平成26年度研究発表会

講演論文集

2014年10月29日～10月30日

九州大学医学部 百年講堂

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 26 年度研究発表会

講 演 論 文 集

2014 年 10 月 29 日～ 10 月 30 日

九州大学医学部 百年講堂

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

N. Kitada

一般社団法人 日本応用地質学会 平成 26 年度研究発表会

共　催：九州応用地質学会
協　賛：九州地質調査業協会
　　一般社団法人福岡県地質調査業協会

日　　時：平成 26 年 10 月 29 日（水）9：30 ～ 17：50
　　10 月 30 日（木）9：30 ～ 17：35
会　　場：九州大学医学部 百年講堂
　　福岡市東区馬出 3 丁目 1 番 1 号
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 29 日（水）

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	放射性廃棄物処分（1） 座長：升元一彦（1-5）	調査・計測（1） 座長：石原朋和（18-22）	10:00 以降 ポスター展示
	10:55 ～ 12:10	開会式・特別講演（第 1 会場）		
午後	13:10 ～ 14:20	ポスターセッションコアタイム		
	14:25 ～ 15:55	放射性廃棄物処分（2） 環境・地下水（1） 座長：石橋正祐紀（6-11）	調査・計測（2） 座長：石濱茂崇（23-28）	（ポスター展示）
	16:05 ～ 17:50	環境・地下水（2） 座長：大山隆弘（12-17）	調査・計測（3） 座長：山崎新太郎（29-35）	

18:00 ～　意見交換会およびポスター賞表彰式（九州大学医学部百年講堂）

【第 2 日】10 月 30 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	地質・分類（1） 座長：小俣雅志（36-40）	斜面・地すべり（1） 座長：綿谷博之（58-62）	（ポスター展示）
	10:55 ～ 12:10	地質・分類（2） 座長：竹村貴人（41-45）	斜面・地すべり（2） 座長：向山 栄（63-67）	
午後	13:00 ～ 14:30	地質・分類（3） 座長：赤澤正彦（46-51）	斜面・地すべり（3） 座長：倉橋稔幸（68-73）	15 時までに ポスター撤収
	14:40 ～ 16:10	地質・分類（4） 座長：品川俊介（52-57）	斜面・地すべり（4） 座長：加藤靖郎（74-79）	
	16:20 ～ 17:35		斜面・地すべり（5） 座長：佐々木靖人（80-84）	

研究発表会プログラム（○印は講演者）

【口頭発表】

第 1 日［10 月 29 日（水）］第 1 会場

〔放射性廃棄物処分（1） 9:30 ～ 10:45〕

(1) 高レベル放射性廃棄物処分場サイト選定におけるリスクマネジメントの枠組み 1
○幡谷竜太・宮川公雄（電力中央研究所）

2 ニアフィールド環境の経時変化とバリア機能との相関に関する検討 3
○吉田英一（名古屋大学）

3 深部結晶質岩における深度 500m 坑道調査に基づく透水性割れ目の特徴 5
○石橋正祐紀・湯口貴史（日本原子力研究開発機構），吉田英一（名古屋大学博物館），笹尾英嗣（日本原子力研究開発機構）

4 土岐花崗岩体中断層の変質プロセスと断層内構造の 特徴 7
○松本孟紘（名古屋大学），石橋正佑紀（日本原子力研究開発機構），吉田英一（名古屋大学博物館）

5 微生物と地下水流動を考慮した長期水質変動予測手法 9
○伊藤一誠（産業技術総合研究所），秋山 克・細野賢一（地層科学研究所）

〔放射性廃棄物処分（2），環境・地下水（1） 14:25 ～ 15:55 〕

6 ドリル孔を用いた地下坑道岩盤の地化学調査法の検討 11
○大山隆弘・猪原芳樹（電力中央研究所）

7 処分ピット掘削事前調査における効率的な水理試験方法に関する検討 13
○後藤和幸（アサノ大成基礎エンジニアリング），吉田英一（名古屋大学博物館），中野勝志（アサノ大成基礎エンジニアリング）

8 水理地質構造調査のためのボーリング掘削技術の開発（その 14）- 孔内トラブル回避のためのサイドトラック - 15
○木方建造・須永崇之（電力中央研究所），長谷和則（住鉱資源開発），松村修治（熊谷組）

9 愛媛県西条平野における弘法水の湧出機構に関する研究 17
○越智亮太・田中和広（山口大学），中野孝教（総合地球環境学研究所），徳増 実（西条市役所）

10 山口盆地における地下水流動に関する研究 19
○安武香織・田中和広（山口大学）

11 尿素分解菌 *Pararhodobacter* sp. を用いた砂供試体の固化試験 21
○檀上 尭・川﨑 了・島崎 傑・肥塚啓佑（北海道大学）

〔環境・地下水（2） 16:05 ～ 17:35〕

12 堆積岩の初期乾燥変形挙動と空気侵入値の関係について 23
○長田昌彦・T. N. Illankoon・大塚絢香（埼玉大学）

13 地表渇水と水文地質構造 25
○肘井敬明・宮崎精介（九州地質コンサルタント）

14 蛇紋岩を混合した泥岩ずりからの自然由来ヒ素の汚染対策に関する考察 27
○田本修一・倉橋稔幸（土木研究所寒地土木研究所），五十嵐敏文（北海道大学）

15 トンネルにおける酸性恒常湧水の化学分析結果について 29
○倉橋稔幸・田本修一・矢島良紀（土木研究所寒地土木研究所）

16 鉱化変質岩からなる試験盛土内での水 - 岩石反応の推定 31
○太田岳洋・川越 健（鉄道総合技術研究所），赤澤正彦・高原英彰（鉄道建設・運輸施設整備支援機構）

17　福島県の河口域における底質の分布とCs濃度，粒径等の特徴について 33
○原田久也・鶴田忠彦（日本原子力研究開発機構）

第1日［10月29日（水）］第2会場

〔調査・計測（1）　9:30 ～ 10:45〕

18　航空レーザ測量を用いた急崖・転石群の判読精度向上の試み 35
○菊地輝行（開発設計コンサルタント），秦野輝儀（電源開発），千田良道（中日本航空）
19　数値地形画像解析により計測した日本海溝近傍における2011年東北地方太平洋沖地震前後の海底地形変動 37
○向山 栄・本間信一・佐藤 匠・小林容子・古橋恭子（国際航業）
20　トンネル切羽を対象とした簡易写真測量方法の開発 39
○石濱茂崇・片山政弘・手塚 仁・青木宏一（熊谷組）
21　覆工コンクリートの健全性評価手法として実施した応力測定の事例 - 青函トンネルにおいて - 41
深沢成年・三谷憲司（鉄道建設・運輸施設整備支援機構），○知本康男（基礎地盤コンサルタンツ）
22　泥岩地山のトンネル掘削挙動について - 九州新幹線西九州ルート、俵坂トンネル（西工区）- 43
○外山 真・石原朋和・橋本浩史（鉄道建設・運輸施設整備支援機構），高山藤博（前田・松尾・下特定建設工事共同企業体）

〔調査・計測（2）　14:25 ～ 15:55〕

23　トンネル掘削振動を利用した前方探査手法の研究開発（その2） 45
○西 琢郎・若林成樹（清水建設）
24　地下構造物周辺岩盤におけるグラウチング調査・設計・施工システムの構築 47
○宇津木慎司・中谷匡志・澤田純之（安藤ハザマ），水戸義忠（京都大学）
25　ボアホールカメラの孔壁画像の改善に向けた基礎研究 49
○森口安宏（川崎地質），田島克洋（アース・スキャニング研究会），安冨宏和（日本物理探鑛），川上 哲（中央開発），石川貴規（応用地質），八野祐二（基礎地盤コンサルタンツ），中原 毅（国際航業），平木伸明（サンコーコンサルタント），山田直之（ダイヤコンサルタント），村田 明（東建ジオテック），宮澤忠明（レアックス）
26　地中レーダによる空洞周辺の亀裂内の地下水評価について 51
○升元一彦・栗原啓丞（鹿島技術研究所）
27　S波を用いた孔間弾性波トモグラフィによる地下空洞探査試験 53
○山本拓治・栗原啓丞（鹿島建設）
28　複数の物理探査手法を用いた石灰岩地域における空洞調査 55
○遠藤晴美・橋本圭太郎・田口 修（日本地研）

〔調査・計測（3）　16:05 ～ 17:50〕

29　併用調査法による古いため池の地盤構造と流動地下水経路の推定 57
○古谷 元（富山県立大学），牟田庄吾（名古屋市），竹内篤雄（自然地下水調査研究所），王 功輝（京都大学），油谷洋志（金沢市），林 久夫（ジオックスコンサルタント）
30　姫島ジオパーク周辺海域の海底地形・地質 59
○原口 強（大阪市立大学），竹村恵二（京都大学），恒賀健太郎（大分県）
31　琵琶湖湖底断層の分布・性状および陸域の活断層から見た琵琶湖西岸断層帯南部の運動像 61
○平倉瑶子・竹村恵二（京都大学），原口 強（大阪市立大学），釜井俊孝（京都大学防災研究所）
32　岩石の動的曲げ破壊に関する基礎検討 63
○西金佑一郎（鉄道総合技術研究所）
33　凍結最低温度が凍結融解による岩石劣化に与える影響調査（その2） 65
○日下部祐基・倉橋稔幸・伊東佳彦（土木研究所寒地土木研究所）

34　白川の堤外微地形と2012年九州北部豪雨災害 67
○黒木貴一（福岡教育大学），磯 望・黒田圭介（西南学院大学）
35　土砂供給量比推定のための河床材料の分析方法 69
○小俣雅志・渋谷典幸・直江敬徳（クレアリア），樋川 満（国土交通省青森河川国道事務所），飯田友章（アースサイエンス）

第2日［10月30日（木）］第1会場

〔地質・分類（1）　9:30 ～ 10:45〕

36　熊本県阿蘇地域の支持力特性とその対策 - 九州北部豪雨の砂防えん堤基礎を例として - 71
○梅﨑基考・山下隆之・岩内明子・工藤 伸（アバンス）
37　熊本県熊本平野の地質特性 73
○富田 達・水野宏二・渡辺洋二（双葉工務店）
38　熊本県八代平野の地質特性 75
○東 麻里子・木村寿志・鵜殿暁子（千代田工業）
39　熊本県玉名平野の地質特性 77
○山下隆之・工藤 伸・岩内明子（アバンス）
40　地層解析に基づいた宮崎平野における津波災害履歴 79
○市原季彦（復建調査設計）

〔地質・分類（2）　10:55 ～ 12:10〕

41　北海道・斜里海底谷周辺のガスハイドレートと海底地質構造 81
○山崎新太郎・山下 聡（北見工業大学），片岡沙都紀（神戸大学），八久保晶弘・坂上寛敏・南 尚嗣・庄子 仁（北見工業大学）
42　気候変動と環境への影響 - 日本のK/Pg境界における環境地質学的考察 - 83
○池邊紘美・大野博之・稲垣秀輝（環境地質），保柳康一（信州大学）
43　表層地質情報データベースから推定した大阪堆積盆地北部の地下構造 85
○櫻井皆生（同志社大学）
44　平野の河川周辺における地形と表層地質との対応関係 87
○品川俊介，佐々木靖人，日外勝仁（土木研究所）
45　電磁探査（AMT法）および調査ボーリングを用いた大深度岩盤の定量的評価 89
○牧野隆吾・手島 稔・岸本宗丸・笠置敏郎（日鉄鉱コンサルタント），花村 修・小泉友美（九州地質コンサルタント），一般社団法人日本応用地質学会九州支部ILCワーキンググループ

〔地質・分類（3）　13:00 ～ 14:30〕

46　大深度長大トンネル適地調査における地質構造評価 91
○矢野健二（ジオテック技術士事務所），宮崎精介・花村 修（九州地質コンサルタント），牧野隆吾（日鉄鉱コンサルタント），一般社団法人日本応用地質学会九州支部ILCワーキンググループ
47　大深度長大トンネル適地調査における岩盤分類基準の策定とRMRの適用 93
○大石博之（西日本技術開発），宮崎精介・花村 修（九州地質コンサルタント），牧野隆吾（日鉄鉱コンサルタント），一般社団法人日本応用地質学会九州支部ILCワーキンググループ
48　トンネルの変状に関わる地質構造と割れ目密集部の力学的性質 95
○川越 健・西金佑一郎・野城一栄・嶋本敬介（鉄道総合技術研究所），石田良二（JR総研エンジニアリング）
49　文献調査に基づく山岳トンネルの地質リスク事象に関する要因分析 97
○宇田川義夫（フジタ）

50　先進ボーリングコア情報によるトンネルの時間遅れ変状機構に関する考察 99
○伊東佳彦・岡崎健治・大日向昭彦（土木研究所寒地土木研究所），村山秀幸・丹羽廣海（フジタ技術センター）
51　建設後に変状を生じたトンネルにおける施工時の計測データに関する考察 101
○岡崎健治・大日向昭彦・伊東佳彦（土木研究所寒地土木研究所），丹羽廣海・村山秀幸（フジタ技術センター）

〔地質・分類（4）　14:40 ～ 16:10〕
52　管理ダムにおける地質的課題 103
○佐々木靖人（土木研究所）
53　地質学における観察の理論負荷性 105
○脇坂安彦（土木研究所）
54　第四紀テフラの U-Th-Pb 年代測定（その 2） 107
○伊藤久敏（電力中央研究所）
55　γ線探査で検出される未固化期変形帯 109
○吉村辰朗（復建調査設計）
56　花崗岩中のリニアメントの取り扱い - フラクタル分布として 111
○大野博之・池邊紘美・小坂英輝・稲垣秀輝（環境地質）
57　断層運動を模擬したすべり面上での表面構造観察結果 113
○中田英二（電力中央研究所）

第 2 日［10 月 30 日（木）］第 2 会場

〔斜面・地すべり（1）　9:30 ～ 10:45〕
58　ダム貯水池内大規模崩壊斜面復旧工事における調査・設計・施工 115
○吉武宏晃・市丸義次・篠原芳朗（九州電力），池見洋明・三谷泰浩（九州大学）
59　ダム建設事例におけるゆるみ区分についての実態と考察 117
○江口貴弘・日外勝仁・佐々木靖人（土木研究所）
60　既存斜面の安定性評価のための調査・解析手法の提案 119
○太田英将（太田ジオリサーチ），髙馬太一（西日本旅客鉄道），金山幸司（大鉄工業），熊本 清（レールテック），杉山友康（京都大学）
61　開口クラックの分布密度を指標にした谷側への曲げ褶曲の認定の試み 121
○横山俊治・村上綾一（高知大学）
62（欠）

〔斜面・地すべり（2）　10:55 ～ 12:10〕
63　降下火砕物の地震時崩壊性地すべりのハザードマッピングの可能性 123
○千木良雅弘（京都大学），中野真帆（建設技術研究所），土谷樹生（京都大学）
64　中生代の堆積岩山地における非対称斜面の変動様式 - 飛騨山脈南部，蝶ヶ岳 - 長塀山における調査事例 - 125
○清水勇介・小坂英輝・稲垣秀輝・大野博之（環境地質）
65　巨大地すべりによる松本盆地と甲府盆地の形成 127
○長谷川修一・野々村敦子（香川大学）
66　京都盆地周辺における歴史時代の斜面堆積物の分布と層序 129
○釜井俊孝（京都大学防災研究所）
67　崩壊地形が隠した丘陵・平野の境界 131
○高木俊男（復建調査設計）

〔斜面・地すべり（3） 13:00 ～ 14:30〕

68 平成25年10月伊豆大島土砂災害の表層崩壊の発生機構と災害廃棄物 133
○稲垣秀輝（環境地質）
69 2011年台風12号豪雨災害における斜面崩壊発生地域の地形・地質的特徴 135
○土志田正二（消防研究センター）
70 東北地方の地震時斜面災害の特性と類型化の試み 137
○高見智之（国際航業）
71 向津具半島の斜面災害事例 139
○加藤靖郎（川崎地質），橋本健史（山口県長門農林事務所）
72 「2011年長野県北部の地震」で発生した天然ダムの破堤原因の考察 141
○室田真宏・赤井静夫・塩野敏昭・小林保男・赤井理一郎（北信ボーリング）
73 2009年パダン地震によって引き起こされた崩壊性地すべりの地質・地形的特徴 143
○中野真帆（建設技術研究所），千木良雅弘（京都大学防災研究所）

〔斜面・地すべり（4） 14:40 ～ 16:10〕

74 付加体における流れ盤すべりとは何か？ 145
○永田秀尚（風水土）
75 宮崎県耳川流域で発生した深層崩壊斜面の内部構造 - 塚原地区を例として - 147
○林 信雄（西日本技術開発），田中和広（山口大学）
76 深層崩壊発生斜面の微地形・地質構造 - 紀伊山地の例 - 149
○横山 修・小川内良人・山崎 勉（国土防災技術），酒井 良・桜井 亘（国土交通省近畿地方整備局）
77 田辺市熊野地区における深層崩壊と地質構造の関連性について 151
○岡島信也・金村和生（中央復建コンサルタンツ），小杉賢一朗（京都大学），三田村宗樹（大阪市立大学），
桜井 亘・酒井 良・北垣啓文・平野 剛・奥山悠木（国土交通省近畿地方整備局）
78 三波川帯岩盤地すべりの変位速度と内部構造 153
山田政典・○森山 豊・古宮一典・吉田 浩・森木良太（応用地質）
79 旧道斜面調査から得られた斜面変状の特徴 155
○宍戸政仁・倉橋稔幸・日下部祐基（土木研究所寒地土木研究所）

〔斜面・地すべり（5） 16:20 ～ 17:35〕

80 航空レーザー測量データによる1m等高線図と簡易レーザー測距儀を用いた山上凹地の運動像解析
- 高知県香美市白髪山～白髪分かれの例 - 157
○光本恵美・本間こぎと・横山俊治（高知大学）
81 比抵抗パターンから推定した深層崩壊の推定崩壊深度と岩盤破砕度区分による検証 159
○伊藤哲雄・松田 隆・滝川義治（キタック），城ケ﨑正人・石川一栄・宮澤和久（松本砂防事務所），
木下篤彦・高原晃宙・一色弘充（土木研究所）
82 ワイヤレスセンサによる深部すべり面監視 161
○中里裕臣・田頭秀和・鈴木尚登（農業・食品産業技術総合研究機構），遠目塚良一（坂田電機）
83 FEM解析によるゆるみ岩盤モデル化方法の検討（その3） 163
○日外勝仁・江口貴弘・佐々木靖人（土木研究所）
84 落石安定性自動診断システムの開発 165
○三塚 隆・岡本 栄（地質計測），田山 聡（高速道路総合技術研究所），藤原 優（西日本高速道路）

【ポスターセッション】

コアタイム　第1日［10月29日（水）］13:10～14:20

〔斜面・地すべり〕

P01　平成25年10月台風26号による伊豆大島豪雨災害緊急調査報告（4学会合同調査）……167
○北田奈緒子（地域地盤環境研究所），井口 隆（防災科学技術研究所），小林 浩（朝日航洋），土木学会，地盤工学会，日本応用地質学会，日本地すべり学会，平成25年10月台風26号による伊豆大島豪雨災害緊急調査団，日本応用地質学会 災害地質研究部会
P02　東北地方太平洋沖地震における茨城県の道路斜面災害の特徴……169
○浅井健一・宮本浩二・佐々木靖人（土木研究所）
P03　東北地方太平洋沖地震で発生した岩手県内の道路斜面災害の特徴……171
○宮本浩二・浅井健一・佐々木靖人（土木研究所）
P04　融雪を考慮した道路斜面災害の発生評価指標の検討……173
○矢島良紀・宍戸政仁・伊東佳彦・倉橋稔幸（土木研究所寒地土木研究所）
P05　ボーリングコア観察による地すべり移動体の横断方向の内部構造について - 由比地すべりの事例 -……175
○樽角 晃（応用地質），杉本宏之（土木研究所），中野英樹（エイト日本技術開発），石井靖雄（土木研究所），山根 誠・本間宏樹（応用地質）

〔地質・分類〕

P06　風化程度の異なる非溶結火砕流堆積物の含水比と色彩との関係……177
○西山賢一（徳島大学），鈴木恵三（南九州大学），後藤繁俊（九州土木設計コンサルタント），緒方 一（海洋計画），一色弘充（土木研究所）
P07　グリーンタフ地域に分布する火山岩類の変質指標を用いた評価……179
○鈴木 聡（奥山ボーリング），石山大三（秋田大学），鈴木真悟・森屋 洋（奥山ボーリング）
P08　数値計算を用いた隆起様式と海成段丘の形態に関する検討……181
○井上 信（ダイヤコンサルタント），田中 靖（駒澤大学）
P09　関東平野南部における段丘離水層準付近に分布する粘土質堆積物の物性……183
○植村杏太・竹村貴人（日本大学）
P10　北海道のトンネルの地質的課題の事例調査と先進ボーリングの有用性について……185
○山崎秀策・岡崎健治・大日向昭彦・倉橋稔幸・伊東佳彦（土木研究所寒地土木研究所）
P11　断層破砕帯の詳細構造解析に基づく断層活動性評価への試み - 山田断層の破砕帯の性状 -……187
○相山光太郎（ダイヤコンサルタント），佐々木俊法・田中姿郎（電力中央研究所），岩森暁如（関西電力）
P12　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……189
○日本応用地質学会土木地質研究部会ダムワーキング
P13　応用地形学図における地形工学的な地形表現に関する研究……191
○日本応用地質学会応用地形学研究部会

〔環境・地下水〕

P14　地下の熱環境の視点から見た地中熱ヒートポンプの影響……193
○高野洋一・竹村貴人（日本大学）
P15　各種地質材料の二酸化炭素の中和処理能力の評価に関する実験的研究……195
○竹村貴人（日本大学），鈴木健一郎（大林組），高橋隼人（日本大学），長田昌彦（埼玉大学）
P16　未確認の深部流体が存在する可能性……197
○西山成哲・田中和広（山口大学），鈴木浩一（電力中央研究所）
P17　新潟県と台湾の泥火山におけるマッドブレッチャーについて……199
○小松原 大・田中和広（山口大学）

P18　台湾南西部の泥火山群における流体の上昇プロセス 201
○浅野慶治・田中和広（山口大学），早稲田 周（石油資源開発）
P19　美濃帯の道路建設における黄鉄鉱等を含む掘削土の酸性水の発生と処理対策 203
○吉田広人・金子智幸・鷲見浩司（八千代エンジニヤリング）
P20　報告されている河川堆積物の ^{10}Be 濃度と流域の地形プロセス解析 205
○池見洋明・山崎絢生・ヘンドラ パチリ・中西隆之介・三谷泰浩（九州大学），黒木貴一（福岡教育大学）
P21　福井県嶺南地方における広域地下水流動の特徴 207
○野原慎太郎・中田英二・伊藤由紀（電力中央研究所）
P22　高橋の手法を用いた道路建設周辺の地下水低下の評価 209
○木村隆行・高田正治・渡辺俊一・今田真治（エイト日本技術開発）
P23　植生基盤環境としての地下水位・土壌水分プロファイルの検討 - 渡良瀬遊水地における自然再生の事例 - 211
○宮原智哉・秋葉翔太・小川豪司・丹野幸太（アジア航測）
P24　地域の社会基盤形成における地形情報の意義を視覚化した応用地質学的ガイドマップの作成 213
○日本応用地質学会応用地形学研究部会

〔調査・計測〕
P25　音波探査による広島デルタ前面海域の内部構造の 3 次元可視化 215
○高田家康・原口 強（大阪市立大学）
P26　琵琶湖西岸断層系湖底断層沿いのバルジ状地形の 3 次元構造 217
○袋井孝洋・原口 強（大阪市立大学），渡邊康司（アーク・ジオ・サポート），竹村恵二・平倉瑶子・釜井俊孝（京都大学）
P27　福井県水月湖の湖底地形の 3 次元可視化 219
原口 強（大阪市立大），○渡邊康司・大峰慎太郎（アーク・ジオ・サポート）
P28　一ノ目潟年縞堆積物中のタービダイトと湖岸斜面崩壊規模 221
○山崎彬輝・原口 強（大阪市立大学）
P29　フィリピン・イリガ火山の山体崩壊プロセス 223
○寺堀吉博・原口 強（大阪市立大学），奥野 充（福岡大学），藤木利之（岡山理科大学），山田和芳（静岡県）
P30　年間数 mm の緩慢な斜面変位の計測と応用地質学的考察（その 2） 225
○久野春彦・小早川博亮（電力中央研究所）
P31　山地流域における土砂動態把握を目的とした河道形状と河床堆積物に関する研究 227
○中西隆之介・三谷泰浩・池見洋明・ヘンドラ パチリ（九州大学）
P32　斜面災害現場におけるオンサイト三次元地形可視化 229
○吉永佑一・岩松 暉（防災地質研究所），原口 強（大阪市大学）
P33　航空レーザ測量データの差分による斜面状況変化の抽出 231
○浦越拓野・長谷川 淳（鉄道総合技術研究所），本間信一（国際航業）
P34　表層崩壊の発生に関わる植生条件の抽出手法 233
○長谷川 淳・太田岳洋（鉄道総合技術研究所），中原 毅・原田政寿（国際航業）
P35　写真測量を用いた横須賀製鉄所第 1 号ドックの記録活動などについて 235
○藤井幸泰（深田地質研究所），正垣孝晴（防衛大学校），渡辺邦夫（埼玉大学），菊地勝広（横須賀市自然・人文博物館）
P36　近赤外分光による基盤岩の風化区分へ向けて（1）流紋岩質凝灰岩 237
○磯野陽子・木村隆行（エイト日本技術開発），中嶋 悟（大阪大学）
P37　長崎市出島で見られる砂岩石材の風化現象について 239
○朽津信明・森井順之・佐藤円香（東京文化財研究所），西山賢一（徳島大学）

P38　トンネル掘削発破を起振源とした切羽前方探査の開発 241
○中谷匡志・大沼和弘・山本浩之（安藤ハザマ），新妻弘明（東北大学）
P39　切羽前方探査データを用いた膨張性地山の評価に関する検討 243
○石原朋和・外山 真・橋本浩史（鉄道建設・運輸施設整備支援機構），北澤 剛（前田・松尾・下特定建設工事共同企業体）
P40　ベントナイト泥水に対応した微細気泡ボーリングシステム 245
○上田正人（中央開発）
P41　東北地方太平洋沖地震の津波によって形成された津波堆積物 247
○田中姿郎・吉井 匠・濱田崇臣・佐々木俊法・伊藤由紀（電力中央研究所）
P42　岩手県陸前高田市小友地区における津波堆積物 249
○渋谷典幸・小俣雅志・岩田英明（クレアリア），川端義一・冨山久男（岩手県沿岸広域振興局）
P43　ボーリングによる液状化層判定精度について 251
○阿南修司（土木研究所）
P44　道路構造物総点検において変状が確認された施設の特徴 253
○金井哲男・浅井健一・佐々木靖人（土木研究所）
P45　坑内湧水の pH，酸化還元電位の原位置長期モニタリング手法の検討 255
○渡邊雅一・飯田高弘（セレス），大山隆弘・猪原芳樹（電力中央研究所）
P46　自然電位探査による地下坑道岩盤の酸化還元評価法の検討 257
○窪田健二・猪原芳樹・大山隆弘（電力中央研究所）
P47　山岳トンネルの調査段階における地質調査数量の現状と課題について 259
○日本応用地質学会土木地質研究部会課題事例分析ワーキング

1. 高レベル放射性廃棄物処分場サイト選定における リスクマネジメントの枠組み

Framework of risk management for site selection of HLW geological disposal

○幡谷竜太, 宮川公雄(電力中央研究所)
Ryuta Hataya, and Kimio Miyakawa

1. はじめに

平成 25 年末, 高レベル放射性廃棄物の地層処分場のサイト選定に向けた新たな施策が国から示された [1,2]. この中で, 自然科学の観点から特に注目すべき点として, 「(概要調査地区選定/文献調査に先立つ)科学的知見に基づいた有望地の選定(マッピング)」があげられるが, このような施策下でも, 公衆理解に向けて, サイトの地質環境とその長期変動に関わるリスクマネジメントの枠組みを示すことの重要性は変わらないと考える.

本研究は事業ガバナンス向上に向けたリスクマネジメントシステム構築への貢献を目的とする. ここでは, 昨年 [3] に続き, 科学的知見に基づく有望地選定から, 概要調査地区選定段階(法定要件に関る事項)までのリスクマネジメントの枠組み案を考える.

2. 最終処分に向けた新たなプロセス [1]のポイント

従来の 3 段階の法定プロセス [4]に先立ち, (a)科学的知見に基づいた有望地の選定, (b)有望地を中心とした重点的な理解活動, (b)自治体からの応募, または, 複数地域に対し国から申入れというプロセスが加わる [1].

(a)の具体的なことはまだ明らかでないが, 放射性廃棄物 WG[5]は, 科学的有望地の選定にあたり, 地層処分技術 WG の天然バリアの技術的信頼性の再評価結果も踏まえて検討していく必要があるとしている. 一方, 地層処分技術 WG[6]は, 事前確認の事項として, (ア)非火山性熱水および深部流体が存在し, かつ, 熱環境または化学場に対する影響が明らかな場所を回避する, (イ)過去十万年における最大侵食量が 300m を越えたことが明らかな範囲を回避する, という 2 点を述べている. したがって, (ア), (イ)2 点に従来の事前確認における活断層・火山の回避 [4]を加えたものが科学的要件になると思われる.

3. サイト選定に関わるリスクマネジメントの枠組み

サイト選定に直接関わる科学的有望地選定／事前確認の段階, 概要調査地区選定の法定要件に関る考慮事項に沿った選定／文献調査の段階の公衆被曝をエンドポイントとしたリスクマネジメントの枠組みを試作した.

事前確認では, 地層処分技術 WG[6]中にリスクマネジメント方針、リスクの特定、リスク基準を見ることができる. リスクマネジメント方針は、「長期間放射性廃棄物の影響が生活圏に及ばないようにする」ことであり、「好ましい地質環境に著しい影響を与える天然事象を回避する」、「影響評価が困難な場合は次段階の調査に委ねる」の 2 点を方法論・手続きと見做せる. また、リスク源となる天然事象が特定され, リスク分析の情報源として特定の既往文献資料が示されている. 事前確認事項には, リスク基準に相当するものが記されている. つまり, リスクアセスメントの結果は一意に決まる可能性がある. さらに, リスクトリートメントは回避か保有の二者択一である. 以上のことから, 意思決定までのマネジメントの枠組みをワンスルーで組立てられよう(図-1).

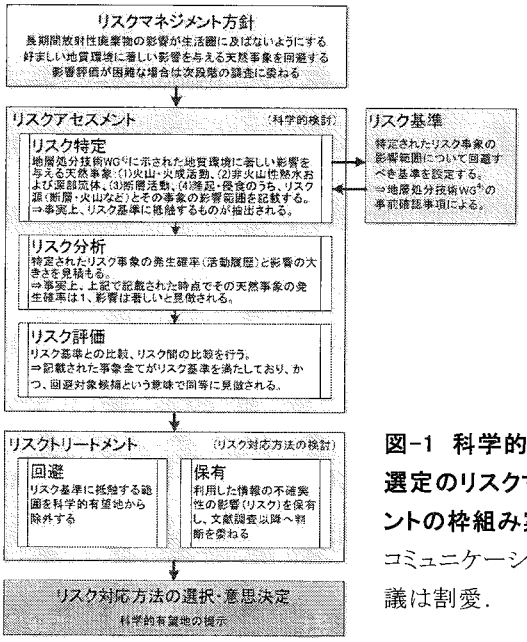


図-1 科学的有望地選定のリスクマネジメントの枠組み案
コミュニケーション・協議は割愛.

文献調査のうち, 法定要件に関る事項についての調査では, リスクマネジメント方針は事前確認時と変わらないと考えられるが, リスク特定・分析のデータ, すなわち, 情報の品質, 新規情報 (聞取りや一般提供を含む), データの解釈・モデル化(複数の作業仮説群), 情報不足に起因した影響評価の困難さなど, 不確実性 (ここでは曖昧性を含む) の要因が増えるため, PDCA サイクルによる見直しが必要となろう(図-2). なお, 事前確認においてはより広範囲に, 文献調査(概要調査地区選定時)には複数地点を選ぶことにより事業リスクを低減(分散)させるという手法は, リスクトリートメントとして重要であるが, これは事業リスクへの対応としての色彩が強いと考えられるので, ここでは割愛する.

以上示したように, 科学的知見に基づく有望地選定から, 概要調査地区選定段階(法定要件に関る事項)までの流れをリスクマネジメントの枠組みとして記述できる. 言い換えれば, リスクマネジメントの体系の一端を示すことができる.

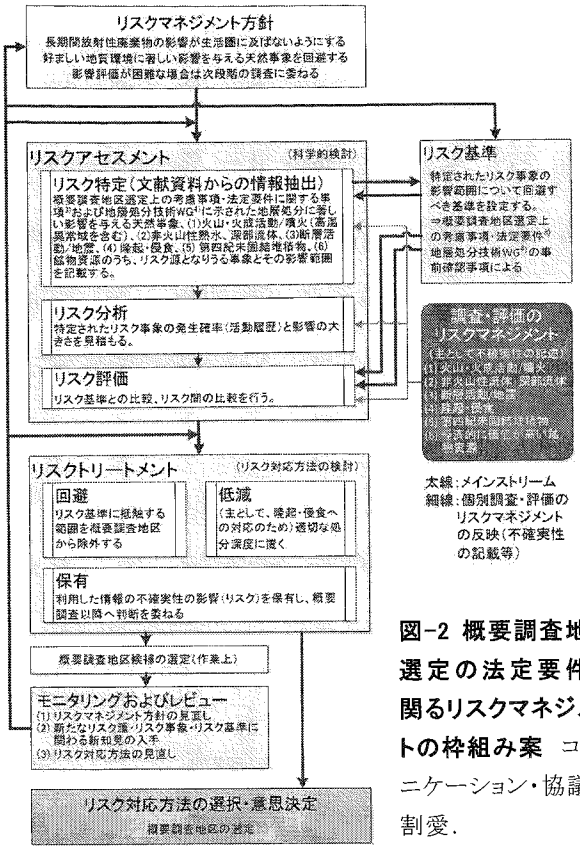


図-2 概要調査地区選定の法定要件に関するリスクマネジメントの枠組み案 コミュニケーション・協議は割愛.

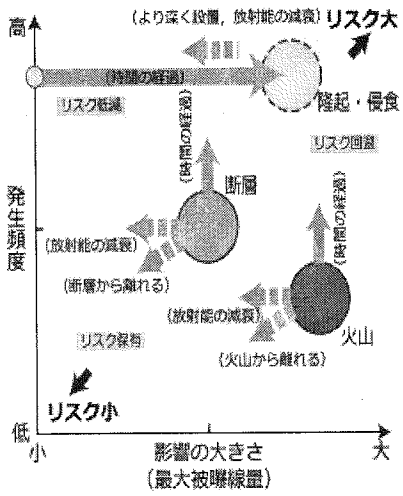


図-3 リスクマップ上のリスクの時間変遷, リスク対策の効果の定性的記載の試み 実線丸は現在のリスク. 隆起・侵食は現在リスク 0 であるが, 便宜上表記, 点線○は将来のリスクを定性的に表示.

4. 天然事象のリスク評価

公衆の方々にサイト選定の科学的な理解を深めて頂くには, リスクマネジメントの枠組み, さらに言えば, リスクガバナンス(リスクマネジメントを実践するための仕組み)を示すだけでなく, リスクの所在とその評価, 対応策(選択肢)とその効果などを示すことが必要である. リスクは発生頻度(確率)と影響の大きさの積だと言っても, なかなか分かりにくい. リスク評価の際, 異なるリスクを比較する方法の一つに, リスクマップの活用がある [7,8)など]. これはリスク事象の影響の大きさに対してその発生頻度(確率)をプロットしたものである.

影響の大きさの尺度として, 防災の分野では被災者数/死者数あるいは被害金額が用いられることが多い. 振り返って, 放射性廃棄物処分の分野では, 事象に起因する人間生活圏の被曝線量の増分が用いられている. いわゆる安全評価である(但し, 操業期間中については, 言うまでもなく, 災害のリスクマネジメントも考える必要がある).

さて, 地層処分の話に戻ると, 火山と断層については, リスク評価の期間が長くなることは, 評価期間内の発生頻度を高める可能性があり, 原理的には被曝のリスクを増加させる. その一方で, 評価期間が数十万～数百万年に渡るならば, 廃棄体の放射能の自然減衰と天然事象の発生確率の関係で, 被曝線量の増加を十分低く抑えられるかもしれない. また, 火山または断層から離すことは発生頻度・影響度を下げることになろう. 隆起・侵食は廃棄体の地表接近をもたらし, 線量の増加を促すが, 一方で, 時間の経過とともに放射能の減衰が進む. 設置深度を深くできれば, 影響を減らしうる(但し, 地熱とのトレードオフがある).

これらは, リスクマネジメントの言葉で言い換えているだけで, 科学として特別なことを言っているわけではない. リスクの時間変遷や対応策の効果をリスクマップで表現することが, 地層処分においてもよりわかりやすいリスクコミュニケーションツール/リスクの説明となりうるのではないかという提案である. はじめはザックリとした定性的なものであっても(図-3), 複合事象のシナリオを考える際の各事象間や対応策間のトレードオフをわかりやすく伝えられるのではないだろうか.

5. リスクマネジメントから見たサイト選定の課題

純科学的なサイト選定では予防原則の適用や社会的条件とのコンフリクトが課題となる [3)]. 基本的に, これはトレードオフ, 即ち選択の問題であり, 意思決定においてリスクの議論が有効となろう. また, 本研究の試みは, 課題の整理も視野に置いている. 地層処分の技術開発は, 主として, ロードマップに沿う形で進められている [9)など]. しかしながら, 不確実性の低減が難しい課題もあろう. 個々の課題の高度化や品質保証が重要な課題であることは論を待たないが, これまで進められてきた, サイト調査・評価, 工学的対策, 安全評価の検討成果をリスクマネジメントの枠組みの中で整理し, そのプロセスをより具体的に記述し, リスク評価(比較)をすることで, それぞれの検討成果の価値をより高められるのではないかと考える.

【文献】1)高レベル放射性廃棄物の最終処分に向けた新たなプロセス, 第 1 回最終処分関係閣僚会議資料(H25.12.17). 2) 総合資源エネルギー調査会電力・ガス事業分科会放射性廃棄物 WG 第 7 回(H25.12.18)議事録. 3)幡谷・宮川(2013)日本応用地質学会平成 25 年研究発表会, 35-36. 4)NUMO(2009)概要調査地区選定上の考慮事項, 放射性廃棄物処分事業について・分冊-2(公募関係資料). 5)放射性廃棄物 WG 中間とりまとめ(平成 26 年 5 月). 6)最新の科学的知見に基づく地層処分技術の再評価-地質環境特性および地質環境の長期安定性について-(地層処分技術 WG 中間とりまとめ, 平成 26 年 5 月). 7)リスクマネジメント規格活用検討会編(2010)ISO31000, 日本規格協会. 8)小山(2014)科学, 84, 191-194. 9).NUMO(2013)NUMO-TR-13-02.
＊1,2,5,6)は経済産業省のウェブサイト上の公開資料(http://www.meti.go.jp/committee/gizi/21.html, H26.8.20 最終確認).

2. ニアフィールド環境の経時変化とバリア機能との相関に関する検討

Examination of the relationship between barrier function and near-filed environment during operation to post closure of HLW repository

○吉田英一（名古屋大学）
Hidekazu YOSHIDA Nagoya Univ.

1．はじめに

地層処分において地下坑道周辺のニアフィールド環境は，坑道掘削に伴う物理的および化学的影響・変化の他，コンクリート，ロックボルトならびにグラウチングなど，人工素材の敷設を含め，処分場埋設後暫くの期間は複雑な物理化学的反応が継続するものと考えられる（吉田,2012）．一方で，このような状態変化が周辺岩盤も含めた核種移行のバリア機能に対してどのように影響するのか，またその影響をも踏まえたバリア機能の評価方法についてはあまり具体的に議論がなされていないのが実状である．本報告では，現在の知見と今後準備すべき技術などの課題について，結晶質岩における地下環境，水みちなどのデータに基づいてその検討結果を報告する．

2．ニアフィール環境の経時変化とバリア機能

ニアフィールド環境は，それまで地下環境として育まれてきた‘平衡反応状態’から，坑道（アクセス坑道，処分坑道など）掘削に伴う擾乱状態を経て，操業期間中の変化，そして最終的に埋め戻し，地下水の再冠水に伴う地質環境の復帰状態への変化という環境状態の変遷を経る（JAEA,2013）．これらの状態変化の時間スケールは，現象によっても差が生じると考えられるが，少なくとも数十年～数百年に及ぶものと考えられる．

このようなニアフィール環境の状態変化において，核種移行に伴うバリア機能を念頭に「上流～下流」の時系列断面でのシナリオに関して，下記に示すようにStage(0～IV)の時系列に分類して検討を行うことの重要性を提示してきた（JAEA, 2013）．とくに，これらの各Stageは，処分場建設～操業～閉鎖，および閉鎖後の各種バリア機能に期待されている性能期間をもとに検討すべき時空間とプロセスの抽出を目論みとして行ったものである（図１）．

Stage 0:処分場掘削～閉鎖までの地下環境の変化形成段階（処分場掘削～閉鎖直前／100 年程度の期間）

Stage I:閉鎖後の地下水の浸入と上流側における人工バリア材との反応段階（処分場閉鎖後～数千年程度）

Stage II:上流側の人工バリア材を透過した地下水（間隙水）とガラス固化体との反応段階（処分場閉鎖後，数千年程度～数万年）

Stage III：ガラス固化体を透過した地下水（間隙水）から，下流側の人工バリア材との反応段階（処分場閉鎖後，数万年以上）

Stage IV：下流側の人工バリアを透過した後，天然バリアと反応する段階（処分場閉鎖後，数十万年程度）

これまでのこれらの検討結果として示されることは，これらステージ毎でのニアフィールド環境の状態が，坑道掘削に伴う敷設素材や地下水の湧水量をコントロールするためのグラウチング，あるいはバックフィル材といった二次的素材との反応の有無に大きく依

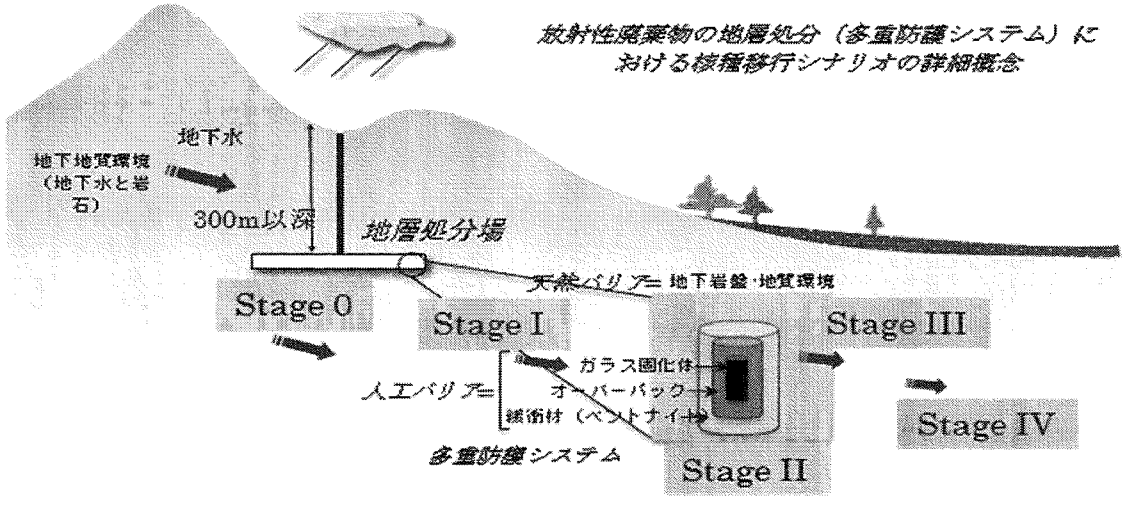


図１：処分場周辺での各時系列変化を検討するためのStageの概念

NF near field FF far field

存するということである．とくに処分ピットにおける廃棄体を敷設する場合，処分ピット内への地下水の流入量やその成分が重要な判断基準となり，かつ最終的には，その処分ピット周辺に分布する水みちとなる開口割れ目の連結状態が，その処分ピット周辺岩盤，環境のバリア機能を評価する上での鍵となる．

3．処分ピット掘削～閉鎖までの時系列行程

上記，ニアフィールド環境での，とくに処分ピットを中心とした行程の時系列と，人工バリア素材をその所期の機能を発揮させるために準備すべき初期状態，条件は密接に関連する．その現時点で想定される，処分坑道およびピット掘削の一連の行程を示すと以下のようになる．

- ◆ セメント系プレグラウチングによる主要水みちの止水
- ◆ 処分坑道掘削＋ロックボルト＋コンクリートライニング
- ◆ 岩盤割れ目詳細マッピング（湧水割れ目の確認）
- ◆ 処分ピット位置の決定
- ◆ 処分ピット周辺岩盤への薬剤系ポストグラウチング
- ◆ 処分ピットの掘削
- ◆ 処分ピット内割れ目・湧水状態・地下水組成等の確認
- ◆ ベントナイトおよび廃棄体の設置
- ◆ 処分坑道のバックフィル充填・埋設

これらの流れにおいて，例えばベントナイトを処分ピットに敷設するためには，処分ピット内への湧水はポストグラウチングなどによって極力コントロールされなければならない．一方で，グラウチングで用いられる素材との反応によってベントナイトのバリア機能が損なわれることのないよう，事前にチェックし，適用性を確認しておくことが必要となる．このような，ベントナイトのみならず，その他の人工素材と，ニアフィールド環境・条件との，物理的・化学的相補関係によって，バリア機能が維持されるためのシステムが非常に重要となる．また，これらの一連の作業工程の検討から，現時点で有するグラウチングの素材や適正から，処分ピット掘削～閉鎖までの行程は，できるだけ短期間で行うことが望ましいということも明らかである．

今回，ここで示した一連の行程とニアフィールド環境に及ぼすと考えられる状態変化ならびにバリア機能への影響は，結晶質岩の状態を想定してものであるが，これらの行程は続成作用の進んだ硬岩堆積岩系にも応用可能である．今後，将来的なサイト選定や地下環境調査における技術開発では，実際の水みちの構造特性や分布，ネットワーク階層構造など，できるだけ日本の地下環境データに即した知見に基づいて，より現実的な手法，技術を整備していくことが重要である．

文献

1) 吉田英一（2012） 岩盤中の透水性亀裂とその長期的挙動−現状と今後の課題−, 地学雑誌, 121, 68-95.

2) JAEA（2013）：坑道周辺岩盤の概念再構築に関する研究−平成24年度−, JAEA-Research 2013-015.

03. 深部結晶質岩における深度500m坑道調査に基づく透水性割れ目の特徴

Characteristics of flow-path fractures based on geological investigation at the -500m gallery in a deep crystalline rock

○石橋正祐紀（日本原子力研究開発機構），湯口貴史（日本原子力研究開発機構），
吉田英一（名古屋大学博物館），笹尾英嗣（日本原子力研究開発機構）
Masayuki Ishibashi, Takashi Yuguchi, Hidekazu Yoshida and Eiji Sasao

1. はじめに

高レベル放射性廃棄物の地層処分において，結晶質岩などの亀裂性媒体では，物質の移動や地下水の流動は割れ目によって規制されるため，現在の水みちとなる割れ目（以下，透水性割れ目）の特徴を把握することが重要となる．

これまでに，筆者らは日本原子力研究開発機構が岐阜県瑞浪市で建設を進める瑞浪超深地層研究所の深度300m 坑道で取得したデータを用いて，花崗岩中の透水性割れ目を抽出し，その特徴の検討を行っている[1]．

本研究では，深度 500m 坑道で取得したデータに基づき，割れ目の幾何学的特徴および充填鉱物や周辺母岩の岩石学的特徴について整理し，現在に到る履歴も考慮して透水性割れ目の特徴を検討した結果を報告する．

2. 調査対象と調査内容

本検討は，瑞浪超深地層研究所の深度 500m（白亜紀後期に定置したとされる土岐花崗岩中）に建設された研究アクセス北坑道（以下，研究坑道；水平坑道で総延長約 160m）の坑道壁面から取得したデータに基づき実施した．具体的には，透水性割れ目の特徴の把握のための坑道壁面に認められる全ての割れ目の肉眼観察，割れ目情報の統計処理，薄片の顕微鏡観察，XRD 分析を実施した．

3. 結果

3.1 割れ目の幾何学的特徴と透水性割れ目の関係

本研究では，坑道壁面で湧水が認められた割れ目を透水性割れ目と示す．また，湧水が認められなかった割れ目は，割れ目が充填されている，または透水性割れ目と連結していないために湧水が認められていないと考えられることから，シーリング割れ目とする．

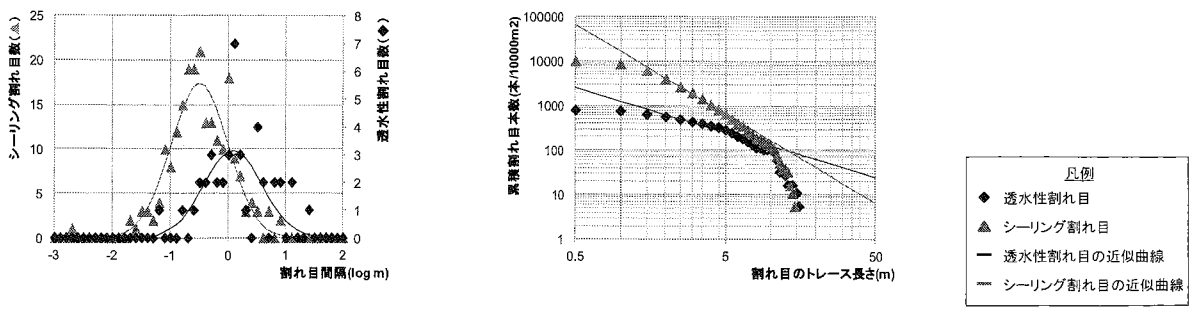
坑道全体では 1981 本の割れ目が認められ，そのうち 146 本（約 7.4%）は透水性割れ目，1835 本はシーリング割れ目である．

坑道壁面での割れ目とスキャンライン（高さ約 1.25～2.00m）と交差間隔（以下，割れ目間隔）に着目すると，割れ目間隔は透水性割れ目，シーリング割れ目共に対数正規分布を示す（図-1a）．割れ目間隔の平均は，透水性割れ目で 1.22m，シーリング割れ目で 0.32m であり，透水性割れ目ほど割れ目間隔が広い．

また，割れ目のトレース長さを横軸に，縦軸をトレース長さごとの累積頻度とし，両対数グラフで整理した（図-1b）．累積頻度分布は，約 1.5m から 10.0m の範囲で直線状に並ぶ．これは，トレース長さ分布がべき乗分布に従うことを示していることから，この 1.5m から 10.0m の範囲でべき乗数を算出した．その結果，べき乗数は透水性割れ目で約 1.0，シーリング割れ目で約 2.0 となり透水性割れ目ほどトレース長さが長い．割れ目の方位分布についてみると，透水性割れ目，シーリング割れ目ともに卓越方向に差は認められない（図-2）．しかし，割れ目の方位分布について Fisher 分布[2]を仮定すると，割れ目の集中度を示す Fisher 定数は，透水性割れ目で大きく（平均約 71.4），シーリング割れ目で小さい（平均約 37.3）傾向があり，透水性割れ目群ほど割れ目の走向傾斜が集中する．

3.2 割れ目周辺母岩および充填鉱物の産状と透水性割れ目の関係

坑道壁面で観察された割れ目のうち，約 20%の割れ目の周辺母岩では黒雲母の緑泥石化や斜長石中心部の絹雲母化が顕著に認められ，この範囲は目視では淡～濃緑色または淡桃色に変色している．



(a) 間隔分布　　(b) トレース長さ分布

図-1 割れ目の間隔分布とトレース長さ分布

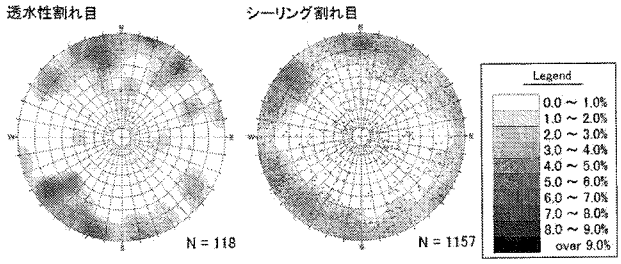


図-2　割れ目の走向傾斜（下半球投影）

割れ目周辺母岩が変質を被る割れ目と周辺母岩が未変質の割れ目のトレース長さを比較すると，トレース長さには明確な差は認められない．一方，割れ目の走向傾斜に着目すると，変質を被る割れ目は NW～NNW 走向の高角度傾斜の割れ目が卓越する．

割れ目充填鉱物は，緑泥石，絹雲母，方解石およびスメクタイトが認められる．緑泥石や絹雲母は，石英や長石などの岩片を埋めるように産する．方解石については，割れ目周辺母岩の変質が顕著な割れ目では平板状の形状を呈する．一方，変質が不明瞭な割れ目では，最大粒径 0.5 ㎜程度の粒状の自形方解石が産する．また，XRD 分析の結果，スメクタイトのピークが確認される割れ目には，緑泥石，絹雲母，石英や長石の岩片が共に産する傾向がある．なお，割れ目には複数の充填鉱物が層状に産する場合がある．

割れ目周辺母岩が変質を被る割れ目は，透水性割れ目，シーリング割れ目それぞれの約 20%を占める．一方で，割れ目内で方解石が認められる割れ目は，透水性割れ目中で約 60%，シーリング割れ目中で 50%であり，透水性割れ目の方が，シーリング割れ目と比べて，割れ目中に方解石が多く認められる傾向がある．

4. 考察

4.1 割れ目充填鉱物の形成

本坑道で認められた割れ目充填鉱物の成因はその産状によって大きく 2 種類に分類することができる．一つは，熱水変質に伴い形成される緑泥石や絹雲母および平板状の方解石である．もう一つは，比較的低温な地下水からの粒状の自形方解石の沈殿および比較的低温な環境下での水-岩石反応によるスメクタイトの形成である．

4.2 透水性割れ目の形成とその特徴

本地域の地史を鑑みると，約 70Ma に土岐花崗岩が貫入・定置 [3]し，花崗岩の冷却に共に割れ目が形成されたと考えられる [1,4]．

割れ目周辺母岩が変質を被る割れ目の卓越方位が現在の方向で NW～NNW であることから，割れ目形成当時は，NW～NNW 走向の高角度傾斜の亀裂群が主な透水性割れ目であったと考えられる．現在の透水性割れ目のトレース長さは，シーリング割れ目に比較して長いこと，割れ目充填鉱物が層状構造を示すことから，一度充填された割れ目も含め，その後花崗岩の上昇などに伴い割れ目の伸張・開口が生じ，その割れ目が現在の透水性割れ目として機能している可能性が高い（図-3）．これらの割れ目については，充填鉱物として自形の方解石やスメクタイトを含むことから，比較的低温な地下水の流入等により充填されたものの，完全に充填されてはおらず，現在も透水性割れ目としての機能を保持しているものと考えられる．

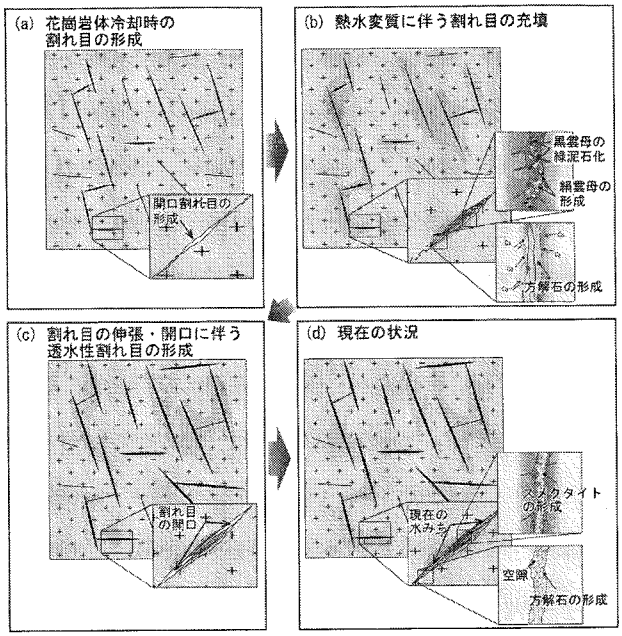


図-3　割れ目の形成とその特徴

5. まとめ

深度 500m 研究アクセス北坑道にける壁面観察結果に基づき，現在に到る履歴を考慮した透水性割れ目の特徴について検討した．その結果，透水性割れ目では，遭遇間隔，トレース長さともにシーリング割れ目に比較して大きい結果が得られた．また，透水性割れ目ほど，充填鉱物中に方解石が産出する頻度の高いことが明らかとなった．また，現在の透水性割れ目は，過去から現在にかけての割れ目の伸張・開口により形成されていると考えられる．

今後は，深度方向の透水性割れ目の特徴の変化の有無についても検討を実施する予定である．

文献

1) 石橋ほか（2014），応用地質，Vol.55，（印刷中）
2) Fihser et al. (1987), Cambridge University Press.
3) Suzuki & Adachi (1998), Journal of Metamorphic Geology, Vol.16, pp.23−37.
4) Yoshida et al. (2012), Geofluids, Vol.13, pp.45-55.

04. 土岐花崗岩体中断層の変質プロセスと断層内構造の特徴

Alteration process and characteristic of a fault in Toki granite

○松本孟紘（名古屋大学），石橋正祐紀（日本原子力開発機構），吉田英一（名古屋大学博物館）
Takehiro Matsumoto, Masayuki Ishibashi, Hidekazu Yoshida

1. はじめに

地層処分事業においては，長期的な地下環境の変遷を考慮することから，選択的な地下水の水みちとなる断層およびその周辺での岩石−水反応に伴う変質のプロセスを解明し，その水みちとしての働きや水質の履歴を知ることは重要である．このような背景から，割れ目充填鉱物や地表での断層の形成履歴に着目した研究が行われている[1)2)3)]．しかしながら，地表近傍では，風化や地表水起源の酸化的な地下水による変質も被るため，それらを排除できる地下深部環境下での検討を行う必要がある．したがって本研究では，岐阜県瑞浪市に位置する瑞浪超深地層研究所の地下 500m 坑道において，水平に掘削された断層を含む花崗岩ボーリングコアを用い，断層変質プロセスの解析を試みた．

2. 地質概要

本研究で用いたボーリングコアが掘削された瑞浪超深地層研究所近傍は，白亜紀〜古第三紀の土岐花崗岩を基盤とし，その上を不整合に瑞浪層群と瀬戸層群が覆っている（図-1）．土岐花崗岩は苗木・上松花崗岩体の 1 岩体として東西約 12km，南北約 14km にわたって分布しており，主に粗〜細粒の等粒状完晶質黒雲母花崗岩からなる[4)]．年代は黒雲母 K-Ar 年代として約 70Ma と報告されている[5)]．

3. 岩石コアおよび実施内容

今回調査に用いたボーリングコアは，瑞浪超深地層研究所の地下 500m において，ほぼ水平に 107m 掘削されたボーリング孔のコアである．本孔では，掘削長約 10〜20m の区間に断層が存在する．断層は断層ガウジ，断層角礫からなる破砕帯と割れ目頻度が比較的高い割れ目帯で構成される（図-2）．

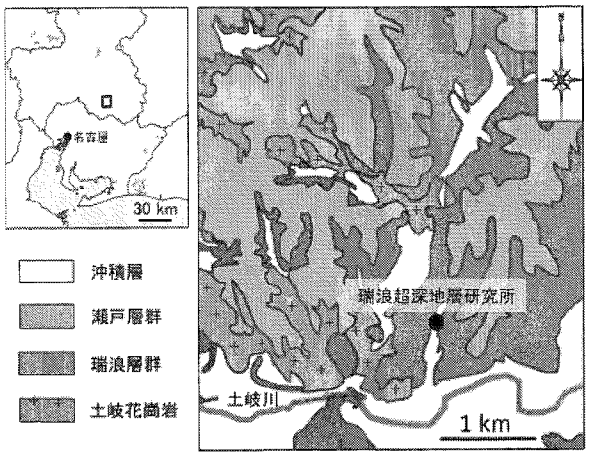


図-1 調査地域の地質図（糸魚川(1980)[6)] より引用）

本研究では断層周辺部の構造把握のためにコア全体の割れ目頻度を計測し，続いて薄片観察，割れ目充填鉱物の XRD 分析および SEM 観察，母岩の XRF 分析を行った．また，断層との比較のため，観察・分析は断層から離れた新鮮部でも行った．

4. 結果

4.1 断層の産状

断層では緑色の断層ガウジの他，脆性破壊によって形成されたマイクロクラックが確認される．断層近傍の母岩部分も緑色を呈しており，石英の波動消光が顕著にみられる．また，黒雲母の緑泥石化や斜長石の絹雲母化といった，熱水変質が新鮮部に比べ顕著にみられる．断層近傍の母岩中のマイクロクラックには，絹雲母と方解石が沈殿する．また，断層ガウジは絹雲母と主に石英粒子からなる岩片から構成されている．

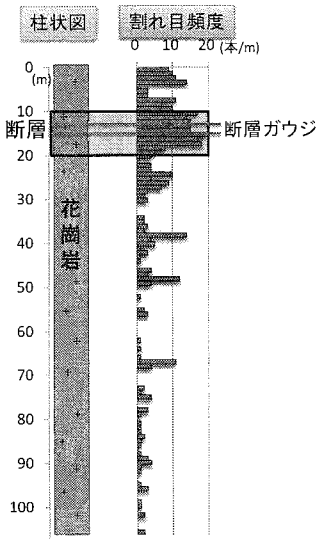


図-2 柱状図 割れ目頻度

4.2 割れ目充填鉱物の同定結果

割れ目充填鉱物の XRD 分析の結果，断層内の割れ目では絹雲母，方解石，スメクタイトが認められる．一方，新鮮部の割れ目では方解石のみが検出される．SEM 観察の結果新鮮部の方解石の形状は自形で観察される(図-3)．

4.3 母岩の組成分析結果

XRF による全岩組成分析を行い，Al を不動元素として元素変動率を求めた．その結果，Mn，Mg，P は新鮮部と比較して溶脱していることが確認される．また，K が変動しないことも確認される．

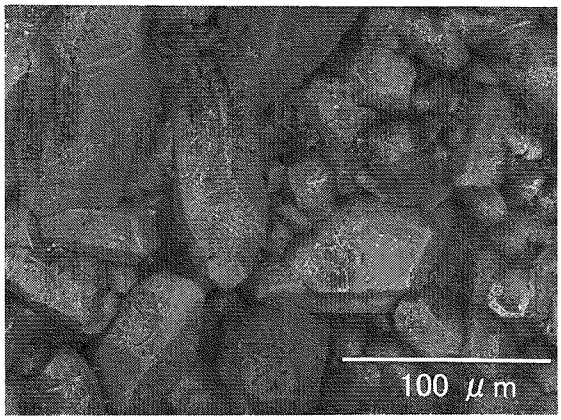


図-3 新鮮部割れ目を充填する自形方解石

5. 考察

5.1 断層の変質

断層が新鮮部と比べ選択的に熱水変質を受けていることから，断層が熱水の水みちとなっていたと考えられる．XRF 分析での多数の元素の溶脱や断層ガウジや割れ目充填鉱物においての絹雲母の存在はこれを支持する．斜長石の絹雲母化にはKが必要である．しかし，XRF 分析の結果，K の付加は認められない．したがって，絹雲母化は断層内でのKの移動，すなわち黒雲母の緑泥石化で放出されるKによって起こされた可能性が高い．そして，断層帯内のマイクロクラックおよび割れ目中の方解石の充填はこの斜長石が絹雲母化されるとき放出される Ca によるものと推測される．断層帯内の割れ目で確認されるスメクタイトであるが，スメクタイトは比較的低温の地下水によって形成される粘土鉱物であることから，岩体の割れ目を通じ比較的低温の地下水が浸透した結果，形成されたものと考えられる．

すなわち，本断層は断層が形成された後の熱水流入に伴う黒雲母の緑泥石化と斜長石の絹雲母化および方解石の形成，さらに岩体冷却後の比較的低温の地下水によって形成されるスメクタイトで特徴付けられる（図-4）．

5.2 新鮮部と断層部の割れ目充填鉱物の違い

SEM 観察で，新鮮部の割れ目中には自形の方解石が認められた．これは，方解石充填後に割れ目が剪断破壊を受けていない事を意味する．また，新鮮部では絹雲母などの熱水性の充填鉱物がみられないことから，この方解石は岩体冷却後，比較的低温の地下水によって形成されたものと考えることができる．

6. まとめ

瑞浪超深地層研究所地下 500 m でほぼ水平に掘削された断層帯を含むボーリング孔のコアを分析した結果，断層は，1）断層の形成　2）熱水流入に伴う黒雲母の緑泥石化と斜長石の絹雲母化および方解石の形成　3）地下水によるスメクタイトと方解石の形成，というプロセスを経たと考えられる（図-4）．今後は断層内での変質の強度の分布や，断層が周囲の割れ目および割れ目充填鉱物の形成に与える影響について検討を行っていく予定である．

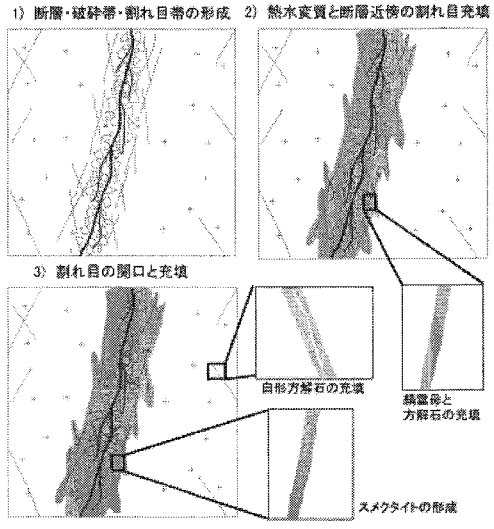


図-4 断層および割れ目充填鉱物の履歴

文献

1) 長友晃夫・吉田英一（2009）:断層と割れ目系およびその充填鉱物を用いた阿寺断層の地質的履歴解析，地学雑誌，Vol.115，pp.512-527.

2) 石橋ほか（2014）：深部結晶質岩における割れ目の形成・充填過程と透水性割れ目の地質学的特徴 - 土岐花崗岩を例として - ，応用地質，印刷中.

3) Yoshida et al (2013): Yoshida, H., Maejima, T., Nakajima, S., Nakamura, Y., Yoshida, S., Features of fractures forming flow paths in granitic rock at an LPG storage site in the orogenic field of Japan, Engineering Geology, Vol.152, pp.77-86.

4) 石原舜三・鈴木淑夫（1969）：東濃ウラン鉱床の基盤花崗岩類，地質調査所報告，No.232，pp.1-178.

5) 山崎誠子・梅田浩司(2012) ：山陽帯東部,土岐花崗岩体の冷却史，岩石鉱物科学，Vol.41，pp.39-46.

6) 糸魚川淳二（1980）：瑞浪地域の地質，瑞浪市化石博物館専報，No.1，pp.1-50.

5. 微生物と地下水流動を考慮した長期水質変動予測手法

Long-term Prediction of Groundwater Chemistry Considering Flow, Transport, Chemical and Microbiological Reactions

○伊藤一誠（産業技術総合研究所），秋山克，細野賢一（地層科学研究所）
Kazumasa Ito, Masaru Akiyama, Ken-ichi Hosono

1. はじめに

高レベル放射性廃棄物地層処分において，地下水の酸化還元環境は，放射性核種の地下水への溶解度を支配する重要な要因である．処分深度となる地下数百 m の地下水は，通常は還元環境にあるが，特に処分施設建設における化学的擾乱の影響の時空間的分布とベースラインへの回復過程を評価することが重要となる．

地下水の酸化還元環境変動に影響する要因として，地下水中に存在する微生物によるバッファー作用があげられる [1]．微生物作用と岩石-水反応を考慮した地下水水質の変動予測手法としては，一次元定常流動場における物質移行と岩石-微生物-地下水反応を考慮した解析手法 [2]が報告されているが，実際の流動系を考慮することは困難である．

ここではより現実的な流動場における水質変動予測手法の適用性確認を目的とし，既存の地下水流動及び地球化学解析手法の組み合わせによる，酸化還元環境を含む地下水水質の長期変動予測手法の適用性検討を行った結果を報告する．

2. 解析手法

ここで実施した解析は，地下水流動解析手法として，有限要素法地下水流動解析手法である G-TRAN，地球化学解析手法として，Geochemist's Workbench を用いた．解析は要素寸法 50m×50m，水平方向 41 要素，鉛直方向 21 要素の断面 2 次元モデルで実施した．水理的境界条件としては，上面に動水勾配 1/1000 の水位固定、側面及び底面は不透水境界とした．

解析は，処分坑道掘削前の定常状態，処分坑道掘削時及び埋め戻し後の回復過程を対象とし，掘削時は 50 年間を想定した．掘削時には中央部深度 500m の 1 要素の接点を大気圧固定とし，埋め戻し後は大気圧での飽和溶存酸素濃度を持つベントナイトを想定して最大 10 万年間の解析を実施した．

地下水流動シミュレーションで設定した水理特性を表－1 に，地球化学解析で考慮する岩石-水反応を表－2 に示す．Geochemist's Workbench における微生物反応式は，微生物の代謝反応を記述する(1)式に示す一般的な Monod 式を基本骨格としている．さらに地下水中の酸化還元反応における自由エネルギーと，微生物の各代謝様式の ATP 合成における自由エネルギーの差を含む項（F_T）を，(2)式に示すように代謝の駆動力に関わる因子として考慮している．また，微生物反応の速度論的解析のデータを利用し，設定された各反応様式に対応した微生物のバイオマスを計算することが可能である．その反応方程式では，細胞収率，減衰定数，および速度論的解析で求められた微生物反応速度が考慮される．

表－1　地下水流動解析の水理特性

	単位	帯水層	空洞部・掘削前	空洞部・埋戻し
			帯水層と同じ	ベントナイト
透水係数	m/d	4.33×10^{-4}	4.33×10^{-4}	1.12×10^{-6}
有効間隙率	−	0.059	0.059	0.21
比貯留係数	1/m	1.0×10^{-5}	1.0×10^{-5}	5.8×10^{-4}

表－2　解析において考慮した岩石-水反応

酸化還元反応

$Mn^{2+} + \frac{1}{2}O_2 + H_2O \rightarrow MnO_2 + 2H^+$
$Fe^{2+} + \frac{1}{4}O_2 + \frac{5}{2}H_2O \rightarrow Fe(OH)_3 + 2H^+$
$2Fe^{2+} + MnO_2 + 4H_2O \rightarrow 2Fe(OH)_3 + Mn^{2+} + 2H^+$
$NH_4^+ + 2O_2 \rightarrow NO_3^- + 2H^+ + H_2O$
$H_2S + 2O_2 \rightarrow SO_4^{2-} + 2H^+$
$H_2S + MnO_2 + 2H^+ \rightarrow Mn^{2+} + S^0 + 2H_2O$
$H_2S + 2Fe(OH)_3 + 4H^+ \rightarrow 2Fe^{2+} + S^0 + 6H_2O$
$FeS + 2O_2 \rightarrow Fe^{2+} + SO_4^{2-}$
$CH_4 + 2O_2 \rightarrow CO_2 + 2H_2O$
$CH_4 + SO_4^{2-} + 2H^+ \rightarrow H_2S + CO_2 + 2H_2O$

鉱物挙動

$Mn^{2+} + CO_3^{2-} \leftrightarrow MnCO_3$
$Fe^{2+} + CO_3^{2-} \leftrightarrow FeCO_3$
$Fe^{2+} + S^{2-} \leftrightarrow FeS$
$Ca^{2+} + CO_3^{2-} \leftrightarrow CaCO_3$
$Ca^{2+} + SO_4^{2-} \leftrightarrow CaSO_4$

pH関連

$H_2CO_3 \leftrightarrow H^+ + HCO_3^-$
$HCO_3^- \leftrightarrow H^+ + CO_3^{2-}$
$H_2S \leftrightarrow H^+ + HS^-$
$HS^- \leftrightarrow H^+ + S^{2-}$

$$r_{\vec{k}} = n_w (k_+)_{\vec{k}} [X] \frac{m_D}{m_D + K'_{D\vec{k}}} \frac{m_A}{m_D + K'_{A\vec{k}}} F_T \qquad (1)$$

$r_{\vec{k}}$：反応速度(mol s^{-1})
n_w：水の量(kg)
$[X]$：バイオマス(mg kg^{-1})
m_D, m_a：電子供与体及び電子受容体の濃度(mol kg^{-1})
$K'_{D\vec{k}}, K'_{a\vec{k}}$：電子供与体及び電子受容体の半飽和定数(mol kg^{-1})
F_T：TPF (Thermodynamic Potential Factor)

$$F_T = 1 - exp\left(\frac{\Delta G_r + m\Delta G_P}{\chi R T_K}\right) \qquad (2)$$

ΔG_r：酸化還元反応の自由エネルギー変化(J mol^{-1})
ΔG_p：ATP 剛性の酸化的リン酸化反応における自由エネルギー変化(J mol^{-1})
χ：Average stoichiometric number of the overall reaction (mol mg^{-1} s^{-1})
m：単位反応で生成される ATP の数
R：気体定数(J mol^{-1} K^{-1})
T_K：絶対温度(K)

本解析で考慮した微生物反応は，酸素還元，硝酸還元，マンガン還元，鉄還元，硫酸還元，CO_2 還元とした．水質の初期値及び反応速度は，JAEA 瑞浪超深地層研究所における既往研究 [3]を参考として設定した．

地球化学解析の境界条件として，モデル最上部の要素に関しては地表からの水の流入を考慮して，溶存酸素濃度を飽和状態，メタン濃度を地下要素の 10 倍とし

ている.

地下水流動解析と地球化学解析の結合は,図-1に示すように，地下水流動解析における空洞掘削及び埋め戻しによる境界条件変化が生じてからの時間に応じた時間ステップでの流速分布を逐次的に地球化学解析に用いた.

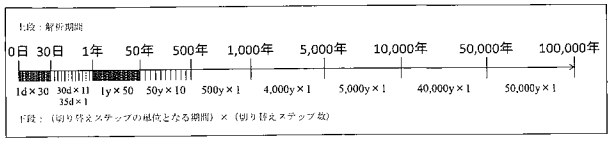


図-3 地下水流動解析から地球化学解析への流速分布受け渡し時間

3. 解析結果

地下水流動解析から得られた逐次的流速分布を用いて計算された水質変動として,空洞埋め戻し10年,100年，1000年，10000年後の酸素濃度分布と SO_4^{2-}及び HS^-から計算される $Eh(SO_4^{2-}/HS^-)$分布を図-4及び図-5に示す.

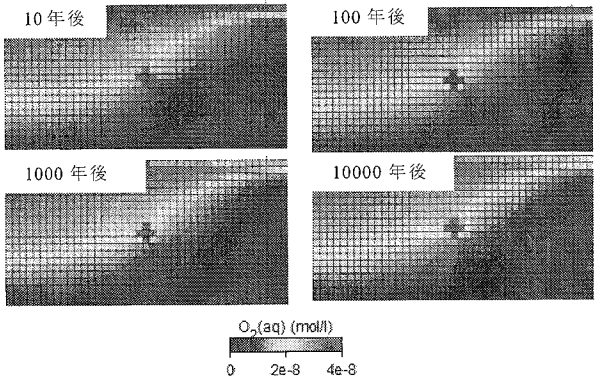


図-4 坑道埋め戻し後の溶存酸素濃度分布

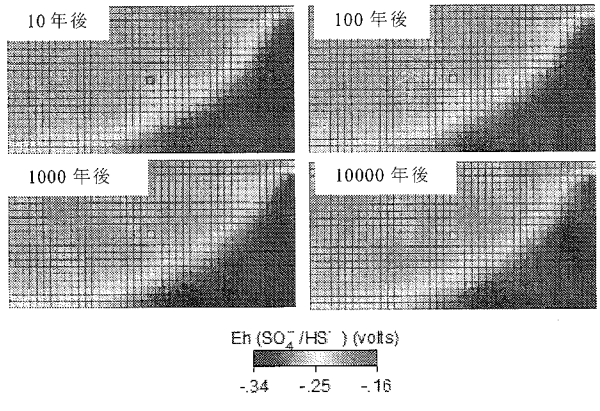


図-5 坑道埋め戻し後の酸化還元電位分布

溶存酸素濃度に関しては，空洞有りの期間は，最表層の要素において微生物反応に伴う濃度の変動がみられ，20年程度で定常状態となった。埋戻し後は，空洞部周辺の要素では空洞有り以前と比較して高い値で推移した．一部は 2.3×10^{-4} mol/Lから漸減した．空洞部周辺以外の要素における埋戻し後の酸素濃度は空洞部で埋戻し時の要素条件設定を反映して大気圧飽和の 2.3×10^{-4} mol/L付近の値を示し，その後減少したものの，60,000年を経過しても 5.0×10^{-5} mol/Lを超える濃度で推移した.

Eh（SO_4^{2-}/HS^-）は，空洞部上流側ならびに空洞部付近は，空洞部下流側では埋戻し後にわずかに上昇する傾向を示した。空洞部では，ベントナイト中の組成を反映して直後は低いEh（SO_4^{2-}/HS^-）を示したが，その後徐々に周辺要素と同レベルに回復した.

硝酸還元微生物のバイオマスに関しては，空洞掘削期間は最表層でバイオマスの増加が認められ，50年後には 1×10^{-3} オーダーに達した．埋戻し後は漸減し，10,000年後には掘削前と同様の値を示した.

4. まとめ

埋戻し後において，空洞部に隣接する要素で酸素濃度に経時的な増加傾向が認められなかったことは，空洞部周辺に存在する微生物反応が酸素の流下・拡散に対し抑制的に働いたことを示唆している．解析で得られた酸素濃度 4×10^{-8} mol/Lはおよそ 1.3×10^{-3} mg/Lに単位換算されることから，今回の解析条件で想定される深部地下環境においても，酸素濃度は検出限界未満の濃度レベルで推移することを示している．今後は，微生物活性に関して，より原位置での値を反映したモデル構築が必要となる.

謝辞

本研究は原子力規制委員会原子力規制庁「平成25年度地層処分に係る地質評価手法等の整備（水理関連情報の整備）」として実施した。

文献

1) Amano, Y., Sasao, E., Niizato, T. and Iwatsuki, T. (2012)：Redox Buffer Capacity in Water-Rock-Microbe Interaction Systems in Subsurface Environments, Geomicrob. J. Vol. 29, Issue 7, pp.628-639.

2) 宮坂郁，栃木善克，難波謙二（2007）：放射性廃棄物地層処分における微生物影響の定量評価の試み. 石川島播磨技報, Vol. 47.

3) Fukuda, A., Hagiwara, H., Ishimura T., Kouduka M., Ioka S., Amano, Y., Tsunogai, U., Suzuki Y., and Mizuno, T. (2010)：Geomicrobiological properties of ultra-deep granitic groundwater from the Mizunami Underground Research Laboratory (MIU), central Japan, Microbial Ecology. Vol. 60, No. 1, pp. 214–225.

溶存酸素量が下がる

6. ドリル孔を用いた地下坑道岩盤の地化学調査法の検討

In situ geochemical measurement using drill holes with small packer in a gallery.

○大山隆弘，猪原芳樹(電力中央研究所)
Takahiro Oyama and Yoshiki Inohara

1. はじめに

低レベル放射性廃棄物の余裕深度処分では，埋設物の腐食等に影響する施設周辺岩盤の地化学状態，特に，酸化還元電位や pH 等の詳細な評価法の開発が必要となっている [1]．著者らは，これまで地下坑道の地化学状態の簡易測定法として，ドリル削孔式水質調査法を開発してきた．この調査法は坑壁に掘削したドリル孔からの湧水を測定するもので，岩盤と地下水の地化学状態を高密度に測定することができる [2)3)]．本報告では，ドリル孔に小型パッカーを設置することにより，酸化還元電位測定などへの適用性向上を試みた結果について述べる．

2. 調査箇所の地質

調査は青森県六ヶ所村の日本原燃(株)敷地内の EL. 約 30 m の台地下の EL. -50～-60 m に位置する調査坑道(計測坑 B，延長 250 m)で実施した(図-1)．調査坑道は坑奥方向に上向き緩傾斜で，坑壁には新第三紀の軽石凝灰岩層と軽石混り砂岩層が露出している．調査坑道の TD. 200 m 付近に酸化フロントが分布し，その上位(坑奥側)は酸化帯，下位(手前側)は還元帯に区分される [2)]．

3. 調査方法

ドリル削孔式水質調査では，坑壁に直径 30 mm，深度約 0.3 m の孔を斜め下向きに削孔した(以下，**開放孔**と呼ぶ，図-2①) [2)3)]．孔口が開放された状態で孔に貯留される地下水の水質を孔に電極を挿入して測定した．この方法では孔口からの大気の影響などが考えられたため，本調査では，直径 25 mm 深さ約 0.85 m の孔を削孔し，孔口の 0.3 m までの区間を直径 30 mm に拡孔し，小型メカニカルパッカーを設置した(以下，**パッカー設置孔**と呼ぶ，図-2②)．孔は調査坑道に沿って約 10～20 m 間隔で 20 箇所設置し，パッカー設置前の開放孔とパッカー設置後に水質測定を約数ヶ月～半年間隔で繰り返し実施した．パッカー設置孔での酸化還元電位(Eh)および溶存酸素(DO)の測定は，パッカーに設置したチューブからの湧水を小型フローセルに導水し測定した．セルはエア抜き後，数時間から約 18 時間後の安定した値を読み取った．pH と電気伝導度(EC)は，ボトル採水を電極を用い測定した．また，調査坑道に既設の 3 箇所の深度 4 m のボーリング孔 [2)] (以下，**ボーリング孔**と呼ぶ，図-2③)の湧水水質と比較した．

4. 調査結果

図-3 に測定結果を調査坑道の距離との関係で示した．パッカー設置孔からの湧水量は，多くの孔で 1～10 mL/min であった．

pH は，パッカー設置孔では酸化フロント直下で最低値(約 7)を示し，坑口側(層序的に下位)に向かい上昇した(図-3a)．この結果は開放孔やボーリング孔での測定結果と対応しており，パッカー設置の影響は小さかった．この pH の変化から，酸化帯は O_1，還元帯は上位から R_1, R_2, R_3, R_4 と区分されている [3)]．

酸化還元電位(Eh)は，還元帯では開放孔での繰り返し測定では値の変動が大きかったが，パッカー設置後数ヶ月～8 ヶ月経過後の測定では，一部の孔を除いて Eh 値は低下し，概ね 0 mV～-100 mV を示した(図-3b)．酸化帯ではパッカーの設置の前後とも，+400 mV 以上を示し，パッカー設置の影響は小さかった．

溶存酸素(DO)は，開放孔での測定数は少ないが，還元帯の最上部や R_4 では 0 mg/L よりも大きい値を示した(図-3c)．パッカー設置直後は，還元帯では全体に値の変動が大きかったが，10 ヶ月後の測定では 0 mg/L を示した．酸化帯では，パッカー設置の影響は小さく，ほぼ大気中の酸素に飽和した値(約 8～9 mg/L)を示した．

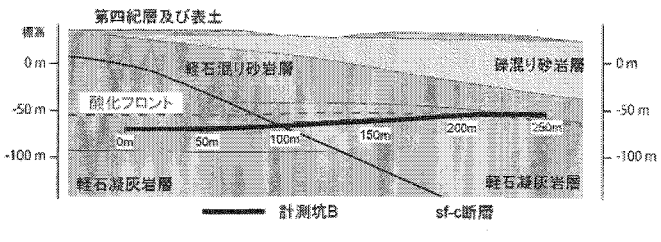


図-1　試験空洞周辺の地質断面図

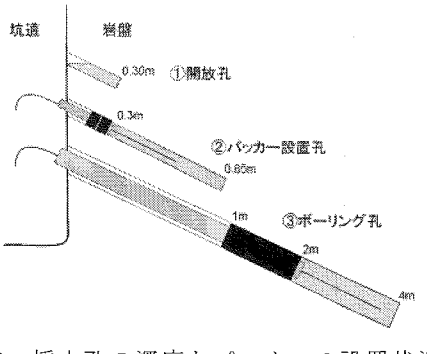


図-2　採水孔の深度とパッカーの設置状況

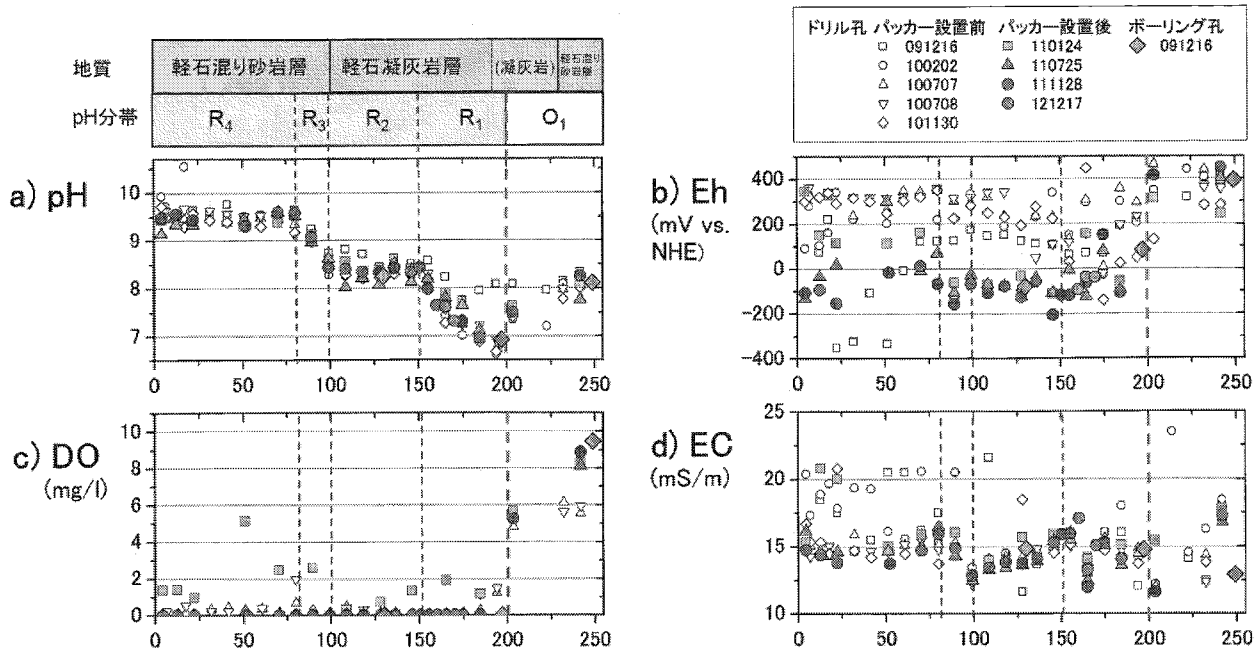


図-3　坑道沿いのドリル孔水質の繰り返し測定の結果，a)pH，b) Eh，c) DO，b)EC

電気伝導度(EC)は，開放孔の測定では，ばらつきが大きく，特に R_4 で 20mS/m 程度の大きい値を示すことがあったが，パッカー設置孔では，同じ孔での繰り返し測定で再現性のある値を示した(図-3d).

5. 考察

1)パッカーの効果

還元帯では，開放孔に比較してパッカー設置孔では，Eh，DO，EC の安定した値を得ることができた．これは坑壁側からの大気の混入や坑壁表面の付着水の混入が避けられたためと考えられる．pH は両方式で違いが無く，pH が地質で緩衝されていて大気の影響を受けにくいためと考えられる．

パッカー設置後の Eh と時間との関係を図-4 に示した．軽石凝灰岩層(T2pt)の R_2 の箇所の Eh がパッカー設置直後からマイナスの値を示したのに対し，軽石混り砂岩層(T2Ps)($R_{3\text{-}4}$)の箇所では，パッカー設置直後ではプラスの値を示し，200～300 日後にマイナスの値を示した．これは，軽石凝灰岩層に比べ軽石混り砂岩層では含まれる黄鉄鉱の量が少なく，削孔による大気混入の影響を緩衝するポテンシャルが小さいためと考えられる．同様の変化の傾向は，DO 測定でも認められた．

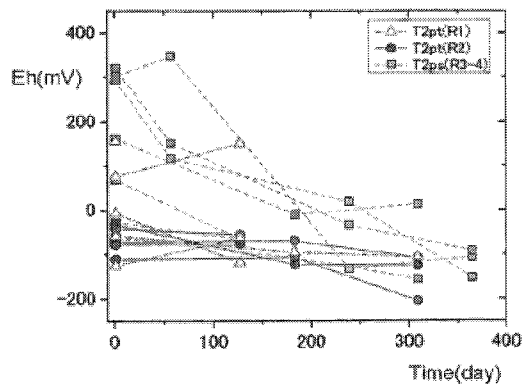


図-4　パッカー設置後の Eh の変化

EC の測定の再現性が向上したのは，開放孔では孔への電極挿入に伴う孔内水の懸濁の影響が，パッカー孔ではチューブでの採水によりなくなったためと考えられる．

2)水質の詳細変化

R_1 帯の中の TD.160 m 付近に周辺に比較して EC の小さい箇所が認められた．この箇所は，上位の O_1 帯などに似た EC 値を示しており，この個所に地下水が割れ目などで浸透してきている可能性が考えられ，岩盤中の細かな水質変化を知ることができるようになった．

6. まとめ

ドリル削孔式水質調査に小型パッカーを加えることにより，Eh，DO，EC 等を安定して測定できるようになった．Eh 測定では，地質によってパッカー設置後の水質が安定する時間に注意が必要であった．

引用文献

1)佐々木泰他(2009)：低レベル放射性廃棄物の余裕深度処分に関する検討状況，Journal of MMIJ 125, 347-357

2)大山隆弘他(2007)：地下岩盤の地化学環境調査・評価技術の開発，電力中央研究所研究報告，N07001, p.22.

3)猪原芳樹他(2012)：pH と自然電位測定による還元環境調査手法の検討，応用地質，53. 183-190.

7. 処分ピット掘削事前調査における効率的な水理試験方法に関する検討

○後藤和幸（㈱アサノ大成基礎エンジニアリング），
吉田英一（名古屋大学博物館），
中野勝志（㈱アサノ大成基礎エンジニアリング）

1. はじめに

地層処分の地下処分坑道において，坑道周辺岩盤のバリア機能を正確に把握し，安全評価に関する情報を取得するには日本の地下環境，とくに水みちの機能と構造状態に即した水理学的解析技術開発を手がけることが必要である。図-1 で示すように廃棄体を埋設する処分ピット（処分孔）は処分坑道内に順次掘削され，その後に緩衝材を定置，オーバーパックに封入したガラス固化体の定置，さらに上部緩衝材の定置とする一連で行う作業が計画されている。

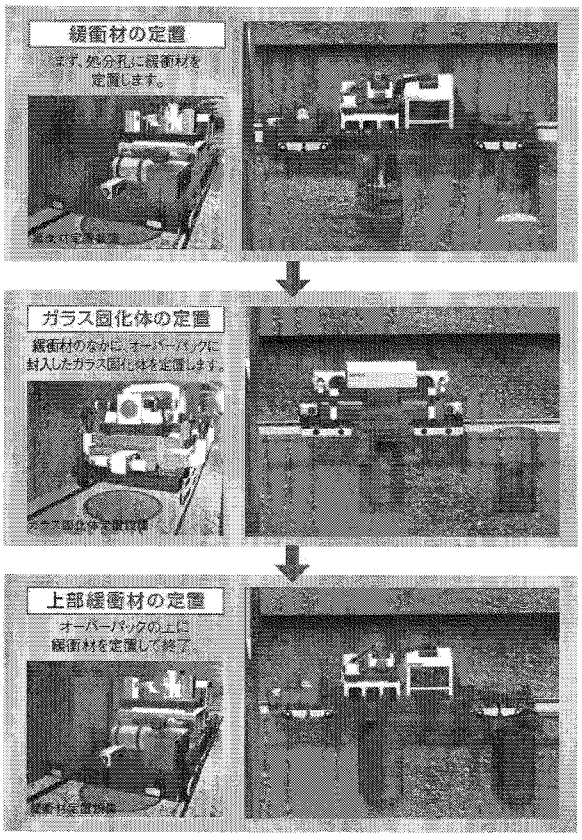


図-1　廃棄体の定置方法－高レベル放射性廃棄物（ガラス固化体）の場合－(竪置方式の例) [1)]

とくに，地下水が湧水する処分ピットは廃棄体設置前に緩衝材が膨潤して廃棄体が定置できない場合が考えられ，湧水の程度などに応じた対策が必要である [2)]。また，廃棄体は 1 日あたり 5 本を定置することが前提であり，廃棄体と緩衝材の定置が終了した処分坑道は，処分場のバリア性能に影響がでないようできるだけ早い時期に埋め戻さなければならない [3)]ことからも，迅速で且つ，処分ピット内から湧水する地下水で定置することが可能な水理状態であることを事前の調査で明らかにすることを求められる。

そのためには，現実的な地下環境の透水性割れ目の分布や形態に基づいた水理試験手法・試験装置等の技術開発が不可欠となる。

本報告では，地下研究所などの結晶質岩の地下環境を事例に，処分ピットの効率的な水理試験方法およびこの試験に必要な試験装置の構造などについての検討内容を報告する。

2. 効率的な試験方法の検討

現在，結晶質岩のような硬岩系岩盤における縦型処分ピットは，直径 2.22m，深さ 4.13m が計画されており，その掘削にはパーカッション掘削工法のうちダウンザホールハンマー方式を応用した掘削工法が適しているとされている [4)]。このような大孔径のピット内で水理試験を行うと仮定すると，巨大な試験装置が必要となり，設置等を考慮すると非効率な作業となる。

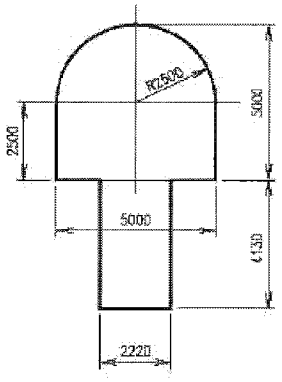


図-2　処分坑道断面の仕様例

よって，処分ピットの水理状態を確認するためには先行ボーリングが必要となる。目的が湧水状態把握であることから，孔径 66mm のノンコアボーリングを選択することができる。また，年間 1,000 本の廃棄体の定置が予定されていることから，新たな専用の移動式ボーリングマシンを用いることで，調査孔 1 本あたり数時間で完成できると考えている。

この先行ボーリング孔を用いた処分ピットの効率的な水理試験方法を検討したので以下に示す。

今回明らかにする項目としては，処分ピットからの湧水量であることから，緩衝材が膨潤して廃棄体の定置作業に問題が有るか無いか。また，問題があるとしたら，どの深度から地下水がどの程度湧水するかを特

定することである。よって，図-3 の調査フローに示すように，初めに全孔に対して水理試験の非定常法であるパルス試験を実施する。この試験で十分に湧水量が少ないと判断されれば，次の調査孔へ移動する。ただし，この水理試験で実施するパルス試験では，作業時間を短縮するために間隙水圧の安定待ちを短時間（10分程度）とする。このため，正確な透水係数値とはことなる点に注意されたい。

次に湧水量が多い場合は，試験区間を限定して湧水区間を特定する必要が生じる。この場合の試験は，試験区間からの湧水量計測が有効であり，湧水量が得られない場合はパルス試験とする。

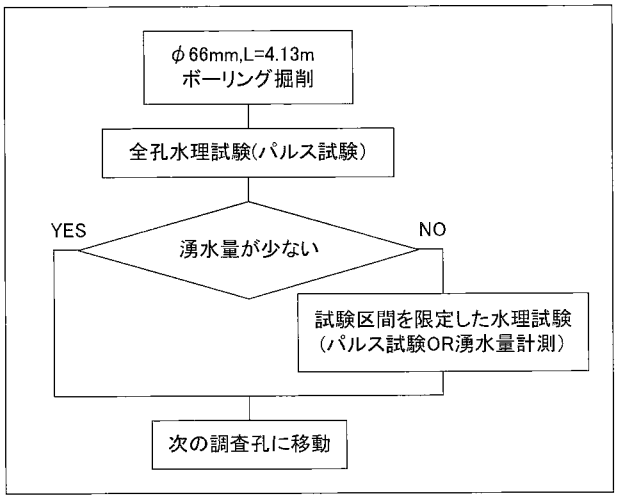


図-3　調査フロー

ただし，区間長 4.13m に対してどの程度の区間長とするかにもよるがパッカーで区間を限定しながら試験をしたのでは，試験効率が良くない。このことから，1本の試験装置で 4 区間同時に試験可能な装置を提案する。この試験装置は遮水用のパッカーラバーに揚水口を持ったピストンが取り付けてあり，パッカーを拡張することで孔壁に密着して試験区間を限定できる装置である [5]。区間長はパッカーラバーに試験区間に相当するメッシュを巻くことで形成できるため，試験前に任意の長さに調整することが可能となる。

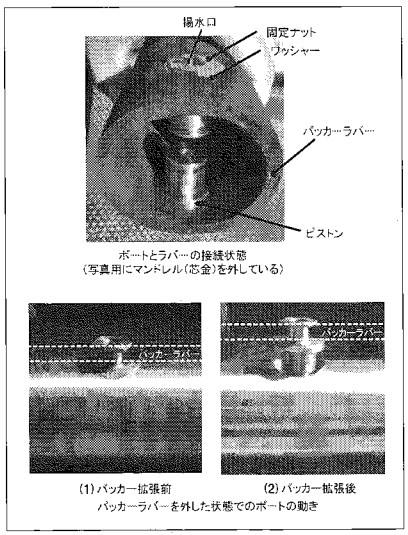


図-4　ボート付きパッカーの構造

今回提案する試験装置を使用した調査の概念図を図-5 に示す。

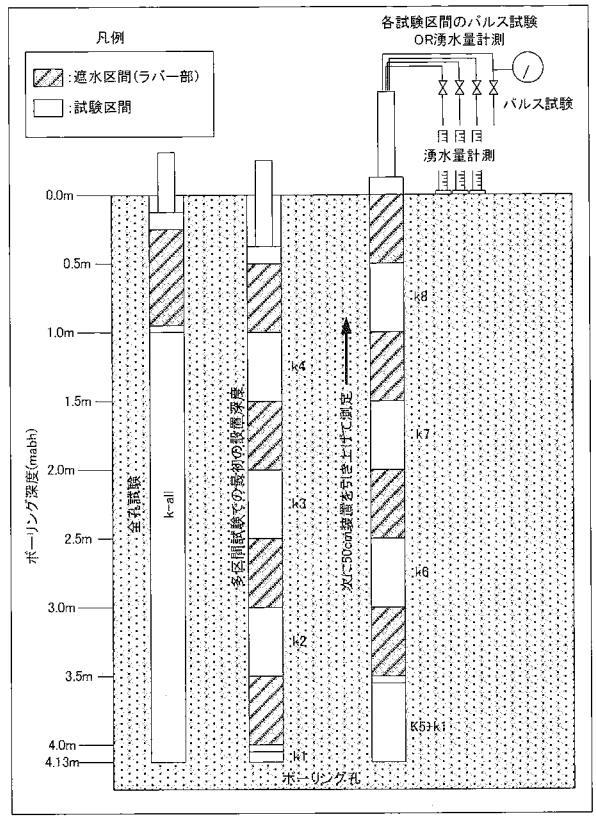


図-5　試験装置の調査概念図

3. まとめ

今回提案する試験装置は，遮水パッカーラバーに 50cm 間隔で 3 区間と孔底区間の合計 4 区間を同時に試験が可能である。しかし，全孔をもれなく測定するためには，4 点の試験が終了後 50cm 装置を引き上げて再度試験をする必要がある。このため，1 地点あたりの試験時間は 3 時間程度となる。廃棄体が 1 日当たり 5 本処分することを考えると，さらなる試験時間の短縮が課題となる。

文献

1) 原子力発電環境整備機構（2009）：処分場の概要，p.29.
2) 原子力発電環境整備機構（2004）：高レベル放射性廃棄物地層処分の技術と安全性-「処分場の概要」の説明資料-NUMO-TR-04-01，5 章 p.26.
3) 原子力発電環境整備機構（2004）：高レベル放射性廃棄物地層処分の技術と安全性-「処分場の概要」の説明資料-NUMO-TR-04-01，5 章 pp.27-28.
4) 原子力発電環境整備機構（2004）：高レベル放射性廃棄物地層処分の技術と安全性-「処分場の概要」の説明資料-NUMO-TR-04-01，4 章 pp.31-32.
5) 後藤他 3 名（2009）：極小試験区間を設定できる水理試験用パッカーの開発，日本地下水学会 2009 年秋季講演会講演要旨 No72.

8. 水理地質構造調査のためのボーリング掘削技術の開発（その 14）

－孔内トラブル回避のためのサイドトラック－

Development of drilling technique for the hydro-geological survey (Part XIV)
-Sidetracking for avoiding trouble in the hole-

○木方建造，須永崇之（電中研），長谷和則（住鉱資源開発），松村修治（熊谷組）
Kenzo Kiho, Takayuki Sunaga, Kazunori Hase and Shuji Matsumura

1. はじめに

高レベル放射性廃棄物処分場の候補地選定の第 2 段階である概要調査段階では，地表からの各種調査と数少ないボーリング調査により，地域の地質環境特性を評価することが求められている．電力中央研究所では平成 12 年度から掘削方向を制御することが可能でコア掘削ができるコントロールボーリング掘削技術および孔内での各種調査技術の開発に着手した．

これまでに，本システムの開発状況やシステムの概要，現地での掘削，調査実績などを報告してきた(例えば木方ほか，2009)．ここでは，孔内での大量逸泥や孔壁崩壊などの孔内トラブルにより孔井を維持できない場合の回避方法として，上流部から枝孔を掘削するためのサイドトラック技術について，その検討内容と現地に適用した事例について報告する．

なお，本研究は経済産業省資源エネルギー庁委託事業「ボーリング調査技術の確証」として実施したものである．また，現地適用性検討は日本原子力研究開発機構（JAEA）幌延深地層研究センターとの共同研究の一部として実施した．

2. サイドトラック手法の選択

既存のサイドトラック手法である①ホイップストック（例えば長縄，2006）による枝孔掘削と②セメンティングによる孔内埋め戻しとその後のコントロール掘削の 2 つの方法について適用性を比較・検討した．

①ホイップストックとは，傾斜した面を持っている長い鋳鋼製の孔内用具で，パッカーなどのアンカーにより孔壁に固定し，ビットをこの斜面に沿わせるようにして回転させて枝孔を掘削する技術である．本技術はセメント等による埋め戻しが不要で，サイドトラック開始までの準備時間が短縮できるという利点はあるものの，設置に高額の費用を要し，コントロールボーリング孔井への適用には別途冶具の開発が必要となることなどから，②の手法を選択した．

3. サイドトラック技術の検討

セメンティングによる孔内埋め戻しとその後のコントロール掘削によるサイドトラック技術に関して 1) 埋め戻しのための最適なセメント材料の選定，2) サイドトラック実施箇所下部のセメンティングによる埋め戻し方法，3) コントロールボーリングシステムによるサイドトラック掘削手順について検討した．

3-1　セメント材料の選定

孔内の掘削長 600m程度の泥水環境下での作業となるため，材料の選定条件を以下のように設定し，これらを満足するセメント材料を選定した．

①3 日強度で「20N/mm^2」程度以上の強度を確保できること

②泥水中に打設する(水中不分離性を有する)ことが可能であること

③作業時間内において流動性（5 分フローで 300mm 以上）が確保できること

水中不分離性能を考慮して，ベース配合材料として高性能特殊増粘剤を用いた水中不分離性モルタル（マックス AZ（TypeM））を採用した．強度発現を早めるためにモルタル材料を普通ポルトランドセメントに替え早強セメントとし，凝結剤 1.2%を添加した．W/C および減水剤添加量を変化させることにより，上記条件を満足できる最適な配合として W/C45%，減水剤 0.3%を選定した．

3-2　セメントによる埋め戻し方法の検討（図 1）

大量の逸泥がある場合，注入したセメントが当該個所から流出する可能性があり，それを避けるためには，その上流部を閉塞しセメントを打設するのが効率的である．ここでは閉塞用にパッカープラグを採用した．

セメント注入用の注入管(BQ ロッド)先端にパッカープラグを接続して孔井内閉塞箇所まで降下させる．降下後，パッカープラグを拡張させ，固定状況を確認した後に注入管を切り離す．切り離した後，パッカープラグの降下に用いた注入管を用いて充填材を注入し埋め戻し区間に充填する．その後，注入管内に残留するセメント充填材を後押し送水により放出して注入を完了させる．注入完了後，セメント頭頂部より注入管は 50m 程度後退させておき，充填材の硬化状況確認のため 12 時間程度経過後に再度降下させて硬化セメント頭部位置を確認し，予定深度に達していることを確認してから引き上げを行う．

3-3　サイドトラック掘削手順の検討（図 1）

セメントによる埋め戻し終了後，セメント頂部位置

の確認と頂部成形のため，NL140 ロッドの先端部にφ152mm に加工したコンポジットシュービットを取り付け，セメント頂部手前より回転洗浄を行ないながら浚渫し，サイドトラック掘削実施箇所までの成形を行なう．既存孔井でオールコア掘削を実施していること，さらにはコアチューブを含む掘削ツールスの揚管・降管作業などのワイヤライン作業を省くことができ掘削に要する時間とコストを削減することが可能であることを考慮し，サイドトラックではノンコア掘削を基本とする．しかし，サイドトラック掘削開始直後においては，セメント部から地山部分の珪質泥岩に掘削対象が切り替わることをボーリングコアによって直接確認することが必要となるため，当該区間においてはコアリング掘削を実施する．



図 1　セメントによる孔井埋め戻しとサイドトラック掘削手順の概要

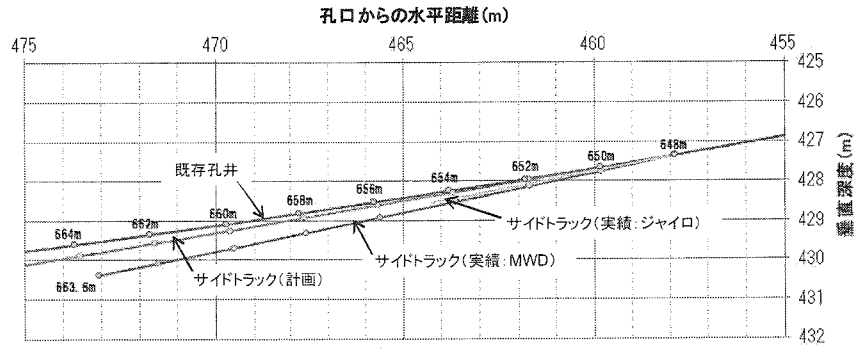


図 2　サイドトラック掘削の孔跡図

また，サイドトラック掘削作業中における新たな分岐孔井の孔跡は，掘削ツールス内に接続する掘削時計測装置(WL-MWD)によってリアルタイムにモニタリングを行い，計画孔跡との差違を把握する．加えて，サイドトラック掘削の開始前と掘削終了後にジャイロシステムを用いたジャイロ計測を行い，分岐孔井の孔跡を決定する．

4. 現地への適用結果

孔内閉塞用のパッカープラグを掘削長 750m 地点に設置し，孔井埋め戻しのために既定量のセメントを BQ ロッドにより圧入し，圧入終了 12 時間後に BQ ロッドにより硬化したセメント頂部位置が掘削長 644.7m であることを確認した．コントロール掘削の準備として，コンポジットシュービットによる硬化セメントの端面成形を掘削長 648m まで実施し，その後コントロールボーリングによるサイドトラック掘削を掘削長 663.6m まで実施した（図 2）．

サイドトラックにより掘削された孔井内で水圧破砕試験を実施する必要が生じたため，浅い深度で既存孔井との離間を確保するために，WL-MWD の確認により沿角掘削を実施した．掘削開始後の掘削長 648－653.8m 区間でコアリング掘削を行い，珪質泥岩を回収し枝孔掘削を確認した．その後，ノンコア掘削を開始したが，想定した掘削能率を得ることができず，掘削長 656m より再度コアリング掘削に戻し，663.6m まで掘削した．掘削後にジャイロ計測を掘削長 654.6m まで実施し，ほぼ沿角に掘削できたことを確認した．

文献

1) 木方建造他（2009）：コントロールボーリングによる掘削・調査技術の開発（フェーズ 2）－掘削・調査システムの高度化と断層への適用，電力中央研究所報告，総合報告，N03，97p.

2) 長縄成実（2006）：最新の孔井掘削技術（その 2），石油開発時報，No.149，pp.5-12.

009. 愛媛県西条平野における弘法水の湧出機構に関する研究

Discharge mechanism of *Kobosui* in Saijyo plain

○越智亮太・田中和広（山口大学），中野孝教（総合地球環境学研究所），徳増実(西条市役所)
Ryota Ochi, Kazuhiro Tanaka, Takanori Nakano, Minoru Tokumasu

1. はじめに

愛媛県西条市に広がる西条平野には扇状地が存在し，そこを流れる河川水は堆積物中に浸透し地下水となり，特定の範囲で自噴している．この自噴井(以下，被圧地下水と呼ぶ)の分布は，西条北断層(以下，断層と呼ぶ)[1]の南側に限定されているが，地域住民に弘法水として親しまれている湧水は，断層より北側に分布するにも関わらず湧出しており，その湧出機構については明らかとなっていない．そこで，地質構造と弘法水の湧出機構との関係を明らかにすることを目的に，ボーリング柱状図を用いた地下構造調査，潮汐変化に応じた弘法水の一般水質分析及び酸素水素同位体分析を実施した結果を報告する．

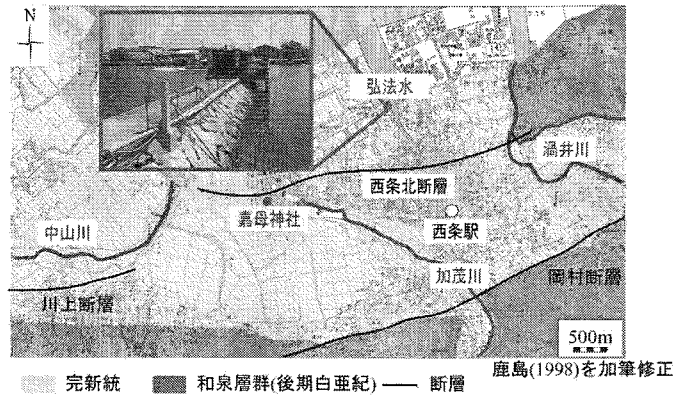


図-1 地質図と弘法水の位置

2. 弘法水について

日本各地にある弘法大師伝説が残る清水が多数存在しているが，これらの清水のことを"弘法水"と呼ぶ．弘法大師伝説は，次のとおりである．「弘法大師が日本各地を祈りながら巡っていたが，ある村で喉が渇いた大師が老婆に水を所望する．老婆は遠方から水を運び，快く水を提供した．そこで，大師は水に不自由なこの土地に同情し，御礼に錫杖で地を突いて清水を出した．」[2]

本調査地域では，西条市北部の河口付近の海底から湧出する淡水が弘法水として親しまれており，毎日多くの人々がその水を汲みに訪れている．

3. 地質概要

本研究の調査地域には，中央構造線断層帯に属する活断層である岡村断層を境に，北部は完新統，南部は後期白亜紀の和泉層群が分布している．また，西方より川上断層が西条市街地まで延長していると推定されており，地下水の被圧構造として重要な役割を果たしていると考えられている．さらに，推定断層を境に岡村断層と推定断層に挟まれた内陸側地下水盆，推定断層より北側の海側地下水盆に二分されている[3)4)]．

この推定断層に関しては，従来の位置とは異なる西条北断層の存在が示唆されている[1)]．

また，加茂川から南北に複数の旧河道が延びている[4)]．

4. 調査結果

4.1. 地質，地質構造

弘法水を通る南北断面において，ボーリング柱状図の再検討を行い，地質断面図を作成した．その結果，弘法水を通る南北断面において，シルト層が海へ連続的に分布しており，被圧構造を形成していることが明らかとなった．

4.2. 地化学特性

4.2.1 .西条平野全域の地化学特性

調査地域の地下水水質及びその起源を明らかにするため，河川水，扇状地末端からの湧水，被圧地下水の採取を行い一般水質分析及び酸素水素同位体比分析を行った．その結果，水質は大部分が $Ca(HCO_3)_2$ 型を示し，浅層地下水，河川水起源である．しかし，被圧地下水の一部には NaCl 型を示すものがある．

河川水及び地下水の大部分は天水起源であり加茂川が涵養域であると考えられるが[1)]，一部はデルタダイアグラム上で天水と SMOW(標準海水)との混合線上にプロットされる地下水もある．

弘法水は $CaCl_2$・$CaSO_4$ 型，被圧地下水は $Ca(HCO_3)_2$,$NaHCO_3$,NaCl・Na_2SO_4 型を示し，両者の水質は異なる．また，弘法水の同位体比は，デルタダイアグラム上で天水と海水との混合線上にプロットされる．

4.2.2. 潮汐変化と地化学特性

弘法水は河口付近に位置しているため，地化学特性と潮汐変化は相関関係を示すと考えられる．このことを検討するために，2013 年 8 月 6 日の 10 時 18 分から 20 時 18 分まで一時間おきに採水を行い，一般水質分析及び同位体分析を行った．その結果，潮汐変化とヘキサダイアグラムとの関係は見られず，水質は変化していないということが明らかとなった．

しかし，潮位と各溶存イオン量には相関関係が認められた．さらに，潮位と δD との関係も，同様に相関関係が認められた．加茂川左岸の嘉母神社の被圧地下水で同様の調査(2013 年 8 月 8 日の 8 時 47 分から 15 時 47 分まで)を行ったが，弘法水とは異なり潮汐と地化学特性には相関関係は認められなかった．

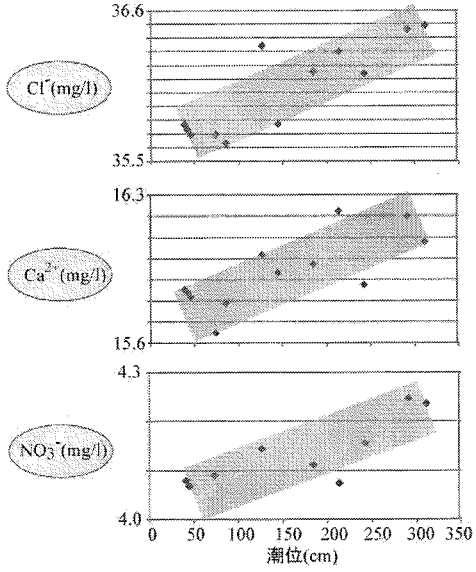


図-2 弘法水の一般水質と潮汐変化との関係

5. 考察

5.1. 弘法水の地化学的特徴

酸素水素同位体組成より，弘法水の組成は天水と海水が混合して形成されているものと考えられる．また，地化学特性と潮位との関係より，潮位が上昇すると溶存イオン量及び同位体比が大きくなり，海水の影響が大きくなると考えられる．以上より，弘法水の地下水流動に塩淡境界が関係しているものと考えられ，弘法水を通る南北断面において，沿岸域に分布する不圧帯水層に塩淡境界が形成されているものと考えられる．

5.2. 塩淡境界付近の地下水流動

弘法水の水質の成因と湧出機構を検討するには，塩淡境界付近の地下水流動が重要となる．塩淡境界周辺の地下水流動モデルのうち，淡水地下水の動きを考慮した Hubbert モデル [5]によると，大きな動水勾配を持つ淡水が大きく海側へはりだし塩水が海へ押し出されるため，塩淡境界は海側に形成される．そのため，赤丸で囲んだ範囲においては，海底から淡水が湧出しているものと考えられる．

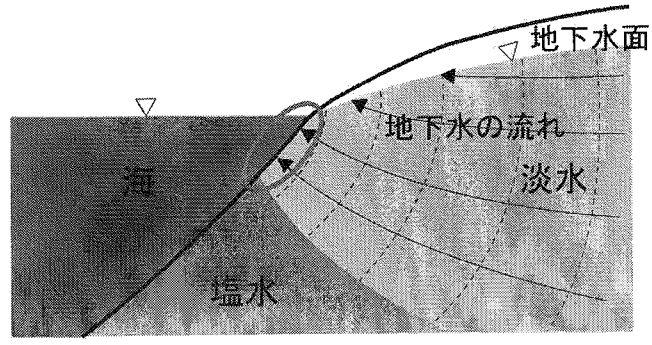


図-3 Hubbert による塩淡境界モデル

5.3. 弘法水の地下水流動

西条平野には旧河道が複数分布しているが，これら旧河道が加茂川から弘法水までの地下水の流動経路となっている可能性がある．仮に，旧河道が地下水の流動経路となっているとした場合，不透水性を示す破砕帯を伴う断層 [1]を横切る地下水流動が示唆される．

5.4. 弘法水の湧出機構

沿岸域の地下水流動は，海水に流動を妨げられ，塩淡境界に沿って上昇し海底から湧出するものもあると考えられる．以上のことを踏まえ，弘法水の湧出メカニズムを次のように考えた．加茂川から浸透した河川水は地下水となり，埋没谷を埋積する不圧帯水層中を流動する．この地下水は，沿岸域の海水に流動を妨げられ，塩淡境界に沿って上昇し海底から湧出する．この地下水が，弘法水であると考えられる．潮位の変化とともに塩淡境界が移動するため，潮位の変化に伴って弘法水の地化学特性も変化するものと考えられる．また，沿岸域において井戸などを用いて淡水をくみ上げることによって周囲の塩水が井戸へと引き込まれるアップコーニング現象が起きている可能性がある．

文献

1)越智亮太・田中和広・鈴木浩一・徳増実(2013)：西条平野の地下構造と地下水流動に関する研究,応用地質学会講演論文集，p.9

2) 河野忠(2002)：弘法水の水文科学的研究，立正大学博士論文.

3)後藤秀昭・中田高（1998）：中央構造線活断層系(四国)の川上断層・岡村断層の再検討-横ずれ断層の断層線認識の新たな視点とその意義-，活断層研究，17，pp132-140.

4) 西条市(2013)：道前平野地下水資源調査解析業務報告書

5) Freeze and Cherry(1979): Groundwater, Prentice-Hall, 604p.

10. 山口盆地における地下水流動に関する研究

A Study on Groundwater Flow in Yamaguchi Basin

○安武香織，田中和広（山口大学理工学研究科）
Kaori Yasutake, Kazuhiro Tanaka

1. はじめに

山口盆地では産業活動や市民生活などにおいて地下水の利用が活発である．また盆地という地形的特徴のため周辺の山地より地下水を集水することより，地下水涵養量は豊富と考えられる．しかし近年，土地改変により涵養域が減少しており，地下水涵養量の減少が懸念されるとともに，豪雨時の急激な河川水位の上昇などが問題となっている．これらの問題解決のためには，降水から地下水の涵養，流動，流出に至る過程における定量的な評価が求められる．

本研究では，山口盆地の地下水流動及び水収支を明らかにするとともに，土地改変と地下水流動の関係について検討を行い，山口盆地における地下水資源確保と水害対策のための基礎資料とすることを目的とする．本発表では主に地下水流動について報告する．

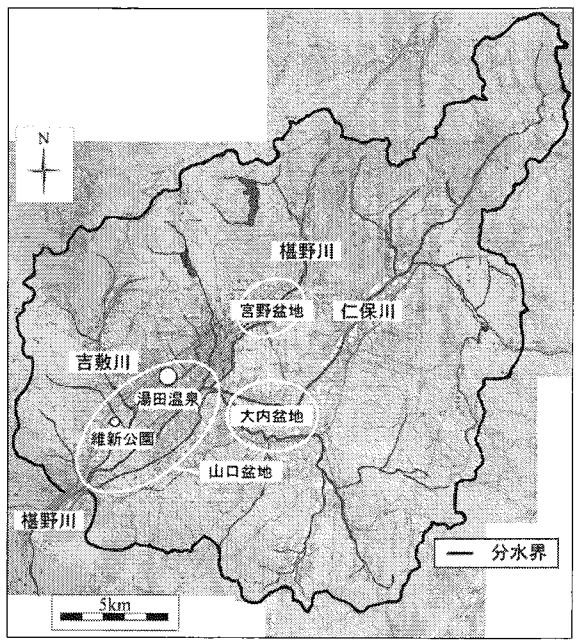
2. 地形・地質概要

調査地域である山口盆地は山口県山口市の中央に位置する．周囲を山地に囲まれた盆地地形をしており，山地に涵養した地下水は最終的にすべて山口盆地に集まると考えられる．調査地域中央を流れる椹野川は東部の仁保川や北部の吉敷川と合流しながら南西へ流下し，盆地閉塞部末端へと流れる．調査地域には西部に山口盆地，北東部に宮野盆地，東部に大内盆地が存在する(図－1)．

武田・今岡[1]によると調査地域西部には泥質片岩や砂質片岩を主とし，塩基性片岩や珪質片岩の薄層をはさむ周防変成岩類が，北東部には溶結火山礫凝灰岩や花崗閃緑斑岩，斜長斑岩からなる周南層群が，東部には花崗岩類が広く分布しており，最上位を完新統が覆う．また調査地域には断層が複数推定されている．

3. 調査内容と調査結果

地下地盤構造：地下水流動場の検討を行うため，既存のボーリング柱状図の基盤岩に着目して基盤面等高線図を作成し，地下基盤構造に関する検討を行った(図－2)．山口盆地の基盤面は湯田温泉周辺から維新公園に渡る北東－南西方向に約 3 km 間で最大 EL-90 m である．さらに，調査地域南部の椹野川周辺でも深く，基盤上面標高は EL-30 m よりも深い．また，湯田温泉の北東には埋没谷が存在する．山口盆地の基盤は，盆地閉塞部が盆地中央部と比べて基盤上面標高が高く，全体としてお椀状を示す．



図－1　調査地域

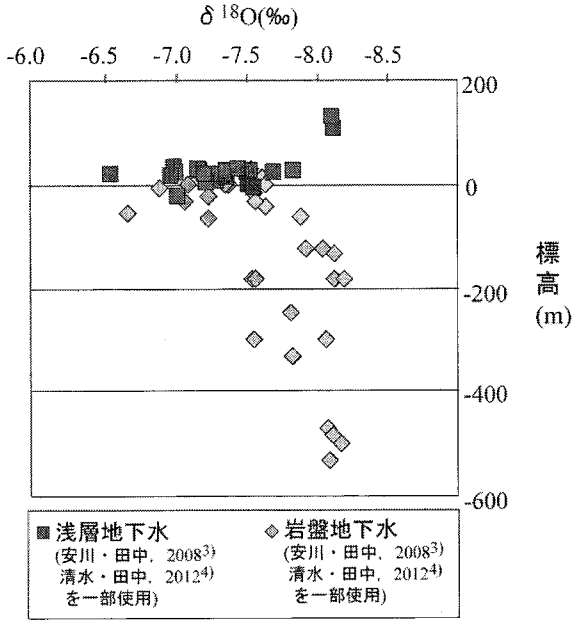


図－2　基盤面等高線図

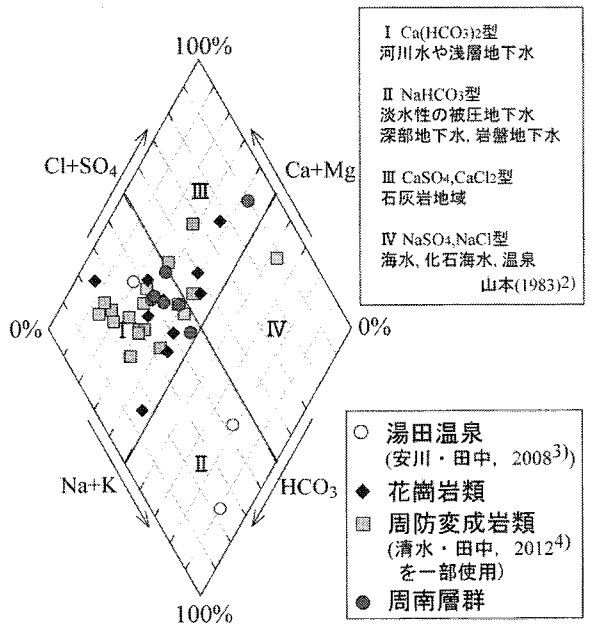
地化学特性：調査地域の地化学特性を検討するため，天水，河川水，井戸水を採取し，一般水質分析や酸素・水素同位体分析を行った．調査地域北部と南部で採取した天水より天水線をそれぞれ作成した結果，浅層地下水は 2 本の天水線の間にプロットされ，天水起源である．また，酸素同位体比と各地下水の採水標高の関係を見ると，岩盤地下水は標高が低いほど酸素同位体

比が軽いのに対し，浅層地下水は高標高部の方が酸素同位体は軽い(図－3)．採取した水試料の一般水質分析を行い，トリリニアダイアグラムを作成した(図－4)．調査地域の浅層地下水は大部分が $Ca(HCO_3)_2$ 型[2]であるが，採水場所の表層地質ごとに整理した結果，周防変成岩類地域の地下水と比較して花崗岩類地域の地下水は Na^+ と K^+ が，周南層群地域の地下水は Cl^- と SO_4^{2-} が若干多い傾向にある．また，山間部と平野部の浅層地下水に含まれる硝酸態窒素の量を比較した結果，平野部の地下水に硝酸態窒素が多く含まれる傾向がある．

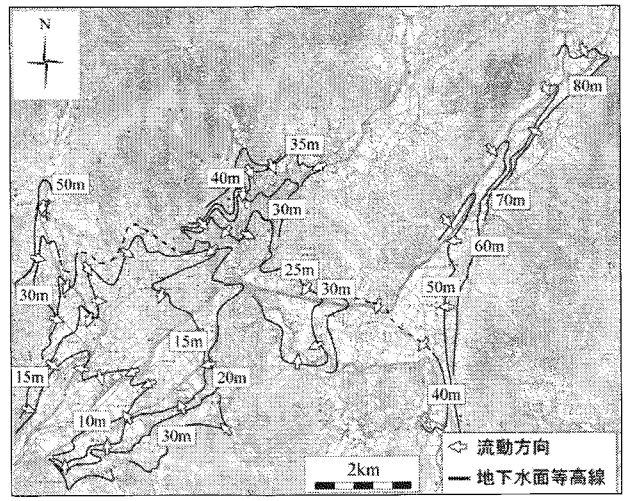
地下水流動：地下水位・河川標高・既存のボーリングデータの孔内水位より地下水面等高線図を作成した



図－3　酸素同位体比と採水標高の関係



図－4　トリリニアダイアグラム(浅層地下水)



図－5　地下水面等高線図

(図－5)．調査地域の浅層地下水は北東から南西に向かって流動するが，椹野川と仁保川の合流地点北方からは現在の椹野川方向へ向かう地下水と，図-2により明らかとなった埋没谷の方向へ向かう地下水があると想定される．また調査地域の大内盆地の地下水は，主に調査地域の東部から西部へ流動し，山口盆地の方向へ向かうと想定される．

4．考察

酸素同位体比と採水標高の関係より，調査地域の浅層地下水は降水の高度効果と対応していることから，広域的な地下水流動の影響を受けていないと考えられる．このことから，浅層地下水の大部分はその地域ごとに涵養した天水であると考えられる．よって，山口盆地周辺の浅層地下水はその場で涵養した天水が，全体的に南西へ流動していると考えられる．特に宮野盆地方向から南西へ向かう浅層地下水は，埋没谷の影響を受けて湯田温泉周辺へ向かっており，湯田温泉周辺は地下水を集水しやすくなっている．調査地域の浅層地下水の水質は主に $Ca(HCO_3)_2$ 型であるが，地質により若干の違いがある．また平野部の地下水に硝酸態窒素が多く含まれることから，土地開発の影響が浅層地下水に現れていると考えられる．

文献

1) 武田賢治・今岡照喜（1999）：山口地域の白亜紀環状岩脈とコールドロン，地質学論集，53，pp.199-219.
2) 山本荘毅（1983）：地下水調査法，古今書院，490p.
3) 安川知里・田中和広（2008）：山口市湯田温泉の温泉水の地球化学的特徴と起源，山口地学会誌，60，pp.9-20.
4) 清水優香・田中和広（2012）：山口大学構内及びその周辺地域における地下水流動，日本応用地質学会平成二十四年度研究発表会講演論文集，pp.211-212.

11. 尿素分解菌 *Pararhodobacter* sp.を用いた砂供試体の固化試験

Sand solidification test using ureolytic bacteria, *Pararhodobacter* sp.

○檀上 尭，川﨑 了，島崎 傑，肥塚 啓佑（北海道大学）
Takashi Danjo, Satoru Kawasaki, Suguru Shimazaki, Keisuku Koizuka

1. はじめに

海岸浸食に対する新たな対策として，著者らはビーチロックの形成メカニズムを参考にした人工岩の開発を進めている．ビーチロックとは，潮間帯において短期間（数十年～数千年）で形成される石灰質岩である．これまでの研究[1]によって，著者らが調査対象としている沖縄県名護市済井出のビーチロックは，菌の尿素分解作用や海水の蒸発作用によって high Mg-calcite（HMC）が砂粒子間で析出して形成されている可能性が示されている．

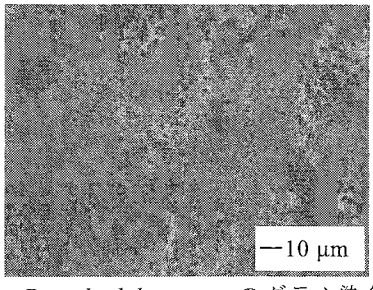
本報告では，上記の調査地点から採取した尿素分解菌 *Pararhodobacter* sp.を用いて，砂供試体を一軸圧縮強さ（UCS）で 5 MPa まで固めることを目的として固化試験を実施した結果について述べる．なお，この目標値は，海岸侵食に対する現在の主な対策であるコンクリート構造物の UCS の 1/5 程度であり，固化試験の当面の目標値としてこの数値を設定した．

2. 試験方法

本試験で用いた菌は，沖縄県名護市済井出のビーチロック周辺の土壌から単離した尿素分解菌 *Pararhodobacter* sp.（図－1 参照）である．また，砂は沖縄県読谷村の海岸から採取したサンゴ砂を用いた．

まず，UCS と養生条件の関係を把握するためにシリンジ試験（供試体サイズ：直径 2.5 cm×高さ 7 cm，図-2 (a)参照）を行い，次に UCS や菌数の経時変化を把握するためにカラム試験（供試体サイズ：直径 5 cm×高さ 11.5 cm，図-2 (b)参照）を実施した．

シリンジ試験の手順は，まず菌 0.1 g を ZoBell2216E 培養液 100 mL に加えて 3 日間 30℃で振とう培養した．次に，110℃で 2 日間乾燥した砂 40.0 g を各シリンジに加え，振とう培養した培養液 16 mL をシリンジの上部から注入した．その後，固化溶液（基本配合：Nutrientbroth 3.00 g/L，NH_4Cl 10.00 g/L，$NaHCO_3$ 2.12 g/L，尿素 $CO(NH_2)_2$ 18.02 g/L，$CaCl_2$ 33.3 g/L，溶媒は人工海水）20 mL をシリンジの上部から注入するのと並行して，シリンジ下部のチューブから排水した．固化溶液 20 mL を注入した後，供試体の上面より 2 mL 程度高い水位を保った状態で排水を止めて，1 日間養生した．1 回目の固化溶液注入から 14 日間，固化溶液の注入・排水および供試体の養生を前述した手順で繰り返した．そして，養生 14 日後にシリンジを開封して針貫入試験を行い，針貫入勾配の値から UCS を推定した．また，SEM・EDX による元素分析を実施した．



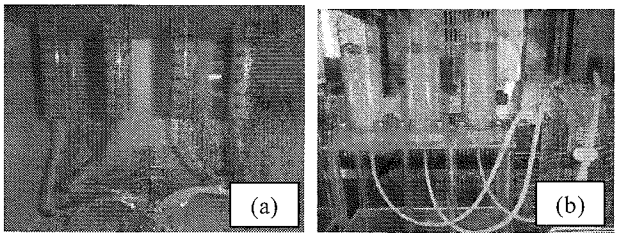
図－1　*Pararhodobacter* sp.のグラム染色写真

シリンジ試験の養生条件は，温度と固化溶液への sodium malate の添加の有無に注目し，表－1 の 6 ケースに設定した．sodium malate に注目した理由は，HMC の析出に sodium malate が寄与することが報告[1]されているためである．

カラム試験の手順は，シリンジ試験と容量，養生条件，養生期間以外は同様である．容量は，各カラムへの砂の添加量を 300 g，培養液および固化溶液（注入 1 回分）の注入量を 120 mL および 150 mL とした．養生条件はシリンジ試験のケース 1 と同じとし，また養生期間は 10，14，21，28 日とした．養生後，各供試体を直径 5 cm，高さ 10 cm に成形して，UCS を求めた．また，各供試体の高さの異なる 3 カ所から試料 1.0 g を採取し，平板法によって菌数を測定した．

3. 試験結果および考察

養生温度の UCS への影響に関して，シリンジ試験の



図－2　(a)シリンジ試験，(b)カラム試験の様子

表－1　シリンジ試験の養生条件

ケース	養生温度（℃）	固化溶液の基本配合への sodium malateの添加量（g/L）	供試体数（本）
1	30	0	3
2	25	0	2
3	35	0	1
4	30	0.1	1
5	30	1.0	1
6	30	5.0	1

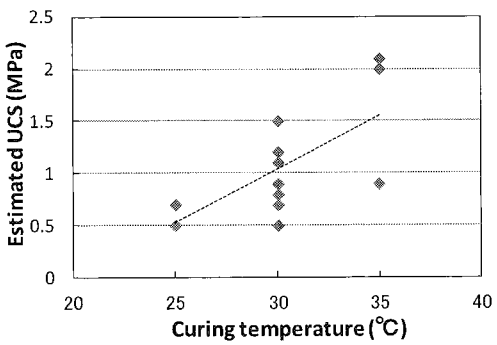
ケース 1～3 の結果（図－3 参照）より，養生温度が大きいほど UCS が大きくなる傾向が示された．また，Foesel ら[2]の報告によると，*Pararhodobacter* sp.の最適養生温度は 30～40℃である．以上より，試験した温度の範囲内では養生温度が大きいほど，菌がより生息しやすい環境となり，その結果，尿素分解反応が促進されて $CaCO_3$ の析出量が多くなり，UCS が大きくなったと考えられる．菌の尿素分解作用による $CaCO_3$ 析出の反応式は，式(1)，(2)のとおりである．

$$CO(NH_2)_2 + 2H_2O \rightarrow 2NH_4^+ + CO_3^{2-} \quad (1)$$

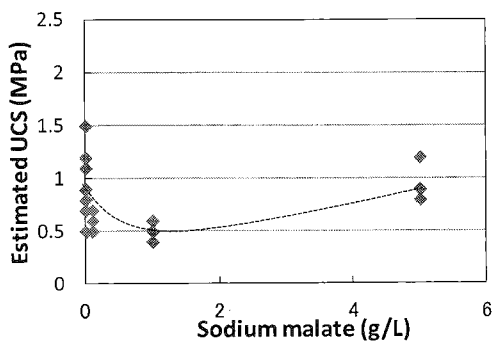
$$Ca^{2+} + CO_3^{2-} \rightarrow CaCO_3\downarrow \quad (2)$$

sodium malate の添加による UCS への影響に関して，シリンジ試験のケース 1，4～6 の結果（図－4 参照）より，sodium malate を加えた場合は加えていない場合に比べて推定 UCS の値が小さく，また sodium malate を加えたケースでは添加量が多いほど推定 UCS が大きい傾向がみられた．さらに，ケース 1 と 6 の試料に対して行なった SEM・EDX での分析結果において，結晶形や元素含有率に違いがみられた．紙面の都合上，ケース 6 の SEM・EDX 分析結果のみを図－5 に示す．ケース 1 の試料表面は C，O，Ca を主要元素とする針状の結晶が覆っていた．一方，図－5(a)より，ケース 6 の試料表面には HMC[1]とよく似た形をした結晶が広がっており，その元素含有率を分析した図－5(b)では，主要元素はケース 1 と同様であるがさらに Mg を含有していた．この Mg の含有率を $MgCO_3$ の含有率に変換すると 2.4 wt%であり，これは HMC の定義[3]である $MgCO_3$ の含有率 1.2 wt%より大きい．以上より，ケース 1 および 6 のセメント物質は，それぞれ aragonite および HMC と推定できた．

カラム試験の結果は，図－6 のとおりである．同図より，養生期間の増加に伴って UCS は増加し，養生 28 日で UCS が 7MPa に達することが示された．また，供試体中の菌数は 10^6～10^7 CFU/mL 付近を維持した．



図－3　養生温度に対する推定 UCS と菌数の関係



図－4　sodium malate の添加量と推定 UCS の関係

4. まとめ

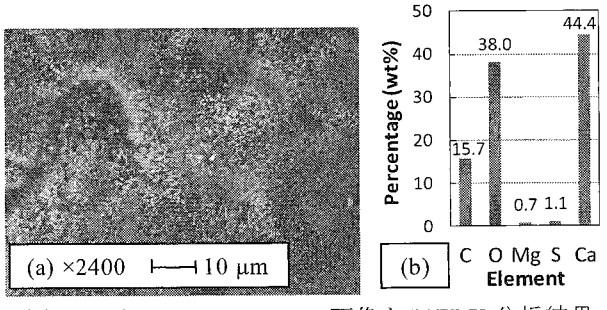
沖縄県名護市済井出のビーチロック周辺の土壌中から採取した尿素分解菌 *Pararhodobacter* sp.を用いて，サンゴ砂供試体の固化試験を実施した．その結果，養生 28 日で炭酸カルシウムをセメント物質とする UCS が 7 MPa の供試体を作製することができた．

参考文献

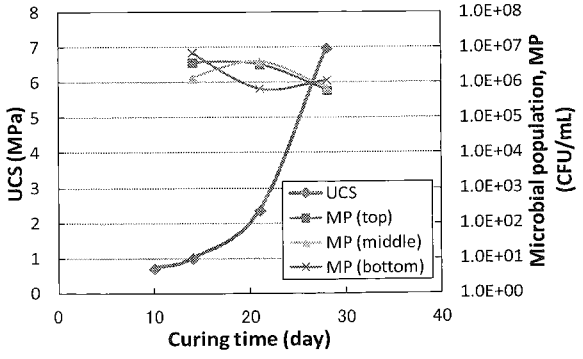
1) Danjo T. and Kawasaki S.(2014) : Formation mechanisms of beachrocks in Okinawa and Ishikawa, Japan, with a focus on cements, Materials Transactions, Vol.55, No.3, pp.493-500.

2) Foesel B. U. et al. (2011) : *Defluviimonas denitrificans* gen. nov., and *Pararhodobacter aggregans* gen. nov., sp. nov., non-phototrophic Rhodobacteraceae from the biofilter of a marine aquaculture, Systematic and Applied Microbiology, Vol. 34, pp. 498-502.

3) Vousdoukas M. I. et al. (2007) : Beachrock occurrence, characteristics, formation mechanisms and impacts, Earth-Science Reviews, Vol. 85, pp. 23-46.



図－5　ケース 6 の(a)SEM 画像と(b)EDX 分析結果



図－6　カラム供試体の UCS と菌数の経時変化

12. 堆積岩の初期乾燥変形挙動と空気侵入値の関係について

Relationship between the initial deformation of drying and the air entry value of a sedimentary rock

長田 昌彦 (埼玉大学大学院), T. N. Illankoon (埼玉大学大学院), ○大塚 絢香 (埼玉大学大学院)
Masahiko Osada, Thilini Nuwanradha Illankoon, Ayaka Otsuka

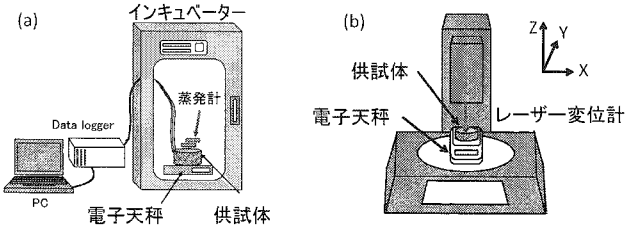
1. はじめに

新第三紀の泥岩など，比較的軟らかい堆積岩を大気のもとに露出させると，時間とともに変形し最終的には乾燥クラックが生じる場合があることはよく知られている．掘削斜面やトンネル掘削などにより，これらの岩石が乾燥状態に置かれることは土木事業全般を通じてしばしば遭遇することである．しかしながら，掘削直後の乾燥の初期段階において，岩盤がどのように変形していくのか，そのプロセスは詳しく調べられていない．本研究では，様々な岩石について乾燥に伴う変形と乾燥表面から蒸発量を同時に計測して，乾燥に伴う変形プロセスを検討している[1)]．

本稿では，間隙率が比較的大きい堆積軟岩を対象として，ひずみゲージによるひずみ計測方法の妥当性を検討するとともに，その初期乾燥変形挙動について考察した結果を報告する．

2. 異なる計測方法による乾燥変形挙動の比較方法

我々の研究室では，これまで岩石の乾燥変形挙動を調べるために，ロゼットゲージを用いたひずみ計測を実施してきた．しかし，ひずみゲージの貼付が困難な湿潤試料や非常に軟らかいためにひずみゲージのベース剛性が問題となりそうな試料に対しては，この方法は適用しがたい．このような試料に対して乾燥変形挙動を観測するためには，非接触で変形を計測することが望ましい．そこで，本研究ではレーザーを用いた高精度形状測定装置の利用を検討した．なお，Boivin et al.(2004) [2)] は，同様の装置を土質材料の変形計測に適用している．



図–1 適用した２つの計測方法

まずひずみゲージを用いた方法とレーザーを用いた方法の両方の計測方法が適用可能な岩石として珪藻質泥岩を用いることとし，**図–1** に示す２つの計測方法で乾燥変形実験を実施して，その変形挙動を比較する．

図–1(a) はこれまで実施してきたひずみゲージによる計測方法であり，温度湿度環境が制御可能なインキュベータ内に電子天秤を置き，側面に４枚のロゼットゲージを軸対称に貼付し側面をコーティングした試料を載せる．さらに試料上面から 1cm 以内の異なる高さに，２つの小型温湿度計を設置し，所定の温度湿度条件下において試料の質量が変化しなくなるまで，ひずみと温度・湿度を計測する（詳しくは，Osada(2014)[1)] 参照）．

図–1(b) はレーザーを用いた方法の概略図である．高精度形状測定装置は，X-Y ステージを具備しており，所定のピッチで X-Y 方向に走査しながら，レーザー変位計により物体表面の３次元形状を数十μ m スケールで計測できる装置である．今回の実験では，小型の電子天秤を X-Y ステージ上に載せ，円柱供試体を室内環境で乾燥させながら，任意の時間間隔において表面形状と質量変化を計測した．

用いた試料の諸量を**表–1** に，また乾燥条件及びひずみ測定方法を**表–2** にまとめた．供試体 KO3 は，レーザー変位計の測定可能範囲の制限により，小さな試料を用いている．また供試体 KO2 の測定時温度・湿度環境は，温度上昇の影響を考察するため，インキュベータを作動させず，室内環境条件として実施した．

表–1 供試体の諸量

No.	質量 (g)	直径 (cm)	高さ (cm)	体積 (cm^3)	湿潤密度 (g/cm^3)
KO1	441.00	8.318	4.875	264.91	1.665
KO2	446.08	8.323	4.930	268.22	1.663
KO3	51.99	4.783	1.765	31.71	1.639

土粒子密度：2.361g/cm^3，間隙率：47.8% (MIP による)

表–2 供試体の乾燥条件とひずみ測定方法

No.	温度湿度条件	蒸発条件	ひずみ測定方法
KO1	40 ℃・50%	一面蒸発	ひずみゲージ
KO2	室内環境	一面蒸発	ひずみゲージ
KO3	室内環境	三面蒸発	レーザー変位計

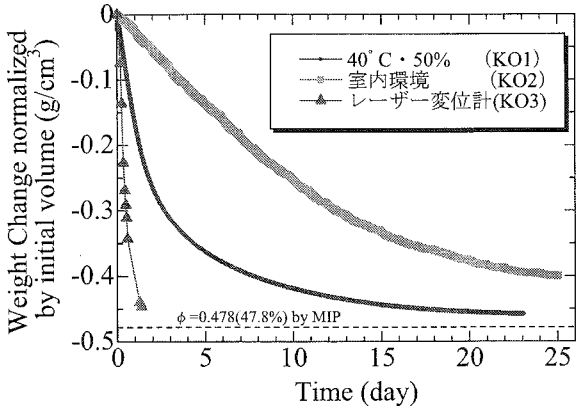
なお，一面蒸発は円柱供試体上面のみ，三面蒸発は上面と側面からの蒸発を許すことを示す．

3. 実験結果と考察

(1) 質量変化

表–2 に示した３つの乾燥条件における質量減少量の経時変化を**図–2** に示す．供試体は 24 時間真空飽和させたものを用いた．図では，質量減少量を各供試体の初期体積で除した値をプロットしている．このように表現することによって，供試体が初期状態で完全に

飽和していた場合，乾燥が進むにつれ，間隙率相当の値に収束することになり，初期飽和度の確認ができる．この試料の平均間隙率は47.8%（水銀圧入試験(MIP)による）であり，図中に点線で示している．KO2乾燥時の室内環境は，大きく日変化したが，平均12.5 ℃，相対湿度45%程度であった．図より，小さい供試体を用い三面蒸発させたKO3が最も早く乾燥し，寸法のほぼ等しいKO1とKO2では，環境温度の高いKO1の方が乾燥速度が速い．KO2では乾燥25日を過ぎても定常状態に至っていない．

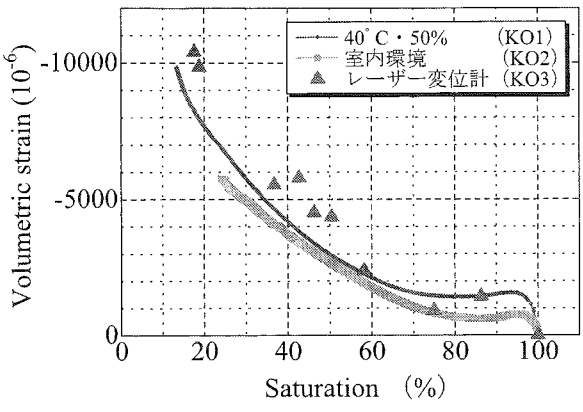


図–2 初期単位体積当たりの質量変化の比較

(2) 体積ひずみと飽和度の関係

乾燥に伴う変形挙動を，体積ひずみと飽和度の関係として整理したものが**図–3**である．体積ひずみの算出は，ひずみゲージによる測定では，円柱供試体の軸方向とそれに直交する2つの方向のひずみを求め，それぞれの方向のひずみを足し合わせて，体積ひずみとしている．一方，レーザー変位計による測定では，供試体側面の形状は捉えられないため，供試体上面の変形が供試体下端まで均質に生じていると仮定して，供試体上面形状と高さの変化を用いて時々刻々の体積を計算し，これを初期体積で除して体積ひずみとした．

図より，供試体の寸法や乾燥条件は異なるものの，3つの供試体ともほぼ同じ曲線を描く傾向にあることがわかる．また，曲線の形状は，サクションと体積含水率の関係で示される空気侵入領域をもつ水分特性曲線の形状とよく似ている．このような形状は，間隙率が大きい岩石で生じることが多く，パミス凝灰岩でも類似の曲線が得られている[3]．

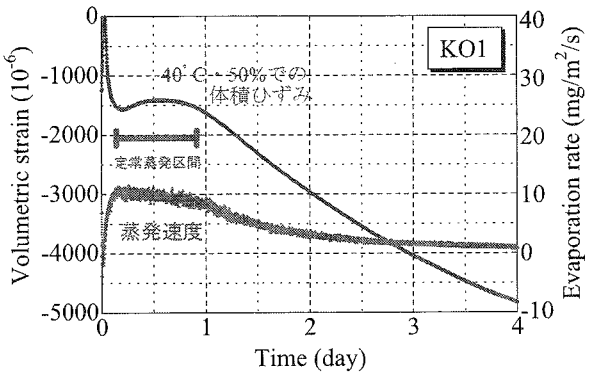


図–3 体積ひずみと飽和度の関係

(3) 初期乾燥変形挙動

図–3は，95%以上の高い飽和度において，無視できない大きさの変形が生じていることを示している．そこで，KO1の初期乾燥変形挙動を，2つの小型温湿度計から算出した蒸発速度とともに示したものが**図–4**である．この供試体は室温から40 ℃までインキュベータの温度を上昇させた際の熱膨張も併せて記録されているため，この図では熱膨張が最大となった時点の体積ひずみをゼロとしてプロットしている．

蒸発速度からわかるように，この供試体は定常蒸発区間を持ち，この間は体積ひずみは大きく変化していないことがわかる．高い飽和度における変形は，この定常蒸発に至るまでの過渡的な水分移動に対応した変形であると考えられる．



図–4 初期乾燥変形挙動と蒸発速度の変化

4. おわりに

本稿では，異なるひずみ計測方法の比較により，両法とも比較しうる結果を示すことを確認するとともに，岩石の飽和度と体積ひずみの関係は水分特性曲線と類似の形状をもつことを示した．特に乾燥初期の空気侵入値に相当するサクションまでに，無視できない変形を生じる点は実務上考慮すべき事項である．

謝辞：本研究は科学研究費補助金 基盤研究(B)（課題番号24360187，代表：長田昌彦）によって実施した．

参考文献

1) Osada, M.: Drying-induced deformation characteristics of rocks, in *Proc. of 8th Asian Rock Mechanics Sympo.*, 2014(submitted).
2) Boivin, P., Garnier, P. and Tessier, D.: Relationship between clay content, clay type, and shrinkage properties of soil samples, *Soil Sci. Soc. Am. J.*, Vol. 68, pp. 1145–1153, 2004.
3) 長田昌彦，山辺正：堆積岩の乾燥変形過程と多孔質弾性論的解釈，第36回岩盤力学に関するシンポジウム，pp. 335–338, 2007.

13. 地表渇水と水文地質構造

Surface Water Drought and Hydrogeological Structure

○肘井敬明，宮崎精介（株式会社九州地質コンサルタント）
Takaaki Hijii, Seisuke Miyazaki

1. はじめに

脊振山地の東端に位置する九千部山（標高 847m）南東斜面の約 0.8km^{2}に顕著な地表渇水が確認された[1)2)3)]．そこで，当該地域の地形や地質構造及び水文状況を調査することで，渇水域の水文地質構造を検討した．その結果について報告する．

2. 地形判読

国土地理院発行の 1:25,000 地形図（不入道・中原），同院の「国土画像情報」よりダウンロードした空中写真（1:15,000），及び該当市町村の国土基本図（1:5,000, 1:10,000 など）を用いて地形区分を行い，線状模様を判読した．地形区分としては，隆起原面・浸食斜面・山腹緩斜面・谷底低地に区分し，鞍部・直線谷・遷緩線などの地形要素を抽出することでNW-SE方向とNE-SW方向の線状模様を判読した．

3. 地質踏査

調査地域には広く花崗岩類が分布しており，九千部山周辺に角閃石を特徴的に含む花崗閃緑岩，佐賀平野側に大型カリ長石を含む花崗岩が分布する．但し，これらの境界付近では，両者が複雑に錯綜しており，明確な境界は認めがたい．また，花崗岩類は表層にマサ化した強風化部（隆起原面では 20～30m の厚さ），その直下に薄い風化岩を介して新鮮部に移化する．但し，新鮮部が割れ目に乏しい健岩として広範囲に連続して露出する場所は限られ，小規模な断層やせん断面の発達した亀裂帯を伴っている．

地形判読で認定した線状模様については，露頭条件の良い沢沿いで断層を確認し，その性状と変位方向を記載した．いずれの断層も走行移動断層で，その周辺のせん断帯を含めても破砕幅は 1～2m 以下と小規模であり，破砕作用による細粒化と変質作用による粘土化を重複して被っている．

4. 水文調査

流域の地下水の賦存状況を想定する事を目的として，沢沿いの流況だけでなく，源頭湧水の湧出状況，断層周辺からの湧水状況を調査した（調査時期は主として 2013 年 3 月）．

流況の違いから流域を，①：隆起原面が広がり，安定した流況を示し，源頭からの湧水量が比較的豊富である，②：浸食斜面からなる地域で，流況が悪く，表流水が非降雨時に枯渇する，③:両者の中間的な地形特性を有し，量はやや少ないものの安定した流況が認められる，の 3 地域に区分した（図-1）．

各流域の流況と比流量の違いを以下に示す（図-2）．

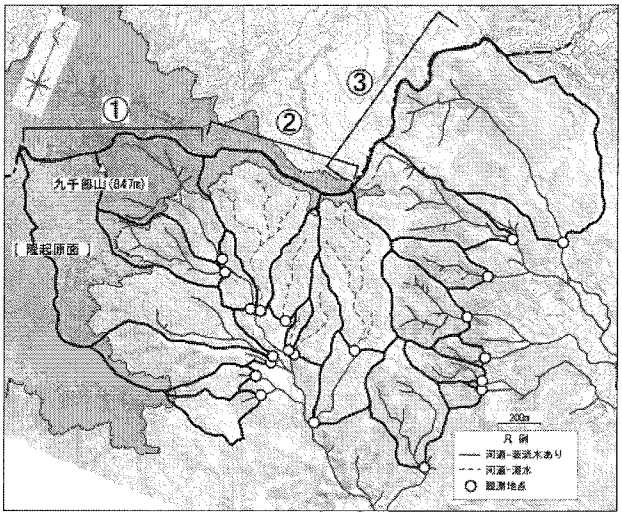


図-1 流域の流況

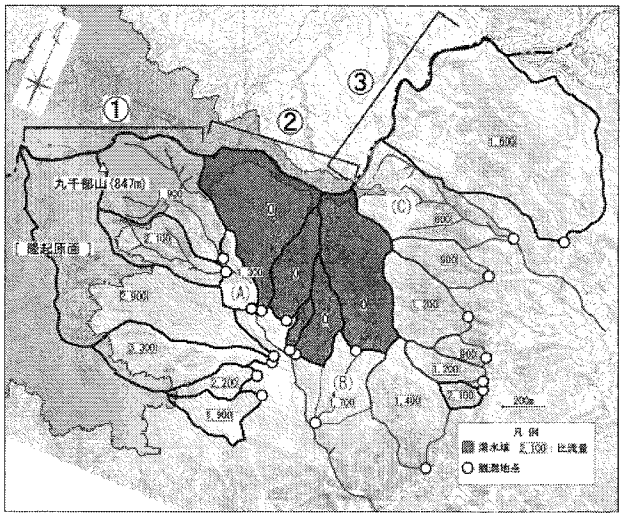


図-2 渇水域と比流量

①では，河川流量が比較的豊富で，源頭では湧水が複数の箇所で比較的豊富に湧出しており，急勾配の河川を下るにつれ流量が増える傾向にある．比流量は 1,900～3,300L/分/km^{2}であるが，②に隣接する区間（A）では，河川流量が増加せず，（A）を含む流域全体の比流量は 1,300L/分/km^{2}と減少する．

②では，沢沿いに表流水痕跡が認められ，源頭でも湧水跡が確認できるが，非降雨時には表流水が枯渇している．勾配の緩くなる標高 480m 付近より下流側（B）で，

表流水が徐々に増加し始める.

③では，河川の傾斜は緩く，表流水が認められる．比流量は900～2,100L/分/km^{2}であるが，②に隣接した流域（C）では600L/分/km^{2}と少ない.

なお,比較的新鮮な岩盤の露出する側壁沿いの湧水は,地点数も限られ，いずれも微量である.

5. 水文地質構造の検討

地形判読・地質踏査及び水文調査の結果を基に，調査地域の水文地質構造の検討を行った.

①に広がる隆起原面ではマサが厚く分布していること,源頭はマサと風化岩の境界に位置し比較的豊富な湧水が複数の箇所で湧出することから,このマサは浅層帯水層を構成しており,地下水を安定して河川に供給していると見られる．一方で，側壁沿いの湧水は，地点数も限られ，いずれも微量である事から，岩盤の亀裂中を流動する地下水は，地表付近にあっては量的に限られる.

次に，図-2で示した渇水域と隆起原面に，断層分布を重ねて図-3に示した.

図中のF1はNW-SE方向の断層，F2～F3はNE-SW方向に平行する2条の断層，F4は露頭での確認は出来なかったが線状模様から想定される断層である.それぞれの断層は,破砕による細粒化と変質作用による粘土化を重複して被っていることから破砕帯は難透水性と考えられる.

渇水域とF1～F4の断層の位置に着目すると，比流量が周囲よりも大きな①の流域においては，F1断層が流域を横切った下流側（A）では河川流量が増加しない.また，②においては，F2～F3断層が流域を横切った下流の（B）で，表流水の水量が徐々に増加し始める．更にF4断層は，③と渇水域との境界になっている．これらの事からF1～F4断層は，渇水の範囲を一定の領域内に封じ込める難透水性の遮水バリアーとして機能していると考えられ，即ち，渇水域はこれらの断層に囲まれた地域に限定される.

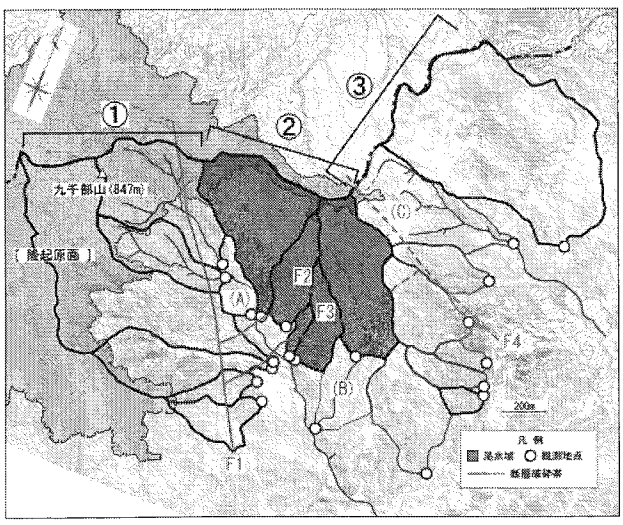


図-3 渇水域と断層分布

6. まとめ

(1) 隆起原面に分布するマサは20～30mと厚く，風化層との境界に位置する源頭で比較的豊富な湧水が複数の箇所から湧出している事から，このマサは浅層地下水を賦存する帯水層と位置付けられ，表流水を安定的に供給している.

(2) 渇水域では，非降雨時に表流水が枯渇しており，地下水からの供給が絶たれた流域と言える.

(3) F1～F4断層は，破砕作用による細粒化と変質作用による粘土化を重複して被っており，難透水性で地下水の遮水バリアーとして機能し，渇水域はこれらに囲まれる範囲に限定される.

文献

1) 宮崎ほか（2014）：大深度長大トンネルの適地調査にあたって採用した調査法,一般社団法人日本応用地質学会九州支部会報 GET九州，No.35，pp.3-10

2) 宮崎（2013）：長大トンネルの適地調査に当たって採用した調査法とは その1-問題とすべき地質構造の炙り出し,一般社団法人日本応用地質学会九州支部 平成25年度研究発表会論文集

3) 肘井ほか（2013）長大トンネルの適地調査に当たって採用した調査法とは その3-筑紫トンネル域の水文地質特性,一般社団法人日本応用地質学会九州支部 平成25年度研究発表会論文集

14. 蛇紋岩を混合した泥岩ずりからの自然由来ヒ素の汚染対策に関する考察

Consideration on mixing mudstone with serpentinite on reducing arsenic concentration leached from mudstone

○田本修一，倉橋稔幸（土木研究所寒地土木研究所），五十嵐敏文（北海道大学）
Shuichi Tamoto, Toshiyuki Kurahashi, Toshifumi Igarashi

1. はじめに

蛇紋岩中には，一般にブルーサイトと呼ばれる層状構造を有するマグネシウムの水酸化物鉱物が含まれている．森本ら[1)]は，アルカリ環境での陰イオン吸着能が期待できるブルーサイトを用いて，様々なオキシ陰イオンの吸着実験を行い，リン酸イオンおよびヒ酸イオンと高い親和性を示すことを報告している．

そこで，本研究では，ブルーサイトがヒ素（As）との高い吸着性を有することに着目し，経済的な汚染対策方法を提案するために，トンネル工事で発生する塊状蛇紋岩とヒ素を含む泥岩とを混合した屋外カラム試験を実施した結果を報告する．

2. 試料および試験方法

試験に用いた泥岩および塊状蛇紋岩の試料は，いずれも北海道内のトンネル建設現場で採取されたものである．塊状蛇紋岩には粉末X線回折分析結果からヒ素の吸着に寄与するブルーサイトが含まれていることがわかっている（表-1）．屋外カラム試験を行い，カラム試験前後における粒度およびAsの溶出の違いについて検討した．

表-1　粉末X線回折分析結果

試料	石英	斜長石	方解石	ジデライト	蛋白石	緑泥石	スメクタイト	混合層鉱物	カオリナイト	アンチゴライト	ブルーサイト	磁鉄鉱
塊状蛇紋岩						◎				◎	○	+
泥岩	◎	△	△	+	−		−	−	+			

※凡例 ◎:極多量　○:多量　△:中量　+:少量　−:微量

屋外カラム試験は，試料を採取した北海道内のトンネル建設現場周辺で実施した．内径104 mm，高さ600 mm，厚さ5 mmの塩化ビニル製のカラムに風乾状態のあらかじめ2-20 mmの粒径にふるい分けした泥岩および塊状蛇紋岩を，表-2に示す条件で充填した．カラム上部からの自然降雨により流下した浸出水を，カラム底部に設置した500 mLのポリ容器で受け回収した．試験期間中に8～9回にわたりポリ容器を回収した．回収後，浸出水の採取重量を測定し，0.45 μmメンブランフィルターを用いて固液分離を行った．ろ液のAsをICP-MS法により分析し，経過日数とAsの吸着量との関係を解析した．

表-2　カラム試験ケース一覧

ケース	試料	層厚（cm）	充填密度（g/cm^3）	試験期間（日）
1	泥岩ずり	20	1.442	187
2	泥岩ずり蛇紋岩混合層（重量比=泥8:蛇2）	25	1.326	179
3	泥岩ずり蛇紋岩混合層（重量比=泥9:蛇1）	22.2	1.415	179

さらにカラム試験終了後，各カラム内の試料を深度方向に50 mm間隔で採取し，粒度試験と溶出試験を行った．カラム試験前後の結果を比較することにより粒度変化によるAs溶出量を分析した．

3. 試験結果と考察

3.1 屋外カラム試験結果

図-1に浸出水の累積流量とAs濃度との関係を示す．各ケースともにAsの初期濃度は低いものの，累積流量の増加とともにAs濃度が増加し，1,500 ml程度で最大値を示し，その後減少した．ケース1と比較して，ケース2，3では，蛇紋岩の混合量に応じてAs濃度が低下し，最大60%程度低減された．なお，本試験期間中，As濃度はいずれのケースにおいても土壌溶出量基準値を超過した．

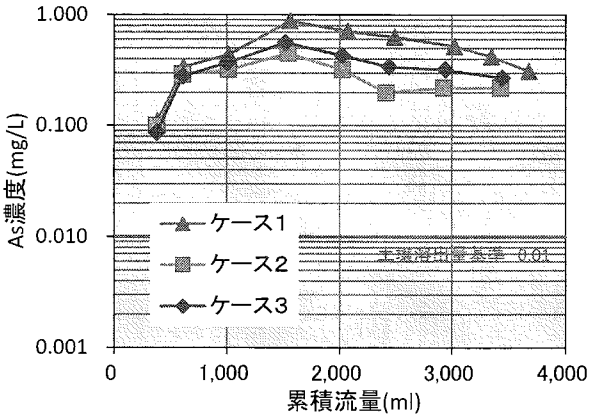


図-1　浸出水の累積流量とAs濃度との関係

3.2 経過日数とAs累積吸着量との関係

屋外カラム試験において180日間の蛇紋岩の吸着効果を考察するため、経過日数とAs累積吸着量との関係を図-2に示す。ケース2，3ともに経過日数ととも

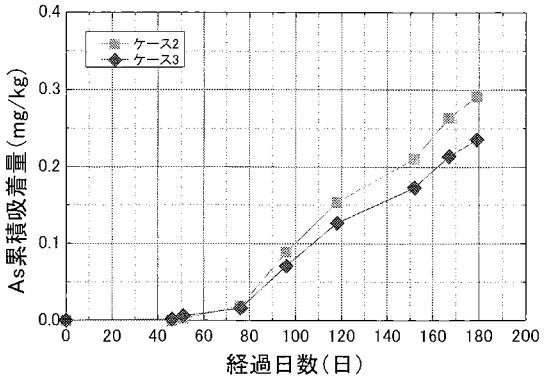


図-2　経過日数とAs累積吸着量との関係

表-3　カラム試験前後における粒度試験結果

ケース	試験前/試験後	採取深度 (mm)	粒度分布 (%) 礫 2–19 mm	砂 0.075–2 mm	シルト 0.005–0.075 mm	粘土 <0.005 mm
1	試験前	All	53.5	29.6	11.9	5.0
	試験後	20.0	12.0	43.8	31.7	12.5
		60.0	21.8	39.6	27.6	11.0
		100.0	13.5	43.5	31.7	11.3
		145.0	16.6	42.4	30.4	10.6
2	試験前	All	62.4	24.0	9.4	4.2
	試験後	27.5	12.5	43.3	30.2	14.0
		82.5	54.7	25.6	16.0	3.7
		137.5	29.6	37.3	24.3	8.8
		192.5	39.2	31.0	23.7	6.1
3	試験前	All	58.0	26.8	10.5	4.7
	試験後	25.0	28.1	36.5	25.4	10.0
		75.0	38.7	32.1	21.6	7.6
		125.0	28.3	38.1	24.5	9.1
		170.0	32.4	36.0	24.5	7.1

にAs累積吸着量は増加した．とくに試験開始後76日目以降にAs累積吸着量の増加が大きくなった．これは，蛇紋岩の吸着効果が大きく発揮されるには，ある程度の時間を要することが考えられる．

一方，118日目から152日目の間，累積吸着量の増加の傾きは，若干緩やかになった。

3.3 カラム試験後試料の粒度試験結果と溶出試験結果

表-3にカラム試験前後における粒度試験結果を示す．試験前と比較して試験後試料は，いずれのケースにおいても粘土分が増加しており，試料の採取深度が深くなるほど減少傾向を示した．これは，乾湿の繰り返しにより泥岩で細粒化し，蛇紋岩で泥濘化したことを示す．このことから，図-2で見られる累積吸着量の増加の割合が減少するのは，蛇紋岩の風化の進行とともにAsの吸着能力が徐々に低下したと考えられる。すなわち，時間の経過とともに蛇紋岩の泥濘化が進行することで，蛇紋岩が細粒化した後にAsの吸着能力が高まるが，一方で蛇紋岩の風化により徐々にAsの吸着能力が低下する可能性があることを示唆する．また，ケース2と3とでAs累積吸着量にあまり差異がないことから，両ケースにおいて同等なAs吸着が起こっていると推定される．

図-3にカラム試験前後試料の溶出試験結果と粘土分の粒度試験結果を示す．カラム試験前後で比較すると，いずれのケースにおいてもAs濃度は低下した．また，試験後では採取深度が深くなるほど，As濃度は低下した．これは，試料の採取深度が浅くなるほど，細粒化した泥岩の新鮮面が多く露出し，As濃度が高くなったと考えられる．

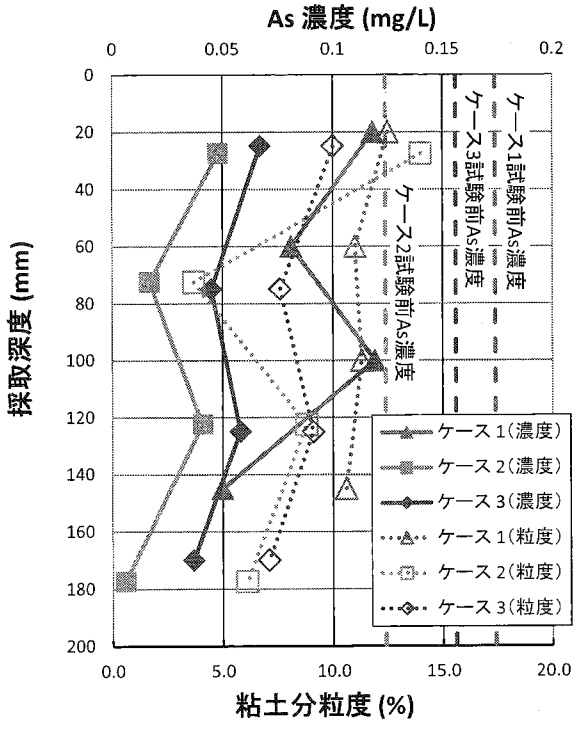


図-3　カラム試験後試料の溶出試験結果と粘土分粒度試験結果

4. おわりに

蛇紋岩中に含まれるブルーサイトが，Asとの高い吸着性を有することに着目し，屋外カラム試験を行った結果，本試験条件では，Asを含有する泥岩ずりに塊状の蛇紋岩を混合することで，最大60%程度のAs溶出低減効果が確認された。そのため，自然由来ヒ素の汚染対策方法の一つとして，有効である。ただし，長期的には蛇紋岩試料が風化しAs吸着能力が低下することも予想されることから，蛇紋岩の風化について詳細に検討する必要があると考える．

文献

1) 森本和也，佐藤努，米田哲朗（2009）：ブルーサイト表面におけるオキシ陰イオンの錯形成反応，粘土科学，Vol.48，No.1，pp.9-17.

15. トンネルにおける酸性恒常湧水の化学分析結果について

Determination of Chlorine and Sulfate Ions in Acid Groundwater Seepage from a Tunnel by Ion Chromatography

○倉橋稔幸，田本修一，矢島良紀（寒地土木研究所）
Toshiyuki Kurahashi, Shuichi Tamoto, Yoshinori Yajima

1. はじめに

日本国内の温泉や地下水には酸性を示すものがあるため，トンネルの掘削工事で酸性の地下水が湧水することがあり，供用後にまで酸性水を発生させていることがある[1)2)]．酸性水の成因として硫化鉄(FeS_2)の酸化や火山性起源が考えられている．前者は岩石中に含まれる黄鉄鉱(FeS_2)が酸化し硫酸を発生させ，後者は地下深部のマグマからの火山ガスに含まれた HCl や SO_2 が塩酸や硫酸を発生させる．特に HCl は地表では生成されず，地下深部の火山ガスに含まれることから，火山性ガスの痕跡を示す．例えば玉川温泉や川原毛温泉のような酸性泉は，高温の火山ガスが浅層の地下水と混合して生成されたと考えられている[3)]．また，塩酸は硫酸よりも電離度が高く同じ濃度でも酸化力が強いことから，コンクリートに与える影響が大きい[4)]．ゆえに，酸性湧水の塩化物イオン(Cl^-)と硫酸イオン(SO_4^{2-})の構成比を明らかにすることには意義がある．

そこで本報告では，イオンクロマトグラフにより国道等の既設トンネルの酸性恒常湧水中の塩化物イオンと硫酸イオンの成分を定量し，酸性泉として知られている玉川温泉や草津温泉等の分析値[3)4)]と比較することで酸性恒常湧水の成因を考察した．

2. 分析方法

これまでに酸性恒常湧水が認められる北海道から北陸地方の3本の国道や地方道等の既設トンネルから13試料を採取した[6)]．湧水をトンネル坑口の集水枡や排水溝から採水カップ等で採水し，水温，pH，電気伝導度(EC)，酸化還元電位(ORP)を計測した．計測後，ろ紙によりろ過し 1μm 以上の浮遊粒子を取り除き，500ml のポリプロピレン製のボトルに詰め，実験室へ持ち帰った．実験室でイオンクロマトグラフ（Dionex 社製 DX320J）を用いて塩化物イオン(Cl^-)と硫酸イオン(SO_4^{2-})を定量し，両イオンの量比から酸性恒常湧水の成因を考察した．

3. 分析結果

3.1 水素イオン濃度との相関

表-1に採取した酸性恒常湧水の水質と分析結果を示す．pH は 3.2～5.2 を示した．

一方，イオンクロマトグラフ分析の結果，塩化物イオン(Cl^-)の濃度は 1.065～20.393mg/l で，3.04×10^{-5}～5.83×10^{-4}mol/l であった．また，硫酸イオン(SO_4^{2-})の濃度は 25.635～115.19mg/l で，2.67×10^{-4}～1.20×10^{-3}mol/l であった．

図-1に水素イオン(H^+)濃度と $Cl^-+SO_4^{2-}$濃度との関係を示す．水素イオン濃度が増加するのに伴い，$Cl^-+SO_4^{2-}$濃度は 3.02×10^{-4}mol/l から 1.65×10^{-3}mol/l まで増加した．試料の $Cl^-+SO_4^{2-}$濃度は玉川温泉等の分析値と比較して低いが，水素イオン濃度と正の相関を示す．

その他，トンネルはいずれも北海道駒ヶ岳，倶多楽，草津白根山等の活火山から約 20km 以内に位置することを考慮すると[7)]，試料は塩酸や硫酸を混酸として含んでおり，火山性起源であると推定される．

表-1 分析結果一覧表

サンプル	トンネル	採水日	温度 (℃)	pH	ORP_{SHE} (V)	EC (uS/cm)	H^+ (mol/l)	Cl^- (mol/l)	SO_4^{2-} (mol/l)	$Cl^-+SO_4^{2-}$ (mol/l)	Cl^-/SO_4^{2-}
#1	#AD	2013/12/18	6.8	3.7	0.683	235	2.14E-04	3.20E-04	5.40E-04	8.60E-04	0.593
#2	#AD	2013/12/18	6.6	3.5	0.718	321	3.31E-04	5.83E-04	5.98E-04	1.18E-03	0.974
#3	#AD	2013/12/18	8.3	4.4	0.473	108	4.17E-05	3.10E-05	3.37E-04	3.68E-04	0.092
#4	#AD	2013/12/18	4.9	4.1	0.686	106	8.71E-05	3.49E-05	2.67E-04	3.02E-04	0.131
#5	#AD	2013/12/17	6.3	4.2	0.626	136	6.17E-05	3.25E-05	3.92E-04	4.25E-04	0.083
#6	#AD	2013/12/17	4.4	4.3	0.590	121	5.25E-05	3.16E-05	3.72E-04	4.04E-04	0.085
#7	#AD	2013/12/17	6.0	4.7	0.480	107	2.14E-05	3.77E-05	3.53E-04	3.90E-04	0.107
#8	#AD	2013/12/17	6.4	5.2	0.448	96	6.61E-06	3.04E-05	3.03E-04	3.33E-04	0.101
#9	#AD	2013/12/17	7.5	3.2	0.623	360	6.03E-04	3.54E-05	8.60E-04	8.96E-04	0.041
#10	#AD	2013/12/17	6.8	4.4	0.502	181	4.27E-05	3.66E-05	6.51E-04	6.88E-04	0.056
#11	#G	2013/12/3	9.8	3.3	0.681	393	4.79E-04	4.55E-04	1.20E-03	1.65E-03	0.379
#12	#G	2013/12/3	7.6	3.3	0.740	412	5.13E-04	2.71E-04	1.19E-03	1.46E-03	0.229
#13	#J	2013/11/22	5.0	5.2	0.640	68	6.61E-06	7.49E-05	3.51E-04	4.26E-04	0.213

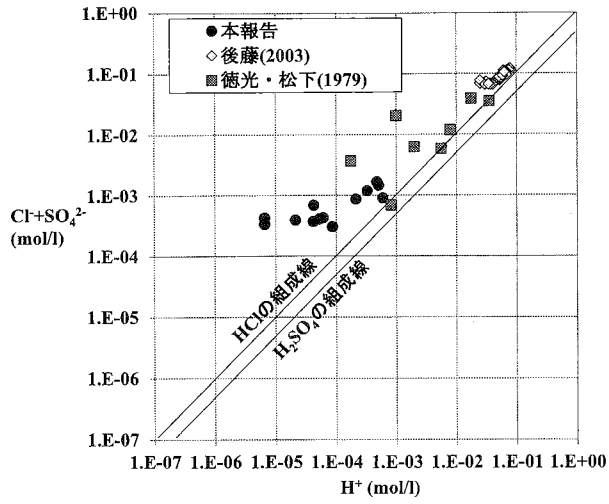


図-1 水素イオン濃度と $Cl^-+SO_4^{2-}$濃度との関係

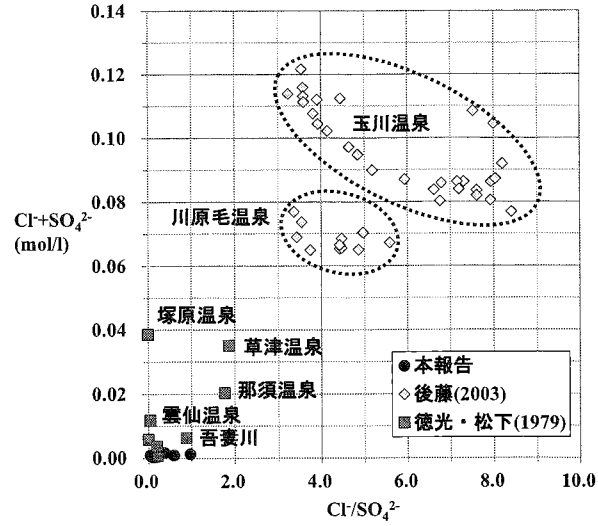


図-3 Cl/SO4 比と Cl+SO4 との関係

3.2 塩化物イオンと硫酸イオンの量比

図-2 に Cl^-/SO_4^{2-}比と $Cl^-+SO_4^{2-}$との関係を示す．本報告の Cl^-/SO_4^{2-}比は 0.083～0.974 を示し，いずれも 1 を下回った（図-2）．しかし，後藤(2003)[3]の玉川温泉や川原毛温泉の分析値に比べると極めて小さく，徳光・松下(1979)[5]の霧島温泉の分析値と同程度である（図-2, 図-3）．本報告の試料は硫酸イオンが相対的に多く含まれ，酸性から弱酸性の硫酸塩泉として特徴づけられる．

このうち，#AD トンネルの試料#2 の Cl^-濃度は 5.83 $\times 10^{-4}$mol/l を示し最大となった．その Cl^-/SO_4^{2-}比は 0.974 である．塩酸は硫酸よりも酸化力が強くコンクリートに与える影響が大きいことから，#AD トンネルは他の＃G や#J トンネルに比べて覆工コンクリートや支保工の鋼材に最も酸性湧水の影響が及んでいると推定される．

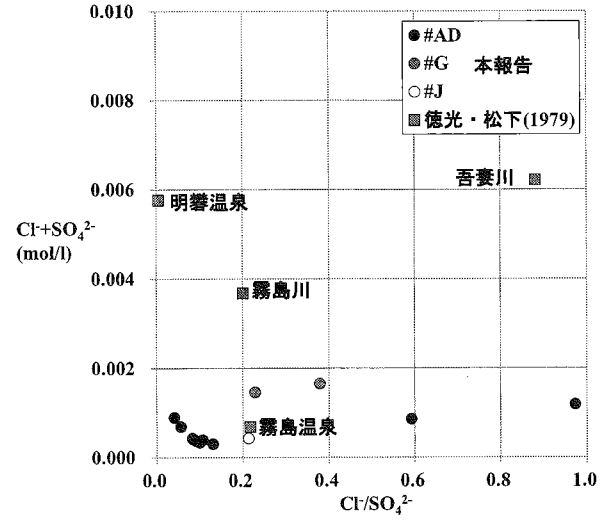


図-2 Cl^-/SO_4^{2-}比と $Cl^-+SO_4^{2-}$との関係

4. まとめと今後の課題

本報告の酸性恒常湧水の Cl^-/SO_4^{2-}比は 0.083～0.974 を示した．酸性湧水は塩酸や硫酸を混酸として含み，火山性起源による酸性から弱酸性の硫酸塩泉として特徴づけられる．

塩酸は硫酸よりも酸化力が強くコンクリートに与える影響が大きいことから，今後は塩化物イオンと硫酸イオンの構成比と濃度を踏まえ，酸性湧水の覆工コンクリートや支保工の鋼材に及ぼした影響を解析する予定である．

文献

1) 鈴木道雄，諏訪義雄(1971): 三国トンネルにおける巻き立てコンクリートの侵食とその対策，道路とコンクリート，No.13，pp.15-22.
2) 原田勇雄(1989): 北海道における主要プロジェクトに関する土質・基礎の話題, 5.オロフレトンネルの設計施工－鉱化変質帯のトンネル施工例，土と基礎，Vol.37, No.9，pp.101-104.
3) 後藤達夫(2003): 世界的にみて最も大規模な火山性強塩酸酸性泉の玉川温泉の水質特徴ならびに玉川の水質改善効果について(1)，水，Vol.45，No.13，pp.61-68.
4) 蒔田 実，坂本浩行(1972): コンクリートの耐酸性について，第27回建設技術研究会報告，pp.115-121.
5) 徳光善治，松下博通(1979): 温泉地帯とコンクリート，コンクリート工学，Vol.17, No.11, pp.31-35.
6) 倉橋稔幸，岡﨑健治，田本修一，伊東佳彦(2013): 既設トンネルの酸性恒常湧水における微量元素の定量分析について，日本地下水学会秋季講演会講演要旨，pp.254-257.
7) 浅森浩一・石丸恒存・岩月輝希（2009）：日本列島における火山周辺の酸性地下水分布，サイクル機構技報，No.15，pp.103-111.

