．斜面勾配は約35°であり，地形に調和的な節理と重力変形による山側傾斜の節理が確認されている．B地区のゆるみ岩盤斜面の特徴として，山側傾斜の節理の存在や割れ目の開口，ブロック化した岩盤の回転がみられる．

## 3. 地形調査

### 3. 1 微地形判読

先述の2つのゆるみ岩盤斜面について，まずはLPを用いた微地形判読を実施した．微地形判読は土木研究所（2016）[2]に基づいて，微地形の標準とされている遷急線，遷緩線，ガリーおよび凹地に着目して実施した．

A地区斜面の微地形判読の結果，対象斜面は崩壊地形や崩壊堆積物として判読され，ゆるみ範囲を特定することは困難であった．また，B地区斜面の微地形判読の結果，明瞭な滑落崖や崩壊地形を示す遷急線は認められず，全般的に地形の変化が非常に不明瞭であり，ゆるみ範囲を特定することは困難であった．

以上のように，両地区のLPを用いた微地形判読では，線状凹地や小崖，明瞭な側方境界などはみられず，ゆるみ岩盤斜面の特徴や領域抽出は困難であった．

### 3. 2 地形解析

前節のLPを使用した微地形判読では，ゆるみ岩盤斜面の範囲抽出は困難であったことから，次にGISを利用して既往の地形解析手法を用いた1mメッシュでの地形解析を行い，ゆるみ岩盤斜面の範囲抽出や地形解析結果と地質調査結果との対比を試みた．

本論では，既往の地形解析手法として，土木研究所（2009）[3]による固有値比を用いた解析を実施した．

固有値比とは，地表面の粗さを示す指標とされ，DEMの各グリッドセル面の法線ベクトルの方向を算出し，隣接するセル間の法線ベクトルのばらつきを求めた値である．滑らかな地表面であれば，法線ベクトルが特定の方向を向き，ある方向を代表する固有値が突出して大きくなり，固有値比は大きくなる．一方，粗い地表面であればベクトルがあらゆる方向を向き，固有値比が小さくなる．これらの概念を利用して，固有値比を用いた地すべり斜面の抽出や活動性に関する検討が試みられており，地すべりはその活動が活発なほど，様々な微地形が形成され，固有値比が小さくなるとされている[3]．本研究においても，地表面の形状を数値化できる手法として，固有値比を用いた地形解析を実施し，ゆるみ岩盤斜面の範囲抽出ならびに地質調査結果と固有値比の比較を行った．

図-1にA地区の固有値比図，図-2にA地区のゆるみ範囲と非ゆるみ範囲の固有値比の出現割合を示す．ゆるみ範囲は，ボーリング孔の孔壁画像解析や地質解析結果等を基にボーリング孔において5mm/m以上の割れ目の累積開口量が認められる箇所を包括する範囲とした．非ゆるみ範囲は，ゆるみ範囲の周辺でボーリング孔の孔壁画像解析において，5mm/m未満の割れ目の累積開口量となる箇所を包括する範囲に設定した．

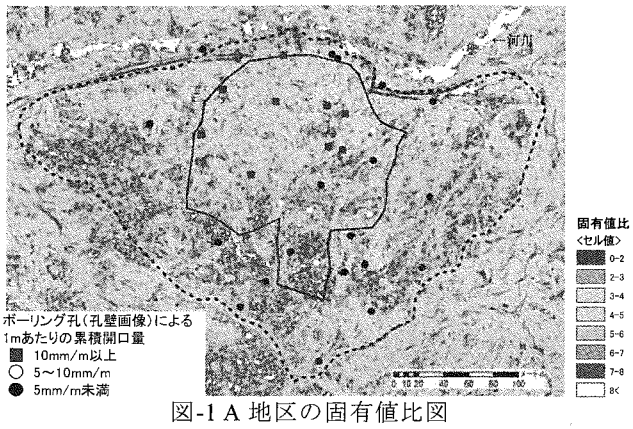



図-1 A 地区の固有値比図

実線の範囲がゆるみ範囲，破線と実線に挟まれる範囲を非ゆるみ範囲と設定

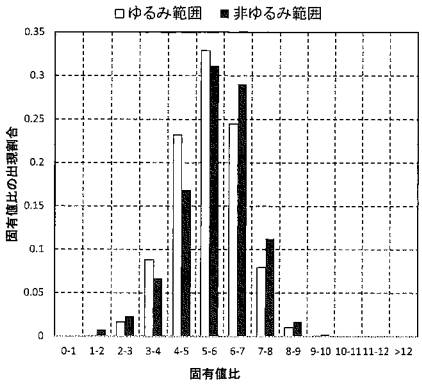



図-2 A 地区のゆるみ・非ゆるみ範囲の固有値比分布

図-1 と図-2 より，ゆるみ範囲の固有値比は，非ゆるみ範囲の固有値比と比較し，3～6 の階級の出現割合が高く，6～9 における階級の出現割合が低い傾向が読み取れる．すなわち，ゆるみ範囲が非ゆるみ範囲に比べて，固有値比が相対的に低く，地表面の乱れが大きいことを示している．また，ボーリング孔で割れ目の累積開口量の大きな（10mm/m 以上）箇所近傍では，ゆるみ範囲内でもより小さな固有値比がみられる．

ただし，固有値比図において，ゆるみ範囲と非ゆるみ範囲の境界に明確なコントラストは認められず，ゆるみ範囲の抽出には至らなかった．

図-3 に B 地区のボーリング孔における割れ目の累積開口量を固有値比図にプロットした図を示す．当該斜面では，ボーリング孔の孔壁画像から，開口割れ目は断続的に分布しており，単位 m あたりの累積開口量ではなく，孔底から基盤岩上端付近までの累積開口量に着目した．B 地区の割れ目の累積開口量は，斜面上部ほど大きく，河床部では非常に小さい．

B 地区では，厳密なゆるみ境界が明らかでないため，ボーリング孔における累積開口量やゆるみの深さと固有値比（ボーリング孔から半径 5m の範囲内の平均値）の関係を比較した．

その結果，図-4 に示すとおり，B 地区のボーリング孔における割れ目の累積開口量，ゆるみ深度と固有値比に明確な関係はみられなかった．

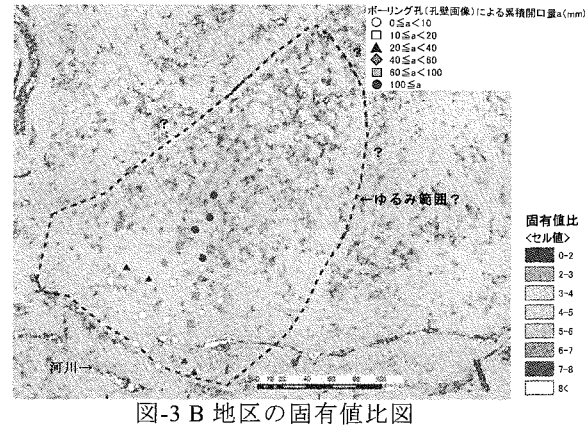



図-3 B 地区の固有値比図

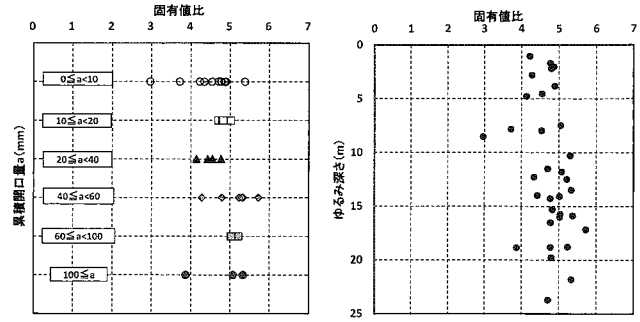



図-4 B 地区のボーリング孔における割れ目の累積開口量と固有値比(左)，ゆるみ深度と固有値比(右)の関係

## 4. まとめと考察

本論では，地形判読により抽出が困難なゆるみ岩盤斜面について，地表面の乱れの程度を数値化できる固有値比を用いた地形解析を実施した．

A 地区のゆるみ範囲の固有値比が非ゆるみ範囲のそれに比べ，低くなる傾向を確認したが，ゆるみ範囲の抽出が可能なほどの固有値比の違いはみられなかった．

B 地区では，固有値比と割れ目の累積開口量やゆるみ深度に特段の関係がみられなかった．

今回対象としたゆるみ岩盤斜面は，明瞭な崖地形や線状凹地がなく，特に B 地区では，累積開口量の合計が最大でも 300mm 程度と斜面の変形量が小さい．また，表土や崖錐などの被覆もあり，地山内の変形が地形レベルに表現されず，固有値比を用いた地形解析ではゆるみ範囲の抽出が困難なケースがあることが分かった．

今後もゆるみ程度，地質や地質構造が異なるゆるみ岩盤斜面の固有値比による追加検討，ゆるみ範囲抽出に向けた地形解析手法やその適用性の検討を進めたい．

## 文献

1) 佐々木靖人・片山弘憲・倉橋稔幸（2005）：ダムにおけるゆるみ岩盤の実態と分類試案，ダム技術，No.228，pp.9-21，ダム技術センター．
2) 国立研究開発法人土木研究所（2016）：航空レーザ測量データを用いた地すべり地形判読用地図の作成と判読に関する手引き（案），土木研究所資料，第 4344 号，pp. 9-10.
3) 独立行政法人土木研究所（2009）：地すべり地における航空レーザー測量データ解析マニュアル（案），土木研究所資料，第 4150 号，pp. 16-36.

# P54. 岩盤クラックに植生の根系が貫入した際の力学的作用

Mechanical effect of roots penetrating into crack in rock mass

○齋藤　駿，太田　岳洋（山口大学）
Takeru Saito, Takehiro Ohta

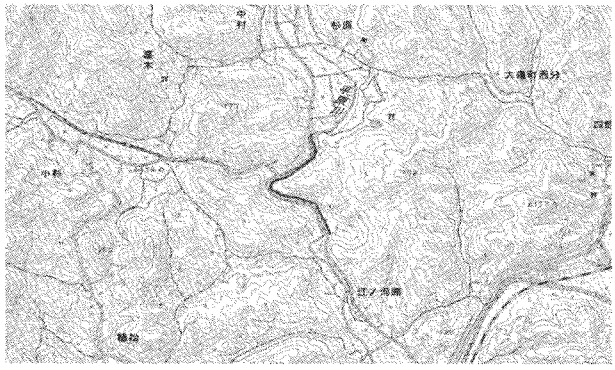
## 1. はじめに

木や森林の役割は生物-岩石圏あるいは地球システムの要素として重要であり,土壌学などでは木根の地形学的な機能の重要性は認識されているが,それに関する知識や理解は不足している[1].最近 10 年の生物地形学や土壌学の研究では伐根の重要性が着目されており,これは根が土壌の発達や岩屑の撹乱,母岩の破砕に対して初生的に働くからである[1].現状では森林は地形の安定化に寄与する[2)3)]と考えられている一方で,木の根の成長は岩石を劣化させると推定されている[4].しかし,生物化学的あるいは生物物理的な風化に関する多くの現象は解明されていないため,これらの解明が課題となっている.そこで本研究では植生の根系が岩盤クラックに貫入した際の力学的作用について検討した.

## 2. 現地調査

### 2.1 調査地域の概要

現地調査を行った箇所は山口県美祢市江ノ河原の平原川沿いの露頭である(図－1).



図－1　調査地域[5)]

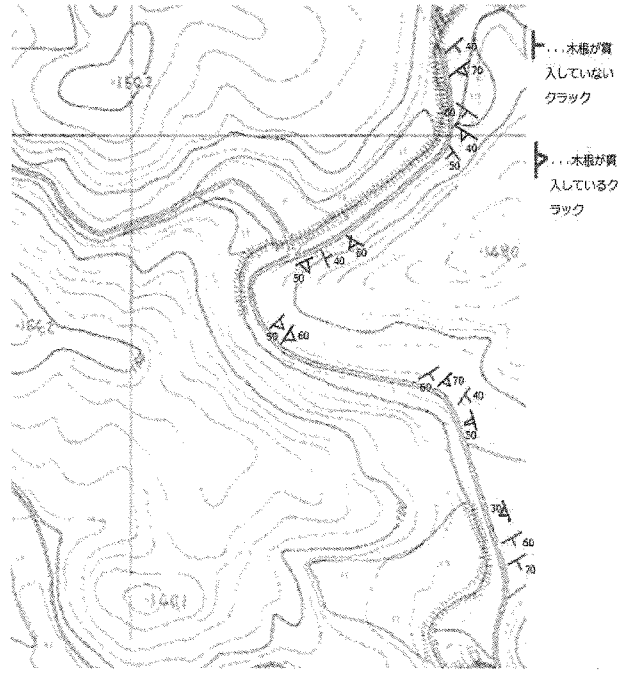
調査地点周辺の地形は標高約 400m の低山地地形を呈する.この地域は美祢層群に相当し、調査を行った露頭には平原層の砂岩が分布する[6].

### 2.2 調査方法

調査地域の露頭のクラック部に着目し,木根が貫入しているか貫入していないかを分類しつつクラックの走行と傾斜を測定した.また、クラックの幅と貫入している根系の径を計測した.さらに,層理面などの弱面となりうる部分に根系が貫入しているかどうかという点にも着目して観察を行った.

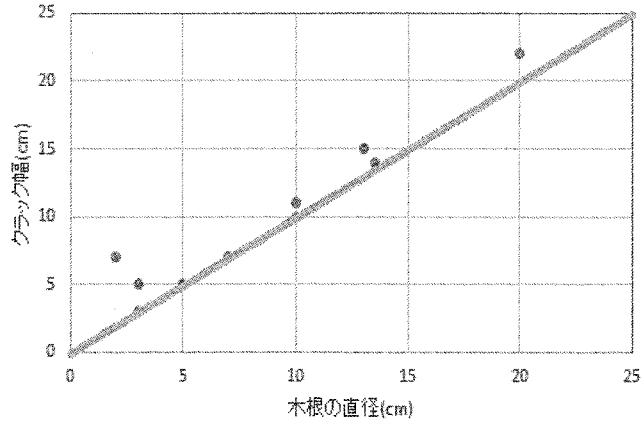
### 2.3 調査結果

本調査地域の層理面の走向は N50° E から N80° E であり傾斜は 60° S から 80° S である。調査地域のクラック分布は図－2 の通りである.クラックの走向は、層理面と同様のものが多いが、北西－南東方向の走向を示すものも少なからず認められる。



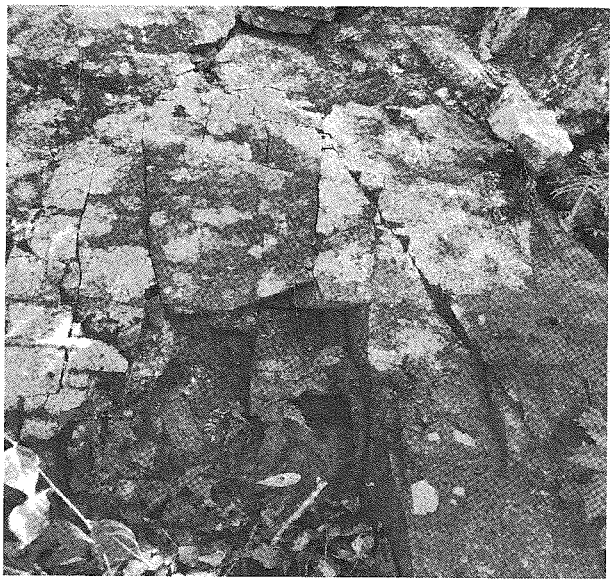

図－2 クラックの走向傾斜分布図

木根が貫入しているクラックに関して,木根貫入部のクラック幅と木根の直径を計測した.そのクラック幅と木根直径との関係を図－3 に示す.クラック幅よりも木根直径が大きい場合は,当然のことながら認められないが,クラック幅に対して木根直径が極端に小さい事例もなく,多くの場合は木根直径がクラック幅とほぼ同じからわずかに小さい程度である.

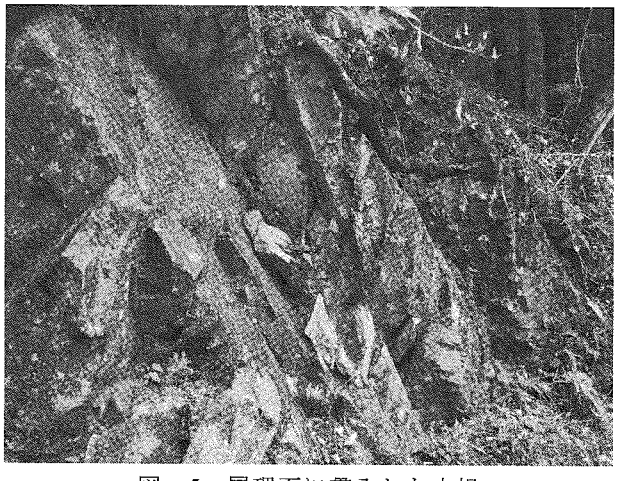



図－3　貫入している木根の直径とクラック幅の関係

また,木根の貫入によると思われる破壊の形態として特徴的であった亀甲状の割れ目の写真を図－4 に、層理面に沿って木根が貫入したと思われるクラックの写真を図－5 に示す.亀甲状のクラックは,斜面背後に分布する斜面表面と平行なクラックに沿って木根が貫入した場合に斜面表面に認められるクラックである.また,層理面に沿って木根が貫入している場合には,木根の貫入範囲よりも広い範囲でクラックが開口していた。



図－4　亀甲状の割れ目



図－5　層理面に貫入した木根

**3.考察**

図－2 に示したクラックの分布および木根の貫入したクラックの分布と調査地域の層理面の走向傾斜との関係から,木根が層理面に沿って貫入する場合は多くなく,根が入る方向が層理面に規制されるわけではないということが明らかとなった.