16. 鉱化変質岩からなる試験盛土内での水－岩石反応の推定

Estimation of Water–Rock Interaction in Embankments consisting of Hydrothermal Altered Rock Muck

○太田岳洋，川越健（鉄道総研），赤澤正彦・高原英彰（鉄道・運輸機構）
Takehiro Ohta, Takeshi Kawagoe, Masahiko Akasawa, Hideaki Takahara

1. はじめに

土壌汚染対策法の改正により自然由来の有害物質についても法の対象として扱うこととなり，土木工事でもその対応が必要となった．一方で，環境省は「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）」[1]の中で岩盤を法の対象外としたが，岩盤を掘削した際の材料を用いた造成地や盛土については，将来的な風化による細粒化などを考慮し，個々に適切に対応することを求めている．このため，鉱化変質岩を掘削対象としたトンネル工事等においては，建設発生土を適切に処理することが必要となった．法に定められた処理方法をトンネル工事に適用すると，一般的に工事費が多大となるため，効果的かつより経済的な処理方法の開発が求められている．

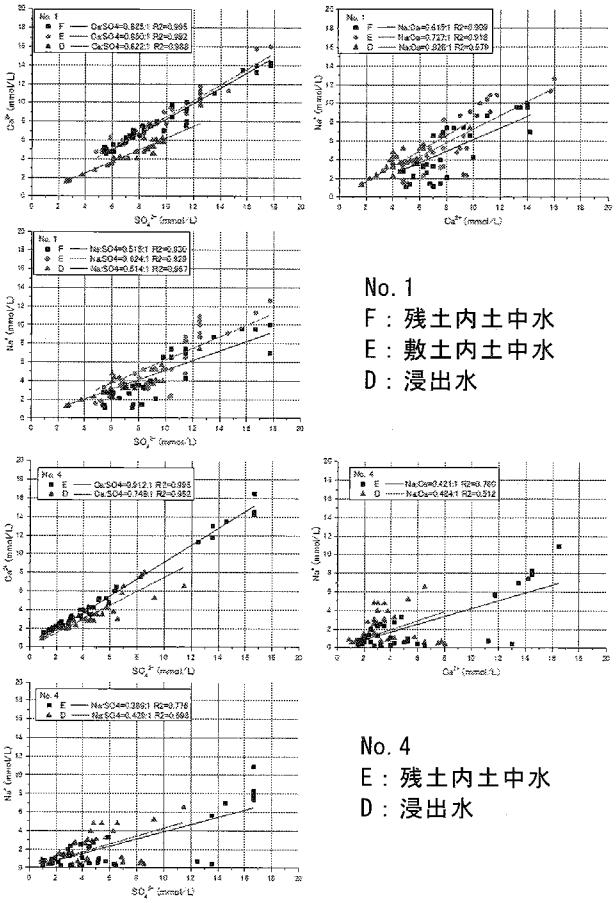
そこで，筆者らは建設発生土処分地からの有害物質の溶出現象を明らかにし，より効率的な処理方法を提案することを目的に，鉱化変質岩を用いて複数種の構造の試験盛土を構築して，盛土内の環境，土中水水質および盛土からの浸出水水質を経時的に計測し，盛土内での水－岩石反応とそれにともなう有害元素の溶出機構について検討している．本報告では，これらの検討結果について述べる．

2. 盛土内の水－岩石反応

試験盛土は覆土や敷土の有無及び材料を変えて4体構築した．本報告では，基本形となる粘性土を覆土材，敷土材として用いた盛土（No.1）とブランクテストの位置付けにある覆土，敷土のない野晒の状態の盛土（No.4）を主に例示して説明する．

いずれの盛土においても残土内土中水では Ca^{2+}, Na^{+}, SO_4^{2-}が他のイオンより高い濃度を示し，それぞれの水の主要イオンであることがわかった．そこで，図－1に盛土No.1とNo.4の残土内土中水，敷土内土中水および溶出水におけるこれら主要3成分のモル濃度比を示す．図ではそれぞれの水の各モル濃度比について，原点を通る一次式で近似した結果を付記し，凡例に近似式から求められるモル濃度比と決定係数を示す．

八甲田トンネルの土捨場からの浸出水における水質形成は，黄鉄鉱と斜長石の分解により説明できることが示されている[2]．また，今回の試験盛土の構築に用いた鉱化変質岩について，X線回折試験により石英，斜長石，カリ長石，黄鉄鉱を主な構成鉱物とし，緑泥石，セリサイト/モンモリロナイト混合層鉱物を含むことを確認した．そこで，ここでも盛土中の残土内土中水の水質形成を八甲田トンネルの場合と同様のモデルで検討する[2]．黄鉄鉱（FeS_2）と斜長石（$CaAl_2Si_2O_8$（灰長石），$NaAlSi_3O_8$（曹長石）の分解が平衡状態にあると仮定できる場合，水質形成モデルの一般式は，



図－1　盛土No.1(上)，No.4(下)の土中水，浸出水における主要3成分イオンのモル濃度比

$$FeS_2 + aCaAl_2Si_2O_8 + bNaAlSi_3O_8 + cO_2 + dH_2O = Fe(OH)_3 + eAl_2Si_2O_5(OH)_4 + fCa^{2+} + gNa^{+} + 2SO_4^{2-} + hH_4SiO_4 + jH^{+} \quad (1)$$

と表せる．

鉱物と水の反応が平衡状態にある時，(1)式の各係数は一定となるため，Ca^{2+}，Na^{+}，SO_4^{2-}濃度のモル比から(1)式の各係数を求めることができる．図－1に示すように各盛土の土中水，浸出水における主要3成分のモル濃度比は非常に良い相関係数で線形近似され，ほぼ一定である判断できることから，各盛土の土中水，浸出水の水質形成は主に黄鉄鉱と斜長石の分解の平衡反応で説明できることになる．そこで，以下に残土内

土中水の水質形成反応をモデル化する．

まず，最も基本的な反応が生じていると考えられる盛土 No.4 の残土内土中水の水質の反応モデルを推定する．図－1 より主要 3 成分のモル濃度比は，おおよそ Na : Ca : SO4 = 1 : 2 : 2 である．したがって，(1)式の係数 f, g はそれぞれ 2，1 と推定される．以降同様に各係数を求めると，No.4 盛土の残土内土中水における水質形成反応は，

$$FeS_2 + 2CaAl_2Si_2O_8 + NaAlSi_3O_8 + 15/4O_2 + 10H_2O + H^+ = Fe(OH)_3 + 5/2Al_2Si_2O_5(OH)_4 + 2Ca^{2+} + Na^+ + 2SO_4^{2-} + 2H_4SiO_4 \quad (2)$$

となる．つまり，試験盛土 No.4 の残土内では黄鉄鉱 1mol に対して灰長石 2mol，曹長石 1mol が反応し，その際には 10mol の H_2O が消費されたことになる．

次に，試験盛土 No.1 の残土内土中水の水質形成反応を推定する．土中水における主要 3 イオンのモル濃度比は $Na^+ : Ca^{2+} : SO_4^{2-} = 0.6 : 0.8 : 1$ である．この比から試験盛土 No.1 の残土内土中水の水質形成反応は

$$FeS_2 + 8/5CaAl_2Si_2O_8 + 6/5NaAlSi_3O_8 + 15/4O_2 + 21/2H_2O + 2/5H^+ = Fe(OH)_3 + 11/5Al_2Si_2O_5(OH)_4 + 8/5Ca^{2+} + 6/5Na^+ + 2SO_4^{2-} + 12/5H_4SiO_4 \quad (3)$$

となる．(3)式を(2)式と比較すると，黄鉄鉱 1mol に対して反応する灰長石と斜長石のモル数および反応時に消費される H_2O のモル数が大きく異ならないことがわかる．盛土 No.1 と同様に覆土した盛土 No.2，No.3 でも同様の反応モデルとなった．このことは，残土上の覆土材の有無や相違は盛土内における岩塊と水との反応に影響しないことを示す．これは，岩塊の表面積に対して，反応に必要な H_2O は覆土を浸透する量で十分であることを示唆する．

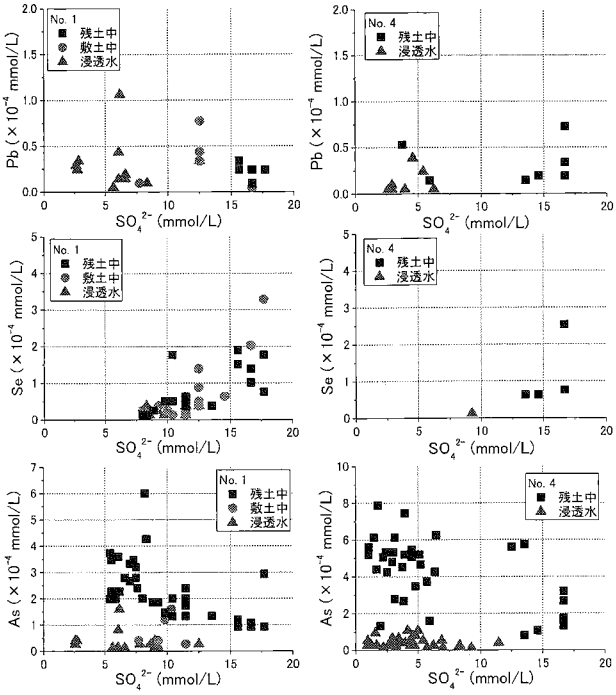
3. 有害元素の溶出機構

図－2 に盛土 No.1，No.4 の土中水，浸出水における SO_4^{2-}濃度に対する Pb，Se，As 濃度を示す．有害元素等の残土内土中水での濃度は，各盛土でほぼ同程度である．このことから，主要イオンと同様に残土内での有害元素等の溶出機構も覆土材の有無や相異に関わらず同様であると考え，以下にまとめて記述する．

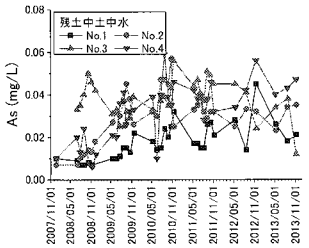
残土内土中水の Pb は SO_4^{2-}が高い濃度を示す場合に検出され，Pb の溶出は SO_4^{2-}の溶出にともなう現象と推定される．この傾向は Cu，Zn でも同様である．

残土内土中水の Se 濃度は SO_4^{2-}濃度とよい正の相関を示す．一般的に Se は硫化鉱物中の S の一部を置換しているため，硫化鉱物の分解にともない Se が溶出したと考えられる．

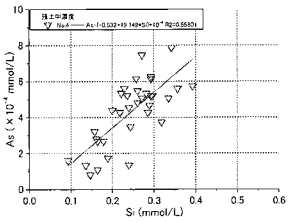
残土内土中水の As 濃度はいずれの盛土でも 0.0001～0.0008mmol/l 程度で，SO_4^{2-}モル濃度と明瞭な相関が認められないため，As の溶解には硫化鉱物の分解以外の機構が作用していると考えられる．残土内土中水



図－2　土中水，浸出水の Pb，Se，As 濃度



図－3　残土内土中水における As 濃度の時間変化



図－4　残土内土中水の As 濃度と Si 濃度（No.4）

の As 濃度は 2010 年まで上昇傾向が認められ，2010 年以降はほぼ一定値を示す（図－3）．この As 濃度の変化傾向は，多くの金属元素およびイオンが経年的に減少する傾向を示すことと対照的である．この As の時間変化と同様の変化傾向を示す元素は，分析対象元素の中では Si のみである．残土中の土中水における Si 濃度と As 濃度の関係を見ると，盛土ごとに正の相関が認められる（図－4）．残土内土中水は概ね pH8.0 前後を示すが，pH8.0 前後で Si の溶解度が大きくなり，アモルファスシリカが分解することが知られている．これらのことから，As が Si とともに溶出していることが考えられる．

文献

1) 環境省水・大気環境局土壌環境課（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.

2) T. OHTA et al. (2010): Water-Rock Interaction and Heavy Metal Drainage at Rock Muck Disposal Sites, Extended Abstracts of the 11th IAEG, 547-556.

17. 福島県の河口域における底質の分布とCs濃度，粒径等の特徴について

Distribution, of radiocesium concentration and grain size of sediments in the coastal area of Fukushima Prefecture

○原田 久也，鶴田 忠彦 (独立行政法人　日本原子力研究開発機構)
Hisaya Harada , Tadahiko Tsuruta

1. はじめに

東京電力株式会社福島第一原子力発電所の事故により環境中に放出された放射性セシウム（以下,「放射性 Cs」）の大部分は森林の比較的表層の土壌に沈着しており，それらの土壌は，水流によってダム，河川等を経て河口域に運搬されると推定される．日本原子力研究開発機構では，放射性 Cs の動態を解析・予測するためのツールの開発を目的とした福島長期環境動態研究プロジェクト(以下,「プロジェクト」)を進めており，本プロジェクトの中で本報では，福島県沿岸の河口域を対象とし，特に放射性 Cs を吸着しやすい土質に着目して，底質の分布や，放射性 Cs 濃度，粒径等の特徴について報告するものである．

2. 調査概要

調査は発電所を中心として半径 20km 圏内を対象とし，比較的流域面積の広い河川が海域へ流入する小高川，請戸川，前田川，熊川，富岡川の 5 つの河口およびその周辺の河口域を対象とした．調査は各河口を中心として沖合約 20km，海岸沿い約 5km の範囲を対象とした．調査対象のうち，3 河口域では，底質の分布を把握するための音波探査や,海底地形測量を実施し，全河口域で放射性 Cs 濃度や粒径等を把握するために 85 か所で底質試料を採取し，これを分析した．

3. 調査結果

3.1 底質分布

図-1 に調査対象河口域のうち，請戸川河口域（浪江町）の底質分布推定図を示す．河口から北側に広く岩盤が分布しており，岸に斜交する幅数百 m 程度の 2 条の帯状の堆砂域と，請戸漁港南にやや広い堆砂域が確認される．海底地形測量の結果より，堆砂の厚さは最大で 1～3m 程度と推定される．この他の 2 つの河口域においても岩盤が堆砂域と比較して広く分布するとともに，堆砂域では砂質土が卓越し，シルト質土は分布が限られる傾向が見られた．

図-2 に請戸川河口域の地形測量の結果を示す．地形の特徴として南北方向に伸長する比高数 m 程度の急斜面を有する崖地形が，数百 m 間隔で確認される．これは仙台層群（大年寺層）の砂岩泥岩互層の層理面が選択浸食されてケスタ地形をなしていることを表している[1]．堆砂域は概ねケスタ地形を形成する NNE 走向の崖の基部に確認される．この中でシルト質土の堆積域は，比高 3m 程度の凹状地内の狭い範囲に分布する傾向が確認できた．

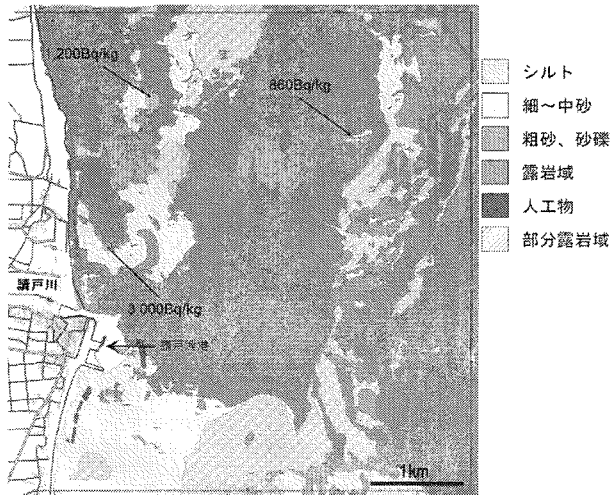


図-1 請戸川河口域の底質分布推定図
図中の数字は土砂の放射性Cs濃度(Bq/kg;Cs-137)

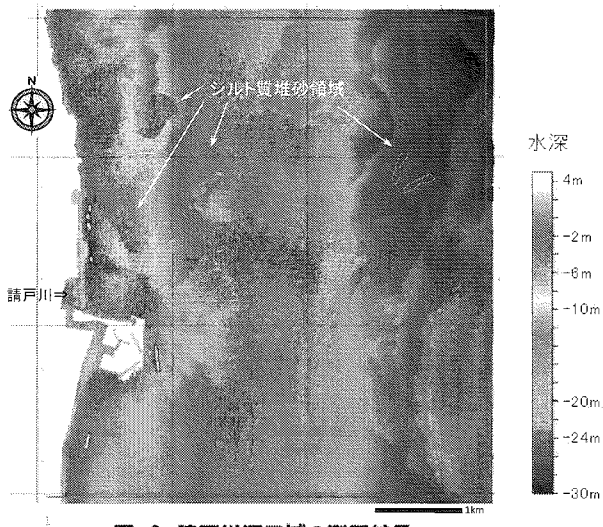


図-2 請戸川河口域の測深結果

3.2 底質特性

底質の特性を把握するために，グラブ式採泥器を用いた底質試料の採取を行い，その放射性 Cs 濃度の分析を行った 85 試料の放射能濃度と粒度区分の関連を図-3 に示す．粒度区分は粒度試験結果に基づき算定した粒径加算曲線の 50%通過質量の粒径を用いた（図-4）．底質の放射能濃度は 200Bq/kg 以下が多い．全平均は約 390Bq/kg．粗砂および中砂は 200Bq/kg 以下，細砂は 500Bq/kg 以下が多い．一方でシルトは 1,000Bq/kg を超える地点があり，最大で約 6,200Bq/kg を示しており，細粒径の含有量が多いほど，放射能濃度が高いことが示された．この傾向は原子力規制委員会のモニタリン

グ結果と比較しても，細粒径の含有量が多いほど，放射能濃度が高い傾向が類似している[2]．

粒径加算曲線によりシルトに区分される場合でも，砂質分が 20～30%程度，粗砂以上の粒子が数%程度含まれており，全般的に粒子の淘汰度は高くない．粒子の主な構成物は顕微鏡下では石英，斜長石，普通角閃石，黒雲母，および判定不能な微細な（粘土）鉱物からなり，河口域ごとの差異は明瞭ではない．これは 5 つの流域河川の地質が双葉断層を挟んで上流域は花崗岩類，下流域は仙台層群が卓越し，地質の差異がみられないことに起因していると考えられる．

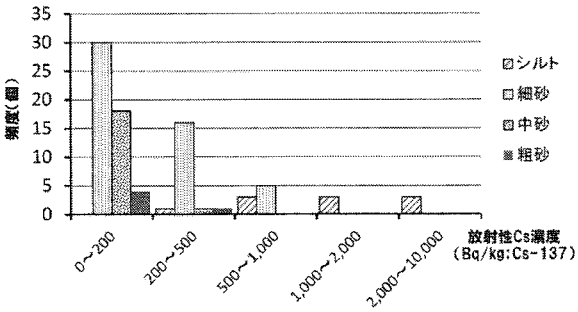


図-3 河口域の粒径区分と放射性Cs濃度との関係

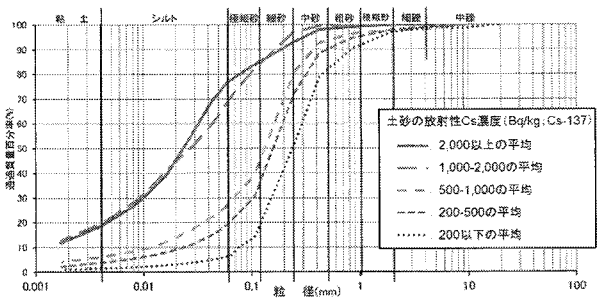


図-4 河口域の粒径加算曲線と放射性Cs濃度との関係

3.3 粒度指標値に基づく粒子の起源の推定

底質を構成する粒子の供給源を検討するため，5%粒径が計測可能な概ね細砂以上の粒径を有する粒子が多い底質試料について粒径加算曲線の結果から，Friedman により提唱された堆積環境区分を行った[3]（図-5）．試料の多くの歪度は正の値を示し，淘汰度が低く表れたことから，海の環境下の影響が大きいことが推定された．また，放射能濃度および河口からの距離と，歪・淘汰度の相関は認められなかった．

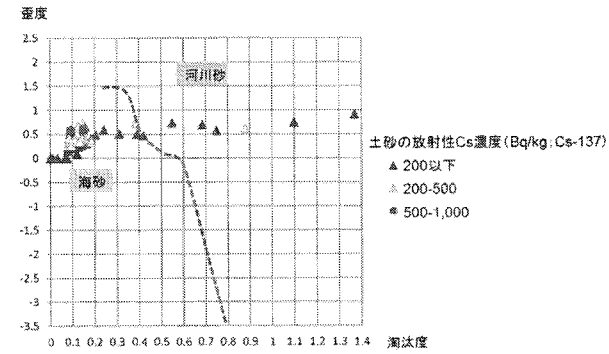


図-5 歪度-淘汰度図上での河川砂と海砂の区別
（Friedman,1961に加筆）

シルトが多く含まれる試料については，5%粒径の数値が得られないので，定量的な歪度，淘汰度は算定できない．そのため，簡易的な評価として粒径曲線と中央粒径の関係を検討し，歪度の評価を行った．

シルト質の試料の多くは，図-6 に示すようにモード径が平均粒径よりも粗粒側に移動しており，正の歪度を示唆している．前述の通り 50%粒径でシルトが含まれる場合でも，砂質分が 20～30%程度含まれ，淘汰度が低いことを考慮すると，砂質と同様に海環境下の影響が大きいと推定される．ただし，一部では歪度が異なり，堆積環境が異なる可能性が示唆される底質試料も確認された．

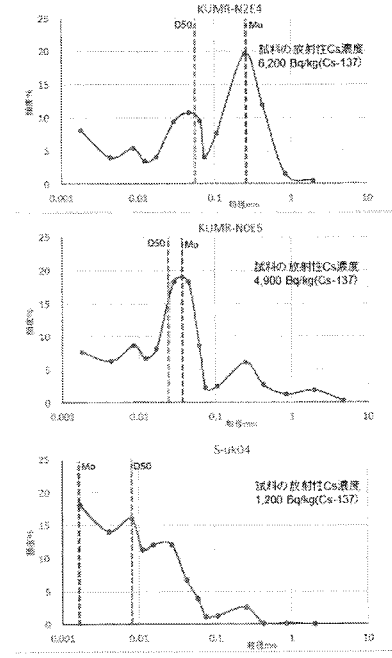


図-6 粒度分布曲線と中央粒径との関係
D50は中央粒径，Moはモードを示す

4. まとめ

福島県の河口域における底質の分布と特徴について次のことが明らかになった．本調査域では岩盤が堆砂域に比べ広く分布しており，砂質土が卓越し，シルト質土の分布は限られている．分布域の特徴としては，砂，シルト質土の分布域と地形との関連が明瞭であった．堆積物の放射能濃度については，細粒ほど放射能濃度が高い傾向を示した．底質堆積物の粒度の特性としては，砂・シルトともに海の環境下の影響が大きいと推定されるが，一部の底質では異なる結果も得られたため，堆積環境が一様ではない可能性が示唆された．

文献

1) 地質調査所(1994)：“地域地質研究報告 5 万分の 1 地質図幅，浪江及び磐城富岡地域の地質”．

2) 原子力規制庁 HP：http: //radioactivity.nsr.go.jp/ja/contents/10000/9423/view.html（2014 年 8 月閲覧）

3) Friendman,GM(1961):Distinction between dune, beach, and river sands from their textural characteristics. J.Sed.Petrot., 31, 514-529

18. 航空レーザ測量を用いた急崖・転石群の判読精度向上の試み

An attempt at improvement of the detailed interpretation of LiDAR data on cliffs and blocks in a slope

○ 菊地 輝行（株式会社開発設計コンサルタント）秦野 輝儀（電源開発株式会社）
千田 良道（中日本航空株式会社）
Teruyuki KIKUCHI, Teruyoshi HATANO ,Yoshimichi SENDA

1．はじめに

土木構造物における周辺斜面の地質リスクを把握するためには正確な地形情報を取得し利用することが重要である．通常の地上測量では，転石のような数メートルの小規模な起伏や，オーバーハングを含むような急崖においては，測量時の安全性確保の問題や植生の影響などにより測点が少なくなり地形図としての精度が低下する．一方，最近の航空レーザ測量による測量精度向上が目覚ましいものの，植生の繁茂状況や急斜面に対する照射角度の制約によりハード面の課題解決は困難である．そこで本研究は，斜面変動が進行する箇所に航空レーザ測量を実施し，新たな処理手法を開発し急斜面の地形情報を高精度化した．この手法により急崖・転石群の分布と性状に関する詳細かつ正確な把握が可能となった事例を報告する．

2．急崖及び転石群における課題

一般に斜面調査を行う場合は，500分の1程度の地形図を用いることが望ましいが，本研究で活用する航空レーザ測量の技術は，効率的かつ高精度，安全性の高い測量手法として，多くの数値地形モデルによる地形図作成実績がある．しかしながら急崖・転石群の把握については，点間隔50cm以下の高密度のレーザ照射により分解能の高い波形記録方式を使用したり[1]サイドルック計測を行っても精度が十分ではなく，解析上の課題を解決する必要がある．一般的な解析フローと本研究での手法を**図-1**に示した．

（1）ノイズのフィルタリング

レーザ測量で得られたオリジナルデータから樹木などのデータを取り除くフィルタリング処理は，なだらかな自然地形を前提とした機械処理アルゴリズムが使用されている．ただし，転石・急崖地形では処理がうまく機能しないため，断面等を見ながらグラウンドデータを手作業で識別することで精度が向上することが報告されている[2]．

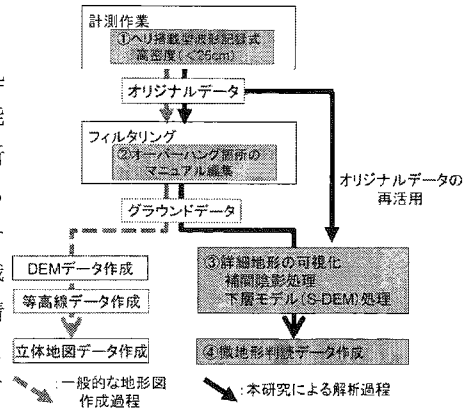


図-1 解析フロー

（2）正射投影による微地形情報量の低下

フィルタリングされて得られたグラウンドデータはメッシュ化されDEMデータとなり三次元表示されるが一般的にDEMデータは地形を上から正射投影することを前提としている．このため，オリジナルデータに比べて高さ方向の情報量（解像度）が大幅に低下することになり，急崖や転石のような微地形を精度よく表現するのが困難である．そこでメッシュ化したデータを３次元的に表示するのではなく，先に斜めの状態にデータを変換し，その後フィルタリングやメッシュ化を行う手法の構築を課題とした．

3．精度向上のための解析手法の構築

上記の課題に対して解析手法でのオリジナルデータの再活用による地形情報量の精度を上昇させる解析手法について検討[3]が行われており概略を以下に記す．

（1）点群の補間陰影処理

各計測点を座標変換し，任意の視点からみた鳥瞰表示を行う．この時，自然な見え方となるように，視点からの距離に応じた点の重ね合わせ，本来であれば死角になる裏面に位置する点の非表示と補間処理，視点からの距離に応じた影や色付けを行うことにより地形面を可視化した際に効果的な表現を可能とした．

（2）三次元下層モデルの作成

通常のグラウンドデータはオリジナルデータが持っている複雑な凸凹形状の情報を活かしきれていない．そこでグラウンドデータから任意の距離に位置する点群だけを抜きだし，その最下層面のみから前述した補間陰影処理を行う．本手法により，**図-2**に示すようにオリジナルデータ本来の情報量を生かした植生下の地形を観察できる．作成したデータはオリジナルデータの下層という意味で下層モデル（S-DEM：Substratum Digital Elevation Model）とした．

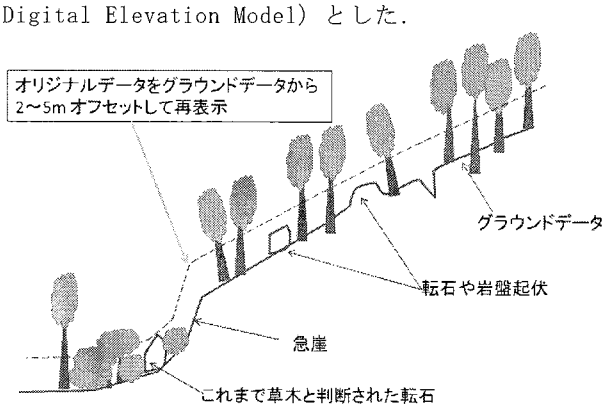


図-2 S-DEM 作成のイメージ図

4．調査事例

上記の解析手法を適用した地点は，急崖・転石群が多く見られる三波川帯の結晶片岩の山地斜面を対象とした．

調査は，中日本航空株式会社によりヘリコプタ搭載型のレーザ計測システム(SAKURA)を使用して行った．計測データは，同社により開発された三次元ビューワシステム“Mierre”により解析作業を行った．

（1）転石群判読事例

対象斜面は新規構造物（水圧管路）を設計し，その立地適性を確認するために急崖・転石群の分布について詳細な地質調査を行ったものである．本地点は，植林による針葉樹が密生した急傾斜地である．**図-3** に示すようにS-DEM鳥瞰図と起伏図を作成し，転石（群）の有無や急崖などの可視化を図った．この図を用いた現地踏査による検証の結果，概ね2m以上の転石（群）を位置や規模を正確に特定することができ，構造物の配置をはじめとする基本設計に反映することができた．ただし岩盤と転石が明瞭に分離していない箇所や，転石同士が密集しているような箇所では認定が難しい．

（2）急崖判読事例

急崖判読の対象箇所は，結晶片岩の受け盤側でトップリング崩壊が発生している 20～45 度の傾斜を持つ斜面について詳細な地表踏査を実施し，崩壊メカニズムや将来的な崩壊発生規模の把握を行う目的で実施した．その結果，**図-4** に示すようにS-DEM平面図により数m規模の凹状地形や，樋状地形などの微地形を正確にとらえることができた．従来の測量方法による地形図では困難であった詳細な地形面の形状を事前に判読できることで効率的な地表踏査を行うことができ，崩壊ブロックを正確に設定し将来的な崩壊発生予測を特定することが可能になった．

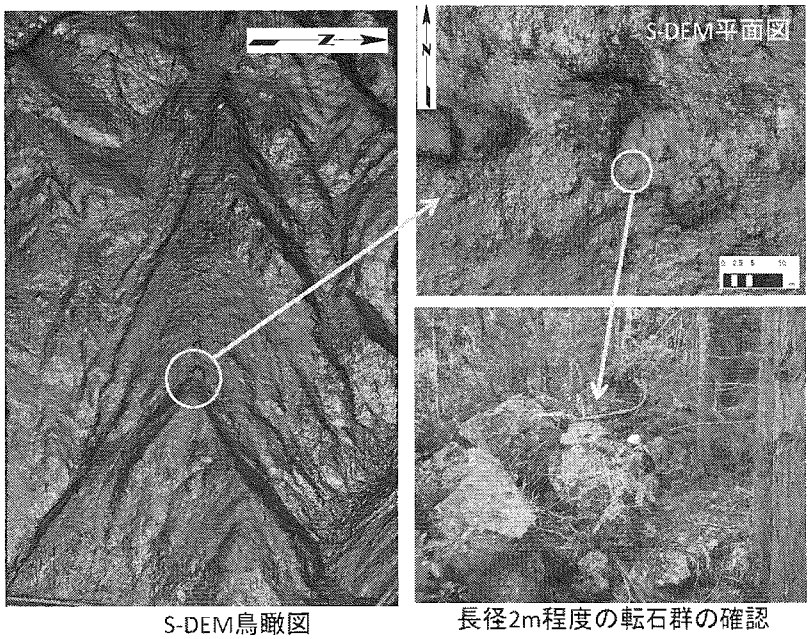


図-3 転石調査における判読・現地調査事例

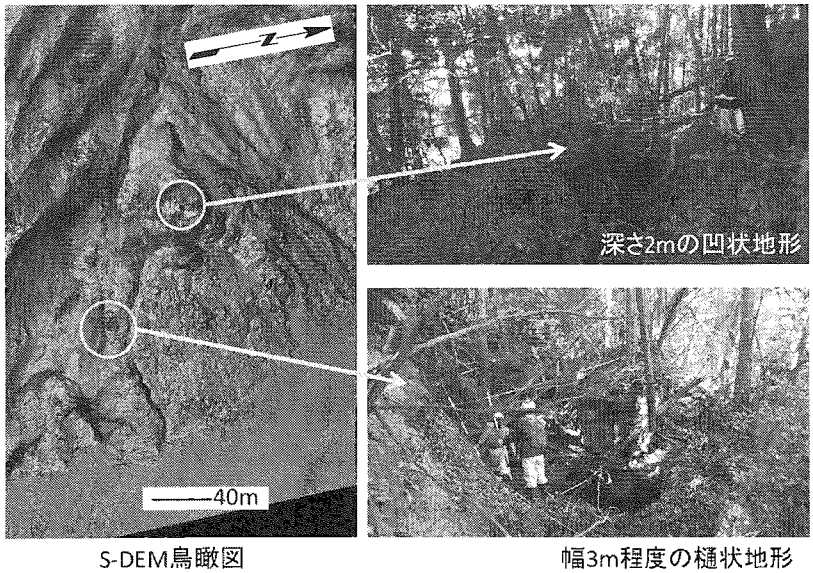


図-4 急崖調査における判読・現地調査事例

5．結　論

本調査は，正確な地形図を得ることの難しい転石や急崖地形に対してヘリコプタを用いて点群情報を取得し，効果的なデータ解析を行い詳細な地形図を作成した．特に急崖地形の判読については，概ね数mの起伏が正確に判読出来ることが判明した．一方，転石分布は，独立したものは判読出来たものの，地形条件により判読が困難な箇所も認められ今後の課題となった．本研究により転石・急崖地形の判読の高精度化を達成できたと考え，今後，本手法は急傾斜地の調査手法の一つとして活用が期待できる．

参考文献

1）千田良道，山下悟，村手直明，都竹正志：ヘリコプタ搭載型波形記録式レーザ計測システムによる高品質データ，日本写真測量学会 平成 19 年度学術講演会発表論文集，pp. 199-202

2）菊地輝行，鹿野久米豊：地上型３Ｄレーザースキャナを用いた地質調査事例，日本応用地質学会 平成 25 年度研究発表会講演集論文集，pp. 83-84

3）千田良道，高野正範:転石・岩盤斜面調査を目的とした航空レーザ測量の課題改善，日本写真測量学会 平成 25 年度学術講演会発表論文集，pp. 85-88

19. 数値地形画像解析により計測した日本海溝近傍における2011年東北地方太平洋沖地震前後の海底地形変動

The deep-sea floor displacement after The 2011 off the Pacific coast of Tohoku Earthquake, through the Digital Geomorphic Image Velocimetry Analysis

○向山　栄，本間信一，佐藤　匠，小林容子，古橋恭子（国際航業株式会社）
Sakae Mukoyama, Shinichi Homma, Takumi Sato, Yoko Kobayashi, Kyoko Furuhashi

1. はじめに

筆者らは先行研究において，画像マッチングの手法を応用した，地表面の変動を面的・定量的，かつ容易に把握する新しい手法（3D-Geomorphic Image Velocimetry Analysis, 以下 3D-GIV 解析と呼ぶ)により，地すべりや地震で生じた地表面変位だけでなく、大規模な海溝型地震による広域的な海底変位量が計測できることを予察した[1]．本研究では，3D-GIV 解析を，平成 23 年東北地方太平洋沖地震（M9．0）前後の日本海溝付近におけるさらに広い範囲に適用し，海底変位量を計測した．

2. 研究の背景

Fujiwara et al.（2011）[2] によれば，平成 23 年東北地方太平洋沖地震時に日本海溝付近では水平方向に約 50m の海底変位が生じた．この研究では対象領域の平均的な動きが抽出されており，局所的な変動については明らかではない．また Ito et al.（2011）[3] は，海溝陸側斜面に設置した観測機器の移動から，それぞれの地点において 58m および 74m の水平移動を記録している．そこで本研究では，先行研究を異なる手法で検証すると共に，より広域的な深海底を対象に，海底地すべりなどを含む詳細な変動の実態を明らかにするため，3D-GIV 解析を用いた計測を行った．

3D-GIV 解析は，パターンマッチングにより形状を追跡するものであり，原理的には平面座標上にひとつの標高値を属性として持つどのような物体の表面形状データにも適用できる．また変位量の計測限界は，一般的に画素サイズの約 1/10 である[4]．日本近海の水深 2000～7000m における海底地形データの解像度は 100～250m であるが，計測間隔は数 10m，水平位置誤差は 4～15m である．したがって，格子間隔 100m 程度の地形データを作成すれば，3D-GIV 解析によって，海底面における数 10m 程度以上の変位の定量的な計測が期待できる．

3. 調査手法

東北地方沖の海底の地形データは，海上保安庁および独立行政法人海洋研究開発機構（JAMSTEC）によってマルチビーム音響測深による詳細な地形データが蓄積されつつある（図-1）．本研究では，JAMSTEC の「かいれい」・「よこすか」等の航海によって取得された，2011 年 3 月 11 日東北地方太平洋沖地震前の，2001，2007，2008，2009，2010 年，および地震後の 2011，2012 年の水深データを利用した（表-1）．これらの水深点群データから格子サイズ 100m のグリッドデータを作成し，さらに 7×7grid のメディアンフィルタによりノイズを除去した後，各々の傾斜量画像を作成した．次に地震前後の傾斜量画像を用いた 3D-GIV 解析により，対象範囲の小領域毎の変位ベクトルを計測した．

4. 解析結果

解析を実施した北緯 38° ～39° 付近における日本海溝軸を東西方向に横断するすべての測線において，日本海溝軸から西側約 30 ㎞以内の海溝陸側斜面の広い範囲で，東～東南東方向に数 10m 以上の水平変位が認められた．また海溝軸付近では局所的に 100m 以上の変位が算出された領域が複数認められた．さらに，海溝軸の東側の斜面においても，数 10m 程度の水平変位が認められたが，大きさ・向きとも一様ではなく，海溝軸から 40 ㎞付近までは東向きの移動を示す領域も認められた（図-2）．

5. 考察

3D-GIV 解析によって得られた変位量は，既存文献[2)3)]と概ね一致するが，局所的にはさらに変化に富み，領域全体の平均的な変位量より明らかに大きな値を示す小領域も複数の測線で認められる．これらは，地震を挟む期間に，複数の箇所で，長径数㎞オーダー以上の大きさの海底地すべりが発生していた可能性を示唆する．海底の変位が生じた時期が 2 時期間のどの時点かは厳密に特定できないが，地震の直後であることはほぼ明らかであり，海底地すべりもそれに伴って発生したと推定される．

海溝海側斜面においては，地震前後の海底地形データに見られる形状変化自体が大きい領域も広く認められ，算出された変位量の精度は高くない．付近の海底地形は，不連続なホルスト・グラーベン構造を呈しており，小領域ごとに変位の大きさ・向きが変化している可能性も考えられる．

6. 結論

2 時期の高解像度海底地形データから作成した地形画像のパターンマッチングにより，2011 年東北地方太平洋沖地震前後の海底地形の水平変位量を面的に詳細に把握することができた．北緯 38° ～39° 付近における日本海溝の陸側斜面では，広い範囲で東～東南東方向に数 10m 以上，局所的には 100m 以上の変位が認められた．さらに，海溝海側斜面においても最大数 10m 程度の水平変位があった可能性がある．

文献

1) 向山 栄・本間信一・小林容子・古橋恭子（2013），2011 年東北地方太平洋沖地震で生じた地殻変動量の GPS 測位結果と数値地形画像解析により計測した地表面変位量との比較，日本応用地質学会平成 25 年度研究発表会講演論文集，pp. 45.

2) T. Fujiwara et al. , (2011) : The 2011 Tohoku-Oki Earthquake : Displacement Reaching the Trench Axis, Science 334, 1240; 10. 1126/science. 1211554

3) Y. Ito et al. , (2011) : Frontal wedge deformation near the source region of the 2011 Tohoku-Oki earthquake, Geophysical Research Letters Vol. 38, L00G5, doi:10. 1029/2011GL048355, 2011

4) 武田浩志・向山 栄（2010）：画像マッチング法による地すべり移動量計測の精度検証，日本写真測量学会平成 22 年度秋季学術講演会発表論文集，pp. 5-8

5) 海上保安庁海洋情報部・海洋研究開発機構（2011），東北沖の海底地形データの取りまとめ，日本地震学会ニュースレター，23, 2, 35-36, http : //www. zisin. jp/modules/pico/index. php?content_id＝2264

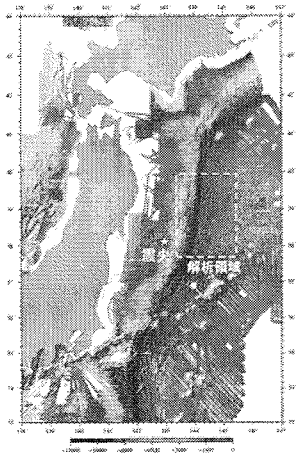


図-1 調査位置図及び本解析領域位置図
背景はマルチビーム音響測深機によって取得された東北沖における海底地形データの存在範囲 [5]

表-1 解析に使用した水深データ

	航海名	測量年月	取得
地震前	MR01-K03	2001 年 6～7 月	公開
	KR07-07	2007 年 6 月	公開
	KR08-10	2008 年 8～9 月	公開
	KY09-07	2009 年 8～9 月	公開
	KR10-12	2010 年 11 月	公開
地震後	KR11-E03	2011 年 4～5 月	公開
	KY11-E05	2011 年 10～11 月	公開
	YK12-08	2012 年 6 月	公開
	KR12-15	2012 年 10 月	公開

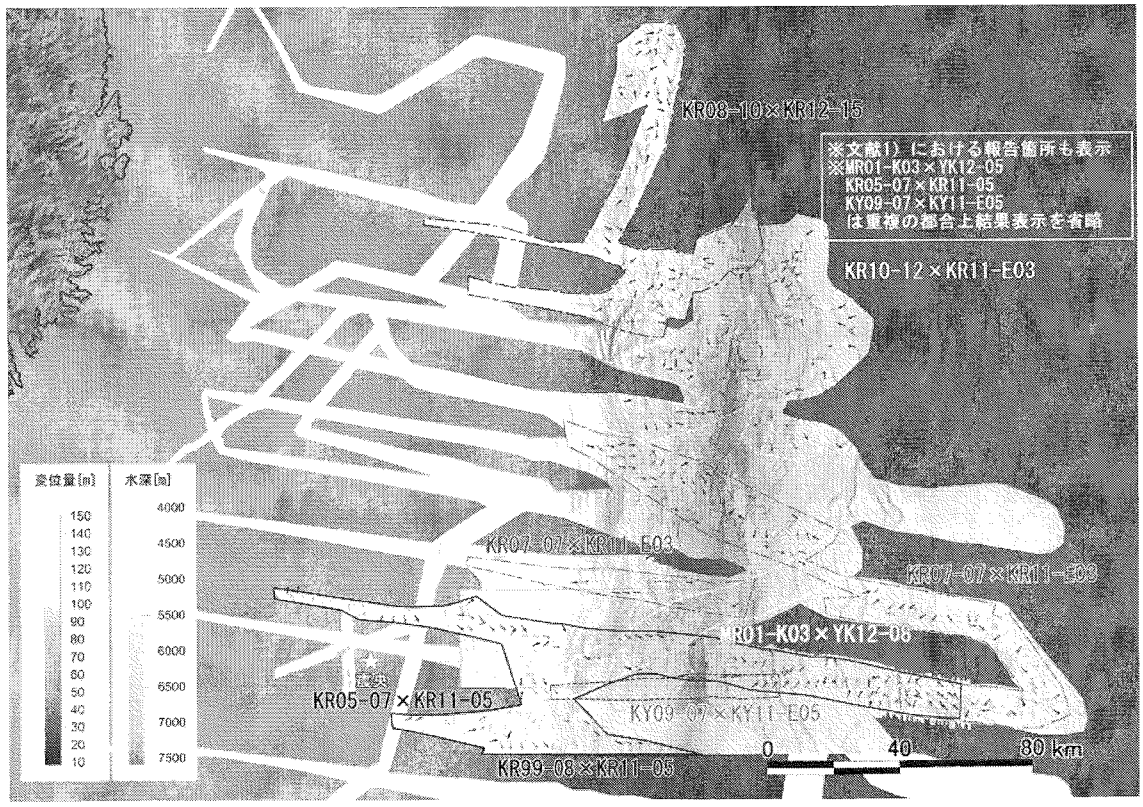


図-2 3D-GIV 解析結果 変位ベクトルと解析水深データのペアを示す．図中の★印は，M9.0 本震の震央．

20. トンネル切羽を対象とした簡易写真測量方法の開発

Development of the simple photographic surveying method for tunnel faces.

○ 石濱茂崇，片山政弘，手塚 仁，青木宏一（株式会社 熊谷組）
Shigetaka Ishihama, Masahiro Katayama, Hitoshi Tezuka, Koichi Aoki

1. はじめに

これまで筆者らは，写真測量にてトンネル切羽面の３次元計測を実施し，取得した３次元モデルから抽出した不連続面について走向傾斜を求める方法を試行してきた[1)]．これまでの方法では，坑内環境によっては使用が制限される一眼レフカメラ等の高機能な機器を用い，撮影対象近傍に標尺を鉛直に据えて撮影したり，撮影対象に３次元座標を付与したりする必要があり[2)]，トンネルの施工サイクルの中で切羽の３次元形状を取得するのは困難であった．

一方，切羽面の３次元形状を取得する目的は，切羽面にみられる特徴的な面構造を抽出し，その走向傾斜を測定することであるため，写真測量で変位計測を行うような精緻な３次元モデルは必要としない．そこで，本研究では，通常の施工管理で使用するデジタルカメラを用い，標尺等を設置せずに撮影して，切羽面の３次元形状を取得する方法を試みた．

なお，本研究では，切羽の３次元モデルの取得が，施工管理の一環として（切羽観察簿用の写真撮影として）実施できることを目標としている．

2. ソフト開発

本研究では，ステレオ撮影した画像から３次元モデルを作成するソフトを独自に作成した．なお，以下の文章では，本ソフトで３次元モデルを作成する方法を「簡易法」と表記する．

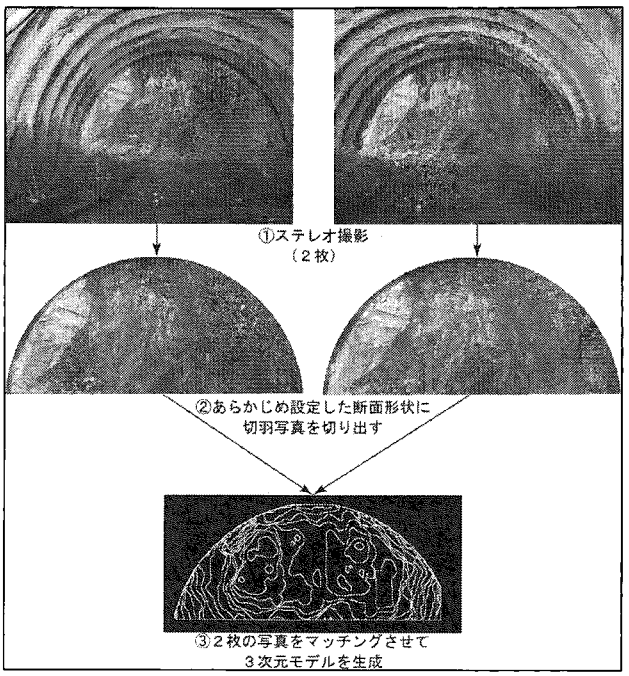
本ソフトの特徴は，写真中に標尺を写したり，写真に３次元座標を付与したりすることを省略して３次元モデルを作成することである．

簡易法を用いた３次元モデルの作成方法は，以下のとおりである（図－１）．

① 切羽面に対してステレオ撮影を実施する（２枚）．撮影に際しての条件は，「カメラが切羽面に正対していること」および「２枚の写真が切羽面に対して平行移動して撮影されていること」である．

② トンネルの断面形状が一定であると仮定し，あらかじめソフト上で設定した断面形状を撮影した写真に当てはめて，断面形状で切り出した切羽写真を作成する．

③ 切り出した断面形状を基準としてステレオ撮影した切羽写真をマッチングさせて切羽の３次元形状を生成する．

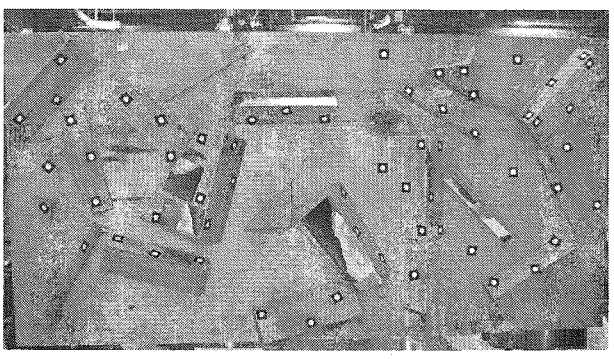


図－１ ３次元モデル作成方法

3. 実験方法

今回は，施工管理の一環として実施することが目標のため，ステレオ撮影には汎用のデジタルカメラ（Panasonic 製，DMC-TZ20）を使用した．

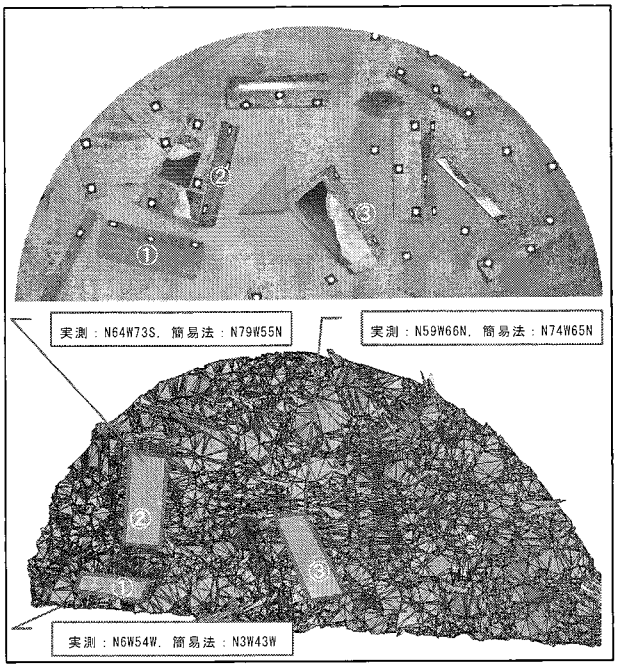
撮影の対象は，写真－１に示す模擬切羽とした．模擬切羽は，縦 0.9m×横 1.8m 程度の合板をトンネル切羽に見立てたもので，ここに不連続面として様々な方向を示す板が 20 箇所設置してある．なお，実際のトンネルに対し，1/10 程度のスケールを目安としており，ステレオ撮影は，模擬切羽から 2.5m の位置にて 30cm の間隔の距離で行った．



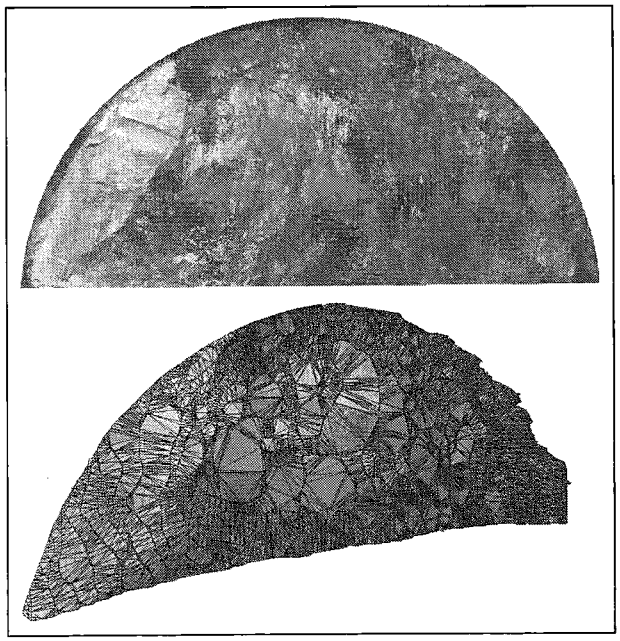
写真－１ 実験に使用した模擬切羽

4. 実験結果

簡易法を用いて模擬切羽の３次元モデルを作成したところ，幾つかの棘のように張り出す点がみられるものの，目的に応じた（特徴的な不連続面の方向性を捉えられる）３次元モデルが取得できた（図－２）．ただし，小さな板は３次元モデルとして捉えることができず，捉えうる最小の大きさは 10cm 程度であった（1/10 のスケールであるため，通常の切羽に換算すると 1m 程度となる）．なお，簡易法で得られた３次元モデルから測定した走向傾斜と実測値（クリノメーターでの測定）とを比較すると，その差異は 20°以内で，測定結果は概ね一致した（図－２）．



図－２　模擬切羽の切り取り画像と３次元モデル



図－３　試行例(切羽写真と３次元モデル)

模擬切羽で概ね良好な結果が得られたことから，実際の切羽で簡易法が適用できるか試行した（図－３）．

試行の結果，３次元モデルが取得できる場合と３次元モデルを取得できない場合もしくは明らかにエラーと考えられる３次元モデルが作成される場合があった（以下，「取得ミス」と表記する）．

取得ミスは，撮影時のカメラの姿勢やステレオ撮影する際の移動の仕方，写真の色調等のズレに起因して発生すると考えられる．これらのズレが生じる要因としては，トンネル施工中は実験時とは異なり，時間的な制約がある中での撮影となることが挙げられる．

5. 考察

実験の結果，概ね目的に応じた３次元モデルが比較的簡便に取得できた．しかしながら，カメラの姿勢や撮影間の移動，光源等の制約を受けることから，実際の切羽での試行では，幾つかの取得ミスが発生した．

簡易法は，通常の施工サイクルの一環として現場作業は可能であるが，ソフトの特性により，カメラの姿勢等の撮影条件が通常よりも厳しくなる．よって，施工中のトンネルのように時間的な制約がある中での実施には，ある程度の取得ミスが発生することを考慮しなければならない．

また，簡易法と精緻な写真測量とを比較すると，簡易法では小さな構造を捉えることが困難である．実験結果からは，切羽において 1m 程度の幅の構造が，簡易法で捉えることができる最小の大きさと推定される．

6. 今後の展望

一般にトンネル施工では，必ずしも地質に詳しい技術者が切羽観察するとは限らないため，簡便法によって地質データ（主に走向傾斜）の補完が可能となる．

また，維持管理段階においては，供用後に変状が発生した場合，簡便法によって得られた切羽の３次元モデルから変状の地質的要因の検討が可能である．さらに，CIM によって３次元化が図られるならば，簡便法で得られたデータが有効に活用できると考えられる．

今後は，取得ミスを少なくして，より確実に３次元モデルを取得するために，トンネル施工中に実施する撮影方法の工夫（例えば，カメラ２台を用いて同時撮影）が必要と考えられる．

文献

1）石濱茂崇ほか(2013)：デジタルカメラ測量を利用した不連続面の走向・傾斜の計測：徳山水力発電所新設工事における適用事例，第 13 回岩の力学国内シンポジウム講演論文集，pp.559-564.

2）島　馨ほか(1995)：立体写真を用いた岩盤斜面調査，日本応用地質学会平成 7 年度研究発表会講演論文集，pp.29-32.

21. 覆工コンクリートの健全性評価手法として実施した応力測定の事例 ― 青函トンネルにおいて ―

Case Study on Evaluation Trial for Tunnel Lining Concrete Soundness using Stress Measurement — at SEIKAN Tunnel under TSUGARU Straits —

深沢成年（(独)鉄道・運輸機構大阪支社），三谷憲司（(独)鉄道・運輸機構北海道新幹線建設局）
○知本康男（基礎地盤コンサルタンツ株式会社北海道支社）
Naritoshi FUKAZAWA, Kenji MITANI, Yasuo CHIMOTO

1. はじめに

青函トンネルは営業運転が開始され約26年が経過した．この間トンネルには目立った変状は発生していないが，新幹線共用を見据え，トンネル構造物の健全性に対する評価の高度化が求められるようになった．本稿では覆工コンクリートの健全性を評価する一手法として試行的に実施したコンクリート応力測定の結果について報告する．

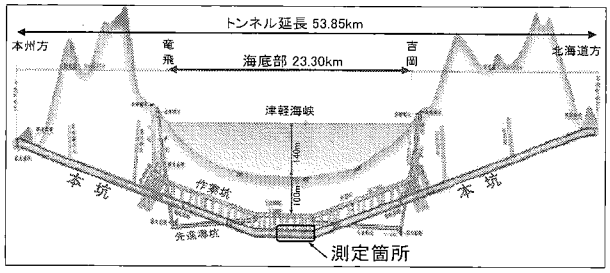


図-1 青函トンネルの概要図

2. 調査経緯

供用後20余年を経過した時点で，一部の断面においては，外観上ほとんど変化が認められないものの，内空変位量が漸増し管理基準値に近づきつつある箇所が確認された．そこで覆工コンクリートに内在する応力を直接測定することで，より的確な健全性判断に結び付けることを目的に，岩盤の初期地圧測定での実績[1]がある孔底ひずみ法による応力測定を試行した．

3. 測定方法

数枚の歪ゲージをマウントした平面形や円錐形のゲージセル(モールド)を孔底に貼付し，オーバーコアリングによって周囲の拘束応力から解放することで生じる微小な変形を歪ゲージで計測し，採取したコアの室内試験から得た弾性係数とポアソン比を与えて，現況の応力値とその方向を算出するものである．図-2にオーバーコアリングOCのイメージを示す．試験方法および解析方法の詳細はJGS-3751-2012[2]を参照されたい．

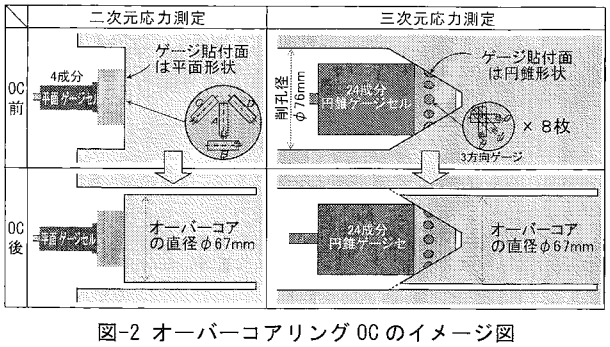


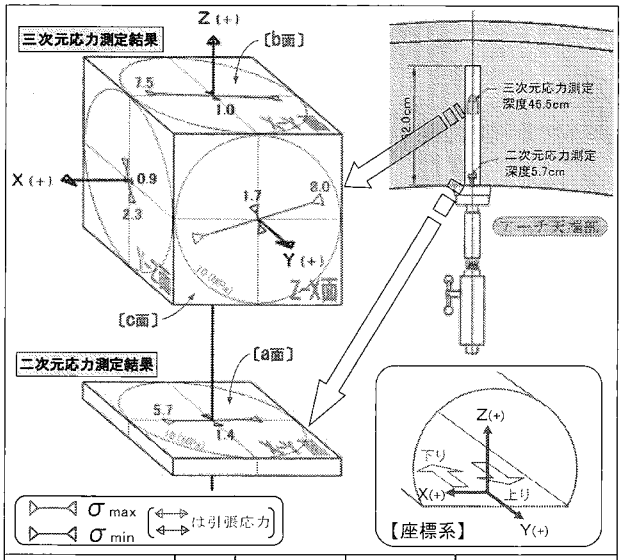
図-2 オーバーコアリングOCのイメージ図

4. 応力測定の位置

応力測定は測定対象断面においてアーチ部で4箇所，インバート部で2箇所の計6箇所に試験孔を配置し，各孔の浅部(内空壁面側)で二次元応力測定，覆工中立軸付近で三次元応力測定を実施した．なお，測定断面周辺の地質は軟質な堆積軟岩から構成される[3]．

5. 測定結果と考察

覆工コンクリートアーチ天端部での測定結果を図-3に示す．覆工中立軸付近の三次元応力測定結果図から，トンネル接線方向(X方向)の応力が卓越しており，トンネル半径方向(Z方向)やトンネル軸方向(Y方向)の応力は小さいことがわかる．また，内空壁面側の浅部で実施した二次元応力測定結果においてもトンネル接線方向の応力が卓越し，その値は中立軸付近7.5MPaに対し内空壁面側5.7MPaとなっており，覆工コンクリート厚さ全体でアーチ作用による軸圧縮力を受けた状態であると考えられる．



測定法	表示面	最大主応力 σ max	最小主応力 σ min	方向角 α
三次元応力測定 円錐孔底ひずみ法(24成分)	X-Y面	7.48 (MPa)	1.02 (MPa)	θ_{x-y} = −5.0 (°)
	Y-Z面	2.31 (MPa)	0.91 (MPa)	θ_{y-z} = −71 (°)
	Z-X面	7.95 (MPa)	1.65 (MPa)	θ_{z-y} = −17 (°)
二次元応力測定 平面孔底ひずみ法(4成分)	X-Y面	5.68 (MPa)	1.37 (MPa)	θ_{x-y} = 3.2 (°)

図-3 アーチ天端部の応力分布立体図

測定断面すべての試験孔の応力分布を図-4 に示す．トンネル断面内の最大主応力は，天端部，肩部，側壁部，インバート部すべてがトンネル接線方向に概ね合致しており，また圧縮応力となっていることから，トンネル覆工コンクリートが地圧等の外力を受けた際にアーチ効果によって部材に軸圧縮力が作用している状態を示しており，健全な支保機能を発揮していると推考される．なお，建設中(当時)の新幹線トンネルにおいても上述したような円形構造物の軸力分布を把握した事例報告がある[4]．

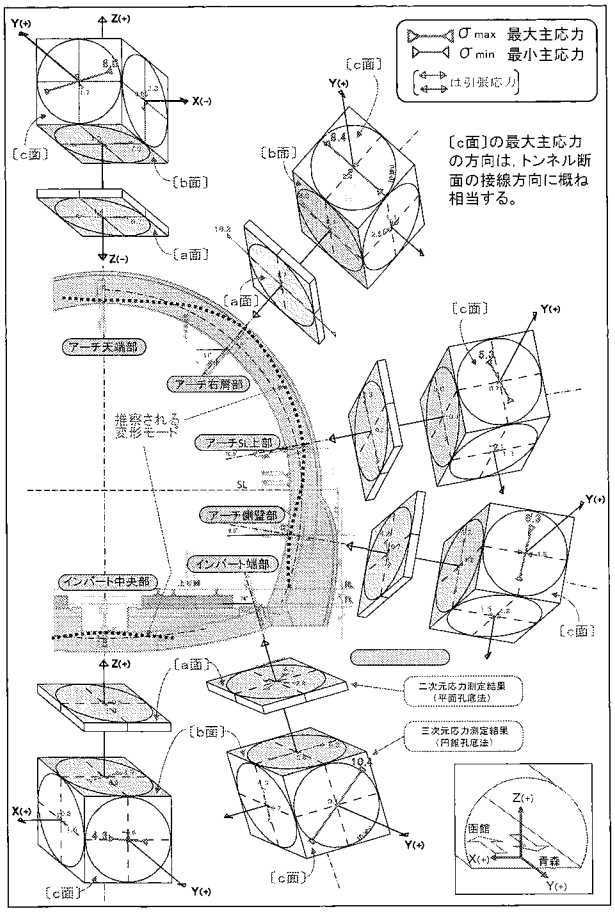


図-4 測定断面の応力分布総括図

本断面の応力測定で確認した最大圧縮応力値は σ_{max} =16.2 MPa であり，この応力は二次覆工コンクリートの設計基準強度 σ_{ck} =16 MPa にほぼ等しい．しかしながら，オーバーコアの一軸圧縮強度は図-5 に示すように平均値 σ_{ave}=36.5 MPa であり，設計基準強度 σ_{ck} を大きく上回るため安全性は確保されていると考える．

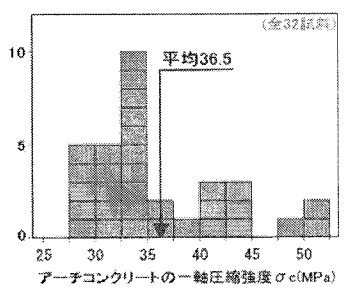


図-5 コンクリートの圧縮強度

つぎに，内空壁面側〔a 面〕に発生している接線方向の応力と覆工中立軸付近〔b 面〕の同方向の応力との大小関係から，覆工コンクリートの変形モード(撓み形状)を推察すると図-4 中の太点線で示すような形状が想定される．ただし，覆工コンクリートに内在する応力は覆工の曲げのみに支配される訳ではないので，応力分布(縁応力の大小関係)と変形モードに関する解釈は今後の検討課題としたい．

インバート中央部のトンネル接線方向の応力は内空側ではわずかに引張応力となるが，0 に近い値であること，他の応力はすべて圧縮応力となっていることから，現時点においては問題の無い現象であると考える．なお，覆工中立軸付近〔b 面〕では相応の応力を示しているのに対し，内空壁面側〔a 面〕でほぼ 0 であることはインバートコンクリートの支保機能を検証する上で重要な事象と考える．

今回採用した測定方法は，接着性が確保できること，応力解放歪曲線がスムーズな経時変化を描いて収束すること，応力分布が予察された傾向に整合すること等から，覆工コンクリートにも十分適用できるものと判断される．

6. まとめ

本稿では覆工コンクリートを対象に実施した孔底ひずみ法による応力測定について報告したが，つぎのことが把握された．

⇒ 孔底ひずみ法による応力測定手法がコンクリートの応力測定にも適用できること．

⇒ 各測定箇所の最大主応力の方向は概ね覆工コンクリートの接線方向と一致し，アーチ構造物としての支保機能が効果的に発揮されている．

⇒ コンクリート内応力に対してコンクリート部材強度は十分な余裕を有する．

以上のことから，当該箇所の覆工コンクリートが応力的には健全であることが把握された．本測定法は，トンネル覆工コンクリートの応力状態の把握や強度的な比較検証ができることから，トンネル外観や内空変位測定と併せて，地圧などを受ける覆工コンクリートの健全性の評価に有用であることがわかった．

参考文献

1) 鈴木・高橋・知本・大森(2005)：京極発電所における初期地圧測定の実例，日本応用地質学会平成 17 年度研究発表会論文集，pp249-252

2) 公益社団法人地盤工学会(2013)：地盤調査の方法と解説，第 10 編，第 10 章

3) 日本鉄道建設公団青函建設局(1988)：青函トンネル地質調査誌

4) 飯田・井浦・知本・千代(2006)：応力解放方法を用いた場所打ちライニングコンクリートの応力測定，土木学会第 16 回トンネル工学研究発表会，報告Ⅱ-16

22. 泥岩地山のトンネル掘削挙動について

－九州新幹線西九州ルート、俵坂トンネル（西工区）－

Ground displacement responses of mudstone caused by tunneled

○外山真，石原朋和，橋本浩史（鉄道・運輸機構），高山藤博（前田・松尾・下特定建設工事共同企業体）
Makoto Toyama, Tomokazu Ishihara, Hiroshi Hashimoto, Huzihiro Takayama

1. はじめに

押出し現象を伴う堆積岩としては，北陸新幹線飯山トンネルなどの新第三紀の泥岩が有名であり，多くの施工実績が報告されている[1)]．新第三紀の堆積岩と比較して，堆積年代が古く一般的に硬質である古第三紀の堆積岩を掘削したトンネルにおいても押出し現象の影響によって変状を受けた報告はあるが[2)]，詳しく検証された事例は少ない．本発表では，古第三紀の海成層である杵島層群泥岩におけるトンネル掘削挙動について報告する．

2. 俵坂トンネル西工区の概要

九州新幹線西九州ルート（武雄温泉・長崎間）において２番目の長さとなる俵坂トンネルは，佐賀県嬉野市と長崎県東彼杵町を結ぶ延長約5.7kmの山岳トンネルであり，東工区と西工区の２工区に分割して発注している（図-1）．この内，西工区の掘削地質は古第三紀に堆積した泥岩からなる杵島層群を基盤とし，その上位を新第三紀～第四紀に噴出した火山岩類が覆う構造となっている（図-2）．

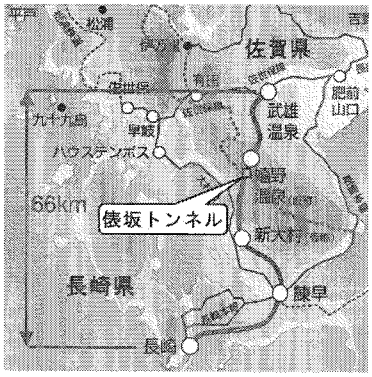


図-1　位置平面図

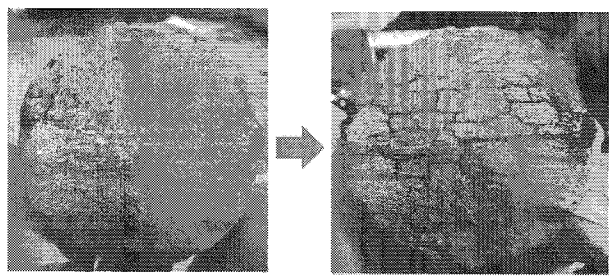
3. 泥岩掘削の特徴

（１）掘削においては，地山の塑性流動化に伴う側壁からの押出しが確認された．また，変位量が比較的小さい箇所においても収束性の悪い緩慢な内空変位が続くなど，泥岩地山に特有の掘削挙動が確認された[3)]．

（２）切羽には泥岩，細粒砂岩，凝灰岩が現れ，短い周期で地質が変化することが観察された．

（３）前方探査として実施しているコアボーリングにおいて粘土質な泥岩，鏡肌を有する泥岩或は凝灰岩が3m程度連続して採取された箇所では，内空変位量の増加または切羽が不安定化する傾向が確認された．

（４）杵島層群泥岩の特徴として潜在的な亀裂が発達することが挙げられるが，固結した岩片であっても水を含むか時間が経過すると亀裂が開口することが確認された．コアボーリングの結果を用いたスレーキング試験からは粘土質な泥岩，鏡肌を有する泥岩，凝灰岩ではスレーキング指数が高いことが確認された．



乾燥前　　湿潤状態から乾燥中

図-3　亀裂開口の様子

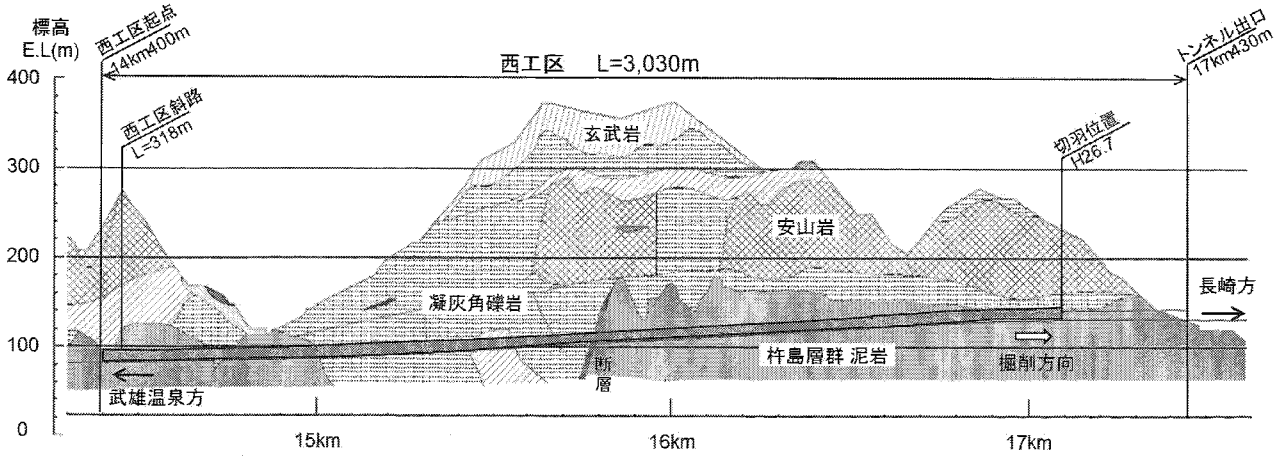


図-2　地質縦断図

（5）各種岩石試験を用いて膨張性指標の判定を行ったが，試験結果によると一軸圧縮強さや地山強度比などの値が基準値以下の値を示しており（図-4），押出し現象の原因は，泥岩のせん断強度の低下に伴う塑性流動化に起因するスクイージングによるものと判断される．反対にスメクタイト含有量等は基準値以下の値を示し，スウェリングによる影響は小さいと考えられる．

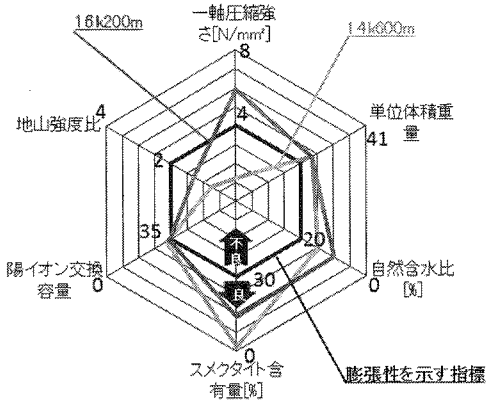


図-4　膨張性指標の判定結果

4.　掘削挙動の詳細計測

4-1　詳細計測の概要

泥岩区間における詳細な掘削挙動の分析を行うために 16km641m（土被り 70.5m）にて，鋼製支保工のひずみ計測と吹付けコンクリートの応力計測を実施した．計測器はそれぞれ上半 3 箇所，下半 2 箇所，インバートストラット 3 箇所の計 8 箇所に設置した．

切羽の状況を図-5 に示す．軟弱な凝灰岩と泥岩が互層を呈しており，湧水はほとんど見られない状況であった．凝灰岩の層は切羽上部左側から約 20° の傾斜で存在し，その周辺の泥岩の固結度が低いことを確認した．

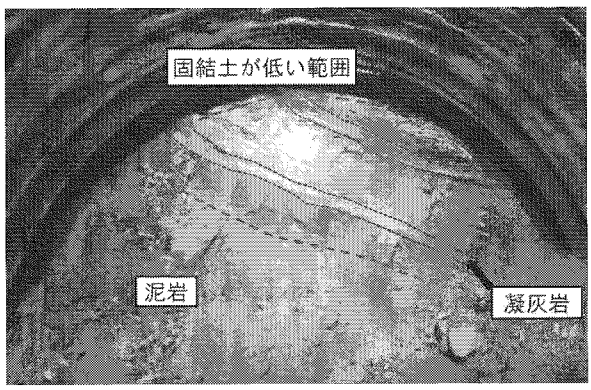


図-5　切羽写真（16km641m）

4-2　詳細計測の結果

鋼製支保工縁ひずみ測定の経時データを図-6 に示す．上半掘削直後より，天端部の内側（G1-in）に大きな圧縮ひずみが発生しており，設計上の降伏（降伏ひずみ：0.12%，降伏応力 245N/mm²）に至っている．また，軟弱な凝灰岩付近に位置する G2 においても他の計測点と比較して圧縮ひずみの増加が認められる．これは凝灰岩が掘削の応力開放に伴ってスレーキングを起こし，鋼製支保工が押出しを強く受けているからと推定される．また，泥岩からなる不良箇所以外の計測点においては，計測器設置から日数が経過しても，圧縮ひずみが増加する傾向があることから潜在的な亀裂開口に伴うスクイージングの影響を受けていることが考えられる．

吹付けコンクリート応力の測定結果も鋼製支保工と同様の傾向が認められるが，長期的には吹付けコンクリートの応力は各測点で設計基準強度（18N/mm2）以下の値で収束している．これは吹付けコンクリートが十分な耐力を維持しつつ，鋼製支保工と一体となり支保機能を発揮しているものと思われる．

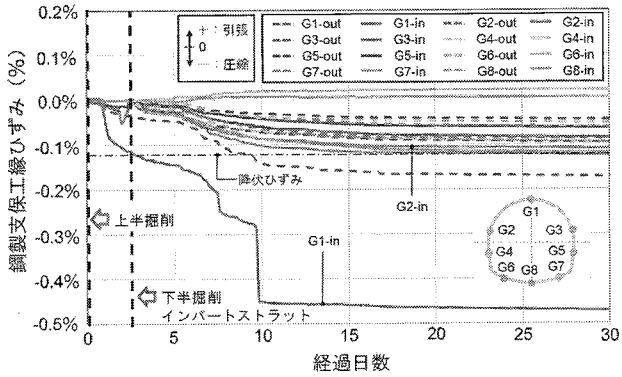


図-6　鋼製支保工縁ひずみ測定

5.　まとめ

俵坂トンネル西工区での事例を中心に古第三紀の杵島層群泥岩の特徴および掘削における挙動を報告した．掘削対象となった地山では，粘土質な泥岩，鏡肌を有する泥岩，凝灰岩で内空変位が大きくなる傾向があり，このような箇所から押出しの影響を支保工が受けていることを詳細計測により確認した．今後の掘削においても施工データや各種計測結果の解析を通して継続的に掘削挙動の評価を実施していく考えである．

文献

1）剣持三平・竹津英二・依田淳一・小池真史・亀村勝美（2007）：膨圧性泥質岩地山トンネルの施工における内空変位量の評価，土木学会論文集，Vol.63，No.2，pp.225-238.

2）佐藤憲司・坂本信幸（1998）：自立性の悪い地山に挑む　九州横断自動車道俵坂トンネル，トンネルと地下，Vol.19，No.10，pp.775-780.

3）井浦智実・外山真・高山藤博・北澤剛（2014）：側方からの押出しが顕著な泥岩地山を早期閉合で掘削－九州新幹線西九州ルート俵坂トンネル（西工区）－，トンネルと地下，Vol.45，No.3，pp163-173.

23. トンネル掘削振動を利用した前方探査手法の研究開発（その２）

A study on the exploration method using the vibration generated by the tunnel excavation (Part 2)

○西　琢郎（清水建設），若林成樹（清水建設）
Takuro Nishi, Naruki Wakabayashi

1. はじめに

筆者らは，施工を極力止めず日常作業のモニタリング的データとして切羽前方の状況を概略探査し，先進ボーリング等のように確実ではあるが施工を止めざるを得ない詳細調査の実施地点をいかに合理的に選定するかに関して研究開発を進めている．現在までにNATM 工法による山岳トンネルを対象とし，掘削機械によって発生する振動を利用した切羽前方探査手法を検討してきた[例えば 1)]．本報告では，この手法の原理，測定～データ処理方法の概要について述べ，近畿地方のトンネル工事現場にて実施した現場適用実験の結果と，今後の課題等について述べる．

2. 探査手法の原理・測定手順

本手法は，いわゆる反射法弾性波探査を応用したものであり，地山を伝播する弾性波が岩盤性状（主に岩盤の硬さ）の変化点で反射する現象から，切羽前方の地山状況の変化点を推定するものである．ここで用いる弾性波の振動源は，トンネル掘削では普通に使用される油圧ブレーカーで，「こそく作業」を行う時にブレーカーが切羽面を打撃する際の振動を，トンネル壁面に設置した加速度センサーで受振することにより探査を行う（図－1）．

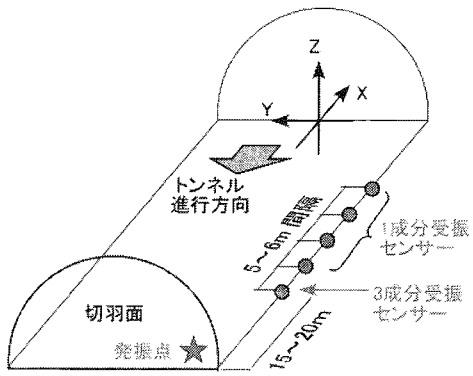
測定に使用する機材は，通常の反射法弾性波探査で用いられるものと同様である．受振センサーの設置数は.作業をなるべく短時間で終わらせるため５点とし，切羽に最も近い測定点ではトンネル軸に対して直交する３成分方向の振動を計測，残り４測点では主にトンネル軸方向１成分の振動を計測する．また，ショットマーク計測用としてセンサー1 個をブレーカーに取り付ける．表-1 にその他の測定仕様一覧を，図－2 にセンサー設置状況を示す．

収録されたデータは，約 0.2 秒分を 1 データセットとして取り出し，受発振点位置等の測定ジオメトリーの整理・ノイズ状況等の分析を行った上で，バンドパス・利得補正（AGC）・デコンボリューション等の数値フィルター処理を行い受振波形を強調する.次いで，局所 AR モデルによる初動読み取りと，地山弾性波速度の計算を行って，反射波の抽出と反射面位置の推定を行う．

表－1 測定仕様一覧

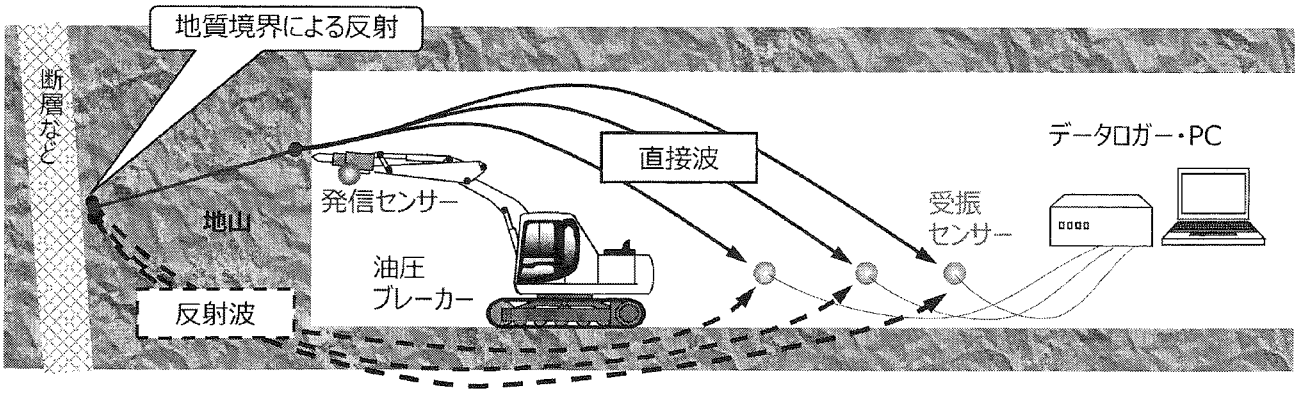
センサータイプ	動電型
センサー固有振動数	28 Hz
チャンネル数	8（1ｃｈ分はﾄﾘｶﾞｰ用）
サンプリング間隔	50～100 μsec
分解能	16 bit
記録長	3 sec
プレトリガー	2000×ｻﾝﾌﾟﾘﾝｸﾞ間隔 sec

反射波は，発・受振点の位置，地山弾性波速度，反射波の到達時刻が既知である場合，発振点と受振点を焦点とする走時楕円体面上にある点から発生したものとみなされる[2)]．



図－2 測定ジオメトリー鳥瞰図

そこで，センサー毎に反射波の走時楕円を描くと，同一の点からの反射波であれば走時楕円が重なる共通点が形成され，この共通点と楕円体の接線が反射面となる．しかし，測定する振動成分が１成分のみである場



図－1　探査方法概念図

合，複数形成されうる共通点のどれが反射点であったのかが識別できない．そこで，図－2 のようにトンネル進行方向が主軸X方向となる座標系において，発・受振点をできるだけX軸に沿うように配置し，少なくとも１測点において３成分の測定を行えば，振動データから３成分のリサジュー図形を描いて波の到来方向を推定することにより共通反射点の位置を推定することができるようになる．

３．現場適用実験

(1) 実験内容

建設中のトンネル工事現場にて本手法の適用実験を行った．Tトンネルは近畿地方南部に位置する道路トンネルで，地山は新第三紀堆積岩類の中硬質岩からなる．岩盤等級は坑口部を除き CM～CH 級と比較的硬固な状況であった．

実験は，事前探査によりトンネル内に想定されていた低速度域の約 40m 手前から４回，切羽が計 16.8m 進行する間に行った．

(2) 実験結果

図－3 にフィルター処理を終えた受振波形記録の一例を示す．波形はトンネル軸方向のX成分のもので，下から順に切羽面に近いものから並んでいる．上２つの波形（Trace 6, 7）は最も切羽に近い測点におけるY成分とZ成分である．いずれも比較的明瞭な初動が現れている．初動の到達時刻の遅れから地山弾性波速度は 3.3km/s と推定され，これは事前探査での弾性波速度（3.2 km/s）とほぼ一致した．また，波形記録からは 0.04 秒以降は初動から続く振幅の大きな直接波がほぼ見られなくなり，反射波とみられるやや振幅の小さなピークが散見されるようになる．また，リサジュー分析からは，測定波形は概ね全てX成分の振幅が大きく，トンネル前方からの波の入射が示唆された．

そこで，トンネル軸方向１次元での波の伝搬を仮定し，弾性波速度に応じた到達時刻勾配を持つ反射波を抽出（4 測点以上で勾配に乗るものを選択）すると図－4に示したA～E の５つの波形の並びが選択された．これを共通反射面からの反射と想定し，走時楕円から求めた反射面までの距離を同図に示す．

同様の測定・処理を切羽が 5～6m 進む毎に行い，切羽進行距離と同じだけ各波形列も移動しているかを評価したところ，当初想定したC反射波形列（図-3 の茶）以外は，切羽進行に応じた距離分だけ波形も移動しており，地山の反射面である確度が高いと評価された．そして，実際に掘削されると，これらの推定位置より 5m程度の範囲内で風化が進んだ岩盤劣化部が出現した（図-5）．

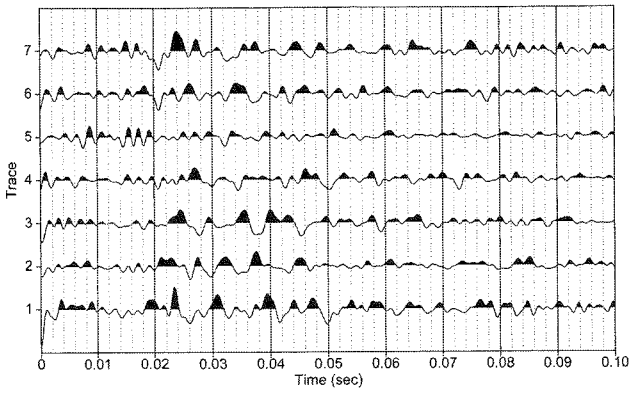


図-3　第１回測定結果（フィルター処理後）

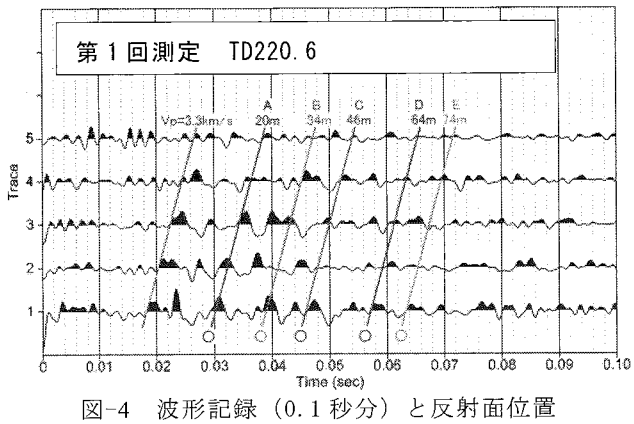


図-4　波形記録（0.１秒分）と反射面位置

３．まとめと今後の課題

日常的なトンネル掘削作業において使用する機材を利用した切羽前方探査手法の適用実験を，建設中の道路トンネルにおいて行い，４日間の測定で複数の岩盤劣化部の存在を予測して，手法の有効性を確認した．

今後は，反射面の３次元形状をより高精度に評価すること，一連の処理をパッケージ化したツールの作成などが課題である．

文献

1) 西琢郎，若林成樹（2013）：トンネル掘削振動を利用した前方探査手法の研究開発，日本応用地質学会平成 25 年度研究発表会講演論文集，pp.65-66.

2) 芦田譲，松岡俊文，楠見晴重（2001）：弾性波 3 成分受振によるトンネル切羽前方の高精度イメージング，土木学会論文集，No.680/Ⅲ-55, pp.123-129.

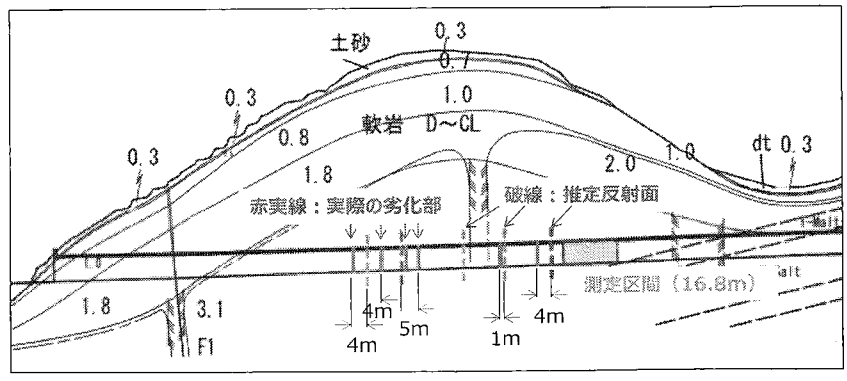


図-5　縦断図における岩盤劣化部（赤実線）と推定反射面（破線）位置

24.地下構造物周辺岩盤におけるグラウチング調査・設計・施工システムの構築

DEVELOPMENT OF GROUTING MANAGEMENT SYSTEM AND ITS APPLICATION TO UNDERGROUND TUNNEL

○宇津木慎司，中谷匡志，澤田純之（安藤ハザマ），水戸義忠（京都大学）

Shinji UTSUKI, Masashi NAKAYA, Sumiyuki SAWADA and Yoshitada MITO

1. はじめに

ダムグラウチングに関する技術指針は 2003 年に改訂された．具体的には，基礎全面に注入孔が設定されていた既往設計に対して，遮水性改良目的の孔を基礎上流側に集中して設定するとともに，力学的改良の孔を断層などの弱部に限定することにより，必要最小限の施工で所要の品質を確保する方法が採用されている．このため，実施工時においては，基礎岩盤の水みちを構成する割れ目の状況などを考慮し，最適なグラウト注入を実施することの重要性がより高まっている．

また，(独)日本原子力研究開発機構により検討が進められている地層処分空洞や，高土被り部におけるトンネル掘削に伴う突発湧水の発生が懸念されているリニア新幹線トンネルなどにおいても，施工時の安全や恒久的な空洞内への地下水湧出防止などを目的とした水抜きボーリング工や止水対策工が計画されている．これらの構造物においては，通常の地下構造物施工より高い品質が求められることとともに，全体工費の抑制が重要課題として指摘されており，より効率的かつ効果的な止水対策を実施する必要があると考えられる．

これに対して筆者は，グラウチング品質管理支援システム(特許公開 2013-221298)として，①最も割れ目と交差しやすい削孔方向を算定する割れ目密度ダイアグラムと②岩盤の水みちを地球統計学的解析により推定コンター図化する手法を組み合わせ，ダム施工現場において適用した[1]．本論文においては，本システムを地下構造物周辺岩盤において適用することを目的として，種々の検討を実施した内容について詳述する．

2. 既往の地下構造物周辺岩盤止水対策に関する課題

ダムグラウチングにおける注入孔の削孔方向は，図-1に示すように，鉛直下方に設定される事例がほとんどである．これに対して図のように，基礎岩盤に分布し高透水を呈する割れ目の傾斜角が高角度で上下流方向の走向を有している場合，注入孔と割れ目が交差しにくいことにより割れ目にグラウトが注入されず，ダム基礎を上下流に貫く水みちが残存する可能性がある．

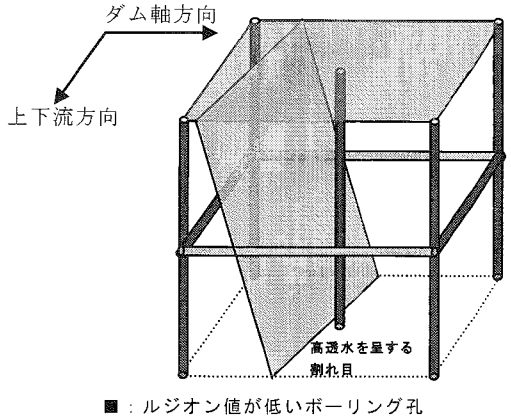


図-1　ダム基礎岩盤における対策孔配置例

また，地下構造物周辺岩盤における止水対策工は，図-2に示すように，空洞壁面から数mの範囲を均等に改良することを目的として，等間隔で放射状に計画される場合が多い．この場合，図に示すように，トンネル軸と平行な走向を有する割れ目やトンネルの傾斜角と同様な傾斜角を呈する場合などにおいては，上述したダムの場合と同様に，対策工実施孔と割れ目が交差しにくく，水みちが改良されず残存する可能性がある．

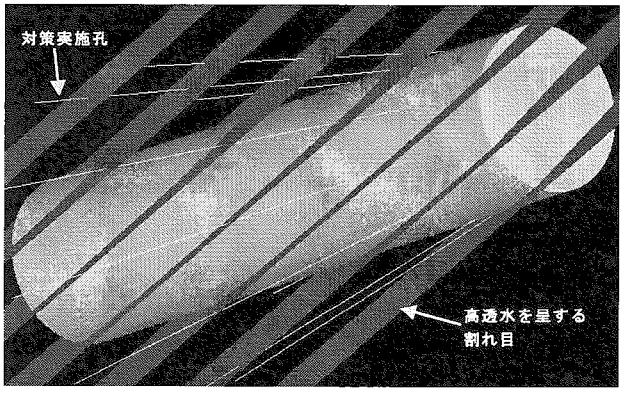


図-2　地下構造物周辺岩盤における対策孔配置例

3. 地下構造物周辺岩盤におけるグラウチング調査・設計・施工システムの検討

本章においては，上記した課題に対して，空洞掘削前の事前地質調査結果や掘削時の切羽や側壁における割れ目調査結果などをもとに，種々の解析や評価を実施し，最適な止水対策を講じるための調査・設計・施工システムについて検討を行った．ここで，立坑を例にしたシステムの概念図を図-3に示す．

3.1　計画段階におけるシステムの検討

本実施段階においては，止水対策対象区間において，地下空洞掘削前に調査ボーリングを実施し，対策が必要な湧水の多い区間や高透水ゾーンの位置を大まかに把握するとともに，空洞掘削時に当該区間における割れ目の卓越傾向を確認することにより，最適な対策孔設定方向を考慮した事前設計を実施する．

従来の地質調査によって測定された割れ目は，シュミットネットなどの球面投影法を用いて整理されるのが一般的であるが，この方法は方向性の定性的な評価として利用されるに留っており，割れ目分布性状に起因する岩盤の異方性を考慮するまでには至っていない．これに対して本システムにおいては，球面投影法を用いて節理分布密度を評価し，定量的に設計・施工に反映

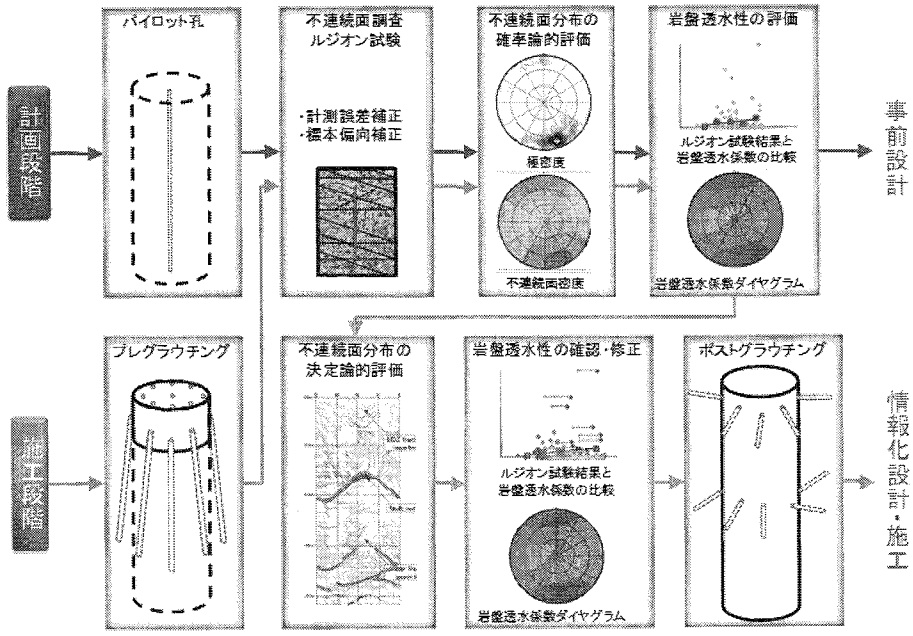


図-3　地下構造物周辺岩盤におけるグラウチング調査・設計・施工システムの概念図

できる新しい図的解法を考案した[2]．この方法は，任意の削孔方向における割れ目交差密度（単位:個/m)を算出し，その結果を**図-4**のようなシュミットネット上にコンター図として整理する．また割れ目の開口幅が調査されている場合には，任意の削孔方向における岩盤の透水係数を推定するダイアグラムも検討している．

図-4は，新第三紀の泥岩が分布する立坑の30m区間における割れ目調査データ[3]をもとに，任意の削孔方向における割れ目密度を算定したものである．当該地点には，東西走向で高角度を呈する割れ目が卓越しているため，割れ目交差密度は，南北方向に低角度で削孔する場合で大きく，東西方向および高角度に削孔する場合で小さい傾向が認められる．これに対し，**図-4**に赤丸で示したのは，当該地点において傾斜角70°で等間隔・同心円状に配置されているグラウチング注入孔の削孔方向である．この孔配置は，施工性が良好であるとともに，側壁から数mの範囲を改良するために最適な配置であると考えられるが，特にA4～A9孔については当該地点において最も割れ目交差密度が低い方向であるため，２章で既往施工の課題として示したように，高透水を呈する割れ目に注入孔が交差せず水みちが残存する可能性がある．これに対しては，当該ダイアグラムを用いて，数十° 程度，割れ目交差密度の大きな方向へ傾斜させることにより，より効率的かつ効果的な施工が実現できると考えられる．

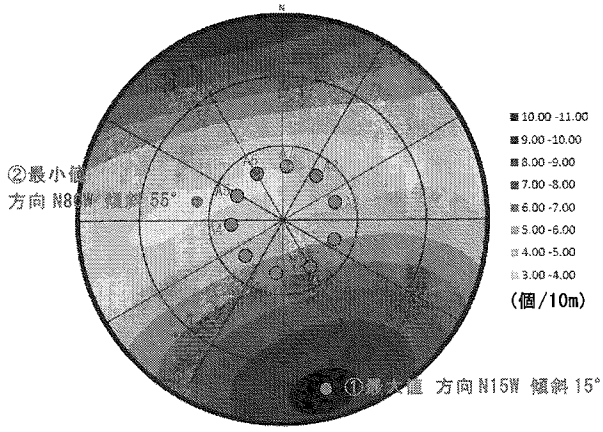


図-4　割れ目密度ダイアグラム検討結果

3.2　施工段階におけるシステムの検討

本実施段階においては，上述した割れ目の卓越傾向を考慮した削孔方向によりプレグラウチングを実施した施工結果とともに，施工時に得られるボーリングコア観察結果などにより地質状況を詳細に把握することにより，計画段階で検討した割れ目密度と実際の岩盤の透水係数との関係をより詳細に確認していく．また，止水対策後に実施する対象区間空洞掘削時に，特に3.1項で示した改良されずに残存する水みちが分布する可能性の高い側壁であるA4～A9孔付近で空洞内への湧水量調査を実施し，必要に応じて最適な方向にポストグラウチング工を実施する必要があると考えられる．

4.　結論および今後の課題・展開

本システムにおいては，地質状況を考慮して最適な対策孔削孔方向を評価することにより，より効率的かつ効果的なグラウチング施工を実現するための調査・設計・施工システムについて，種々の検討を実施した．今後，多種の岩盤におけるダム施工現場，地下空洞現場において本システムを運用することにより，その適用性をより高めていく必要があると考えられる．

参考文献

1)　宇津木慎司，水戸義忠，小山倫史：地質状況を考慮したグラウチング品質管理支援システムの構築,土木学会論文集 C(地圏工学), Vol.69, No.1, 118-125, 2013.

2)　水戸義忠:節理分布性状の確率モデルを用いた節理性岩盤の解析に関する基礎研究，早稲田大学博士論文，1993.

3)　稲垣大介，常盤哲也，村上裕晃：幌延深地層研究計画；平成 23 年度地下施設計測データ集，JAEA-Data/Code 2012-029，2012.

25. ボアホールカメラの孔壁画像の改善に向けた基礎研究

Basic Research for improving Borehole Image Processing System

○森口安宏（川崎地質），田島克洋（アース・スキャニング研究会事務局）
安富宏和（日本物理探鑛），川上 哲（中央開発），石川貴規（応用地質）
八野祐二（基礎地盤コンサルタンツ），中原 毅（国際航業）
平木伸明（サンコーコンサルタント），山田直之（ダイヤコンサルタント）
村田 明（東建ジオテック），宮澤忠明（レアックス）

1. はじめに

ボーリング孔に光学式その他の画像センサーを挿入して地盤情報を得るボアホールカメラがダム，トンネルなどの調査に利用されるようになり30年程になる．その間，様々な技術改良が成されているが，近年の解析機器や情報処理方法の進歩に即応していないことも事実であり，今後の改良に向けて基礎実験を行いより広範な分野でボアホールカメラを利用するために二つの基礎研究を行った．

Ⅰ．近年使用例が増えている前方視カメラ（Front Viewing Camera System=FVC）と従来の円錐ミラーを用いるタイプ（Borehole Image Processing System=BIP）による画像の比較検討である．

Ⅱ．光学式のBIPと超音波式のセンサー（Ultra Sonic Scanner=USS）画像との比較である．

2. 前方視カメラ(FVC)と従来タイプ(BIP)画像の比較

(1) システムの概要

BIPシステムおよびFVCシステムの仕様を表-1,2に示す．BIPは円錐ミラーを使用した測方視で，FVCは広角レンズによる前方視である．

表-1 BIPシステム ハードウェア仕様1)

装置名称	項 目	仕 様
コントローラ	電源	AC100V
	外部出力	NTSC RCA 端子(video/audio)
プローブ	動作温度	0～40°C(結露なきこと)
	耐水深度(m)	500
	適用孔径(mm)	Φ56～200
	寸法(mm)	Φ50，L=1030
	孔内水状況	なし，または清水
	最大分解能	深度方向0.25mm（最小），水平方向360/720pixel
	方位センサー	フラックスゲートセンサー，メカニカルコンパス
	画像色調	フルカラー
ウインチ/ケーブル	ケーブル	5芯，ケプラー φ5.5mm
	計測有効長(m)	200
その他	深度計測ﾌﾟｰﾘｰ	0.25mm/pulse

表-2 FVCシステム ハードウエア仕様1)

装置名称	項 目	仕 様
コントローラ	電源	AC100V
	外部出力	RCA 端子（Video）
カメラ/ケーブル	動作温度	5～35°C（結露なきこと）
	適用孔径(mm)	φ40～150
	寸法(mm)	φ38，L=275
	照明	LED
	孔内水状況	なしまたは清水
	計測有効長(m)	200
	解像度	25万画素
	方位センサー	なし
プーリー	深度計測ﾌﾟｰﾘｰ	1mm

(2) 測定条件

セメントでテストピースを6個作成し，そのテストピースにφ66mm及びφ86mmの孔を削孔した後に，水平から0°，30°，45°の角度で切断し，スペーサーを挟んで人工的な亀裂を作成し，その傾斜角度及び開口間隔がどのように測定されるかを観測した．

テストピースの形状を図2および図3に示す．

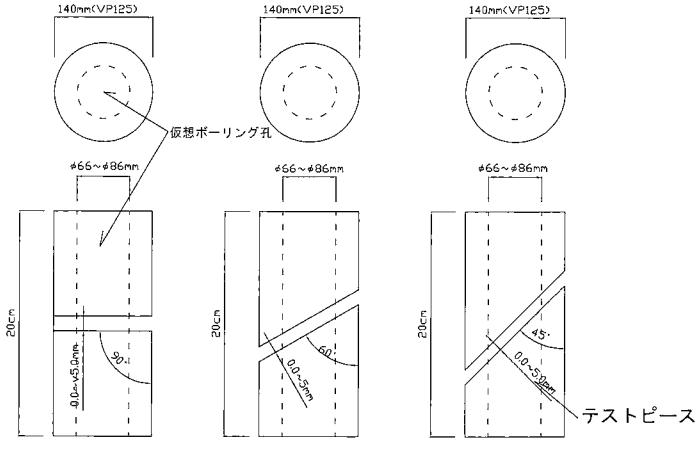


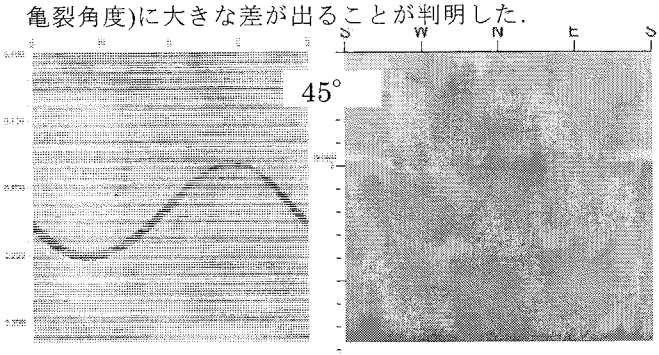
図-1 セメントテストピースの形状

以上の条件のもと，同条件でBIPとFVCにより孔壁展開画像を作成した．

(3) 測定結果

BIPとFVCによる孔壁展開画像の精度ついて検証した結果，今回の実験で用いた機材では，画素数の問題

や孔壁展開画像に変換する機材との相性により画質(＝解像度)に問題が生じることが確認された．これらの問題は，機材の改良による改善が可能と思われる．しかし，BIP と FVC の大きな違いである孔壁画像のサンプリング方向(孔壁を垂直に見るか，または斜方向に見るか)の違いによって，プローブ(＝カメラ)がボーリング孔中心からズレた場合(＝偏心)，孔壁展開画像(＝亀裂角度)に大きな差が出ることが判明した．



BIP　　FVC

図-2　BIP と FVC による展開画像の違い

3. 光学式と超音波式センサーの画像比較

超音波式のセンサー（Ultra Sonic Scanner=USS）は，測定器から孔壁に向けて超音波を発信し，その反射強度・反射時間から擬似画像を作成して，孔壁の状況を視覚的に把握するシステムである．

今回の比較試験では，BIP システムのオプションである USS について，光学式(ODS)との比較を行った．

(1) システムの概要

超音波式センサー（USS）仕様を表-3 に示す．

超音波式の利点は，①掘削泥水中でも測定が出来ること，②孔壁の強度が推定できることであるが，可視画像に近い擬似画像の出力には限界がある．

表-1　BIP システム　ハードウェア仕様 1)

方　式	超音波式（USS）	光学式（ODS）
適用孔径	φ56～148mm	φ56～200mm
ﾌﾟﾛｰﾌﾞ外径	φ50mm	φ50mm
記録速度	0～36m/h	0～54m/h
分解能	128 階調（単色）	256 階調(RGB)
円周方向	360 ピクセル	720 ピクセル
深度方向	0.25mm	0.25mm
測定条件	泥水でも可	清水
動作温度	0～40°	0～40°

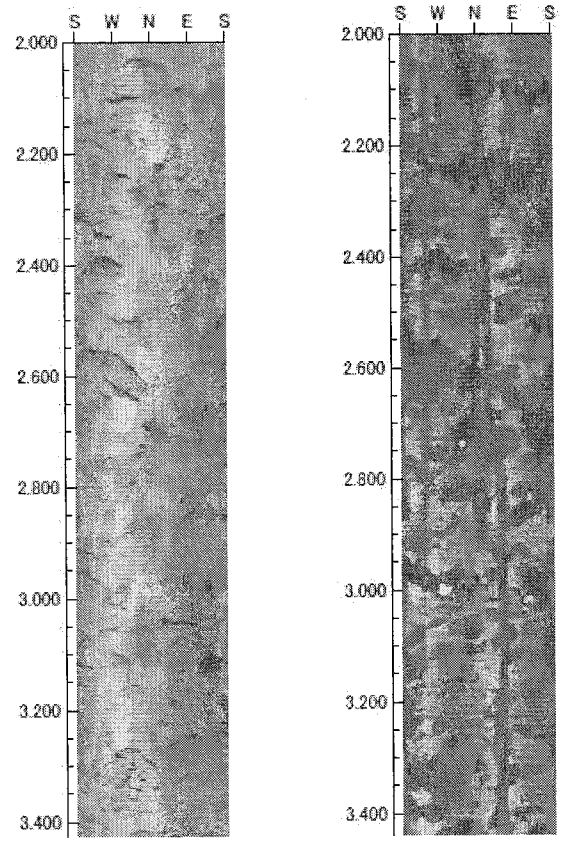
(2) 測定条件

火山灰質土を地盤改良した実験サイトにおいて，USS と ODS のデータを取得した．改良地盤は，改良部と未改良部で強度の違いが出やすく，USS で良好な擬似画像が得られる可能性が高い地盤である．

(3) 測定結果

ODS で得られる画像はフルカラーである．また，ボーリング孔に水がない場合でも測定できるが，孔内水がある場合はその透明度が画像に影響する．

一方，USS で得られる擬似画像は２色のグラデーションで視覚的な情報が得られる．また，この反射速度の情報から，ある程度の孔の広がりを知ることができる．これは ODS にはない機能である．また，USS は，孔内水がない場合は測定できないが，孔内水が多少濁っていても測定にはさほど影響せず映像を得ることができるのが特徴である．ただし USS は，このためプローブが孔の中心にないと正確な情報が得られないので，USS はプローブのセンタリングが重要となってくる．また，ODS は調査孔の方向が鉛直以外のどの角度（たとえ真上でも）でも測定が可能であるが，USS は水の問題及びプローブのセンタリングの問題から，鉛直孔以外での測定は非常に困難である．



光学式（ODS）　　超音波（USS）

図-3　改良土の ODS と USS による展開画像

4. まとめ

3 種類の孔壁観察装置を用いた画像撮影を実施した結果，前方視カメラについては，より良い画像を得るための今後改良点が見つかった．また，超音波測定については，適用限界があるものの利点の再確認ができたので，今後も改良を行っていきたい．

文献

1）光学式(ODS)と超音波式(USS)ボアホールスキャナの比較　田中他（2011）応用地質学会

26. 地中レーダによる空洞周辺の亀裂内の地下水評価について

Evaluation of Groundwater Condition in a Fracture around Rock Cavern using GPR Method

○升元　一彦，栗原　啓丞（鹿島技術研究所）
Kazuhiko Masumoto, Keisuke Kurihara

1. はじめに

岩盤空洞掘削時において空洞周辺に生じる亀裂群は，岩盤空洞の力学安定に関する問題を生じさせると共に地下水の透水経路としての問題も生じる．具体的には，水封式岩盤貯蔵や放射性廃棄物地層処分などの地下水管理やトンネル背面の湧水対策において，空洞周辺の地下水状態を把握しておくことは重要である．これに対し，ボーリング孔を利用した調査では，調査時に水理場が乱れる可能性があり，また面的な評価に限界がある．

筆者らは，岩盤空洞周辺の亀裂内の地下水状況の面的な評価を非破壊的に行う方法として，地中レーダを用いる手法の開発を進めている．これまで，模擬地盤を対象とした基礎試験により，反射波形，反射強度の変化をレーダで測定することにより，亀裂内へ水の飽和状態，塩水の浸透状況を把握できる可能性を示している[1]．今回，覆工のある空洞内からの調査を想定した検証試験として，岩盤上に打設したコンクリート上面からレーダ測定を行い，反射波形の変化の測定及びスペクトル解析を行うことにより，コンクリート背面の岩盤内の地下水状態の評価を行った結果について報告する．

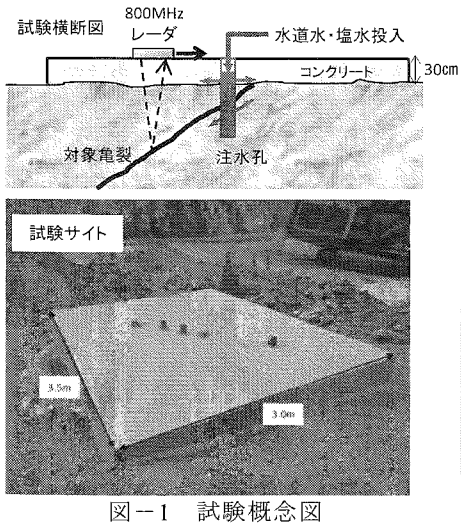
2. 岩盤空洞周辺を想定した検証試験方法

検証試験として，新鮮な花崗岩の表面にコンクリートを 30 ㎝程度の厚さで打設し，注水孔を用いて岩盤内や岩盤とコンクリートの境界面の地下水状態を変化させ，異なる地下水状態でコンクリート上面からのレーダ計測を行った．試験概念図及び試験サイトの写真を図-1 に示す．岩盤内の亀裂への浸透に伴う反射波形の変化を測定するため，比較的連続性のある NE 走向の亀裂①~③を亀裂観察結果から抽出し，この内亀裂②を注水対象亀裂として，これに交差するよう注水孔を 1m 深さで 5 本配置した（図-2）．亀裂②は 75 度の北向き傾斜を示し，部分的に開口しており，一部では数 cm 幅の軟質部を伴う．亀裂①，③は白色脈を一部挟在し，傾斜は各々90 度，60 度北向きであった．この亀裂群を含む 3.0×3.5m 範囲にコンクリートを水平に打設した．岩盤面の不陸のため，試験サイト内では図-3 のコンター に示すように最大で 45cm，最小で 10cm 程度と厚さに違いが生じている．注水孔に自然地下水は観測されず，地下水面は岩盤表面より 1m 以下にあった．

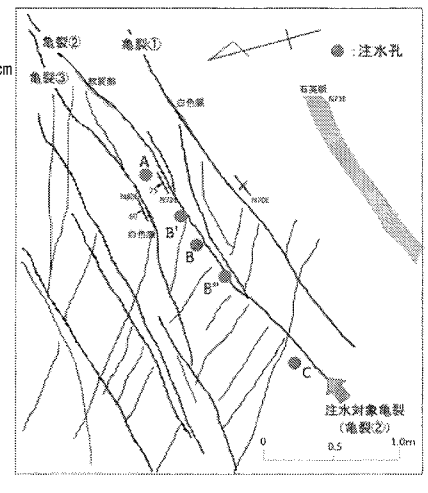
800MHz のパルスレーダを用い，図-3 に示す 2m，3 測線でプロファイル測定を行った．地下水状態として，(1)初期状態，(2)全ての注水孔を水道水で孔口まで満水にした状態，(3)全ての注水孔を塩水に置換した状態（塩水の電気伝導度 1.7S/m）の 3 状態で測定を行った．プロファイル測定は各発受信の位置で 200 回程度スタックを行い，2.5cm ピッチで測定を実施した．

3. 検証試験結果

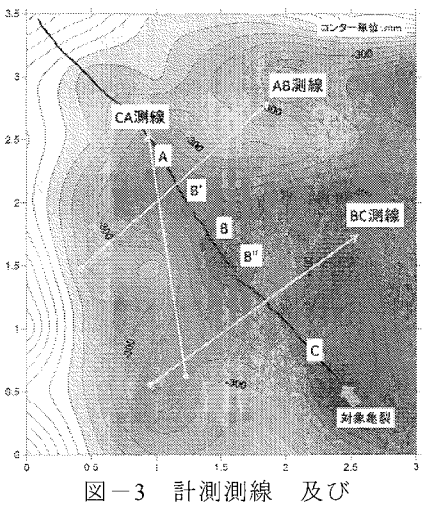
各状態のプロファイル測定結果の内，AB 測線の塩水置換時の結果を図-4 に示す．岩盤とコンクリートの境界面はコンクリートの比誘電率を 7 とするとコンクリート厚さが 30cm の時，往復走時で 5.5ns 付近に見られるはずであるが，直達波の影響が強く，確認できない．また，亀裂からの反射も明瞭ではない．そのため，注水状態を基準として，塩水置換状態のプロファイル



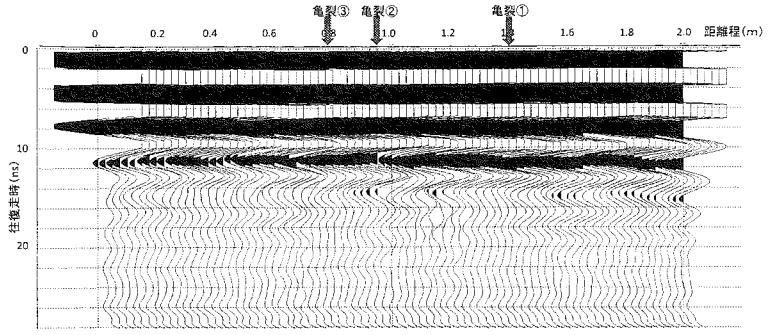
図－1　試験概念図



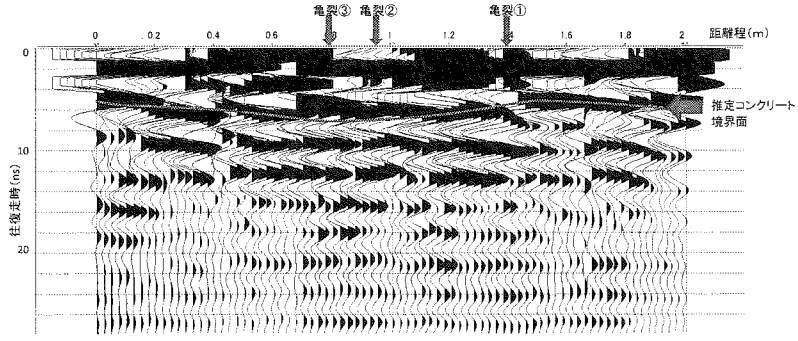
図－2　岩盤面亀裂観察結果



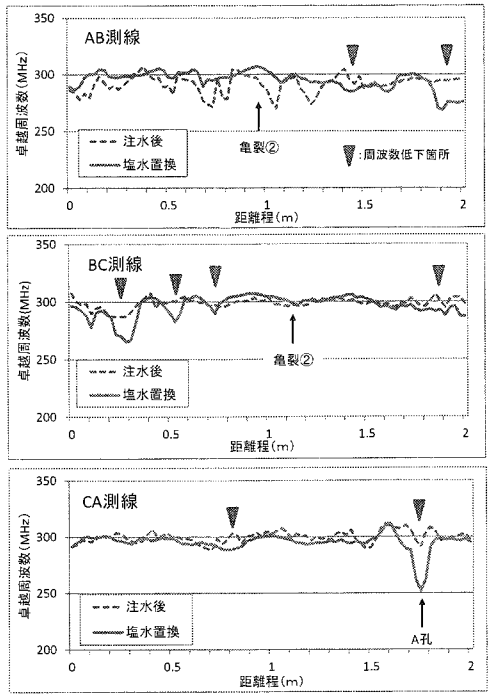
図－3　計測測線　及び
コンクリート厚さ分布図



図－4　プロファイル測定結果（AB 測線，塩水置換後）



図－5　注水時に対する塩水置換時の差分プロファイル（AB 測線）

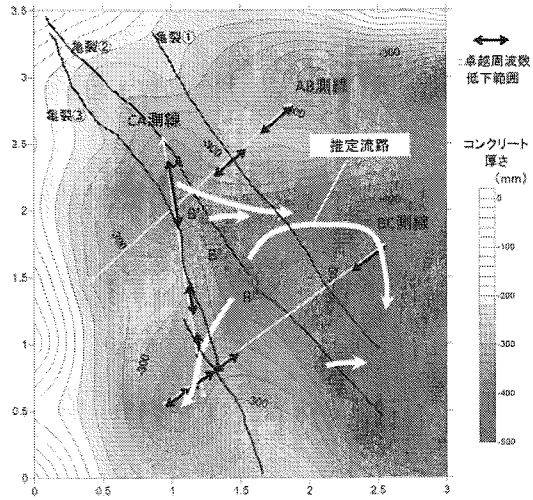


図－6　スペクトル解析結果

の差分を計算した．図-5 に差分処理後のプロファイル結果を示す．この図から 5-6ns 付近に反射面が見られ，これは別途実施した CMP 測定結果からコンクリート境界面と判断できた．差分により振幅に変化が見られたことは，注水した塩水が境界面に沿って流れたことを示す．一方，境界面以下の深度でも連続性の高い亀裂②～③付近で反射面が見られる．これは投入した塩水が境界面や亀裂ネットワークを介して亀裂に浸透したことを捉えている可能性を示している．

電磁波の反射係数は，反射媒体の導電率が高くなると導電率の差による反射の影響が無視できなくなる．例えば塩水を含む高導電率の媒体が反射面となる場合は，反射により高周波数成分が低下することが示されている [2]．このことから塩水が浸透した範囲の反射波は高周波数帯域の減衰が大きくなることが予想されるので，スペクトル解析により卓越周波数が低下した範囲を把握し，塩水の浸透範囲を評価することを行った．

図-6 に各測線の注水後と塩水置換後の波形に対し，4ns～20ns の範囲でスペクトル解析を実施し卓越周波数を求めた結果を示す．レーダの特性から各波形は 300MHz 付近の卓越周波数を示すが，塩水置換後に周波数が低下する範囲が認められた．A 孔上では低下が顕著に見られたが，亀裂②の位置ではそれほど大きな低下は認められない．このことから，周波数の低下は亀裂面ではなくコンクリート境界面からの反射の影響と考えられる．測線沿いの低下範囲を平面的に示したのが図-7 である．この図からコンクリートの厚いところ，すなわち岩盤面の低いところを選択して塩水が浸透していると評価できる．



図－7　周波数低下範囲と境界面内の推定流路

4. おわりに

空洞周辺の亀裂内の地下水浸透状況調査として，岩盤上に打設したコンクリートから地中レーダを用いた検証試験を行った．その結果，反射波形やスペクトル解析により亀裂やコンクリート背面への浸透状況を把握できる可能性を示せた．

文献

1) 升元一彦・栗原啓丞（2014）：模擬亀裂を用いた地中レーダによる亀裂性岩盤の地下水浸透状況調査に関する検討，応用地質，Vol.55，No.1，pp.17-27.

2) Onishi, K., Rokugawa, S. and Katoh, T.（2004）：Estimation of saline regions using ground-penetrating radar, Inter. Conf. on Ground Penetrating Radar, TU Delft, 10, pp.509-512.

27. S波を用いた孔間弾性波トモグラフィによる地下空洞探査試験

Examination of the Underground Cavity Investigation Using S-Wave Seismic Tomography

○山本拓治（鹿島建設），栗原啓丞（鹿島建設）
Takuji Yamamoto, Keisuke Kurihara

1. はじめに

トンネルなどの地下掘削工事において，既往資料の少ない防空壕や旧鉱山の坑道といった地下空洞の存在が施工上の問題になることがある．しかし，これらの地下空洞が地表面下約 30m 以深になるような地盤深部に存在する場合の空洞調査技術は確立されていないのが現状である．一般には，ボーリングによる直接的な調査が実施されるが，ボーリング数を抑えて経済的かつ正確に空洞位置を把握するためには，物理探査と組み合わせた手法が有効であると考えられる．物理探査手法の中でも，多くの適用実績をもち，高精度な探査手法の一つとして，孔間弾性波トモグラフィがあげられる．しかし，本手法では，主にP波を発生する水中振源が用いられるため，以下の点に注意する必要がある．

- 飽和状態にある軟弱地盤では，P波の水中伝播速度が検出される
- 地下水より上部の不飽和層では，波の減衰が大きくなり，有効な測定結果が得られにくい

そこで，筆者らは，S 波を利用した探査手法に着目した．S 波探査では，地盤が飽和状態にあっても水中伝搬速度が検出されることはなく，不飽和層でも弾性波の減衰が起こりにくい．また，S 波は P 波より高周波数で波長が短いため分解能に優れているといった特徴を有する．今回，筆者らは，存在が既知の地下空洞を探査対象としたS波孔間弾性波トモグラフィ試験を実施し，本手法の空洞探査への適用性を確認したので，以下に報告する．

2. 探査システムの概要

孔間弾性波トモグラフィ手法では，ボーリング孔内でP波を発生させる装置が一般的に用いられてきたが，筆者らは，孔内でS波を発生させることができる超磁歪型発振器を開発した[1]．図-1 は発振器の概要図である．超磁歪型発振器では，内部の磁歪材料が電流による磁界の変化の影響で伸縮し，これに伴い圧着部がボーリング孔壁を擦ることで，せん断鉛直波，つまり S 波を発生させることができる．受振システムとしては，圧着式の孔内 16 連式加速度計や 12 連式速度計を開発し，多チャンネル計測で S 波観測を可能とした．さらに，筆者らは，より高精度な探査を実現するために，3 次元解析を可能とする 3 次元孔間弾性波トモグラフィシステムを開発し，実適用を重ねている[2]．

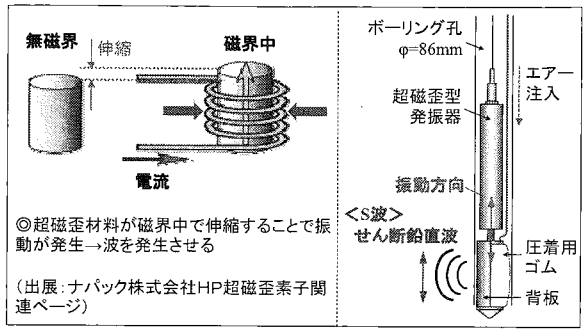


図-1　超磁歪型発振器概要

3. 試験概要

（1）試験条件

調査ボーリング結果から，本試験サイトはデイサイトが主体であり，CM～CL 級の硬質な岩盤が分布することがわかった．図-2 は調査ボーリングより推定された地質断面図および岩級区分図である．調査ボーリングは対象とする地下坑道を挟み込むように実施され，T-1 と T-2 の 2 孔を利用して弾性波トモグラフィを行った．試験範囲は，坑道を中心として鉛直方向に約 20m 区間，横断方向に孔間隔である 9.5m 区間とした．尚，本試験では約 2m×2m の地下坑道を探査対象とした．

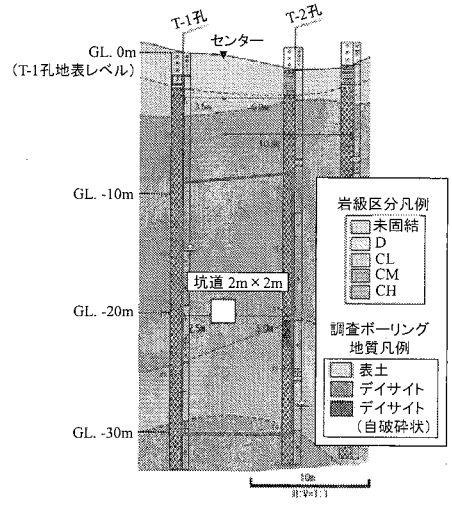


図-2　試験サイトにおける岩級区分断面図と調査ボーリング結果

（2）試験方法

まず，計測装置を地表部に設置した．次に，超磁歪型発振器と受振器をそれぞれ T-1 孔と T-2 孔に設置した．ボーリング孔径はφ=86mm で，発振器は圧着用ゴ

ムを空気圧で膨らませて孔壁へ固定した．受振器は12連式の速度計を使用し，共に抱かせたホースを空気圧で膨らませ圧着させた．発振は0.5m ピッチで行い，1発振点につき3～5回のスタッキングを行った．受振間隔は0.5m ピッチとした．写真-1はそれぞれ計測装置，超磁歪型発振器，計測状況である．

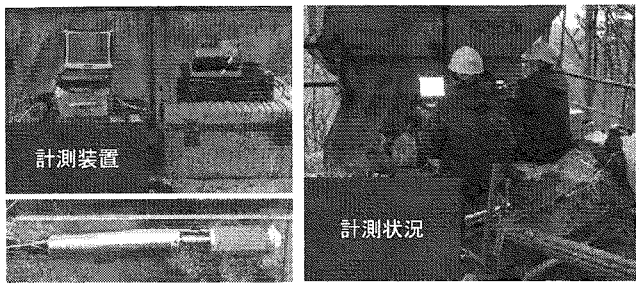


写真-1　計測装置(左上)，発振器(左下)，計測状況(右)

4. 試験結果

（1）初期モデル

トモグラフィ解析に先立って，解析領域における初期速度構造モデルを構築した．試験サイトでは，CM～CL 級に区分されるデイサイトが一様に分布されることが推定されたため，初期モデルは，均質の速度構造とした．取得波形から読み取ったS波の直達波走時から，解析領域内の平均弾性波速度を Vs=1600m/s とした．図-3（左）に本試験で取得した波形データを，図-3（右）に構築した初期速度モデルを示す．

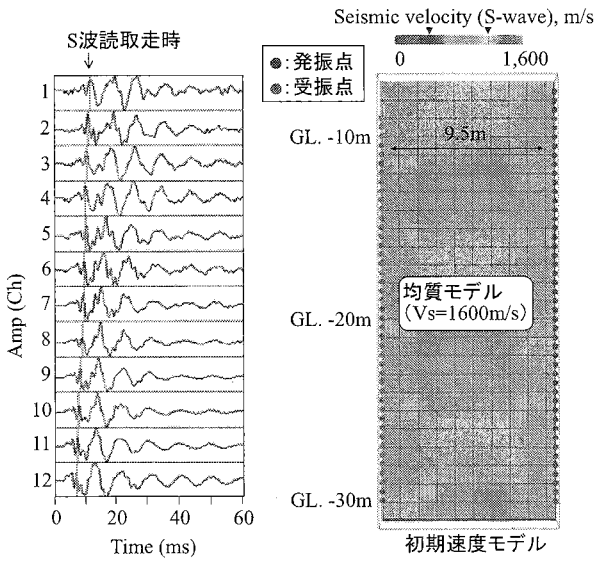


図-3　取得波形(左)と初期速度モデル(右)

（2）トモグラフィ解析結果

図-4はトモグラフィ解析により求められた弾性波の波線経路と弾性波速度分布である．トモグラフィ解析により，得られた岩盤領域内のS波速度値は Vs=1500～1800m/s 程度であった．T-2 孔を用いて別途実施されたシングルホールイメージングの結果，T-2 孔沿いにおけるP波直達波の速度は Vp=2300～3200m 程度であることが分かっており，既往のP波-S波の相関関係からも[3]，本試験で得られたS波速度値は整合的であった．また，GL.-20m 付近の坑道位置では，Vs=900～1000m/s 程度の低速度領域が確認でき，弾性波速度分布から坑道位置を捉えることができた．坑道周辺部にあたる領域が低速度値となっているのは，周辺岩盤の緩みや亀裂の影響が原因であると考えられる．波線経路をみると，弾性波速度が低下する GL.-20m 付近の波路がやや粗な状態となっている．このことから，取得波路の粗密状態も空洞位置を推定する重要な情報の一つであるといえる．

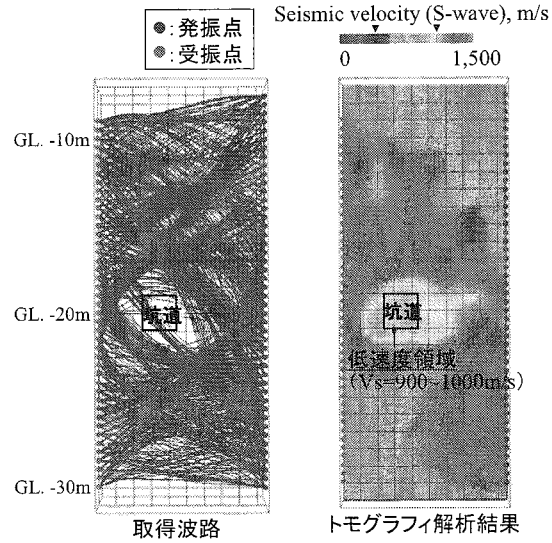


図-4　取得波路(左)とトモグラフィ解析結果(右)

4. おわりに

本試験の結果から得られた知見を以下にまとめる．

- 本試験より，S波孔間弾性波トモグラフィは空洞探査として有効な手法であることが分かった．
- トモグラフィ解析で得られる弾性波速度分布の他にも，取得波路の粗密状況から空洞位置を推定できる可能性があることがわかった．
- 今後は，さまざまな地質条件，あるいは測定条件で実適用を重ね，地盤深部の空洞探査技術として確立を目指す所存である．

5. 謝辞

本研究は，経済産業省先進型坑廃水処理技術開発事業の助成を受け実施したものである．

参考文献

1）戸井田克ほか：超磁歪型振源を用いた孔内S波トモグラフィに関する基礎的検討，第37回岩盤力学に関するシンポジウム講演集，土木学会，2008
2）小泉ほか：三次元孔間弾性波トモグラフィによるセメントグラウトの改良効果の評価，第39回岩盤力学に関するシンポジウム講演集，土木学会，2010
3）物理探査学会：図解　物理探査，1989，pp.211-212

28. 複数の物理探査手法を用いた石灰岩地域における空洞調査

Cavity Survey of Limestone Areas Using a Variety of Geophysical Methods

○遠藤　晴美，橋本　圭太郎，田口　修（日本地研）
Harumi Endou, Keitarou Hashimoto, Osamu Taguchi

1. はじめに

空洞調査では，空洞の規模や深さ，対象地の地形地質条件を考慮して，有効な調査計画を立案することが重要である．

本調査地は石灰岩が分布する地域の道路改良工事区間であり，切土法尻に地下空洞が露見したため，計画本線にも分布していると危惧された．

そこで，本調査では石灰岩特有の溶食空洞を対象に，大小様々な地下空洞を想定して，同一測線上において比抵抗法二次元探査，地中レーダ探査，高密度表面波探査の物理探査手法を実施した．

本発表では，3 手法の結果を比較し，空洞検出に対する各物理探査手法の優位性や適用限界について報告する．

2. 地質概要

調査地は大分県臼杵市南部に位置し，石灰岩を主体とする長大法面に面している [1]．法面沿いには風化の度合いが様々な石灰岩が露頭する．また，周辺には人が出入りできる規模の鍾乳洞もあり，露頭には節理面沿いに溶食空隙の発達も観察できる．

3. 調査概要

(1) 調査目的

本調査は計画道路下に潜在する空洞の分布・形状・規模を把握することが目的である．調査手順として，調査地域周辺の空中写真判読などの机上調査を行い，現地で石灰岩の節理方向を踏査した．その上で，空洞の存在が危惧される区間を抽出し，3 手法の物理探査を進め，重機で開削試掘した．

(2) 調査方法

探査範囲は測線長 92.5m(測点 No.58～No.62+12.5)，探査幅は道路幅員の 6m とし，1m 間隔に測線を配置して，物理探査を実施した(図-1 参照)．なお，物理探査 3 手法全てを実施したのは測線 CL である．

①比抵抗法二次元探査(電気探査)

地表面に配置した電極に電流を送り，地盤の比抵抗値を測定物理量として，地盤の状態や地質構造を推定する手法である [2]．

今回の調査では対象とする探査深度が 7～8m のため，電極間隔は 0.5m に狭め，3 測線で実施した．

②地中レーダ探査

地中に電磁波を放射し，電気特性の異なる境界面で反射した電磁波を受信し，地中の空洞・緩みや地層境界面などの地下構造を推定する手法である [2]．

周波数 400MHz で表層 3m 程度の深さまで数 cm～数 10cm の高分解能で探査が可能なため，全 7 測線で実施した．

③高密度表面波探査

人工振源から地盤の表面付近を伝わる表面波を観測して，深度 10 数 m までの S 波速度分布(低速度帯)を求め，空洞部や土砂充填部といった緩みなどを推定する手法である [2]．

探査深度と分解能を考慮し，受振器間隔を 1.0m として，測線 CL で実施した．

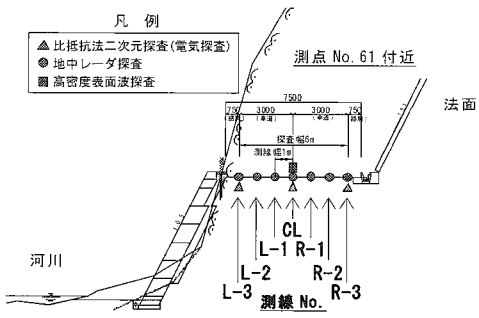


図-1　物理探査位置断面図(測点 No.61 付近)

4. 調査結果

①比抵抗法二次元探査(電気探査)

3 測線とも概ね類似した比抵抗分布を示し，全体的に 10Ω･m の低比抵抗帯から 10,000Ω･m の高比抵抗帯まで分布する．

これは，石灰岩の緻密度合い，風化・変質の程度や亀裂・空洞の発達，または亀裂を充填する流入土砂の性状を反映しており，低比抵抗帯は石灰岩の風化・土砂部，高比抵抗帯は石灰岩の硬質・緻密部であると推定される．

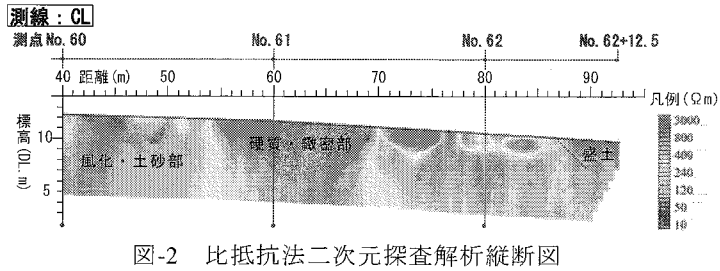


図-2　比抵抗法二次元探査解析縦断図

②地中レーダ探査

地中レーダ探査の反射面は，その深さにおける電磁波の反射の強弱であり，媒質(地盤)の性質変化面に対応する．

探査の結果，5 つの反射パターンが得られた．地中レーダの一般的な反射パターン [3]に基づき，それぞれの地盤状況について推定した(表-1 参照)．

空洞と推定した反射パターン c は，測線 CL の 2 地点だけで検出された．

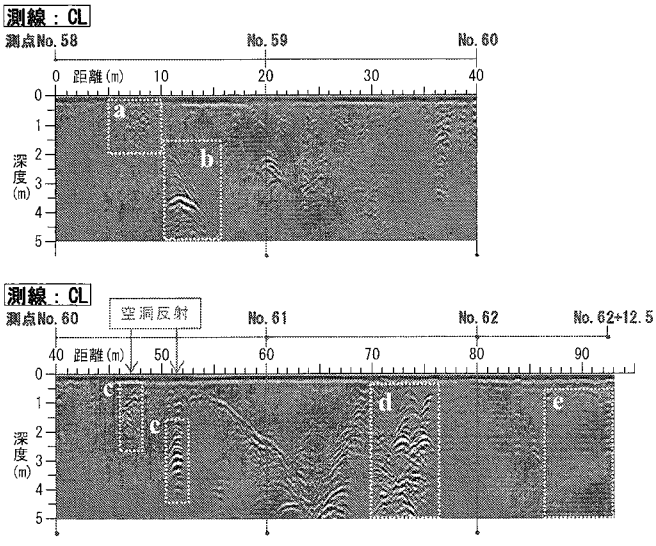


図-3　地中レーダ探査解析縦断図

表-1　反射パターンにおける推定地盤状況

反射パターン		推定される地盤状況
a	断片的で乱れた反射	粘性土と礫質土の混在した**土砂部**
b	直線上に傾斜した反射	岩盤の硬質・緻密部と風化部の**地層境界面**
c	凸状の強い多重反射	**空洞部** ※岩盤の硬質・緻密部のような明瞭さはない。
d	連続的な強く明瞭な反射	石灰岩中の狭い空隙を示す**岩盤の硬質・緻密部**
e	弱い反射	地盤に亀裂が少ない**均質部** 電磁波の減衰が激しい**土砂(粘性土)部**

③高密度表面波探査

S 波速度 500m/s 以下を示す低速度帯から 500m/s 以上を示す高速度帯が分布する．

前者は土砂部や風化部または盛土などの地盤の緩み領域，後者は岩盤の硬質・緻密部を示していると推定される．

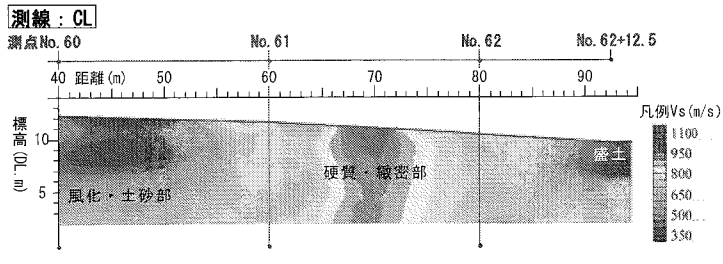


図-4　高密度表面波探査解析縦断図

5. まとめ

測線 CL において物理探査 3 手法の解析を比較した結果，特徴として表-2 に示すような 3 つのパターンが得られた．

表-2　物理探査 3 手法の解析画像の特徴一覧表

探査手法	一般的な空洞パターン	検出されたパターン		
		A	B	C
比抵抗法二次元探査	高比抵抗	**高比抵抗帯** (1000～3000Ω·m以上)	低比抵抗帯 (50Ω·m以下)	低比抵抗帯
地中レーダ探査	凸状の強い多重反射	連続的な強い明瞭な反射	弱い反射 反射していない	**凸状で強い多重反射**
高密度表面波探査	低速度	高速度帯 (Vs500m/s以上)	**低速度帯** (Vs500m/s以下)	**低速度帯**
推定地盤状況		石灰岩の硬質・緻密部	石灰岩の風化部・土砂部	石灰岩の風化部・土砂部
空洞の可能性		潜在性は低い	潜在性は低い	**小規模な空洞の可能性あり**

いずれの解析結果にも石灰岩特有の硬軟や岩相を反映したパターンを検出しているが，明らかに空洞として合致するものはなかった．これは，調査区間に規模の大きな鍾乳洞のような地下空洞が存在する可能性が低いと推定する根拠となる．

ただし，地中レーダ探査の一部に空洞と思われる強い多重反射が検出されたため，実際に開削試掘を行った．試掘の結果，表-3 に示すような内空 0.5～1m，奥行き約 5m の空隙や空洞を確認し，物理探査での想定にほぼ合致した．

表-3　試掘結果一覧表

測線No.	測点No.	空洞までの想定深さ(m)	試掘結果		
			深さ(m)	空洞規模	地盤状況
CL	No.60 +7.0m	0.7	0.7	開口φ10cm 奥行き約1m	土砂が充填されて、僅かに空隙が残った状態
	No.60 +11.5m	1.7	1.7	開口φ30～60cm 奥行き約5m	坑内に礫や岩塊が崩落した明瞭な空洞

石灰岩中の鍾乳洞など，密度差が大きな境界面を検出するには，地中レーダ探査は非常に有効な調査方法であり，本調査でも小規模の空洞を検出することができた．ただし，精度よく探査できる深度は 2～3m で，それ以深の空洞検出は困難である．

一方，電気探査や表面波探査は，地中レーダ探査より分解能が低く，今回のような小規模空洞の検出は困難であった．ただし，より深部の空洞の有無を確認するためには調査へ起用する必要があると考える．

6. おわりに

物理探査手法を組み合わせ，それぞれの解析の特徴から，空洞の可能性を評価し，試掘で具体的に把握したことは，地盤リスクを総合的に解釈する上で大切であり，公共の安全に貢献するためにも重要なファクターであると思う．

文献

1) 酒井彰（1993）：三重町地域の地質，地質調査所．
2) 物理探査学会（2008）：新版 物理探査適用の手引き，pp.91-109，pp.159-188，pp.281-300．
3) 物理探査学会（1989）：図解 物理探査，pp.216．

29. 併用調査法による古いため池の地盤構造と流動地下水経路の推定

Estimation between bank structure and flowing groundwater paths in old irrigation pond
by using combined geophysical survey methods

○古谷　元（富山県立大学），牟田庄吾（名古屋市），竹内篤雄（自然地下水調査研究所），
王　功輝（京都大学），油谷洋志（金沢市），林　久夫（ジオックスコンサルタント）
Gen Furuya, Syogo Muta, Atsuo Takeuchi, Gonghui Wang, Hiroshi Aburatani, Hisao Hayashi

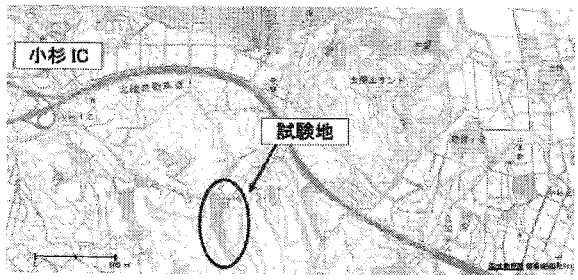
1. はじめに

我が国のため池の多くは江戸時代までに築堤されている．そのため老朽化による堤体の安定性低下，異常気象等に起因した崩壊が懸念される．このことより詳細な提体構造を事前に把握することは，地域防災を検討する上で重要である．しかしながら築堤時の記録が残っているものは殆どまれであり，多数のボーリング調査等を展開するのはコスト面で事実上困難である．

このような背景のもと筆者らは，築堤時期が古い提体の内部構造の全容を把握するために，富山県内のため池を試験地に取り上げて併用調査を実施した．本報告ではこの検討で得られた知見の一部について述べる．

2. 試験地の概要

本研究の試験地は，富山県射水市の南部に位置するため池（以後，W池と称する）である（図－１）．W池は江戸時代末期に築造され，その後昭和 62 年～平成 3 年に改修工事が実施されている．W池では築堤時の記録は残っておらず，改修計画時の平面図，標準断面図等の記録のみが残っている．改修後の諸元は堤高 6.6m，堤長 166m，天端幅 5.6m，集水面積 5.5ha，貯水量 145 千 m^3 である．周辺の地質・地形は，下位の新第三紀の泥岩の上に礫および砂・泥岩が分布する丘陵地が広がり，下条川とその支川によって樹枝状に開析されている．W池周辺ではこのような地形を利用したため池が多く存在している．



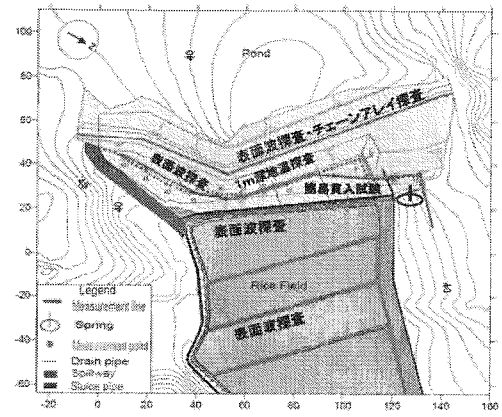
図－１ 試験地の位置（電子国土 web に加筆）

3. 調査手法の概要

本研究ではW池の天端，小段，法尻付近，および水田の畦に探査測線を設けたが，ここでは主として天端と小段における調査について取り上げる．探査測線を図－２に，探査種類を表－１に示す．

4. 探査・調査結果

W 池では 2012 年より小段で１m深地温探査・測定を実施している．これらの結果より堤体の中央部から右

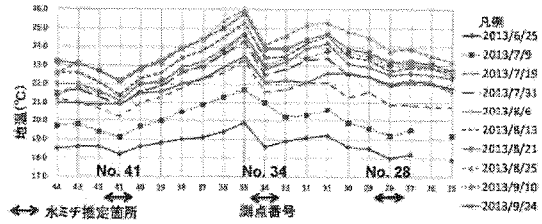


図－２ 調査平面図

表－１ 探査・原位置試験内容

測線位置	探査・原位置試験等	内　容
天端	・高精度表面波探査 ・チェーンアレイ探査	・高精度表面波探査：2m間隔で実施 ・チェーンアレイ探査：地震計は１辺 2mの正三角形の連続配置
小段	・高精度表面波探査 ・1m深地温探査（1m深地温測定） ・簡易貫入試験	・高精度表面波探査，1m深地温探査，簡易貫入試験ともに 2m間隔で実施 ・1m深地温測定は探査測点 No.25-44で定点観測

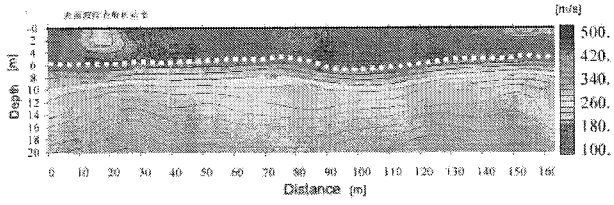
岸側に３箇所（測点 No. 28，34，および 41）の流動地下水脈（水みち）箇所が推定された．図－３に６月 25 日から９月 24 日の結果に流動地下水脈の箇所を示す．これまでの測定結果によると各測点では，夏季は３点共に同程度の低温値，冬季は No. 41 のほうが No. 28，No. 34 に比べて地温が高い特徴を有する．



図－３ 1m深地温測定結果の例
（2013 年 6 月 25 日～9 月 24 日）

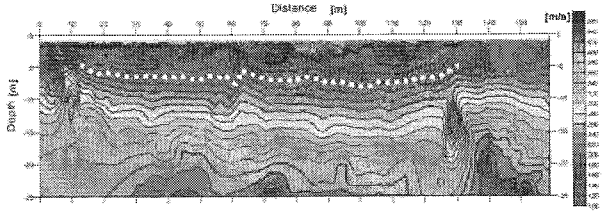
図－４は天端で実施した高精度表面波探査結果である．この図において 20m 付近の余水吐の影響箇所を除いて俯瞰すると，堤体内部は均一な速度構造を示しておらず，ムラのある，換言すると不均質な構造を反映した速度構造を示している．堤体の高さが 6.5m であるので，これを考慮して両岸の深度 6～7m 付近の代表的な S 波速度を抽出すると 180m/s であった．この速度分布の箇所に注目すると 80m～130m 付近では，95m 付近が凹状になる形状を呈していた（図中の白の点線）．図

は省略するが，小段で実施した高精度表面波探査結果でもよく似た構造が得られた．この凹状の速度分布は元地盤（おそらく旧河道）の地形を反映したものと推定される．なお，法尻や畦道で実施した高精度表面波結果からも旧河道の存在を窺わせる低速度構造が得られている．



図－４ 天端における高精度表面波探査結果

図－５は天端で実施したチェーンアレイ探査結果である．この図の深度 5m 以浅に注目すると，位相速度構造が斑状に分布しており，図－４よりも堤体構造の不均質性が反映した結果になった．また深度 6m 付近に 180m/s の速度分布も認められ（図中の白の点線），80～120m 付近で凹状の速度構造を呈していた．この形状は高精度表面波探査の結果に似ている．なお，60m 付近で速度構造の急変が認められるが，これは局所的な構造変化の可能性が考えられる．また 10m 付近と 130m 付近でそれぞれ深度 5～13m，10～23m 付近に楕円形状の局所的な速度異常部が存在する．これらはそれぞれ余水吐と樋管の下部になる．おそらくこれらの影響を受けたものと思われる．



図－５ 天端におけるチェーンアレイ探査結果

一般的に原位置で地盤の硬軟を把握するために貫入試験が実施されている．本研究では堤高と作業性を勘案して簡易貫入試験を採用し，堤体小段の高精度表面波探査の測点で深度 3.2m まで実施した．なお，堤体小段より堤内地側で改修時に吸出防止材の礫が充填されており，簡易貫入試験の結果の一部でこの礫の影響を受けた．この影響を除いた貫入抵抗値 N_d と高精度表面波探査より得られた S 波速度との相関を検討したところ，以下の関係が得られた．

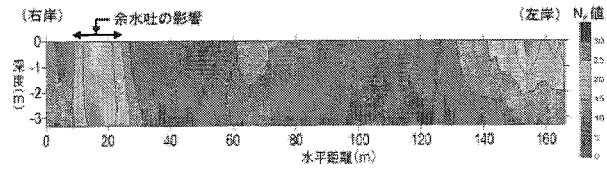
$$N_d = 0.2299V_s - 28.789 \qquad (1)$$

相関係数 R=0.74

この相関関係に関しては，今後事例を増やして詳細な検討を行う必要があるものの，ある程度の地盤強度を評価することが可能である．

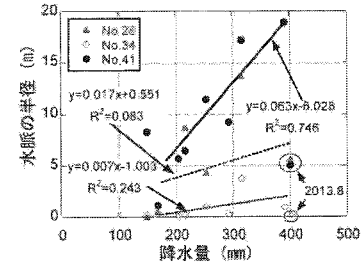
5. 堤体内部の構造と流動地下水経路の推定

(1)式に基づいて堤体天端における貫入抵抗を評価した結果を図－６に示す．この図より堤体内部の地盤強度は均質でないことが示されているが，特に 30～50m 付近の表層部と 80～125m 付近の深度約 1.5m 以深の N_d 値が 5 未満で評価されている．特に後者は高精度表面波探査やチェーンアレイ探査結果より 180m/s の S 波速度が凹状の分布を示した箇所である．このことより後者の箇所では，元地盤の構造に関連した弱部が潜在していると推察される．



図－６ 天端における N_d 値の分布

上述した３箇所の流動地下水脈の供給源を推定するために，夏季と冬季のデータを用いて竹内（1983）の２次元モデルで水脈規模を求め，これと降水量（伏木の AMeDAS の月間データ）との関係について検討した．なお，2013 年 8 月の結果については 8 月 23 日以降に降雨が集中したために検討から除外した．検討結果を図－７に示す．この図より No.41 は降水量と流動地下水の水脈規模との間に明瞭な相関（R^2=0.746）があり，他の２点は相関が認められない．このことより No.41 の供給源は，元地盤（右岸側地山）からの浸透水，他の２点のそれは，冬季に地温が低下する傾向があるためにため池からの漏水と推察される．



図－７ 降水量と流動地下水脈の規模の関係

6. まとめ

本研究では，築堤時の記録が残っていない古いため池の堤体の内部構造の全容を把握するために１m深地温探査（測定），高精度表面波探査，およびチェーンアレイ探査を富山県内のため池で展開した。その結果，併用調査法により堤体の不均質性，旧地形の推定が可能であることを示した。また，堤体内の流動地下水がため池の漏水だけでなく，地山（元地盤）からも供給されていることを示した。

【参考文献】竹内（1983）：地すべり地温測定による地下水調査法，吉井書店，196p.，油谷（2013）：富山県立大学工学部卒業論文,26p.，牟田（2014）：富山県立大学工学部卒業論文，37P.

謝辞 本研究の一部は富山第一銀行研究助成金，および東京大学地震研究所・京都大学防災研究所拠点間連携共同研究の助成を受けた．また金山地区土地改良組合，富山県高岡農林センターのお世話になった．紙面を借りて謝意を表する．

30. 姫島ジオパーク周辺海域の海底地形・地質

Submarine Geological survey around Himeshima island, Oita prefecture, southwest Japan

○原口　強（大阪市立大学），竹村恵二（京都大学），恒賀健太郎（大分県）
Tsuyoshi Haraguchi, Keiji Takemura, Kentaro Tsunega

1. 研究の背景と目的

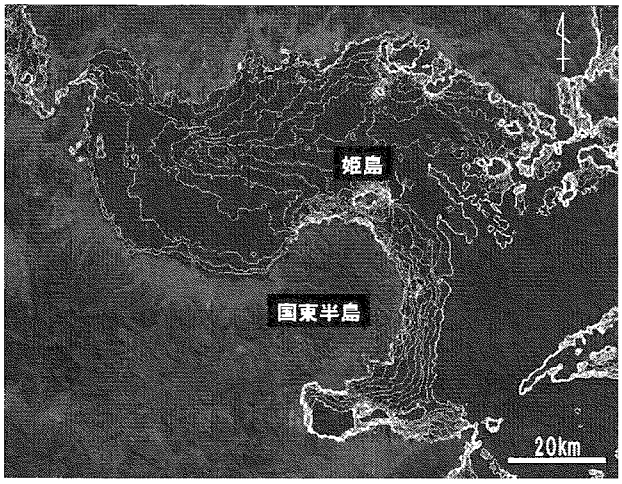
大分県・姫島は日本ジオパークに認定され整備が進められている．姫島のジオの理解には，陸域のみならず海域の地形・地質状況を把握しておく必要がある．

本研究では，姫島周辺海域地形を整理し，同海域での音波探査結果をもとに，姫島周辺海域のもつジオのポテンシャルについて評価することを目的とする．

2. 調査地域と調査内容

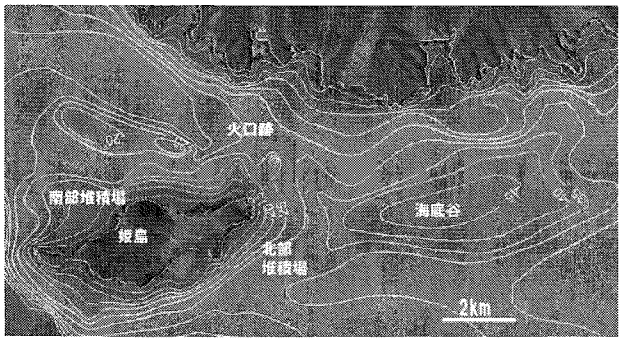
2.1 調査海域の概要

調査地域は，大分県姫島周辺海域（**図-1**）である．



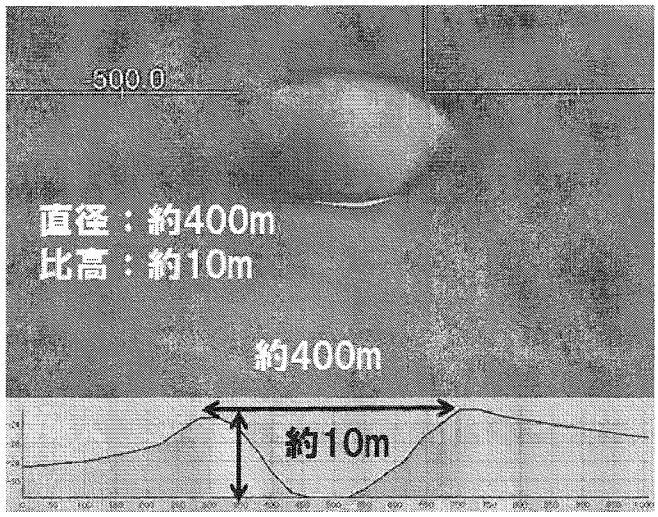
図－1　調査地域および周辺の海底地形

姫島周辺海底地形を観察すると，特徴的な地形として，姫島西岸沖のトラフ状海底谷（**図-2**）と火口跡（**図-3**）とがある．



図－2　姫島西部海域の火口跡と海底谷

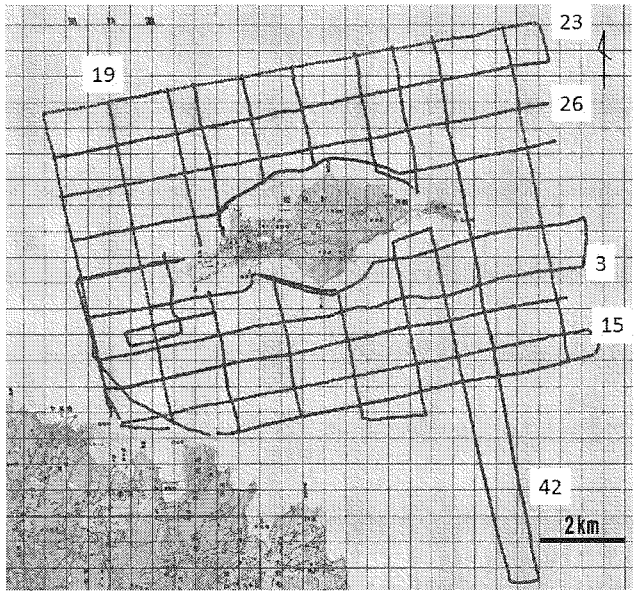
海底谷は水深 40m～45m，長さ 6km，幅 2km の規模で，姫島と国東半島間の狭窄部の北側に分布する．狭窄部は流速が速く，海底谷はその影響を受け，海流で洗い出され、全体に粗粒の残留堆積物の分布が予想される．火口跡は直径 400m，比高 10m 程度の規模で，薄い平皿状の形状となる．



図－3　姫島西部海域に見られる火口跡地形

2.2 調査内容

調査は卓越周波数 3.5kHz のシングルチャンネル音波探査器（StrataBox）を用いて，GPS によるナビゲーションにより，48 測線，測線延長 212.8km（**図-4**）を実施した．測線は姫島の長軸に平行な東西方向と，これに直交する南北方向に設定した．



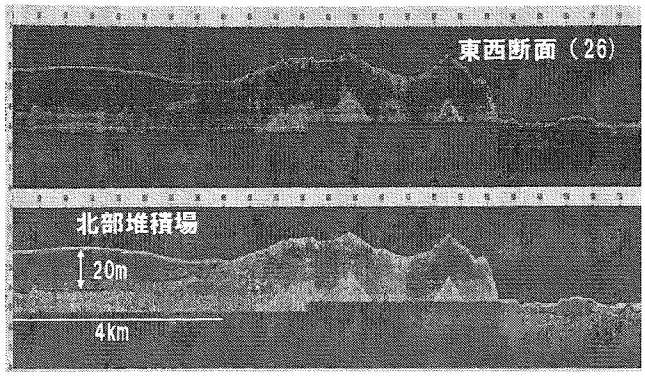
図－4　姫島周辺海域での探査測線と測線番号

3. 探査結果

3.1 北部堆積場

探査の結果，北西部には 4km に亘り厚さ 20m 程度の泥質堆積場（**図-5**）が確認された．この位置は関門海峡から連続する海底谷の延長右岸部にあたり，国東半島からヘッドランド状に東に突き出た姫島が障壁と

なるために形成された堆積場（図-6）とみられる．



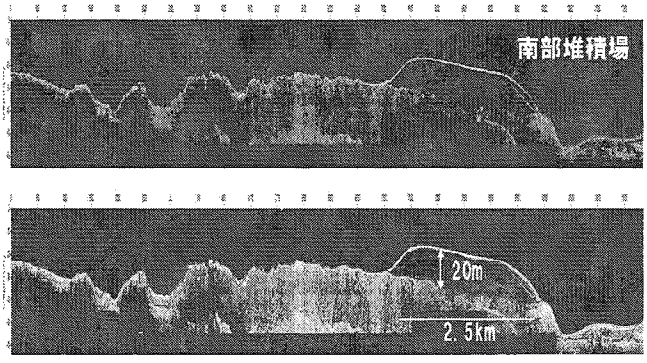
図－5　姫島の北部堆積場（東西断面）



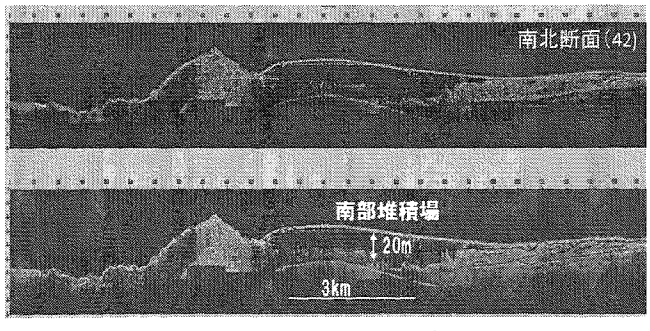
図－6　瀬戸内海西北部の海底地形と姫島

3.2 南部堆積場

南部堆積場は姫島南東部沿岸沖合に位置し，地元漁師が「泥」と呼んでいる地区にあたる．姫島に平行な東西断面（図-7）では，厚さ 20m 程度の泥質堆積物の堆積が確認できる．



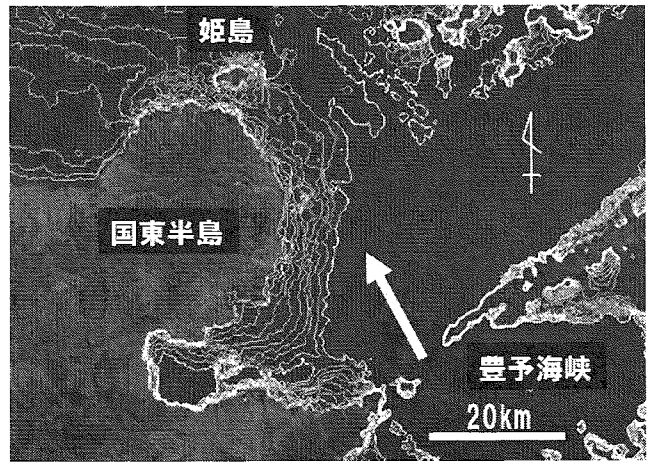
図－7　姫島の南部堆積場(東西断面 3)



図－8　姫島の南部堆積場(南北断面 42)

さらに，南北断面（図 - 8）の反射パターンを見ると，国東半島沖合の姫島の南側では凹凸の激しい基盤層を覆ってやや砂質な堆積物分布する．これが北側に向かって泥質となり，かつ北側へ傾斜する堆積構造となって南部堆積場へと連続する．

姫島は豊予海峡開口部の直線延長上（図 - 9）にあり，国東半島から複数の河川を通じて海域に流出した堆積物が沿岸流によって運搬･堆積する場とみられる．



図－9　姫島周辺の海底地形と豊予海峡

4. まとめ

全島が日本ジオパークに認定され整備が進められている姫島周辺海域で海底地形を整理して 3 次元的な観察を行うと共に，48 測線，測線延長 212.8km の地層探査を実施した．

その結果，姫島西北部に火口跡や海底谷の地形が見つかり，島の北西部と南東部で厚い沖積泥層が確認された．北部堆積場は関門海峡から連続する海底谷の延長右岸部で，姫島がその障壁となることで形成された堆積場である．このため瀬戸内海北西部沿岸の後背地から河川を通じて流出した堆積物や日本海側からの流入遺物の保存が期待される．特に姫島西北部海底谷は，北部堆積場から潮流で洗い出された遺物の存在が見込まれる．

南部堆積場は姫島南東部沿岸沖合に位置し，豊予海峡開口部の直線延長上にあるため南海トラフ地震による巨大津波起源の堆積物が保存されている可能性が高い．さらに国東半島から複数の河川を通じて海域に流出した堆積物が，沿岸流によって運搬・堆積する場でもあり，反射パターンからもそのことが伺える．

以上のように姫島周辺海域は過去数千年間の瀬戸内海西部地域の地球環境変動を記録している貴重な地域であり，海域としてもジオパークのポテンシャルが極めて高い．今後これら地域で詳細な海底地形調査を実施して火口地形や海底谷の形状を把握するとともに，さらに直接堆積物コアを採取・分析して，地層から過去数千年間の人と自然との営みを紐解くことは極めて重要である．

31. 琵琶湖湖底断層の分布・性状および陸域の活断層から見た琵琶湖西岸断層帯南部の運動像

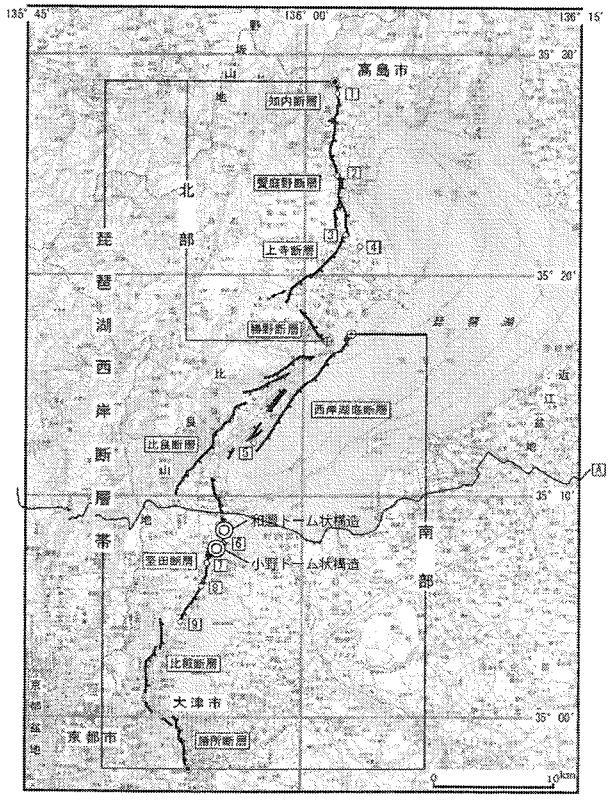
The Kinematics of the southern part of west coast of Lake Biwa Fault Zone seen from distribution and quality of the Lake bottom fault, and the active fault of the land area

○平倉瑶子・竹村恵二(京都大学), 原口　強(大阪市立大学), 釜井俊孝(京都大学防災研究所)
Yoko Hirakura, Keiji Takemura, Tsuyoshi Haraguchi, Toshitaka Kamai

1. はじめに

琵琶湖西岸断層帯は,近江盆地の西縁に沿って延びる9つの断層から構成された活断層帯である.過去の活動時期の違いから,断層帯北部と南部に区分される.断層帯北部ほぼ南北に延び,北部は北北東-南南西方向に延びる[1].断層帯陸域においては活断層調査が数多く実施され,断層の位置,過去の活動等が明らかにされている.一方,断層帯南部に含まれる湖底断層については比良沖に位置することが確認されているが,詳細な分布等未解明な部分があるため,多くの情報を得る必要がある.

今回,湖底断層について近江舞子沖から高島沖にかけてシングルチャネル音響探査とマルチビーム音響測深を実施し,琵琶湖西岸沿岸域の湖底地形と地下構造について検討を行うことにした.また,活断層調査が数多く実施され,断層の位置・過去の活動等が明らかにされている断層帯陸域での先行研究と比較し琵琶湖西岸断層帯南部での断層の運動像を検討する.



図－1　琵琶湖西岸断層帯の分布（文献1に加筆）

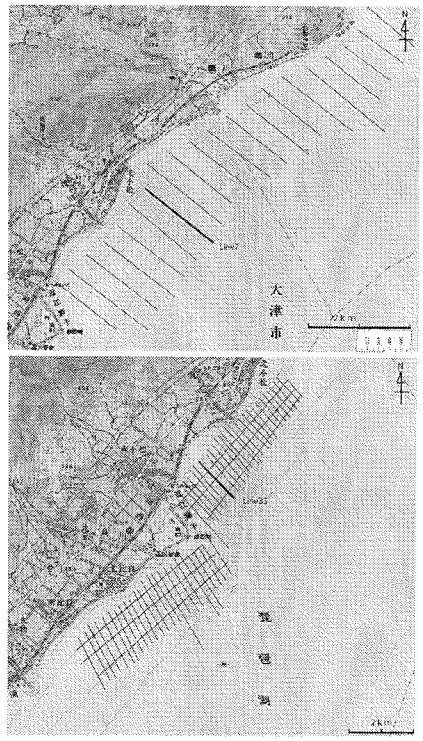
2. 調査方法

本研究の調査区域は高島沖から近江舞子沖にかけての琵琶湖湖底断層が分布していると考えられる区間である.(図－1) シングルチャネル音波探査 (Ocean Date Equipment 社製, Strata Box, 周波数3.5kHz, 10kHz) は湖底下に向けて音波を発し,湖底及び湖底の地層境界で反射した音波を記録することで,地質構造を把握する.琵琶湖湖底下において音波の反射面がどのように連続するか確認する.クロスファンビーム方式のスワス音響測深機 (米国 R2Sonic 社製) は調査船から扇状の音響ビームを発射し,湖底で反射された音波を受信することで地形を正確にとらえることができる.断層が湖底に与える地形変化を立体的に確かめるためにこれを用いた調査を実施した.

3. 調査結果および考察

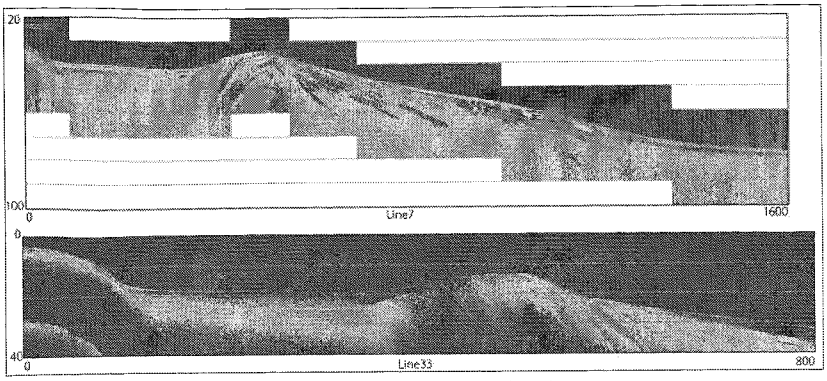
1) シングルチャネル音波探査

2013年度調査で高島沖から近江舞子以北までおおよそ500m間隔で東西方向に45測線を記録した.2014年度追加調査では近江舞子沖以南も含め,おおよそ100m間隔で東西方向に55測線,南北方向に6測線を記録した.



図－2　音波探査調査測線
(上：2013年度, 下：2014年度)

音響断面には,音響インピーダンスの異なる境界を示す顕著な反射面が記録された.反射面が下部ほど急傾斜



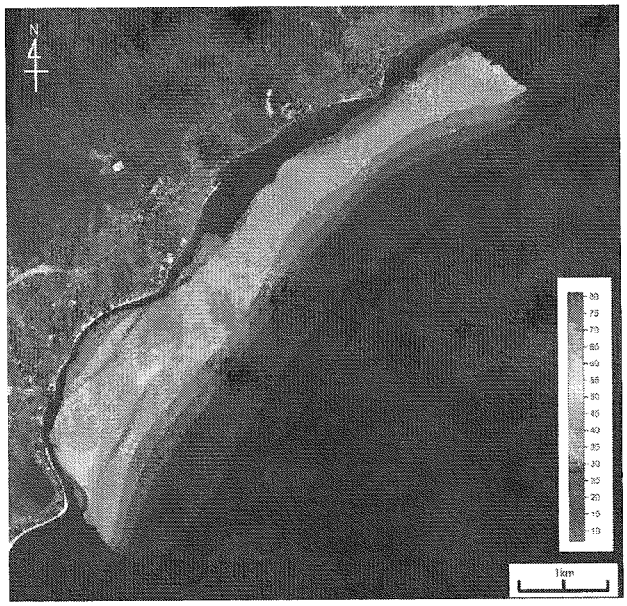
図－3　音響反射（時間断面のため横軸は参考値）

し，変位が累積する撓曲地形であることが観察された．また，断層と推定される反射面のずれも複数観察された．（図－3）この撓曲は湖岸と並行に北北東－南南西方向に延び，近江舞子沖ほど顕著で高島沖に向かって北へいくほど変形が少なかった．

撓曲はリッジ状地形を形成し，その内部構造は高島沖側の北部では軸を中心に比較的東西に連続した反射面を持つ（Line7）が，近江舞子付近ではリッジ状地形の東縁の反射面が湖岸側へ向かってオンラップしていることが確認できる音響断面（Line33）も観察した．

2)　マルチビーム音響測深

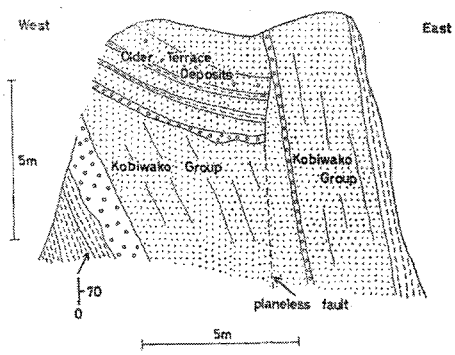
マルチビーム音響測深は近江舞子沖から高島沖までのシングルチャネル音波探査の調査測線の範囲で実施した．調査の結果，シングルチャネル音波探査で観察されていたリッジ状の地形が北北東－南南西方向に延びていることが湖底面の地形変化にも表れていることが確認された．（図－4）



図－4　音響測深結果

3)　陸域先行研究との比較

本調査で観察されたリッジ状の地形は逆断層に伴うバルジ地形と考えられる．これと類似の地形が断層帯陸域の堅田断層沿いに存在し，林（1974）によってその露頭の記載がなされている[2]．類似する2つのドーム状地形の位置は図－1に示す．それぞれ和邇ドーム状構造，



図－5　小野ドーム状構造露頭記載[2]

小野ドーム状構造と呼ばれており，非対称な構造である（図－5）．東縁の地層の傾斜が大きく，湖底バルジと互いに地形とその内部構造が類似している

陸域ドーム状地形は堅田の断層活動によって形成されたバックスラストに伴ってできた隆起構造であると推定され，変形の前面にアクティブな断層が位置する．本調査で確認された湖底のバルジ状地形もバックスラスト形成による隆起構造であると推測される．また，湖底断層と並行して延びる比良断層の変形の前面が湖底断層であり，琵琶湖西岸断層帯南部において湖底断層の存在する地域が最も琵琶湖断層帯南部の変形が集中する地域であることが示唆された．

4. まとめと今後の課題

本調査によって，高島沖から近江舞子沖にかけて湖底断層の活動に伴うと考えられる連続した撓曲地形を確認した．北北東－南南西方向に延びる連続したバルジ状の地形は，陸域の堅田断層に付随するドーム状構造と関連がある可能性が示唆された．

本調査によって得た琵琶湖西岸湖底の密な音響断面と測深のデータは今後三次元的な拡がりの検討を含め，より正確な読み取りが必要となる．また，比較対象である陸域のドーム状構造は新たな露頭調査による記載を行い，琵琶湖西岸断層南部全体の議論につなげたい．

5. 謝辞

本研究の費用の一部は，京都大学防災研究所一般共同研究「詳細湖底地形調査に基づく琵琶湖湖底断層位置の特定および湖内急斜斜面の地震時安定性評価（研究代表者：竹村恵二）平成25年4月～平成27年3月」を使用した．音響測深は渡辺康司氏（アーク・ジオ・サポート）にご協力いただいた．ここに謝意を表する．

6. 文献

1)　地震調査研究推進本部地震調査委員会(2009)：琵琶湖西岸断層帯の長期評価の一部改訂について．

2) 林　隆夫(1974)：堅田丘陵の古琵琶湖層群，地質学雑誌，第80巻，第6号，pp. 261-276.

3) 竹村恵二，岩部智紗，林田　明，檀原　徹，北川浩之，原口強，佐藤智之，石川尚人(2010)：琵琶湖における過去5万年間の火山灰と堆積物，第四紀研究，49(3)，pp. 147-160.

32. 岩石の動的曲げ破壊に関する基礎検討

Basic Study of the Effect of Impact Bending on Fracturing of Rock

西金佑一郎（鉄道総合技術研究所）
Yuichiro Nishikane

1. はじめに

一般に岩石の破壊強さはひずみ速度に依存し，ひずみ速度が増大するほど破壊強さも増大することが知られている[1]．しかし，動的破壊時における岩石の破壊強さのひずみ速度依存性については研究例[2]が比較的少なく，十分に解明されていない．これを解明することは，例えば動的外力に対する岩盤の耐力を評価する上で極めて重要である．

本発表では岩石試料を用いて静的曲げ試験および衝撃曲げ試験を実施し，岩石の破壊強さならびに破壊に要するエネルギーのひずみ速度依存性について検討した結果を報告する．

2. 試料

本研究で用いた岩石試料は，山梨県産の安山岩とインド産の斑れい岩である．両岩石の物理的および力学的性質を表－1に示す．

表－1　岩石試料の物理的および力学的性質

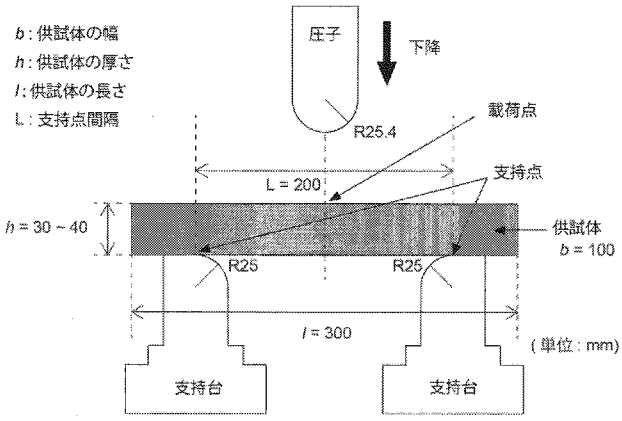
岩種	密度 (10^3 kg/m^3)	間隙率 (%)	一軸圧縮強さ (MPa)
安山岩	2.59	2.4	242
斑れい岩	3.02	0.3	351

試験に用いる供試体は，目視にて割れ目や風化部を含まない箇所から供試体を作成した．供試体は幅100mm×長さ300mm×厚さ30～40mmの直方体である．

3. 試験方法

安山岩1供試体，斑れい岩2供試体について，万能試験機を用いた静的曲げ試験を実施した．図－1に示すように，200mm間隔の支持台の上に供試体を設置し，供試体上面の中央に圧子を0.5mm/minの速度で下降させて載荷した．試験中は荷重と垂直変位を0.1sのサンプリング間隔で測定した．

安山岩4供試体，斑れい岩5供試体について，落重試験機を用いた衝撃曲げ試験を実施した．16.4kgの重錘（圧子を含む）を供試体から約1.1m，3.1m，5.1mの高さから自由落下させた．使用した治具および支持点間隔は静的曲げ試験と同じである（図－1）．試験時は荷重と垂直変位を1×10^{-5}sのサンプリング間隔で測定した．



図－1　曲げ試験概略図

4. 試験結果とその整理

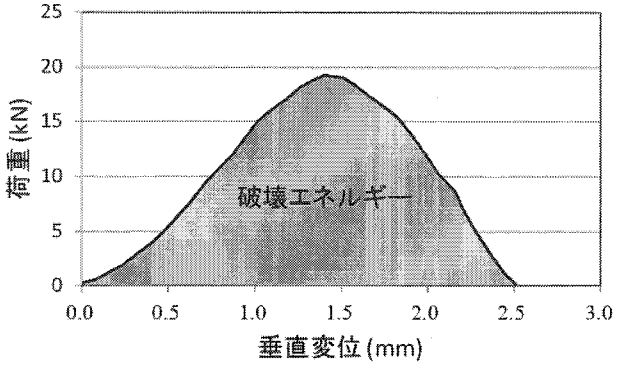
静的曲げ試験および衝撃曲げ試験の結果，図－2のような荷重-変位曲線を得た．試験によって得られた最大荷重およびその時の垂直変位および載荷時間を用い，以下の式によって曲げ強さとひずみ速度を算出した．

$$\sigma_b = \frac{3P_{max}L}{2bh^2} \qquad \text{式－1}$$

$$\varepsilon_m = \frac{6h\delta_m}{L^2} \qquad \text{式－2}$$

$$\dot{\varepsilon} = \frac{\varepsilon_m}{t_m} \qquad \text{式－3}$$

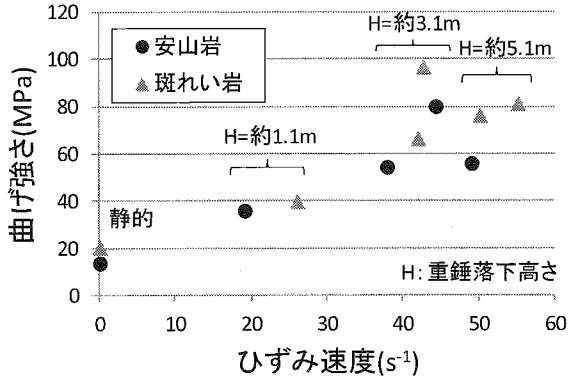
ここで，σ_b：曲げ強さ，P_{max}：最大荷重，ε_m：最大荷重時のひずみ，δ_m：最大荷重時の垂直変位，$\dot{\varepsilon}_m$：最大荷重時までの平均ひずみ速度，t_m：最大荷重時までの載荷時間である．また，荷重-垂直変位曲線によって囲まれる面積を算出し，これを「供試体の破壊に要する吸収エネルギー（以降，破壊エネルギー）」とした．



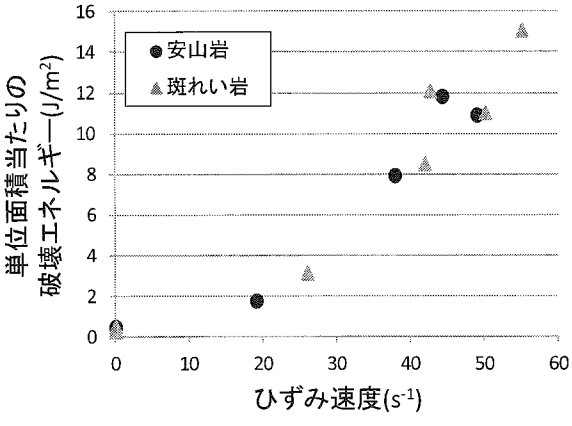
図－2　荷重-垂直変位曲線
（安山岩，衝撃曲げ試験，落下高さ3.1m）

静的曲げ試験のひずみ速度は約 $5\times10^{-5}s^{-1}$ であり，衝撃曲げ試験のひずみ速度は $19\sim55s^{-1}$ であった．重錘の落下高さ（H）が高いほど，ひずみ速度が増大する（図－3）．曲げ強さは安山岩で 13.6～80.0MPa の範囲にあり，斑れい岩で 20.4～96.8MPa の範囲にある．斑れい岩の曲げ強さの方が安山岩の曲げ強さよりもやや大きい値を示した．両岩石とも，概ねひずみ速度の増大に伴って曲げ強さが増大する．

破壊エネルギーを破断面積で除した「単位面積当たりの破壊エネルギー」は，安山岩では $0.45\sim11.8kJ/m^2$ の値を示し，斑れい岩では $0.25\sim15.1kJ/m^2$ の値を示す（図－4）．両岩石とも，ひずみ速度の増大に伴って単位面積当たりの破壊エネルギーが増大する．特にひずみ速度が約 $20s^{-1}$ 以上の高速域では，単位面積当たりの破壊エネルギーが急増する．



図－3　ひずみ速度と曲げ強さの関係

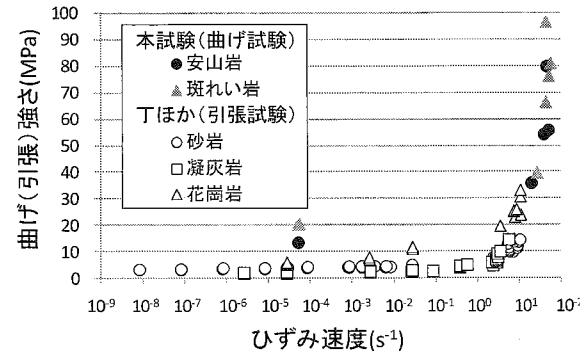


図－4　ひずみ速度と単位面積当たりの破壊エネルギーの関係

4．考察

岩石の強さはひずみ速度の増大とともに増大するが，ひずみ速度が概ね 10^0s 以上では岩石の強さの増加程度が特に顕著であることが報告されている [3]（図－5）．Qian et al. [2] は，このような岩石の強さにおけるひずみ速度依存性の変化は，破壊メカニズムの変化によるものと報告している．この理論に従えば，低ひずみ速度域における岩石の静的曲げ強さはひずみ速度の対数に比例することが示される [2]．本研究においては，静的試験時のひずみ速度を一定に設定したために，低ひずみ速度域における曲げ強さのひずみ速度依存性を確認することはできなかった．

岩石の動的強さとひずみ速度の関係については現在までに様々な意見が示されている [2), 3)] が，実験データの不足もあり十分に解明されていない．本研究結果においては，曲げ強さがひずみ速度に対して概ね線形依存している（図－3）．しかし本研究のデータ量も十分ではなく，岩石の動的強さとひずみ速度の関係を明らかにするにはさらに詳細な調査が必要である．



図－5　本研究および先行研究 [3] におけるひずみ速度と曲げ（引張）強さの関係

図－4 より，岩石の破壊エネルギーはひずみ速度が約 $19s^{-1}$ 以上の高速域でひずみ速度に線形依存することが示唆される．低速域では岩石の破壊エネルギーがひずみ速度依存性を示すかどうかは確認できなかった．しかし，Qian ほか [2] が示したように低速域と高速域では破壊メカニズムが異なるとすると，岩石の破壊エネルギーのひずみ速度依存性は低速域と高速域で異なると考えられる．

謝辞

本研究における曲げ試験は JFE テクノリサーチ（株）において実施して頂いた．また，本研究で用いた安山岩の試料は甲州砕石（株）より提供して頂いた．本研究に協力して下さった多くの方々に感謝します．

文献

1）小林良二（1969）：高速荷重下における岩石の力学的性質（第1報），日本鉱業会誌，Vol.91，pp.911-916.

2）Qian, Q.H., Qi, C.Z., Wang, M.Y.（2009）：Dynamic strength of rocks and physical nature of rock strength, Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, Vol.1, pp.1-10.

3）丁佑鎮，緒方雄二，和田有司，瀬戸政宏，勝山邦久，小川輝繁（2001）：岩石の引張強さに及ぼすひずみ速度および水分飽和の影響，土木学会論文集，No.673，pp.53-59.

33. 凍結最低温度が凍結融解による岩石劣化に与える影響調査（その２）

Investigation of effect that freezing the lowest temperature gives to rock deterioration by freezing and thawing (Part 2)

○日下部祐基，倉橋稔幸，伊東佳彦（土木研究所　寒地土木研究所）
Yuki Kusakabe, Toshiyuki Kurahashi, Yoshihiko Ito

1. はじめに

北海道のような積雪寒冷地では，岩盤斜面の崩壊要因の１つとして凍結融解の繰り返しによる岩石劣化が考えられるが，現行の凍結融解試験をそのまま岩盤斜面の耐久性評価に適用できない．これは，自然環境とは最低温度および凍結速度が相違するためである．

これまでに軟岩に分類される一軸圧縮強さ 15～33MPa を有する試料について，凍結融解試験の凍結最低温度を変化させた試験を行い，温度変化の影響を検討してきた[1]．本報告では，凍結融解の影響を受け易いさらに強度の小さい岩石試料を用いて，前回同様の凍結最低温度を変化させた試験を行い，温度変化の影響と定式化について検討したので報告する．

2. 試験方法

試験に用いた岩石試料は，釧路市阿寒町で採取した古第三紀漸新世浦幌層群舌辛層の軟岩の砂質泥岩である．道路建設現場の切土区間における，道路路床から採取した．道路建設現場から 20cm 角の岩塊を試験室に搬入し，φ66mm サンプラーでサンプリングしたコアを長さ 10cm に切断して供試体を作成した．

表-1 に，岩石の基本物性値として「密度吸水および有効間隙率試験」,「超音波速度試験」,「一軸圧縮試験」の結果を示す．一軸圧縮強さが 4.7MPa で，吸水率が 12.2%である．軟岩の中でも強度が小さく，吸水率が大きいことから凍結融解の影響を受け易い岩石であることが推測される．

凍結融解後の劣化度を把握するために，「凍結融解試験」と任意凍結融解サイクル数における「超音波速度試験」および「一軸圧縮試験」を実施した．

なお，凍結融解試験をコンクリートの凍結融解試験に準じて行った．凍結最低温度の変化は，3 ケースの温度条件（凍結最低温度=-18℃（基本試験），-9℃，-3℃）を用いた．凍結融解試験後に「超音波速度試験」と「一軸圧縮試験」あるいはどちらか 1 つの試験を行った．

凍結融解サイクル数は，凍結最低温度-18℃のケースにおいて 10 回で供試体が崩壊したため，他のケースでも凍結融解サイクル数を最大 10 回として試験した．

3. 試験結果および考察

3.1 試験結果

凍結融解試験後の超音波速度試験結果として，図-1 に測定された全供試体の凍結融解サイクル数と相対動弾性係数の関係を示す．凍結最低温度-18℃，-9℃のケースでは初期サイクルから急激に減少した．一方，凍結最低温度-3℃のケースでは，凍結融解サイクル数 10 回で相対動弾性係数が 80%程度に収束するような比較的穏やかな減少傾向を示した．

図-2 に，凍結融解試験後の一軸圧縮強さを示す．各実験ケースともバラツキがみられる．凍結融解の影響を受け易い岩石のために，その現象が鮮明に現れたことなどが考えられる．

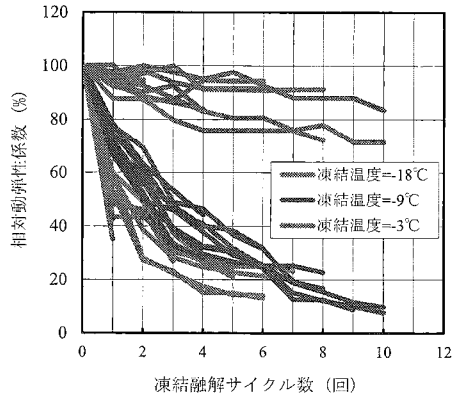


図-1　凍結融解サイクル数と相対動弾性係数

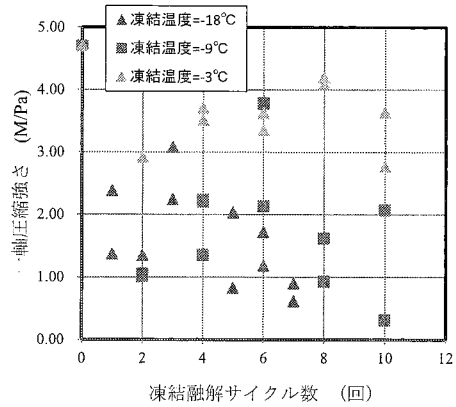


図-2　凍結融解サイクル数と一軸圧縮強さ

表-1　岩石試料の基本物性値

試料名	岩種	採取地	吸水率 (%)	飽和密度 (g/cm^3)	乾燥密度 (g/cm^3)	P波速度 (km/sec)	S波速度 (km/sec)	一軸圧縮強さ (Mpa)
舌辛層　砂質泥岩	堆積岩	阿寒町	12.19	2.28	2.04	2.38	0.76	4.7

3.2 相対動弾性係数と強さ比

著者らはこれまでに，動弾性係数と一軸圧縮強さの関係を解析してきた[2]．関係は以下の式で示される．

$$qu = a \cdot E_d^{\ b} = 0.06 \cdot E_d^{\ 0.6} \quad (1)$$

ここに，qu：一軸圧縮強さ（MN/m^2），E_d：動弾性係数（MN/m^2），a,b：係数

図-3 は，本報告の試験結果と関係式(1)の関係を示したものである．全体的には試験値は関係式より小さい値を示すが，傾き（係数 b）は一致している．この関係式を用いると，相対動弾性係数と強さ比（凍結融解後の一軸圧縮強さと初期強さの比）との関係も以下の式で求められる．図-4 に関係を示す．

$$S_q = \frac{qu_f}{qu_0} \times 100 = \left(\frac{E_{df}}{E_{d0}}\right)^{0.6} \times 100 = (S_E/100)^{0.6} \times 100 \quad (2)$$

ここに，S_q：強さ比（%），S_E：相対動弾性係数（%），qu_0：初期一軸圧縮強さ（MN/m^2），E_{d0}：初期動弾性係数（MN/m^2），qu_f：凍結融解試験後の一軸圧縮強さ（MN/m^2），E_{df}：凍結融解試験後の動弾性係数（MN/m^2）

3.3 凍結最低温度と強度低下の定量化試案

凍結融解による強度劣化について，凍結融解サイクル数と強さ比の関係を指数曲線で近似できることを示した[3]．図-5 に今回の試験結果と指数近似曲線を示す．一軸圧縮強さのバラツキが大きかったことから，相関は良くないが，近似曲線は凍結最低温度が相対的に高いほど緩やかな曲線を示した．

図-6 に，最低凍結温度と指数近似曲線の係数との関係を示す．試案であるが，対数近似曲線と相関が高い．この関係を定式化することができれば，一般に凍結融解試験で用いられている凍結最低温度-18℃の試験結果を任意の現地凍結最低温度に補正して，適用できることが考えられる．

4. まとめと今後の課題

本報告では，これまでに示した相対動弾性係数と強さ比の関係式の検証と，凍結最低温度の違いによる強度低下の関係式の試案を示した．今後，他の試料についても検討して定式化を試みたい．

参考文献

1) 日下部祐基，伊東佳彦，井上豊基(2015)：凍結最低温度が凍結融解による岩石劣化に与える影響調査，日本応用地質学会平成 25 年度研究発表会，pp25-26.
2) 伊東佳彦，日下部祐基，井上豊基(2015)：凍結融解による岩石劣化の凍結温度の影響に関する研究(その２)，第 48 回地盤工学会発表会，pp1035-1036.
3) 日下部祐基，伊東佳彦，坂本多朗(2010)：岩石の凍結融解による強度劣化の推定法に関する研究，寒地土木研究所月報，No.681，pp.11～20.

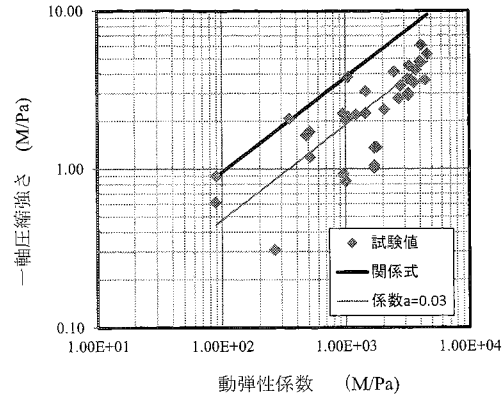


図-3 動弾性係数と一軸圧縮強さ

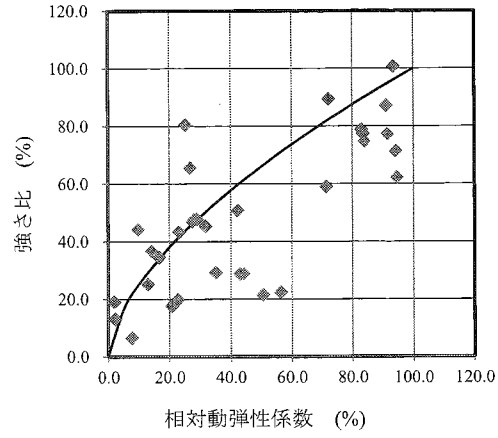


図-4 相対動弾性係数と強さ比

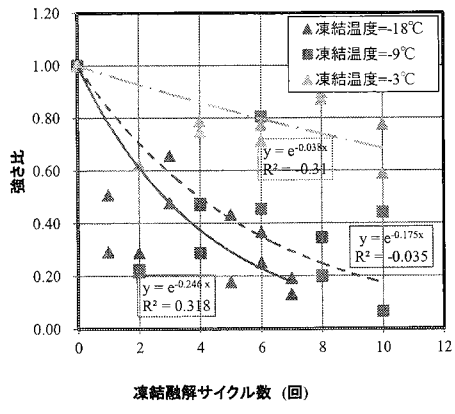


図-5 凍結融解サイクル数と強さ比

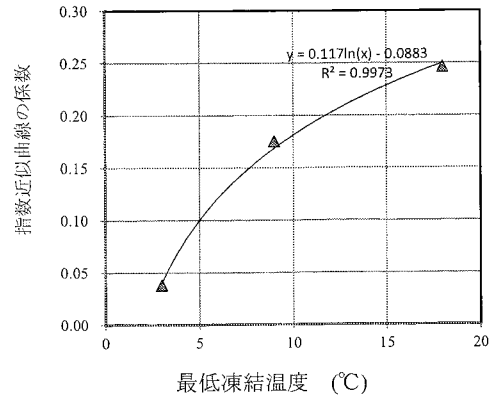


図-6 最低凍結温度と指数近似曲線の係数

34. 白川の堤外微地形と2012年九州北部豪雨災害

Micro-Landforms in Riverside Area of the Shirakawa River and the 2012 Northern Kyushu Heavy Rain Disaster

○黒木貴一（福岡教育大），磯望（西南学院大），黒田圭介（西南学院大）
Takahito Kuroki, Nozomi ISO and Keisuke KURODA

1. はじめに

2012年九州北部豪雨では，九州北部の一級河川近傍及びその流域に多くの斜面崩壊，土石流，氾濫の被害が生じた[1)~4)]．熊本県の白川上流域では，阿蘇カルデラ壁での斜面崩壊や土石流，カルデラ底での氾濫被害も見られた．また立野峡谷より下流では氾濫水による耕地の侵食や土砂による埋没，住宅地の浸水被害も見られた[5)]．この際，浸水範囲は上流の阿蘇カルデラ内で約2000haで下流で約281haあり[6)]，熊本県では死者・行方不明者25人，全・半壊家屋1462棟，床上・下浸水1912棟だった[7)]．越流し氾濫する場の条件は福岡市の二級河川の御笠川の堤外微地形で既に検討され，そこでは堤内に対して堤外の河床の高さが接近し，またその場所は堰や橋，海に近いことが示された[8)]．しかし大分川[9)]や大淀川[10)]の一級河川では，河床の比高変化に堰や橋の影響は不明瞭で，支流の合流や海の影響を示す比高変化が読み取れることも示された．そこで2012年に生じた白川の氾濫被害を例に，堤外微地形の地形量の特徴とその浸水状況との関連を検討した．

2. 研究方法

1) 研究対象地域

阿蘇山に発し熊本平野を西流する白川を対象とし，カルデラ内では支流の黒川を扱う．白川を上流から400m間隔に区切り1-196の区間を設定した．カルデラ内(1-67)を上流域，立野峡谷(68-84)を中流域，熊本市内(85-162)を下流域，沖積平野(163-196)を最下流域と区分した．

2) 地形区分方法

基盤地図情報の5mDEMによる陰影図で地形を区分した．地形は上位より堤内，堤防，河岸，水面に区分した(図-1)．GISで光源高度を45度で光源方位を315度と225度の陰影図を作成し，パソコン画面上で地形境界線を描画した．

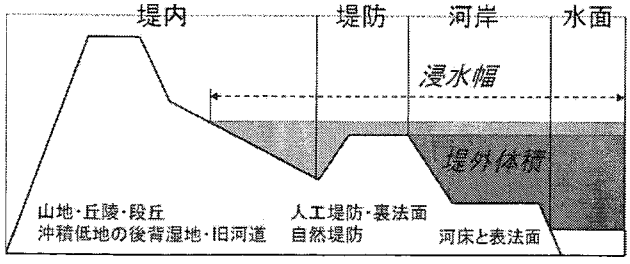


図-1 地形区分モデル

3) 河況の資料と調査

2012年九州北部豪雨による被害地域の状況調査を実施し，国土交通省九州地方整備局(2012)[6)]から各区間に対する浸水域の幅(以降，浸水幅とする)を求めた．

4) 地形量解析と検討

196の区間毎に各地形の平均標高を求めた．区間毎に水面を基準とする各地形の比高を求め，区間を横軸とする比高による折れ線グラフを作成した．堤防，河岸，水面について各区間に占める面積割合を求め，区間を横軸とする棒グラフを作成した．各区間の堤外体積を求め，区間を横軸とする折れ線グラフを作成した．これら地形解析結果と浸水幅とを比較し，浸水幅と白川の微地形の地形量との関係を検討した．

3. 浸水幅と地形条件

図-2に陰影図を背景に浸水範囲と地形区分を下流域について示す。この分布図から地形量と浸水幅との関連性を検討した。

1) 浸水幅

区間毎の浸水幅は，上流域は平均約700m，下流域は平均約200mである(図-3)．浸水幅の変動は激しいが全体的傾向は，上流域では区間5付近から，下流域では区間120付近までは変化は少ないが，それより下流に向かって次第に減少する．また15区間(約6km)程度の周期的な浸水幅の大小が18箇所認められ，それらを浸水幅の大きい9箇所(奇数)と小さい9箇所(偶数)と区分した．

2) 微地形の平均比高

河岸は，上流域では下流に向かって平均比高が増加するのに対し，浸水幅は減少する．下流域では，区間160付近まで下流ほど平均比高が増加するのに対し，浸水幅が減少する．浸水幅変化の18箇所と河岸の平均比高の変化とは，上下流とも明瞭な関係を見出せない．

3) 微地形間の平均比高差

堤防と河岸の平均比高差(標高差)は，上流域でも下流域でも，全体的に見ると浸水幅の減少する下流ほど増加する．この平均比高差と浸水幅の大小18箇所を比較すると，平均比高差は浸水幅が広い箇所では小さく，浸水幅が狭い箇所では大きい傾向がある．また堤内と河岸の平均比高差は，堤防と河岸のそれが浸水幅に対して持つ特徴と似た点が多い．

4) 微地形の面積割合

河岸の面積割合に関し全体的に見ると，上流域では下流に向かってその割合が増加すると浸水幅は減少す

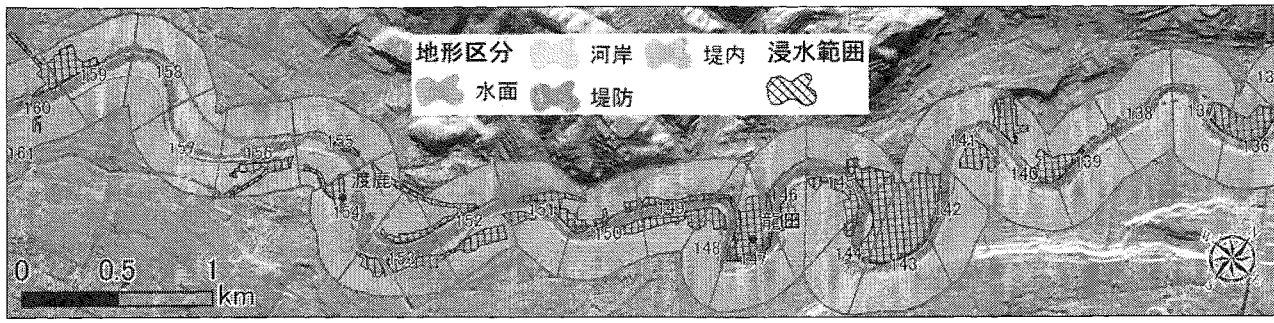


図-2 浸水範囲と地形区分の例

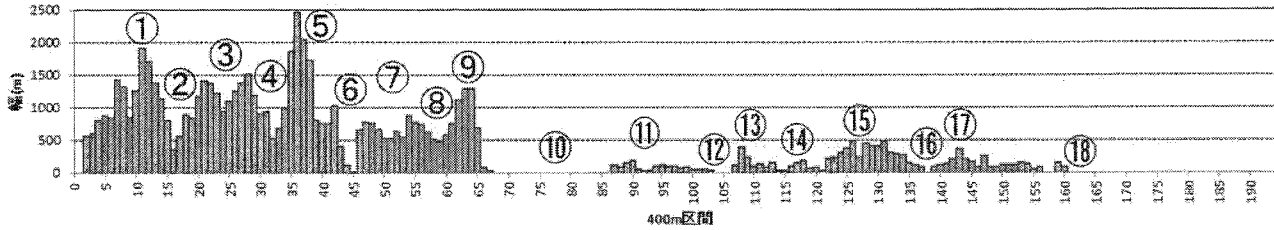


図-3 区間ごとの浸水幅

る．下流域でも区間 160 付近まで下流に向かって面積割合が増加すると浸水幅が減少する．この河岸の面積割合と浸水幅の大小 18 箇所を比較すると，その割合は，浸水幅が狭い箇所では周囲に比べ高く，逆に浸水幅が広い箇所では低い傾向がある．

5) 堤外体積

堤外体積に関し全体的に見ると，上流域では下流に向かって堤外体積が増加すると浸水幅は減少する．下流域でも下流に向かって堤外体積が増加すると浸水幅が減少する．この堤外体積と浸水幅の大小 18 箇所を比較すると，その体積は上流域では浸水幅の広い箇所では周囲に比べ小さく，浸水幅の狭い箇所では周囲に比べ高い傾向がある．下流域でも同様の傾向が少しある．

4. まとめ

白川の微地形の特に堤外地形の地形量と 2012 年九州北部豪雨による浸水幅との関連を検討した結果，表-1 のように整理できた．また，白川には浸水範囲と関連する数 10km 規模と約 6km 規模の相似的な共通する地形構造の単位が認められた．結果は地形モデルでまとめた．

表-1 地形量と浸水幅

	浸水幅			
	全体的		部分的	
	上流域(区間5～)	下流域(～区間160)	広い箇所	狭い箇所
地形量	下流方向に減少			
河岸の平均比高	増加	増加	?	?
河岸と他地形との平均比高差	増加	増加	小さい	大きい
河岸の面積割合	増加	増加	低い	高い
堤外体積	増加	増加	小さい	大きい

謝辞 本研究は，平成 25 年度科学研究費補助金(基盤研究(C))；23501243「都市域における時空間地理情報を用いた氾濫原の特性評価の研究」(研究代表者 黒木貴一) 及び 23501253「土砂災害発生に関する経年的変化の検討」(研究代表者 磯望)の一部を利用した．ここに記して謝意を表す．

文献

1)久保田哲也・篠原慶規(2013)：平成 24 年梅雨末期豪雨による九州北部の山地災害．自然災害研究協議会西部地区部会報・論文集，No.37，37-40.
2)北園芳人・野田光星・西坂将吾(2013)：平成 24 年 7 月集中豪雨による阿蘇地域の土砂災害．自然災害研究協議会西部地区部会報・論文集，No.37，41-44.
3)山崎俊成・山本晴彦・山本実則(2013)：2012 年 7 月に大分県北部で発生した豪雨災害の特徴．自然災害研究協議会西部地区部会報・論文集，No.37，53-56.
4)磯望・黒木貴一(2013)：2012 年 7 月北部九州豪雨災害と学校の防災対応．自然災害研究協議会西部地区部会報・論文集，No.37，65-68.
5)防災科学技術研究所観測・予測研究領域水・土砂防災研究ユニット(2013)：2012 年 7 月 12 日熊本県における豪雨災害．http://mizu.bosai.go.jp/wiki/wiki.cgi?page=2012%C7%AF7%B7%EE12%C6%FC%B7%A7%CB%DC%B8%A9%A4%CB%A4%AA%A4%B1%A4%EB%B9%EB%B1%AB%BA%D2%B3%B2(2013 年 5 月 29 日閲覧).
6)国土交通省九州地方整備局(2012)：平成 24 年 7 月九州北部豪雨について．http://www.qsr.mlit.go.jp/n-kawa/kensyo/02-tateno/houkokusyo(tateno)/houkokusyo_ref/05_ref_hokubu_gouu.pdf(2013 年 6 月 19 日閲覧).
7)熊本県危機管理防災課(2012)：H24.7.12 熊本広域大水害に係る被害報告(第 75 報)．http://cyber.pref.kumamoto.jp/bousai/Content/asp/topics/topics_list.asp?PageID=14(2013 年 5 月 29 日閲覧).
8)黒木貴一・磯 望・後藤健介・宗建郎・黒田圭介(2011)：那珂川中流域におけるレーザーデータを用いた氾濫原の地域区分．2011 年秋季学術大会日本地理学会発表要旨集，No.80，p157.
9)黒木貴一・磯望・後藤健介・宗建郎・黒田圭介(2012)：5mDEM による大分川の地形縦断曲線．2012 年春季学術大会日本地理学会発表要旨集，No.81，p246.
10)黒木貴一・磯望・黒田圭介・後藤健介・宗建郎(2013)：大淀川水系の地形縦断曲線の特徴．2013 年春季学術大会日本地理学会発表要旨集，No.83，p309.

35. 土砂供給量比推定のための河床材料の分析方法

Analyses Methods to Estimate Supplied Ratio of the Bed Material

○小俣 雅志，渋谷 典幸，直江 敬徳（(株) クレアリア）
樋川 満 (国土交通省 青森河川国道事務所)，飯田 友章（アースサイエンス (株)）
Masashi Omata, Noriyuki Shibuya, Yoshinori Naoe, Mitsuru Toikawa, Tomoaki Iida

1. はじめに

河川の総合的な土砂管理を検討する上で，土砂供給源を特定して，どの程度の土砂供給がなされているかを把握することは重要である．しかしながら，本川および本川に合流する支川からの土砂供給量を把握することは難しい課題となっている．本研究では本川および支川間における土砂供給量比を定性的な検討が可能であるか予察的に検討を行った．

2. 調査地の地質概要

岩木川は弘前東部地域より各支川を集めて北流し，津軽北部地域にて十三湖へと注ぐ一級河川である．岩木川上流部は主として新第三紀堆積岩類～火山岩類から構成され，一部では第四紀火山岩類も含まれている．中流部から下流部にかけては沖積平野を流下する．岩木川は弘前市北方で支川の平川と合流する．平川は岩木川との合流点上流で浅瀬石川と合流する．この三川合流前後での河床材料の組成の違いを検討した．20 万分の 1 地質図「弘前および深浦」[1]によれば，各河川における地質分布は以下のように示されている．

浅瀬石川流域の主な構成地質は十和田火山の軽石流堆積物が広範囲に分布し，東部ではその上位に南八甲田火山岩類の輝石安山岩溶岩および火砕岩が分布する．それらの下位には遠部層相当層の酸性火砕岩や石英安山岩溶結凝灰岩および溶岩が分布する．

平川流域の主な構成地質は東部では大釈迦層相当層の砂岩・シルト岩および礫岩，遠部層相当層の酸性火砕岩が比較的広く分布する．鮮新世の安山岩溶岩が所々に分布し，一部に石英安山岩質溶結凝灰岩および溶岩が分布している．西部では早口川層相当層の酸性火砕岩，流紋岩，流紋岩溶結凝灰岩およびかんらん石玄武岩溶岩が広く分布する．

岩木川上流域の主な構成地質は黒石沢層相当層の安山岩火砕岩および藤倉川層の輝石安山岩溶岩が広く分布する．最上流部には早口川層のかんらん石玄武岩溶岩および火砕岩，流域東側には中古生層の粘板岩・チャート・砂岩・千枚岩が一部に分布している．流域東側には女川層相当層の硬質泥岩，大滝層の輝石安山岩火砕岩および笹岡層相当層の砂岩，天徳時層相当層のシルト岩が分布している．

以上のように，各支川の流域は同じ地層が露出する部分もあるものの，流域毎に分布する地層が若干異なり，その面積も異なることから，各河川の供給量比を検討することが出来ると考えた．

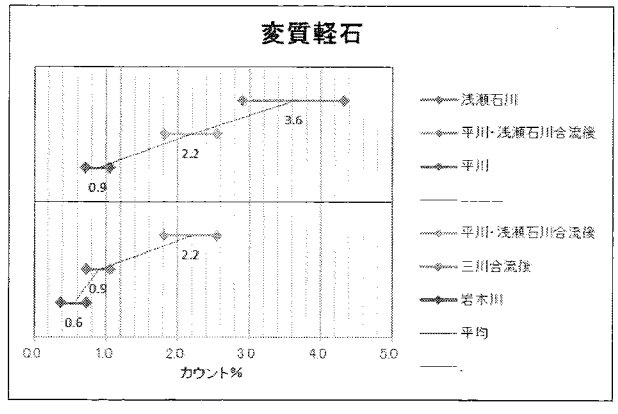
3. 調査方法および調査結果

これらの三川の合流前後の河床材料を採取して鉱物分析および蛍光X線分析を実施して構成鉱物組成および化学組成を検討した．

3.1 鉱物分析

鉱物分析では河床材料調査で粒度分析に供した試料の砂分（0.01～2mm）の粒子のみをふるい分けにより選別し，薄片作成用試料を作成して，薄片観察を実施した．薄片観察をすることで鉱物種だけではなく，岩石種を同定して構成量比を求めた．

浅瀬石川，平川の合流前の鉱物分析結果と平川・浅瀬石川合流後の鉱物分析結果が比較できるよう，平川・浅瀬石川合流後，岩木川の鉱物分析結果と，三川合流後の鉱物分析結果が比較できるようにグラフを作成した．一例として変質軽石のグラフを図－ 1 に示す．変質軽石の構成量比は，浅瀬石川，平川の合流前の組成分布範囲の中間に平川・浅瀬石川合流後の分布範囲が位置することから，ほぼ同程度の土砂供給量であると推定される．三川合流後の分布は，平川・浅瀬石川合流後の組成分布範囲より岩木川の組成分布範囲に近い組成分布範囲であることから，岩木川からの土砂供給量が多いと推定される．



図－ 1 鉱物分析結果検討グラフの例

このような方法で，鉱物分析の結果を検討したところ，浅瀬石川と平川との合流で，浅瀬石川の鉱物組成が多く含まれている明らかなのは凝灰岩のみである．浅瀬石川がやや優勢となる組成は変形砂岩と不透明鉱物であるが不明瞭である．平川が優勢となる組成は軽石，泥岩，単結晶石英であり，やや優勢となる組成は

酸性火山岩類，中性火山岩類，変形緑色岩，片岩，社長石，変質火山ガラスである．以上より，浅瀬石川より平川のほうが優勢となる組成が多いことから，平川の土砂供給量が優勢であると推定される．

平川・浅瀬石川合流後と岩木川合流前と，三川合流後を比較検討した結果，平川・浅瀬石川合流後が優勢となるのはホルンフェルスおよび単結晶石英であり，やや優勢であるのが凝灰岩，珪化岩，単斜輝石である．一方，岩木川が優勢なのは，酸性火山岩，塩基性火山岩，変質軽石，新鮮軽石であり，やや優勢なのは斜方輝石である．岩木川の方が優勢の組成が多いことから，鉱物分析の結果では，岩木川からの土砂供給量が多いと推定される．

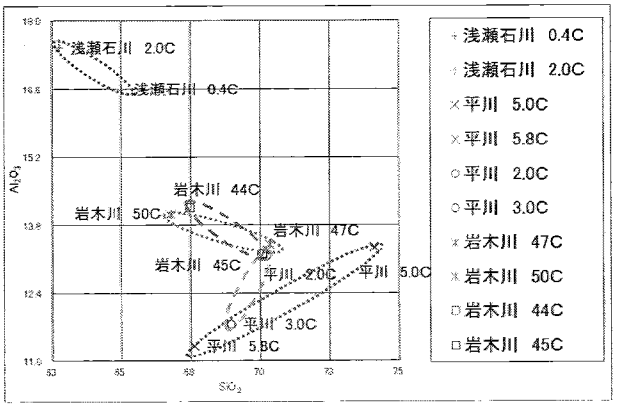
3.2 蛍光X線分析

蛍光X線分析においても鉱物分析と同様に河床材料調査で粒度分析に供した試料の砂分（0.01～2mm）の粒子のみをふるい分けにより選別した．近年では粉末試料を固化させて分析する方法が確立されていることから，粉末試料を用いて蛍光X線分析を行って定量分析を実施した．定量分析はファンダメンタルパラメータ法（FP 法）により実施した．FP 法は分析線の強度が試料の組成と基礎的定数（ファンダメンタルパラメータ）の関数として記述できるという考え方を基礎とした理論計算法である．測定試料を 100μm以下に粉砕し，試料を樹脂製リング（外径φ26 mm，内径φ20 mm，厚 4 mm）に詰めてプレス機で 20 t (74Mpa)程度加圧して，錠剤化（ディスク作成）したものを試料室にセットし測定を行った．測定機器は JEOL 製 JSX-3100RⅡ（XRF）分析装置を使用した．

河床材料の供給源について蛍光 X 線分析結果から Al_2O_3/SiO_2-B.I.（塩基性指標）図を用いて支流寄与度を出す方法がこれまでに提案されている [2]が，本研究では Al2O3/SiO2-B.I.（塩基性指標）図に加えて，SiO_2 と各元素の酸化物でグラフを作成して分布範囲の違いによる検討を行った．その一例として SiO_2-Al_2O_3 のグラフを図－ 2 に示す．平川合流前（5.0C，5.8C）は SiO2 が多く Al_2O_3 が少ない位置にプロットされる．浅瀬石川（0.4C，2.0C）は SiO_2 が少なく，Al_2O_3 が多い位置にプロットされる．平川合流後（平川 2.0C，3.0C）は平川合流前に近い位置にプロットされることから，平川からの土砂供給量が多いことが推測される．この平川合流後（平川 2.0C，3.0C）と合流前の岩木川（47C，50C），三川合流後の岩木川（44C，45C）を比較してみると，岩木川の合流前後でプロットされる位置はほとんど変わらないことから 2 河川合流後の平川の土砂供給量は少ないと推定される．

このほかの成分では，浅瀬石川と平川の合流前後で比較したところ，平川合流前（5.0C と 5.8C）では分析値にばらつきが大きすぎて詳細な検討が難しいものの，平川合流後（平川 2.0C，3.0C）の値は，ほとんどの酸化物で浅瀬石川（0.4C，2.0C）の値に比べて，平川合流前（平川 5.0C，5.8C）の値に近い値を示す．浅瀬石川合流後の平川（平川 2.0C，3.0C）と岩木川（47C，50C）との比較では，三川合流後（44C，45C）における値は，Al_2O_3，Fe_2O_3，MnO，P_2O で岩木川オリジナルに近い値を示し，CaO，K2O の軽元素で平川に近い値を示す．

以上，蛍光 X 線分析による酸化物組成を用いて，平川と浅瀬石川，合流後の平川の組成を検討した結果，合流後の平川は合流前の平川の組成に近く，平川の土砂供給が優勢であると推定される．合流後の平川と岩木川，三川合流後の組成を検討した結果，三川合流後の組成は岩木川に近いものが多い．しかしながら，軽元素では合流後の平川に近い値を示している．全体的には岩木川からの土砂供給量が多いが，特定な岩石からの供給が平川からなされている可能性がある．



図－ 2　SiO2－酸化物図の例（SiO2-Al2O3 図）

4. まとめと今後の課題

本調査は予察的に実施したため，対象地点毎に 2 試料のみで分析を行ったものの，鉱物分析から求めた土砂供給割合と，蛍光 X 線分析による化学組成から求めた土砂供給割合の結果は良く一致しており，浅瀬石川と平川では平川優勢，平川と岩木川では岩木川優勢との定性的な傾向が確認できた．

しかしながら，本調査では試料数が限られ，分析値のばらつきが大きいために詳細な検討が難しくなっている．今後は試料数を増やして検討するが必要がある．また，鉱物組成と化学組成を関連づけ，供給源の地質構成比とあわせて検討を進める必要がある．

文献

1) 大沢 穠(1978)：1:200,000 地質図 弘前および深浦，工業技術院地質調査所

2) 飯田友章，加藤孝幸，植田和幸，水野直弥，小俣雅志(2011) 堆砂供給源の FP 法蛍光X線分析による迅速推定と支流寄与度，平成 23 年度研究発表会講演論文集，日本応用地質学会，p209-210.

36. 熊本県阿蘇地域の支持力特性とその対策 - 九州北部豪雨の砂防えん堤基礎を例として－

Bering capacity of the Kumamoto Aso area and methord - sediment control dam of heavy rain in North Kyushu -

○梅崎基考，山下隆之，岩内明子，工藤伸（㈱アバンス）
Noritaka Umezaki, Takayuki Yamashita, Akiko Iwauchi, Shin kudo

1. はじめに

平成 24 年 7 月 12 日の九州北部豪雨により阿蘇外輪山のカルデラ内側急斜面（カルデラ壁）にて多数の土石流災害が発生した．カルデラ内の観測点である阿蘇乙姫では時間最大 106mm を記録し，6 時間で 491mm と圧倒的な降水量が短時間に集中したため，表層崩壊土砂を発生源としてカルデラ壁の外輪山斜面にて土石流が多発した[1]．災害により死者行方不明 25 名，住宅被害計 2355 棟が被災し，そのほとんどはカルデラ壁斜面法尻に位置する．復旧事業として砂防えん堤が計画され，ボーリング調査が実施された．本報告では，ボーリングの N値と平板載荷試験結果から得られた支持力の相関性をまとめた結果を報告する．今回対象としたのは，九州北部豪雨により被災し，砂防えん堤が計画されている阿蘇カルデラの 14 渓流である（図-1，表-1）．

2. 阿蘇カルデラにおける地質

阿蘇カルデラ周縁部は，先阿蘇火山岩類と 27 万年前～9 万年前に噴出した阿蘇火砕流堆積物（溶結凝灰岩，Aso-1～Aso-4）がカルデラ斜面を形成し，カルデラ上部の緩斜面の表層には主に中央火口丘から噴出した降下火山灰が土壌化したローム層である黒ボク，赤ボクが表層を覆うように分布している．

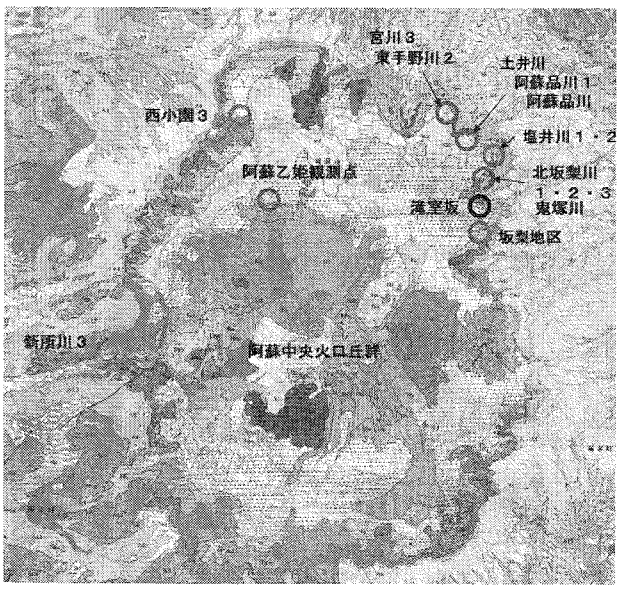


図-1 阿蘇カルデラと土石流発生箇所[2]

3. 土石流の特徴

九州北部豪雨で発生した土石流は，「泥流型」と「砂礫型」が認められる[1]．「泥流型」は，主に斜面表層に堆積した黒ボクが下位の赤ボクとの境界面で表層崩壊を起こし表流水とともに流れ下るものである．一方，「砂礫型」は，カルデラ壁上方の緩斜面の集水地形に表流水が集中し，黒ボク・赤ボクの表層崩壊を発生源として泥流型土石流が発生し，下方のローム層や崖錐堆積物（一部，岩盤崩壊），阿蘇火砕流堆積物の溶結凝灰岩の巨礫を巻き込んで「砂礫型」土石流となるものである（写真-1）．

砂防えん堤計画箇所（対象地）には，九州北部豪雨以前の「泥流型」と「砂礫型」の古期土石流堆積物が互層状に堆積している．以上より，えん堤の基礎地盤は，1）黒ボク・赤ボクの軟質な火山灰質粘性土（泥流型土石流堆積物）と 2）古期土石流堆積物である玉石混じり火山灰質粘土質砂礫（砂礫型土石流堆積物）の 2 つが認められ，支持力特性も異なる．



写真-1 泥流型土石流（左）と砂礫型土石流（右）

4. ボーリング調査結果の問題点

対象地の砂防えん堤計画箇所の基礎地盤は，主に玉石混じり粘土質砂礫である．ボーリング調査の N値はほとんどが N値 30 以上を示すが，部分的に N値が 4～10 程度と火山灰質粘性土主体層がはさむ．熊本県砂防技術基準では，砂礫層を，密な砂礫層（qa＝588kN/m2），密でない砂礫層（qa=294 k N/m2）と区分しているが，粘性土主体であれば，非常に固い粘性土（qa＝588kN/m2）と評価される．そのやや難質な挟み層で支持力を評価してしまうことで，地盤の支持力を過小評価してしまい，過度な地盤改良が計画されるケースがあった．そのため，実際に試掘調査を行い，平板載荷試験により支持力をチェックすることとなった．

5. 平板載荷試験から得られた許容支持力と N値

表-1 に平板載荷試験結果を示す．許容支持力は，ほんとどが沈下量 30mm を極限支持力とし，安全率 3（常時）で除したものである．N値は，事前のボーリング調査で得られたその深度の実測 N値（礫補正なし）である．

表-1　平板載荷試験結果の許容支持力とN値の関係

渓流名	地質	N値	平板載荷・許容支持力(極限÷安全率3)
坂梨地区	玉石混り粘性土	N=9	Qa=166 kN/m^2
〃	玉石混り粘性土	N=16	Qa=233 kN/m^2
北坂梨川 1	玉石混り粘性土	N=9	Qa=200 kN/m^2
北坂梨川 3	玉石混り粘土質砂礫	N=32	Qa=533 kN/m^2
〃	玉石混り粘土質砂礫	N=28	Qa=400 kN/m^2
鬼塚川	強風化溶結凝灰岩	N=12	Qa=300 kN/m^2
塩井川 1	玉石混り粘性土	N=9	Qa=225 kN/m^2
〃	赤ボク	N=4	Qa=75 kN/m^2
塩井川 2	玉石混り粘土質砂礫	N=45	Qa=586 kN/m^2
〃	玉石混り粘土質砂礫	N=20	Qa=173 kN/m^2
〃	玉石混り粘土質砂礫	N=18	Qa=173 kN/m^2
宮川 3	粘土質砂礫	N=19	Qa=346 kN/m^2
〃	粘土質砂礫	N=50	Qa=509 kN/m^2
〃	粘土質砂礫	N=14	Qa=278 kN/m^2
土井川	粘土質砂礫	N=50	Qa=720 kN/m^2
〃	粘土質砂礫	N=50	Qa=600 kN/m^2
〃	粘土質砂礫	N=11	Qa=400 kN/m^2
新所川 3	玉石混り粘性土	N=20	Qa=135 kN/m^2
〃	玉石混り粘土質砂礫	N=50	Qa=490 kN/m^2
〃	玉石混り粘性土	N=15	Qa=228 kN/m^2
〃	玉石混り粘性土	N=20	Qa=121 kN/m^2
〃	玉石混り粘性土	N=15	Qa=198 kN/m^2
〃	玉石混り粘性土	N=15	Qa=245 kN/m^2
東手野川 2	玉石混り粘土質砂礫	N=19	Qa=283 kN/m^2
〃	玉石混り粘土質砂礫	N=19	Qa=358 kN/m^2
〃	玉石混り粘性土	N=8	Qa=113 kN/m^2
阿蘇品川 1	低溶結凝灰岩	N=100	Qa=495 kN/m^2
阿蘇品川	玉石混じり砂礫	N=28	Qa=493 kN/m^2
〃	下陳礫層（礫岩）	N=50	Qa=493 kN/m^2
〃	下陳礫層（礫岩）	N=50	Qa=493 kN/m^2
野中川 3	玉石混り粘土質砂礫	N=18	Qa=186 kN/m^2
〃	玉石混り粘土質砂礫	N=19	Qa=320 kN/m^2
〃	玉石混り粘土質砂礫	N=50	Qa=666 kN/m^2
西小園川 3	玉石混り粘土質砂礫	N=28	Qa=180 kN/m^2
〃	玉石混り粘土質砂礫	N=35	Qa=400 kN/m^2
〃	玉石混り粘性土	N=9	Qa=200 kN/m^2

1）粘性土（火山灰質礫混じり粘性土：古期土石流堆積物）は，N値 5～20 の範囲において，Qa＝75～250（kN/m2）を示す．礫の混入量が 30%以下程度であるものは，粘性土とした．Qa＝5.1×N＋113 を示す．砂防技術基準のN値と許容支持力の関係と比べると，N値に対してやや大きな支持力を示す．

2）礫質土（玉石混じり粘土質砂礫：古期土石流堆積物）は，N値 10～50 以上の範囲において，Qa＝250～600（kN/m2）を示す．Qa＝8.2×N＋170 を示す．砂防技術基準のN値と許容支持力の関係と比べると，N値に対して約 1.5～2 倍程度の大きな支持力を示す．

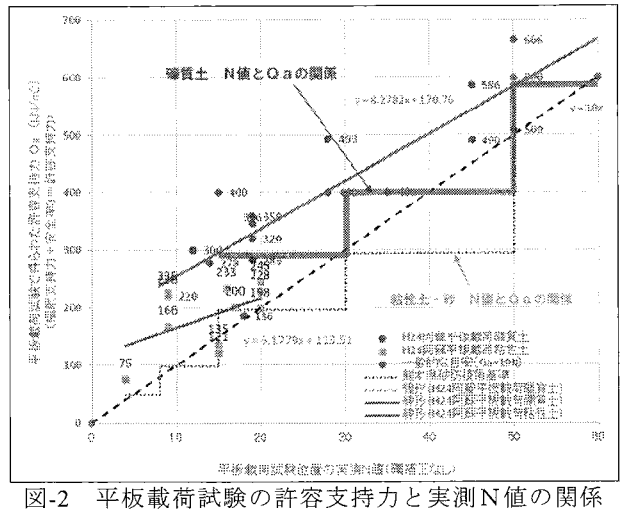


図-2　平板載荷試験の許容支持力と実測N値の関係

5. N値と許容支持力の基準の提案

今回，調査の結果，熊本県砂防技術基準の礫層について追記を提案する（表-2）．

表-2 熊本県砂防技術基準におけるの基礎地盤の許容支持力（太字追記）

基礎地盤の種類			許容支持力
区分			Qa (kN/m^2)
砂礫層	岩塊玉石		588
	礫層	**非常に密な（N=50 以上）**	588
		非常に密な（N=30～50）	**392**
		密でない（N=15～30）	294
	砂質層	密な（N=30～50）	294
		中位な（N=15～30）	196
	粘土層	非常に固い（N=15～30）	196
		固い（N=8～15）	98.1
		中位の（N=4～8）	49.0

6. おわりに

平板載荷試験の結果，「砂礫型」の古期土石流堆積物を基礎地盤とする砂防えん堤は，現地盤で支持力を満足した．しかし，「泥流型」の火山灰質粘性土では，支持力が若干不足し，対策として，現地発生土砂を利用した砂防ソイルセメントによる地盤改良を層厚 0.5～2.0m程度実施し，支持力を満たす設計となった．現在すべての砂防えん堤は無事施工されている．最後に，本報告は，熊本県阿蘇地域振興局土木部より快く資料提供等して頂き，御礼申し上げます．

文献

1）岩内明子・北園芳人ほか（2012）：平成 24 年 7 月の豪雨災害の土砂災害における特長,NPO 熊本自然災害研究会,第 21 回(H24)研究発表会要旨集，pp.45-59.

2）（一社）熊本県地質調査業協会（2008）：熊本県地質図（10 万分の 1），（一社）熊本県地質調査業協会.

37. 熊本県熊本平野の地質特性

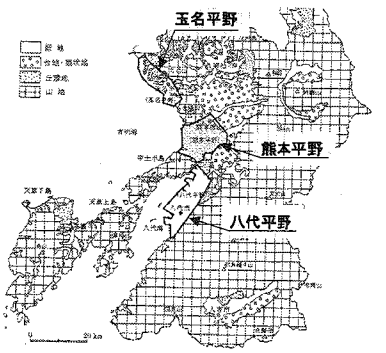
Applied geologic features in the Kumamoto Plain,Kumamoto Prefecture

○富田　達，水野　宏二，渡辺　洋二（株式会社双葉工務店）
Susumu Tomita , Kouji Mizuno , Youji Watanabe

1. はじめに

熊本県は有明海・八代海に面し，図－1に示すように北方から玉名平野，熊本平野，八代平野といった三大沖積平野が発達している．これらの平野には菊池川，白川，緑川，球磨川等の主力大河川が流入し，後背山体の地質の影響を受けた軟弱層が厚く堆積している．本発表の対象地である熊本平野は，南北に10～12km，東西に13～16km，面積はおおよそ 150～160km^2 に及ぶ有明海に面した沖積平野である．また，白川及び緑川の二大主力河川とその他中小河川の沖積作用により熊本海湾を埋めて作った三角州と地盤の隆起運動による干潟化，300 年程以前より進められた人工的な干拓によって形成された低平地である．

本発表では，図－2に示すように干拓堤防上で実施されたボーリング調査および室内土質試験結果等をもとに，地質縦断図を作成し，地質構成や土質特性，軟弱地盤上の問題点についてとりまとめた．

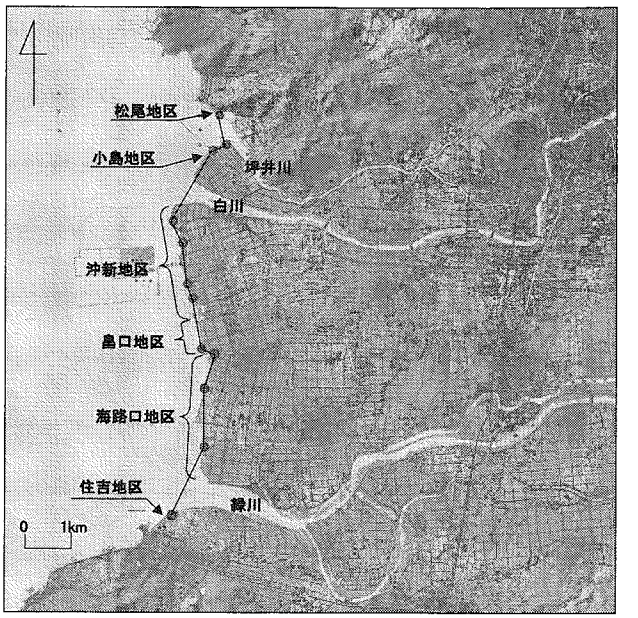


図－1　位置案内図

2. 地層構成

熊本平野沿岸部における地層構成は，図－3[1]に示すように，下位より更新統，完新統，堤防盛土層に大別される．

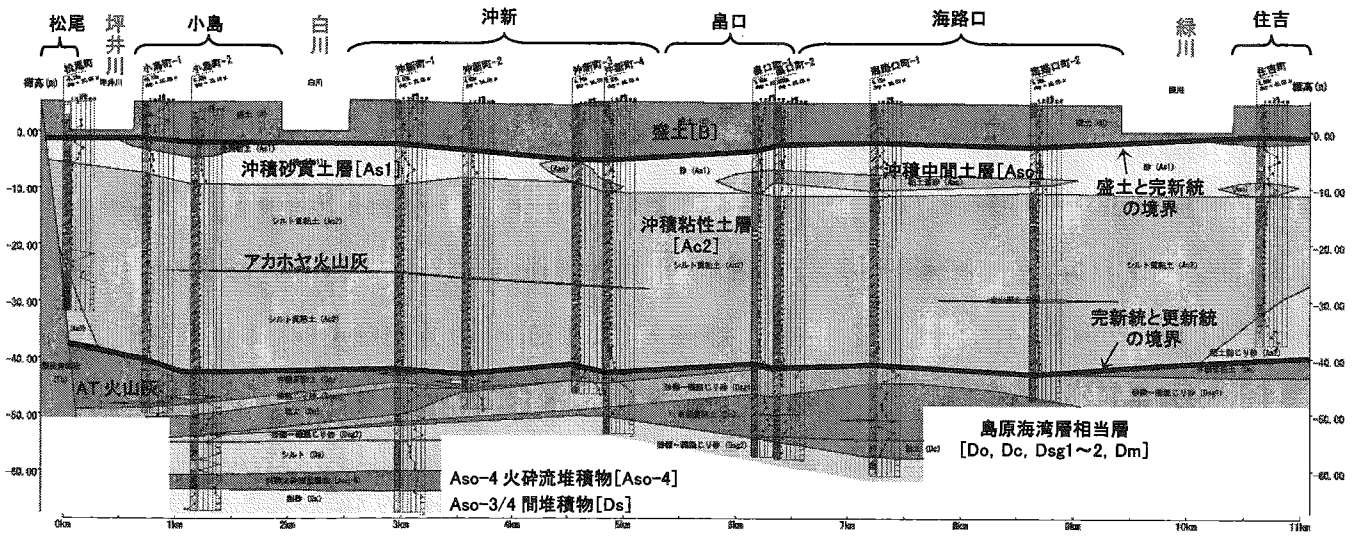
更新統の地層は，下位より凝灰角礫岩（金峰山火山類［Tb］層，N値 50 以上），Aso-3/4 間堆積物（砂質土［Ds］層，N値 50 以上），Aso-4 火砕流堆積物（［Aso-4］層，N値 17～50 以上），島原海湾層相当層（粘土［Do, Dc, Dm］層，砂・砂礫［Dsg1~2］層の互層，N値 1～50 以上）から成る．また，粘性土［Do］層中には，姶良丹沢火山灰（AT 火山灰と表記する）が断続的に確認される．



図－2　調査位置図

完新統の地層は，有明粘土層（砂質土・中間土［As1~2, Asc］層，粘土［Ac1~2］層，N値 0～32）から成る．また，粘性土［Ac2］層中には，鬼界アカホヤ火山灰（アカホヤ火山灰と表記する）が断続的に確認される．

完新統上位の堤防盛土層は，6～10m 厚で分布する．上



図－3　地質縦断図

部 5m 間は細砂とシルトにより構成され，下部では粘土の中にシダを数十 cm の間隔でサンドイッチ状に挟む築堤当時の補強土工法が確認できる．

特徴として，更新統の地層構成は複雑であり，N 値 50 以上の安定した地層（耐震設計上の基盤面）の連続性に乏しい．また，完新統の地層（有明粘土層）は，層厚が 40m 前後と非常に厚く，上部砂質土層は地震時の液状化，中～下部の粘性土層は圧密沈下が問題となる．

3. 土質特性

各地区において実施された室内土質試験結果のうち，完新統の砂質土［As1］層，中間土［Asc］層，粘性土［Ac2］層について，表 - 1 にまとめた．

1）砂質土［As1］層

物理特性は，細粒分含有率 F_c が 6～23%を占める砂質土である．平均粒径 D_{50} は，0.13～0.27mm，自然含水比 w_n は 27～40%を示す．河川の供給源岩石は，白川は阿蘇由来の火山岩類であるのに対し，緑川は堆積岩主体である．

これらの砂質土層は，飽和した緩いものであることから地震時における液状化の危険性が考えられる．

2）中間土［Asc］層

物理特性は，F_c が 25～70%を占める中間土～粘性土で変化に富んでいる．w_n は 33～55%の範囲にあって，特に畠口～海路口地区では大きい．せん断特性は，粘着力 C_u ＝33～61 kN/m^2 を示し，F_c が大きい海路口地区では小さい．圧密特性は，圧縮指数 C_c=0.22～0.78 を示し，低い～中位な圧縮性で，F_c により変化する．圧密降伏応力 p_c と有効土被り圧 σ' と比較すると，概ね近似し，正規圧密状態と判断され，新たな載荷によって圧密沈下が発生する．

3）粘性土［Ac2］層

物理特性は，F_c が 76～99%を占める粘性土である．w_n は 50～110%，間隙比 e は 1.4～2.9 の範囲を示すことから，高含水で間隙比の大きい粘性土である．せん断特性は，C_u＝27～108 kN/m^2 の範囲にあって，深度方向に強度増加が認められる．圧密特性は，C_c=0.51～1.44 を示し，中位～高い圧縮性を示した．また，σ' と P_c の関係から，正規圧密状態と判断され，新たな載荷によって圧密沈下が発生する．

4. まとめ

本発表のとりまとめ結果を以下に示す．

① 更新統の地層構成は複雑であり，N 値 50 以上の安定した地層（耐震設計上の基盤面）の連続性に乏しい．

② 完新統の地層（有明粘土層）は，層厚が 40m 前後と非常に厚い．

③ ［As1］層は，飽和した緩い砂質土であることから，地震時における液状化の危険性が考えられる．

④ ［Asc］層は，中間土～粘性土からなり，変化に富んでいる．また，正規圧密状態と判断され，新たな載荷によって圧密沈下が発生する．

⑤ ［Ac2］層は，F_c が 76～99%を占める均質な粘性土から成り，含水比が高く，間隙比も大きいことから高圧縮性を示す．また，正規圧密状態と判断され，新たな載荷によって圧密沈下が発生する．

文献

1）熊本県（2013）：平成 24 年度震災対策農業水利施設整備事業報告書

表 - 1　熊本平野沿岸部における完新統の土質特性（堤防直下）

層記号	土質特性	松尾	小島	沖新	畠口	海路口	住吉
As1	w_n(%)	26.5	29.8	26.5～37.2	30.5～31.1	30.0～40.2	34.8
	ρ_t(g/cm^3)	---	1.92	1.73～1.90	1.81～1.93	1.80～1.94	1.85
	e	---	0.80	0.91～1.18	0.88～1.15	0.88～1.15	1.00
	F_c(%)	20.3	22.0～22.3	3.0～18.6	5.5～23.4	10.8～22.3	17.4
	(D_{50}(mm))	(0.25)	(0.23～0.27)	(0.17～0.33)	(0.17～0.19)	(0.13～0.16)	(0.19)
	I_p(%)	---	---	NP	NP	NP	NP
Asc	w_n(%)	分布しない	分布しない	32.7～53.4	55.0	53.1～55.1	38.5
	ρ_t(g/cm^3)			1.70	1.66	1.67～1.70	1.76
	e			1.44	1.55	1.48～1.53	1.14
	F_c(%)			31.9～44.3	58.5	50.5～70.3	25.1
	I_p(%)			12.3～16.3	30.5	29.6～34.5	NP
	C_u(kN/m^2)			59.0	61.4	33.4～34.3	54.0
	C_c			0.32	---	0.48～0.78	0.22
	P_c(kN/m^2)			163	---	129～168	---
Ac2	w_n(%)	95.9～102	71.9～110	59.0～101	61.8～99.6	49.7～94.1	65.1～89.7
	ρ_t(g/cm^3)	1.42～1.46	1.43～1.58	1.44～1.66	1.42～1.59	1.46～1.71	1.48～1.62
	e	2.60～2.77	1.87～2.89	1.59～2.69	1.75～2.69	1.37～2.50	1.72～2.33
	F_c(%)	96.6～98.5	94.7～99.3	76.1～99.8	86.9～99.4	84.6～99.3	83.6～99.0
	I_p(%)	40.9～48.8	32.5～46.9	19.1～49.4	27.0～47.7	9.4～52.6	21.6～39.1
	C_u(kN/m^2)	31.2～48.2	36.9～83.8	27.2～89.6	51.6～107	31.6～80.8	62.3～108
	C_c	0.94～1.20	1.14～1.30	0.52～1.44	0.65～1.26	0.51～1.08	0.63～1.15
	P_c(kN/m^2)	114～120	156～227	142～271	118～228	117～198	162～203

w_n：自然含水比，ρ_t：湿潤密度，e：間隙比，F_c：細粒分含有率，D_{50}：平均粒径，I_p：塑性指数，C_u：粘着力，C_c：圧縮指数，P_c：圧密降伏応力

38. 熊本県八代平野の地質特性

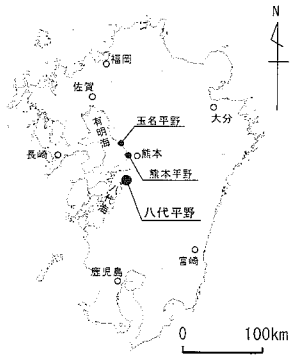
Applied geologic feature in the Yatushiro Plain,Kumamoto Prefecture

○東　麻里子，木村　寿志，鵜殿　暁子（千代田工業）
Mariko Higashi, Hisashi Kimura, Satoko Udono

1. はじめに

八代平野は図－1 に示すように，熊本県の中南部，八代海に面する南北約 25km，東西約 10km の沖積平野である．八代平野には，九州山地に源流を発する一級河川球磨川（延長 115km）をはじめ，砂川，氷川が流れ，これらの河川の土砂運搬により扇状地や干潟が形成されてきた．そのため，八代平野は軟弱地盤である有明粘土層が厚いだけでなく，河川の影響で層相変化が大きいという特徴をもつ．また，八代平野では水深が浅いのを利用して古くから干拓が行われてきた．今では，八代平野の約 3 分の 2 が干拓によって造成された土地となっている．

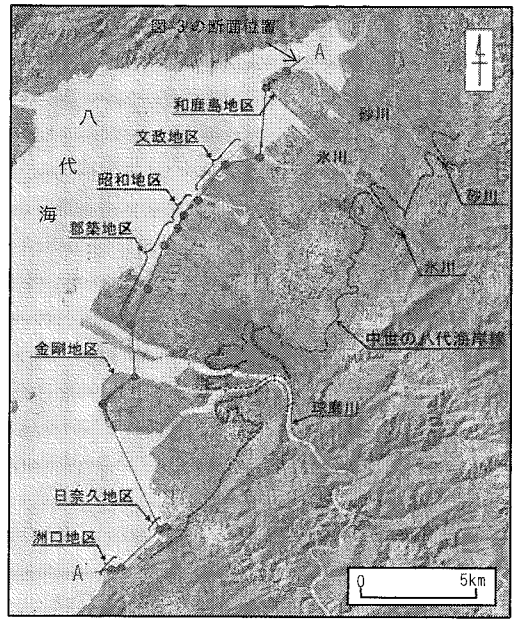
本発表では，図－2 に示す干拓堤防上で実施されたボーリング調査結果[1]をもとに，八代平野沿岸部の地質断面図を作成し，地質構成，土質特性についてとりまとめた．



図－1　位置案内図

2. 地層構成

八代平野沿岸部の地層構成は図－3 に示すように，大別すると，下位より Aso-4 火砕流堆積物（N=15～50 以上），洪積砂礫層（N=15～50 以上），洪積有機質土層（N=2～15），沖積粘性土層（N=0～10），沖積砂質土層（N=0～25）により構成される．沖積粘性土には鬼界アカホヤ火山灰（以下，アカホヤ火山灰と表記）が，

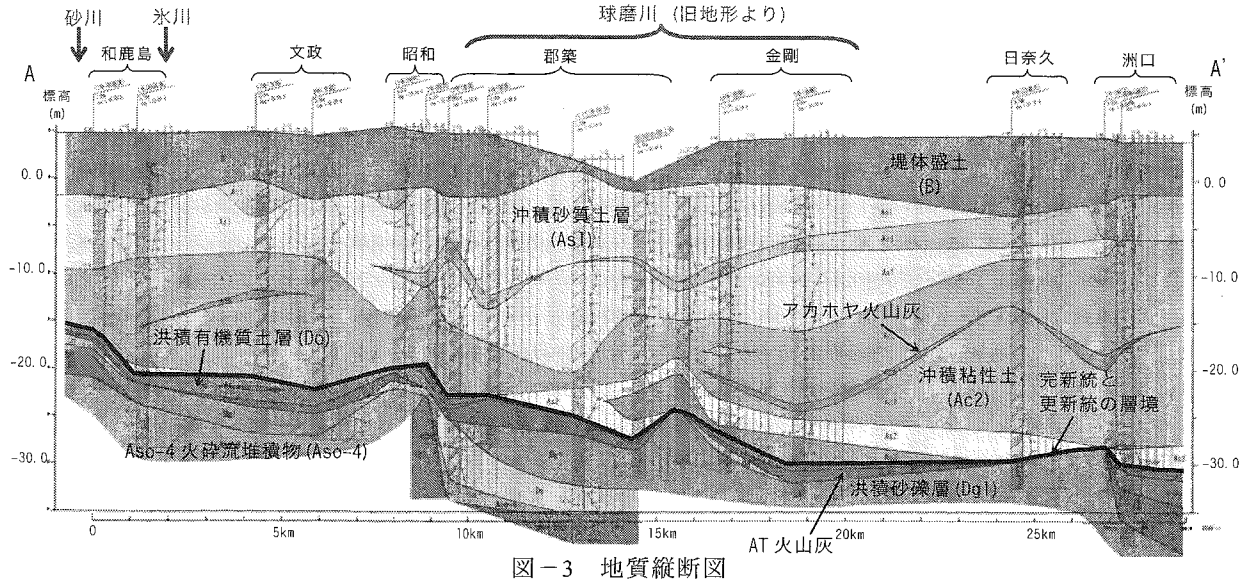


図－2　調査位置図

洪積層内には姶良丹沢火山灰（以下，AT 火山灰と表記）が断続的に確認される．

縦断方向の土質分布状況を見ると，沖積砂質土層は河口部周辺に多く分布し，特に球磨川河口の郡築～金剛地区で厚くなる．一方，沖積粘性土層や洪積有機質土層は，この区間で層厚が薄くなる。完新統は最大層厚約 35m，最小層厚約 15m で，更新統との層境は南方に向かって緩やかに傾斜する．

八代平野東側では，山地から供給された扇状地堆積物が厚く分布する．そのため，横断方向の軟弱層分布は，東側ほど層厚が減少傾向にある．



図－3　地質縦断図

3. 土質特性

対象地に分布する軟弱層のうち，分布域の広い砂質土（As1）と粘性土（Ac2）の特性について述べる．

(1) 砂質土（As1）

表－1　As1 層の試験結果一覧（平均値）

試験項目		和鹿島	文政	昭和	郡築	金剛	日奈久	洲口
ρ_t (g/cm³)		1.872	1.832	1.822	1.832	1.862	1.828	1.824
ρ_s (g/cm³)		2.734	2.694	2.713	2.651	2.705	2.696	2.673
w_n (%)		33.6	32.2	33.0	35.3	35.6	38.5	26.8
e		0.976	0.934	1.054	1.001	0.983	1.049	1.003
粒度	砂	73.6	70.9	80.4	77.8	71.0	36.5	54.4
	シルト	11.5	16.0	12.4	15.0	17.7	43.3	25.2
	粘土	13.8	11.9	6.4	6.4	10.2	19.6	12.8
C (kN/m²)		20.4	31.9	34.65	31.4	33.9	21.0	20.1
P_c (kN/m²)		235.3	374.5	159.0	270.8	253.6	147.5	235.0
C_c		0.304	0.360	0.226	0.355	0.331	0.337	0.290

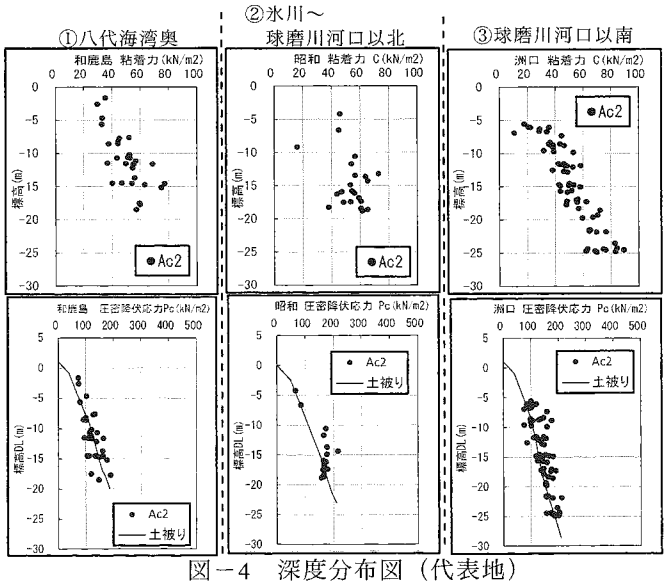
各地区における As1 層の土質特性を表－1 に示す．

As1 層は，球磨川付近～八代海湾奥部にかけて厚く分布する．湿潤密度，自然含水比ともに大きな差異はないが，日奈久～洲口地区では，細粒分を多く含んでいることがわかる．また As1 層は飽和した緩い砂層であり，和鹿島～金剛地区では細粒分含有率 F_c=17.5～25.4%，日奈久～洲口地区では F_c=38.0～57.4%で I_p=11.4～12.4 を示す．そのため，As1 層は液状化の可能性の高い土層であるといえる．

(2) 粘性土（Ac2）

表－2　Ac2 層の試験結果一覧（平均値）

試験項目		和鹿島	文政	昭和	郡築	金剛	日奈久	洲口
ρ_t (g/cm³)		1.594	1.689	1.702	1.702	1.646	1.646	1.657
ρ_s (g/cm³)		2.724	2.670	2.700	2.685	2.675	2.689	2.657
w_n (%)		67.4	50.1	54.2	48.3	59.2	60.3	56.7
e		1.896	1.480	1.549	1.388	1.583	1.623	1.526
粒度	砂	4.2	18.9	14.7	15.0	5.0	1.8	6.5
	シルト	25.9	41.0	31.2	40.8	43.0	47.9	51.0
	粘土	69.9	40.1	54.1	44.2	52.0	50.3	42.5
C (kN/m²)		50.6	53.5	53.6	52.3	78.0	52.0	51.8
P_c (kN/m²)		123.2	167.2	160.2	207.5	188.2	133.9	144.7
C_c		0.859	0.653	0.655	0.674	0.692	0.652	0.638



図－4　深度分布図（代表地）

各地区における Ac2 層の土質特性を表－2 に示す．Ac2 層での粒度特性は，八代海湾奥部の和鹿島地区が F_c=96%と最も高く，粘土分は 70%を占める．文政～郡築地区では，F_c=81～85%の範囲にあって，砂分を 15%程度含む．金剛～洲口地区では F_c=90%以上を占め，粘土分とシルト分の割合は同程度である．湿潤密度は和鹿島地区で最も低く（1.59g/cm³），次いで金剛～洲口地区（1.65～1.66 g/cm³），文政～郡築地区では高い傾向（1.69～1.70g/cm³）にある．また，含水比も和鹿島地区で最も高く（67%），文政～郡築地区で最も低い値（48～54%）を示す．

せん断特性は図－4 に示すように砂分含有量によって変化するものの，概ね深度方向へ強度増加が認められる．圧密特性については，大部分が圧縮指数 C_c=0.45～1.37 と中位～高い圧縮性を示すが，砂分を多く含む箇所では C_c=0.11～0.30 と低い圧縮性を示している．また，圧密降伏応力 p_c と有効土被り圧 σ'の関係では，ほぼ正規圧密状態にあると判断され，新たな載荷に対して圧密沈下が発生する．

以上のことから，Ac2 層の土質特性は，砂分含有量・層厚・分布深度・排水層の有無（例えばアカホヤ火山灰）に影響されているといえる．また，Ac2 層の土質特性によって，八代平野を①八代海湾奥の和鹿島地区，②氷川～球磨川間の文政・昭和・郡築地区，③球磨川以南の金剛・日奈久・洲口地区の 3 つの地域に区分できる。これらの 3 つの地域区分は，沖積層と洪積層の地層境界分布深度に合致することから，海水面の上昇によって八代海の南側（金剛～洲口地区）から Ac2 層が堆積していった結果を示すものと考える．

4. まとめ

本発表のとりまとめ結果を以下に示す．

①八代海湾奥部で完新統は薄く（概ね 15m 程度），南側へ向けて厚く（概ね 35m 程度）堆積する．

②完新統の下部は粘性土層（Ac2）を主体とし，上位は砂質土層（As1）を主体とする．砂質土は球磨川付近～八代湾奥部で厚く，粘性土は文政，郡日奈久～洲口地区で厚い．

③八代平野の Ac2 層の含水比は w_n=48～67%程度を示し，玉名･熊本平野の粘土の含水比 w_n=50～110%に比べて低い値を示す．

④粘性土層（Ac2）の土質特性から，八代平野を①八代海湾奥の和鹿島地区，②氷川～球磨川間の文政・昭和・郡築地区，③球磨川以南の金剛・日奈久・洲口地区の 3 つに地域区分できる．

⑤更新統の各層厚は薄く，N 値=10～50 とばらつきがあるため，耐震設計上の基盤面（N 値 50 以上）は連続性に乏しい．

文献

1) 熊本県（2013）：平成 24 年度震災対策農業水利施設整備事業報告書．

39. 熊本県玉名平野の地質特性

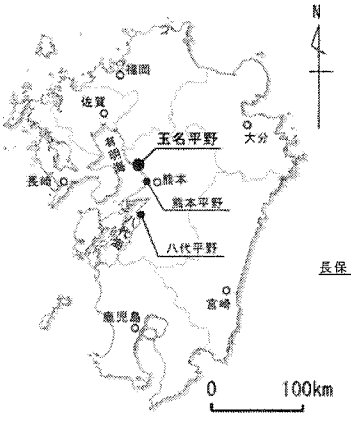
Applied geologic features in the Tamana Plain,Kumamoto Prefecture

○山下隆之，工藤伸，岩内明子（㈱アバンス）
Takayuki Yamashita, Shin Kudou, Akiko Iwauchi

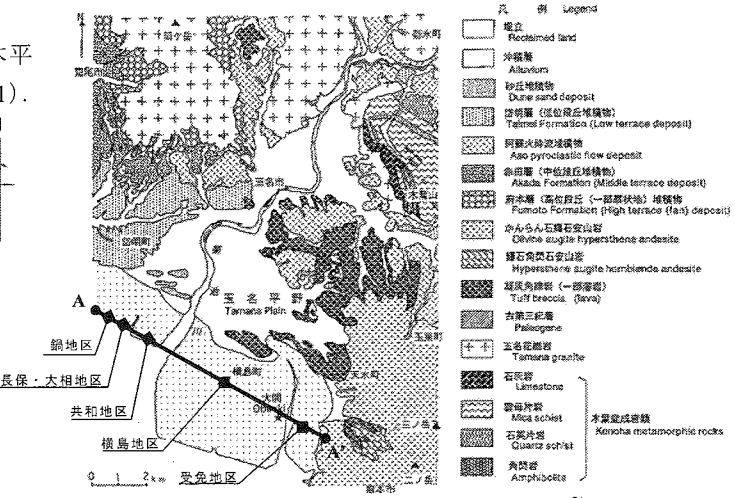
1. はじめに

熊本県は有明海・八代海に面し，玉名平野，熊本平野，八代平野と呼ばれる沖積平野が発達する（図-1）．

本発表の対象地である玉名平野は，熊本県の北西部に位置し，平野部のほぼ中央を菊池川が流れている．対象地周辺の地質図を図-2に示すが，対象地の地質特性として，菊池川右岸側は段丘堆積物が分布し，海岸部には砂州が発達する．一方，菊池川の左岸側は金峰山火山岩類が分布する．本発表では，熊本県の海岸堤防耐震性検討に際し実施されたボーリング調査結果等[1]をもとに，玉名平野海岸沿いの地質断面図（図-2 中の実線）を作成し，地質構成，各層の工学的特性についてとりまとめたので報告する．



図－1　対象地位置図



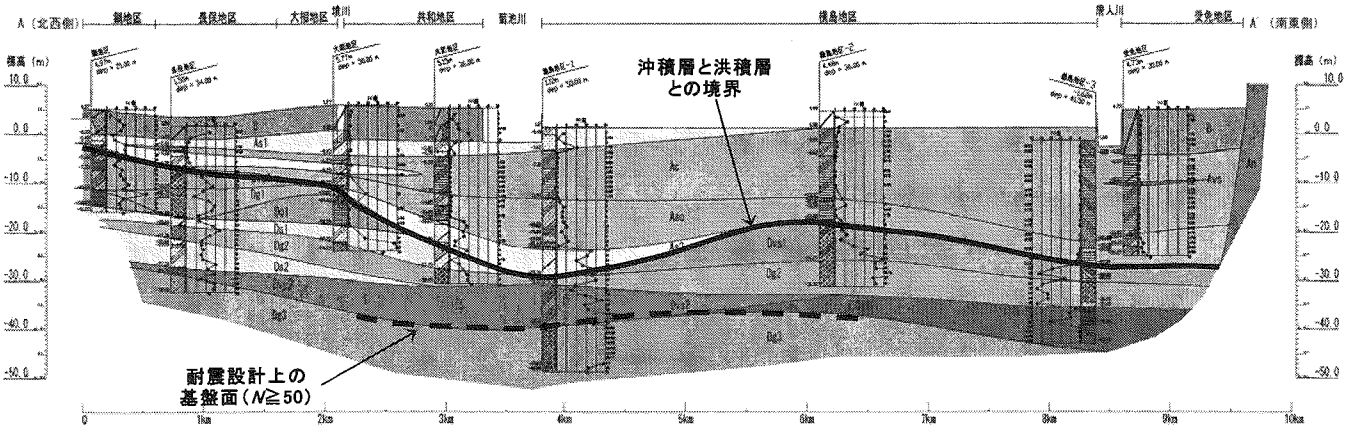
図－2　玉名平野の地質平面図[2]

表－1　対象地の地質層序表

地層名		記号	層相（土質状況）
沖積層	沖積第1砂質土層	As1	貝殻を混入する砂，シルト混じり砂．
	沖積粘性土層	Ac	貝殻，砂を少量混入する粘土質シルト．有明粘土層相当層．
	沖積第1火山灰質土層	Avs	ガラス質火山灰．鬼界アカホヤ火山灰相当層．
	沖積中間土層	Acs	腐植物を混入する砂質土と粘性土の互層 有明粘土層下部～島原海湾層相当層．
	沖積第2砂質土層	As2	礫混じり砂～砂礫．花崗岩礫主体．島原海湾層相当層．
洪積層	洪積第1火山灰質土層	Dvs1	軽石混じり火山灰質砂～凝灰質シルト．Aso-4 火砕流堆積物相当層．
	洪積第1礫質土層	Dg1	粘土混じり砂礫．
	洪積第1粘性土層	Dc1	半固結した腐植物混じり粘性土．
	洪積第1砂質土層	Ds1	粘土混じり砂．
	洪積第2礫質土層	Dg2	粘土混じり砂礫．スコリア礫混入．
	洪積第2砂質土層	Ds2	砂礫（一部固結土）
	洪積第2火山灰質土層	Dvs2	礫混じり火山灰質砂．Aso-3 火砕流堆積物相当層．
	洪積第2粘性土層	Dc2	半固結した腐植物混じり粘性土．
	洪積第3礫質土層	Dg3	砂礫．
	金峰山火山岩類	An	安山岩および凝灰角礫岩．※ボーリングでは未確認．

2. 対象地の地質構成

玉名平野の北西-南東方向の地質断面図を図-3に，対象地の地質層序を表-1に示す．　洪積層と沖積層の境界は，明確に更新統として区分できる Dvs1 層上面とした．これは，Dvs 層は軽石を特徴的に含む火山灰質土のため，Aso-4 火砕流堆積物と考えられるためである．なお，Dvs1 層が確認されない地区では，締まり具合（主に N 値），色調等をもとに区分を行った．



図－2　玉名平野北西-南東方向の地質断面図

3. 軟弱層の工学的特性

今回とりまとめたボーリング調査では，主に沖積層を対象とした土質試験が実施されている．その結果をもとに，対象地に分布する沖積層の特性を以下に示す．

1) 有明粘土層相当層（Ac,As 層）

As1 層は，菊池川の右岸側（西側）に主に分布する．鍋地区，長保地区では，自然含水比 W_n=10%以下を示すが，大相，共和地区では W_n=40%程度を示す．これは，鍋地区，長保地区では，細粒分含有率 F_c=10%以下を示すが，大相，共和地区では F_c=30%程度を示し（共和地区は微細砂～粗粒シルトが多い），菊池川に向かって細粒となる傾向に起因すると考えられる．

Ac 層は，菊池川沿いから左岸側（東側）に主に分布する．大相地区，共和地区，受免地区では，自然含水比 W_n=90～100%を示す．これらの地区における粒度特性として，細粒分含有率 F_c=90%程度（砂分を 3～10%混入）の非常に細粒な堆積物である．せん断強度の特性として，一軸圧縮強度 q_u=40～100kN/m^2（深度方向に強度増加みられる）を示す．圧密特性は，圧縮指数が C_c=1.0～1.5，圧密降伏応力が P_c=60～100kN/m^2（5~20kN/m^2 の過圧密状態）を示し，圧縮性が高い傾向がみられる．一方，長保地区では，一軸圧縮強度が q_u=26 kN/m^2 を示し，菊池川左岸側より強度は小さい．また，圧密特性は，圧縮指数が C_c=0.4，圧密降伏応力が P_c=100 kN/m^2（10kN/m^2 の過圧密状態）を示し，圧縮性が低い傾向がある．

2) 有明島原海湾層（Acs 層）

Acs 層は，長保地区から受免地区にかけて分布する（特に菊池川周辺から横島地区に主に分布する）．本層は，上位に分布する Ac 層と比較し，分布深度が深い（概ね深度 15～25m付近），砂分の混入が多い（47%程度）特徴がみられる．また，均質な粘性土層ではなく，不規則に砂層を挟む特徴がみられる．

せん断強度の特性として，S_u=63.2 kN/m^2（≒q_u=120 kN/m^2）を示し，Ac 層の概ね 1.5 倍程度の強度を有する．圧密特性は，圧縮指数が C_c=0.176，圧密降伏応力が P_c=220kN/m^2（50kN/m^2 の過圧密状態）を示し，Ac 層と比較し，圧縮性が低い傾向がみられる．

4. まとめ

本発表のとりまとめ結果を以下に示す．

① 玉名平野の地盤は，鍋から大相地区で軟弱層が概ね 10m程度とやや薄く（Ⅱ種地盤に相当），共和から受免地区で軟弱層が概ね 30m程度とやや厚い（Ⅲ種地盤に相当）傾向がみられる．

② 軟弱層は，主にすべり破壊や圧密沈下の問題となる粘性土（Ac 層）を主体とするが，菊池川の右岸側（特に鍋，長保地区）は，地震時の液状化が問題となる緩い砂質土（As1 層）を主体とする．

③ 菊池川周辺から菊池川左岸側には，深度 15～25m付近に，砂分の混入が多い粘性土層（Asc 層）が分布する（Ac 層より安定した状態）．

④ 今回まとめたボーリングデータでは基盤岩は確認されていない．ただし，対象地には N 値 30～50 を示す砂礫層（Dg1,Dg2 層）や N 値 20～30 を示す火砕流堆積物の非溶結部（Dvs1,Dvs2 層）が互層状に含まれ，比較的連続性を持って分布する．

文献

1) 熊本県県北広域本部玉名地域振興局農林部（2013）：震災対策農業水利施設整備事業報告書

2) 長谷義隆・甲斐雅子・岩内明子（2000）：熊本県玉名平野更新世末から完新世堆積物の花粉分析，熊本大学理科部紀要，第 16 巻，第 2 号，pp19-28

表－2　玉名平野における軟弱地盤の工学的特性（表中の数値は非圧密地盤のもの）

記号	項目	鍋地区	長保地区	大相地区	共和地区	（横島地区）※内陸のもの	受免地区	工学的問題点
As1	W_n（%）	7.3	9.9	36.9～52.8	40.2	（試験値なし）	分布しない	細粒分 15%以下のため，地震時の液状化が問題となる．
	I_p	NP	NP	NP	13.9			
	F_c（%）	4.6	6.9	30	6.9			
	C_u（kN/m^2）	（N 値≒14）	（N 値≒4）	13.8～26.2	7.7			
Ac	W_n（%）	分布しない	47.2	90.9	101	87	101	圧縮性が高いため，圧密沈下が問題となる． 本層上部は qu=50kN/m2 とやや軟質なため，安定性が問題となる．
	I_p		25.6	47.6	47.1	30.4	47.1	
	e		1.866	2.342	2.524~2.803	1.952~2.635	2.072~3.016	
	F_c（%）		50.5	90.1	91.3	90.5	96.3	
	q_u（kN/m^2）		26.8	29.3	58.3～84.1	54.2~79.3	49.3～79.6	
	P_c（kN/m^2）		（98.33）	42.4	66.2~84.8	76.1~123.9	72.4～108.0	
	Cc		0.395	1.200	0.950～1.455	0.761~1.239	1.137～1.456	
Acs	W_n（%）	分布しない			40.1	（試験値なし）		Ac 層に比べ強度がやや高く，圧縮性もやや低いため，Ac 層より工学的問題は少ない．
	I_p				8.7			
	e				1.097			
	F_c（%）				50.5			
	C_u（kN/m^2）				Cu=23.2kN/m^2 φu=13.4°			
	P_c（kN/m^2）				220			
	Cc				0.176			

W_n:自然含水比，I_p:塑性指数，e:間隙比，F_c:細粒分含有率，q_u:一軸圧縮強度，C_u:粘着力，C_c:圧縮指数，P_c:圧密降伏応力

40. 地層解析に基づいた宮崎平野における津波災害履歴

Tsunami records based on geological analysis in Miyazaki Plain.

○市原季彦（復建調査設計株式会社）
Toshihiko Ichihara

1. はじめに

日本沿岸では多くの津波災害履歴が知られている．一方、宮崎県沿岸においては、その歴史記録は乏しく、研究事例も少ない．

津波災害履歴は堆積物中に残されていることがある．宮崎平野近郊では，沖合の海底ジオスライサー試料の解析によって，約 2000 年前の津波堆積物と思われる堆積物が見出されている（市原・下山，2008）．陸上でも津波堆積物の痕跡が見出される可能性があった．また，1662 年に発生した日向灘沖を震源とする外所地震による津波によって，少なくとも宮崎平野の一部は浸水している．そのため，これらの津波の痕跡が、宮崎平野において堆積物として見出される可能性が高いと考えられる．そこで，津波痕跡を見出すことを目的として地質調査を実施した．

調査地点として，宮崎市阿波岐原町猿野地区を選定し，浜堤上と浜堤間低地で調査を行った。

2. ジオスライサー調査

津波堆積物は，「津波堆積物」としての特徴が明確にわかることは乏しく，寧ろ「津波堆積物」を含む全体の堆積相の中で，異質な堆積物を見出すことによって，イベントを抽出することが重要である．そこで，ジオスライサー調査法による地層採取を実施し，採取試料の解析を実施した．

ジオスライサー調査法は，定方位で地層採取可能であるため，堆積構造の古流向解析などにも適している．また，連続試料が採取できるため，全体の層序，堆積環境の変遷を時系列的に検討する上で有利である．更に，採取される試料量が多いため，同一の試料で様々な分析を行うことができ，地層の詳細情報を把握する事にも適している．

今回，幅 0.4m，サンプルトレイ長 6m 及び 4m のステンレス製ジオスライサーを使用し，地層採取を実施した．

3．堆積環境の推定法

採取された地層は，表面を整形し，堆積構造等に基いて、堆積相解析を行った．また，観察される生痕化石については，堆積環境の指標となるため，生痕種の同定を行い，堆積相解析を補うための古環境指標として用いた．さらに，一部の試料については，珪藻化石の検討を実施した．

4．堆積年代の推定法

堆積物中の植物片等を用いた，放射性炭素年代測定，テフラ，土器片等を用いて，堆積年代の推定を行った．年代測定にあたっては，株式会社加速器分析研究所のご協力で，8 試料の分析を実施した．

5. 調査結果

ジオスライサー調査によって 4 本の地層試料を得ることができた．それぞれ，約 15m 間隔で，海側（東側）から AWS-1（浜堤上，TP5.9m，試料長 3.5m），AWS-2（浜堤間低地 TP4.8m，試料長 4.0m），AWS-3（浜堤間低地，試料長 1.8m），AWS-4（浜堤間低地，試料長 4.2m）である．

そのうち，AWS -1 及び AWS-2 において，通常の堆積物とは考えにくい，イベント性の堆積物と思われる地層が認められた．それぞれの層相を以下に示す．

【AWS-1】

（土壌）GL0.0～-1.1m：　深度 70cm 付近に古墳時代（西暦 400～500 年）の土器片を含む．

（イベント性堆積物 1）GL-1.1～-1.65m：　中粒～粗粒砂層。HCS-mimics が特徴的である．海成珪藻化石を含む。

（前浜堆積物）GL-1.65～-3.5m：　弱い平行葉理を伴う中粒砂主体。生痕化石 *Macaronichnus segregatis* が密集する．

【AWS -2】

（耕作土）GL0.0～-0.20m：　水田の耕作土．

（イベント性堆積物 2）GL -0.20～-0.25m：　極細粒砂．

（干潟堆積物）GL -0.25～-0.80m：　中～粗粒の砂層．生物擾乱が著しく，*Thalassinoides-Ophiomorpha* が密集する．

（前浜堆積物）GL -0.80～-2.20m：　主に中粒砂からなる。*Macaronichnus segregatis* が密集する．GL-0.80～-1.40m には *Ophiomorpha* を含む．

（上部外浜堆積物？）GL -2.20～-4.00：　主に中粒砂～粗粒砂からなる．

AWS-3 は，AWS-2 と同様の干潟堆積物を主体とし，もっとも西側の AWS-4 においては，淡水～汽水域の放棄流路と考えられる感潮クリーク堆積物を主体としている．

Macaronichnus segregatis は，前浜下部を示す特徴的な生痕であり，宮崎海岸においても現世で確認できる．

また，*Ophiomorpha* や *Thalassinoides* は，主にスナモグリ類の巣穴化石である．これらの生痕が含まれる層相は，干潟堆積物であると判断できる。この干潟堆積物中からは、西暦補正すると 110 年という値が得られる地下茎が得られている．地下茎が発達するような植物は繁茂している場所は，スナモグリ類の生息環境には適さないが，僅かな離水に伴い混入したと考えられる．つまり，干潟環境は，ほぼ 2000 年前の直前であったことが示唆される．

6. イベント堆積物の特徴

今回、イベント堆積物と考えられる地層が２層準で確認された．

イベント堆積物１の特徴：前浜堆積物直上で，堆積構造として HCSmimics が見られるという特異なものである．HCSmimics は，アンチデューンの内部構造と考えられ，高い営力のもと堆積したものであると考えられる．高波浪時に前浜は侵食され，高エネルギー下の堆積物は残らない．また，海性の珪藻化石を含むため，洪水のような河川起源の堆積物とも考えにくい．その堆積年代は，ほぼ 2000 年前となる．

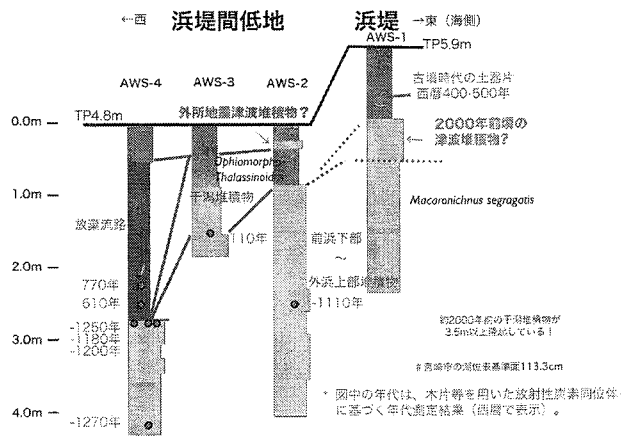
イベント堆積物２の特徴：干潟堆積物と耕作土の間に僅かに認められる淘汰の良好な砂層からなる．これは，干潟が離水後に堆積したものであるが，恐らく，浜堤の一部（砂丘部分）からもたらされたものである．高潮堆積物の可能性も考えられるが，海岸線から離れているため，状況から判断して津波堆積物であると思われる．

7. 宮崎平野における津波堆積物調査の意義

今回，宮崎平野において２層準で津波堆積物の可能性がある地層を見出すことができた．そのうち，イベント堆積物２としたものは，外所地震時の津波である可能性がある．イベント堆積物１は，市原・下山（2008）で報告した海底で認められた津波堆積物と得られた年代が近い．また，近隣の大分県や高知県においても約 2000 年前の津波堆積物の連続性が良好であり，大連動型の津波記録である可能性も考えられる．

これまで，津波記録が乏しかった宮崎平野において津波堆積物が見いだせたことは，宮崎県の津波防災に深く関わる重要な問題であるのみならず，西日本の太平洋側のプレート間地震の最大クラスの震源域，シミュレーションの見直しの必要性にも関係する．

まだデータとしては不十分であるため，こうした津波堆積物調査をより一層すすめることで，過去の津波履歴を出来うるだけ明確にすることが，今後の減災にも繋がると期待される．



文献

1) 市原季彦・下山正一（2008）：宮崎海岸の現世堆積相に基づく地殻変動傾向，日本地質学会学術大会講演要旨，pp.270.

2) Posamentier, H. W., Walker, R.G. (2006): Facies Models Revisited, Society for Sedimentary Geology, Special Publication 84, 527p.

41. 北海道・斜里海底谷周辺のガスハイドレートと海底地質構造

Gas hydrate resource and its related geologic structure around Shari submarine valley, Hokkaido, Japan

○山崎新太郎・山下聡（北見工業大学）・片岡沙都紀（神戸大学）
・八久保晶弘・坂上寛敏・南尚嗣・庄子仁（北見工業大学）
Shintaro Yamasaki, Satoshi Yamashita, Satsuki Kataoka,
Akihiro Hachikubo, Hirotoshi Sakagami, Hirotsugu Minami, Hitoshi Shoji

1. はじめに

ガスハイドレートはメタンやエタンなどの燃料天然ガス成分が高密度で含まれているために資源として注目されている（一般にはメタンが化合物として取り込まれていることが多く，メタンハイドレートと呼ばれているが，エタンや硫化水素などのガスも包摂されていることが多く，本論ではガスハイドレートと呼ぶ）．ガスハイドレートは高圧かつ低温の環境で安定して存在し，ほとんどの場合，その起源は有機物であると推定される．ガスハイドレートは世界各地の大陸縁の海底に存在しているが，特に高緯度の寒冷な地域では比較的浅い水深や永久凍土の中で発見されることがある．筆者の所属する北見工業大学では２０００年台前半から，サハリンおよびバイカル湖の周辺においてロシア側研究者と共に天然ガスハイドレートの採取および基本的な物性の研究を行っている．２０１１年からは北海道斜里海底谷（図-１）周辺において海洋調査船などを使った調査を開始し，２０１３年にはJAMSTECの海洋調査船なつしまを使用した北見工大の主導する調査によりガスハイドレートの採取に成功した．また，２０１２年度から毎年，北海道大学の海洋実習船おしょろ丸を用いた調査を行っている．これらの調査では魚群探知機によってガスハイドレートの分解による気泡柱（ガスフレア（図-２））の分布の調査，マルチビームソナーによる海底地形の調査，シングルチャンネル音波探査装置による海底音響構造断面の取得が行われている．本稿では特に筆者が参画したオホーツク海斜里海底谷周辺のガスハイドレートとその胚胎場の特徴について述べる．

2. 地質概要

北海道東部網走市と知床半島に挟まれた湾状の地形の沖合には斜里海底谷と呼ばれる海底谷が南北に発達する（図-１）．この海底谷は他の北海道オホーツク海沿岸とは異なって北に向かって急激に深度が大きくなっているほか，平行する複数の海底谷と海底山脈が連なる．海底山脈で最大のものは北見大和堆である．過去十数年の産業総合技術研究所の基礎調査により，ガスハイドレートの存在を示唆するガスチムニー構造，海底擬似反射面（BSR）が認められていた．しかし，本海域ではガスハイドレートが未発見であり，またガスハイドレートと関連する地形・地質構造の詳細も不明なままであった．

3. ガスハイドレートの発見とその胚胎場の特徴

２０１２年～１３年にかけて，調査海域において魚群探知機によるガスフレア（図-２）の観測を行ったところ水深９００ｍよりも浅い海域において２００箇所以上のガスフレアを発見した（図-１）．この観測はほぼ南北１分間隔に測線を設定して網羅的に行ったものであるが，ガスフレアの分布には粗密があり，特に海底山脈と平行して南北方向に並ぶ傾向を認めることができる．図-３は代表的なシングルチャンネル音響探査による音響地質構造断面である．海底山脈の下部には断層と思われる地質構造が認められその直上は音波反射の弱い音響異常部が認められる，これはガスチムニーと呼ばれ，ガスの存在を強く示唆するものである．またガスチムニーの小規模なものは海底山脈から離れた緩斜面の深部にも認められる．これまで複数のピストンコアラーおよびグラビティコアラーによる試錐を行ったところ．１箇所は図-３の断面が通過する海底山脈の頂部で，もう１箇所は緩斜面上で，いずれも海底下４ｍよりも浅い場所にガスハイドレートの結晶を認めた（図-４）．いずれも顕著なガスフレアが確認され，その直上にコアラーを落下させ採取したものである．

4. ガスハイドレートと海底地すべり

前述の緩斜面上でハイドレートを採取できた場所の海底下は音響地質構造断面では整然層のようであるがガスチムニーが深部に存在し，その下部にはスランプ様の地質構造が認められる．このスランプ様の地質構造もまた音響異常があり不明瞭になっている．BSRは整然層とスランプ層の境界付近に位置し，ガスがスランプ層から供給されているように認められる．スランプ層がガスを貯留する場となっているとの報告は森田[1)]が下北半島沖を調査して同様に報告している．このような特徴がなぜ生じるのか必ずしも明確ではないが，海域周辺の海底地すべりの発生と運動においてもガスハイドレートが関連している可能性がある．

文献

１）森田澄人（2014）日本堆積学会2014年大会予稿集

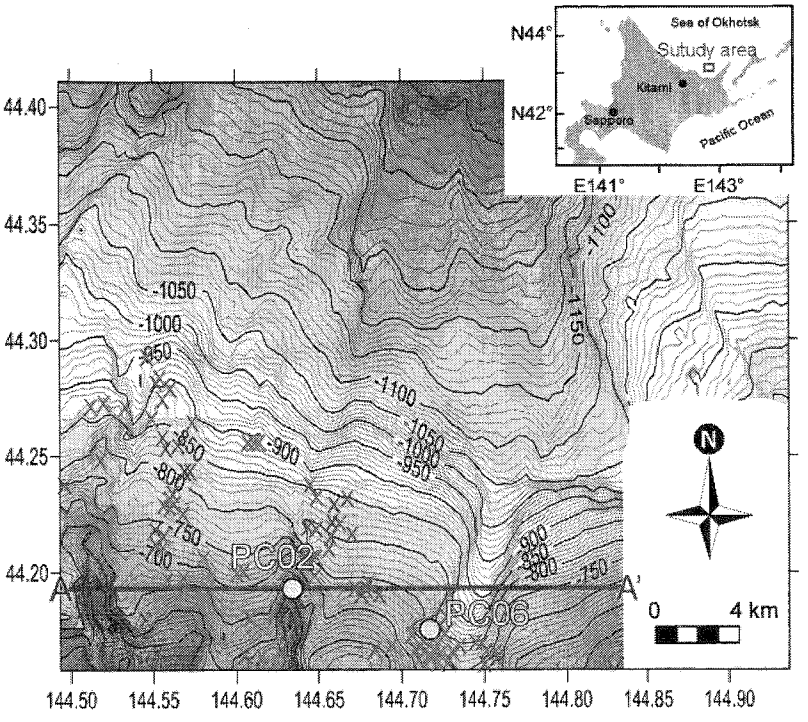


図-1 調査海域周辺の海底地形図と確認されたガスフレアの位置（X），ハイドレートの採取位置（PC02 および PC06）

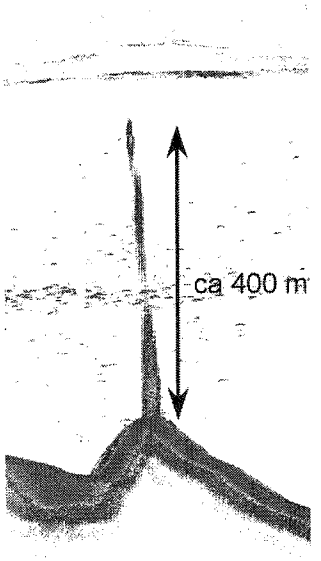
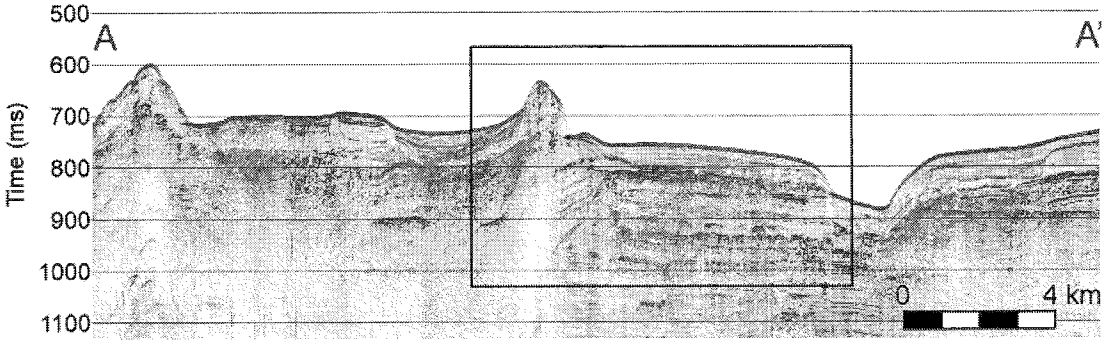


図-2 魚群探知機によって認められるガスフレア



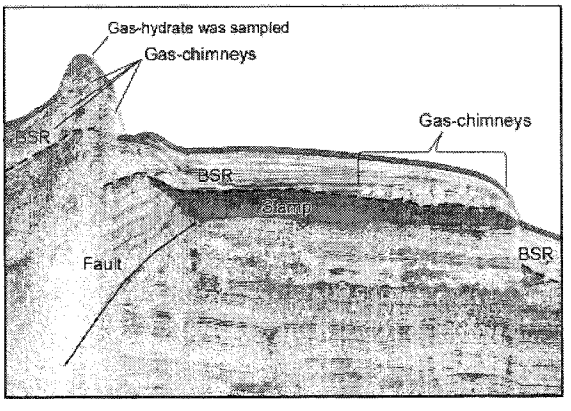


図-3 シングルチャンネル音響探査装置による調査海域の代表的な音響地質構造断面(図-1A-A'断面（上)). 右は上図の一部拡大. ガスチムニーと呼ばれる鉛直方向に発達する音響反射異常部の周辺でガスハイドレートが採取された. また音響反射異常はスランプ層の内部に顕著に認められる. ガスハイドレート存在と関係する BSR（海底擬似反射面）はスランプ層の上面に認められる.

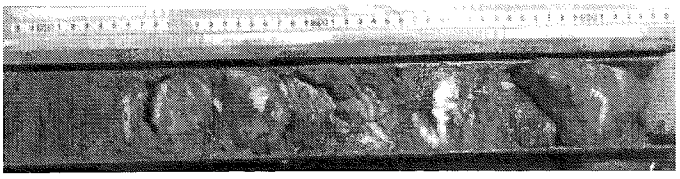


図-4 JAMSTEC 調査船なつしまに搭載されたピストンコアで採取したガスハイドレート(図-1PC02 地点海底下 1.5 m～1.9 m)

42. 気候変動と環境への影響—日本の K/Pg 境界における環境地質学的考察—

Changing climate and effect on the environment –discussion of environmental geology the K/Pg Boundary at Hokkaido, Japan-

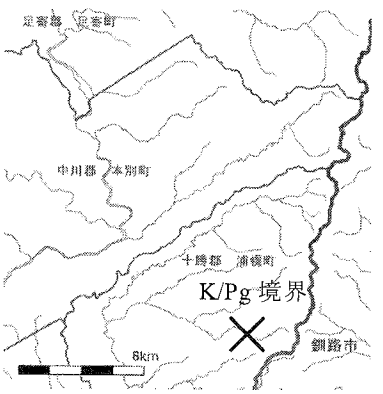
○池邊紘美・大野博之・稲垣秀輝(㈱環境地質)・保柳康一(信州大学)
Hiromi Ikebe, Hiroyuki Ohno, Hideki Inagaki, Koichi Hoyanagi

1. はじめに

白亜紀と古第三紀の境界は K/Pg 境界と呼ばれる．K/Pg 境界は世界の 350 地点以上で確認されており[1)]，ユカタン半島に隕石が衝突したことで形成されたと考えられている[2)]．日本では北海道十勝郡浦幌町の茂川流布川中で確認されている[3)]．K/Pg 境界形成時の汎世界的な環境変動や絶滅のメカニズムは解明されつつあるが，イベントを境にした長期的な環境変動について分析している研究は少ない．そこで本研究では，K/Pg 境界形成時とその前後の環境変動を解明するために，生物生産性や有機物の供給源について調べた．

2. 調査地域

調査地域は北海道浦幌町を流れる川流布川支流の茂川流布川である．調査地域は白糠丘陵の西端部に位置し，根室層群からなる．根室層群は前弧海盆の堆積物とされ[5)]，年代は白亜紀末から始新世中期である．K/Pg 境界は根室層群川流布層の上部泥岩部層中に存在する．



図－1　北海道の K/Pg 境界の位置

3. 手法

野外では地質調査・試料採取をおこない，ルートマップおよび柱状図を作成した．室内では全有機炭素量（TOC）測定，安定炭素同位体比（$\delta^{13}C$）測定，ビジュアルケロジェン分析をおこなった．

試料採取は K/Pg 境界層と泥岩にておこなった．境界層では任意で決定した 3 地点で採取し，うち 1 地点は境界層を上下方向に 3 つに分割，残り 2 地点では 2 つに分割し，計 7 試料で分析をおこなった．

泥岩は，境界の前後 1m は 0.2m 間隔，1～10m は 0.5m 間隔で採取し，10m より遠い地点では露頭の露出状況に応じておおむね 10m 間隔で試料を採取した．

4. 結果

全有機炭素量と安定炭素同位体比の前後 10m の測定結果は図－2 に示した．

(a) 地質調査結果

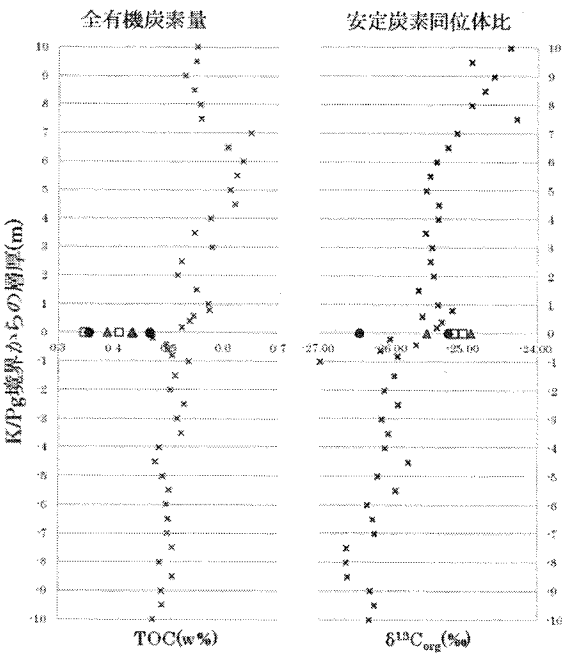
K/Pg 境界は黒色泥岩であり，層厚は 2～7cm 程度と幅がある．層中にはパイライトのほかに層状および直径数 mm の微小な礫状の炭酸塩岩がみられる．境界前後の岩相はスランプ構造の発達した炭酸塩岩を多く挟む暗灰色の泥岩であり，数 10cm～1m 程の大～巨礫サイズの炭酸塩岩を挟在する．

(b) 全有機炭素量測定

白亜紀では 0.5w%前後の値をとり，境界部では急激に低下している．その後古第三紀では 0.5～0.65w%の間で変動している．

(c) 安定炭素同位体比測定

白亜紀では－26.5‰から－26.0‰へと値が変化している．境界層の値はばらつきが大きく，－26‰より低い値を示すものがある。古第三紀では境界から上部 5m までは－25.5‰程度だが，5m より上部では－24.5‰と高い値へ大きくシフトしている．白亜紀から古第三紀に向かって上昇するようなトレンドがみられる．



図－2　全有機炭素量と安定炭素同位体比測定結果

(d) ビジュアルケロジェン分析

K/Pg境界のすべての試料において，ビトリナイトと蛍光を発しない不定形のケロジェンであるNFAがみられた．ビトリナイト、NFAはどちらも陸上高等植物の木質起源と考えられている[6]．一方，青白い蛍光を発する微小な物質が境界中部と下部の試料の一部で観察されたが，これは海洋起源のケロジェンと考えられる．以上より，K/Pg境界は陸起源物質と海洋起源物質を不均質に含んでいると考えられる．

5. 考察

地質調査結果より，北海道のK/Pg境界は陸棚斜面で形成したと考えられる．

安定炭素同位体比は，K/Pg境界では−26.5‰と陸源有機物起源を示す低い値を示すもがある。さらに，ケロジェン分析は陸源有機物が境界層に含まれることを示しており、全有機炭素量はばらつきがあるもののすべて前後の境界よりも低い値をとっている．このことは，黒色の境界層が陸域からの何らかの流れ込みで形成された地層であることを強く示唆する．また，境界からその上部7m付近まで安定炭素同位体比および全有機炭素量が上昇していることから，この流れ込みイベントの後に海洋生産性が回復・増加していることが示唆される．

一般的なトレンドでは，境界層で安定炭素同位体比が著しく低下し，全有機炭素量は増加するといわれている．一方，アメリカ大陸中央部の例を2つ挙げると，Montana州Brownie Butteでは境界下部で全有機炭素量が減少，安定炭素同位体比は境界下部から上部に向かって著しく低下し，その後上昇するというトレンドを示す[7]．さらに，Whyoming州Cogie Creekでは境界の下部で全有機炭素量が減少したのち減少，安定炭素同位体比は上昇したのち減少というトレンドを示す[7]．

このように境界層前後での安定炭素同位体比の低下は，そのトレンドは異なるものの多くの地点で見られる現象である．このことは，陸上高等植物が蓄えた^{12}Cが森林火災などで放出された影響と解釈されている．ただ，既存の研究では北海道地域の花粉群集は白亜紀末から新世代に引き継ぐものが多く，著しい交代はみとめられていない[8]．

また，堆積場が水深数10～数100 mの陸棚であり，隕石衝突地点の遠方に位置していることなどから，底生動物などには影響を与えなかった[3]と思われる．既存研究でも隕石が衝突したとされる地域付近とそれ以外の地域で絶滅率が異なることが論じられている[9]．

6. まとめ

今回おこなった全ての分析結果は，K/Pg境界を作る黒色層が他の上下の泥岩層と異なり，海洋物質と陸源物質を不均質に含むことを示している．また，上下の地層と異なり境界層が陸源物質を多く含むことも示しており，この黒色層が流れ込みによって形成されたことがわかった．また，古第三系については，境界層から上方（境界上部7m付近）に向かって海洋生産性が増加していることをとらえることができた．

こうした現象の知見を積み上げていくことは応用地質学の発展には大切なことであり，今後も取り組んでいきたいと考えている．

文献

1) Schulte P. et al. (2010) The Chicxulub asteroid impact and mass extinction at the Cretaceous-Paleogene boundary, Science, vol.327, pp.1214-1218.

2) Hildebrand A.R. et al. (1991) Chicxulub Crater: A possible Cretaceous/Tertiary boundary impact crater on the Yucatán Peninsula, Mexico, Geology, vol.19, pp.867-871.

3) 斎藤常正・海保邦夫 (1986) 白亜紀－第三紀（C－T）境界と恐竜の絶滅，月刊地球，vol.8, no.3, 192-202.

4) 日本地質学会 (2010) 日本地方地質史 1 北海道地方，朝倉書店.

5) 沢田 健・秋山雅彦 (1994) ケロジェンのマセラル分離と炭素同位体組成，石油技術協会誌，第59巻，第3号，pp.244-255.

6) Brett R. (1992) The Cretaceous-Tertiary extinction: A lethal mechanism involving anhydrite target rocks, Geochim. Cosmochim. Acta, vol.56, pp.3603-3606.

7) Maruoka T. (2007) Carbon isotopic compositions of organic matter across continental Cretaceous-Tertiary (K-T) boundary sections: Implications for paleoenvironment after the K-T impact event, Earth and Science Letters, 253, pp.226-238.

8) 高橋 清・山野井徹 (1992) 北海道東部川流布 K/T境界試料の花粉学的検討，長崎大学教養部紀要(自然科学篇)，第32巻，第2号，pp.187-220.

9) Alegret. L. et al. (2012) End-Cretaceous marine mass extinction not caused by productivity collapse, Proc. Natl Acad. Sci. USA, vol.109, no.3, pp.728-732.

43. 表層地質情報データベースから推定した大阪堆積盆地北部の地下構造

Estimation of subsurface geological structures of the northern Osaka Basin using a drilling database

○櫻井皆生（同志社大学大学院）
Minao Sakurai

1. はじめに

大阪堆積盆地北部の千里丘陵から上町台地にかけての地域の地下には，基盤岩の隆起帯が存在することが地震探査や重力探査によって推定されている[1]．そこで本研究では，この地域の地下地質構造の実態を把握する目的で，関西圏地盤情報データベース[2]を用いて高密度なボーリング柱状図列からなる表層地質断面図を作成し，それらに現れる地質構造を解析した．

2. 大阪堆積盆地北部の地形と地質の概要

大阪堆積盆地北部の地形は，概ね標高 5m 以下の低地（猪名川低地，淀川低地，河内平野）が優勢で，それらに取り囲まれるように，千里丘陵や上町台地などの丘陵や台地が存在することが特徴的である(図－1)．

千里丘陵の地質はおもに鮮新－更新統の大阪層群からなる[3]．大阪層群の上部には海成粘土層（Ma）が特徴的に挟まれていて，千里丘陵では Ma0～9 層が分布している．千里丘陵の中央西寄り付近には上町（佛念寺山）断層が南北に走っており，断層のすぐ西側では大阪層群が西へ急傾斜し，反対の東側では南東方向へ緩傾斜している[3]．上町台地は上部更新統と大阪層群からなる[4]．上町台地の西側には上町断層が南北に走っており，そのすぐ西側では Ma12 層や Ma11 層を挟む上～中部更新統が西へ急傾斜している[5,6]．千里丘陵と上町台地を取り囲む低地には Ma13 層を挟む厚さ 10～40m程度の沖積層が分布していて，その下位には上～中部更新統と大阪層群が出現する[4,5,6]．

3. データベースと断面図の作成方法

地質断面図の作成に用いた関西圏地盤情報データベースには現在約 60,000 本のボーリングデータが収録されており，それらのほとんどが建築物や土木構造物を建設するために行われたものである．これらのデータは粘土，シルト，砂，礫といった大まかな地質区分，N値などに限られているが，データが高密度に得られ，しかもあらゆる方向にボーリング柱状図列を選定できることが大きな利点である．

断面図の地層境界線は，増田ほか[7]の Shazam 層序学の解析法を用いて描いた．この解析法は，堆積学，シークェンス層序学などの知識を用いて，断面図に詳細な地層境界線を描くことで堆積システムの復元，堆積シークェンスの認定，さらに，堆積作用による地形の変化やテクトニクスの復元にも利用できるものである．本研究の地質構造の解析で重要な地層境界面は，断面図上では直線で描かれる海進ラビーンメント面で，この地域では海成粘土層の基底面がこの面に相当する[8]．

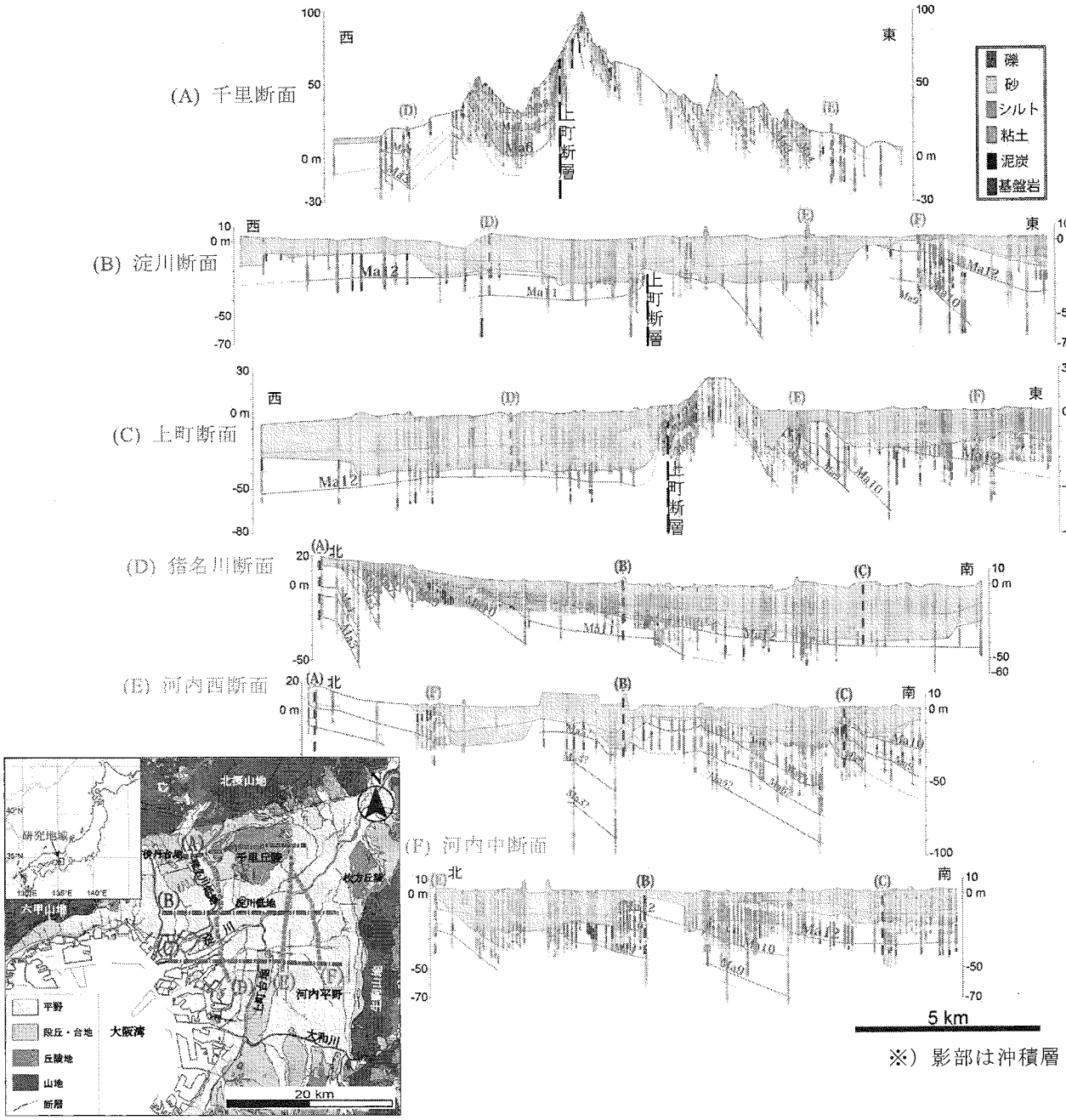
断面図は東西方向に３列，南北方向に３列の計６列の側線で作成した（図－1）．側線が多少曲がりくねっているのは，ボーリングデータが高密度に得られる高速道路などの線状構造物沿いにボーリングデータを選定したためである．

4. 結果と考察

東西方向の各断面には上町断層のすぐ西側に西に急傾斜した大きな構造ギャップと，その東側に見かけ東傾斜の構造が現れている(図－1 (A),(B),(C))．一方，南北方向の各断面には全体に見かけ南傾斜の構造が現れている（図－1 (D),(E),(F)）．これらのことから，大阪堆積盆地北部は北側上がりの一連の構造隆起帯になっていて，その中央部を南北に走る上町断層の東側隆起の影響を受け，断層の東側は南東傾斜をしていることがわかる．すなわち，千里丘陵と上町台地を取り囲む低地部はテクトニックな沈降によって形成されたものではなく，その地下に分布する沖積層より下位の地層は基盤岩の隆起を反映した地質構造を示している．これらの低地部は，この一連の隆起帯が最終氷期にこの地域を流れていた古猪名川・古淀川などやその後の縄文海進期の波食によって削剥されてつくられたもので，見かけ上表層地質が異なって見えるだけである．

構造隆起帯の北端にあって相対的に下位層準の大阪層群が分布する千里丘陵では，地下の地質構造が明瞭に地形に現れていて，その断面には大きな地層の変形構造が観察される．上町断層から西に約 1.5 km 離れた千里川付近には，桜井向斜[3]があり，さらに西方の猪名川低地にかけては背斜と向斜が繰り返す褶曲構造が認められる．この千里断面に見られる上町断層の西側の褶曲構造は，淀川断面と上町断面のラビーンメント面にも認められる．

南北断面のラビーンメント面に着目すると，上町断層の西側の猪名川断面には小規模な褶曲構造と撓曲構造が認められ，上町断層の東側の河内西断面と河内中断面には緩やかな褶曲構造が見出される．これらの構造と前述の東西断面に見られる褶曲構造は，この地域全体の北側上がりの隆起傾向や上町断層の大きな東側隆起成分のほかにもテクトニックな構造が存在することを示している．



図－1　研究対象地域と表層地質情報データベースから作成した断面図

文献

1) Inoue, N. and Nakagawa, K. (2000) : Modeling of the underground structure in the Osaka sedimentary basin based on geological interpretation of gravity anomalies and seismic profiles, Journal of Geosciences, Osaka City University, Vol.43, pp.97–110.
2) KG-NET・関西圏地盤情報ネットワーク (2013) : 関西圏地盤情報データベース 2013 年度(WEB 配信版)
3) 市原　実・藤田和夫・森下　晶・中世古幸次郎 (1955) : 千里山丘陵－大阪層群の研究（その１）－, 地質学雑誌, Vol.61, pp.433-441
4) 古谷正和 (1978) : 大阪平野北部の上部更新統, 地質学雑誌, Vol.84, pp.341–358.
5) Mitamura, M., Matsuyama, N., Nakagawa, K., Yamamoto, K. and Suwa, S. (1994) : Stratigraphy and subsurface structure of Holocene deposits around Uemachi Upland in the central Osaka Plain. Journal of Geosciences, Osaka City University, Vol.37, pp.183-212.
6) Sakurai, M. and Masuda, F. (2013) : Construction of subsurface geological structures using a drilling database : A case study for an intra-arc basin, the Osaka Plain, Southwest Japan., Open Journal of Geology, Vol.3, pp.39-43.
7) 増田富士雄・佐藤智之・伊藤有加・櫻井皆生 (2013) : Shazam 層序学をボーリングデータベース解析へ適用する試み：大阪平野の表層地質研究を例に, 地学雑誌, Vol.122, pp.892-904.
8) Sakurai, M. and Masuda, F. (2014) : Reconstruction of relative tectonic movements using transgressive ravinement erosion surfaces: A case study for the shallow subsurface geology of the Osaka Plain, Japan., Journal of Earth Sciences and Geotechnical Engineering, Vol.4, pp.17-24.

44. 平野の河川周辺における地形と表層地質との対応関係

A Relationship between Landform and Surface Geology around River Channel in Alluvial Plain

○品川俊介，佐々木靖人，日外勝仁（土木研究所）
Shunsuke Shinagawa, Yasuhito Sasaki, Katsuhito Agui

1. はじめに

河川堤防は延長が非常に長いことから，河川堤防基礎地盤の浸透安全性評価において，十分な地質調査を行うためには多大な費用と時間を要する．

一方，平野における河川は，浸食や堆積を繰り返しながら平野の地質を形成する．特にその堆積物の表面の形状は地形として認識されることから，堆積地形と表層地質は一定の関係があるものと考えられる．

地形調査は非常に安価かつ面的な情報が得られるため，地形から表層地質が推定できれば地質調査の効率化，高精度化に貢献できる．

そこで本論では，平野の河川周辺における地形と表層地質との対応関係について，天竜川下流域を例に分析を行い，地形から表層地質を推定する場合の推定精度やその適用深度に関する考察を行う．

2. 作業方法

調査地域は天竜川下流域（0k～30.5k）の，山地・扇状地・氾濫平野・海岸平野を流下する区間である．

地形分類図の作成に当たっては，昭和 21-23 年に撮影された米軍撮影の空中写真（縮尺約 1/4 万）を基本とし，昭和 37-42 年に撮影された国土地理院撮影の空中写真（縮尺約 1/1 万および 1/2 万）を併用した．また，明治 23 年から平成までの 6 時期に刊行された地形図（縮尺 1/5 万および 1/2.5 万）の地形図を参照した．

地形分類図は Arc GIS（ESRI 社製）で取り扱い可能な形式で電子化し，国土交通省浜松河川国道事務所提供のボーリングデータの位置（XML 形式）を地形分類図上に表示させた．図-1 に作業例を示す．そしてそれぞれのボーリング地点の地形種を把握し，柱状図を地形種別に整理した．そして地形種別・深度別の土質の出現割合を調査した．

深度別の土質の抽出方法は次のように行った．

1）「地理院地図」（国土地理院ホームページ）により，ボーリング位置近傍の自然地盤高を把握した．本作業では航空レーザー測量結果に基づく 5m DEM の成果（標高表示の最小単位 0.1m）を用いた．

2）地形と表層地質との対応関係を検討するためには，各ボーリングについて自然地盤の上面，すなわち過去の地表面の位置を決定する必要がある．柱状図では盛土等を区別して記載されていることが多いが，柱状図で示される自然地盤の上面は必ずしも周辺地盤高と一致しない．そこで本検討では，ボーリング柱状図より，周辺地盤高とほぼ一致する標高を地表と定めた．具体的には，柱状図における盛土下面の標高が周辺地盤高に近い（おおむね±50cm 以内）の場合は盛土下面標高を地表とした．上記以外の場合，柱状図に記載されている層境界が周辺地盤高に近い場合には層境界を地表とし，層境界が周辺地盤高に存在しない場合は周辺地盤高を地表とした．

3）地表および深度 1mから 1mおきに 5m までの，計 6 深度について，柱状図より土質を読み取った．土質区分は礫・砂礫，砂，シルト，粘土・有機質土，岩盤の，5 つのいずれかにまとめた．なお表土について，土質区分が注記に書かれているものはその土質区分に分類し，記載がないものは集計から除外した．また，周辺地盤高との関係で盛土部分を地表と判定したものについては，盛土の土質区分によった．

また分析には，収集したボーリング資料 172 本（表

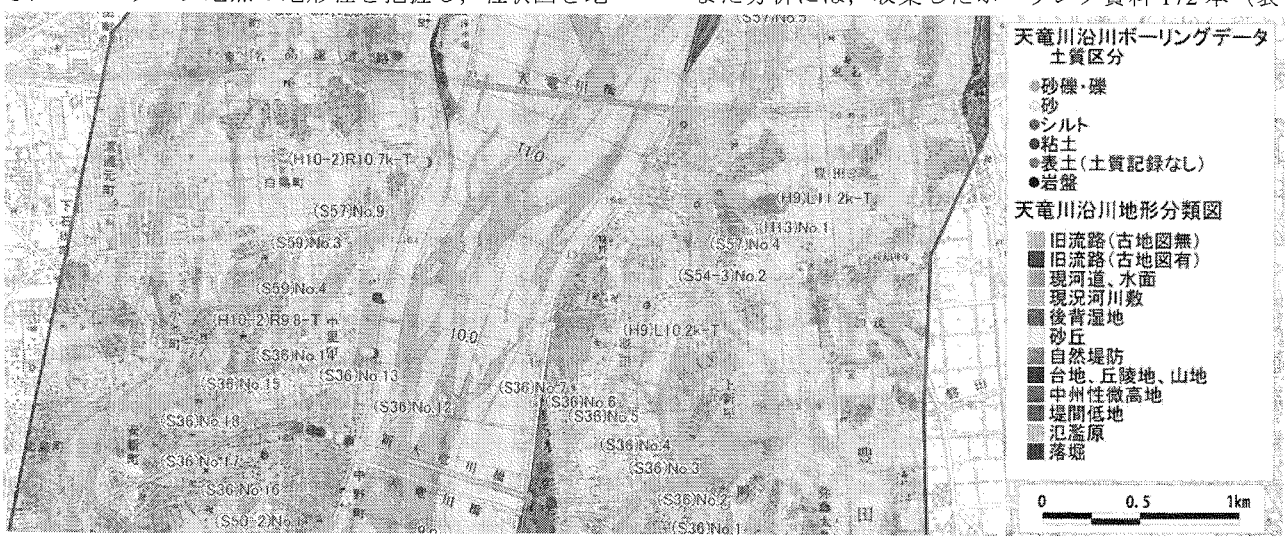


図-1　作業例

-1）のうち，台地・丘陵地・山地および現況河川敷で掘削されたものを除く 120 本を用いた．

表-1　分析に用いたボーリングの地形種別集計

数量(本)

地形種区分	右岸	左岸	合計
台地・丘陵地・山地	3	0	3
中州性微高地	4	13	17
自然堤防	9	12	21
氾濫原	24	25	49
旧河道（古地図なし）	18	4	22
旧河道（古地図あり）	2	9	11
現況河川敷	-	-	49
合　計	60	63	172

3.　地形種と表層地質との関係

天竜川下流部の地形は，その特徴から次の 4 つの区間に分けることができる．

1）峡谷部（25～30.5km 付近）：地形は山地が主体で，わずかに台地（段丘）や氾濫原が分布する．

2）扇状地部（14～25km 付近）：微地形は，旧河道および中州性微高地が主体をなす．

3）蛇行河川部（3～14km 付近）：微地形は，旧河道，氾濫原および自然堤防が主体をなす．

4）河口部（河口～3km 付近）：海の影響を受けた地形が見られる区間である．微地形は蛇行河川部と同様のものに加え，砂丘，堤間低地が認められる．

以下に，自然堤防および氾濫原における深度別の土質出現割合の分析結果を例示する．

3.1　自然堤防

自然堤防は，蛇行河川が洪水時に溢水する際，河川近傍に土砂を堆積させてできる地形と考えられており，河口より 14km 付近までの区間に分布する．

地形種別・深度別の土質出現割合を表-2 に示す．本地形区分は表層より 2m まで砂の割合が 2/3 以上であり，地形と地質との対応関係が明瞭である．

3m 以深では様々な土質が現れることから，本地域における自然堤防は表層より深さ 2m 程度までについて，砂で構成されていると見なしてよいと考えられる．

子細に見ると，河川（旧河道を含む）より離れるほど，表層の砂層の厚さが減じている様子が認められた．またボーリングの記事を読むと，同じ砂層でも上流ほど若干粗粒になっている傾向が認められた．

表-2　深度別土質出現割合（自然堤防）

微地形種：自然堤防(21本)　　割合(%)

深度＼土質区分	礫・砂礫	砂	シルト	粘土	岩盤	合計
表層	18	**82**	0	0	0	100
1m	15	**75**	10	0	0	100
2m	14	**76**	10	0	0	100
3m	33	52	14	0	0	100
4m	24	29	48	0	0	100
5m	33	10	48	10	0	100

太字は出現割合が67%以上のものを示す。

3.2　氾濫原

氾濫原は，平野の一般面（その他の区分に該当しない部分）として区分した．天竜川下流部では河口～14km までの蛇行河川部から河口部にかけて，および 23km より上流に分布し，その間の扇状地部には分布しない．下流側と上流側では堆積物が異なるため，2 つの区間に分けて土質出現割合を集計した（表-3,4）．

下流側では表層から 1m まで砂，シルトが主体で，それより下位では礫・砂礫が多い．この礫・砂礫はその粒度から，本地形種と関係がない本川河道の堆積物であると考えられる．

上流側で氾濫原と区分された場所は，下流側のそれとはかなり異なり，幅の狭い谷中に分布する．ここでは表層より 2-3m まで，礫・砂礫および砂が半々程度の割合で見られ，その下位では礫の割合が増加する．

なお左岸 25km 付近では多数のボーリングが実施されているが，ここでは河川から遠ざかる山際部分で砂の割合が増加している．

表-3　深度別土質出現割合（氾濫原：0-14km 区間）

微地形種：氾濫原(0-14km区間)(31本)　　割合(%)

深度＼土質区分	礫・砂礫	砂	シルト	粘土	岩盤	合計
表層	17	47	37	0	0	100
1m	17	50	33	0	0	100
2m	47	33	20	0	0	100
3m	55	23	19	3	0	100
4m	50	30	13	7	0	100
5m	50	33	7	10	0	100

太字は出現割合が67%以上のものを示す。

表-4　深度別土質出現割合（氾濫原：23km-30.5km 区間）

微地形種：氾濫原(23km-30.5km区間)(18本)　　割合(%)

深度＼土質区分	礫・砂礫	砂	シルト	粘土	岩盤	合計
表層	50	44	6	0	0	100
1m	56	39	6	0	0	100
2m	56	39	6	0	0	100
3m	61	33	6	0	0	100
4m	**78**	17	6	0	0	100
5m	**89**	11	0	0	0	100

太字は出現割合が67%以上のものを示す。

3.3　各地形種と表層地質との関係のまとめ

天竜川下流域において 3.1，3.2 のような分析を各地形種について行った結果を表-5 にまとめた．

地形と表層地質との関係を深度方向の情報も含めて詳細に検討したところ，河川の区間毎，地形種毎にかなり明瞭な関係が見いだされた．また，地形と土質区分が対応する深さが地形種毎に異なることが明らかになった．そのほか，同一地形種であっても河川（現況河道または旧河道）からの距離に応じて対応する深さが変化することや，上流ほど粗粒化することから，地質の推定においては河川との位置関係にも配慮する必要があることがわかった．

表-5　天竜川下流域における地形と表層地質との対応

地形種区分	推定土質	適用深度	<参考>推定される土質の出現確率
中州性微高地	礫・砂礫	表層～5m以上	表層～1m:71～76% 2m～5m:94～100%
自然堤防	砂	表層～2m	75～82%
氾濫原（0～14km）	砂またはシルト	表層～1m	砂:47～50% シルト:33～37%
氾濫原（23～30.5km）	礫・砂礫または砂	表層～2m	礫・砂礫:50～56% 砂:39～44%
旧河道（古地図なし）（0～14km）	砂またはシルト	表層～1m	砂:58～60% シルト:30～33%
旧河道（古地図なし）（14～25km）	礫・砂礫	表層～5m以上	表層～2m:80～90% 3m～5m:100%
旧河道（古地図あり）	礫・砂礫	表層～5m以上	表層～1m:56～73% 2m～5m:82～100%

45. 電磁探査(AMT 法)および調査ボーリングを用いた大深度岩盤の定量的評価

Quantitative evaluation of deep bedrock using Audio frequency Magnetotelluric method and deep Drilling

○牧野隆吾・手島 稔・岸本宗丸・笠置敏郎（日鉄鉱コンサルタント㈱）
花村 修・小泉友美（㈱九州地質コンサルタント）
一般社団法人日本応用地質学会九州支部 ILC ワーキンググループ
Ryugo Makino, Minoru Teshima, Munemaru Kishimoto, Toshio Kasagi
Osamu Hanamura, Tomomi Koizumi

1. はじめに

世界で唯一の線形加速器として日本への誘致が検討されている国際リニアコライダー（ILC）計画は，北上山地および脊振山地を国内候補地とし，立地に関する調査が進められてきた．脊振地域では，ILC施設の地質的な立地条件として，深部まで安定した岩盤が見込める花崗岩体と古第三系が対象となっている．

一般社団法人日本応用地質学会九州支部では，平成22年度よりILCワーキンググループを設置し，既存資料収集・空中写真判読・地表地質踏査・水文調査・ルート検討などの調査研究を行ってきた．これらの調査研究は適地調査段階の広域調査として位置付け，延長50km，最大土被り1,000mにおよぶ長大山岳トンネルにおける各地質体の対象岩盤としての工学的性質を概略的に検討することを目的とした．

平成24年度には，これらの調査研究成果を検証するため，地下深部の状況を定量的に把握できるボーリング調査および物理探査を行なった[1)]．本調査では中央衝突空洞が想定される地域の地質・岩盤状況の定量的把握・評価に重点を置き，立地に適した地盤条件を確認することとした．以下に，ボーリング調査および物理探査の結果を報告する．

2. 調査計画

ILC 計画では，加速器トンネルルートの中央付近に衝突空洞や重要な観測施設が配置される予定であり，そのために中央施設地域にはより安定した岩盤が求められる．このことを踏まえ，今回の物理探査およびボーリング調査は，中央施設地域における深部の岩盤状況を確認するために実施したものである．

トンネルルートのほぼ中央付近では，空中写真判読・地表地質踏査などの調査から，次のような地形地質的特徴が明らかとなった．

1) 標高 500～700m を示す 3 つの山体が分布し，NW-SE 方向の線状模様が認められる．
2) 3 つの山体は 1km 前後の広がりを有し，北西方向へ流下する河川の浸食によって分断されている．山腹斜面には風化殻としてコアストーンが多く認められ，深部に健岩が分布することを示唆する．
3) 河川沿いなどの谷部には，糸島型花崗閃緑岩の B～CH 級の健岩が広く露出する．

以上のような地形・地質的特徴から，ルート中央地域の深部には新鮮な花崗岩体よりなる健岩が広く分布することが想定され，その確認のために物理探査およびボーリング調査を実施した．なお物理探査の手法としては，深部の岩盤状況を精度良く効率的に把握することが可能な電磁探査（AMT 法）を採用することとした．

3. 探査測線およびボーリング地点の決定

AMT 法電磁探査の測点配置については，以下の点を考慮して設定した(図-1)．

1) 3 つの山体と谷部での比抵抗の違いを把握するため，測点は線状配置とした．
2) 測線は想定される加速器トンネルの延伸方向(概ね ENE-WSW 方向)に 4 測線，これらに交差する NNW-SSE 方向に 1 測線設置した．このうち，測線 1 は，ボーリング地点と重複するように配置し，マクロな構造を電磁探査，ミクロな構造を電気検層で捉えることとした．
3) 測点間隔は，弱層(断層)が分布する可能性が考えられる谷地形周辺では 100m，安定した岩盤が分布すると想定される地域では 200m 程度とした．

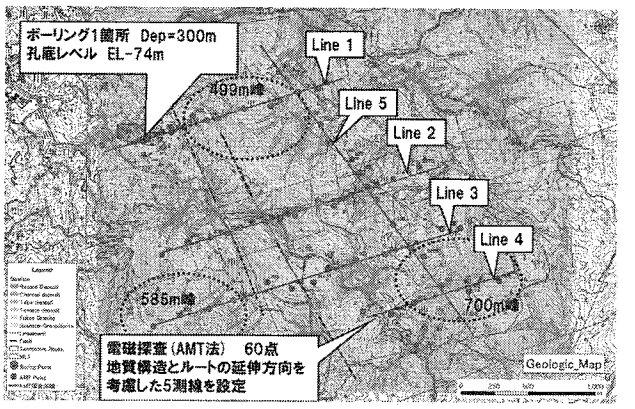


図-1 電磁探査の測点配置およびボーリング地点

またボーリング地点については，加速器トンネルレベルとの比高差や周辺の温泉掘削地点との位置関係等を考慮し測線 1 上の地点を選点した．なお，掘削方法は良好なコアを採取することに主眼を置き，通常工法

により φ66mm, 掘削長 300m のコアリングを実施した.

4. 調査結果と地表における調査研究成果の検証

AMT 法電磁探査の 2 次元解析結果より, 全測線とも 1,000Ω·m 以上の高比抵抗領域が広く分布しており, 比抵抗コントラストの乏しい均質な構造であることが判明した. また, 空中写真判読および地表踏査で確認された破砕帯幅数 m 程度の小断層は, 電磁探査の結果では 1,000～2,000Ω·m 程度の比抵抗領域に対応し, 変質部は 200～700Ω·m 程度の低比抵抗領域に対応していることが判明した(図-2).

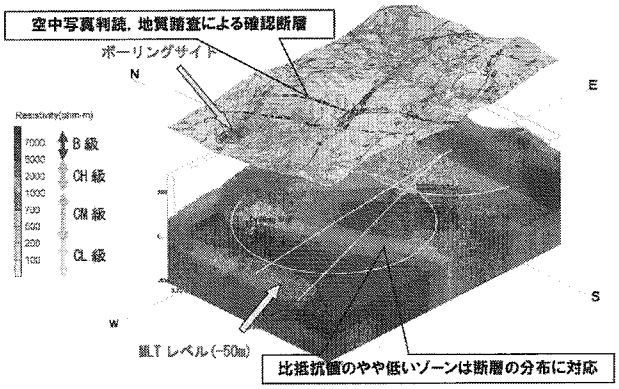


図-2 中央施設候補地における比抵抗構造の 3 次元イメージ

ボーリング調査では, すべて糸島型花崗岩緑岩よりなり, 深度約 20～40m 付近で CM～CH 級, 深度約 40m 付近より CH～B 級, さらに深度 160m 付近以深では B 級岩盤が連続することが確認された. ボーリング地点の探査結果では, 深度 50m 付近より 1,000Ω·m 以上, 深度 100m 付近より 2,000Ω·m 以上の高比抵抗領域となっている. また電気検層の結果と電磁探査結果は必ずしも一致していないが, 大局的には両者が示す変化は良く整合しているといえる. 両者とも 1,000Ω·m 以上の比抵抗値を示しており, 花崗閃緑岩新鮮部の標準的な比抵抗値と良く対応していることが判明した(図-3). なお, ルジオンテストの結果, 当該岩盤の透水性は 10^{-8}m/sec オーダー以下であることが確認されている.

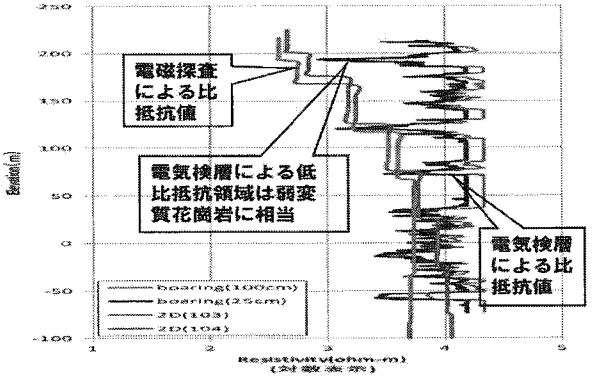


図-3 ボーリング孔における電気検層結果と電磁探査結果の対比

岩石等の比抵抗を決める要因は複数あり, 比抵抗値だけで岩種・岩質を判別することは難しいが, 調査地の岩質と比抵抗分布を巨視的に見れば, 概ね 1,000Ω·m 以下の比抵抗領域を CM 級岩盤, 1,000～5,000Ω·m の領域を CH 級, 5,000Ω·m 以上の領域を B 級岩盤として対比できるものと想定される(図-4).

5. まとめ

今回の調査結果は, 電磁探査(AMT)と長尺ボーリングを併用することにより, 大深度岩盤の性状をマクロ的かつ定量的に評価することが可能なことを示したものと考える. ILC 施設の建設にあたっては, 加速器トンネルレベルの大深度における断層性状や透水性状の確認が必須になるものと考えられ, 今後岩盤の透水性も加味した, 広域的かつ大深度岩盤の評価手法を確立することが望まれる.

文献

1) 九州大学ほか (2013) : 国際リニアコライダー第 1 次背振地域地質調査におけるボーリング調査及び物理探査業務報告書

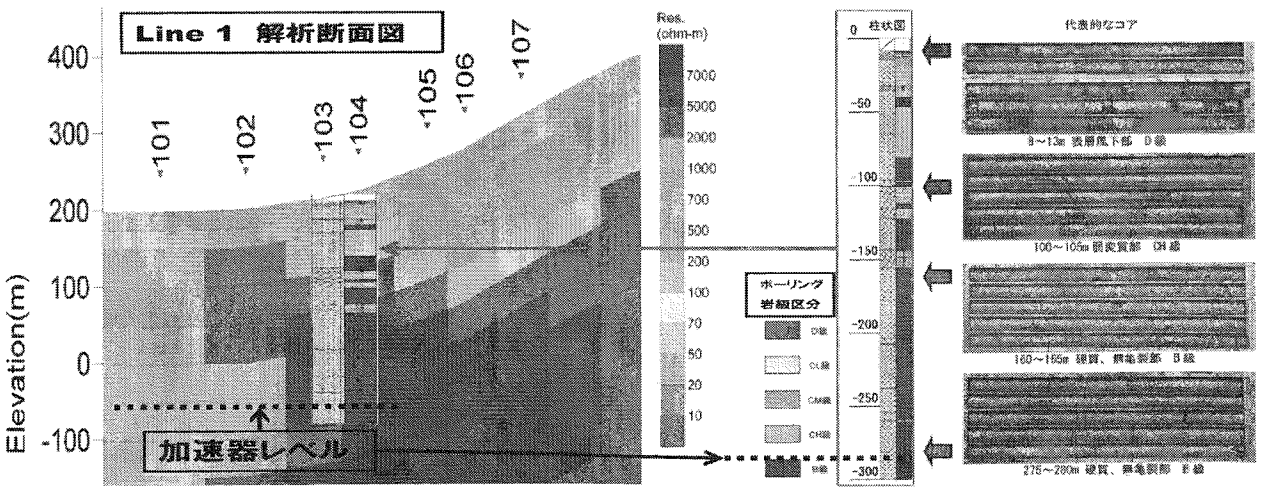


図-4 ボーリングコアによる岩級区分と電磁探査による比抵抗構造の対比

46. 大深度長大トンネル適地調査における地質構造評価

Evaluation of the geological structure in a survey to find the appropriate sites for the large depth and huge tunnel

○矢野 健二（(株)ジオテック技術士事務所），宮崎 精介（(株)九州地質コンサルタント），
花村 修（(株)九州地質コンサルタント），牧野 隆吾（日鉄鉱コンサルタント(株)），
一般社団法人日本応用地質学会九州支部 ILC ワーキンググループ
Kenji yano, Seisuke Miyazaki, Osamu Hanamura, Ryugo Makino, ILC-WG JSEG Kyushu branch

1. はじめに

長さ 30 kmを超す長大かつ大深度トンネル計画の初期段階において，適切なルートを選定するには，広範囲の岩盤性状と地下水流動の概要を把握する必要がある．花崗岩類のような比較的均質な岩盤が分布する地域においては，主要な断層の分布状況，その破砕帯の規模と性状を把握することが重要となってくる．

ここでは，断層の規模や性状がその断層の形成過程に大きく依存していることに着目し，脊振山地に分布する花崗岩地帯を例として大深度の長大トンネル適地調査における断層破砕帯の記載法を整理し，報告する．

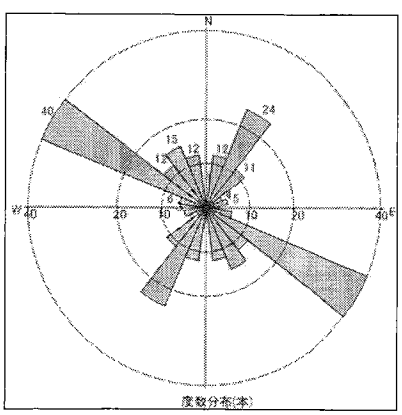
2. 調査の目的と手順

本調査の対象地は，福岡，佐賀両県にまたがる脊振山地一帯の延長 50km，幅約 10km の範囲であり，白亜紀の花崗岩類が主に分布している．

長大かつ大深度トンネル適地調査の主な目的は，①大深度地下空間を長期的・安定的に保持し得る良好な岩盤の分布を確認，②施工時の抗壁崩壊・落盤等施工障害を生じ得る構造的弱部の有無・性状を確認，③地下水流動を検討するための水文地質構造モデルの構築，であり，そのためには対象地域について，1) 風化状況の把握，2)断層破砕帯の規模・性状，影響範囲の把握，が必要となる．当調査では，①地形判読→②地表踏査→③地質解析→④検証調査(ボーリング調査・電磁探査)の手順で調査を実施しているが，ここでは，①～②の手法と成果について報告する．

3. 地形判読

地形判読にあたっては，まず対象地域の地形特性を把握するために地形区分図を作成する．その上で，断層の存在を示唆する地形要素を抽出し，地形要素が線状に配列するものについて，線状模様として抽出した．抽出された線状模様はトンネルルート延長 50 k mの範囲に対し，145 本，84 条となった．最も卓越する線状模様は西北西方向で，全体の約 28%を占めている．



図－２　地形判読による線状模様の方向性

4. 地表踏査

地表踏査の着目点としては，線状模様に対しての現地確認を通しての，

①健岩の分布状況

②断層の規模と性状（その周辺岩盤への影響度合）

を把握することにある．

①は風化構造の把握であり，1)マサ化した強風化岩，2)割れ目沿いに風化した風化岩，3)健岩，を識別し，それぞれの性状と分布特性を現地にて確認する．

②は断層による岩盤劣化の特性把握になるが，ここでは，a)断層の運動様式や，b)破砕様式の違い，に留意する必要がある．

a)運動様式による破砕帯分布の違い

断層は破断面の両側のブロックの相対的な変動状況によって，正断層，逆断層，走向移動断層（横ずれ断層），に区分される．これは断層が形成される際の応力状態に規制されるが，それぞれの運動様式により形成される断層破砕帯の分布性状が異なり，破砕帯周辺の岩盤性状や水理性状にも影響する．

一般的には，正断層であればその上盤側には共役系正断層群や開口性の亀裂群が形成されるため，断層の上盤側で岩盤性状が劣るだけでなく，地下水の通り道が形成されやすくなる．

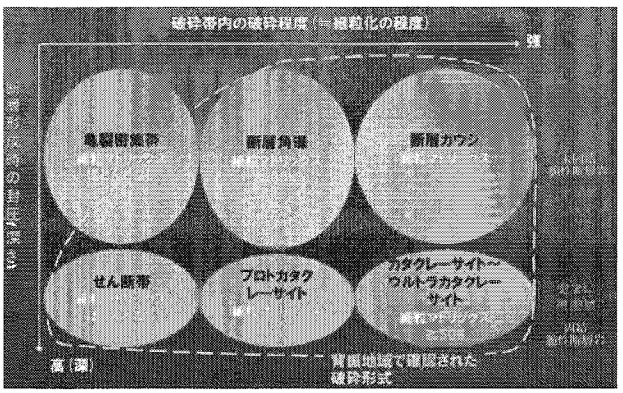
一方，走向移動断層の場合，しばしば断層面が雁行配列するように形成される．このような地域では広範囲に破砕帯や亀裂が形成されるため，劣化した岩盤の分布範囲も広範囲に及ぶことが予想される．

b)破砕様式による破砕帯性状の違い

脊振山地で確認された断層破砕帯には様々な破砕様式があり，それによって岩盤性状や水理性状が大きく異なる．破砕様式は基本的には断層が形成された時の封圧と温度に依存する．封圧と温度は一般に地下に行くほど高くなっていくので，断層の破砕様式の違いは断層形成時の深さと読み替えることが出来る．これ

らは一般には断層の階層構造として認識されている．

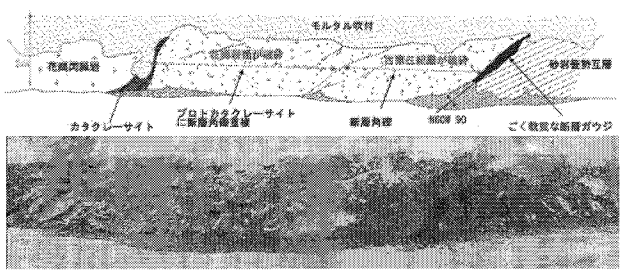
図－３は脊振山地において確認された破砕様式について階層構造を念頭に整理したものである．地下深部の封圧の大きな領域の断層運動では固結断層岩が形成されるが，それらは破砕の程度に応じて「せん断帯」から「カタクレーサイト」まで変化する．また，地下の比較的浅い領域の断層運動では，未固結～半固結の断層内物質を含む破砕帯（未固結脆性断層岩）が形成され，破砕の程度に応じて，「亀裂密集帯」～「断層角礫」～「断層ガウジ」まで変化する．



図－３　背振地域で確認された断層の階層性

「せん断帯」や「カタクレーサイト」では，せん断面は再固結し密着，地下水を通しにくいため，新鮮部であれば，健岩と同等程度の岩盤と評価できる．「亀裂密集帯」や「断層角礫」からなる破砕帯では，再固結していない亀裂面に沿って地下水の流動を生じ，新鮮部でも健岩に比べ，岩盤性状は大きく劣る．さらに「断層ガウジ」が形成されていると不透水層を形成し，地下水は破砕帯周の亀裂帯に沿って流れる．

さらに断層は繰返し活動するため，断層の活動履歴の中で形成される構造場が次第に変化し，結果として複数の破砕様式が形成されることがある．図－4 はその断層の一例であり，ここではプロトカタクレーサイトやカタクレーサイトと，断層角礫・断層ガウジが重複して形成されている．



図－4　複数の破砕様式が重複した断層露頭

5. 断層評価

前述の a)，b)の二点に留意し，断層を破砕規模の面から以下の３ランクに区分した．

・ランクＡ（５条）：断層破砕帯幅 30m以上
・ランクＢ（33 条）：断層破砕帯幅 5～20m程度
・ランクＣ：断層破砕帯幅 2～3m

ランクＡの断層は対象地域では最も規模が大きい断層で，破砕帯はせん断帯やプロトカタクレーサイトを主体とするが，その一部は再滑動して開口気味の亀裂密集帯を形成し，熱水変質を重複して被っているため，脆弱な破砕帯となっている．このためトンネルの側壁，切羽崩壊や落盤，突発湧水や大量の恒常湧水といった施工障害が懸念される．

ランクＢの断層は対象地域では頻繁に観察される．せん断帯やプロトカタクレーサイトが主体で，再滑動による亀裂密集帯の形成はあっても幅数m程度と小規模であり，岩盤性状としては特に問題はない．ただし，周辺亀裂性岩盤からのまとまった量の湧水が懸念される．

ランクＣの断層破砕帯はせん断帯やプロトカタクレーサイトからなり，トンネル設計施工上特に問題はない．

6. まとめ

脊振山地における大深度長大トンネルの適地調査にける地質構造評価についてまとめると，以下のとおりである．

・対象地域において 84 条のリニアメントを抽出し，地表踏査で確認を行なった．その際，断層の記載に際しては，運動様式による破砕帯分布の違い，破砕様式による破砕帯性状の違いに留意した．
・背振地域においては，比較的地下深部で形成される固結脆性断層岩と浅所で形成される未固結脆性断層岩が確認された．また両方の破砕様式が重複する断層破砕帯も確認された．
・断層と判断されるものを規模別に 3 段階に分類・整理した．計画上最も留意すべき断層であるランクＡの断層として５条，水理的には留意すべき断層であるランクＢの断層として 33 条を確認した．
・今回の評価は地表踏査で得られる情報のみであるため，今後，断層の実態把握としてボーリング調査・電磁探査による地山深部での断層破砕帯の地質性状，岩盤性状及び透水性の確認が望まれる．

文献

1）宮崎ほか（2014）：大深度長大トンネルの適地調査にあたって採用した調査法，一般社団法人日本応用地質学会九州支部会報 GET 九州，No.35，pp.3-10．

47. 大深度長大トンネル適地調査における岩盤分類基準の策定とRMRの適用

Development of the rock classification standard and applicable inspection of RMR in the survey to find an area appropriate for the large depth and huge tunnel

○大石博之（西日本技術開発㈱），宮崎精介・花村　修（㈱九州地質コンサルタント），
牧野隆吾（日鉄鉱コンサルタント㈱），一般社団法人日本応用地質学会九州支部ILCワーキンググループ
Hiroyuki Oishi, Seisuke Miyazaki, Osamu Hanamura, Ryugo Makino, JSEG Kyusyu Branch ILC WG.

1. はじめに

土木構造物建設のための調査において，対象地域の特性に応じた岩盤分類基準を策定することは必要不可欠な事案である．本稿では国際的な科学実験施設（リニアコライダー）として利用される長大トンネルの建設を対象とした調査での取り組みとして，地表踏査と現地での簡易試験結果の比較に基づいた岩盤分類基準案策定の結果について報告する．また，対象が国際プロジェクトであることを鑑み，海外で多く利用されるRock Mass Rating（以下，RMR）[1]と上記岩盤分類基準との対比についての検証を行い，調査結果を国際基準で表現していくための基礎情報を整理した．

2. 調査地域の概要

調査対象地域は福岡・佐賀両県に跨る脊振山系一帯である．この地域の地質は，白亜紀の花崗岩類とその西側に分布する変成岩類および古第三紀堆積岩類よりなる．本稿では，地域の大部分を占めるエリアに分布している花崗岩類を対象に岩盤分類基準に関する検討を行った．

3. 岩盤分類基準の策定

(1) 露頭観察による分類基準案の検討

まずは一般的な電中研式岩盤分類[2]および土研式の岩盤分類[3]による分類法に調査地域の岩盤を当てはめていくことから作業を開始した．現地調査の中で，その性状が電中研式の岩級区分：D～B級に相当するとみられた露頭を精査し，土研式岩盤分類の細区分の確認を行った．そこで得られた結果を表-1に示す．ここでは，岩芯まで風化し著しく脆い状態となった岩盤をD級相当とした．このランクの露頭はマサ土状を呈している場合が多い．一方，新鮮・硬質な岩盤状態にあるもので，割れ目の周辺にのみわずかに風化のあるものをCH級，更に新鮮度が高い（地表の露頭では割れ目面のみがわずかに褐色化した状態）ものをB級相当と判定した．これらの良好な岩盤は，調査地域内を流れる河川の河床部等で広く観察することができた．CL級・CM級については，その中間的な岩盤性状を呈するものと考えられ，硬さや割れ目の間隔，割れ目の状態などの組合せでそれぞれに区分されるものとした．

表-1　露頭観察による岩盤分類基準案

岩盤分類		物性値（シュミットロックハンマー反発度からの算出値）			
電中研式	土研式（主な組合せ）	平均反発度	静弾性係数 MN/m²	変形係数 MN/m²	一軸圧縮強度 MN/m²
D	D－－－	14.86	1.54E+03	5.58E+02	7.07
CL	CⅢcδ BⅣbγ BⅤcγ	13.57～29.43	1.39E+03 ～ 4.67E+03	4.91E+02 ～ 2.73E+03	6.52～12.31
CM	BⅢbγ BⅡbγ AⅢbβ	30.29～41.00	4.98E+03 ～ 1.13E+04	2.58E+03 ～ 7.47E+03	21.03～44.84
CH	AⅡbβ	60.43～60.71	4.96E+04 ～ 5.06E+04	5.14E+04 ～ 5.29E+04	102.64～234.94
B	（AⅠaβ） 岩芯部を対象に試験実施	70.14～73.84	1.04E+05 ～ 1.36E+05	1.35E+05 ～ 1.92E+05	221.13～486.10

(2) 簡易な現地試験による分類基準案の妥当性検証

観察結果に基づいた分類案に対し，物性値による定量的な裏付けをとることを試みた．本検討では，簡易に現地で実施可能なシュミットロックハンマー試験を採用した．対象とした露頭は27地点である．平均反発度は各露頭9回の打撃のうち，最大・最小値を除いた7回分からの平均値を記載した．また，平均反発度の値から静弾性係数と変形係数，および一軸圧縮強度を算出した[4]．露頭で判断した岩級

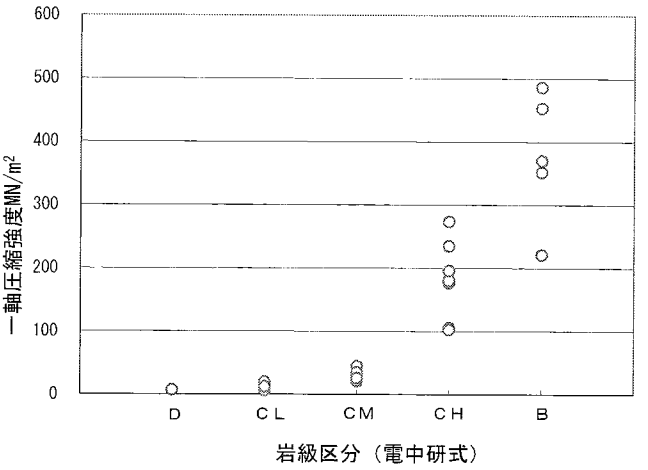


図-1　岩級区分と一軸圧縮強度

区分と，平均反発度から算出した一軸圧縮強度の関係を図-1に示す．岩級区分と一軸圧縮強度の間には整合的な関係があることが確認できた．このことは，露頭情報に基づいて検討した分類基準案が概ね妥当なものであることを示すものと判断できる．

4. RMRによる分類との対比

調査地の岩盤状況を国際的な分類法でも表現可能にすることを目的として，前章で策定した岩盤分類基準とRMRとの対比について検証を行った．RMRでは，岩盤基質部の強度やRQD，不連続面の状態等から評点を求め，その合計点から岩盤の分類を行うことが提案されている1)．前章でまとめた岩盤分類基準について，各岩級区分に対するRMRの評点を算出したところ，B級は87～100点，CH級で77~87点，CM級で57~61点，CL級では37~41点，D級は14点となった(表-2)．Bieniawski（1976）[5]ではRMRでの評点合計に対する岩盤分類基準案が示されているが（表-3），これに各岩級区分をあてはめると，B級：Ⅰ，CH級：Ⅱ（～Ⅰ），CM級：Ⅲ（～Ⅱ），CL級：Ⅲ～Ⅳ，D級：Ⅴとなり（表-2），日本式の岩級区分の各ランクがRMR岩盤分類とがほぼ1対1で対比できることが明らかとなった．

5. まとめと今後の課題

本検討では，国内のプロジェクトにおいて多くの実績のある岩盤分類法（電中研式，土研式）に基づいた背振地域での岩盤分類基準を策定するとともに，国際的な岩盤分類法であるRMR法による岩盤評価を試行した．電中研式岩級区分と土研式岩盤分類の対応については，表-1に示すような関係が得られた．この岩盤分類基準案とシュミットロックハンマーから得られた岩盤強度とは整合的な関係にあることが確認でき，本基準案が妥当なものであることが確認できた．一方，それらの国内式岩盤分類法による岩級区分と国際的な岩盤分類法であるRMRとの対比を検証したところ，国内式の岩級区分（D～B）に対してRMR法の岩盤分類ランク（Ⅴ～Ⅰ）が概ね1対1で対比できることが明らかとなった．リニアコライダーの主トンネル掘削深度ではCH級以上の岩盤が広く分布するものと予測されるが，これらについてはRMR法の評価でも77点以上のⅡランク以上の岩盤と判定される．このランクの岩盤で想定される一軸圧縮強度は100MN/m^{2}以上とみられ，施設の建設に対して十分な岩盤強度を有しているものと考えられる．

今後は，追加調査で得られる露頭やボーリングコアの情報を蓄積しつつ，岩盤分類基準として適用性の検証を更に進めていく必要があるものと考えられる．また，RMRの活用においては，現状で詳しい情報の無い地下水状況やトンネルの掘削方向と節理の走向傾斜の関係を考慮する必要がある．将来的に詳細な調査が進行し，施設の具体的なレイアウト等が明確にされる状況を追いかけながら，これらの課題を解消して一層適用性の高い岩盤分類基準を策定することが望ましいものと考えられる．

文献

1) Bieniawski,Z.T.(1974): Geomechanics classification of rock masses and application in tunneling,Proc.3rd Int. Cong. Rock Mech.,Vol.2,Part A,pp.27-32.
2) 田中治雄（1964）：土木技術者のための地質学入門，山海堂
3) 岡本隆一,安江朝光（1966）：ダムサイトに於ける岩盤区分の試み,土木技術資料 Vol.8,No.9
4) 菊地宏吉，斉藤和雄，楠建一郎（1982）：ダム基礎岩盤の安定性に関する地質工学的総合評価について，大ダム，No. 102，103合併号.
5) Bieniawski,Z.T. (1976):"Rock mass classification in rock engineering," in: Proceedings of the Symposium on Exploration for Rock Engineering, Cape Town, Balkema.