また,図－3 に示したように,クラック幅と貫入している木根の直径の関係では,木根とクラックの幅が等しいか木根の直径がクラック幅にかなり近い値となっていることがわかる.このことから,木根の貫入もしくは成長が岩盤の崩壊に直接的に寄与していることが予想できる.

**4.今後の課題**

今回の調査の結果から予想される,根系の貫入や成長が岩盤に及ぼす力学的な作用と,図－4 や図－5 に示したような破壊形態に至るような岩盤の応力状態を定量的に明らかにするために,室内実験や数値解析による検証が必要である.

**文献**


1) Lukasz Pawlic, Jonathan D.Phillips , Pavel Samonil (2016) :Roots,rock,and regolith:Biomechanical and biochemical weathering by trees and its impact on hillslopes-A critical literature review. Earth-Science Reviews, vol159,142-159

2) O'Loughlin,C.(2005):The protective role of trees in soil conservation. N.Z.J.For.49,9-15

3) Marston,R.A.(2010):Geomorphology and vegetation on hillslopes :interactions, dependencies, and feedback loops. Geomorphology 116,206-217

4) Gilbert,G.K.(1880):Report on the Geology of the Henry Mountains.Dept.of the Interior,US Geographical and Geological Survey of the Rocky Mountain Region, Washington,D.C.

5) 国土地理院地図: https://maps.gsi.go.jp/#15/34.147301/131.154754/&base=std&ls=std&disp=1&vs=c1j0l0u0t0z0r0f0

6) 西村祐二郎 編著(2012) 山口県地質図　第 3 版(15 万分の 1)　説明書 山口地学会,49-56

# P55. ボアホールカメラと孔内検層を用いた亀裂解析の精度向上の試み

Study of accuracy improvement of crack analysis using borehole televiewer and well logging

○安冨宏和（日本物理探鑛），石川貴規（応用地質），八野祐二（基礎地盤コンサルタンツ），
大塚康範，田島克洋（アース・スキャニング研究会）
Hirokazu Yasutomi, Takanori Ishikawa, Yuji Hachino, Yasunori Otsuka,
Katsuhiro Tajima

## 1. はじめに

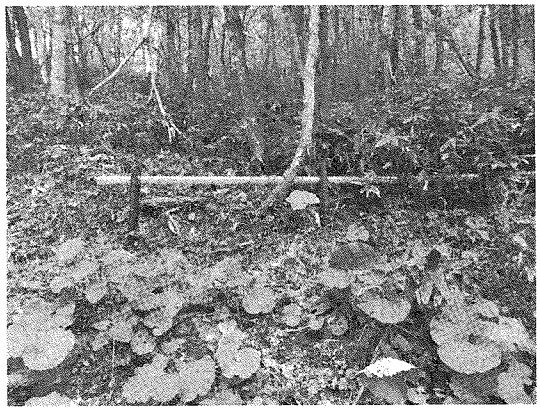
近年，地盤情報の高密度化，高精度化が求められ，地盤調査の基礎となるボーリングの平面的な位置情報に加えて，地中内のボーリング位置情報が重要な意味を持ってきている．ボアホールカメラによる展開画像で亀裂等の解析を行う場合，孔曲りや孔径情報が誤っていると亀裂の走向・傾斜の解析結果に誤差を生む原因となる．

そのような中，ボーリングの幾何学データと孔内状況の有力な情報源である孔内画像を合わせて計測できるシステムが開発された．

本研究では，このシステムの孔曲り検層の計測精度を確認した上で，ボーリングの幾何形状計測の重要性について考察するとともに，計測で得られた幾何学データから展開画像の亀裂解析における補正を試みたので，その結果について報告する．

## 2. 実験方法

実験に先立って，写真－1に示すように，長さ60mの透明塩化ビニル製の模擬水平孔（内径80mm，外径90m）を山林に設置し，起点と終点の位置関係を測量により求めた．



写真－1　透明塩化ビニル樹脂を用いた模擬水平孔

次に，模擬水平孔の正確な孔跡を把握するために，表－1に仕様を示す地磁気式孔曲がり検層器で計測した．

ボアホールカメラの測定・解析は，以下の手順に従った．使用したボアホールカメラの仕様を表－2に示す．今回は旧型を使用した．

①模擬水平孔に1m間隔で結束バンドを巻きつけて模擬亀裂を作成する．

②模擬水平孔の中にボアホールカメラを通し，円周解像度720，深度解像度0.5mmで，模擬亀裂の測定を行う．

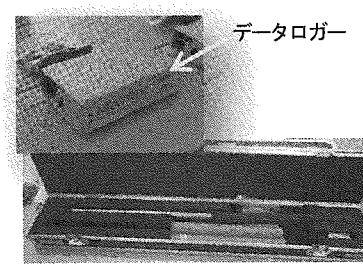
③ボアホールカメラ記録を模擬水平孔の入口0.9mの傾斜角（方位 311° 傾斜+2° ）で，直線的な模擬水平孔と仮定して，亀裂解析し，シュミットネットで模擬亀裂の傾斜角を統計処理する．

④ボアホールカメラ記録を，孔曲がり測定の0.5mピッチの方位と傾斜を考慮して，解析し，シュミットネットで統計処理をする．

⑤模擬水平孔が直線的と考えた場合の結果と，孔曲がり測定を考慮した場合の結果を、それぞれ、シュミットネットに投影して比較する．

⑥模擬水平孔を直線的と考えた場合には，模擬亀裂の方位・傾斜は1点に集中するが，孔曲がり測定を考慮した場合には、模擬亀裂の方位・傾斜は，バラツキが大きくなると考えられる．

表－1　孔曲がり検層器の仕様

| 項目 | 仕様 |
|---|---|
| 形式 | 3軸地磁気式 |
| 外観 |  |
| 搭載センサ | 3軸地磁気センサ，3軸加速度計 |
| 精度 | 1/100～1/200（誤差／走行距離） |
| ﾌﾟﾛｰﾌﾞｻｲｽﾞ | 直径40mm，長さ715mm，重さ3.4kg |
| 適用孔 | 傾斜：制限なし，材料：非磁性体 |
| 耐水圧・温度 | 200気圧・0～70℃ |
| 成果 | ボアホールの方位・傾斜 |

表－2　ボアホールカメラの仕様

| 項目 | 旧型（R社 BIP-V） | 新型（R社 BIP-6） |
|---|---|---|
| 画像出力 | NTSC,USB2.0 | Digital/NTSC,UBS2.0 |
| 解像度 | 360/720 Pixel | 360/720/1440/2880 Pixel |
| 深度分解能 | 0.25mm | 0.1mm |
| 計測速度 | 54m/h<br>(深度分解能0.5mm) | 108m/h<br>(深度分解能0.5mm) |
| ﾌﾟﾛｰﾌﾞｾﾝｻｰ | 方位センサー | 方位/重力センサー |
| 計測長 | 200m(最大300m) | 200m(最大500m) |
| 電源 | AC100V | AC100-240V |
| 駆動方式 | ﾓｰﾀ駆動(下降のみ)<br>/手動 | ﾓｰﾀ駆動(下降/引上げ)<br>/手動 |

## 3. 測定結果

(1)模擬水平孔での孔曲がり検層結果

模擬水平孔での孔曲がり検層結果を測量結果と共に表－３に示す．全体では起点から終点に向かって、起点での方位・傾斜を基準として、10m 程度の実偏距が有ることが分かった．

表－３　模擬水平孔での孔曲がり検層結果

| 測定方法 | 水平方向の偏距(m) | 鉛直方法の偏距 (m) | 実偏距 (m) |
|---|---|---|---|
| 孔曲がり検層 | −8.9 | +4.9 | 10.2 |
| 測量 | −8.9 | +4.8 | 10.1 |
| 差 | 0.0 | 0.1 | 0.1 |

(2)模擬水平孔でのボアホールカメラ結果

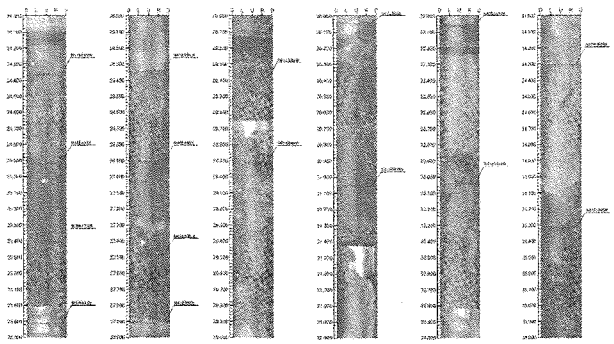
模擬水平孔での結束バンドによる模擬亀裂状況を写真－２に，ボアホールカメラの測定風景を写真－３に，測定結果の画像を図－１に示す．



写真－２　模擬水平孔での結束バンドによる模擬亀裂状況



写真－３　模擬水平孔でのボアホールカメラの測定風景

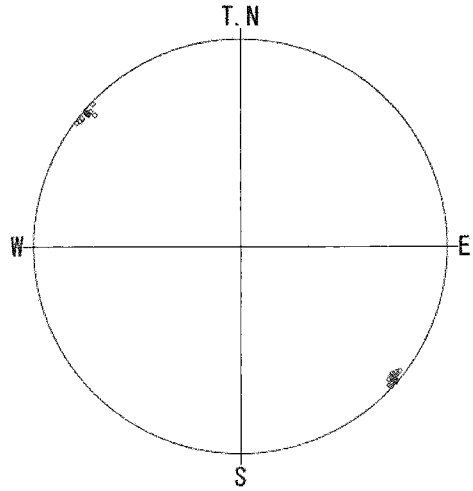


図－１　模擬水平孔でのボアホールカメラの測定結果画像

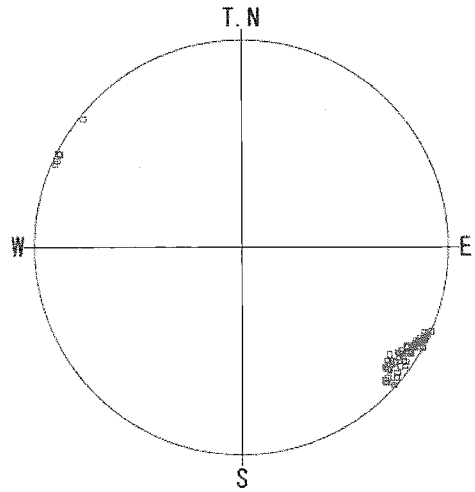
## 4. 亀裂解析結果

模擬水平孔を直線と仮定した亀裂面法線のシュミットネット投影結果を図－２に示す．基本的に模擬亀裂を模擬水平孔に対して直角に設置したので，模擬水平孔を直線と仮定した場合には，ほぼ１点に集中することは自明であり，予想された結果が得られた．

図－３に孔曲がり検層結果を考慮した亀裂面法線のシュミットネット投影結果を図－３に示す．図－２と比較するとプロットにバラツキが見られ，孔曲がりの影響が有意だと推測できる．




図－２　模擬水平孔を直線と仮定した亀裂解析結果




図－３　孔曲がり検層結果を考慮した亀裂解析結果

## 5. まとめ

今回の模擬水平孔での孔曲がり検層結果とボアホールカメラによる模擬亀裂の測定・解析結果から，孔曲がり検層を実施しない場合には，亀裂解析結果に有意な影響が出ることがわかった．今後は模擬鉛直孔での実験も実施し，亀裂解析の精度向上に向けた研究を進めて行きたい．

## 文献

1) 平木伸明他(2017)：ボアホールのキャラクタリゼーションのための試み，全地連「技術フォーラム2017」旭川，No.51

# P56. 国道218号美里町今地区の斜面崩落調査でのIT傾斜計観測の事例

A case of the observation by the IT ground tilt meter in misato town of route 218

○松崎達二，田中 登（サンコーコンサルタント株式会社），西條 敦志（曙ブレーキ工業株式会社）
Tatsuji matsuaki, Noboru tanaka, Atsushi Nishijo

## 1. 概要

熊本県の国道２１８号の美里町今地区では，平成２８年４月の熊本地震後の６月末に生じた集中豪雨の際に，道路法面で岩盤崩落が発生し緊急の災害復旧が必要となった（図 1.1，図 1.2）．災害直後には国道２１８号は全面通行止めとなり，地域の幹線道路であることから早期の復旧を行う必要が生じたこのため，早期復旧を目的に調査･観測を行うこととなった．当該地の地質は，基盤として深層風化し土砂化した花崗閃緑岩類，その上位に中硬岩程度の阿蘇４溶結凝灰岩が不整合に上載する．両者の境界は流れ盤となっており，落ち残った溶結凝灰岩がオーバーハングした岩塊で残存する状態であった．不安定化した岩盤が再崩落する危険性があることから，復旧までの監視目的として伸縮計・IT 傾斜計による監視観測を行った．本発表では，微量変動が把握可能な高精度の IT 傾斜計での崩落監視の結果を紹介する．IT 傾斜計を不安定化した溶結凝灰岩の上方斜面に配置し，岩盤崩落の監視を行った結果，余震の影響による変動，豪雨による変動累積を捉えることが出来た．

## 2. 不安定岩塊の状況

阿蘇４溶結凝灰岩（A4w）は，凝灰角礫岩が火砕流として堆積する際に，熱と自重によって溶融・圧縮され固結･岩石化した凝灰岩である．冷却時に形成される柱状節理や板状節理（クーリングジョイント）が発達している．これらの節理は，冷却面に対して，平行または直交方向に形成される．今地区の現場では，これらの節理が，傾斜した花崗閃緑岩との接触面（不整合面）と平行もしくは直交方向に形成されており，斜面上の岩塊（溶結凝灰岩）が不安定化し，再崩落しやすくなっている．

## 3. 監視観測機器

設置した監視観測機器は，地盤伸縮計と IT 傾斜計である．精度の違いから地盤伸縮計は現場内の緊急退避用の警報発令用，IT 傾斜計は遠隔監視用とした．

(1) 地盤伸縮計

地盤伸縮計は，インバー線の伸縮により地盤変動を感知する計器である．斜面上方に 1 基を配置し警報機（パトランプ・サイレン）と連動して，現場内で自動警報を発するよう設定した．閾値は，(10.0mm/d, 1.0mm/h) とした．結果として大きな変動は捉えていない．

(2) IT 傾斜計

IT 傾斜計は，加速度センサーを角度計測用に改良した測定器で，重力加速度を検知することで地盤変位の方向と角度を計測する．2 軸の加速度センサーを地下に埋設し，地表のデータロガーで記録を行うシステムである（図 3.1）．分解能は，1/1,000deg（3.6 秒）と高分解能である．この IT 傾斜計を，web 配信システムに連動して遠隔監視用として使用した．斜面上方に 6 基設置した．

## 4. IT 傾斜計の観測結果

図 4.1 に観測例（IT-2）として累積変動図を示す．

(1) 設置当初の 8 月～9 月

8 月～9 月は，余震が続いていることと，降雨量が多かったことから，過敏に変動しており，斜面傾斜方向に変動が累積している．9 月までは地震および集中豪雨の影響により地盤のゆるみが残存し，大きく変動していたものと考える．10 月以降は，余震も減少し降雨も減少したため，微量な累積変動はあるものの鎮静化傾向を示した．