表-2　岩盤分類基準案とRMRの対比

岩盤分類		RMR (Rock Mass Rating)												
電中研式	土研式（主な組合せ）	岩盤基質部の強度	点数	RQD(%)	点数	不連続面の間隔	点数	不連続面の状態	点数	地下水	点数	合計点	RMRによる岩盤分類
	露頭観察	一軸圧縮強度								一般的な状態			
D	D－－－	7.07	2	0	3	～5cm	5	節理が認識できないほどの風化。	0	水	4	14	Ⅴ
CL	CⅢcδ BⅣbγ BⅤcγ	6.52～12.31	2	55	13	～50cm	5～10	割れ目沿いに風化が進行。ごく薄く粘土を挟んだ状態。	10	濡れた状態	7	37～42	Ⅳ
CM	BⅢbγ BⅡbγ AⅢbβ	21.03～44.84	2～4	99.5	20	15～50cm	8～10	割れ目面褐色化。面沿いに弱い変質。	20	濡れた状態	7	57～61	Ⅲ
CH	AⅡbβ	102.64～234.94	12	99.2	20	30～50cm以上	10～20	割れ目面にわずかに褐色化あるいは変質の影響	25	湿り気	10	77～87	Ⅱ
B	（AⅠaβ）岩芯部を対象に試験実施	221.13～486.10	12～15	99.8	20	50cm以上	10～20	密着。変質、褐色化なし	30	完全に乾燥	15	87～100	Ⅰ

MN/m^2　　細区分組合せより

表-3　RMRにおける岩盤分類基準[5]

評点	100～81	80～61	60～41	40～21	<20
岩盤分類	Ⅰ	Ⅱ	Ⅲ	Ⅳ	Ⅴ
記述	非常に良好な岩	良好な岩	普通の岩	悪い岩	非常に悪い岩

48. トンネルの変状に関わる地質構造と割れ目密集部の力学的性質

Geological Structure and Dynamic Properties of Shear Zone related to Tunnel with defects

○川越健，西金佑一郎，野城一栄，嶋本敬介（鉄道総研），石田良二（JR 総研エンジニアリング）
Takeshi Kawagoe, Yuichiro Nishikane, Kazuhide Yashiro, Keisuke Shimamoto, Rouji Ishida

1. はじめに

既設トンネル変状の原因の一つとして，トンネル周辺地山の地質構造とトンネルとの 3 次元的な位置関係が考えられる．文献調査の結果からトンネル変状が生じる地質構造をとりまとめると 3 つのタイプに大別出来ること，また塑性域の拡大の要因の一つとして力学的な弱層の分布などの影響を考慮する必要があることがわかった．そこで，原位置で採取した泥質岩類の割れ目が密集する箇所と塊状を呈する箇所の試料について岩石試験を行い，割れ目が密集する箇所の物性値がトンネルの変状に及ぼす影響について検討した．

2. 供用後に変状が生じるトンネルの地質構造

トンネルが変状した区間の地質構造についての概要を把握するために，トンネル，変状を主なキーワードとして文献を収集した．なお，対象とした文献は平成 25 年 8 月以前に発行されたものである．トンネル変状に関わる地質の情報が記載されている文献（223 文献）の内、変状箇所の地質構造が把握できた 74 トンネルについて整理をした（図 1）．その結果、トンネルの変状に係わる地山のタイプ（地質構造）は以下の 3 つに大別できることがわかった（図 2）．

地山タイプ①：力学的な強度に著しい差のある地層が分布する（13 トンネル）
地山タイプ②：断層破砕帯や割れ目を多く含む地層が分布する（32 トンネル）
地山タイプ③：力学的に均質であるが強度が小さい地層が分布する（12 トンネル）

また，これらに加えて湧水がある，膨潤する鉱物が含有されるなどの時には変状が促進される場合がある．変状箇所の主たる岩種は泥岩・頁岩が最も多く（全体の 39%），次いで火砕岩類（同 23%）であった．

主たる変状原因としては，多くが地山の「塑性圧」（全体の 41%）をあげているが，具体的に記載されていない事例もほぼ同数であった．「塑性圧」の他には岩石の「膨潤」、「緩み圧」、「潜在応力の解放」が数例あげられている．なお，上記の区分はトンネル切羽の大きさと地層の層厚とのスケールに依存する．タイプ②は①の一部と見なすこともできるが，本研究ではそれぞれの層厚が有意に厚く，その境界が変状発生に係わったと考えられる場合を①とした．また，タイプ②と③はトンネルの大きさと力学的な弱層の層厚による．切羽の大きさに対して，弱層の層厚さが薄い場合は②，非常に厚い場合（例えば，切羽およびその周辺の広い範囲に力学的な弱層が分布する）は③とした．

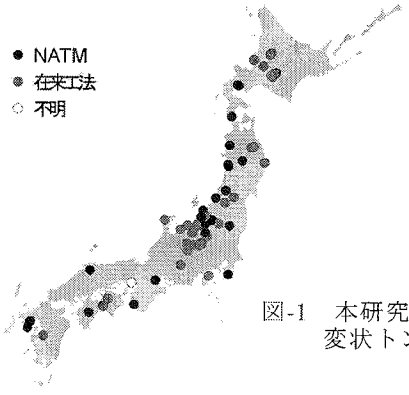


図-1　本研究で収集した変状トンネルの位置

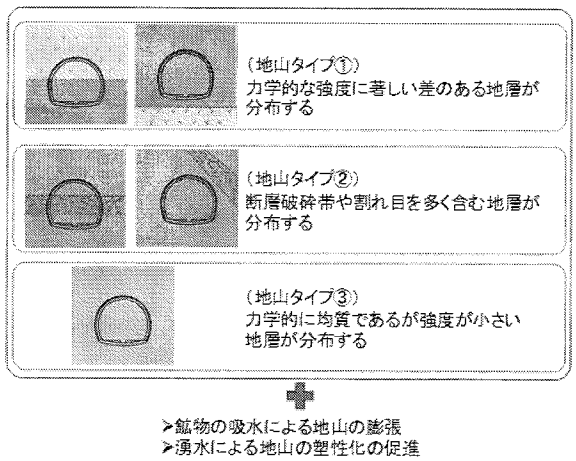


図 2　文献調査による変状トンネルの地質状況の整理結果

3. 岩石試料試験

トンネル切羽などから採取した古第三紀，新第三紀の複数箇所の泥岩を対象とし，割れ目が密集する箇所から採取した試料と塊状を呈する箇所から採取した試料について岩石試験を行った．採取箇所の状況を写真-1 に示し，物理的，力学的性質などに関する主な試験の結果を表-1 に示す．

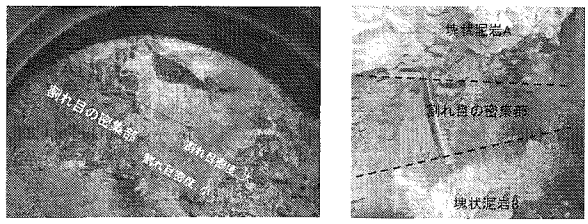


写真-1　試料を採取した泥岩の岩相
（左：古第三紀の泥岩，右：新第三紀の泥岩）

表-1　岩石試験の結果

試料		密度	スレーキング試験	X線回折 Smの含有量	CEC	吸水膨張試験 膨張圧	吸水膨張試験 膨張量	一軸圧縮強さ 平均	超音波伝播速度 平均	三軸圧縮試験 UU
		g/cm^3	区分（形態）[1]	%	meq/100g	kN/m^2	%	kN/m^2	km/sec	Cuu:kN/m^2
古第三紀泥岩	塊状泥岩1	2.362	2（崩壊型）	22	20.7	23.0（14日）	0.92（9日）	8483.6	P波:2.69 S波:1.15	Cuu:4,233.5 φ uu:9.2°
	割れ目の密集部1	2.034	4（中間型）	45	35.0	63.1（14日）	4.87（11日）	67.9	—	Cuu:40.1 φ uu:36.5°
	割れ目の密集部2	2.163	4（中間型）	21	20.1	57.8（6日）	1.84（4日）	331.5	P波:1.07 S波:0.54	—
	塊状泥岩2	2.361	2（崩壊型）	19	18.3	74.7（8日）	0.47（4日）	8946.0	P波:2.78 S波:1.23	Cuu:4,892.6 φ uu:17.6°
	塊状泥岩3	2.311	2（崩壊型）	27	27.2	13.6（4日）	0.28（4日）	11420.3	P波:2.98 S波:1.42	Cuu:4919.6 φ uu:25.5°
新第三紀泥岩	塊状泥岩A	1.961	3（崩壊型）	24	22.3	—	—	3,708.3	P波:1.93 S波:0.70	Cuu:1,583.2 φ uu:6.3°
	割れ目の密集部	1.892	3（崩壊型）	21	23.6	—	—	965.2	P波:1.26 S波:0.50	—
	塊状泥岩B	1.794	3（崩壊型）	23	21.1	—	—	2,179.2	P波:1.68 S波:0.50	Cuu:1,900.2 φ uu:3.6°

古第三紀の泥岩に比べて新第三紀の泥岩は全体として密度が小さく，一軸圧縮強さなどの力学的性質を示す試験結果の値も小さい．それぞれの年代の泥岩の中では，塊状泥岩に比べて割れ目の密集部は密度が小さく，一軸圧縮強さが著しく小さい傾向にある．また，超音波伝播速度も低い傾向にある．

スメクタイト（Sm）の含有量，CEC の値，スレーキング試験の結果と岩相との間には明瞭な関係性は認められなかった．古第三紀の泥岩を対象とした吸水膨張試験の結果もそれらとの明瞭な関係は認められなかったが，割れ目の密集部では大きな膨張圧，膨張量を示すものがある．

試料を採取したそれぞれの箇所における割れ目の密集部の成因は解明できていないが，割れ目の密集部と塊状の泥岩では力学的性質が著しく異なるといえる．また，今回の試験結果の範囲では膨潤性粘土鉱物の含有量と力学的な性質は必ずしも対応していない．

4. 地質構造がトンネル変状に与える影響

割れ目の密集部がトンネル覆工後（ここでは 50 年経過時）の変状に与える影響を数値解析により検討した．解析は掘削に伴う地山の緩みを考慮した地山強度低下解析を行い，掘削から完成後の変状発生までを一貫した同一モデルで計算を実施した [2]．物性値は表-1 中の古第三紀泥岩の値を使用した．解析は割れ目の密集部の幅を 1.6m とし，トンネル軸方向の傾斜を切羽の掘削方向に約 4°（ケース 1，図-3）と 30°（ケース 2，図-4）傾斜する 2 通りのケースで行った．掘削時の解析はベンチ長 3m，支保パターンは I_N 相当とした．解析の結果を図-3，4 に示す．ケース 1 では割れ目の密集部がインバート下方となる付近で SL 内空変位が最大となるが，インバートや天端の変位はほとんど認められない．これに対してケース 2 では同様の地点で盤ぶくれ量が大きくなっている．

5. まとめ

今回の岩石試験の結果から，割れ目の密集部は塊状泥岩に比べて力学的強さが弱いことがわかった．試計算の結果，このような弱層が存在すると完成後のトンネルに変位が生じる可能性があること，またトンネルとの 3 次元的な位置関係によってはトンネルに現れる変位の状況は異なることがわかった．

今後，地質構造がトンネル変状に与える影響を解明し，このような弱層の評価方法を検討する予定である．

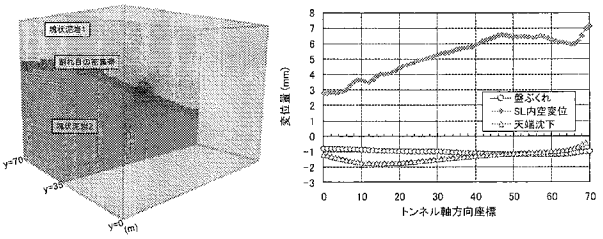


図-3　解析による覆工後の変位量
（ケース 1：50 年後）

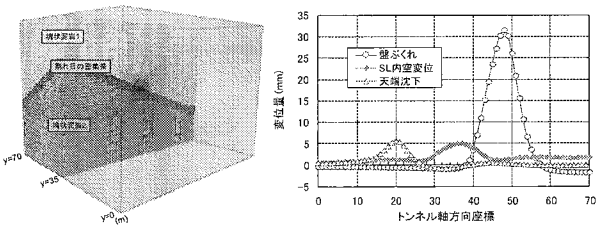


図-4　解析による覆工後の変位量
（ケース 2：50 年後）

文献

1) 石田ほか（1992）：スメクタイトを含む軟岩の諸性質(1)-交換性陽イオンと吸水特性-，粘土科学，Vol.32，No.2，pp.97-107.

2) 嶋本ほか(2013)：建設時の影響を考慮した山岳トンネルの路盤隆起現象とその対策工に関する研究，土木学会論文集 F1，Vol.69，No.2，pp.105-120.

49. 文献調査に基づく山岳トンネルの地質リスク事象に関する要因分析

Factor Analyses on the Geological Risk Events of Tunneling based on the Document Investigation

○宇田川 義夫（㈱フジタ）
Yoshio Udagawa

1. はじめに

ダムやトンネルの建設工事においては，施工前に内在している地質リスクや，施工段階に顕在化する地質リスク，あるいは維持管理段階において顕在化する地質リスクがある．

特に、山岳トンネルは線状構造物であり，延長が長いこともあり，施工前の地質調査においては，経済的な理由から十分な調査がおこなわれていないことが多い．このため，山岳トンネルに比べて事前に十分な地質調査が行われているダムや橋梁基礎とは異なり，山岳トンネル工事においては，施工時に予期せぬ地質リスク事象が顕在化することがある（本論では、「安全性・経済性および周辺環境に負の影響を及ぼす地質事象」を「地質リスク事象」と称する）．この地質リスク事象としては，トンネルの過大な地山変位、切羽崩壊、異常湧水、地表面沈下・陥没等があげられる．

本論では，山岳トンネル建設における地質リスク事象と地質要因との関係を明らかにするために，2001～2010 年の過去 10 年間に発行された学術雑誌「トンネルと地下」[1)]に掲載された地質に関する記載を含む報文を調査し，「地質リスク事象」と「地質要因」について整理し，分析をおこなったものである．

2. 地質リスク事象について

リスクの一般的な定義に従えば，地質リスクは，望ましくない地質事象の生起確率とその事象の大きさの組み合わせとなる．[2)] しかしながら，地殻変動の激しい日本列島では，地質は極めて不均質で分布しており，地質条件の不確実性に起因する地質リスク事象を抱えている．また，地質リスクの場合，望ましくない地質事象を特定できても，その生起確率を定義することが困難である．土木地質に限っていえば，地質リスクとは「プロジェクトにおける期待値からのはずれ量」であり，「想定地質からのはずれの程度と内容」とする考え方もある．[3)]

本論では地質リスク事象を「安全性・経済性および周辺環境に負の影響を及ぼす地質事象」と捉え，文献調査を行った．地質リスク事象は，「切羽崩壊」と「異常湧水」が同時に発生する場合があるように，2～3 の地質リスク事象が複合することもある．文献調査では，延べ 245 件の地質リスク事象について抽出し分析を行った．

また，地質リスク事象の顕在化の有無についても調べた．すなわち，施工中に地質リスク事象が顕在化し，対策を実施したケースと，施工前に数値解析等によって内在する地質リスク事象を把握し，十分な対策を講じることによってリスクが顕在化しなかったケースである．**表－1** は地質リスク事象ごとのリスクの顕在化の有無と顕在化率（＝顕在化した件数÷全件数）について示したものである．

表－1　地質リスク事象の顕在化率

地質リスク事象	リスク顕在化の有無		顕在化率
	あり	なし	
過大な地山変位	39	35	52.7%
切羽崩壊	37	20	64.9%
異常湧水	32	12	72.7%
地表面沈下・陥没	16	24	40.0%
地すべり誘発	7	8	46.7%
土砂流出	3	2	60.0%
山はね	1	0	100.0%
酸性水・重金属	0	1	0.0%
騒音・振動	0	4	0.0%
供用線への影響	0	4	0.0%

これをみると，地質リスク事象が顕在化した件数の多い上位 4 項目の地質リスク事象の顕在化率は 40.0～72.7%と高い比率になっている．

3. 地質リスク事象と地質要因に関する分析

件数 4 位までの地質リスク事象と地質要因（地質・地質構造等）との関連性について分析を行った．

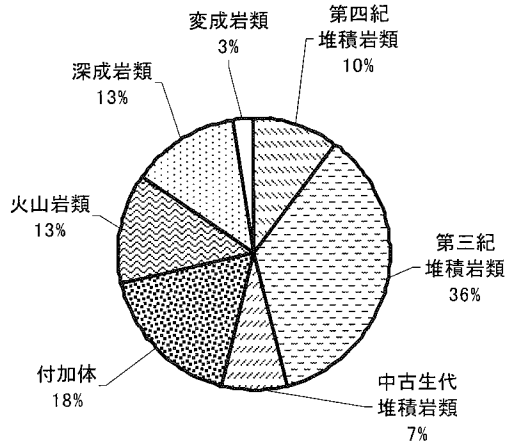
要因分析結果を**図－1～図－4** に示す．

3.1 過大な地山変位

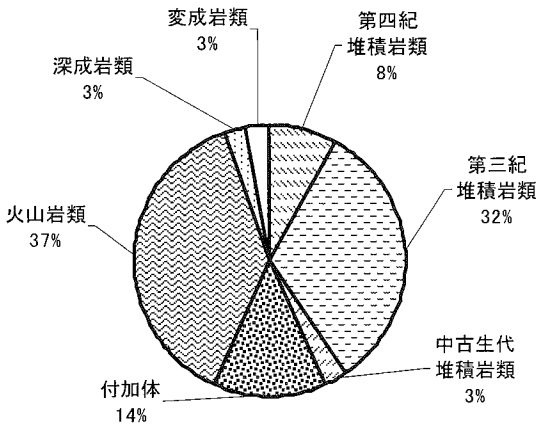
第四紀堆積岩類，第三紀堆積岩類，中古生代堆積岩類を合わせて 53%を占める．付加体を含めると 71%と 7 割近くを占める．また，これらの地質に「断層破砕帯」「地すべり」「未固結地山」「擾乱帯」「膨張性地山」「熱水変質」「脆弱地山」等の要因が加わっているケースが多い．

3.2 切羽崩壊

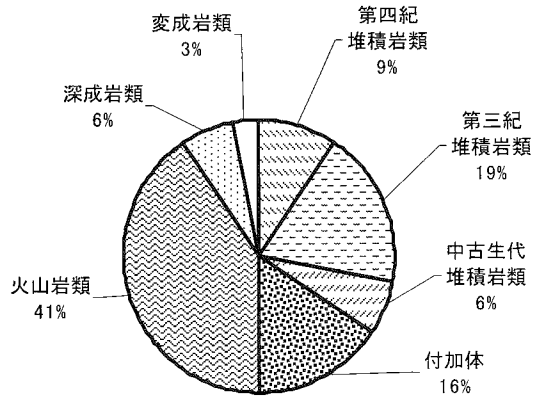
第四紀堆積岩類，第三紀堆積岩類，中古生代堆積岩類を合わせて 43%を占める．付加体を含めると 57%と，6 割近くを占める．火山岩類の比率も 37%と多い．また，これらの地質に「断層破砕帯」「地すべり」「未固結地山」「擾乱帯」「高圧湧水」「脆弱地山」「熱水変質」「膨張性鉱物」等の要因が加わっているケースが多い．



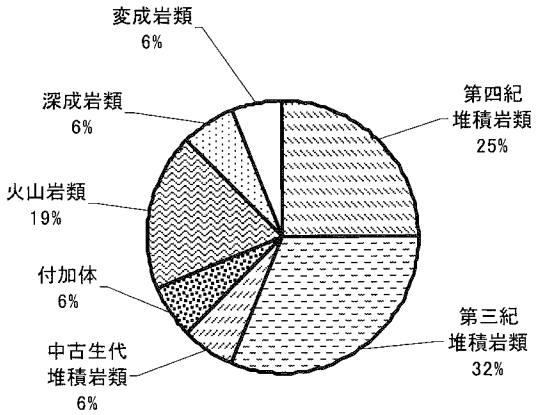
図－1　過大な地山変位と地質要因



図－2　切羽崩壊と地質要因



図－3　異常湧水と地質要因



図－4　地表面沈下・陥没と地質要因

3.3 異常湧水（突発湧水・高圧湧水等）

第四紀堆積岩類，第三紀堆積岩類，中古生代堆積岩類を合わせて 34%を占める．付加体を含めると 50%と 5 割を占める．火山岩類の比率も 41%と非常に多い．また，これらの地質に「断層破砕帯」「地すべり」「未固結地山」「熱水変質」「膨張性鉱物」等の要因が加わっているケースが多い．

3.4 地表面沈下・陥没

第四紀堆積岩類，第三紀堆積岩類，中古生代堆積岩類を合わせて 63%を占める．付加体を含めると 69%とほぼ 7 割近くを占める．また，これらの地質に「地すべり」「未固結地山」「小土被り」等の要因が加わっているケースが多い．

4. おわりに

堆積岩類や付加体で地質リスク事象が顕在化しているケースが多く，これに断層破砕帯，地すべりや未固結地山等の要因が加わると地質リスク事象が顕在化しやすいといえる．また，火山岩類では切羽崩壊や異常湧水も多く，火山岩類特有の冷却亀裂系や熱水変質帯が原因と考えられる．分析は，実際に施工された全トンネルを分析しているわけではないため，分析結果が実状と合っているかどうかは定かではないが，大まかな傾向は掴めるものではないかと考えている．

文献

1)　トンネルと地下（2001～2010）：日本トンネル技術協会
2)　脇坂安彦(2008)；土木地質におけるリスクとその管理，独立行政法人産業技術総合研究所，地質調査総合センター第 10 回シンポジウム，地質リスクとリスクマネージメント－地質事象の認識における不確実性とその対応－，pp11-14.
3)　フィールドの達人編集委員会（2007）；土木地質の達人になる，第 21 回予測できること，できないこと－地質現象とリスクの評価－．土木施工，48, No.9, pp.104-107.

50. 先進ボーリングコア情報によるトンネルの時間遅れ変状機構に関する考察

Study on time dependency of rock by advanced boring core of tunnels

○伊東佳彦・岡崎健治・大日向昭彦（土木研究所寒地土木研究所），村山秀幸・丹羽廣海（フジタ技術センター）
Yoshihiko Ito, Kenji Okazaki, Akihiko Obinata, Hideyuki Murayama, Hiroumi Niwa

1. はじめに

北海道の国道トンネルでは，変位計測および全線の先進ボーリング調査結果等から地質性状を評価してトンネル支保を決定している．しかし，支保設置直後やトンネル開通後のいわゆる時間遅れ変状を起こすトンネルが依然発生しており，施工や維持・管理上の課題となっている．

本論では，熱水変質作用を被った新第三紀火山岩・火砕岩類からなるトンネル地山の先進ボーリングコアで計測された一軸圧縮強度，P 波速度，有効間隙率等の物理力学特性の相互関係を検討し，時間遅れトンネル変状との関係について考察したので，その結果について報告する．

2. トンネルの概要と調査内容

調査対象地は，北海道日本海沿岸の延長約３キロの NATM 工法で施工されたトンネルである．トンネル地山は熱水変質作用を被った新第三紀の火山岩類（デイサイト，安山岩溶岩）および火砕岩である．本トンネルでは支保設置後に２箇所で盤膨れが発生し，縫い返し掘削が行われている．両箇所とも熱水変質作用を被ったデイサイトである．

調査トンネルの施工時の計測記録を図-1 に示す．上より，地質断面図（先進ボーリング結果反映済），設計時，先進ボーリング評価時（以後，先進 B 時），施工時の支保パターン，切羽評価点，RQD(5)，先進ボーリング時の湧水量，一軸圧縮強度，地山強度比である．なお，これらの調査は北海道開発局が実施した物である．上下に渡っている黒枠部分が縫い返し掘削を行った 2 箇所である．

3. 考察

3.1 支保パターンの妥当性

(1) 安山岩部

設計時にＣＩであったのが，先進 B 時と施工時にはＣⅡ～ＤⅡへと 1～3 ランク重装備側に変更されている．この部分は，先進ボーリング調査によって RQD(5)が小さいのと一軸圧縮強度，地山強度比が低いことが考慮されたと考えられる（切羽評価点も低かった）．時間遅れ変状は発生しておらず，地山評価は妥当であったといえる．

(2) 自破砕溶岩（一部堆積岩）部

坑口を別とすれば，設計時にＤＩであったのが先進 B 時にはＣＩ～ＤＩ（一部ＤⅡ）へ，支保は概ね設計通り～軽装備側に変更されている．ただし，施工はＤＩ～ＤⅡであり，設計時の評価に近いかたちで行われた．時間遅れ変状は発生しておらず，地山評価は妥当であったといえる．

(3) デイサイト部

設計時はＣⅡで，先進 B 時も大部分でＣⅡ，部分的（図中左寄り等でＤＩ～ＤⅡへと重装備側，中央部でＣＩへと軽装備側）に変更された．施工は概ね先進 B 時の評価に基づいたが，2 箇所で時間遅れ変状が発生し縫い返し掘削（E）が行われた．なお，縫い返し掘削部も，当初の施工はＣⅡで実施された．時間遅れ変状が発生したため，地山評価については改善の余地がある．変状部の合理的な評価方法の構築が焦点となる．

3.2 デイサイト部の評価方法

デイサイト部の時間遅れ変状箇所についてみると，非変状箇所と比較して，切羽評価点，RQD(5)，一軸圧縮強度，地山強度比など特に変わったところはない．変状箇所②では先進ボーリング時の湧水量が多かったが，施工時の湧水は周囲と比較してもそれほど多くはなかった．また，先進ボーリングコア観察においても，前後と較べて特に目立った変化は認められなかった．

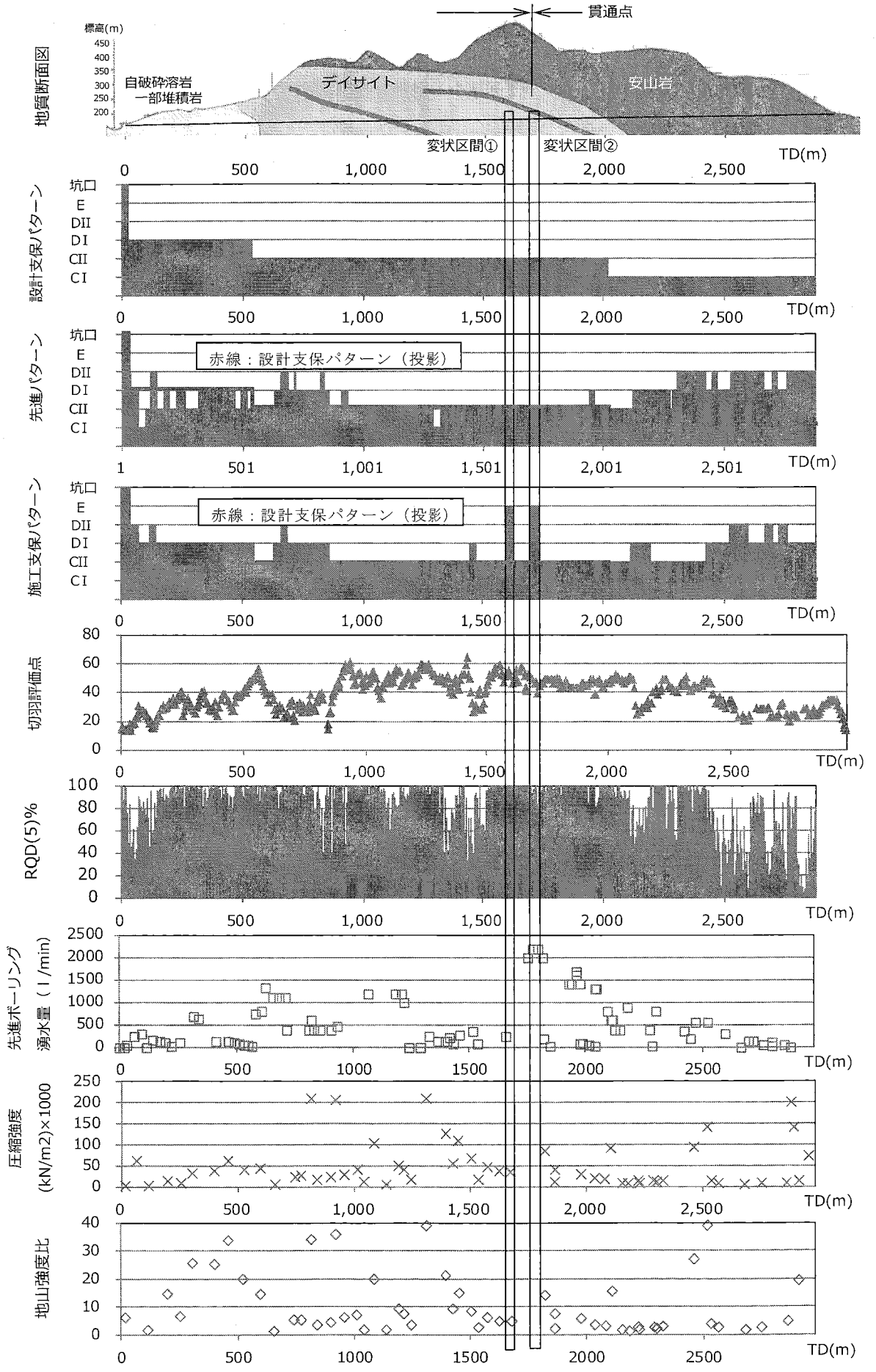
注目されるのは，変状が 2 箇所とも土被り厚が最大となる近傍で発生していることである。今後，地山強度比とは異なる方法で，土被り厚を考慮した評価方法を構築する必要があると考える．なお，内空変位および粘土鉱物等の検討結果については，別途報告する[1]．

4. おわりに

本調査の実施にあたり，資料提供ならびに現地調査にご協力いただいた国土交通省北海道開発局の関係各位に，ここに記して深謝いたします．なお，本調査研究は，国土交通省建設技術研究開発助成制度における「変状を伴う老朽化トンネルの地質評価・診断技術の開発」の補助金で実施した．

文献

1) 岡崎健治，大日向昭彦，伊東佳彦，丹羽廣海，村山秀幸（2014）：建設後に変状が生じたトンネルにおける施工時の計測データに関する考察，（社）日本応用地質学会平成 26 年度研究発表会（投稿中）．



図－1　調査トンネルの施工時の計測記録

51. 建設後に変状を生じたトンネルにおける施工時の計測データに関する考察

Study on the measurement data during tunnel construction of the deformed tunnel after construction

○岡崎健治・大日向昭彦・伊東佳彦（土木研究所寒地土木研究所），丹羽廣海・村山秀幸（フジタ技術センター）
Kenji Okazaki, Akihiko Obinata, Yoshihiko Ito, Hiroumi Niwa, Hideyuki Murayama

1. はじめに

近年，トンネルの建設後に盤ぶくれや側壁の押出し等の時間遅れで生じる変状の発生事例が報告[1]されており，車両通行への障害，補修対策コストの観点から大きな課題となっている．

本報告では，熱水変質を受けた安山岩質の地山からなる北海道の国道トンネルにおいて，支保の完成後に変状が生じた２つの区間を対象に，その施工時の計測データである切羽観察記録，掘削変位量，先進ボーリング調査[2]および岩石の吸水膨張試験[3]の結果をもとに時間依存性を有する変状との関係を分析した結果について述べる．

2. 調査概要

対象としたトンネルの主な地質は，自破砕部を含むデイサイト，安山岩溶岩および火砕岩からなる．本トンネルでは，貫通直後に，貫通点近くの土被り厚の大きい２つの区間（(図－1の黒枠）で盤ぶくれが発生し，縫返し掘削が行われた[4]．

変状が発生した区間の地山は，ともに熱水変質作用を受けた自破砕部を含むデイサイトであり，多量のスメクタイトが確認されている．変状は，掘削に伴う周辺のゆるみと粘土鉱物の膨張圧が複合的に作用したことが原因と推測されている[4]．

そこで本報告では，はじめに，トンネル施工時の切羽観察記録，掘削変位量，湧水量を整理し，変状が生じた区間における施工時の値を再度見直すことで，施工時に着目すべき点の抽出を試みた．

次に，変状が発生した区間で採取したハンマーで割れる比較的硬質な岩石と，先進ボーリングの掘削から1週間後に劣化が進行してハンマーでボロボロに砕ける軟質となった岩石を試料採取し，吸水膨張試験による吸水膨張率を求めた．ここで，岩石の一軸圧縮強度は，軟質で1,000KN/㎡程度，硬質で1,000～30,000KN/㎡である．また，最大膨張応力および最大膨張応力に至るまでの測定日数の関係を分析し，時間依存性を有する劣化や膨張現象のメカニズムを分析した．

3. 調査結果

3. 1 施工時の計測データの分析

図－1にトンネルの地質断面図，掘削変位量，切羽評価点および切羽で確認した湧水量を示す．

まず掘削変位量は，トンネル全体の内空変位量が天端沈下量より大きい傾向にある．また，TD0～200とTD2,500～2,800で20～30mmを示すが，概ね10mm以下である．変状区間（変状前）の値は，区間②で40mmを超過する断面はあるが，その前後の値と比べて大きな違いはみられない．切羽評価点は，変状区間の前後の値と比べで大きな違いはみられない[5]．

以上のことから，本トンネルの地質では，掘削変位量と切羽評価点によって，施工時に時間依存性を有する変状の発生を評価は難しく，新たに評価するための指標について検討が必要といえる．

次に，切羽での湧水量は，デイサイトと安山岩の境界部周辺のTD1,800～2,300において，1,500（L/min）以上の湧水を示し，TD1,800付近で低下した．また，同箇所周辺では，施工時の先進ボーリング調査においても1,500（L/min）以上の湧水が確認されている[6]．この箇所は変状区間②の近くである．また，デイサイトと安山岩溶岩の境界付近である．湧水は，掘削に伴う地下水の低下によって減少したと考えられる．

3. 2 変状区間の岩石の膨張と粘土鉱物

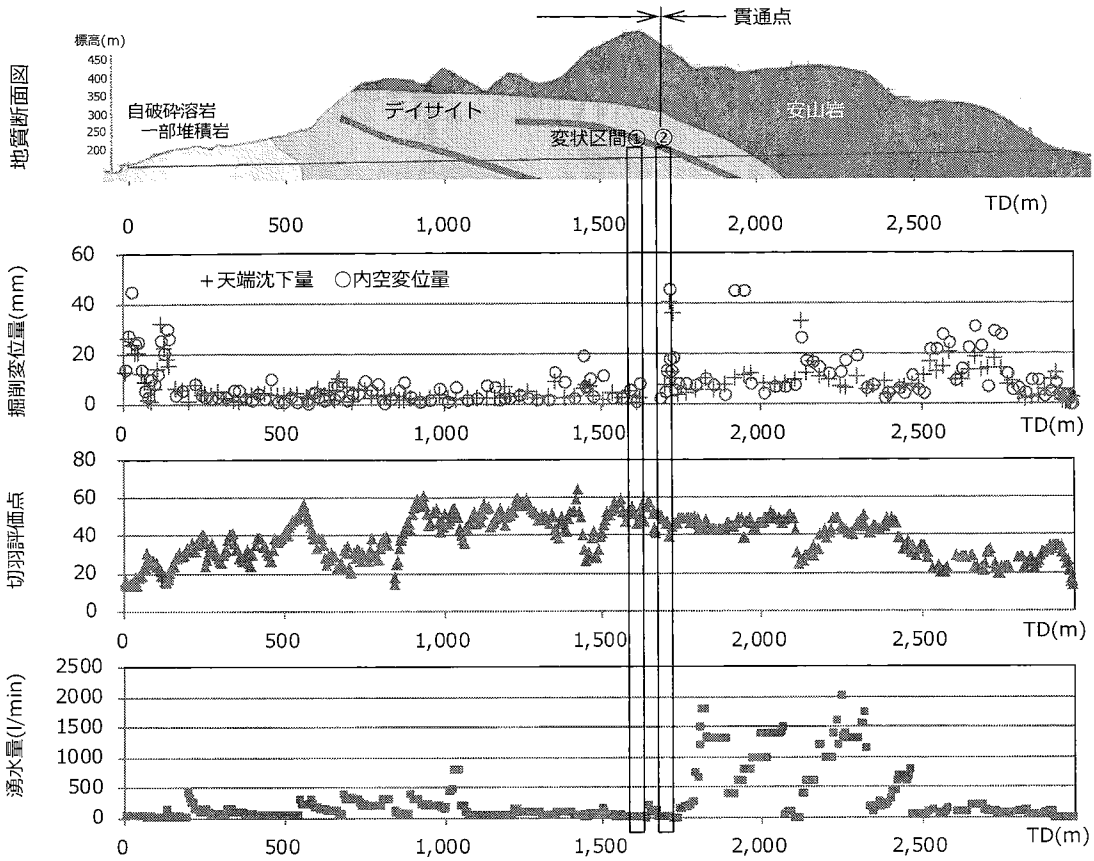
表－1に岩石の吸水による最大膨張応力，測定日数，膨張率およびスメクタイト含有量を示す．

試験の結果，岩石の状態に関わらず，膨張することがわかる．岩石の状態別に最大膨張応力と最大膨張応力に至る日数を平均値で比べると，軟質と硬質では大きな差はみられない．日当たりの応力を平均で比べると，軟質で大きく，硬質で小さい．次に，一定応力に至るまでの日数は，硬質で大きく，軟質で小さいことがわかる．また，膨張率は，スメクタイト含有量の多い軟質な岩石で高い傾向にある．

以上のことから，変状を生じる区間においては，比較的硬質な岩石であっても，時間の経過に応じて劣化や膨張が進行することを確認することができた．ただし，スメクタイト含有量は，現状の膨張性判定の指標に示される値[6]である20wt%を超えるが，非変状区間における岩石においても20wt%を超える値を確認していることから，素因としてのスメクタイト含有量の他の誘因が関与することで，変状の発生に至ることが推測される．

4. おわりに

本調査の結果，時間遅れを有するトンネルの変状に関わる地山岩石の劣化や膨張の現象解明に向けた試験



図－1　トンネルの地質断面図と施工時の計測データ

表－1　変状区間の岩石の試験結果

岩石の状態	膨張応力 (KN/㎡)	測定日数	応力/日数	日数/応力 ×100	膨張率 (%)	スメクタイト含有量 (wt/%)
軟質	294	3	98	1	–	–
	464	115	4	25	–	–
	176	50	4	28	–	–
	14	3	5	21	–	–
	40	3	13	8	–	–
	44	3	15	7	–	–
	16	5	3	31	–	–
	–	–	–	–	10.4	31
	–	–	–	–	–	37
	–	–	–	–	10.6	32
軟質(平均値)	150	26	20	17	10.5	33
硬質	205	26	8	13	–	–
	239	135	2	56	–	–
	259	30	9	12	–	–
	531	70	8	13	–	–
	4	3	1	75	–	–
	5	3	2	60	–	–
	194	30	6	15	–	–
	12	5	2	42	–	–
	6	5	1	83	–	–
	3	3	1	100	–	–
	–	–	–	–	6.4	23
	–	–	–	–	18.3	31
	–	–	–	–	3.6	16
	–	–	–	–	0.6	13
硬質(平均値)	146	31	4	47	7.2	21

を行い，本トンネルのような地質では，掘削変位量と切羽評価点によって，施工時に時間遅れを有する変状の発生を評価は難しく，新たに評価するための指標についての検討が必要であることがわかった．また，変状を生じる区間では，比較的硬質な岩石であっても，時間の経過に応じて劣化や膨張が進行することを確認することができ，先進ボーリングコアの観察時に留意が必要であることがわかった．

本調査の実施にあたり，資料提供ならびに現地調査にご協力いただいた国土交通省北海道開発局の関係各位に，ここに記して深謝致します．なお，本調査研究は，国土交通省建設技術研究開発助成制度における「変状を伴う老朽化トンネルの地質評価・診断技術の開発」の補助金で実施した．

文献

1) 例えば，土木学会（2013）：山岳トンネルのインバート，トンネルライブラリー第25号．
2) 国土交通省北海道開発局（2014）：道路設計要領．
3) 地盤工学会（JSG2121）：岩石の吸水膨張試験．
4) 佐々木隆・宇治川徳夫・石黒聡（2013）：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，トンネルと地下，Vol.44，No.11，pp.7-15．
5) 伊東佳彦・岡崎健治・大日向昭彦・村山秀幸・丹羽廣海（2014）：先進ボーリングコア情報によるトンネルの時間遅れ変状機構に関する考察，（社）日本応用地質学会平成26年度研究発表会（投稿中）．
6) 土木学会（2006）：トンネル標準示方書．

52. 管理ダムにおける地質的課題

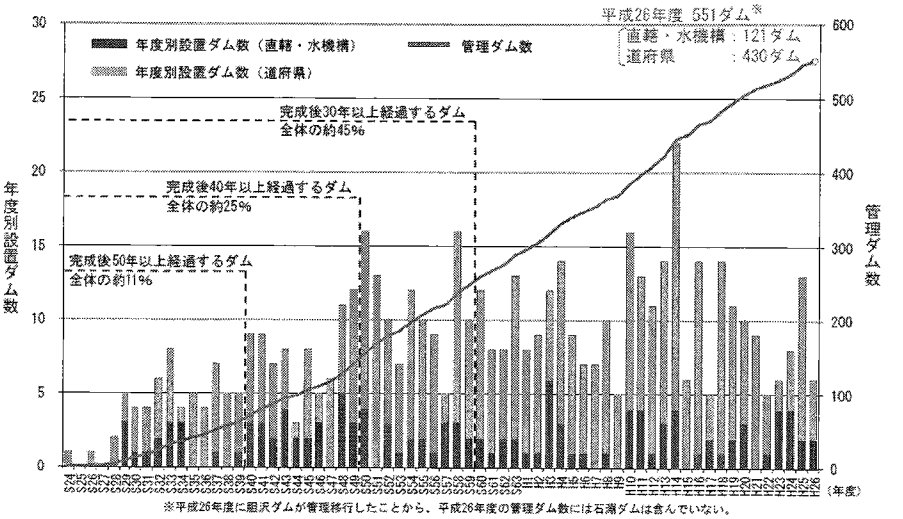
Geological problems in operating dams

○佐々木靖人（(独) 土木研究所）

Yasuhito Sasaki

1. はじめに

インフラの長寿命化や維持管理の体系化が喫緊の課題となっている.インフラの中でもダムは特に長く使用されるものの一つである.このため国土交通省は,ダムの安全性確保と長寿命化を目的として,約 30 年以上経過したダムを対象とする「ダム総合点検」[1]を定め,平成 25 年度後半から点検を開始した.また平成 26 年 4 月には「河川砂防技術基準(維持管理編-ダム編-)」[2]を定め,維持管理の体系化を図っている.



図－1　年度別設置ダム数と管理ダム数の変遷[3]

管理ダムではこれまで地質的課題は少ないと見なされていたが,ダム総合点検等を実施する中で地質的な課題がいくつか認められた.そこで本稿では,管理ダムに認められる地質的課題,ならびに現在は認められないものの今後可能性として想定される地質的課題を整理し,併せて今後必要な技術的事項を考察した.

2. 管理ダムの概要

2.1 管理ダム数とその年次

平成 26 年度時点での治水ダムの数は 551 ダムである[3].内訳は国土交通省・水機構の管理が 121 ダム,道府県管理が 430 ダムである.全ダムのうち,完成後 30 年経過するダムは全体の約 45%,すなわち全ダムの約半数がダム総合点検で規定する点検時期にあたる.ちなみに 40 年経過は 25%,50 年経過は約 11%である.ダムの建設時期には,道路における橋梁建設のように急激なピークは認められず,昭和 40 年代後半に建設が加速して昭和 50 年頃に一つの完成ピークを迎えた後,いくつかのピークを経て,近年では平成 14 年頃に最も高い完成ピークがあり,以降は全体として減少する.

2.2 ダム総合点検の実施状況

ダム総合点検は平成 25 年度後半から直轄・水機構のダムの約 10 ダムのほか一部道府県管理ダムで開始されている.26 年度以降はさらに数を増やして実施される見込みであり,今後数年の間に約 30 年以上経過したダムの点検を終え長寿命化計画を策定するとしている.なお,今回の体系によるダム総合点検以前は,主に(財)ダム技術センターにより個別に実施されてきた総合点検があるため,今回の点検ではこれらのデータも活用してとりまとめる体系となっている.

2.3 管理ダムの地質的課題

著者が平成 25 年度にダム総合点検で関与したダムは 7 ダムと少ないが,ダム総合点検要領作成時の試行ダム数ダムやダム総合点検以外で関与した管理ダム数ダムも含め約 20 数ダムの中で,①管理ダムに認められる地質的課題,ならびに,②現在は認められないものの可能性として想定した地質的課題,を整理すると表－1 のようになる.同表には今後必要と考えられる検討事項や技術開発事項も併せて示した.なお,同表のなかで,深層崩壊および活断層については上記②に相当するものであり現在の管理ダムにおいて具体に認められるものではないが,本論文ではきわめて低い可能性も含めて想定し列挙した.他の地質的課題は上記①に相当し,何らかの事例が認められるものである.

(1) 構造物基礎の変位によるもの

ダム堤体,本体関連設備,土工構造物等に変位や変状が見られる場合,必ずしも基礎に起因するとはいえないが,基礎との関係を念頭に置き原因を検討すべきものがある.とくにダム堤体のジョイントの開きやずれなどは重要である.この原因として,特異な着岩面形状(急勾配・オーバーハング等)の上部付近の堤体に変位が認められる場合や,基礎の岩盤物性(断層など)に起因する可能性のあるもの等があり,原因は不等沈下

等が考えられる.このほか事例では軽微だが減勢工導流壁の変位,ダムに接して施工された擁壁の変位等が認められた.これらの変位については,軽微なものは継続監視,変状の度合いのやや大きいものについては基礎の確認を含め原因調査を行っている.技術的課題としては,構造物下の基礎の効率的な調査方法とそれを踏まえた基礎や構造物の安定性評価法,補修方法等があげられる.

（2）水に関するもの

数は少なくいずれも軽微だが基礎排水量や漏水量の増加,揚圧力の増加,流水による基礎の浸食等がある.各現象に即した対応が行われているが,原因の調査は容易でなく,漏水経路の調査方法や耐浸食性の調査方法,漏水拡大可能性の評価技術,また補修方法等が技術的課題である.

（3）材料品質に関するもの

有害鉱物を含む骨材やロック材が凍結融解,乾燥湿潤,溶解,アルカリ骨材反応等により劣化しているものが一部で認められる.多くは軽微であり監視が多いが一部補修例（覆土,取り替え,劣化コンクリートをはつり健全なコンクリートで被覆等）もある.現場条件に即した劣化予測・監視方法や,長寿命化のための効果的な劣化抑制・補修方法等が技術的課題である.

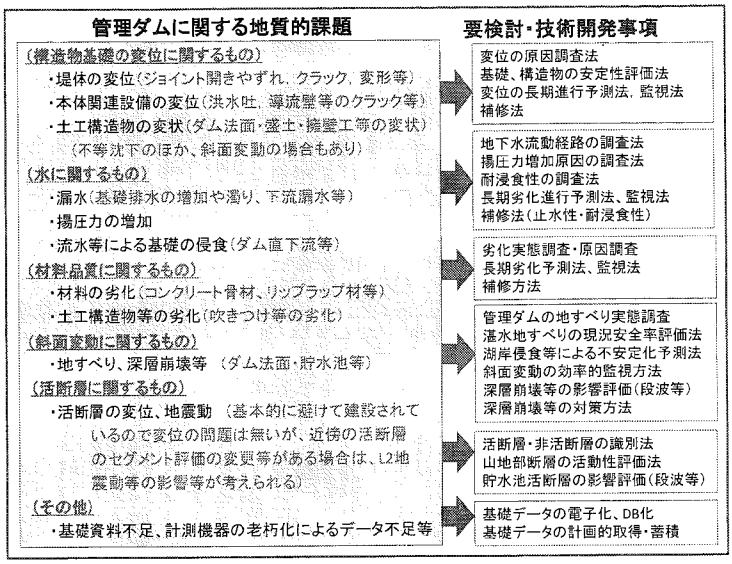
（4）斜面変動に関するもの

斜面変動に起因する事例は多く,規模,発生形態（貯水池地すべりが多いが岩盤崩壊や落石等もあり),ダム堤体との位置関係（直上流,直下流等),周辺構造物（道路橋等）への影響等,様々なタイプが認められ,その重篤度等により監視からハード対策（地すべり対策,ロックシェッド等）まで様々な対応がとられている.いっぽうで古いダムでは建設時に体系的な貯水池地すべり調査を行っていないため,貯水池全体にわたる詳細な地形図や地すべり分布図等の情報がない場合もある.技術的課題としては,湛水している地すべりの現況安全率の評価方法,地すべりが堤体近傍の場合の影響の監視・評価方法,また,具体例はないが想定されることとして湖岸浸食等による不安定化予測,深層崩壊の発生（段波等）への対応等があげられる.深層崩壊は総雨量が大きい時に発生することが知られており,崩壊がダム湖の水位が高い時期に重なる可能性もあることに留意する必要がある.

（5）活断層に関するもの

ダム堤体は基本的に要注意な第四紀断層は避けて建設されるため断層変位に対する問題は無いが,可能性として想定されることとして,トレンチ調査等によって活断層のセグメントの評価等に変更がある場合はそれに応じた L2 地震動等の検討が必要である.また,ダム堤体以外,たとえば貯水池を活断層が横断する場合は,活断層の変位によって段波の発生が想定される.通常,洪水と活断層による地震が同時に発生する可能性はきわめて低いため,段波によるダム下流への越流の可能性はきわめて低いが,ダム湖岸利用がなされている場合に利用者に影響する可能性等が考えられる.

表－1　管理ダムの地質的課題と要検討・技術開発事項
（注:活断層や深層崩壊については現在具体的なダムで認められるものではなく、可能性として想定した地質的課題）



（6）その他

古いダム,とりわけ昭和 40 年代以前のダムでは,管理の参考となる基礎の資料や貯水池斜面の資料が不足している例が多い.また,計測機器の老朽化が進んでいるものが多い.このため,上記の変状が発生しているダムでは,既存資料の収集に加えて,今後計画的に基礎や貯水池斜面等に関する地形地質データや計測データを新たに取得・蓄積して評価していくべきと思われる場合が認められる.

3. まとめ

管理ダムの地質的課題は,①構造物基礎の変位に関するもの,②水に関するもの,③材料品質にお爛するもの,④斜面変動に関するもの,⑤活断層に関するもの,⑥その他,がある.技術的課題は,既往構造物下の効率的な地質・地下水調査方法や地質評価方法,劣化予測・監視方法,補修方法等がある.また深層崩壊のように対応方法が体系化されていないものはその発生リスクを考慮して対応を検討すべきと考えられる.

文献

1) 国土交通省水管理・国土保全局　河川環境課(2013)：ダム総合点検実施要領・同解説,112p.
2) 国土交通省水管理・国土保全局　(2014)：国土交通省河川砂防技術基準　維持管理編（ダム編）,67p.
3) 国土交通省(2014)：ダム総合点検関係資料.

53. 地質学における観察の理論負荷性

Theory ladenness of observations in geology

脇坂安彦（土木研究所）
Yasuhiko Wakizaka

1. はじめに

自然科学では，自然現象や実験の観察や観測に基づく事実が理論を構築する上でとても重要である．チャルマーズ（Chalmers）[1]はこの科学の基礎とされている事実についての見解は，次の三つの要素に区分できるとしている．

(1)事実は感覚を通して，注意深く先入観をもたない観察者に直接与えられる．
(2)事実は理論よりも先行し，理論とは独立している．
(3)事実は科学知識の堅実かつ信頼できる基礎を構成する．

しかし，チャルマーズ[1]によるとこれらの三つの見解は，いずれも成立しない．(1)および(2)に関しては，「事実」とは事実について述べた言明であり，したがって，観察者の先入観や観察には理論負荷性があるということである．この通りであるとすると，地質情報の基礎である，露頭観察の結果，ボーリングコア観察の結果などにも先入観や理論負荷性が存在することとなり，留意を要することとなる．

2. 事実と観察

科学にとっては，「事実」を記載することは重要である．この「事実」とは何であろうか．チャルマーズ[1]は「事実」には，事実を述べた言明を指すことと，言明によって示された状況のことを指すことがあるとし，科学は事実に基づき事実からもたらされるという主張においては，「事実」とは「事実を述べた言明」の方が適当であるとしている．さらに，「事実」を「事実を述べた言明」ということとすると，「事実」は感覚を通して直接もたらされるという考えは見当外れであるとされている．すなわち，観察言明（観察可能な状況を述べた言明）は，感覚を通して直接もたらされることはないのである．

観察言明を的確に表現する，すなわち「事実」を的確に記載するには，網膜に写ったこと以上のことが要求される．チャルマーズ[1]はさらに，観察者の見るものおよび主観的経験は，網膜上の像によって決まるのではなく，観察者の経験，知識，期待にも依存すると述べ，観察には理論負荷性，先入観を伴うとしている．

3. 観察の理論負荷性

観察の理論負荷性の概念を最初に述べたのはアメリカの科学哲学者のハンソン（Hanson）で 1958 年のことである[2]．ハンソンは著書の中で，次のような例などを挙げて観察には理論負荷性があることを示した[2]．

例 1)二人の微生物学者が同じプレパラートを顕微鏡でのぞき，見慣れぬ細胞内の塊について，一人は染色技術のまずさによって生じた凝固物，もう一人は細胞器官のゴルジ体と見た．

例 2)ケプラーとティコは明けゆく東天に同じものを見ているか．ケプラーは動かない太陽，ティコは動く太陽を見ているのではないか．天文学者が太陽を見ているという場合，それは網膜上の像を指しているのではない．

例 3)立方体を立体的に描いた図をどのように見るか．下側から見たガラス箱，上側から見たガラス箱，多面カットの宝石，単なる十字に交叉した線，角氷，水槽など，見え方は人それぞれ．三次元の箱とみるのは三次元の箱に関して学んでいるからである．

例 4)横向きの女性の絵．ある人には老婆，ある人には若い女性に見える．

例 5)物理学者と彼の実験室の訪問者は，実験室内の装置を同じものとして見ているか．訪問者は物理学者が見るものをそのまま見ることはできない．訪問者が物理学者と同じものを見るには，いくらか物理学を学習しなければならない．

これらの例からハンソン[2]は，見ることは，単に眼球を向ける以上のこと，見ることは単に視覚的経験を持つことでなく，その視覚的経験の持ち方，様式であるとしている．さらに，見ることは理論負荷的な試みであり，x についての観察は，x についてあらかじめ有している知識によって行われると考えている．また，観察に対して影響を与える他の要件として，知識を表現するための言語や表現記号をあげている．

なお，デュエム（Duhem）[3]はハンソン[2]に先立って物理実験にも理論負荷性があることを述べている．

4. 地質学における観察時の先入観および観察の理論負荷性

2012 年度に東京大学地震研究所は，立川断層のトレンチ調査を行った．このトレンチは 2013 年 2 月に一般公開されたが，この公開に先立って地震研究所の教授によって従来，縦ずれ断層であるとされていた立川断層には横ずれ成分もあるとの見解が発表された．横ずれ成分があるとされた根拠は，トレンチ壁面の立川礫層中に複数の未固結の白色粘土塊が縦帯状に並んでい

ること，この粘土塊付近の立川礫層の堆積構造に乱れがあること，粉砕礫も散見されることであった[4]．ところが，一般公開時に参加者から断層変位の根拠とされた白色粘土塊は，人工物ではないかという疑義が提示された．この疑義の提示を受けてトレンチは掘り増しが行われ，その結果，当初，断層としていた構造がトレンチ壁面深部には連続しないこと，白色粘土塊はほぼ垂直に立つ円柱状の形状を呈することから人工物と考えられることから，このトレンチでは断層構造は認められないとされた[4]．このような誤認はどのようにして生じたのであろうか．黒沢[5]によると当該教授は2013年3月の記者会見で，「思い込みで，見たいものを見てしまった」と誤認の理由を述べたという．これこそまさに先入観をもって観察を行ったものであると考えられる．

都城[6]は光学顕微鏡による鉱物鑑定にも理論負荷性があるとしている．顕微鏡を通してみる各鉱物の見え方には光学理論による解釈が介入しているからである．

地質調査の基本である露頭観察にも理論負荷性は大きく関わっている．露頭観察の結果はまずスケッチとして表現されることが多いが，そのスケッチは地質学に精通した者，地質学の初学者，地質学とは無縁の一般者とでは大きく異なることは自明である．眼前の露頭にあるもののうち，何をスケッチするかは，観察者の地質学的な知識と経験によるからである．また，地質学に精通したものであっても，例えば岩石学者は岩石の成因論に関係した部分に着目したスケッチをし，土木地質屋は岩石の工学的性質に着目したスケッチをするであろう．このように，同じ地質関係者であっても専門分野によって観察結果は異なる．これらは目的の相違もあるが，観察の理論負荷性であるといえる．

原子力規制委員会では，関西電力（株）大飯発電所の敷地内破砕帯の現地調査・評価を有識者会合によって行うこととし[7]，5名の主に活断層に関する有識者によって，複数回の現地調査および評価会合が行われた．現地では複数のトレンチが掘削されているが，そのうち台場浜トレンチでは，堆積層にずれを与えた成因としては，地すべりと地震活動に関連する断層であるとの両論があり，成因についての意見は一致をみていない[8]．この成因について両論が提出されたことも観察の理論負荷性の一例と考えられる．

5. 先入観や理論負荷性を最小限にとどめるにはどうしたらよいか

土木地質学や防災地質学などの地質学の実用分野においては，社会的な影響が大きな事実の誤認や事実に関する判断の保留，未決着はあってはならないものである．しかし，これまでに述べてきたように，地質に関する事実は観察によって得ている限りは，理論負荷性や先入観が入ることは否めない．それでは，地質学における観察時の先入観および観察の理論負荷性を最小限にとどめるにはどのようにしたら良いであろうか．

最小限にとどめるには次のようなことが考えられる．

1)先入観はあらかじめ周辺情報を基にした仮説とも考えられる．したがって，事前に相反するものも含めて複数の仮説を立てておく．

2)観察の理論負荷性は，観察者の知識，経験によるところが大きいので，観察者個人は出来るだけ多くの知識を吸収し，経験を積む．地質に関しては多種多様な岩石，岩盤，地質構造の産状を実際に見ておく．しかし，観察者個人の知識の吸収，経験には限界がある．このため，個人のみでは理論負荷性を低減できない場合は，複数の専門家，それも当該分野のみならず周辺分野の専門家による共同作業を行う．

3)観察結果，すなわち事実は言明によって表現されるので，用語も重要である．地質関係者の観察結果が一致するような地質学上の観察事実を表示する用語を「記載的用語」，理論負荷性が大きく関与する用語を「成因的用語」として区分する．観察には理論負荷性があるとしても，すべての地質関係者の観察結果が一致する観察事実も存在すると考えられる．たとえば，主要な造岩鉱物種，層理面のような基本的な地質構造などは，すべての地質関係者の観察結果が一致すると考えられ，「記載的用語」とする．他方，不連続面の一つである断層など用語そのものが成因を表すものは，情報の質と量によっては理論負荷性が大きく関与するので「成因的用語」とする．

文献

1) Chalmers, A. F. (1999): What is this thing called science? 3rd ed. Hackett Publishing Company, 266p.
2) Hanson, N. R. (1958): Patterns of discovery, Cambridge Univ. Press, 241p.
3) Duhem, P. M. M. (1906): La theorie physique: Son objet, et sa structure, Chevalier & Riviere, 449p.
4) 東京大学地震研究所（2013）：平成24年度立川断層帯トレンチ調査「榎（えのき）トレンチ」の調査結果について，wwweprc.eri.u-tokyo.ac.jp/files.php?file =tachikawa_PR_30133_918407156.pdf.
5) 黒沢大陸(2014)：「地震予知」の幻想，地震学者たちが語る反省と限界,新潮社，255p.
6) 都城秋穂(1998)：科学革命とは何か，岩波書店，331p.
7) 原子力規制委員会(2012)：敷地内破砕帯の評価に関する有識者会合について（案），https://www.nsr.go.jp/committee/kisei/h24fy/data/0005_01.pdf
8) 原子力規制委員会大飯発電所敷地内破砕帯の調査に関する有識者会合(2014)：関西電力株式会社大飯発電所の敷地内破砕帯の評価について，www.nsr.go.jp/committee/kisei/h25fy/data/0042_06.pdf

54. 第四紀テフラの U-Th-Pb 年代測定（その 2）

U-Th-Pb dating for Quaternary tephras (part 2)

○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．第四紀テフラの噴出物を対象とした年代測定法としては，ジルコンのフィッション・トラック（FT）法や石英の熱ルミネッセンス（TL）法が主流であるが，これらの年代値誤差は，通常，1σの誤差で10%を超えている．著者は，近年の機器開発のお陰で，ジルコンの U-Th-Pb 法により 10 万年より古いテフラの場合，誤差 10%以内で年代決定が可能であることのデータを蓄積しつつある．本発表では，レーザー溶融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，その有用性を議論する．昨年度は，約 10 万年前に噴出したとされる洞爺テフラの予察的な年代測定結果を報告した[1]が，今回，その後の進展により，より高精度な年代測定が可能になったこと等を報告する．

2. U-Th-Pb 年代測定

ここで述べる U-Th-Pb 年代測定とは，^{238}U の放射壊変により ^{206}Pb が生じる現象を利用した年代測定法（U-Pb 法）と，この放射壊変の途中で生じる ^{230}Th を利用した年代測定法（U-Th 法）の両方を指している．U-Pb 法は，半減期が約 45 億年であるため，従来，地球の誕生（約 45 億年前）等の古い地質時代を対象とした年代測定に用いられてきた．しかしながら，最近では 10 万年前程度の年代測定例[2), 3)]が報告されており，U-Pb 法で第四紀の年代測定が可能な時代が到来していると言える．

U-Th 法は，^{230}Th の半減期が約 7 万 5 千年であることから，40 万年前よりも若い試料を対象とした年代測定法である．日本の第四紀の広域テフラを対象とした U-Th 年代測定例は，大村ほか（1988）[4]によるいくつかの測定（大山倉吉軽石，阿蘇-4 火砕流，御岳第一軽石，立山 D 軽石など）を代表例として挙げることができる以外，極めて少ない．

3. 年代測定実験

以下では，約 10 万年前（0.1 Ma）に噴出したとされる洞爺テフラ[5]のジルコンを対象に U-Th-Pb 年代測定を実施した例を紹介する．

洞爺テフラの採取地は日本第四紀学会第四紀露頭集編集委員会編（1996）[6]に記載のある村界沢と館山であり，ジルコンは軽石質火砕流堆積物を対象に，通常の鉱物分離手段を経て採取した．

ジルコンをテフロンシートに埋め込み，表面を軽く研磨したものを実験に供した．年代測定の標準試料として，FT 法の標準試料でもある Fish Canyon Tuff を用いた．

U-Th-Pb 年代測定は，電中研の所有する LA-ICP-MS 装置を用い，実施した．レーザー溶融（LA: Laser Ablation）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．実験条件として，He ガス雰囲気で，10 Hz, 40μm 径（もしくは 65μm 径）のレーザーをジルコンに照射した．測定した同位体は，^{202}Hg, ^{204}Pb, ^{206}Pb, ^{207}Pb, ^{208}Pb, ^{230}Th, ^{232}Th, ^{238}U である．すなわち，^{206}Pb, ^{230}Th, ^{238}U を同時に測定することで，U-Pb 年代と U-Th 年代が同時に得られる設定とした．

なお，U-Pb 年代測定では，第四紀テフラのような若い試料では鉛の汚染（common Pb contamination）の影響を強く受ける．今回，U-Pb 年代値を求めるにあたり，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（initial ^{230}Th disequilibrium）の補正も実施した．

4. 年代測定結果

U-Pb 年代測定結果

洞爺テフラから得たジルコン約 60 粒を対象に U-Th-Pb 年代測定を行ったところ，42 粒から有用な U-Pb 年代値が得られた（図-1a）．このうち，18 粒は 1 Ma よりも若く，他は 2～30 Ma を示した．後者は異質ジルコンであり，洞爺テフラの噴出・堆積過程時に，周囲の古いジルコンが取り込まれたものと判断される．これらの年代（2～30 Ma）は，北海道南部のいわゆるグリーンタフの火山活動を反映していると考えられるため，それなりに意味のある年代である．

1 Ma より若い年代を示すジルコンは約 0.1 Ma にピークをもつ年代値分布を示した（図-1b）．また，個々の粒子年代の（誤差の）加重平均年代として 0.106±0.013 Ma（誤差：95% confidence level）が得られた．

U-Th 年代測定結果

U-Pb 年代測定で 1 Ma よりも若い年代が得られた 18 個のジルコンを対象に，U-Th 年代値を計算した（図-2）．その結果，U-Th 年代として 108±16 ka，すなわち 0.108±0.016 Ma（2σ 誤差）が得られた．

5. 考察とまとめ

洞爺テフラの U-Th-Pb 年代を求めたところ，U-Pb 年代で 0.106±0.013 Ma が，U-Th 年代で 0.108±0.016 Ma が得られた．これらは，1σ 誤差では 10%以内の精度であるとともに，1σ 誤差の範囲で一致しており，TL 年代 [5] や層序等から推定される年代とも一致している．すなわち，今回用いた手法により，ジルコンの U-Th-Pb 法により約 10 万年前の年代測定が可能であることが分かった．

今回用いた手法は，次の点で特筆すべきと考えられる．

1）ジルコンの U-Pb 法では，鉛汚染や放射非平衡の影響を考慮する必要があるが，LA-ICP-MS により，約 10 万年前という若い年代測定が可能である．

2）^{206}Pb，^{230}Th，^{238}U を同時に測定することで，U-Pb 年代と U-Th 年代が同時に得られるとともに，年代値のクロスチェックが可能である．

今回，洞爺テフラについては，ジルコンの U-Th-Pb 年代と噴出年代が一致することが分かった．しかしながら，本来，ジルコンの U-Th-Pb 年代は，ジルコンがマグマから晶出する年代を示し，噴出年代と一致するかそれよりも古い年代を示すことが期待される．従って，洞爺テフラを噴出したマグマは，生成後直ぐに噴出に至ったことが推定される．このように，ジルコンの U-Th-Pb 法は，マグマの生成から噴出に至る過程を解明する上でも有用な情報を提供する．

第四紀テフラを対象としたジルコンの U-Th-Pb 年代測定法は，テフラの噴出年代とマグマの発達過程に関する情報を提供可能であり，今後は，両方の貢献を視野にさらなる検討を進める予定である．

文献

1）伊藤久敏，2013，第四紀テフラの U-Th-Pb 年代測定．日本応用地質学会平成 25 年度研究発表会講演論文集，61-62.

2）Bacon, C.R., Persing, H.M., Wooden, J.L., and Ireland, T.R., 2000, Late Pleistocene granodiorite beneath Crater Lake caldera, Oregon, dated by ion microprobe. Geology, 28, 467-470.

3）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. Jour. Volcanol. Geotherm. Res., 117, 285-296.

4）大村明雄，河合貞行，玉生志郎，1988，^{238}U-^{230}Th 放射非平衡系による火山噴出物の年代測定．地質調査所月報，39，559-572.

5）Ganzawa, Y. and Ike, M., 2011, SAR-RTL dating of single grains of volcanic quartz from the late Pleistocene Toya caldera. Quaternary Geochronology, 6, 42–49.

6）日本第四紀学会第四紀露頭集編集委員会編，1996，第四紀露頭集—日本のテフラ．日本第四紀学会，352p.

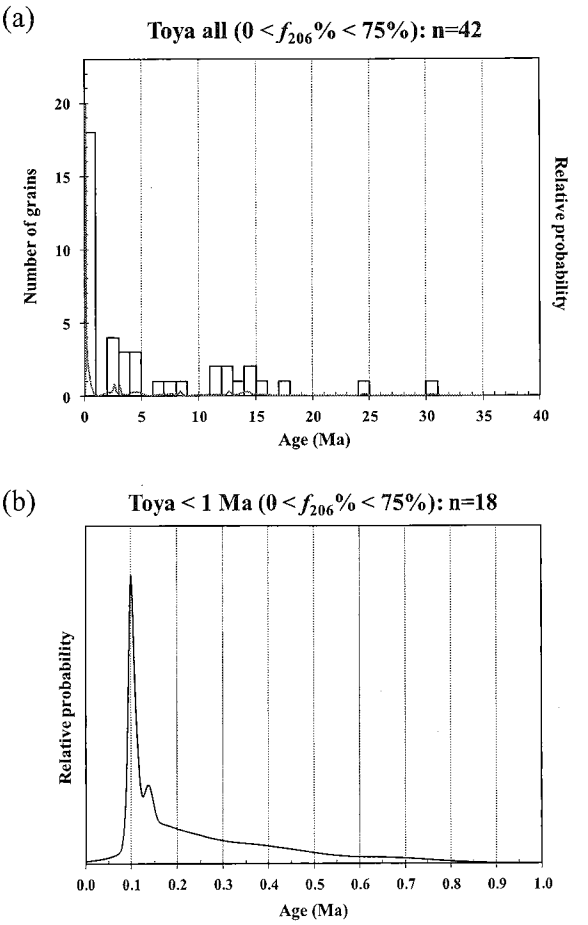


図-1．洞爺テフラの U-Pb 年代測定結果．

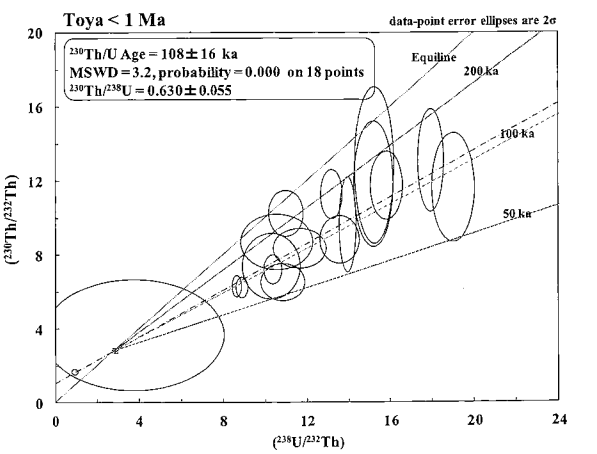


図-2．洞爺テフラの U-Th 放射能比と年代測定結果．

55. γ線探査で検出される未固化期変形帯

Gamma-ray Survey for Detecting Deformation Zones in Unconsolidated Period

○吉村辰朗（復建調査設計）
Tatsuro Yoshimura

1. はじめに

斜面崩壊の頭部付近では，断層に付随する湧水が見られる場合がある．その場所は，線上に並ぶ鞍部の延長上に位置している場合が多い．鞍部は断層地形の一つとされ，断層によって岩盤が破砕し，水みちが形成されることによって風化が進行し，浸食されやすくなった場所である．尾根でγ線探査を実施した場合，鞍部においてγ線強度異常値が検出されやすい．その場所でボーリング調査を行うと，予想された破砕帯(断層角礫，断層ガウジ)が見られないときがある．これは，未固結層が岩石となる前に変形し，せん断帯が癒着しているものと考えられる．これを本論文では，未固化期変形帯と称する．

今回は，第三紀堆積岩と花崗閃緑岩での調査事例を基に，斜面崩壊・深層崩壊・トンネル突発性崩落に関わる未固化期変形帯の地質的特性について報告する．

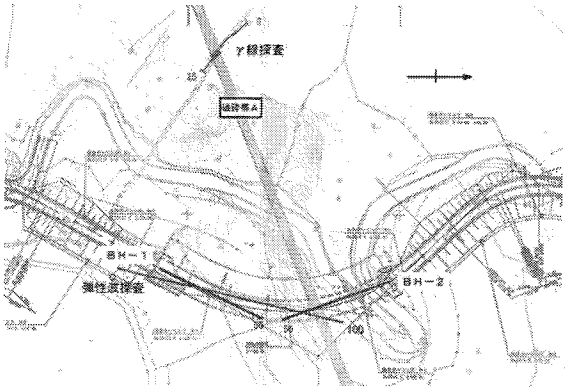
2. 測定方法

測定方法はトータルカウント法で，γ線強度をシンチレーションサーベイメータ TCS-151(アロカ社製)を用いて測定した．γ線強度の単位は 1cm 線量当量率（Sv/h）で，測定誤差は 3%以下である．測線は推定される断層伸長方向にほぼ直交するように設定し，尾根において測定した．測点間隔は 3m～5m で，γ線強度異常値が出現した地点では 10cm 間隔で測定しγ線強度異常値区間を詳細に求めた．

3. 第三紀頁岩における未固化期変形帯

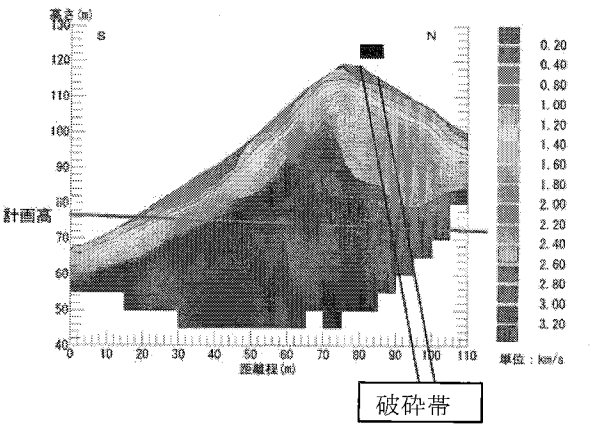
トンネル計画区間には，新第三紀中新世前期～中期の堆積岩類である対州層群が分布し，頁岩と砂岩と頁岩の互層からなる．対馬全域を支配する地質構造は，NE-SW 方向の軸をもつ複背斜・複向斜で特徴づけられる．この地質構造により，調査地の走向も NS～NE と変化が著しい．調査手法としては，弾性波探査および水平ボーリングを実施した（図－１）．

尾根付近では ENE-WSW 方向のリニアメントが認められたため，γ線探査を実施した．ENE-WSW 方向のリニアメント付近に A 測線（測線長：30m）を設け，測点間隔は 3m とした．破砕帯の方向は N68° E で，破砕幅は 3.9m である．



図－１　調査位置平面図

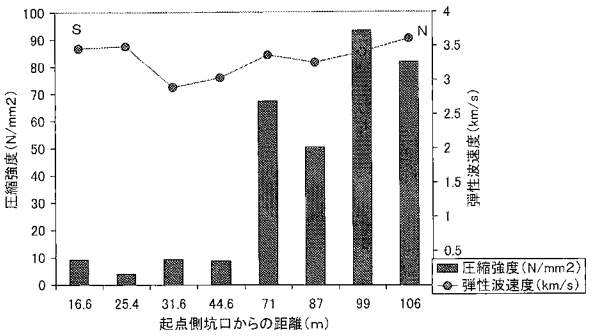
トンネル計画路線方向に弾性波探査を実施した．弾性波探査結果を図－４に示す．弾性波探査結果では、尾根から終点側にかけて 3km/s 以上の層の落ち込みが認められる．その境界は，γ線探査で検出した破砕帯とほぼ一致する．この破砕帯の性状を把握する目的で水平ボーリング BH-2 を実施した．掘削中は逸水し，破砕帯付近の 34～35m ではジャーミングが発生したが，採取されたコアは RQD．70～100%の棒状コアであった．



図－４　弾性波探査結果（トンネル縦断方向）

両坑口で実施した水平ボーリングのコアを用いて岩石試験を実施した．図－５にトンネル路線区間の岩石試験結果を示す．弾性波速度（P波）は3.5km/s前後であるが，尾根を境に終点側（BH-2）の一軸圧縮強は起点側（BH-1）の一軸圧縮強度より5倍～9倍となる．この原因としては，岩相の違い（終点側では砂分が多く含まれている)が考えられる．弾性波探査結果では，尾根から終点側にかけて3km/s以上の層の落ち込みが

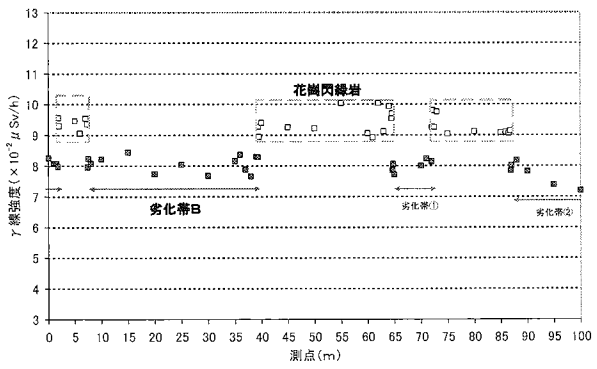
認められ，尾根付近を境に岩相の違いが確認された．その境界は，γ線探査で検出した破砕帯とほぼ一致することから，地質構造的な不連続が推定される．ボーリングコアの形態から，この不連続部は頁岩が固結する前に生じた変形帯と考えられる．



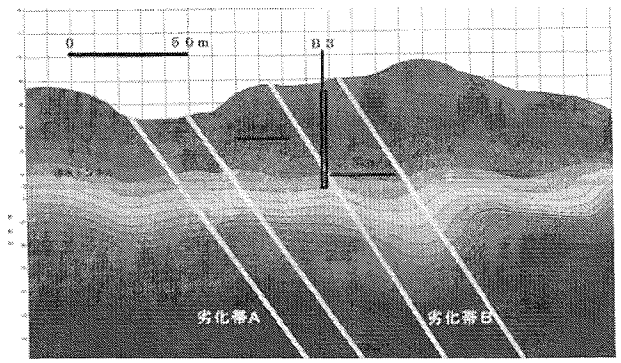
図－５　トンネル路線区間の岩石試験結果

4．花崗閃緑岩分布域の劣化帯

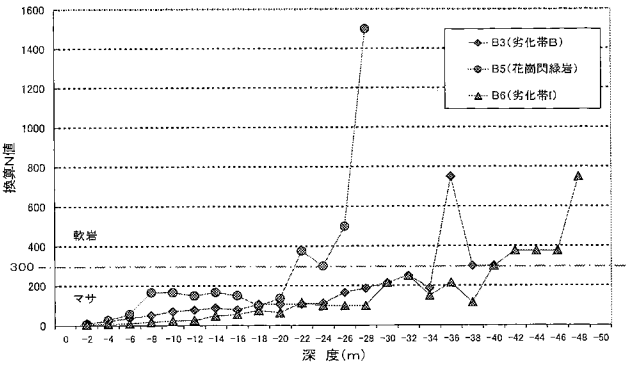
花崗閃緑岩が分布する地域の尾根でγ線探査を実施した結果を図－６に示す．花崗閃緑岩の平均値は9.36（$\times 10^{-2}$ μSv/h）で，劣化帯の平均値は8.00（$\times 10^{-2}$ μSv/h）となり，相対的に低いγ線強度である．γ線異常区間（劣化帯 B）で弾性波探査・ボーリング調査（Bor.No.B3）を実施した場合，尾根において約 40m の硬質マサが確認され，弾性波速度層の落ち込みが認められた（図－７）．



図－６　γ線探査結果（劣化帯Ｂ）



図－７　弾性波探査結果（花崗閃緑岩）



図－８　劣化帯の N 値

他の非γ線異常域の尾根の風化帯（マサ）は約 20m であるため，局所的な深層風化帯の形成と考えられる（図－８）．しかし，マサの N 値と弾性波速度は良い対応がみられない．

5．まとめ

第三紀の頁岩では，弾性波探査と岩石試験によってγ線異常箇所である変形帯で岩相が変わっていることは判るが，目視による形態観察（色調，硬さ，亀裂等）での識別は困難である．未固結状態で変形したとされる堆積物中の断層には，せん断帯が見られないものがあり“面なし断層”と呼ばれている[1]．同様に，未固結層（粘土）が岩石（頁岩）となる前に変形し，せん断帯が形態的に識別しがたい地質的異常帯を，本論文では未固化期変形帯と称する．

花崗閃緑岩でのγ線異常箇所の形態はマサと同様で，深層風化帯と判断されやすい．堆積岩の未固化期変形帯の形態から花崗岩のγ線異常帯を類推すると，花崗閃緑岩が固化していない深所での地殻変動の痕跡をγ線は検知していると推定される．

以上の未固化期変形帯の特徴を下記にまとめた．

1)　風化帯の落ち込みが見られる（局所的な深層風化帯の形成）．
2)　断層地形（鞍部）を形成する．
3)　深部では，形態的に健全な岩盤と同様に見える．
4)　水みちを形成しやすい．

上記の特徴は，斜面崩壊，深層崩壊，トンネルの突発性崩壊や異常出水の原因となる可能性が高く，地質調査をする上で重要なポイントとなると思われる．このような今まで認識されていなかった未固化期変形帯を含めた地質的弱線を検出する手法としては，簡便かつ詳細に分布を検出できるγ線探査が考えられる．

文献

1)　井尻正二・藤田至則・陶山国男（1955）：面なし断層（Planeless Fault），地球科学，No. 24，pp. 12-19.

56. 花崗岩中のリニアメントの取り扱い－フラクタル分布として

Lineaments of Granite Rockmass considering Fractal Concept

○大野博之，池邊紘美，小坂英輝，稲垣秀輝（㈱環境地質）
Hiroyuki Ohno, Hiromi Ikebe, Hideki Kosaka, Hideki Inagaki

1. はじめに

廃棄物の最終処分場の建設・維持管理やダムの維持管理・延命化など，原子力施設を含め様々な構造物の地質調査を実施するにあたり，地質調査の基本の一つである地形調査も盛んに行われている．こうした地形調査では，その場の特徴的な地形要素を判読することになり，その中でリニアメントが抽出される．

空中写真や衛星画像などから判読されるリニアメントは，断層や節理などの割れ目系であったり，岩質の硬軟の違いを反映したり，同質の岩種でも風化の程度の違いなどを反映するなど，様々な要因により形成される．したがって，リニアメントは必ずしも断層などの割れ目系を反映したものではないこともよく知られたことである．

一方で，割れ目系はフラクタルの一つであることも知られたことであるが，その取り扱いは一様ではない．構造運動によって生じる断層では，Step 構造や Splay 構造が見られ，フラクタルとしては取り扱いにくそうなものもあるが実際はどうであろう．また，岩盤中にみられる割れ目系は，断層系だけでなく節理系や葉片状構造など様々であり，それらを全て同一の土俵にのせて論じることは難しいかもしれない．

ここでは，割れ目系のフラクタルとしての取り扱いを，花崗岩中のリニアメントの取り扱いを例に示したいと思う．

2. 割れ目系岩盤のフラクタル

本調査は，日本の様々な地域の花崗岩中及びその周辺の割れ目系を調査したものである．

図-1 は花崗岩中のリニアメントを抽出した結果[1]の長さ分布を示したものである．短い不明瞭なリニアメントと長く明瞭なリニアメントは異なるフラクタル次元を示す．長く明瞭なリニアメントは，鞍部，直線谷，遷急線，三角末端面など断層を特徴づける地形の見られるリニアメントであるが，短く不明瞭なリニアメントにはそうした地形要素が見られないものである．

節理系の場合は，横田[2]が示したように，アプライト脈の方向と類似する方向が冷却節理系と考えることができる。数百ｍスケールの花崗岩中の割れ目系を観察したとき，アプライト脈の卓越方向に類似した方向の節理系が様々な花崗岩地帯に見られる（図-2）．こうした冷却節理が花崗岩中には発達する一方で，アプライト脈とは異なる方向の節理系も存在する．判読されるリニアメントは，Gr.B では N-S 系と ENE-WSW 系の 2 方向の短いものが発達し，Gr.C 地域では E-W 系と NWN-SES 系の短いリニアメントが発達している．

Gr.A 地域の花崗岩中の節理系では，花崗岩と堆積岩との境界に放射状に分布し，数百ｍの短いリニアメントの方向は，その放射状の方向（E-W～N-S）に分布するのに対し，堆積岩との境界を横切る割れ目系では，N-S 系の 1000m 以上の長く明瞭なリニアメントが見られる．

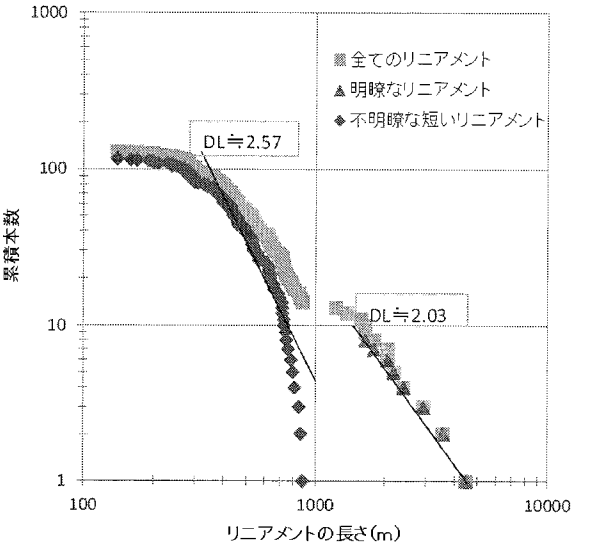
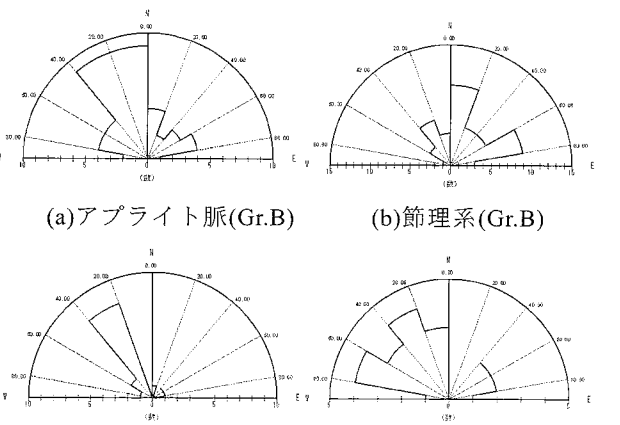


図-1　Gr.A 地域のリニアメントの長さ分布



(a)アプライト脈(Gr.B)　(b)節理系(Gr.B)

(a)アプライト脈(Gr.C)　(d)節理系(Gr.C)

図-2　Gr.B＆C 地域の割れ目系のローズダイアグラム

このように，明瞭な断層地形の見られない短いリニアメントは，花崗岩中の節理系を反映したものが多く，一方，明瞭な断層地形の見られる長いリニアメントは，

断層を反映したものが多い傾向があり，フラクタル特性も異なる．

3. 割れ目系の成因等を考慮した取り扱い

大野・小島[3]は，割れ目系の成因によりフラクタル次元が異なることを示している．これは，成因を無視すると“フラクタル性が成立しない”場合があり，割れ目系の成因ごとに取り扱うべきことを意味する．

割れ目系を通る水みちを考えたとき，このフラクタル次元の異なる割れ目系の分離は重要である．割れ目系を一括して透水部と捉えず成因を区分して水みちを捉えることの重要性は，蒸発散量の実測等でも示されている[4]．さらに，各々の割れ目の性状（粘土を介在する，破砕帯となっている，など）を把握し，力学安定性と透水性の観点について異なる取り扱いをしていく必要がある．

また，取り扱う対象物の状況によって割れ目系のフラクタルとしての取り扱いも異なってくる．

例えば，深度の浅い場合や表層の基礎地盤を考える場合，安山岩などのオープンクラックを形成しやすい岩種が分布する場では，節理系を重視した取り扱いが必要となる．この場合には，節理系の成因（冷却節理やシーティング節理など）を区分して，透水性を評価する必要があるので，フラクタルの取り扱いもそうした節理系の成因ごとに捉える必要がある．

一方，深部の構造物では，空洞掘削に伴うオープンクラックの発生による影響を考慮しつつも，その空洞によるゆるみの影響圏外では，節理系よりも断層破砕帯を適切に把握しなければならない．この場合には，断層系のフラクタル特性を，Step 構造や Splay 構造を考慮しながら取り扱う必要がある．すなわち，Splay 構造は枝分かれの構造であり，その点でフラクタルとしての取り扱いが可能であり，Step 構造の位置は空間分布としてフラクタル的な偏りが見られることが予想される．こうした断層系の性質を考慮しながら断層系全体を捉えることが望ましいと考えられる．

このように，①対象構造物がどのようなものであるのか，②対象地域のスケールをどの程度としてとらえ，そこに分布する割れ目系の成因がどのようなものであるのか，など応用地質学的な知見を考慮して割れ目系のフラクタルを取り扱うことが，より適切な地質モデルを設定する上で重要となる．参考までに，図-3 に，対象構造物に沿った割れ目系の取り扱いについての概念フロー図を示した．これらの手法を利用すると，割れ目系を工学的に評価することが可能となろう．

4. おわりに

割れ目系はフラクタルとして取り扱うことのできるものの一つである．しかし，その取り扱いは一様ではないことに留意しなければならない．割れ目系の成因を考慮し，対象構造物毎に取り扱いを変える必要がある．ここでは，花崗岩を取り上げ，そうした概念の根拠を示すとともに，割れ目系のフラクタルとしての取り扱いについて概説した．今後は，より具体的な現場等への工学的な適用について検討したい．

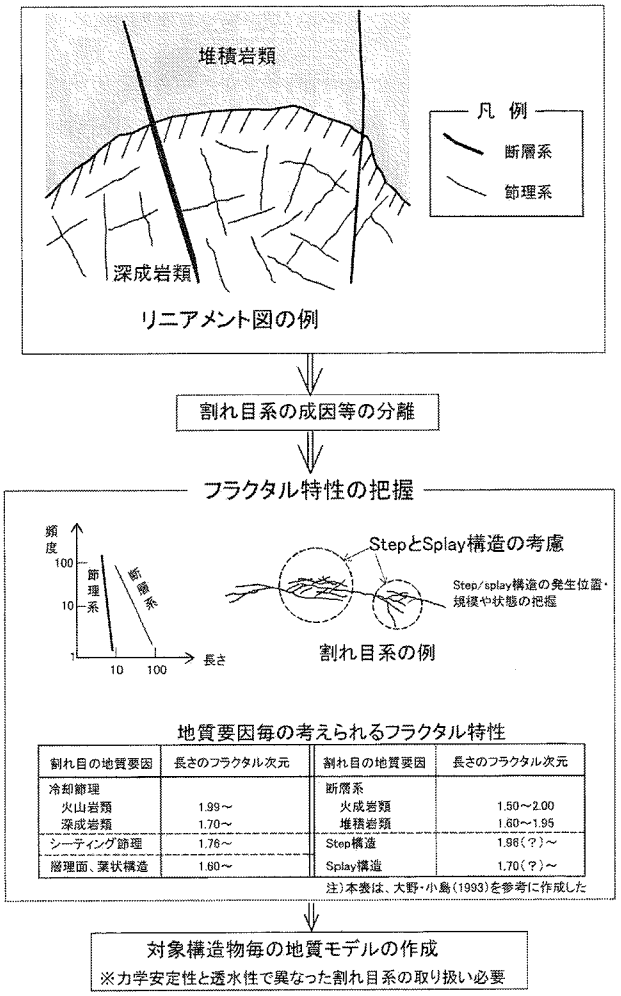


図-3　対象構造物に沿った割れ目系の取り扱いの概念フロー図

文献

1) Inagaki and Yunohara（1999）: An estimation of slope failures based on erosion front and weathering front, Proceedings of the International Symposium on Slope Stability Engineering, Vol.2, pp.1296-1274.

2) 横田修一郎(1974)：滋賀県“湖南アルプス”における花崗岩中の節理系，地質学雑誌，第 80 巻，第 5 号，pp.205-214.

3) 大野博之・小島圭二(1993)：岩盤割れ目のフラクタル（その２）－フラクタル特性と分布のばらつき，応用地質，第 34 巻，第 2 号，pp.58-72.

4) 渡邉邦夫(2014)：割れ目、観察・スケッチ・モデル化，③自然をみること，退職記念講演 DVD

57. 断層運動を模擬したすべり面上での表面構造観察結果

The SEM observation on artificial slip plane simulated the fault movement

○中田英二（電力中央研究所）

1. はじめに

断層の活動性を評価する方法の１つとして、電子顕微鏡（以下 SEM）によるすべり面微細構造観察がある。

断層が変位した場合、そのすべり面上の鉱物は破壊され、自形鉱物は消失すると考えられる。逆に晶出したままの形態を保持する自形鉱物、すなわち結晶のエッジが欠けていないものや、円磨されていないものが認められる場合、その鉱物が晶出した後の断層活動は無いと判断できる。しかしながら、断層活動時にすべり面上の鉱物がどの程度破壊されるか、不均一なすべりにより鉱物が破壊されない場所が残るのではないか、さらにはすべり面の認定や、SEM 観察のための試料の取り出し方など、疑問や習熟度の問題も考えられる。

今回、実際に自形結晶で占められる沸石岩でせん断実験をおこない、せん断前後でせん断面上の微細組織の比較をおこなった。

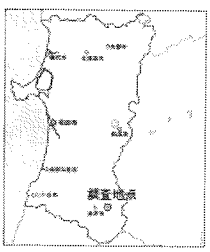


図 1 調査位置図

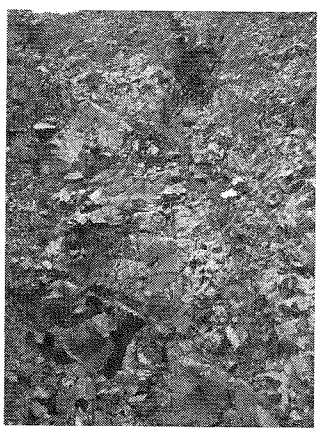


図 2 塊状沸石岩の露頭

2. 地質・試料

試験にもちいた試料は秋田県湯沢市皆瀬町高野（図 1）の沸石岩採石場跡で採取した（図 2）。沸石岩は鮮新統の三途川層上部に分布する凝灰質シルト岩からなる。三途川層は中新世中期から後期に東北脊梁山脈上に形成されたカルデラ内に堆積物している。下部にはカルデラ湖成堆積物の基底をなす礫層が分布している。上位に向かって主部層の凝灰質シルト岩層、ガラス質凝灰岩層に移り変わり、粗粒の溶結凝灰岩に覆われる。沸石はアルカリ性のカルデラ湖水と凝灰岩の相互作用により生成したと考えられる。

今回検討にもちいた試料は最大厚さ 240m の主部層の凝灰質シルト岩層から採取した。主部層内ではスランピングが認められるものの、概ね塊状で層理もほとんど発達していない。

試料採取した採石場跡では、小規模な破砕帯が認められる。この破砕帯は上位の溶結凝灰岩に覆われており、古い破砕帯と推察される。また破砕帯内には条線を伴う岩片が点在する。

凝灰質シルト岩の一軸圧縮強度は乾燥試料で 20MPa、透水係数は 10^{-8}cm/sec と小さい中軟岩である。含まれる沸石は Ca 型モルデナイトを主体に、上部に Na 型モルデナイト、クリノプチロライト、火山ガラス主体へと移り変わる[1]。

3. 試験手法

せん断試験は手で実施した。持ち帰った試料は直径 35mm、長さ 50～80mm の円柱状に成形した。試験面は試料の側面にタガネを当て、その上をハンマーで打撃した引張り破断面とした。分割した片側の試料を万力に固定し、もう一方の試料を片手でこすり合わせた（図 3a）。試験は乾燥させた試料と蒸留水で飽和させた試料それぞれでおこなった。

せん断試験の垂直応力は 0.21MPa で、おおむね 10 回程度（１回転３秒）の回転で全ての面に条線が形成された。変位速度は 1cm/秒前後で、変形試料は上盤チップを 10 回回転変位させることで作成した。最大総変位量は 35cm 前後である。

試験前後でのすべり面の形態は FE-SEM で観察した。用いた装置は日立ハイテク製 S-4500 で、加速電圧 20kV、対物絞り３とし、ビームは小さく絞った。試料は室内に放置して乾燥させ、その後真空デシケータで真空引きをおこなった。蒸着は真空デバイス製のオスニウム蒸着で実施した。蒸着膜の厚さは 30nm に設定した。分解能は 100nm である。

4. 結果

せん断試験前の試験面に条線は認められず、せん断変形した痕跡は認められなかった。一方、せん断後のすべり面には幅 0.5mm の細粒破砕物が付着し、条線をともなう細粒破砕部が認められた（図 3b）。



図 3a せん断試験片
岩片を回転させて、すべり面を形成。

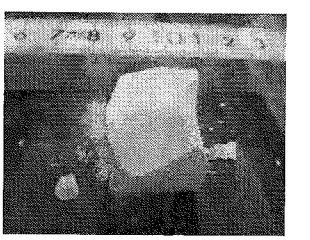


図 3b すべり面
すべり面に幅 0.5mm の破砕物と条線が生成。

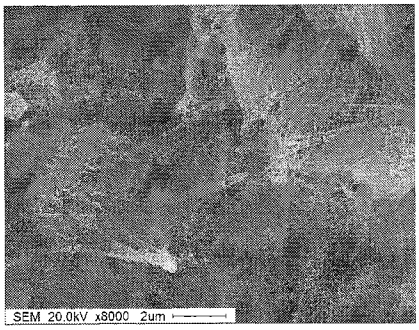


図 4 せん断試験前の試験面

繊維状のモルデナイトが粒子間を埋め尽くしている。

試料の沸石岩を構成する主要な鉱物はモルデナイトであった。SEM 観察では、せん断試験前の破断面上に細長い繊維状のモルデナイトが網目状に絡み合う様子が認められた（図 4）。

一方、せん断試験後のすべり面上に繊維状のモルデナイトは認められず、粒子を粘土状の粉砕物が糊状に覆い、岩石を覆う様子が認められた（図 5）。また、すべり面上の所々には凹地があり、その内部にも鉱物は認められなかった。すべり面上および、すべり面周辺に形成される幅を持った破砕部(ガウジに相当するもの)内に、自形結晶は認められない。

露頭で採取した破砕帯内部の条線を有する岩片の SEM 像からは、条線上に結晶化し掛けた鉱物が認められた(図 6)。これは微細で明瞭な結晶面が認められず、ソーセージ状に長細い。明らかに繊維状のモルデナイトとは異なる。EDS による組成分析結果では Si、Al、Ca に富む。

5. 考察

せん断試験のすべり面上では、モルデナイトの特徴的な繊維状の形態やスメクタイトの網目状の形態が認められなくなることが明らかになった。せん断試験は著者の手で沸石岩をこすり合わせたもので、地震のエネルギーと比べるとはるかに小さい。例えば、瞬間的な断層変位速度は S 波速度と一致するとの考えもあるし、マグニチュード 5.9 から 8.1 の地震での断層の平均すべり速度は 0.48m/sec から 1.5m/sec との計算もある[2]。

本試験のすべり速度は 1cm/sec であり、断層変位をもたらす応力は極めて小さい。このような断層活動と比べて非常に小さな応力によるせん断変形でも、すべり面上の自形鉱物が完全破壊されることは、天然の断層変位により形成されたすべり面上の沸石やスメクタイトは容易に破壊されると考えられる。またアスペリティの影響も無視できると推察される。

当地域の沸石はカルデラ形成から上位のガラス凝灰岩の堆積までの最大 700 万年の間で生成したと推察される。繰り返し活動する活断層では一般的にガウジが発達している。また中田ほか[3]では断層模擬実験として、紙やすりで挟んだ紙粘土（ガウジに相当）を変位させ、紙やすりと接する面にすべり面は形成されず、粘土内に Y 面が形成されることを示した。沸石岩よりも柔らかいガウジ内のすべり面上の自形鉱物はより破壊され易いと推察される。

6. まとめ

実際の断層活動と比べて、小さな応力（人力）、小さなすべり速度において変位させた沸石岩では、すべり面上から自形のモルデナイトが認められなくなった。最近活動した断層などすべり面上でも鉱物は十分に破壊されると考えられた。

活断層では方解石などの炭酸塩鉱物や Ca と似た挙動を示す Sr の移動を論じた報告のほかには、鉱物が晶出したと結論付けた報告は見当たらない。断層活動に伴い晶出する鉱物の存在が有るか無いかに疑問はあるのもの、断層活動によって鉱物が破壊されることは間違いないであろう。

文献

1) Nakata and Chigira (1995) : Zeolitization and associated change of physical properties of vitric tuff in the Sanzugawa Formation, northeast Japan, WRI-8 proc., 463-456.

2) Heaton(1990):Evidence for and implications of self-healing pulses of slip in earthquake rupture. Phys. Earth Planet. Interiors, 64, 1-20.

3) 中田ほか (2013) : 古第三系に認められた正断層ガウジの条線と微細構造, H25 応用地質講演集, 163-164.

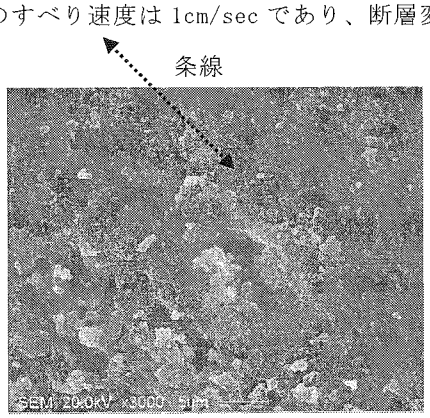


図 5 せん断試験後のすべり面

条線が発達。沸石は粉砕され認められない。

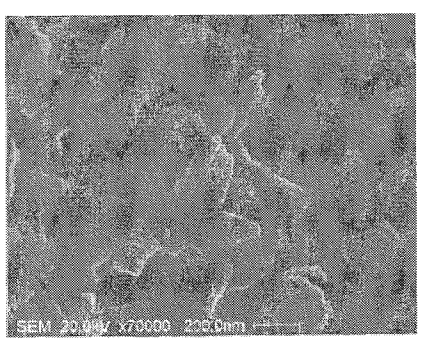


図 6 露頭で採取した条線試料の表面

結晶化した粒が積み重なっている。

58. ダム貯水池内大規模崩壊斜面復旧工事における調査・設計・施工

The investigation, design and construction about the restoration construction of the large-scale slope failure in the dam reservoir

○ 吉武宏晃　市丸義次　篠原芳朗（九州電力㈱）池見洋明　三谷泰浩（九州大学）
Hiroaki Yoshitake, Ichimaru Yoshitsugu, Sinohara Yoshirou, Ikemi hiroaki, Mitani Yasuhiro

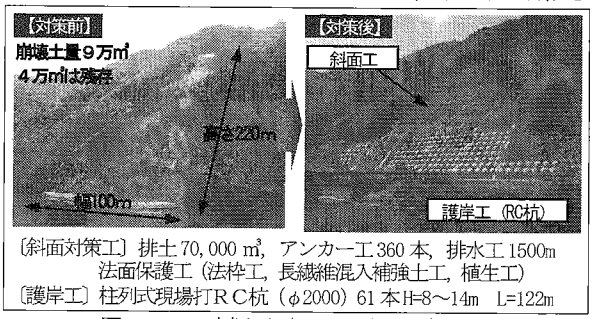
1. はじめに

耳川流域では，平成17年台風14号に伴う記録的な豪雨により，大小約500箇所の斜面が崩壊した．これらのうち山須原・塚原ダム貯水池内の大規模崩壊斜面は，再崩壊に伴うリスクが極めて高いため復旧工事を実施した．このようなダム貯水池内の大規模崩壊斜面における復旧工事は前例がほとんど無く，災害復旧という時間制約もある中，段階的に明らかになった調査結果に基づき設計・施工を行った．本稿では，近年の豪雨災害の発生などにより，今後も同様の事態が発生する可能性が高いことから，本工事の特徴を踏まえ，調査・設計・施工内容について報告する．

2. 耳川流域の地質 と 工事の特徴（課題）

耳川流域は，四万十累層群の堆積岩類を主体とした付加体の地質で，非常に隆起速度が速く，河川の侵食作用により急峻な地形を呈している地域であり，これまでにも多くの土砂災害が発生してきた．

平成17年台風14号により発生した貯水池内の大規模崩壊斜面（山須原・塚原）は，再崩壊に伴うリスクが極めて高いため復旧工事を実施した（図－1参照）．本工事の特徴（課題）としては，ダム貯水池内の大規模崩壊斜面の災害復旧であり前例がほとんど無く，設計の明確な基準が存在しなかったことである．また，災害復旧であり，時間的な制約があったことや崩壊箇所での調査であるため，当初の調査は限定的であった．



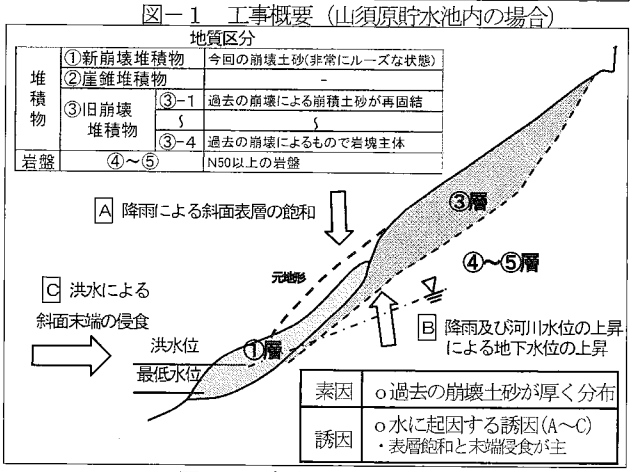
〔斜面対策工〕排土70,000 m³，アンカー工360本，排水工1500m
法面保護工（法枠工，長繊維混入補強土工，植生工）
〔護岸工〕柱列式現場打RC杭（φ2000）61本 H=8～14m　L=122m

図－1　工事概要（山須原貯水池内の場合）

3. 調査・設計・施工の特徴

3.1 調査（崩壊原因の解明）[1)]

適切な設計を導くためには，崩壊原因を明らかにするとともに，崩壊後の斜面状況を把握する必要がある．そこで，地質調査（ボーリング等），室内物理試験，挙動・水位観測，再現計算（安定計算・浸透流解析）を実施した．



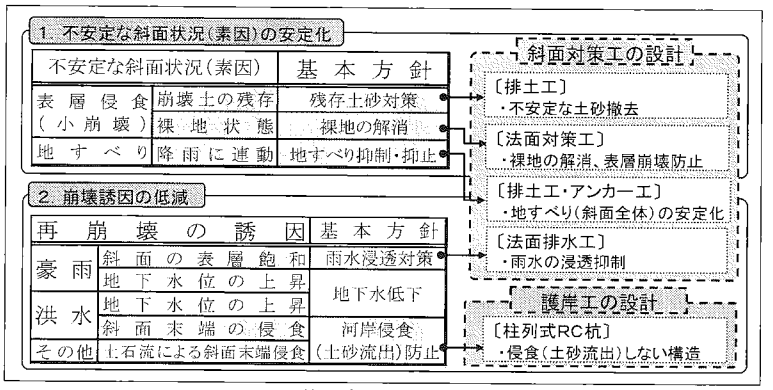
図－2　崩壊原因と地質区分

崩壊原因は，図－2に示す通りである．崩壊の主な素因としては，当該斜面は急峻な斜面上に崩積土が厚く堆積していたことが原因であることが明らかになった．また，崩壊後の斜面状況は，崩壊土砂が斜面上に厚く残存しており，非常に不安定であることや降雨に伴う地すべり挙動などが確認された．崩壊の誘因については，再現計算や水位観測の結果，豪雨による斜面表層部の飽和と洪水による斜面末端の侵食が大きく影響したことが明らかになった[1)]．

なお，本工事においては，厚く堆積する崩積土が崩壊原因であることや斜面上に崩壊土砂が残存していることを踏まえ，堆積物の粒度構成に着目し，地質区分を①～⑤層の8つに細区分し評価した．一般的な地質評価では，堆積物を1つの地質区分として取扱うことが多いが，当該斜面のように崩積土が厚く堆積する斜面においては，堆積物を細区分することで，崩壊面の特定や残っている不安定な領域の抽出等の分析が可能となった．

3.2 対策工の設計

設計においては，明確な設計基準が無いことから，調査結果により明らかになった再崩壊を引き起こす素因と誘因に着目し，基本方針を「不安定な斜面状況（素因）の安定化」と「崩壊誘因の低減」とした（図－3参照）．具体的には，崩壊土が裸地状態であり表層侵食（小崩壊）が進行していることや，降雨に連動した地すべり挙動が見られる不安定な状況（素因）を解消することにより，斜面の安定化を図った．また，今後の大規模な降雨による表層飽和や洪水による斜面末端侵食という再崩壊を引き起こす誘因を低減するための雨水浸透対策等を実施することとした．その



図－3　基本方針（設計の考え方）

結果，斜面対策工と護岸工に大別して実施することとした．以下に，山須原における設計概要を示す（図－４参照）．

(1) 斜面対策工

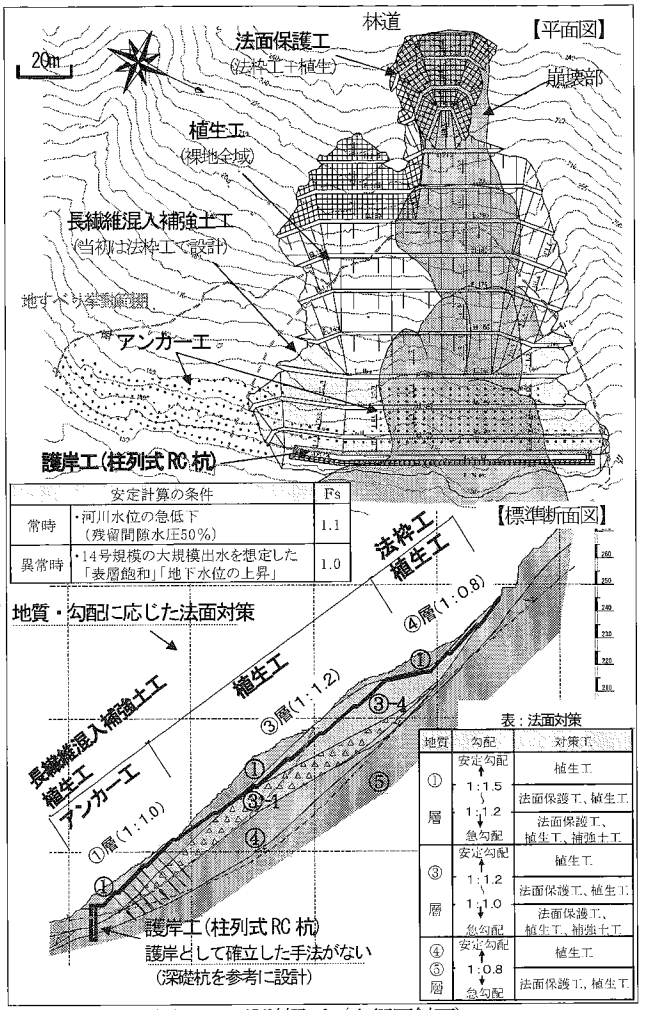
当該地点は崩壊土（①層）が厚く残存しており，非常に不安定であることから，すべて排土することが望ましいが，地形的な制約条件等により，安定勾配（緩勾配）を確保することが困難である．そのため，極力排土するとともに，必要な法面対策工を実施し法面の安定化を図った．だだし，法面上には複数の地質が存在したため，細区分した地質毎に物性を定め，勾配に応じた法面対策工を選定した．また，平成17年台風14号同等の降雨条件に対しても安定性が確保されるように異常降雨による斜面表層の飽和及び洪水による地下水位上昇を考慮した安定計算を実施した．

(2) 護岸工（河岸侵食防止工）

斜面末端部に堆積する崩壊土が洗掘された場合，斜面の安全性が著しく低下するため，河岸部に堅固な護岸工を実施することとした．ただし，護岸は貯水池沿いの崩壊斜面末端に設置することから，水替え及び斜面末端の掘削が不要で，安全施工が可能な現場打ちRC杭工法を採用した．なお，この工法は護岸工としての施工実績が少なく，確立された設計手法がないため，類似構造物である深礎杭を参考に設計を行った．

3.3 施工進捗と設計の見直し

当初設計は，災害復旧という時間制約の中，限られた調査結果に基づいており，設計条件が現地と十分に整合しているとは言い難かった．このため，地質技術者による法面掘削・アンカー削孔時の地質観察及び各種追加調査により段階的に明らかになった情報を設計に反映し，見直しを行った（表－１参照）．



安定計算の条件		Fs
常時	・河川水位の急低下（残留間隙水圧50%）	1.1
異常時	・14号規模の大規模出水を想定した「表層飽和」「地下水位の上昇」	1.0

表：法面対策

地質	勾配	対策工
①層	安定勾配 1:1.5	植生工
	1:1.2	法面保護工、植生工
	急勾配	法面保護工、植生工、補強土工
③層	安定勾配 1:1.2	植生工
	1:1.0	法面保護工、植生工
	急勾配	法面保護工、植生工、補強土工
④⑤層	安定勾配 1:0.8	植生工
	急勾配	法面保護工、植生工

図－４　設計概要（山須原斜面）

具体的には，崩壊土（①層）は場所によって均一ではなく（粒度のバラつきが大きく），細粒部主体や礫分主体の部分が局所的に点在し，細粒分が多い傾向にあり，想定より脆弱であることが判明した．このため，①層を残置する場合には，層厚に制限を設けると共に，法面対策工を土砂流出の恐れが高い法枠工から，全面吹付けの長繊維混入補強土工に変更した．また，法面掘削に伴い確認された複数の湧水箇所については，斜面の不安定化に大きく影響するため，湧水状況・量に応じて適切にﾄﾞﾚｰﾝ材・布団籠等を配置し表面侵食等を防止した．この他にも，アンカー削孔（くり粉）確認によるアンカー長の見直し等，適宜見直しを実施した．

表－１　施工中の追加調査に伴う設計の見直し

調査項目		分かったこと（当初想定と変更点）	対応策（変更内容）
アンカー試験	引抜き試験等	τ（④層：0.6kN/m²→0.45kN/m²）	○アンカー長の見直し（品質向上） ・地質精度向上、物性値の見直し
	削孔確認（くり粉色、削孔速度等を確認）	想定地質図との相違	
法面観察	湧水箇所	大きな湧水箇所なし→法面内に複数点在 ・粘土層（不透水層）を挟んだ箇所から発生	○湧水処理（ﾄﾞﾚｰﾝ材、布団籠）設置 ・湧水量・状況に応じた対策を実施
	地質性状・分布	○想定地質図との相違（脆弱箇所の把握） ○想定よりも堆積物は脆弱、岩盤は堅固 〔変形係数〕③層：50,000→21,000kN/m² ④層：500,000→2,800,000kN/m²	○脆弱部の対策工変更（③～④層） ○崩壊土（①層）の対策見直し ・土層の厚さ制限（7m以下） ・法面保護工の変更（流出防止） （法枠工→長繊維混入補強土工）
各種材料試験	密度、粒度、強度、含水比等	○①層の脆弱さ・バラつき・細粒傾向を確認 ・観察により、脆弱箇所の点在（バラつき）を確認 ・N=8～10、ρt=1.7kN/m³（緩んだ土砂） ・粒度の細粒傾向を確認（D50：50→5mm） （含水比：10%以下→5～20%）	○RC杭長の見直し（品質向上） ・地質精度向上、物性値の見直し
	孔内載荷試験（標準貫入試験）		
護岸掘削ズリ観察		想定地質図との相違	

このように，施工中の法面観察等により得られる情報は極めて重要であり，地質をより正確，且つ面的に捉えることが出来ることから，品質確保及び経済性向上に大きく寄与したものと考えられる．

4. おわりに

本工事においては，明確な基準が無い中で，崩壊原因（素因・誘因）の解明を行い，対策工の設計を実施した．また，施工進捗に伴う追加調査結果を踏まえた対策工の検証・見直しを実施したことにより，災害復旧という十分な情報がない中での着工であったが，最終的に地質条件に適合した対策となったものと考えられる．また，両斜面とも対策後に累積雨量約800㎜（H23年台風15号）を経験しており，計測の結果，問題となるような挙動はなく概ね安定している．以上のことから，新たな地質評価方法や設計の考え方及び対策工の有効性が概ね確認されたため，他地点への適用も可能である．

文献

1）田代ら：大規模崩壊斜面における斜面構造と崩壊メカニズムの解明，応用地質学会（GET九州），2010.9

59. ダム建設事例におけるゆるみ区分についての実態と考察

Actual situation and consideration for classification of the loosen rock mass in a dam construction example

○江口貴弘（土木研究所），日外勝仁（土木研究所），佐々木靖人（土木研究所）
Takahiro Eguchi, Katsuhito Agui, Yasuhito Sasaki

1. はじめに

ゆるみ岩盤とは，風化や応力解放などの影響で，亀裂が開口し，流入粘土の充填や岩盤の変形等により，岩盤としての状態は保っているものの変形しやすい状態となったものである[1]．ゆるみ岩盤は，ダム基礎としてはせん断強度が低く，空洞などにより透水性が高い．そのため，これまではダム基礎からゆるみ岩盤を避ける，あるいは掘削除去することで対応する事例がほとんどであった．

しかし，昨今のダム建設においてはゆるみ岩盤を有するサイトで施工を行う必要がある事例が増えており，また，ダム建設におけるコスト縮減が求められている．

このような背景から，ゆるみ岩盤の性状を把握し，その性状によりゆるみ岩盤を区分している事例が増えている．今後ダム建設においてゆるみ岩盤を対象に調査・設計を行う際，これらの事例から得られた傾向は，大いに役立つものと考えられる．しかし，これまではゆるみの区分について傾向を把握することは行われてこなかった．

本研究では，ゆるみ岩盤において実施された区分事例とそれに用いた調査手法の事例を収集し，分析を行い，ゆるみ岩盤の区分の傾向について考察した．

2. 調査対象と分析方法

本研究では，ダムのゆるみに関係する資料をもとに，まずゆるみ岩盤事例として48事例を抽出した．そしてその中で，ゆるみ範囲内で複数のゆるみ岩盤区分を実施している事例を抽出した．事例数は18であった．

分析の方法は以下の通りである．

1）ゆるみ岩盤区分の調査法と区分要素の把握

ゆるみ岩盤の区分について傾向を把握するためには，各事例において着目した性状とその評価のための方法を整理する必要がある．そのため，本研究では，各事例におけるゆるみ岩盤の調査法と区分要素を抽出し，その使用状況を整理した．調査法とは，横坑観察や弾性波探査など，区分に用いるために行った調査のことである．また，区分要素とは，その調査においてゆるみを区分するために抽出されたゆるみの性状を指す．

2）亀裂開口量調査における傾向把握

ゆるみ岩盤を区分する際の定量的評価として，昨今は横坑壁で亀裂開口量を測定して分類に用いている事例が増えている．亀裂開口量の測定は，実態としては測定方法が様々あり，現時点では統一された手法はない．そのため，今回の研究ではこれらの測定方法の実態を資料に記載された範囲で確認し，測定方法や評価方法とゆるみの性状等との関連について整理した．

なお，横坑において亀裂開口量を定量的に評価している事例は11事例であった．

3）ゆるみ岩盤区分とゆるみの変動様式との関係

ゆるみ岩盤区分は，ゆるみの性状によってその区分要素や分類数が異なる．しかし，ゆるみの性状やその分布は，ゆるみの進行過程によって決定づけられる部分もあるため，ゆるみ岩盤区分とゆるみの進行過程にはある程度の相関がある可能性が考えられる．

よって，本研究では，ゆるみ岩盤区分を実施している18事例についてそのゆるみ性状と分布から進行過程を推定し，ゆるみ岩盤区分との比較を行うことで，これらの相関について考察した．

ゆるみの進行過程については，江口ほか(2012)[2]の考え方があるが，今回ゆるみ岩盤区分との比較を行うため，この考え方について再度検討を行った．

江口ほか(2012)では，ゆるみを区分する際に，5つの斜面の変動様式を設定している．それは、「①応力解放によるマスとしての変形」，「②トップリング」，「③層面沿いのすべり変形」，「④地すべりによる亀裂の開口」，「⑤変形の少ない亀裂の開口主体」である．これらをゆるみを発生させ亀裂を開口させる要因について考えると，さらに3つに大別できる．ゆるみを発生させる要因とは，「a.応力解放による重力変形」，「b.斜面変動によるすべり変形」，「c.風化による亀裂の開口」が挙げられる．この要因を用いて先述の5つの変動様式を分類すると，「a.応力解放による重力変形」は，元の地質構造に特段の特徴がなく斜面のある程度の範囲が変動していく場合①に，その中でも特に地質構造が高角度である倒れ込みの変動が確認される場合②に対応している．「b.斜面変動によるすべり変形」は，移動層の変形が小さい，あるいは連結していない場合③に，移動面が地すべり面となった場合④に対応している．「c.風化による亀裂の開口」は，事例では表層の亀裂開口例のみであったことから，⑤に対応している．また，事例ではこれらに当てはまらないもの，もしくは複合と考えられるものが存在していたため，これらは「⑥その他」と分類した．

3. 分析結果および考察

1）ゆるみ岩盤区分の調査法と区分要素の把握

ゆるみ範囲内で複数のゆるみ岩盤区分を実施している18事例について，ゆるみ岩盤の調査法と区分要素

の使用状況を整理した結果を表-1 に示す.

まず調査法について，横坑観察を行っている事例は 18 全てであった．また，ボーリングコアによる区分を行っている事例は 16 であった.ルジオンテストや弾性波探査はこれらに比べると区分要素としての採用例は少なく，補助的な扱いであると言える.

区分要素の使用状況については，横坑観察では，定量的な亀裂開口状況が 11 例と半数以上で行われているのに対し，ボーリングコアによる区分では，定量的な亀裂開口状況を用いた事例は 3 例と少なく，コア形状や風化状況といった定性的な区分要素による区分が主体を占めることが確認された.

これらから，区分のための調査法としては横坑観察とボーリングが重要な調査法であるものの，特に定量的な区分を行う場合，横坑観察における亀裂開口量の測定が有効とされている状況であることが確認された.

表-1　ゆるみ岩盤における調査法と区分要素の使用状況

調査法	区分要素	事例数
横坑観察	(横坑観察数)	18
	流入粘土の挟在状況	12
	亀裂面および岩盤の風化状況	14
	岩盤や岩塊の変形状況	4
	空洞や石積み構造の有無	11
	定性的な亀裂開口状況	10
	定量的な亀裂開口状況	11
ボーリング	(ボーリング数)	15
	コア形状	10
	流入粘土の挟在状況	7
	亀裂面および岩盤の風化状況	11
	空洞の有無	4
	定性的な亀裂開口状況	3
	定量的な亀裂開口状況	3
ルジオンテスト		10
弾性波探査		5

2) 亀裂開口量測定における傾向把握

次に横坑において定量的な亀裂開口状況の調査として亀裂開口量測定を実施している 11 事例について，横坑での測定項目，測定方法について整理を行った．整理結果を表-2 に示す.

ゆるみ岩盤の区分数が 4 以上の事例においては，亀裂の測定法を 2 種類以上設定し，これらを組み合わせて区分している．また，ゆるみ岩盤の区分数が 3 以下の事例では，亀裂の測定法を 2 種類以上設定しているのは 1 事例だけである．また，これらの間には，定性的区分要素の採用数との相関はない．これらから，4 以上の区分数を設定する必要がある複雑なゆるみ岩盤のサイトでは，亀裂の測定法を複数設定することでより正確な区分を行っている実態がうかがえる.

また，単位当たり累積開口量の測定法については，詳細を把握できた事例が少なく，傾向を確認することはできなかった.今後の検討課題であると考えられる.

3) ゆるみ岩盤区分とゆるみの変動様式との関係

ゆるみ岩盤区分を設定した 18 事例におけるゆるみの変動様式を図-1 に，亀裂開口量測定を実施した 11 事例におけるゆるみの変動様式を図-2 に示す.

ゆるみ岩盤区分を行っている事例では，①，②，③，④，⑥の変動様式が見られた.「⑤変形の少ない亀裂の開口主体」では区分の事例が見られないが，これは，変形が少ないことから区分を行う必要性が薄いことが考えられる.

また，「①応力解放によるマスとしての変形」の変動様式で分類事例が最も多くなったのは，②や③と比べ亀裂の方向に規則性が少ないこと，ゆるみ範囲を決定する特徴的な構造等が見られないためゆるみ範囲を推定するためにゆるみを区分する必要が生じているからと考えられる．このことは，図-2 に示す亀裂開口量測定を実施している事例における①の割合が高いことからもうかがえる.

これらから，ゆるみ岩盤の調査において変動様式が①であることが確認された場合，特にゆるみ区分実施や区分を行うための調査について早い段階から検討しておく必要があると考えられる.

表-2　横坑における亀裂開口量の計測状況

ダム名	ゆるみ岩盤の区分数	定性的区分要素の採用数	亀裂開口量測定法						ゆるみの変動様式
			最大亀裂幅	単位当たり開口亀裂本数	流入粘土の厚さ	亀裂幅の傾向	単位当たり累積開口量	単位当たり累積開口量の測定法	
A	7※1	3		○		○	○	2本の基線にかかる亀裂を計測	①
B	5※1	4	○		○		○	一定幅のバンド内にある亀裂を計測	①
C	5※1	3		○		○	○	横坑壁全面	①
D	4※1	3	○			○			②
E	4※1	2				○	○	一定幅のバンド内にある亀裂を計測	⑤
F	3	3				○			⑥
G	3※1	4				○	○	不明	③
H	3※1	3					○	不明	①
I	3※1	1				○			①
J	2	2				○			③
K	2	0					○	横坑壁全面	⑥

※1：ゆるみ区分数には，非ゆるみに対する区分を含む.

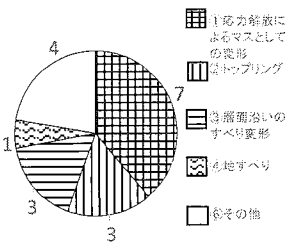


図-1　ゆるみ区分事例におけるゆるみの変動様式

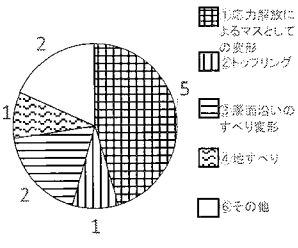


図-2　亀裂開口量測定事例におけるゆるみの変動様式

文献

1) 佐々木靖人・片山弘憲・倉橋稔幸：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.1-13,2005.

2) 江口貴弘・日外勝仁・佐々木靖人：ダム建設事例におけるゆるみ岩盤のパターン分類，平成 24 年度日本応用地質学会研究発表会論文集，pp.85-86，2012.

60. 既存斜面の安定性評価のための調査・解析手法の提案

Suggestion of investigation and analysis methods for the stability evaluation of existing slopes

○太田英将（太田ジオリサーチ），高馬太一（西日本旅客鉄道），金山幸司（大鉄工業），
熊本 清（レールテック），杉山友康（京都大学）
Hidemasa Ohta, Taichi Kouma, Kouji Kaneyama, Kiyoshi Kumamoto, Tomoyasu Sugiyama

1. はじめに

これまでは，土で構成される土構造物斜面，あるいは自然斜面について，「素早く造る」「壊れたら素早く直す」ということを念頭に，主に経験知に基づいた調査・設計手法が発達してきた．維持管理が重要な時代になり，「造る」と「直す」の間にある「まだ壊れていない」ものの評価が重要となってきたが，これまでは，時間的・コスト的・論理的な合理性を持った実現可能な具体的手法がなかった．

「造る」に使われてきた経験的手法（標準勾配や計画安全率）は，破壊の閾値を意識した確率的概念を用いたものであった．「直す」に使われてきた手法は，逆計算を用いた帰納的手法であった．

一方，「まだ壊れてない」斜面に対しては，土質力学に基づく演繹的手法を用い，不確定要素を考慮した確率的評価手法であることが必須である．

ここでは，土構造物の維持管理に適用でき，かつコスト的にも十分実現性のある調査・解析手法の提案と，その実施例を報告する．

2. 安定度評価に必要な情報

斜面の安定問題は，土のせん断破壊現象であるから，モール・クーロンの破壊基準に沿った安定計算式で評価するのが適切である．

安定解析式では，土の単位重量γ，土のせん断強度（粘着力c，内部摩擦角φ），間隙水圧U，および地形形状・滑り面形状が既知となれば，評価が可能である．

この中でも特に個別箇所毎の値の違いが大きい，c・φ・Uを現場で，いかに効率的に取得する方法を選択するかが，安定度評価にとって重要なポイントとなる．

3. 安定度評価に必要な情報

本報告では，一つの斜面・法面（延長50m以内程度）を，1日の現地調査，1日の解析程度の作業量で評価することを想定する．膨大な量が存在する維持管理・点検が必要な「まだ壊れていない」土構造物の斜面に対して，行える調査・解析手法としては，この程度の簡易さが必要と考えたからである．

(1) 土層強度：土層強度検査棒試験[1]（c・φ）

従来の調査手法としては，簡易動的コーン貫入試験などが用いられているが，これらはN値に換算され，その後土質強度に換算される手法である．表層崩壊を起こすような未固結土の場合，砂質土であれば c=0，粘性土であればφ=0 として換算式が用いられている．しかし，c，φの一方しか評価しない強度で安定計算を演繹的に行うと，安定計算が成り立たない．例えば，φ=30° (c=0kN/m²)の砂質土であれば，傾斜角が30度の斜面では，間隙水圧が作用しない時に安全率 Fs=1.0 となるわけであるから，間隙水圧が作用した時の安全率は，当然 Fs<1.0 となり説明に窮することになる．

逆算法を用いず，演繹的に安定度を評価することが，既存斜面の安定度評価の原則であるから，土質強度としては，c・φ両者の強度が得られる三軸圧縮試験のような試験を現位置で行うことが求められる．

原位置でc・φを同時に計測する簡易な装置として，（独）土木研究所が開発した土層強度検査棒がある．この装置は，表層崩壊を引き起こすような締りの緩い表層土砂を対象として，土層深計測と，せん断強度（c・φ）を計測できるものである（図-1 左）．

1計測あたり，10分未満と短時間であるため，数多くの計測を行うことができ，バラツキも把握できる．

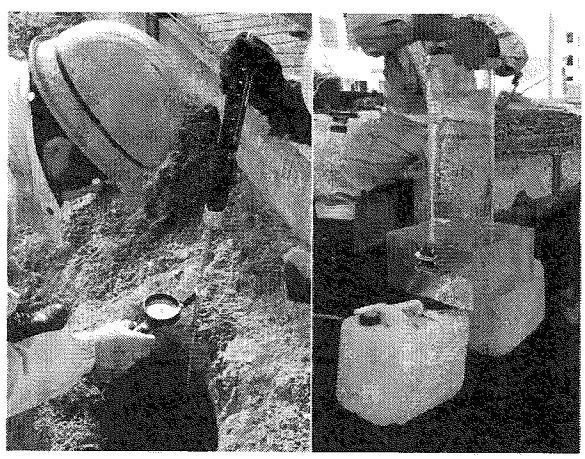


図-1 土層強度検査棒試験（左）と浅層型原位置透水試験（右）の実施状況

(2) 透水性計測：原位置透水試験装置[2]（K）

2013年に市販されるようになったこの装置は，マリオットサイホンを利用した定水位透水試験装置である．この装置を用いて，原位置で地盤の透水係数Kを計測する．

表層用は，地表に直径30cm，深さ30cmの穴を掘って計測する．浅層用（図-1 右）ではφ100mm程度の穴を約2m掘って計測する．計測時間は，10分程度と短

時間であるが，穴を掘って装置を設置する時間が別途必要である．

(3) 間隙水圧：浸透流解析（U)

土層強度検査棒等で計測された土層深でモデル化された斜面に，原位置透水試験装置で得られた透水係数 K を用いて，浸透流解析を行うことにより斜面内に作用する間隙水圧 U を推定する．その際，想定降雨量（地下浸透分）を設定する必要がある．想定降雨量は，例えば道路の通行を遮断しない降雨量基準，などの目標値に対応する．

(4) その他の計測

現地で，迅速に計測できる調査手法としては，高精度表面波探査や，地中音計測がある．

高精度表面波探査では，土層構図を把握するために，Vs・換算 N 値の面的広がりを把握することができる．

地中音計測では，パイプ流（ミズミチ）の位置を把握することができる．

(5) 安定解析：極限平衡法（Fs，PF）

表層崩壊の危険性を診断するための安定解析は，円弧滑りによる 2 次元極限平衡法を用いる．アウトプットは，抵抗力と滑動力の比である安全率 Fs である．ただし，スベリの安全率 Fs は，本来 Fs<1.0 で不安定（滑動），Fs>1.0 で安定（非滑動）の意味しかなく，その閾値以外の数値（例えば Fs=1.1,1.2,1.5・・・)で安定性を論じても，論理的意味が不明確である．

確定論的安全率 Fs と計画安全率 Fsp で，対策工の規模を決定することが一般的に用いられるが，計画安全率 Fsp は，もともと経験に基ずく確率的概念である．

このため，本来の趣旨に立ち返り，安定性評価は，崩壊確率 PF（Probability of Failure)で評価するのが望ましい．

幸い，土層強度検査棒で，数多くの c・φ計測ができる．地盤強度の統計値から，値が正規分布すると仮定してランダムに変化させ，数多くの計算を行い，Fs<1.0 となる頻度を崩壊確率 PF として算出し，斜面の安定性評価の指標とすることができる．

4. 実施事例

鉄道廃線敷の盛土を利用し，前述の方法で調査・解析し，安定度評価を実施した．対象盛土は，昭和 20 年代に築造された盛土である．現在も存在し，顕著な変状が発生していないので，Fs>1.0 で，PF はゼロではないにしても，あまり大きな値ではないことが想定される．安定計算は，Bishop 法による順計算を用いた．

計算に用いた条件は，表-1 に示すとおりである．地表面から浸透する単位時間当たりの浸透水は仮定値であるが，それ以外はすべて実測値である．すなわち，降雨により地表から 100mm/h の浸透水が地中に流入する際の安定性評価，の意味になる．

順計算による検討の結果（図-2)，平均安全率 Fs=1.26，崩壊確率 PF=13.0%となった．半世紀以上豪雨に耐え，存在し続けた盛土法面の評価として，妥当な結果と考えられる．

表-1 安定計算条件と安定計算結果

土 層 名	layer1(上位)	layer2(下位)
粘着力 c	5.8 kN/㎡	
c の標準偏差	1.65	
内部摩擦角 φ	16.1 °	
φ の標準偏差	7.08	
透水係数 K(cm/s)	7.8E-03cm/s	2.3E-03cm/s
降雨浸透量(mm/h)	100 mm/h	
平均安全率 Fs	1.26	
崩壊確率 PF(%)	13.0 %	

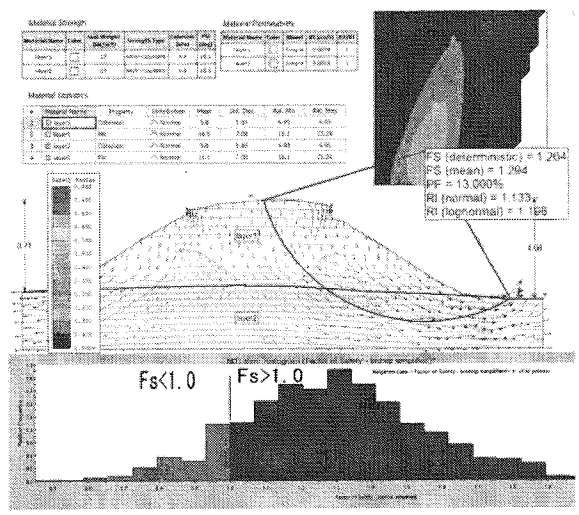


図-2 現場実測値（K・c・φ）を活用した斜面安定解析結果例

5. まとめ

土構造物の維持管理・点検・評価方法として，時間的・コスト的に実践可能なやり方で，斜面安定度評価を実施した．

逆算法を一切用いず，現場で計測した値を用い，演繹的な方法で安定度評価を試みた結果，妥当な平均安全率 Fs，および崩壊確率 PF を算出できた．

この方法を用いれば，「まだ壊れていない」土構造物の，その時点での安定性評価を行うことが可能と考えられる．また，その結果を活用し，施設管理者が対策工の必要性の有無を意思決定するための客観的情報が提供できるものと考えられる．

文献

1) 地盤工学会(2013):『地盤調査の方法と解説』, pp.467-468
2) 能野一美，古川修三，久保慶徳，向谷光彦，乃村智子(2012)：締め固めた地盤の透水係数算定式に関する一考察，第 57 回地盤工学シンポジウム，pp.175-180

61. 開口クラックの分布密度を指標にした谷側への曲げ褶曲の認定の試み

An attempt recognizing of valleyward bending folds using crack density as an index

○横山俊治（高知大学）・村上綾一（高知大学）
Shunji Yokoyama and Ryoichi Murakami

1. はじめに

斜面に露出している地層の層理面や片理面といった卓越する面構造が山側に向かって傾斜している場合，すなわち，“山差し”の構造が現れているとき，テクトニックな褶曲の一部をみているのか，重力によって形成されたノンテクトニック褶曲である谷側への曲げ褶曲の一部をみているのか，その認定は容易ではない．一般に地表付近の地層はゆるみ易く，実際に谷側に向かって傾動していたとしても，それはごく地表だけに限られた現象であるかもしれないからである．

褶曲軸部が観察できれば，テクトニックな褶曲かノンテクトニックな褶曲の認定はできると言いたいところであるが，テクトニックな褶曲の軸部がゆるんだだけのこともある．既存のテクトニックな褶曲を利用している事が明らかな谷側への曲げ褶曲もあっても，どこまでがテクトニックで，どこからがノンテクトニックなのかの識別も難しい場合がある．さらに，ノンテクトニックな褶曲であることが明らかな場合でも，座屈褶曲か曲げ褶曲かの判断が付きにくいこともある．

ここでは，褶曲軸部まで露出していて，開口クラック群のひずみ像からもノンテクトニック褶曲であることは確実と思われる2事例（事例AとB）について，褶曲構造の形成に係わっている開口クラックの分布密度を検討した．その結果，開口クラックの分布密度が谷側への曲げ褶曲の認定に有効であることが明らかになったので報告する．事例のひとつ（事例B）は露頭条件に制約があって，曲げ褶曲か座屈褶曲かの判断が付きにくかった事例である．

2. 事例Aの記載

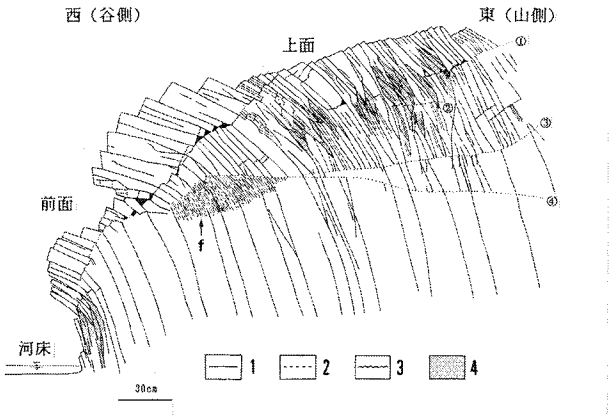
事例Aは，静岡市を流れる安倍川の支流，関の沢において瀬戸川層群の粘板岩に発生した谷側への曲げ褶曲である[1]．

基準構造はスレート劈開である。スレート劈開は，谷とほぼ平行な走向をもち，河床で急傾斜であるが，斜面では山側に向かって緩傾斜になっている(図－1)．

このスレート劈開の姿勢と調和的に，スレート劈開に規制されたクラック（既往論文[1]ではヘキ開割れ目と呼んでいる）が，斜面上面から河床の少し上までのびている。河床の少し上までのびているのは連続性の良いヘキ開割れ目で，短いヘキ開割れ目はキンクバンドのキンク境界に規制され，連続が絶たれている。その結果，ヘキ開割れ目の分布密度はキンクバンドに区切られた領域ごとに変化している。また，キンク境界にそってもクラック（既往論文[1]ではキンク境界割れ目と呼んでいる）を生じ，キンク境界割れ目を境にヘキ開割れ目の傾斜が変化しているところもある。

この事例では，河床付近の非変動域から，変動域の下翼部，最大屈曲部（褶曲軸部），上翼部の4領域に分けて、それぞれの領域の開口クラックの分布密度を検討した．

この事例では，最大屈曲部では，くさび状に分布するクラック群の発達によって，クラックの分布密度がもっとも高くなっている．最大屈曲部の位置が層準によって上下にずれているので，クラックの分布パターンは複雑になっているが，全体をみていえることは．下翼部で分布密度が低く，上翼部で高くなり，両者の違いは明瞭である．ただし，上翼部であっても転倒している部位は分布密度が低い．これは，谷側への曲げ褶曲形成の比較的早い時期に転倒に移行したためと考えられる．



図－1　事例Aのクラック分布図（ひずみ像）[1]
1：ヘキ開割れ目，2：キンクバンド，
3：引張り割れ目，4：くさび帯，
f：褶曲形態を示すヘキ開割れ目群

3. 事例Bの記載

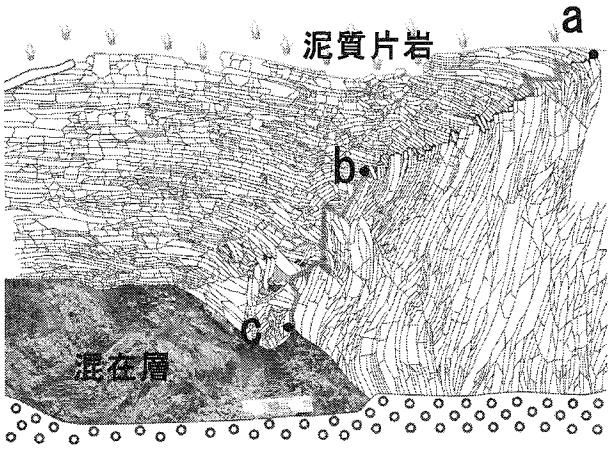
高知県高岡郡佐川町桂の集落が谷の出口に発達し，西から東に延びる谷では，谷の北側斜面に道路が敷設されていて，切土法面に岩盤が連続して露出している．

伊野図幅[2]によれば，地質は黒瀬川構造帯に属する新期伊野変成コンプレックスの泥質片岩とされている．ただ，実際の岩石は泥質部と細砂質部が細互層をなしており，基準構造は，岩相境界とそれに平行な片理である．ほぼ全域の露頭で，片理に規制されたSクラックと，それに直交する節理に規制されたJクラックあ

るいは斜交する断層に規制されたfクラックに囲まれて，厚さ数cm，幅数10cmほどの板状岩塊が積み重なった状態になり，その構造が山差しとなっていたため，テクトニックかノンテクトニックかが問題になった[3]．

谷底が広いところでは耕作地として利用され，狭くなる上流も土砂に埋もれ，露頭はきわめて少ないが，川底の露頭には高角度（北傾斜）で開口クラックの少ない岩盤が露出していた．

事例Bのノンテクトニック褶曲は谷底から3～4mの高さに位置し，その間の変動域の構造や非変動域の岩盤との関係は不明である．褶曲を構成している地質は，褶曲の内弧側に位置する泥質片岩と花崗岩質岩の混在層と，その外弧側に位置する 泥質片岩からなる領域に２分される（図－2）．



図－２　事例Bのクラック分布図（ひずみ像）

泥質片岩からなる領域は明瞭な非対称褶曲を形成している．大局的にみて，クラック群の傾斜が大きく変化する境界を結ぶと，その境界は外弧側からa～cとなる（図－2）．a～c境界を褶曲軸とみて，緩傾斜のクラックが卓越するスケッチの左側の領域を上翼部，右側の領域を下翼部と呼ぶことにする．a～c境界以外にも傾斜の不連続が認められるが，それらはb～c区間の上翼側に発達している．

a～b区間は最大屈曲部が明瞭で，直線的な軸面は走向 N64° E～86° E，傾斜30～43° Nで，褶曲軸の落しの方位はN60° Eで，落し角が8～14° である．しかし，細部を観ると，外弧側では，軸面に沿って上翼側が転倒し，内弧側では，下翼側の上部が谷側に回転し，クラックがくさび状に開口している．それによって，軸面は開口している．

b～c区間は著しい凹凸があり，上翼側の構造も複雑である．屈曲のプロセスを具体的に描けていないが，幅をもった領域内の破断・回転によって最大屈曲部は形成されている．

上翼部と下翼部に分けて開口クラックの分布密度をクラックのタイプごとに検討した．Jクラックと違って，fクラックはしばしば複数のSクラックを横切っているが，Jクラックとfクラックのすべてを識別することは困難であったので，機械的に，片理に直交するものをJクラック，斜交するものをfクラックとした．

Sクラックの分布密度については，Sクラックに挟まれた板状岩塊の厚さで評価すると，上翼部の方が下翼部よりも薄い岩塊が多くなっていることから，上翼部で分布密度が高い．上翼部の傾動は，片理に沿ったすべりによって進行したものといえる．またa～b区間では，褶曲軸に向けて，薄い岩塊の分布領域が広くなっていることから，片理に沿ったすべりが集中することで屈曲したものと考えられる．

Jクラックとfクラックについて，上翼部と下翼部に分けて，その数をみると，Jクラックは上翼部337枚，下翼部71枚，fクラックは上翼部508枚，下翼部249枚となり，面積補正は行っていないが，上翼部の方が圧倒的に破断している．こういった片理と斜交する破断も傾動を促進したものといえる．

4. 考察

クラック分布密度はひずみ量を反映しており，褶曲軸部を含めて全体のひずみ像は，事例A，事例Bともにノンテクトニック褶曲であることを示している．事例Bでは，非変動域との関係が不明であるが，事例Aともに，クラック分布密度が上翼部で高くなっていることは谷側への曲げ褶曲であることを支持している．

5. まとめ

開口クラックの存在はノンテクトニックな変形を示唆している．開口クラック群の幾何学的形態だけではその構造の本質（意味するところ）を理解することは難しいが，開口クラックの分布密度を調べることで運動像解析が可能になる．谷側への曲げ褶曲では上翼の分布密度が高くなる．

文献

1) 横山俊治・柏木健司(1996)：安倍川支流関の沢流域の瀬戸川層群に発達する斜面の傾動構造の運動像，応用地質，Vol.37，No.2．pp.102-114.

2) 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．地域地質調査報告（5万分の1地質図幅）．産総研地質調査総合センター，140p.

3) 村上綾一・堀江俊佑・横山俊治(2012)：新期伊野変成コンプレックスの泥質片岩に見られる片理の山側への傾斜はテクトニックかノンテクトニックか？：高知県佐川町桂の事例，平成24年度研究発表会発表論文集，日本応用地質学会中国四国支部，p.79-84.

63. 降下火砕物の地震時崩壊性地すべりのハザードマッピングの可能性

Possible hazard mapping of earthquake-induced debris avalanches of pyroclastic fall deposits

○千木良雅弘（京都大学），中野真帆（建設技術研究所），土谷樹生（京都大学）
Masahiro Chigira, Maho Nakano, Tatsuki Tsuchiya

1. はじめに

2011 年東北地方太平洋沖地震時，津波が激甚な災害をもたらしたが，一方で，斜面の崩壊も限られた地域ではあったが激しい災害をもたらした．その代表的な例は福島県白河市での崩壊性地すべりである．白河市では 3 か所，栃木県那珂川町では 1 か所で類似した降下火砕物の崩壊が発生した．

一方，過去の経験から，これらと類似した崩壊は複数発生してきたことが知られている．ここでは，東北地方太平洋沖地震による崩壊の特徴についてまとめ，さらに，それらと他の事例とを比較して，降下火砕物の地震時の崩壊のハザードマッピングについて試案を述べる．

2. 2011 年東北地方太平洋沖地震による降下火砕物の崩壊

構造

東北地方太平洋沖地震による 3 つの崩壊性地すべり（葉ノ木平，白沢，押野）は降下火砕物の崩壊であり，基本的には斜面に平行な地層の層構造を持っていた．崩壊後の掘削面の観察によれば，いずれも斜面傾斜方向に傾く谷を埋める構造をもっていた．つまり，浅い樋を傾けた構造である．そして，いずれも斜面下部に小規模な沢頭があり，そこで地層が下部切断され，斜面下方からの支持を失っていた．沢頭は，葉ノ木平と白沢では，降下火砕物の下の白河火砕流の割れ目からの湧水によって形成されたものであり，押野では，中世界堆積岩類の割れ目からの湧水である．

すべり面

いずれの崩壊もすべり面は古土壌の中に形成された．すべった層の厚さは概略４～９m であった．ただし，９m は，葉ノ木平の崩壊物質で，ロームが局所的に吹き溜まりのように厚くなっていた個所である．X 線分析によれば，いずれの古土壌もハロイサイトに富んでいた．また，70%から 120%と高含水率で，きわめて軟質であった．ハロイサイトは，古土壌が埋没後に浸透水と反応して形成されたものと考えられる．

すべった地層の層序学的位置

鈴木（1992、火山、37、251-263）の火山層序と対応させると、葉ノ木平と白沢の崩壊物質は主に那須火山からの噴出物で、葉ノ木平ではすべり面の形成された古土壌は、黒俵軽石層(360ka)から高久軽石層（330ka）である(鈴木尊彦氏のご教示による)。白沢では、高久

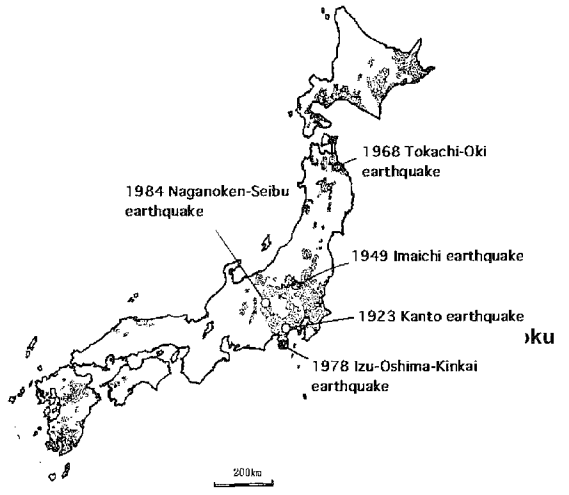


図 1　我が国で従来発生した降下火砕物の地震時崩壊の分布

の上の Sr9 から Sr10 およびこれらに挟まれる火山灰土の古土壌化した層にすべり面が形成されていた。

3. 他の地震による降下火砕物の崩壊との比較

東日本大震災による崩壊と類似した崩壊は、2011 年東北地方太平洋沖地震と，1923 年関東地震，1968 年十勝沖地震，1978 年伊豆大島近海地震，1984 年長野県西部地震、さらに 2009 年のパダン地震によって多数発生した。いずれも移動速度がきわめて大きく，また非常に流動的で崩壊源に比べて広い移動・堆積域を形成したことが特徴である．そのため，それぞれの人的被害も少なくなかった．パダン地震では 1 村が壊滅し、160 名以上が死亡した個所もあった。これらの崩壊では，火山灰や軽石がすべり，高速で移動して災害をひきおこした．多くは，厚さ 5m にも満たない層がすべったものとは言え,移動土塊が急速に流れ広がり，舌状の堆積物を形成した．これらの崩壊は震度 5 から 6 の地域で発生した．

関東地震と長野県西部地震の時には，体積 100 万立方メートル（Kamai,1990）と 3600 万立方メートル（御岳大崩壊，奥田他，1985）の大規模崩壊が発生した．御岳大崩壊の移動土砂は時速　71～95km/h で移動し，大災害をひきおこした．なお，関東地震の時に秦野で形成された震生湖は，東京軽石のすべりによる可能性もある．

以上の火砕物の崩壊には共通の基本的特徴がある．

表１　地震による降下火砕物の崩壊

Earthquake		1949 Imaichi	1968 Tokachi-Oki	1978 Izu-Oshima-Kinkai	1984 Naganoken-Seibu	2011 Tohoku	2001 El Salvador	2009 Padang
Date		26 Dec.	16 May	14 Jan.	14 Sept	11 March	13 Jan.	30 Sept.
Magnitude		Mjma 6.4	Mjma7.9 (Mw8.2)	Mjma 7.0	Mjma6.8	Mw 9.0	Mw7.7	Mw 7.5
Seismic Intensity at landslide sites (JMA)		5~6	5	5~6	6	6-~6+	MM 6, 7 4~5-	MM 8 (USGS) 5+(JMA)
Anteceden t rain (mm)	Rain gage	Utsunomiya	Hachinohe	Inatori	Ontakesan	Shirakawa	—	—
	10 days	22.5	181	12	183	12.5	no data (Nov.-Apr.: dry season)[h]	Unknown (occurred during a rainstorm)
	30 days	80.8	292	172	555	83.5		
	60 days	255	307	334	839	93.5		
Number of collapsing landslide		88[a]	152[b]	7[d] (controlled by the material distribution)	5[j]	<10[e]	>1000[g]	160[i]
Sliding surface		Weathered pumice Halloysite[a] Paleosol[m]	Paleosol (Sandy ash) Halloysite[c]	Paleosol Halloysite[d]	Weathered pumice and scoria Halloysite[k]	Paleosol Halloysite[e]	Paleosol[f] No report of clay minerals	Mixed layer of paleosol and pumice Halloysite[j]
Slid material		Shichihonzakura pumice and Imaichi pumice[l]	Towada-Hachinohe tephra[b,c]	East Izu monogenic volcanic tephra[d]	Scoria, lava, agglutinate, terrace deposits,	Tephra from Nasu volcano[e]	Pumice etc.	Pumice (Qhpt)
Source of the slid materials		Nantai volcano	Towada Volcano	Higashi-Izu monogenetic volcanoes	Ontake Volcano	Nasu Volcano	?	Tandikat Volcano[j]
Sliding surface depth (m)		3~5 m[a]	<3 m[b], 1~2.5 m[c]	2~6 m[d]	5 m~ 200 m (Ontake)[j]	3~9 m[e]	50~70 m (Las Colinas)[f]	3.5~5.5 m[i]
Slope-parallel bedding		○	○	○	○	○	○	○
Undercut		Unknown	Unknown	○	○	○	○	Mostly
Fatality		8	33	7	29	13	844[g]	600?
Reference		a: Morimoto (1951); b:Inoue et al. (1970); c: Yoshida and Chigira (2012); d: Chigira (1982); e:Chigira et al. (2012); f: Crosta et al. (2005); g: Jibson et al. (2004); h) Evans and Bent (2004); i: Nakano et al. (2013); j: Hirano et al. (1985); k: Tanaka (1985); l: Suzuki (1993); m: Chigira (unpublished data)						

それは，崩壊が比較的緩傾斜の斜面ですべりから始まり,流動に移り変わったこと（図 2），そして，それらのすべり面が風化した火山灰あるいは軽石の層に形成されたことである.以上の火砕物の崩壊で，すべり面近傍の火山灰や軽石の鉱物分析がなされているものでは（今市,十勝沖,伊豆大島近海,長野県西部、パダン地震），いずれもハロイサイトが形成されていた.風化してハロイサイトに富むようになった火砕物の動力学的性質は必ずしも明らかになっていないが，従来の地震による斜面崩壊発生の経験は，これが何らかの特殊な性質を持っていることを暗示している.

上述のことから，次のような斜面が要注意斜面としてあげられる．１）降下火砕堆積物からなる傾斜 10°～35° の斜面，２）風化が進んでハロイサイトが生成している地層が存在する斜面，３）おそらく斜面下部を切り取られた構造. 斜面傾斜 35° はほぼ降下火砕物の安息角に近いので，これよりも急傾斜の斜面には，すべる物質がないと言える．すべり面となる層が特定できる場合には，その層の強度を評価して，降下火砕物の厚さの分布を火山層序学的に求め，無限長斜面の安定解析によっておよその安全率分布を求めることができるが，土の強度の先行降雨依存や地震動特性の適切な評価がむずかしいという問題がある.

４．先行降雨

崩壊発生の先行降雨を発生前10日間,発生前30日間,発生前 60 日間について図 3 に示す. この図に示されるように，発生前 10 日間降雨は，十勝沖地震と長野県西部地震とで多く，今市，伊豆大島近海，東北地方太平洋沖の各地震で少ない．また，発生前 20 日間降雨は，今市と東北地方太平洋沖の両地震では他の地震と比べて同様に少なかったが，発生前 30 日間降雨は，東北地方太平洋沖地震時が他の地震時と比べて半分以下と圧倒的に少なかったことがわかる．崩壊地と同様の降下火砕物は広く分布しているにもかかわらず、崩壊の数が少なかったのは、先行降雨が少なかったためである可能性がある。パダン地震時の降雨データはないが、地震が発生したのは豪雨時であった。

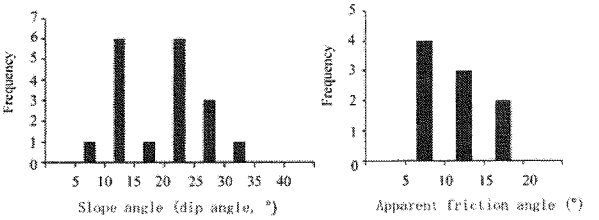


図 2　降下火砕物崩壊のすべり面の傾斜と見かけの摩擦角。関東、十勝沖、伊豆大島、長野県西部、東北地方太平洋沖の各地震による。

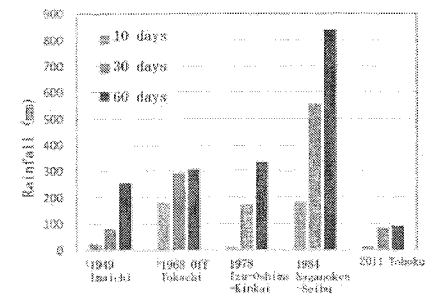


図 3　降下火砕物の崩壊を発生した地震の先行降雨（崩壊地近傍の AMEDAS データ）

64. 中生代の堆積岩山地における非対称斜面の変動様式

-飛騨山脈南部, 蝶ヶ岳-長塀山における調査事例-

Movement of asymmetrical slope in the Mesozoic sedimentary rock mountains

- The Case Study in Hida southern Nagakabeyama & Chogatake -

○清水勇介・小坂英輝・稲垣秀輝・大野博之（株式会社環境地質）

Yusuke Shimizu, Hideki Kosaka, Hideki Inagaki, Hiroyuki Ohno

1. はじめに

初生地すべり前の斜面変動を理解するには，その変位が微小であることが多いため，詳細な観察（事例研究）を必要とする。筆者らは，初生地すべり前における変動様式を受け盤斜面と流れ盤斜面で明らかにするために，斜面変動地を分類し，露頭を精査した。

2. 斜面変動地の分類

図1は，空中写真判読と現地踏査に基づき斜面変動の要素（崖，線状凹地，緩斜面，湾曲した水系，滑落崖）を抽出し，佐藤・苅谷（2005）[1]の斜面変動の分類基準を参考に斜面変動地をⅠ、Ⅱ、Ⅲに分類したものである。Ⅰは地すべり地で，末端まで斜面変動地の輪郭が囲まれ，頭部および末端に緩斜面が形成されている。Ⅱは末端まで斜面変動地の輪郭が囲まれるが，緩斜面が狭く，特に末端部に緩斜面が形成されず岩盤から構成されると推定される尾根地形が残されたもの，Ⅲは斜面変動地の輪郭が囲めないものである。ⅡとⅢは，すべりが移動体底面全体に達していない，初生地すべり前の状態にあると推定される。

3. 地質構造

黒沢，長塀沢，徳沢，悪沢には主に砂岩・泥岩互層が露出する。層理面の走向はNNE-SSWで，長塀山～長塀ノ頭に至る主稜線と並走する。その傾斜は，高角度（約60° NW）と中角度（40～45° NW）の2系統ある。高角度の構造は中角度のそれへ収斂し（図2-a），連続性は中角度の構造で良い。よって，斜面は主稜線を挟んで東側は受け盤斜面，西側は流れ盤斜面であり，非対称性をもつ。

4. 斜面変動

斜面変動地Ⅲの変動様式の違いを受け盤斜面と流れ盤斜面で比較するために，露頭条件の良い地域を精査した（図1の露頭；■印）。

①受け盤斜面（徳沢と悪沢との合流部付近）：悪沢の両岸の凸状尾根地形には，砂岩・泥岩互層の走向方向と平行なリニアメントが発達し，頭部に遷緩点と崖が判読される。悪沢の河床には滝が連続し，中角度（42° ）の層理面をもつ層状の泥岩優勢層の同斜構造がみられる。凸状尾根の斜面（分類Ⅲ）に認められる泥岩優勢層の層理面は，その同斜構造より5° 程度低角度であり，脆性破壊としては層理面沿いに開口割れ目がみられる程度で（図1-aのLoc. 1），一部層理面沿いに無構造な角礫状破砕部が認められる（図2-b）。凸状尾根地形内にリニアメントが発達すること，斜面の岩盤の層理面が河床のそれより低角度で，脆性破壊を伴うことから，変動様式はトップリングとみられる（図2-d）。層理面と平行なリニアメントは，露頭で認められるような開口割れ目や角礫状の破砕が表現された山向き低崖群の可能性が高い。

②流れ盤斜面（長塀沢）：長塀沢右岸の凸状尾根地形（分類Ⅲ）には，複数の線状凹地と湾曲した水系が認められる。この凸状尾根地形を切る大露頭には，図2-cに示す，階段状の破断面が複数認められる。階段状の破断面は，中角度の層理面を連結するように発達し，層理面沿いでは砂混じり粘土状の，連結部では角礫状の破砕を伴う。いずれも未固結状で無構造である。同様の破断面群は，図1-Loc. 2にも認められる。層理面の傾斜角（42° ）は斜面・河床勾配より急で，図2-cを含む大露頭の下部には開口割れ目や破砕を伴わない未風化の砂岩優勢泥岩互層が分布する。このような地形の特徴，破砕の性状，未風化岩盤の分布からみて，階段状の破断面群は河床より上方に形成されたものであり，重力性の斜面変動に伴い生じたものと推定される（図2-d）。

5. まとめ

本地域の初生地すべり前の斜面変動は，受け盤斜面でトップリング，流れ盤斜面で階段状の破断面群の形成で特徴づけられる。いずれも主な破断面は層理面に沿っており，斜面変動初期に形成される破断面を理解するには地質構造に沿った微小変化を見ることが重要であろう。

謝辞：日本学術振興会科学研究費（24300321）を一部使用しました。本地域の地形・地質に関して，ご指導頂いた苅谷愛彦専修大学教授に感謝します。

引用文献

1）佐藤　剛・苅谷愛彦（2005）：「北部飛騨山脈の地形学図（1：25,000）」の作成とそれを用いた地すべり地形の解説．地図，Vol. 52, pp. 1-12.

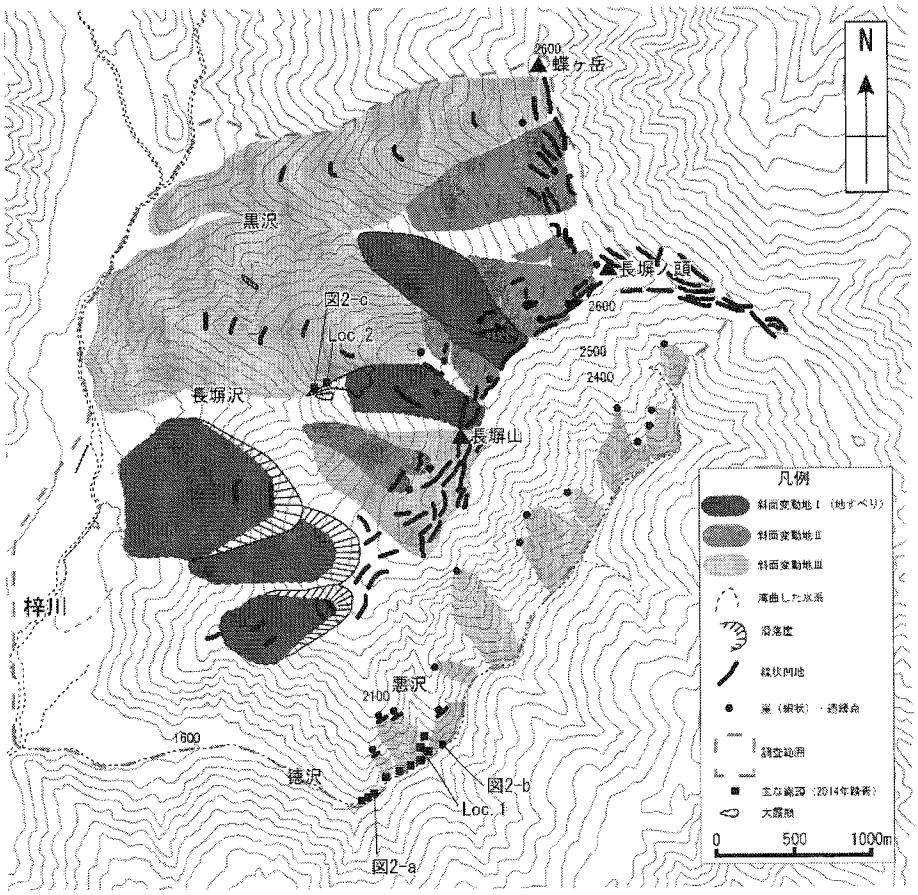


図1　斜面変動地の分類図

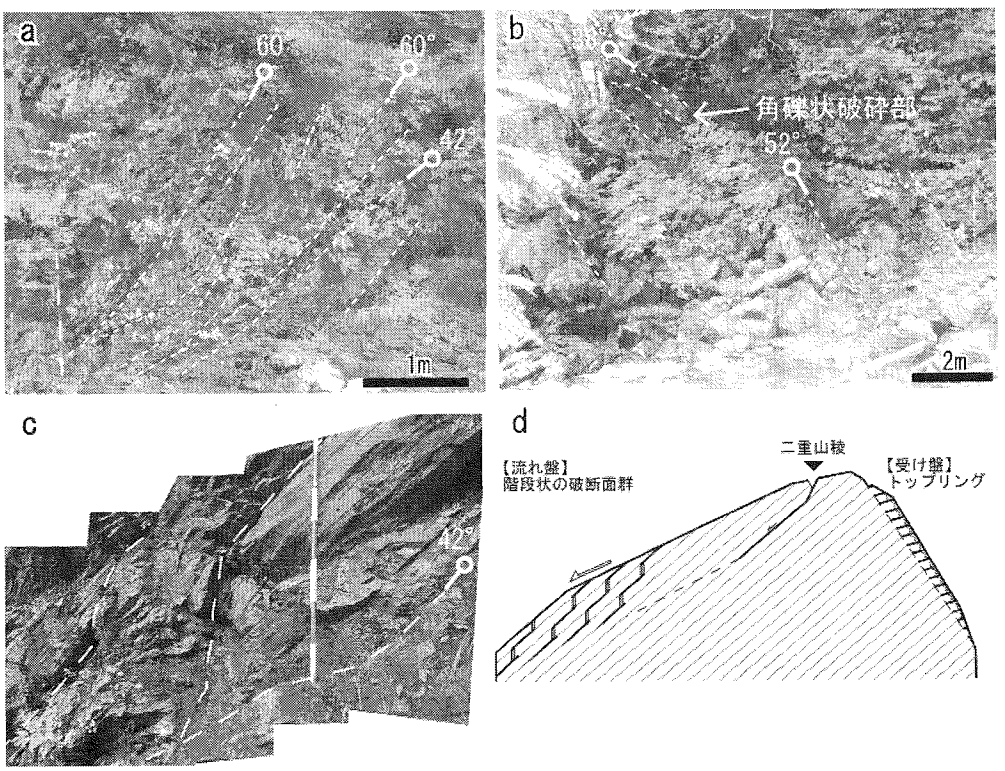


図2　露頭写真(a,b,c)と初生地すべり前における斜面変動様式を示す模式図（d）

65. 巨大地すべりによる松本盆地と甲府盆地の形成

Origin of the Matsumoto and Kofu basins from view point of mega-landslides.

○長谷川修一・野々村敦子（香川大学）
Shuichi Hasegawa, Atsuko Nonomura (Kagawa University)

1. はじめに

糸魚川-静岡構造線は，日本列島のほぼ中央部に位置する東北日本と西南日本を分ける大断層で，日本海沿岸の糸魚川から姫川の谷を経て松本盆地に至り，さらに諏訪盆地，釜無川を経て富士川の西に沿って静岡に至る．糸魚川-静岡構造線に沿っては，北から白馬，松本，諏訪，甲府の山間盆地が形成されている．

地質境界としての糸魚川－静岡構造線に沿って，全長140～150kmの糸魚川－静岡構造線活断層系が形成されている（下川ほか，1995；地震調査研究推進本部，1996）．白馬盆地の北側には，白馬盆地から糸魚川に向かって北流する姫川渓谷に沿って糸魚川－静岡構造線が通るが，この区間では活断層は報告されていない．また，甲府盆地の南側では，富士川が赤石山脈と御坂山地の間を南に流下するが，甲府盆地の出口の禹之瀬から下流部の山梨・静岡県境までは，渓谷となっている．この区間では，富士川の西側の山地内を糸魚川-静岡構造線が通るとされるが，連続性のよい活断層は報告されていない．このため，糸魚川－静岡構造線活断層系は，長野県小谷村付近から南は山梨県櫛形市付近までの区間とされ，「北部」（白馬・松本盆地），「中部」（諏訪盆地）及び「南部」（甲府盆地）の3つの断層帯に区分されている（地震調査研究推進本部，1996）．

白馬，松本，諏訪，甲府の各盆地には第四紀堆積物が厚く堆積しており，これらは一般に構造性の盆地と考えられている．本報告では，ASTER G-DEMを用いて勾配，地上開度および地下開度を算定し，これらを合成して作成した赤色立体図と予察的な現地調査結果に基づき，白馬盆地と松本盆地および甲府盆地の成因を古姫川および古富士川をせき止めた巨大地すべりの視点から検討する．

2．松本盆地と白馬盆地

2.1 松本盆地と白馬盆地の概要

松本盆地は，南北方向が約 50km，東西方向が最大10kmの南北に細長い山間盆地である．松本盆地を構成する堆積物は 300m～400m に達し，その形成は梨ノ木礫層の堆積の始まる約 80 万年前とされるが（竹下ほか，2007），大嶺累層および塩嶺累層の堆積から更新世前期には今の松本盆地周辺には水域が広がっていたと推定されている（松本盆地団体研究グループ，1977）．

糸魚川－静岡構造線活断層系は，松本盆地の東縁部を走り，左横ずれ断層と推定されている（地震調査研究推進本部，1996）．地質境界としての糸魚川－静岡構造線は，姫川渓谷では姫川断層等に対比されているが，活断層を示す変動地形を伴っていないので，活断層としての糸魚川－静岡構造線は北小谷付近までと考えられている．一方，松本盆地の西縁には明瞭な活断層は分布していないが，飛騨山脈と東縁の前山との境界には，断層が推定されている（下川ほか，1995）．

白馬盆地は，現在の姫川の最上流域に当たり，北側の北城盆地と南側の神城盆地から構成される．姫川の最上流部は，約３万年前の佐野坂泥流によってせき止められた結果，青木湖が形成されている（多ほか，2000）．青木湖から木崎湖までの区間では，小熊山がある南北方向の仁科山地が東に張り出し，糸魚川－静岡構造線の東側の山地と接している．この区間が北に流下する姫川と南に流下する高瀬川の分水嶺となっている．

2.2 仁科山地巨大移動岩体仮説

神城盆地，青木湖，木崎湖の西側にある仁科山地は，飛騨山脈の前山に相当し，白亜紀後期から古代三紀の花崗岩，流紋岩から構成される（植木・原山，2012）．仁科山地の花崗岩類は一般に割れ目が発達し，谷底に分布する花崗岩でも，割れ目が発達し，また風化が進行している．このため，仁科山地は，巨大な移動岩体の可能性があり，天狗岳の東側で仁科山地が分離して，東側に滑動したことによって，白馬盆地が松本盆地から分離したと推定される．糸魚川―静岡構造線活断層系ストリップマップに掲載されたボーリングによる基盤岩の標高を見ると，松本市で約 500m，豊科町で約 450m，大町で約 450m，白馬村で約 420m と，北に向かって低くなっている．これは，仁科山地の巨大地すべりが発生する前には、松本盆地と白馬盆地が連続していた可能性を示している．

2.3 松本盆地の起源としての姫川渓谷のせき止め

松本盆地と白馬盆地の基盤岩の深度分布は，松本盆地は糸魚川―静岡構造線に沿って北に流下していた古姫川の上流域であった可能性を示している．従って，松本盆地は古姫川が現在の姫川渓谷付近で大規模にせき止められて形成された可能性がある．

もし，松本盆地の形成の始まりが約 80 万年前だとすると，この時期は白馬大池火山の活動の始まりとほぼ一致する（及川ほか，2001）．従って，白馬大池火山からの火山噴出物が古姫川をせき止めて松本盆地が形成された可能性が考えられる．ただし，現在の姫川渓谷には白馬大池火山の噴出物に覆われた来馬層群，蛇紋岩等が分布し（竹内ほか，2010），大規模地すべり等

の地質素因となっている（佐々木，2001）．これは，白馬大池火山の噴火以前には超巨大な山体の移動によって古姫川がせき止められて，松本盆地の元となった湖が形成された可能性を示している．

3．甲府盆地

3.1　甲府盆地の概要

甲府盆地は，東西約 25km，南北約 15km の三角形をした盆地で，北及び北東側を関東山地に，南側を御坂山地に，西側を赤石山脈の前山である巨摩山脈に囲まれている．盆地の南縁と西縁には活断層が報告されており（下川ほか，1995），その断層面は断層露頭から山側に低角度で傾斜すると推定されて（平川ほか，1989：桂田ほか，1996），甲府盆地はこれらの断層の活動によって形成された構造盆地と考えられている．

地震探査及び重力探査から甲府盆地の基盤面は南西方向に傾斜し，盆地の南西部で最も深い（堆積層が厚い）と推定されている（地震調査研究推進本部，1996）．海野（1991）によると，甲府盆地の地下地質は，上位から上部礫層，韮崎岩屑流，中部礫層，黒富士火砕流，下部礫層，石和礫岩層，水ヶ森火山岩，太良ヶ峠火山岩，甲府深成岩類により構成されている．そして水ヶ森火山岩からが 1.7Ma および 2.4Ma の年代が報告されている（三村，1994）．すなわち，甲府盆地の形成は更新世前期までさかのぼる．

3.2　甲府盆地東縁と南縁の巨大移動岩体

ASTER G-DEM を用いて作成した赤色立体地図から，甲府盆地西縁と南縁には巨大移動（地すべり）岩体が分布していると推定される．そして，富士川が甲府盆地から出る出口は，巨大な２つの地すべりによって閉塞されたと推定される．すなわち，富士川左岸と身延線鰍沢口駅－岩間駅にはさまれた丘陵が西側に滑動し，富士川右岸の八町山東側の山体が東側に滑動して，古富士川をせき止めていると推定される．

なお，甲府盆地西縁市之瀬断層群西側の巨大地すべりは，清水ほか（2001）によって図示されている．また，曽根丘陵断層群の背後にも巨大移動岩体が推定され，桂田ほか（1996）の報告した低角度衝上断層は巨大移動岩体（巨大地すべり）のすべり面の可能性がある．市之瀬断層群と曽根丘陵断層群は，巨大地すべりの観点から再検討する必要がある．

4．まとめと今後の課題

これまで，糸魚川－静岡構造線活断層系で活断層が分布しないとされた姫川渓谷と富士川渓谷は，巨大移動岩体群によって埋積されている可能性がある．これらの移動岩体は規模が大きいことまた地すべり地形が開析されているためこれまでほとんど認定されていない．またこれらの巨大地すべりによる古姫川と古富士川のせき止めによって松本盆地と甲府盆地が形成された可能性がある．このような巨大地すべりの形成は，糸魚川－静岡構造線活断層系がそれらの地下に伏在すると考えると理解しやすい．さらに，巨大地すべりの滑動による低角度断層や変動地形を除外すれば，糸魚川－静岡構造線活断層系は全体として左横ずれ活断層系として再評価できるかもしれない．また姫川渓谷と富士川渓谷の土砂災害の素因についても，断層運動だけでなく，地すべりによる破砕の視点も必要であろう．

文献

1) 平川一臣・神沢公男・浅川一郎（1989）：巨摩山地北東縁・下円井の活断層露頭．活断層研究，Vol. 6, 43-46.
2) 地震調査研究推進本部（1996）：糸魚川－静岡構造線活断層系の調査結果と評価について．10p.
3) 桂田保・内藤範治・輿水達司・大村昭三・渡辺拓美（1996）：甲府盆地南縁で発見された低角衝上断層．地質学雑誌，Vol.102, 57 −56.
4) 松本盆地団体研究グループ（1977）：松本盆地の第四紀地質：松本盆地の形成過程に関する研究(3). 地質学論集, No.14, 93-102.
5) 三村弘二（1994）：黒富士火山と甲府盆地北方に分布する火山岩類の火山活動と K-Ar 年代．岩鉱 89, 15-20.
6) 及川輝樹・原山智・梅田浩司（2001）：白馬大池火山の K-Ar 年代．火山 46(1), 21-25.
7) 多里英・公文富士夫・小林舞子・酒井潤一（2000）：長野県北西部,青木湖の成因と周辺の最上部第四紀層．第四紀研究，Vol. 39. No. 1, 1-13.
8) 佐々木慶三・中村真也・周亜明・宜保清一(2001)：姫川メランジェの大規模地すべりの発生機構についての検討．地すべり，Vol. 37, No.4, 24-32.
9) 下川浩一・水野清秀・井村隆介・奥村晃史・杉山雄一・山崎晴雄（1995）：糸魚川-静岡構造線活断層系ストリップマップ，地質調査所.
10) 清水文健・桧垣大助・八木浩司・井口隆・大八木規夫 (2001)：地すべり地形分類図「甲府」，防災科学研究所資料第 211 号.
11) 竹下欣宏・三宅康幸・酒井潤一（2007）：中部日本，古期御岳火山起源の中期更新世テフラと松本盆地南縁部のテフラとの対比．第四紀研究, Vol. 46, No. 2, 131-146.
12) 竹内誠・竹之内耕・中澤努（2010）：糸魚川ジオパークの地質巡り．地質学雑誌, vol. 116, s124-s142.
13) 植木忠正・原山智(2012)：北アルプス，仁科山地における白亜紀後期の高温で水に乏しい珪長質火成活動，地質学雑誌, Vol. 118 No. 4, 207-219.
14) 海野芳聖（1991）：山梨県甲府盆地の埋積過程-地下地質からみた更新世以後の特徴-．地団研専報，vol.38, 19-25.

66. 京都盆地周辺における歴史時代の斜面堆積物の分布と層序

Stratigraphy and spatial distribution of historical landslides deposits around Kyoto basin

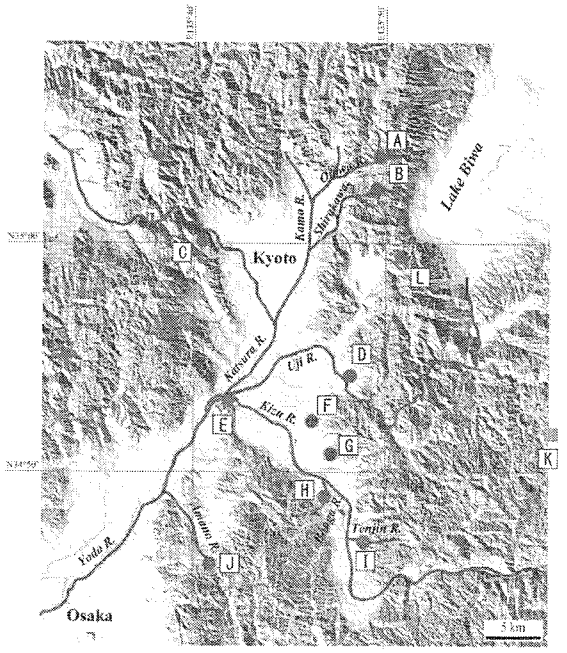
○釜井俊孝（京都大学・防災研究所）
Toshitaka Kamai

1. はじめに

山地における土砂生産量が歴史的に変化していることは，山地内部の斜面堆積物の空間的時間的分布に粗密がある事からも推定できることである．しかし，堆積物の年代資料を得られる機会が限られていることから，空間的に土砂生産の変遷を歴史的に追跡することは難しかった．その結果，河川の上流（山地）における土砂生産量の変化が，中下流域の環境に及ぼした影響について，堆積物の年代資料に基づく具体的な議論はほとんど行われていない．

しかし，近年では，直下地震や極端気象の増加に対応して，土砂環境を流域一体として捉え，過去のイベントを編纂する必要性が増している．また，近年の AMS 放射性炭素年代測定法の普及と測定の低価格化によって，多数の年代資料を得やすい研究環境も整備されてきた．ここでは，そうした土砂生産量の歴史的変遷について，環境変化の重要な要因である人間活動との関係から検討を試みたので報告する．

2. 年代測定試料の採取地点



図－1 採取地点の分布

図 1 は，京都盆地周辺における年代測定試料の採取地点を示している．A，B，C，L 地点では，主に斜面堆積物，D，E 地点では遺跡に分布する洪水堆積物を採取した．F，G 地点では，遺跡を埋積する扇状地堆積物を，H，I，J 地点では天井川堆積物を採取した．これらのうち，今回は山地内部の斜面堆積物について述べる．

3. 埋没黒色土層

A 地区で発見された 7 世紀終りから 9 世紀後半の遺跡の周囲では，歴史時代の崩壊堆積物が広く分布する．写真－1 は，そうした崩壊堆積物が，厚さ約 20cm の黒色土層（旧表土）とマサを覆っている．したがって，この黒色土層の年代（A.D.990-1049 年）は，その直後に崩壊堆積物が堆積した年代，すなわち，斜面崩壊が発生した年代を示すと考えられる．

さらに，この黒色土層は，山地に通常見られる表土にしては厚く色も濃い（つまり炭化物が多い）ことから，その形成には，山焼きや居住等の人間生活が深く関わっていると考えられる．すなわち，この黒色土層を埋没させた崩壊の発生そのものにも，人間による山地環境の破壊の影響が及んでいる疑いがあると言える．

黒色土層の上端と下端の年代を測定したところ，約 100 年～270 年の違いがあった．両端の距離を年代の差で割り，黒色土の平均的な形成速度を求めると，約 0.74～2mm/年と計算された．これまで，人為的に形成された黒色土層の形成速度は，ほとんど知られていない．したがって，今回の白川上流域の事例は，そうした議論に定点を与えるという意味がある．



写真－1 採取地点の分布

4. 斜面堆積物の層序

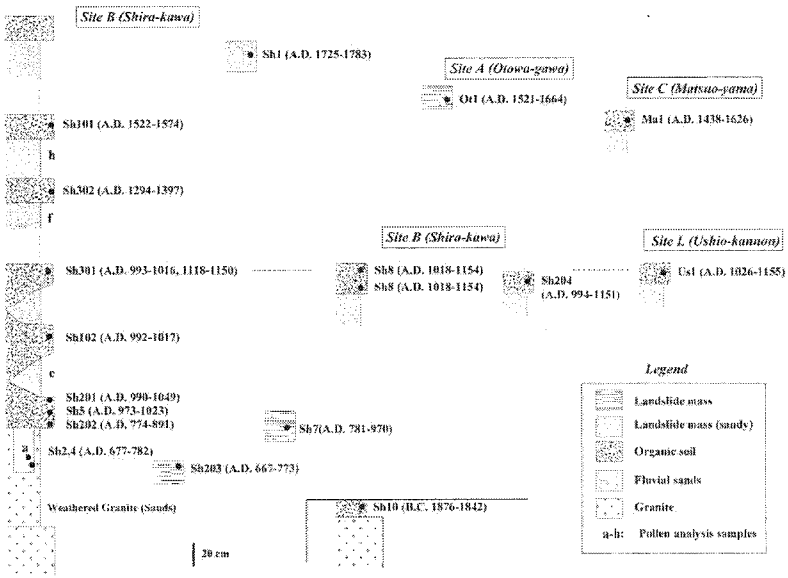
図—2 に，白川上流部，音羽川上流部，松尾山（京都盆地西側），山科で発見された，歴史時代の黒色土層，斜面堆積物の層序を示す．図－3 には，年代値，遺跡の年代，主な地震や歴史上の出来事をまとめて示した．年代値の幅は 2σ である．ⅠからⅥは，斜面堆積物の層序関係から推定した崩壊イベントを示している．

空間的に最も広く分布するイベントは，京都東山から山科にかけて分布する 12 世紀後半のイベントである．白川上流域を含む東山一帯では，1185 年元歴地震による災害が知られている．鴨長明の方丈記に，「土さけて水湧きあがり，巌割れて谷にまろび入り」と表現された地震である．

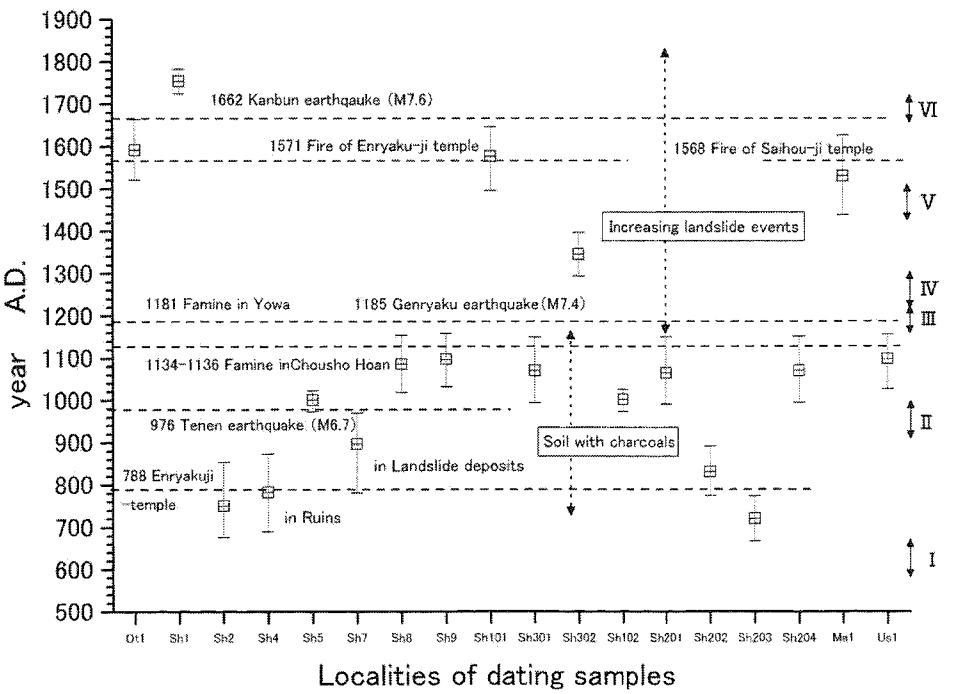
この 12 世紀の埋没黒色土層以後に形成された埋没黒色土層は 4 層準に及ぶ．一方でそれ以前に形成された黒色土は，2 層準に過ぎない．こうした変化は，1185 年元歴地震以降，崩壊が頻発化した事を意味する可能性が高い．現代においても，強震動を受けた山地斜面が脆弱化し，地震後、長期間にわたって不安定化することが知られている．今回の結果は，そうした現象が過去にも頻繁に発生したことを示唆している．

5. おわりに

今回，1185 年元暦地震に対応すると思われる斜面堆積物を確認した．この堆積物は白川から山科まで分布しており，文献資料の記述と一致する．逆に，調査地域では，1596 年慶長伏見地震や 1662 年寛文地震の堆積物をほとんど発見できなかった．このことは，堆積物が残るような顕著な崩壊の分布は，大規模直下地震の感震器と考えられる事を示している．したがって，斜面堆積物の時間的・空間的分布調査は，古地震の実態解明の有力な手がかりになり得ると考えられる．



図－２　斜面堆積物の層序



図－３　斜面堆積物の年代測定値一覧

67. 崩壊地形が隠した丘陵・平野の境界

Hidden boundary of alluvial margin by thick colluvium

○高木俊男（復建調査設計）
Toshio Takagi

1. はじめに

橋梁等の基礎検討において，工学的および耐震基盤の深度や分布は重要な検討要素である．検討の上で，直接情報の得られるボーリング調査は不可欠であるが，それを補完するのに一般に地形情報が用いられる．しかし，直接見ることのできない軟弱地盤下の支持基盤傾斜や埋没谷の存在なども知られていて，注意が喚起されている[1)など]．一方，丘陵部は，地形なりに比較的浅部に基礎地盤となる岩盤が出現すると予想される箇所であり，地すべりや強風化部，破砕帯などの厚さが課題となることがあるが，一般に問題となること少ない．

今回は，橋梁基礎調査において丘陵裾部に厚い崖錐と沖積層が分布することが判明した事例について報告する．地形上，丘陵に判断される位置であり，こうした状況が判断しにくいケースと考えられる．河川の攻撃斜面で沖積層堆積過程における斜面崩壊が関与したケースであり，今後の調査・設計検討において留意すべき事象として報告する．

2. 調査地の地形・地質

調査位置は三陸沿岸北部であり，東に延びる幅の狭い丘陵とこの間の沖積面が分布する．沖積面の幅はわずか 160m 程度であり，流域面積の狭い小河川が 2 本尾根間の谷へ合流して，沖積層を形成したと思われる．起点側および終点側の丘陵斜面には崩壊地形があり，終点側はゆるい谷地形を成している．

丘陵と沖積層下には中生代白亜紀の砂岩層が分布する．砂岩層は細粒砂岩主体で泥岩層を狭在する．沖積層は細粒砂質の粘土と砂，礫よりなる．礫中にはチャートや花崗岩などが分布し，流域外の地質であるため，周辺の段丘堆積物からの２次的な供給と考えられる．問題となるような断層破砕帯や大規模な地すべりは分布しない．

調査地では，両丘陵間に三陸沿岸道の IC 橋および県道よりのランプ橋が計画されている．概略設計時にボーリング調査が実施され，この計画を基に追加ボーリングと橋梁詳細設計を実施した．沖積面が狭く，緩い傾斜があることから沖積層下の工学的基盤の傾斜やなどが想定された．起点側の崩壊地形は，上部滑落面に露岩が見られ，崩壊地形両側に尾根が張り出し付近に露岩が見られる．

3. 調査計画

計画区間における IC 橋概略設計時にボーリング調査が実施されていて，地形から見て概ね矛盾のない地質断面が想定されていた．これを基に各構造物毎の追加調査を行い IC 橋詳細設計を実施することとした．計画橋梁は流域の狭く短い河川によって形成された沖積平野に位置し，基盤の傾斜や丘陵・沖積平野にまたがる橋脚位置もあるため，6 径間 5 橋脚案をベースに 11 本のボーリングを計画した．復興路線のため施工時期が迫っている道路であり，調査責任者が現地にて柱状図整理を実施して設計担当に随時送付し，双方の協力で断面図作成を実施して調査を進めた．また，この区間に計画中の県道に接続する ON ランプ，OFF ランプの橋梁設計も同時に実施し，ON, OFF 各ランプ橋台計画位置にておいて 4 本のボーリングを計画した．

4. 調査結果

4.1 調査区間に出現する地質

調査区間には，白亜紀の砂岩および泥岩が分布する．N 値は 50 以上を示し，橋梁基礎の支持基盤として適している．終点側丘陵部では，3～4m 程度の厚さで風化砂岩が出現する．N 値は 30 未満の場合が多く，支持基盤として不適である．調査地中央に A 川があり，沖積層はこの付近で層厚 11～12m ある．基底付近に花崗岩やチャートの玉石を主体とする礫が分布し，砂質粘土を主体とする粘土層が分布する．沖積層中部および下部に局所的に礫層及び砂層が分布する．起点側斜面下部には今回調査で最大約 6m の厚い崖錐層が分布することが判明した．また，丘陵下部にもかかわらず，この崖錐の下に厚い沖積粘土層が分布することも今回調査で判明した．

4.2 設計上問題となる地質分布

(1)終点側の基盤層の傾斜

各橋脚箇所のほとんどで横断方向に基盤の傾斜が見られた．場所によっては，上流側が深く掘削される逆勾配箇所も分布することが判明した．特に問題となったのが，一番終点側の P5 橋脚箇所である．支持基盤深度が CL 付近では GL-3m 程度なのに対し，R 側 10m で GL-5.5m であり， R 側（河川下流側）に急に深くなっていることが判明した．

(2)起点側橋台と P1 橋台箇所の深い深度の支持層出現

起点側のボーリング調査は，中央 P2 橋脚付近から

P1 橋脚，A1 橋台へと調査を進めた．P1 橋脚箇所の調査時に，支持基盤である砂岩層の出現深度が GL-11m 付近であり，当初の想定深度である GL-6～7m よりも深いことが判明した．また，丘陵に位置する A1 橋台付金では BV-2 で 4.5m の崖錐下に 7m の厚さの沖積粘土層が分布することが判明した．山側の BV-1 では，6m の崖錐の下に支持基盤の砂岩層が分布することが判明した．当初計画位置での直接基礎での A1 橋台計画は見直しが必要と思われ，山側に追加ボーリングを行って基盤深度を把握し，IC 橋設計の見直しをすることとした．基盤は追加ボーリング箇所から BV-1 にかけて急傾斜で落ち込んでいることが判明した．

(3)設計側の対応

①起点側の支持基盤の深い箇所での出現

A1 橋台位置を山側に移動し，橋長を長くして IC 橋全体を見直すこととした．P1 橋脚箇所では，杭基礎が十分に支持基盤に根入れできる形状で橋脚設計を実施した．

②終点側の基盤の傾斜

P5 橋脚では R 側の支持基盤深度で直接基礎にて基礎形状を設計した．P2～P4 の基盤の傾斜がある箇所では支持基盤の深い方にあわせて杭基礎の設計を実施した．

5.考察

5.1 丘陵下部の沖積粘土層の出現について

沖積面中央の A 川から起点側丘陵にかけての沖積層基底深度はほぼ水平に近く，丘陵下部で砂岩層と沖積層の境界が急傾斜で立ち上がっていることと，厚い崖錐が斜面下部にあり，沖積層を覆っていることから，かつて基底立ち上がり箇所付近に A 川の攻撃斜面があり，斜面上に小規模な地すべりが有ったことが想定される．

地すべり末端が洪水時などに洗掘されて崩壊が起こり，崩壊土砂が丘陵裾野を沖積層側に広げるとともに A 川を埋積して川筋を中央側に移動させたと思われる．その後，A 川は崩積土砂を洗掘することなく沖積層の埋積が完了し，現在に至ったと思われる．こうした箇所の支持基盤を地形判読からのみで想定することは困難であると思われ，類似した地形条件では注意が必要と思われる．

5.2 終点側の支持基盤の傾斜について

P5 橋台付近は，丘陵から沖積面に位置する箇所であり，当初から支持基盤の傾斜は想定されたが，BV-10 付近は沢の出口に位置し，低海水準期に沢による基盤掘削が有った可能性がある．また，A 川自体が流域の狭い小河川であり，エネルギーが小さいため洗掘が沖積基底全面に十分でなく，凸凹を残したまま 埋積が進んだ可能性が高い．三重県紀北町において基盤傾斜を確認できず基礎杭深度が側方で基盤に届いて無くて橋台沈下を起こした事例 [1]もリアス式海岸の沿岸域で，山地が沿岸部まで迫っている狭い沖積平野での事例であり，類似した地形で条件では注意が必要と思われる．

5.3 類似した地形での調査計画時の提案

大規模な橋梁計画で，基盤の傾斜が想定される場合や，斜面の上部に崩壊地形がある場合についての対応を提案する．

上記のような地形条件の場合はボーリングについては，基礎中央よりも沖積面で河川の上流側下流側に位置するようボーリング位置を計画することが望ましい．また，ボーリングに加えて微動アレーやチェーンアレー探査等の物理探査を併用することで基盤形状の異常や斜面裾部での基盤深度を確認可能となる．物理探査の場合は，ボーリング実施前に行うことでその後の対応を早期に決定できる．

6. まとめ

三陸沿岸における橋梁設計時の地質調査において支持基盤の分布が想定しにくい事例について報告した．1 つは丘陵に近い箇所での沖積層基底の傾斜であり，もう一つは丘陵下部に厚い沖積粘土が分布する事例である．要注意となる地形地質条件は以下である．

- リアス式海岸の沿岸域で，山地が沿岸部まで迫っている狭い沖積平野
- 丘陵境界に近い沖積層基底
- 斜面上部に崩壊地形がある
- 沢地形の出口にある沖積層基底

上記のような箇所での大規模な橋梁設計等の場合，支持基盤傾斜を想定した複数のボーリング調査や物位探査とボーリング調査を併用した支持基盤形状の想定を当初から実施することが望ましい．

文献

1) 奥野慶四郎（2014）想定外の地質構造で橋台が沈下-急傾斜した支持層に基礎杭が届かず-，日経コンストラクション， No.2014.4.28，pp.26-29.

68. 平成25年10月伊豆大島土砂災害の表層崩壊の発生機構と災害廃棄物

Mechanism of the surface failure and the disaster waste on October, 2013 in Izu-Oshima

○稲垣秀輝(株式会社環境地質)
Hideki Inagaki

1. はじめに

平成25年10月15日から16日にかけて発生した伊豆大島豪雨災害は，火山地域特有の地形・地質に基づく表層崩壊であった．1338年の元町溶岩が幅の広い表層崩壊を発生しやすい地質構造の素地を作ったと考えられる．今回発生した斜面崩壊は，表層のゆるい火山砂が下位の不透水層のレスの上面に水みちを作りながら滑り出したもので，表層崩壊をきっかけとした土石流は流木を多く含み被害を大きくした．このような流木の多い今回の豪雨災害で発生した災害廃棄物の特徴とその処理方法や今後の課題についてまとめる．

2. 土砂災害の概要

土砂災害の概要については，図2.1に示した．表層崩壊が発生した箇所のほとんどが，山地の自然斜面であり，幅広いが，崩壊の深さは0.5～0.8m 程度の非常に浅いものが多い．崩壊発生位置は，斜面上方の遷急線の直下が多く，火山砂と流木からなる土砂流で下刻しながら，急斜面を下り，下方の緩斜面に至り，流木を巻き込んだ洪水流となる．

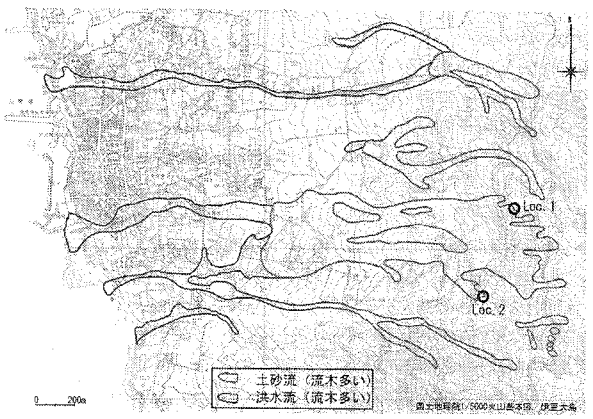


図 2.1 土砂災害の概要

3. 表層崩壊の発生メカニズム

表層崩壊の発生メカニズムがわかりやすい2つの崩壊箇所（図 2.1 の Loc.1 及び Loc.2）について，地質構造と表層崩壊の特徴を述べる．

Loc.1で発生した表層崩壊は地表下0.5～0.8m前後に分布する降下火山砂が崩壊しているのがわかる(図 3.1 左)．この降下火山砂は細～中粒であり，斜面に平行に堆積したもので，たいへん透水性がよく根茎についてもこの表層に集まっている．その下にはレスと呼ばれている[1]細粒分の多い地層が認められる．

このレスと呼ばれる地層も斜面に平行に堆積したものであるが，たいへん細かい浮遊じんが空中に滞留していたものが徐々に積もってできた地層でよく締っており，根茎の侵入が少なく難透水層となっている．したがって，表層崩壊の発生メカニズムは図 3.2 に示したように，火山地域特有の地形・地質構造にあり，次のようにまとめることができる．

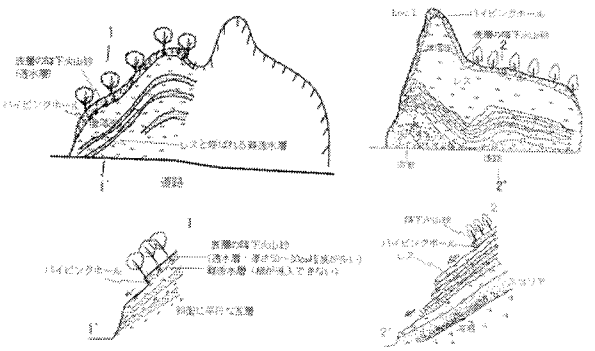


図3.1 Loc.1,2での表層崩壊発生状況

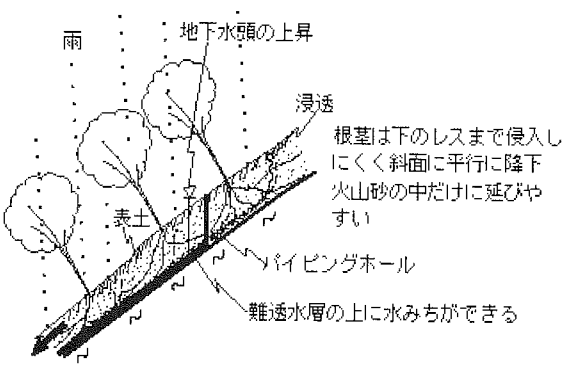


図3.2 表層崩壊の発生メカニズム

①素因：斜面表層に斜面と平行したゆるい降下火山砂が堆積しており，その直下に難透水層で植根の侵入を妨げるよく締ったレスが斜面に平行に分布している火山地域特有の地質構造を示す．

②誘因：時間雨量 100mm を越え，連続雨量約 800mm の豪雨．

③発生メカニズム：豪雨が表層のゆるい降下火山砂に多量に浸透し，過剰な間隙水圧が発生した表層の降下火山砂層内の下位の難透水層の上面に水みちを作りながら難透水層上面をすべり面として表層崩壊が発生した．この時，樹木の根系は，降下火山砂層内の緊縛効果は発揮するが，難透水層まで根が侵入していないことが多いので，根の杭効果はあまり期待できず，表

層の降下火山砂層が植生と一緒になって一体化して高速にすべり落ちることになる．このような表層崩壊は，「根系層崩壊」[2] とも呼ばれており，火山地域ではよく発生する表層崩壊である．図 3.3 には根系層崩壊の概念図を示した．火山地質特有の地盤が根系層崩壊を発生させた事例として，1998 年 8 月白河豪雨災害などがあり，ここではレスとよく似た性格をもつ弱溶結火砕流堆積物が分布していた．

もう 1 つの典型的な表層崩壊である Loc.2 を図 3.1 右に示した．この図からもわかるように，表層崩壊は表層の降下火山砂で Loc.1 と同様のメカニズムで発生している．ただし，ここでは最下端に 1338 年に流下した元町溶岩とスコリア層等がみとめられ，その上位に少なくとも 4 層のレスが認められる．これらのレスの間には，透水性の高い降下火山砂層が挟まっており，最上位より下位のこの挟み火山砂層でも部分的に表層崩壊を発生させているが，その発生範囲は小さい．また，Loc.2 の左側はガリーとなっている．このガリーは表層崩壊の後に多量の降水が続いたことを考えると後続流による浸食によってもたらせたもので，その形態から崩壊とは考え難い．Loc.2 のさらに下流の集水地形で認められるガリーが硬い溶岩の直上まで浸食していることも，この考え方を支持している．

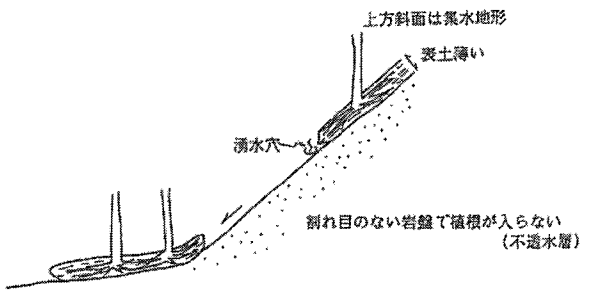


図3.3 根系層崩壊概念図[2]

4. 広域の表層崩壊の原因

今回の表層崩壊が，なぜここまで広範囲に発生したかを考えてみる．今回多くの犠牲者を出した神達地区を中心とした斜面は先に述べた 1338 年の元町溶岩流下部とほぼ一致している．しかし，今回の表層崩壊は元町溶岩の直上では発生していない．では，どうして表層崩壊箇所と元町溶岩流出箇所がほぼ一致しているのか．この元町溶岩が広範囲に表層崩壊を発生させやすい傾いた大きな土台を作ったからではないかと考えられる．

つまり，この溶岩がなければ谷の発達した通常の火山山麓斜面となり，幅の広い表層崩壊は起こりえない．先に表層崩壊の①素因を斜面に平行した難透水層と透水層の重なりと述べたが，この構造は通常開析された谷などで分断されるもので幅の狭い表層崩壊しか起らない．したがって，表層崩壊をこれ程大面積にした素因は元町溶岩が作った起状の少ない広い斜面にあったと考えられる．当然，これらの広い斜面全体は力学的にも水理的にも一度に動き出すことは少ないので，雨の降り方や地下水の集まり方からいくつかのブロックに分けて順次崩壊していくことになる．地震計の記録からも複数回の土石流が発生しているのもこのためと考えられる．

5. 災害廃棄物

現地災害調査を行った平成 25 年 11 月 9 日・10 日時点では，多量に発生した災害廃棄物をどのように処理していくか検討中の段階であり，人命救助を優先した土砂・流木処理や仮置きが行なわれていた．

平成 25 年 11 月 1 日に大島町によって発表された災害廃棄物量は約 11 万 t であった．その内訳は，表 5.1 のとおりであり，家屋等からの発生量が約 6000t，流木約 31000t，土砂約 71000t 等である．また，災害で出た関連土砂等については，砂防ダム等の土砂が約 15 万 t，港湾施設の土砂が約 6 万 t となっている．被災した住家が 203 軒，被災した非住家が 182 軒であった．これらの資料や現地調査結果を総合すると今回の災害廃棄物の特徴は，家屋等から出た廃棄物が少なく，土砂と流木がほとんどである．その中でも，流木の量が土砂量と比較しても多いのは，今回の崩壊が多くの立木を巻き込んだ林地での表層崩壊であったことにある．

発生土砂は，火山噴火の経験があり島内で処理可能であるが，流木・家財ゴミについては島内での処理能力（年間処理量は約 3300t）が不足しており東京都の支援による島外処分に頼ることになった．

表5.1 災害廃棄物等処理見込量[3]

項目	具体例	処理方法	処理見込量 (t)
廃畳・布団等	浸水被害等を受けた廃畳、布団など	島外処理	200
安定埋立品目	廃プラスチック、ガラス・陶磁器くず	島内処分	200
廃自動車・廃家電	家電製品(エアコン、テレビ、冷蔵庫、洗濯機、パソコン)、自動車、石油ストーブなど	島内業者等引取	400
金属	解体家屋からの金属製建具、家具等	島内業者引取	(50)※
建設混合廃棄物	上記に含まれない被災家屋廃材・廃家具などの可燃系の混合物	島外処理	4,400
コンクリートがら	コンクリート	島内利用	2,800
木くず	流木等(木質系の粗大ごみ(約200トン)を含む。)	島内処理 島外処理・利用	31,400
土砂	市街地に流入し廃棄物と混在している堆積土砂、泥状物など	島内利用	71,000
合計(廃自動車・廃家電を除く)			110,000

※括弧書き数値は、分別等により回収を見込む内数

6. まとめ

火山地域では，通常の土砂災害の想定を越えた地質構造があるものであり，今後の防災・減災上の課題である．また，今回の豪雨災害で発生した廃棄物の特徴とその処理方法や今後の課題についてまとめた．

参考文献

1) 小山真人・早川由紀夫：伊豆大島火山カルデラ形成以降の噴火史，地学雑誌，Vol.105，No.2，pp.133-162，1996.
2) 稲垣秀輝：根系層崩壊，地盤工学会，Vol.50，No.5，pp.5-7，1996.
3) 大島町：平成 25 年 12 月大島町災害廃棄物等処理計画，20p，2013.

69. 2011年台風12号豪雨災害における斜面崩壊発生地域の地形・地質的特徴

Geographical and geological features of landslides triggered by Typhoon No.12 (Talas) in 2011

○土志田正二（消防研究センター）
Shoji Doshida

1. はじめに

2011年台風12号（アジア名：タラス）による豪雨は，紀伊半島を中心として多数の斜面崩壊を発生させ，甚大な被害を及びした．特に紀伊半島内陸部に位置する奈良県十津川周辺や，紀伊半島南東部に位置する和歌山県那智勝浦及び新宮市周辺では斜面災害による直接・二次的被害が多く発生した（図-1）．しかし両地域で発生した斜面災害はその種類が大きく異なり，十津川周辺地域で発生した斜面崩壊は深層崩壊，那智勝浦・新宮市周辺地域で発生した斜面崩壊は表層崩壊及びそれに伴う土石流が主であった．本研究では，両地域で発生した斜面崩壊周辺の地形・地質的特徴を明らかにし，その斜面崩壊の差異の原因について推定することを目的とした．またそれを踏まえ，地形・地質的に発生しやすい斜面災害についての考察も行う．地域的に発生しやすい斜面災害の種類を特定することは，防災・減災対策においても非常に重要である．

2. 地質的特徴

斜面崩壊が多発した両地域における地質は，十津川周辺では白亜紀後期の付加コンプレックスで主に構成されており，那智勝浦・新宮市周辺では熊野酸性火山岩類(斑状花崗岩，花崗斑岩)で構成されている．現地踏査により，十津川周辺では地下に多くの断層やクラックが形成されていることが推測され，その断層・クラックを楔状のすべり面とすることで深層崩壊が発生した事例が多かった．一方，那智勝浦・新宮市周辺では，斜面崩壊源頭部付近において強風化した花崗斑岩が広く分布していることが観察され，これが大量の降雨によって流動することで，表層崩壊並びに土石流が発生したと推測される．このように発生する斜面崩壊の差異には，異なる斜面崩壊発生メカニズムを持つ地質の差異が強く影響していることがわかる．しかし2014年現在，地質情報として日本全国で整備されているのは，縮尺20万分の1(5万分の1縮尺の地質図も全国の主要地域では整備されているが全国網羅はしていない)であるため，広域的な解析に用いるのには問題無いが，地域で発生しやすい斜面崩壊の種類を推測するためには不十分である．本研究では，地質情報よりより解像度の高い地形情報を基に，地域で発生し易い斜面崩壊について考察を行った．

3. 地形的特徴

本研究で行った数値地形解析の研究対象範囲を図-1の2つの黒枠で示す．使用した地形データは，両地域共に国土地理院基盤地図情報 10m メッシュ [1]，2万5千分の1地形図6図幅分である．また解析には，国交省近畿地方整備局および国総研砂防研究室が作成した斜面崩壊 GIS データを一部加工して利用している．

両地域における斜面崩壊（源頭部）の発生数，面積の比較を表-1に示す．平均面積を見ると，約3.8倍十津川周辺地域で発生した斜面崩壊の規模が大きいことが示された．しかし，図-1における斜面崩壊直接被害面積率において，その面積率にそれほどの差が見られなかった．これは那智勝浦・新宮市周辺の斜面崩壊は，十津川周辺地域に比べ，源頭部以外の流走部・堆積部が広く分布していることが原因である（これは図-3,4の比較においても確認できる）．図-2は，対象範囲内全域及び斜面崩壊源頭部における傾斜ヒストグラムを示している．那智勝浦地域は十津川地域と比較して，緩傾斜部(25° 以下の斜面)が多いことがわかる．ただ全域及び崩壊源頭部のヒストグラム共に 30° 以上の急傾斜地域では似た傾向を示していることから，地域的な斜面崩壊分布の特徴を考察するためには単純な傾斜値だけでは難しい．

4. 緩傾斜分布と水系網

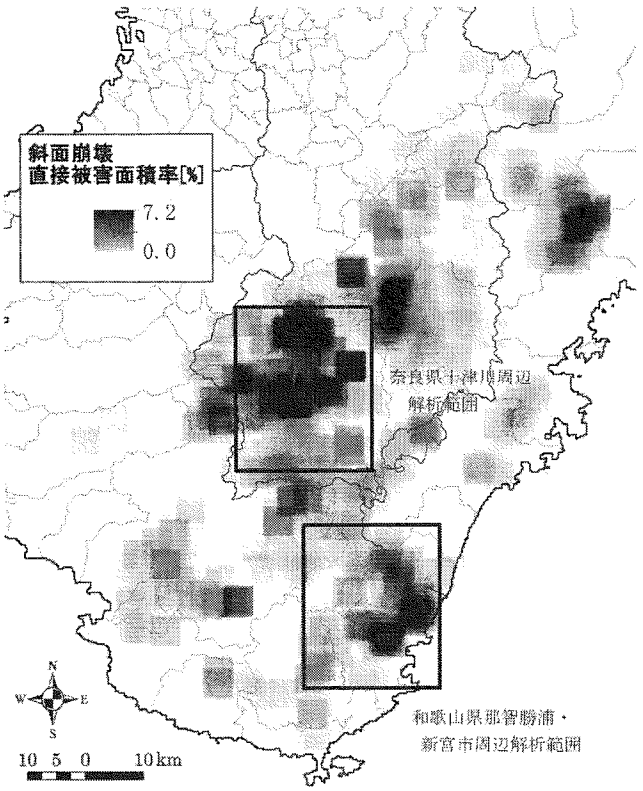
地域的な斜面崩壊発生場所の差異を考察するため，緩傾斜分布と水系網図を作成し，両地域で比較した（図-3, 4）．十津川地域では緩傾斜地域は河床・尾根部に集中しており，那智勝浦・新宮市地域では，河床から幅広く分布しており，遷緩線が形成されていることがわかる．この遷緩線は土石流堆積物である可能性が高く，斜面災害の差異による地形的傾向だと推測される．

文献

1) 国土交通省国土地理院基盤地図情報サイト，基盤地図情報数値標高モデル [http://www.gsi.go.jp/kiban/]

謝辞

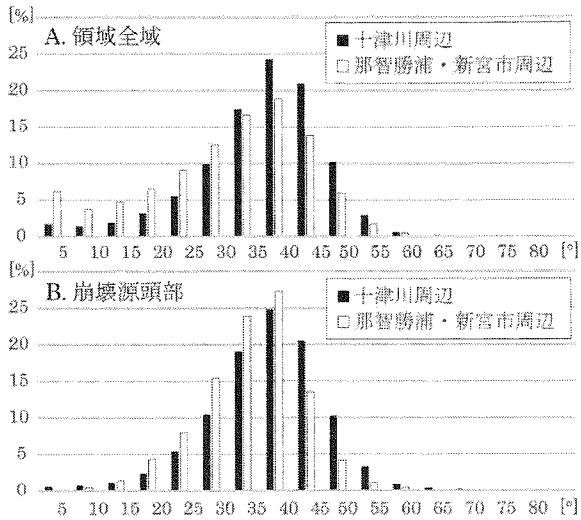
本研究で用いた斜面災害分布 GIS データは近畿地方整備局および国総研砂防研究室にご提供頂きました．



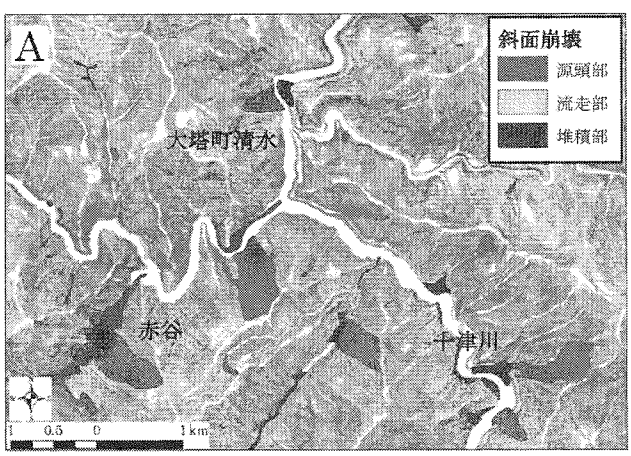
図－1　2011 年台風 12 号による斜面崩壊の直接被害面積率図．
5 km 四方における斜面崩壊（源頭部・流走部・堆積部）
の占める面積比率を算出している．最大値は 7.2 %．

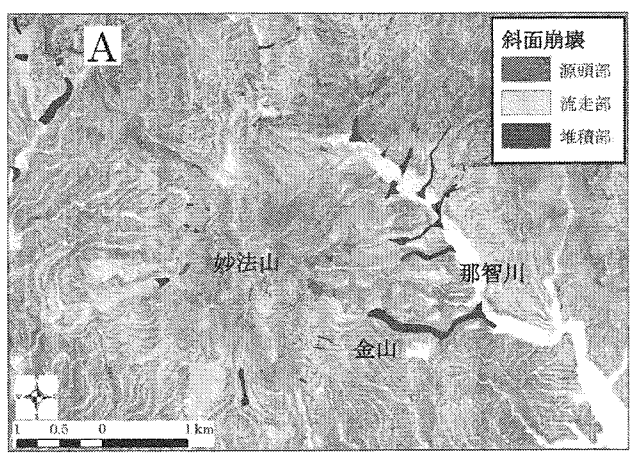
表－1　研究対象範囲（枠内）の斜面崩壊数，
最少・最大・平均面積，標準偏差

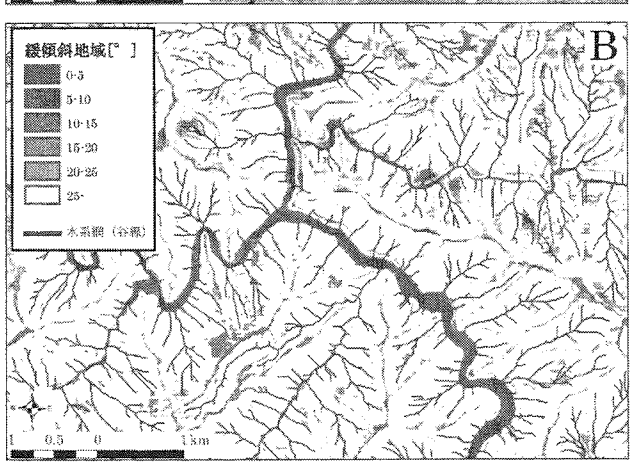
	十津川周辺	那智勝浦・新宮市周辺
斜面崩壊数	637	398
最小面積［m2］	131.6	85.6
最大面積［m2］	344409.6	32078.2
平均面積［m2］	6937.4	1836.9
標準偏差	27839.2	2887.7



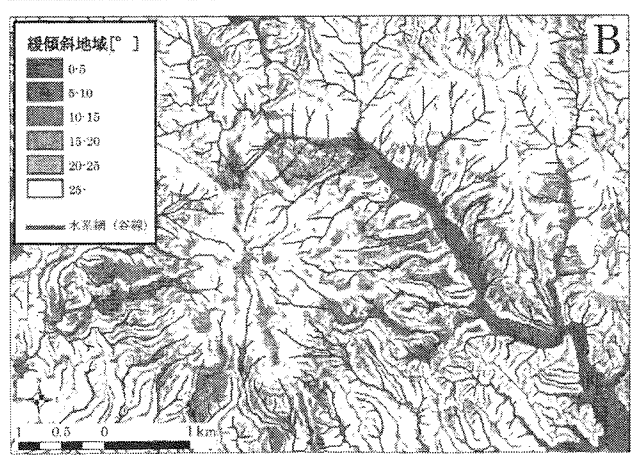
図－2 対象領域内全域（A）と斜面崩壊源頭部（B）の
傾斜ヒストグラム







図－3 奈良県十津川周辺解析範囲における一部地域の
斜面崩壊分布図（A）及び水系網・緩斜面分布図（B）



図－4 和歌山県那智勝浦・新宮市周辺解析範囲における一部地域の
斜面崩壊分布図（A）及び水系網・緩斜面分布図（B）

70. 東北地方の地震時斜面災害の特性と類型化の試み

Typology of the Co-seismic Slope Disaster in the Tohoku Region

○高見智之（国際航業株式会社）

1. はじめに

東北地方は2008年岩手宮城内陸地震や2011年東北地方太平洋沖地震などにより，多くの斜面災害を経験した．東北地方は島弧海溝系の典型的な地質条件にあり，海溝型地震と内陸地震が繰り返し発生して有史以降の地震による斜面災害が記録されている．斜面災害記録や近年の地震災害事例から，海溝型地震時と内陸直下型地震時の違いや災害形態の類型化を試み，今後の地震時斜面災害の定性的地形地質条件を提案する．

2. 地震時斜面災害の類似例

(1)祭畤地区と上釜戸地区（層理面並進型初生すべり）：2008年岩手宮城内陸地震時の祭畤地区（岩手県一関市）と2011年いわきの地震時の上釜戸地区では，新第三紀層砂岩シルト岩の緩傾斜層理面に沿って岩盤すべりが発生した[1), 2)]．変動発生前の地形には，地すべり地形等の兆候は見られず，初生地すべりと考えられる．両地区とも震央に近く，いわゆる直下型地震で発生している．2004年新潟県中越地震時の芋川流域の災害も類似している[3)]．



図1　上釜戸地区岩盤地すべり頭部のすべり面と分離ブロック．傾斜20度前後の層理面ですべりが生じ，上部の移動体に縦方向の亀裂が生じて分離している．

(2)葉の木平地区と八戸周辺斜面災害（降下火山灰層流動型）：2011年東北地方太平洋沖地震時に葉の木平地区（福島県白河市）では，火山灰層が緩斜面で崩壊して長距離流動する災害が発生した[4)]．1968年十勝沖地震時には，八戸市付近の火山灰層分布地の丘陵地緩斜面で崩壊が多発した[5)]．いずれも海溝型の地震で発生し，軽石層を含む低固結～未固結火山灰層が崩壊し流動化したものである．

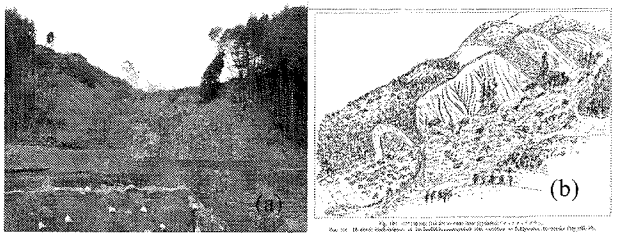


図2　葉の木平地区崩壊(a)と八戸地区の崩壊(b)[5)]。比較的緩斜面で発生し，土砂が長距離移動している．

(3)才鉢地区と国道４５号成田地区（重力変形斜面崩壊型）：2011年いわき地方の地震時に，才鉢地区（福島県いわき市）で地すべり～斜面崩壊が発生した．この地区は高角度の亀裂が発達した結晶片岩が分布し，河川の攻撃斜面に位置して斜面上には微小段差地形が見られる．2011年東北地方太平洋沖地震時に国道４５号成田地区（宮城県石巻市）では，切土のり面の上部から斜面崩壊が発生した[6)]．この地区は高角度の亀裂が発達するジュラ紀の砂岩頁岩層が分布し，斜面は河川に面して上部には線状凹地状の微地形が見られる．両地区とも河川に面していて高角度亀裂が発達することからトップリング性の重力変形斜面と推定される．

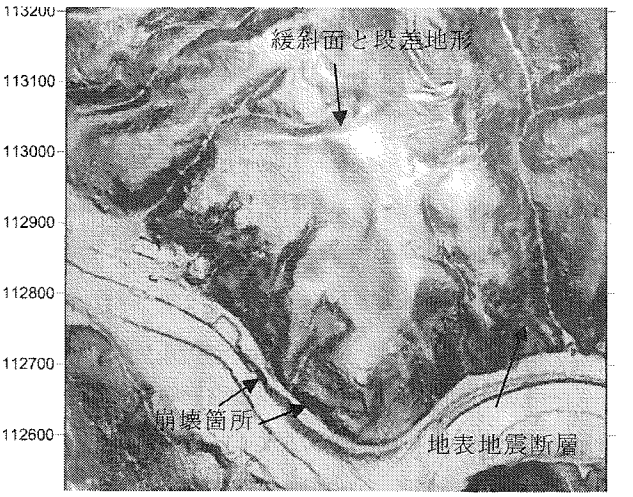


図3　才鉢地区地形判読図エルザマップ．不明瞭な段差地形と緩斜面があり，斜面下部で開析谷が侵入しつつある．

3. 災害の類型化

上記のような斜面災害発生形態と地形地質条件の類似性に着目し，近年の地震時斜面災害履歴から特徴を整理して表１のように類型化した．

表１　東北地方の地震時斜面災害の類型化

	斜面変動タイプ	地形条件	地質条件	地震のタイプ	代表事例
1	流れ盤地すべり再活動型	並進型地すべり地形 台地状尾根型地形	層理面が7～30度の流れ盤構造で、岩盤～風化岩型地すべりが形成されている。	直下型	・2008年岩手宮城内陸地震（市野々、荒砥沢） ・2004年中越地震（芋川流域東竹沢ほか多数）
2	層理面並進型 初生変動	・台地状尾根型斜面で、先端～側方が解放されている。 ・ケスタのdip slope。	・層理面などシャープな不連続面が7～30度の流れ盤を形成。層理面に直交する分離面があり、板状～方状のブロックになりやすい	直下型	（1999年台湾集集地震（九分二地区、草嶺地区）） ・2004年中越地震（一つ峰地すべり） ・2007年中越沖地震（聖ヶ鼻） ・2008年岩手宮城内陸地震（祭畤地区） ・2011年磐城の地震（上釜戸地区）
3	ラテラルスプレッド型	火砕流台地縁辺～丘陵性山地の開析谷進入斜面	軟質凝灰岩や層状堆積軟岩の層理面（傾斜数度の緩傾斜～水平構造）	直下型	2008年岩手宮城内陸地震（荒砥沢）
4	重力変形斜面崩壊型	尾根型斜面に微小段差や線状凹地，斜面先端を河川侵食	片岩や砂岩泥岩互層など，高角度亀裂の発達した亀裂性岩盤	直下型および海溝型	・2011年3.11地震（成田地区） ・2011年いわきの地震（才鉢地区）
5	火砕流台地縁辺崩壊型	火砕流台地に開析谷が進入して急斜面を形成	スコリア・軽石・火山灰が厚く堆積、もしくは軟質凝灰岩上に溶結凝灰岩や溶岩が載るキャップロック構造	直下型	・2008年岩手宮城内陸地震（一迫川流域の崩壊、耕英地区）
6	火山体崩壊型	成層火山体で開析谷が進入した谷壁斜面や谷頭斜面	スコリア層、軽石層、溶岩層が層状に傾斜して堆積する	直下型	・2008年岩手宮城内陸地震（ドゾウ沢源頭部崩壊） ・1984年長野県西部地震（御岳山大崩壊）
7	降下火山灰層流動型	緩傾斜谷型斜面	降下軽石層や火山灰が層状に堆積	海溝型	・1968年十勝沖地震（八戸周辺） ・2003年十勝沖地震（端野町） ・2011年3．11地震（葉ノ木平）
8	谷埋め盛土型	谷型斜面、造成地	盛土材が堆積軟岩やマサで谷地形を埋めて盛土造成されている。	直下型および海溝型	・1995年兵庫県南部地震（仁川地すべり） ・1978年宮城県沖地震（仙台市宅地造成盛土） ・2003年三陸南地震（築館町高速地すべり） ・2011年3．11地震（福島市伏拝、仙台市宅地盛土）
9	亀裂性岩盤崩落型	急崖斜面、露岩斜面、海食崖、	節理や小断層などにより分離面が形成されている岩盤。溶結凝灰岩やシルト岩など。	直下型および海溝型	・2011年3．11地震（松島、福島西郷地区） ・2008年岩手宮城内陸地震（柱状節理溶結凝灰岩分布地）

4．地震時不安定化の条件と対応する地域

表１の９タイプの地形地質条件を満たす地域の例として，以下の地域があげられる．

(1)出羽丘陵山地などの新第三系褶曲帯：流れ盤構造やそれに起因する地すべり地形が多数分布する．横手盆地東縁断層帯など山地境界部には活断層群があり，内陸地震時にタイプ１～２の斜面災害のリスクがある．

(2)玉川溶結凝灰岩類など鮮新－更新統デイサイト質火砕流台地縁辺：十和田八甲田や玉川，北川，白河など火砕流堆積物が脊梁山脈に分布し，内陸地震時にタイプ３や５の大規模な斜面災害発生の危険性がある．

(3)八戸火山灰層などの軽石質降下火山灰層分布地：八戸周辺や白河周辺の丘陵地には降下軽石や火山灰が層状に堆積しており，タイプ７の流動型の災害の危険性がある．

(4)北上山地の中古生界や竹貫変成岩類分布地の重力変形斜面：これらの地域で重力変形斜面の抽出例は少ないが，微地形解析により抽出できる可能性がある．

5．今後の課題

類型化案の地形地質条件をより詳細に吟味することにより，地域特性に応じたハザードリスク地区の抽出の精度向上を図る．また，全国の災害事例の地形地質資料の保存と分析が重要であり，災害地質研究部会との連携で地域の災害特性を整理し，今後のリスクマネジメントに活用を図る．

文献

1)T.Takami et al,(2008)：Rock mass failure in the Matsurube area caused by the June 2008 Iwate-Miyagi Nairiku earthquake.

2)日本地すべり学会(2012)：平成24年度日本地すべり学会現地検討会資料

3)（社）日本地すべり学会（2007）：中山間地における地震斜面災害．日本地すべり学会．

4) 武士ほか（2011）：地形変化と樹木移動分析による葉ノ木平地すべりの移動プロセス推定．日本地すべり学会研究発表会講演集．

5) 東北大学理学部地質学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―．東北大地質古生物研邦報,No.67,p.1～p.98.

6)小林俊樹ほか(2012)：国道45号石巻市成田地区3.11震災による斜面崩壊機構と対策工．応用地質学会東北支部研究発表会講演集．

71. 向津具半島の斜面災害事例

An example of slope disaster at Mukatsuku Peninsula, Yamaguchi Prefecture.

○加藤　靖郎（川崎地質（株）），橋本健史（山口県長門農林事務所）
Yasuo Katoh,　Takeshi Hashimoto

1. はじめに

山口県北部の，油谷湾と日本海に挟まれた向津具半島周辺には新第三系油谷湾層群および古第三系日置層群が分布し，それらを覆って新第三系の玄武岩類が分布している．この地域は地すべりの発達が顕著であり，またキャップロック型地すべりの一つの模式地とされている．

本発表で取り上げる事例は，日本海に面した斜面の最も低い標高にある遷急線付近で発生した斜面移動現象である．この斜面移動現象は幅 60m の区間に隣接して並進すべり，回転すべり，岩屑流が発生している．

変状発生は平成 25 年 7 月初旬の 5 日間で 286 mmの降雨（アメダス油谷観測所）をきっかけとしている．

2. 地形・地質・水文の概要

当該斜面は油谷湾層群の砂岩，泥岩および両者の互層からなり，海岸付近では N－S 方向の走向で，山側になると NW－SE 方向の走向に漸移的に変化し，西に 10～20 °程度傾いている．これらの砕屑岩類が分布する斜面の中腹から海岸にかけての斜面傾斜は 10 数度以下と緩く，途中に何段かの平坦面を形成している（耕作が進んでおり明確には識別しづらい）．

斜面上部はやや急な斜面となるが，稜線付近は小起伏面をなす．この稜線付近に玄武岩が分布しており，いわゆるキャップロックとしての役割を果たしていると考えられ，小起伏面端部の遷急線直下にしばしば池を作っている．

3. 斜面災害現象

災害箇所では異なった 3 通りの移動形態が認められ，それぞれ地形的な位置と地下水状態に違いが認められる（図-1）．

1)．並進すべり

回転成分をもたないスライドという意味で並進すべりと区分する．標高約 35m にある遷急線直上の緩斜面が地すべり移動体となっており，長さの割に横幅が広い形状である．馬蹄形状の滑落崖（比高 0.8m）が明瞭で，側方は雁行状に不連続な段差地形が続く．末端では畦の法面ではらみ出しが明瞭である．移動体内部の上半部には，約 3 段の段差が認められ，最上部の段差は山側の地盤が落ちており（＝逆向き小崖），それより下部の段差は谷側が落ちている．逆向き小崖の存在から，頭部はグラーベン状の陥没域を形成していると考えられる．

滑落崖付近は表流水や湧水により著しく湿潤で，地下水位観測孔では，降雨時になるとほぼ地表まで地下水位が上昇する．

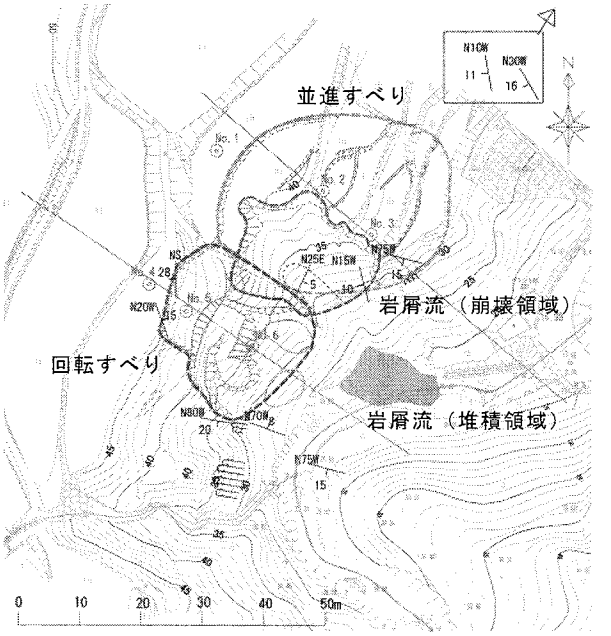


図-1　災害箇所の平面図

2)．回転すべり

約 40 °の急な斜面に明瞭な滑落崖（比高 3～4m）が複数段形成されている．側方崖は滑落崖から緩やかな弧を描いて下方へ連続しているが，末端はきわめて不明瞭である．変状領域の最上段は遷急線に一致しており，並進すべりの滑落崖と連続する．

移動体内部は，表層の根系層が植生を概ね保ったまま長距離移動しており，それが末端付近を覆うことで，末端位置をわかりにくくさせている可能性がある．

この斜面では湧水等がほとんど観察されなかった．ただしボーリング孔での水位観測では，降雨時には深度 1～2m 程度までは地下水位が上昇する．

3)．岩屑流

並進すべり領域の，回転すべり領域との境界側は，移動体がほぼ完全に抜け落ちており，斜面に岩盤が露出すると共に，斜面末端の谷を移動体が埋積している．移動体は岩屑層の構造をそのまま保持しており，水と土塊が混濁して流動した痕跡は一切認められない．そして土塊の抜け落ちた領域の上端部をなす崖地形からは絶えず湧水が流れ落ちている．この状況から，岩屑

層と岩盤との境界部で，大量の地下水の供給によって著しく高まった間隙水圧により，岩屑が長距離移動したと推定できる．この現象をここでは，「岩屑流」と識別するが，「高速地すべり」という認識も可能である．

この場所は凹型の斜面形状をしており，表面排水路のある場所であることから，周囲の斜面に対して，大量の水が集まりやすい場所であった事が発生原因の一つとして考えられる．

4. 斜面災害発生箇所の地形的位置

図-2 に調査地周辺の地形図を掲げる．斜面災害が発生した箇所は標高 40m 前後にある遷急線である．谷を挟んで対面する斜面でもほぼ同じ標高で地すべりが発生している．この遷急線は，斜面中に複数認められる遷急線の中で最も海岸に近いものであり，海岸浸食の影響を受けやすいと考えられ，浸食前線と言えるかもしれない．そのためより上方の斜面に比べて応力解放によるゆるみ，表面浸食などの作用を受けやすく，地盤の劣化を招く原因となっていると考えられる．

並進すべりの斜面は，回転すべりの斜面に比べて遷急線の位置が 10m 近く低く，またより斜面下方へせり出していることから，地すべり活動が継続して発生したことが想像できる（図-1）．一方で回転すべり領域は河川の攻撃斜面に当たり，頻繁にすべりを起こして斜面が後退している場所とも考えられる（図-1）．

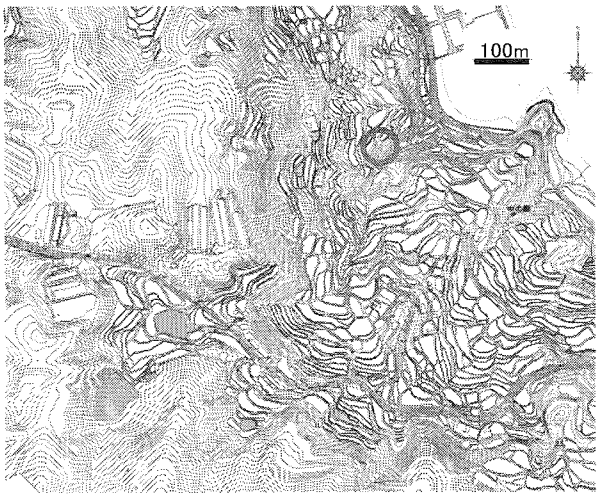


図-2　調査地（○）周辺の地形

5. 地すべり移動体を構成する地層

地すべり移動体をなす地層は基盤岩ではなく，岩屑（db）である．ここでいう岩屑は，基盤岩の構造を完全には保持してはいないものの，ある程度，地層構造を復元できるものから，礫状に擾乱されていて地層構造の復元は難しいものの，原岩の構成岩種以外を取り込んでいない地層までを区分している（表-1）．

回転すべりの頭部滑落崖や岩屑流の抜け落ちた斜面の谷筋の底などでは，層理面も概ね保存されている岩屑が観察できる．そこでは 5°～15°程度の緩い流れ盤構造（基盤と逆向き）を呈している．一方岩屑流の崖の頂部では急傾斜をなす層理面の大きな岩塊が観察でき，岩屑内での不連続な土塊の回転を想像させる．このような構造をつくる原因としては，砕屑岩類を移動土塊とした岩盤すべりが考えられる．つまり砕屑岩類の岩屑は，古い地すべり移動体であり，今回の災害は古い地すべり移動体の一部が再活動したと考えられる．

なお，砕屑岩の岩屑の下位には玄武岩を主体とした堆積層があり，この地層も発生起源を推定可能である地層であることから岩屑（db-b）として区分した．db-b 層は，少なくとも現時点における孔内傾斜計観測では，変位発現深度（＝活動的すべり面）よりも深い深度に分布しており，地すべり移動体を構成していない．

表-1　岩屑の区分

区分	記号	地質の特徴
崩積土	dt	他種類の岩種が堆積構造もなく混じり合っており，地表の最上層を薄く覆う堆積物
岩屑（砕屑岩）	db-s	砂岩岩塊とその破砕片からなる
	db-m	泥質岩岩塊とその破砕片および粘土からなる
	db-alt	砂岩・泥質岩それぞれの岩塊及び破砕片が，層状に識別が可能な地層で，層理面が保存されている箇所もある
岩屑（玄武岩）	db-b	玄武岩を主たる岩塊として含むが，若干の砕屑岩岩片も含まれる．斜面上部からの移動堆積物と考えられる

6. まとめと課題

海岸に最も近い遷急線付近にある古い地すべり移動体内での斜面移動現象が今回の災害現場である．地形的・地質的に不安定化しやすい要因を有している環境に地下水という誘因が加わることで，災害は発生したと考えられる．河川を挟んで対岸の斜面でも同じ地形条件で地すべり活動が認められる事から考えても，さらに周辺の斜面での地すべりの危険性を検討していく必要がある．

ボーリングおよび踏査結果では，基盤と考えられる岩盤中において，厚い泥岩層の表層部の細粒化及び軟質化，砂岩・泥岩互層の泥岩薄層における破砕による細粒化および粘土化と砂岩層のレンガ状の破断が観察された．一方で厚い砂岩層は割れ目も少なく硬質で健岩であった．調査地の基盤構造はどちらかと言えば受け盤であったように，流れ盤斜面だけが地すべりを起こすのではなく，基盤岩の劣化状況によって，堆積構造を切る地すべりも発生すると考えられる．そのような視点で岩盤すべりを起こす機構を詳細に検討することが，今後のこの地域の斜面保全には必要と考えられる．

72.「2011年長野県北部の地震」で発生した天然ダムの破堤原因の考察

A study on the failure of Landslide Dam which occurred by Northern Nagano Prefecture earthquake in 2011

○室田真宏，赤井静夫，塩野敏昭，小林保男，赤井理一郎（㈱北信ボーリング）
Masahiro Murota, Shizuo Akai, Toshiaki Shiono, Yasuo Kobayashi, Riichirou Akai

1. はじめに

2011年3月12日に発生した長野県北部の地震(M6.7，最大震度6強）によって長野県栄村中条川上流に天然ダム（高さ約70m）が形成された[1]．

2013年9月16日，長野県北部を台風18号が通過して大量の降雨をもたらし，天然ダムは約2割を残して破堤した．本論では，現地踏査および土質試験結果に基づいて，堤体浸透流によるパイピング現象が天然ダム破堤の原因に関わっている可能性を考察した．

2. 天然ダムの破堤に至る経緯

天然ダムは，発生当初から今回の破堤に至る間に下流面の中・小崩壊や天端付近の陥没により徐々に形状が変化した．

中でも2011年5月10日には，融雪と降雨の影響によって湛水が堤体天端を越水し、下流面を浸食，土石流を発生させた（図-1）．越水前日の5月9日には，堤体下流面の湧水箇所が3か所から5か所に増えたとの記録があり[2]，越水前に伏流水によってパイピングなどの浸透破壊が進行していた可能性が示唆された[3]．

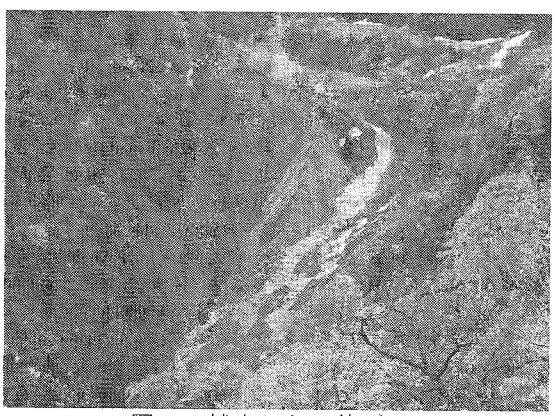


図-1　越水した天然ダム
（2011年5月10日撮影：長野県）

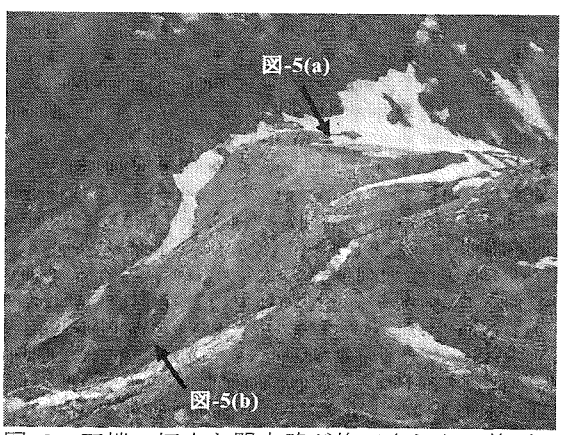


図-2　天端の切土と開水路が施工された天然ダム
（2012年5月8日撮影）

その後，天端の排土や開水路の掘削（図-2）によって天然ダムの安定性はある程度高まったものの，天端と上流部には複数の陥没と亀裂が発生し，下流側にも複数の湧水箇所が現れた（図-5(a)，(b)）．

2013年9月16日の破堤は，降雨（連続雨量159mm，最大時間雨量25mm)によって発生し（図-3，4），破堤後も各所に陥没や湧水が見られた（図-5(c)，(d)）．

破堤に伴う土石流により，国道117号やJR飯山線の橋脚基礎が侵食を受けたものの，開水路掘削による湛水池の縮小や流路工，砂防ダム群など渓間工の建設が被害を軽減した．

3. 天然ダムの堤体材料の粒度組成

天然ダムの堤体材料は，安山岩溶岩，赤色酸化した安山岩溶岩および礫混じり凝灰質砂岩～シルト岩を起源とする岩塊と砂粒が地質ごとに集合体を形成して天端から下流に向かって分布し[4]，湧水箇所の多くは岩塊の隙間を埋める砂質部に形成されている．

湧水箇所の周辺などの堤体材料を対象に実施した粒度試験結果を図-6に示す（採取地点は図-4）．

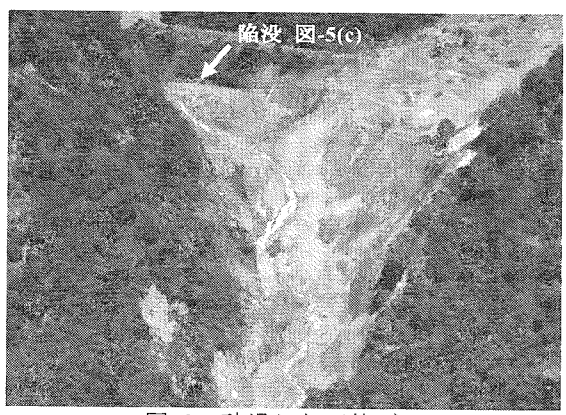


図-3　破堤した天然ダム
（2013年9月17日撮影：長野県）

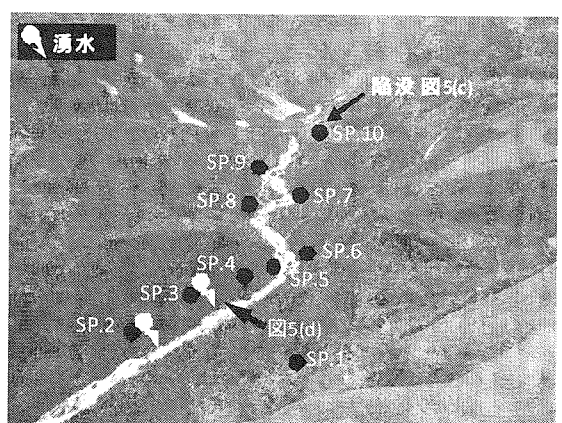


図-4　破堤した天然ダム（●SP.1～10：試料採取）
（2014年5月22日撮影）

粒度試験結果から，SP01（強風化赤色酸化安山岩）とSP10（陥没を埋めた底泥を含む）を除く堤体材料は，均等係数 Uc が10～38，細粒分含有率 Fc が6.1～12.6%を示し，大小さまざまな粒径から構成される特徴を有することが判明した．

4. 破堤原因の考察

従来，パイピングやボイリングなどの浸透破壊は限界動水勾配や限界流速により評価されているが，今回の試験結果から，天然ダム材料の限界動水勾配は i=0.812（39.0°）＜1と算定され，水位観測結果から推定された堤体の動水勾配（約35°）[2]に対比すると，浸透破壊の発生の可能性はやや低い．

一方，堤防の浸透破壊の様に水平や傾斜した浸透流に対する限界動水勾配は，鉛直方向のそれより小さいとする研究[5]があり、前述の様に今回の天然ダムの動水勾配は限界動水勾配に近い値を示すことからパイピングなどの浸透破壊が発生した可能性も否定できない．

また，礫と細粒分が混在する砂礫については，骨格が安定したままで細粒の砂やシルトが不安定化する現象（パイピング）を理論限界動水勾配以下で生じる場合があり，その現象の発生する可能性はケニーの安定図表によってほぼ判定可能とする研究[6]がある．

粒径加積曲線を基に，ケニーの安定図表による安定性の評価を試みた結果を図-7に示す．図-7から，多くの試料においてH/F＜1.3を示すことが確認され，表-1から動水勾配 i ＜1においてもローカルパイピングが発生する可能性が考えられる．

以上のように，土質試験結果に基づく限界動水勾配とケニーの安定図表による検討結果から，天然ダムの破堤の原因には，堤体浸透流によるパイピング現象が関わっている可能性が示唆される．

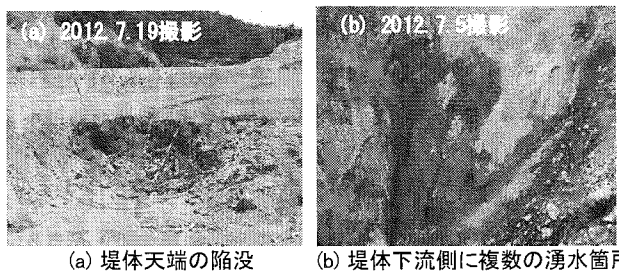
表-1　浸透破壊モードのパターンと発生条件[6]

条件		最終的な破壊までの過程	
		モード	動水勾配 i
Uc が4程度より小さい		—	—
Uc が4程度より大きい	(H/F) min>1.3	—	
	(H/F) min<1.3	ローカルパイピング	i<1

H/F：4D（任意の粒径D）に対応する通過質量百分率の比

謝辞

本論の執筆にあたっては，長野県北信地方事務所林務課から資料を提供いただきました．ここに記して感謝申し上げます．



(a) 堤体天端の陥没　(b) 堤体下流側に複数の湧水箇所

(c) 堤体上流の陥没　(d) 砂質部からの湧水

図-5　陥没および湧水の状況

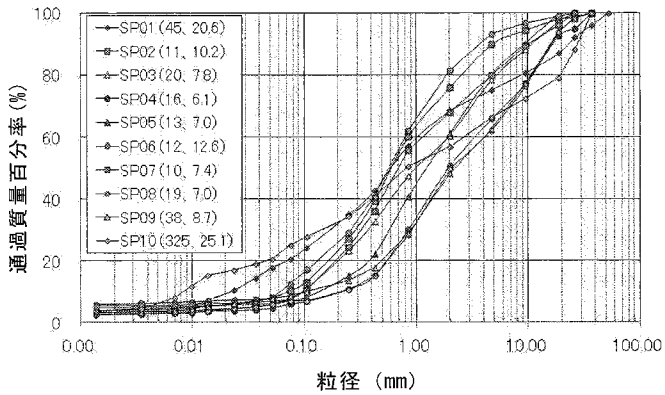


図-6　埋塞土砂の粒径加積曲線（位置は図-4参照）（カッコ内は均等係数 Uc および細粒分含有率 Fc）

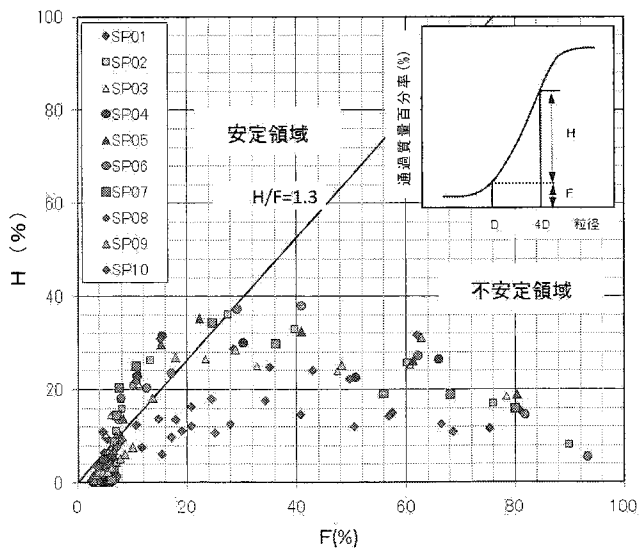


図-7　ケニーの安定図表による安定性の評価

文献

1) 平松ほか：2011年3月12日長野県北部地震による栄村・中条川上流の土砂災害，砂防学会誌，pp.29-34，2013.
2) 長野県：平成23年度 災害関連緊急治山事業第2号工事（調査等業務委託）報告書，2011.
3) 赤井ほか：2011年信越境北東部地震で発生した天然ダムの経過,日本応用地質学会平成24年度研究発表会講演集，pp.67-68，2012.
4) 小林ほか:平成23年信越境北東部地震で発生した中条川上流の天然ダムの内部構造の考察,斜面防災対策技術フォーラム'13，2013.
5) 赤井浩一：浸透水流による盛土裏法面の局部破壊について，土木学会論文集，No.36号，pp.44-49，1956.
6) 藤倉ほか：砂礫の浸透破壊と透水係数に及ぼす粒度の影響，土木学会論文集，No.687/Ⅲ-56，pp.27-36，2001.

73. 2009年パダン地震によって引き起こされた崩壊性地すべりの地質・地形的特徴

Geomorphological and Geological Features of The Collapsing Landslides Induced by The 2009 Padang Earthquake

○中野　真帆（建設技術研究所），千木良雅弘（京都大学防災研究所）

Maho NAKANO, Masahiro CHIGIRA

1. はじめに

2009年9月30日にインドネシアスマトラ島南西部をMw7.6の地震が襲い、数多くの斜面崩壊が発生した(2009年パダン地震)。本研究では、この地震により発生した崩壊を対象として、地質調査、衛星写真による崩壊分布と地形解析、原位置試験、土質力学試験、鉱物分析などを行い、崩壊地の地形・地質的特性、および、火砕物の風化と土質特性の面から崩壊の原因を調査研究した。

2. 結果と考察

本調査によって、崩壊物は斜面表層部を覆う降下軽石堆積物であること、崩壊発生の原因は、噴出源からの距離に規制された軽石の厚さ、軽石層基底部の強風化土と軽石との混在層の強いハロイサイト化、そして、斜面に平行する成層構造と地層の下部切断、にあることを初めて明らかにすることができた。

崩壊はSPOT-5画像の解析から、64km^{2}の面積内で約160箇所発生し、特にマグング川の中流域に集中していたことが分かった。また、現地調査を行った16箇所の崩壊地のすべてで、崩壊したのは降下軽石堆積物であり、すべり面はその基底部の混在層に形成されていたことが確認できた。この降下軽石堆積物の等層厚線図を作成したところ、それは調査地域北東に位置するタンディカット火山から噴出したものであることが新たに見出され、また、その厚さが3.5m～5.5mの範囲に崩壊が集中して発生したことがわかった。この崩壊が集中した地層の厚さは、斜面の安定計算結果からも支持される。

X線鉱物分析によれば、軽石層の軽石自体はハロイサイトを含まなかったが、軽石層基底部の混在層は多量のハロイサイトを含んでいた。このハロイサイトに富む混在層は、上下層と比較して最も低い貫入抵抗値を示した。ある崩壊地の斜面で、各層準をすべり面と仮定しそれぞれの上載圧とせん断強度定数から斜面の安定計算を行ったところ、軽石層最下部をすべり面とした場合は2.34であるが、混在層（粘着力18.2 kPa、せん断抵抗角15°）をすべり面とした場合は1.22で、安全率が大きく低下することが分かった。また、非崩壊地の露頭から採取した混在層の試料は、液性限界の含水比が84.0%であるのに対して、自然含水比は95.5%と液性限界を超える値を示し、破壊で一種のすべり面液状化を起こしやすいものであったことが示唆される。これらのことから、弱く、破壊に伴って液状化しやすい性質を持つハロイサイト化した混在層の存在が、崩壊の第二の発生要因となっていたことが分かった。この混在層のハロイサイト化は、雨水が高い透水性を持つ軽石層を浸透し、その下位の風化土と軽石が混合した透水性の低い部分に停滞し、そこで軽石および風化土と反応して生じたものであると考えられる。

調査地域には複数の段丘面が発達し、降下軽石堆積物は、高位段丘面（Lh）と中位段丘面（Lm）を覆い、その下の二枚の低位段丘面（Ll1, Ll2）の段丘崖や谷によって切断されていた。つまり、中位段丘面（Lm）形成の後に軽石が降下して斜面に平行な層構造を形成し、その斜面脚部がその後の河川の侵食によって切断されることで、降下軽石の斜面下方からの支持力が失われていた。このような地形・地質発達に起因する支持力の低下が崩壊の第三の発生要因であったことが分かった。

3. 今後の展望

以上に述べた地形発達史と軽石の風化作用は、熱帯の火山地域には一般的に起こり得るものである。本調査地域だけでなく、他の熱帯火山地帯でも、斜面の傾斜角、地形分類図による斜面脚部切断の有無、降下火砕物の等厚線図による上載圧、すべり面になりうるハロイサイトを含有した層準の分布、などの条件から、地震時の斜面ハザードマップが作成できる見通しが得られた。

文献

1) Chigira, M. (1982) Dry debris flow of pyroclastic fall deposits triggered by the 1978 izu-oshima-kinkai earthquake: the "collapsing" landslide at nanamawari, mitaka-iriya, southern izu peninsula. Journal of Natural Disaster, 4, 1-32.

2) 千木良雅弘・中筋章人・藤原伸也・阪上雅之 (2012) 2011年東北地方太平洋沖地震による降下火砕物の崩壊性地すべり、応用地質、第52巻、222-230.

3) EERI Special Earthquake Report (2007) Western Sumatra Earthquakes of March 6, 2007.

4) Inoue, A. (2011) Shape transformation of halloysite particles. Clay Science, 15, 19-32.

5) 井上康夫・本庄静光・松島三晃・江差靖行（1970）十勝沖地震によって青森県南東部に発生した崩壊

地の地質および土質に関する検討.電力中央研究所研究報告、No.69086、1-27.
6) 風間基樹・高村浩之・海野寿康・仙頭紀明・渦岡良介（2006）不飽和火山灰質砂質土の液状化機構について、土木学会論文集 C、Vol.62、No.2、546－561.
7) 武田一夫・山田哲司・岡村昭彦・伊藤隆広 (2000) 斜面表層崩壊に対するミヤコザサ地下茎の補強効果、日本緑化工学会誌、第 26 巻、198-208.
8) 田中耕平 (1985) 長野県西部地震における斜面崩壊の特徴、土と基礎、33、5-11.
9) 田中耕平（1992）土砂災害と粘土、粘土科学、第 32 巻、第 1 号、16 - 22.
10) Tjia, H. D. & R. F. H. Muhammad (2008) Blasts from the impacting on Peninsular Malaysia. Bulletin of the Geological Society of Malaysia 54, 6.
11) 梅村順・原勝重・橋本桂弥・石塚陽人・芦田未來矢（2010）栗原市荒砥沢地すべり地と南耕英冷沢斜面崩壊地に分布する凝灰質土の地盤工学的性質、東北地域災害科学研究、第 46 巻、143 - 148.
12) Wesley, L. D. (1973) Some Basic Engineering Properties of Halloysite and Allophane Clays in Java, Indonesia. Geotechnique, 23, 471-494.
13) 吉田昌弘・千木良雅弘 (2012) 1968 年十勝沖地震によって降下火砕物層に発生した崩壊と風化の関連について、応用地質、62 巻、213-221.

74. 付加体における流れ盤すべりとは何か？

Mechanisms of landslides on dip slope of accretionary complexes

永田秀尚（有限会社　風水土）
Hidehisa Nagata

1. はじめに

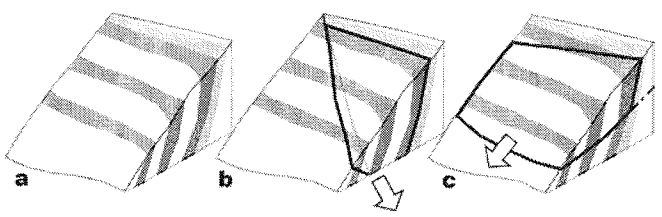
層状岩盤における地すべりの機構を考える上で，斜面と地質構造との関係はまずはじめに検討される項目の一つである．「第三紀層地すべり」や「結晶片岩地すべり」では流れ盤での地すべりが多いことが古くから認められてきた（たとえば藤田ほか，1976[1]）．しかし，日本列島のかなりの部分を占める付加体ではもう少し複雑な地質状況にあると思われる．ここでは付加体における地質構造と地すべり（広義）との関係を考察する．

2. 流れ盤斜面の分類と地すべり

鈴木（2000）[2]は流れ盤（dip slope）を柾目盤（daylighting dip），平行盤（parallel dip），逆目盤（hangnail dip）の3つに区分した．この区分と地すべりとの関係は次のようになる．

逆目盤：斜面傾斜より地層傾斜の方が急な構造である．これは本来不安定な構造ではない（図-1a）．紀伊半島の四万十帯はほとんどがこの構造であるにもかかわらず，1889年や2011年の豪雨によって地すべりが多発した．しかも，「流れ盤」である北向き斜面での発生が卓越している．[3)~5)] このような地すべりが発生するためには別の機構を考えなければならない．たとえば別系統の断層破砕帯との組み合わせによるくさび型のすべり（図-1b）[6)]や，より低角度な順序外スラストなどのすべり面化（図-1c）[7)8)]，あるいは重力的な座屈による低角度のヒンジ弱面の形成といった機構が考えられる．本来的に不安定な構造ではないことと，付加体はある程度の温度圧力履歴を受けて相対的に非付加体より強度の大きい岩石からなることから，簡単には地すべりが発生せず，逆に長期間をかけて不安定化が進行し，大きな誘因を受けた際に集中的で大規模な地すべりが発生することにつながっているかもしれない．

平行盤：斜面傾斜と地層傾斜が平行な構造である．これも本質的には不安定な構造ではない．しかし，地形も地質も複雑である付加体では大規模な平行盤斜面ができにくい．ほとんどが第四紀の隆起域である日本の山地では斜面下部に遷急線をともなう急斜面が出現することが多く，全体的には平行盤斜面であっても下部で柾目盤となり，不安定化につながる場合が少なくない．斜面下部の切土によって，人工的にこのような斜面ができることもある．そのようなことがなくても，逆目盤同様の機構で不安定化する場合がある．



図－1　逆目盤斜面における地すべり

柾目盤：斜面傾斜より地層傾斜が緩い構造である．地層中に夾在される脆弱な地層，あるいは層理面に平行な破砕帯が地表面に露出することになるため，最も不安定化しやすい．紀伊半島の四万十帯でも，一部は柾目盤構造をなす．また紀伊半島でも秩父帯の構造は低角度北傾斜を示すことが多く，北向き斜面において柾目盤となって不安定化する．[9)] さらに，北海道常呂帯で2001年に発生した北見市北陽の崩壊[10)]は，典型的な柾目盤での地すべりである．

3. 垂直盤，受け盤

地層の傾斜が急立し，垂直盤に近くなり，なおかつ地表面も急傾斜の場合には，座屈のみならずトップリングも起きうる．

地層の傾斜方向が斜面の傾斜方向と逆向きになる受け盤構造であっても，層理面と斜交する剪断面が流れ目となり，それが地すべりの素因となる場合がある．2004年豪雨によって紀伊半島の秩父帯で発生した春日谷A崩壊はその例であった[11)]．また，やや特殊な場合であるが，本来低角度の受け盤構造である岩盤の表面が風化と重力変形を受けて流れ盤に変化し，それが地すべりの素因となった例もある．

4. まとめ

付加体はその形成過程でさまざまな構造運動を受けて現在に至っている．層理面自体，姿勢の変化に富むほか，層理面以外にも，それに斜交するように発達する劈開面，断層面を伴い，全体的にばらつきの大きい不連続面群が発達する岩盤となることが特徴である（図-2）．このため，付加体からなる斜面の安定性評価や地すべり機構解析にあたっては，あまり単純化されたモデルを用いず，十分なデータを取得して検討する必要がある．また，日本列島に分布する付加体について，各地でどのような岩盤の構造となっているかを記載することは重要な作業である．

ただし，流れ盤についてのこのような特徴は付加

体だけにとどまるものではなく，程度の差こそあれ，日本列島を構成する付加体以外の岩盤でも全体に言えることである．たとえば山岸(1991)は北海道で古第三系～新第三系の前弧海盆堆積物からなる山地の地すべり分布について，それが地層の年代より地層の傾斜によって規制されており，層理面が45°より緩傾斜の範囲に地すべりが多いことを示した[12]．逆目盤では地すべりが発達しにくいことは，正常堆積岩の方がはっきりいえるのかもしれない．

いずれにしろ，斜面の調査にあたっては，さまざまの構造要素を丁寧に把握する必要がある．

文献

1) 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(1), pp.25-36.
2) 鈴木隆介（2000）：建設技術者のための地形図読図入門　第3巻，古今書院.
3) 巨智部忠承（1891, 1981復刻）：吉野郡水災誌　巻11.
4) 平野昌繁・諏訪　浩・石井孝行・藤田　崇・後町幸雄（1984）：1889年8月豪雨による十津川災害の再検討－とくに大規模崩壊の地質構造規制について－，京大防災研年報27B-1，pp.369-381.
5) 奈良県HP　深層崩壊のメカニズム解明に関する現状報告.
http://shinsouhoukai.sakura.ne.jp/data/report1306.pdf
6) Chigira, M., Tsou, C.Y., Matsushi, Y., Hiraishi, N., Matsuzawa, M., 2013. Topographic precursors and geological structures of deep-seated catastrophic landslides caused by Typhoon Talas. Geomorphology Vol. 201, pp.479-493.
7) 木村克己（2000）：四万十帯の付加体地質―奈良県南部を例にして―，京大防災研研究集会12S-3，pp.5-11.
8) 永田秀尚・木村克己・横山俊治・井口　隆・加藤弘徳（2013）：テクトニック-ノンテクトニック反転構造：2011年紀伊半島豪雨による高速岩盤すべりを例として，日本地質学会第120年学術大会講演要旨，p.153.
9) Kojima, S., Nagata, H., Yamashiroya, S., Iwamoto, N. and Otani, T. (in prep.): Deep-seated large landslides controlled by geologic structure: prehistoric and modern examples in Jurassic subduction-accretion complexes of Kii Peninsula, central Japan, Engineering Geology.
10) 田近　淳（2012）：北見市北陽の斜面崩壊，(社)日本地すべり学会北海道支部・北海道地すべり学会編「北海道の地すべり」，pp.103-107.
11) 永田秀尚・柏木健司・飯沼達夫・萩原陽一郎（2010）：2004年台風21号豪雨により三重県宮川村で発生した岩盤崩壊の地質素因，日本地すべり学会誌，Vol. 47(2)，pp.22-30.
12) 山岸宏光（1991）：シンポジウムの趣旨，地すべり学会北海道支部研究発表会論文集，pp.22-23.

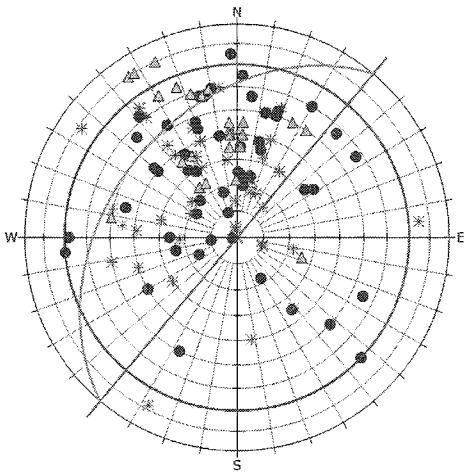


図-2　2011年奈良県五條市赤谷崩壊地周辺の面構造測定結果[9]（傾斜ベクトルプロット）．●：層理面，▲；劈開面，*：断層面，大円：斜面．

75. 宮崎県耳川流域で発生した深層崩壊斜面の内部構造
—塚原地区を例として—

Internal structure of deep-seated landslides slope that occurred in Miyazaki Prefecture Mimikawa basin
--As an example Tsukahara site--

○林　信雄（西日本技術開発㈱），田中　和広（山口大学）
Nobuo Hayashi, Kazuhiro Tanaka

1. はじめに

深層崩壊に関しては，また未知の部分が多い．これまでは地形的な検討に主眼が置かれていたが，将来の活動予測のためには，まずメカニズムを明らかにする必要がありそのためには深層崩壊斜面の地下について詳細な構造解析が求められる．

2005 年台風 14 号に伴う耳川豪雨災害では多くの深層崩壊が発生した，宮崎県東臼杵郡椎葉村塚原地区においても耳川の右岸側において幅 170m，長さ 400m の大規模な崩壊が発生した

当地区では，崩壊によって岩盤が崩壊したが一部は崩壊せずに斜面にとどまっており深層崩壊発生の原因となった可能性のある地質構造を観察することができる．また，崩壊箇所およびその周辺において複数のボーリング調査が実施されている．本研究ではコアや露頭観察から内部構造の記載・分析を行い，深層崩壊箇所の地下の内部構造を明らかにすることに主眼を置き，地質構造の検討より深層崩壊の発生原因について考察を行うとともに，将来の活動予測に対する基礎資料を得ることを目的とする．

2. 調査位置および地形概要

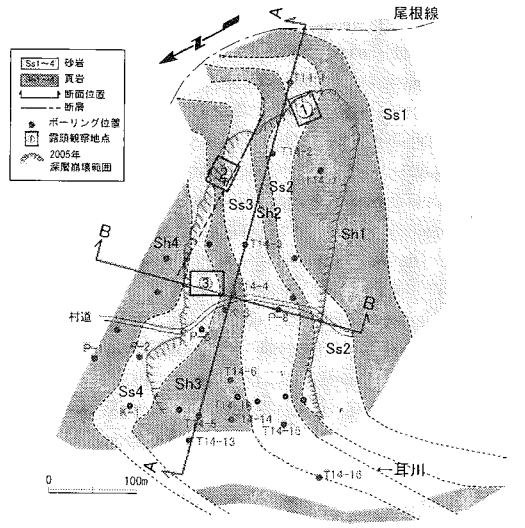
耳川は九州山地東側の山々を源流として，東側へ流下し，日向灘まで流れる全長 91km の二級河川であり，塚原地区はこの耳川の中流域右岸側に位置する．

当地区の地質は崩壊堆積物と日向層群からなる（図－1）．日向層群は砂岩と頁岩が互層をなし，地層の走向は北東－南西走向で、傾斜は 40° 北傾斜しており、当斜面は流れ盤となる．砂岩と頁岩はその性状から，本来の地質構造が保持され堅硬な岩盤(基盤岩と呼ぶ)と基盤岩の上位に分布する二次的に地質構造が乱され，様々の大きさの角礫状に破砕された岩盤状態を示す部分がある．角礫と角礫を埋める細粒化した基質からなる固結したものをここでは角礫岩と呼び，記載用語として用いる．また，角礫岩が分布する範囲を角礫岩卓越層と呼ぶ．

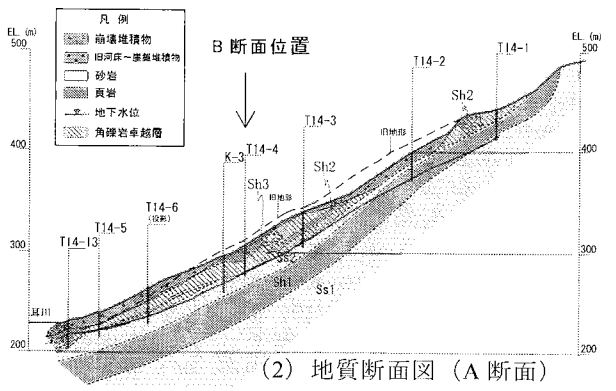
3. 調査の方法

調査は以下に示す内容を実施した．

- ボーリングコア観察（28 孔，821m，最大深さ L＝48m）
- 薄片観察（3 箇所）



（1）地質平面図（日向層群）



（2）地質断面図（A 断面）

図－1　塚原地区の地質図

- 露頭観察（滑落崖 300m 区間連続観察）
- スラブ観察（10 箇所）
- 露頭粒度測定（1 箇所）
- ボーリングコア粒度測定（12 孔）

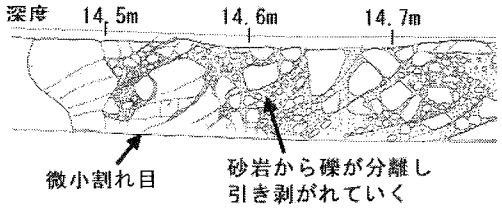
3. 調査結果

ここではボーリングコアの観察結果の一例を示す。

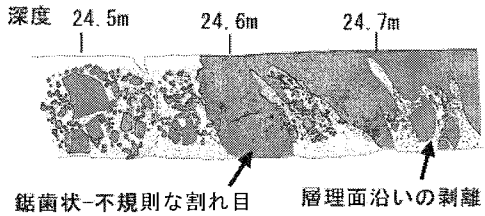
角礫岩は母岩の違いにより異なる構造を呈する．

砂岩は不規則な微小割れ目沿いに角礫化が進行し，砂岩から角礫が分離し，引き剥がされるように構造が壊され，長径 1 cm～3 cmオーダーの等方形で無構造の角礫が形成されており，角礫が分離する過程で回転し角礫の角が取れて亜円礫～円礫状を呈するものも認められる（図－2（1））．

頁岩においては層理面沿いに岩石が剥離するとともに，層理面に直交～斜交する鋸歯状～不規則な割れ目によって角礫化が進み，長径数mmオーダーから数cmオーダーの角礫が形成されている（図－2（2））．



（1）砂岩



（2）頁岩

図－2　母岩の違いによる構造

ボーリングコアや露頭においてこのような観察を行った結果、角礫化が進行していく中で層理面の保持状況、角礫の粒度，円磨度および基質の量比が一連の変化を示すことからこれらを指標に角礫岩をbr1～br5に区分した．角礫岩について，角礫化区分（br1~br5）を基にしたボーリング柱状図を作成し、角礫岩の対比（全28孔）を行い，その結果を基に角礫化区分図を作成した（図－3）．

A断面は深層崩壊地の斜面傾斜方向の断面であるが，角礫化区分はある範囲までは斜面の傾斜に調和的に連続しているが，T14-2孔とT14-3孔，K-3孔とT14-6孔，T14-6孔とT14-5孔間において不連続となる．すなわち，複数の角礫化区分が連続する岩体が分布している．それらの規模は斜面長50～150m，厚さ10～30mと異なるが，ここではこれをブッロクと呼び，当斜面では斜面上部から下部までに主に4つのブロック（Ⅰ～Ⅳ）を認定することができる．

4．考察

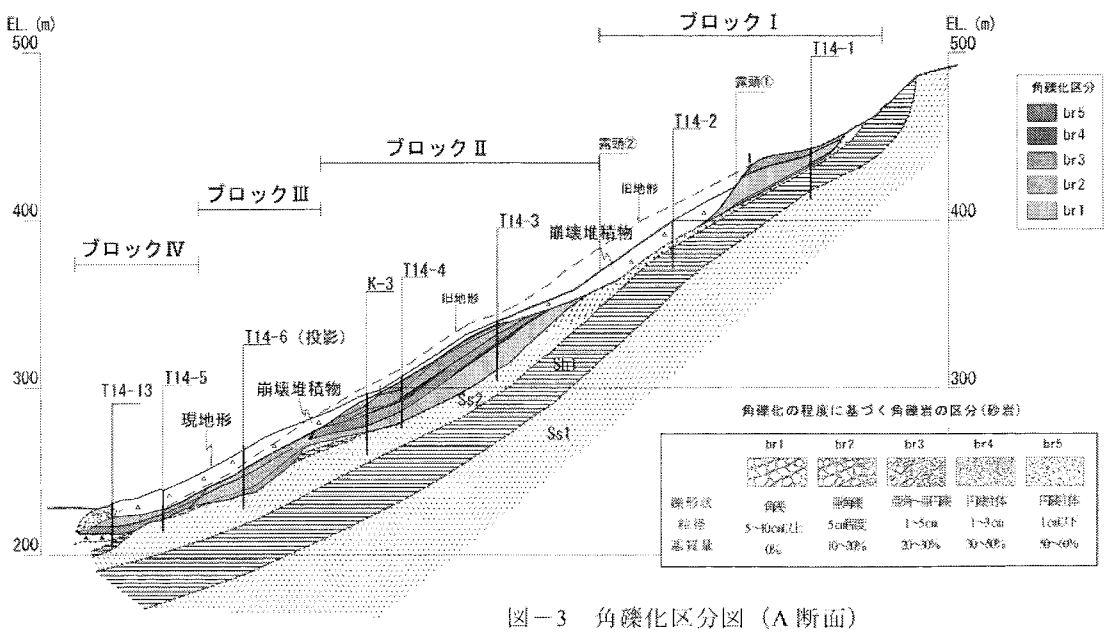
深層崩壊斜面の地下には広く角礫岩卓越層が形成されている．但し，角礫岩は現在の河床から下位には形成されていない。

角礫岩を構成する角礫の粒度には，粒径が大きいものから小さい細粒ものまで変化が見られ，数十cm～数m単位で繰り返して分布し，斜面傾斜方向に連続することからひずみが集中するゾーンが形成されていると考えられる．特に細粒化した部分でひずみが集中し破壊が発生した可能性がある。

角礫岩には明瞭な粘土やすべり面は形成されていない．

以上から角礫岩は断層や地すべり運動によって形成されたものではなく，耳川が河床を下刻していく中で浸食によって形成された不安定な斜面内部において，複数の箇所にひずみ集中帯が発生し，それらを中心として破壊が発生し，角礫化した斜面と考えられる．また，複数のブロックが分布するのは，河床の下刻とともに，ひずみの集中の場の変化によって，新しい角礫岩卓越層が形成され，高標高部から低標高部へ向かって順次，ブロックが形成された斜面と考えられる

なお，2005年に発生した深層崩壊は，角礫岩卓越層および基盤岩との境界の一部で発生しており，今回分布が明らかとなった角礫岩卓越層は，今後深層崩壊が発生する前駆体である可能性が高く，深層崩壊の素因を評価する際に重要な地質構造と考えられる．



図－3　角礫化区分図（A断面）

76. 深層崩壊発生斜面の微地形・地質構造－紀伊山地の例－

Micro Topography and Geologic Structures of Deep Seated Catastrophic Landslides: A case of the Kii Mountains

○横山　修，小川内良人，山崎　勉（国土防災技術株式会社）
酒井　良，桜井　亘（国土交通省近畿地方整備局大規模土砂災害対策技術センター）
Osamu Yokoyama, Yoshito Ogawauchi, Tsutomu Yamazaki, Ryo Sakai, Wataru Sakurai

1. はじめに

天然ダムや大規模土石流など深層崩壊起因の被害を軽減するには，崩壊の発生箇所を事前に予測し，なんらかの対策を講じておくことが有効である．深層崩壊の発生斜面には，断層などの地質構造や岩種による透水性の違い，長期的な重力作用による岩盤の変形が関与している場合が多い．[1] また，航空レーザ測量（LP）データの分析により，深層崩壊発生前の地表面に小崖等の微小な地形的変化が現れることが明らかになっている．[2] したがって，崩壊発生箇所の予測には，地質構造，および微地形の把握が不可欠である．しかしながら，断層等は普遍的に分布するものであり，滑落崖等の変動地形も広域にわたって分布することがある．現象の有無を把握するだけでは崩壊発生箇所の予測は困難であり，崩壊の危険性が高い斜面を見極めるためには，さらに断層面の特徴や崖の発達程度など，タイプや程度の分類可能な特徴に着目しなければならない．

本研究では，平成23年9月の台風12号により紀伊山地で発生した多数の深層崩壊のうち，隣接して発生した赤谷，長殿，河原樋（赤谷東）の3箇所を対象に，微地形と地質構造の特徴を詳細に把握するため，LPを用いた地形判読と地質踏査を行った．ここでは，赤谷について報告する．

2. 研究地域

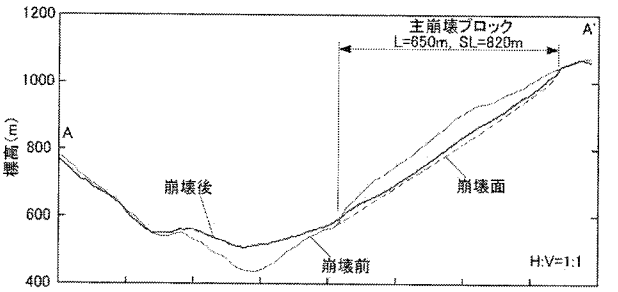
対象地域は紀伊山地の中央部に位置する．地質は四万十累層群の付加コンプレックスである．白亜系の日高層群は，ENE-WSW方向で北傾斜する断層によっていくつかの構造層序ユニットに区分される．また，赤谷，河原樋，長殿では，北傾斜のスラスト（衝上断層）でサブユニットに区切られた美山層が分布している．

美山層は，チャート，緑色岩類を含む頁岩，砂岩頁岩互層で構成されており，変形が強く断層が発達している．付加コンプレックス形成時の破砕帯やせん断面を伴い，特に頁岩層では断層面の発達が著しい．

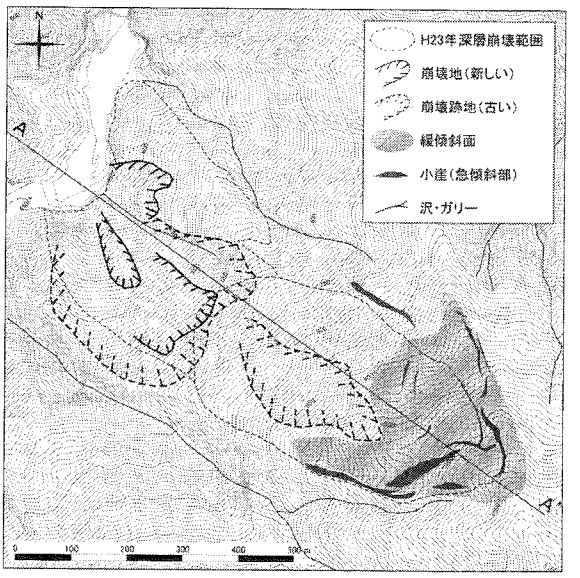
図－1に崩壊前後の赤谷の地形断面を示す．崩壊前は平成21年に，崩壊後は平成23年9月の台風12号直後に，いずれも近畿地方整備局により取得されたLPデータ（1mグリッド）を用いた．幅300m，斜面長800mの斜面が崩壊し，下部斜面を巻き込みながら移動した土塊は直下で天然ダムを形成した．崩壊地内には土塊が残存しており，最大崩壊深さは約70~100mと推定される．崩壊面の傾斜は35°で概ね一定しており，大局的には平面すべりであった．

3. 微地形分布

図－2に崩壊前の赤谷の微地形分布を示す．微地形の判読には，DEMデータから作成した傾斜量図，および地形表現図を使用した．稜線に沿って不明瞭な線状凹地があり，稜線下には不規則な凹凸のある馬蹄形状の緩傾斜地が分布する．一方，末端部は急勾配となっており，斜面は凸状で丸みを帯びている．以上のような形態からすると，この斜面は岩盤の重力性変形（岩盤クリープ）が進行していたことは明らかである．崩壊の輪郭は，千木良[2]が報告しているように，高さ数mの小崖とほぼ一致する．左側方崖では，直線的なやせ尾根の頂部から滑落しており，側部は断層等で規制されていたと考えられる．



図－1　崩壊前後の断面図



図－2　赤谷周辺の微地形分布

4. 崩壊地周辺の地質構造

図－3 に崩壊地の地質図を示す．左側方崖は砂岩主体で，右側方崖は頁岩，砂岩頁岩互層である．崩壊地中央付近には左側壁を規制した断層が想定される．おそらく美山層をサブユニットに分断するスラストと考えられる．

層理面の走向傾斜の姿勢は，概ね走向 N75°W，傾斜 55°N である（図－4a）．層理面の走向はほぼ崩壊土砂の移動方向に近いが，傾斜は崩壊面より急であるため，流れ盤の中でも“逆目盤”と言われる形態である．一方，崩壊内で見られる不動岩盤には，層理面と斜交するせん断面が発達し，崩壊面の一部として露出する場合が多い．また，数 m 間隔で脆性破壊をともなう小断層が発達する．これら断層面の走向は NE-SW で，崩壊の移動方向とも一致しており，傾斜は崩壊面に近い（図－4b）．すなわち，せん断面や小断層が崩壊面の主体となったことが考えられる．実際に崩壊地内に部分的に露出する岩盤面，すなわち崩壊面は頁岩層であり，その表面は光沢のあるせん断面であった（図－5）．

5. 岩盤の重力性変形と崩壊面の形成

崩壊地の中腹から下部にかけて，崩壊の前から岩盤が徐々に変形（クリープ）し脆弱化していたと考えられる痕跡が残されている．崩壊面の下位に見られる岩盤は，風化が進み亀裂が開口し緩んでいる．また，崩壊面には数 m~十数 m サイズの凹凸があり，層理面が大きく屈曲し波打っているようにも見える（図－5）．層理面と斜面との関係が逆目盤であることを考慮すると，重力性変形は座屈タイプ[3]と考えられる．

崩壊面は主に破砕帯や小断層によって形成されていると考えられるが，崩壊面下にも破砕帯や小断層がみられ，重力性変形がこれらを連結させる役割も担っていると推測される．同時に，発達したせん断面や小断層が岩盤の重力性変形を進行しやすくしていたことも考えられる．崩壊面の凹凸は，付加体形成時の変形や重力性変形に加え，こういった破砕帯や小断層の連結によるものと考えても矛盾はない．

崩壊前の地形には，不明瞭な凹凸や遷急線，遷緩線を伴う緩傾斜地が分布していたが，崩壊の輪郭とほぼ一致したのは，高さ数 m の小崖であった．これは，岩盤の重力性変形が斜面で進行する中で，部分的に形成されていた崩壊面が連続し地表に露出したものであり，周辺から分離された移動体が形成されたことを示していると考えられる．このような小崖の識別は，崩壊発生箇所を特定するだけでなく，活動性を評価する上での重要な指標となる可能性がある．

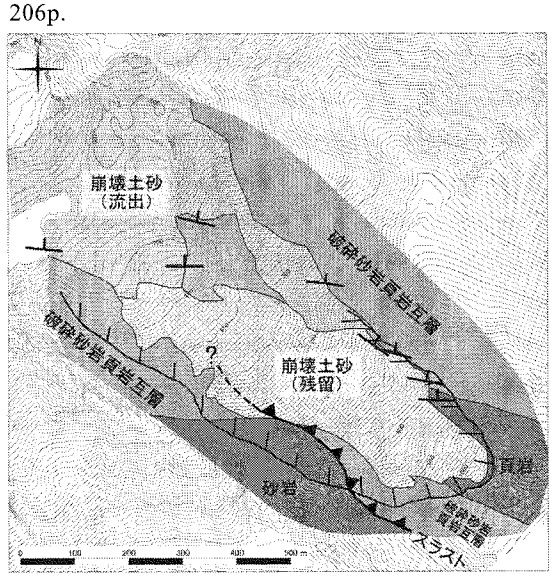
6. おわりに

赤谷における地質構造と地表面の変動地形の構造が明らかになり，重力性変形と深層崩壊の関係性が明確となった．河原樋，長殿においても赤谷に類似する点が多く，同様の構造を有していると考えられる．今後は，紀伊山地で発生した他の深層崩壊でも，同様の検討，整理が必要である．

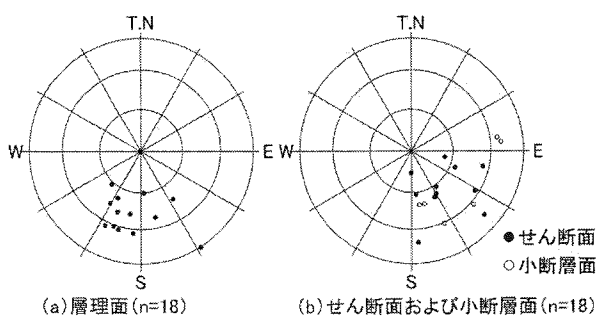
本研究を進めるに当たり，ご指導頂いた京都大学防災研究所千木良雅弘教授に感謝申し上げます．

文献

1）千木良雅弘（2009）：深層崩壊－どこが崩れるのか－，近未来社，232p.
2）千木良雅弘（2007）：崩壊の場所－大規模崩壊の発生場所予測－，近未来社，256p.
3）千木良雅弘（1998）：災害地質学入門，近未来社，206p.



図－3　赤谷周辺の地質



図－4　層理面と破断面の姿勢



図－5　凹凸に富む頁岩の崩壊面

77. 田辺市熊野地区における深層崩壊と地質構造の関連性について

About association of deep-seated landslide and the geologic structure in Iya, Tanabe-shi district

○岡島信也, 金村和生（中央復建コンサルタンツ㈱） Shinya Okajima, Kazuo Knamura
小杉賢一朗（京都大学大学院農学研究科） Kenichiro Kosugi
三田村宗樹（大阪市立大学大学院理学研究科） Muneki Mitamura
桜井亘, 酒井良, 北垣啓文, 平野剛（国土交通省近畿地方整備局紀伊山地砂防事務所）
Wataru Sakurai, Ryou Sakai, Hirohumi Kitagaki, Gou Hirano
奥山悠木（国土交通省近畿地方整備局大規模土砂災害対策技術センター） Yuki Okuyama

1. はじめに

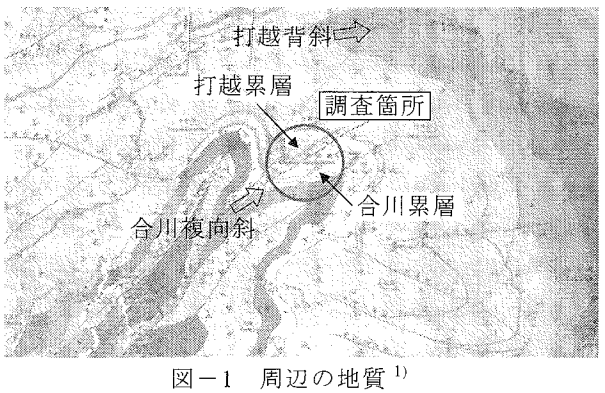
2011 年 9 月の台風 12 号は，西日本の広い範囲で記録的な豪雨をもたらし，紀伊半島の各地で多くの斜面崩壊が生じた．田辺市の熊野地区においては，大規模な深層崩壊が発生した．

本研究では，これまでの現地調査で得られた情報から，深層崩壊の発生要因のひとつであったと考えられる，付加体地質特有の地質構造とクリープ変形作用に着目し，深層崩壊の発生のメカニズムついて考察した．

熊野地区では，現在，地表踏査，電気探査，ボーリング調査，各種孔内試験を実施している．また，広域の水文地質構造を把握するため，流量調査，各種水質試験も実施している．これまでの調査結果より，対象地区の崩壊は，地質構造，クリープ変形（緩み），及び水文地質構造等が複合的に関与して発生したものと推定される．今回は，そのうち，地質構造やクリープ変形作用と，崩壊との関連性について，考察した結果を報告する．

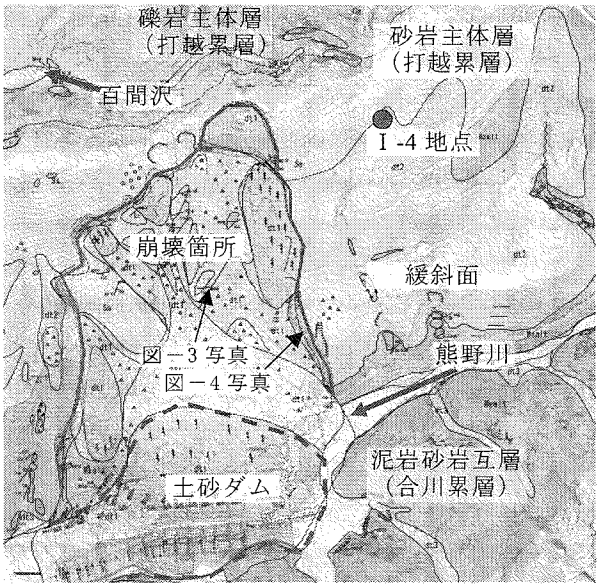
2. 調査地の地質分布と地質構造

調査地は，四万十帯の牟婁層群分布域に当たり，第三紀漸新世～中新世前期に形成された泥岩優勢互層（合川累層）及び礫岩，砂岩主体層（打越累層）が分布する．地質構造は，複数の向斜軸からなる合川複向斜とその周囲を弧状に曲がる打越背斜などが分布し（図－1 参照），付加体特有の高度な褶曲構造を成している．四万十帯は全体的には北傾斜しているが，図に示すように，当該地では背斜軸の南側翼部にあたるため南傾斜となる [1)]．



図－1　周辺の地質 [1)]

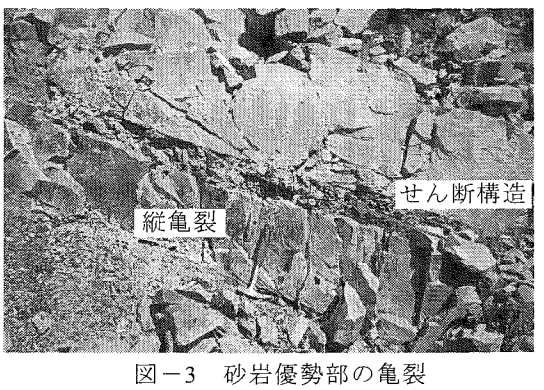
調査結果等から，調査地には，斜面上部から中腹にかけて礫岩主体層と砂岩主体層（打越累層相当層）が分布し，斜面下部には泥岩・砂岩細互層（合川累層相当層）が分布する（図－2 参照）．層理面は崩壊地斜面部で 40 度前後の流れ盤方向に発達するが，斜面下部の砂岩泥岩細互層部では水平から緩い受け盤方向となっている．



図－2　崩壊地の地質平面図

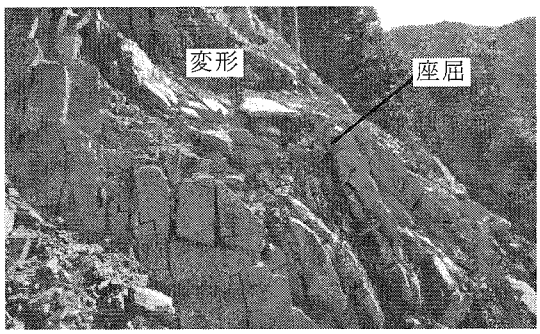
3. 地質構造に起因する緩み領域の形成

図－3 は砂岩泥岩互層の露頭であるが，泥岩層は層理面方向に卓越したせん断構造が発達し，砂岩部は層理面と直行する方向の開口亀裂が多く観察される．これは，付加体形成時の褶曲変形の際に泥岩部の延伸に伴う引張亀裂が砂岩層に働いたものと考えられる．



図－3　砂岩優勢部の亀裂

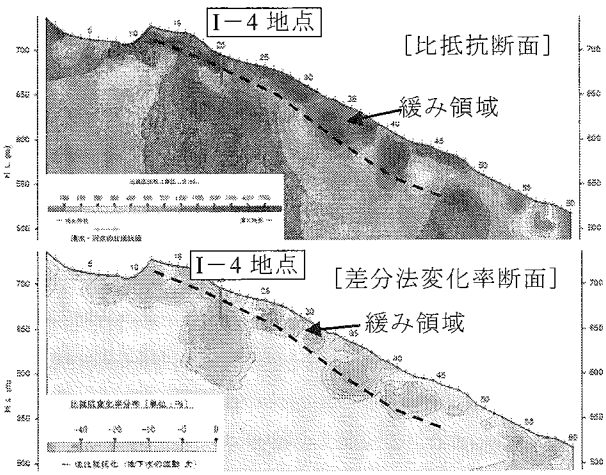
側面の滑落崖では，上述のせん断構造を持つ泥岩に沿ってすべり，座屈した層理の屈曲部が観察されることから（図－4），クリープ変形による地盤の変形，緩み領域の形成が予見される．今回の調査では，電気探査，ボーリング調査，ボアホールカメラの観察結果から，深さ30mに及ぶ緩み領域を確認した．



図－4　滑落崖で見られる緩み領域

4. 電気探査による緩み領域の確認

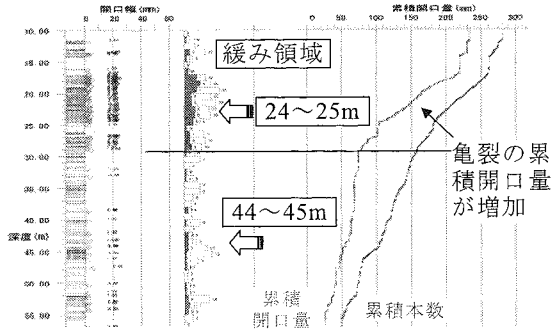
図－5 は比抵抗電気探査の結果であるが，本調査では地下水の動きを捉えるため，「差分法」と呼ばれる方法を併用した．差分法は，同じ測線において異なる電圧条件で2回測定(電圧変化）を行い，土中水の流動に伴って発生する微弱な誘導電位または誘導電流を増幅させ，得られる比抵抗値の差分(比抵抗変化率）を把握する方法である[2)]．その結果，深さ30～40m前後の深部までの間で，地山の比抵抗値にムラがあり，かつ地下水の動きが相対的に大きい領域が認められた．



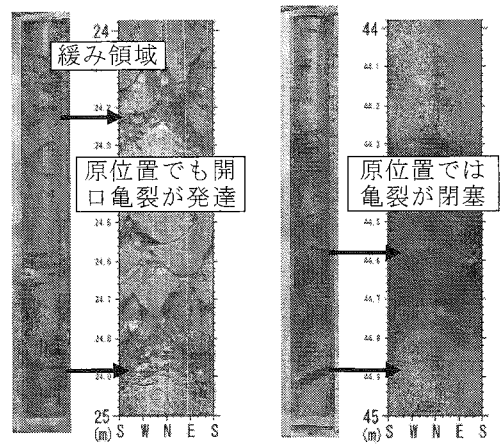
図－5　比抵抗電気探査（差分法併用）

5. ボアホールカメラ観察による緩み領域の確認

図－6 は崩壊地側方の未崩壊斜面の中腹で実施したボアホールカメラの解析結果図であるが，赤色の亀裂頻度グラフ，青色の開口亀裂の開口量グラフともにGL-30mより浅部で緩み領域が捉えられている．また，図－7では同じボーリング地点の深度44～45mと24～25mのコアと孔壁展開画像を比較しているが，深部はボーリングコアで見られる亀裂が原位置では開口してないのに対し，浅部はコア状態と同様の開口亀裂の発達が原位置でも確認できる．



図－6 亀裂解析結果図（Ｉ－4 地点）

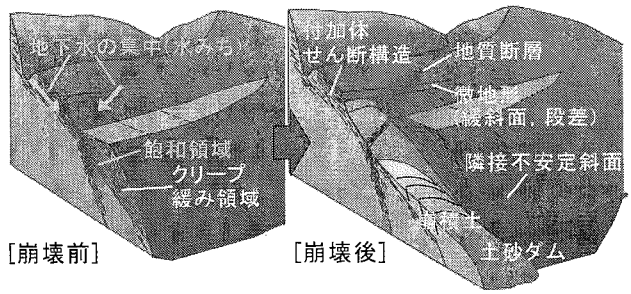


図－7　ボーリングコアと孔壁展開画像（Ｉ－4 地点）

これらの結果から，崩壊地周辺斜面では長い年月を経る間に，徐々に斜面下方に地山が重力移動する，いわゆるクリープ変形が進行し，移動に伴い潜在的なせん断面等が緩み領域を形成していたものと推察する．

6. 深層崩壊との関連性

これまでの調査結果から，付加体地質特有のせん断構造が流れ盤方向となる斜面域では，クリープ変形による深い緩み領域が発達し，その工学的脆弱性と，その透水特性に起因する地下水の作用により，深層崩壊に至ると考えられる．今後は深層崩壊と地質構造の関連性に加え，豪雨時の地下水挙動との関連性についても調査を進めていく必要がある．



図－8　深層崩壊発生のメカニズム

文献

1）鈴木博之ほか（1979）「栗栖川地域の地質」地域地質研究報告(5万分の1地質図幅)，地質調査所．

2）桜井亘，酒井良，岩田孝治，小杉賢一朗，金村和生，岡島信也(2014)，熊野地区における深層崩壊と地質・水文特性との関係，平成 26 年度砂防学会研究発表会．

78. 三波川帯岩盤地すべりの変位速度と内部構造

Displacement speed and internal structure of the Sanbagawa Zone bedrock landslide

山田政典，○森山 豊，古宮 一典，吉田 浩，森木良太、(応用地質株式会社)
Yamada masanori, Moriyama Yutaka, Komiya kazunori, Yosida yutaka, Moriki ryouta

1. はじめに

地すべりの内部構造の観察は、近年の高品質ボーリングによるコア採取とボアホールスキャナーによる面構造の測定により把握することが可能となり、脇坂ほか（2012）では、地すべりの認定には高品質コアを用いた岩石の破砕度区分と面構造の確認、および無構造の角礫岩の分布位置と頻度が重要であると述べている。

地すべりの内部構造は、オリジナルの地質構造と地表から進行する劣化作用、そして変位の累積により形成されたものである。よって、高品質ボーリングなどの高い精度の地質調査と動態観測結果を踏まえた地質解析によりその形成過程を明らかとすることができれば（山田ほか，2012）、現在の地すべりの安定度や地すべり対策工の選定、配置を最適化する上での貴重な情報が得られる。

本論では、三波川帯の岩盤地すべりの動態観測結果と高品質コアによる地すべり土塊の破砕度を比較し、地すべりの内部構造の解明の必要性を述べる。

2. 地すべり地の概要

検討地すべりは、三波川帯の緑色片岩分布域の幅250m長さ800mの大規模地すべりであり、大きくABCの三つのブロックに分けられる。基盤地質は、下位より緑色片岩、変斑れい岩が分布し、地すべりは、片理面の構造が30度未満の流れ盤構造を呈する緑色片岩分布域に発達する。本論では、地すべり対策工の未施工時の動態観測結果が得られているAブロックの検討結果を述べる（図1）。

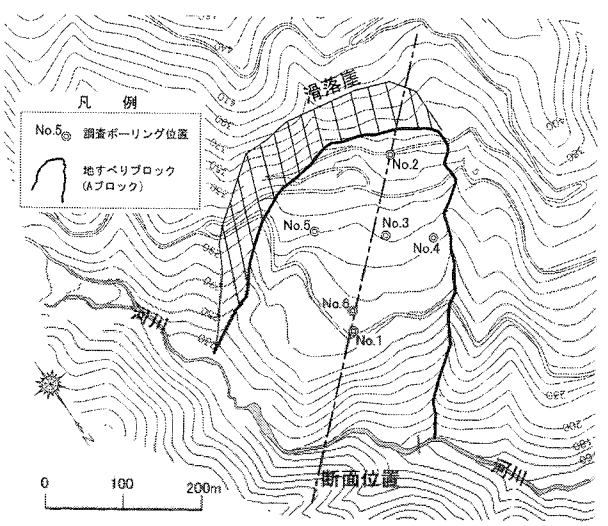


図1 Aブロック平面図

3. 破砕度区分の実施

本現場のコア採取は、既存の掘削ツールの改良による高品質ボーリングに分類されるLWLP工法（低送水量低給圧工法）を用いているが、掘削径は66mmであり、一般の86mmの高品質コアよりコアの乱れが大きい。よって、本論では、脇坂ほか（2012）を参考に表1に示す孔径66mmの破砕度区分基準を作成した。

表1 破砕度区分基準

記号	コアの状態
cl	粘土状コア。褐色～還元色の礫混じり粘土～砂。 一般に無構造であるが、縞状模様が確認されることがある。
Cr4	細礫状コア。褐色～還元色の粘土質な細礫。礫径5mm以下程度。 一般に無構造であるが、縞状模様が確認されることがある。
Cr3	無構造な角礫状コア。礫径5～15mm程度。角礫と細粒物が概ね等量。
Cr2	無構造な角礫状～岩片状コア。礫径15mm程度以上。角礫が分離し、 角礫間を細粒物が充填。一般に、割れ目として認識されない。
Cr1b	岩片状～短棒状コア。割れ目に細粒物が充填。
Cr1a	岩片状～短棒状コア。割れ目の酸化汚染、細粒物の付着は極僅か。

各孔の破砕度区分は、図4の破砕度区分断面図に示した。No.1、No.6、No.3孔では、弱風化の割れ目が発達する岩片状コア下位の細片化進行部に、すべり面と考えられる縞状構造の認められる褐色粘土が認められる。一方、ブロック頭部のNo.2孔では、土砂状の褐色粘土の流入が顕著な劣化域の下限に縞状構造の褐色粘土が認められる。

なお、Aブロック移動体の破砕および風化は、地すべり頭部の引張域、およびせん断変位の認められるすべり面近傍域で明瞭である。

4. Aブロックの未対策時の変位速度

図2に対策工未実施時期のAブロックの挿入式孔内傾斜計観測によるせん断変位区間の変位量-継時変化図を示した。変位は常時認められ、多雨に伴い急増する。地すべり中部のNo.6孔、中部上位のNo.3孔、上部のNo.2孔の平成17年3月から平成18年6月にかけての変位量は、ほぼ12mmと同程度となっている。

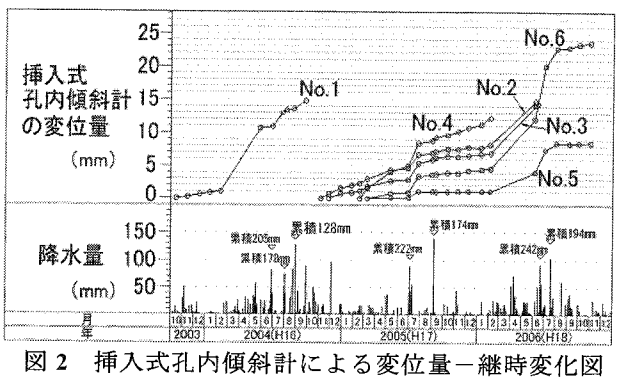


図2 挿入式孔内傾斜計による変位量－継時変化図

5. 地下水位観測結果と破砕度区分

図 3 に孔内傾斜計観測を実施した 3 孔の地下水位観測結果を示した。地下水位観測孔の構造は、土砂区間を除き、ストレーナー加工を実施し、すべり面直上で掘り止めている。地すべり頭部に位置するコアの破砕と風化が進行した No.2 孔の地下水位の変動幅は小さい。これは、本孔周辺の地盤の透水性が大きいことによると考えられる。一方、移動土塊が岩片主体の No.1 孔の地下水位の変動幅は大きい。これは、観測水位が岩片主体の割れ目の地下水位を計測しているためと考えられる。以上より、各孔の観測水位の特徴は、観測孔近傍の地すべり土塊の性状と関連するものと考えられる。なお、本現場では図 4 の破砕度区分 Cr1～2 の地下水を集水井による排除する対策を行っている。

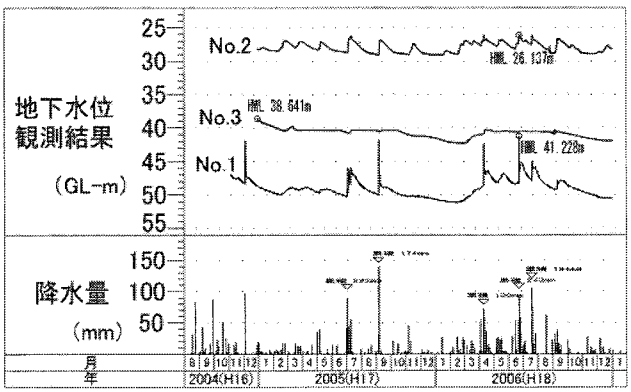


図 3　A ブロック地下水位観測結果

6. 挿入式孔内傾斜計による累積変位図と破砕度区分

図 5 に No.1、No.2 孔の挿入式孔内傾斜計観測の累積変位図を示した。地すべり変位の大部分は、Cr3 より細粒な粘土状～細礫状コア部でのせん断変形の累積である。しかし、すべり面以浅の区間についても、わずかな傾動性の変形が認められる。この傾動性の変形が、地すべり内部の岩盤の割れ目の形成から無構造の角礫岩の形成までを担う変形であるのかを明らかとするためには、沈下方向の変位量を考慮した検討が必要である。

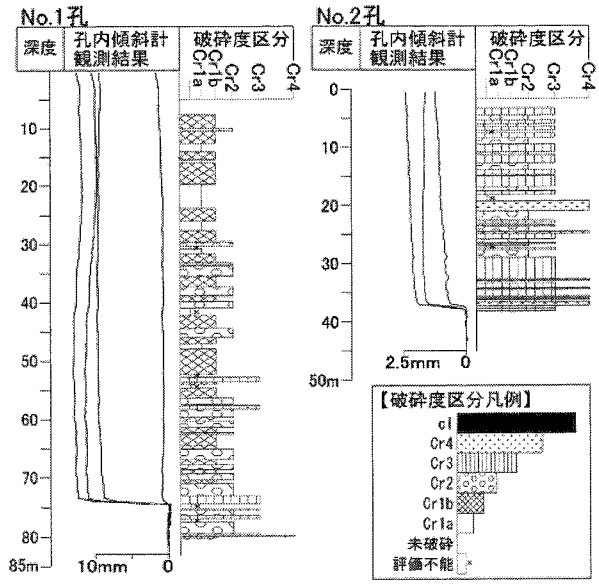


図 5　No.1、No.2 挿入式孔内傾斜計累積変位図

7. 地すべりの内部構造の解明の必要性

本地すべりの破砕構造が現在の変位速度の継続により形成されたのか、変位速度の急増期に形成されたのかは明確でない。しかし、その解明は、現在の地すべりの安定度、対策工の実施時期を判断する上での情報を与える。

今後、地すべりの機構解析では、地すべりの内部構造の解明を進めるとともに、その形成時期を解明する取り組みが必要である。また、移動体の破砕度とその形成にかかる変位量の関係を解明することが望まれる。

文献

1）脇坂安彦、上妻睦男、綿谷博之、豊口佳之(2012)：地すべり移動体を特徴づける破砕岩－四万十帯の地すべりを例として－，応用地質，Vol.52，No.6，pp.231-247.

2）山田政典、森山豊、森木良太、長岡弘晃（2012）：孔内カメラ観察を用いた地すべりの内部構造の推定，第 51 回日本地すべり学会研究発表会講演集

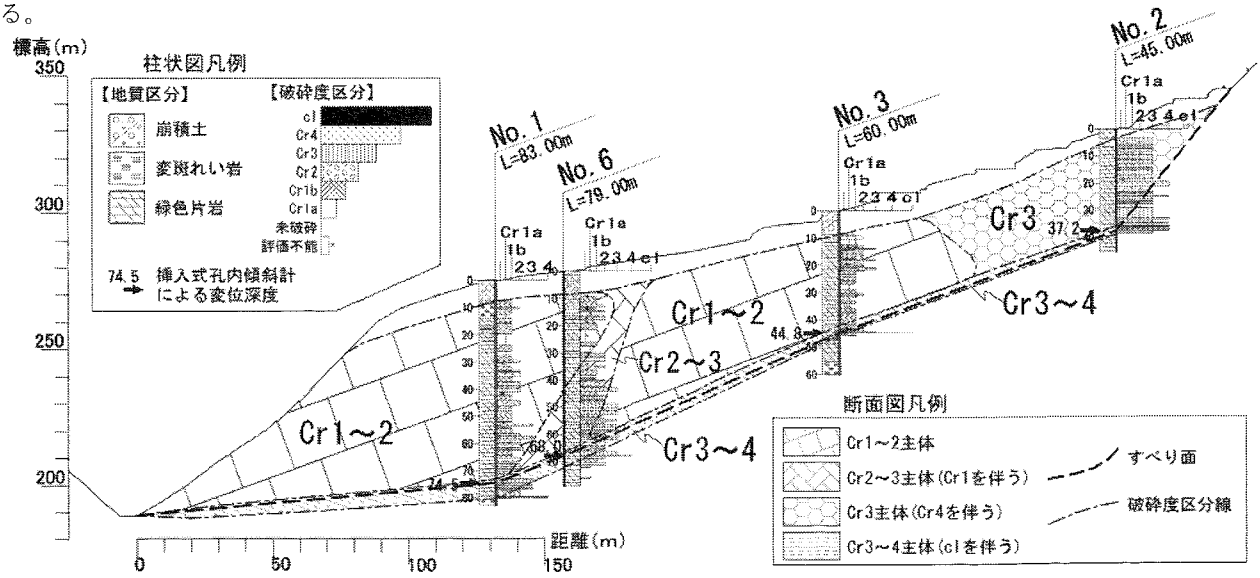


図 4　A ブロック破砕度区分断面図

79. 旧道斜面調査から得られた斜面変状の特徴

Characteristics of slope deformation obtained from old road slope survey.

○宍戸政仁，倉橋稔幸，日下部祐基(土木研究所寒地土木研究所)
Masahito Shishido, Toshiyuki Kurahashi, Yuki Kusakabe

1. はじめに

筆者らは，過去に国道として供用されていた北海道内の旧道斜面において，経年的な変状の推移を 7 年間にわたり調査し，地形・地質毎の変状の特徴や発生源箇所の分布などから，斜面点検時の着目点や対策工の効果などについて示してきた[1)]

本報告では，10 地区の旧道において，7 年間で発生した斜面について，斜面勾配ごとに地形や斜面の表面状況(露岩や植生など)，対策工の有無などを分析した．

2. 分析方法

調査箇所は，火砕岩地域である太島内，滝の澗，神威岬，神岬，川白，カスペの 6 地区と，変成岩地域である幌満，宇遠別，タニイソの 3 地区，および溶結凝灰岩が分布する層雲峡を加えた計 10 地区である(図-1)．

7 年間にわたる調査結果から，新たな落石や岩盤崩壊などの変状が確認できた箇所について，その形態や規模，地質や周囲の地形，湧水の有無などをリストにしてとりまとめた．当該 10 地区では，延べ 242 箇所の変状が確認された．

斜面勾配ごとの災害件数と，供用時に道路に到達したと考えられる災害の内訳を，図-2 に示す．ただし，旧道では供用時に設置されていた対策施設が撤去されている場合がある．旧道において道路に到達した災害でも，対策工により阻止されたと推定される場合には「道路に未到達」と区分した．また，便宜的に斜面勾配が 45° 以下を緩斜面，45° を超えるものを急斜面と区分した．

斜面変状の多くは急斜面で発生した．そのうち，道路まで到達したのは全体の 20%程度である．しかし，緩斜面では，64 件のうち 26 件と半数近くが道路に達した．災害形態ごとに見ると，242 件中 165 件が落石であり最も多い．急斜面の落石の多くが道路に達しなかったのに対し，緩斜面では落石の半数が道路に到達した(図-3)．

そこで本報告では，勾配が緩いにもかかわらず，道路まで到達した落石の原因を明らかにする目的で，落石の地形的誘因や斜面の表面形状(凸凹)，植生や斜面の表面状況，対策工について落石の道路到達要因を分析した．

分析に用いる項目は次のように区分した．

1) 地形的誘因に関する項目

〈沢地形〉，〈表土剥離〉，〈崩壊地形〉，〈露岩部〉

2) 斜面の凹凸に関する項目

落石シミュレーションでは，凹凸を定量的に表す必要があるが，ここでは跳躍高に大きく影響するような凹凸地形として，以下の項目に区分した．

〈遷急線〉，〈斜面段差〉，〈転石〉，〈凹凸なし〉

3) 植生に関する項目

落石などが道路まで到達する前に，斜面に繁茂する植生によって停止するような傾向を明らかにするため，以下の項目に区分した．

〈樹林帯〉，〈草地〉，〈裸地〉

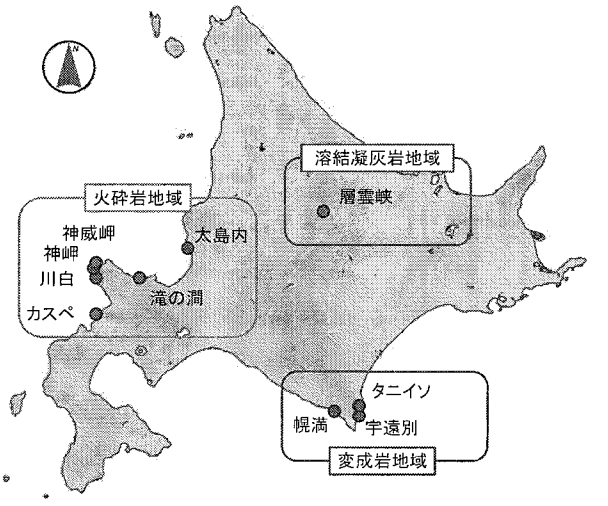


図-1 調査箇所図

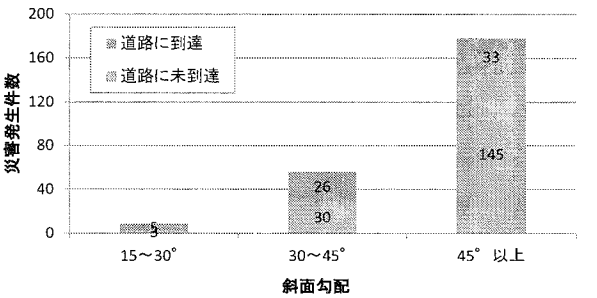


図-2 斜面勾配別の災害件数

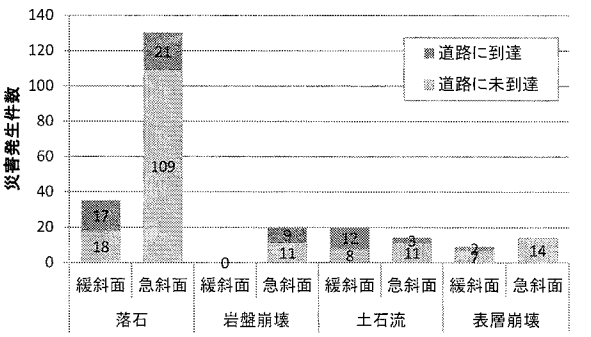


図-3 災害形態ごとの斜面勾配別の災害件数

4)　斜面表面状況に関する項目

斜面表面の土質・岩質は，落石が衝突した際の反発係数に影響する．落石対策便覧の参考資料 [2]における境界条件を参考にし，斜面の表面条件として次のように分類した．緩斜面の最も多くを代表する状態を採用した．

〈玉石〉，〈土砂〉，〈落石堆〉，〈露岩〉

5)　対策工に関する項目

変状発生箇所における，既存の対策工または供用中に設置されていた対策工の種類について，どの程度の効果があったか判定するため，以下の項目を抽出した．

〈覆道・土堤・巻出〉，〈金網＋防護柵＋擁壁〉，〈防護柵＋擁壁〉，〈金網〉，〈なし〉

4. 分析結果

図-4 に，斜面勾配が緩斜面および急斜面における，落石の発生箇所の状況と道路到達件数を示す．

まず，地形的誘因では，沢地形の半数以上が道路に到達した．露岩部でも，約半数が道路に到達した．

次に，斜面の凹凸では，遷急線が認められる箇所の全数，および斜面段差の半数が道路に到達した．落石の発生源が高所であることや，緩斜面では落石が転がり落ち，斜面段差によって跳躍したためと考えられる．

次に，植生に関しては，樹林帯において半数以上が道路に達している．これは，樹林の間をすり抜けて到達していると考えられ，期待された植生による落石の抑止効果は，あまり認められない傾向となった．

さらに，斜面の表面状況に関しては，比較的落石に対する抵抗力の大きな土砂部でも，半数が道路に達した．緩斜面での土砂部は平滑な場合が多く，落石が転がることで道路まで到達したと考えられる．

最後に，対策工については，落石対策として設置されている防護柵と擁壁で半数近くが道路まで達しており，供用当時の待ち受け対策工が災害要因に対して不十分であったことを示している．急斜面での金網のみの対策箇所で，半数近くが道路に到達しているが，旧道であるため維持修繕がされておらず，金網の破損部から路上に飛来した落石も含まれる．

以上の結果から，沢部，樹林帯が分布する箇所，遷急線より上部を起源とする落石，跳躍経路が大きく変化するような斜面の段差が存在する箇所では，道路に到達する件数が多くなった．また，急斜面では，斜面調査や防災点検等でのスクリーニングにより，落石や崩壊に対する対策工が必要と判断され，優先的に対策工が施工されることが多いが，緩斜面では，優先度が低いと判断されるため，対策工が十分に実施されていないことが背景にあると思われる．

その他，特に沢部や樹林帯，土砂が堆積する緩斜面では，落石に対する対策が十分に行われていない例が多いことが一因と考えられる．

5. まとめ

旧道斜面での調査結果をもとに，緩斜面での落石発生状況について考察した結果，以下の知見を得た．

・沢地形や露岩部，遷急線や斜面の段差がある箇所，樹林帯，土砂が堆積している緩斜面では，落石が道路に到達する可能性が高い傾向がある．

・緩斜面では対策工が不十分なことがあるため，落石が発生すると道路に到達することがある．

よって，対策工の検討や斜面点検，調査にあたっては，上記の斜面要因に留意する必要があると考えられる．

参考文献

1) 宍戸ほか(2012)：旧道道路斜面の崩壊事例の気象条件から見た一考察，平成 24 年度応用地質学会講演集，pp71-72.

2) 落石対策便覧に関する参考資料-落石シミュレーション手法の調査研究資料-(2002)：社団法人日本道路協会，pp.248, 2002.

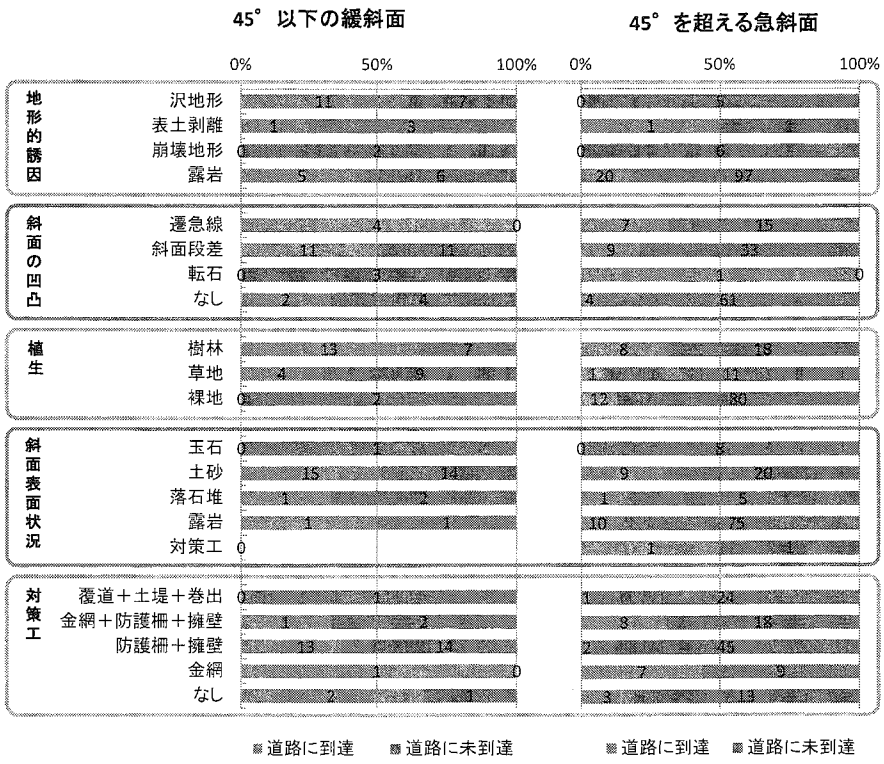


図-4　急斜面と緩斜面における落石発生斜面の要因分析結果

80. 航空レーザー測量データによる1m等高線図と簡易レーザー測距儀を用いた山上凹地の運動像解析

- 高知県香美市白髪山～白髪分かれの例 -

Analysis of moving picture of ridge-top crack zone used by a Simple Laser Rangefinder and a simple laser rangefinder

–A case of Mt.Shiraga to Shiragawakare, Kami, Kochi Prefecture -

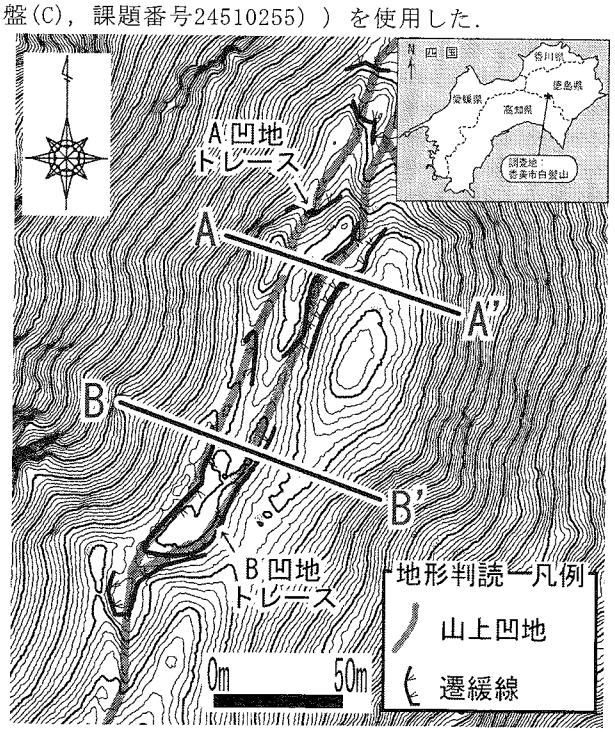
○光本恵美・本間こぎと・横山俊治（高知大学）

Emi Komoto, Kogito Honma and Syunji Yokoyama(Kochi Univ.)

1. はじめに

高知県香美市の白髪山(標高1769.7m)～白髪分かれにかけて，北北東方向に伸びる尾根には，1/25000地形図で見る限り，山上凹地が認められない．しかし，現地踏査によれば，比高数m，長さ175m以上に達する山上凹地が複数の列を成して連なっており，全体としての分布は長さ750mにも及ぶことが分かった．両側の斜面は急峻で地すべり地形は発達していないことから，現時点では山上凹地の形成は地すべりと無関係であると考えている．

本研究では，山上凹地の運動像の復元することを目的とし，まず航空レーザー測量データ（国交省四国山地砂防事務所所有）によって作成された1m等高線図（以下，「LP図」という)を用いた地形判読から山上凹地の幾何学的形態を把握し（図-1），次に代表的横断面を選定し，簡易レーザー測距儀を用いて詳細な変動地形の現地計測を行った．なお，本研究は科研費（基盤(C)，課題番号24510255））を使用した．



図－1　調査位置図及びLP図を用いた地形解析結果

2. 本地域の解析方法

筆者らは，尾根の裂け目形成で生じたひずみ像が山上凹地の地形に記録されていると仮定し，ひずみ像解析と運動像解析を行っている[1)]．

その手順を以下に示す．本論の山上凹地の運動像解析に用いる仮定を示す．

(1)変動以前の地形の復元

非変動域の山腹斜面の勾配から外挿し，両者の交点を変動前の尾根の頂点(図-2の△')の位置として，変動前の尾根の地形を復元した．

(2)変動以前の地質構造

尾根の地質はチャートからなり，唯一非変動域で測定できたチャートの層理面は，走向が北東　で南に24°の緩傾斜を示しているが，変動域の構造が不明で，この場所では地質から運動像を解析することはできなかった．

(3)現地形から推定される地下構造

山上凹地を構成する微地形を，復元された変動以前の尾根の地形との関係から，変動前の地表面と変動による破断面を読み取り，地表面の回転の有無を判断し，微地形に現れた破断面を地中に延長させて，地下構造を推定した．

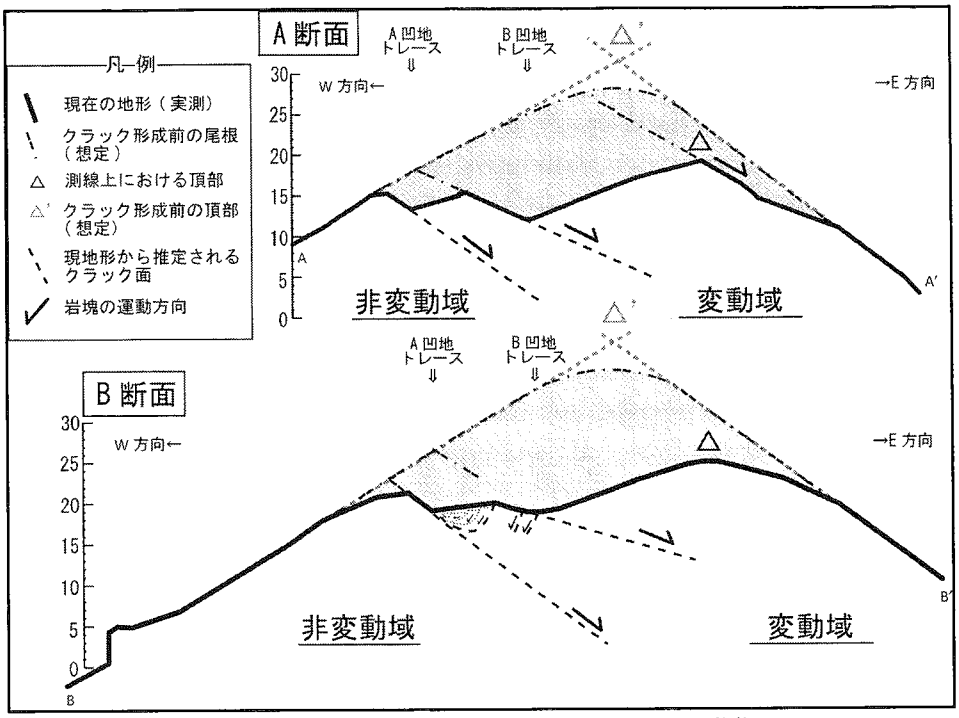
3. 山上凹地のひずみ像解析と運動像解析の結果

3.1「LP図」の判読による凹地トレースの抽出

西側の非変動域斜面の頂部にはやせ尾根が連続し，この尾根の東側に沿ってA凹地トレースが走る．A-A'断面位置では，この凹地トレースの東側のやせ尾根を挟んで，もうひとつB凹地トレースが平行に走る．B凹地トレースの東側の尾根は幅が広く，それによって，東側の非変動斜面ははらみだしている．これら二つの凹地トレースを南に追跡すると，それらの間のやせ尾根はB-B'断面位置では非常に低くなり，その先では，ちょうど二つの凹地トレースに挟まれた間が幅広の窪地になっている．さらに，南ではB凹地トレースが窪地のふちを取り囲み，西側に位置するA凹地トレースへと収斂する(図-1)．

3.2 簡易レーザー測距儀を用いた地形測量結果に基づくひずみ像解析と運動像解析

図-1に描いた山上凹地群の内部構造の基本的な幾何学的形態はA-A’断面に現れている．A凹地トレースの西側斜面を破断面とする面状正断層（planar normal fault）が非変動域と変動域の境界となる．その東側の変動域には，B凹地トレースに対応するもう一枚の面状正断層と崩壊面が発達し，変動以前の尾根頂部を含む領域が東に向かって階段状に最大15m陥没している．これらの面状正断層は地中で停止しているが，そのことを反映して東側の非変動斜面ははらみだしたものと考えられる．



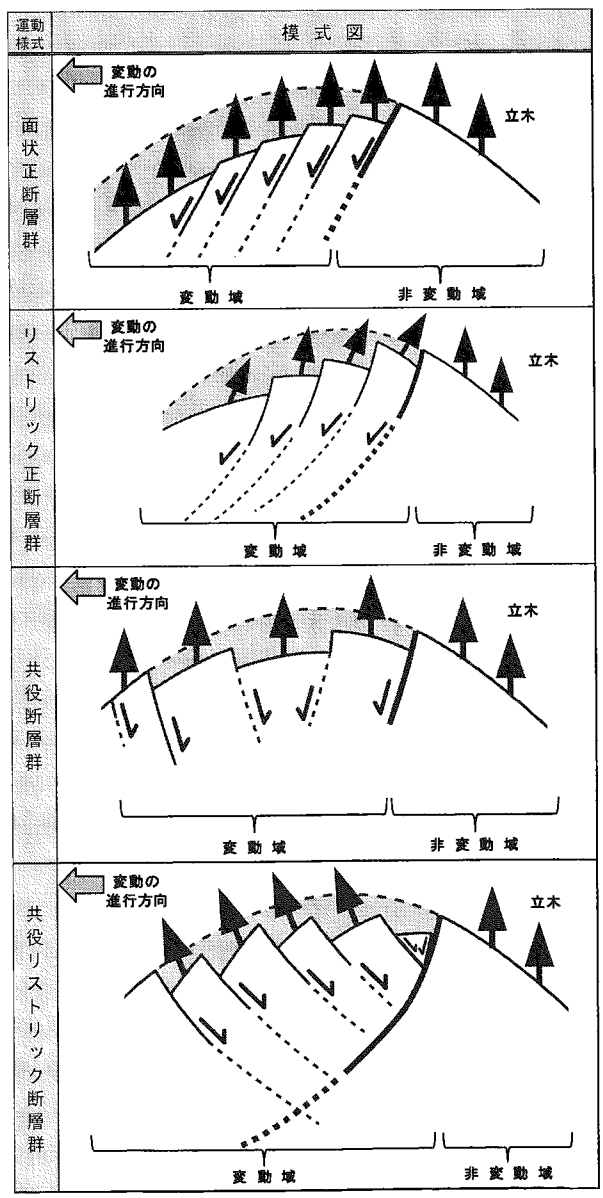
図－2　地形測量結果に基づく山上凹地の運動像

B-B’断面の特徴はA-A’断面に現れた初期構造に共役リストリック正断層群が重なったものと解釈した．西側の非変動域の尾根と東側の尾根は，山頂部の侵食を除くと，初期形態を残しているが，中央の尾根は南に向かって次第に低くなり，さらに南では窪地になっている．この部分は共役リストリック正断層群が形成され，沈降したと考えた．ただし，南ほど沈下量が大きくなっているので，たとえば，これらの断層群は初期形成の面状正断層とは斜交するというようなことが考えられる．

4. 考察

今回の調査場所の事例と，高知県いの町代次の事例[1]から山上凹地の特徴をまとめると，次のようになる．

変動域は尾根の頂部を含み，変動の進行方向とは反対側の斜面に変動域と非変動域境界をなす断層がしばしば連続性の良いやせ尾根（尾根向き小崖）を形成している．その結果，尾根から変動の進行方向側の斜面にかけては，陥没が起こっている．このような尾根を含む変形は一般的な地すべりと異なる．この陥没形成に関わる基本的な断層系は，開口型の①面状正断層群，②リストリック正断層群，③共役面状正断層群，④共役リストリック正断層群の４タイプがある（図-3）．



5. まとめ

変動以前の尾根を復元し，現地形を，変動以前の地表面と破断面に読み分けることで，山上凹地の運動像を解明できることがわかった。

文献

1)　光本恵美・本間こぎと・横山俊治(2014)：簡易レーザー測距儀を用いた山上クラック帯の運動像解析－高知県いの町代次の例－，日本地すべり学会53回講演集，印刷中．

81. 比抵抗パターンから推定した深層崩壊の推定崩壊深度と岩盤破砕度区分による検証

The estimated depth of deep-seated landslide by resistivity-pattern and the verification by classification of crushing degree of rocks

○伊藤哲雄・松田隆・滝川義治（(株) キタック）、城ケ崎正人・石川一栄※1・宮澤和久※2（松本砂防事務所)、木下篤彦・高原晃宙・一色弘充※3（(独) 土木研究所）　(※1：現　北陸地方整備局　河川部、※2：現　北陸地方整備局　千曲川河川事務所、※3：現　応用地質株式会社)

○Tetsuo Itoh, Takashi Matsuda, Yoshiharu Takigawa, Masato Jogasaki, Kazuei Ishikawa, Kazuhisa Miyazawa, Atsuhiko Kinoshita, Teruyoshi Takahara, Hiromitsu Isshiki

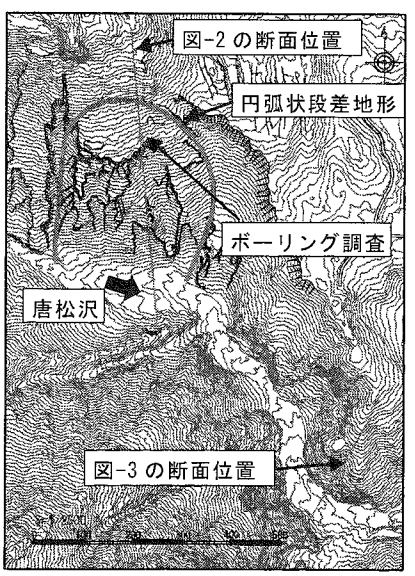
1. はじめに

深層崩壊のおそれのある斜面の抽出手法について、空中写真、レーザープロファイラ、空中電磁探査などを用いた研究が進められている(例えば 1)。このうち空中電磁探査は、深層崩壊の発生メカニズムに関連する広域の地下構造を推定する有効な手段の一つと考えられるが、空中電磁探査によって得られた情報を活用し、いかに深層崩壊の規模（特に深度）を推定するかが課題である。今回、空中電磁探査の特異な比抵抗コンターのパターンから崩壊推定深度が示唆される結果が得られた。これについてボーリング調査により岩盤の破砕状況を確認し検証を行った。以下にこの結果を報告する。

2. 調査検討箇所の概要

調査地は、長野県北安曇郡小谷村に位置する姫川水系浦川の左支川である唐松沢の左岸斜面である(図-1)。本調査地は上流を直線的な沢で境され、緩斜面部の背後を取り巻くように円弧状段差地形が認められるなど、地形的に深層崩壊の発生のおそれのある斜面として抽出された。

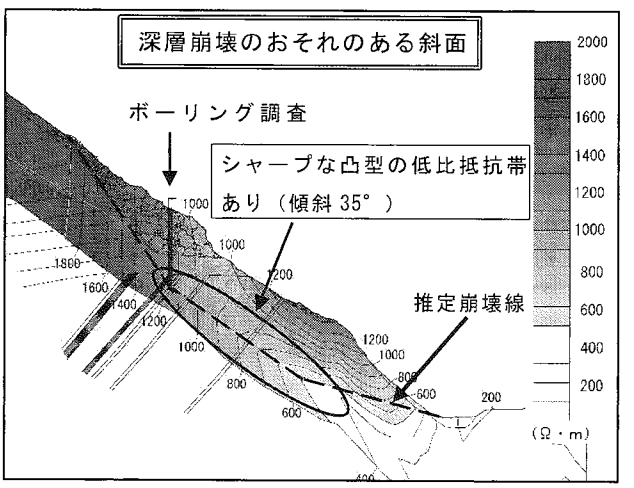
周辺の地質は、第四紀更新世の白馬大池火山噴出物（石英安山岩溶岩）が古第三紀～前期中新世の珪長岩を覆っている。ボーリング調査で上位の石英安山岩と下位の珪長岩を確認した。石英安山岩の大半は空隙の多い緩い岩盤状態であり、深度 45.5m 付近まで崩壊堆積物であると判断された。中性子検層の結果による湿潤密度は 1.0～2.0g/cm^3 と小さい値を示した。



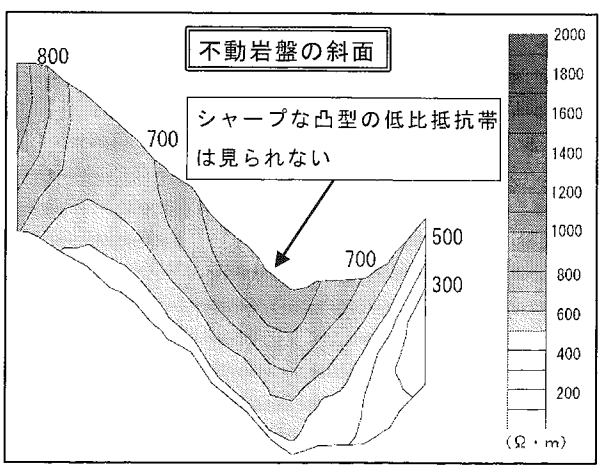
図－1　調査斜面の位置図

3. 空中電磁探査結果

空中電磁探査は、空中や地上から電磁波を発信し地下で発生する誘導磁場を測定することにより、地下の比抵抗構造を知る方法である。今回、浦川流域において計測し深度 100m までの三次元比抵抗分布データを取得した。空中電磁探査結果から得られた不動岩盤と判断される斜面と深層崩壊のおそれのある斜面の比抵抗断面図を対比した結果、深層崩壊のおそれのある斜面では、斜面内部において下方から上方に向けて低比抵抗値がシャープに突出し、突出部の軸線が斜面に平行となる比抵抗コンターのパターンが見られた(図-2)。一方、不動岩盤斜面にはこのような比抵抗コンターのパターンは見られなかった（図-3)。



図－2　調査斜面の中央主測線の比抵抗断面図 1)



図－3　近傍の不動岩盤の比抵抗断面図 1)

4. ボーリング調査による深層崩壊深度の検証

斜面に平行なシャープな凸型低比抵抗帯の上方延長部の位置(推定崩壊面付近)でボーリング調査を行い、岩盤の破砕状況を確認した。

ボーリングコア観察にあたって、破砕度区分指標(表-1)にしたがって、緩み領域の推定や深層崩壊の崩壊深度を予測する目的で破砕区分[2]を行った。図-4に、深度 55m 以下を抜粋して破砕区分の結果とシャープな亀裂面を一覧表にして示した。これらの要点を下記に示す。

・亀裂面は、深度 71.5m 付近を境に上位は高角度(約 60° 前後)が卓越し、下位は低角度(約 35° 前後)が卓越する。

・深度 74m～78.5m 間はボーリング掘進時において孔壁の押出しによる崩壊が著しい区間であった。

・破砕区分 Cr-2～Cr4 に相当する最も破砕化が著しい区間が、おおむね深度 75.5m～79.0m 間に集中する。

以上から、推定崩壊面傾斜と同一傾斜の約 35° の低角度亀裂が卓越する深度 71.5m～79.0m 間は厚さ約 7m のせん断帯を形成している可能性がある。このうちボーリング掘進時に孔壁の押出しが顕著であった深度 74m～78.5m の領域が破砕・応力集中領域になっていると考えられる。

なお、この領域の岩盤は全般に破砕化しており任意に崩壊面を形成しうる状態であると判断されるが、潜在的崩壊面の可能性の高い箇所の一例として、深度 74.40m～74.45m のボーリングコア写真を図-5 に示す。この箇所は、約 5cm の破砕部を挟む上下 2 枚のシャープな亀裂面(傾斜 35°)をなし、低角度のせん断変形に伴って生じた引張亀裂の可能性がある高角度亀裂を上部に伴う。

表－1　破砕度区分指標[2]

破砕度区分	Cr-1a / Cr-1b	Cr-2	Cr-3	Cr-4
破砕状況	Cr-1a:開口割れ目 Cr-1b:割れ目を細粒物充填	角礫状		
基質の量		礫支持	礫支持～基質支持	基質支持
礫径		20～100mm	10～20mm	10mm以下
コア状況				

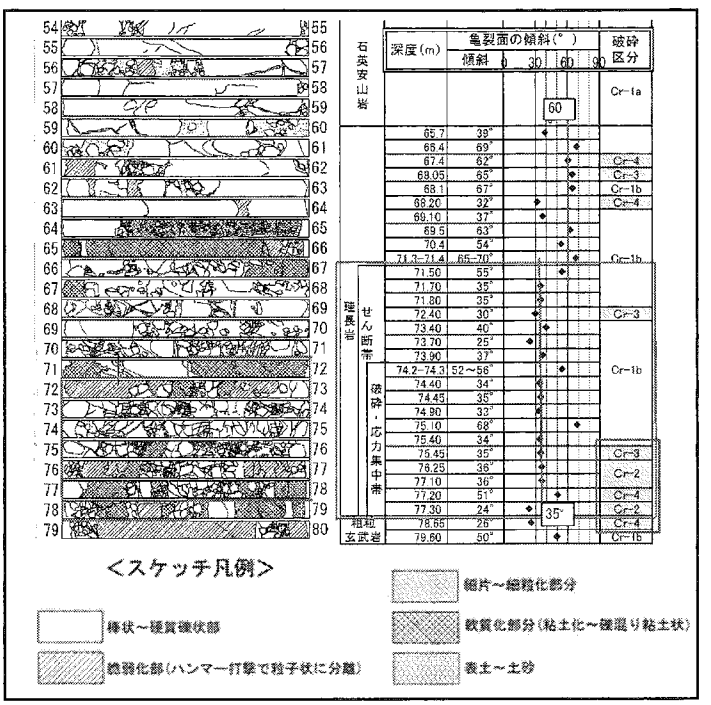


図-4　岩盤の破砕区分及び亀裂面一覧表
(本図は深度 55m 以下を抜粋)

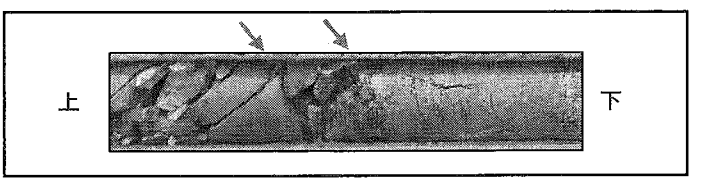


図-5　潜在的崩壊面の一例(深度 74.4m～74.45m)

5. シャープな低比抵抗帯の成因と崩壊面の予測

ボーリング調査結果から、凸型低比抵抗帯の上方延長部の岩盤は、低角度亀裂が卓越するせん断帯の可能性があり破砕化している状況であることから、周辺に比べ空隙が大きく水分飽和率の高いことが考えられる。このような岩盤状態は一般に低比抵抗を示すことから、空中電磁探査の比抵抗断面図で示される凸型低比抵抗帯(図-2)は、斜面内に選択的に形成された破砕ゾーン(せん断帯)を検出している可能性がある。この凸型低比抵抗帯は、過褶曲構造様の比抵抗パターンを示しており、比抵抗コンターの軸部付近に着目することで推定崩壊面を予測できる可能性がある。

6. まとめ

空中電磁探査の比抵抗断面図から、斜面下方から伸張するシャープな凸型比抵抗帯が認められた。この特異な比抵抗パターンから推定される予測崩壊面の上方への延長部の岩盤状況についてボーリング調査を実施し破砕ゾーンを確認した。これより凸型低比抵抗帯の比抵抗コンターのパターンは、緩み領域と崩壊深度の予測に活用できる可能性があることが確認できた。一方で、凸型比抵抗パターンがどのような地質・地下水条件下で見られる現象なのか明らかにする必要があると考えられる。このため、今後は他の深層崩壊のおそれのある斜面における比抵抗値や岩盤状態を比較検討できるデータを蓄積し検討していきたい。

参考文献

1) 城ケ崎ら(2014):姫川流域における深層崩壊のおそれのある斜面の抽出方法の検討、平成 26 年度砂防学会研究発表会概要集、p.A-36－A-37

2) 脇坂ら(2012):地すべり移動体を特徴づける破砕岩、応用地質、第 52 巻、第 6 号、p.231－247

82. ワイヤレスセンサによる深部すべり面監視

Deep Slip Surface Monitoring using Wireless Sensors

○中里裕臣，田頭秀和，鈴木尚登（農研機構），遠目塚良一（坂田電機）
Hiroomi Nakazato, Hidekazu Tagashira, Hisato Suzuki, Ryoichi Tohmetsuka

1. はじめに

すべり面深度 100m に及ぶような大規模地すべりでは，２次的な地すべりの発達により複数のすべり面を有することが多く，浅層すべり面の活動により調査孔やセンサケーブルが破断し，深層すべり面の長期的な監視が難しいという課題がある．このような課題に対応し，深部すべり面の挙動を長期的多角的に監視するため，フィルダム管理のための埋設計器として開発されたワイヤレス間隙水圧計 [1]の技術を応用し，ロガー一体型間隙水圧もしくは変位センサをすべり面付近に埋設し，低周波電波により観測データを地表まで無線伝送するシステムの現地適用を行ってきた [2]など)．

ここでは山形県鶴岡市七五三掛地すべり [3]における 2010 年 1 月以降の観測結果を示し，本手法の有効性・問題点を明らかにする．

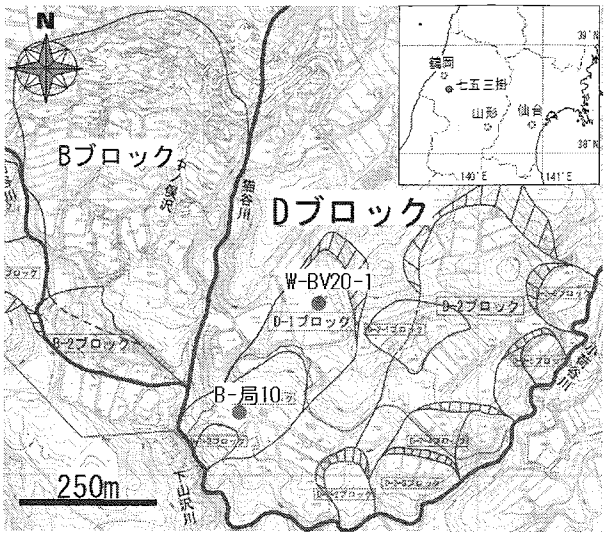


図１　調査位置図

2. W-BV20-1 孔における間隙水圧観測

本孔は，七五三掛地すべり D-1 ブロック上部において深度 51m と 86m にすべり面が確認された孔内傾斜計観測孔の 5m 横に位置する（図１）．各すべり面の上下の間隙水圧を観測するため 3 台のワイヤレス間隙水圧計（センサ径 76mm，FS:1MPa）と 1 台の有線間隙水圧計（センサ径 35mm，FS:0.7MPa）を設置した（図２）．有線センサは通年毎時観測であり，ワイヤレスセンサは内蔵電池による観測期間 5 年間を目標として，12 月～5 月は毎時，6 月～11 月は週 1 回の観測頻度とした．データ回収は坂田電機製ポータブル受信器によりオフラインで行うが，84.4m と 88.6m センサについては送受信信号レベルがノイズレベル以下であったため，地表には直径 5m の大出力送信アンテナ，深度 21.2m には高感度受信アンテナを設置し，地中送受信機との通信を可能にした．しかし，最近はノイズレベルが増大傾向にあり，88.6m センサについては 2014 年 3 月以降通信不能となっている．

これまでの観測結果を図３に示す．51m すべり面の上側では降雪初期と融雪期の水圧上昇が見られるが，全体に水圧低下傾向を示す．D ブロックでは 2010 年 2 月以降対策工として深度 100m 級のディープウェルの設置がすすめられており，本孔近傍の GPS 観測による地表変位の収束傾向と併せてその対策効果の現れと考

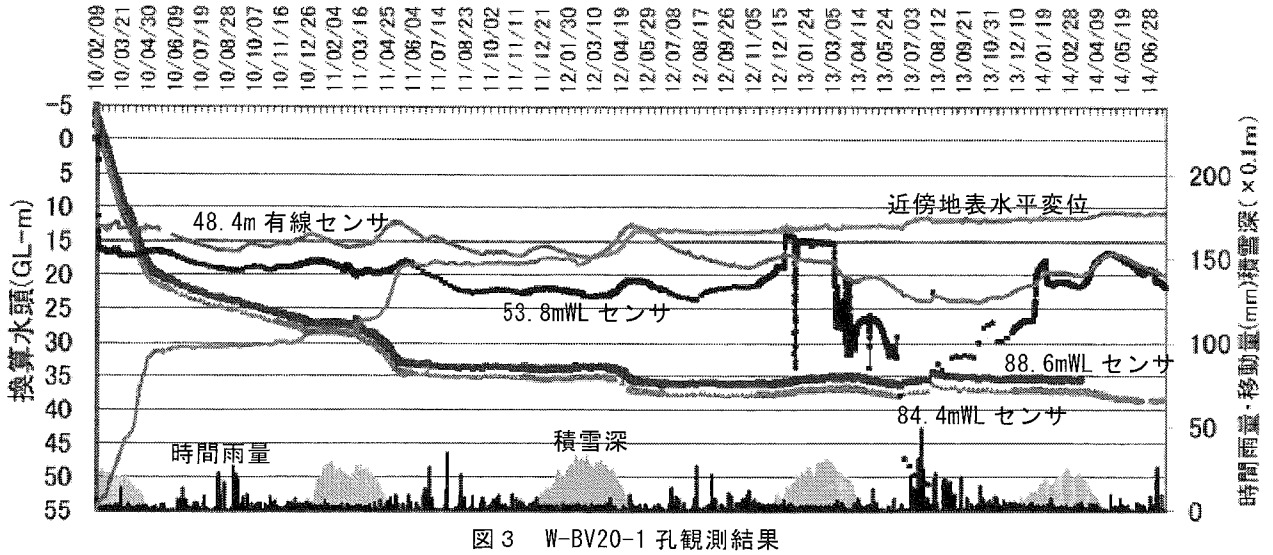


図３　W-BV20-1 孔観測結果

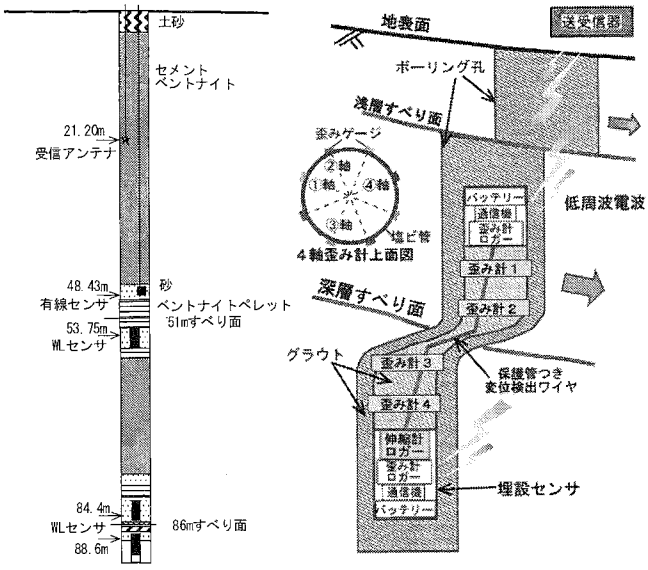


図２ W-BV20-1 孔構造図　図４　変位センサ概要図

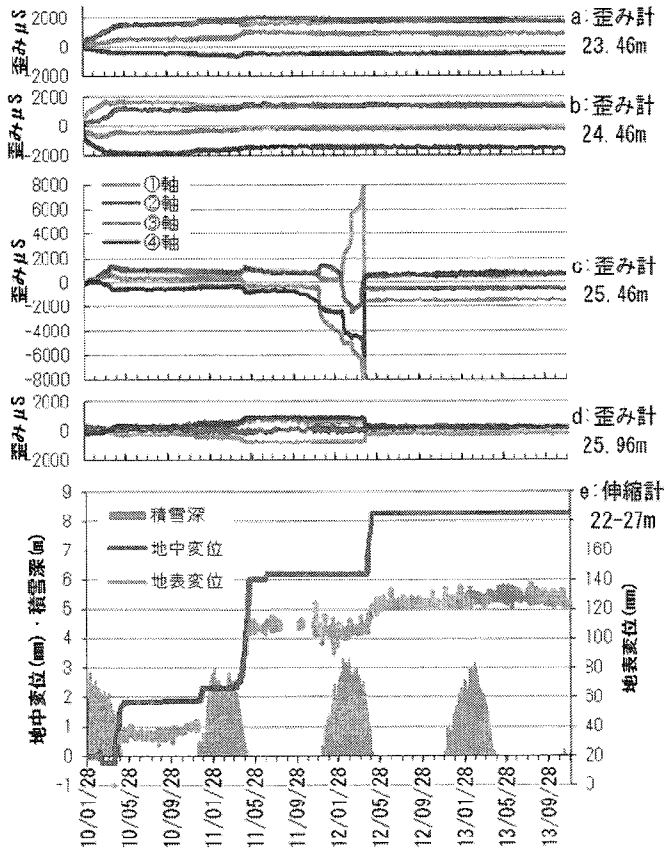


図５　B-局 10 孔観測結果

えられる．51m すべり面下側では上側と同様のパターンを示しつつ水頭差が増えており本孔近傍にディープウェルが設置された 2013 年 1 月以降では 7 月に間隙水圧がほぼ 0 に至った．その後の水圧上昇の要因としては，2013 年 7 月の豪雨の影響が考えられる．

86m すべり面では，すべり面下側で常に数 m 高い水圧を示し，両者において単調な水圧低下と積雪期に対応するわずかな水圧増減が認められる．初期の単調な水圧低下は，すべり面区間を遮水してその上下を観測区間としたことにより，センサ周辺の透水係数が小さく埋設時の圧力の消散に時間を要したためと考えている．積雪期の変化は積雪荷重の影響と考えている．これらのセンサは長期的な水圧低下傾向を示すものの，すべり面の間隙水圧変化を正確に反映していない可能性が高く，すべり面付近の透水性が小さい場合はすべり面からセンサまで砂置換区間を連続させ，間隙水圧計にすべり面間隙水圧が伝達するようにする必要がある．また，低比抵抗地盤では電磁波の減衰により通信深度が制約されるため，低周波電界を搬送波とする通信システムも開発し，現地適用試験を行っている [4]．

3. B-局 10 における変位計測

本孔は D-1 ブロック下部に位置し，深度 26.7m の泥岩／凝灰角礫岩境界付近にすべり面を想定し，4 段の 4 軸パイプ歪み計と孔内伸縮計を組み合わせ，すべり面深度，変位方向，変位量を観測できるワイヤレスセンサ（外径 91mm）を埋設した（図４）．観測頻度は 12 月～5 月は 2 回／日，6 月～11 月は週 1 回である．

パイプ歪み計は設置直後から変位を検知し，大きな歪みを示した深度 25.46m 付近にすべり面が推定できた（図５a-d）．4 方向の歪みの変化からは D ブロックの移動方向と調和する北北東からの圧縮が認められた．深度 25.46m と 25.96m 歪み計用の送信機のみ，2014 年 4 月以降通信不能となっており，機器の破損が推定される．

伸縮計は設置から応答開始まで 2.5 ヶ月を要し，近傍の GPS による地表変位と比較すると，変位開始・終了は地表・地中で同期するが，地中変位量は地表変位量の 1/10 未満の値を示した（図５e）．このような伸縮計の初期無感期間，変位量の過小評価はワイヤ保護管内壁とワイヤのクリアランスやせん断帯形成の影響と推定された [5]．伸縮計の初期無感期間及び変位量の過小評価の改善には，センサの改良とともにせん断帯の厚さの低減のため設置時におけるセンサ周辺の適切なグラウチングが重要と考えられる．また，普及に向けてセンサ外径を小さくし，設置コストを下げる必要がある．なお，いずれのセンサも 2013 年の融雪期以降有意な変位を示さず，対策効果発現が評価できる．

謝辞　本研究の実施に当たり東北農政局庄内あさひ農地保全事業所の関係各位に多大なご協力を得た．ここに謝意を表します．

文献

1) 向後ほか(2006)ダム工学，Vol.16,No.3,pp.165-176.
2)中里ほか(2010)日本応用地質学会平成 22 年度研究発表会後援論文集，pp.287-288.
3)寺田ほか(2010)地盤工学会誌，58，pp.634-635.
4)遠目塚ほか(2013)第 52 回日本地すべり学会研究発表会講演集，pp.54-55.
5)中里ほか(2012)第 51 回日本地すべり学会研究発表会講演集，pp.175-176.

83. FEM解析によるゆるみ岩盤モデル化方法の検討（その３）

Study on Numerical Analysis Models of Loosening Process in Loosen Rock Mass by Finite Element Method (Part 3.)