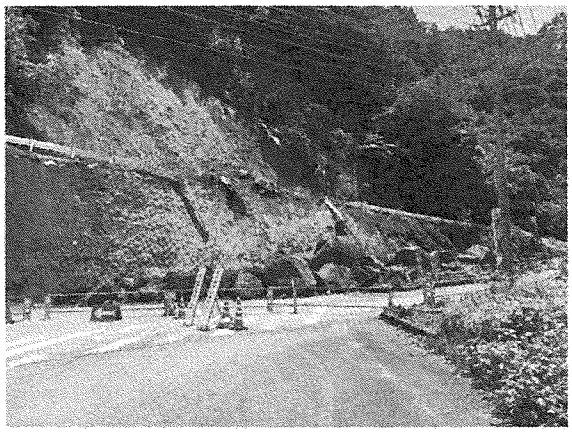


図 1.1 崩落斜面状況

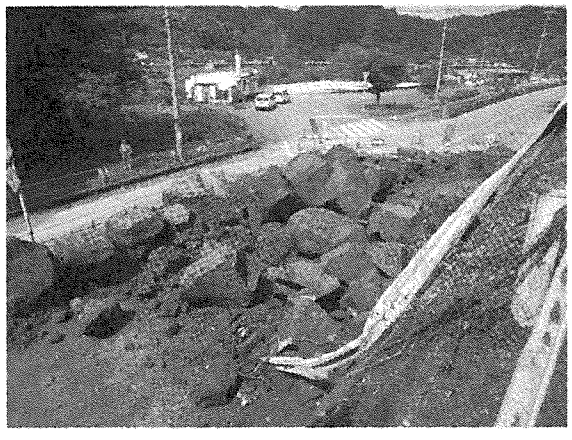


図 1.2 崩落した岩塊の状況

(2) 不安定岩塊全体の動き

図 4.2 に 6 基設置した各センサーの傾斜方向を示す．いずれのセンサーも微量な変動を捉えており，斜面下方の方向に傾斜が累積していることを示している．

**5. まとめ**

本件では，幸いにも，不安定岩塊が再活動し，2 次被害が生じることや緊急対応が生じることはなかった．観測結果を見ると，監視観測に一般的に使用される地盤伸縮計では変動を捉えていない時期に，IT 傾斜計では変動を確実に捉えていた．また，地盤伸縮計と異なり変動方向を把握可能なことも可能である．微量な斜面変動の兆候も把握でき，変動方向も取られることができることから，事前予測や監視観測には有効な機器であるといえる．

今後の展開として，高精度な点に着目すると①初期変動が小さい岩盤崩落や大規模落石給源への適用，簡便に面的配置が可能な点に着目すると②広範囲な斜面崩壊や地すべりへの適用，が考えられる．

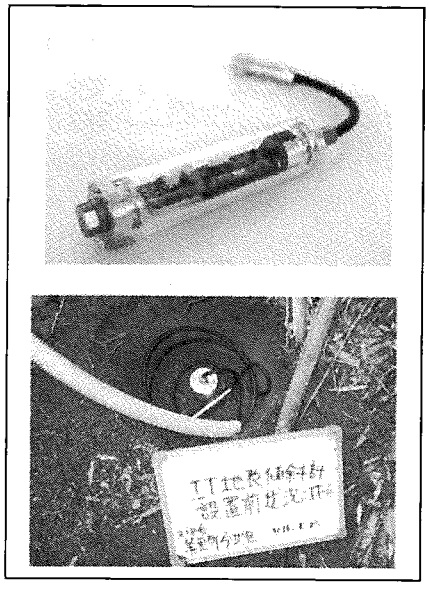


図 3.1 IT 傾斜計外観・設置状況

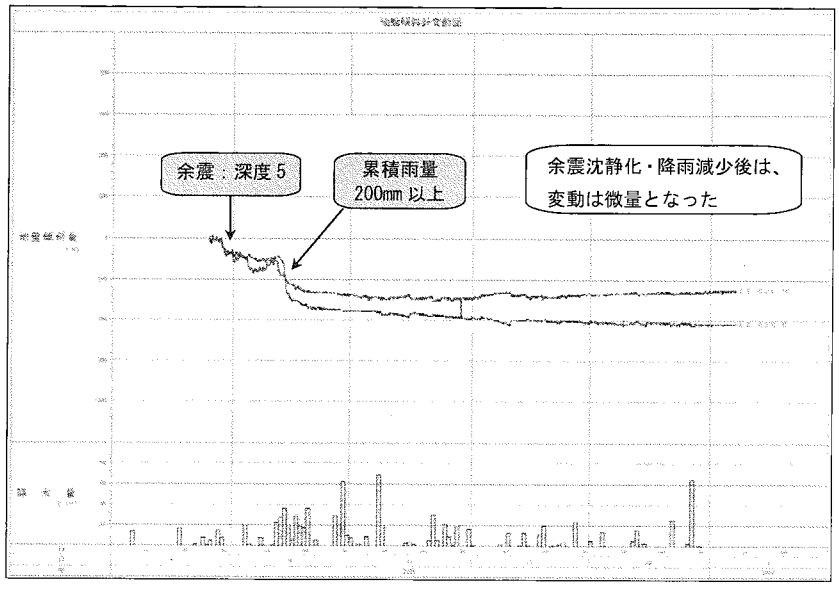



図 4.1 IT 傾斜計の累積変動図の例

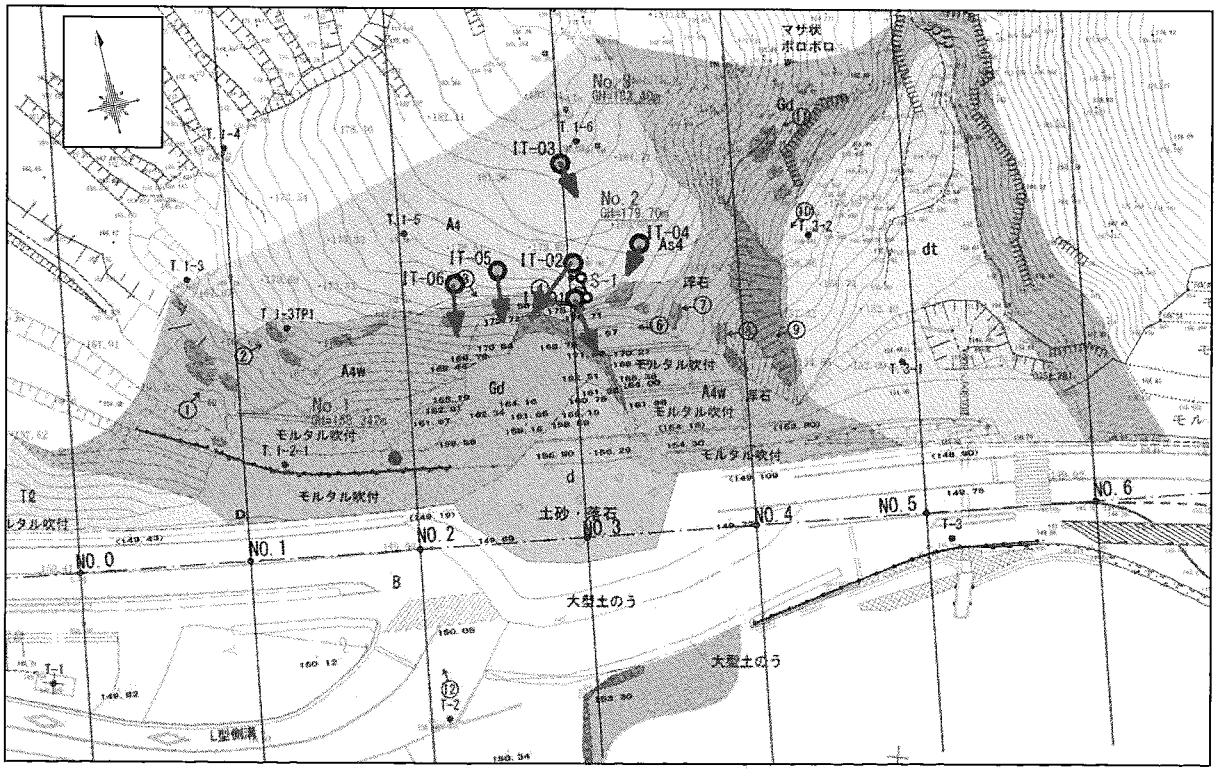



図 4.2 IT 傾斜計変動方向図

# p57. 広島市元宇品の地質ガイド～案内アプリの開発・実証～

The geology guide of Hiroshima-city Moto-Uzina ~ Development and demonstration of guide application ~

○曽我部 淳，岡村 幸壽，古川 智（中電技術コンサルタント㈱），満島 裕直
Atsushi Sogabe, Yukio Okamura, Satishi Furukawa, Hironao Mitsushima

## 1. はじめに

広島市の元宇品(宇品島)は、周囲約3km、標高58m の小さな島で，市街地から約 5km という場所に貴重な原生林と自然海岸が残っている．元宇品の西側半分を占める元宇品公園は瀬戸内海国立特別地域に指定されており，自然海岸では貴重な地質を身近に観察することができる．

本論は，地元の委員会メンバーと連携し，元宇品を訪れる外国人を含めた様々な人に元宇品の地質への理解を深める機会を提供するスマートフォンアプリを開発，実証を行っている内容について述べる．

## 2. アースミュージアム元宇品と課題

元宇品の自然環境を「アース・ミュージアム(地球博物館)元宇品」と呼び，官民協働でアース・ミュージアム元宇品構想推進委員会を立ち上げ，貴重な自然を守り伝えるための様々な活動が行われている．活動のひとつにアース・ミュージアム元宇品「地球さんぽ」があり，月１回のボランティアガイドを開催している．自然海岸における地質ガイドは人気の定番コースであり，地質は年中観察できるため，観察ポイントに標識を建てて，普段訪れる方への案内に対応している．

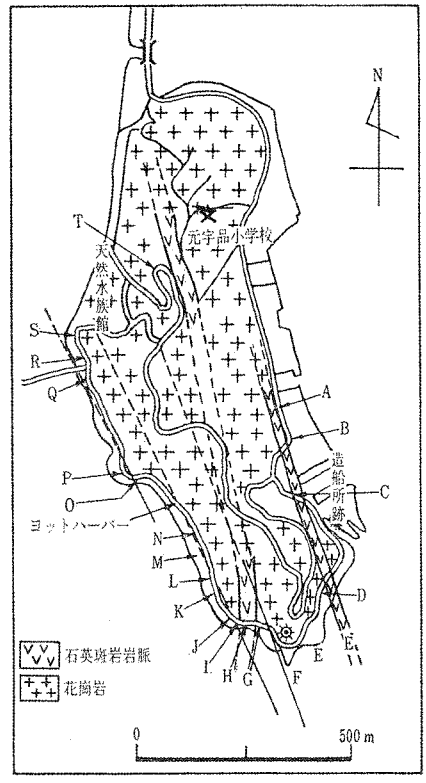
今後の課題としては，外国人対応とボランティアガイドの支援がある．元宇品に立地するグランドプリンスホテルには外国人観光客が多く，海岸を散策する際に外国語でガイドできることが望ましい．また，経験の少ないボランティアガイドの支援やガイド不在でも案内できることが望ましい．

## 3. 元宇品の地質

元宇品島の地質平面図を図－1 に示す．元宇品島は，恐竜が栄えていた約8500万年前(中生代白亜紀)にマグマが地下深部(約 10～15km)でゆっくり冷えて固まった広島花崗岩(日本最大の花崗岩体)で造られている．この花崗岩は淡いピンク色をした長石と石英・黒雲母・角閃石などの鉱物から出来ている．この花崗岩体内には，多数の岩脈やペグマタイトと呼ばれる巨大な鉱物結晶，古い時代の地層を取り込んだ捕獲岩，過去の地震発生の証拠でもある断層や破砕帯が多数見られる．また，サイコロ状の方状節理や玉ねぎ状風化などの現象も見られる[1]．

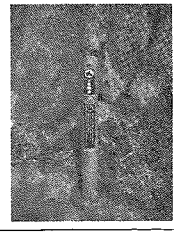
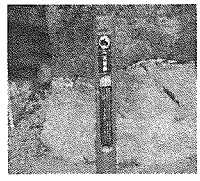
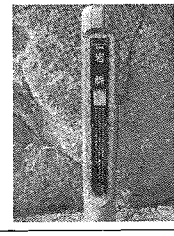
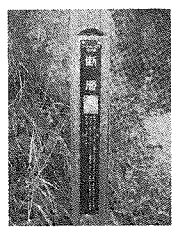
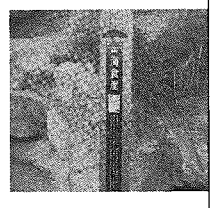
海水面から約 3mの高さには、海食洞や海食崖という海の波で浸食された地形が観察できる．この地形は，海水面が 3～5m高かった縄文時代前期(約 6000 年前)に形成されたと考えられている[1]．

アース・ミュージアム元宇品では，これらの地質の観察ポイントに表－1 のような標識を建てている．




図－1　元宇品島の地質平面図[2]

表－1　元宇品の地質標識

| 花崗岩 | 正断層 | 岩脈 |
|---|---|---|
|  |  |  |
| **断層** | **節理** | **海食崖** |
|  |  |  |

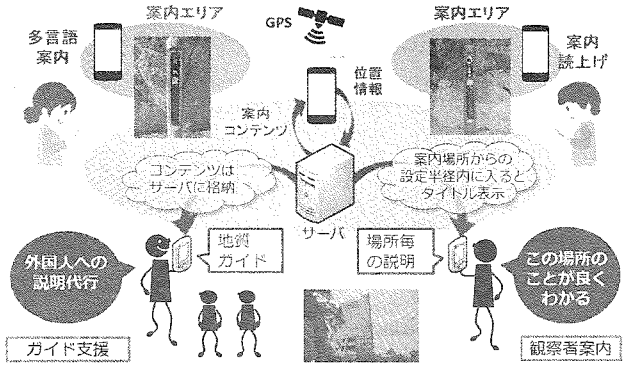
## 4. 案内アプリの開発

スマホが取得する位置が，あらかじめ設定された案内地点の近くにあるとき，その地点に紐付けてサーバ上に置かれている案内文，画像，動画等の案内コンテンツを提供する．多言語対応で，読み上げも可能であり，同じアプリでどこでも使える特徴をもつ．本案内アプリシステムの概要を図－2 に示す。また，技術的特徴を下記に示す．

1) 汎用アプリ： GPS より取得した位置情報に基づき，サーバと通信して位置情報に紐付けられたコンテンツをサーバからスマホに提供する仕組みとしているため，アプリは中継機能のみでコンテンツを持たない．このため、アプリ自体はどこでも使用でき，サーバ側にコンテンツを用意しておけば利用できる．

2) 多言語対応と読み上げ： 同一コンテンツを複数の多言語で表示可能とし，汎用読み上げソフトを活用して当該言語での読み上げを行うことができる．

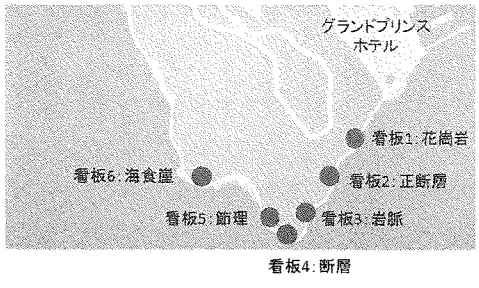
3) コンテンツ表示範囲の設定： GPS で指定した緯度経度の位置を中心とした円内に入ったときに表示される仕組みとし，その半径を任意に設定できるものとしているため，場所毎に案内開始地点を設定できる．また，離れた場所でもコンテンツの確認が可能である．




図－2 案内アプリシステムの概要

## 5. 案内アプリによる地質ガイドの実証

実証は，元宇品の地質標識が建てられている場所(図－3)を多言語で案内することから始めている。標識には日本語による案内文が記載されており，この案内文の英語版を作成してサーバに登録し，案内メニューに表示させている。これらの案内文のうち「花崗岩」の例を表－2 に示す．

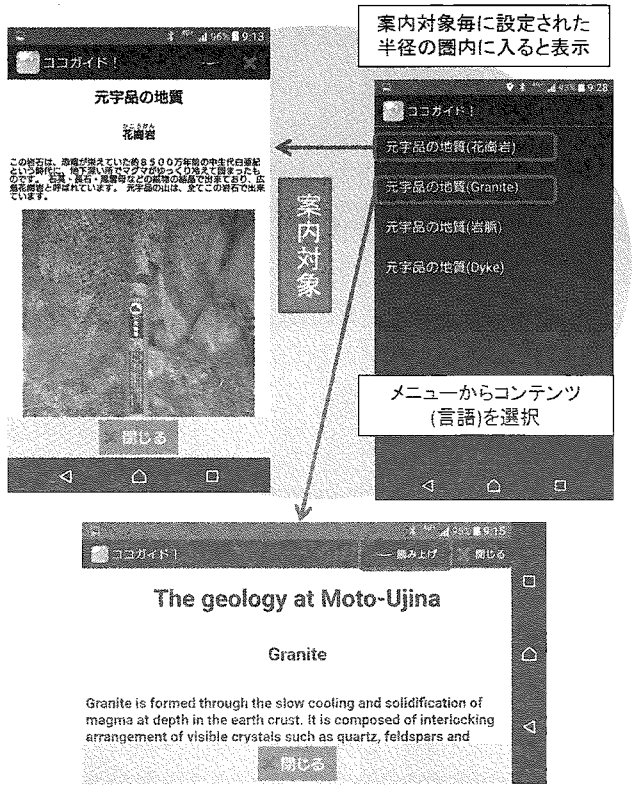



図－3 宇品地質標識地点(案内場所)

表－2 案内文の例

| 花崗岩 Granite | |
|---|---|
| 日本語 | この岩石は、恐竜が栄えていた約８５００万年前の中生代白亜紀という時代に、地下深い所でマグマがゆっくり冷えて固まったものです。石英・長石・黒雲母などの鉱物の結晶で出来ており、広島花崗岩と呼ばれています。 |
| 英語 | Granite is formed through the slow cooling and solidification of magma at depth in the earth crust. It is composed of interlocking arrangement of visible crystals such as quartz, feldspars and biotite. Rocks exposed in the Moto-Ujina area consist wholly of light-colored coarse-grained igneous rocks. They are called Hiroshima Granite. |

本アプリによる元宇品地質案内は，図－4 に示すように，案内場所に近づくとメニューが表示され，案内言語を選択するとコンテンツが表示される．アース・ミュージアム元宇品構想推進委員会のメンバー等に本アプリを紹介し，実証運用を行っている．




図－4 案内アプリシステムの利用

## 6. 今後の展開

本アプリ「ココガイド!」(注)を，元宇品を訪れる外国人旅行者等に利用してもらうとともに，地質ガイドのほか自然・史跡を含めたアース・ミュージアム元宇品の案内支援ツールとして普及させる活動を継続する．

(注) 商標登録申請中

### 文献

1) 元宇品の地質(自然観察ガイド養成講座資料)，アース・ミュージアム元宇品自然観察ガイドの会，(2014)

2) 広島県地学のガイド:広島県の地質とそのおいたち，広島県地学のガイド編集委員会，コロナ社(1979)

# P58. 津波の引き波の強さと地形との関係（数値実験）

Tsunami behavior in coastal area: Numerical experience

○橘　徹（土質工学株式会社）
Toru Tachibana

## 1. はじめに

東日本大震災による津波は，陸上だけでなく，海域に対しても多くの被害を与えた．特に津波遡上後の引き波により，多くのものが海域へと流されていき，海底への瓦礫の堆積や，太平洋を超えて北米沿岸部まで瓦礫が到達するという事態が起こった．特に沿岸部では海底地形の変化や環境の変化が起こり，漁業などにも大きな影響を与えた．しかしながら，陸上域における津波被害の検討に比べ，沿岸部海域で津波がどのように挙動するかの検討事例は少ない．

本論では，沿岸部沖合の海域（海底）において，津波の流速・流向と地形との関連を検討した．

## 2. 検討手法

検討対象の地形については，断面形状として，陸棚が明瞭な場合（陸棚タイプ；図-1a）と，急峻な斜面の場合（急斜面タイプ；図-2a）を想定し，それぞれについて，平面的に平板な場合（図-1 および図-2 の b）と谷状の場合（図-1 および図-2 の c）を設定した．

津波の計算は，支配方程式として浅水方程式を用い，スタガード格子を採用し，Leap-frog 法で行った[1]．格子は間隔 200m の正方格子とし，沖合方向に 600 グリッド（120km），海岸線方向に 400 グリッド（80km）の計算領域を設定した．時間ステップは，CFL 条件を考慮して，1.0 秒とした．なお，津波は海岸で全反射するものとし，遡上は考慮していない．計算した時間ステップは 14400 ステップ（240 分）である．

津波については，東日本大震災で得られた GPS 波浪計の記録[2]を援用した入力波を境界部に与えた．本論では，岩手中部沖 GPS 波浪計の計測値を計算境界の水深（400m および 800m）での波形に変換し，最大波を含む 10 分間の計算値を入力波として用いた（図-3）．

## 3. 結果

各想定地形について，水深 100m および 300m の地点（図-1 および図-2 の Record points）での流速を計算した（図-4～図-7）．これらの図において，正値は沖側への流れ，負値は陸側への流れを示している．

陸棚タイプの平板地形では水深 100m 地点において沖側への最大流速は 0.5m/s 程度であり，陸側への最大流速は 2m/s 程度であり，水深 300m 地点において沖側への最大流速は 0.2m/s 程度であり，陸側への最大流速は 1m/s 程度である．谷状地形では水深 100m 地点にお

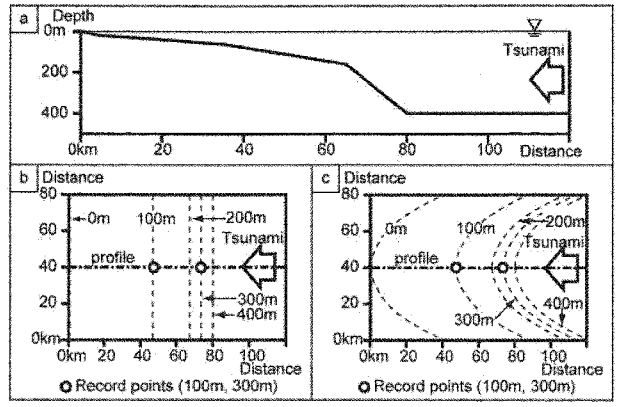



図-1　想定地形（陸棚タイプ）

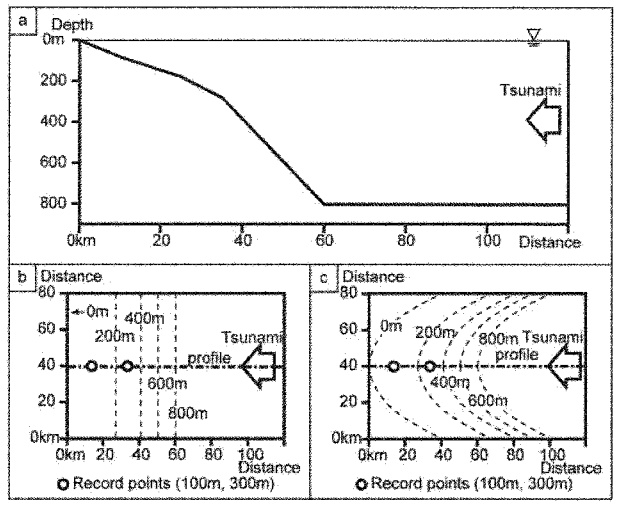



図-2　想定地形（急斜面タイプ）

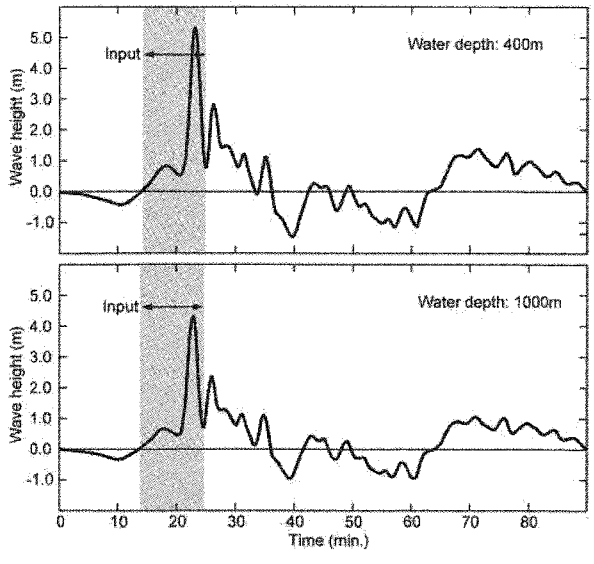



図-3　入力波

いて沖側への最大流速は 1m/s 程度であり，陸側への最大流速は 2m/s 程度であり，水深 300m 地点において沖側への最大流速は 0.3m/s 程度であり，陸側への最大流速は 1m/s 程度である．

急斜面タイプの平板地形では水深 100m 地点において沖側への最大流速は 1m/s 程度であり，陸側への最大流速は 2m/s 程度であり，水深 300m 地点において沖側への最大流速は 0.5m/s 程度であり，陸側への最大流速は 1m/s 程度である．谷状地形では水深 100m 地点において沖側への最大流速は 8m/s 程度であり，陸側への最大流速は 6m/s 程度であり，水深 300m 地点において沖側への最大流速は 6m/s 程度であり，陸側への最大流速は 4m/s 程度である．

## 4. 議論およびまとめ

上記の数値計算結果によれば，断面形状と流速とに関しては，寄せ波（陸側への流れ）については同程度の流速になる傾向があるが，引き波（海側への流れ）については，急斜面タイプの断面形状の場合が，陸棚タイプの場合よりも，より大きな流速となる傾向がみられる．また，平板状の地形に比べ，谷状地形の谷筋では，同程度の水深であっても，流速値には明瞭な差異があり，より大きな値を示す．

遡上した津波の挙動は地形状況（場合によっては微地形状況）に影響を受けることがわかっているが[3)4)]，浅海下部や上部漸深海域においても地形の影響が大きく現れることが今回の数値実験により判明した．ただし，今回注目した地形上の特徴以外にも海域での津波の挙動に大きな影響を与える地形的要因が存在する可能性がある．また，遡上を考慮した場合，どの程度の影響があるのかは不明である。詳細な地形データが得られない場における津波の特性や挙動を把握するにあたり、これらは今後の課題である．

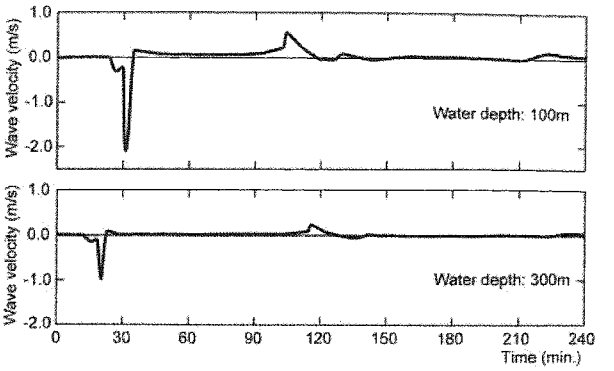



図-4　陸棚タイプ・平板地形での流速

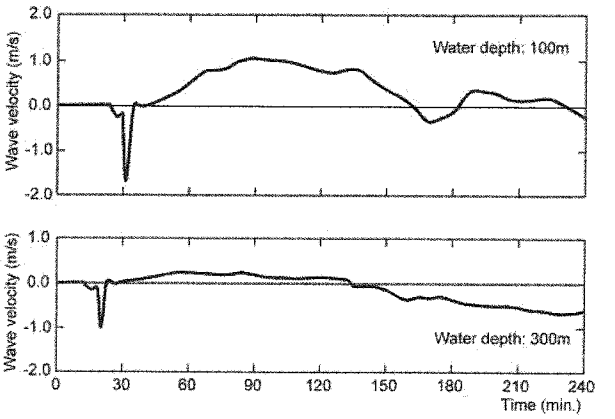



図-5　陸棚タイプ・谷状地形での流速

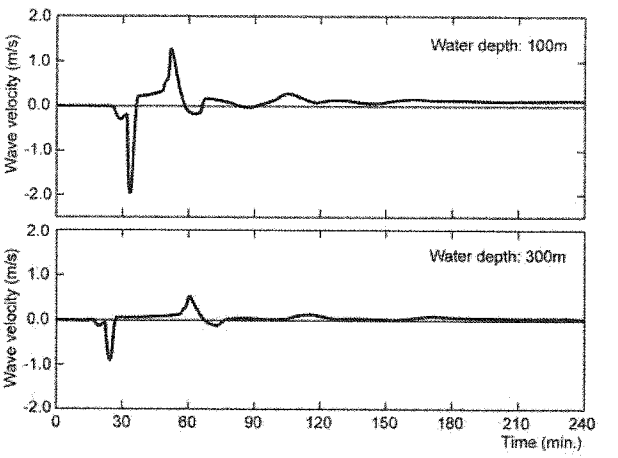



図-6　急斜面タイプ・平板地形での流速

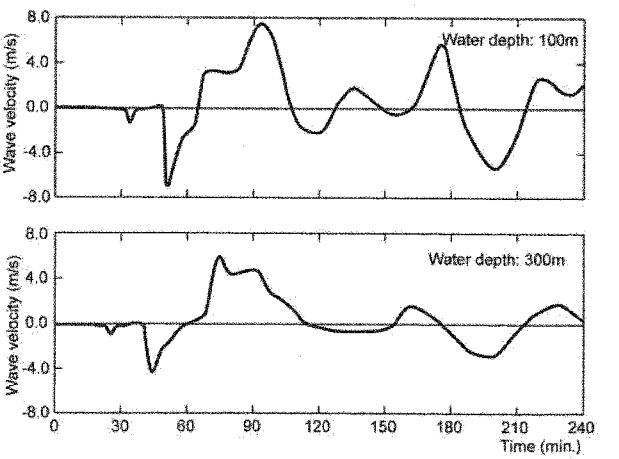



図-7　急斜面タイプ・谷状地形での流速

## 文献

1)後藤智明，小川由信(1982)：Leap-frog 法を用いた津波の数値計算手法，東北大学工学部土木工学科資料

2)国土交通省港湾局　全国港湾海洋波浪情報網（ナウファス）:東北地方太平洋沖地震による津波観測データ，https://nowphas.mlit.go.jp/prg/pastdata/, Accessed 16 Aug. 2017

3)Umitsu M, Tanavud C, Patanakanog B (2007):Effects of landforms on tsunami flow in the plains of Banda Aceh, Indonesia, and Nam Khem, Thailand. Mar Geol 242: 141-153

4)Tachibana T.(2015):Inundation behavior of the 2011 Tohoku earthquake tsunami in the Taro District, Miyako City, northeast Japan, as inferred from directional traces. Natural Hazards, 75(3), 2311-2330.

# P59. 地質の日イベント活動「街中ジオ散歩 in Tokyo」の紹介と今後の展望

Introduction and future of Geo-Educational Tourism in Greater Tokyo Area at The Japanese Geological Memorial Day

○緒方信一（中央開発），原　弘（応用地質），橋本智雄（中央開発）
Shinichi Ogata, Hiroshi Hara, Tomoo Hashimoto

## 1. はじめに

本発表は，平成 20 年に地質関係の学会，組織により毎年 5 月 10 日を地質の日に制定されたことを機に，開催されている徒歩見学会「街中ジオ散歩 in　Tokyo」(以下，「ジオ散歩」)の紹介と展望について述べる．

## 2. 企画の経緯と当初のコンセプト

ジオ散歩は，平成 24 年 5 月以来，平成 29 年まで 6 回を開催している．この企画は前年の初頭，当時の本学会と，日本地質学会との間で，地質の日(日本で初めて地質図が作成された記念日 5 月 10 日)イベントでの共催において企画を同意したことから始まる．

初回前年の夏，本学会事業企画委員会と，地質学会本会が，先ずどのような共催企画とすることが良いかについて打合せを行った．

その結果，次のコンセプトにて，共催企画を行うことになった．

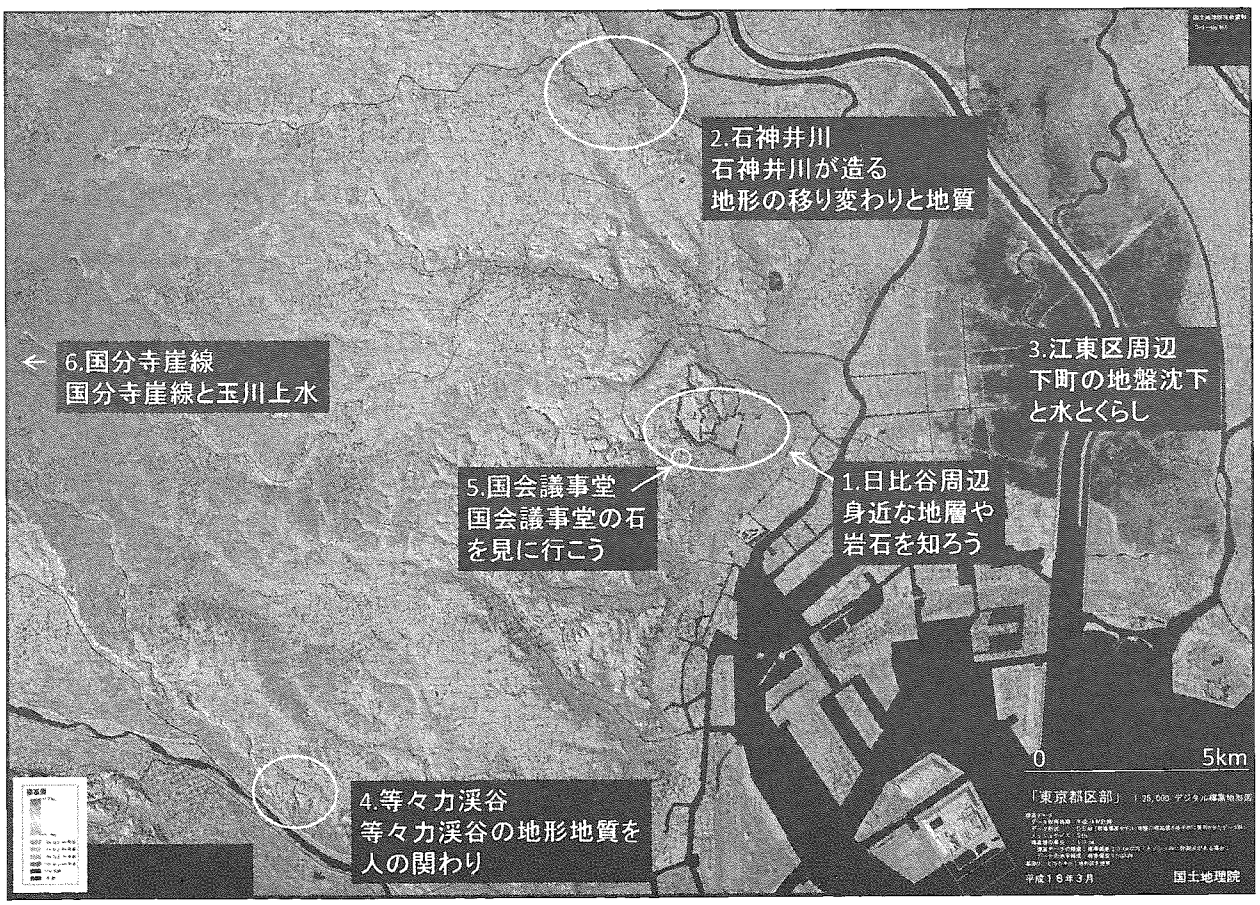
① 一般の方を対象：小学生から高齢者まで開放した地質・応用地質学を広く学ぶ現場研修会とすること．