○日外勝仁（土木研究所），江口貴弘（土木研究所），佐々木靖人（土木研究所）
Katsuhito Agui, Takahiro Eguchi, Yasuhito Sasaki

1. はじめに

本研究は，浸食等による地形変化からくる応力解放による岩盤のゆるみ[1),2)]を有限要素法（FEM）により定量的に評価する方法を検討するものである．本研究では，岩盤のゆるみ進展のメカニズムを数値解析で表現するに当たり，塑性ひずみに注目し，塑性ひずみの蓄積が岩盤強度の低下の大きな原因の一つと考え，ゆるみの進行に応じた段階的な解析ステップを設定し，塑性ひずみ量に応じて岩盤の物性値を適宜変化させることで，ゆるみ進行現象を数値解析的に表現する方法について検討してきたところである[3),4)]．

地震が直接的な引き金となり岩盤崩壊が発生するだけでなく，地震後しばらくたってから崩壊に至る事例も多数報告されていることから，本研究では，地震によって即崩壊とならずとも斜面内部が劣化し，その後不安定化が進展することで徐々に斜面の安定性が損なわれていくメカニズムの数値解析的な再現を行った．

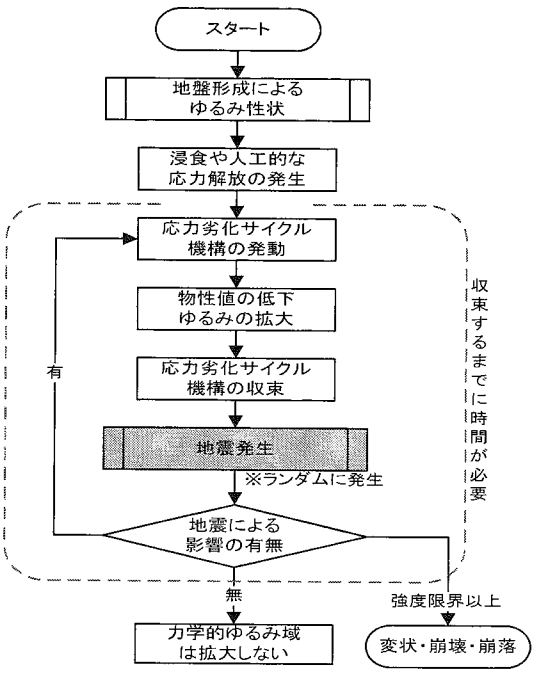
2. 岩盤ゆるみの数値解析的表現方針

本検討は地震による岩盤斜面への影響に対して応力劣化サイクルを用いることで，地震後数時間～数年後に発生する崩壊現象を表現する取り組みである(図-1)．応力劣化サイクルの強度低減については，以下に示す相当塑性ひずみ量基準により，CH級→CM級→CL級へと強度低減を行い，増加率5%未満を収束条件とした．

相当塑性ひずみ量

0.01未満	：物性変更なし
0.01%以上，0.1%未満	：CM級へ強度低減
0.1%以上	：CL級へ強度低減

しかし，動的解析（Soil Plus）では，相当塑性ひずみを算出することが出来なかったため，代わりに弾性ひずみを確認すると，静的応力劣化サイクルにおける相当塑性ひずみが生じている部分に発生していた弾性ひずみ(0.5%程度)に比べ地震時の弾性ひずみ(0.15%程度）が小さな値となっていることから，地震時では塑性ひずみの領域まで達していないと判断した．その代わりにFEMの安全性評価基準として多く用いられている局所安全率を確認すると，応力解放による応力劣化サイクルで物性値を低下させた要素周辺に局所安全率がFs=1.0を下回る要素が存在し，さらに斜面表面部分にも低下要素が分布していた．このことから，地震動により局所安全率がFs=1.0を下回る箇所では局所的に破壊が生じていると考え，CL級まで物性低減を行った上で応力劣化サイクルを繰り返すこととした．



図－1　地震によるゆるみ拡大機構概念図

3. 数値解析結果

使用した解析物性値等を図-2，表-1,表-2 に示す．地震動はレベル２地震動（タイプⅠ）Ⅰ種地盤 平成15年十勝沖地震 ＴⅠ－Ⅰ-1の水平載荷とした．

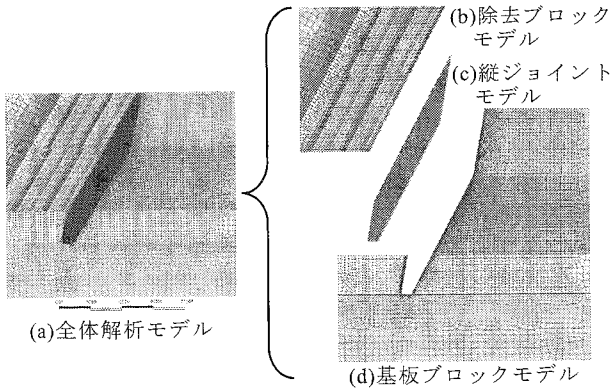
地震前の応力劣化サイクル結果を図-3，表-3に，地震時の動的解析結果を図-4，図-5に，地震後に再開した応力劣化サイクル結果を図-6，表-4に示す．

地震前解析は22サイクル，地震後解析では５サイクルで収束となった．結果として，強度低下範囲が更に上方に拡大し，せん断破壊（すべり）形状に類似した強度低下部形状を発展させる形態となった．地震により破壊要素(一定数が必要と思われる)が生じた場合，応力劣化サイクルが再度開始することが確認できた．

4. まとめおよび今後の課題

現時点で安定を確保している長大斜面において大規模地震により崩壊しなかった場合でも，斜面内部では，「ゆるみ」範囲の拡大が生じる可能性があることを意味している．このような地震と応力劣化サイクルの相互作用を繰り返すことで，「ゆるみ」範囲の顕著な拡大に繋がることが考えられ，応力場の変化を強度物性値に機械的に反映させる本検討手法により，地震後時間を置いた「ゆるみ」のモデル化の可能性が確認された．

今後は，静的・動的解析における条件の引き渡し方法を改良するとともに，岩盤強度だけでなく不連続面の進展を考慮した解析モデルについても検討を行いたい．



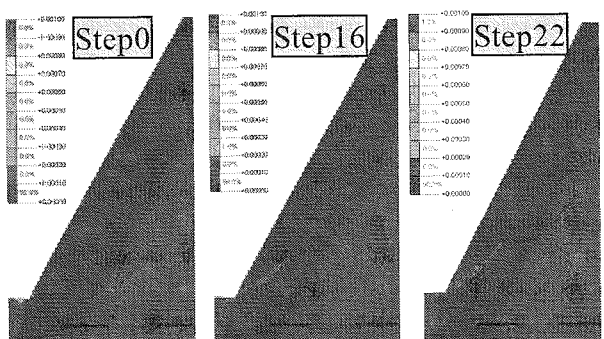
図－2　解析モデルメッシュ図

表－1　岩盤物性値（静的変形特性）

名称	静的変形特性						
	物性値						
	ポアソン比 ν_s	ヤング率 $E(kN/m^2)$	単位体積重量 $\gamma(kN/m^3)$	粘着力 $C(kN/m^2)$	内部摩擦角 $\phi(°)$	引張強度 $\sigma t(kN/m^2)$	静止土圧係数 K_0
CH級岩盤	0.30	1,000,000	20	1,000	45	200	0.5
CM級岩盤	0.30	500,000	20	500	40	100	0.5
CL級岩盤	0.30	200,000	20	300	35	60	0.5
D級岩盤	0.30	100,000	20	150	30	30	0.5

表－2　岩盤物性値（動的変形特性）

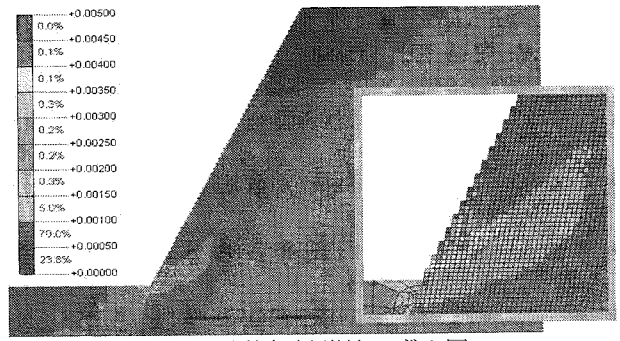
名称	動的変形特性				
	動的物性値		減衰		
	動的ポアソン比 ν_d	動的ヤング率 $Ed(kN/m^2)$	材料減衰 減衰比 h	要素別レーリー減衰の係数	
				質量にかかる係数	剛性にかかる係数
CH級岩盤	0.35	1,400,000	0.13	0	0
CM級岩盤	0.35	700,000	0.2	0	0
CL級岩盤	0.35	280,000	0.26	0	0
D級岩盤	0.35	140,000	0.3	0	0



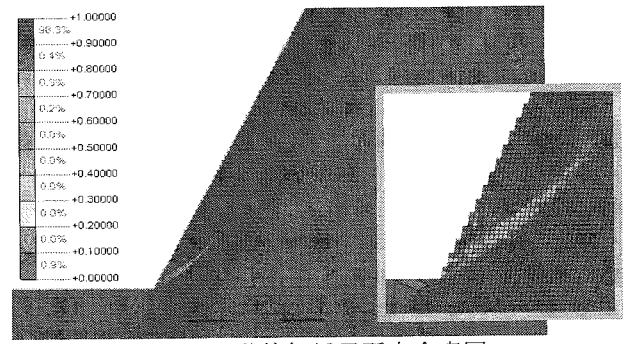
図－3　地震前相当塑性ひずみ進展図（拡大図）

表－3　地震前物性低減サイクルと増加メッシュ数

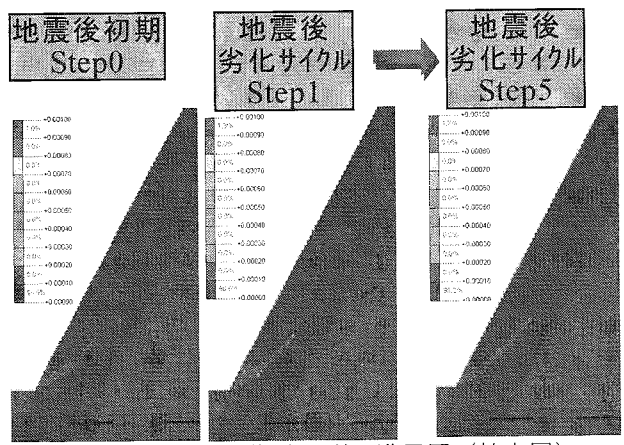
物性低減サイクル	増加メッシュ数	累積増加メッシュ数	増加率（増加数/前サイクルまでの累積増加数）
開始直後	3	3	
1	2	5	66.7%
2	5	10	100.0%
3	6	16	60.0%
4	7	23	43.8%
5	8	31	34.8%
6	9	40	29.0%
7	10	50	25.0%
8	10	60	20.0%
9	10	70	16.7%
10	8	78	11.4%
11	7	85	9.0%
12	8	93	9.4%
13	8	101	8.6%
14	6	107	5.9%
15	6	113	5.6%
16	5	118	4.4%
17	5	123	4.2%
18	5	128	4.1%
19	4	132	3.1%
20	5	137	3.8%
21	8	145	5.8%
22	3		2.1%



図－4　動的解析弾性ひずみ図



図－5　動的解析局所安全率図



図－6　地震後相当塑性ひずみ進展図（拡大図）

表－4　地震後物性低減サイクルと増加メッシュ数

物性低減サイクル	増加メッシュ数	累積増加メッシュ数	増加率（増加数/前サイクルまでの累積増加数）
地震直後	93	93	
1	3	96	3.2%
2	11	107	11.5%
3	10	117	9.3%
4	6	123	5.1%
5	6	129	4.9%

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) 江口貴弘・日外勝仁・佐々木靖人(2012)：ダム建設事例におけるゆるみ岩盤のパターン分類，平成24年度日本応用地質学会研究発表会論文集，pp.85-86.

3) 日外勝仁・江口貴弘・佐々木靖人(2012)：FEM解析によるゆるみ岩盤モデル化方法の検討，日本応用地質学会平成24年度研究発表会講演論文集，pp.87-88.

4) 日外勝仁・江口貴弘・佐々木靖人(2013)：FEM解析によるゆるみ岩盤モデル化方法の検討（その２），日本応用地質学会平成25年度研究発表会講演論文集，pp.31-32.

84. 落石安定性自動診断システムの開発

Development of the Automatic Diagnosis System for the Rock Stability

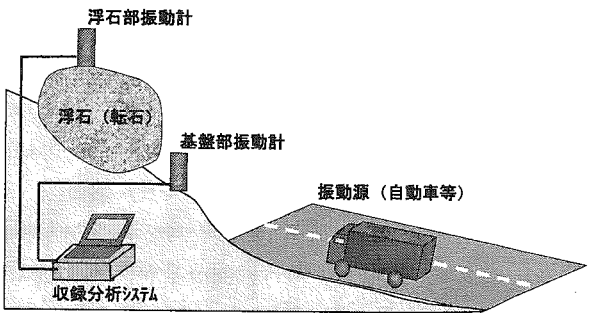
○三塚隆，岡本栄（地質計測），田山聡（高速道路総合技術研究所），藤原優（西日本高速道路）
Takashi Mitsuzuka, Sakae Okamoto(CK), Satoshi Tayama(NEXCO.R.I.), Masaru Fujiwara(NEXCO.W.)

1. はじめに

落石は他の災害に比べ原因の特定が容易である反面，その発生予測は困難な場合が多い．一般的な落石調査は，落石対策便覧[1]で代表されるように多方面からの評価を総合的に判断して落石危険度の推定が行われる．評価項目のなかで，最も重要と考えられるのは，落石の安定性である．我々は，「落石危険度振動調査」と名付け，振動特性を利用した落石安定性評価方法の研究・開発を進めてきた．奥園ほか（1980)の先駆的な研究[2]から，竹本ほか(2001)の模擬実験等[3]，緒方ほか(2003)の総合的な報告[4]により，本調査手法は，ほぼ実用レベルに達したと考えられる．竹本ほか(2010)は，落石安定性を現場で即座に評価できるシステムを開発した[5]．本報告はこのシステムのその後の改良を述べるとともに，今までの調査事例をまとめたものである．

2. 調査方法

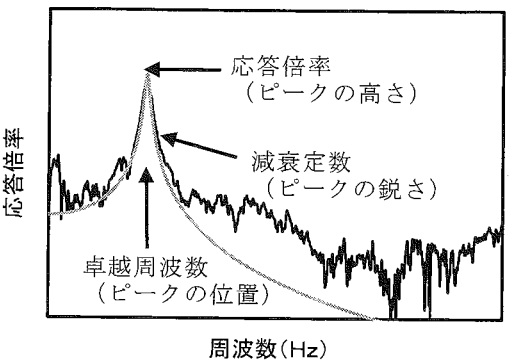
図－１に，現地調査の模式図を示す．浮石や転石などの浮石部と，その近くの基盤部に３成分振動計を設置し，周囲の雑多な振動を同時測定する．



図－１　落石危険度振動調査模式図

同時測定記録から２点間の周波数応答関数を求めると，図－２のような結果が得られる．振動特性は，図に示したピークの高さ，ピークの位置，ピークの形状によって特徴付けられ，１質点系振動モデルに当てはめることができる．ピークの高さはRMS速度振幅比，ピークの位置は卓越周波数，ピークの形状は減衰定数として数値化する．模擬実験の結果から，この３つの指標に，次のような判定基準を設けている．

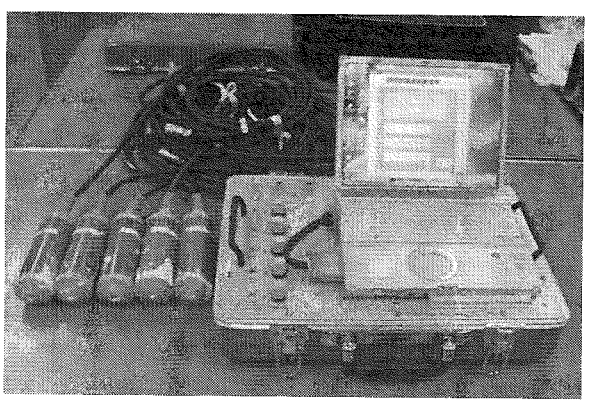
RMS速度振幅比（揺れの大きさ）：２以上が不安定
卓越周波数（揺れの速さ）：30Hz以下が不安定
減衰定数（揺れの収まりやすさ）：0.2以下が不安定



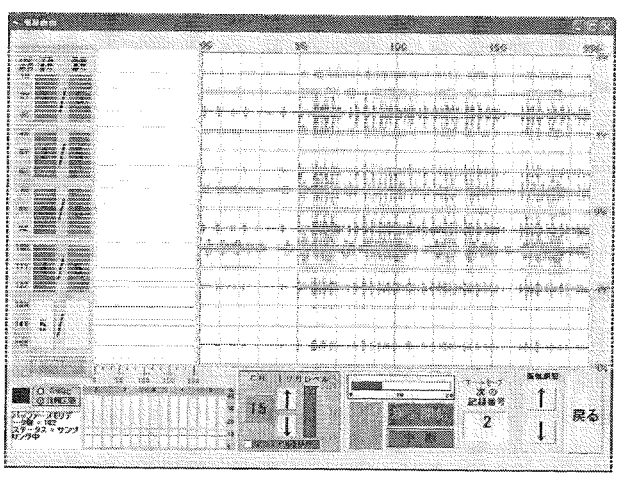
図－２　周波数応答関数

3. 開発システム

開発したシステムは，現場において落石安定性診断ができるように，記録取得から分析までをできるだけ自動化したものである．図－３にシステムの全体写真を，図－４に計測画面の例を示す．

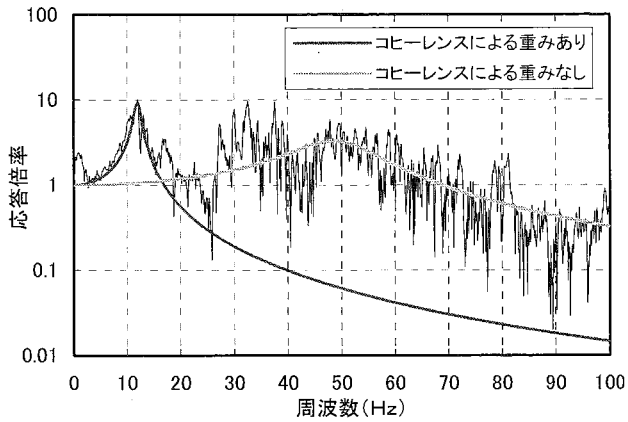


図－３　収録・分析システム



図－４　計測画面の例

開発システムは5つの振動計を同時に測定することができるので，基盤部を1箇所として最大4箇所の浮石部の調査が可能である．図－4の画面は，その例である．統計学的な手法を用いて有用なデータが得られた時点を判断するため，無駄な記録の取得を避けることができる．さらに，図－5に示すように，周波数応答関数から卓越周波数と減衰定数を求める際に，コヒーレンスの重み付けを行うことにより，最適な理論応答曲線を求めることが可能になった．

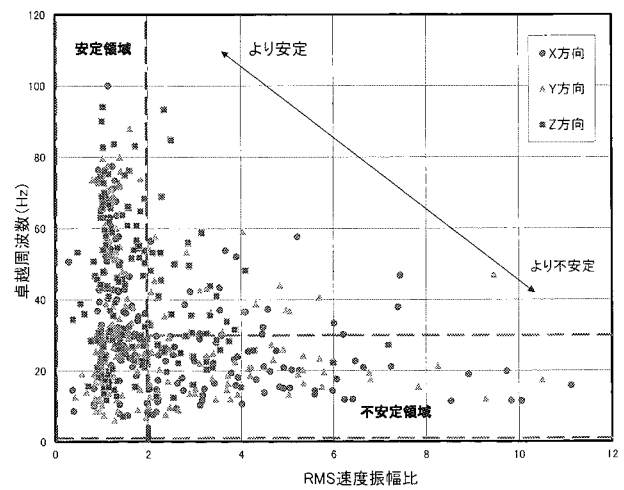


図－5　コヒーレンスの利用

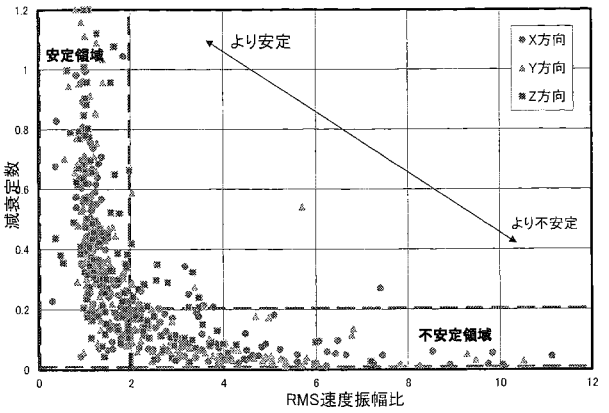
4. 落石安定性診断

落石の安定性診断は，RMS速度振幅比－卓越周波数のグラフとRMS速度振幅比－減衰定数のグラフを用いて行う．図－6と図－7に，今までの調査結果をまとめる．

図のなかにRMS速度振幅比が1以下になっているものが含まれている．これは，浮石部が基盤部より振幅が小さいデータであり，基盤部の選定に問題があった可能性がある．また，安定領域・不安定領域のいずれにも含まれないデータが見受けられる．これは，本調査が前提としている1質点系モデルには当てはまらないケースと考えられる．



図－6　RMS速度振幅比－卓越周波数



図－7　RMS速度振幅比－減衰定数

5. おわりに

本調査を適用することにより，対策箇所の優先順位の決定や対策工の効果判定に役立てることができるほか，行き過ぎた対策施工を防止することもできる．

本調査手法は，NEXCOの土質地質調査要項（H24.7）に採りいれられている．調査手法および開発システムは，新技術情報提供システム「NETIS」（登録番号KT-120038-A）に登録したほか，特許取得（登録番号：5504058号）を行った．

謝辞

本調査研究開発に携わった多くの方々，並びに開発当初からご指導を賜った奥園誠之博士（現：西日本高速道路エンジニアリング中国㈱）に感謝の意を表します．

文献

1）社団法人日本道路協会（2000）：落石対策便覧．

2）奥園誠之，岩竹喜久麿，池田和彦，酒井紀士夫（1980）：振動による落石危険度判定，応用地質，Vol.21, No.3，pp.9-12.

3）竹本　将，松山裕幸，緒方健治（2001）：振動特性を利用した落石の危険度調査手法の検討（模擬実験と現地計測の評価），日本道路公団試験研究所報告，Vol.38，pp.9-15.

4）緒方健治，松山裕幸，天野浄行（2003）：振動特性を利用した落石危険度の判定，土木学会論文集，Vol.749（Ⅳ-61），pp.123-135.

5）竹本　将，藤原　優，横田聖哉，三塚　隆，甲斐国臣（2010）：落石危険度振動調査手法を用いた現地調査および判定システムの開発－落石の危険度を現地で判定するシステムの開発－,土木学会第65回年次学術講演会論文集，Ⅲ-038.

P01. 平成25年10月台風26号による伊豆大島豪雨災害緊急調査報告（4学会合同調査）

The report of the Izu-Oshima heavy rainfall disaster by Typhoon Wipha (Joint inquiry of four academic societies)

○北田奈緒子（地域地盤環境研究所），井口 隆（防災科学技術研究所），小林 浩（朝日航洋），土木学会，地盤工学会，日本応用地質学会，日本地すべり学会，平成25年10月台風26号による伊豆大島豪雨災害緊急調査団，日本応用地質学会 災害地質研究部会

Naoko KITADA, Takashi INOKUCHI, Hiroshim KOBAYASHI, Joint inquiry of JSCE/ JGS/ JLS/ JSEG and Research Group of geological hazard in JGEG

1. はじめに

平成25年10月16日未明に伊豆大島で発生した土砂災害は多くの人命を奪い、大きな物的被害をもたらした。局地的かつ24時間雨量が824.0㎜というのは、近年のゲリラ豪雨と呼ばれるような激しい雨であり、これに伴って発生した表層の斜面崩壊は、広範囲にわたり多大な被害をもたらした。大規模崩壊の発生した地域は、三原山の西側にあたる地域で、ちょうど元町溶岩の分布地域と整合性の良い傾向が見られ、被害と地質との密接な関係が予測された。土木学会・地盤工学会・日本応用地質学会・日本地すべり学会の四学会は、この災害を学術面から調査し、災害発生の要因・メカニズムに関する貴重な知見・教訓を得て、復旧・復興や今後の災害に対する被害の軽減に活用されることを目的に、4学会合同で11月に調査を実施した。調査は11月9－10日に現地に22名が現地入りし、各班に分かれて調査を行った。1月23日には、合同報告会を実施し、年度末に報告書を作成、5月24日に現地説明会を実施した。

本発表では、この調査結果について報告を行う。

2. 伊豆大島の地質とこれまでの災害

伊豆大島は、日本でも有数の第四紀火山であり、粘性の低い溶岩がストロンボリ式噴火をしながらスコリア丘を形成するため、九州地域などにみられる火砕流を伴う爆発的な噴火をする火山と異なり、比較的近くから火山噴火を観察することができる。そのため、「御神火」と呼ばれる噴火口は観光の対象となり、関東地域からのアクセスも良いことから、観光産業が発達した地域である。

島内は基本的に火山噴出物（溶岩、スコリアなど）と火山活動休止期に形成されたレス（粘性土）が分布している。溶岩からなる岩盤の上に火山噴出物（スコリアによる火山砂や発泡した礫）とレスが互層状に堆積している様子が観察される（図１）。

過去の災害を見ても、基本的には噴火による災害が多く、1856年や1932年、1986年の噴火が災害史に残っている。特に1986年には火口側方からの割れ目噴火による溶岩の流出で、溶岩流が民家の近くまで迫ったため、全島民が島外避難をした歴史がある。

台風に伴う災害は、1958年（昭和33年）の狩野川台風の通過に伴う被災記録があり、死者1名、家屋被害が前回24世帯、流出5世帯、半壊22世帯である。この時の降雨量は455.8㎜であった。

3. 平成25年10月の豪雨災害

災害発生地域は火口西側の御神火スカイライン一帯から海岸部までの地域で顕著である。

アメダスで観測された降水量から気象庁が作成した10月14日～17日の総降水量によると、特に東京都大島町では、台風がもたらす湿った空気の影響で、16日未明から1時間100 mmを超える猛烈な雨が数時間降り続いた。10月14日から16日までの総降水量は、東京都大島町大島で824.0 mmである。島北西部(大島空港内)の大島北ノ山観測所では412.5 mmとなっており、災害発生地域では非常に局地的に強烈な雨が降ったと考えられる（図２）。

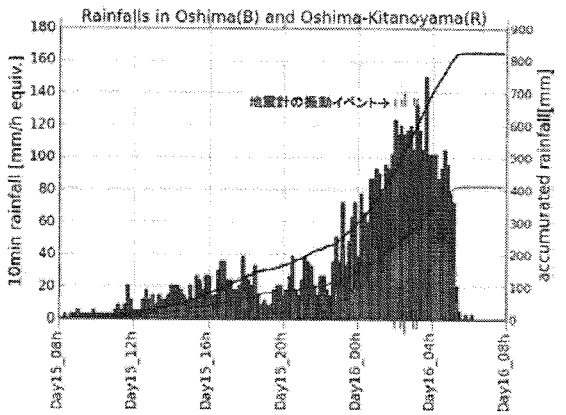


図２　10月15日～16日における大島2地点の10分間降水量(棒グラフ，左軸，mm/時換算)と、積算雨量(折れ線グラフ，右軸，mm)＜大島：青棒，太線　大島北ノ山：赤棒，細線＞（合同調査報告書より）

この地域は大金沢流域に該当し、大規模な崩壊が発生したような印象を受けるが、谷地形の未発達な平滑な斜面において、多数の表層崩壊が並列で発生したために、土砂流の流下域が交差して裸地化した箇所が広範囲にわたったと解釈できる。筋状の被災箇所は長沢、八重沢、大宮沢などの流域でも見られるが、谷地形が発達しているため、谷を土石流が流下したのみで、谷筋を超えた大きな被害が見られない。

大規模な表層崩壊が発生した大島町元町地域で、14世紀はじめのY5.2噴火によって流出した溶岩流（元町溶岩）（小山真人・早川由紀夫，1996）がつくる緩傾斜部である。この地域では、火山噴出物（主に火山砂）と活動休止期に形成されたレス（粘性土）が交互に観察され、透水性の高い火山砂とその直下の透水性の低い黄土色のレスの組み合わせにより、崩壊が発生したと考えられる。この組み合わせは崩壊発生地点で広く確認することができた。また、崩壊の頂部にはレス層の上部砂層に大きなパイピングホールが多数見られた。崩壊は地表から数10cm～1m程度であり、ごく表層部が流出したと考えられる。

表層部には浅く根をハチジョウイヌツゲやヒサカキを主とする植物が分布しており、これらの植物が倒木し下流部に流下した。

下流部の被災地では生木が堰堤や橋の欄干に集中し、流れを妨げているが、土石流発生地にみられる泥水はほとんどなく、軽石や火山砂からなる混濁水はほとんどウォッシュアウトされたようになっており、生木は根の部分もきれいに露出していた。また、今回新たに元町溶岩噴火時の火山列を確認したが、火山列と御神火スカイラインが交差する箇所は、スカイラインが大きく被害を受けていた。

今回の災害は地質学的な要因が高く、工学的な側面だけでなく、理学的な見解も求められる点が多いので、応用地質学会としては積極的に対応をするべきではないかと感じた。学会の対応は、発生時の現地調査にとどまらず、住民説明会や地元での普及授業など、災害後のケアにまで及ぶ必要があると感じられた。

文献

1) 小山真人・早川由紀夫（1996）：伊豆大島火山カルデラ形成以降の噴火史，地学雑誌，Vol.105，No.2，pp.133-162，

2) 土木学会・地盤工学会・日本応用地質学会・日本地すべり学会　平成25年10月台風26号による伊豆大島豪雨災害緊急調査団（2014）：平成25年10月台風26号による伊豆大島豪雨災害調査報告書，90pp.

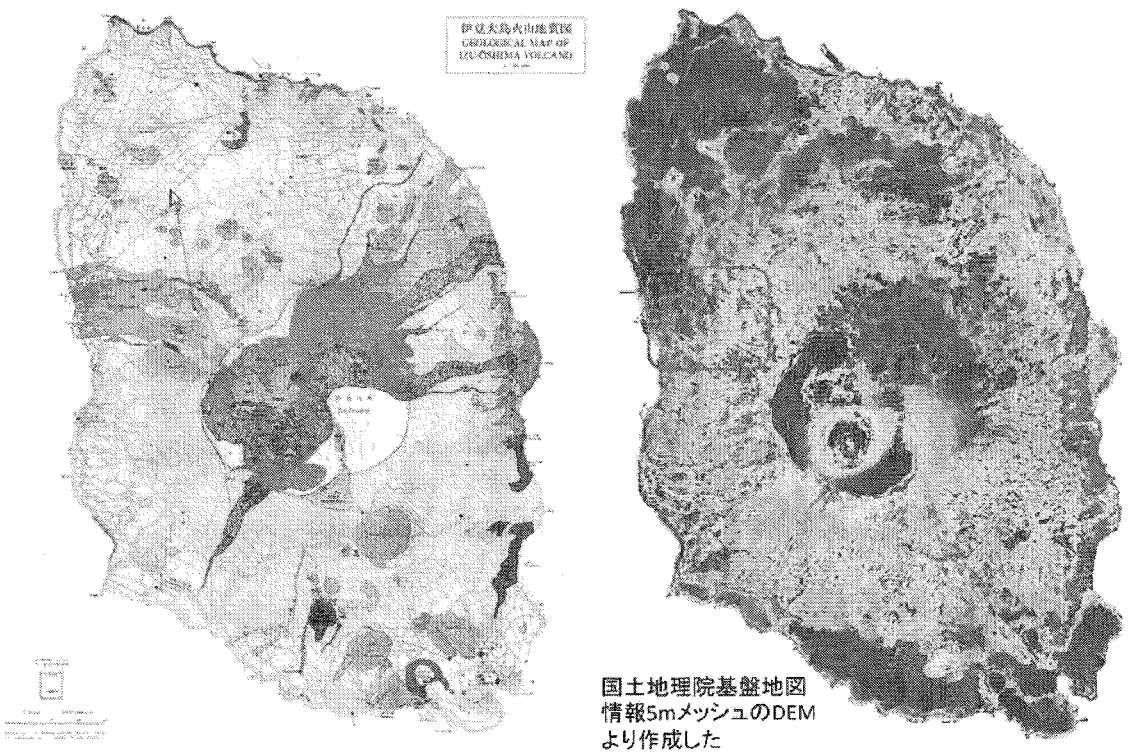


図１　伊豆大島における地質および地形情報
（2014年1月23日報告会資料より）
左の図は，川辺禎久(1998)産総研の地質図，右の図は国土地理院5mDEMから作成した傾斜区分図（暖色の方が急傾斜）

P02. 東北地方太平洋沖地震における茨城県の道路斜面災害の特徴

Features of Slope Disasters on Roads in Ibaraki Prefecture Caused by the 2011 off the Pacific Coast of Tohoku Earthquake

○浅井健一，宮本浩二*，佐々木靖人（(独)土木研究所）
Ken-ichi ASAI, Koji MIYAMOTO, Yasuhito SASAKI
（＊現所属　応用地質(株)）

1. はじめに

平成 23 年 3 月の東北地方太平洋沖地震では，道路斜面においても数多くの災害が発生した．土木研究所では今後の道路斜面防災に資するため，それらの災害のうち比較的発生の多い岩手・宮城・福島・茨城各県の事例を収集し分析を行っている[1)2)3)]が，本報告はそのうち茨城県の県管理道路 36 事例について，災害の特徴を分析した結果を報告するものである．

2. 災害の特徴

2.1 全体的特徴

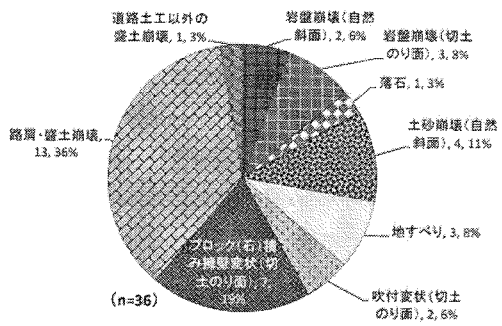
収集した事例の災害形態の内訳を図－1 に示す．路肩・盛土崩壊が最も多く（13 事例，36%），これは岩手・宮城・福島各県と同様の傾向である．続いて切土のり面のブロック積みまたは石積み擁壁の変状が多く（7 事例，19%），これは他県とは異なる特徴である．これらの災害箇所の基盤地質を図－2 に示す．この中で半固結堆積物（砂・砂礫）とされているものは，主に茨城県南部に分布する台地を構成する更新世の堆積物である．路肩・盛土崩壊に多い未固結堆積物（砂，泥，礫）は，台地・山地等の縁辺部や台地に入り込む谷底の低地に分布する完新世の堆積物であり，低地から台地・山地に取り付く部分で被災したものである．新第三紀の火山岩類および堆積岩類は主に茨城県の中部～北部に分布しているが，地すべりは 3 事例すべてがこれに該当し，いずれも流れ盤の地質構造であった．岩盤崩壊，落石，土砂崩壊は古第三紀堆積岩類，中生代堆積岩類および深成岩類の箇所が多く，主に茨城県北部の分布域での発生が多い（これらの地質は茨城県の中部～南部にも分布するが，今回の災害事例には含まれていない）．

切土のり面のブロック積みまたは石積み擁壁の変状 7 事例については，そのうち 4 事例は台地縁辺部における切土区間であり，それらは半固結堆積物（砂・砂礫）の箇所である．他の 3 事例は尾根部切土区間であり，それらは新第三紀または古第三紀の堆積岩類の箇所である．

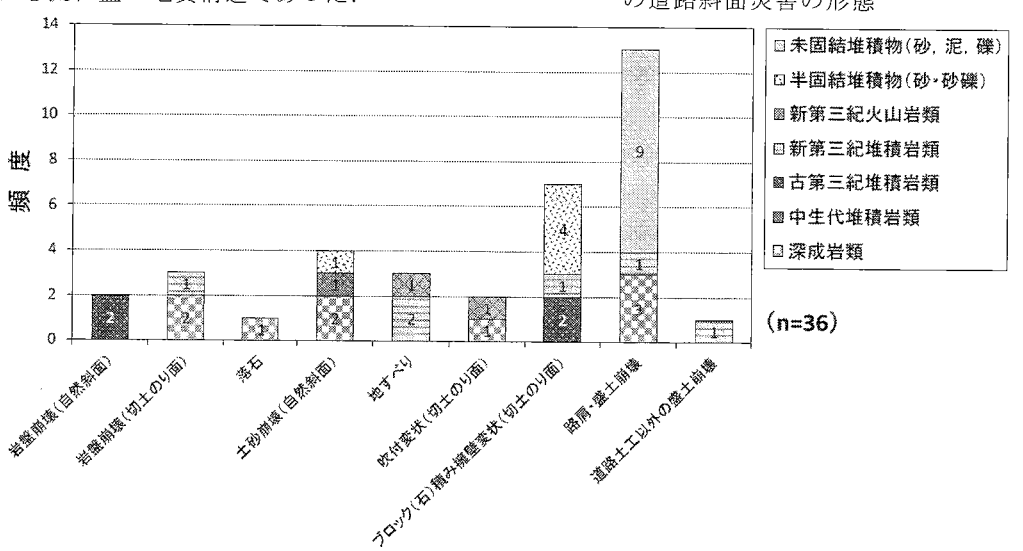
2.2 個別事例の特徴

個別事例の特徴としては，以下のようなものが挙げられる．

①尾根部（先端または側面）の岩盤崩壊（5 件，うちゆるみ岩盤の崩壊が 2 件，流れ盤の節理による岩盤崩壊が 1 件）
②急斜面上の不安定岩塊の落石（1 件）
③尾根部急斜面の軟質土砂（強風化層）の崩壊（3 件）
④台地縁辺部急崖の半固結堆積物の崩壊（1 件）
⑤吹付のり面の局部的凸部の変状（1 件）
⑥劣化した吹付のり面の崩壊（1 件）



図－1　東北地方太平洋沖地震における茨城県の道路斜面災害の形態



図－2　東北地方太平洋沖地震における茨城県の道路斜面災害箇所の基盤地質

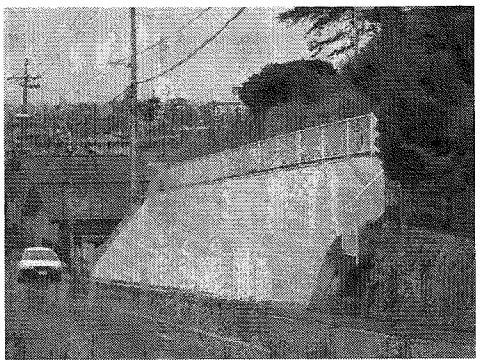
⑦台地縁辺部切土区間のブロック（または石）積み擁壁の変状（4件，写真－1）
⑧尾根部切土区間のブロック（または石）積み擁壁の変状（3件）
⑨新第三紀層の流れ盤の地すべり（3件，写真－2）
⑩台地縁辺部の盛土崩壊（6件）
⑪谷頭斜面上の盛土崩壊（2件）
⑫尾根部の腹付け盛土の崩壊（1件）
⑬傾斜地上の路肩部のブロック（または石）積み擁壁の変状（2件）
⑭海食崖上の路肩部のもたれ式擁壁の崩壊（1件）
⑮橋台取り付け部の石積み擁壁の変状（1件）
⑯道路に隣接する宅地盛土の石積み擁壁の変状（1件）

これらのうち，茨城県で特徴的な⑦および⑧の切土部のブロック（または石）積み擁壁の変状7事例については，うち6事例ののり面勾配が道路土工－擁壁工指針[4]での標準のり勾配より急勾配であった（図－3）．この6事例の擁壁の施工年次は不明であるが，道路自体はいずれも昭和30年代には既に存在していた．このような古くから使われてきた道路では，標準より急勾配の古いのり面が少なからず残存している可能性があるため注意が必要である．

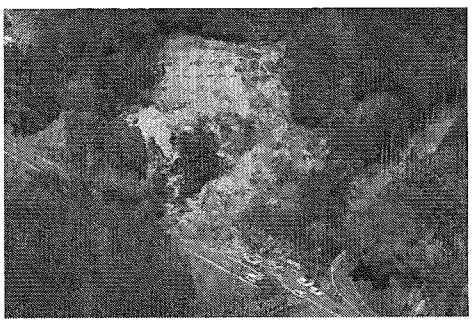
その他の災害形態については，ほとんどが他県の事例[1)2)3)]や過去の地震等による災害[5)]でも見られた要注意な災害形態であり，それをふまえて災害の発生しやすい箇所の的確な抽出と対策を進めていくとともに，災害記録，点検記録，工事記録等を蓄積し活用していくことにより，道路防災および維持管理のレベルを向上させていくことが望まれる．

3．まとめ

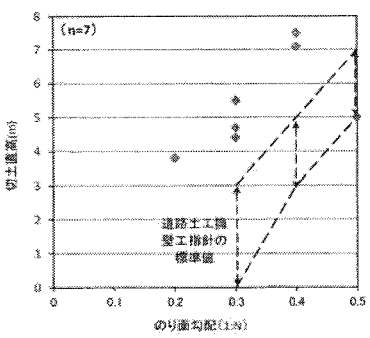
東北地方太平洋沖地震における茨城県の道路斜面災害の事例を収集し，災害の特徴を分析した．他県と異なる特徴として，切土のり面のブロック積みまたは石積み擁壁の変状が比較的多く発生しており，それらの多くは道路土工－擁壁工指針での標準のり勾配より急勾配であった．その他の災害については他県の事例や過去の地震等での災害でも見られた要注意な災害形態であり，これらの災害の形態をふまえた適切な点検・調査と被災原因の究明，対策の検討が必要である．今後はこのような災害事例とともに点検，調査，工事等の記録を確実に蓄積・分析し，維持管理・対策へ活かしていく体制づくりが望まれる．



写真－1　台地縁辺部の切土のり面の石積み擁壁の変状箇所の事例（復旧後の状況）
直高3.8mに対して勾配1:0.2の石積み擁壁に変状が生じ，背後の斜面に沈下および亀裂が生じた．新しいブロック積み擁壁の部分が変状発生箇所で，標準のり勾配（1:0.4）を満たす1:0.5の勾配で復旧された．



写真－2　新第三紀層（砂岩・頁岩）の流れ盤の地すべりの事例（管轄事務所提供）
赤点線付近が移動土塊，上方の黄線付近が滑落崖．長さ約33m，幅約30m，深さ約7m．層理面は概ね南向きに20度傾斜の流れ盤で，すべり面傾斜もこれと調和的であった．



図－3　ブロック（石）積み擁壁変状箇所における切土直高とのり面勾配の関係

方太平洋沖地震で発生した宮城県内の道路斜面災害，日本応用地質学会平成25年度研究発表会講演論文集，pp149-150.
3）宮本浩二・浅井健一・佐々木靖人（2014）：東北地方太平洋沖地震で発生した岩手県内の道路斜面災害の特徴，日本応用地質学会平成26年度研究発表会講演論文集（本講演集）．
4）日本道路協会（2012）：道路土工－擁壁工指針，社団法人日本道路協会，p168.
5）林浩幸・浅井健一・佐々木靖人（2009）：平成20年岩手・宮城内陸地震における道路斜面災害の特徴，日本応用地質学会平成21年度研究発表会講演論文集，pp125-126.

文献

1）宮本浩二・浅井健一・佐々木靖人（2012）：東北地方太平洋沖地震および余震・誘発地震で発生した福島県内の道路斜面災害，日本応用地質学会平成24年度研究発表会講演論文集，pp143-144.
2）宮本浩二・浅井健一・佐々木靖人（2013）：東北地

P03. 東北地方太平洋沖地震で発生した岩手県内の道路斜面災害の特徴

Characteristics of Slope Disasters on Roads Occurred in Iwate Prefecture Caused by The 2011 off the Pacific Coast of Tohoku Earthquake

○宮本浩二(独立行政法人 土木研究所(現所属：応用地質(株))
浅井健一，佐々木靖人(独立行政法人 土木研究所)
Koji MIYAMOTO, Ken-ichi ASAI, Yasuhito SASAKI

1. はじめに

平成 23 年東北地方太平洋沖地震(M=9.0)では東日本の広域で道路斜面災害が発生し，救援活動や復旧作業にも支障を及ぼした．独)土木研究所では，このような大規模地震や豪雨による道路斜面災害の事例を収集・分析し，現場へフィードバックするスキームを平成 20 年度から運用しており，平成 23 年東北地方太平洋沖地震については福島県 [1]，宮城県 [2]の災害事例の分析を実施している．本稿はこれらに引き続き，岩手県内の道路斜面災害の分析結果について報告する．

2. 岩手県内の道路斜面災害

岩手県内の県管理道路を対象に，通行規制を伴う程度の災害事例を収集した．その結果，計 40 事例の災害について情報が得られた．

2.1 災害の発生形態と分布

(1) 災害の発生形態

収集した 40 事例のうち，路肩・盛土崩壊が 24 事例と最も多く，全体の 60%を占める(**図-1**)．岩盤崩壊は 6 事例(15%)であり，福島県(27%)，宮城県(36%)の事例と比較して発生比率が低い [1) 2)]．その他には，落石(2 事例)，土砂崩壊(3 事例)，地すべり(1 事例)，吹付のり面変状(2 事例)，ブロック積み擁壁の変状(1 事例)，落石防護柵の擁壁基礎の破損(1 事例)が発生している．

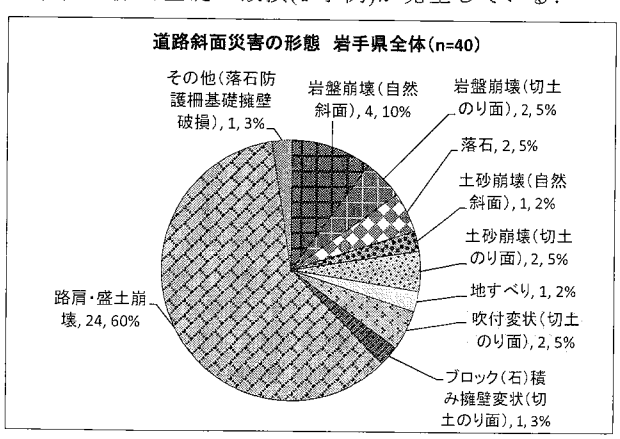


図-1 岩手県内の道路斜面災害の発生形態

(2) 災害箇所の分布

災害箇所の分布は主に県南部にまとまっており，内陸部では一関市周辺，沿岸部では釜石市周辺に多い．震度分布の関係では震度 5 強から震度 6 弱の地域で災害が多く発生している(**図-2**)．

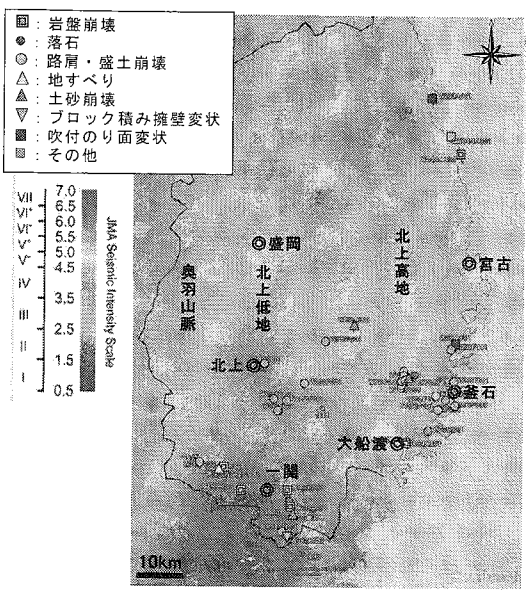
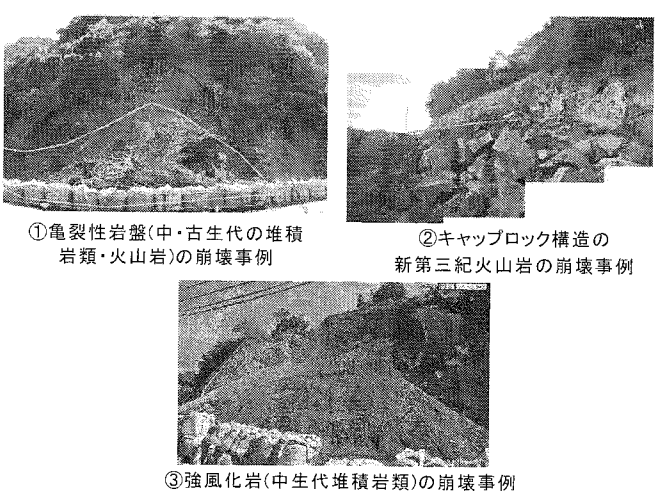


図-2 岩手県内の災害箇所と計測震度分布
(産業技術総合研究所の QuakeMap のデータを使用)

2.2 道路斜面災害の特徴

(1) 岩盤崩壊(6 事例)

岩盤崩壊の発生箇所は傾斜 35° 以上の急斜面や尾根部であり，地質的特徴から，①亀裂性岩盤(中・古生代の堆積岩類・火山岩，3 事例)，②キャップロック構造の新第三紀火山岩(2 事例)，③強風化岩(中生代堆積岩類，1 事例)に分類される(**写真-1**)．②の事例は 2 事例とも一関市周辺で発生しており，「平成 20 年岩手・宮城内陸地震」による岩盤崩壊箇所の隣接斜面で再び災害が発生したものである．



①亀裂性岩盤(中・古生代の堆積岩類・火山岩)の崩壊事例

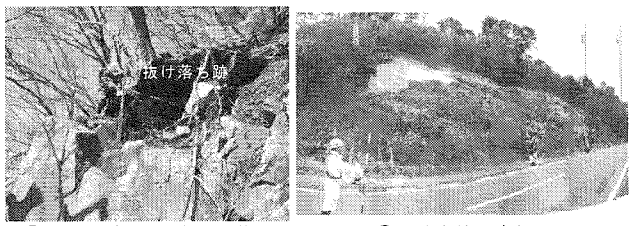
②キャップロック構造の新第三紀火山岩の崩壊事例

③強風化岩(中生代堆積岩類)の崩壊事例

写真-1 岩盤崩壊の事例(管轄事務所提供)

(2) 落石(2 事例)・土砂崩壊(3 事例)

落石箇所の地質は古生代堆積岩類(砂岩，泥岩)であり，傾斜 50° 以上の急斜面上の凸状の露岩部が発生源となっていた．また，土砂崩壊は傾斜 40° 以上の急斜面で発生しており，崩壊深さは 1.5m 以下である(**写真-2**).

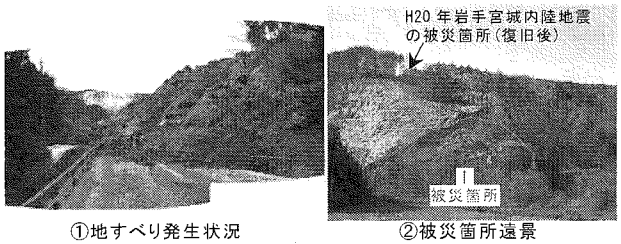


① 落石の事例(発生源の状況)　②土砂崩壊の事例

写真-2　落石，土砂崩壊の事例(管轄事務所提供)

(3) 地すべり(1 事例)

地すべりは「平成 20 年岩手・宮城内陸地震」の岩盤崩壊箇所に隣接する尾根部で発生しており，災害前の地形状況から，初生的な岩盤地すべりとみられる(**写真-3**)．発生土砂量は約 3 万 m^3 と推定される．地質はキャップロック構造をなす新第三紀の火山岩であり，軟質な凝灰岩の上位に硬質で節理の発達する溶結凝灰岩がほぼ水平に堆積する構造となっていた．

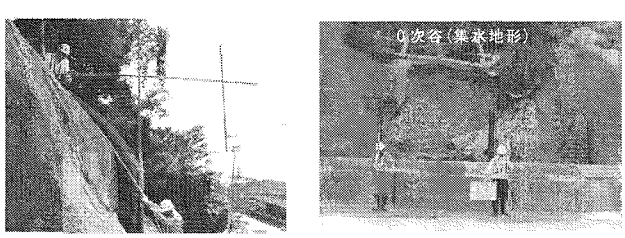


①地すべり発生状況　②被災箇所遠景

写真-3　地すべりの事例(管轄事務所提供)

(4) 吹付のり面変状(2 事例)

吹付のり面変状は，吹付モルタルに剥落やはらみ出しが生じたものであり，①尾根先端ののり肩部，②背後に 0 次谷を擁するのり面で発生している(**写真-4**)．要因的に，①の尾根先端ののり肩部は，地形的に地震動が増幅しやすかったとみられ，②の背後に 0 次谷を擁するのり面では，0 次谷に集まった表流水が吹付背面に浸透し，吹付背面の地山の浸食が進行していた可能性がある．

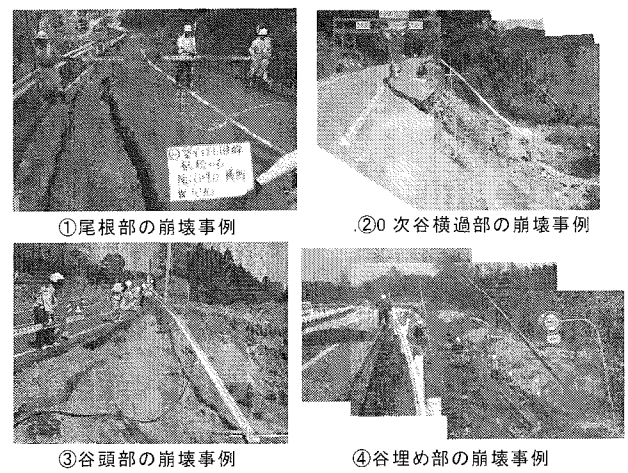


①尾根先端ののり肩部の変状事例 ②背後に 0 次谷を擁するのり面の変状事例

写真-4　吹付のり面変状の事例(管轄事務所提供)

(5) 路肩・盛土崩壊(24 事例)

路肩・盛土崩壊 24 事例のうち，傾斜地盛土が被災した事例は 19 事例(79%)と最も多い．傾斜地盛土の地形状況は，①尾根部(8 事例)，②0 次谷横過部(5 事例)の事例が多く，その他に③谷頭部(3 事例)，④谷埋め部(1 事例)の事例もみられる(**写真-5**)．傾斜地盛土の被災度は，路肩部の崩壊や路面の亀裂・沈下等，比較的軽微な場合が多いが，谷埋め部の盛土では，盛土が全体的に崩壊しており，被災度が高い傾向を示す．



①尾根部の崩壊事例　②0 次谷横過部の崩壊事例

③谷頭部の崩壊事例　④谷埋め部の崩壊事例

写真-5　路肩・盛土崩壊(傾斜地盛土)の事例(管轄事務所提供)

3. まとめ

平成 23 年東北地方太平洋沖地震による岩手県内の道路斜面災害の事例について収集・分析を行った．事例から得られた災害の要因的特徴として，「急斜面」や「尾根地形(凸部)」，「亀裂性岩盤」，「キャップロック構造」等があげられる．これらは，地震時に留意すべき一般的な事項と共通するものであるが，岩手県内の事例では，これらの他に(1)過去の地震被災箇所の隣接斜面で災害が発生(3 事例)，(2)傾斜地盛土の被災事例が多い(19 事例)，といった地域的特徴が認められた．(1)については，「平成 17 年宮城県沖地震」や「平成 20 年岩手・宮城内陸地震」の被災箇所の隣接斜面で再び災害が発生したもので，前回の地震の影響で岩盤のゆるみが進行していた可能性がある．(2)の傾斜地盛土の事例数が多い要因としては，岩手県内の路線の半数以上が山地部であることを反映しているためと考えられる．このように道路斜面災害には地域的な特徴を有することから，今後も道路斜面災害の事例を収集・分析し，情報量を高め，災害弱点箇所の抽出や対策優先度の判定等，道路防災の方策に反映することが重要である．

文献

1)宮本・浅井・佐々木(2012)：東北地方太平洋沖地震および余震・誘発地震で発生した福島県内の道路斜面災害，日本応用地質学会平成 24 年度研究発表会講演論文集，pp.143-144

2)宮本・浅井・佐々木(2013)：東北地方太平洋沖地震で発生した宮城県内の道路斜面災害，日本応用地質学会平成 25 年度研究発表会講演論文集，pp.149-150

P04. 融雪を考慮した道路斜面災害の発生評価指標の検討

Examination of the evaluation index for road slope disaster occurrence in consideration of snowmelt

○矢島良紀，宍戸政仁，伊東佳彦，倉橋稔幸（寒地土木研究所）
Yoshinori Yajima, Masahito Shishido, Yoshihiko Ito, Toshiyuki Kurahashi

1. はじめに

積雪寒冷地では融雪期に道路斜面災害が多発する傾向があり，北海道の国道では 1998～2012 年の 15 年間に発生した斜面災害のうち，約 4 割が 3～5 月の融雪期に発生している [1]．融雪期は無降雨時でも融雪水が断続的に地中へ浸透するため，非融雪期と比べて少ない雨量で災害が発生すると考えられる．したがって道路管理者が災害の発生予測や，それを踏まえた事前通行規制を行う際には，降雨に加え融雪水を考慮する必要がある．しかし，道路管理に適用可能な簡便かつ精度の高い評価手法はまだ確立されておらず，通行規制の基準に反映できるような水準には達していないため，依然として連続雨量を基準とすることが一般的である．

そこで本報告では，融雪水量の推定手法や融雪災害の発生評価手法について観測データをもとに分析した結果を示し，道路管理へ適用性について考察した．

2. 融雪量の推定

2-1 対象地域

北海道の大動脈である国道 230 号の中山峠札幌側の特殊通行規制区間を対象とした（図-1）．同地域では 2000 年に国道沿いの斜面で大規模な地すべり（無意根地すべり）が発生したほか，2012 年，2013 年には道路部で崩壊が発生し，長期間にわたり通行止めとなった．沿道には 2 箇所の道路テレメータ（TM 無意根，TM 東中山）が設置されており，降水量，気温，路温，風向風速，積雪深の各項目について観測が行われている．

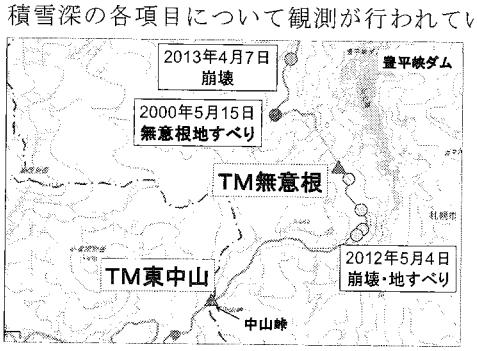


図-1 調査地域の概要

2-2 融雪量推定方法

TM 無意根，TM 東中山の 2000～2014 年のデータを用いて，雪面低下法，積算温度法による融雪量推定を行い，両者の比較と道路管理への適用性について検討を行った．雪面低下法は融雪水量を融雪深と積雪密度の積より求める手法である．一方，積算温度法は気温と融雪深の関係を融雪係数 k として回帰計算により設定し，気温を指標として融雪深を推定する手法である．指標として日平均気温を用いるものが Degree-Day 法，時間平均気温を用いるものが Degree-Hour 法である．

融雪深を融雪水量に換算するためには，積雪密度を設定する必要がある．積雪密度は新雪で 50～100kg/m^3 程度であり，圧密を受けて時間とともに増加するが，融雪最盛期には 500kg/m^3 程度でほぼ一定となる [2]ため，本報告では積雪密度を 500kg/m^3 に設定した．しかしながら，融雪期にも降雪が起こることがあり，その際には表層に密度の小さな積雪層が一時的に形成される．

なお，融雪深の低下量や融雪水量等の推定にあたっては，精度の向上のため，以下の条件を設けた上で，計算を実施した．

(1) 気温 0℃未満で生じた積雪深の減少は，圧密過程とみなし，融雪水量としない．
(2) 気温 2.7℃未満の降水は降雪とみなし，降雨量とはしない．（長谷美（1991）[3] を参考に設定）
(3) 積雪深に見られる脈動等の軽減，融雪期における新雪の密度変化をふまえ，積雪深の変化があっても，変化前の値が 24 時間以内に再び記録される場合，その間は積雪深の変化が無いものとする．

2-3 結果と課題

表-1 に 2009～2013 年における TM 東中山と TM 無意根の融雪係数を示す．融雪係数は年変化のほか同年でも時期により変化し，融雪初期（1 期）は後期（2 期）に比べ大きい傾向を示す（図-2）．境界日付近における融雪係数の変化は降雪や降雨，日射，風速等が影響していると考えられるが特定には至っていない．また，全般的に TM 東中山は TM 無意根に比べて融雪係数が大きい傾向を示している．これは開けた峠の頂部に位置する TM 東中山と山腹のトンネル抗口脇に位置する TM 無意根の立地の違いを反映しているものと考えられる．なお，Degree-Hour 法と Degree-Day 法の融雪係数はよく似た傾向を示している．

図-3 に 2012 年の TM 無意根における雪面低下法，積算温度法（Degree-Day 法，Degree-Hour 法）の比較結果を示す．積算温度法と雪面低下法はよい一致を示す．また，Degree-Day 法と Degree-Hour 法では予測結果に大きな違いはなかった．なお，実際の予測にあたっては当該年の融雪係数は未確定のため，平均的な融雪係数を用いることになるが，それによると再現性がやや低下し，特に Degree-Hour 法でその傾向が大きい．

雪面低下法と Degree-Hour 法により求めた融雪水量

の時間ごとの発生状況を図-4 に示す。雪面低下法は観測値から融雪水量へ容易に換算できるが，積雪深計の分解能が 1cm（降雨 5mm に相当）のため，微少な変化を表現することはできない．そのため，雪面低下法では融雪水は間欠的な発生となり，連続雨量の考え方（無降雨が 3 時間超でリセット）を適用した場合，過小評価となるおそれがある．一方，Degree-Hour 法では断続的に融雪水の供給があるため，リセットが起きず，大きすぎる連続雨量となることがある．

表-1　融雪係数 k（cm･℃･日）のパラメータ

無意根	Degree-Hour 法			Degree-Day 法		
	1期	2期	境界日	1期	2期	境界日
2009	4.73	1.11	3/19	1.28	1.01	4/28
2010	2.18	0.93	4/6	2.36	0.97	4/9
2011	2.55	0.88	3/26	1.40	0.81	4/26
2012	1.48	0.99	4/25	2.02	1.04	4/21
2013	3.86	1.17	4/7	3.11	1.07	4/23

東中山	Degree-Hour 法			Degree-Day 法		
	1 期	2 期	境界日	1 期	2 期	境界日
2009	1.69	1.48	4/24	1.84	1.36	4/30
2010	2.37	1.47	4/27	1.56	1.06	5/12
2011	3.42	1.38	4/7	3.30	1.54	4/13
2012	1.98	1.31	4/28	1.89	1.35	4/29
2013	3.13	1.16	5/8	3.03	1.12	5/9

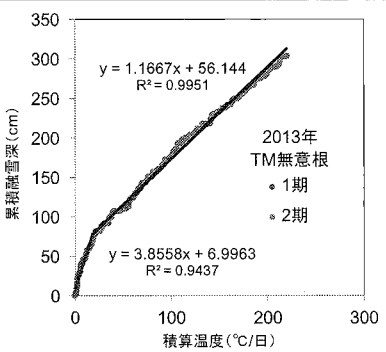


図-2　融雪係数の変化の例

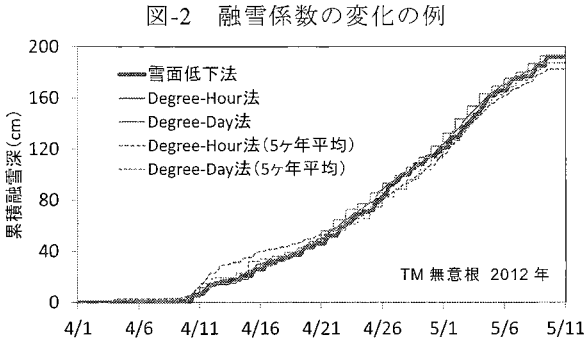


図-3　雪面低下法と積算温度法の比較

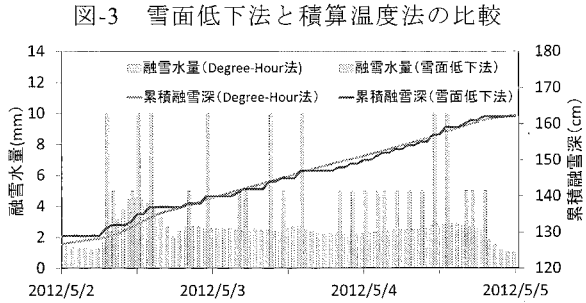


図-4　融雪水の発生状況の比較（TM 無意根）

3. 融雪災害の発生指標

道路の通行規制の指標としては連続雨量が一般的であるが，前述のとおり融雪水量の影響をうまく反映できないことがある．そこで，土壌雨量指数の適用性を検討した．降雨量と雪面低下法や Degree-Hour 法で求めた融雪水量から土壌雨量指数を計算し融雪災害発生との関係を分析した（図-5）．Degree-Hour 法では，2012，2013 年の崩壊時がそれぞれ第 2 位，1 位のピークに相当しており，土壌雨量指数 160 程度でリスクが高まるといえる．一方，雪面低下法では融雪水が間欠的かつ一度に供給されることとなるため，ピークが立ちやすい傾向にあり，災害発生との関係が見えにくくなっている．2000 年の地すべりは両者とも土壌雨量指数が低下した後に発生しているが，これは土壌雨量指数が主に表層のすべりを対象としていることも一因と考えられる．深いすべりへの対応は今後の課題である．

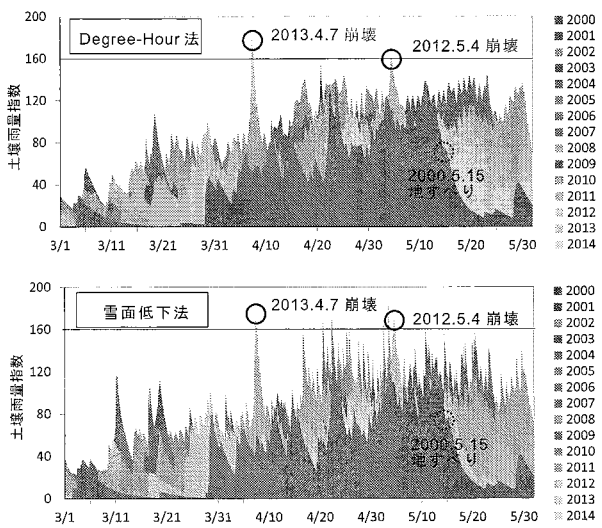


図-5　2000～2014 年の土壌雨量指数（TM 無意根）
（上：Degree-Hour 法　下：雪面低下法）

4. まとめ

対象地域の融雪災害のうち，浅い崩壊については，Degree-Hour 法で融雪水量を推定し，降雨と合わせて土壌雨量指数を算出することで，災害発生リスクを評価することができた．今後，発生予測をおこなうにあたっては，積算温度法の課題である融雪係数の年・季節・場所による差異を可能な限り解消し，精度の良い予測式を設定するとともに，他地域や深いすべりについても合わせて検討を行うことが必要である．

参考文献

1) 大日向昭彦，日下部祐基，伊東佳彦(2014)：北海道の国道斜面における崩壊等の発生誘因分析について，第 57 回北海道開発技術研究発表会
2) 松浦純生(2003)：積雪地帯における降水の到達過程と地下水及び地すべりの挙動（その１），地すべり技術, Vol.30, No.1, pp.24-32.
3) 長谷美達雄(1991)：冬季降水における降雪の発生割合と地上気温の関係（１），雪氷，Vol.53, No.1, pp.33-43.

P05. ボーリングコア観察による地すべり移動体の横断方向の内部構造について－由比地すべりの事例－

Internal structure of a landslide mass visualized by array boring survey on a transverse section: a case study from the YUI Landslide, central Japan

○樽角 晃（元土木研究所，現応用地質（株）），杉本 宏之（土木研究所），
中野 英樹（元土木研究所，現（株）エイト日本技術開発），石井 靖雄（土木研究所）
山根 誠，本間 宏樹（応用地質（株））
Akira Tarukado, Hiroyuki Sugimoto, Hideki Nakano, Yasuo Ishii, Makoto Yamane, Hiroki Honma

1. はじめに

すべり面や地すべり移動体の形状が複雑な地すべりでは，解析精度を高めるために三次元解析が実施されている．三次元解析においては，地すべり移動体の側面抵抗を適切に考慮する重要性が指摘されている[1]．そのためには，すべり面や地すべり移動体を構成する物質の三次元分布と力学特性を把握することが重要であるが，こうした検討事例は少ない．

静岡県の由比地すべりの大久保ブロックでは，深礎工の施工のために，地すべりの横断方向にほぼ20mピッチで高品質なコアが高密度で採取された．本発表では，これらのボーリングコアを用いて，地すべり移動体の内部構造の把握するための質的分類・量的指標を検討した結果を報告する．

2. 由比地すべりの大久保ブロックの概要

由比地すべりの大久保ブロック（幅200～300m，延長300m）は，海岸線に面した急峻な山地斜面に位置し，標高90～170mの台地状の緩斜面が明瞭な地すべり地形を呈している（図-1）．基盤岩は砂岩・礫岩等を主体とし，一部タービダイト性の砂岩頁岩互層からなる鮮新世の浜石岳層[2]である．対象地の地質構造は，西北西走向，南南西傾斜である．

既往のボーリング調査および深礎工壁面の観察結果によれば，北側のすべり面は泥岩層の上面に位置している（図-2）．すべり面付近のコアの樹脂固定標本[3]では，北側のすべり面（図-3 の B:Sc-11）では層理面に平行な厚さ 3～4cm のすべり面粘土が観察されるのに対し，南側では，粘土が形成されずに全体的に破砕され角礫化したすべり面が観察される（図-3 の A:Sc-1）．

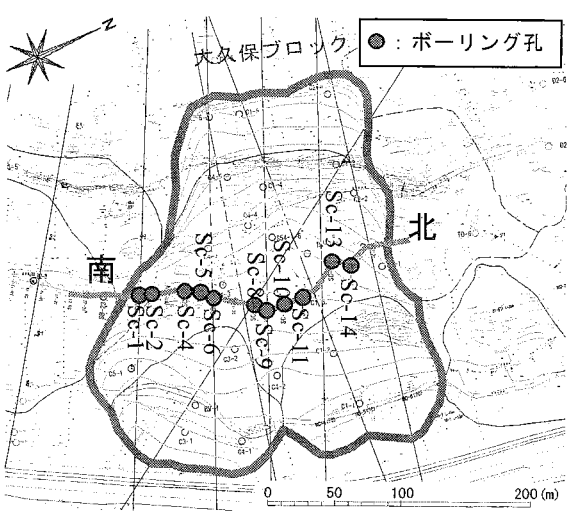


図-1 大久保ブロックの平面分布と検討断面位置

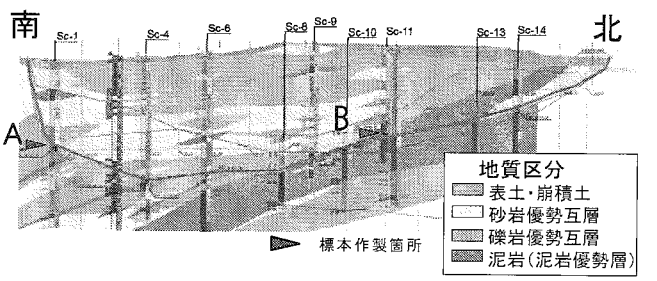


図-2 検討横断面の地質分布とすべり面の位置

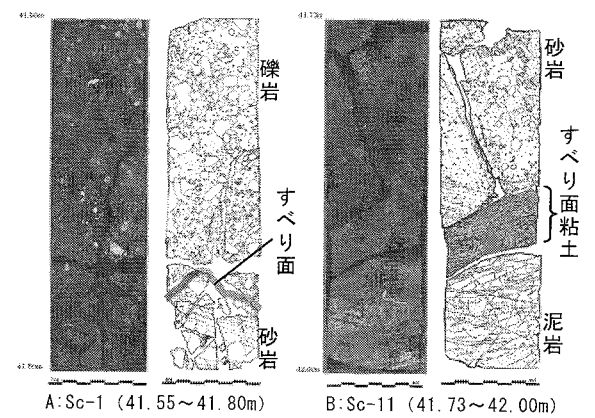


図-3 樹脂固定標本での南側と北側のすべり面の比較

3. 調査方法

地すべり移動体では，地すべりの移動に伴って破砕が進行すると考えられ，コア観察では，角礫化や粘土の存在等に着目して観察・記載することが行われる．また，すべり面や地すべり移動体の力学特性は，粘土・砂などの細粒分と礫の含有率が関係すると考えられる．そこで，すべり面や地すべり移動体の構成物質分布や力学特性を把握するための質的分類・量的指標としては，細粒分の比率，細粒分の有無や種別等が有効と考えた．また，すべり面の位置と褐色風化範囲の下限が一致することも多いことから，褐色化率がすべり面の位置を把握するための指標となる可能性がある．

表-1　今回用いた破砕や風化状況に関する質的分類・量的指標

	細粒分率	褐色化率	細粒分等の種別
定義	細粒分等が占める見かけの面積率．細粒分（粒径 2mm 以下）に加えて，開口亀裂や空洞も含む．	褐色化した部分の見かけの面積率．褐色化の程度は問わない．	細粒分等の種別．開口亀裂や空洞，密着した亀裂などの岩の亀裂状態も含む．
区分	比率 0 1 5 10 20 40 60 80 100(%) 区分 0 1 2 3 4 5 6 7		1：亀裂なし，2：密着亀裂 3：礫混じりシルト～粘土 4：シルト～粘土 5：礫混じり砂～シルト，6：砂～シルト，7：開口亀裂・空洞

今回の調査では，表-1 に示す破砕や風化状況に関する質的分類・量的指標を用いて，ボーリングコア表面の観察によって，深度方向 10cm ごと判定して記載を行った．

4. 調査結果

細粒分率の分布とすべり面の関係を見ると（図-4），側部付近のすべり面（Sc-1，2）では，細粒分率が概ね 20%以上の出現範囲の下限がすべり面となっている．それ以外の部分では，細粒分率が概ね 60%以上の部分がすべり面となっていることが多い．

細粒分等の種別については（図-5），Sc-6 より南側の移動体に開口亀裂が多い傾向がある．全体的に，開口亀裂の出現範囲の下限深度とすべり面深度は概ね一致するようである．また，すべり面はシルト～粘土であることが多い．

褐色化率の分布（図-6）は，褐色化率 60%以上の出現範囲の下限が，概ねすべり面と一致している．また，開口亀裂の分布範囲とも重なる傾向にある．

5. 考察

大久保ブロックでは，すべり面や地すべり移動体の特徴が北側と南側で異なっている．南側では，地すべり移動体は開口亀裂が多く，すべり面は破砕された角礫である．北側では，すべり面は細粒分率が高く，シルト～粘土で構成される．これらの違いは，北側ではすべり面が泥岩層の上面に位置し，南側ではすべり面が砂岩層や礫岩層を通過するという，それぞれの地質構造の違いに由来すると考えられる．また，北側で特に，すべり面上下の褐色化率の差が大きいことは，すべり面より下位が透水性の低い泥岩層であるためと考えられる．

このように，今回で検討した質的分類・量的指標は，すべり面の力学特性を推定するために必要な細粒分の断面分布を把握する手段として有効であるほか，地表から浸透した地下水が影響する帯水層の検討にも活用できるものと考えられる．

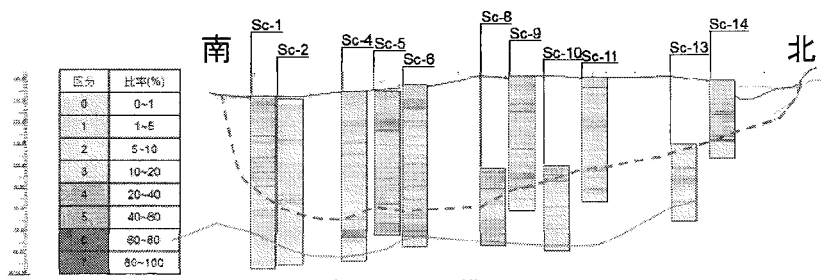


図-4 細粒分率の横断分布

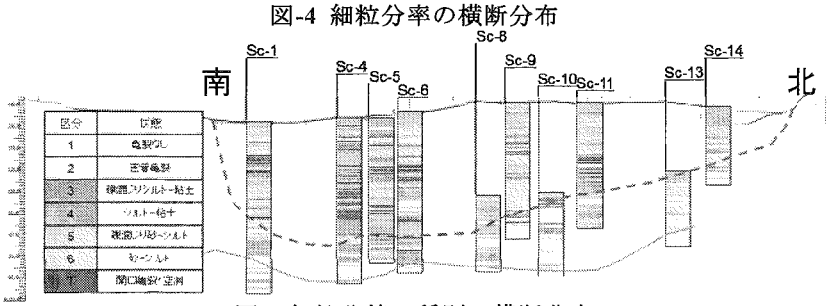


図-5 細粒分等の種別の横断分布

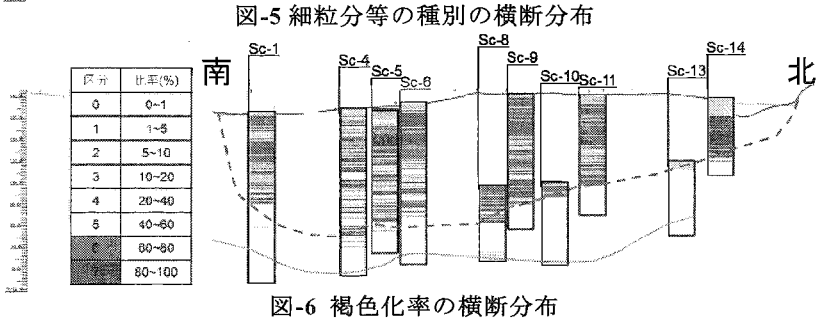


図-6 褐色化率の横断分布

6. おわりに

今後は同様な調査事例を増やし，コア区分の適用性について引き続き検討を進める予定である．本調査を行うにあたり，国土交通省富士砂防事務所にはボーリングコアの提供など多大なご協力をいただいた．ここに記して感謝申し上げる．

参考文献

1) 渡・小橋(1987)：地すべり・斜面崩壊の予知と対策，山海堂，p.260.
2) 金栗・天野（1992）：富士川層群浜石岳層中のトラフ充填堆積物の特徴，日本地質学会学術大会講演要旨 99，pp.2676
3) 武士俊也ほか(2012)：樹脂固定法によるすべり面標本作製マニュアル（案），土木研究所資料 4227 号.

P06. 風化程度の異なる非溶結火砕流堆積物の含水比と色彩との関係

The correlation between the water content and color values of non-welded weathered ignimbrite

○西山賢一（徳島大学）・鈴木恵三（南九州大学）・後藤繁俊（九州土木設計コンサルタント）・
緒方　一（海洋計画）・一色弘充（土木研究所）
Ken-ichi NISHIYAMA, Keizo SUZUKI, Shigetoshi GOTO, hajime OGATA and Hiromitsu ISSIKI

1. はじめに

南九州に広がる火砕流堆積物の代表例であるシラス（2.9 ka cal BP の入戸火砕流堆積物の非溶結部）は，一般に急斜面をなすことが多く，斜面表層に分布するシラスの風化帯は，豪雨時に斜面崩壊を繰り返してきたことが知られている．このような特性を持つシラスの風化による物性変化を検討するため，宮崎平野に分布するシラスを対象に，肉眼的特徴と色彩値・硬度値に基づくシラスの風化程度の区分を試みた．加えて，シラスの色彩値から含水比を換算する回帰式を求めるための検討を行った．

2. 対象としたシラスの分布位置と地形・地質概要

対象としたシラスは，火砕流分布域の北東端に近い宮崎市跡江にある国指定史跡・生目古墳付近に分布し，ごく小規模なシラス台地を形成している．シラス台地を切土で通過する道路のり面に露出するシラスを対象とした．のり面で観察できるシラスの層厚は最大 7m 程度と薄く，その上位は，厚さ 2m 程度のシラスの二次的堆積物ならびに盛土層（古墳時代？）に覆われており，鬼界アカホヤテフラ（K-Ah）が欠如する．シラスの下位には，厚さ 0.5m 程度の成層した大隅降下軽石（A-Os）が分布し，その下位は，厚さ 2m 程度の軽石・火山灰混じりシルト層（A-Os が水中堆積したフラッドローム？）を介して，厚さ 5m 以下の河成礫層（大淀段丘堆積物）が分布する．のり面では，A-Os 付近から定常的にわずかな湧水が確認できる．河成礫層の下位は，新第三系～第四系宮崎層群が分布する．なお，宮崎市倉岡の倉岡城でもシラスの風化露頭を観察した．

3. 肉眼的特徴に基づくシラスの風化の特徴

シラス表面をねじり鎌で整形すると，褐色を呈する風化部には，風化に伴ういくつかの特徴的な組織が観察できる．

(1) 粘土バンド：Chigira and Yokoyama (2005)で記載されており，主に火山ガラス起源のハロイサイトが多く含まれる．縞状をなす粘土分の濃集部分である（図 1）．

(2) 疑似グライ斑（“虎斑”，Mitsuchi, 1968）：これまでにシラスの風化帯からの報告はなく，主に土壌で観察される組織で，還元状態を示す青灰色の部分と，酸化状態を示す赤色の部分とが縞状～マダラ状に混在する（図 2 の中央）．

(3) “鬼板”：水酸化鉄が濃集した板状を呈する硬化部である（図 2 の疑似グライ斑の直下にある褐色部）．

なお，灰色を呈する新鮮なシラスには，(1)～(3)のような風化組織は観察されない．

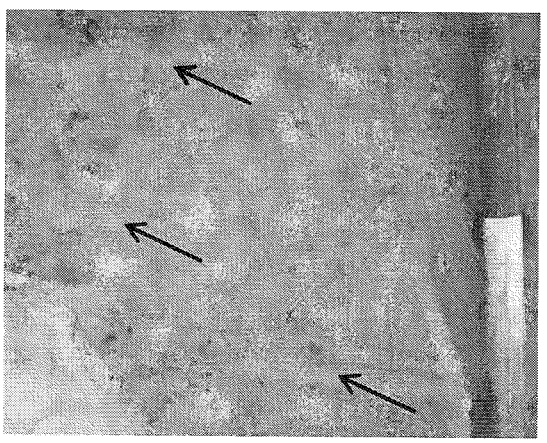


図 1　風化部に見られる粘土バンド（矢印）

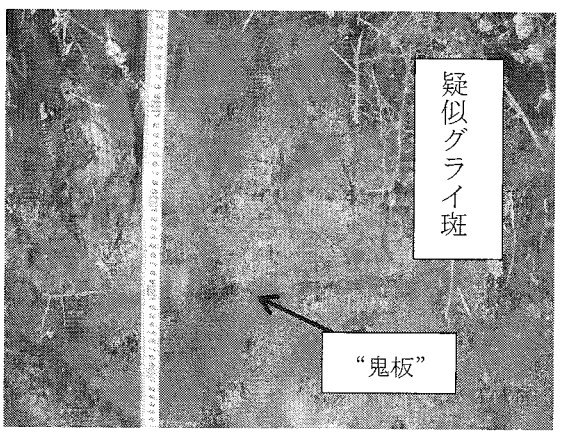


図 2　疑似グライ斑（“虎斑”）と，その直下の“鬼板”

4. シラスの色彩・土壌硬度測定

シラスの新鮮部分は灰色を呈し，比較的硬質であるが，風化部分では褐色～オレンジ色を呈し，軟質である．そこ

で，コニカミノルタ製土色計（SPAD-503，測定窓の直径は 8mm）と，山中式土壌硬度計を用い，現位置でシラスの色彩と強度を測定した．色彩値は L*a*b*表色法で表し，土壌硬度は貫入抵抗値（mm）で表した．色彩測定の結果，灰色を呈する新鮮な部分では，a*=3～5 程度，b*=10～15 程度であるが，褐色を呈する著しく風化した部分では，a*=10～15 程度，b*=20～25 程度に増加する．土壌硬度の測定の結果，灰色を呈する新鮮な部分では 30mm 程度あるいはそれ以上，褐色を呈する著しく風化した部分では，22mm 程度あるいはそれ以下に低下する．

5. 肉眼観察・色彩値・土壌硬度に基づくシラスの風化帯区分

シラス露頭の肉眼観察に基づく風化組織の観察と，色彩・土壌硬度の測定結果を合わせて，シラスの風化帯区分を試作した（表 1）．Yokota and Iwamatsu (1999)の指摘通り，新鮮部から土壌化部までの変化は連続的だが，今回，便宜的に 6 段階に区分した．このうち，新鮮部・微風化部には，疑似グライ斑などの風化組織は観察されない．弱風化部でわずかに風化組織が観察され，強風化部・土壌化部では多く観察される（ねじり鎌による露頭表面の整形を行わないと観察できないことが多い）．土壌化部は根系を含み，上位の土壌から移動した有機物による暗色化が認められることから，土壌層位区分における B 層～C 層に該当する．

6. 色彩値（L*値）から含水比の換算

乾燥したシラスは明度が高いのに対し，湿潤状態のシラスは暗色を呈する．このことから，明暗を表す L*値を用いることで，シラスの含水比 W（%）が推定できると考えられる．そこで，二次シラスを含む 18 試料を，実験室内で霧吹きを用いて湿らせ，その時の試料の重量と色彩値を測定（＝最高含水比 Wmax）した後，適度な時間をおき，乾燥していく試料を，何度か繰り返し重量測定と色彩測定を行った．最後に試料を乾燥炉に入れ，90℃で 24 時間乾燥した強制乾燥状態（含水比ゼロ）とし，その重量と色彩を測定した．以上の結果から，含水比 W（%）と色彩値 L*の散布図を作成し，回帰分析を行って含水比の換算式を一次式で求め，表 2 に，新鮮シラス・弱風化シラス・強風化シラスに 3 区分して表記した．表には，決定係数 R^2 と最高含水比 Wmax を並記した．

表 2　風化区分ごとに整理したシラスの含水比換算式

風化・層序区分	回帰式	決定係数 R^2	最高含水比 Wmax
新鮮シラス	W =-1.43L* + 93.62	0.94	33.54
弱風化シラス	W =-2.49L* + 144.91	0.91	61.21
強風化シラス	W =-3.43L*:+172.47	0.99	76.19

この回帰式を用いることで，露頭で簡易に測定できる色彩値 L*から，現位置におけるシラスの含水比が簡便に推定できる．

表 1　肉眼観察・色彩・土壌硬度に基づくシラスの風化帯区分

風化区分	土壌硬度	色彩値	風化組織（疑似グライ斑，鬼板，粘土バンド）
新鮮部（F）	30mm以上	a*=3～5，b*=10～14	なし
微風化部（W1）	30mm程度	a*=3～6，b*=10～15	なし
弱風化部（W2）	28～29mm	a*=6～8，b*=12～15	わずかにあり
中風化部（W3）	25～28mm	a*=8～10，b*=15～18	あり
強風化部（W4）	22～25mm	a*=10～15，b*=20～25	あり
土壌化部（S）	22mm以下	a*=10～12，b*=18～25	あり．根を含む有機物混入による暗色化

文献

Chigira, M. and Yokoyama, O. (2005) Weathering profile of non-welded ignimbrite and the water infiltration behavior within it in relation to the generation of shallow landslide, Engineering Geology, 78, 187-207.

Mitsuchi, M. (1968) The properties and genesis of “Tora-Han” (Tiger-like) soil on the high terrace, North of Akashi City, Soil Science and Plant Nutrition, 14, 141-146.

Yokota, S. and Iwamatsu, A. (1999) Weathering distribution in a steep slope of soft pyroclastic rocks as an indicator of slope instability, Engineering Geology, 55, 57-68.

P7 グリーンタフ地域に分布する火山岩類の変質指標を用いた評価

Evaluation of volcanic rocks using altered index distributed in Green tuff region.

○鈴木聡（奥山ボーリング）・石山大三（秋田大学）・鈴木真悟・森屋洋（奥山ボーリング）
Satoshi Suzuki, Daizo Ishiyama, Singo Suzuki, Hiroshi Moriya

1. はじめに

グリーンタフ地域では，海底火山活動に伴い形成された火山岩類が広く分布する．それらの火山岩類は多様な岩相を示し，かつ変質が進行している場合が多い．従って，火山岩の原岩ならびに変質の種類や程度を理解し，精度の良い地質構造の解析を行うことや，岩盤崩壊や岩盤地すべり，トンネル変状などの素因の解析を行うことを困難にしている場合がある．

本研究では，資源探査に用いられてきた変質指標を図にプロットし解析する手法を用いて，原岩の推定が困難な変質岩についての原岩の推定や，変質の程度や変質作用の種類の推定を行ったので，以下にその結果を報告する．

2. 試料

試験に用いた試料は，表-1 に示す秋田県五城目地域のトンネル計画地周辺に分布する安山岩類と，秋田県小坂地域の岩盤地すべり地に分布する流紋岩類ならびに安山岩類である．五城目地域の安山岩類は，岩脈や枕状溶岩，火山礫凝灰岩等の多様な岩相が見られ，広域にスメクタイトが含有する．特に，火山礫凝灰岩を示す岩相はスレーキングしやすい[1]．一方，小坂地域の流紋岩類は溶岩や凝灰岩よりなり，イライトや緑泥石が含有する．特に凝灰岩は脆弱である．一方，安山岩溶岩は，流紋岩溶岩と見分けがつきにくい部分がある．粘土鉱物は，緑泥石の含有が認められる．

表-1 試験試料一覧

分布地域	地質年代	岩石名	岩相	分析コア	含有変質鉱物
秋田県五城目	新第三紀中新世	安山岩類	岩脈，枕状溶岩，火山礫凝灰岩	トンネル予定地調査コア	スメクタイト
秋田県小坂	新第三紀中新世	流紋岩	溶岩	岩盤地すべり地調査コア	イライト、緑泥石
		流紋岩質凝灰岩	凝灰岩		イライト、緑泥石
		安山岩	溶岩		緑泥石

3. 変質指標を用いた解析手法

Large et al. (2001)[2] は，石川ほか(1976)[3] が示した黒鉱鉱床地帯の変質指標などから，図-1 に変質指標値をプロットすることで，火山性塊状硫化物鉱床に関連する変質特性を簡易に解析する手法を示した．本解析の流れを以下に示す．まず，全岩主成分化学分析により各岩石の化学組成をもとめ，Ishikawa alteration index(AI) と Chlorite-carbonate-Pyrite index(CCPI) の各変質指標値を下記の(1)，(2)の式にて求め，図-1 の AI の値を X 座標，CCPI の値を Y 座標にプロットする．その結果，least altered box，すなわち，新鮮～微弱な変質の範疇であるボックス内であれば変質が僅かで，かつ，大まかな火山岩の区分が認定できる．一方，熱水変質作用を受けた場合，図-1 の新鮮～微弱な変質のボックスの右外側の範囲にプロットされ，特に，黒鉱鉱床近くの強熱水変質岩は，図の右端上部のゾーンにプロットされる．

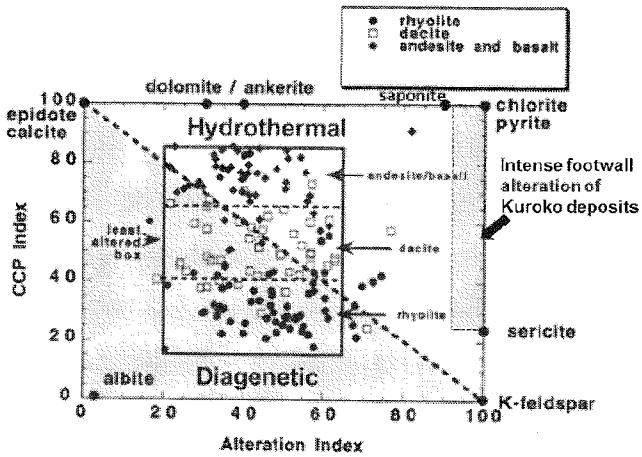


図-1 変質指標値のプロットよる火山岩の区分と変質特性の推定 (Large et al., 2001[2] に加筆)

(1) *Ishikawa AI*

$$AI = \frac{100\,(K_2O + MgO)}{(K_2O + MgO + Na_2O + CaO)}$$

(2) *Chlorite-carbonate-pyrite index (CCPI)*

$$CCPI = \frac{100\,(MgO + FeO)}{(MgO + FeO + Na_2O + K_2O)}$$

4. 分析方法

岩石試料は微粉末にした後，灼熱減量し，ガラスビード化した．その後，蛍光 X 線分析装置を用いて各岩石の主要元素組成を定量分析し，得られた分析値から変質指標値を算出した．

5. 結果

各火山岩類の変質指標値をプロットした結果を図-2 に，プロットした結果から解析した変質特性と応用地質学的留意点を表-2 に示す．

五城目地域の安山岩類は，least altered box 中の安山岩～玄武岩のゾーン内およびその周辺にプロットされる．特に，スレーキングしやすい火山礫凝灰岩とスレーキングしにくい溶岩類のプロット位置に明瞭な関係は見られない．五城目地域の安山岩類は熱水変質の影響は僅かであり，低温で生成するスメクタイトの含有

の結果と調和する．以上のことより，五城目地域の安山岩類は熱水変質は被っておらず，続成変質作用を被った岩石が広域に分布していることが考えられる．

一方，小坂地域の火山岩類は，新鮮ないし変質が微弱なボックス内からボックス外の黒鉱鉱床近傍の領域にプロットされる"流紋岩 および 流紋岩質凝灰岩"のグループと，新鮮～変質が微弱なボックス内でデイサイト～安山岩～玄武岩の範囲にプロットされる"安山岩"のグループに区分される．特に，流紋岩質凝灰岩は，黒鉱鉱床近傍の変質岩の領域に含まれる．このことは，本岩が強い熱水変質作用を被ったことを示している．流紋岩も，弱変質岩の領域から熱水変質岩の領域の間に分布しており，熱水作用を被った可能性がある．安山岩溶岩と考えられた岩石は，新鮮～変質が微弱なボックス内にプロットされ，熱水変質作用は殆ど被っていないことから安山岩の貫入相と考えられる．以上のことより，小坂地域の火山岩類は熱水変質作用を被った流紋岩類が局部的にみられ，特に強熱水変質を被り脆弱化した部分が，岩盤地すべり地におけるすべり面形成の素因となったことが考えられる．

6. まとめ

多様な岩相を示し，かつ，変質が進行していることが多いグリーンタフ地域の火山岩類においては，変質指標値を用いた解析によって，原岩の区分や変質の種類や程度の推定が可能である．従って，変質指標による解析は，地質構造の解析や岩盤崩壊や岩盤地すべり，トンネル変状などの土木地質的な解析においても，必要な知見を得ることが可能と考えられる．

引用文献

1) 鈴木聡・石山大三・鈴木真悟（2013）：秋田県中部に分布する安山岩類の産状，岩石物性，浸水崩壊特性の関係，日本応用地質学会研究発表会講演論文集，pp.103-104.

2) Ross R. Large, J. Bruce Gemmell ,and Holger Paulick (2001) : The Alteration Box Plot: A Simple Approach to Understanding the Relationship between Alteration Mineralogy and Lithogeochemistry Associated with Volcanic-Hosted Massive Sulfide Deposits, Economic Geology, Vol.96, pp.957-971.

3) 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　その活動様式と深沢鉱床の変質鉱化ハローの追跡，鉱山地質，Vol.26,No.136，pp.105-117

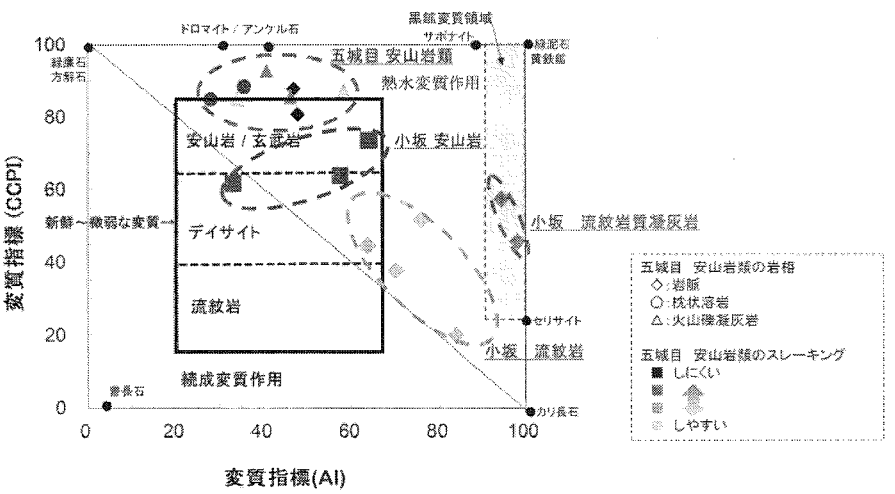


図-2 変質指標値のプロットよる五城目地域ならびに小坂地域の火山岩の区分と変質特性の推定 (Large et al., 2001[2] に加筆)

表-2 変質指標値のプロットから解析した火山岩類の変質特性と応用地質学的留意点

分布地域	岩石名	含有変質鉱物	変質指標のプロットによる推定		変質指標を用いた解析結果と土木地質的留意点
			原岩の区分	熱水変質作用の程度	
秋田県 五城目地域	安山岩	スメクタイト	安山岩／玄武岩	僅か～無し	☞ スメクタイトが含有する安山岩溶岩や同質火砕岩が広域にみられる（少なくとも2km×5kmの範囲） → 続成変質作用が広域に認められる． → 顕著な熱水変質作用は認められない． ☞ 特に，火山礫凝灰岩はスレーキングしやすい → 岩石の脆弱性を判別する場合は，火山礫凝灰岩やその基質などの，岩相に着目することが重要である[1]．
秋田県 小坂地域	流紋岩	イライト、緑泥石	デイサイト～流紋岩	有り	☞ 岩盤地すべりの狭い範囲内（約0.15km×0.2km)で各火山岩類の変質特性が異なる → 強熱水変質作用を被った岩石の分布は局部的である． → 変質指標のプロットにより原岩の種類や変質の程度を推定可能．地質構造や崩壊・変状の要因の推定に役立つ．
	流紋岩質凝灰岩	イライト、緑泥石	不明	強い	
	安山岩類	緑泥石	デイサイト～安山岩／玄武岩	僅か～無し	

P08. 数値計算を用いた隆起様式と海成段丘の形態に関する検討

Examination of the relationship between types of uplift and form of marine terraces using a numerical model

○井上　信（㈱ダイヤコンサルタント），田中　靖（駒澤大学）

Shin Inoue, Yasushi Tanaka

1. はじめに

海成段丘は長期的に隆起傾向にある地域に発達すると理解され，その分布・地形的特徴・形成年代などに基づいて，過去の地殻変動を復元する試みがなされてきた．しかしながら，長期的な隆起の実態像が解明されている地域は限られている．

したがって，隆起様式の違いが海成段丘の性状に与える影響を把握することは，地殻変動を理解するうえで重要な課題である．そこで，この課題の解決へ向けた一つの試みとして，コンピュータによる数値計算を用い，隆起様式と形成される海成段丘の形態との関係についての知見を得ることを本研究の目的とした．

2. 数理モデル

数値計算には，25m 程度のグリッドサイズの地形データと１年ステップの海水準変動データに適用可能な，地殻変動モデルと海食モデルからなるシンプルな数理モデルを用いた．この数理モデルでは，次に述べる海食モデル，地殻変動モデルによって一年ごとの標高変位量を算出して，地形データに反映する．以下に，使用した数理モデルの概要を述べる．

2-1　海食モデル

海食モデルは，井上・田中（2013）[1]の地形発達モデルを踏襲し，汀線後退と海底侵食を以下のように表現するものとした．

汀線後退は，対象地域全体に一定の速度で発生するものとし，その速度にあわせて，陸側のセルの標高を海水準まで低下させることによって，それを表現する．対象地域の平均的な汀線後退速度を R とすると，汀線の後退量は次の式−１で表現される．

$$\frac{\partial x}{\partial t} = R \quad \cdots\cdots\cdots \text{式−1}$$

（x：水平距離，t：時間）

海底侵食は，海面付近の侵食速度が，水深が増すにつれて指数関数的に減少することを表現する，式−２を採用した．この式は，堀川・砂村（1968[2]，1970[3]）の知見に基づいて，Sunamura (1992)[4]によって提案されたものである．

$$\frac{\partial u}{\partial t} = Ae^{-Bz} \cdots\cdots\cdots \text{式−2}$$

（u：標高変化量，t：時間，z：水深，A：海面付近の削剥速度，B：水深に伴う削剥速度の減衰を示す定数
Z：水深）

2-2　地殻変動モデル

地殻変動モデルは，地殻変動による鉛直変位を表現する．具体的には，曲動などによる等速的な変位，断層活動などによる間欠的な変位，余効変動を伴う地震による変位を以下のように表現する．

等速的な変位は，検討対象期間を通して一定の速度で連続的に標高を変化させることで表現する．

間欠的な変位は，変位の発生間隔を設定し，その間隔ごとに一定量ずつ標高を変化させることで表現する．

余効変動を伴う地震による変位については，本震と同時に発生する変位と，その後の余効変動に伴う変位の両方を表現する．余効変動は時間の経過とともに減衰することが知られており，東北地方太平洋沖地震後の余効変動については，その推移を関数近似した検討例があるものの，未解明な部分が多い（たとえば，飛田・木村，2012[5]）．

そこで，余効変動による変位速度の変化を，式−３で表現できるものと仮定した．

$$\frac{\partial u}{\partial t} = U_i e^{-xy} \cdots\cdots\cdots \text{式−3}$$

（u：標高変化量，t：時間，U_i：余効変動開始時の変位速度，x：経過年数に伴う余効変動速度の減衰を示す定数，y：経過年数）

3. 計算条件

本研究では，隆起様式の違いが海成段丘の形成に与える影響を検討することに主眼を置いた．そのため，初期地形，海水準変動，海食に関連するパラメータは固定することとし，以下のように設定した．

なお，計算期間は MIS7 以降の 24 万年間とした．

3.1　初期地形

地形データの解像度は 25m メッシュ，計算対象領域の大きさは 25km×25km とし，その中心に，次のような円形の島状の地形を設定した．

・島の高度：50m　　・島の半径：3km
・勾配　　：2%（陸域・海域共通）

3.2　海水準変動

海水準変動は，小池・町田　編（2001）[6]に示された海水準変動曲線及び海洋酸素同位体ステージにおける海水準の一覧表に基づいて設定した．

3.4　海食

日本国内における海食崖の後退速度を整理した事例としては，砂村（1975）[7]が挙げられる．また，海岸侵食が顕著な日本の新第三系の海岸における侵食速度が水谷（2007）[8]に示されている．

しかし，これらに示された値の多くは，急速な海食によって海食崖が顕著に発達する場所で計測された値であり，海成段丘面の発達を議論できるような計算結果が得られない．そこで試行計算を行い，海成段丘がよく発達するように，次の値を設定した．

R:0.1(m/yr)　A:0.0025(m/yr)　B:0.275

なお，これらの値は，水谷が示した値の概ね半分であり，妥当な値と考える．

4. 結果及び考察

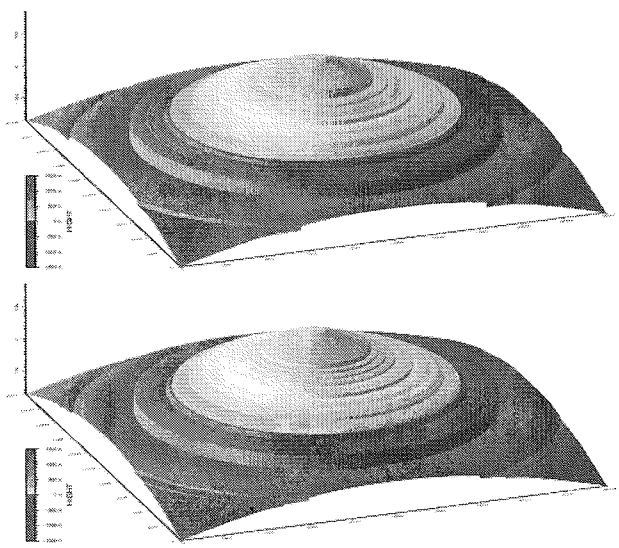
地殻変動モデルの設定を変えながら計算を実施し，隆起様式が地形形成へ与える影響や海成段丘の断面形状について検討した．

4.1 等速隆起と間欠隆起

地殻変動による隆起を，等速的な場合として50m/10万年，間欠的な場合として1万年間隔で5mの2通り設定し，形成される地形を比較した（図−1）．その結果，両者には若干の差異があるものの，その差異は隆起様式を推定する根拠となり得るほど顕著なものではなかった．計算パターンが足りないため予察段階であるが，次の2点をその要因と考えている．

①間欠隆起1回あたりの変位量に比べて，海水準変動による変化量の方が圧倒的に大きいこと

②海水準変動によって海食が発生しやすい時期と発生しにくい時期があり，海食が発生しにくい時期に隆起が発生した場合にはその痕跡が不明瞭になること



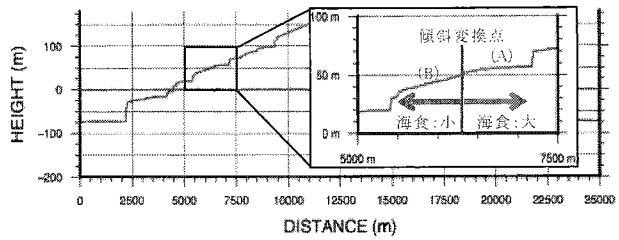
図−1　計算結果（上段：等速，下段：間欠）

4.2 余効変動を伴う地震による変位の影響

余効変動を伴う地震による鉛直変位の影響を検討するため，等速隆起と組み合わせた鉛直変位を設定した．その結果，計算上は地震ごとに海食量に僅かな変化が生じることによって，その痕跡が残されるが，現実の地形から読み取ることのできるような差異は認められなかった．

4.3 海成段丘の離水過程及び断面形状

海洋酸素同位体ステージ（MIS）5eの頃に形成される段丘面の離水過程と縦断形状について観察した．海水準の安定期から緩やかに低下する時期には，海食が進行し勾配の小さな地形面（A）が形成される（図−2）．その後，海水準の低下速度が大きくなると，海食が発生しにくくなり，元の海底地形を反映した地形面（B）が残される．ここで，元の海底地形の方が海食によって形成される地形面の勾配よりも大きい場合には，（A）と（B）の境界に傾斜変換点が形成される．また，（A）（B）のうち，次の高海水準期に沈水しない場所がMIS5eの段丘面となるが，その外縁は，MIS5eのピークを過ぎて形成された場所に相当し，MIS5eの面といっても形成時期・高度には幅があることが表現された．



図−2　海成段丘面の傾斜変換点

5. 課題

円形島状の地形を用いて，隆起様式が海成段丘の形態に与える影響を検討した．その結果，隆起様式の違いは，海成段丘の形態に大きな影響を与えないことが示唆された．しかし，計算に用いた隆起のパターンがまだ十分とは言えず，今後より多くのパターンでの検討が必要である．

文献

1）井上　信・田中　靖（2013）：グリッド型地形発達モデルの現実地形への適用，地形，Vol.34，No.2，pp.147-165.

2）堀川清司・砂村継夫（1968）：海蝕崖の侵蝕に関する実験的研究，第15回海岸工学講演集，pp.149−157.

3）堀川清司・砂村継夫（1970）：千葉県屏風ヶ浦の海岸侵蝕について（2）−航空写真による海蝕崖の後退に関する研究 ・第3報−，第17回海岸工学講演会論文集，pp.289−296.

4）Sunamura, T. (1992): *Geomorphology of Rocky Coasts, John Wiley & Sons*, New York, 302p.

5）飛田幹男・木村久夫（2012）：余効変動の推移と今後の隆起・沈降の見通しについて，地震予知連絡会会報，Vol.87，pp.535-538.

6）小池一之・町田　洋　編（2001）：日本の海成段丘アトラス，122p.

7）砂村継夫（1975）：波による岩石海岸の地形変化−最近の研究とその問題点，地理学評論，Vol.48，No.6，pp.395-411.

8）水谷武司（2007）：数理地形学−地形の形成機構と数値計算，古今書院，199p.

P09. 関東平野南部における段丘離水層準付近に分布する粘土質堆積物の物性

Physical properties of clay soil distributed in terrace deposits at the Southern Kanto Plain, Central Japan

○植村杏太，竹村貴人（日本大学・JST）
Kyota Uemura, Takato Takemura

1. はじめに

段丘構成堆積物と段丘被覆堆積物間の離水層準には，粘土質な堆積物が存在する事例が知られ，関東平野では常総粘土[1]に代表される．類似するものは北海道の重粘土など全国的に見られる．このような粘土質堆積物は，風成・水成の判断が難しく，被覆堆積物に含み段丘礫層上面を離水層準とする場合と，段丘構成堆積物に含み粘土層上面を離水層準とする場合で，段丘の離水時期の解釈が数万年異なる場合がある．

また，これらの広い範囲で分布する粘土質堆積物は透水性も低いことから，難透水層として機能している．段丘礫層中の地下水流動やローム層中の宙水の挙動を広い範囲でモデル化する上で，その連続性や厚さなどの情報は重要であり，そのためにはその形成プロセスからアプローチする必要がある．

本研究では，段丘離水層準に分布する粘土質堆積物による地質環境への影響と，同堆積物の成因・堆積環境を明らかにするために，同堆積物の空間分布，層序や堆積年代，物性について検討している．本発表では，段丘構成層直上に分布する粘土質堆積物の空間的分布といくつかの物性に関する分析結果を示す．

2.段丘構成層上位の粘土について

関東平野の地形は，主に低地・台地からなる．低地は，一般に沖積低地，谷底低地に区分され，MIS（海洋酸素同位体ステージ）1の縄文海進期以降に堆積した沖積層から構成される．関東平野の台地は主にMIS 6以降の段丘群からなる．関東平野の台地は武蔵野台地に代表され，所沢面（MIS 6），下末吉面（MIS 5e），成増面（MIS 5c），武蔵野面（MIS 5a），中台面（MIS 4），立川面群（MIS 3～2），完新世段丘面・沖積面（MIS 1）と分類される[2]．下末吉面の大部分は海成面とされ，その他は基本的に河成面とされる．

段丘地形の内部は，地形面を形成したときの段丘構成堆積物（砂・砂礫など），その上位に載る離水・乾陸化後に風成堆積した段丘被覆堆積物（関東ローム層やレス）から構成される．関東平野における主な段丘被覆堆積物である関東ローム層は，富士火山・箱根火山などから供給されたテフラが風化したものであると考えられている[3]．段丘構成層は，海進期に堆積した海成砂層あるいは河成砂礫層が大部分を占める．これら段丘構成堆積物と段丘被覆堆積物間の離水層準には，常総粘土などの粘土質な堆積物が存在することがある．

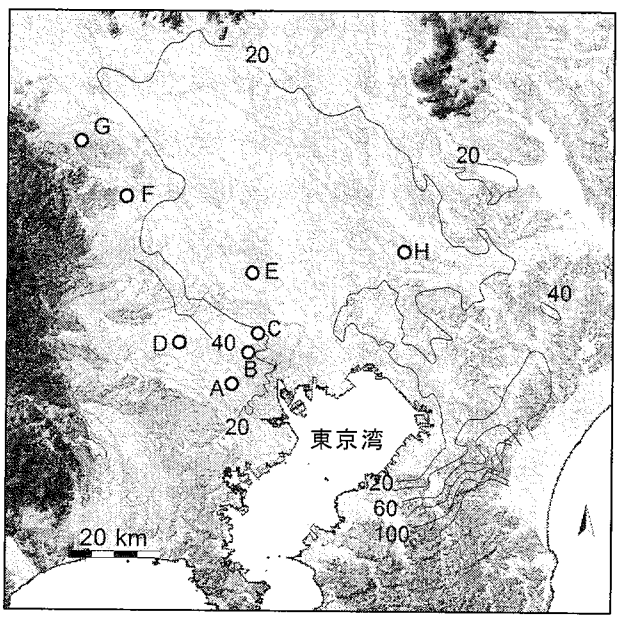


図1　調査地位置図．等値線は小玉ほか（1981）[6]に基づく南関東における常総層上面高度（m）を示す．

常総地域の常総粘土については，堆積相や堆積環境から湿地成堆積物とされた[4]．また，Matsukura and Maekado (1983)[5]などは物性値を報告している．小玉ほか（1981）[6]は，関東平野における常総粘土相当層の高度分布を示した．しかし，常総粘土以外の関東地方における離水層準の粘土質堆積物に関する詳細な報告は，板橋区成増の板橋粘土層[7]に関するものなどがあるが，他の地域については散在的であり段丘構成層上位の粘土質堆積物に関して成因や特性といった全体像が整理されていない．

3. 試料と分析手法

分析試料は，東京都世田谷区（A：MIS 5a河成面），豊島区（B：MIS 5c河成面），北区（C：MIS 5a：河成面），西東京市（D：MIS 5c河成面），埼玉県さいたま市（E：MIS 5c河成面），東松山市（F：MIS 5a河成面），深谷市（G：MIS 6河成面），茨城県取手市（H：MIS 5e海成面）の各地域・各時代の段丘から段丘構成堆積物上位の粘土質堆積物を採取した（図1）．

室内実験に先立って，行政から一般公開されているボーリングデータを利用し，段丘構成層上位の粘土層を抽出し分布を整理した．本稿では，地点A付近の世田谷区（約6900本）について示す．

室内実験は，地盤工学会基準に基づいたコンシステ

ンシーに関する液性限界，塑性限界そして粒度分析結果から2 μm以下の粘土分含有率の測定を行った．また，本稿では省略するがXRD,XRFの測定を行った．

4. 結果とまとめ

粘土質堆積物の分布と地形の関係

世田谷区には，下末吉面の淀橋台・荏原台，武蔵野面の目黒台，多摩川沿いの立川面，多摩川低地をなす沖積面がある．下末吉面，武蔵野面は開析が進んでいる．粘土質堆積物は，下末吉面で薄く，武蔵野面上では広く見られる．とくに，多摩川の旧流路である目黒川流域では，開析谷内外問わず分布し比較的厚い（図2）．また，礫層は海成面とされる下末吉面にはほとんど分布しておらず，他では地表高と同様の傾向で分布する（図3）．

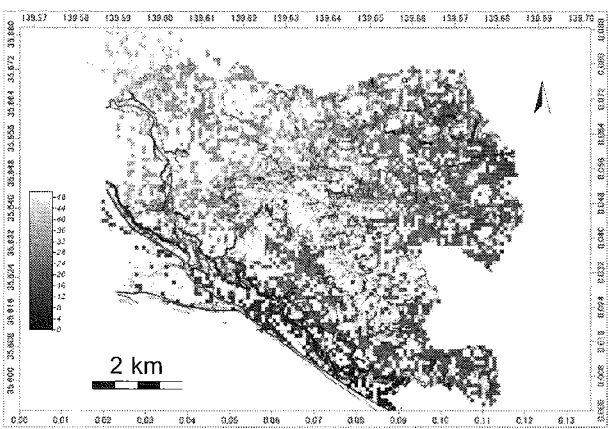


図3　世田谷区の礫層上面高度（m）．

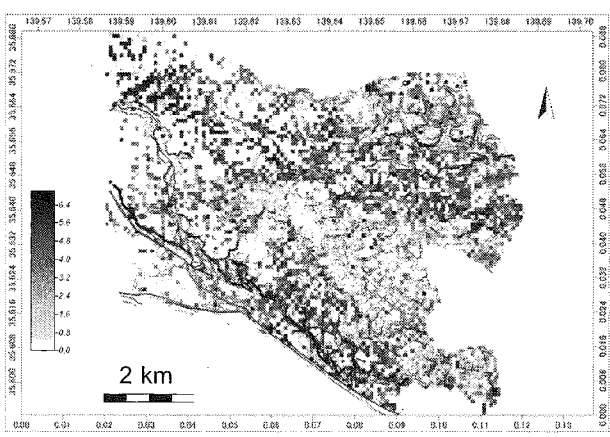


図2　世田谷区の粘土層層厚（m）．

粘土質堆積物の物性

コンシステンシー試験の結果から得られた塑性図を図4に示す．A点に関しては4試料での試験結果の平均がプロットされており，エラーバーが示されている．A,C,D点の試料は関東ロームの値（MH）に近い，高液性限界を持つシルト(MH)，E点はほぼB線上であるが，低液性限界を持つシルト(MH)，B,F,G,H点は高液性限界を持つ粘土(CH)であった．また，2 μm以下の粘土分含有率を塑性指数（液性限界−塑性限界）で除した活性度を求めた結果，HとGを除く全ての試料は2.0-6.0

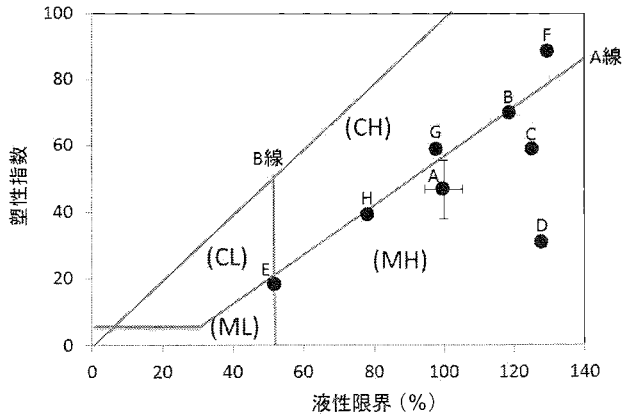


図4　各試料の塑性図へのプロット．各点は図1の調査地点に対応している．

の範囲にあり，非常に活性度が高い粘土であった．

まとめと課題

各地の段丘構成堆積物上位の粘土質堆積物は，地域あるいは段丘面の新旧（堆積物の時代）によって性質が異なる可能性がある．また塑性図から，段丘礫層上位に分布する粘土は物性的な視点からみた場合，2つもしくは3つに区分することができると言える．この区分は，粘土の形成過程と調和的かという点に関して更なる分析が必要であるが，今後，その違いが堆積環境や母材による影響なのか，堆積後の条件（風化）による影響なのかを検討する必要がある．

謝辞

本研究は（独）科学技術振興機構のCREST研究領域「持続可能な水利用を実現する革新的な技術とシステム」，課題名「地圏熱エネルギー利用を考慮した地下水管理手法の開発」により行われた．

文献

1）中村一夫・福田　理（1953）：常総台地の地形及び地質（演旨），地質学雑誌，Vol.59，pp.319.
2）貝塚爽平ほか（2000）：日本の地形4関東・伊豆小笠原，東京大学出版会，349p.
3）鈴木毅彦（1995）：いわゆる火山灰土（ローム）の成因に関する一考察，火山，Vol.40, No.3, pp167-176.
4）菊地隆男（1981）：常総粘土層の堆積環境，地質学論集，No.20，pp.129-145.
5）Y. Matsukura and A. Maekado (1983): Some geotechnical properties of the Joso Clay, Annual report of the Institute of Geoscience, the University of Tsukuba, Vol.9, pp.42-44.
6）小玉喜三郎ほか（1981）：更新世後期における関東平野の地塊状造盆地運動，地質学論集，No.20，pp.113-128.
7）板橋区教育委員会（1980）：成増露頭地質調査報告書，116p.

P10. 北海道のトンネルの地質的課題の事例調査と先進ボーリングの有用性について

Geological background of recent constructed tunnels in Hokkaido, Japan: for applicability of advanced boring

○ 山崎秀策，岡崎健治，大日向昭彦，倉橋稔幸，伊東佳彦（独立行政法人土木研究所寒地土木研究所）
Shusaku Yamazaki, Kenji Okazaki, Akihiko Obinata, Toshiyuki Kurahashi, Yoshihiko Ito
(Civil Engineering Research Institute for Cold Region, Public Works Research Institute, Japan)

1. はじめに

トンネル掘削において先進ボーリング調査は，トンネル切羽前方の地質情報を直接採取することで，事前調査からは予想されていなかった突発湧水，強変状区間，断層帯のなど，施工および維持管理時に問題となる地質リスクの検出を可能とする調査である．北海道開発局発注の道路トンネル事業においては，原則的に先進ボーリング調査が実施されており，掘削先の地山情報を直前に把握することで，設計・施工の効率化に貢献している[1]．一方で，調査費用の経済性，先進コア試料の事前地質調査や当初設計への情報のフィードバック，施工完了後に変状・漏水などが生じた際のアーカイブとしての利用体制の構築などについて，十分な検討がされているとは言えない．

そこで本報告では，先進ボーリング調査の有用性の検証を目的として，北海道で近年掘削されたトンネルの地質的課題と，その地質的背景との関連性についてその概要を整理した．

2. 北海道の地帯構造区分の概要

2000年度以降に完成した北海道の道路・鉄道トンネル147事例を対象とし，既存の文献および地質図幅などから各トンネルの概要(位置,延長,施工期間など)，トンネル地山の主要な地質情報（地帯構造区分・年代・地層名・岩相など）について調査した．図-1に調査対象トンネルの位置を示す．

北海道の山岳トンネルの主要な掘削対象である基盤岩類の地帯構造区分は，西からジュラ紀付加体と白亜紀深成岩類を基盤とし，新第三紀以降の火山岩類が広く分布する渡島帯，前期白亜紀火山岩類を基盤とする礼文-樺戸帯，白亜紀の前弧海盆堆積物と付加体を主体し，蛇紋岩類・変成岩類を伴う空知-エゾ帯，東西北海道の衝突による深成岩・変成岩類および白亜紀後期～古第三紀付加体を主体とする日高帯，古第三紀付加体からなる常呂帯，白亜紀後期～古第三紀海性堆積岩類からなる根室帯に大分され，それらは新第三系，第四系の火山岩・堆積岩によって被覆される（図-1）[2]．

3. 近年の北海道におけるトンネル事業の概要

2000年以降の北海道のトンネル事業の特徴として，(1)老朽化した小断面トンネルの付け替え，(2)落石や崩落などの斜面災害の防災を目的とした付け替え・新設，(3)北海道新幹線や高速道路などの大規模事業による直線性重視のトンネル掘削などが主要な事業であり，掘削長が1500 mを超える事例が増えている（図-2）．

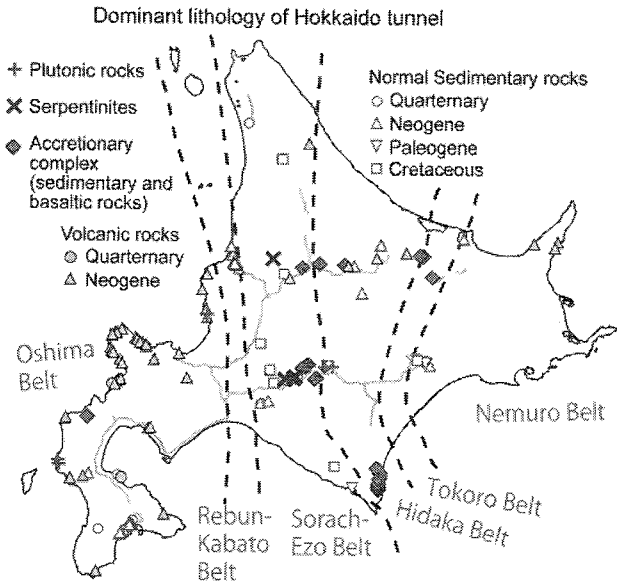


図-1 北海道トンネル(2000年以降)の分布と地山の主要地質分類．茶線は共用中の自動車専用道．

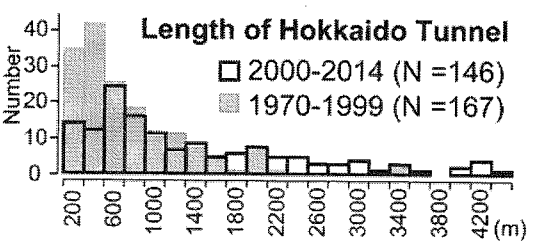


図-2 北海道のトンネル掘削長の変遷

4. トンネル地山分類について

これまで，道路トンネルの地山分類に用いられてきた岩相区分[3]は，年代，岩種，層構造の有無を基準に５つに大別され，亀裂係数，一軸圧縮強度，弾性波速度などの物理検層との比較によってA～E区分の地山分類が行われてきた．しかしながら，地山分類への付加体地質の特徴や，年代測定，岩石組成などの地球化学データなど，近年の地質学的知見の反映は遅れており，従来の岩相区分では捉えきれなかった地質リスクの検出を，全地球的なテクトニックセッティングとの関連や，広域的な応力場構造などを考慮した，次世代の地山分類について議論を行う余地があると考えられる．

本報告ではその足がかりとして，北海道の地質に適応される最小限の分類として，地質年代を第四紀，新第三紀，古第三紀，白亜紀以前の4区分に，岩相を溶岩・火砕岩類からなる火山岩類，整然層堆積岩類，付加体堆積岩（玄武岩・チャート・石灰岩などのブロックを含む），蛇紋岩類，花崗岩～斑れい岩からなる深成岩類の5岩相に区分し，各トンネル地山の主要構成地質について解析を行った（図-3）．

海岸沿いの斜面崩壊等の防災を目的した事業では，第三紀の火山岩類を掘削する事例が多く，日本海側海岸域および知床半島のトンネル事業が目立つ（図-1）．また，都市間交通の迅速化を目的とした自動車専用道建設では，北海道中央部の山岳地域を横断するルートで計画され，空知-エゾ帯の蝦夷層群，神居古潭帯の蛇紋岩類，空知層群や日高帯の付加体堆積物などが高傾斜かつ複雑な構造を持った多様な地層群を掘削する事例が多く，後述のように地質問題に遭遇した事例が多い．

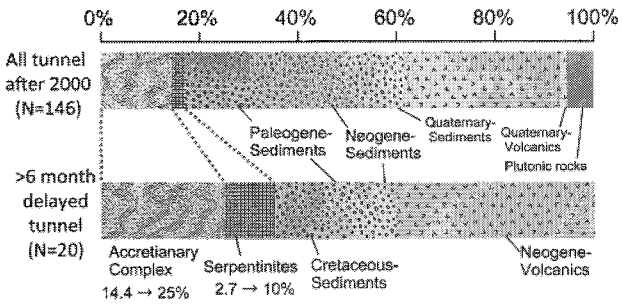


図-3 北海道のトンネルの主要な地質分類（上： 2000年以降完成全146トンネル，下：工期途中で6ヶ月以上の工期延長を行ったトンネル）

5. 工期延長トンネルの地質背景

トンネル掘削における主要な地質的問題は，突発湧水，変状，重金属であり，これらの地質リスクが予測されていない場合，調査，設計変更，部材の新規発注などにより工期の遅れがもたらされる．そこで，当初計画工期より用地買収などの問題を除き，6ヶ月以上の工期延長が行われたケースを20例抽出した(図-3,4)．工期延長があったトンネルの地質は，明らかに付加体堆積物（日高帯日高層群，空知-エゾ帯イドンナップ帯など）と神居古潭帯の蛇紋岩類の割合が大きい．

神居古潭帯の蛇紋岩を主対象としたトンネルは4例あり，地すべり部および土被り100 mを超える箇所で掘削直後の大きな内空変異が確認され，Eパターンの特殊支保構造と早期併合による対応がなされた[4]．トンネル内空の変形係数は，特に葉片状蛇紋岩において相関関係が強いことから[4]，葉片状蛇紋岩の分布と大土被り部が重なることが変状の要因の一つとなった可能性がある．また，付加体について，詳細は未検討であるが，褶曲，メランジェ帯や異質ブロックの出現など，地表踏査からはその詳細が予想できない構造・岩相の分布が問題となるケースが想像される．また，工期の延長期間の長さとトンネル延長との間には顕著な相関関係は認められない（図-4）．これは，長大トンネルの掘削難易度よりも，局所的な地質問題が工期延長の要因であることを示唆するが，個々の問題の解析や支保パターン変更の割合などの検証が必要であろう．

また，井上ほか（2011）[5]で紹介されている，北海道のトンネルにおける重金属問題の事例12例の内，実に5例が本報告で抽出した工期延長トンネル20例中に含まれている．地山分類と重金属問題との関連性についても今後整理していきたい．

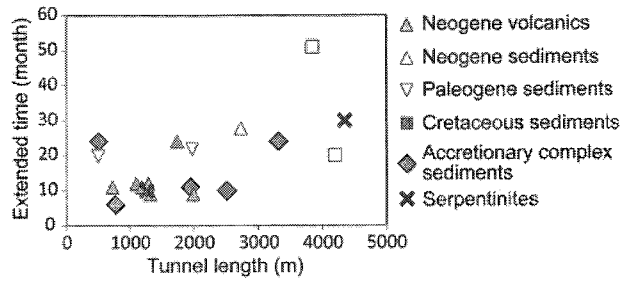


図-4 工期延長期間とトンネル長の関係

6. 今後の課題

上述した様に付加体など複雑な地質体においては，先進ボーリング調査が実施されていながらも，工期延長となる例が散見された．先進ボーリング調査の有無が、類似地質条件での施工状況の結果にどれほど影響するのか，また、複雑な地質体における調査結果の設計・施工への適切な応用方法についても検証を行う必要があろう．

今後，先進ボーリング調査の解析結果を判定に盛り込んだ地山分類の提案を目標とし，地質情報をさらに詳細化と，施工情報との関連性を解析することで，先進ボーリングの有効性・経済性の検討を行っていきたい．

文献

1) 亀村勝美・岡崎健治・伊東佳彦（2013）：先進ボーリングを活用した合理的な山岳トンネル施工について，トンネル工学報告集, Vol. 23, pp. 157-164.
2) 例えば，日本地質学会編 (2010)：日本地方地質誌1 北海道地方，朝倉書店, pp. 664.
3) 土木学会編（2006）：トンネル標準示方書, pp.1-332
4) 例えば，山田浩幸・大村修一・高田篤・古瀬裕司・高橋俊長 (2010)：大土被りの蛇紋岩地山における二重支保構造の設計と施工，鴻池組技術報告, 2010, pp. 1-12.
5) 井上豊樹・田本修一・伊東佳彦 (2012)：北海道内における自然由来重金属類の対策事例の現状と課題について，寒地土木研究所月報，Vol. 699, pp. 41-44.

P11. 断層破砕帯の詳細構造解析に基づく断層活動性評価への試み －山田断層の破砕帯の性状－

An attempt at activity evaluation of fault based on detailed structural analysis on a fault fracutre zone -characteristics of fracture zone of the Yamada fault, Northwestern Kyoto Prefecture, West Japan-

○相山光太郎（株式会社ダイヤコンサルタント），
佐々木俊法・田中姿郎（一般財団法人電力中央研究所），岩森暁如（関西電力株式会社）
Kotaro Aiyama, Toshinori Sasaki, Shiro Tanaka, Akiyuki Iwamori

1. はじめに

一般的に，対象とする断層が活断層，または非活断層（第四紀以降に繰り返し活動していない断層）であることを確認するためには，その断層と第四紀層との関係を明らかにする必要がある．しかし，人工改変などにより，対象とする断層周辺に第四紀層が保存されておらず，活断層，または非活断層であることを確認することが難しい場合がある．

本研究は断層破砕帯を用いた活動性評価手法を確立するために，活断層の破砕帯と非活断層のそれを解析・比較しており，主に構造解析による差異に着目している．本発表では，活断層である山田断層の破砕帯を対象に，研磨片・薄片観察による構造解析と，XRD・EPMA 分析による鉱物・化学的検討を実施した．

2. 露頭概要

山田断層は京都府北西部から兵庫県北部に NE-SW 方向で分布する [1]．兵庫県豊岡市但東町虫生で，山田断層に対応する破砕帯（虫生露頭：北緯 35 度 31 分 1.25 秒，東経 135 度 0 分 28.3 秒）を確認した．露頭観察の結果，この破砕帯は花崗岩起源のカタクレーサイトや断層角礫帯，断層ガウジから構成され，最も直線性・連続性に富む断層面が断層ガウジ中に認められた．その断層面の走向・傾斜は TN55～60°E・62～71°N であり，断層面上に 2 方向の条線が確認された．条線の角度（レイク値）はそれぞれ，0°と 20°SW である．ただし，レイク値 0°の条線はレイク値 20°SW の条線に切られる．

断層ガウジを横断するように縦 20cm×横 20cm×高さ 20cm 程度のブロックをサンプリングし，レイク値 20°SW の条線に平行で，かつ断層面に直交する面を観察する研磨片を作成した．

3. 研磨片・薄片観察

研磨片の観察面を図-1 に示す．研磨片中には白～灰黒色の縞模様を呈する面状カタクレーサイトと褐色の強風化断層角礫帯，灰色の断層角礫帯，灰色と褐色の縞模様を呈する断層ガウジ，断層面が確認される．断層岩の境界は主に漸移的であり，一部で断層面に境界付けられている．研磨片中央部に研磨片を連続的に横断する断層面（断層面 a）が認められる．この断層面 a により，断層ガウジは下盤側の縞模様が明瞭な部分と，上盤側の縞模様が不明瞭な部分に分けられる．認められる数条の断層面のうち，研磨片を横断する断層面は断層面 a のみであり，断層面 a は地殻浅所で形成される断層ガウジを剪断することから，最新活動面に認定した．この最新活動面は研磨片中で最も直線性に富む．

図-2 は，図-1 の白枠内で作成した薄片の構造観察結果である．薄片中の断層ガウジに含まれるフラグメントは石英とカリ長石，微量の緑泥石からなり，それらのフラグメントを囲む基質は細粒な粘土鉱物から構成されている．断層ガウジは層状構造を呈しており，g1～10 の単層に分帯される．この層状構造は特に鏡下で認められ，定向配列した粘土鉱物の消光するステージ回転角度が単層ごとに異なるため，明瞭に認識される．g1～10 はそれぞれ，右横ずれ成分を示す複合面構造を伴い，単層の境界は，主に断層面として認識される．g5 と g6 を境界付ける断層面は連続的に薄片を横断することや，最も直線性に富むこと，この断層面の分布が図-1 の白枠内での最新活動面の分布と整合的であることから，最新活動面に認定した．最新活動面以外の断層面は連続性に乏しいものや，断層破砕物質に横断されるもの，凹凸が激しいものからなる．

g1 と g10 の幅はそれぞれ，1cm 以上と 6mm で，g2～9 の幅は 0.3～2mm であることから，最新活動面の遠方部より近傍部で，単層の幅は狭いことがわかる．g1 と g10 に含まれるフラグメントの直径は 5mm 以下で，g2～9 に含まれるフラグメントの直径は 1mm 以下であることから，最新活動面の遠方部より近傍部で，

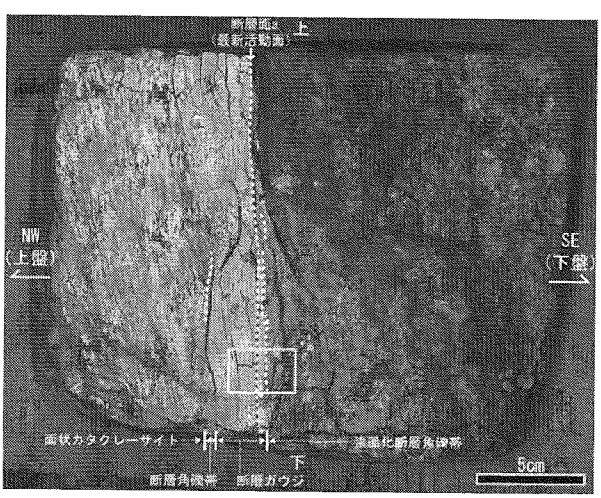


図-1　研磨片の観察面　破線と白枠はそれぞれ，断層面と図-2 の薄片作成位置を示す．

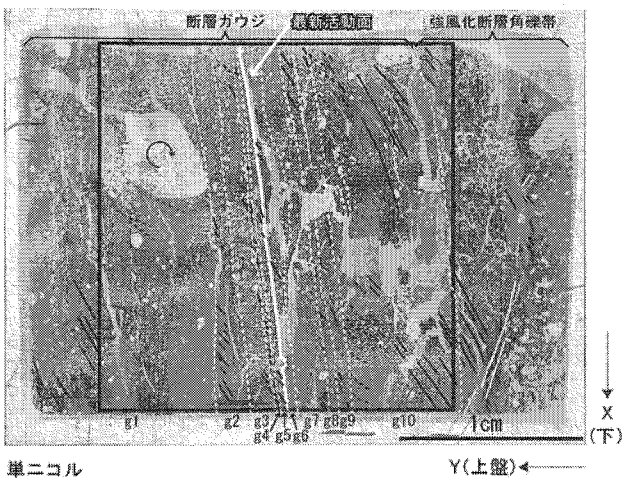


図-2　薄片の構造観察結果　黒枠は図-4 の範囲，白破線は層状構造を構成する単層の境界，白細線は R1 面，黒細線は P 面，黒破線は非対称褶曲を示す．

フラグメントは淘汰が良く，細粒化していることがわかる．g10 の基質は g1～9 に比べ，やや褐色がかっている．g8～10 は g7 に横断・注入される．

4. XRD・EPMA 分析

最新活動面上盤側のレイク値 20°SW の条線が発達した断層ガウジをサンプリングし，XRD による不定方位分析を実施した．その結果，主にスメクタイト(Sm)と石英が認められ，カオリナイトと長石の弱いピークが確認された（図-3）．

薄片を作成したチップを用い，図-2の黒枠の範囲でEPMAによる元素分布分析を実施した．測定元素はSiとTi，Al，Fe，Mn，Mg，Ca，Na，K，Zrである．分析結果の例として，Siのマッピング像を図-4に示す．EPMA分析の結果，SiとAl，Mg，Naが全体的に認められたことから，g1～10の基質を構成する細粒な粘土鉱物は主にSmであることがわかる．g1～9に含まれる元素の種類・濃度に明瞭な差異は認められず，層状構造は認識されなかった．さらに，g10に含まれるSiとFeの量がそれぞれ，g1～9に比べ軽微に，減少，増加していることを確認した．

5. 考察

Otsuki et al.[2]は層状構造を構成する幅数mm以下の単層が一回の地震イベントで形成されたことを示した．

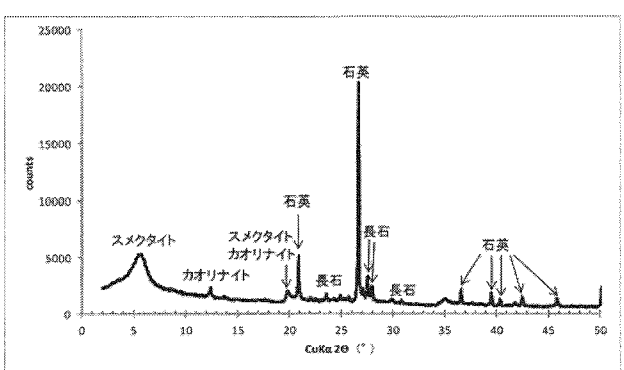


図-3　断層ガウジの XRD 不定方位分析結果

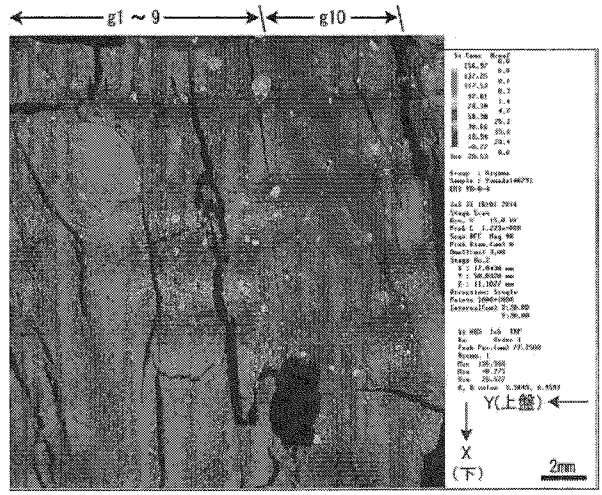


図-4　g1～10 に含まれる Si のマッピング像

本研究は薄片観察で，山田断層の破砕帯を構成する断層ガウジが層状構造を呈しており，幅 0.3mm 以上の g1～10 の単層に分帯されること，g1～10 はそれぞれ，右横ずれ成分を示す複合面構造を伴うこと，g8～10 は g7 に横断・注入されていることを明らかにした．XRD・EPMA 分析では，断層ガウジを構成する粘土鉱物が主に Sm であることを確認した．このことから，虫生露頭中の山田断層は Sm 形成以降に繰り返し右横ずれ運動していたことがわかる．

断層ガウジ中の断層面上に 2 方向の条線が分布することから，虫生露頭中の山田断層は地殻浅所で滑り角が異なる右横ずれ運動をしたことがわかる．これは，粘土鉱物の消光するステージ回転角度が単層ごとに異なることは，滑り角の変化による粘土鉱物の配列方向の違いに起因することを示唆している．

6. まとめ

本発表は，山田断層の破砕帯の研磨片・薄片観察および XRD・EPMA 分析で，山田断層が Sm 形成以降に繰り返し右横ずれ運動していたことを明らかにした．

今後は，虫生露頭での詳細構造解析を継続するとともに，活断層と非活断層の破砕帯の調査事例を増やし，断層破砕帯を用いた活動性評価手法の確立を目指す．

謝辞

以上の研究は，関西電力株式会社委託の破砕帯調査業務の一環として行われた．分析には，一般財団法人電力中央研究所の設備を使用させていただいた．

文献

1) 地震調査研究推進本部：山田断層帯の長期評価について，http://www.jishin.go.jp/main/chousa/04dec_yamada/index.htm，平成 16 年 12 月 8 日．

2) Otsuki, K., Monzawa, N. and Nagase, T.(2003): Fluidization and melting of fault gouge during seismic slip: Identification in the Nojima fault zone and implications for focal earthquake mechanisms, Jour. Geophys. Res., Vol.108, No.B4, 2192.

P12. 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

Survey Density and Concordance Rate between Geological Maps in Dam Foundation Excavation Surfaces for each Geological Type

○日本応用地質学会土木地質研究部会ダムワーキング
Dam WG, Research Group on Engineering Geology, JSEG

1. はじめに

日本応用地質学会土木地質研究部会ダムワーキングでは，土木地質図作成に際しての地質調査のあり方について，調査段階の想定と施工時に確認された事実を比較することで，調査の内容・数量と地質図の精度との関係に着目した検討を進めている．

具体的には，表－1.1に示す永田[1]が区分した地質タイプ別にダムの事例を収集し，それらのダム基礎掘削面における地質分布，岩級分布及び断層分布の実施設計段階と施工段階を比較し，一致率と調査密度の関係等について定量的な検討を進めている．

本論では，現在収集している11事例のうちの3事例について予察的に報告する．

表－1.1　地質単元の分布の様式分類[1]

A 初生的な構造	A-1 等方均質な地質体	
	A-2 層状の地質体	a 連続性の良好な層状地質体
		b 連続性の不良な層状地質体
	A-3 不均質な地質体	a 乱雑な地質体
		b 粒度や成分などの不均質
B 後生的な構造	B-1 変形を受けた地質体	a 断層
		b 褶曲
	B-2 地質単元の相互関係による複雑さを持つ地質体	a 不整合
		b 流体の浸入

2. 検討対象3ダムの地質概要

瓜田ダム[2]は，A-3a（表－1.1）に対応する中生代白亜紀の堆積性メランジュを主体とし，泥岩の内部に砂岩，砂岩泥岩互層及び緑色岩をオリストリスとして含む．また，泥岩内部には断層が湾曲した複雑な分布形状をなし複数分布する．

井手口川ダム[3]は，A-2a(表－1.1)に対応する新生代古第三紀の堆積岩を主体とし，砂岩や頁岩が低角度で層状に分布する．また，河床部には概ね上下流方向に連続する高角度断層が複数分布する．

大山ダム[4]は，A-2b(表－1.1)に対応する新生代新第三紀の安山岩と自破砕安山岩を主体とし，一部に凝灰角礫岩と火山礫凝灰岩が分布する．また，河床部には左岸上流から右岸下流方向に連続する複数の高角度断層が分布する．

3. 一致率と調査密度の算出方法

3.1 堤敷の地質分布及び岩級分布の一致率

一致率は，実施設計段階の想定掘削平面と施工段階の実績掘削平面をGISで重ね合わせて，想定と実績が一致する範囲の面積(a)の堤敷面積(A)に対する比率と定義した．一致率は堤敷全体とブロック毎に求めた他，岩級分布の不一致範囲については，想定との相違点も整理した．

3.2 調査密度

調査密度については，現段階では調査坑は含めず、他ダムとの比較が容易な調査ボーリングを対象として堤敷100m^{2}に対するボーリング孔数と定義した．

調査密度算出の対象とするボーリング孔数は，堤敷の地質分布や岩級分布の想定に直接的に有効な堤敷内と堤敷直近の調査ボーリング数とし，一致率と同様に堤敷全体とブロック毎に求めた．なお，堤敷直近とは，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の範囲を対象とした．

4. 検討結果

4.1 一致率と調査密度の算出結果

各ダムの地質分布の一致率と岩級分布の一致率，調査密度を表－4.1 に示す．また，瓜田ダム，井手口川ダムの堤敷の地質分布の対比を図－4.1 及び図－4.2 に示す．

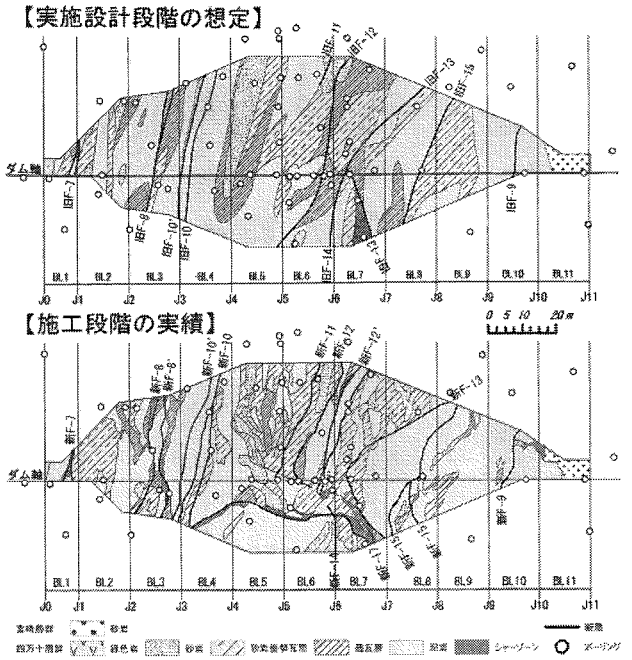
表－4.1　一致率と調査密度の算出結果

ダム名	地質タイプ[1]	ダム高 (m)	堤敷面積 (m^2)	一致率(%) 地質分布	一致率(%) 岩級分布	堤敷全体の調査密度 (孔/100m^2)
瓜田	乱雑	42.0	5,417	50	52	0.98
井手口川	連続性の良好な層状	43.7	6.682	86	75	0.58
大山	連続性の不良な層状	94.0	15,867	81	57	0.35

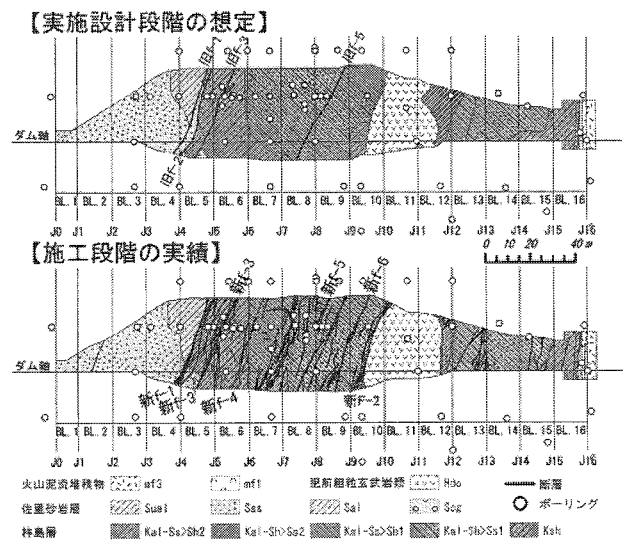
4.2 ダム毎の一致率に対する考察

瓜田ダムは，地質分布が不均質なことに起因して地質分布と岩級分布の一致率が3ダムで最も低い．一致率が低い要因は，数m～数10m規模のオリストリスの大きさ，形状，分布の他，複雑な分布形状をなす断層（シアーゾーン）の正確な把握が困難なことにある．また，岩級評価では，未風化の泥岩コア中に劈開に沿った分離が認められたためにCL級と評価していた箇所が，実際の掘削面では劈開沿いの分離が認められずCM級と評価されたことも岩級分布の一致率が低い要因となっている．

井手口川ダムは，地質分布及び岩級分布ともに一致



図－4.1　瓜田ダム堤敷の地質分布の想定と実績 [2)]



図－4.2　井手口川ダム堤敷の地質分布の想定と実績 [3)]

率が高い．その要因は，鉛直ボーリング主体の調査で高角度断層や高角度断層沿いのD級やCL級岩盤を捉えられなかった箇所（例えばf-4やf-6）があるものの，全体に低角度で連続性の良好な層状の地質体であり，ボーリング孔間の情報を比較的精度良く推定できたためと考える．

大山ダムでは，安山岩と自破砕安山岩の大局的な地質分布に想定と実績で大きな相違はなく，地質分布の一致率は高い．しかし，岩級分布は，施工段階でD級岩盤を伴う複数の高角度断層が河床部で確認され，57%と低い結果となった．河床部の高角度断層を想定できなかった要因は，ボーリングコアの採取が良好でなかったことと，ダムサイト全体に局部的な脆弱部が存在していたことから，コアの評価を断層による破砕部ではなく，局部的な脆弱部と評価していたことである．また，鉛直ボーリング主体の調査であったことから，高角度断層を捉えることが難しかったものと考えられる．

4.3　一致率と調査密度に関する考察

乱雑な地質体である瓜田ダムと連続性の良好な層状の地質体である井手口川ダムは，ダム高及び堤敷面積ともに概ね同規模である．しかし，瓜田ダムの調査密度が井手口川ダムのそれに比べて約1.7倍であるにも関わらず，一致率が地質分布及び岩級分布ともに低い結果となっている．

大山ダムは，ダム高及び堤敷面積ともに前述の2ダムの2倍以上の規模であるにも関わらず，調査密度が著しく小さい．しかしながら，地質分布の一致率は81%と高く，想定できなかった断層の存在により岩級分布の一致率が50%台まで低下している．

これらの結果は，一致率と調査密度の関係が地質タイプの特徴に起因する予測性に大きく依存しており，堆積性メランジュにおけるオリストリスや断層分布の予測の難しさ，断層の把握漏れの岩級への影響度合いが大きいことを示唆しているものと考える．

5. 今後の検討

本論では，3ダムの事例に基づく予察的報告ではあるものの，実施設計段階の想定と施工段階の実績を定量的に比較することで，地質分布や岩級分布の一致率が地質タイプ別の特徴に表れている可能性があることを示した．また，想定できなかった断層の存在も一致率に大きな影響を与える要因となり得ることを示した．

掘削面上の断層については，想定の断層分布にバッファを設定し，そのバッファ内に実績の断層が分布する長さ（L2）と堤敷内の実績断層の長さ（L1）の比（L2/L1）を算出することによる検討を既に始めている．バッファの半径の妥当な大きさについても，本論で紹介した瓜田ダムと大山ダムで感度分析を行っており，半径が2.5m以上になると一致率は変化しないことを確認している．

今後，更に事例を収集した上で，掘削面のみならず断面図をも対象としていき，一致率と調査密度の観点から地質タイプ毎の予測性を整理して，リスクマネジメントをも含めた地質調査のあり方について提言する予定である．

文献

1)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.
2)高岡土木事務所・八千代エンジヤリング（株）：（1998年）：瓜田ダム工事誌，宮崎県，630p.
3)大串豊・坂本弘明(2013)：井手口川ダムの基礎処理，ダム技術，No.317，pp.141-152.
4)松尾達也ほか(2010)：大山ダムの堤体設計と高角度断層への対処，ダム技術，No.282，pp.21-42.

P13. 応用地形学図における地形工学的な地形表現に関する研究

Study of geoengineering visualization for applied geomorphological map

○応用地形学研究部会*
Research Group for Engineering Geomorphology

1. はじめに

応用地形学研究部会では，山地・丘陵地・低地における応用地形学的なマップ表現法に関する研究を行ってきた。本研究は、地形情報を有効に活用するために、地形工学的な視点に立った地形の分類表記方法および地形表現手法について検討し、その成果を従来の地形分類図や土木地質図とは異なった地図として視覚的に表現することを目指している。本セッションでは、山地におけるこれら試作マップの事例を示すとともに、研究の進捗状況について紹介する。

2. 山地地域の地形工学的な地形表現図

山地における地形区分には、従来から空中写真判読が有効な手法として用いられている。空中写真は画面内で時間的な同一性を持つ面的情報であり、かつ植生などの地被情報も含むため、山地斜面の状況を把握する手段として、他のものに代え難い特性を持つ情報源である。一方、航空レーザー計測などの高密度点群地形計測データから作成する、数値情報化された3次元の裸地モデルは、ラスターデータの特性から画像化が容易であり、地形量の演算結果に基づく多様な地形表現ができる利点がある。近年では、ステレオ写真と同様な立体視を、濃淡で表現した傾斜量画像を用いて行い、光源位置による陰影の異方性を排除した地形判読を行うことも一般的になってきた。この手法は、一定光源で強調されるリニアメントを、より客観的に観察することができ、また数値情報である傾斜量を見やすく可視化することも容易である（図.1)。

また、多時期の地形データを用いた地形変化の表現も、高密度点群地形計測データを用いた面的に稠密情報として表現されることが多くなった。近年では、水平変位を含めた3次元的な地表面の移動を表現する手法も開発されているが、一般的には鉛直変化量を表すために標高差分図が使われている。しかし標高差分図は、前後の地形自体の情報を同時に表示することはできない。そこで変化前後の地形をそれぞれ等高線図によって表示することは以前から行われている。またそれを鳥瞰図で表現することも既に行われているが、数値標高データを用いることにより、現代ではそれらの作業が容易になっている（図.2)。

地形区分を見やすくし、地形情報のもつ意味がより説得力をもって表現できる手法がますます求められていくと考えられる。

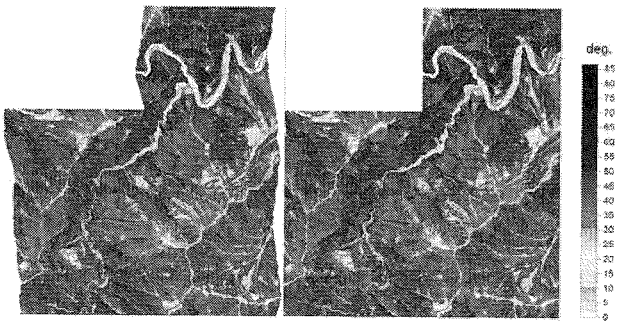


図.1 傾斜量立体視図でみる2012年災害前（2009年）の赤谷
明色で示した領域が傾斜10-25°の緩傾斜地（航空レーザー計測：2mDEMを使用

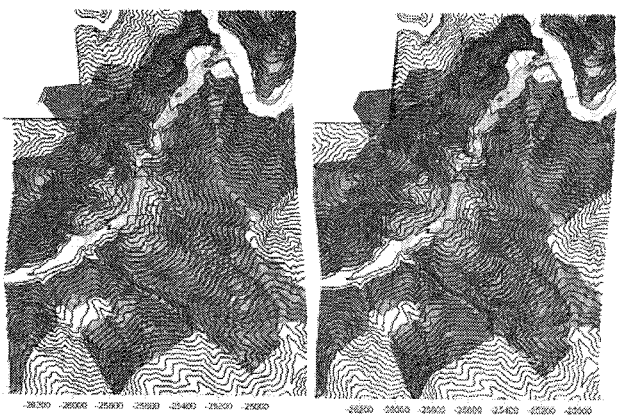


図.2　2012年崩壊前後の赤谷の地形（2mDEM使用）
背景の傾斜量図は崩壊前の地表面　青い等高線は崩壊後の地表面

3. 航空レーザー計測図を用いた広域応用地形判読図

航空レーザー計測図は一般航測図に比べ、V字状の開析谷や直線的な急崖など、空中写真では日影になりやすい地形の判読に大きな効果がある。これまでの斜面地形の判読では、線上凹地や段差地形、小崩落地形の分布など、主に数mオーダー規模かつ形成過程が単成・単式の極～超微地形種の抽出が中心であった。

しかし、航空レーザー測量は山間部を中心に計測が進められ、国土地理院による5mメッシュデータの提供範囲も広範囲にわたっており、地すべり地形の階層性や後氷期開析前線の連続性等を加味した広域的な応

用地形判読図の作成も可能になってきた。

例えば、地すべり地形の発達史から安定性を検討する場合には、後氷期開析前線やガリー侵食の状況を明らかにすることが重要である。開析谷の下刻が進み、谷壁に壁岩（健岩）からなる極急斜面（概ね 50° 以上）が連続する場合、地すべり地形がすでに離水し安定化する傾向にあると判断することができる（図.3）。

また、基岩崩落の発生しやすい斜面を評価するためには、直線型の急斜面と頭部の断裂や側部の湾曲状水系、末端の侵食地形との組み合わせが基本となる（図.4）。しかし、このような地形は、植生や日影の影響により一般航測図や空中写真判読でしばしば誤判読された地形種のひとつであり、急傾斜部が断片的な小尾根であり差別削剥地形を反映した地層階段と紛らわしいことなどがある（図-5）。

本報告では、これらのことを踏まえ、実際に地表・地質踏査結果を併せた山地斜面の応用地形判読図の事例を示し、その作成方法、表現方法などについて検討する（図.6）。

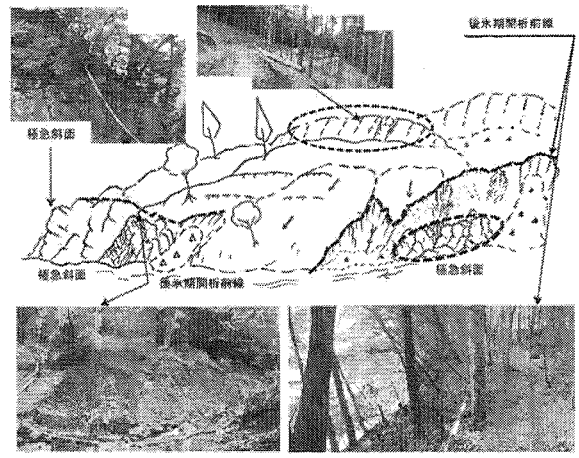


図.3　地すべり地形の開析過程に関与する後氷期開析前線のイメージ

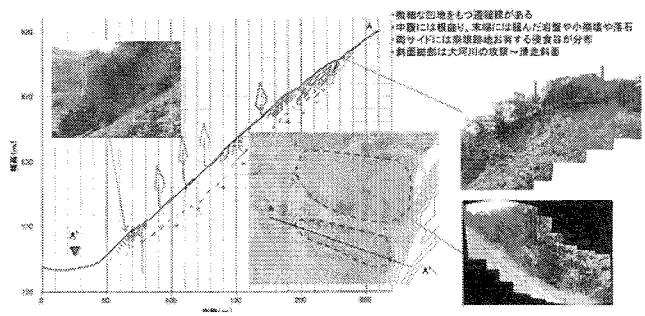


図.4　基盤岩の崩落が発生しやすい斜面における注目すべき頭部・側部・末端部の地形要素

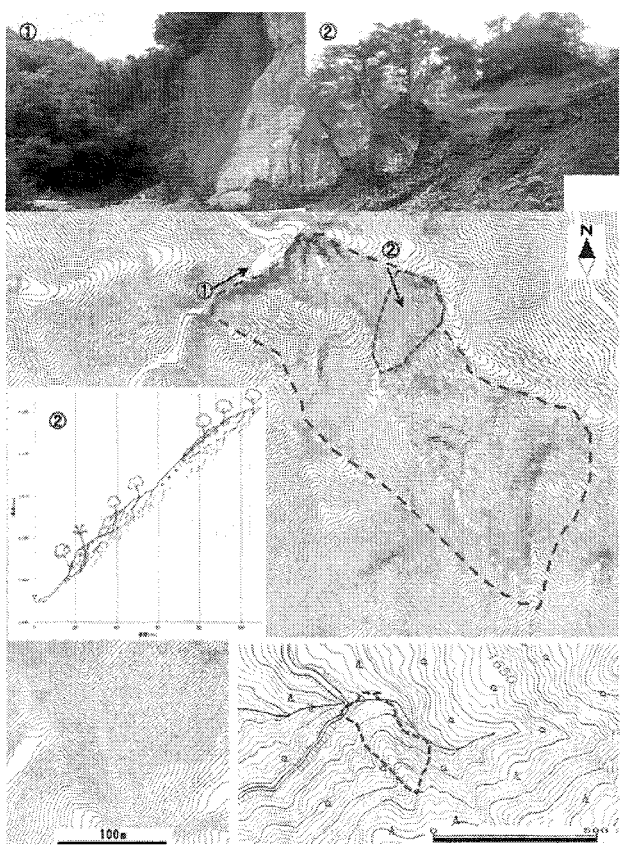


図.5　差別削剥により凹凸に富む急斜面の事例
①　主にチャート・結晶片岩類から構成される急斜面
②　急傾斜部が断片的な小尾根であり差別削剥地形を反映した地層階段。破砕の顕著な部分は表層崩壊により、比較的緩やかになっている

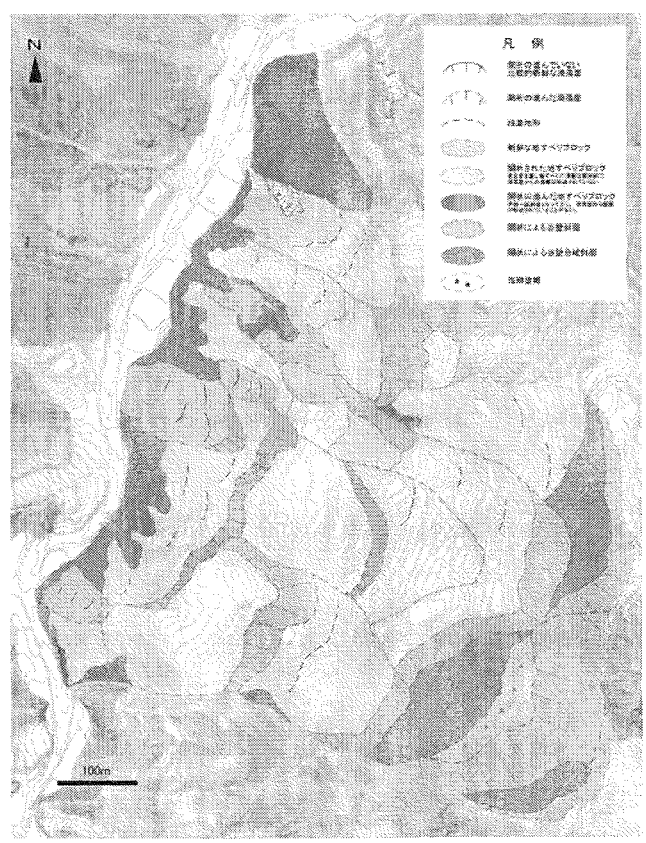


図.6　山地斜面における開析過程に着目した地すべり地形の判読事例

P14 地下の熱環境の視点から見た地中熱ヒートポンプの影響

The impact of ground source heat pump system from the viewpoint of underground thermal environment

○高野洋一（日本大学大学院），竹村貴人（日本大学文理学部・JST）
Yoichi Takano, Takato Takemura

1. はじめに

近年，省エネルギー対策や二酸化炭素削減を背景として，効率的かつ未利用の再生可能熱エネルギーとして地中熱の利用が促進されている．地中熱利用の形態として，地盤を熱源として建物の冷暖房を行う地中熱ヒートポンプシステム（GSHP）があげられる．

GSHPは地下数10mの深さにある熱を利用して建物の冷暖房を行うシステムである．地下数10mの深さの温度は季節変化の影響を受けず，年間通してほぼ変動がないため，従来の空熱式ヒートポンプよりも省エネルギーであると言われている．GSHPにおける地下の熱環境の問題は，地下に熱が貯まることによる性能の低下や地下水・地盤環境への影響の可能性があげられる．従って，GSHPの導入前の評価や導入後の影響評価を行うためには，地下の熱環境を的確に評価しておくことが重要である．本発表ではボーリングデータを用いて地質3次元モデルを作成し，地下に排熱した時の熱の流れをシミュレーションにより検証する．

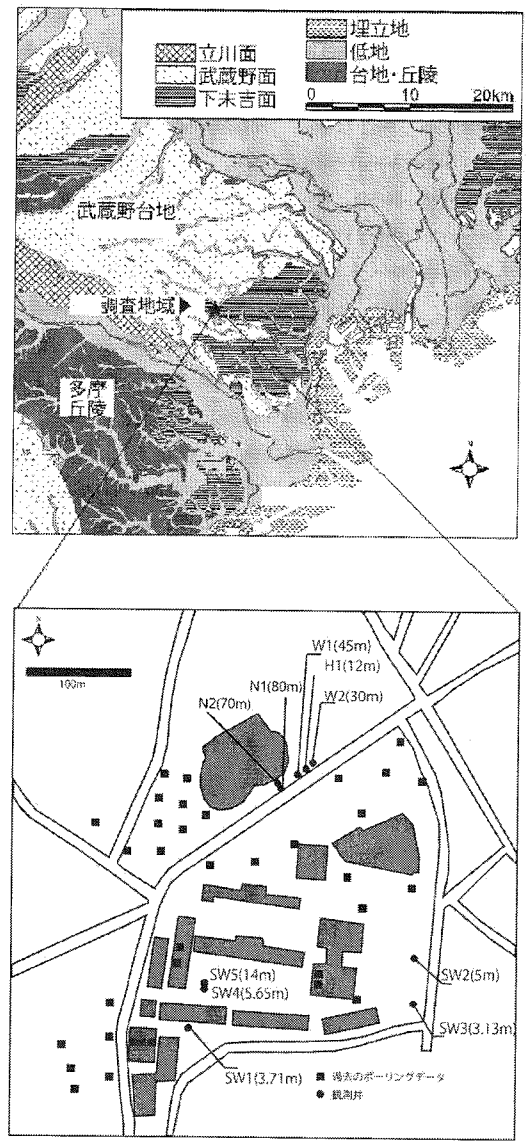
2. 方法

調査地域を含む多摩川下流域左岸側は武蔵野台地を代表とした更新世後期以降の段丘地形が分布している[1]．本発表の調査地域を含む多摩川下流域左岸側は，後期更新世以降の段丘地形からなる武蔵野台地が広がり，主に最終間氷期（MIS 5e）の下末吉面，MIS5aの武蔵野2面が分布する[2]．

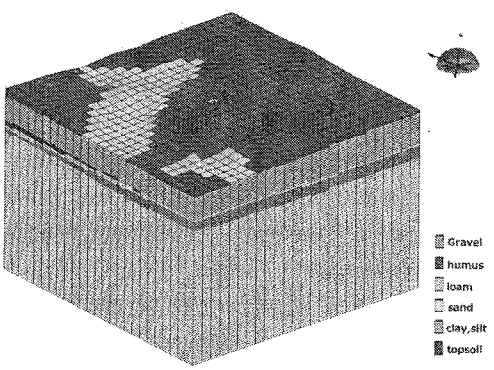
日本大学文理学部敷地内には，これまでに行われた35点のボーリングデータおよび10点の観測井が設置されている．本発表における研究地域とボーリングコアの地点を図－1に示す．黒い四角は3次元モデル作成に使用したボーリングの地点，黒い丸は地下水の調査をしているボーリング孔である．

各観測井には水位計が設置されており，構内に設置してある雨量計とともに2時間ごとのデータの収集を行っている．また，H1孔には熱交換性が設置されており，地上部のヒートポンプ（GSHP）を稼働することで熱交換が行われ，夏場は地中に熱を放出し冬場は地中から熱を吸収する．

ボーリングデータを使い解析用の3次元地質モデルをGeoGraphia（（株）地層科学研究所）により作成した．モデルは400m×400mで深さ約GL-50mの範囲で作成した．本地域の地下地質は地表付近に表土やローム，その下から深度約GL-8mまでの間に粘土もしくは



図－1　研究地域とボーリング地点



図－2　3次元メッシュモデル

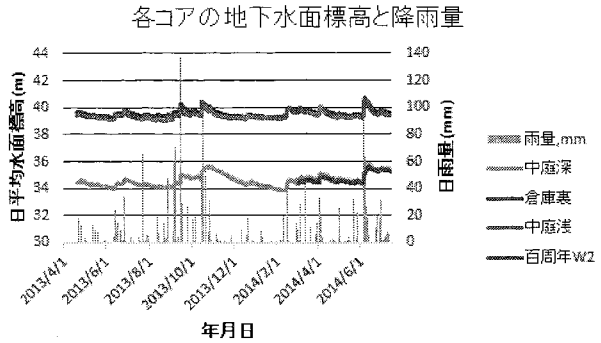
シルト，深度約GL-10m付近に礫，その下に上総層群と考えられる砂もしくは砂質シルトが厚く堆積している．作成した3次元モデルは25×25×75個の直方体の有限要素用メッシュモデルとした（図－2）．メッシュモデルを作成後，地中熱交換井に相当する鉛直方向の孔を作成し解析用モデルとした．解析に使ったソルバーはDtransu3D・EL（Ver.1.0g）であり，非定常での移流拡散の解析を行った．解析条件は孔壁全面で熱交換が行われるよう孔壁全面の境界に一定の熱量を与え，地下水の移流を南北方向で与えた．各メッシュに与えた初期値はH1，W1，W2孔で得られたボーリングコア試料から得られた値と，原位置での透水試験の結果を用いた．

3．結果および考察

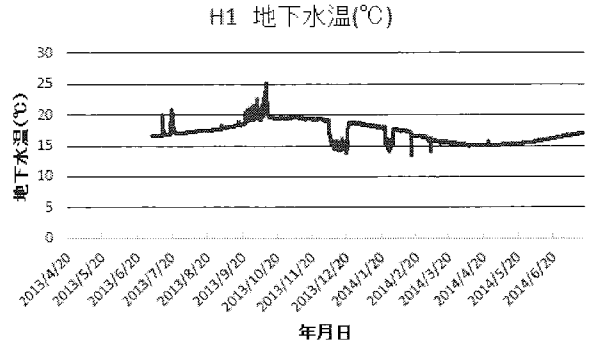
図－3は2013年4月から2014年7月までの地下水位（T.P m）と降雨量（日雨量mm）を示したものである．地下水面はSW2（深度5m），SW4（深度5.65m），SW5（深度14.1m），W2（深度30m）で測定したものを図示した．W2のみ3月以降のデータとなっている．SW2とSW4はローム層，SW5は礫層，W2は砂もしくは砂質シルト層の地下水位を測定しており，ローム層の地下水位と礫層および砂もしくは砂質シルト層の地下水面は約4m～5mの水位差がある．異なる深度での水位観測の結果から礫層とその下位の砂もしくは砂質シルト層は水理的に連続しているものと考えられる．一方で，礫とその上位のローム層は粘土もしくはシルトを挟むことで不連続となっていると考えられる．

図－4は2013年7月から2014年7月までのH1の地下水温を示したものである．地下水温は年間通して15℃～20℃の間を推移している．H1ではGSHPの設備を設置しており，GSHPは間欠的に稼働している．温度センサーは埋設された熱交換井から約10cm離れた箇所の観測井内に設置されており，冷暖房の稼働により少なくとも10cm離れた礫層内の地下水温度は約5℃の変動がみられる．

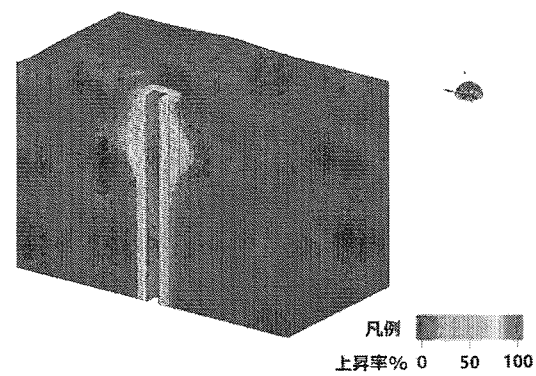
図－5は図－2のメッシュモデルを使ってGSHPを連続的に稼働した条件での解析結果の一例である．図は中心部を南北の断面で切ったものである．図から礫層の部分では移流により流れているが，拡散による影響も大きい．本図は稼働から50日後の結果であるが，50日間GSHPを稼働してもその影響範囲は100m程度の範囲で，温度の上昇幅も小さい．また，実測値からはH1以外のボーリング孔では，GSHPによる温度変化は見られず，大きな熱の流れが見られないということがわかった．しかしながら熱交換井から数m以内では温度の上昇幅が大きいところが出現することがある．



図－3　各コアの地下水面標高と雨量



図－4　H1の地下水温



図－5　50日後の温度変化

4．今後の課題

今後は地下水調査で得られた実測値から，解析の条件（特に動水勾配）をより詳細に決定し，特に礫層内の熱の挙動についてより詳細な解析を行っていく必要がある。

謝辞

本研究は（独）科学技術振興機構のCREST課題名「地圏熱エネルギー利用を考慮した地下水管理手法の開発」および日本大学理事長特別研究により行われた．

引用文献

1)　小森ほか（2000）：日本大学文理学部自然科学研究所研究紀要，35，115-116.
2)　久保純子(1988)地理学評論、61,25-48

P15. 各種地質材料の二酸化炭素の中和処理能力の評価に関する実験的研究

Experimental study of capacity of geomaterials for neutralizing CO_2

○ 竹村貴人（日本大学），鈴木健一郎（大林組）
高橋隼人（日本大学），長田昌彦（埼玉大学）
Takemura, T., Suzuki, K., Takahashi, H., Osada, M.

1. はじめに

現在，先進国を中心に全地球規模での気候変動に関する取り組みの一環として温室効果ガスの排出量の削減が義務付けられている．そのような中で，二酸化炭素(CO_2)の排出量を削減することと並んで，CO_2の大規模な排出源からCO_2を分離回収し貯留する技術が開発されつつある．特にCO_2地中貯留は、数百 m 以深を対象として高圧下で CO_2 を貯留する方法(CCS)で、超臨界状態となったCO_2を貯留・固定するものである[1]．一方で，より浅い深度において，CO_2を超臨界状態にさせず，マイクロバブルによりCO_2を溶解させ，地中において環境基準に適合する範囲で中和処理するCO_2地中中和処理技術が近年，提案されている[2]．これまでに CCS に関しては多くの研究事例が報告されているが，地中中和に関する研究事例は少ないのが現状である．関連した研究事例として，地下水や酸性雨などによる石灰岩の溶解・風化に関する研究があるが，目的が中和処理ではないため対象とされている岩種は限られている．

本研究では，CO_2 溶解水を地中に注入した際の CO_2 の挙動を模擬実験により確認をすることを行った．また，今後，実証を行う上で，どのような地質のサイトが対象となり得るかを判断するための判断材料を集めるために各種岩石のCO_2溶解水の中和能力に関しての実験を行った．

2. 実験方法および結果

模擬試験：地層を模擬するため、アクリル製の水槽の中に直径 8mm のガラスビーズを詰め，濃度を調整したメチルレッドで満たした。ここで，メチルレッドはpH4.4～pH 6.2 で変色する pH 指示薬でるため，二酸化炭素の拡散挙動が目視にて観察できる．次に、密閉された水槽と外部をつなぐパイプからCO_2溶解水を注入し，一定量注入した後にバルブを閉じた状態で放置した．CO_2溶解水注入直後と 60 分後の様子を図 1 に示した．CO_2 溶解水の密度が相対的に高いことから下位に沈降し同時に拡散していることが確認できる．注入圧によってはパイプを伝って上方に浮上(圧力差により)する場合もあり，注入圧の確実なコントロールができない場合は，キャップとなる不透水層が注入深度より上位に必要であることが示唆される．

CO_2 中和試験：岩種により CO_2 溶解水の中和能力がどの程度であるかを実験的に明らかにするために，密閉系での中和試験を行った．実験に用いた岩石試料は表 1 にまとめた 9 種類である．これらの試料はそれぞれ XRF の検量線法にて Ca と Mg の定量を行い，蛇紋岩

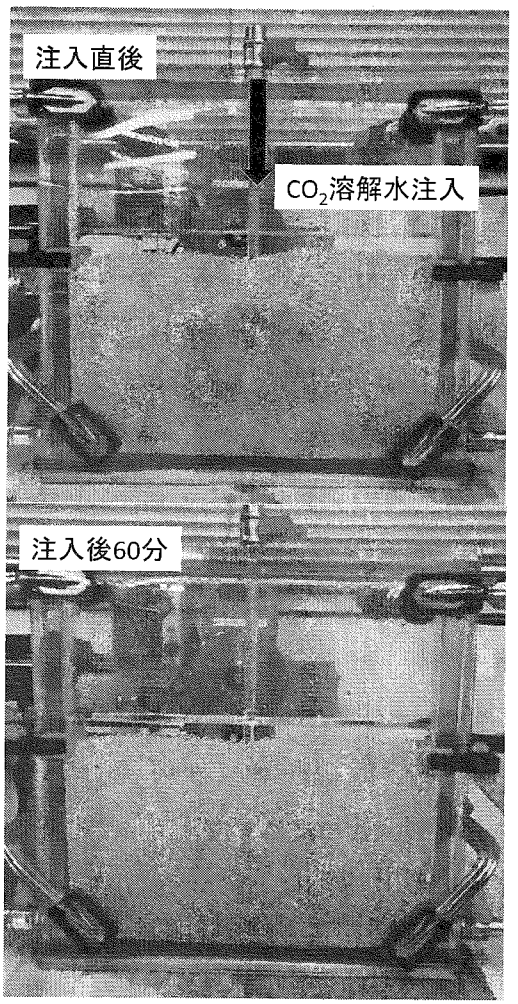


図 1　CO_2 溶解水の地下への注入の模擬試験

表 1　実験に用いた試料一覧

試料名	構成	試料名	構成
琉球石灰岩	Ca 76wt%	川俣長石	正長石
秋吉石灰岩	Ca 79wt%	来待砂岩	Ca 9wt%, Mg 3wt%
中国ソーダ石	曹長石	蛇紋岩	Ca 4wt%, Mg 34wt%
福島珪石	石英	砂質土(上総層)	Ca 16wt%, Mg 4wt%
インド長石	微斜長石		

と砂質土（上総層）を除く 7 試料については XRD による定性分析を行った．図 2 に XRD の結果をまとめた．中国ソーダ石，福島珪石，インド長石，川俣長石はそれぞれ，曹長石，石英，微斜長石，正長石が検出された．これらの試料は窯業用の原材料を用いているため，各岩石試料を構成する鉱物の純度は非常に高い．また，来待砂岩は凝灰質の砂岩で砂粒子間は凝灰質の粘土で充填されており，上総層群は東久留米層に相当する砂質シルトであり有孔虫や貝殻片を含む．

実験はこれらの岩石試料は，密閉可能な容器の蓋に pH, EC, 温度センサーを差し込み，シリコン接着剤にて密閉した容器を用いた．容器内に不織布に詰められた粉砕試料を吊るし，容器底には撹拌子を入れ，外部からマグネティックスターラーにより容器内を撹拌できるようにした．装置の概要を図 3 に示す．実験前にあらかじめ準備された pH4 程度に調整された CO_2 溶解水を容器内満たし，試料入りの不織布を投入し密閉した直後に撹拌，pH, EC, 温度の測定を開始した．ここで，実験に用いた岩石試料の質量は約 60g とし，実験前後の質量の測定を行っている．試料の粉砕はほぼ同

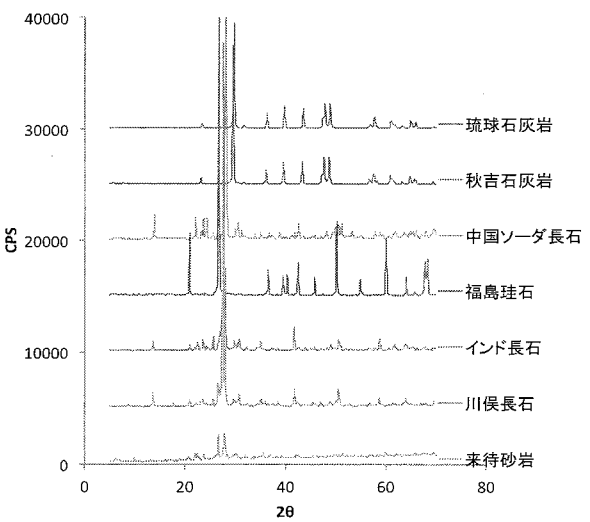


図 2　岩石試料の XRD 測定結果

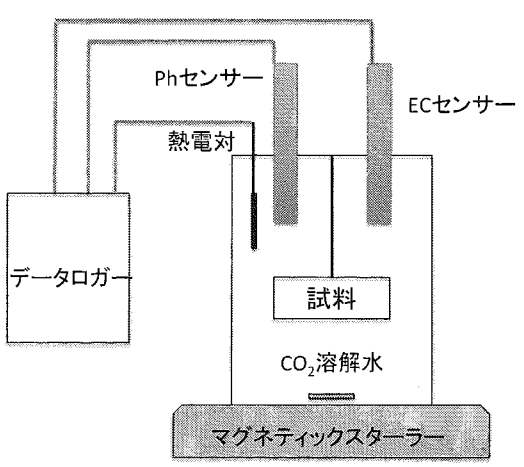


図 3　中和試験装置の概要

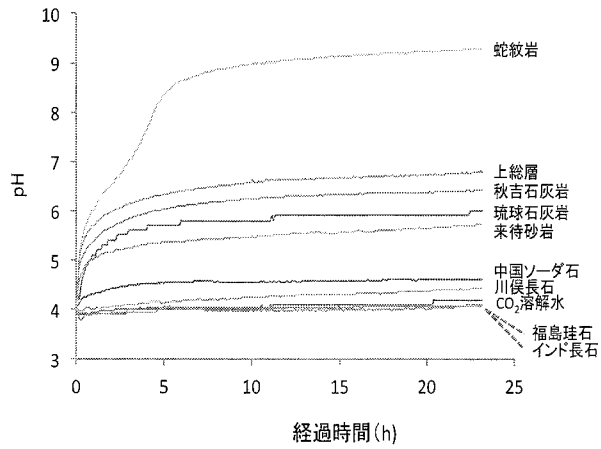


図 4 中和試験結果

一の大きさになるようにしたが，上総層試料は未固結であるため，試験後は形が崩れていた．また，密閉性の確認のため，CO_2 溶解水のみでの実験も行った．

図 4 は試験の結果をまとめたものである．CO_2 溶解水のみ結果を見ると 24 時間後もほぼ変化はなく，密閉性は確保されていることが確認できる．蛇紋岩の結果を見ると，5 時間経過後付近で pH の上昇率が変化している．これは同一の蛇紋岩試料でスレーキング試験によりスレーキングが確認されていることから，スレーキングによる影響と考えられる．次に，上総層，秋吉石灰岩，琉球石灰岩，来待砂岩と　pH の上昇が見られており，これは Ca,Mg によるものと考えられる．また，試料の試験前後の質量変化も pH の変化と調和的であった．ここで，その他の 4 試料は石英と長石類の試料であるが,pH の上昇は小さかった．このことより，来待砂岩や上総層の試料では，構成される長石類による中和への寄与率は非常に小さなものであると考えられる．しかしながら，上総層の砂質試料の中和能力が石灰岩より高いことは，比表面積が大きいことに加え，何らかの要因があると考えられる．

3. おわりに

本研究の結果，CO_2 の地中中和処理には注入条件により難透水性の地層が必要である場合がある事，そしてその対象となる地質は石灰岩地域に加えて上総層のような貝殻片を始めとした炭酸塩を含む地層でもその可能性があることが示された．しかしながら，その詳細な中和過程はさらに精密に検証する必要がある．

文献

1) 薛 自求・中尾 信典(2008) 地学雑誌，117，4，722-733，2008.