② 街中で地形地質を学ぶ：本学会の中部支部や東北支部で企画された街中の身近にある地質学・応用地質学を学ぶ企画として，生活の中でも学べるところが多く有ることを知ってもらうこと．

③ シニア層が講師で活躍：説明講師は，シニア層に依頼して，地質学・地質技術の伝承を行うことで，シニア層にも再び学会活動で活躍いただくこと．

④ 固定費用ゼロ：貸し切りバスを使わず，参加人数による収支リスクの削減と，参加費の低額化を実現するために固定費用がかからないようにすること．

この 4 つのコンセプトにしたがって，徒歩で歩く際の興味深い地形に着目して，国土地理院デジタル標高地形図を見ながら候補を案出した(図－1)．この地形図




図－1　街中ジオ散歩の実施サイトとそのテーマ
番号は実施順　国土地理院デジタル標高地形図「東京都区部」を引用加筆

で見ると，荒川放水路一帯の海抜 0m 地帯，石神井川や等々力渓谷での河川争奪，また台地と低地の境界に造られた皇居(旧江戸城)・日比谷周辺など，地形・地質を興味深く学べるサイトが多いことが分かった．

その中で，第 1 回は江戸時代から東京の中心である皇居(日比谷)周辺で開催しようと言うことになった．

なお，「街中ジオ散歩　in　Tokyo」の名付け親は，日本地質学会事務局長の橋辺菊恵氏である．2008 年からの NHK「ブラタモリ」, 2006 年からのテレビ朝日「ちい散歩」に敬意を表し，平成 24 年に命名した．

また，毎年の開催では，一般社団法人東京都地質調査業協会の後援を戴いている他，実施回ごとに自治体や関係機関の共催・後援・協力を戴いてる．

### 3. ジオ散歩の仕様概要と実施ルート例に見る改善点

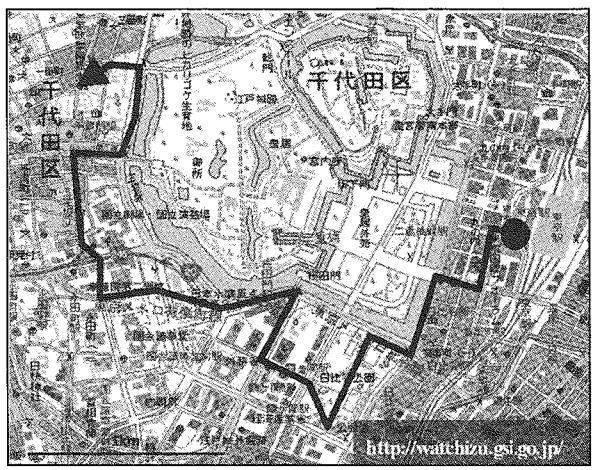
ジオ散歩の全 6 回にわたる見学会仕様概要(コンセプト以外の仕様)は次の通りである．

① 参加者は 30 名程度：徒歩移動時の安全を考え，参加者 5 名(1 班)に 1 名のスタッフが付いて実施した．

② 見学説明は 15 名単位か 30 名単位：安全な場所で 3 班ずつか全参加者で行う．

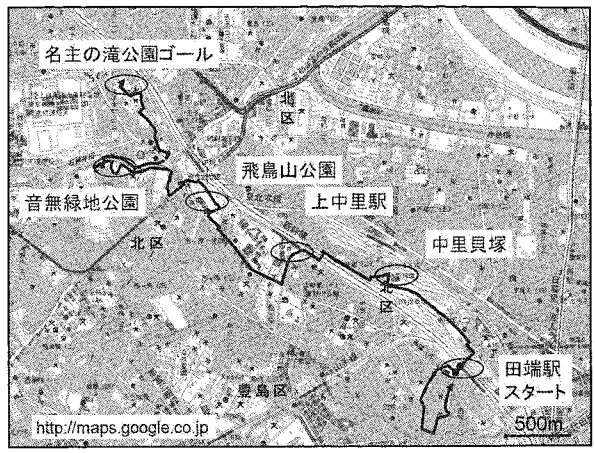
③ 参加費用は 2,000 円程度：施設見学料，2 名分の講師謝金，傷害保険，講師スタッフ交通費を賄う．

このジオ散歩の特徴は徒歩で全ルートを見学することである．ここでは第 3 回までの初期企画でのルート設定に着目して，改善すべき点を述べる．

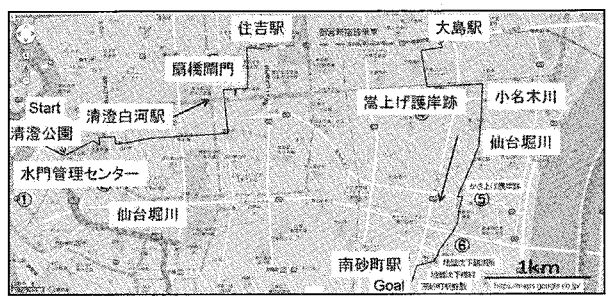



図－2　第 1 回　日比谷周辺ジオ散歩のルート図
国土地理院の電子地形図(タイル)にルートを追記して掲載

第 1 回から第 3 回(図－2～4)までは，主催者側が見学者として見たい箇所を全て盛り込んだため，行程がどんどん増え，第 1 回の 6km から第 3 回の 10km と一般向け徒歩見学会の徒歩量を超えてしまった．また各ルートでの雨天時の昼食設定，座れる休憩箇所の設定ができなかったことも改善すべき点であった．ただ，徒歩ルート沿いで弁当等の昼食をまとまって確実にとれる場所の確保(公民館等)が難しいのも事実である．




図－3　第 2 回　石神井川ジオ散歩のルート図
(地図データ：Google，ZENRIN)




図－4　第 3 回　江東区周辺ジオ散歩のルート図
(地図データ：Google，ZENRIN)

第 2 回では河道跡であるへび道等せまい道路での徒歩安全，信号のない道路横断，長い距離での一部参加者のリタイアも対応改善点である．

第 3 回では途中に地下鉄移動を入れて徒歩距離の短縮を図ったが 10km と長距離となり且つ行程が 1 時間遅れ参加者にご迷惑をかけたことも対応改善点である．

以上の反省に立ち，第 4 回以降は特にルートの短縮化と雨天時の昼食会場の確保に留意して実施している．

### 4. 今後の展望

ジオ散歩は，身近にある地形地質とその自然に根差した生活(応用地質)を徒歩で年齢を問わず楽しく廻れることが特徴である．そのため，小中高の生徒さんが先生と申込まれるケースや，知的好奇心溢れる高齢者の方の申込みも多い．今後は，抽選をしないで如何に多くの参加者，幅広い層に満足行く企画とできるか，ボランティア活動での制約と両立させる方法を探したい．筆者らは，この課題を解決した先にある，ジオ散歩の全国への発展を通じて，地学や自然の理解の裾野が拡がり，社会に役立つ応用地質学が一層発展して行くことを期待している．

### 関連発表

原弘，橋本智雄，緒方信一(2017)：日本地質学会との共同事業「地質の日」街中ジオ散歩 in Tokyo の紹介，平成 29 年度日本応用地質学会シンポジウムポスター．

# P60. ジオパーク活動への応用地質学的視点の有用性

Possibility of the engineering geological point of view to Geoparks activities.

○坂口　巧，橋本　智雄（中央開発（株））
Takumi Sakaguchi, Tomoo Hashimoto(Chuo Kaihatsu Corporation)

## 1. はじめに

ジオパークとは，ユネスコの正式プログラムであり，著者らは，国内のジオパーク及びジオパーク構想において地域振興にむけた応用地質学的視点から支援を行ってきた（橋本他，2016）．

応用地質学は，国際応用地質学会（IAEG）で「地質と人間活動の相互作用の結果として生じるエンジニアリングや環境・災害問題の調査・研究や，その解決に関するサイエンス」と定義（応用地質学会設立趣旨より引用）されている．

そのため，大地と人々の繋がりが極めて深く，共有すべきメッセージが豊富な分野であり，一般の人々に大地との繋がりを知ってもらうジオパーク活動に最適な分野であると考えている．（図 1-1）．本報告では，著者らが支援を行った月山ジオパーク構想を例に応用地質学的視点の有用性について報告する．

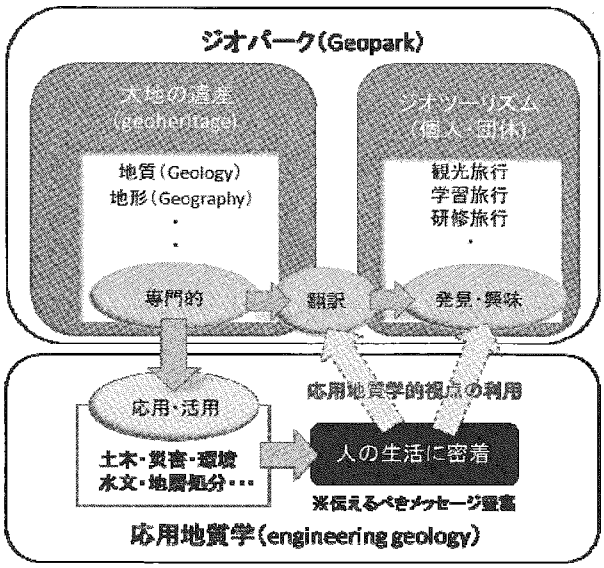



図 1-1　ジオパーク活動と応用地質学（イメージ）

## 2. 月山ジオパーク構想

月山ジオパーク構想は，山形県のほぼ中央に位置する標高 1,984m の月山とその山麓部で構成される．

月山地域は，国内有数の豪雪地域であり，火山特有の脆弱な地質と大量の雪解け水により，地すべりの多発地帯である．また，出羽丘陵の隆起やそれに伴う月山の山体崩壊，最上峡を吹き抜ける日本三大悪風などジオ資源が豊富な地域である．

さらに，このような特殊な地域であることから，古くから山岳信仰が根付き，出羽三山としても有名である．厳しさのなかから恩恵を受け取る月山地域の人々の暮らしと大地の関わりが深いという特徴がある．

① 構成団体：構成団体は，月山の山麓を囲む 5 市町村の地域住民，有識者，大学教授等からなる．

② 目的：5 市町村を跨ぐ広域連携と月山地域の魅力を再認識することで地域振興に繋げるツールとして利用．

専門性の強い地形・地質と一般の地域住民を繋ぐ橋渡し役として著者らは関わっている．

## 3.「応用地質」と「ジオ」との繋がり

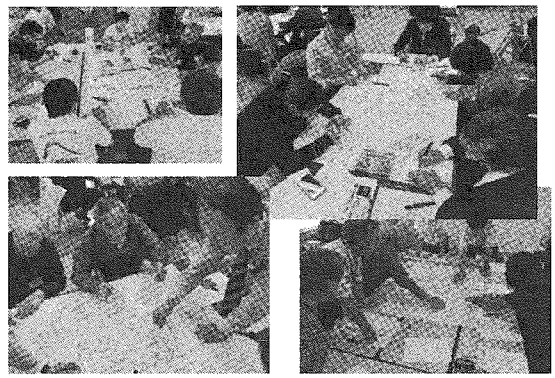


図 3-1　地域の魅力を抽出

月山ジオパーク構想では，月山地域のジオ資源抽出のため 5 市町村の関係者，住民が集まりワークショップ（以後 WS とする）を開催した．

先述のエリアの特徴をはじめ，地域に眠る多様な資源（生活，食，文化，信仰，歴史等）が抽出された．その中で特徴的であったのが雪や風，信仰に関するワードが多く，地形・地質に関係するワードは非常に少なかったことである．雪や風，さらには信仰も地形・地質が密接に関係している．そのことを知らないという方が多いのが現実である．

そこで，学習会や話し合いを重ね，繋がりをストーリーで考えた（図 3-2）．




図 3-2　「ジオ」要素の繋がり
（月山ジオパーク構想パンフレットから引用）

このようにストーリーを持って考えることで，雪や風に代表される気象，住民を悩ませる地すべりや土砂災害，山菜やブナ林などの植生，信仰や文化に至るまで，普段何気なく身近にあるものが驚きの発見や再認識に繋がった．

また，話し合いを重ねていくことで，地域住民が伝えたい地域の魅力を選定し，「雪・風・大地のおそれとめぐみ」というテーマを設定した．

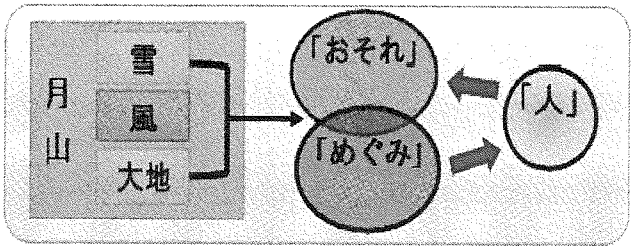



図 3-3　テーマの構成イメージ

## 4. ジオパーク活動との接点（応用地質学でできること）

①　ジオツアー

先述の繋がり（ストーリー）を用いて，地域振興や広域連携を視野にジオツアーを企画した．

例えば，月山地域は地すべりの多発地帯であり，それは地域住民を悩ませる災害の 1 つである．その要因は多雪に伴う豊富な雪解け水と出羽丘陵の隆起，脆弱な月山火山の地質等，様々なものが結びついて発生しており，対策工事が進められている．そんな災害である一方，地すべり地形を利用して造られた棚田は，日本の棚田百選に選ばれるなど，地域の重要な観光資源にもなっている．

しかし，地すべりの一般的な地形や発生機構について解説しても観光客等の関心や理解度は低いと考えられる．そこで，ジオツアーでは，地すべりという災害を美しい棚田の景観と合わせて巡ることで，興味を持ってもらう試みを行っている．

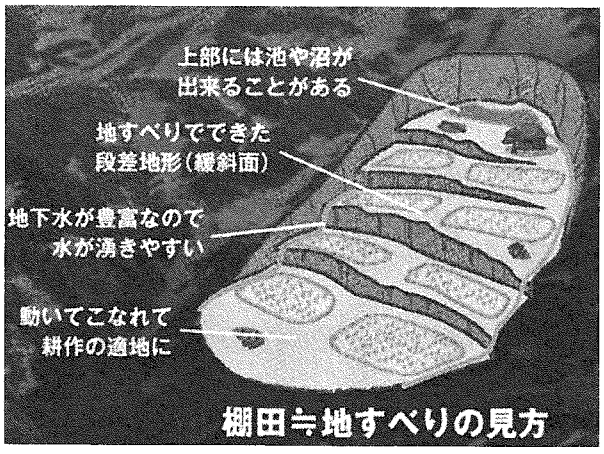



図 4-1　棚田と地すべりの関係
（月山ジオパーク構想パンフレットから引用）

このようなジオツアーの取り組みは，以下についても有効であると考える．

- 対策工事の意味やその効果，自然と共生する上で必要となる心構えなどを学ぶ場．
- 普及，啓発による理解度向上で災害時の防災行動の質が高まる．
- ジオサイトの案内看板の作成や観光等で地域住民が自ら学んだことを伝えることで意識の啓発や災害の歴史の伝承にも効果が期待され，ソフト対策の充実に寄与．
- 専門家からの一方的な情報提供ではなく，住民自ら学習，普及していくことで地形・地質に対する一般のニーズの分析も可能．

②　ガイド養成

ジオガイドは，訪れた人にジオパークの魅力に触れてもらい，理解を深めてもらうお手伝いをする専門的な知識を学んだ案内人である．

そこで，月山ジオパーク構想では地域住民自らが地域の魅力を案内するガイドとして活躍してもらうため専門知識の学習会や実際に現地でガイドをしてもらうような実践的な養成も行ってきた．

先ほどの地すべりを例にあげると，地すべり地形を観察したり，対策工施設を案内しながら説明するだけでは理解はしてもらえるが，観光として考えた場合，面白みは感じてもらえないかもしれない．

そこに，ガイドによる食や生活との繋がりの案内，体感（五感を刺激するような）できるような工夫を加えることでより興味が深まると考える．

これらの工夫は，大地と人々の繋がりが極めて深い応用地質学を発信していく上で応用できるものと考えている．

## 4. 反省点と今後の展望

前述したとおり，応用地質学的な要素は人々の生活や歴史と密接に関連しており，普段当たり前として受け入れられている事象が驚きを持って再認識されることや興味を持ってもらうことも可能である．

月山ジオパーク構想では，H28 年度のジオパーク認定において惜しくも落ちてしまった．反省点として，ガイドのスキル不足やテーマのまとまり，専門性に寄った説明であったとの指摘を受けた．

知識を伝えようとするとどうしても専門用語が飛び交い一般の方は面白みを感じられない．また，まずはガイド自身が楽しむことも重要であるということに気付かされた．

今後は，ツアーのターゲットを明確にし，さらにジオジオせずに身近なものから地形・地質に面白く繋げていけるような工夫や技術を探っていきたい．

また，一般の方に対しての応用地質学的視点のニーズの把握や可能性を広げていきたいと考えている．

# P61. 古第三系山砂利層の分布などでわかってきた吉備高原地塊の長期安定性

Geologically long term stability of the "Kibi Plateau Block" inferred from distribution of the Paleogene gravelly valley-fill deposits " Mountain Gravels " and the Miocene marine deposits

○田中元（復建調査設計），鈴木茂之（岡山大学），藤原英俊，後藤啓治（復建調査設計）
Hajime Tanaka, Shigeyuki Suzuki, Hidetoshi Fujiwara, Keiji Gotou

## 1. はじめに

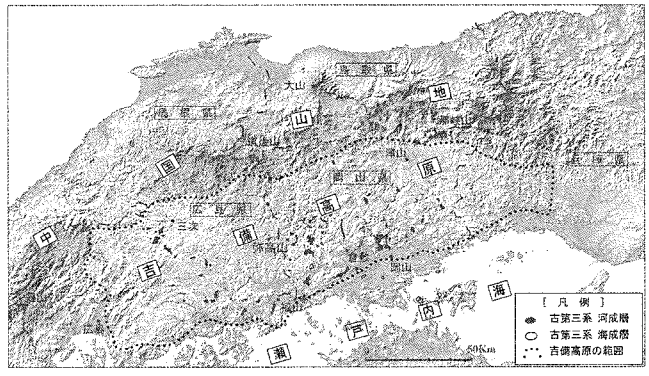
日本列島のうち西南日本弧内帯に位置する中国地方東部の広島・岡山両県中部には，吉備高原面と呼ばれる標高 500m 前後の隆起準平原地形が典型的に発達している[1]（図-1 参照）．吉備高原の上にはルーズな礫層を主体とする河成層が散在し，その層相から”山砂利層”とよばれ更新統とされてきた[2]．しかし，近年，各地でフィッショントラック年代測定値が得られたことを契機に研究が進展し，その年代はほぼ古第三紀の初期から末期にわたること，数回以上の堆積期があり北から南への流路が追跡できること，堆積期による岩相の変化がないことなどがわかり，岡山市北部の”山砂利層”は，古第三系吉備層群として定義づけられた[3),4)]（図-2 参照）．吉備高原上の”山砂利層”の年代は，一部に異論がある[5)]もののすべてを古第三系とする見解があり[6),7)]本稿ではこれに従う．また，瀬戸内海沿岸部にはこれまで中新統とされた海成層が点在するが，近年，古生物学的年代が再検討され，ほとんどが古第三紀の中期から後期のものとわかった[4),5),6)]（図-2 参照）．一方，吉備高原上には中新統の海成層も分布する．主要な分布地は吉備高原面北端の三次から津山にかけて中国山地南縁に沿って東西にのびる盆地列であるが，吉備高原面中央部の弥高山周辺，岡山市北部などにも谷埋め性の小規模な分布が見られる[4)]．

このような知見より，吉備高原地域は変動帯日本列島では特異ともいえる新生代を通じた長期安定地塊と考えられており[7),8)]，新第三紀前期とされる日本海拡大以前の大陸地殻が保存された地域と推定される．本稿では，岡山県中西部地域の地形と新生界の関係を整理し，当地域の吉備高原地塊の長期安定性を検討する．

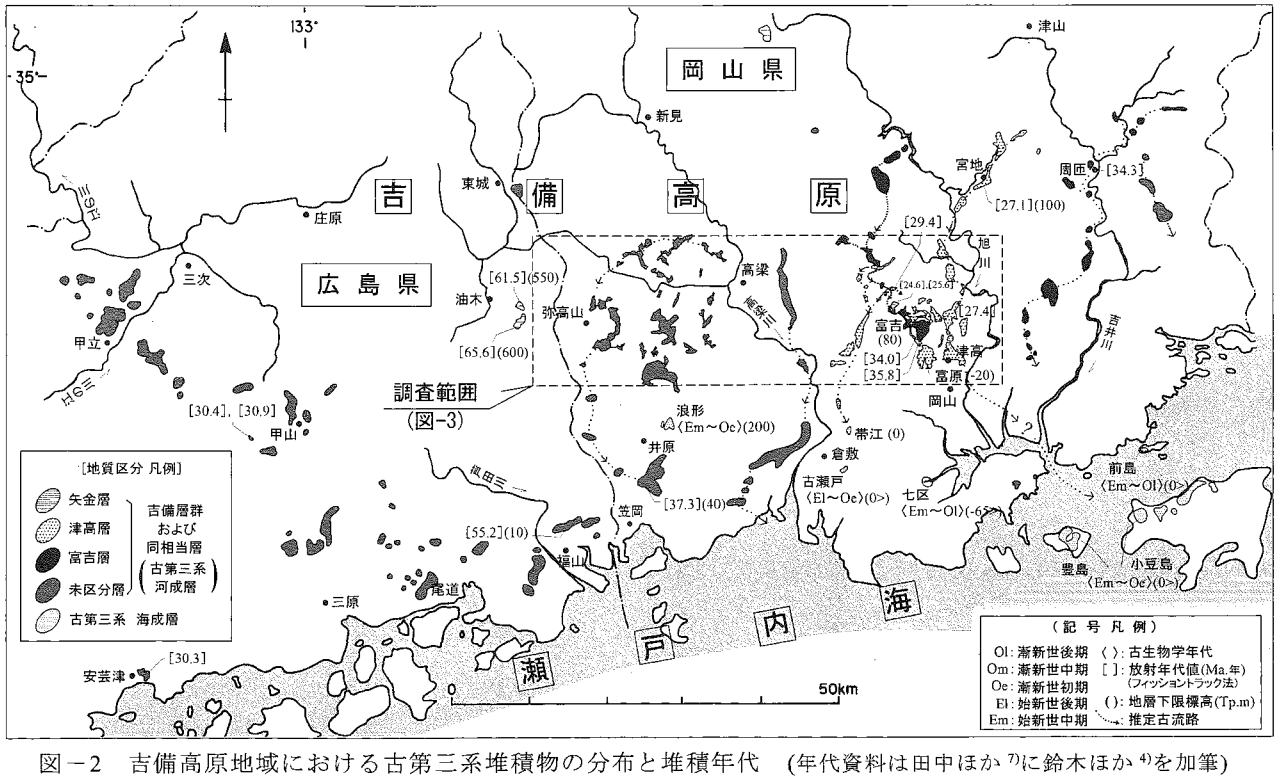
## 2. 岡山県中西部地域における吉備高原の地形・地質

図-3 に岡山県中西部の吉備高原における侵食小起伏面と新生代の地質分布との関係を示す．

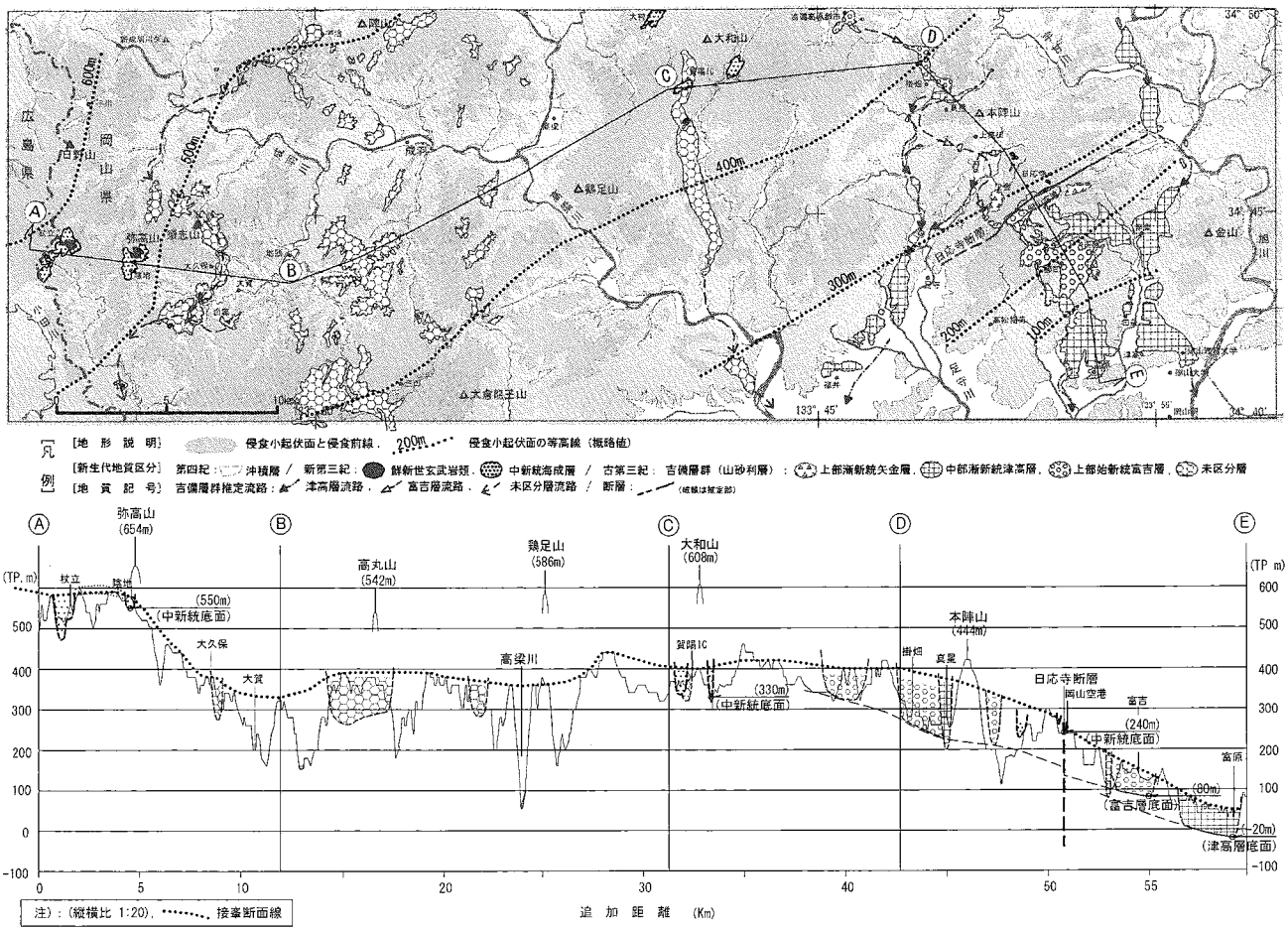
同図より次の特徴が認められる．山地には侵食小起




図－1　吉備高原の範囲と古第三系堆積物の分布




図－2　吉備高原地域における古第三系堆積物の分布と堆積年代　(年代資料は田中ほか[7)]に鈴木ほか[4)]を加筆)




図－3　岡山県中西部の吉備高原における侵食小起伏面と新生代の地層分布との関係（上：平面図，下：断面図）

伏面が広く分布して概ね北西方向に高度を増し，接峯断面図でわかるように緩やかな波状曲隆をなす．同面の標高は岡山市北部で約 100m，岡山・広島県境付近で約 600m，比高差約 500m で，平均傾斜は約 0.5°である．高梁川などの河川は概ね同面の傾斜方向に穿入蛇行し河川周辺で同面が低下する．大和山などの残丘は同面に沿うように高度が変化し，点在する吉備層群や中新統海成層も同面に沿って全域に分布する．区域内で確認される新生代の断層は岡山空港付近の日応寺断層のみで，中新統と吉備層群が約 30m 北西上がりに変位するが地形面の変位は見られない．吉備層群の古流向は 概ね北から南で，多くは河道底付近が侵食を免れて残存し，層厚は厚いもので 100m 程度である．岡山市北部の吉備層群は流路底高に差があり中部漸新統の津高層は上部始新統の富吉層より約 100m 低位で岡山平野下へ没し，瀬戸内沿岸の海成古第三系へと連続する可能性がある（図-2 参照）．

## 3．まとめと考察

吉備高原地域のうち岡山県中西部地域で侵食小起伏面と新生代の地層分布の関係を検討し，次のことがわかった．①侵食小起伏面は北西方向に高まる緩やかな傾動曲隆傾向を示す．②穿入蛇行する現河川に沿い面の低下傾向がある．③面上には堆積時期が異なる河成の古第三系吉備層群や海成中新統の侵食されやすい地層が面の地形変化と調和して広域に散在する．④地域内には地形面変位を与える断層は認められない．

これらのことから，当地の吉備高原は，古第三紀から現在までの長期間大きな地殻変動を経験せず，多くの期間陸上にあった中で侵食が進まない安定状態を保っており，長期安定地塊を示唆する地域と考えられる．

## 文献


1）小藤文次郎（1908）：中国筋の地貌式，震災予防調査会報告，Vol.63， pp.1-15.

2）光野千春・杉田宗満（1979）：岡山県地質図(1/10 万)，内外地図.

3）鈴木茂之・壇原徹・田中元（2003）：吉備高原に分布する第三系のフィッション・トラック年代，地学雑誌，Vol.112，pp.35-49.

4）鈴木茂之・松原尚志ほか（2009）：岡山市周辺の吉備高原に分布する古第三系「山砂利層」と海成中新統，地質学雑誌，Vol.115 補遺，pp.139-151.

5）松原尚志（2009）：日本地方地質誌 6 中国地方 3.2.1 中国山地南部-瀬戸内海東部沿岸地域，朝倉書店，pp.110-112.

6）松浦浩久・栗本史雄ほか（2002）：20 万分の 1 地質図幅「岡山及丸亀」，産業技術総合研究所.

7）田中元・鈴木茂之ほか（2003）：吉備高原周辺の古第三系に関する最近の知見とその古地理学的意義，岡山大学地球科学研究報告，Vol.10，pp.15-22.

8）鈴木茂之・田中元（2017）：古第三系吉備層群の古流路復元から推測される吉備高原の長期安定性，日本地質学会第 124 年学術大会予稿集，印刷中.