2) 一般財団法人エンジニアリング協会地下開発利用研究センター（2014）：地球温暖化対策等に貢献するエンジニアリング調査研究補助事業，CO_2 地中中和処理の研究報告書，134 p.

P16. 未確認の深部流体が存在する可能性

The possibility that an unconfirmed Deep-seated fluid exists

○西山成哲，田中和広（山口大学理工学研究科），鈴木浩一（電力中央研究所）
Nariaki Nishiyama, Kazuhiro Tanaka, Koichi Suzuki

1. はじめに

深部流体とは地下 300m 以深に存在する非天水起源の地下水と定義されており，一般に高塩濃度でガスを含むことが多く，反応性に富む[1]．この性質により金属等を腐敗させやすく放射性核種の漏出，移動を促進する恐れがある．このため，高レベル放射性廃棄物の地層処分のサイト選定において，深部流体の地下における分布と地下水流動を把握し，深部流体の影響の及ぶ範囲を明らかにすることは重要な検討課題である．

山口県北東部から島根県南西部にかけての内陸部の地域において，地化学分析の結果からスラブ起源の深部流体の混入が指摘されている[2]．これらは自然湧出がほとんどだが，山口県の徳佐盆地で報告されている流体はボーリング孔から自噴している箇所のみである．このような深部流体はボーリング調査をしなければ確認することができない深部流体であり，地下で流体がどのように分布・流動しているかは不明である．

そこで，本研究では徳佐盆地において CSAMT 法を用い，地下における深部流体の分布の可視化を試みた．さらにその結果から深部流体の流動パターンを検討した．

2. 調査地域の概要

調査地域の地質図を図-1A に示す．徳佐盆地の基盤岩は白亜紀後期の溶結凝灰岩と流紋岩質溶岩からなる阿武層群が分布している．徳佐盆地内では第四紀の堆積物が基盤岩を覆っており，その層厚は重力探査等の結果から最大で 200m であると考えられている[3]．

ボーリング孔から自噴する流体の湧出箇所は全部で 3 ヶ所あり，NE-SW 走向に推定されている徳佐－地福断層[4]に沿って分布する．

3. 調査方法

本調査では，地下 1,000m までの比抵抗構造を探査できる CSAMT 法を用いた．深部流体は溶存イオン量が淡水性の地下水に比べて多く，電気伝導度が 1 桁～2 桁高い．この性質を利用し，地下の比抵抗分布から深部流体の分布の可視化を試みた．また地表踏査により地表地質と浅層地下水の水位および水質のデータを収集した．

4. 調査結果

ボーリング湧水：ボーリング掘削による湧水は 3 箇所あり，その電気伝導度はそれぞれ 211 mS/m，426 mS/m，1,310 mS/m と一般的な地下水に比べ，非常に高い値を示した．水質は NaCl 型もしくは $NaHCO_3$ 型を示し，内陸部にも関わらず高塩濃度である．

浅層地下水：浅層地下水の電気伝導度は 5.80～22.8mS/m であった．浅層地下水の水質はほとんどが $CaSO_4$ 型を示すが，図-1B の Area I に分布する浅層地

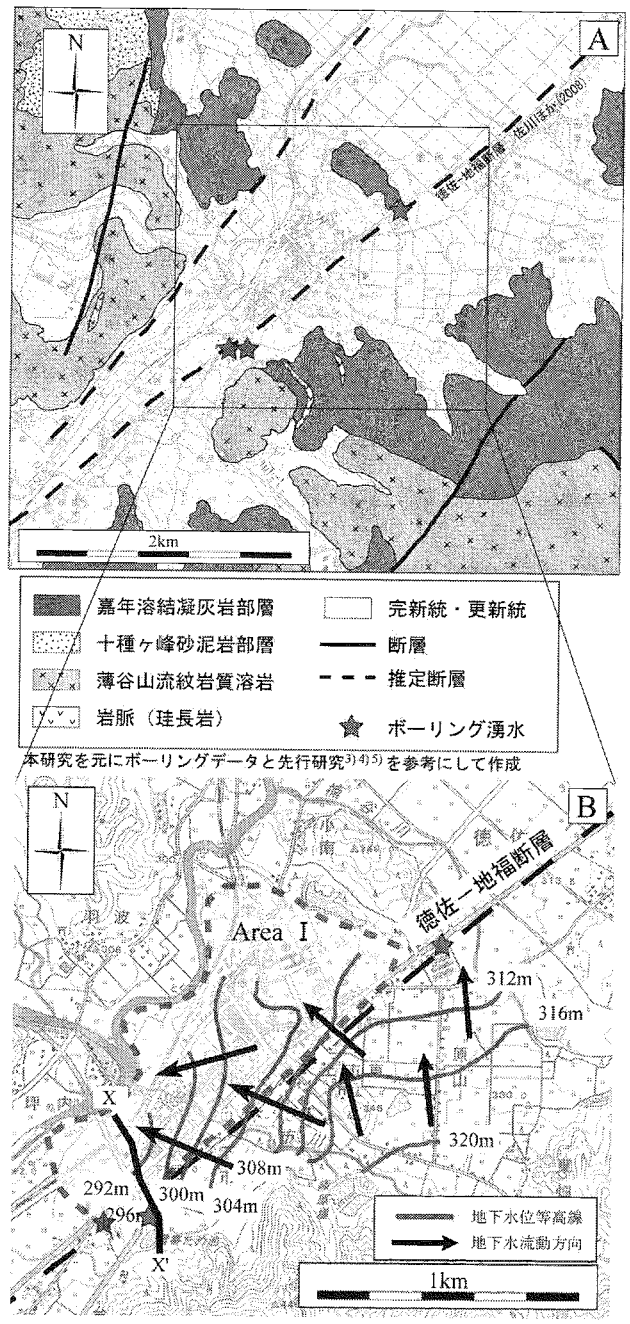


図-1　A：調査地域の地質図とボーリング湧水地点
B：地下水ポテンシャル等高線と比抵抗断面線

下水は比較的 Na^+と Cl^-の含有量が高い傾向を示す．また，地下水位の測定結果から浅層地下水は南東方向から断層を横切り北西方向の河川へと流動していることが明らかとなった．

比抵抗構造：図-2 に図-1B 中の断面線 X-X'の比抵抗断面図を示す．図中の H1 は 1,000Ωm 以上の高比抵抗帯であり，基盤岩の分布をとらえたと考えられる．また L1 において 100Ωm 以下，L2 において 30Ωm 以下の低比抵抗帯が分布する．このような低比抵抗帯は深部流体が混入している部分だと考えられる．

5. 考察

比抵抗断面で低比抵抗帯が分布する L1 の直上には，高塩濃度の湧水が確認されており，かつ徳佐－地福断層が分布するとされている．このことから，低比抵抗帯 L1 は断層に沿って上昇する深部流体を示すと考えられる．低比抵抗帯 L2 は図-1B の Area I の直下であり，NaCl 型の浅層地下水が分布していることから，断層沿いに上昇してきた深部流体が堆積物中に浸透していると考えられる．また Area I が断層を挟んで浅層地下水系の下流側に位置することから，深部流体が浅層地下水の流動過程において混入したものと考えられる．

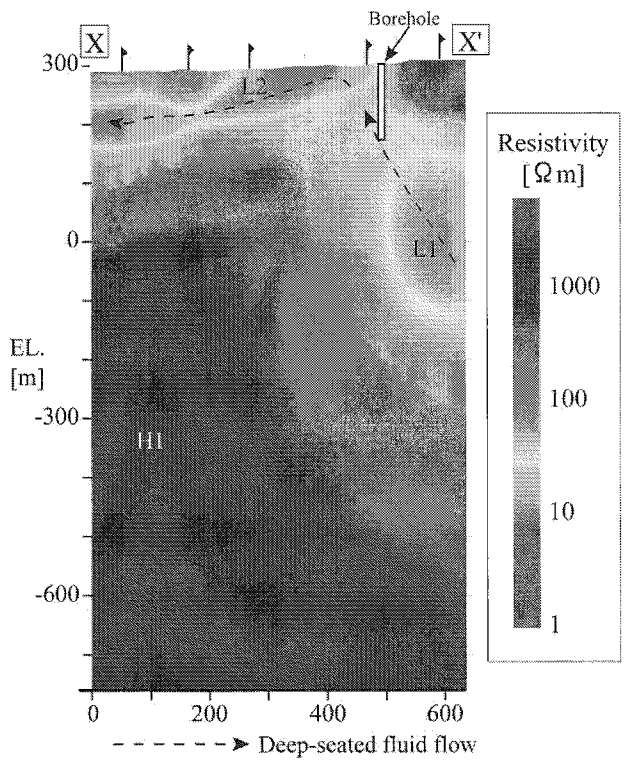


図-2　CSAMT 法による比抵抗断面

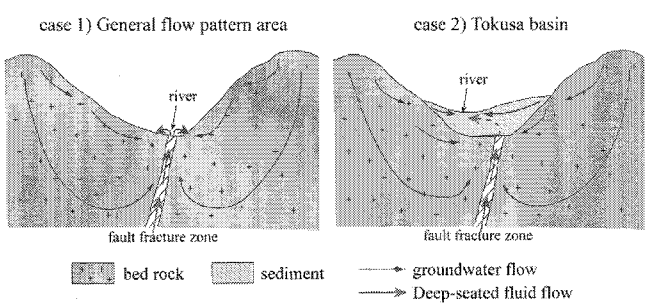


図-3　被覆層の有無による深部流体の流動の違い

徳佐－地福断層を横切るいくつかの断面においても図-2 と同様の傾向の比抵抗断面が得られた．このことから，ボーリング孔からの湧水が確認される場所以外に，地下に流体が存在することが考えられる．

以上の結果から，地表付近における深部流体の流動と分布について考察する．徳佐地域以外で深部流体の湧出が報告されている場所では，結晶片岩類や花崗岩類などの岩盤から直接湧出しているものが多い．また，これらの深部流体の湧出場所は大部分が河床や谷底に限られる．このことから，深部流体は地下水の地域流動系に押し上げられて地表までの上昇力を得ていると考えられている[2) 6)]（図-3 case1）．

一方，徳佐盆地は厚い堆積物が岩盤を覆っており，岩盤が地表に露出していない．このため，流体は透水性の高い堆積物によって上昇力が分散することにより上昇できず，堆積物中を浅層地下水とともに流動する．

このように，地表付近の深部流体の流動と分布は，被覆層の有無によって，２つに分類される．被覆層が広く分布する地域は深部流体が地表に湧出しない可能性が高いと考えられる．このような地域においては詳細な浅層地下水の調査に加えて比抵抗探査を実施することで，地表に湧出しない深部流体の存在も確認できる可能性がある．

文献

1) 深部地質環境研究コア編（2012）：概要調査の調査・評価項目に関する技術資料　－立地要件への適合性とその根拠となる調査結果の妥当性－．地質調査総合センター研究資料集，no.560，産業技術総合研究所地質調査総合センター，pp.88-94.

2) 村上裕晃・田中和広（2009）：島根県南西部～山口県北東部の深部流体に関する地化学的検討．日本応用地質学会平成 21 年度研究発表会講演論文集，pp.157-158.

3) 竹村恵二・北岡豪一・堀江正治・里村幹夫・横山卓雄（1991）：山口県徳佐盆地の地下構造と堆積物．地質学雑誌，Vol.97，No.1，pp.15-23.

4) 佐川厚志・相山光太郎・金折裕司・田中竹延（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.

5) 山口大学（2006）：平成 17 年度　原子力安全基盤調査研究（断層岩・プロセスゾーンの特性評価と地震帯の成因に関する研究）報告書．53p.

6) 田中和広・東田優記・村上裕晃（2013）：紀伊半島の中央構造線付近に見られる深部流体と地質・地質構造．日本水文科学会誌，Vol.43，No.4，pp.137-150.

P17. 新潟県と台湾の泥火山におけるマッドブレッチャーについて

Mud breccia in Mud Volcano of Niigata Prefecture and southwest Taiwan.

○小松原大（山口大学理工学研究科），田中和広（山口大学）
Dai Komatsubara, Kazuhiro Tanaka

1. はじめに

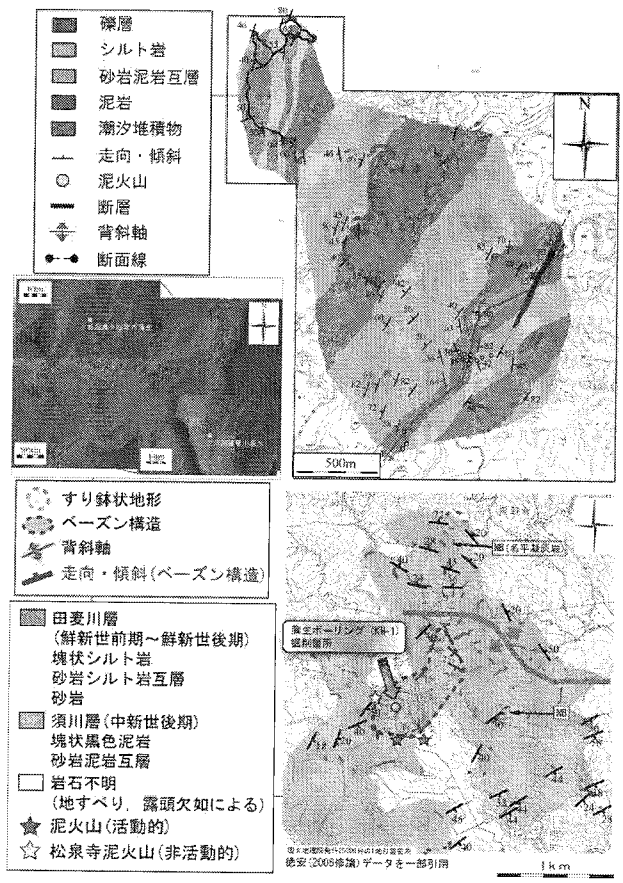
泥火山の活動に関連して形成されたと考えられる，粘土や角礫からなる地質体は，diapiritic mélange [1]，泥ダイアピルないし泥貫入によるメランジュ [2]，mud breccia [3]（以下、「マッドブレッチャー」）等，様々な名称で呼ばれている．この地質体は，水溶性メタンガスの脱ガスにより発生したガス圧による水圧破砕によって形成されたとされている [4] が，詳細な組織や構造解析に基づく議論はなされていない．

本研究では，記載用語として泥火山活動に伴われる泥質基質と角礫からなる地質体をマッドブレッチャーと総称し，それらの形成深度や形成メカニズムを定量的に検討することにより，泥火山の形成プロセスを理解することを目的としている．その基礎研究として，露頭条件の良好な台湾の泥火山およびマッドブレッチャーのボーリングコアが取得されている新潟の泥火山を対象としてマッドブレッチャーの産状と構造の比較露頭観察，CT スキャン，鏡下観察，XRD 分析を行い，台湾と新潟の泥火山の破壊構造の比較を行った．

2. 調査地域の地質・地形概要

台湾南部の高雄県小滾水地域には，主に灰白色～灰色を呈する泥岩からなる鮮新統～更新統古亭坑層が広く分布している．古亭坑層は，下位の泥岩優勢層と上位のシルト岩優勢層の境界で下部古亭坑層と上部古亭坑層に区分される．本層には NE-SW 方向の背斜構造が存在し，背斜軸部に泥火山が分布する [5]（図 1 上段）．

新潟県十日町市蒲生地域には，主に中新世後期の塊状黒色泥岩からなる須川層が分布し，北東部と南東部には鮮新世前期～鮮新世後期のシルト岩及び砂岩からなる田麦川層が分布する．蒲生地域では現在も活動中の蒲生泥火山と，非活動的な松泉寺泥火山が分布する．調査地域の中央部には周辺の地質構造と非調和的なベースン構造が認められる [4]（図 1 下段）．



図－1　台湾小滾水地域と新潟県蒲生地区の地質図（浜田ほか [5]；石原・田中 [4] より引用）．

3. 調査結果

3. 1. 台湾省　月世界泥火山

露頭調査：現在も活動中の泥火山が存在する標高 40m 程度の丘状の地形の側面で記載を行った．基盤岩は泥岩で，明灰色～灰色を呈し，硬質である．この基盤岩は激しくスレーキングしている．基盤岩に 1～10 cm 程度の泥脈の貫入が複数みられ，貫入方向はほとんどが NE-SW 方向である．泥脈は褐色を呈し，細粒均質である．泥脈は基盤岩とは違いスレーキングをしていない．本露頭では泥脈が基盤岩を破壊しブロック状にとり込んでいる構造が認められる．また，泥脈と基盤岩との境界部には 1 cm 未満の泥脈が基盤岩側に注入している。泥脈の注入方向に規則性はない．ブロック状の泥岩は基質中に数 mm～1 cm 程度の角礫が含み，マッドブレッチャーに特徴的な構造をしている．

鏡下観察：泥脈試料の大部分は粘土鉱物で構成されているが，石英，斜長石，方解石の粒子も確認できる．

3. 2. 新潟県　蒲生泥火山・松泉寺泥火山

露頭調査（松泉寺泥火山）：現在，この露頭はコンクリートで覆われているため，新谷・田中（2005）[6] の観察結果を以下に示す．本露頭では，露頭の性状及び堆積物の構造から，過去の泥火山に伴い形成された構造が認められた．本露頭では，基盤岩である新第三紀の砂岩泥岩互層を下方から貫くように形成された円柱湿地性堆積物が分布している．この露頭の上位には直径 30 m，深さ 4 m のすり鉢地形が認められる．

含礫粘土の基質は混入物を含まない含水率の高い灰色の粘土のみからなり，直径 10～20 mm の泥岩の角礫と植物片を含む．角礫と基質との境界は明瞭であり，角礫は明らかに礫として取り込まれている．また，この岩礫粘土はボーリングコアを採取した蒲生泥火山の噴出物の特徴と類似している．

基盤岩と岩礫粘土との境界部には，灰色で鱗片状組織を示す粘土が，基盤岩に発達する網目状の割れ目に沿って分布する．この粘土と基盤岩との境界は不明瞭であり，基盤岩が地下水との反応により粘土化したものと考えられている．

コア試料の CT 撮影（蒲生泥火山コア試料）：コア試料の CT 画像から，コアに含まれる礫の大きさは数 mm～5 cm 程度で，礫形は角礫～円礫を呈す．円礫は流体の上昇に伴い回転し，周囲の地層や岩片によって削られたと考えられる．比較的径の大きい礫がコアを貫くように帯状に分布しており，泥の貫入部分を捉えている可能性がある（図 2；下段中央）．また，亀裂が生じている泥岩礫もあり，角礫化の途中と考えられる．

鏡下観察（蒲生泥火山コア試料）：マッドブレッチャーの試料中には石英，斜長石の粒子が確認できるが，大部分は黄色の粘土鉱物である．

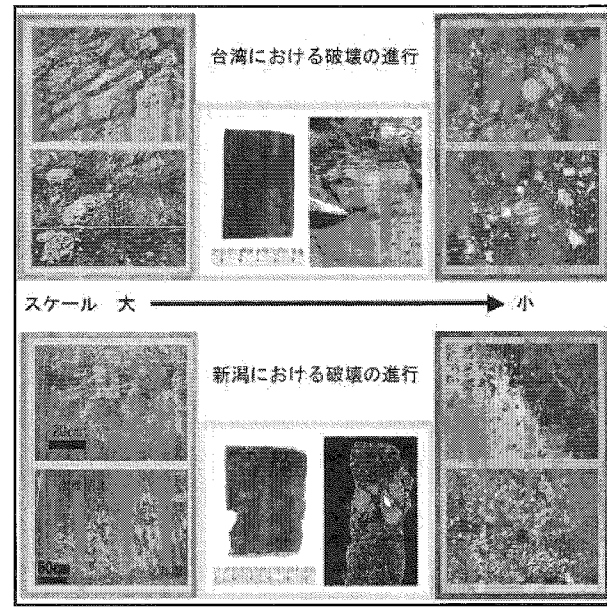
4. 考察

台湾の泥火山と新潟県の泥火山の調査結果から，泥脈による基盤岩の破壊構造の比較とその相違点に関する考察を以下に示す．

泥火山の活動地域において，露頭スケールでは両地域ともに泥脈がほぼ一定の方向で基盤岩に貫入しており，破壊された基盤岩は数十 cm～1 m 程度のブロックを形成する．台湾での調査の結果，泥脈は背斜構造の弱部である翼部に集中して貫入すると推測される．

マッドブレッチャーに特有の泥質基質と角礫からなる構造が，新潟のコア及び台湾の泥岩の両方で確認される．鏡下観察の結果，両地域の試料は 0.2 mm 以下の半自形～他形の粒子が含まれている．長石類はほとんど確認されず，続成作用や流体の上昇に伴う破壊により粘土化したと考えられる．

XRD 分析による鉱物同定の結果，台湾の基盤岩と泥脈は共に緑泥石，イライト，石英，方解石，長石からなる．このため，泥岩は元々，イライトが形成される地下深部にあったが，地殻変動により隆起したものと考えられる．泥脈も同様の組成を持つことから，元は基盤岩と同程度の埋没履歴をもつ泥岩と考えられる．しかし，泥脈中に角礫が多く含まれることから，流体の上昇に伴う礫の移動距離は小さいものと考えられる．このことから，泥脈を構成する泥は泥岩が細粒化したものと推測されるが，細粒化した深度は比較的地下浅所であると考えられる．一方，新潟のマッドブレッチャーにはスメクタイトが含まれており，台湾の泥火山と比較すると噴出する泥の形成深度は地下浅所であると考えられる．このようなスメクタイトの有無は，台湾と新潟の堆積物の堆積環境，隆起の頻度や速度の違いを反映している可能性がある．



図－2　台湾と新潟における基盤岩の破壊の比較（新潟の写真は新谷・田中[6]より引用）．

以上のことから，マッドブレッチャーを構成する泥脈が形成された深度は異なる可能性があるものの，台湾と新潟県の泥火山の活動による基盤岩の破壊構造や，マッドブレッチャーの特徴と予想されるその形成過程は類似している．

文献

1）Barber,A., Tjokrosapoetro,S. and Charlton,T. (1986): Mud volcanoes, shale diapirs, wrench faults, and mélanges in accretionary complexes, Eastern Indonesia, *A.A.P.G.*, Vol.70, pp.1729-1741.

2）狩野謙一・村田明広（1998）：構造地質学，朝倉書店，298p.

3）Clari,P., Cavagna,E. (2004): A Miocene mud volcano and its plumbing system : A chaotic complex revised Monferrato, NW Italy, *Jour Sed. Res.*, Vol.74, pp.662-676.

4）石原朋和・田中和広（2009）：泥火山周辺の地質構造と地下水の地化学特性 －新潟県十日町市蒲生における検討－．地学雑誌，Vol.118，pp.350-372.

5）浜田好弘・田中和広・宮田雄一郎（2009）：台湾泥火山の地質構造と地化学特性．地学雑誌，Vol.118，pp.408-423.

6）新谷俊一・田中和広（2005）：新潟県十日町市松代に分布する泥火山の地質．自然防災科学，Vol.24，No.1，pp.49-58.

P18. 台湾南西部の泥火山群における流体の上昇プロセス

Ascending Process of Fluids from Mud Volcanoes in Southwestern Part of Taiwan

○浅野慶治・田中和広（山口大学），早稲田周（石油資源開発）
Keiji Asano, Kazuhiro Tanaka, Amane Waseda

1. はじめに

台湾南西部には現在も活動している泥火山が多く存在する．一方，同じ泥火山群内での個々の泥火山の形態や噴出物の特性は変化に富んでいる[1]．

浜田ほか[1]は，台湾南西部の泥火山は断層沿いと背斜軸沿いに分布することを明らかにし，それぞれの地域において泥火山における流体の起源や地下深部での上昇プロセスに関する比較検討をしている．本研究では，台湾南西部の断層沿いと背斜軸沿いの泥火山において地表踏査および噴出する水，そしてガスの地化学的検討を行い，地下浅所におけるガスも含めた流体の上昇プロセスを明らかにする．

2. 地形・地質概要

調査地域は台湾南西部高雄縣から台南縣にかけての地域である．

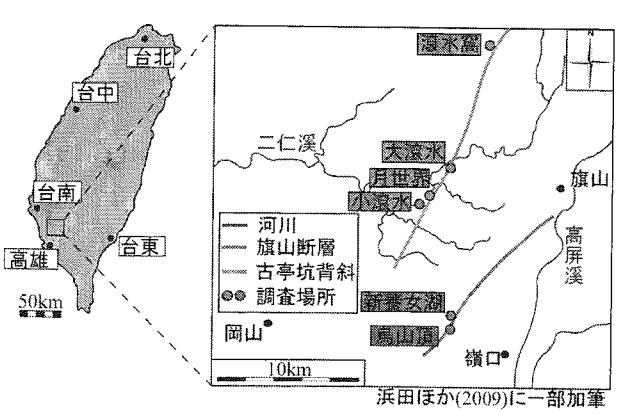
台湾は南北走向の衝上断層によって区分され，台湾南西部は東から西へ向かって地質年代が新しくなっている[2]．本調査地域では鮮新統～更新統の堆積物が分布しており，厚い泥岩主体の地層が分布する[3]．

3. 調査結果

3. 1. 泥火山の分布・形態的特徴

本調査地域の泥火山は古亭坑背斜軸および旗山断層に沿って分布している．また，泥火山は直径数十～100 mの範囲内に複数の噴出口を持つ．

本研究では，浜田ほか[1]による古亭坑背斜軸上の月世界泥火山に加え，新たに旗山断層沿いの烏山頂泥火山に見られる噴出口の形態による分類を行った．調査地域で確認した泥火山を形態，比高，噴出口の直径，含水比で整理し，以下に示す４つに分類した(写真－1)．



図－1　調査地域

以下，それぞれの型について説明する．

コーン型：円錐状の高まりを形成しており，比高が1 mよりも高い．含水比は50%よりも低い．

プリン型：円錐状の高まりを形成しており，比高が1 m以下で，噴出口の直径が50 cmより小さい．含水比は50～110%である．

クレーター型：内壁があり，噴出口の直径が50 cm以上である．含水比は110～150%である．

プール型：高まりをつくらず，噴出口の直径が50 cm以上である．含水比は130%以上である．

3. 2. 地化学的特性

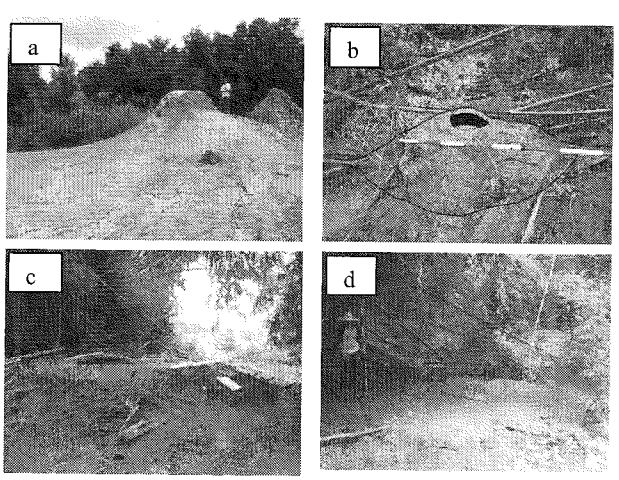
古亭坑背斜沿い泥火山群（KMV）と旗山断層沿い泥火山群（CMV）から噴出する地下水の水質はすべてNaCl型を示す．KMVの地下水は，CMVと比べ溶存イオン量が多くECが高い．また，CMVの地下水の酸素水素同位体比は，KMVに比べ$\delta^{18}O$値が重い．これらのことから，CMVではより深部の地温の高い領域で十分に同位体交換が起こったことを示唆する[1]．また，浜田ほか[1]では述べられていないがCMVの地下水は一部δD，$\delta^{18}O$値が軽いものがある．

本調査地域の泥火山から噴出するガスの主成分はメタンである．また，CMVのガスは同じ泥火山群内でも$C_1/(C_2+C_3)$比，$\delta^{13}C_3$に違いがある．

4. 考察

4. 1. 泥火山の形態の分類と物理特性に関する検討

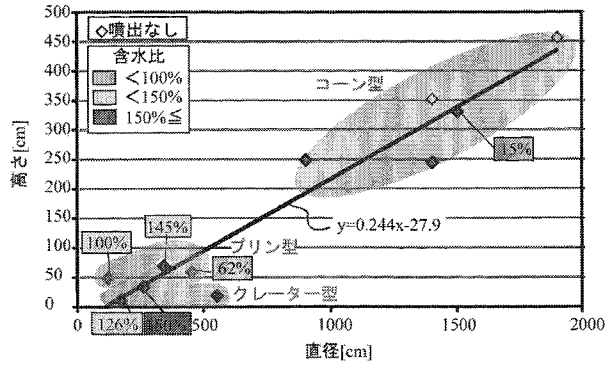
泥火山から湧出する流体の含水比が低いほど，泥火



写真－1　調査地域の泥火山の写真（a.コーン型，b.プリン型，c.クレーター型，d.プール型）

山の直径及び高さは大きくなり，泥火山の形態はクレーター型からプリン型，コーン型へと変わっていく．つまり，含水比によって泥火山の形態の多様性が生まれていると考えられる．

また，泥火山の直径と高さには比例関係が認められ（図－2），泥火山の斜面の平均傾斜角は約 14°である．

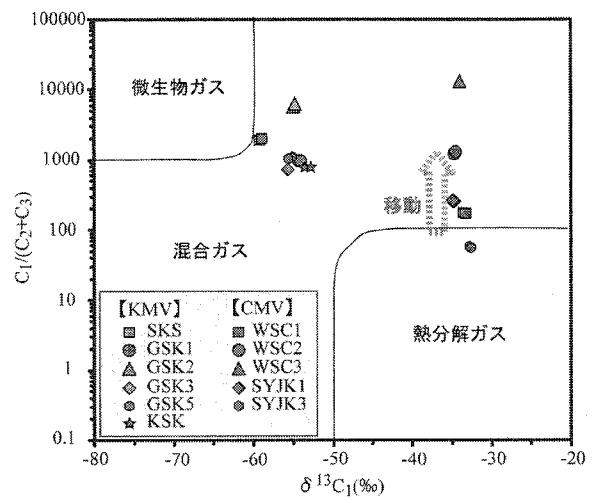


図－2　泥火山の直径と高さと含水比の関係

4．2．ガスの地化学特性及び流体の上昇プロセス

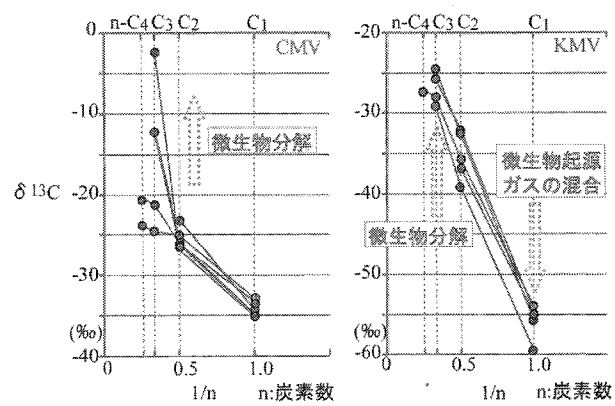
$\delta^{13}C_1$ と $C_1/(C_2+C_3)$比の関係から，CMV から噴出するガスは熱分解起源ガスであり，KMV のガスは微生物起源ガスと熱分解起源ガスとの混合ガスであると考えられる（図－3）[4]．しかし，CMV のガスは C_2 以上の $\delta^{13}C$ の変化が大きいことから，熱分解により生成後，微生物分解を受けていると推察される（図－4）．C_2 以上のガスの $\delta^{13}C$ だけが重い値を示すのは，C_2 以上が量的にわずかであるため，C_1 よりも微生物分解の影響がより顕著に表れているためと考えられる．また，同じ泥火山群の中でも微生物分解の程度に違いがある．

一方，KMV のガスは混合ガスなので C_1 のみ軽いほうにずれるはずである．しかし，直線状にプロットされており，微生物分解により C_3 が重いほうに変化していると考えられる．



図－3　ガスの $\delta^{13}C_1$ と $C_1/(C_2+C_3)$比の関係 [4]

これらの研究成果から背斜軸沿いと断層沿いの泥火山の水・ガスの形成と上昇メカニズムについて比較検討を行う．断層沿いの泥火山では $\delta^{18}O$ が重く，溶存イオン濃度と EC が高いことから，流体は背斜軸沿いの泥火山よりも地下深くから上昇し，断層の割れ目に沿って上昇する [1]．その過程で，ガスは微生物分解を受けている可能性がある．δD，$\delta^{18}O$ 値が軽い水もあることから，一部は天水と混合していると考えられる．一方，背斜軸沿いの泥火山では，流体は断層沿いの泥火山よりも浅い所から発生，上昇し，背斜軸直下の地下浅所で泥チャンバーを形成し一度滞留する．微生物起源ガスは比較的低温での微生物活動によるものであるため，地下浅所で生成されたと考えられる [4]．よって，熱分解起源ガスと泥チャンバーにおいて新たに生成された微生物起源ガスとの混合が起こり，脱ガスによりガス圧が高まり，割れ目を作りながら一気に上昇，噴出し，大滾水泥火山箇所に見られるような大規模な陥没構造を形成したものと考えられる．



図－4　ガスの C_1～n-C_4 と $\delta^{13}C$ の関係 [5]

文献

1）浜田好弘・田中和広・宮田雄一郎（2009）：台湾泥火山の地質構造と地化学特性，地学雑誌，**118**，408-423.

2）You, C. F., Gieskes, J. M., Lee, T., Yui, T. F., and Chen, H. W.（2004）：Geochemistry of mud volcano fluids in the Taiwan accretionary prism, Applied Geochemistry, **19**, 695-707.

3）Chou, J. T.（1971）：A preliminary study of the stratigraphy and sedimentation of the mudstone formations in the Tainan area, Southern Taiwan, Petroleum Geology of Taiwan, **8**, 187-219.

4）早稲田周・岩野裕継・武田信従（2002）：地球化学からみた天然ガスの成因と熟成度，石油技術協会誌，**67**，3-15.

5）Chung, H. M., Gormly, J. R. and Squires, R. M.（1988）：Origin of gaseous hydrocarbons in subsurface environments: Theoretical considerations of carbon isotope distribution, Chemical Geology, **71**, 97-103.

P19. 美濃帯の道路建設における黄鉄鉱等を含む掘削土の酸性水の発生と処理対策

Outbreak of the Acid Water from Excavated Soil and Processing Measures which Included Pyrite in Mino Belt

○吉田　広人（八千代エンジニヤリング㈱），金子　智幸（同），鷲見　浩司（同）
Hirohito Yoshida, Tomoyuki Kaneko, Kouji Washimi

1. はじめに

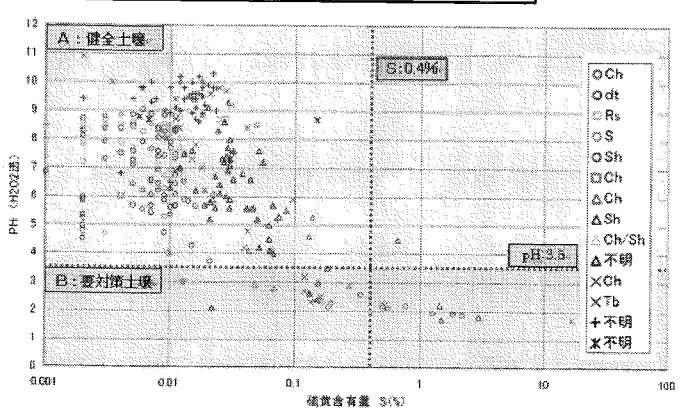
岐阜県美濃帯における道路建設工事（H22.4 供用）では、一部に自然由来の黄鉄鉱を含む掘削土（要対策土）による酸性水の発生が懸念されたため、盛土内への封入処理[1]を行った。しかし、想定量以上の要対策土が生じたため、残土を処分地選定までの間、高架下(H20.3～)や２期線区間（H20.6～）へ仮置きした。その後、２期線区間の仮置き土から酸性水が発生して下流域に影響を与えると共に、仮置き土から自然由来の重金属（カドミウム，鉛，セレン）が検出された。そこで対策として、仮置きされた要対策土は処分地において二重遮水シートによる封じ込め処理を行った（H24 年度完了）。

ここでは、以上の経緯の中で美濃帯における酸性水の発生の特徴と曝露状態における自然由来の重金属の溶出状況とその対策結果を報告し、美濃帯における掘削土の留意点について述べる。なお、仮置きによって発生した酸性水は、撤去処分によりほとんど観測されなくなり、流域への影響はない状態にある。

2. 酸性水発生の判定基準(案)と対策

事前調査においては、調査ボーリングコアを用いた「岩の pH 試験」[2]と「過酸化水素を用いる pH 試験」[3]等が行われ、当地域が黄鉄鉱を含み酸性水が発生しやすい地質であることが把握されていた。また、酸性水を発生する地質は、泥岩と泥岩を挟在する層状チャートであることが明らかとなった。工事開始時点では、主として切土材料を用いた諸試験を行い、要対策土として以下の土壌判定基準が提案された（図－1 参照）。

水素イオン濃度：pH(H_2O_2)3.5 以下
硫黄含有量　：0.4%以下



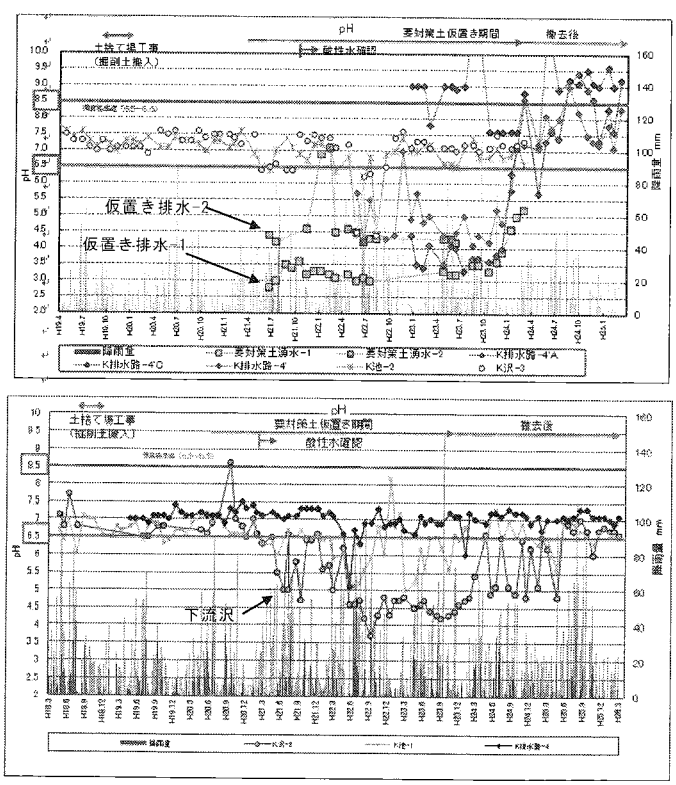
図－1　分析結果と要対策土の判定基準[1]

なお、施工時には「過酸化水素を用いる pH試験」で水素イオン濃度（pH(H_2O_2)）が 3.5 以下を要対策土と判定した。要対策土は基本的に盛土内部に封入処理されたが、想定以上に要対策土（約 1.8 万 m^3）が発生したため、高架下や２期線区間にブルーシートで覆って仮置きを行った。

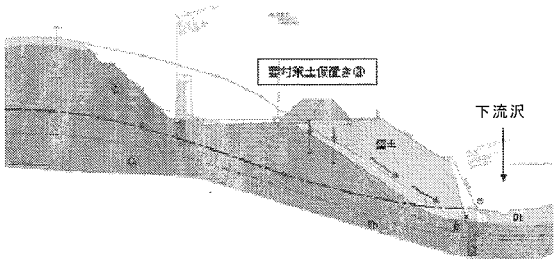
3. 酸性水の発生状況

仮置き後の約１年後（H21.6）、排水路の現地水質を確認した結果、pH=4.0～4.5 の値が観測され、同時に道路下流側水路においても pH=5.0～5.5 程度の酸性水が確認された（図－2 参照）。また、水質分析ではこの 3 地点において基準値を超えるカドミウム，亜鉛，及び銅が確認された。

これは明らかに仮置き土から溶出した酸性水の影響であり、下流沢については仮置き土から溶出した酸性水が基盤中に浸透して下流沢の水質が次第に悪化したものである（図－3 参照）。その後、仮置き土の撤去により周辺の排水路は急減に水質が改善されたが、下流沢は水質改善までに約１年を要している。



図－2　仮置き土排水路(上)と下流沢(下)の pHの変化



図－3 仮置き土の酸性水による下流沢への影響

なお、酸性水発生後に、仮置き土のブルーシートの２重の覆いや排水溝の設置を行ったが、効果は得られなかった。

4. 仮置き土の溶出試験結果

仮置き土の封入処理は事業地外で行うため、「岐阜県埋立て等の規制に関する条例」（H19.4 施行）に基づいて、仮置き土を対象とした土壌汚染調査を実施した。土壌採取は土壌汚染対策法に基づき、1 つの仮置き箇所を 1 区画として表層から 5～50cm の均等試料による 5 地点均等混合法[4]に準じて実施した（H21.3 実施）。

その結果は表－1 に示すように、溶出量試験の 6 地点中 5 地点でカドミウム、1 地点で鉛、2 地点でセレンの基準値越えが確認された。これらの結果を切土掘削時の試験結果（仮置き土相当，表－2 参照、9 地点中 2 地点でカドミウムを確認）と比べると、仮置き土の基準値越えが地点及び種類とも大幅に増加していること明かとなった。

表－1 仮置き土の溶出量試験結果

種別	項目	単位	調査結果 地点名 ①	②	③	④	⑤	⑥	定量下限値	指定基準値
溶出量 46号	カドミウム	mg/L	0.002	0.022	0.011	0.032	0.027	0.014	0.001	0.01
	鉛	mg/L	<0.005	0.018	0.009	<0.005	<0.005	<0.005	0.005	0.01
	六価クロム	mg/L	<0.04	<0.04	<0.04	<0.04	<0.04	<0.04	0.04	0.05
	ひ 素	mg/L	<0.005	<0.005	<0.005	<0.005	<0.005	<0.005	0.005	0.01
	水 銀	mg/L	<0.0005	<0.0005	<0.0005	<0.0005	<0.0005	<0.0005	0.0005	0.0005
	セレン	mg/L	0.001	0.001	0.001	0.011	0.006	0.029	0.001	0.01
	ふっ素	mg/L	0.1	<0.1	0.1	0.4	0.1	0.1	0.1	0.8
	ほう素	mg/L	0.01	0.02	0.02	0.02	0.01	0.03	0.01	1

表－2 仮置き土相当の掘削面試料の溶出量試験結果

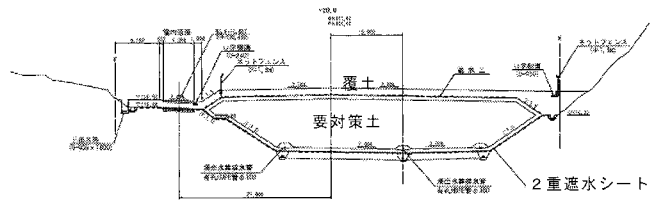
種別	項目	単位	試料名(地質) 71 砂質頁岩	72 砂質頁岩	73 砂質頁岩	74 チャート	75 頁岩	76 チャート	77 頁岩	78 チャート	79 チャート
溶出量 18号	カドミウム	mg/L	0.056	0.02	0.003	<0.001	<0.001	<0.001	<0.001	<0.001	<0.001
	鉛	mg/L	<0.005	<0.005	<0.005	<0.005	<0.005	<0.005	<0.005	<0.005	<0.005
	六価クロム	mg/L	<0.01	<0.01	<0.01	<0.01	<0.01	<0.01	<0.01	<0.01	<0.01
	ひ 素	mg/L	0.001	<0.001	0.001	<0.001	0.001	<0.001	0.002	<0.001	<0.001
	水 銀	mg/L	<0.0005	<0.0005	<0.0005	<0.0005	<0.0005	<0.0005	<0.0005	<0.0005	<0.0005
	セレン	mg/L	<0.001	<0.001	<0.001	<0.001	<0.001	<0.001	0.001	<0.001	<0.001
	ふっ素	mg/L	0.31	0.19	<0.08	<0.08	<0.08	<0.08	<0.08	<0.08	<0.08
	ほう素	mg/L	<0.1	<0.1	<0.1	0.1	<0.1	<0.1	<0.1	<0.1	<0.1
その他	pH(H2O2)		2.9	2.2	2.9	6.8	2.9	2.5	2.5	2.9	6.6
	硫黄含有量	%	0.6	0.938	0.879	0.223	0.03	0.229	0.248	0.359	<0.01

これは、掘削により岩盤が破砕され土砂（岩砕）となったこと、約 1 年間の仮置きで曝露状態にあり、シートの漏水や空中水分の吸収により硫酸イオンの溶出が促進され、これに伴って自然由来の重金属が溶出したものと考えられる。

5. 要対策土の封入処理対策

対応策検討当時は、要対策土は自然由来であるため廃棄物処理法や土壌汚染対策法の適用を受けないが、「建設工事で遭遇する地盤汚染対応マニュアル（暫定版）」（独立行政法人：土木研究所、2004）に基づき、土壌汚染対策法に準拠して対策処理が行われた。

要対策土の処理方法は、遮水工封じ込め（管理型構造），不溶化埋立，他地域の盛土内封じ込め，廃棄物管理型処分場への搬出が検討され、経済性に優位で実績が多く、周辺環境への影響が最も少ない遮水封じ込めを選定して対策設計を行った（図－4 参照）。



図－4 対策処理方法（遮水封じ込め管理型構造）

6. まとめ

建設工事に伴う岐阜県美濃帯からの酸性水発生と自然由来の重金属含有と対策について報告した。この中で、要対策土を仮置きにより曝露状態にしたことで、重金属含有等の対策で貴重な教訓を得たと考える。

① 重金属含有の要対策土は、掘削後の細粒化と水分の吸収により急速に酸性化するため、掘削後は直ちに対策処理を行うことが重要である。

② 実際の工事現場における重金属の溶出量は、接触する水分量との関係で濃度が異なるため、単に溶出量試験の結果により対策を決めるのではなく、処理方法を考慮して対策基準を見直すべきである。今回の現場では pH（H_2O_2）を 3.5 以下にすることにより、要対策土を網羅しているものと考えられる。

③ 要対策土の仮置き等では、遮水シートで完全に覆い雨水の浸入や溶出水の浸出を確実に防止して周辺への影響を極力少なくすることが重要である。

④ 美濃帯の層状チャートは泥岩を挟在し、泥岩部に黄鉄鉱や重金属が濃集していると考えられるため、チャートと泥岩に注意する必要がある。

文献

1) 国土交通省岐阜国道事務所(2006)：美濃加茂ﾊﾞｲﾊﾟｽ築造工事に伴う掘削土の土壌判定手法(案)について
2)「短期溶出試験」相当：「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」(2010)
3)「酸性化可能性試験」相当：同上
4) 環境省水・大気環境局土壌環境課（2011）：土壌汚染対策法に基づく調査及び措置に関するｶﾞｲﾄﾞﾗｲﾝ

P20. 報告されている河川堆積物の ^{10}Be 濃度と流域の地形プロセス解析

Published ^{10}Be concents of river sediments and process-based geomorphic analysis

○ 池見洋明・山崎絢生・ヘンドラ パチリ・中西隆之介・三谷泰浩（九州大学），黒木貴一（福岡教育大学）
Hiro Ikemi, Aya Yamasaki, Hendra Pachri, Ryunosuke Nakanishi, Yasuhiro Mitani, Takahito Kuroki

1. はじめに

島弧である日本の河川は，山地から海までの距離が短く，河川の土砂動態を把握するには，山地流域での土砂生産量を見積もることが特に重要となる [1]．しかし，この土砂生産量を評価・予測する手法は未だ確立されていない．

これまで筆者らは，土砂動態を把握するツールとして，高精度のデジタル地表モデル（DTM）を用いた地形解析手法について検討を行ってきた．その中で，概ね良好な結果は得ているが，土砂生産量を定量的に評価できるまでは至っていない [2]．

本報告では，近年，流域の浸食/削剥速度の推定に利用されている ^{10}Be に着目し，^{10}Be 濃度の報告がある流域に対して，高精度 DTM を用いた地形解析を行い，^{10}Be 濃度との比較検討を行った．その結果として，山地流域の土砂動態の定量的な把握において，プロセスモデルを用いた地形解析と ^{10}Be の測定を組み合わせた手法の可能性について検討した．

2. 方法

(1) 宇宙線生成核種 ^{10}Be と削剥速度

^{10}Be は，大気中でも生成するが，岩石中では宇宙線が酸素やケイ素と衝突して生成され，その半減期は 150 万年とされている [3]．この ^{10}Be の岩石での生成モデルを利用して，1980 年代後半以降，岩石や堆積物中の石英を対象とした ^{10}Be の計測が行われ，露出する岩盤や流域規模の削剥速度の推定が行われている [4]．Portenga & Bierman[4]は，^{10}Be 濃度が掲載されている論文（87 箇所）についてデータを再計算し，流域の平均勾配と削剥速度に正の相関があることを報告している．

しかし，この研究成果は，河川の土砂動態の把握という点において，(a) 測定された各 ^{10}Be 濃度が流域の削剥速度を示す指標として，各々妥当であるかは検討されていない，(b)この論文に限らず，求められた"削剥速度"は，^{10}Be の検出限界から，千年から百万年の平均値であり，長期的すぎるなどの課題が考えられた．

一方，引用されている論文の中には河床堆積物の起源について，混合モデルなどを用いて検討している例もある．^{10}Be を削剥速度として標準化するのではなく，濃度値をトレーサーとして利用できれば，短期間で流れていく堆積物の動きを明らかにできる可能性がある．

本報告では，Portenga & Bierman[4] に引用されている論文のうち，河床堆積物の ^{10}Be に関して，堆積物の混合を考察している論文について検討した．なお本紙では，そのうちの２つの論文 [5), 6)] について言及する．

(2) 高精度 DTM による地形解析と使用データ

近年，高精度 DTM（デジタル地表モデル）を用いた地形解析の研究から，年間平均降雨量と流域地形の間に定量的な関係が報告されるようになった．Perron et al.[7] は，北米の５つの調査流域において，高精度 DTM とプロセスモデルを用いて地形解析し，空間的な谷地形の間隔に関わる値と年平均降雨量との関係を見出している．Ferrier et al.[8] は，ハワイ島の河川流域において，削剥速度の変化と年平均降雨量との関係を定量的に評価できると報告している．このように高精度 DTM の出現によって，Davis[9] により体系化された地形とプロセスとの関係がより定量的になりつつある．

本報告で用いた地形解析の手法は，簡単に言うと流域を構成する斜面を，集水面積，勾配および曲率で評価し，流域の地形的特徴を数値化するものである．詳細は，池見・黒木 [2] で記載しているので割愛するが，結果として，斜面プロセスと河川プロセスに関わる定数の比: D/K などの地形パラメータを得る．

また地形解析の空間・時間の分解能は，おそらく DTM の精度に依存するが，使用できる DTM には，選択肢が少なく，広域的，かつ，一定の精度で入手が可能な ASTER 30mDEM を用いた．

3. Belmont et al.[5] の概要と流域の地形解析

この研究では，ワシントン州 Clearwater 川流域において，斜面や河川の土砂動態のトレーサーとして ^{10}Be を検討している．^{10}Be を測定したサンプルは Clearwater 川支流の Wilson Creek (WC, 6 km^2) および East Fork Miller Creek (EFMC, 12 km^2) の上・下流の河床堆積物の砂 (0.25-0.50 mm) および礫 (22.6-90 mm) である．

分析の結果，土砂の供給源に関して，次のように考察している [5]．(a) WC では，河床勾配が大きく，土砂の供給が深層崩壊によって生じているため，^{10}Be 濃度の低い礫が供給された．(b) EFMC では河床勾配が小さく，土砂の供給は主にクリープによるとして，その供給が運搬量を超えたことにより，^{10}Be 濃度の高い礫が流域に残った．

この対象流域に対して，地形解析を行った結果，EFMC 流域の方が，またいずれの流域も下流の方が D/K 値が大きくなり，^{10}Be 濃度との関係もそれぞれ違った結果となった．

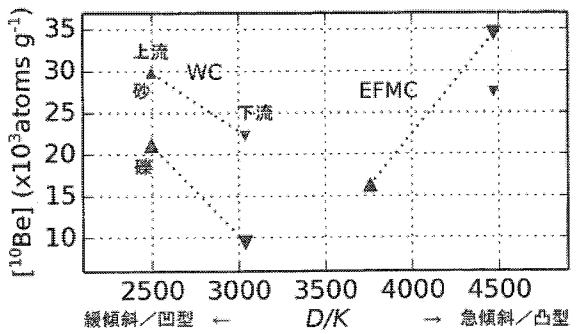


図-1　Crearwater 川流域の D/K 値と ^{10}Be 濃度の関係

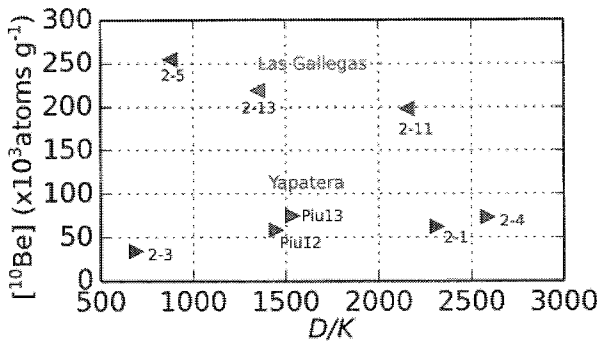


図-2　Rio Piura 支流域の D/K 値と ^{10}Be 濃度の関係

プロセスモデルの定義から，*D/K* 値が大きく，斜面プロセスが卓越する流域では，構成する斜面は凸型になり，土砂移動はクリープなど斜面勾配に規制される．一方，*D/K* 値が小さく，河川プロセスが卓越する流域では，構成する斜面が凹型になり，斜面崩壊や河川により土砂が移動する．地形解析の結果だけで評価すると，WC で斜面崩壊が卓越し，FEMC で，主にクリープにより斜面を土砂が移動しているという Belmont et al.[5]の考察と整合的である．

4. Abbühl et al.[6] の概要と流域の地形解析

この研究では，ペルーのアンデス山脈の Rio Piura 流域の２つの支流を対象として，降雨と地形との関係について検討している．この流域は，上流域はモンスーン，下流域はエルニーニョの影響を受け，その漸移する場所は地形変化点となっている．

^{10}Be の分析の結果，上流域の削剥速度は 200 mm ky^{-1}，地形変化点を境に下流域は 300 mm ky^{-1} となり，いずれも下流方向に削剥速度が減少する傾向を示した．このことから，論文[6]では，エルニーニョが大きく地形形成に影響し，その影響は，完新世において，現在まで継続していると考察している．

対象地域の支流域に対して，地形解析を実施した結果，^{10}Be 濃度と *D/K* 値との関係は，支流ごとに異なる結果となり，それぞれ正・負の相関が確認できた．

^{10}Be の生成は，標高や地形，流域の土砂の移動速度によって変化するため，その濃度は場所によって，支流によって大きく異なる．もし，流域での土砂生産場が限定的ならば，図-2 は，主体となるプロセスの変化によって，別起源の土砂の混合割合が変化し，その結果，^{10}Be 濃度は bimodal な分布を呈しているという解釈も可能であろう．

5. おわりに

本報告では ^{10}Be に関する２つの論文を紹介し，それぞれの対象流域に対して，プロセスモデルを用いた地形解析を試みた．その結果，地形解析で求めたプロセスの比 *D/K* と ^{10}Be 濃度とは相関関係が確認できた．このことは，著者らが提案する地形解析手法が流域の土砂動態を把握できていることを示唆しているだけではなく，^{10}Be 濃度と組み合わせることにより，より定量的に土砂移動現象を評価できる可能性を示せた．

なお発表では，論文を追加し，本手法の有用性に対して議論する．

引用文献

1) 辻本哲郎・藤田光一(2004): 流砂系管理に向けての学術・技術の展開の方向, 河川技術論文集, v. 10, pp. 13-18.

2) 池見洋明・黒木貴一 (投稿中): 地形プロセス解析と水文地質調査による山地流域の土砂生産量把握に向けた基礎的研究.

3) 兼岡一郎 (1998): 年代測定概論, 東京出版会, p.315.

4) Portenga, E. W., Bierman, P. R. (2011): Understanding Earth's eroding surface with ^{10}Be, *GSA Today*, v. 21, no. 8, pp. 4-10.

5) Belmont, P., Pazzaglia, F. J., and Gosse, J. C., 2007, Cosmogenic ^{10}Be as a tracer for hillslope and channel sediment dynamics in the Clearwater River, western Washington State: *Earth and Planetary Science Letters*, v. 264, pp. 123–135.

6) Abbühl, L. M., Norton, K. P., Schlunegger, F., Kracht, O., Aldahan, A., and Possnert, G. (2010): El Niño forcing on ^{10}Be-based surface denudation rates in the northwestern Peruvian Andes, *Geomorphology*, v. 123, p. 257-268.

7) Perron, J. T., Kirchner, J. W., and Dietrich, W. E. (2009): Formation of evenly spaced ridges and valleys, *Nature*, v. 460, pp. 502-505.

8) Ferrier, K. L., Huppert, K. L., and Perron, T. J. (2013): Climatic control of bedrock river incision, *Nature*, v. 496, pp. 206-211.

9) Davis, W. M. (1899): The Geographical Cycle, *Geographical J.*, v. 14, no. 5, pp. 481-504.

P21. 福井県嶺南地方における広域地下水流動の特徴

Characteristics of regional groundwater flow in Reinan area, Fukui

○野原慎太郎，中田英二，伊藤由紀（電力中央研究所）

Shintaro Nohara, Eiji Nakata, Yuki Ito

1. はじめに

非火山地域における深層型温泉の起源については，未だ不明なことが多い．今回調査を行った福井県嶺南地域では，深度 1000m を超えるボーリングが複数掘削され，温泉開発が行われている．しかしながら，当該地域の深層型温泉を含む広域地下水流動に関する研究はほとんど見られない．そこで，温泉を中心として採水を行い，文献調査の結果と併せて，当該地域の広域地下水流動に関して考察を行った．

2. 対象地域の水理地質

対象地域では，西部の中・古生層に東部の新紀花崗岩が貫入している．東端を柳ヶ瀬・甲楽城断層，西端を熊川断層に挟まれ，複数の断層が存在することから若越破砕帯とも呼ばれる [1]．南部の山地は丹波高地の一部に当たり，滋賀県との県境には標高 800m 程度の山嶺が連なる．当該地域は，敦賀平野（図 1 中の A1），小浜平野（図 1 中の A2）を中心に，地下水の工業・農業利用を目的としたボーリング掘削が行われ，地下水の賦存状況が調査されている．

(1) 敦賀平野：A1

基盤である花崗岩は概ね深度 120m より深部に位置すると考えられている．平野は貫流する河川によって形成された沖積平野であり，深度 20～50m 程度に位置する砂礫層が主要な帯水層（透水係数は 10^{-3}m/sec 程度）となっている．帯水層は砂礫層を覆う粘土層によって被圧されている [2]．

(2) 小浜平野：A2

小浜平野は，東を三方断層，西を熊川断層に挟まれた地域であり，河川沿いに扇状地が形成されている．基盤は深度 80m 程度と考えられ，深度 10m 程度に分布する砂礫層が帯水層の役割を果たし，地表近くの軟弱泥層によって被圧されている [3]．

3. 調査概要

図 1 に採水位置を示す．また，図 1 には文献 4)，5) に記載されている位置も併せて示した H3，H5，H6，H8，H9，H11 の地下水は，汲み上げられた温泉水をタンクから採水した．その他は，孔口から直接採水した．pH, EC, 水温は現地で測定し，一般水質（Na, K, Ca, Mg, Cl, SO_4）についてはイオンクロマトグラフで測定した．アルカリ度は，一部は採水後速やかに滴定によって求め，残りはイオンバランスから計算によって求めた．

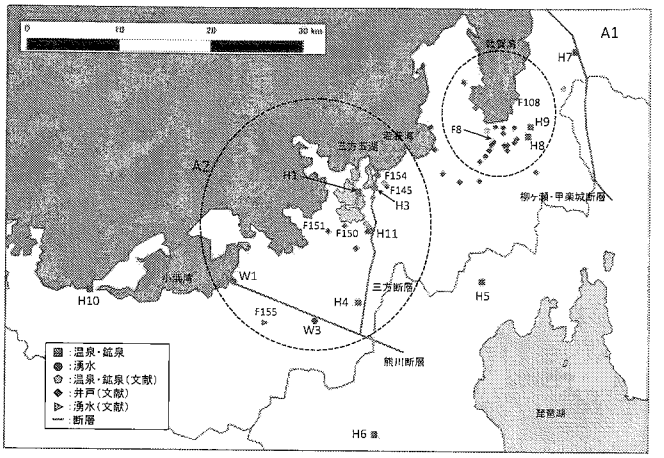


図 1　対象地域

※頭文字 H, W は今回採水を行った位置，F は文献に記載されている位置を表す．

※断層位置は産総研活断層 DB を参考に記載．

表 1 調査結果

記号	pH [-]	EC [mS/m]	水温 [℃]	AI	井戸深度
H1	7.86	7.5	16.3	0.29	浅井戸
H3	8.14	107.0	18.6	0.04	1500m(1001～1500m)
H4	7.35	13.2	12.9	0.13	浅井戸
H5	8.40	37.0	15.8	0.16	約 1000m
H6	8.32	60.8	13.4	0.10	1175m
H7	9.48	24.3	23.2	0.32	約 100m
W1	6.82	9.7	17.2	0.34	湧水
W3	8.17	10.5	14.6	0.19	湧水
H8	8.57	113.0	31.1	0.02	1500m(1200～1500m)
H9	9.86	17.4	21.9	0.48	坑道
H10	7.31	1320.0	26.4	0.47	不明
H11	7.41	2020.0	33.2	0.50	1500m（880～1500m）

4. 結果

表 1 に pH，EC，水温と井戸の深度を示し，記録があるものについてはストレーナーの深度を括弧内に示した．図 2 には全体の水質をトリリニアダイヤグラムに整理し，図 3，4 には A1，A2 の水質をトリリニアダイヤグラムに整理した．今回採水を行った地点と一部の文献値については，トリリニアダイヤグラム内に凡例を記載した．また，表 1 には主要陰イオンから計算されるアニオンインデックス（以下，AI）の値についても記載した．AI は地熱流体の存在を推定する指標の一つであり，主要陰イオンの濃度から次式を用いて計算される．

$$AI = 0.5 \times \left(\frac{SO_4}{Cl + SO_4} + \frac{Cl + SO_4}{Cl + SO_4 + HCO_3} \right)$$ (単位は当量濃度)

例えば，草津白根のような火山地域では，AIが最大0.96（白旗の湯，泉温 66℃）となる位置もあるが[6]，当該地域における AI は，表 1 に示したように，0.02～0.50 と低い．また，文献 4)，5)に記載された位置の AI の平均値は 0.31 程度とこちらも低かった．このことから，火山地域の水質とは異なる様相を呈していることが分かる．

5. 考察

表 1 に示したように，湧水や浅井戸の地下水は EC が小さく，深部の地下水ほど EC が大きくなる傾向が認められる．また，図 2 のトリリニアダイヤグラムによれば，湧水や浅井戸の地下水は Ca-HCO3 型，深部地下水から成る温泉は Na-HCO3 型が大部分を占め，その傾向は A1 でより顕著であった．

(1) 敦賀平野：A1

A1 では，一部海に近い位置(F108)で Na-Cl 型の地下水が認められたが，平野中央部の F8(井戸深度 140m)に代表されるように，大部分が Ca-HCO3 型の地下水であった．また，今回採水を行った深度 1500m に達する H8 の地下水は，Na-HCO3 型の深層地下水であった．このことから，A1 では浅部に Ca-HCO3 型が，深部に Na-HCO3 型の地下水が分布することが分かった．

(2) 小浜平野：A2

A2 では，中央部に位置する井戸(F150,F151：井戸深度 30～40m)や南西部の湧水(W1,W3,F155)は Ca-HCO3 型の地下水，今回採水を行った H3(井戸深度 1500m)では Na-HCO3 型の深層地下水であり，A1 と同様に浅部に Ca-HCO3 型が，深部に Na-HCO3 型の地下水が分布することが分かった．但し，A2 の北東部に位置する F145，F154(深度 20～40m)や H11 では，Na-Cl 型の水質を示していることから，他のエリアとは異なる流動となっている可能性が考えられる．

5. まとめ

本研究では福井県嶺南地方の温泉を中心として採水を行い，文献値と併せて，水質から広域的な地下水流動について考察した．調査の結果，浅部では Ca-HCO3 型の地下水が，深部では Na-HCO3 型の地下水が分布することが分かった．当該地域には複数の断層が存在しているにも係らず，広域的に同じ地下水流動場が形成されていると考えられる．今後中央構造線等の断層が認められる地域とも比較し，当該地域の広域地下水モデルについて考察を行いたいと考えている．

謝辞：本研究の遂行にあたり，温泉事業者の皆様には源泉井戸からの採水を許可して頂き，井戸情報を提供して頂きました．ここに記して深く感謝いたします．

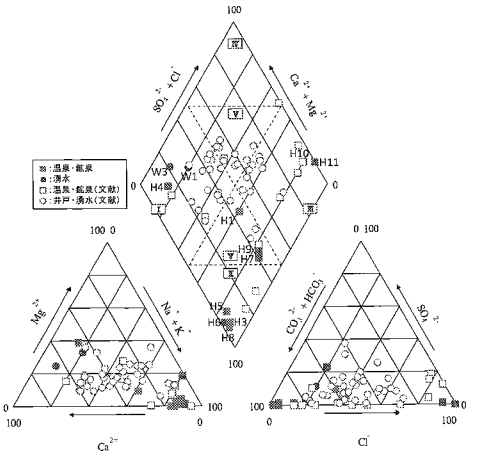


図 2　全体

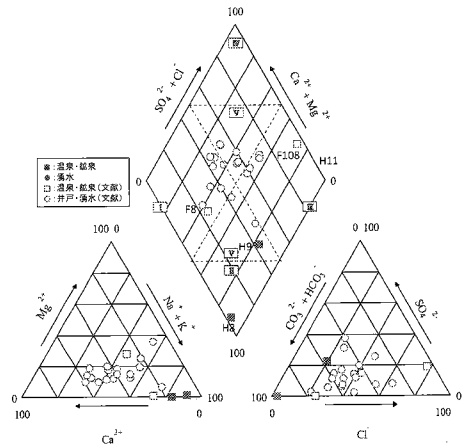


図 3　敦賀平野：A1

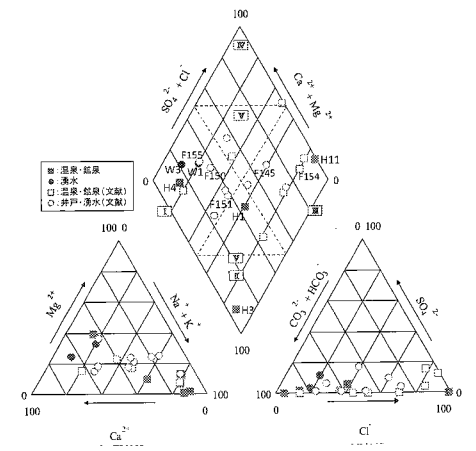


図 4　小浜平野：A2

※ Ⅰは Ca-HCO3 型，Ⅱは Na-HCO3 型，Ⅲは Na-Cl 或いは Na-SO4 型，Ⅳは Ca-SO4 或いは Ca-Cl 型，Ⅴは中間型を表す．

参考文献

1) 福井県(1965)：福井県水理(地下水)地質図説明書
2) 高橋稠(1968)：福井県敦賀平野における工業用地下水源，地質調査所月報，Vol. 19，NO. 6.
3) 農業用地下水研究グループ(1986)：日本の地下水 第 4 章北陸地方の地下水
4) 浅森浩一(2002)：温泉地化学ﾃﾞｰﾀﾍﾞｰｽの作成，JNC TN7450 2002-003.
5) 島野安雄(1998)：名水を訪ねて(40)丹後若狭地域の名水，地下水学会誌，Vol. 40，No. 1，pp. 65-76.
6) 地質調査所(1988)：日本の主要地熱地域の地質と温泉・変質帯分布 20. 白根

P22. 高橋の手法を用いた道路建設周辺の地下水低下の評価

Evaluation of the groundwater drawdown around road construction by use of the Takahashi method

○木村隆行　高田正治　渡辺俊一　今田真治（エイト日本技術開発）
Takayuki Kimura, Masaharu Takata, Shunichi Watanabe, Masaharu Imada

1. はじめに

道路建設にともなう丘陵地での周辺地下水への影響評価は，事前の段階では，高橋の手法で影響圏を設定することが多い．しかし，その影響圏からはずれる領域でもしばしば影響を生じる．木村[2)]によれば，井戸や沢水の流域が，高橋の手法の影響圏に30%以上分布する場合には影響の可能性があり，30%未満では影響がないとされている．今回，3 次元浸透流解析の事例から，流域影響率 30%未満では，流量変化率が 82%程度保持されており，実用上の影響は少ないことが考えられたので報告する．

2. 高橋の手法による流域影響率の検討

図-1 に示すように，高橋の手法の影響圏と，周辺井戸や沢の観測地点の流域を，一般的地質（深成岩，中古生層等）の 10 現場で整理した．各観測点の流域のうち，高橋の手法の影響圏が占める面積割合を，流域影響率Ｅとした．また，図-2 に示すように，断面上で道路センターからの水平距離Ｒと比高Ｈを整理した．

これら値と観測による影響の有無の結果を，関連づけて整理し，評価指標を検討したものが，図-3 および 4 である．図-3 は，影響確率Ｐ（当データでの影響した観測点に対する割合）が，道路センターからの距離Ｒ（m）と相関があり，同様に，流域影響率Ｅに対する影響確率は，図-4 のようになった．図-4 では流域影響率 30%未満では影響は認められなかった．この場合の影響とは，現実的に補償対象となるような影響を生じたと判定された場合である．

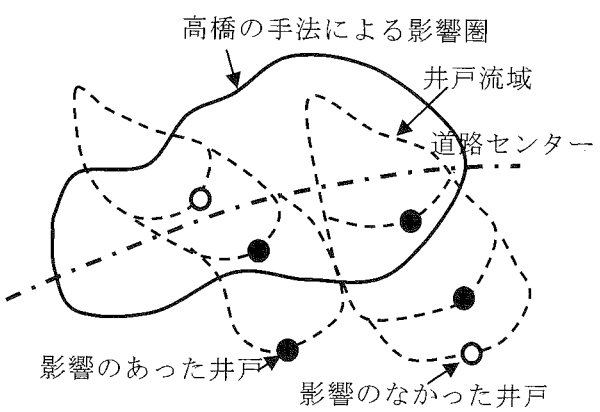


図-1　平面モデル図

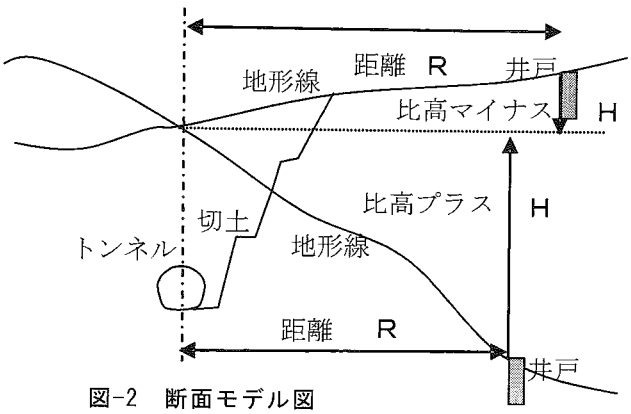


図-2　断面モデル図

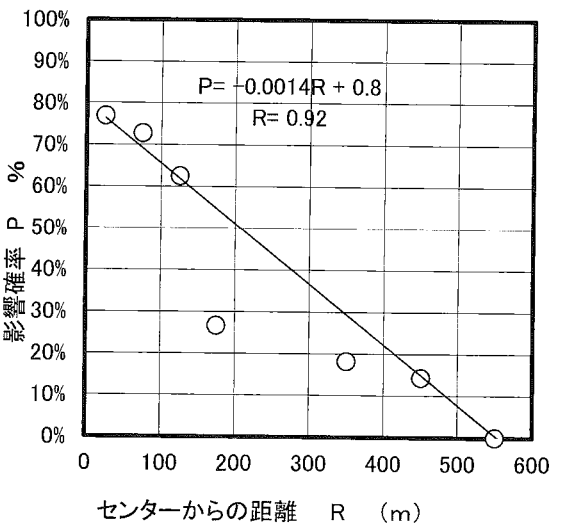


図-3　R-P 相関図

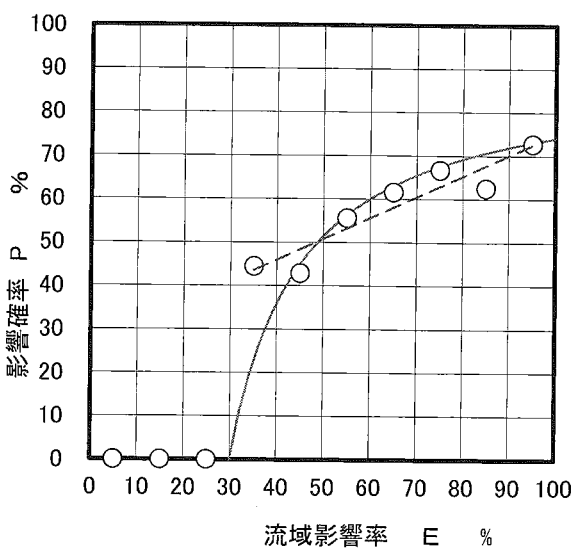


図-4　E-P 相関図

3．3次元浸透流解析による流域影響率と流量の比較

図-5に示す3次元浸透流解析を行なった現場で，高橋の手法の影響圏を重ね，各沢の流量変化を，トンネル施工前と施工後で比較した．各流域における高橋の手法の面積Aと流量減少量△Qを図-6に示したが，両者は相関があり，1km^{2}につき 1097m^3/day の減少が認められた．

また，その流量変化率Qと流域影響率Eを図-8に示したが，流域影響率30%未満では流量は82%以上保持されており，顕著な影響は認められなかった．図-7に示すように，高橋の手法の境界より，地下水位のピークが内側にくるためと考えられ，断面モデルでの動水勾配比率のラインの下に，データが分布する．

また，通常の場合井戸の適正揚水量の変化率は帯水層厚変化率より多少敏感ではあるが，少なくとも流域影響率30%では水量が30%減少ではなく，18%程度の減少になることが想定され，その程度では実用上の問題は生じていなかったと考えられた．

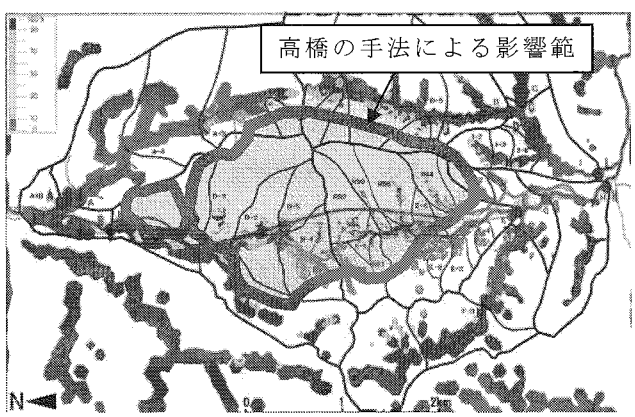


図-5　3次元モデル平面図

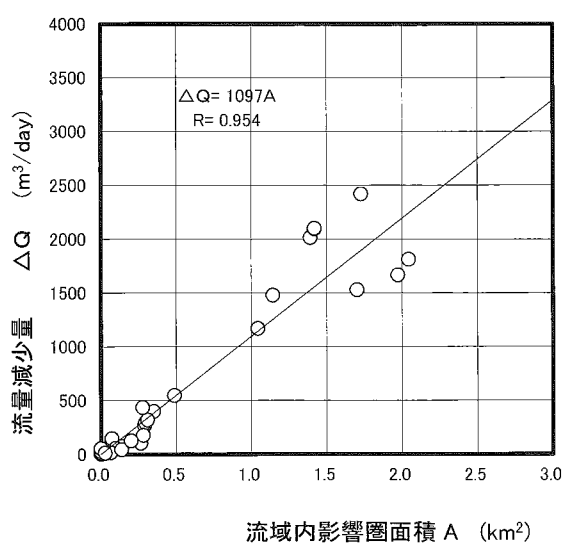


図-6　流域面積-流量減少量相関図

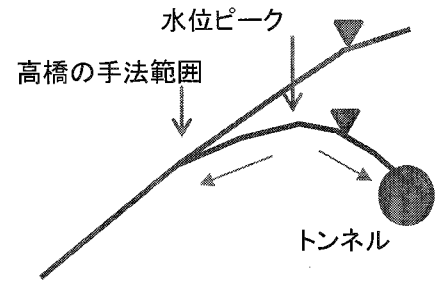


図-7　水位断面モデル図

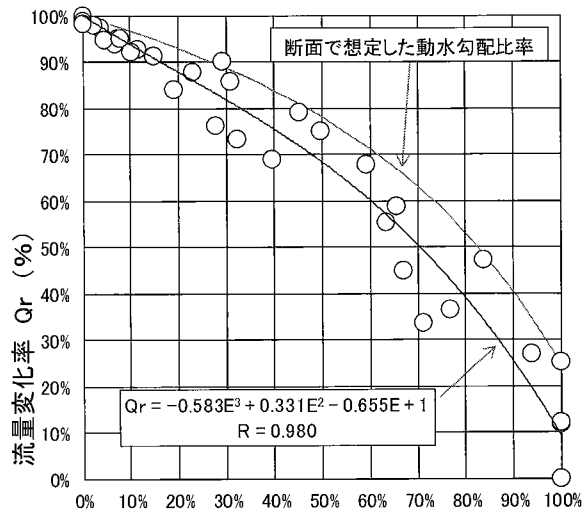


図-8　流域影響率E-流量変化率相関図

4．まとめ

事前調査の段階で調査計画を立案する場合，通常，得られる情報は地形だけであることが多い．そのような場合，どの範囲まで利水調査を行えばよいのか，明確な指標がないのが現状である．当検討により，一般的地質の場合，高橋の解析で得られる影響面積が流域の30%未満であれば，流量は82%以上保持されていると推定され，実用上の影響範囲の設定に有効な目安になることが判明した．3次元浸透流解析で，同じ30%の影響にならない理由は，高橋の手法のエリア境界が，影響を生じた時の地下水等高線のピークにならず，内側にピークが生じているためと考えられた．

今後，更にデータを集積し，より適正な評価手法の構築を進めていきたい．

文献

1）（社）日本トンネル技術協会：トンネル施工に伴う湧水渇水に関する調査研究（その2）報告書，pp142，1983年2月

2）木村隆行，永井隆：道路建設にともなう地下水低下の事前評価手法，日本応用地質学会，平成15年度研究発表会講演論文集，pp213-216，2003.10

P23. 植生基盤環境としての地下水位・土壌水分プロファイルの検討 - 渡良瀬遊水地における自然再生の事例 -

Study of Saturation Rate Profile as Vegetation Environmental Factor. - Case of Monitoring in Watarase Yusuichi -.

○宮原智哉・秋葉翔太・小川豪司・丹野幸太（アジア航測）
Tomoya Miyahara, Shota Akiba, Goshi Ogawa, Kota Tanno

1. はじめに

日本では戦後から高度経済成長期を経て、経済発展と人口増加による都市の発展、治水のための河川改修等、豊かな国土を形成するために生物の生育基盤となる様々な環境を改変し利用してきた。

近年、これら失われた環境を取り戻すための活動が官民共に取り組まれ、治水と環境の共生、（観光など）利用と環境のバランス等を考慮した「自然再生」の取り組みが行われるようになってきた。

自然再生手法の検討において、生物の多様性を育む基盤となる地下水や土壌水分等の地盤環境は、生態系の下層を形成する植物の生育環境として重要なファクターである。これまで筆者らは、北海道のサロベツ湿原など泥炭地における自然再生事業や渡良瀬遊水地における湿地再生に関わる中で、植物と地盤環境の関係を検討するためのモニタリングを実施してきた。

本稿では、渡良瀬遊水地で実施されている湿地再生事業における植物群落と地盤環境の関係について、地下水位や土壌水分のモニタリング結果を用いた検討手法について報告する。

2. 渡良瀬遊水地の概要

渡良瀬遊水地（図１）は、我が国最大（33km^2）の遊水地であり、利根川水系の治水及び利水上の要の施設として機能するとともに、本州以南における最大の低層湿原（湿地）として位置づけられており、ヨシ原を基盤とする豊かな自然環境が見られる。一方で渡良瀬遊水地では全国の氾濫原の湿地と同様に池沼が減少し、乾燥化が進む傾向が見られる。

この様な現状を考慮して、渡良瀬遊水地では広大なヨシ原や多様湿地で構成される生物生息・生育空間（ハビタット）を保全し、かつて多く見られた湿生植物群落や抽水植物群落や池沼を再生するため、平成 22 年 3 月に「渡良瀬遊水地湿地保全・再生計画」が策定され、調査・検討が進められている。

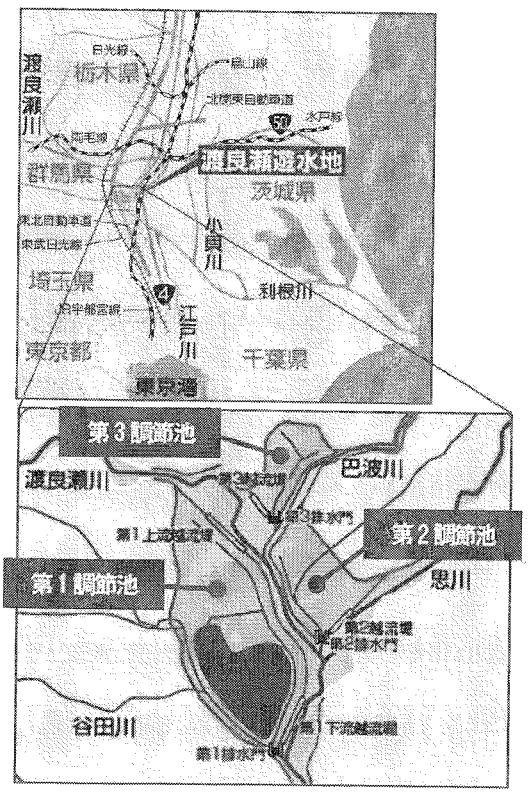


図１　渡良瀬遊水地の概要図

3. 地下水・土壌水分モニタリング

渡良瀬遊水地の第２調節池では、その調査検討の一つとして、地表に分布する植物群落とその基盤となる地下水位・土壌水分の関係を明らかにするための地下水位・土壌水分観測が 2011 年から継続的に実施されている。観測は表１に示すように DS-1～DS-5 の５地点で、このうち DS-1、DS-2、DS-3 は渡良瀬遊水地における代表的な植物群落であるﾖｼｰｵｷﾞ群落とﾖｼ-ｶｻｽｹﾞ群落に設置され、それぞれの基盤環境としての地下水位・土壌水分を水圧式地下水位計と ADR 式土壌水分計により計測している（図２）。上記の植物群落は、湿地における代表的な植物群落であり、一般的にはﾖｼ-ｶｻｽｹﾞ群落→ﾖｼ-ｵｷﾞ（ﾖｼ優先）→ﾖｼ-ｵｷﾞ（ｵｷﾞ優先）の順により乾燥した立地を好む植生とされている。なお、DS-4 及び DS-5 については、近傍の掘削地の影響を把握するための観測地点として設けられているためここでは取り上げない。

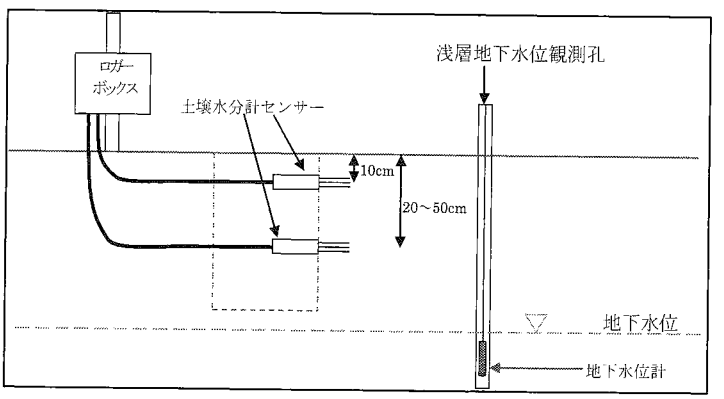


図２　地下水位、土壌水分観測の概要図

表１　土壌水分計設置地点の設置深度と設置数量

地点名	植生	土壌水分計設置深度	地下水位計
DS-1	ﾖｼｰｵｷﾞ（ﾖｼ優占）	10cm、20cm	観測孔 5m
DS-2	ﾖｼｰｵｷﾞ（ｵｷﾞ優占）	10cm、40cm	観測孔 5m
DS-3	ﾖｼｰｶｻｽｹﾞ	10cm、20cm	観測孔 5m
DS-4	ﾖｼｰｵｷﾞ（ﾖｼ優占）	10cm、50cm	観測孔 5m
DS-5	ﾖｼｰｵｷﾞ（ｵｷﾞ優占）	10cm、50cm	観測孔 5m

4. 植物群落と地下水・土壌水分プロファイル

図３には DS-1～DS-3 地点における地下水位と土壌の飽和度の変動図を示す。なお、土壌の飽和度は ADR 式土壌水分計により求められた体積含水率を土質試験結果から求められた空隙率により換算して求めた。

図３では、地下水位と土壌水分（飽和度）が降水量に連動して増減し、土壌水分がﾖｼｰｶｻｽｹﾞ群落→ﾖｼｰｵｷﾞ（ﾖｼ優先）→ﾖｼｰｵｷﾞ（ｵｷﾞ優先）の順に相対的に低くなっていることがわかる。

また、図４には、地下水位の変動を飽和度 100%の深度の変動とし、土壌水分計の観測結果とあわせて深度－飽和度プロファイルを図示した。なお、図４の各プロットはデータを月別平均値として整理した。

図４では、グラフの右上に向かうほど地盤の湿潤度が高いことを示し、左下に向かうほど乾燥化の傾向進むことが読み取れる。植物群落との関係は図３の結果と同様ではあるが、図４のように整理することで、視覚的に土壌の湿潤状態を一目でわかるように表現することができる。

5. 謝辞

最後に本稿を作成するにあたりお世話になった皆様に御礼を申し上げる。芝浦工業大学の守田優教授にはデータの解釈や視覚化の手法について貴重なご意見を賜った。また、利根川上流河川事務所には本稿のとりまとめについて御協力をいただいた。皆様に厚く御礼を申し上げます。

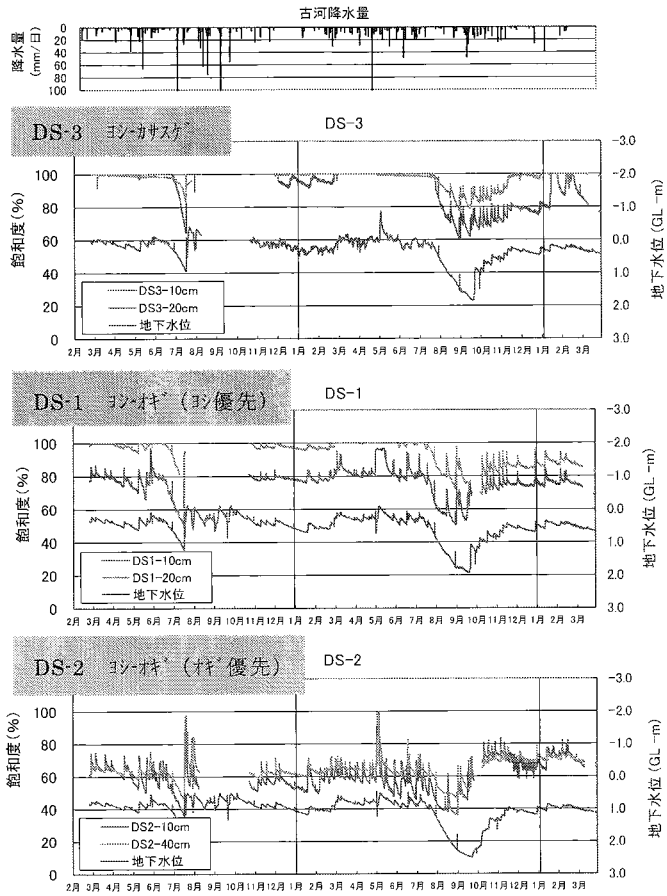


図３　2011－2013 年度までの植物群落毎の地下水位、飽和度の変動図

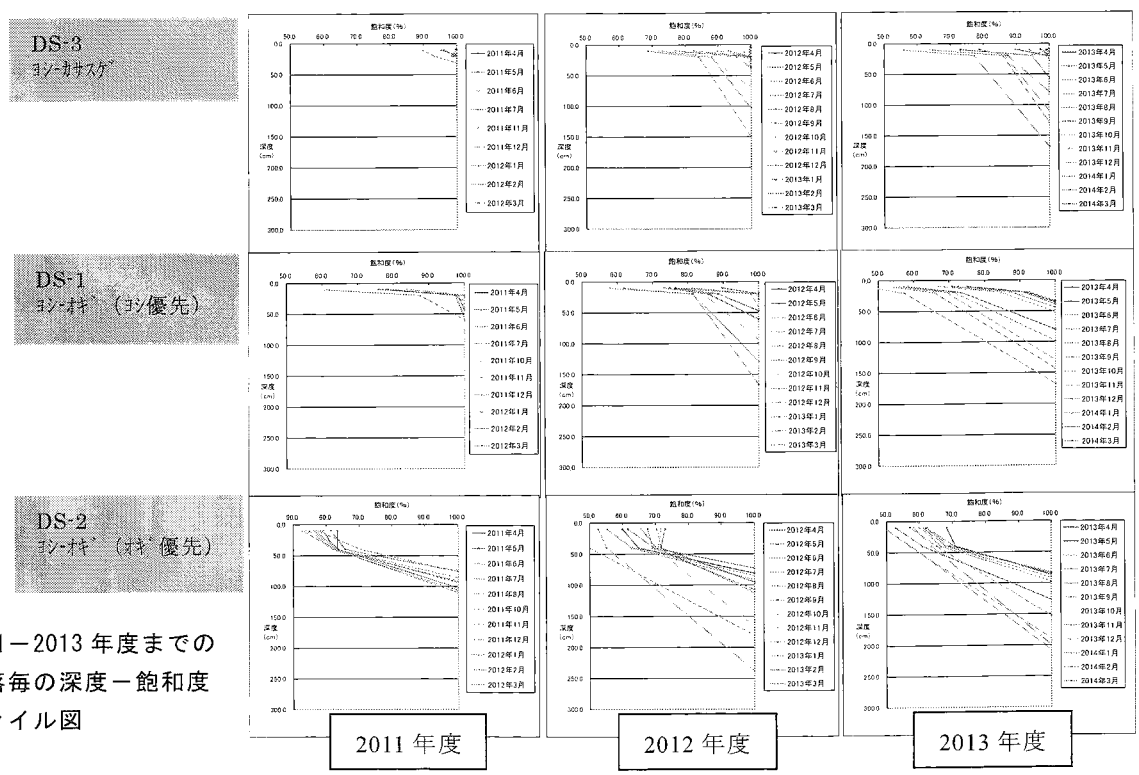


図４　2011－2013 年度までの植物群落毎の深度－飽和度プロファイル図

P24. 地域の社会基盤形成における地形情報の意義を視覚化した応用地質学的ガイドマップの作成

Model of the Engineering Geological Excursion Map ; Visualization of the important information from geomorphology to build up local infrastructure

○応用地形学研究部会*
Research Group for Engineering Geomorphology

1. はじめに

応用地形学研究部会は，地形情報が地域の社会基盤形成とその維持や地域の将来像を検討するために果たす役割を、地学・地理・歴史・産業技術の視点からとらえ、その成果を1枚の地図として視覚的に効果的に表現する手法について研究してきた。この目的をより実用的に体系化するために、定例活動のひとつとして，対象地域の地形情報に焦点をあて、応用地質学的観点から考察する巡検を行ってきた．本研究の最終成果物は、専門家ばかりでなく一般向けのガイドブックとして完成させることをめざしている。

本セッションでは、豊後街道周辺の地形、地質に焦点をあてながら、街道ルートの位置付と特徴を紹介するとともに、このルート周辺地域を応用地質的視点で俯瞰したガイドブックの試作版を紹介する。

2. 豊後街道ガイドマップ（事例紹介）

豊後街道は、九州を北東-南西方向にほぼ直線的に横断する延長約 124ｋｍの最短のルートである。街道は北側の九重連山からなる火山地域と南側の急峻な九州山地をさけ、主に阿蘇火山噴出物からなる地域を通っている（図-1)。阿蘇外輪山を2か所で越え、大分川の支流（七瀬川）を4か所で渡渉するという難所はあるものの、それぞれ地形・地質を考慮したリスク低減ルートになっている。例えば、熊本側の阿蘇外輪山越えは、峡谷部を避けて落石などの自然災害リスク区間を最小限にする峠越えのルート（二重ノ峠）を選択している。また、阿蘇谷ではカルデラ内の平坦部では湿地をさけ、集落と集落を結んでいる（図-2)。さらに七瀬川渡渉箇所は、平野部に流入する付近の流速が緩やかで水深が浅い河道が直線状の箇所が選ばれている（図-3)。参勤交代などで大勢の人々が安全に通過し、休憩や補給できるという必要な条件をほぼそろえている。

阿蘇の火砕流分布地域は、台地状の地形と崖が特徴的である。豊後街道の久住地区周辺にはこのような地形が河床に出現し、「原尻の滝」「沈堕の滝」といった「東洋のナイアガラ」とよばれる雄大な景観を示すところがあり、「おおいた豊後大野ジオパーク」のジオサイトにもなっている（図-4)。また火砕流台地は長い間乾燥した畑地として利用されてきたが、大野川上流の「白水の溜池」とそれにつながる灌漑水路の完成により、豊後大野市緒方地区の広い耕作地が涵養されている。これらは国の重要文化財に指定されている。

阿蘇の火砕流は大分県側の大分川、大野川、臼杵川の各流域に広く分布し、台地が形成されている。火砕流台地をつくる溶結凝灰岩は、地元では「灰石」とよばれ、加工しやすいことから石材として橋、墓石、石垣、石畳などに広く利用されてきた。また、これらの地域には平安時代から鎌倉時代にかけて溶結凝灰岩の崖に直接彫られた磨崖仏が点在している。もっとも代表的なものが臼杵石仏である（図-5)。

本地域の応用地質学的な情報を記載するにあたっては，まず地域全体の地形的特徴が俯瞰できるよう，表現法を工夫した地形表現図を中心に置き，個々の地点の情報も全体との位置関係の中に置いて把握できるようにした．また自然の理にかなった解説や地形表現を優先し，地域横断型の情報も取り入れるようにした．さらに，防災・安全情報ばかりでなく，地域の社会基盤と地形と地質の特性がどのように関連してきたかを重点的に紹介し，産業技術的観点からも意味のある情報を記載するようにした．

3. 応用地質学的ガイドマップのねらい

地域の将来をイメージするにあたって，その土地において現在に至るまで，地形と地質の特性に合わせて進められてきた土地利用方法の技術的意味とその社会経済的背景とが理解できるような情報を提供し，地域社会の発展と維持に貢献する潜在的な自然資産を明らかにすることが，本研究の狙いである．

ガイドマップは，本地域のほかに，四国山地，長野県の上田～軽井沢地域，秋田県の横手盆地などについて試作を進めている．最終的に一般向けのガイドブックとして利用されることを目標としている。

(*委員：足立勝治，稲垣秀輝，井上信，井口 隆，上野将司，小俣雅史、桑原啓三，小林浩、品川俊介，下河敏彦，須貝俊彦，高津茂樹，津沢正晴，中下惠勇，中曽根茂樹，永田秀尚，長谷川修一，八戸昭一，服部一成，檜垣大助，平野昌繁，向山 栄，目代邦康，八木浩司，柳田 誠，　顧問：鈴木隆介，江川良武)

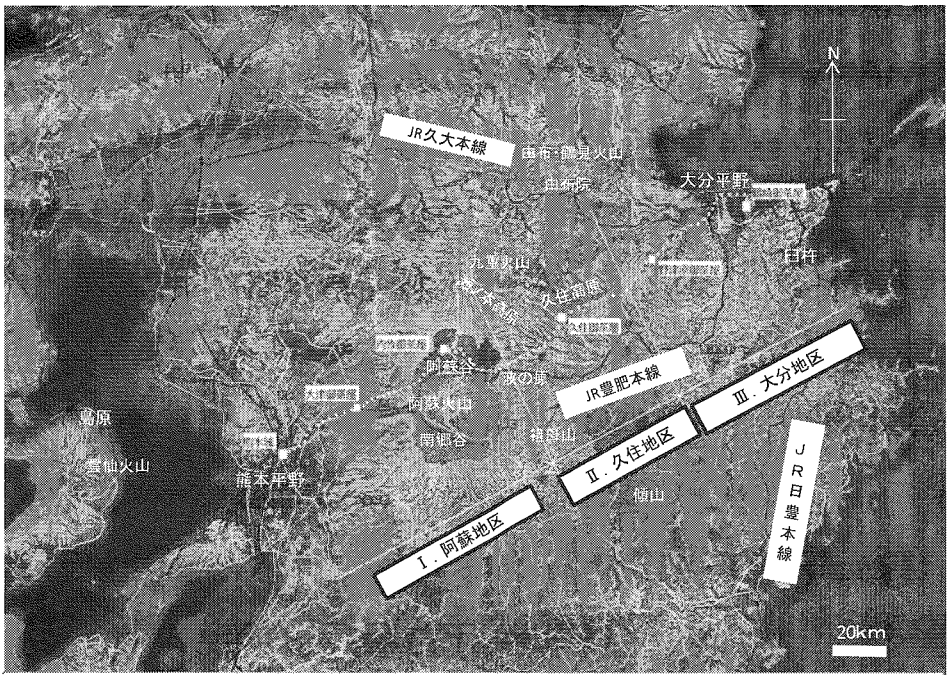


図-1：豊後街道ルート全容とルート縦断図

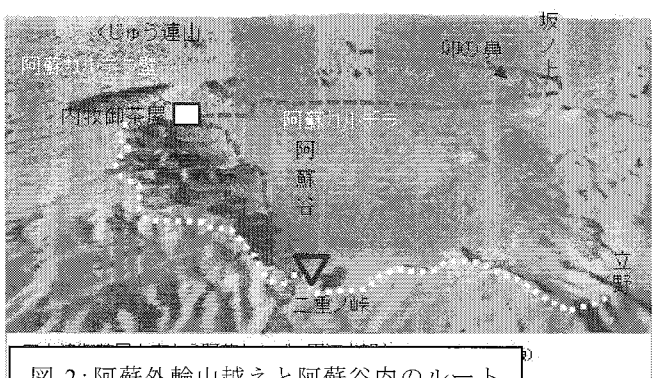


図-2：阿蘇外輪山越えと阿蘇谷内のルート

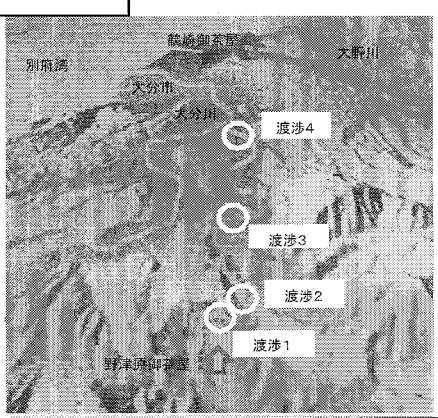


図-3：豊後街道七瀬川渡渉箇所の俯瞰図

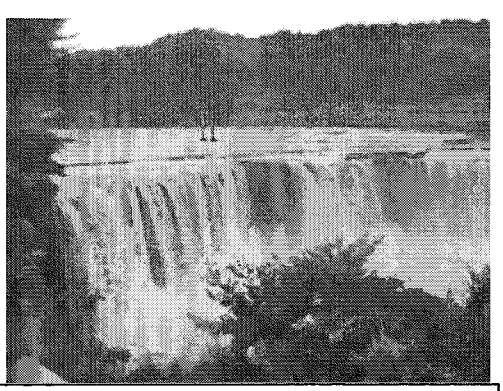


図-4：阿蘇火砕流台地の景観（原尻の滝）

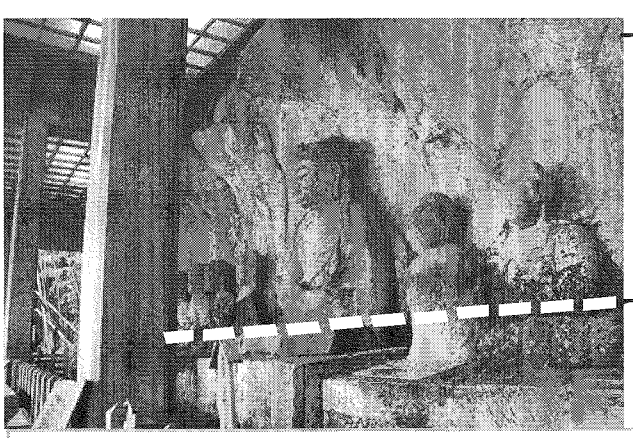


図-5：臼杵石仏にみられる溶結凝灰岩の溶結部境界と風化防止対策

P25. 音波探査による広島デルタ前面海域の内部構造の3次元可視化

Three-dimensional visualization of acoustic records on Hiroshima Bay

○高田　家康（大阪市立大学），原口強（大阪市立大学）

Ieyasu Takada, Tsuyoshi Haraguchi,

1. はじめに

太田川河口から広島湾に広がる広島デルタの内部構造把握を目的として，デルタ沖合の音波探査を実施した．その結果，広島デルタから連続する前面海域の沖積層の内部構造を明瞭に捉える音響反射断面を得ることができた．

本発表では，これらの反射断面で認められる複数の反射面をそれぞれ対比することで，デルタ前面海域の内部構造のパネルダイヤグラムを作成し，3次元可視化を試みた．

2. 探査方法

調査は音波探査機 Strata-Box(10KHz)を探査船に艤装し，船速約5ノットで実施した．探査測線を図-1に示す．

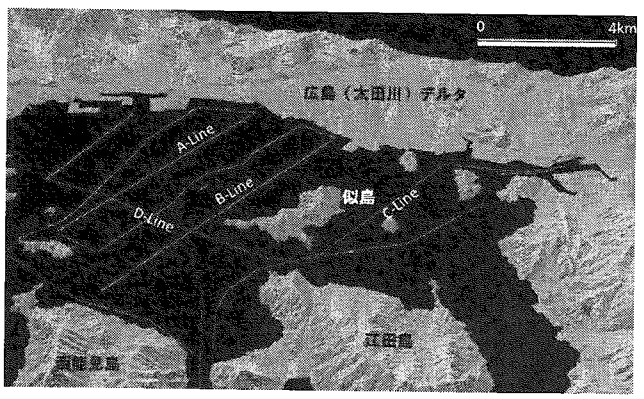


図-1　広島湾と探査測線

探査結果は距離断面に補正後，Fledermaus によって三次元可視化した（図-2）．

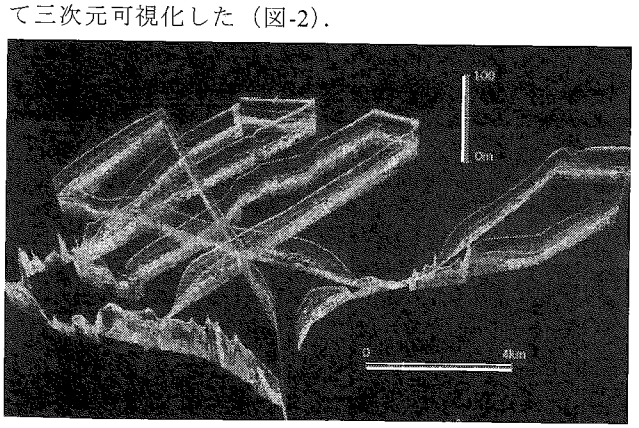


図-2　探査断面の三次元表示

3. 探査結果

探査結果で得られた特徴的な反射断面を**図-3～図-5**に示す．なお沖積層中に見られる明瞭な反射面は，海上保安庁水路部による沿岸海域活断層調査の中で表層音波探査及び海底堆積物調査（コアリング方式）で確認されている，喜界アカホヤ火山灰（K-Ah：7300年前）とした．

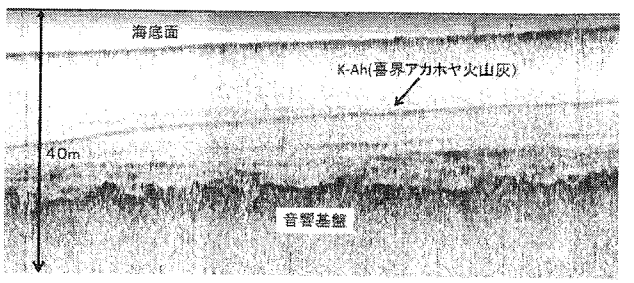


図-3　広島湾の代表的な反射断面

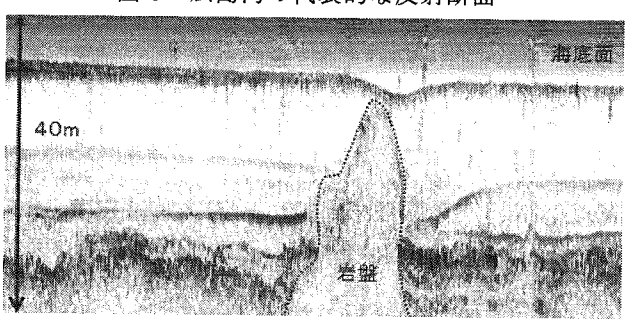


図-4　暗礁を被覆する沖積層の反射断面

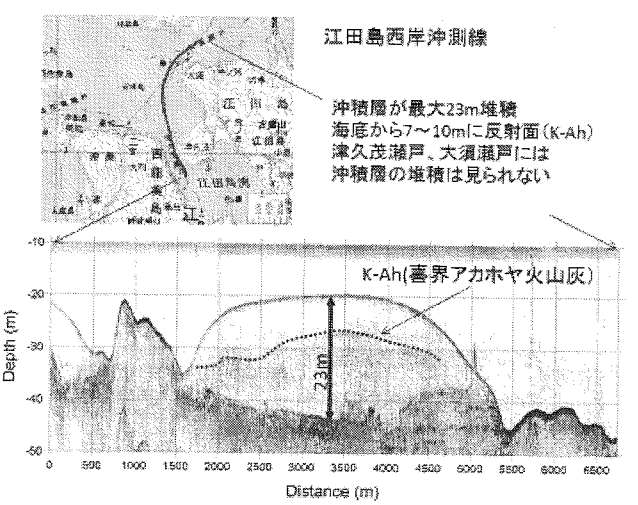


図-5　江田島西岸沖の沖積層の特徴的な堆積構造

図-6に広島湾の代表測線を，**図-7～図-8**にその反射断面と解釈断面を示す．

4. 今後の予定

既存資料を参考に反射面の認定と年代を決定し，最終氷期以降の広島湾の堆積土砂量の算定を行う予定である．

文献

1) 海上保安庁水路部(1997)平成8年度沿岸海域活断層調査「広島湾」資料整理報告書．海上保安庁水路部

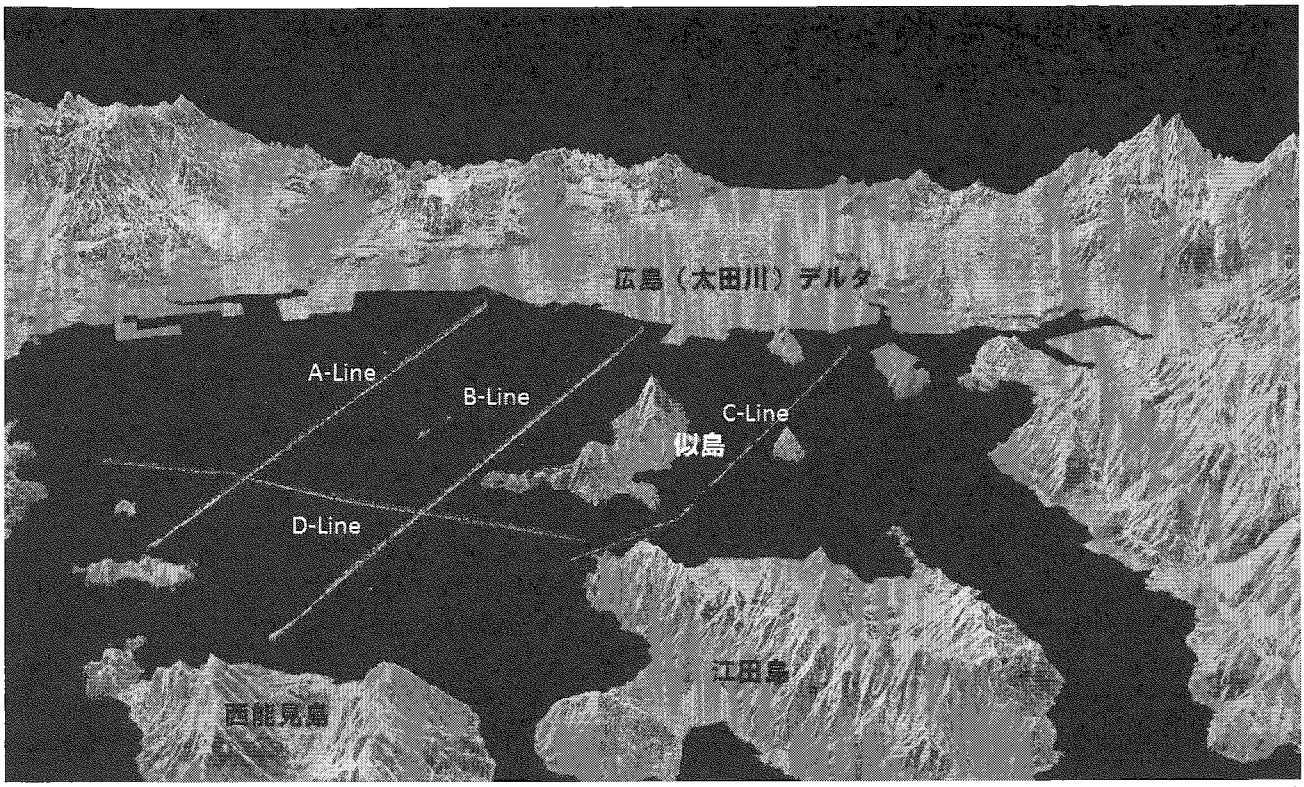


図-6　広島湾代表測線

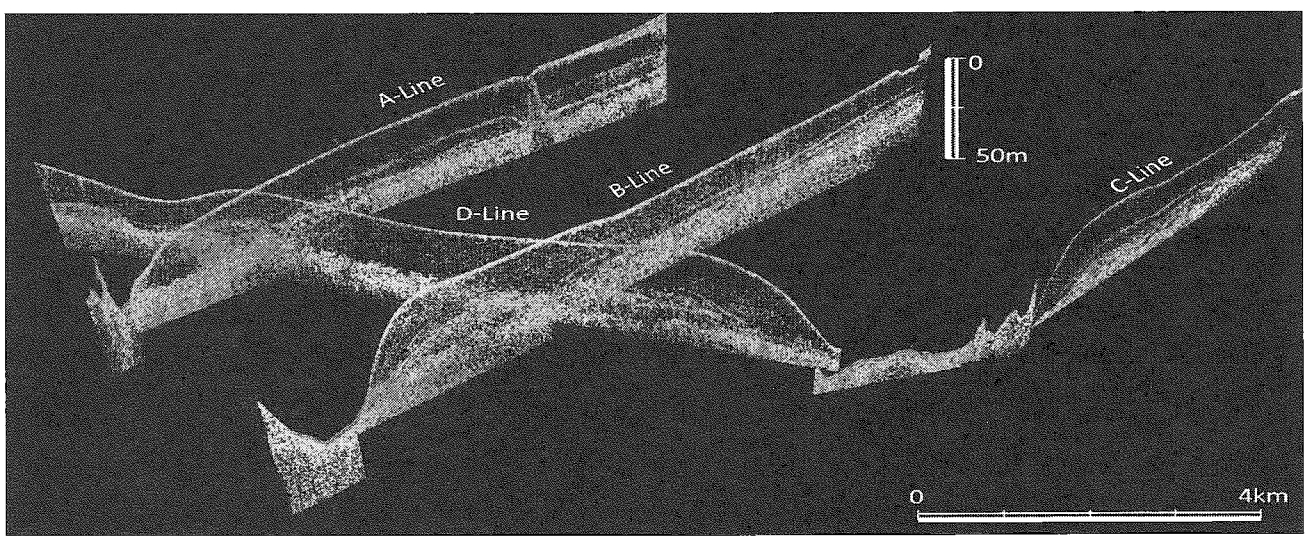


図-7　広島湾代表反射断面

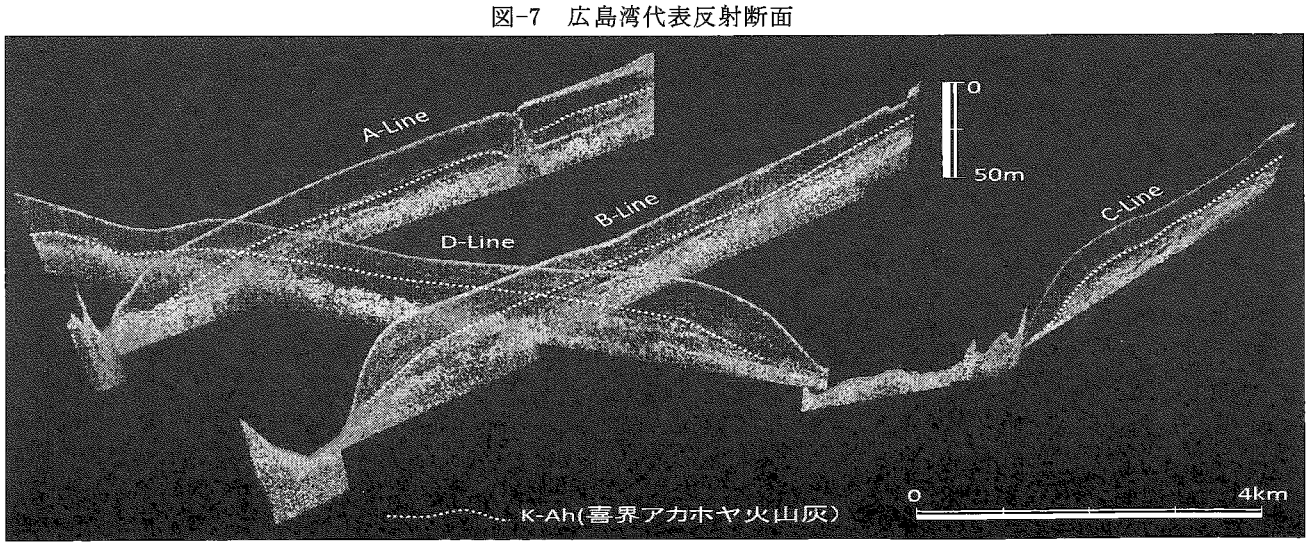


図-8　広島湾代表反射断面(K-Ah の反射面を加筆)

P26. 琵琶湖西岸断層系湖底断層沿いのバルジ状地形の3次元構造

Three-dimensional structure of the bulge-formed topography along the Lake bottom fault on the west coast of Lake Biwa Fault System

○袋井孝洋・原口強（大阪市立大学），渡邉康司（㈱AGS），竹村恵二・平倉瑤子・釜井俊孝（京都大学）
Takahiro Fukuroi , Tsuyoshi Haraguchi, Yasushi Watanabe, Keiji Takemura, Yoko Hirakura, Toshitaka Kamai

1. 研究の背景と目的

琵琶湖西岸断層系西岸湖底断層では，近江舞子沖のマルチビーム音響測深結果から明瞭なバルジ状の地形が確認された（和田ほか 2013）．本研究は，バルジ状地形の三次元形態とその内部構造との関係から湖底断層の運動センスを明らかにすることを目的とする．

2. 調査内容

調査はマルチビーム音響測深と，音波探査 Strata Box（周波数 10kHz）を実施した．音波探査は近江舞子雄松ヶ崎の北部と南部において，湖底断層に直交する方向に約 100m の測線間隔で北部 30 測線と，南部 26 測線の合計 56 測線，さらにこれらと直交する 6 測線を実施した（図－1）．

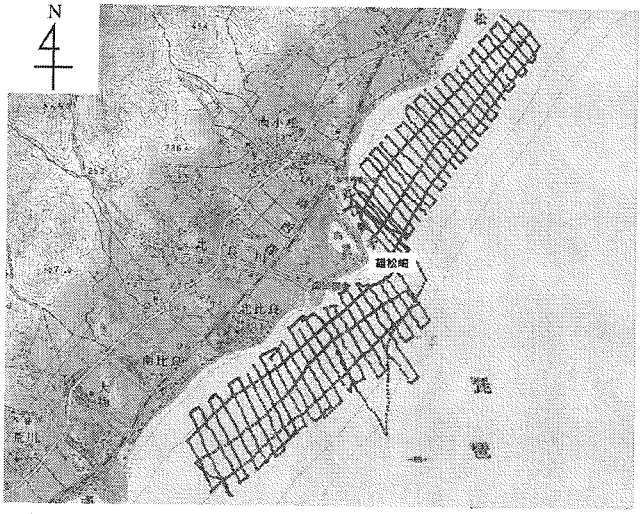


図-1　近江舞子沖の音波探査探査測線

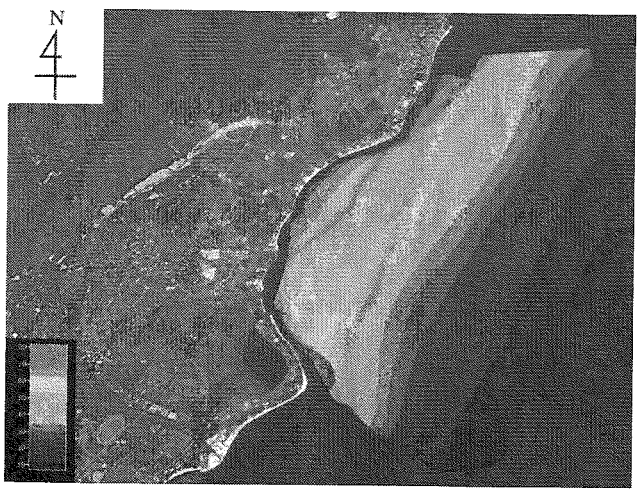


図-2　音響測深で可視化したバルジ状地形

3. 調査結果

3.1 湖底のバルジ状地形

音響測深の結果，雄松崎付近から北東方向にバルジ状地形（図-2，図-3）が確認できる．バルジの尾根筋は屈曲し側面の急崖地形は円弧状（図-4,A,B,C）となる．この僅かな屈曲地形は，尾根部の右回転（図-4）によって生じたものと考えられる．

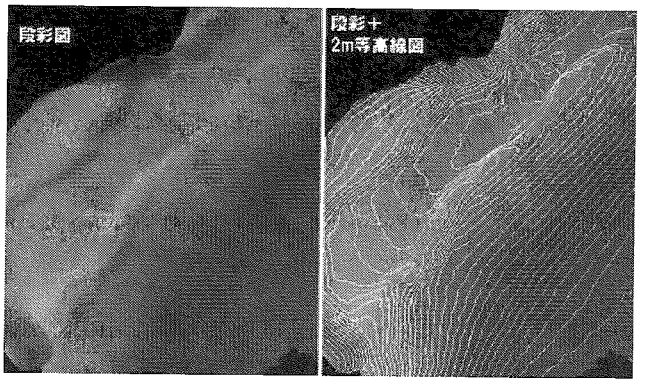


図-3　バルジ状地形の段彩図と 2m 等高線図

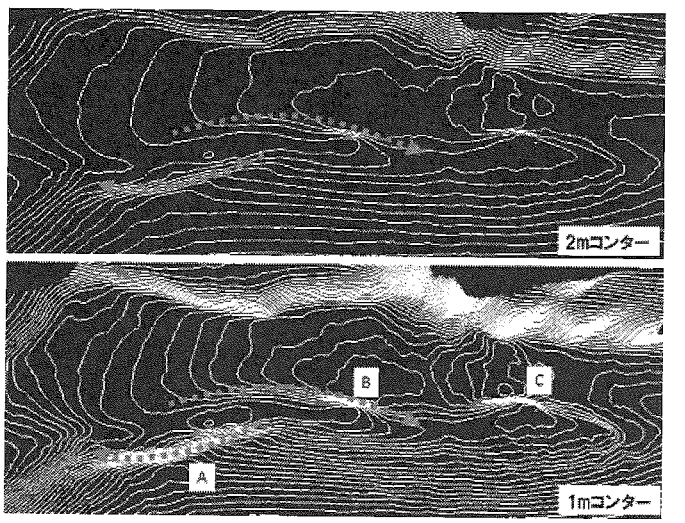


図-4　バルジ状地形の 2m と 1m 等高線図

3.2 バルジの内部構造

北部と南部の全反射断面の三次元表示を図-5 に示す．このうちバルジを横断する断面をみると，内部に撓曲変形が見られ，これをマルチビームによる 3 次元地形に反射断面を重ねると，バルジの形状に調和的な地層変形が確認できる（図-6）．こうした変形構造は低角逆断層に伴う先端部の撓曲変形（図-7）で，琵琶湖西岸断層の東側への分岐断層が示唆される．

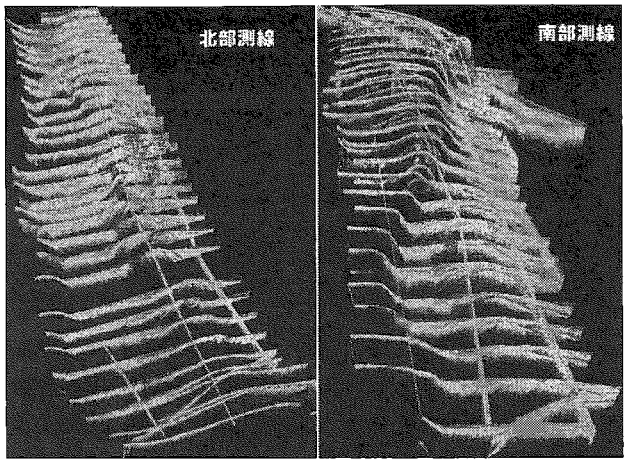


図-5　全反射断面の三次元表示

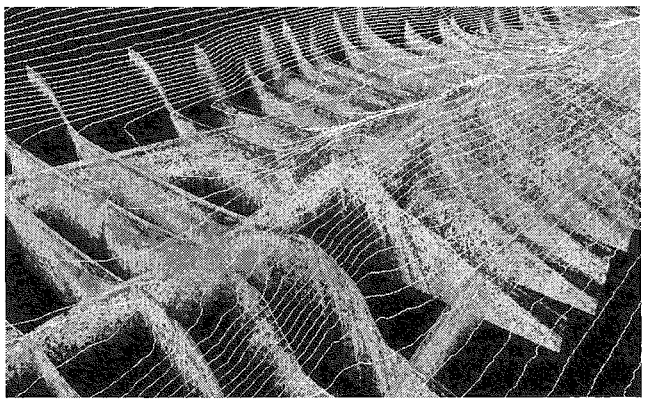


図-6　バルジ状地形（等高線表示）と反射断面

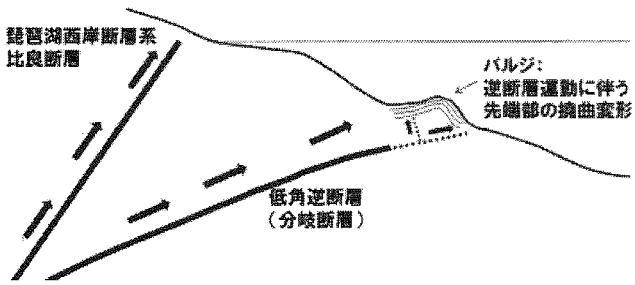


図-7　バルジ状地形と低角逆断層（分岐断層）

さらに湖底に見られるバルジの屈曲地形部（図-4）の反射断面（図-8,9）でも，右回転が示唆される．

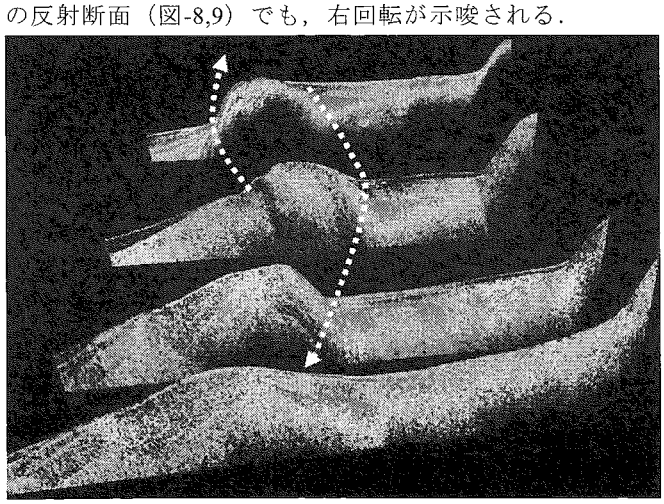


図-8　反射断面の三次元表示と尾根部の右回転

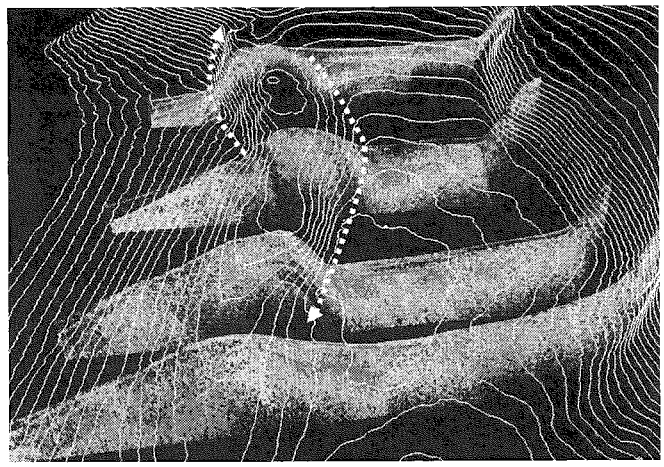


図-9　三次元地形と反射断面の重合と尾根部の右回転

4. 琵琶湖湖底断層の運動形式

バルジ状地形の三次元形態とその内部構造との関係から，湖底断層の運動センスは僅かな右横ずれを伴う低角逆断層であると推定される．

一方，雄松崎南部にも同様のバルジ状地形がある．バルジ状地形のトレースは雄松崎で左ステップし北部のバルジへと連続する（図-10）．

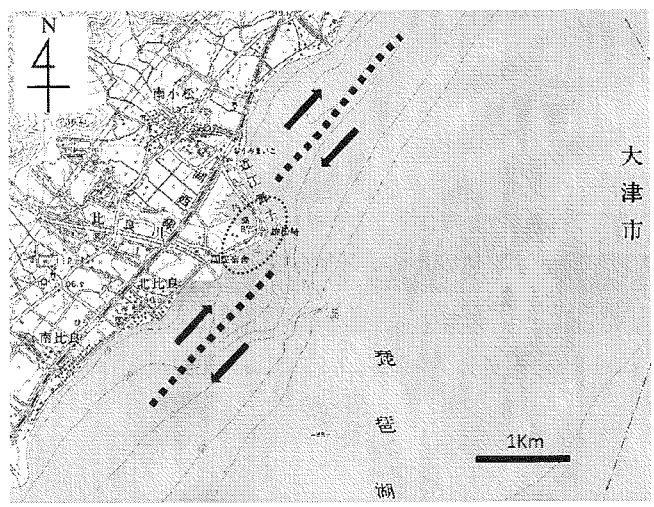


図-10　左ステップバルジ状地形と断層の運動センス

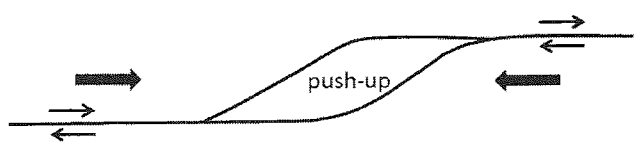


図-11　左ステップする右横ずれ断層による地形形態

以上のことから湖底断層の右横ずれセンスを考慮すれば，雄松崎は push-up によって形成された（図-11）とみることもできる．

文献

1）和田庸助，原口 強，竹村恵二・釜井俊孝，琵琶湖西岸断層帯における湖底断層の分布・位置・形状平成 25 年度日本応用地質学会研究発表会．

P27. 福井県水月湖の湖底地形の3次元可視化

Three-dimensional visualization of a-lake floor on the lake Suigetsu, Fukui prefecture, Japan.

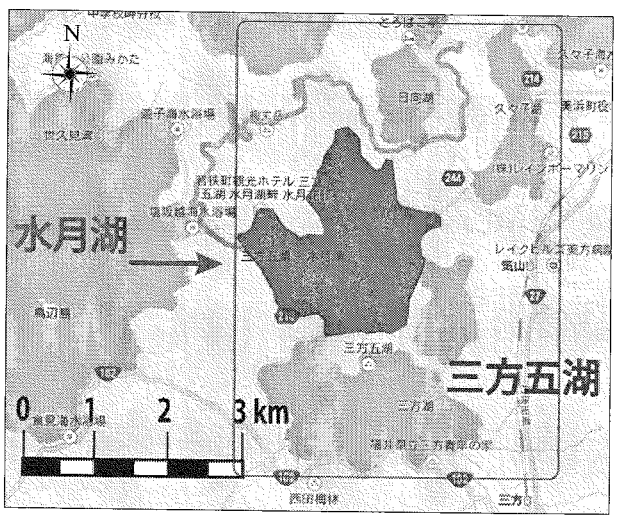
原口強（大阪市立大学），○渡邊康司（アーク・ジオ・サポート），
大峰慎太郎（アーク・ジオ・サポート）
Tsuyoshi Haraguchi, Yasushi Watanabe, Shintaro Omine

1. はじめに

福井県水月湖は，三方郡三浜町と三方上中郡若狭町に跨って位置する三方五湖のひとつで、2012年「水月湖の年縞：過去7万年の標準時計(研究代表者：中川毅)」の発表を機に、国内外から注目を集めている．

水月湖は一部が菅湖・三方湖とつながっているが、集水域は極めて狭く直接流入する河川はない．湖底には珪藻遺骸や風生塵などの微細粒子からなる年縞堆積物が連続して堆積するが、希に年縞とは異なる粘土薄層や細粒砂層が挟在する．その供給源は菅湖や三方湖からの洪水土砂や湖岸斜面の崩壊土砂が考えられる．

このような背景から、本調査は湖底地形の三次元可視化により崩壊地形や土砂の流入経路を明らかにすることを目的とした．



図－1　水月湖（Google Map に加筆）

2. 計測方法

計測はマルチビーム音響測深機 Sonic2024 を使用した．Sonic2024 は，米国 R2Sonic 社製のクロスファンビーム方式のスワス音響測深機で，精度の高い計測データを効率的に取得できる．また、測深データに加え、Snippets 機能によるサイドスキャンデータも取得できる．

マルチビーム音響測深により得られた詳細 DEM から湖全体の詳細な3次元湖底地形モデルを作成し、サイドスキャン画像をオルソ化してモデルのレンダリング処理を行った．

3. 計測結果

マルチビーム音響測深で取得した面的な海底地形データをもとに数値地形モデル（DTM）を作成し，これを用いて鳥瞰図を作成した（図－2）．これを三方湖，菅湖流入部分については拡大して示した（図－3, 4）．また拡大地点についてはサイドスキャン画像（図－5, 6, 7）を作成した．

4. 結論

本調査は、湖底地形の詳細な三次元可視化により崩壊地形や土砂の流入経路を明らかにすることを目的とした．特に 2013 年 9 月の台風 18 号により美浜町も大きな被害を受けており、このときの洪水の流入痕跡を確認することを目的とした．

その結果，湖底には土砂の流入顕 著や崩落地形は見られず，その影響は軽微であったと判断される．岩礁状の過去の崩壊地形はみられたが，周辺部に崩落と連続する地形変化が見られないことか ら古い年代のものと考えられる．三方湖および菅湖との接続部分が極端に浅くなっており，土砂の直接的な流入を防ぐ効果があるものと考えられる．

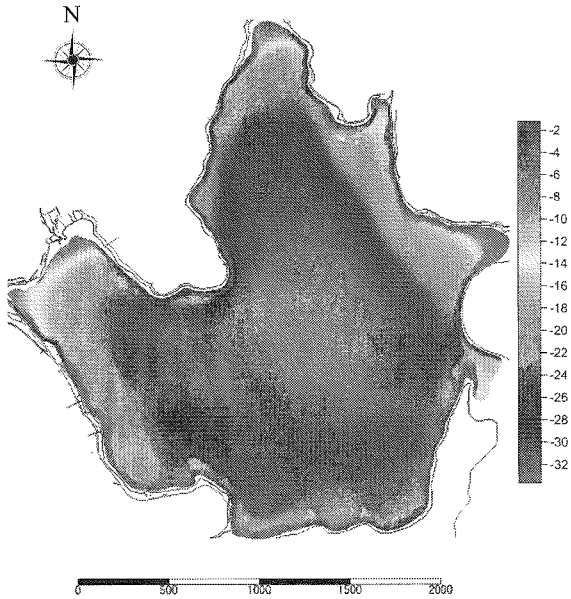
今後，今回の結果をベースとし，洪水後・地震後の湖底地形と比較することで，その変化の定量化が可能となる．

謝辞

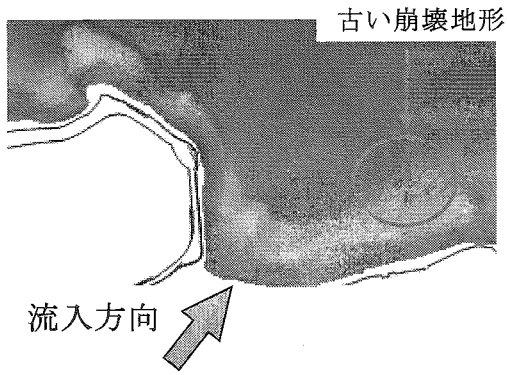
本研究は、福井県において実施された水月湖深浅測量に関連して取得した三次元データを用いて検討したものであり、ここに謝意を表する．

文献

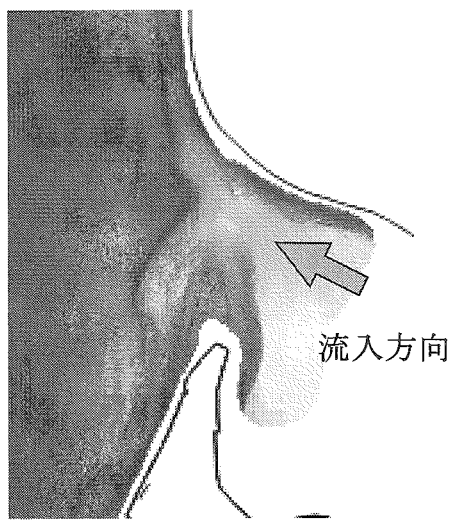
1) 齋藤めぐみ，山田和芳，リチャード スタッフ，中川 毅，米延仁志，原口 強,竹村恵二,クリストファー ラムジー：水月湖ボーリングコアを用いた天正地震(AD1586)前後の湖底堆積物の分析，地学雑誌，122(3), 493-501, 2013.
2) 福井県：奇跡の湖 水月湖 年縞 湖底に秘められていた歴史の謎を解く鍵
3) 福井気象台：平成 25 年台風 18 号に関する福井県気象速報



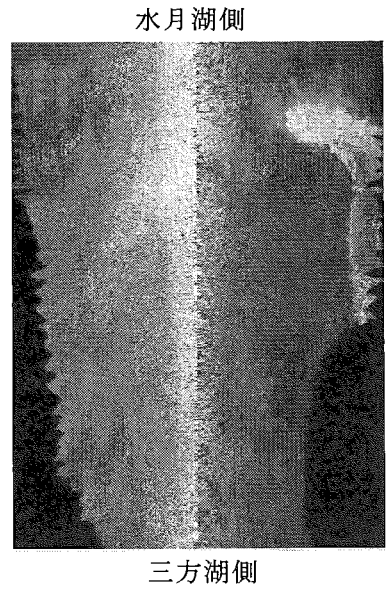
図－2　水月湖の鳥瞰図（2014 年）



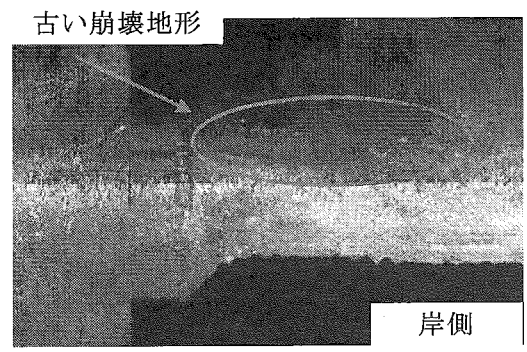
図－3　三方湖流入部拡大鳥瞰図



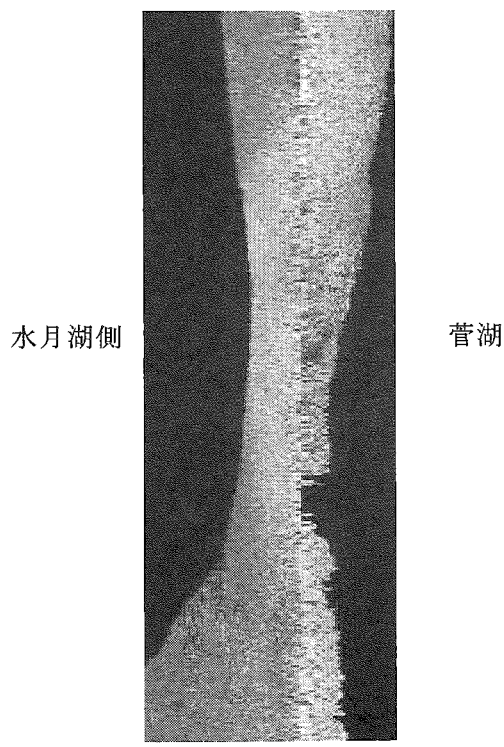
図－4　菅湖流入部拡大鳥瞰図



図－5　三方湖流入部サイドスキャン画像①



図－5　三方湖流入部サイドスキャン画像②



図－7　菅湖流入部サイドスキャン画像

P28 一ノ目潟年縞堆積物中のタービダイトと湖岸斜面崩壊規模

Estimation of the volume of slope failures from lakeshore by using sub-bottom profiler, and turbidite in varve lacustrine sediments, Ichi-no-Megata, Oga Peninsula, NE Japan

○山崎彬輝・原口 強（大阪市立大学）
Akiteru YAMASAKI, Tsuyoshi HARAGUCHI

1. はじめに

湖底の堆積物は，一般的に海洋堆積物と比べて①堆積速度が速い，②時間分解能が良い，③陸域の環境変遷を捉えることができる，などのことから近年，湖底堆積物を用いた古環境復元と環境変遷過程を明らかにする研究が広く行われるようになってきた．また帯水域が小さく，しかも閉鎖的であることから，環境の変化にも敏感に反応し，精度の高い分析結果が期待できるといった利点がある[1)]

本調査地である秋田県一ノ目潟の湖底の堆積物中には年縞が見られ，一ノ目潟形成以降の古環境の推定が可能である．過去 3 万年に及ぶ年縞堆積物のなかには多数のタービダイトが狭在しており，その供給源は湖岸斜面の崩壊によるものとみられ，地震動や降雨が崩壊を誘引している．つまり，過去の災害を記録している可能性があり，災害履歴を検討することは防災の観点からも重要である．

一ノ目潟で採取されたボーリング・コアには表層 2m以内にタービダイト層が数層観察されている． 2013 年 7 月に実施した音波探査でも反射面として抽出された．

このような背景から，本研究では，年縞堆積物中に見られるタービダイト層の厚さから斜面崩壊の規模を推定することを目的とする．この際、音波探査データから湖全体に堆積した崩壊土砂量を見積り、土量変化率を加味して崩壊規模の推定を試みた。

2. 調査地の地形・地質概要

一ノ目潟は，二ノ目潟・三ノ目潟とならんで秋田県男鹿半島の北西部，戸賀湾付近に位置する目潟マール群の一つであり，日本では数少ない単成爆裂火口湖（マール）である．（図 1）一ノ目潟は面積 0.26 k ㎡，最大深度は 44.6m の淡水湖で 3 つの中で最も規模が大きい．湖底はマール特有

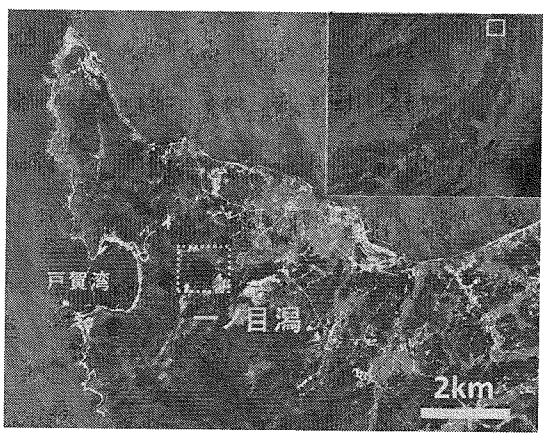


図 1 男鹿半島北西部

の平坦な鍋底状を呈しながらも，湖岸壁は急峻で，湖の集水域は非常に小さく，定常的な流入河川はみられない[2)]．湖水の一部は灌漑用水や上水道として利用されている．

一ノ目潟の湖岸では，安山岩および流紋岩などの角礫が多くみられる．一ノ目潟の火山噴出物は，非常に粗粒で淘汰の悪い砂礫質の堆積物と，比較的粗粒で葉理や偽層の発達した堆積物より構成されており[3)]，火山噴出物中には，一ノ目潟の基盤を構成する各種の岩片が含まれているほか，カンラン石団塊，普通輝石団塊および角閃岩片などが存在し，その多くは火災サージ堆積物である．[4)]

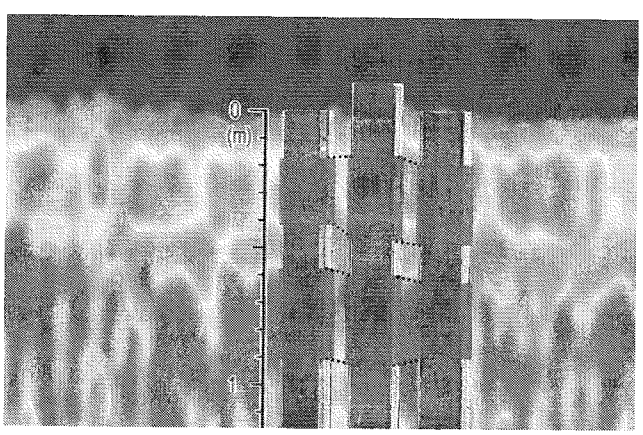


図 2 コアとの対比による反射面の同定

3. 調査概要

音波探査は 2013 年 7 月 1 日に周波数 10ｋHz の Strata Box（Ocean Data Equipment 社製，可探深度 40m，分解能 6cm）を使用して行った．測線はボーリング・コア採取地点を中心に放射状に 17 本と湖岸付近を周回する測線の併せて 18 測線を得た． また，測線位置と航跡は 1 秒ごとに音波探査機器の直上に取り付けた DGPS を用いて測位した．加えて，マルチビーム音響測深により水深 1mDEM を作成した．

4. 湖底反射面の推定

音波探査断面図（図 2）に示すとおり，湖底面直下に反射強度の強い堆積物 2 層確認された．これらはボーリング・コアとの対比から 1983 年日本海中部地震（以後，A 層），1939 年男鹿地震（以後，B 層）によって発生したタービダイトと同定した．

DGPS による位置情報および音波探査による反射面の深度情報から Terramod-BS [5]により 5mメッシュの DEM を作成し，湖底および湖底内部の反射面を画像化した（図 3）．

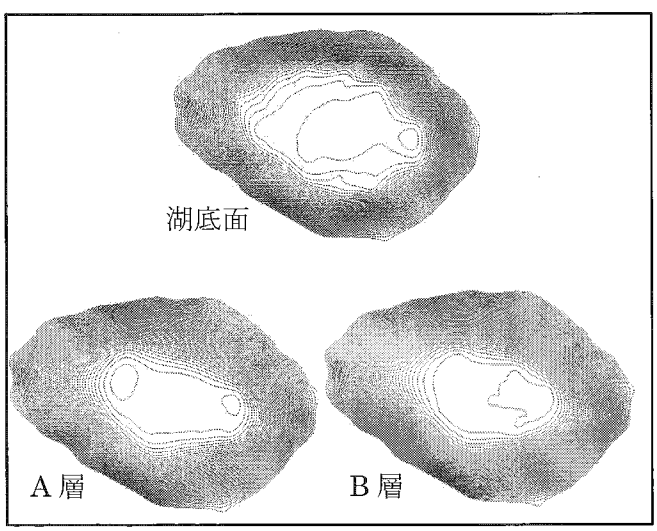


図 3 音波探査から推定した湖底地形（1m 等高線）

5. まとめ

湖底地形は南東が最深で，A 層，B 層も同様（図 3）である．タービダイトは、湖底面と反射面の差分図（図 4）から，その層厚は湖底の南東と北西で特に厚く堆積していることが分かった．音波探査断面から平坦な湖底の辺縁部では堆積物はアバット不整合しており，差分図・コア写真・湖盆の面積から A 層に相当するタービダイトの堆積土量は

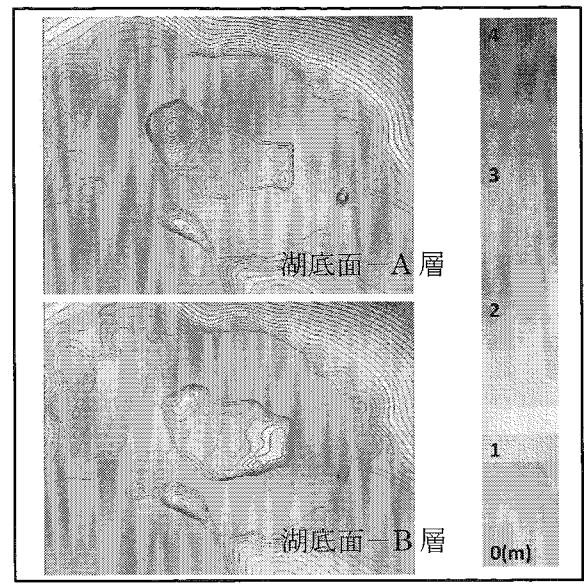


図 4 湖底面と反射面との差分図

約 33000m^3 と推定される．土量変化率を 1.30 と仮定すると約 25000m^3 に相当する規模の斜面崩壊が湖岸の北西で発生した可能性が示唆される．

6. 今後の課題

ボーリング・コアでは，さらに深部にもタービダイトが幾層も確認されているが，音波探査からはその反射面が確認できなかった．今後は減衰の少ない，より低周波数での探査を用いて，より深部のタービダイトの層厚分布と崩壊規模の検討が期待される．

7. 引用文献

1) 福沢仁之(1995)：天然の「時計」・「環境変動検出計」としての湖沼の年縞堆積物，第四紀研究，34(3)，p.135-149

2) 奥田節夫，倉田亮，長岡正利，沢村和彦(1991)：空から見る日本の湖沼，丸善株式会社，p.75.

3) 北村繁(1990)：男鹿半島目潟の形成年代，東北地理，vol.42，pp.161.

4) 大口健志，鹿野和彦，小林紀彦，佐藤雄大，小笠原憲四郎(2008)：男鹿半島の火山岩相 始新世～前期中新世火山岩と戸賀火山，地質学雑誌，114，p.17-32

5) 坂本正徳，野々垣進，升本眞二(2012)：Terramod-BS：BS-Horizon を組み込んだ地層境界面推定・表示 Visual Basic プログラム，情報地質，23(4)，p.169-178

P29. フィリピン・イリガ火山の山体崩壊プロセス

The Sector Collapse Process of Iriga Volcano, Philippines

○寺堀吉博・原口強（大阪市立大学），奥野充（福岡大学），藤木利之（岡山理科大学），山田和芳（静岡県）
Yoshihiro Terabori, Tsuyoshi Haraguchi, Mitsuru Okuno, Toshiyuki Fujiki, Kazuyoshi Yamada

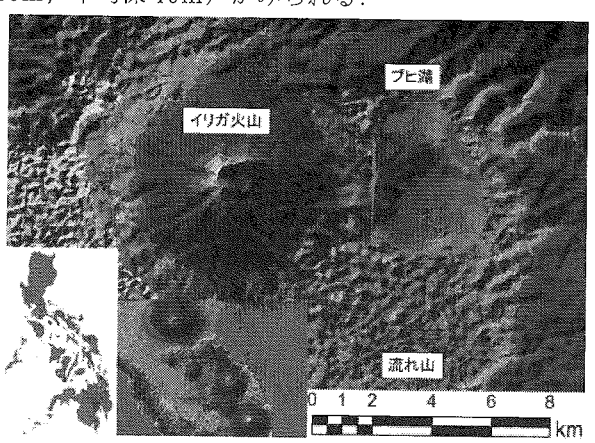
1. 研究の背景と目的

1980年セント・ヘレンズ山や1888年磐梯山噴火などでは，火山体の一部が安定を失い大規模に山体崩壊し，大きな被害を出している．このような山体崩壊発生は低頻度であり，その実態はあまり分かっていない．

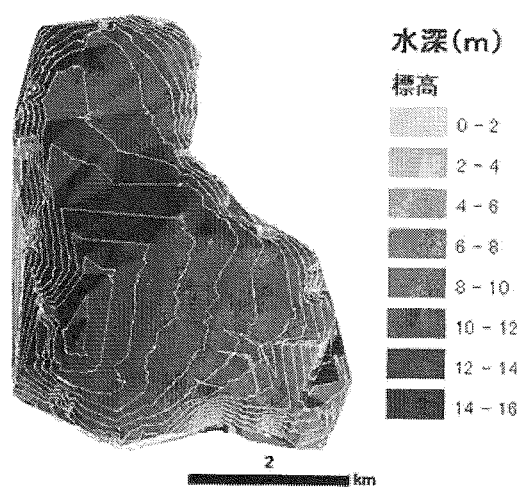
以上の背景から，本研究では同様の山体崩壊地形と堰止湖がみられるフィリピン・イリガ火山を対象に山体崩壊の規模や崩壊プロセスの解明を目的とした．この際，ALOS 5mDEM，ブヒ湖で実施した音波探査データなどの詳細な地形情報を用いて地形解析を試みた．

2. 調査地域と地形

イリガ火山（標高1145m，底径10km）では，山体崩壊により南東に開く馬蹄形カルデラ（幅2ｋｍ，長さ4km，最大深約450ｍ）と流れ山を持つ岩屑なだれ堆積面（図－1）と堰止湖のブヒ湖（図－2）（最大水深16m，平均深10m）がみられる．



図－1　調査地域の地形



図－2　ブヒ湖の湖底地形

3. 崩壊地形の特徴－国内の事例との比較から－

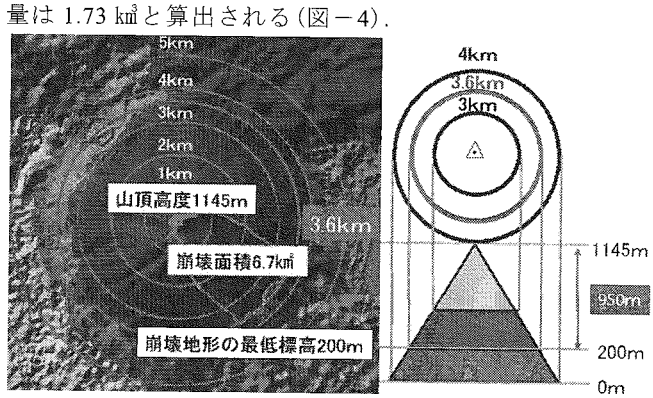
イリガ火山では，地形から2回以上岩屑なだれを発生させた履歴が読み取れる．磐梯山，鳥海山では，最低3回以上にわたり岩屑なだれを発生させた履歴がある[1]．崩壊の発生位置はいずれも山頂ないし山頂直下のものが多く，山体崩壊は火山体の山頂付近に発生する傾向が大きいといえる．

崩壊地形の形状は全体になだらかな馬蹄形のものと，三方がほぼ直線的な崖からなる箱形のものに分けられる．磐梯山では箱形が特徴的であるのに対し，鳥海山では馬蹄形が多い[1]．イリガ火山の崩壊の形状は馬蹄形である．

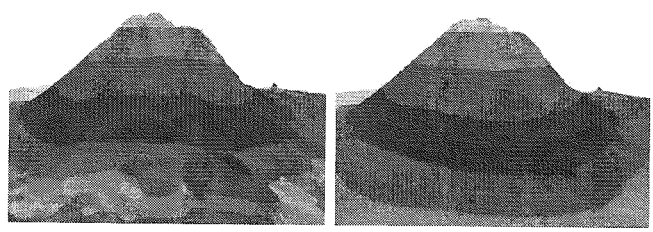
4. 崩壊土量の推定

イリガ火山の山体崩壊前の体積を幾何学的に算定する．標高200m以上の山体を円錐（図－3）に見立てると，底面積は40.7 ㎢，体積は12.9 ㎥となる．崩壊面積は6.7 ㎢で，標高200m以上の領域（40.7 ㎢）における面積比は約16.5%となる．標高200m以上の山体部分の体積の16.5%が山体崩壊で消失したとすれば，その量は2.1 ㎥となる（図－3）．この値は，山体崩壊から現在までの崩壊地形の拡大を考慮していない上限値である．

一方現在の地形モデルから復元モデルを作成し，崩壊量を推定すると，両モデル差から推測される崩壊土量は1.73 ㎥と算出される（図－4）．



図－3　崩壊土量の上限推定



図－4　現在の地形モデルと復元モデル

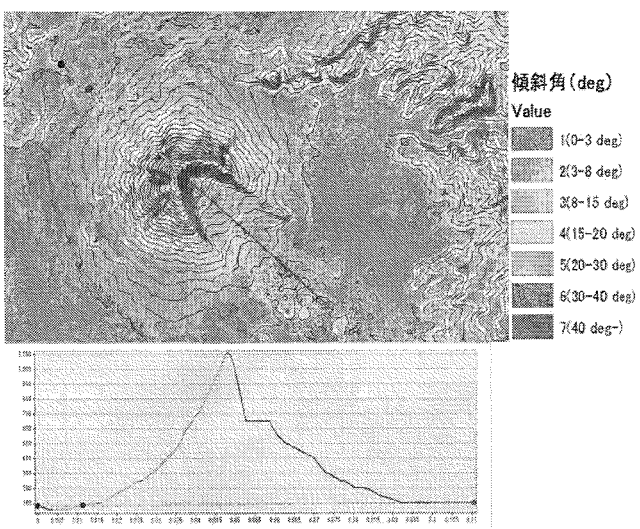
表－1 は国内の事例との比較である．崩壊土量は現在の山体の体積のほぼ 5%～16%に達し，規模の大きい山体崩壊が山体の開析過程に占める比重は大きい．

火山	岩屑なだれ	崩壊量 (V' : km^3)	山体体積 (V: km^3)	山体崩壊の比重 (V'/V)
イリガ火山	1648年の岩屑なだれ(上限値)	2.1	19.2	0.11
	1648年の岩屑なだれ(モデル値)	1.73	19.2	0.09
磐梯山[1)]	翁島岩屑なだれ(8万年前)	4	25以上	0.16
	古期琵琶沢岩屑なだれ(806年)	0.5	25以上	0.02
	裏磐梯岩屑なだれ(1888年)	1.213	25以上	0.05
鳥海山[1)]	小滝岩屑なだれ	0.1	67.2	0.001
	象潟岩屑なだれ(2400～3000年前)	2.85	67.2	0.04
	西鳥海岩屑なだれ	1.4	67.2	0.02
岩手山[1)]	五百森岩屑なだれ	2～3	52.1	0.05

表－1　崩壊土量の比較

5. 山体崩壊プロセス

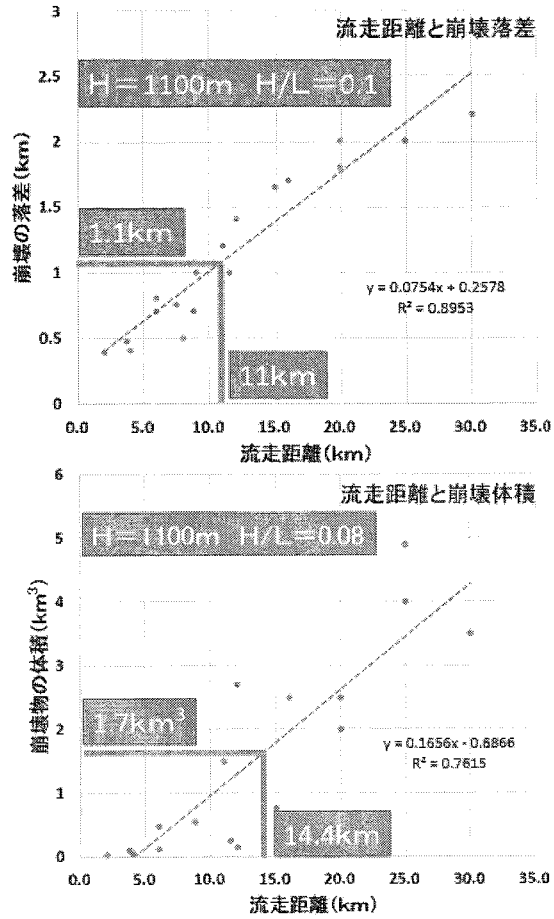
イリガ火山は，山体の上部ほど急勾配となる斜面形を持つ（図－5）．多くの火山と同じように様々な噴出物が積み重なって不安定な地質構造をしていることが予想されるため，山体上部の急峻な地形と山体構造の不安定さが，山体崩壊発生の素因と考えられる．



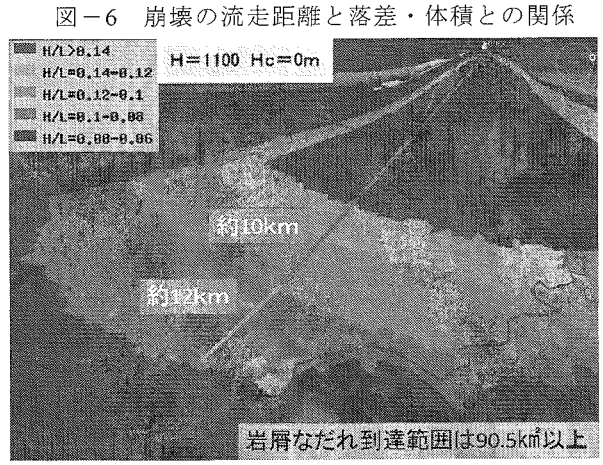
図－5　イリガ火山の斜面形状

山体崩壊時には，岩屑なだれが発生し，その結果，山体そのものは大きく崩壊し，岩屑なだれが堆積した場所には，崩落した山体の中で粉砕しきれなかった部分が複数の流れ山を作る．崩壊した山体部には馬蹄形の崩壊地形が残る．

岩屑なだれの流動性を，国内の約 25 事例[2)]と比較した．その結果，流動性を示す H/L（等価摩擦係数）は 0.08～0.1 程度，流走距離は 11～14km 程度と推測される（図－6）．この H/L を指標として岩屑なだれの到達範囲をエナジーコーンモデルと地形判読結果により予測すると，到達範囲は 90.5 km^{2}以上と広範囲に及ぶことが推測される（図－7）．



図－6　崩壊の流走距離と落差・体積との関係



図－7　イリガ火山の岩屑なだれ到達範囲

6. まとめ

イリガ火山を対象に山体崩壊の規模や崩壊プロセスを検討した．崩壊は山頂付近で発生し斜面勾配が急なため，崩壊した山塊の位置エネルギーや流動性が大きく，大きな速度となった．この結果広い範囲に岩屑なだれが到達したと考えられる．

文献

1) 井口隆（1988）：日本における火山体の山体崩壊と岩屑流—磐梯山・鳥海山・岩手山—，国立防災科学技術センター研究報告書，第 41 号， pp. 264-265.

2) 宇井忠英・藤原裕子(1993)：岩屑流のデータベース，火山災害の規模と特性成果報告書付録火山噴出物データベース．

P30. 年間数 mm の緩慢な斜面変位の計測と応用地質学的考察（その 2）

Measurement of The Slow Slope Movement About Several mm/year

○久野春彦，小早川博亮（電力中央研究所）
Haruhiko Kuno, Hiroaki Kobayakawa

1. はじめに

我が国のような変動帯では，地すべりとして滑動した履歴を持たず，地すべり地形として抽出されないような場所であっても，構造物建設後に構造物自体に変状が発生することがある．例えば線構造物である送電線のように，地すべり地として抽出されているような場所に鉄塔を建てることは回避できたとしても，その周辺の地すべりの履歴はないものの岩盤崩壊が発生する危険性が高いと推定されるような急傾斜面に建設することを避けられない場合がある．そのような場所に鉄塔の建設を計画したり，既設鉄塔の保守･管理を実施したりする場合に，地すべりの明確な履歴を有していないような場所の地盤安定性をどのように評価するかということは，基礎設計，建設コスト，管理のための計測方法，計測期間･頻度などを決める上で重要となる．

例えば明瞭な地すべり地形として抽出されるような地域で，ボーリング孔を利用して孔内傾斜計などを設置して定期的に観測をした場合，データに明らかに地すべり性の累積的な変位が認められる．その累積的な変位が認められる深度付近のコア試料には，すべり面と判断されるような面が形成されていることが確認される．しかしながら，明確な地すべり地形として抽出されない箇所において，既設構造物に何らかの変状が発生している程度の地盤の挙動が見出され，保守･管理のために孔内傾斜計で計測をすると，年間数 mm 程度以下の微細な変位の累積が認められる場合がある．そのような場所のコアには明瞭なすべり面と判断されるような面が存在しない場合や，明らかな地すべり面と判断されるような面が形成されている場合がある．

明確な地すべり地形として抽出できないような場所は，例えば野崎（2010）[1] に示されているように初生地すべりといわれ，地質体が重力の作用を受けて不安定化し，風化･変質作用などの素因型の変動因子と地震や大量降雨のような短期的な誘因型の変動因子により，臨界状態（安全率=1.0）を下回ったときに発生する初生変動の前段階と定義されている．この定義のように安全率が 1.0 を下回らない段階の重力的な変形は全て初生地すべりであるとされるが，その時の地盤内の状況については理論的に推論はなされているもののその実際は確認されていない．

山岳地域に建設される例えば送電線鉄塔のような構造物の耐用年数は 100 年程度と言われており，その間に大規模な崩壊に至らないのであれば，構造物を建設することは可能である．また既設構造物であっても，初生地すべりがどの段階かということが解明されれば，保守･管理の考え方も変わってくる．

近年高品質ボーリングの普及により，地盤内で累積的な変位が観測されるような場所やその周辺の岩盤の性状がかなり明らかになるようになってきた．しかしながら，実際に変位している箇所のピンポイントの特定が従来の孔内傾斜計の計測精度では難しく，ある程度の幅をもって議論せざるを得なかった．そこで筆者らはそのような微細な変位が生じている箇所を特定し，高品質ボーリングのコアと対比することにより，その場所の地質･岩盤の性状を解明することを目的として，FBG 光ファイバセンサを用いた孔内傾斜計を開発した [2]．

本論では，本年より新たに設置して計測を開始した地点の概要について紹介すると同時に，既に報告した地点と今回新たに計測を開始した地点の計測値から，地盤内のせん断が生じている箇所の特定の可能性について考察する．

2. FBG 光ファイバセンサによる孔内傾斜計の概要と改良点

FBG センサは，光ファイバ上に構築された回折格子を利用したひずみの測定方法である．回折格子の部分に光を入射すると，特定の波長の反射光が戻ってくる．センサが伸縮することにより，反射光の波長が変化するため，波長の変化する量と伸縮量との関係をあらかじめ求めておけば，波長からひずみを求めることが可能となる．このような原理に基づき，ひずみセンサとして利用するものである [3]．

今回新たに改良し計測している FBG センサユニットと前回開発し計測を実施した FBG センサユニットの違いおよび計測箇所の諸条件を表-1 に示す．

前回の設置箇所（以下，K 地点と記す）では，近隣の孔内傾斜計で最大 1.1mm/年程度の非常に緩慢な地盤の変位が認められる箇所である．変位累積は四万十帯に属する砂岩･泥岩互層の中で，コア観察の結果，明瞭なすべり面が無く礫の回転が認められる箇所に相当した．それに対して今回設置した箇所（以下，N 地点と記す）は，近隣の孔内傾斜計で最大 2.5mm/年程度の緩慢な地盤の変位が認められている箇所である．変位累積は長崎変成岩類に属する砂質片岩中で，コア観察の結果，すべり面と考えられる粘土層が認められる箇

所に相当する．なお FBG センサは，従来の孔内傾斜計と同様，地盤内に鉛直方向に設置し，主に深度毎の平面的な動きを捉えるための計測機器である．

表-1　FBG 光ファイバセンサの相違点と諸条件

	K 地点	N 地点
センサ間隔	10cm	20cm
計測区間	5m	4m
対象地質	四万十層砂岩・泥岩互層	長崎変成岩類砂質片岩
変位速度近隣計測値	1.1mm/年	2.5mm/年
変位累積箇所の性状	すべり面は無く，礫の回転が認められる．	すべり面があり，粘土層が認められる
周辺の状況	地すべり地形は抽出されない．隣接する構造物に亀裂などの変状が多数認められる．	地すべり地形は抽出されない．周辺には小崖や地表面に開口割れ目など多数認められる．

3. 結果と考察

K 地点と N 地点の雨量と曲げによる最大軸ひずみの経時変化を図-1，2 に示す．図-1 に示すように，K 地点の計測箇所では 29.0m 付近，30.9m 付近，31.2m 付近の複数の箇所に累積的なたわみが生じている．それに対して図-2 に示すように，N 地点の計測箇所では，まだ計測期間が短いものの，26.4m 付近の一点にたわみの累積箇所が集中しているのが読み取れ，同じような変位量でも，岩盤内の挙動は異なることがわかる．

次に K 地点の山谷方向に着目したひずみの経時変化を図-3 に示す．本図では正のひずみは圧縮を，負のひずみは引っ張りを，正負の境界は 0μ で実線を引いている．深度方向に正負のパターンがある場所では，センサを貼付けた棒が S 字状に変形していることを表しており，正負の境界がせん断ゾーンの中心，正負のピークはせん断ゾーンのおおよその上端と下端と考えられる．K 地点の場合，①30.9m で負のピーク，31.0m で 0μ，31.2m で正のピークが読み取れ，これにより 30.9～31.2m の 30cm がせん断ゾーンであると解釈できる．また②少し規模は小さいものの，29.0m で負のピーク，29.5m で正のピークが読み取れ，29.0～29.5m の 50cm がせん断ゾーンであると解釈できる．

以上の解析により本センサを用いた計測では，地盤内の変位箇所を従来よりも高精度に求めることができ，よってこの結果と高品位ボーリングのコア性状とを対比することにより，変位量の微細な初生地すべり段階における地盤内の状況を解明できる可能性を得た．

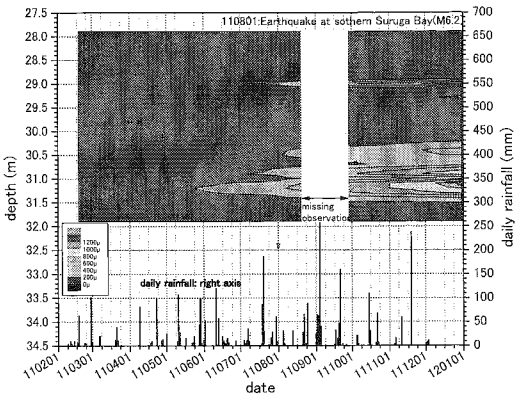


図-1　最大軸ひずみの経時変化（K 地点）

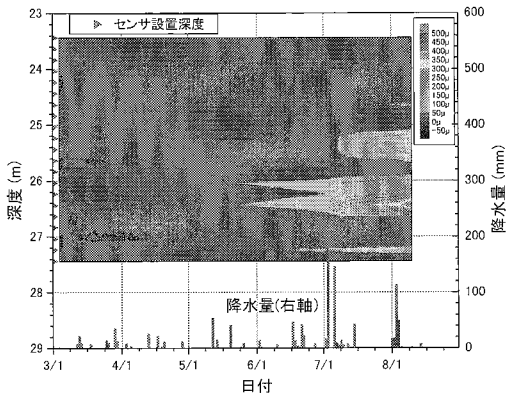


図-2　最大軸ひずみの経時変化（N 地点）

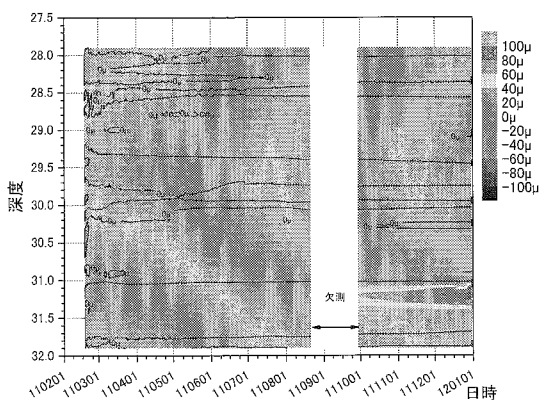


図-3　山谷方向のひずみの経時変化（K 地点）

文献

1) 野崎保：初生地すべりとその発生プロセスに関する概念，平成22年度特別講演及びシンポジウム予稿集「地すべりの初生と初生地すべりについて」，日本応用地質学会，pp.1-8，2010.

2) 久野春彦，小早川博亮：年間数mmの緩慢な斜面変位の計測と応用地質学的考察，日本応用地質学会平成25年度研究発表会講演論文集，pp.229-230，2013

3) 小早川博亮，久野春彦：緩慢に変位する岩盤斜面の安定性評価手法の開発（その1）-FBG光ファイバセンサを用いた斜面の計測方法の開発-，電力中央研究所研究報告，N13006，2014

P31. 山地流域における土砂動態把握を目的とした河道形状と河床堆積物に関する研究

Study of river-bed sediments and river channel shape for clarifying sediment movement in mountain drainage basin.