# P62. 現地検討会資料：安定地塊実感コース（山砂利層と吉備高原）

Excursion guide: The Paleogene " Mountain Gravels " on the stable basement rocks of the Kibi Plateau

○後藤啓治（復建調査設計），鈴木茂之（岡山大学），田中元，藤原英俊（復建調査設計）
Keiji Gotou, Shigeyuki Suzuki, Hajime Tanaka, Hidetoshi Fujiwara

## 1. はじめに

岡山県中西部に拡がる吉備高原は「晴れの国　おかやま」を象徴する地域である．なだらかな地形と地震が少なく穏やかな気候による災害リスクの低い安心・安全な地域と考えられ[1]，高嶋哲夫氏のフィクション小説「首都崩壊」[2]では首都直下地震後の遷都適地に日本列島の中央に位置する吉備中央町が推されている．

また近年，吉備高原では新生代の地質研究が進み，高原上に散在する更新統とされていた“山砂利層”が古第三紀のほぼ全期間にわたって間欠的に堆積した地層であること，瀬戸内海沿岸地域に点在する中新統とされていた海成層も古第三紀中～後期の地層であること，高原上には中新統の海成層が分布することなどの新知見が得られた[3),4)など]．これにより，広島県中部も包括する吉備高原地域は，変動帯日本列島の中で，日本海拡大前，大陸縁辺部にあった時代の地層を保存し続ける安定地塊と考えられるようになってきた[5]．

一方，吉備高原西部に分布する中生代三畳紀の成羽層群は，付加体が多い日本列島の中で大陸縁辺部の現地性堆積物が保存された稀少な地層であり，これも安定地塊吉備高原ならではのものである．成羽層群は，炭層を含み植物化石や示準化石モノチスを多産することから古くから注目され多くの研究がなされてきたが，近年，地質構造と層序の全貌が明らかにされ[6]，炭層をすべり面とする特異な「成羽層群地すべり」が多発する地域であることも示された[7]．

本現地検討会では，我々に多くの恵みをもたらす安定地塊吉備高原を実感して頂くことを目的として，岡山県中西部を縦断する片道行程約 60km の見学コースを設定した（図-1 下図参照）．以下その紹介を行う．

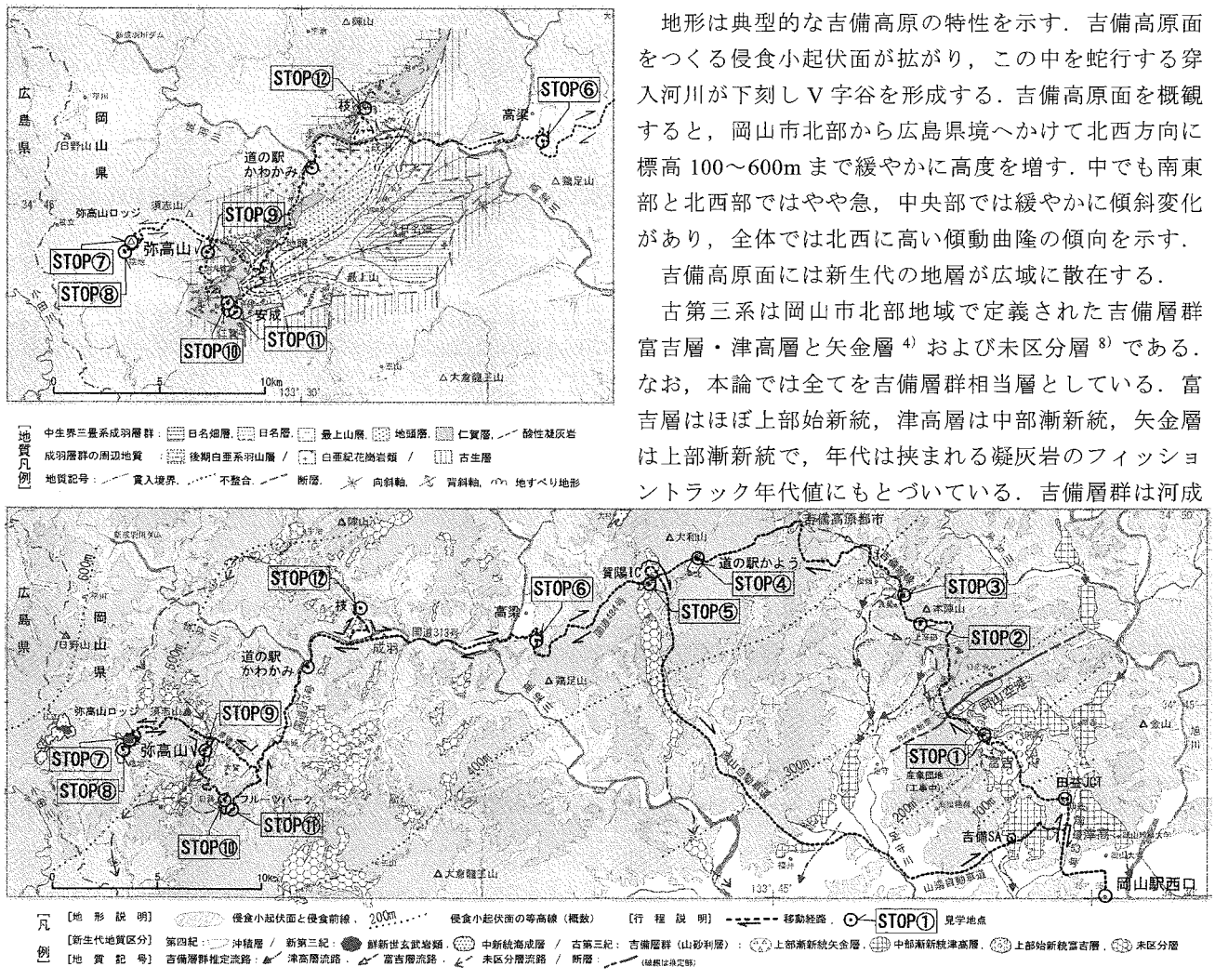
## 2. 新生代の地形地質概要

見学地周辺の地形地質概要を述べる（図-1 下図参照）．

地形は典型的な吉備高原の特性を示す．吉備高原面をつくる侵食小起伏面が拡がり，この中を蛇行する穿入河川が下刻しV字谷を形成する．吉備高原面を概観すると，岡山市北部から広島県境へかけて北西方向に標高 100～600m まで緩やかに高度を増す．中でも南東部と北西部ではやや急，中央部では緩やかに傾斜変化があり，全体では北西に高い傾動曲隆の傾向を示す．

吉備高原面には新生代の地層が広域に散在する．

古第三系は岡山市北部地域で定義された吉備層群富吉層・津高層と矢金層[4]および未区分層[8]である．なお，本論では全てを吉備層群相当層としている．富吉層はほぼ上部始新統，津高層は中部漸新統，矢金層は上部漸新統で，年代は挟まれる凝灰岩のフィッショントラック年代値にもとづいている．吉備層群は河成




図－1　見学予定地と周辺の地形地質案内図（上図：成羽層群の分布，下図：新生代層の分布と地形）

層で現河川と同様に北から南へと古流路が追えるものが多く，得られた年代値からいくつかの異なる堆積期をもつ．岩相は中～大礫サイズの円～亜円礫からなる本流成の礫支持礫岩を主体とする．“山砂利層”と呼ばれた所以である．富吉層，津高層は保存が良いため部層構成が検討でき，いずれも下位より礫岩優勢部層，砂岩泥岩優勢夾炭部層，礫岩優勢部層の順に重なる類似した構成をなす特徴がある[5]．長期間同様の堆積環境が続いた可能性を示すもので興味深い．

新第三系は西部の弥高山周辺，中部の賀陽周辺，東部の岡山空港周辺にいずれも小規模な分布を示す．これらは中部中新統の備北層群・勝田層群に対比される海成層で吉備層群を不整合で被覆している[4),9)]．賀陽周辺の中新統は，起伏面上の緩く細長い現在の谷底を埋めるように分布する．現河谷と同位置に中新統の谷埋め層が残ることは，高原面形成時の侵食量は小さく当時の地形が現在へ続くことを示すもので注目される．

中新統への変位が確認される断層は，岡山空港付近の日応寺断層のみである．変位量は約 30m 西上がりの衝上断層で，吉備高原面の地形変化は認められない．

## 3．成羽層群の地質概要[6]

上部三畳系の成羽層群は，礫・砂・泥・石炭へと移化する上方細粒化シークエンスで特徴づけられる陸成層とタービダイトを含む砂岩・泥岩からなる海成層で構成される．層序は，下位より仁賀層，地頭層，最上山層，日名層，日名畑層からなり，地頭層は海成層でその他は陸成層である．仁賀層はしばしば炭層を挟み，植物化石を多産し地すべりが多発する．地頭層は泥質細粒砂岩層からモノチス貝化石を多産し，鍵層となる酸性凝灰岩の薄い単層を挟む．地質構造はほぼ東西の軸をもつ開いた向斜構造をなしている(図-1 上図参照)．

## 4．見学地点の概要

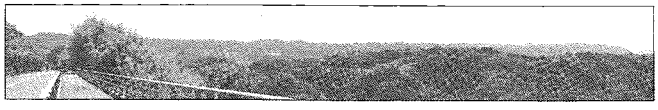
見学地点は，安定地塊吉備高原の地形と吉備層群・中新統の露頭との関係把握を中心に，成羽層群の地すべり多発層とモノチス化石の多産層の層相観察も行う計画とした．以下，見どころ毎に見学地点を概説する．

**(1)吉備高原面の地形観察**（図-1 下図参照）

STOP②：南東方向の稜線を遠望し約 0.8°で南へ緩傾斜する平坦な高原面を観察（写真-1 参照）．

STOP⑥：穿入河川高梁川による侵食谷を観察．

STOP⑦：高原面に突き出た残丘の弥高山（標高 654m）から，360°パノラマの高原面を観察（写真-2 参照）．



写真－1　STOP②付近 南(右側)へ緩傾斜する高原面



写真－2　STOP⑦ 弥高山山頂から東側の遠望

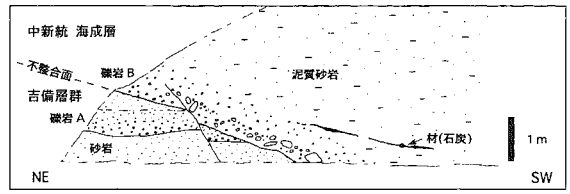
**(2)古第三系吉備層群と中新統の観察**（図-1 下図参照）

STOP①：吉備層群富吉層中部～下部部層を観察．岡山県の空港南産業団地造成現場内のため工事の進捗状況によって観察対象層が変わる場合あり．

STOP③：吉備層群津高層の礫岩優勢部層を観察．礫支持礫岩で“山砂利層”の所以となった代表的な層相．

STOP④：標高約 350m 位置の中新統海成層を観察．現河谷底に沿い細長く分布．生痕や貝の印象化石あり．

STOP⑤：吉備層群を不整合に被覆する中新統海成層を観察（図-2 参照）．中新統の泥質砂岩は貝化石を多産．




図－2　STOP⑤の露頭スケッチ[4]

STOP⑧：吉備高原面の高位置（標高約 590m）に分布する海成中新統を観察．細粒砂岩層に貝の印象化石．

STOP⑨,⑩：吉備高原面の高位置に分布する吉備層群未区分層を観察．礫岩優勢層で礫支持礫岩に砂岩レンズを挟む．流路が追跡できインブリケーションもある．

**(3)成羽層群の岩相観察と化石採取**（図-1 上図参照）

STOP⑪：成羽層群仁賀層の地すべりを多発する夾炭層の層相を観察．炭層は曲げ褶曲で選択的に破砕劣化．

STOP⑫：成羽層群地頭層のモノチス化石を多産する泥質細粒砂岩層の層相を観察し，化石を採取する．

文献


1) 高嶋哲夫（2015）：今そこにある危機，市民フォーラム 2015in 岡山 講演予稿集，応用地質学会．
2) 高嶋哲夫（2014）：首都崩壊，幻冬舎．
3) 田中元･鈴木茂之ほか（2003）：吉備高原周辺の古第三系に関する最近の知見とその古地理学的意義，岡山大学地球科学研究報告，Vol.10，pp.15-22．
4) 鈴木茂之･松原尚志ほか（2009）：岡山市周辺の吉備高原に分布する古第三系「山砂利層」と海成中新統，地質学雑誌，Vol.115 補遺，pp.139-151．
5) 鈴木茂之･田中元（2017）：古第三系吉備層群の古流路復元から推測される吉備高原の長期安定性，日本地質学会第 124 年学術大会予稿集，印刷中．
6) 鈴木茂之（2009）：日本地方地質誌 6 中国地方 2.7.1 トリアス系 c.成羽層群，朝倉書店，pp. 88-92．
7) 横田修一郎・田中元・山田琢哉（2009）：成羽層群の炭層地すべり群－岩相と地史を反映したその構造特性，地質学雑誌，Vol.115 補遺，pp.109-122．
8) 寺岡易司・松浦浩久ほか（1996）：20 万分の 1 地質図幅「高梁」，地質調査所．
9) 瀬戸浩二・山内靖喜（2009）：日本地方地質誌 6 中国地方 3.3.1 中新統（5）岡山県高梁市西部，朝倉書店，pp.140-141．

# P63. 岡山地域に分布する花崗岩類を地中と地上から観察する

Geological Field Excursions the Granitic Rocks in Okayama Area from the ground and underground

○能美洋介（岡山理科大学），木村隆行，嶋 将志，石川敦代（エイト日本技術開発），久木一磨（ウエスコ）
Yousuke Noumi（Okayama Univ. Sci.）,Takayuki Kimura, Shoji Shima, Nobuyo Ishikawa（Eight-Japan Engineering Consultants Inc.）, Kazuma Hisaki（Wesco co.ltd.）

## 1. はじめに

岡山県の南部地域には山陽帯に属する花崗岩類が広く露出している。これらの花崗岩類のうちアダメロ岩質のものは薄い褐色をしたカリ長石を含有することが多く、特に岡山市街地西部の万成地域で産する花崗岩では特にその色彩が明瞭なことから鉱物分布の認識が容易であり、大学で地質学を学習した人は、一度はその岩相を目にしているに違いない。この地域にはその他の岩相を呈する多様な花崗岩が見られることから、岩相や産状、岩盤の風化状況や花崗岩地形など花崗岩類に関係する地質学的、応用地質学的な知見を深めるために適した地域の一つであると思われる。この現地検討会では、岡山地域に分布する花崗岩類を対象として巡検を行い、地上と地中からこれらを観察・議論し、花崗岩類についての我々の認識を再確認する機会としたい。

## 2. 本現地検討会の行程

この現地検討会では時間的な制約を考慮し、観察地として，地域の花崗岩類の岩相・産状、地形などを観察できる典型的な４地点を選定した（図－１参照)。これらを以下の①～④の行程で巡検する。

開催日：平成 29 年 10 月 14 日（土）
集合解散地：JR 岡山駅
巡検地：① 亀島山地下壕（倉敷市亀島）
② 鷲羽山（倉敷市下津井）
③ 王子ヶ岳（玉野市渋川）
④ 万成石採石場（岡山市北区矢坂本町）

## 3. 本現地検討会の見どころ

### ① 亀島山地下壕

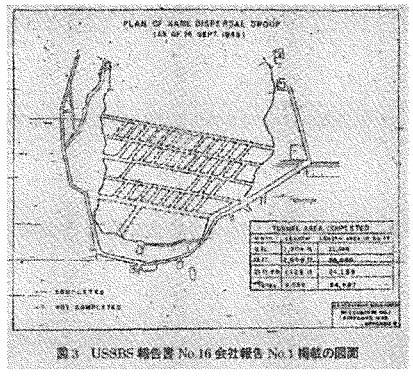
亀島山地下壕は、太平洋戦争末期に亀島山丘陵の地下に造られた地下工場跡で、格子状に掘削され、その総延長は 2,000m に及ぶ。亀島山の南にあった航空機工場の防空壕を目的として設置され、地下工場の操業と同時並行に地下壕掘削が進められたが、その完成を見ずに終戦となった。地下壕は多くが露岩のまま放置され現在に至っている。

亀島山を含む周辺の地質は優白色の粗粒花崗岩であるが、亀島山ではこれに塩基性マグマが、花崗岩の未固結時に貫入してマグマ混合（Mingling 状態）を引き起こし、塩基性岩マグマの細分化と、ホストマグマの塩基性化を引き起こした。細分化された塩基性マグマは MME（塩基性包有岩）として、母岩内に大量に散り撒かれており、地下構内では MME の産状とトーナル岩化した母岩の岩相を見ることができる。




図－１　本現地検討会の巡検地位置図

地下壕内では幅十数 cm の粘土帯と数ｍにわたる破砕帯を擁する北北西走向の断層（現地では F-1 と称している）があり、これが壕内の壁から天井を通過して 3 次元的に観察できる。断層周辺では母岩の変質状況や破壊状況を見ることができる。

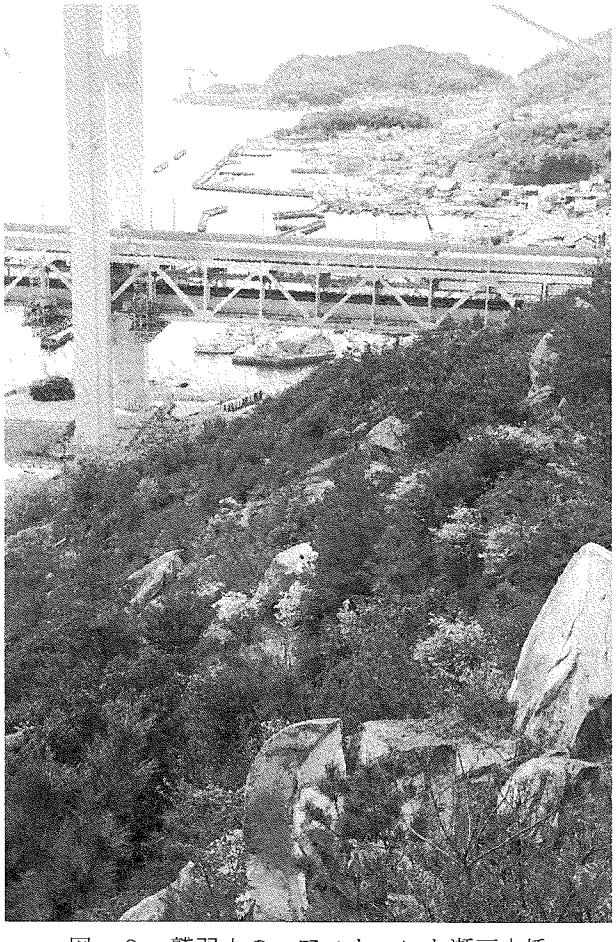


図－２　亀島山地下壕の図面（文献 1）

掘削後 70 年を経過した地下壕内の岩盤は、選択的に風化が進行しており、地表に近い部位では落盤も発生している。F-1 断層、および地下壕内の地表からの距離などが風化構造に制約を与えていると考えられるが、それらの状況も観察しながら、岩盤掘削における応用地質学的な問題点などを議論できればと期待している。

### ② 鷲羽山

鷲羽山は中国地方と四国地方を結ぶ瀬戸大橋の中国側の起点となっている。この地には優白質粗粒花崗岩が分布している。年間 1,000mm 程度の典型的な瀬戸内式気候区に属しており植生の発達が貧弱であるほか、時折の雨で風化土壌は流出するため土壌の発達は極めて悪い。さらに、冬場の乾燥が山火事を拡大化させる。このような要因が重なり、コアストーンが地表に露出した典型的な悪石地形を形成している。大小のコアストーンが分布する鷲羽山の地形と瀬戸内海の多島美が見どころの鷲羽山であるが、島々が連なり、岩盤が露出しているからこそ完成できた瀬戸大橋であることを、昼食を交えながら確認したい。

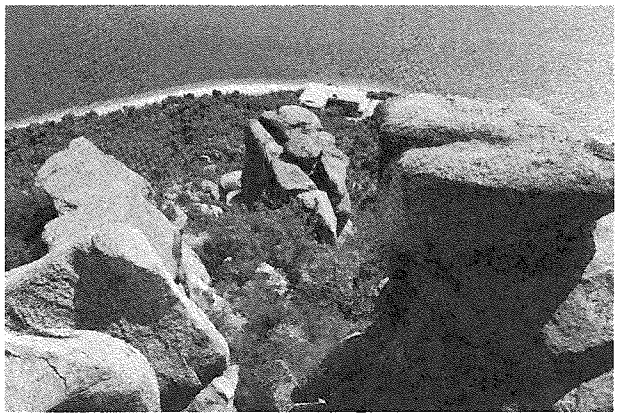


図－３　鷲羽山のコアストーンと瀬戸大橋

### ③ 王子ヶ岳

王子ヶ岳でも②鷲羽山と同様に典型的な悪先地形が見られる。粗粒な優白質花崗岩が分布し、特に山体南部の瀬戸内海に面した斜面は急崖を形成して、コアストーンが積み重なる独特の風景が展開している。塔状に露出したコアストーンを見ると、その形成と節理・小断層との関係を見ることができる。これらには、落石防止のための石留め工が施されており、防災的観点からもこの地を見たいと思っている。

また、山頂からは瀬戸内海を経て対岸の四国地域までもが見渡せる。四国北部は花崗岩を基盤として中新世の火山岩類が覆う台地状の地形が侵食により分断されたメサが分布しているのを見ることができる。



図―４　王子ヶ岳（新割岳）山頂のコアストーン

### ④ 万成石採石場

岡山市街地の西部の里山である八坂山付近には、ピンク色のカリ長石を有する粗粒な花崗岩類が分布している。K-Ar 法による年代値として約 80Ma が得られており（文献 3)、白亜紀後期に併入した広島花崗岩類に属する。この花崗岩は有色鉱物として黒雲母のほか少量の角閃石を含んでいる。無色鉱物比率は、石英：カリ長石：斜長石で、ほぼ 1：1：1 前後であり典型的なアダメロ岩質を呈する。濡木らの分類（文献 2）では、岡山南部のⅡ型に区分されている。

この地の花崗岩は“万成石”の石材名で岡山のほか、東京などでも利用されており、岡山を代表するブランド石材の一つとして知られている。ちなみに、平成 28 年度に日本地質学会が決定した“県の石”とされた。現地検討会は万成石を採取している（有）武田石材の採石場で実施する。ここでは、未風化の花崗岩を用いた岩相観察と、採石場の掘削面から節理構造や垂直的な岩相変化の様子などを観察したい。

### 文献


1) 亀島山地下工場を語りつぐ会（2010）水島のなりたちと亀島山地下工場．吉備人出版，136p.
2) 横山俊治・清水康生・横山義人・濡木輝一（1987）３．２領家花崗岩類．日本の地質「中国地方」編集委員会編，共立出版，pp.65-67.
3) 能美洋介他（2008）万成花崗岩の形成過程と文化・防災地質学．(財)ウエスコ学術振興財団学術研究費助成金平成 18 年度研究成果報告書，7p.

平成 29 年度 日本応用地質学会研究発表会　講演論文集

Proceedings of the 2017 Annual meeting of the Japan Society of Engineering Geology

平成 29 年 10 月 11 日発行

編集発行　一般社団法人　日本応用地質学会

Japan Society of Engineering Geology

東京都千代田区神田駿河台 2-3-14　お茶の水桜井ビル 7F

TEL　03-3259-8232　　FAX　03-3259-8233

印　　刷　日本印刷株式会社

東京都豊島区東池袋 4-41-24

TEL　03-5911-8660（代表）

ご注意　当該出版物の内容を複写したり，他の出版物への転載するような場合は，必ず日本応用地質学会の許可を得てください．

日本応用地質学会平成29年度研究発表会

# バス　タクシー案内　時刻表

## 定期バス（混雑帯）　岡山駅西口 ⇒ 岡山理科大

| | | |
|---|---|---|
| 7:20 | ⇒ | 7:40 |
| 7:35 | ⇒ | 7:57 |
| 7:55 | ⇒ | 8:17 |
| 8:08 | ⇒ | 8:30 |
| 8:25 | ⇒ | 8:47 |
| 8:45 | ⇒ | 9:05 |
| 9:02 | ⇒ | 9:22 |
| 9:18 | ⇒ | 9:38 |
| 9:35 | ⇒ | 9:55 |
| 9:51 | ⇒ | 10:11 |
| 10:10 | ⇒ | 10:30 |
| 10:31 | ⇒ | 10:51 |
| 10:52 | ⇒ | 11:12 |
| 11:13 | ⇒ | 11:33 |
| 11:34 | ⇒ | 11:54 |
| 11:54 | ⇒ | 12:14 |
| 12:15 | ⇒ | 12:35 |
| 12:35 | ⇒ | 12:55 |
| 13:00 | ⇒ | 13:20 |
| 13:25 | ⇒ | 13:45 |
| 13:50 | ⇒ | 14:10 |
| 14:15 | ⇒ | 14:35 |
| 14:40 | ⇒ | 15:00 |
| 15:00 | ⇒ | 15:20 |
| 15:22 | ⇒ | 15:42 |
| 15:45 | ⇒ | 16:05 |
| 16:05 | ⇒ | 16:25 |
| 16:25 | ⇒ | 16:45 |
| 16:42 | ⇒ | 17:02 |
| 17:00 | ⇒ | 17:20 |
| 17:22 | ⇒ | 17:42 |
| 17:47 | ⇒ | 18:07 |
| 18:10 | ⇒ | 18:30 |
| 18:31 | ⇒ | 18:51 |
| 18:53 | ⇒ | 19:13 |
| 19:15 | ⇒ | 19:35 |
| 19:40 | ⇒ | 20:00 |

20～25分

| 定期バス |
|---|
| 運賃 |
| 210円 |

## 学会専用バス　岡山駅西口 ⇒ 岡山理科大

12日　13日両日

| | | |
|---|---|---|
| 8:30 | ⇒ | 8:50 |
| 8:40 | ⇒ | 9:00 |
| 8:50 | ⇒ | 9:10 |

20分

| 学会バス |
|---|
| 運賃 |
| 無料 |

## タクシー　岡山駅タクシー案内

8:00

10:30

15分

| タクシー |
|---|
| 1540～ |
| 1630円 |

## 研究発表会

| 10月12日 | 10月13日 |
|---|---|
| 9:30 Session.1 10:45 | 9:30 Session.4 10:45 |
| 10:50 特別講演 12:10 | 10:55 Session.5 12:10 |
| 13:00 ポスター 14:00 | 13:00 Session.6 14:30 |
| 14:10 Session.2 15:25 | 14:40 Session.7 15:55 |
| 15:35 Session.3 17:05 | 16:05 Session.8 17:20 |
| 18:00 意見交換会 19:30 | |

## タクシー　理科大タクシー案内

12日は20時まで

13日は18時まで

9:00

18:00

20:00

15分

| タクシー |
|---|
| 1540～ |
| 1630円 |

## 学会専用バス　岡山理科大 ⇒ 岡山駅西口

12日のみ

| | | |
|---|---|---|
| 19:40 | ⇒ | 20:00 |
| 19:45 | ⇒ | 20:05 |
| 19:48 | ⇒ | 20:08 |
| 19:50 | ⇒ | 20:10 |
| 19:55 | ⇒ | 20:15 |

20分

| 学会バス |
|---|
| 運賃 |
| 無料 |

## 定期バス（混雑帯）　岡山理科大 ⇒ 岡山駅西口

| | | |
|---|---|---|
| 7:43 | ⇒ | 8:05 |
| 7:57 | ⇒ | 8:19 |
| 8:17 | ⇒ | 8:39 |
| 8:30 | ⇒ | 8:52 |
| 8:47 | ⇒ | 9:07 |
| 9:05 | ⇒ | 9:23 |
| 9:22 | ⇒ | 9:40 |
| 9:38 | ⇒ | 9:56 |
| 9:55 | ⇒ | 10:13 |
| 10:11 | ⇒ | 10:29 |
| 10:30 | ⇒ | 10:48 |
| 10:51 | ⇒ | 11:09 |
| 11:12 | ⇒ | 11:30 |
| 11:33 | ⇒ | 11:51 |
| 11:54 | ⇒ | 12:12 |
| 12:14 | ⇒ | 12:32 |
| 12:35 | ⇒ | 12:53 |
| 12:55 | ⇒ | 13:13 |
| 13:20 | ⇒ | 13:38 |
| 13:45 | ⇒ | 14:03 |
| 14:10 | ⇒ | 14:28 |
| 14:35 | ⇒ | 14:53 |
| 15:00 | ⇒ | 15:18 |
| 15:20 | ⇒ | 15:38 |
| 15:42 | ⇒ | 16:02 |
| 16:05 | ⇒ | 16:25 |
| 16:25 | ⇒ | 16:45 |
| 16:45 | ⇒ | 17:05 |
| 17:02 | ⇒ | 17:22 |
| 17:20 | ⇒ | 17:40 |
| 17:42 | ⇒ | 18:02 |
| 18:07 | ⇒ | 18:27 |
| 18:30 | ⇒ | 18:50 |
| 18:51 | ⇒ | 19:11 |
| 19:13 | ⇒ | 19:31 |
| 19:35 | ⇒ | 19:53 |
| 20:00 | ⇒ | 20:18 |

20～25分

| 定期バス |
|---|
| 運賃 |
| 210円 |

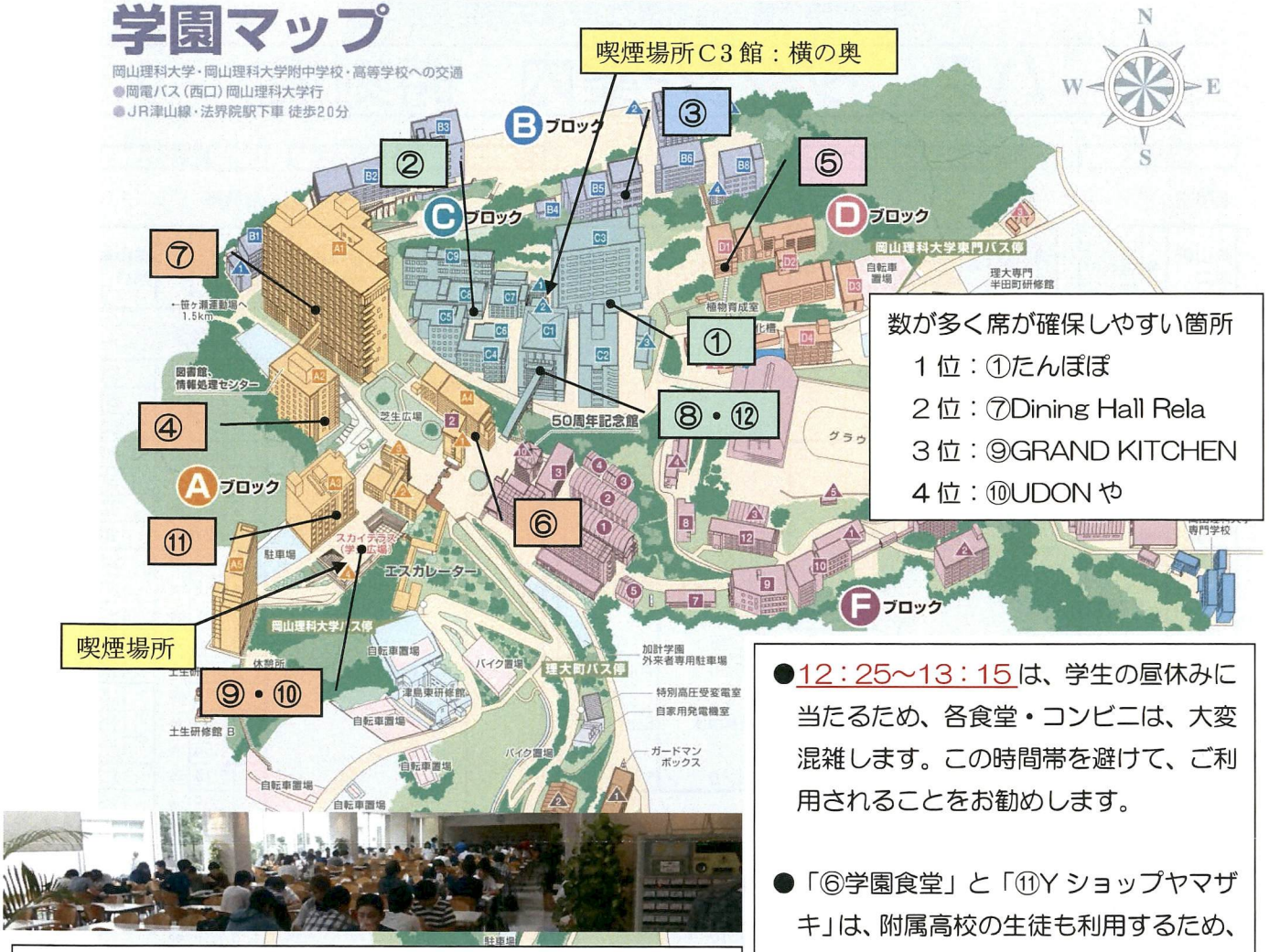
【両備タクシー】 TEL:086-262-3939
【旭タクシー】 TEL:086-242-0001
【岡山交通】 TEL:086-264-1234

【岡山タクシー】 TEL:086-264-1234
【平和タクシー】 TEL:086-223-4141

# 岡山理科大学　食堂案内

## 学園マップ

岡山理科大学・岡山理科大学附中学校・高等学校への交通
●岡電バス（西口）岡山理科大学行
●JR津山線・法界院駅下車 徒歩20分




数が多く席が確保しやすい箇所
１位：①たんぽぽ
２位：⑦Dining Hall Rela
３位：⑨GRAND KITCHEN
４位：⑩UDON や



卒業生のおすすめベスト３
１位：③ピース 15…メニューが豊富。
２位：⑤ラーメンハウス…とんこつラーメン、チャーハン
３位：①たんぽぽ…メニュー豊富
その他）元学長の愛した戦後カレー
②るるぱ　からくないやさしいカレー

●12：25～13：15 は、学生の昼休みに当たるため、各食堂・コンビニは、大変混雑します。この時間帯を避けて、ご利用されることをお勧めします。

●「⑥学園食堂」と「⑪Y ショップヤマザキ」は、附属高校の生徒も利用するため、11：50 頃から混雑します。

●13：15 以降は、売り切れているメニューが多いかもしれません。

2017年5月末現在

| | 店名 | 主なメニュー | 席数 | 場所 | 営業時間 |
|---|---|---|---|---|---|
| ① | たんぽぽ | 定食類、丼類、麺類 etc. | 550席 | C3号館1階 | 10：00 ～ 18：00 |
| ② | るるぱ | 丼類、うどん、ライスカレー etc. | 70席 | C8号館地階 | 10：30 ～ 14：15 |
| ③ | ピース15 | とんかつ定食、ハンバーグカレー etc. | 130席 | B5号館地階 | 10：00 ～ 14：30 |
| ④ | レストラン ハラール | 各種ハラールメニュー | 130席 | A2号館地下1階 | 10：40 ～ 15：00 |
| ⑤ | ラーメンハウス | ラーメン、チャーハン、丼類 | 28席 | D1号館1階 | 9：30 ～ 14：00 |
| ⑥ | 学園食堂 | 定食類、丼類 etc. | 300席 | A4号館1階 | 9：50 ～ 14：00 |
| ⑦ | Dining Hall Rela | カレー、丼類、弁当類 etc. | 250席 | A1号館地下1階 | 8：00 ～ 20：00 |
| ⑧ | Alveri（弁当販売） | 弁当各種 | — | C1号館7階 | 9：30 ～ 13：30 |
| ⑨ | GRAND KITCHEN | 定食類、丼類 etc. | 42席 | スカイテラス1階 | 11：00 ～ 15：00 |
| ⑩ | UDONや | セルフうどん | | スカイテラス1階 | 11：00 ～ 15：00 |
| ⑪ | Yショップヤマザキ（コンビニ） | 弁当、パン、飲料 etc. | — | A3号館1階 | 8：30 ～ 20：00 |
| ⑫ | グランドマート理大東店（コンビニ） | 弁当、パン、飲料 etc. | — | C1号館1階 | 8：30 ～ 19：00 |