○中西隆之介，三谷泰浩，池見洋明，ヘンドラ パチリ（九州大学大学院）

Ryunosuke Nakanishi, Yasuhiro Mitani, Hiroaki Ikemi, Hendra Pachri

1. はじめに

日本の河川では，豪雨による斜面崩壊や洪水時の土砂移動による様々な問題が発生している．ダム上流域では，過剰に堆積した土砂が河床を上昇させ，ダム機能の低下や洪水時の氾濫リスクの増大の原因となる．一方，ダム下流域では，貯水池内に土砂が堆積することにより土砂供給量が減少する．これにより，河床低下による橋脚の不安定化，砂浜や干潟の減少といった問題等も生じている[1)]．

このような問題を解決するためには，流域全体の土砂移動を把握しなければならない．そこで，まず土砂生産源である山地流域における土砂動態を把握することが重要であると考えられる．

土砂動態を把握するための手法として，河床変動シミュレーション技術や土砂採取器など挙げられるが，未だに確立された手法は開発されていない．加えて，研究対象である耳川流域の支流は沖積河川と異なり急勾配で流速が速く，基盤岩が露出することで複雑な河道形状を呈しているため，従来から行われている計測手法[2)]だけでは，土砂動態を把握することは困難である．そのため，まずは河川を縦断的に調査し，河床堆積物の特徴をとらえることが必要だと考える．

そこで本研究では，まず耳川流域の支流である七ツ山川において，河道形状の測量と土砂の堆積状況の調査を実施し，河床堆積物の特徴を把握する．

2. 調査流域の概要

本研究が対象とする耳川は宮崎県東臼杵郡および日向市を流れる２級河川である．流域面積は約 886km^2 と広域であり，流域内に７つの水力発電ダムを有する．2005 年に発生した台風 14 号により甚大な被害を受け，特に七ツ山川下流に位置する諸塚村への被害は著しかった．そこで，諸塚村周辺の支流である七ツ山川，増谷川，山瀬川，柳原川，野川谷川を対象に調査を実施する．本要旨では，主に七ツ山川の調査結果について言及する．

3. 七ツ山川における調査

はじめに調査対象とするのは七ツ山川下流に位置する砂防ダムに挟まれた 1100m の区間である．この区間で河道形状の測量および河床堆積物の調査を実施する．

(1) 河道形状の測量

まず，河川の断面形状を把握するために横断測量を実施する．測量する河道断面を確認しながら河川を横断し，約 2m 間隔でレーザー距離計（トゥルーパルス 360，レーザーテクノロジー社製）を用いて，河床および壁面の標高を測量する．調査区間では堆積物の分布にばらつきが大きく，基盤岩が露出している部分もあるため，測量した断面内で基盤岩部分と堆積部分の区別を行う．この作業を対象区間の 17 箇所で実施する．堆積物と河道形状の関係を適切に把握するため，露岩している領域では 200m ピッチで測量し，堆積物の多い領域では 50m ピッチで測量する．

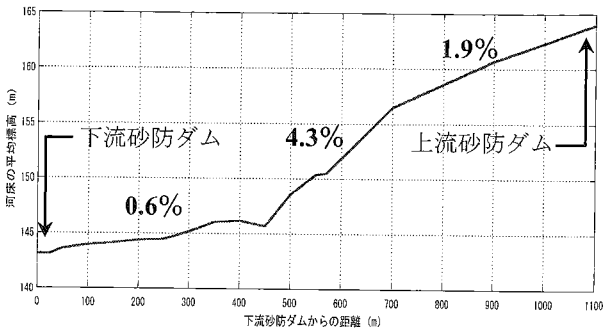


図 - 1　調査地の縦断図

断面形状の測量の結果，２つの地形変化点を確認できた．図 - 1 には，測量により得られたデータに基づいて作成した縦断図を示す．ただし，700m 地点より上流域は険しく，踏査することが困難であったため，道路沿いから河床の標高，河川幅を測量したデータを用いている．450m 地点，700m 地点が地形変化点となっており，この地点を境に河床勾配が著しく変化していることが確認できた．

(2) 河床堆積物調査

河床堆積物は円礫で小判状を呈しており，主に砂岩から構成される．粒度分析は堆積状況や粒径サイズに応じて線格子法，容積サンプリング法で実施した．調査地点において粒度にばらつきがある場合，その場の代表となる堆積物を数パターン採取し，堆積物が調査地を占める面積をそこに存在する割合として考慮した上で河床堆積物を評価した．ただし，比較的大きな角礫は側壁からの崩落によるものとして調査対象から除外した．

河道形状は，調査区間の上流に上るほど基盤岩の露出頻度が高くなる傾向にあり，巨岩により複雑な河道形状を呈していた．巨岩の傍には局所的に粒径 2mm 程度の土砂が堆積していることが確認できたが，粗粒の堆積物はほとんど確認できなかった．

一方，下流砂防ダムには比較的細かい土砂が堆積していた．そこで，上流側の砂防ダムにおいて，河床堆積物調査を実施した．その結果，粒径 20mm を境として堆積物の構成比率が大きく異なる傾向が確認された（図 - 2）．

この粒径 20mm および粒径 2mm の２つのピークを持つ粒度構成は，七ツ山川における異なる土砂移動によるものであると示唆される．これは，出水規模により異なる粒度構成の土砂が移動していることを示している，もしくは，図 - 1で示しているように砂防ダムの影響により河床勾配が緩くなることで，流入する土砂の粒度構成が変化し，現在は粒径 2mm をピークとする粒度構成の土砂が移動していることが考えられる．

下流砂防ダムから上流へ 450m 地点の堆積物の粒度構成（図 - 3）は図 - 2とは異なる結果となり，粒径 2mm 主体の粒度構成を示している．

この地点は図 - 1に示すように地形変化点であり，堆積物が顕著に確認できた．これは急勾配から緩勾配へと河床勾配が変化する地点において，堆積物が顕著である可能性を示唆している．巨岩の傍で，局所的に堆積した土砂が粒径 2mm 程度であったことを考慮すると，七ツ山川では粒径 2mm 主体の土砂が移動しているものと考えられ，この地点の堆積物は七ツ山川の土砂移動の特徴を示していると考えられる．このように，山地流域における土砂動態を把握するためには，河床勾配が急勾配から緩勾配へと変化している地点や，局所的に堆積場を形成している場所での河床堆積物の調査が流出している土砂の特徴を把握する手法として有効であると考えられる．

4. 各支流の調査と今後の展開

七ツ山川下流で行った調査結果を基に，七ツ山川を含む山地流域の５つの河川支流において，河床勾配が急勾配から緩勾配へと変化している地点を抽出し，堆積物の調査を実施している．図 - 4に調査候補地を示す．調査の際，河川支流全体の土砂流出状況を把握するため，地質分類についても確認を行い，できる限り地質分類の異なる地点で調査を実施する．今回の調査は，台風と時期が被ってしまったため，図 - 4を参考に各河川支流の調査が可能な地点で複数回サンプリングを実施した．また，七ツ山川は部分的の濁りがある場所が存在したが，粘土やシルトの土砂移動はほとんど確認できなかった．本発表では，その途中経過も報告する予定である．

5. おわりに

砂防ダムの堆積物から七ツ山川では異なる土砂移動が存在することが示唆された．また，七ツ山川下流の調査結果から河床勾配が急勾配から緩勾配へ変化する地点において，土砂が顕著に堆積していることを確認できた．この堆積物は七ツ山川の移動土砂の特徴を示している可能性があるため，さらに他の調査地点でも調査を行い，この関係の確認を試みている．

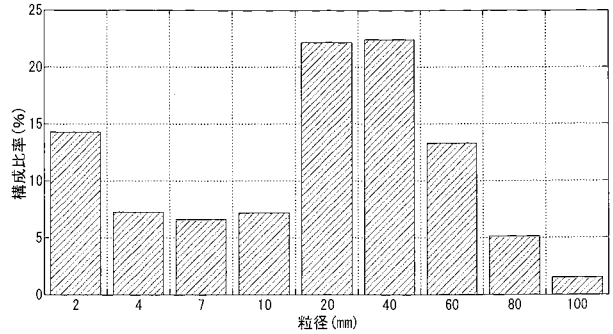


図 - 2　上流砂防ダムの粒度構成

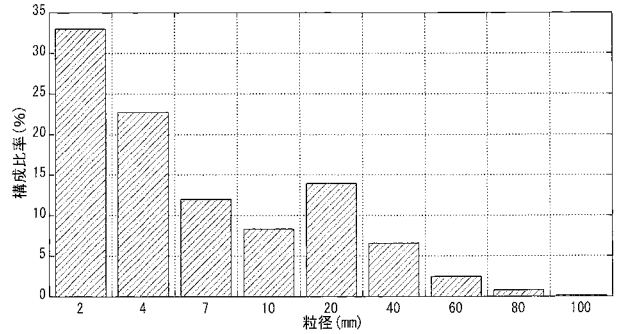


図 - 3　450m 地点の粒度構成

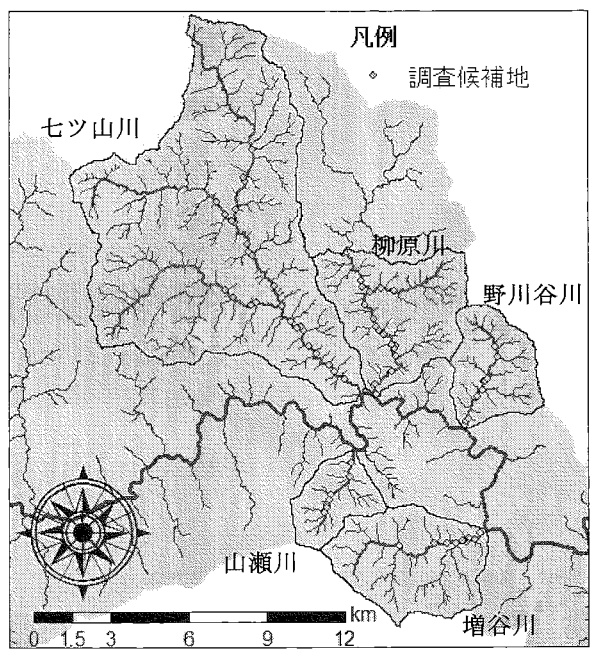


図 - 4　山地流域の河川支流における調査候補地

文献

1) 高橋保，土砂流出現象と土砂害対策，近未来社，2006.

2) 岡本敦，内田太郎，鈴木拓郎，山地河道における流砂水文観測の手引き（案），国土技術政策総合研究所資料，第 686 号，2012.

P32. 斜面災害現場におけるオンサイト三次元地形可視化

On-site 3D geographic modeling on landslide disasters.

○吉永佑一（防災地質研究所），岩松　暉（防災地質研究所），原口　強（大阪市立大学）
Yuichi Yoshinaga, Akira Iwamatsu, Tsuyoshi Haraguchi

1. はじめに

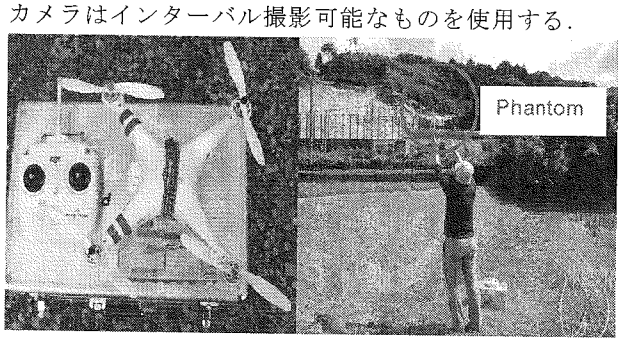
斜面崩壊現場では，迅速かつ正確な地形情報から崩壊様式を推察し復旧工法等が決定され，さらに発生箇所上部の現況から二次災害の危険性の判断がなされる．その有効な手法に航空レーザー測量があるが，高コストであり，中小規模の斜面崩壊での適用は難しい．

近年，小型 UAV（Unmanned Aerial Vehicle：マルチコプター等の無人飛行体）と SfM（Structure From Motion：写真を用いた三次元形状復元技術）ソフトウェアを使った災害調査[1]や活断層調査[2]，道路・橋梁の老朽化点検[3]等が行われている．

このような背景から，本研究ではこうした現場を対象に小型 UAV と SfM を用いたオンサイト三次元地形可視化の適用事例について述べる．

2. 使用機材および空撮方法

使用機材は，写真－1 に示す小型 UAV とデジタルカメラである．撮影はカメラを搭載した UAV により，崩壊地を含む周辺地域上空で旋回飛行して実施する．カメラはインターバル撮影可能なものを使用する．



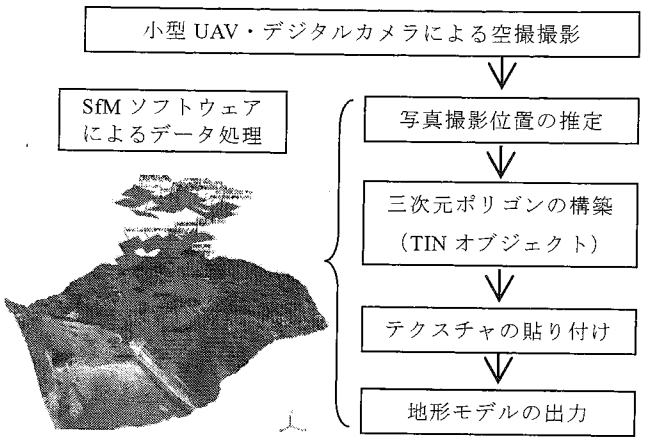
写真－1　小型 UAV と空撮状況

3. 三次元地形モデルの構築

地形モデルの構築は SfM を用いる．SfM はあるシーンをカメラの視点を変えて撮影した複数枚の画像から，そのシーンの三次元形状とカメラの位置を同時に復元する手法である[4]．図－1 にカメラ位置と三次元地形モデルの例および構築フローを示す．

生成された地形モデルは高解像度の DSM として出力が出来るので，GIS を用いて，オルソ画像や鳥瞰図，等高線図，断面図作成等，様々な数値地形解析が可能となる．さらに崩壊地のリアルな画像を関係者間で共有することができる．

以下では，斜面災害現場に行ったオンサイト三次元地形可視化事例を示す．



図－1　三次元地形モデル構築のフロー
内山ほか（2004）[1]をもとに作成．

4. オンサイト三次元地形可視化事例

4.1 鹿児島県南大隅町県道 68 号沿い斜面崩壊

2014 年 5 月 15 日午前 2 時頃に発生した．前日 14 日の日雨量は 66.5 ㎜であった．直径 2m 程の岩塊を含む土石が防護柵を突き破り，道路に崩れ落ち，県道 68 号線は一時不通となった．

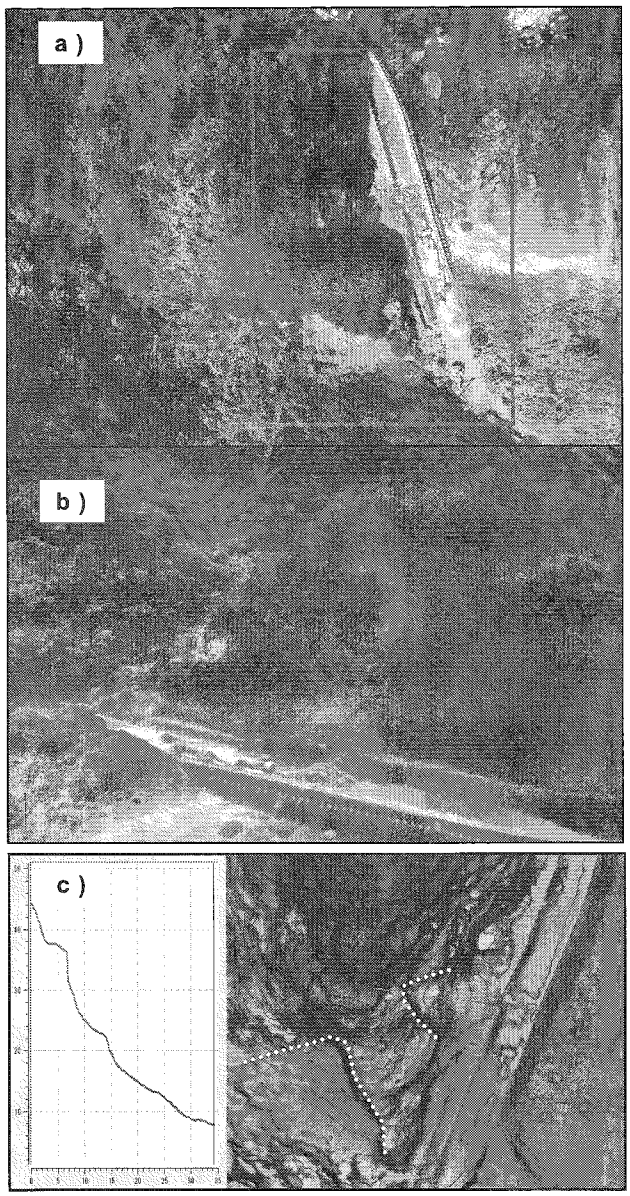
崩壊地の地質は，日南層群の頁岩優勢メランジュである．細互層の部分があり，スランプ褶曲も見られる．概ね北東走向，西へ 45～90° 傾斜している．メランジュの頁岩には擦痕のついた光沢のある割れ目が多い．

図－2 を見ると，県道から比高約 30m 地点が崩壊源であることがわかる．崩壊斜面上部はほぼ垂直に立っており，複数の割れ目でくさび状にブロック化し不安定化の結果崩れたものと考えられる．また，尾根の背後には植生で覆われてはいるが，崩壊地形が確認されることから，今後確認調査が必要であろう．

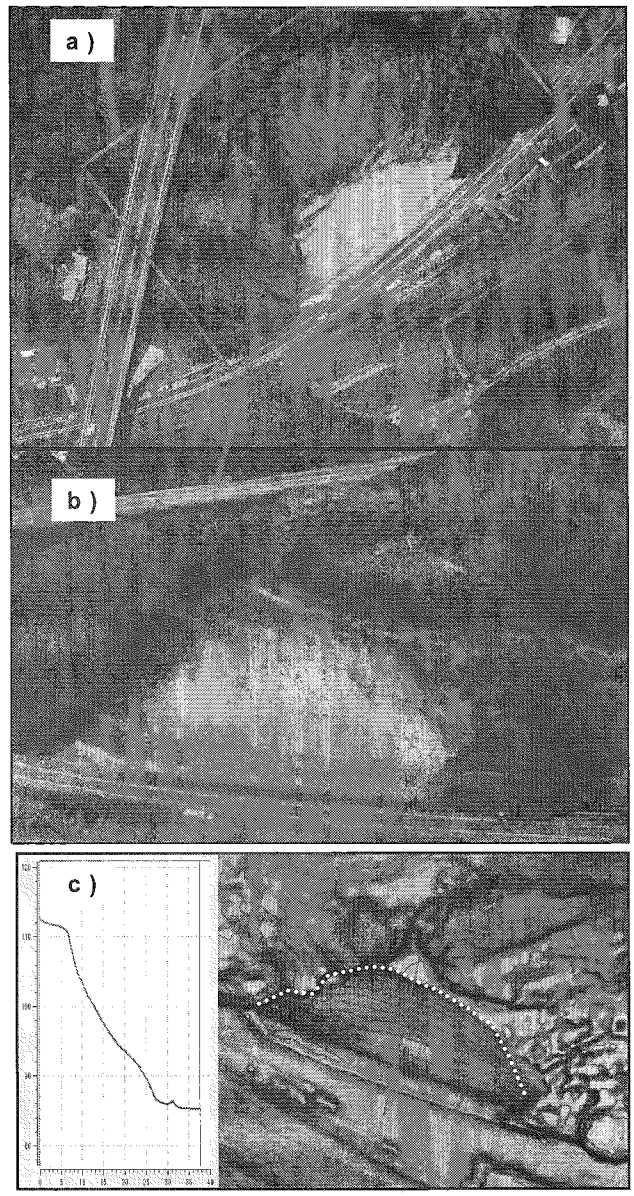
4.2 鹿児島県日置市県道 24 号線の法面崩壊

2014 年 7 月 4 日午後 6 時頃にモルタル吹付工の法面が全面崩壊した．一帯は前日の 3 日に強い雨が降ったが，4 日はほとんど降っていなかった．近隣住民の話では，『崩落前に法面の一部からシラスが混じった水が流れていた．その後，法面は「ズドン」という音を立てて崩落した』とのことである．

可視化の結果（図－3），県道から比高約 25m 付近が崩壊上端で，法面が薄く剥がれ落ちるように崩れている．崩壊斜面には水の浸み出し箇所が随所に見られ，法面頂部には山道と思われる細長い裸地が見られ，法面背後に雨水が流入していた可能性も示唆される．



図－2　南大隅町の斜面崩壊
a) オルソ画像，b) 鳥瞰図，c) 断面図・地形解析図



図－3　日置市の法面崩壊
a) オルソ画像，b) 鳥瞰図，c) 断面図・地形解析図

5. まとめ

単発の崩壊や中小規模の斜面崩壊発生現場では，特にコスト面から航空レーザー測量が行われることは殆どない．こうした現場において，小型 UAV と SfM を用いたオンサイトでの三次元地形可視化を行なった．

その結果，安全で容易かつ迅速に崩壊地形の現況を可視化することが可能であることを示した．SfM 技術により空撮写真からされた高解像度 DSM から詳細地形図や断面図をオンサイトで作成でき，崩壊範囲の特定や崩壊土量の算定も可能である．現状は現地で数時間の解析時間が必要であるが，今後ハイスペック PC を使えばより短時間でこうした情報が取得可能である．

これらの情報を道路管理者を含め防災関係者間で情報共有が迅速にできる仕組みを構築すれば，本研究手法は，緊急災害対応における有望な中核技術になると期待される．

文献

1) 内山庄一郎・井上　公・鈴木比奈子（2014）：SfM を用いた三次元モデルの生成と災害調査への活用可能性について，防災科学技術研究所研究報告，第 81 号，pp.37-60.
2) 内山庄一郎・中田　高・井上　公・熊原康博・杉田　暁・井筒　潤・後藤秀昭・福井弘道・鈴木比奈子・谷口　薫（2014）：小型 UAV と SfM ソフトウェアを用いた断層変位地形把握の試み－根尾谷断層水鳥断層崖を例に－，活断層研究，40 号，pp.
3) NEXCO 東日本（2013）：特集-1　高速道路の永続的な健全性の確保に向けて，CSR Report 2013，pp.10-15.
4) 満上育久，2011，私の研究開発ツール Bundler: Structure from Motion for Unordered Image Collections，映像情報メディア学会誌，53，pp.479-482.

P33. 航空レーザ測量データの差分による斜面状況変化の抽出

Extraction of environmental change of natural slopes based on difference of the Lidar Data

○浦越拓野，長谷川淳（鉄道総合技術研究所），本間信一（国際航業）
Takuya Urakoshi, Atsushi Hasegawa, Shinichi Homma

1. はじめに

斜面の表層崩壊の発生には様々な地形条件，地質条件，気象条件が関係しているが，植生条件も重要な要素である[1]．そのため，植生条件の変化は，崩壊の危険度の変化の一因となりうる．

そこで，経時的な斜面状況の変化を抽出することを目的とし，以下の検討を行った．まず2時期に取得された航空レーザ測量での DEM (Digital Elevation Model) および DSM (Digital Surface Model)から，DEM や DEM の差分値を算出した．ついで現地調査やオルソ画像の確認を行い，差分値と斜面状況の変化の関係を整理した．さらに裸地(伐採地)は相対的に斜面崩壊の危険性が高い[1]ため，差分値と斜面状況の変化の整理結果に基づき，伐採地の抽出を試みた．本発表ではこれらの検討結果を報告する．

2. 対象箇所と検討方法

対象箇所は大分県日田市から福岡県東峰村にかけての，比高 300m程度の山地である．山地斜面は概ね30～40度である．地質は豊肥・瀬戸内火山岩類に分類される中新世～鮮新世の安山岩溶岩・凝灰角礫岩が分布している．植生はスギ，ヒノキ等の植林が主体であり，ほかにシイ，カシ，コナラ，アカマツなどが分布している．

まず対象地域において航空レーザ測量を 2009 年 8 月と 2013 年 1 月に，3km×3km の範囲で実施し，1m メッシュの DEM と DSM を作成した．ついで，これらのデータの相対的な平面位置のずれを補正[2]した．なお2回の測量の間に平成24年7月九州北部豪雨が発生している．

本検討では 2 時期の DEM 等の差分を求めるため，もとの DEM 等の精度が高いことが望まれる．一方，一般に DEM や DSM において実測点(グラウンドデータ)が近傍にある格子点の標高は，実標高に近いと考えられる．そこで DEM 等において注目格子点の周囲 3×3m の矩形範囲に実測点がない領域(欠落領域と称する)を検討対象から外すこととした．そのうえで，2013年の DEM，DSM から 2009 年のそれらを引き，差分データを得た(以下では，それぞれ DEM 差分，DSM 差分と称する)．

また，斜面状況を確認するために 2014 年 2 月に現地調査を行った．現地調査やオルソ画像の比較結果に基づき，斜面状況と差分データの関係を整理した．さらに，この整理結果から伐採地の抽出を試み，抽出結果をオルソ画像にて確認した．

3. 欠落領域の検討結果

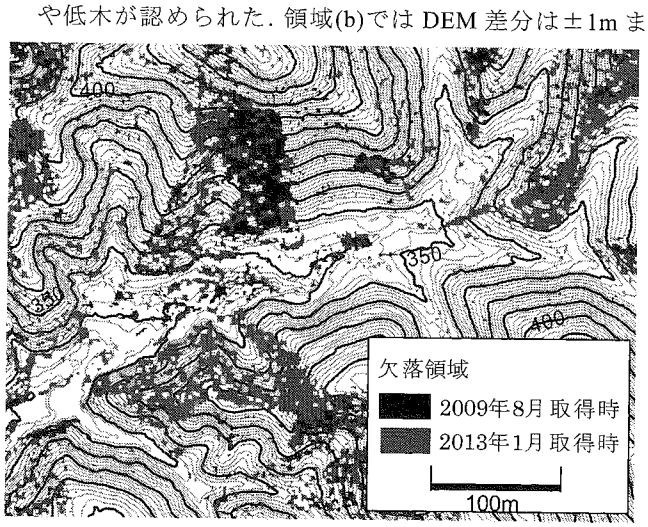
DEM の欠落領域を図－1 に示す．2009 年 8 月に取得したデータでは，全体の 31.2%が欠落領域で，山地斜面において欠落領域が多かった．これに対し，2013 年 1 月に取得したデータでは欠落領域は少なく，7.6%に留まった．2 時期のいずれかが欠落領域となった範囲は全体の 33.3%であった．2009 年 8 月に取得したデータで欠落領域が多かった理由は，植生の影響により，レーザパルスが地表面まで達しなかったためと考えられる．今回の検討では，欠落領域を検討対象外とした．

DSM についても同様の検討を行ったところ，水域等にわずかに欠落領域が存在したのみであったので，DSM 差分図についてはそのまま用いることとした．

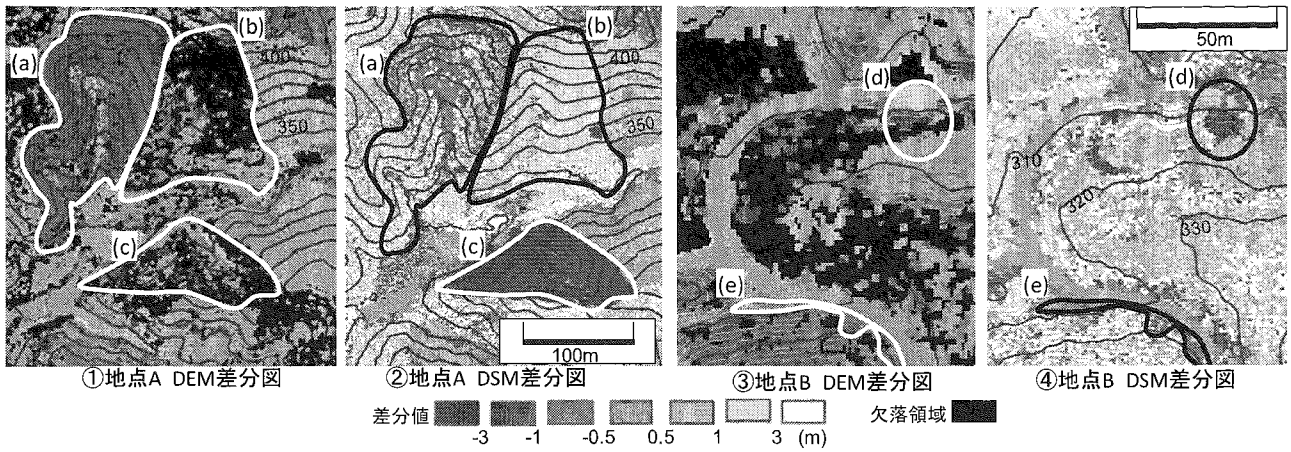
以上のことから，1m メッシュ DEM を作成するうえでは，落葉期にレーザ測量を行うことが望ましいと考えられる．また，航空レーザ測量から得られた DEM 等による検討を行う際には，例えば欠落領域の表示を行うことでデータの特徴を把握したうえで，目的を踏まえて適切にデータを扱うべきと考えられる．

4. DEM・DSM 差分と斜面状況の変化

図－2 に DEM・DSM 差分図の例を示す．地点 A(図－2①，②)は主に植林地として利用されている斜面である．領域(a)では DEM 差分・DSM 差分とも－2～1m である．オルソ画像での確認の結果，本領域には草本や低木が認められた．領域(b)では DEM 差分は±1m ま



図－1　DEM の欠落領域の例



図－2　差分結果の例

たは欠落領域であり，DSM 差分が+1m 以上である．現地確認の結果，本領域は密植されたスギの植林であった．DSM 差分が正となったことは，スギの生育に対応していると考えられる．領域(c)では DEM 差分は±1m または欠落領域であり，DSM 差分が－3m 以下である．オルソ画像から，本領域は 2 時期のレーザ測量の間に伐採された箇所に対応していた．

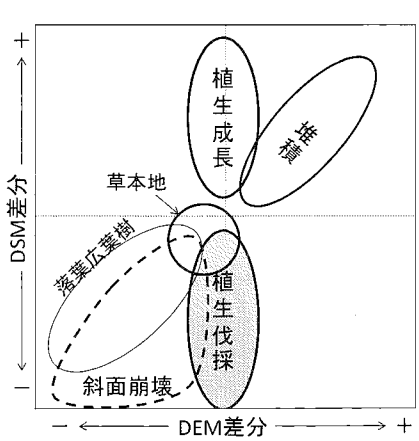
地点 B(図－2③，④)は林道沿いである．領域(d)では DEM 差分は斜面上方で－1m 以下，斜面下方で 3m 以上であり，DSM 差分は斜面上方で－3m 以下，斜面下方で 3m 以上であった．現地確認の結果，本領域は切土のり面の崩壊箇所であった．差分値が負の範囲は崩壊範囲に，差分値が正の範囲は崩土の堆積範囲に対応すると考えられる．領域(e)は DEM 差分，DSM 差分とも－0.5m 程度である．現地で確認すると，林道に沿う切土のり面であり，のり面に変状は見られず，落葉広葉樹が認められた．差分値が負となった理由は，夏季と冬季での葉の状態の違いによると考えられる．

5. 斜面状況の変化の整理と伐採地の抽出

前章で述べた内容を，概念的に整理した結果を図－3 に示す．図－3 を踏まえ，伐採地を

－1m<DEM 差分<1m かつ DSM 差分<－5m　(1)

として抽出した結果を図－4 に示す．オルソ画像から，地点①，②，③，⑤は伐採地，地点④，⑥，⑦は崩壊地と判読した．地点④，⑥，⑦の崩壊地は 2009 年 8 月には崩壊前で樹木があったが，2013 年 1 月には崩壊後で裸地となっていた．地点⑧はオルソ画像から伐採地または崩壊地と判読した．以上のように，条件(1)により概ね伐採地を抽出することができた．



図－3　DEM 差分・DSM 差分と斜面の状況変化の関係の概念図

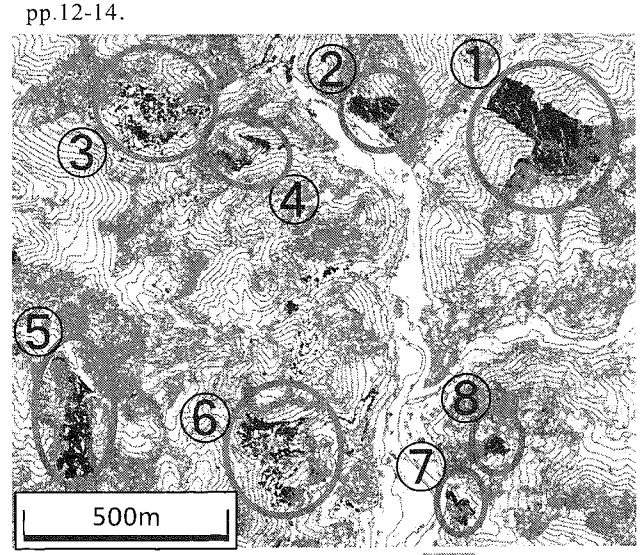
5. まとめ

経時的な斜面状況の変化を抽出することを目的とし，2 時期の航空レーザ測量で作成された DEM および DSM の差分値と斜面状況の変化の関係を整理した．その結果，本地域では「－1m<DEM 差分<1m」かつ「DSM 差分<－5m」という条件で，概ね伐採地を抽出できた．今後，伐採地と抽出された範囲を対象に，伐採前後での斜面の危険度評価を実施していく．

文献

1)　長谷川淳・太田岳洋（2012）：空間数値情報を用いた斜面崩壊の発生危険箇所抽出手法．鉄道総研報告，vol.26, no.9, pp.23-28.

2)　小林容子（2011）：レーザ差分解析精度向上に向けた DEM 水平位置補正および差分対象範囲の検討．第 33 回測量調査技術発表会　技術発表・特別講演要旨集，pp.12-14.



図－4　伐採地の抽出結果

P34. 表層崩壊の発生に関わる植生条件の抽出手法

A study about extraction method of vegetation that is one of the factors of landslide using Digital Canopy Models

○長谷川 淳，太田 岳洋（鉄道総合技術研究所），中原 毅，原田 政寿（国際航業）
Atsushi Hasegawa, Takehiro Ohta, Tsuyoshi Nakahara, Masatoshi Harada

1. はじめに

降雨による表層崩壊の発生には，地形，地質，地下水，植生など様々な素因が関与していると考えられる．このうち表層崩壊と植生の関係については，根系による斜面安定効果について検討した事例[例えば 1,2,3,4]や，樹冠による降雨の遮断効果について考察した事例[5]，植生の変化と崩壊箇所数やガリー延長など土砂災害に関わる地形の分布との関係を複数時期の空中写真判読結果などから論じた事例[6]など様々な検討がなされており，植生条件が斜面安定に寄与する，あるいは表層崩壊の発生に何らかの影響を及ぼしている可能性が指摘されている．本論では，表層崩壊の発生に寄与する植生条件を明らかにし，その植生条件をリモートセンシングデータから簡易に求める手法について検討した結果について記述する．

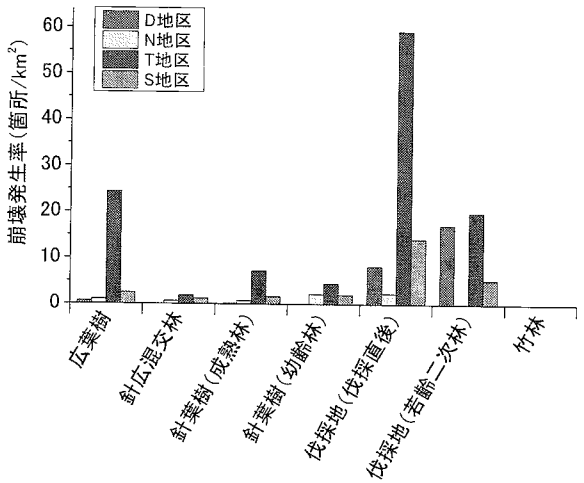
2. 調査地区

調査地区は地区内で地質が比較的均質で，地形・地質・植生の特徴が他の地域と地質が重複しないよう，以下の 4 地区を選定した．なお調査範囲はいずれも 25～30km^2 である．

①D 地区：火成岩（火山岩，凝灰岩類）からなる低山地，スギ植林が主体
②N 地区：火成岩（花崗岩）からなる比較的急峻な山地，スギ植林と針広混交林が主体
③T 地区：堆積岩（砂岩・頁岩）からなる丘陵地～低山地，広葉樹の疎林が主体
④S 地区：変成岩（片岩）からなる急峻な山地，スギ・カラマツの植林と広葉樹林が主体

3. 表層崩壊の発生に寄与する植生条件

表層崩壊の発生に寄与する植生条件を明らかにするため，まず，複数時期の空中写真判読および現地踏査により植生区分図を作成し，植生の変遷を把握した．植生は，広葉樹，針広混交林，針葉樹（成熟林），針葉樹（幼齢林），伐採地（伐採直後）（裸地を含む），伐採地（若齢二次林），竹林の 7 つに区分した．次に，空中写真判読および現地踏査により崩壊地を抽出し，それぞれの崩壊がどの植生区分で発生したか調査した．対象とした崩壊地は，D 地区：21 箇所，N 地区：15 箇所，T 地区：421 箇所，S 地区：68 箇所で，いずれも降雨にともなう表層崩壊である．各地区における植生区分ごとの崩壊発生率（各植生区分 1km^2 あたりの崩壊箇所数）を見ると，伐採地（伐採直後），伐採地（若齢二次林），針葉樹（幼齢林）など，植生がほとんどない～あまりない箇所で表層崩壊が多く発生する傾向がみられた（図－1）．



図－1 植生区分ごとの崩壊発生率

4. DSM による植生条件の抽出

前章から，崩壊に寄与していると考えられる植生条件は，植生がほとんどないか，あまり繁茂していない箇所であると考えられる．これらの植生は，針葉樹（成熟林）や広葉樹に比べ，植生の高さ（樹高）が低いため，数値情報から樹高を求めることで前述のような植生条件にある箇所を抽出できる可能性がある．そこで，数値表層モデル（DSM）から数値標高モデル（DEM）を減算することで得られる数値樹冠モデル（Digital Canopy Model：DCM）に着目した．

4.1 DCM を用いた植生区分

植生区分ごとに DCM の値を抽出し，その頻度分布を比較したところ，広葉樹，針広混交林，針葉樹（成熟林），竹林は DCM の値の分布範囲やピークが類似するため，これらを DCM の値から区分するのは困難であることがわかった．一方図－1 の結果から，これらの植生区分における崩壊発生率に大きな差が見られないため，これらの植生区分はひとつのグループとして扱うこととした．また同様の理由で伐採地（若齢二次林）と針葉樹（幼齢林）もひとつのグループとして扱うことにした．なお伐採地（伐採直後）については他の植生区分と DCM 値の頻度分布が著しく異なったため容易に区分が可能であると考えられた．そこでこれら 3 グループを DCM を用いて区分するために最適な

閾値について検討したところ，以下の値が最適であることがわかった．

・～2m：伐採地(伐採直後)
・2～7m：伐採地(若齢二次林)と針葉樹(幼齢林)
・7m～：広葉樹，針広混交林，針葉樹(成熟林)，竹林

D，N，S の 3 地区については，DCM の区分図で伐採地（伐採直後），伐採地（若齢二次林），針葉樹（幼齢林）の分布がよく再現されているが，針葉樹（成熟林），針広混交林，広葉樹の分布範囲内で誤分類されている箇所が散見される（図 - 2）．航空写真判読および現地踏査の結果，誤分類されている箇所は林冠ギャップや樹冠率が低い箇所であった．また T 地区においては，広葉樹の分布域の多くが樹冠率の低い疎林で，樹高が低い木本も多いため，図 - 2（d）のように広葉樹を針葉樹（幼齢林）・伐採地（若齢二次林）と誤分類することが多く，DCM に閾値を設定するだけではこれらの植生を区分することは難しい（図 - 2）．

4.2 空間フィルタリングの適用

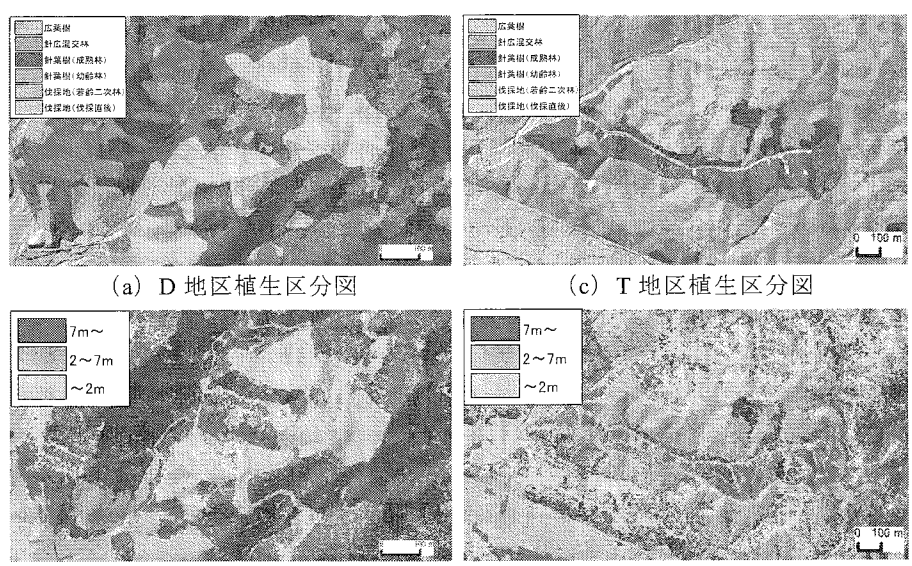
林冠ギャップ等による誤分類を解消するためには，ノイズの除去や一定の範囲の傾向を見ることができるフィルタリングを適用するのが有効であると考えられる．そこで，空間フィルタリングについて検討した．その結果，9 セル×9 セルの計算窓を使用し，計算窓の中央のセルに平均値を返す空間フィルタリングが最適であり，T 地区においては，

・～1.5m：伐採地(伐採直後)
・1.5～4m：伐採地(若齢二次林)，針葉樹(幼齢林)
・4m～：広葉樹，針広混交林，針葉樹(成熟林)，竹林

と設定することで，伐採地（伐採直後）や針葉樹（幼齢林）を精度よく区分することができた．ただし T 地区の広葉樹については，生育状態が悪く樹高が低い木本が分布する箇所での誤分類を解消することはできなかった（図 - 3）．なお T 地区以外では，閾値を 1.5m と 6m とすることで，林冠ギャップによる誤分類も大幅に減少し，良好な区分結果を得ることができた（図 - 3）．

5. まとめ

本論では，崩壊の発生に寄与する植生条件の抽出ならびに数値樹冠モデルを用いて植生を区分する手法について記述した．本手法は，条件によっては植生の誤分類を避けることが難しいものの，表層崩壊の発生に関わる植生を簡易に抽出できることから，保守対象となる構造物等の周辺の環境変化やそれにともなう崩壊発生危険度の変化を把握するために有効である．なお，本研究は国土交通省の鉄道技術開発費補助金を受けて実施した．



(a) D 地区植生区分図　(c) T 地区植生区分図
(b) D 地区 DCM 区分図　(d) T 地区 DCM 区分図

図 - 2　植生区分図と DCM 区分図の例

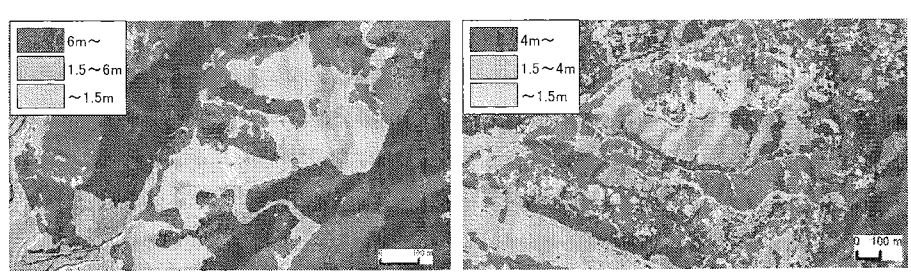


図 - 3　空間フィルタリング適用後の DCM 区分図の例
（左：D 地区，右：T 地区）

文　献

1）塚本良則ほか（1984）：斜面の基盤構造と樹木の斜面安定効果，緑化工技術，No.11，Vol.1，pp.1-7.
2）塚本良則（1987）：樹木根系の崩壊抑止効果に関する研究，東京農工大学農学部演習林報告，No.23，pp.65-123.
3）稲垣秀樹：根系層崩壊，土と基礎，No.50，Vol.5，pp.5-7.
4）木下篤彦ほか（2010）：水平根の引き抜き抵抗力を指標とした森林の土砂崩壊防止機構の評価に関する研究，平成 22 年度砂防学会研究発表会概要集.
5）今井久ほか（2010）：樹冠による降雨遮断効果の斜面崩壊抑制効果に関する一考察，ハザマ研究年報，pp.1-6.
6）太田岳洋ほか（2008）：土砂災害地形の発生にかかわる現地形と植生変化の影響 北部北上山地における検討例，応用地質，Vol.49，No.4，pp.204-216.

P35. 写真測量を用いた横須賀製鉄所第1号ドックの記録活動などについて

Digital Photogrammetric Documentation and Related Matters in Yokosuka Arsenal No.1 Dry Dock

○藤井幸泰（公益財団法人深田地質研究所），正垣孝晴（防衛大学校），
渡辺邦夫（埼玉大学），菊地勝広（横須賀市自然・人文博物館）
Yukiyasu FUJII, Takaharu SYOGAKI, Kunio WATANABE, Katsuhiro KIKUCHI

1. はじめに

遺跡や史跡を調査する際，最初に行われるのは記録活動（documentation：ドキュメンテーション）である。この記録活動から生じた重要記録を保存・活用し，未来に伝達することがアーカイブ（archive）である．アーカイブは重要記録の保存場所を示すこともある．文化遺産等のデジタル記録活動は近年盛んに行われており，画像計測[1]やレーザスキャナ[2]を用いた史跡の三次元記録活動の例も多い。デジタル記録活動の普及は，記録技術の発展に負うところが多い。特に近年のデジタルカメラの高精度化と低価格化は目を見張る進歩である．また最近のコンピュータビジョンの進歩と共に，画像計測技術も目覚ましい進化を遂げている．一方のレーザスキャンも低価格化が進んでおり，より利用しやすい技術へと発展してきている．

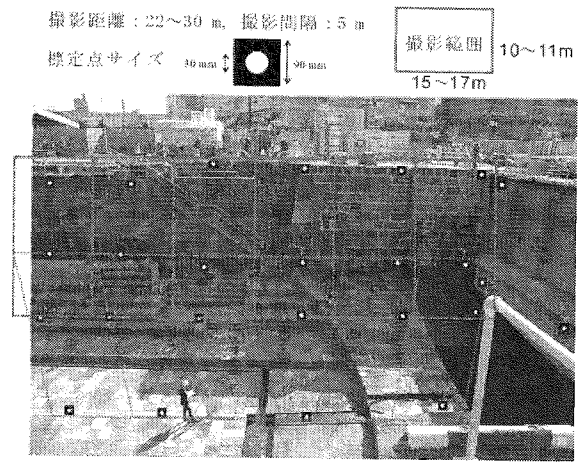
この報告では旧横須賀製鉄所第1号ドックを対象に，文化財保存や維持管理の観点から，写真測量を用いて全域を三次元記録した事例について紹介する．このドックは安山岩石材で構築されており，開渠から140余年を経て部分的に石材表面が風化・侵食されている．そこで応用地質学的視点から石材侵食を考察するため，写真測量を用いた侵食量測定も行った。

2. 横須賀製鉄所第1号ドライドック

旧横須賀製鉄所第1号ドライドック（第1号ドック）は，フランス人技師のVernyとFlorentの設計・管理の下，慶応3（1867）年起工，明治4（1871）年に我が国最初の石造ドックとして開渠した。以降の日本ドライドック建設の源流ともいえる貴重な石造建設物である。石材には伊豆と相模産の新小松石（安山岩）が使用されている[3]。なお横須賀製鉄所は横須賀造船所，横須賀海軍工廠等に改称し，現在は米海軍横須賀基地（U.S. Fleet Activities Yokosuka）である．明治10年に渠口部が崩れた記録があるが[4]，それ以降は関東大震災に遭遇しても大きなダメージを受けた記録はない。これは丘を切り崩して土丹層（洪積統の粘土層）に建設した事実からも分かるように，地盤の良好さが原因と思われる[3]。当該ドックは現在も米海軍と海上自衛隊によって使用されている．しかし近年発生が予想されている首都直下地震を前に，文化財の管理・保存を目的とした記録活動の必要性は緊急の課題であり，今後の維持・管理・保存を考える上でも必要である。

3. 第1号ドック全域の写真測量三次元記録

第1号ドックは長さ140 m（ほぼ東西方向），幅30 m，高さ9 m程のサイズである．図－1のような撮影計画を立てて，南壁および北壁それぞれの上部から，合計100枚程度の写真撮影を行った．なおそれぞれの立体写真の重複部分は各画像範囲の60%程度であり，壁向きと床向きの写真群の重複部は30%程度である．写真撮影にはNikon D70sと35 mm単焦点レンズを用いた．また撮影前に200点程度の標定点を設置し，写真に写し込むと同時に，トータルステーションを用いて100点程度を測量した．なおドックの近くに水準点が設置されており，標高のみこれを基準点とした．

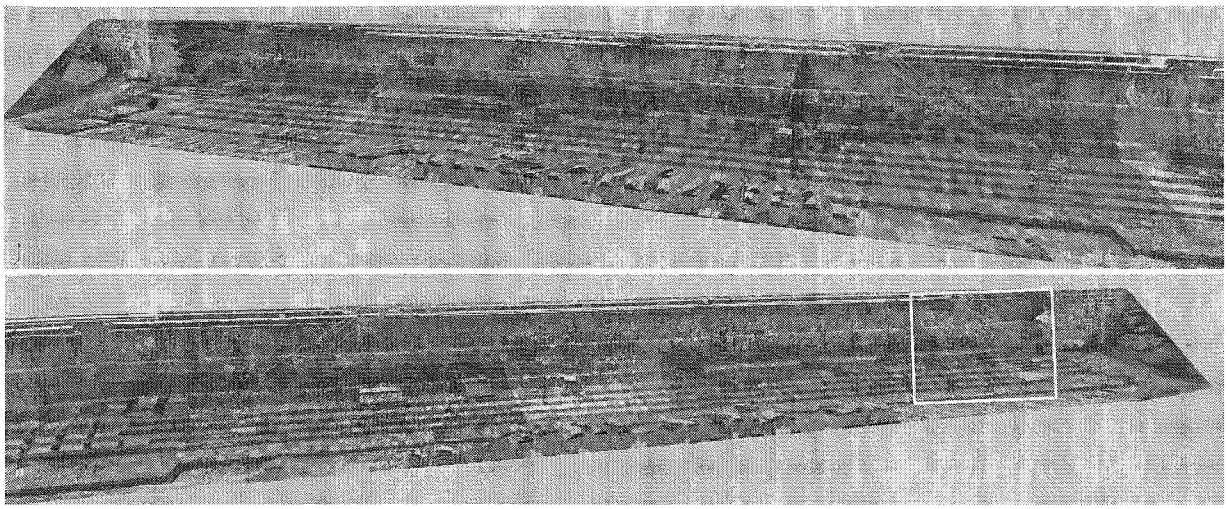


図－1　第1号ドックの立体写真群の撮影計画

南側と北側から撮影されたそれぞれ合計50枚程度の写真を写真測量ソフトに取り込み，写し込んだ標定点を利用して外部標定を行ってそれぞれのカメラ位置と撮影方向の計算を行った．外部標定後に各々の立体写真から南北側それぞれの三次元モデル（Digital Surface Model）を作成した．この結果を図－2に示す．なおカメラとレンズの内部標定は，写真測量ソフトを用いて予め行っておいた．

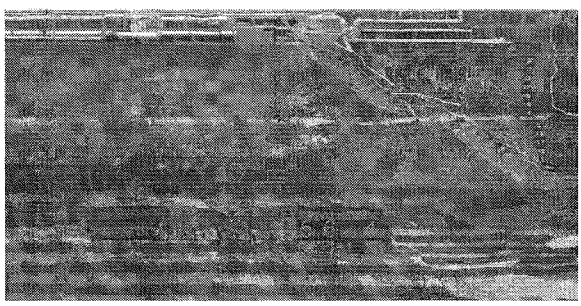
4. 石材表面の風化・侵食について

第1号ドックは，安山岩石材で構成されている．現地で石材の色を観察すると，大まかに青・赤・白の三色に分類することができる．ところで第1号ドックは開渠後140余年を経ており，場所によっては石材表面がハニカム構造風化（蜂の巣状風化）を示し，侵食が



図－2　第１号ドック全域の三次元化（上：北側，下：南側）

進んでいるものが認められる [5]．図－3 に示すのは，図－2 中の黄色四角部分の拡大図である．図－3 中に四角で示した石材は，表面浸食が特に進んだ石材を示している．高さに関わらず，石材が浸食を受けていることがわかる．また石材の色で観察を行うと，白色を呈した凝灰岩質の安山岩石材の表面で浸食がよく起こっているようにみられる．このような特徴は南側壁面だけでなく，北側壁面でも見られる特徴である．

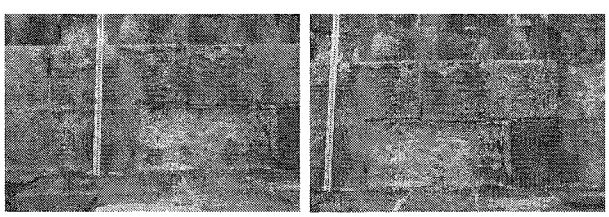


図－3　南側で認められる石材表面浸食

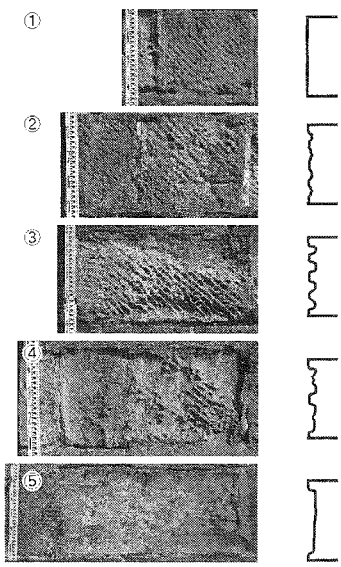
5. 石材表面の侵食量測定

図－3 中の赤枠で示される石材表面を対象に，南北壁で合計 13 個の石材表面に写真測量を適用した．図－4 に示すようなスケールを写し込んだ石材表面の立体写真を撮影し，同様な解析で三次元モデルを作成し，周囲の浸食されていない石材表面から竣工時の表面も推定し，浸食量（体積）を計算した [5]．

その結果，石材表面に於いて塩類風化による浸食過程を推定することができた [5]．



図－4　石材表面の立体写真



図－5　塩類風化による石材表面の浸食過程 [5]

この成果は地盤工学会関東支部「江戸期以降の土木史跡の地盤工学的分析・評価に関する研究委員会」による調査の一部である．調査の際には米海軍横須賀基地に大変お世話になった．紙面を借りて御礼申し上げる．

文献

1) 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, pp.124-133.

2) 谷本親伯・小泉圭吾（2005）：大阪大学敦煌莫高窟学術調査の概要，地盤工学会誌，Vol.53(3)，pp.8-10.

3) 菊地勝広（2010）：1873 年刊行フランス海事雑誌にみる横須賀製鉄所の建築技術－横須賀製鉄所におけるフランス系技術の導入に関する研究（その 2），横須賀市博物館報告，Vol.55，pp.27～65.

4) JACAR（アジア歴史資料センター） Ref.C09112825300，公文類纂 明治１１年 前編 巻２２ 本省公文 土木部３止（防衛省防衛研究所）入手先＜http://www.jacar.go.jp/＞

5) 藤井幸泰・正垣孝晴・宮川真国・菊地勝広（2014）：横須賀製鉄所第 1 号ドックの編年変化と写真測量による侵食量推定の試み，地盤工学会誌，Vol.62，No.4，pp.14-17.

P36 近赤外分光による基盤岩の風化区分へ向けて (1)流紋岩質凝灰岩

Application of near-infrared spectroscopy to rock weathering classification (1) Rhyolitic tuff

○磯野陽子，木村隆行（エイト日本技術開発），中嶋　悟（大阪大学）

Isono Youco, Kimura Takayuki, Nakashima Satoru

1. はじめに

近赤外分光法は，700～2500nm 付近の波長領域の光の吸収･反射などを扱う分光法で,透過性の良い光を用いることから，非破壊・その場分析が可能で利便性が高い．そのため筆者らは，近赤外分光の土木地質材料への適用について検討し（中嶋ほか(1996)[1]，磯野ほか(2012)[2]），昨年までに花崗岩類の強度特性把握に利用できる可能性を示した（磯野ほか,(2013)[3]）．

今回，近赤外分光の新たな利用方法として，基盤岩の風化区分への適用について検討したので,報告する．

2. 測定対象試料

測定対象としたボーリングコアは，G.L.-0.15m より，強風化した流紋岩質凝灰岩が分布している（写真-1）．室内で自然乾燥させた試料を 1m 間隔で採取し，近赤外分光測定を行った.同時に,同試料で可視分光測色，pH および酸化還元電位（以下 Eh）の測定も行った．

3. 測定方法

近赤外分光は，NIR256（オーシャンオプティクス製）で行った．採取した試料に直接プローブをあて，反射スペクトルを取得する．今回は試料が細粒であり，風化進行部は，鉱物粒子境界があいまいとなっていたことから，無作為に選んだ（ただし，脈等特異部は除く）10 箇所の反射スペクトルを測定した．試料の反射スペクトルは，アルミナ粉体での反射スペクトルに対する相対反射率とし，これをクベルカ・ムンクの式で吸光度に変換し，吸収スペクトルとする．各吸収帯に直線のベースラインを引き吸収帯の面積を求め，深度方向への変化を調べた．

可視分光測色には，MIRAGE（扶桑プレシジョン製）を用い L*a*b*座標系で表色し，pH・Eh は，pH/COND METER D-54（HORIBA）で測定した．

4. 測定結果

G.L.-4.5m・18m・27m 試料の近赤外スペクトルを図-1 に示す．すべての試料に共通して，約 1450nm 付近と 1950nm 付近および 2100～2500nm 間に 3 つの吸収帯が確認された．ここで，1450・1950nm 付近吸収帯は，水（層間水・吸着水）が関与する吸収帯で，2100～2500nm 付近のものは，水酸基（OH 基）を有する鉱物の吸収帯に帰属する．それぞれの吸収帯の面積を計算し，その他物性値とともに深度方向に示す（図-2）．

その結果，1450・1950・2300・2450nm 付近の吸収帯は，同じような深度変化傾向を示し，G.L.-15.0m 付近（橙線）に不連続面が認められた．pH・Eh もまた，G.L.-15.0m 付近でデータの分布傾向が変化していた．この深度は標準貫入試験が可能な最深の深度でもあり，物理的境界面（D 級・CL 級岩盤境界）付近にも相当する．

2200nm 付近の吸収帯面積の分布傾向は，a*b*と似ており，データの変化深度は G.L.-27m 付近（緑線）にある．この深度は，おおよそ CL 級と CM 級の岩盤境界付近と想定されている．

5. まとめ

近赤外分光によって得られた，基盤岩の吸収帯面積の深度分布より，D・CL 級ならびに，CL・CM 級基盤岩の区分が可能であることが示唆された．基盤岩の岩級（風化）区分は，物理的な指標（標準貫入試験や打撃音等）で判断される場合が主である．一方，近赤外分光は測定試料の含水量あるいは含水酸基鉱物の有無や関与を評価しており，鉱物・岩石学的な基盤岩の風化区分指標に近い．

本検討では，物理的指標（N 値等）と，鉱物・岩石学的指標（近赤外），さらに化学的指標（pH・Eh）による風化岩級区分がおおむね一致した．しかしながら，近赤外分光による 2200nm 付近吸収帯は，物理・化学的指標とは良い相関が認められなかったが，一方色彩工学的な指標（a*b*値）と調和したことは興味深い．近赤外分光によって得られるいくつかの吸収帯は，それぞれ様々な指標と関連づけられる可能性がある．各吸収帯のより詳細な帰属の検討も含め，今後測定対象試料を増やし，近赤外分光の土木地質材料への適用の検討を進めていく予定である．

参考文献

1）中嶋　悟・黒木紀子・斉藤典之・多田隆治・高山英男・大倉　力：可視・近赤外フィールドジオセンサーの開発，月刊地球，18,223-230 (1996)

2）磯野陽子・木村隆行・中嶋　悟：近赤外分光の土木地質試料への応用，応用地質，平成 24 年度研究発表講演論文集，111-112 (2012)

3）磯野陽子・木村隆行・中嶋　悟：可視・近赤外分光分析による岩石コアの測定と強度特性との対比(1)花崗岩類，応用地質，平成 25 年度研究発表講演論文集，75-76 (2013)

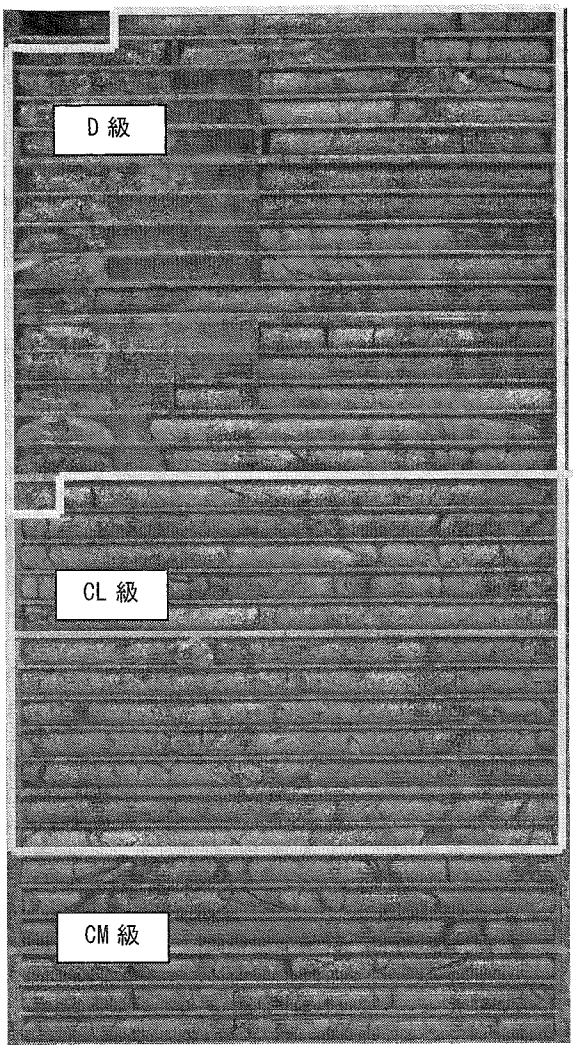


写真-1　流紋岩質凝灰岩ボーリングコア

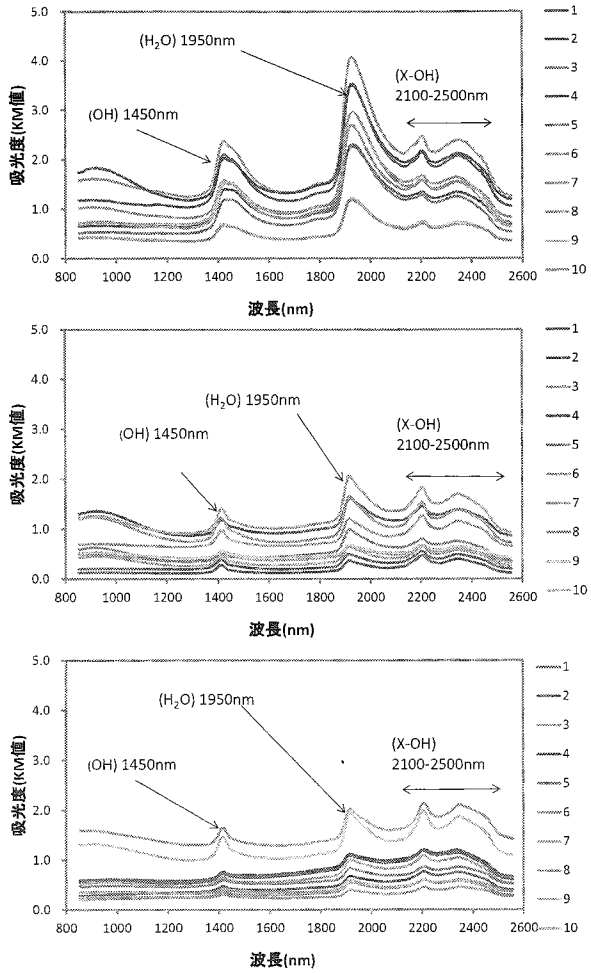


図-1　G.L.-4.5m・18m・27m 試料 10 か所の近赤外スペクトル

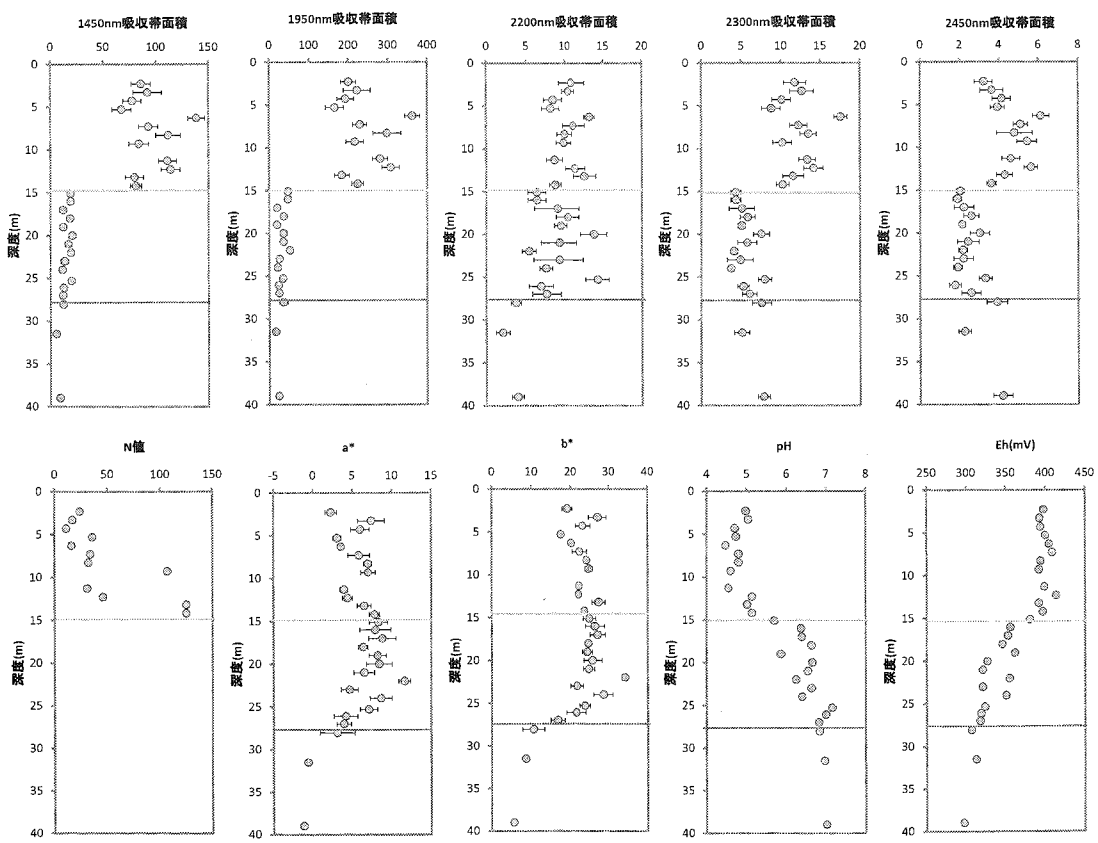


図-2　流紋岩質凝灰岩ボーリングコア試料における近赤外吸収帯面積，N 値，a*値（赤色），b*値（黄色），pH，Eh の深度方向変化．

P37. 長崎市出島で見られる砂岩石材の風化現象について

Weathering of sandstone used for buildings in Dejima, Nagasaki City, Japan.

○朽津信明・森井順之・佐藤円香（東京文化財研究所）・西山賢一（徳島大学）
Nobuaki Kuchitsu, Masayuki Morii, Madoka Sato, and Ken'ichi Nishiyama

1. はじめに

長崎市出島の国指定史跡・出島和蘭商館跡には砂岩石材が豊富に用いられているが，そこには著しい風化が認められる場合がある．本研究では，文化財に用いられているこうした砂岩のこれ以上の劣化を軽減することを目的として，出島で歴史的に用いられた砂岩で認められる風化現象について記載し，その原因について考察を行った．

2. 出島における砂岩石材の利用

出島は言うまでもなく江戸時代に対オランダ貿易が行われた遺跡であるが，開国以降にも出島の土地は利用され続け，各時代の建物が次々と建てられ続けた．このうちの西側のエリアは，19 世紀初頭頃の出島の様子を復元すべく現在整備が進められているが，東側のエリアには開国後，幕末から明治期に建てられた建物が一部そのまま残されている．出島において砂岩石材が利用されているのは，周囲の石垣部分を除けば，主としてこの開国後に建てられた建物においてとなる．

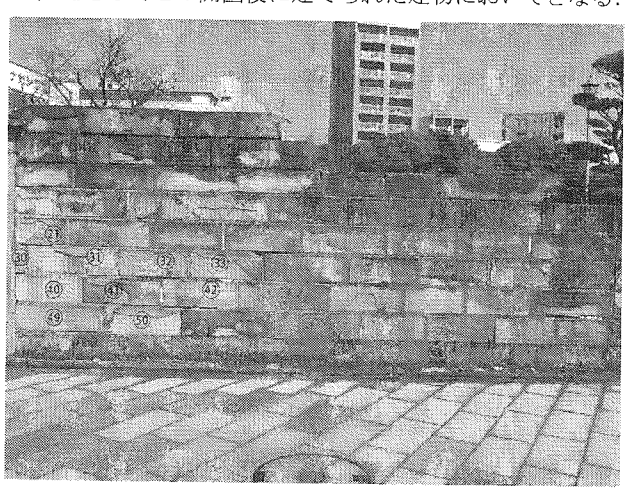


図 1. 出島の旧石倉南側外壁（数字は計測石材）

このうちの旧石倉は，幕末に建てられた砂岩製の倉庫で，西側の一部は 1956 年に復元されて倉庫としての機能を回復しているが，東側部分は外壁のみが残存した状態にある[1]（図１）．この旧石倉東側の外壁は，一部に後世の補修が見られるものの，基本的には砂岩が現位置で約百五十年間風化を受け続けた結果を見ることができると考えられる．一方，旧石倉の南側に現存する旧出島神学校は，1878 年に建てられた木造の建物[2]だが，その一階の床面には旧石倉と類似した砂岩石材が用いられている（図２）．屋根があるため直接かかる雨は少ないと思われるものの，これも基本的に砂岩が地表条件で百数十年間風化を受け続けた結果が現状と考えられる．

なお，旧石倉及び旧出島神学校で幕末に使用された砂岩石材は，天草石とされており[1]，その中でも下浦石[3]と呼ばれる古第三紀の微細粒砂岩かと考えられる．

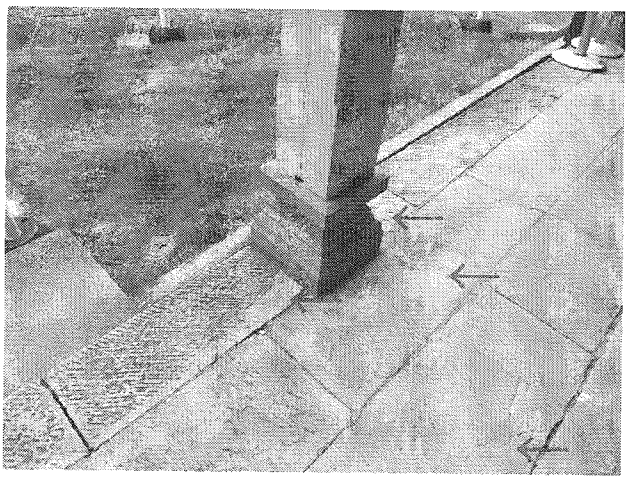


図 2. 旧出島神学校の砂岩製床面（←：層状剥離箇所）

3. 砂岩の風化状況

旧石倉と旧出島神学校で用いられている砂岩石材は，多くの場合には顕著な風化（表面剥離）を示している．

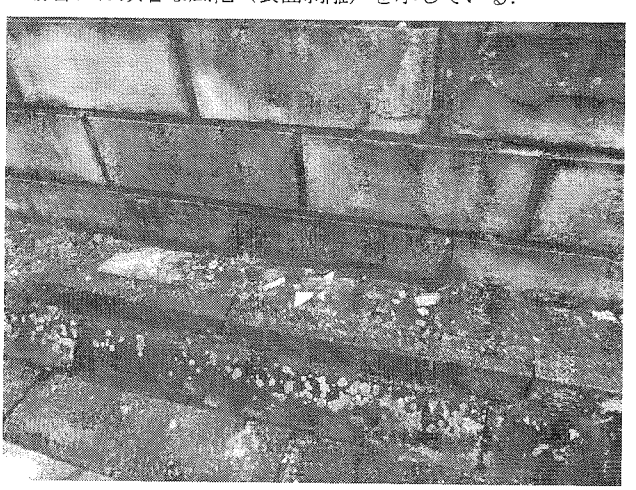


図 3. 旧石倉南側壁の崩落片（↑：崩落片）

まず，旧石倉南側面では，厚さ 2.5～10㎜ 程度で数センチ大の板状の破片が地面に多数落下しているのが観察され（図３），壁面側は層状に一部では深さ数センチに及んで侵蝕が進行している．この剥離面は砂岩の層理構造とは一致せず，石材の整形面にほぼ平行に観察される．剥離は一層だけではなく，一層剥離した面からさらに次の層が剥離することにより，階段状に複数の剥離層が認められる場合も少なくない．崩落片は粉状化することなく一定の強度を保ったままで角張っており，円磨は認められない．同じ壁の北側面では剥離

はあまり見られず，コンクリートの柱が存在する箇所の近傍で一部に僅かな剥離が認められる程度である．

一方の旧出島神学校床面では，建物の先端で上からの雨の供給が想定される先端部の石材では，剥離はほぼ認められない．これに対して内部側で屋根の下になり，直接的な雨水の供給が乏しいと判断されるような箇所では，床面に平行に水平方向の層状剥離が認められる．剥離は複数層が階段状で認められ，合計で深さ1～4mm程度の侵蝕が認められる(図２)．

４．計測方法と結果

4.1. 方法

旧石倉南側壁で，各石材内で上部と下部とでそれぞれ推定される石材の当初整形面と現状とを比較することで，現時点の最大侵蝕量について記載した．また侵蝕された状態の現石材側表面や崩落片において，モース硬度計にて表面硬さを計測した．さらに崩落片を長崎市の許可の下で採取し，X線粉末回折により鉱物分析を行った．合わせて，天草で採石されたばかりの下浦石石材についても，同様にモース硬度計測と鉱物分析とを行った．この他，降雨時には湿って暗色化した石材が乾燥過程で明度上昇する傾向が認められたため，降雨終了直後とそれから一時間経過後とにそれぞれ旧石倉南側壁各石材の上部及び下部で色彩値を測定することにより，石材の明度の差（ΔL*値），すなわち乾きやすさを測定した．

石材位置	部位	最大侵蝕量(mm)	ΔL*値
㉑（5層目）	上部	0.0	3.6
	下部	24.0	1.2
㉚（4層目）	上部	0.0	9.7
	下部	0.0	2.2
㉛（4層目）	上部	0.0	10.5
	下部	14.5	5.6
㉜（4層目）	上部	0.0	10.7
	下部	3.0	11.0
㉝（4層目）	上部	0.0	14.5
	下部	3.5	4.6
㊵（3層目）	上部	0.0	1.6
	下部	0.0	3.2
㊶（3層目）	上部	0.0	11.1
	下部	7.5	1.7
㊷（3層目）	上部	0.0	2.8
	下部	3.5	0.9
㊾（2層目）	上部	0.0	5.9
	下部	0.0	13.8
㊿（2層目）	上部	0.0	2.5
	下部	3.5	3.4

表1．最大侵蝕量とΔL*値の計測結果一覧（石材位置は図１参照）

4.2. 結果

旧石倉南側壁では，同一石材内で見ると侵蝕が顕著に認められるのは主として下部においてであり，上部の侵蝕量が下部の侵蝕量を上回る石材は認められなかった（表１）．モース硬度は，剥離後の石材側侵蝕面（石材㊷）でも崩落片の表面でも 4.0～4.5 を示し，採石されたばかりの下浦石と同様の値を示した．分析の結果，崩落片試料からは，石英や長石などの砂岩の粒子を構成する鉱物以外に，セメントを構成すると見られる方解石（$CaCO_3$）が検出され，この点は採石されたばかりの下浦石とも一致した．色彩値測定の結果，同一石材内で見ると，降雨後一時間でのΔL*値は，壁面下層の石材以外は主として上側の方が大きい（すなわち石材上部において降雨終了後の乾きが早い）傾向が一般に見られた（表１）．

５．考察

出島で見られる砂岩の風化では，崩落片が形状や硬度を比較的保っており，また壁面側の侵蝕面も硬度が保たれていることから，砂岩自体の脆弱化はあまり起きておらず，崩落片で認められる方解石の存在がこの表面硬度維持に貢献していると思われる．すなわち，下浦石にはもともとセメント物質として方解石が確認されるが，それが雨水と化学反応して一部溶解し，水分蒸発に伴って石材表面側で再結晶したものが崩落片中の方解石と考えられる．この再結晶は蒸発面に平行に起きやすいはずであり，ならば方解石は砂岩の層理とは無関係に石材の整形面と平行に濃集するだろう．このため再結晶が起きる石材表面付近と，方解石が溶解する場となる内部側との間には物理的な不連続面ができやすいと考えられ，これが，板状に表面剥離が進行しやすい理由と推測される．

この仮説が正しければ，剥離する層の厚さは石材への水分の供給量と表面からの蒸発速度との兼ね合いで決まると思われ，旧石倉北側壁で剥離が目立たないのは，南側に比べて日射が乏しく蒸発速度が遅い点が影響しているのだろう．また，旧出島神学校床面では，剥離が起きているのは雨が当たりにくい内部側石材で，水分供給が乏しいために上記反応が起こりにくく，剥離層が薄くなるのだと考えられる．雨水の十分な供給が想定される先端部石材では，水平面であるために水分供給が過剰となり，方解石の再結晶が進みにくいことで剥離が起きにくいのではないかと想像される．そして，旧石倉で降雨終了後の水の乾き方を見た場合に，同一石材内では下部で遅れがちだった傾向は，重力によって石材内の水分が下側に留まりやすいことが影響していると考えられるが，このため同一石材内では下部で水分が豊富になりやすいことが，特に石材下部で剥離が目立つ理由であろう．

今後こうした風化を防ぐ対策としては，例えば旧石倉の外壁には覆屋を設けることにより，水の供給を完全に遮断する対策などが考えられる．ただし，旧神学校床面の現状を見ると，むしろ雨水の供給が乏しい内部側の方が剥離は顕著であり，中途半端な水分供給の軽減は却って逆効果となる恐れも懸念される．従って，拙速な対処は慎み，さらなる検証を加えた上での，十分慎重な対応が必要となるだろう．

文献

1) 山口光臣(1967) 長崎の洋風建築，長崎市教育委員会社会教育課.

2) 長崎市(1980) 国指定史跡出島和蘭商館跡内　旧出島神学校修理工事報告書，長崎市教育委員会.

3) 高木恭二・芥川博士 (2014) 古墳時代における天草砂岩の利用，杉井健 (2014) 2010～2013 年度科学研究費補助金基盤研究(B)研究成果報告書 課題番号:22320160，99-111，熊本大学

P38. トンネル掘削発破を起振源とした切羽前方探査の開発

Development of prediction ahead of tunnel face using excavation blasting

○中谷匡志，大沼和弘，山本浩之（安藤ハザマ）
Masashi NAKAYA, Kazuhiro ONUMA, Hiroyuki YAMAMOTO
新妻弘明（東北大学）
Hiroaki NIITSUMA

1. はじめに

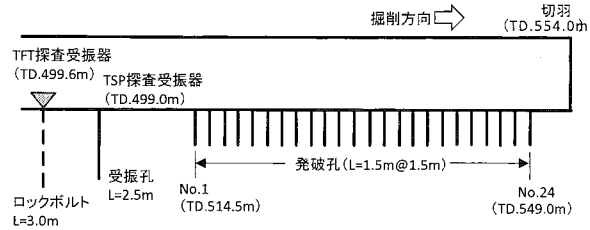
山岳トンネルの施工において，断層等の地山不良部や地質境界の正確な出現位置を事前に把握することは，安全や工程管理の面から重要である．しかしながら，地表から実施される事前の弾性波探査などの物理探査では，土被りが大きい場合や複雑な地質構造の場合などには探査精度に限界がある．そこで，掘削中の坑内において切羽前方探査を実施し，精度良く地質変化を把握することが求められており，数多くの研究・開発が進められている．

筆者らは，掘削発破によって発生する発破エネルギーを起振源とする，坑内弾性波探査システム「トンネル フェイステスター（TFT 探査）」の開発を進めている[1]．今回，施工中の山岳トンネルにおいて，想定されている多亀裂帯を対象とした既往の探査技術 TSP202 との比較検証を実施し，良好な結果が得られたので，試験探査の内容および結果について報告する．

2. 試験探査

今回実験対象とした国道 108 号花渕山 2 号トンネルは，中生代白亜紀花崗閃緑岩を主体とした地質から構成される．本トンネルの地質縦断図を図-1 に示す．図-1 より，事前調査から TD.597.0m 付近（土被り 210m 程度）において多亀裂帯の出現が想定されていた．この多亀裂帯の出現位置を予測するために，TSP202（AMBERG 社製）と TFT 探査による試験探査を同時に行った．探査計器配置図を図-2 に示す．

具体的な方法として，図-2 に示すように，切羽



図－2　探査計器配置図（模式平面図）

表－1　探査条件一覧

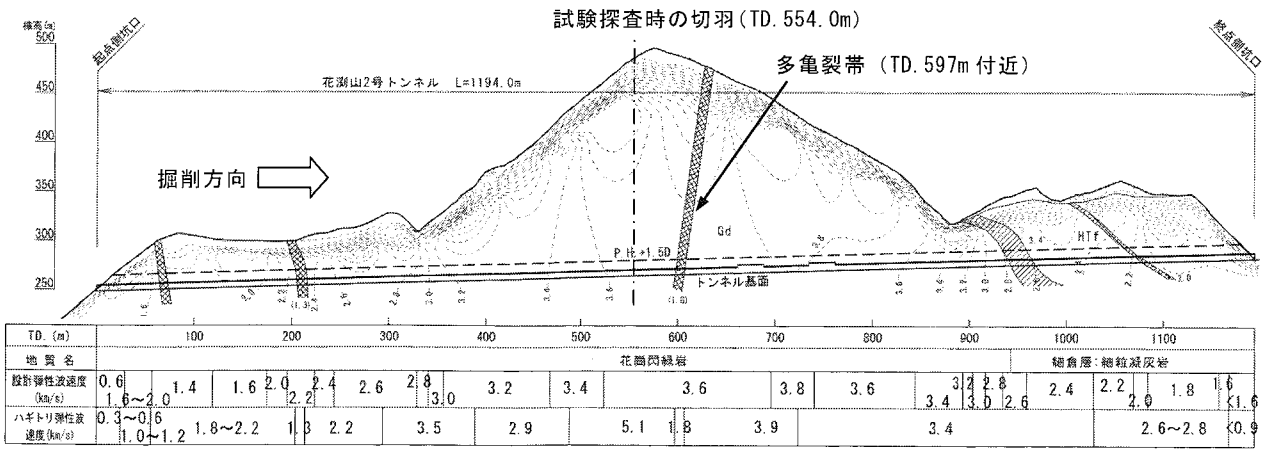
	TSP探査	TFT探査
受振器	加速度計(2成分)	速度計(1成分)
固定方法	岩盤中に固定	ロックボルト頭部に機械的に固定
サンプリング周波数	25kHz	48kHz
分解能	24bit	24bit

（TD.554.0m）から 5.0m 後方より坑壁に 1.5m 間隔で削孔（削孔長 L=1.5m）を 24 孔行い発破孔とした．

TSP202 の受振器については，TD.499.0m の坑壁に受振孔（削孔長 L=2.5m）を削孔し，セメントミルクのグラウトで孔内に固定したケーシングに加速度計（2 成分）を設置した．発破孔と受振孔については，どちらも削孔径 φ50mm，削孔角度 20 度（下向き）とし，孔口の高さについては SL-1.5m とした．

一方 TFT 探査については，TD.499.6m に設置された支保工のロックボルト（L=3.0m，SL-1.5m）頭部に速度計（1 成分）をクランプで機械的に固定した．

起振源は 2 号榎爆薬 50g を使用し，各発破孔底において逐次点火し，弾性波データを両探査計器で同時に記録した．なお，TSP202 と TFT 探査のサンプリング周波数はそれぞれ，25kHz，48kHz であるため，両探



図－1　花渕山 2 号トンネル地質縦断図（当初想定）

査を比較するにあたり，TFT 探査の結果をレート変換（ダウンサンプリング）し，同一のサンプリング間隔とした．さらに TSP202 で得られた 2 成分データから最大振幅を合成した．図-3 に TSP202 の合成した波形と，レート変換後の TFT 探査の波形例を示す．

図-3 より，初動の到達時間は，概ね同程度の時刻で捉えられている．また，後続波を比較すると TFT 探査において大きな振幅が認められた．この後続波については TSP202 では確認されないこと，反復して現れることから，起振によって発生する坑内音波の反響によるものであると考えられる．なお，これらの影響は，マイグレーションによって打ち消されることにより，解析上大きく影響しないものと考えられる．

今回の解析については，坑内電源の影響と考えられるノイズが大きいデータを除いた 18 データで行うこととした．各探査の走時曲線より算出した弾性波速度は，TSP202 では Vp=4.0km/s，TFT 探査では Vp=3.7km/s となり，概ね一致した結果が得られている．

3. 切羽前方予測

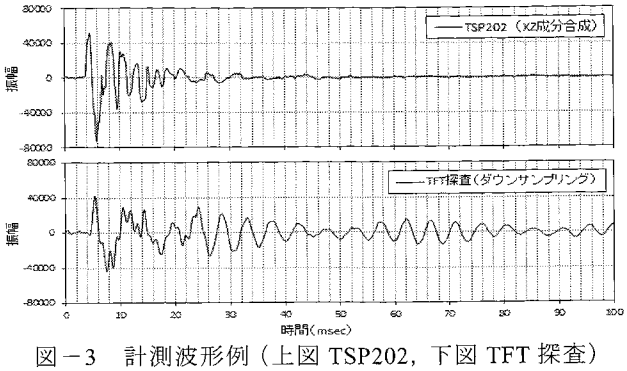
ディフラクションスタックマイグレーション法により，反射点における振幅の重合値から反射エネルギーを求めた．図-4，5 に両探査の解析結果を示す．

解析結果については，各データの振幅の伝播距離減衰の補正および起振エネルギーの正規化を行った．次に，受振点を原点とする半径 r（50≦r≦200m）が 2m，中心角 θ（0≦θ≦90°）が 2° 間隔毎の座標点（rcos θ，rsin θ）を反射点とした．なお，両図はマイグレーション後の反射エネルギーの最大値に対して，約 20%以上の反射点のみをバブルチャートで表示した．また，反射面は反射点と原点を結ぶ直線に直交するものとし，反射面の出現位置をバーチャートで表示した．

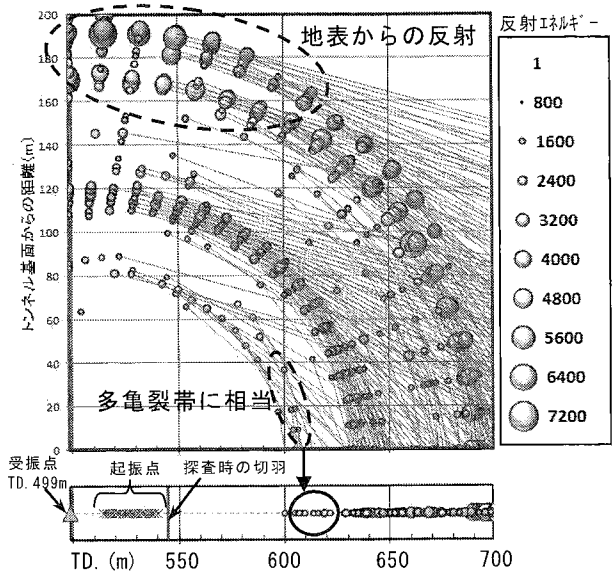
図-4，5 より，両探査ともトンネル基面からの距離 200m 付近に反射エネルギーの大きい範囲があり，これらは探査区間の土被りと一致することから，地表からの反射と考えられる．さらに，TD.610～620m において反射面が確認でき，実施工においても TD.610m 付近に多亀裂帯の出現が確認されたことから，当初想定されていた多亀裂帯を予測できたものと考えられる．

4. まとめ

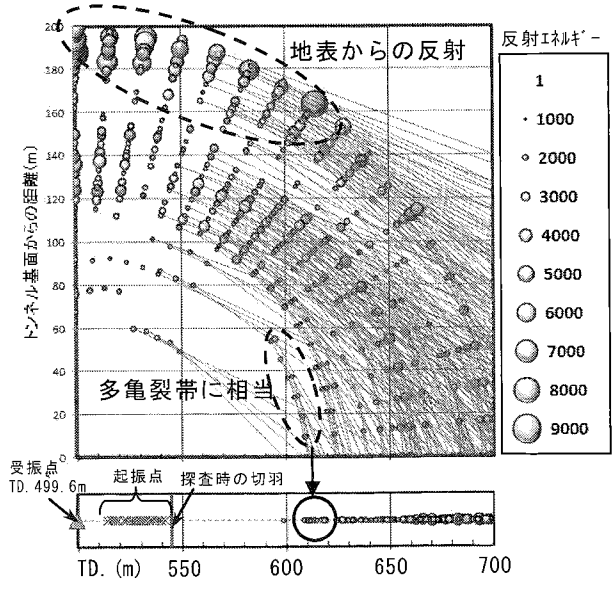
今回 TFT 探査の探査精度の検証のため，施工中のトンネル現場において， TSP202 と同一条件において試験探査を行った．両探査において明瞭な弾性波波形が得られており，切羽前方予測から得られた反射面と同程度の位置で，実施工においても多亀裂帯が確認された．このことから，ロックボルト頭部に速度計を取り付けた簡便なシステムにより，実用性に特化した TFT 探査においても，加速度計を岩盤中に設置する TSP202 と同等の性能を有することが確認できた．



図－3　計測波形例（上図 TSP202，下図 TFT 探査）



図－4　TSP202 解析結果（18 データ使用）



図－5　TFT 探査解析結果（18 データ使用）

今後は，坑内音波の除去などにより，探査精度を向上させるための方法を検討していくとともに，様々な地質状況における検証を行う予定である．

文献

1）中谷ほか（2013）：掘削発破を用いた切羽評価システムの開発と適用事例，土木学会「第 23 回トンネル工学研究発表会」報告Ⅰ-31，pp.209-215.

P39. 切羽前方探査データを用いた膨張性地山の評価に関する検討

Study on evaluation of squeezing ground by probing ahead of face

○石原朋和，外山　真，橋本浩史（鉄道・運輸機構），北澤　剛（前田・松尾・下特定建設工事共同企業体）
Tomokazu Ishihara, Makoto Toyama, Hiroshi Hashimoto, Tsuyoshi Kitazawa

1. はじめに

九州新幹線西九州ルートは武雄温泉・長崎間（約67km）において現在工事が進められている．その中で俵坂トンネルは佐賀県と長崎県をまたぐ全長 5,675m の山岳トンネルであり，起点方の東工区（2,645m）と終点方の西工区（3,030m）の 2 工区に分割して工事を進めている．本報告の西工区での掘削進捗率は平成 26 年 7 月末時点で約 9 割となっている（図-1）．西工区では，これまで起点方の特に泥岩，凝灰角礫岩との層境付近にてトンネル内空への押出しが顕著で，数箇所で縫返しを余儀なくされてきた（図-1）．この間の切羽前方探査は弾性波探査およびノンコアボーリングによって前方の地質予測を行っていたが，西工区の多様な地質性状をこれらの方法で精度良く予測することは困難で，このため適正なトンネル支保工を計画することができない状況であった．

そこで，終点方の泥岩区間からはコア採取可能で，施工性，経済性の面から有効とされるパーカッションワイヤーライン工法（以下，PS-WL と称する）を切羽前方探査法として採用した[1]．本報告では，西工区の泥岩区間の地質の特徴および PS-WL から得られた知見等を報告する．

2. 西工区の地質概要

西工区の地質は古第三紀漸新世の砂岩，砂質泥岩，泥岩からなる堆積岩を基盤とし，その上部を新第三紀～第四紀の火山岩類が覆っている（図-1）．両者は不整合関係にあり，不整合面付近（以下，層境付近と称する）は大量の地下水の胚胎が想定され，かつ本層の泥岩はスレーキングがみられ，剥離面に鏡肌が発達する特徴を有する．

3. 切羽前方探査の方法

(1) PS-WL

PS-WL とは，ワイヤーラインコアリング工法に打撃を加えて，コアを採取しながらの高速掘進を可能とした工法である．西工区では，2 日間の施工で延長約 120m/回の掘進を基本とし，掘進速度，穿孔エネルギー等のデータを取得した．

(2) コア観察

肉眼観察にて岩種，岩石の硬軟，風化・変質状況，破砕状況などの情報を取得した．

(3) 室内試験

PS-WL のコア試料を用いて，点載荷試験，浸水崩壊度試験，岩石の鉱物組成分析，スメクタイト定量分析，交換性陽イオンの定量分析（CEC 試験）を実施した．

4. 調査結果・考察

各調査結果と A 計測の結果（西工区では側方優勢の変形が顕著なため内空変位量を採用）の関係を図-2 に示す．

(1) 地質

砂質優勢部にあたる細粒砂岩，砂質泥岩，凝灰質砂岩の区間は内空変位量が概ね 50mm 未満であった．一方，泥岩，破砕状泥岩（著しくせん断し鏡肌の発達した泥岩、割れ目に粘土を挟在する泥岩），凝灰岩挟在区間，泥岩と凝灰角礫岩の層境付近は内空変位量が概ね 50mm 以上となり，また 17k100m 前後の層境付近の泥岩は角礫化，粘土化により強度劣化が著しく，指圧で変形するほど軟質な状態であり，内空変位量が 300～500mm を示した．対応する切羽では亀裂が発達し，層理の褶曲，鏡肌，粘土の挟在等が確認された．

(2) 換算一軸圧縮強さ，地山強度比

地質別の換算一軸圧縮強さ（点載荷強さ×15）は細粒砂岩が平均 10.5MPa，泥岩が平均 8.2MPa，破砕状泥岩が平均 1.7MPa を示し，破砕状泥岩は膨張性の指標の 4MPa 以下[2]である．また，内空変位量が 50mm 以上の箇所と地山強度比 1.5 以下の箇所が概ね対応している．

(3) 削孔データ

16k300～850m 間は 100～250J/cm^3，16k850m 以降は 100～450J/cm^3 を示したが，17k100m 前後は約 900J/cm^3 まで急増した．一般的に穿孔エネルギーは岩質が硬質化すると増大し，軟質化すると低下するが[3]，換算一軸圧縮強さは 16k300～850m 間が平均 8.7MPa，16k850m～17k100m 間が平均 5.4MPa を示すことから，一般的な傾向とは逆の傾向が認められる．これには粘土化，角礫状化した泥岩の存在が原因として考えられ，粘土部や角礫部では孔壁が自立にしにくいため，孔壁崩壊や押出しにより掘削抵抗が大きくなりやすく，穿孔エネルギーの急増や掘進速度の低下として削孔データに表れたと推察される．

(4) 浸水崩壊度試験

浸水崩壊度 2 以上の区間は内空変位量が概ね 50mm 以上であった．

(5) スメクタイト含有量，交換性陽イオン容量

16k641m の泥岩と他地域の膨張性を有する地質の試験結果を図-3 に示す．西工区の泥岩の場合は膨張性を示すのは浸水崩壊度のみであるが，他地域の場合はスメクタイト含有量，陽イオン交換容量においても膨張

性を示す場合が多い．

これらの結果より，西工区にて生じる内空への押出し現象は，膨張性粘土鉱物による吸水膨張を原因とする押出しよりも泥岩中の潜在亀裂が掘削時の応力解放によって開口し，細片化した泥岩の塑性流動化を原因とする押出しの方が顕著であると考えられる．

5. PS-WL より得られた知見

以下に PS-WL より得られた知見を示す．西工区では，これらの知見を適正な掘削および支保パターンの選定に活用している（図-2）．

（1）不良区間（内空変位 50mm 以上）の特徴

① 粘土化部，粘土挟在部，著しくせん断し鏡肌の発達した泥岩の延長が 3m 以上
② 白色凝灰岩の挟在区間が延長 3m 以上
③ 石炭層薄層の挟在区間が延長 3m 以上
④ 地山強度比＜1.5
⑤ スレーキング性が高い（スレーキング区分 2 以上）
⑥ 穿孔エネルギーの急増，掘進速度の急激な低下

（2）良区間（内空変位 50mm 未満）の特徴

① 砂質優勢部，細粒砂岩主体
② 地山強度比≧3

参考文献

1) 井浦智実・外山　真・髙山藤博・北澤　剛（2014）：側方からの押出しが顕著な泥岩地山を早期閉合で掘削―九州新幹線西九州ルート　俵坂トンネル(西工区）―トンネルと地下，Vol.45，No.3，pp.7-17.
2) 土木学会（2006）：トンネル標準示方書山岳工法・同解説，丸善出版（株），322p.
3) 全国地質調査業協会（2013）：ボーリングポケットブック（第 5 版），株式会社オーム社，538p.
4) 石田良二（1995）：スメクタイトを含む軟岩の吸水膨張特性―吸水膨張量―，前田技術研究所報，Vol.36

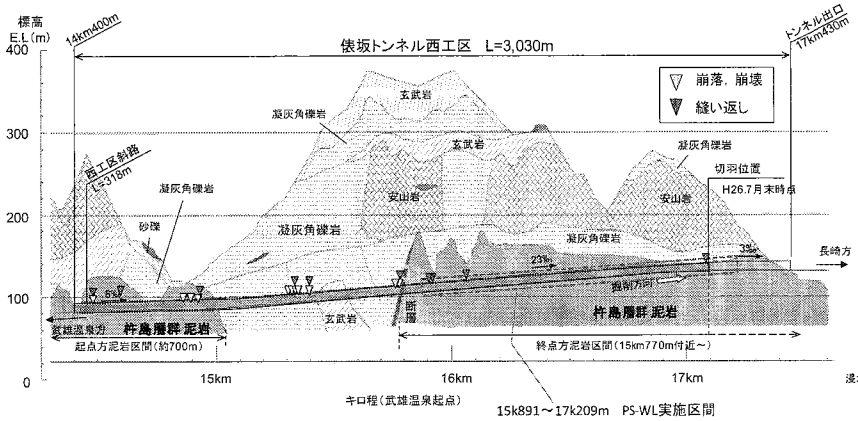


図-1　俵坂トンネル西工区地質縦断図

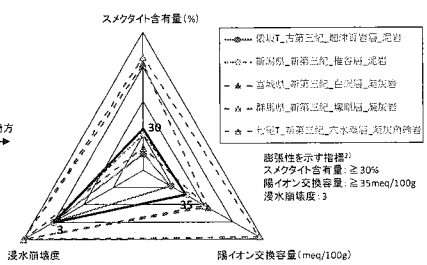


図-3　膨張性を示す軟岩の特徴 4)

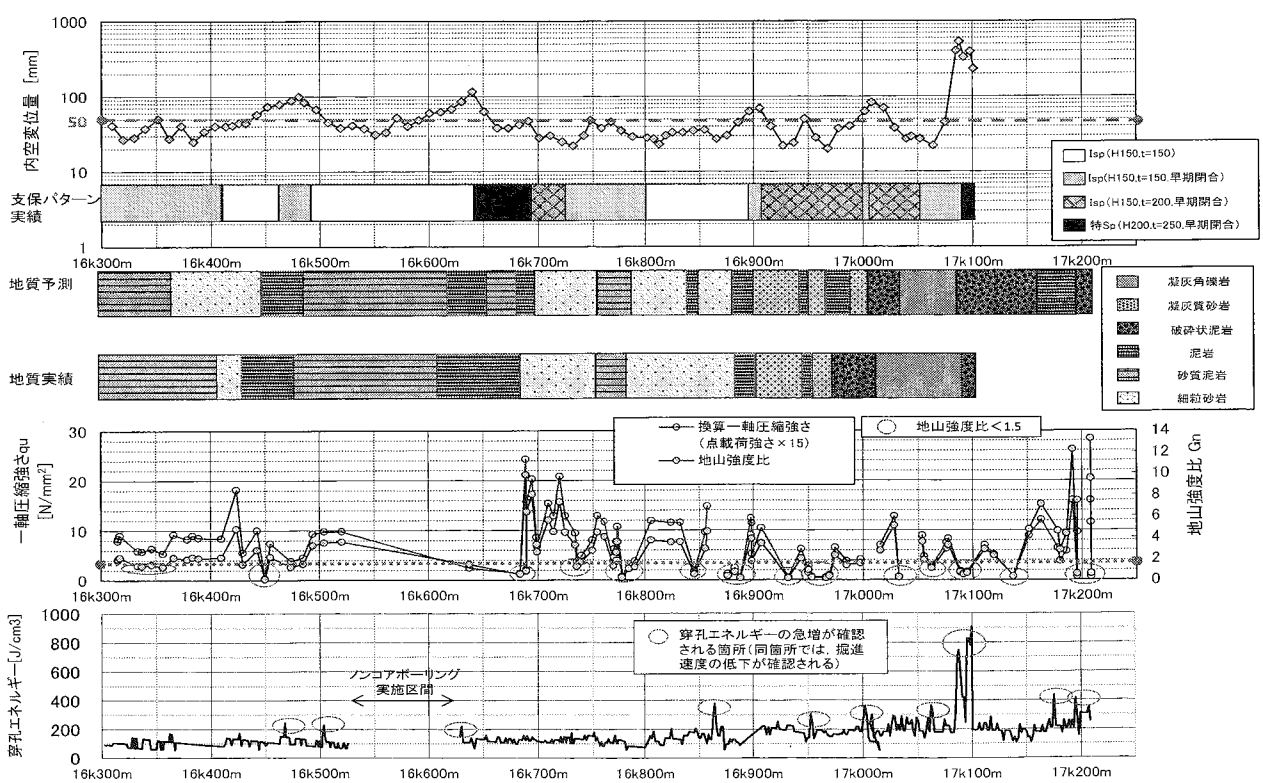


図-2　各調査結果と内空変位量の関係（16k300～17k200m）

P40. ベントナイト泥水に対応した微細気泡ボーリングシステム

Fine Bubble Generating Drilling System with Bentonite Drill Mud

○上田正人（中央開発株式会社）
Masato Ueda

1. はじめに

大型土木構造物の基礎岩盤，地すべり斜面における破砕帯中の軟質粘土などに対して，従来のボーリング工法では高品質のサンプリングコアを採取することが困難であった．

そこで従来工法に替わるボーリング工法として，清水あるいはポリマー系泥水に気泡を分散混入させる微細気泡ボーリングシステムを開発した[1]．このシステムは岩盤破砕帯粘土，ボーリング孔壁が自立する粘性土，締まった砂礫層などの掘削には有効であった．しかし，ケーシングによる保孔が難しく，ベントナイト泥水の使用が必要な孔壁が崩壊しやすい緩い砂層などでは，システムの構造上適用が困難であった．

このため，これまで自然状態のサンプリングが困難であった緩い砂や砂礫を対象に高品質サンプリングが行えるように，気泡ボーリング掘削においてベントナイト泥水の使用を可能にした新しいボーリングシステムを開発したので，その特性について述べる．

2. 気泡ボーリングシステムの概要

石鹸材料による化学的製法で気泡を生成して掘削流体とする従来の気泡ボーリングとは異なり，微細気泡ボーリングシステムは，物理的製法により生成した粒径 1mm 以下の微細な気泡を掘削流体に混濁させて気泡水とした．本システムは，気泡水による優れたスライム排除効果を発揮することにより高品質なボーリングコアを採取する掘削技術として特許を取得している（図-1，特第 4025485 号）．

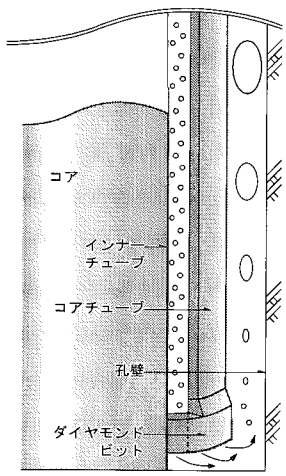


図-1　気泡掘削概要図

本ボーリングシステムは，石鹸系の界面活性剤(発泡剤)を使用せずとも発泡が可能なため，清水，海水，ポリマー系泥水など原水を選ばないメリットがある[2]．

開発当初は，基礎岩盤の詳細な地質構造の把握が必要なダム，原子力施設などの重要構造物の地質調査を始め，硬軟の地質が混在し，自然状態での精細なコア試料採取が求められる破砕帯や地すべり調査などへの適用が主だった．さらに最近では第四系の軟質粘性土や緩い砂質土のサンプリング需要も増えている．

しかしながら，沿岸域に分布する第四系の N 値 10 未満の緩い砂層や台地部に分布する深度 100m程度の段丘礫層のサンプリングを行う場合には，保孔のためにベントナイトを含む泥水を用いる必要がある．本システムでは均質な気泡泥水の生成が難しく，流量計，発泡管等をスムーズに流れないことが課題となっていた．このため，気泡発生装置により発生させた微細気泡水をベントナイト泥水に均等に分散させて循環させる新しいシステムを開発し，発泡の安定性を確認するために必要な現場実験を行った．

3. 微細気泡泥水の特性

(1) 作製条件

微細気泡泥水は通常表-1 に示すような機材，条件を用いて作製している．ボーリングマシンやコアチューブなどの掘削ツールスは通常のボーリングと変わらない．ベントナイト泥水に対応した新しいシステムでは，孔壁保護やスライムの排除などベントナイト泥水本来の使用目的を阻害しないため，気泡泥水密度（比重）の確認と管理を行う必要がある．

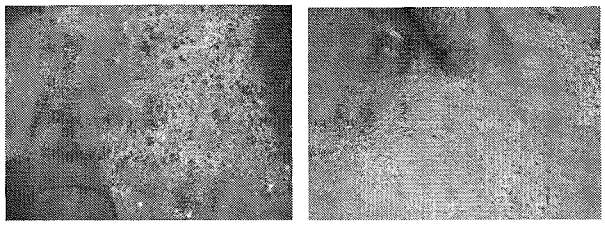
現場実験においては，発泡装置出口付近の比重 0.97～0.99，サクションタンク試料の比重 1.02～1.07 の範囲で作泥を行った．

表-1　微細気泡水作製条件

項　目	仕　様
掘削マシン	油圧・ロータリー式
掘削工法	普通工法
掘削口径	φ66～116mm
コアチューブ	二重管，三重管 ビニルスリーブ方式
掘削泥水	清水，ポリマー系泥剤
掘削ビット	メタル，ダイヤビット
送水量	5～50L/min
送水圧	0.2～0.6MPa
電磁流量計	0～100L/min 耐圧 1.0MPa
電磁風量計	0～4,000L/min 耐圧 1.0MPa
コンプレッサー	最大圧 0.7MPa，風量 76L/min
泥水ポンプ	プランジャーポンプ 50Hz 吐出量　205L/min
発泡能力	10～60L/min

(2)微細気泡泥水の物理特性

サクションタンクに生成された微細気泡泥水は写真-1 のようであり，a.は低粘度ポリマー系泥剤，b.は高粘度ポリマー系泥剤を基材として使用した場合のベントナイトによる微細気泡泥水の状況を示す．目視による気泡径はおおよそ 1mm 以下である．



a.低粘度ポリマー泥剤　　b.高粘度ポリマー泥剤

写真-1　ベントナイトによる微細気泡泥水

高粘度ポリマー泥水を基材とした微細気泡泥水については，気・液二相流体の流体粘度，流体密度，気体密度などの計測値を用いた数値解析を行った．気泡泥水特有の解析要素としては，気泡径と気泡終末速度の関係，掘削水中の気泡泥水が孔内を上昇する時間がある．

数値解析による GL-300m までの地上気泡直径 0.5mm, 1.0mm, 3.0mm の場合の深度と気泡直径の関係(図-2)，深度と気泡上昇速度の関係(図-3)を示す．現場実験条件の送水量 50L/min における地上の平均気泡直径は 1.0mm 程度であった．

気泡直径は水圧によって深度方向に小さくなり，GL-70m で地表部のほぼ 1/2 になるがこれ以深の径変化は小さくなる．また，ベントナイト気泡泥水中の気泡には質量に対して浮力，重力，抵抗力が作用し，泥水の流速に先んじて上昇流が生じるため，気泡径が大きいほど浅層部での上昇速度は大きくなる．ただし，ボイド率（気/液体積分率）が一定範囲内にないと安定した気泡流とならないため，送水量，送気量，送水圧の制御が必要になる[3]．

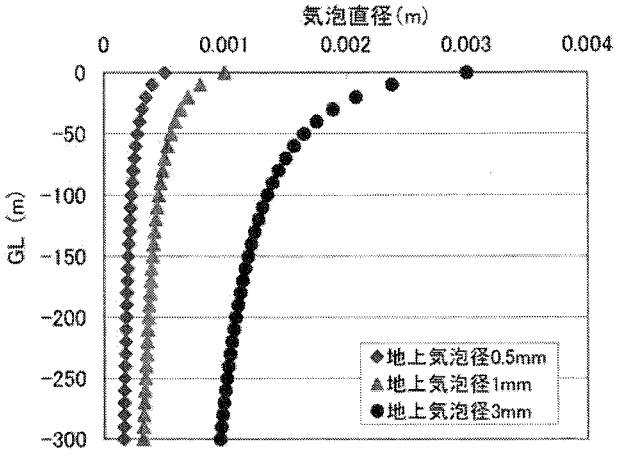


図-2　ベントナイト気泡泥水中の深度と気泡直径

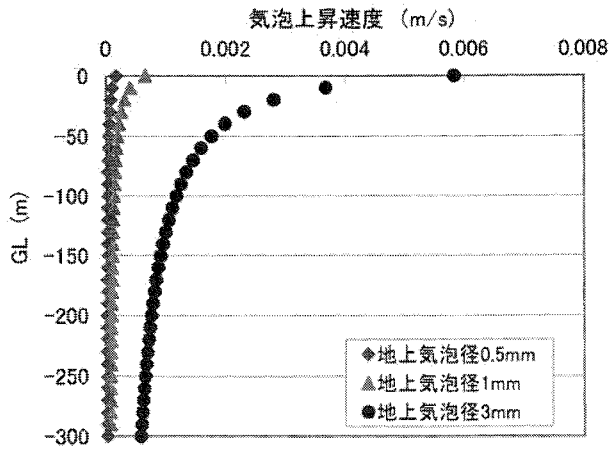


図-3　ベントナイト気泡泥水中の深度と気泡上昇速度

4.微細気泡泥水を用いたコアサンプリング

通常の清水を用いた普通工法ではコアとして採取不可能な緩い砂などに対しても微細気泡泥水を用いるとコア形状を保ったサンプリングが可能である(写真-2)．

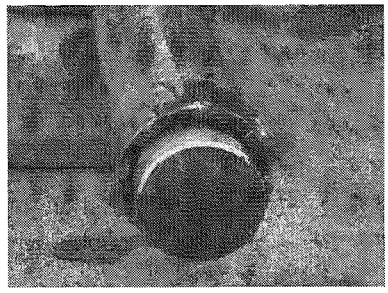


写真-2　緩い砂のコア採取

また，液状化砂地盤における実験では微細気泡泥水によるサンプリングコアの物理特性として，N 値によってややバラツキがあるものの，飽和度がほぼ凍結サンプリングと同等の状態を保って採取された結果が報告されている[4]．

これは既述の気泡による上昇流と付着効果により，孔底のスライム排除が促進されたためと推定されるが，詳細なメカニズムは現状ではわかっていないため，今後可視化実験などによる検証が望まれる．

文献

1) 荒木邦夫・大鹿明文・岡野軍治(2003)：表層～深地下にわたり高品質コアを採取する「IFCS 工法」の開発(懸濁)気泡水コア-サンプリング工法，電力土木，No.303，pp.156-158.

2) 上田正人(2011)：賛助会員のページ，岩の力学ニュース，No.99，pp.11-12.

3) 清水正之(1970):2 相(気体と液体)流れにおけるボイド率と流速の分布の推定,相模工業大学紀要,第 4 巻,第 1 号，pp.41-52.

4) 山根信幸・磯谷修二・藤井直・高野仁・岡田克寛・岡村未対・上田正人(2013)：空気注入不飽和化工法における品質管理方法の検討,第 48 回地盤工学研究発表会

P41. 東北地方太平洋沖地震の津波によって形成された津波堆積物

Characteristics of tsunami deposit caused by the 2011 Tohoku-oki earthquake tsunami

○田中姿郎・吉井 匠・濱田崇臣・佐々木俊法・伊藤由紀（電力中央研究）
Shiro TANAKA, Takumi YOSHII, Takaomi HAMADA, Toshinori SASAKI, Yuki ITO

1. はじめに

2011年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震において，一部の地域では襲来した津波の浸水範囲が古津波堆積物から推測される浸水範囲と対応していた．このことは，津波堆積物研究の重要性を社会的に認知させることとなり，沿岸地域の防災・減災を目的とし古津波堆積物を利用した今後襲来する可能性のある巨大津波の評価が課題となった．古津波堆積物を評価する際，津波堆積物の堆積学的特徴と堆積過程や化学的特徴を理解しておくことは必要不可欠であり，その理解のためには観察した堆積物が津波堆積物であるという信頼度が極めて高い必要がある．本発表では，津波堆積物の特徴を明らかにすることを目的に，東北地方太平洋沖地震の津波により堆積した津波堆積物試料を取得し，特にその堆積学的な特徴について整理する．

2. 調査の手順

津波堆積物の調査は2012年の8月～11月にかけて実施した．試料採取は青森県三沢市から千葉県山武市にいたる，津波の規模と地形の特徴が異なる20地点（図-1）で実施した．堆積物の採取においては，各地域において砂浜（ビーチ）から2地点，海岸から準に海側，中間，陸側の3地点の3測線，そして確実に津波を被っていないと考えられる1地点の合計12地点で採取した(図-2)．試料の採取においては，直径約4cm，

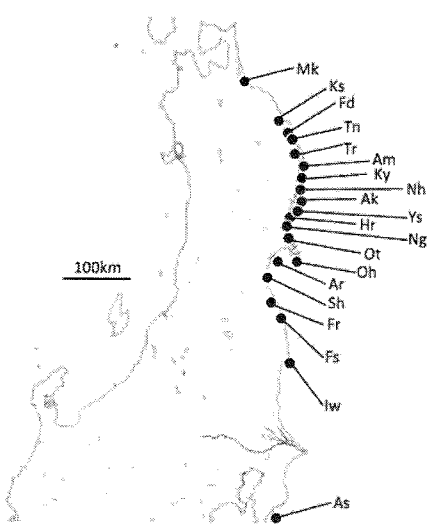


図-1　津波堆積物の調査・サンプリング地点

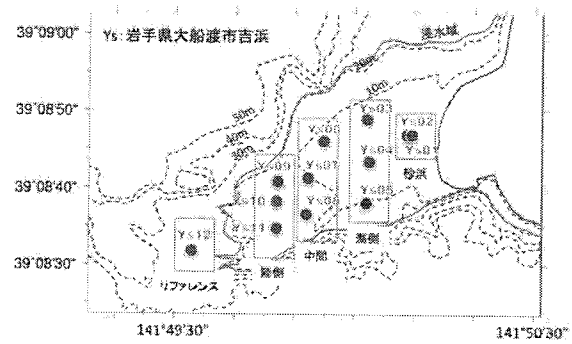


図-2　試料採取のレイアウト例（Ys：吉浜）

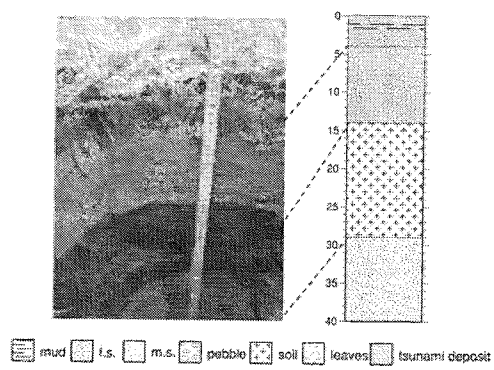
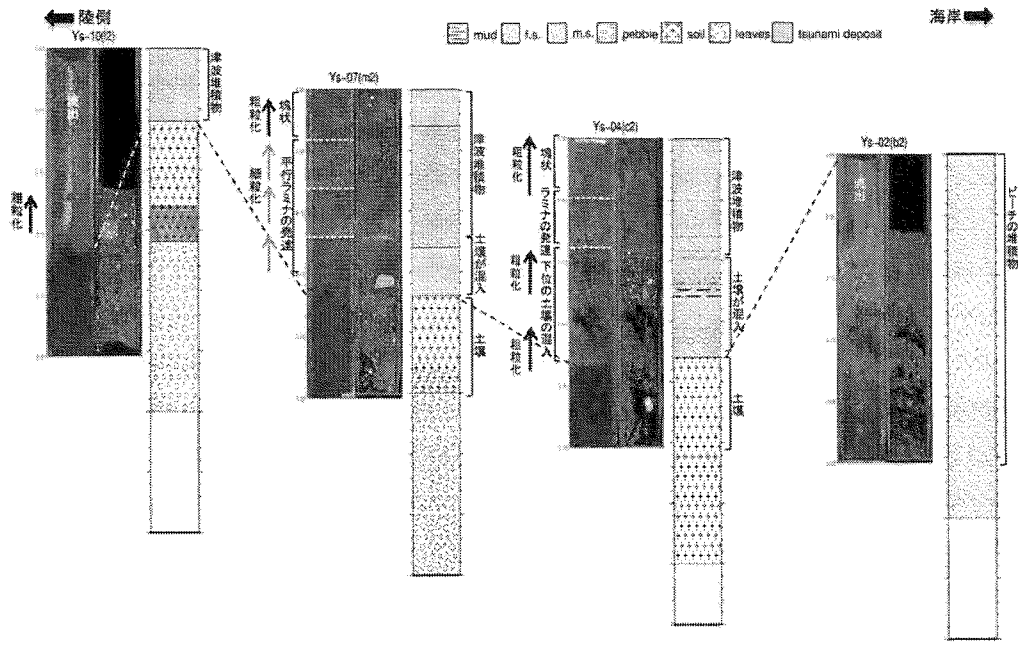


図-3　津波堆積物の調査（Ys-06）

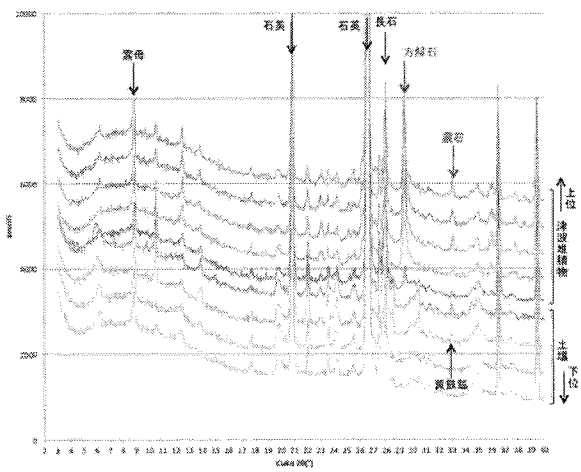
長さ約25cmの管を用い堆積物のコアを採取した．採取後には小規模なピットを掘り堆積構造等を観察した（図-3）．採取したコア試料はX線CT画像および肉眼による層相の観察を実施した．さらに粒度分析，鉱物分析，化学分析，有機物分析，珪藻化石等の分析を実施しており，なおこれらの成果の一部については別途報告している[1),2)]．

3. 調査結果

調査した各地域において，津波堆積物は肉眼観察において耕作土や土壌の上の砂層および礫まじりの砂層の堆積として確認されたものを認定している，それらは下部層からの泥層をパッチ状に取り込んだり，土壌を巻き上げ混入するなど海岸の砂層と比較して淘汰が悪いことがある．下位から上方粗粒化（逆級化）と上方細粒化（級化）もしくはその一部が確認される（図-4）．コアによって級化層理の繰り返しが確認され複数回の流れ（複数回の津波の襲来もしくは押し波と引き



図−4　津波堆積物の分布と堆積構造（Ys：吉浜）



図−5　堆積物の鉱物分析結果

波）により堆積したことが想定される．津波堆積物の構造として一部には平行ラミナが観察されたが，今回採取したコア試料では，斜交層理などの流向の指標となる構造は明瞭には把握できなかった．試料採取時期が津波の襲来から1年以上経過していたこともあり，津波堆積物の上部から上位層については堆積後の植生の繁茂や降雨等の影響を受けているため津波堆積物の認定には不確かさが残る．津波堆積物と認定した地層の厚さは，ほとんどの地点において 25cm 未満であった．

堆積物の化学分析の結果，津波堆積物は下位の堆積物と比較して Ca，Sr 等に富む傾向が確認された[1]．一部のコアにおいて堆積物の鉱物分析（XRD）を行なった結果，津波堆積物には下位の堆積物には含まれていないもしくは少量しか含まれていない炭酸カルシウム（方解石と霰石）が含まれる（図−5：Ot-8）．海岸および海底から貝殻片等が供給されていることが分かり，これは堆積物の肉眼観察の結果や，堆積物中の有機物の検討結果[2]からも指示される．津波堆積物は海底の堆積物が陸上に遡上または海岸から陸域の堆積物が巻き上げられて再堆積することにより形成される．これらの堆積物は陸域の地層・岩石（後背地）に由来するため，津波堆積物と下位の地層の構成鉱物の明瞭な差異として認識できたのは貝殻片の混入の影響であった．

4．まとめと課題

東北地方太平洋沖地震による津波堆積物の調査を実施した．津波堆積物は耕作土や土壌を覆う堆積物として確認され，上方粗粒化と上方細粒化のサイクルから複数回の流れにより堆積したと考えられる．津波堆積物には下位の土壌や耕作土と比較して，貝殻片に由来した炭酸カルシウムが含まれる特徴があることが示された．これらは古津波堆積物を認定する上で指標の一つとなるが，認定においては周辺および上下の地層の特徴と併せて総合的に評価する必要がある．

文献

1) Yoshii et al., (2014) Common characteristics of the Tohoku-oki tsunami deposits observed at 19 coasts in Japan, AOGS 11th annual meeting.

2) Ito et al., (2014) The origin of organic matter in the 2011 Tohoku-oki tsunami deposit determined by chemical and isotopic signatures, AOGS 11th annual meeting.

P42. 岩手県陸前高田市小友地区における津波堆積物

Tunami deposits in the Otomo, Rikuzentakata city, Iwate prefecture

○渋谷典幸，小俣雅志，岩田英明（(株)クレアリア）
川端義一，冨山久男（岩手県沿岸広域振興局大船渡土木センター（(現)大阪府））
Noriyuki Shibuya, Masashi Omata, Hideaki Iwata, Yoshikazu Kawabata, Hisao Tomiyama

1. はじめに

近年，古地震・津波堆積物には大きな関心が寄せられている．特に東日本太平洋沖地震後は精力的な調査研究が進められるとともに，多くの地震・津波防災に関わる調査，点検，設計業務が実施されてきている．

本研究では岩手県陸前高田市小友地区の道路建設事業における調査設計業務で確認した，泥炭層中に挟まれた津波堆積物の可能性がある砂層について報告する．

2. 調査方法

調査は道路盛土表面ないし基礎地盤上面から標準貫入試験を併用したボーリング調査を実施した後，トータルステーションを使用して位置出しを行った．

調査ボーリングはφ66mm の半ペネ半コアとし，写真撮影，縮尺 1/100 での記載の後，更に詳細な記載を実施して分析用試料を採取した．コア試料から採取した泥炭は（株）加速器分析研究所において加速器をベースとした ^{14}C－AMS 専用装置（NEC 社製）を用いて放射性炭素年代測定を行った．

3. 層序

陸前高田市小友地区は岩手県の南東部，広田湾の東部に位置する南東から北西に開けた氾濫平野である（岩手県，1981）．調査位置の詳細を図－1 に示す．

小友地区に分布する地層は盛土層，沖積層および基盤の風化花崗岩からなる．沖積層は山地周辺部に分布する砂礫層，沖積谷中央部の下部に分布する貝殻片を含む砂質シルト～シルト質砂層および上部の砂層，やや標高の高い位置に分布する黒泥～泥炭層に区分できる（図－2）．泥炭層の層厚は最大で 5m に達し，5 枚の細粒砂薄層（層厚 1～10cm）を挟む．

4. 地層区分と対比

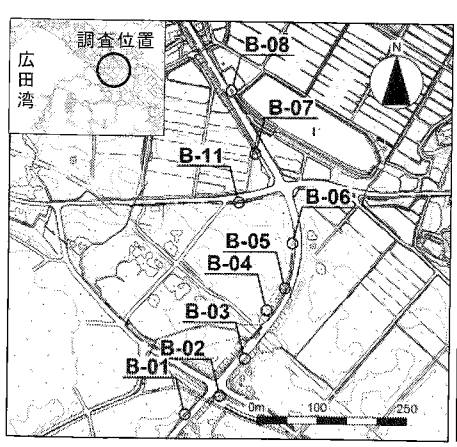
4.1 泥炭層の堆積年代と堆積速度

小友地区で得られた 12 点の放射性炭素年代測定値を表－1 に示す．ただし，標準貫入試験区間から採取した層序との逆転を示す試料（IAAA-131637，IAAA131639）については，上位層準の地層が混入した可能性が高いと判断し検討から除外した．

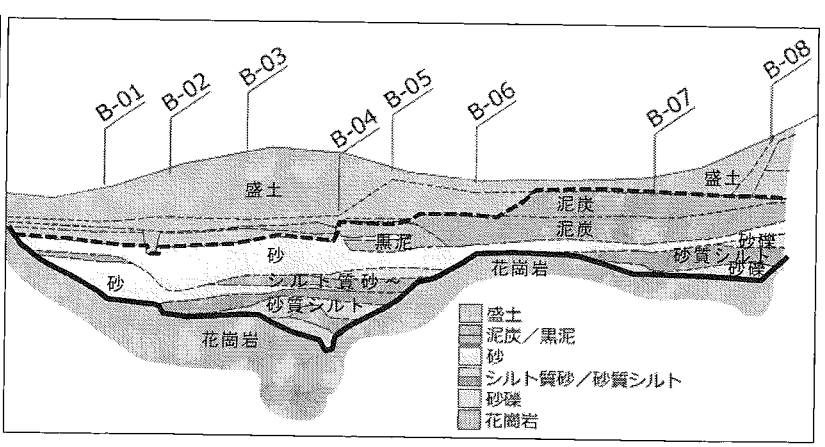
泥炭層は 4,400±30～1890±20yr BP の放射性炭素年代値を有し，B-08 深度 7.89～6.66m で 8.4cm / 100 年，深度 6.66～5.88m で 7.4cm / 100 年，B-07 深度 3.78～2.70m で 13.3cm / 100 年，深度 2.70～1.95m で 32.6cm / 100 年程度の堆積速度を示す．

4.2 柱状図対比

調査で作成した堆積柱状図のうち，泥炭層の分布域であるボーリング B-06～B-08 および B-11 の対比結果を図－3 に示す．沖積層の基盤岩である風化花崗岩は T.P.-4.32m～-2.13m に分布し，B-06～B-11 ではシルト混じり砂礫～礫混じりシルトの粒径幅の広い地層が分布する．これらを細粒砂～中粒砂主体で雲母片を多く含み分級された，B-11 で最大層厚 3.15m に達する砂層が覆う．この砂層の直上には層厚 10cm で特徴的な桃色を呈す細粒火山灰が分布する．火山灰は 2 ユニットに区分でき，下位より H=2cm のシルトサイズ火山灰部，H=8cm の平行葉理を含む極細粒砂サイズ火山灰部となり赤色岩片を含む．泥炭層は未分解の植物片が多量に含まれ，含水比が極めて高い（w_n=172.6～433.5%）．また，層厚 10～50cm で雲母片の多い細粒～中粒砂が T.P.-0.43～1.03m 付近に分布し，より上位にも層厚 10cm 程度の細粒～中粒砂を挟む．最上部には道路盛土ないし溜池堤体盛土が施工されている．



図－1　調査位置図



図－2　地質縦断面図

表－1　採取試料と測定した放射性炭素年代値

^{14}C 年代値は Libby の半減期 5,568 年（Stuiver and Polach 1977）を用いて δ^{13}C 補正を行った．暦年較正は IntCal13 データベース（Reimer et al. 2013）を用い，OxCalv4.2 較正プログラム（Bronk Ramsey 2009）を使用した．

Dep. (cm)	T.P. (m)	Material	Pre-treatment	δ^{13}C (‰) (AMS)	Measured ^{14}C age (yr BP)	Conventional ^{14}C age (yr BP)	Calibrated ^{14}C age 1σ(cal.yr BP)	Calibrated ^{14}C age 2σ(cal.yr BP)	Sample Code No.
Otomo B-11									
253	0.00	Plant	AaA	-30.44 ± 0.67	3,390 ± 20	3,300 ± 30	3565 - 3548 (16.2%) 3536 - 3483 (52.0%)	3585 - 3458 (95.4%)	IAAA-140433
Otomo B-07									
195	2.28	Plant	AaA	-26.79 ± 0.47	2,730 ± 20	2,700 ± 30	2842 - 2824 (18.7%) 2798 - 2761 (50.1%)	2849 - 2757 (95.4%)	IAAA-140434
270	1.53	Plant	AaA	-29.56 ± 0.23	3,010 ± 30	2,930 ± 30	3156 - 3089 (43.9%) 3084 - 3057 (18.5%) 3049 - 3037 (5.7%)	3167 - 2996 (95.4%)	IAAA-131636
310	1.13	Plant	AaA	-28.11 ± 0.28	2,370 ± 30	2,320 ± 30	2353 - 2334 (68.2%)	2361 - 2310 (95.7%) 2217 - 2214 (0.3%)	IAAA-131637
378	0.45	Plant	AaA	-24.73 ± 0.26	3,740 ± 30	3,740 ± 30	4150 - 4082 (56.2%) 4030 - 4010 (12.0%)	4224 - 4205 (3.4%) 4159 - 4063 (65.6%) 4050 - 3996 (26.4%)	IAAA-131638
395	0.28	Plant	AaA	-25.94 ± 0.41	4,520 ± 30	4,510 ± 30	5280 - 5265 (10.6%) 5242 - 5238 (1.9%) 5222 - 5215 (3.2%) 5186 - 5154 (14.7%) 5145 - 5060 (37.8%)	5300 - 5210 (32.7%) 5204 - 5047 (62.7%)	IAAA-140480
415	0.08	Plant	AaA	-26.18 ± 0.24	2,470 ± 30	2,450 ± 30	2697 - 2634 (28.4%) 2616 - 2590 (10.5%) 2537 - 2529 (2.0%) 2508 - 2434 (27.3%)	2703 - 2630 (29.4%) 2619 - 2559 (16.7%) 2544 - 2363 (49.2%)	IAAA-131639
Otomo B-08									
588	3.07	Plant	AaA	-30.10 ± 0.48	1,980 ± 20	1,890 ± 20	1870 - 1823 (68.2%)	1893 - 1778 (92.4%) 1758 - 1740 (3.0%)	IAAA-140435
596	2.99	Plant	AaA	-27.98 ± 0.49	1,980 ± 20	1,930 ± 20	1900 - 1864 (49.8%) 1844 - 1830 (11.5%) 1821 - 1813 (6.9%)	1929 - 1823 (95.4%)	IAAA-140436
654	2.41	Plant	AaA	-29.66 ± 0.49	2,570 ± 20	2,490 ± 30	2706 - 2685 (10.2%) 2637 - 2628 (4.5%) 2621 - 2612 (4.3%) 2597 - 2496 (49.2%)	2722 - 2485 (94.9%) 2476 - 2471 (0.5%)	IAAA-140437
666	2.29	Plant	AaA	-29.28 ± 0.46	3,010 ± 20	2,940 ± 30	3156 - 3060 (68.2%) 3035 - 3010 (15.6%)	3160 - 2998 (95.4%)	IAAA-140438
789	1.06	Plant	AaA	-27.72 ± 0.44	4,440 ± 30	4,400 ± 30	4978 - 4952 (16.2%) 4940 - 4879 (36.4%)	5044 - 4869 (95.4%)	IAAA-140439
Nanakitagawa H23L-14									
357	-0.58	Plant	AaA	-22.63 ± 0.35	590 ± 20	630 ± 20	652 - 632 (27.0%) 599 - 579 (26.0%) 572 - 560 (15.1%)	660 - 621 (37.8%) 611 - 553 (57.6%)	IAAA-140481

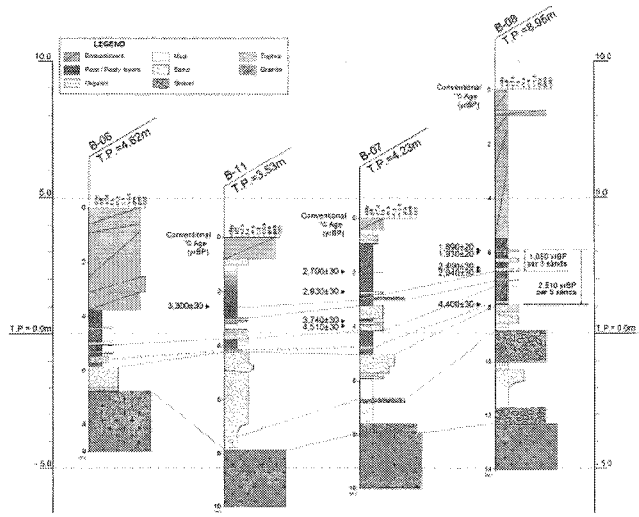
4.3 地震イベントに対する考察

放射性炭素年代値と柱状図の対比結果を基に，地震イベントの発生について考察する．

小友地区には広田湾に堆積した海成砂層が中央部ほど厚く分布するとともに，縁辺部では山地から供給された砂礫等が沖積谷を埋積していた．

約 4,400 年前には調査範囲北側で後背湿地環境に移行し，100 年で 8cm 程度の速度で泥炭を堆積させた．B-08 では 4,400 年前～1,890 年前の間に 5 枚の砂薄層を挟むことから，単純に割り戻せば約 500 年に 1 回の砂を堆積させるイベントが記録されている．このうち 2,940 年前～1,890 年前の間だけで見れば，約 350 年に 1 回の砂を堆積させるイベントが記録されている．

一方，B-07 では T.P.+0.08～1.03m に層厚の厚い海成の砂が連続するため，1 回毎の砂堆積イベントは明瞭ではない．しかし，同時間面である火山灰層の分布標高が近傍で極端に変化すること，B-08 と比較して同一標高での B-07 の放射性炭素年代値が新しいことから，4,400 年前～3,740 年前の間に何らかの沈降イベントが発生していたことを示唆する．この沈降イベントによって海岸線が内陸側に移動し，T.P.+0.08～1.03m の砂層を堆積させたと考えられる．



図－3　堆積柱状図比較検討結果

柱状図対比結果（図－3）より，B-07 の沈降イベントと B-08 の砂堆積イベントは対比される．したがって，地震により B-07 は海面下に没したものの，B-08 は平野縁辺部で比高が高いため陸地のままとなり，350～500 年毎に津波堆積物を保存したと考えられる．

また，B-07 の 2,930 年前～2,700 年前についても，泥炭層の堆積速度が 100 年で 32.6cm と B-08 の 8cm と比較して大きいことから，沈降が引き続き進行していたと考えらえる．

5. まとめ

本研究では岩手県発注の調査設計業務成果の一部を使用し，年代測定値と詳細な解析を加えて約 350～500 年に 1 回の地震イベントを識別した．土木設計のためのボーリング調査であっても，津波堆積物を意識して詳細な観察を実施すれば，これまで見落としていた津波堆積イベントを認定できる可能性を示唆するものである．また，宮城県発注の七北田川下流部の蒲生干潟周辺におけるボーリング調査でも，貞観津波による堆積物と考えられる砂層を確認した（表－1）．

後藤ほか（2012）によると，既往研究の報告地点は平野部や沿岸湖沼など，地震や津波に対するリスクの高い地域に偏りがあるとされる．本研究のように多数実施されている官公庁発注のボーリング調査を活用することで，既往研究の空白域を補間するとともに，内陸側への津波堆積物の分布を追跡できると考えられる．

6. 謝辞

本報告を作成するにあたり，岩手県沿岸広域振興局大船渡土木センターの冨山久男主査，川端義一技師（ともに(現)大阪府）には調査内容について有益なご討論を頂いた．また，宮城県仙台土木事務所の浅井信夫主任主査には，業務内容の一部を使用することについてご了承頂いた．ここに厚く御礼申し上げる．

文献

Bronk Ramsey, C. (2009) Bayesian analysis of radiocarbon dates, Radiocarbon 51(1), 337-360

後藤和久，西村裕一，菅原大助，藤野滋弘（2012）日本の津波堆積物研究，地質学雑誌，118(7), 431-436

岩手県（1981）5 万分の 1 都道府県土地分類基本調査，気仙沼，国土調査

Reimer, P.J. et al. (2013) IntCal13 and Marine13 radiocarbon age calibration curves, 0-50,000 years cal BP, Radiocarbon 55(4), 1869-1887

Stuiver, M. and Polach, H.A. (1977) Discussion: Reporting of 14C data, Radiocarbon 19(3), 355-363

P43. ボーリングによる液状化層判定精度について

Identification of a liquefied layer by all core samples

○阿南修司（土木研究所）
Shuji ANAN

1. はじめに

東北地方太平洋沖地震により発生した広域的かつ多大な液状化被害が，社会に大きな影響を与えた．国土交通省は「液状化対策技術検討会議」において，液状化被害の実態把握，現行の液状化発生の予測手法（液状化判定法）の検証を行った．その結果，現在の液状化判定法が今回の地震による液状化の発生を見逃した事例は確認されなかった．一方で，実際には噴砂等の液状化の痕跡が確認されないにもかかわらず液状化すると判定される箇所が多く存在し，むしろ液状化判定方法に合理化の余地があることを示すという認識が持たれている．

しかしながら，液状化の痕跡が確認されない箇所においても，地下においては液状化による変形が生じている可能性があり，深度方向の液状化判定と実際の液状化発生層準を比較することは，液状化判定の検証において重要と考えられる．

そこで，本研究では同一地点で行った通常の標準貫入試験ボーリングによる液状化判定とオールコアボーリングの詳細な観察による液状化層の認定を行い，両者の比較を行うことで液状化判定の精度について検証を行った．

2. オールコアボーリング試料の分析

2.1 分析試料

分析の対象は，**表-1** に示す地点で採取されたオールコアボーリング試料で，コアを半裁し断面の詳細観察（堆積構造，層相，級化構造，含有物，色調），半裁断面から作成した剥ぎ取り標本の軟X線写真撮影を行った．また，5cm 間隔程度で試料を採取し帯磁率，含水比，乾燥密度，粒度分析もあわせて行った．

2.2 変形構造の記載方法

液状化の発生を特徴づける構造として 12 種類の変形構造（①褶曲（コンボリュートラミナ），②シルトブロック（泥質片・マッドクラスト），③砂の不規則な混入，④脱水・流動，⑤砂の貫入・流理，⑥ラミナの切断，⑦堆積構造の消失・融合，⑧撓曲，⑨級化・逆級化，⑩皿状構造・ピラー構造，⑪ロート状構造，⑫チューブ脱水構造）について，これらの確認される位置を記録した。なお，これら 12 種類の変形構造は，国土交通省下館河川事務所の小貝川における液状化痕跡調査で液状化痕跡の確認に用いられたものである．

表-2 に，これら 12 種類の変形構造の識別上の特徴のついてまとめたものを示す。

表-1 対象としたオールコアボーリング試料

採取地点名／ボーリング名		試料長
香取市佐原イ（佐原）	PW0703	10m
千葉市美浜区ひびき野2丁目（幕張）	PW1301	20m
浦安市舞浜（舞浜）	PW1403	20m

3. 観察結果

図-1～3 に各地点の観察結果を示す．図の右半分はオールコア試料に基づく柱状図と①～⑫の変形構造の分布を表にまとめたものである。変形構造の分布に基づいてその区間で液状化が発生したと考えたものを液状化区間，周辺の区間の液状化による変形が及んだ範囲を液状化痕跡として示した。

同じく，図の左側には標準貫入によるボーリング柱状図と N 値，液状化判定（N 値および室内試験による F_L 値）をあわせて示した。

1)佐原地区　図-1 のように液状化が深度 6～7m 付近で

表-2 液状化痕跡とした変形構造の概要



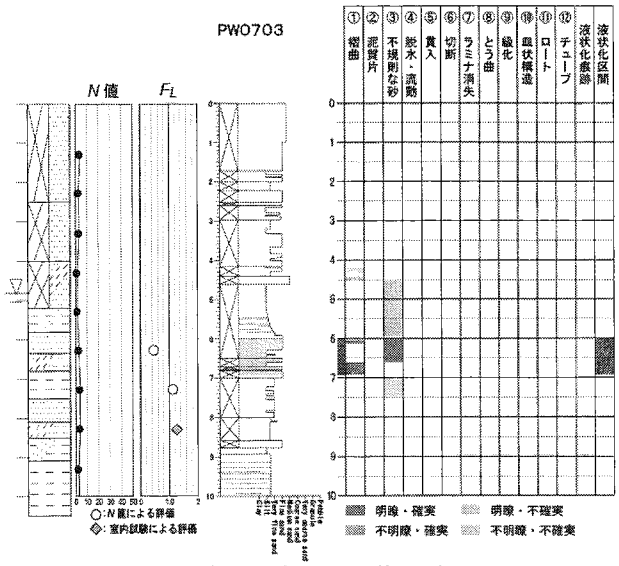


図-1　香取市佐原イ（佐原地区）

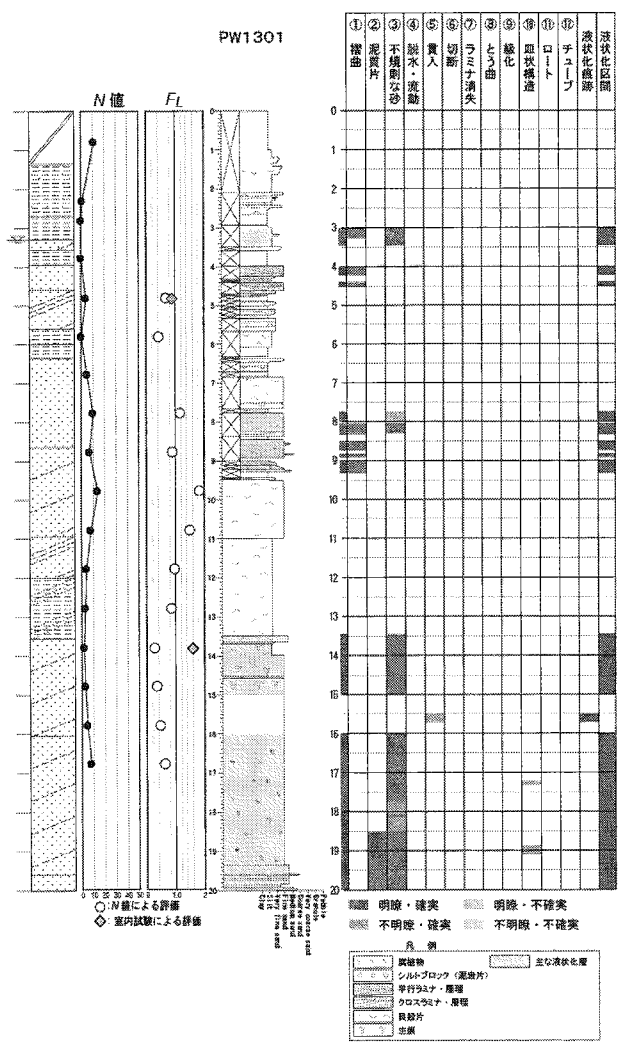


図-3　千葉市美浜区ひびき野２丁目（幕張地区）

生じていることが読み取れ，N 値による液状化判定の区間は少ないが，コア観察による液状化区間と良く対応している。

2)幕張地区　図-2 のように F_L 値が 1.0 を下回る区間と，コア観察による液状化区間は 1 対 1 の対応はしていないが，全体的には液状化痕跡の多い区間前後では F_L

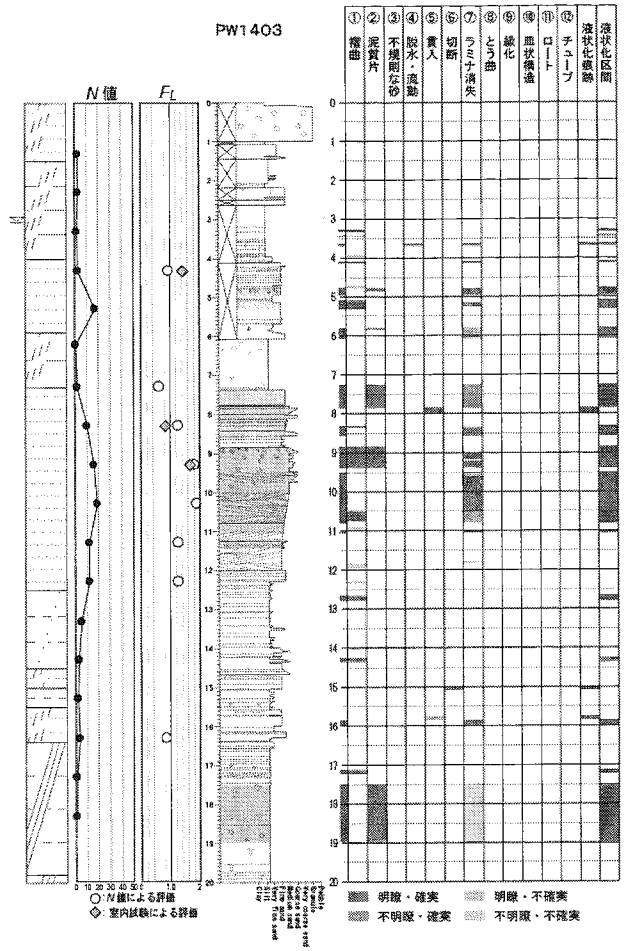


図-3　浦安市舞浜（舞浜地区）

値が低い傾向を示している.

3)幕張地区　図-3 のように F_L 値が 1.0 を下回る 7～8m の区間と，コア観察による液状化の対応はみられるが，薄い変形構造が散在している区間では F_L 値と変形の対応は明瞭ではない．9～11m 区間では，まとまって液状化痕跡がみられるが F_L 値が 1.0 を上回っている.

4.　考察

各地区の液状化判定と変形構造は，おおむね整合している区間もある一方，舞浜地区の 9～11m 区間のように，両者が一致しない区間もみられる.

このような違いが生じる原因として，

- 標準貫入とオールコア試料の位置の違いによる地層の空間的分布の不均一，
- 上下の層順で生じた液状化の変形が及んでいる液状化痕跡と液状化を判別できていない，
- 過去の地震による液状化の変形が残存し現時点での液状化判定と一致しない

などの原因が想定される。

今度，変形構造の種別の分析や周辺のコアとの比較を行って，これらの違いの要因について明確にする必要がある。また，標準貫入や試料採取による液状化判定精度に関する分析とあわせ，液状化判定精度の改善に向けた検証材料としたい。

P44. 道路構造物総点検において変状が確認された施設の特徴

The feature of the damages found by the inspection of structures on the road

○金井哲男，浅井健一，佐々木靖人（(独）土木研究所）
Tetsuo KANAI, Kenichi ASAI, Yasuhito SASAKI

1. はじめに

平成 24 年に発生した中央道笹子トンネルの天井板崩落事故を受けて，道路法等の一部改正（平成 25 年 5 月）や，社会インフラ総点検に関する閣議決定（平成 25 年 11 月）が行われるとともに，国や自治体では，総点検実施要領（案）[1] に基づく総点検（以下ストック点検）が実施されている．ストック点検は，宮武・中谷（2014）[2] に示されているように「第三者被害を防止する観点から（中略）部材の落下という被害に着目して行った緊急点検」であり，危険要素を見落とさないことが重要である．しかし全国の道路ストック数は膨大であり，効率よく見落としのない点検・維持管理をするためには，着目点を明確にする必要がある．そこで本報告は，「道路のり面・土構造物」のストック点検結果の一部事例を用いて，施設・変状形態ごとの特徴を整理し，今後の点検や維持管理における着目点を示した．

2. 点検対象施設

検討は，全国 25 自治体から提供された 120 路線（国道・県道・市町村道：644 施設）のストック点検結果を用いた．対象施設は，のり面・自然斜面，のり面工（のり面保護工・排水溝他），斜面安定工（擁壁工・シェッド他），カルバート工である．

3. 評価基準の統一

総点検要領【道路のり面・土構造物編】[1] は，「道路管理者が別の点検要領などにより本要領（案）の点検内容を超えて点検を実施することを妨げるものではない」としているため，ストック点検は多くの自治体で異なる評価基準が用いられている．そのため本検討にあたり，点検表の記載から「異常あり」「異常あり（応急措置済）」「異常なし」に再区分して検討に用いた．

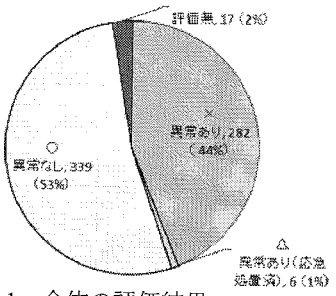
4. 変状の特徴

検討結果について以下 4 点に着目して整理した．

①変状発生率の高い施設は何か　②発生率の高い変状形態は何か　③施工後経過年と変状発生率の関係　④既往点検で見逃されやすい変状形態は何か

4-1.変状の発生率

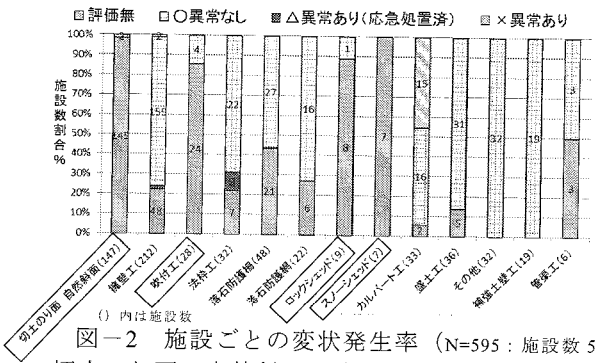
収集した全 644 施設の評価結果を図-1 に示した．「異常あり」もしくは「異常あり（応急措置済）」とされた施設は，644 施設中 288 施設（約 45%）である．ただし，「異常あり」とされた施設の中には，本点検で新たに発見された異常箇所が 124 施設追加されているため，「異常あり」施設の比率が高い原因となっている．



図－1　全体の評価結果（N=644）

4-2.変状発生率の高い施設

施設ごとの変状発生率について図-2 に示した．

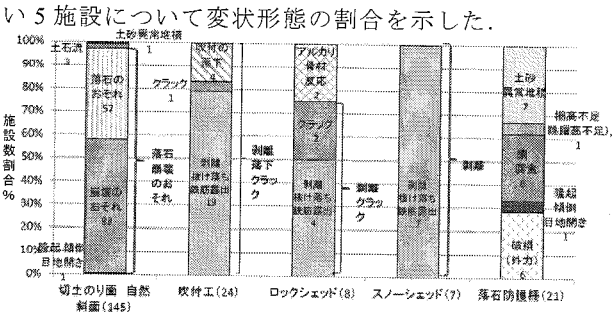


図－2　施設ごとの変状発生率（N=595：施設数 5 以上）

切土のり面・自然斜面，吹付工，シェッドは，80%以上が「異常あり」とされた施設である．次いで比率が高いものは落石防護柵・管渠工である．

4-3.発生しやすい変状形態

ストック点検で「異常あり」とされた原因は，主に①落石・崩壊のおそれ②経年劣化（剥離・崩落・腐食の進行）③外力④設計の問題（防護柵高さ不足等）⑤その他であり，施設ごとに傾向が異なる．変状形態も施設ごとに傾向が異なるため，図-3 に変状発生率の高い 5 施設について変状形態の割合を示した．



図－3 変状形態の割合（変状発生率の高い施設のみ N=205）

切土のり面・自然斜面は，落石・崩壊のおそれを指摘されたものが多く，吹付工，シェッドは，剥離・抜け落ち・クラックといったコンクリートの経年劣化に伴う変状が多い．落石防護柵は，土砂の異常堆積・経年劣化・外力による破損の 3 種類の変状が発生しやすい（写真-1）．

4-4.施工後経過年数と変状発生比率

竣工年度の記載のある133施設について，施工後経過年数と変状発生率を比較したが，両者に相関はみられなかった．そのため，経年劣化による変状のみ（N=22）を抽出して，同様の比較を行った（図-4）．



写真-1　落石変状と防護柵の破損

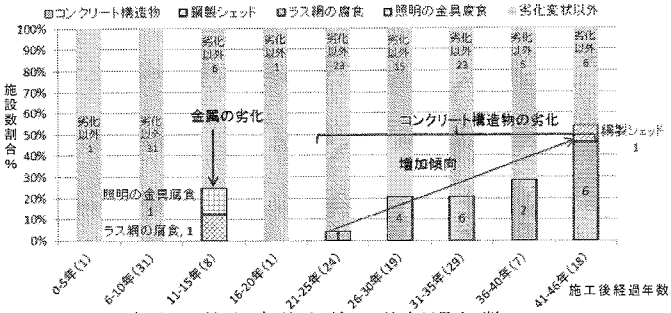


図-4　劣化に伴う変状と施工後経過年数
（劣化原因の変状施設のみ　N=22/133）

上図に示すように，コンクリート構造物（金属の劣化を除外）に着目した場合，施工後経過年数20年以上から「異常あり」施設の割合が増加する傾向がある．

劣化原因の変状の中で，最も早く発生した変状は，金属（網や照明器具）の腐食に伴うものである．なお，図示していないが外力による変状は，変状発生率と施工後経過年数の間に相関はみられなかった．

4-5.既往点検で確認されていなかった変状について

「異常あり」とされた施設の既往点検結果を図-5に示した．「異常あり」とされた施設の約半数は，既往点検記録がなく，ストック点検で初めて確認されたものである．

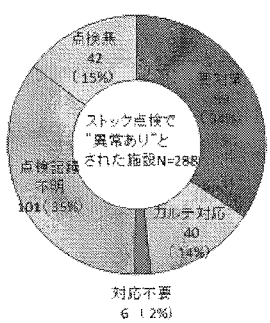


図-5　異常ありとされた施設の既往点検結果

既往点検の実施率と変状形態の関係について図-6に示した．既往点検実施率が最も低いものは落石である．

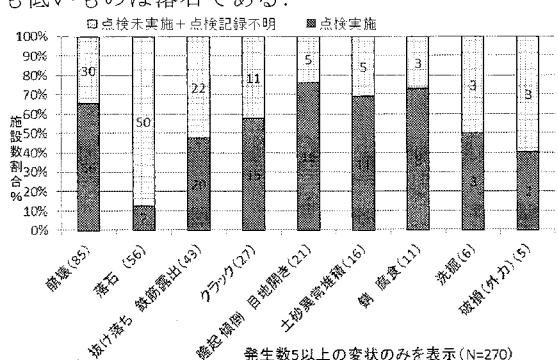


図-6　変状形態と既往点検の実施率

次いで，実施率が低いものは，剥離・抜け落ち，洗掘，外力による破損などである．これらの特徴を整理した結果，「異常あり」とされた未点検の施設には，植生の繁茂した斜面内の転石・吹付工上部の剥離（写真-2）・擁壁肩部の転石・道路下擁壁の洗掘等が多く含まれることが確認された．ただし，これらの一部には，前回の点検実施後に発生した新しい変状も含まれていると考えられる．

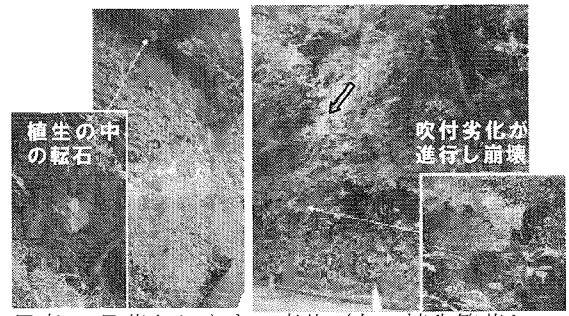


写真-2 見落としやすい変状（左：植生繁茂した斜面の転石　右：比高差のある吹付）

5.まとめ

5-1.今後の点検・維持管理にむけての着目点

今後の点検・維持管理における見落とし低減や効率化のための着目点を以下に示す．

① **変状発生率の高い施設**：切土のり面・自然斜面，吹付工，シェッド，落石防護柵．

② **発生率の高い変状形態**：落石崩壊のおそれ（切土のり面・自然斜面），剥離・クラック（吹付工・シェッド），破損・異常堆積・腐食（落石防護柵）

③ **施工後経過年数と変状形態**：コンクリート劣化に伴う変状は，年数増加に伴い増加する．

④ **既往点検で見逃されやすい変状形態**：植生の多い斜面内の転石，比高差のある吹付工の剥離，擁壁・法肩の転石，・クラック，河床擁壁の洗掘．

5-2.点検における課題

ストック点検実施における課題として，鈴木・佐藤（2014）[3]は，自治体のヒアリング結果から「点検対象不明」「全体数量不明」「技術者不足」「判断基準や評価・対応方法が不明」といった項目を挙げている．本検討においても同様の課題が確認されるとともに，新たに「原因の記載がないため危険度が判断できない」「既往点検の要対策箇所が多数残っている」といった課題も認められた．

今後の課題に対する取り組みとしては，上記の着目点を留意するとともに，施設台帳の整備率向上や点検内容・箇所の重複が多い防災点検との連携が挙げられる．特に防災点検への継続監視箇所の情報共有や評価基準のすり合わせなどを行い，両者間で点検-補修サイクルを円滑に運用していくことが有効であると考える．

文献

1) 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

2) 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むけた取り組み，土木技術資料，56-4，pp.14-17.

3) 鈴木恵吉・佐藤滋（2014）：道路ストック総点検について，国土交通省東北地方整備局　管内業務発表会，論文No.21

P45. 坑内湧水の pH，酸化還元電位の原位置長期モニタリング手法の検討

In situ geochemical monitoring of pH and ORP of ground water in a gallery.

○渡邊雅一，飯田高弘（(株) セレス），大山隆弘，猪原芳樹（電力中央研究所）
Masakazu Watanabe, Takahiro Iida, Takahiro Oyama and Yoshiki Inohara

1. はじめに

地下岩盤の地化学環境調査では，一般的に坑道から掘削したボーリング孔から得られた湧水の水質測定が行われることが多い．その中で地下水の pH や酸化還元電位等を長期間にわたって安定して測定する技術が必要と考えられる．pH や酸化還元電位の測定にはガラス電極や Pt 電極がそれぞれ用いられるが，電極内の KCl などの内部液の消耗により電極の特性が変化し，数カ月以上のような長期間の測定は困難とされていた．本研究では，新第三紀の堆積岩類が分布する地下坑道において，坑道に掘削されたボーリング孔からの湧水の pH や酸化還元電位等の水質を 6 年間測定することを通じて，安定して測定するために必要な技術的課題について検討した．

2. 地質概要

計測は青森県六ヶ所村の日本原燃(株)敷地内の GL-80m 付近に位置する調査坑道(計測坑 B)で実施した．調査地には，新第三紀の軽石凝灰岩層と軽石混り砂岩層が分布する．坑道は酸化フロントを横切るように位置しており，酸化フロントの下部側の還元帯のボーリング孔 No.3[1](地質は軽石凝灰岩層)を用いて測定を実施した．

3. 調査方法

坑壁から斜め下方向へ，直径 86mm，長さ 4m のボーリング孔にパッカーを設置し，孔深度 2～4m 区間からの自然湧水をチューブで調査坑道内に設置したフローセルに導水して，電極を用いて水質を測定した(図-1)．

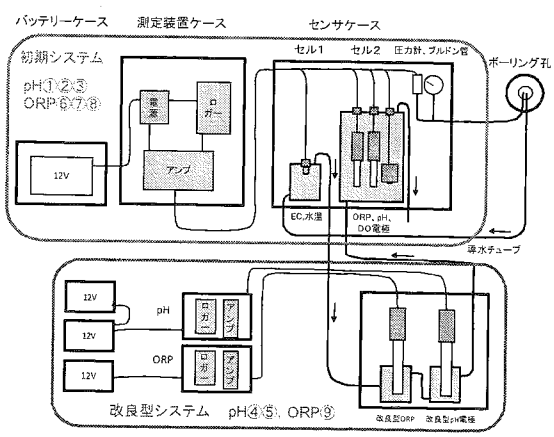


図-1 装置構成

1)電極

測定に用いた電極の形式，期間，特徴を表-1 に示した．pH 電極は，初期システムには KCl 内部液がゲルタイプ(表-1 の①，以下同様)を，次に結晶タイプ②③を用いた[1]．その後，改良型として，KCl 結晶の大容量タイプ④と，同様の構造で温度計内蔵の⑤(図-2)を用いた．

酸化還元電位電極は，初期システムから KCl 結晶タイプ⑥⑦⑧を用いた．同様に改良型として，KCl 結晶の大容量タイプ⑨を用いた．

2)フローセル，導水チューブ

初期システムの計測では，フローセル容積(1770mL)に複数の電極を入れていたが，電極の交換作業を容易にし気密性を高めるために，改良型では電極ごとに小型フローセル(容量 29mL)を用いた(図-1)．導水チューブは，改良型ではナイロン製から，より難透気性のピーク製に変更した．

3)電源，データロガー

電源は密閉型蓄電池を用い，初期システムの計測では容量 42Ah を 1 台，改良型④⑤と⑨の計測では，それぞれ容量 17Ah を 2 台並列および 1 台測定に用いた．これらの蓄電池で初期システムでは 3 ヶ月，改良型で約半年以上の連続運転を可能とした．測定はロガーのタイマーを用いて，1 または 2 時間毎に 1 回計測する間欠運転を行った．

表-1 電極の概要

	No.	電極の形式	設置期間	KCl容量	安定性
pH	①	KClゲルタイプ (6430L、①は市販品)	①2007.01-2008.06	8ml	3ヶ月程度で値が大きく上昇
	② ③	KCl結晶タイプ (6430L、②は専用品、③は市販品)	②2008.06-2010.07 ③2010.03-2011.12	8ml	6ヶ月程度で値がやや低下
	④ ⑤	KCl結晶大容量タイプ PI-801(⑤は温度計内蔵)	④2010.12-2012.03 ⑤2012.03-	54ml	6ヶ月～1年程度安定
酸化還元電位	⑥ ⑦ ⑧	KCl結晶タイプ (6407L、⑥、⑧は市販品、⑦は専用品)	⑥2007.01-2008.06 ⑦2008.06-2010.07 ⑧2010.07-2011.09	8ml	6ヶ月以上安定、一部で値が変動
	⑨	KCl結晶大容量タイプ (PI-801T-ORP)	⑨2013.07-	54ml	6ヶ月以上安定

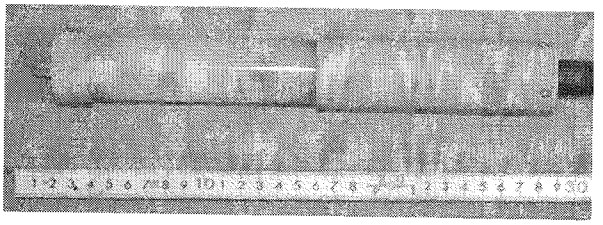


図-2 ⑤pH 電極

4. 測定結果

1)pH

pH の測定結果を図-3 に示した．図中の縦破線は各電極の交換時期を，○印は交換時にポータブル pH 計で別途測定した値を示した．測定期間中の pH 値はポータブル pH 計での測定では一定の安定した値を示した．

初期システムでは，①は約 5 ヶ月経過後から値が上昇，②はやや低下，③は不安定な値を示した．これらの原因は，pH 電極内部の KCl の消耗などの劣化によると考えられた．改良型では，④は 1 年以上安定した測定が可能となった．

2)酸化還元電位

初期システムの容積 1770mL のフローセルでは，Eh 値が安定するまで 20 日程度を要したが，改良型の容積を小さくしたフローセルでは 10 日程度で安定した値を示した．Eh 値は，初期システム，改良型ともに約 -200mV を示した．

ポータブル酸化還元電位計で別途測定した値は，連続測定の安定値よりも 100mV 程度大きな値を示した．還元領域の測定では測定値の安定に要する時間に注意が必要であり，連続測定が有効であることが分かる．

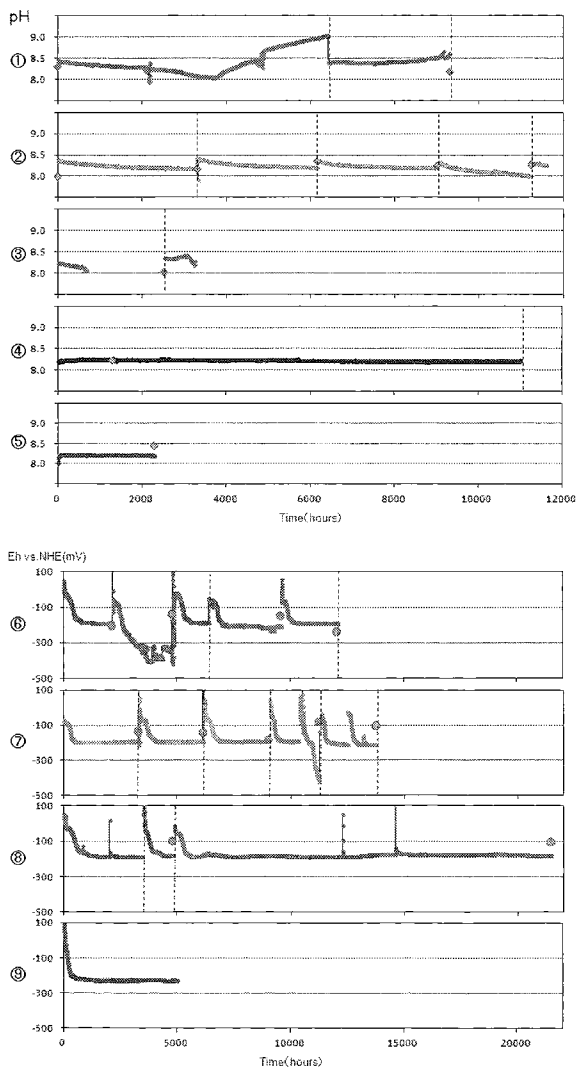


図-3　pH，酸化還元電位の測定結果

5. 考察

1)電極の適用性

坑道内のように頻繁にアクセスできない箇所で，連続的に pH 等をモニタリングする装置としては，電極の選択に注意が必要である．特に，工業用の水質管理に使われる pH 電極は，KCl が自動で充填される物もあるが，AC100V の電源が必要な物が多く，坑内のように電源の確保が困難場合や不安定な箇所で蓄電池で駆動させるときには利用可能な製品は限られる．本調査で用いた KCl 結晶タイプの pH 電極④，酸化還元電位電極⑧，⑨は，6 ヶ月以上の連続利用が可能であった．電極の安定性には，KCl 容量やガラス膜などの電極の構造が影響していると考えられる．

2)その他の改良点

坑内で連続測定する上での電極以外の改良点としては，以下の点が上げられる．フローセルは，改良型で用いた容量の小さい物が，気密性が高く沈殿物が生成しにくかった．導水チューブは，当初ナイロン製を用いていたが，チューブや，セルの内部に沈殿物が生じやすかった．ピーク製チューブに変更することにより，チューブやセルの内部に沈殿物が生成しにくくなった．1 年以上の長期モニタリングにはピーク製チューブのような難透気性の素材が好ましい．小型の蓄電池動作のためには，システムの消費電流の低減と，間欠運転による消費電力の削減が必要であった．

6. まとめ

坑道内で pH と酸化還元電位を長期安定的に測定するために装置の改良を行い，約 6 ヶ月～1 年間の連続運転が可能になった．ただし長期のモニタリングで必要とされる，数年単位の測定には，さらなる装置の改良が必要と考えられる．

謝辞

日本原燃（株）埋設事業部開発設計部の関係各位には，現場調査，試料採取にご協力いただいた．北斗理研（株）桐山貴文氏には，装置開発にご協力いただいた．（株）セレス橘川貴史氏，奥澤康一氏（現所属大林組技術研究所）には，初期調査からご協力いただいた．ここに記して謝意を表します．

引用文献

1)大山隆弘 他（2012）：地下岩盤の地化学環境調査・評価技術の開発(3)，電力中央研究所研究報告，N11043，p.24

P46. 自然電位探査による地下坑道岩盤の酸化還元評価法の検討

Investigation of the evaluation method for redox condition of underground rocks by self potential (SP) method

○窪田健二，猪原芳樹，大山隆弘（電力中央研究所）
Kenji Kubota, Yoshiki Inohara, Takahiro Oyama

1. はじめに

低レベル放射性廃棄物の余裕深度処分において，施設周辺における岩盤の酸化還元環境は，人工バリア材料や埋設した廃棄体に含まれる金属の腐食特性，天然バリアの放射性核種の吸着特性に影響することから，地下岩盤の酸化還元環境の現在の状態，さらには将来の変化を評価することが重要である．

著者らは，物理探査法（自然電位探査）を用いて酸化還元状態の分布を評価できる可能性に着目し，青森県六ヶ所村の日本原燃(株)敷地内の調査坑道内に認められる酸化フロント周辺において自然電位探査を実施した結果，pH 等が変化する酸化フロント近傍において自然電位が変化する結果を得た[1]．本稿では，自然電位の変化要因に影響すると考えられる岩石の化学組成やゼータ電位等の化学特性の測定を行い，自然電位との関係について考察した．

2. 自然電位の発生要因

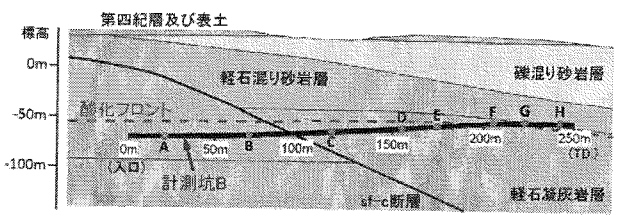
自然電位は様々な要因で変化する．ここでは，その中で良く知られている発生要因である流動電位と鉱体電位について簡単に紹介する．

(1) 流動電位

流体の流動に伴い，界面導電現象により電位差が生じることが知られており，流動電位と呼ばれる[2]．発生する流動電位の大きさは，以下の式(1)で表される．

$$-\nabla\phi = C\nabla P = \frac{\varepsilon\zeta}{\eta\sigma}\nabla P \qquad (1)$$

ここで，ϕは流動電位，εは水の誘電率，ζはゼータ電位，ηは水の粘性率，σは水の導電率，Pは水の圧力である．また，Cはカップリング係数と呼ばれている．式（1）のように，圧力差が生じる場合に流動電位は発生する．また，ゼータ電位等のカップリング係数に変化が生じることで，流動電位の大きさも変化する．



図－1　調査領域の地質断面図[4]
（A～H はゼータ電位，主要元素分析等のための試料，地下水を採取した場所を示している）

(2) 鉱体電位

鉱体が存在する地下に酸化還元境界が存在する場合，酸化環境下は還元環境下に対して酸化還元電位が高いため，導電性の鉱体中を還元帯から酸化帯に向かって電子が移動し，結果として周辺地層においても電流が流れる．この際に生じる電位差を鉱体電位と呼んでおり，鉱床探査等に用いられてきた[3]．

3. 自然電位探査の概要

調査領域の地質断面図を図－1 に示す[4]．探査を実施した調査坑道（計測坑 B）は，標高約-70～-50m に位置しており，TD.（計測坑 B 入口からの距離）200m 付近においては，岩石の色が下位から上位に向かって灰色から褐色に変化する境界が認められる．これは，地表からの風化作用により褐色に変化したためと考えられており，この境界を酸化フロントと呼んでいる[5]．

自然電位探査は，非分極電極（Pb-$PbCl_2$ 電極）を 4.8m おきに移動させながら，基準点（TD. 9m）との電位差を測定していった．本稿では，往復測定の平均値をもとに標高の違いによる影響を補正した値を自然電位として示している．得られた自然電位分布及びゼータ電位，同坑に削孔したドリル孔[6]における地下水の pH を図－2 に示す[1]．図－2 より，TD.約 150m から TD. 約 200m に位置する酸化フロントに向かって，自然電位に約 80mV の急激な低下が見られた．

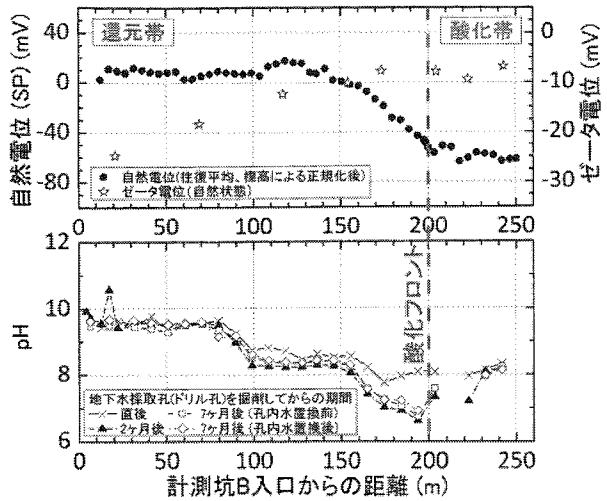
4. 岩石の化学特性の測定

計測坑の坑壁から岩石試料を採取し，ゼータ電位の測定，蛍光 X 線分析装置（XRF）を用いた主要元素分析，及び強熱減量（LOI）の測定を行った．ゼータ電位は，まず各試料に採取箇所近傍の地下水を入れた懸濁液の状態で測定を行い（自然状態），その後，HCl あるいは NaOH を用いて懸濁液の pH を約 4 から 10 まで変化させながら各試料のゼータ電位を測定した．

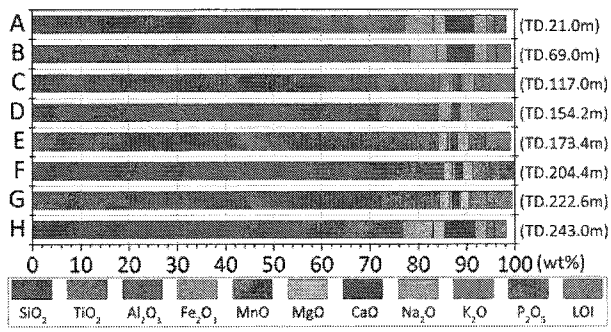
5. 結果と考察

(1) pH との比較

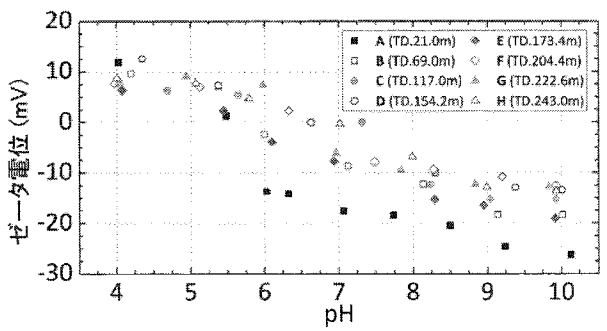
地下水の pH は，入口から酸化フロントに向かって徐々に低下する傾向となっていた（図－2）．まず，TD.80m から TD.100m 付近において pH が約 9.5 から約 8.5 に低下している．この領域では自然電位に変化はほとんど見られない．次に，TD.150m 付近から酸化フロントに向かうに従って，pH が約 8.5 から約 7 に低下



図－2　計測坑 B における自然電位，ゼータ電位（上）及び地下水の pH（下）の分布 [1)]



図－3　主要元素分析及び強熱減量の測定結果



図－4　懸濁液の pH を変化させた場合（自然状態を含む）におけるゼータ電位の変化

している．この領域では自然電位が約 80mV 低下しており，両者に何らかの相関性があると考えられる．

(2) 岩石の化学特性との比較

主要元素分析及び強熱減量の測定結果を図－3 に示す．図より，A，B，H とそれ以外の試料で含有率の傾向が異なっていることが分かる．これは，分布する地質が異なっていることが原因と考えられる（図－1）．地質が変化する B と C の間においては pH が約 1 低下しているが，自然電位には変化が見られない．これは，自然電位は地質の変化に応じて必ずしも変化しないことを示していると考えられる．また，図－3 に掲載していないが，還元帯で 0.1%程度含まれていた硫黄分が酸化帯に入るとほぼ 0%に減少していた．大山ほか [5)] は，酸化フロント付近における pH の低下は，黄鉄鉱の酸化により生じた水素イオンが，下位の岩石中に浸透したためとしている．この領域において自然電位にも大きな低下が生じており，黄鉄鉱の酸化の影響で鉱体電位に起因する電位差が生じたことが考えられる．ただし，その含有率はそれほど多くないため，80mV といった電位差を生じさせるには他の要因も含まれていることが示唆される．

自然状態におけるゼータ電位の分布（図－2）より，坑口から酸化フロントに向かうに従いゼータ電位は徐々に増大していることが分かる．自然電位及び pH が変化した領域においてもゼータ電位は 5mV ほど変化している．また，pH を変化させた場合の試験結果に関しても（図－4），pH が低下するに従いゼータ電位が増大していく傾向が見られる．自然電位が低下する領域においては pH が約 8.5 から約 7 に変化しているが，この範囲においてゼータ電位は約 10mV 変化している．ゼータ電位が変化することで，カップリング係数が変化し，流動電位に変化を生じさせることが考えられ，自然電位に変化を生じさせた要因の一つと考えられる．

6. まとめと今後の方針

酸化フロント周辺において自然電位探査を実施した結果，pH 等が変化する酸化フロント近傍において自然電位が変化する結果を得た．その変化要因として，黄鉄鉱の酸化やゼータ電位の変化が挙げられた．今後は，各要因による自然電位の変化を定量的に見積もることで，変化要因を詳細に検討し，自然電位から酸化還元状態を評価する手法を構築したいと考えている．

文献

1）窪田ほか（2012）：自然電位探査による岩盤の酸化還元状態評価法の開発，応用地質学会平成 24 年度研究発表会講演論文集，P29.

2）Ishido and Mizutani（1981）：Experimental and theoretical basis of electrokinetic phenomena in rock-water systems and its applications to geophysics, J. Geophys. Res., 86, 1763-1775.

3）Sato and Mooney（1960）：The electro- chemical mechanism of sulfide self-potential, Geophysics, 25, 226-249.

4）日本原燃（2006）：低レベル放射性廃棄物の次期埋設に関する本格調査の結果について，33p.

5）大山ほか（2007）：地下岩盤の地化学環境調査・評価技術の開発，電力中央研究所報告，N07001.

6）渡邊ほか（2014）：坑内湧水の pH、ORP の原位置長期モニタリング手法の検討，応用地質学会平成 24 年度研究発表会講演論文集，P45.

P47. 山岳トンネルの調査段階における地質調査数量の現状と課題について

Study on the geological survey quantity and issue in the investigation stage of a mountain tunnel

○日本応用地質学会土木地質研究部会課題事例分析ワーキング
Case study WG, Research Group on Engineering Geology, JSEG

1. はじめに

当研究部会では昨年度，山岳土木工事におけるトラブル事例収集に基づく土木地質分野の課題について検討を行った．その結果，調査数量の不足が課題の発現に比較的大きなウェートを占めている結果が得られた．そこで，本年度は，線形構造物のうち，土被りが大きく詳細な調査が不可能なことで地質リスクが発生しやすい山岳トンネルの地質調査数量の現状について，各機関の基準類を収集し，更に調査段階におけるトンネル延長に対する地表地質踏査，弾性波探査，調査ボーリングの数量の分析・考察を実施した．

2. 山岳トンネル工事における調査数量の基準

山岳トンネル工事の調査数量に関する基準例のうち，地表地質踏査，弾性波探査，調査ボーリングの内容に関する，日本道路協会，NEXCO，JRTT の基準を表-1 に示す．いずれの発注機関も，概ね基本的な考え方を示したうえで，状況に応じて調査数量を増やすなどの対応を記載している場合が多い．例えば，地表地質踏査面積は，日本道路協会にて踏査範囲を明示している．弾性波探査は NEXCO がトンネル軸方向の主測線に関する測線長について具体的に記載している．調査ボーリングは日本道路協会，NEXCO にて詳述しており，坑口部における鉛直，水平ボーリングの考え方，中間部におけるボーリングの考え方について記している．

3. トンネル延長と調査数量について

今回，山岳トンネルのデータ収集にあたり，道路トンネルについては，地表地質踏査，弾性波探査，および調査ボーリング数量が把握できた 37 事例（NATM）を収集し，更に地質区分別に整理した．鉄道トンネルについては新幹線を対象とし，公表されている工事誌から 174 トンネル（NATM，在来工法）の調査ボーリング数量を整理した．なお，トンネルの平均長は道路トンネルで 1,097m，鉄道トンネルで 1,703m であった．

3.1 地表地質踏査

道路トンネル延長に対する地表地質踏査面積との関係を図-1 に示す．トンネル延長の増加に対応して地表踏査面積が増加する傾向が認められるが，踏査面積と地質区分には明確な関係が認められない．これは地質区分に関係なく踏査範囲を設定している場合が多いものと推察される．また，図中に示す日本道路協会の精密調査範囲（トンネル中心から 200m～500m）との対応では，殆どが 500m 以内となり，最低限である 200m 未満のケースも散見された．但し，設計図書としての整理の段階で，表示範囲を割愛している可能性があることに留意する．

3.2 弾性波探査

道路トンネル延長に対する弾性波探査距離との関係を図-2 に示す．トンネル延長の増加に対応して，弾性波探査距離が増加する傾向が認められるが，弾性波の延長と地質区分には明確な関係が認められない．これも地表地質踏査同様，地質区分に関係なく弾性波測線を設定している場合が多いものと推察される．また，いくつかのトンネルで弾性波探査が実施されていないケースが認められる．これらは，弾性波探査に不向きな地質，用地問題など，何らかの理由で弾性波探査ができず，電気探査や調査ボーリングにて補ったものと考えられる．

3.3 調査ボーリング（道路トンネル）

道路トンネル延長に対するボーリング本数，総ボーリング長を図-3，図-4 にそれぞれ示す．道路トンネル

表-1 山岳トンネルにおける調査数量の基準例（記載は一部簡略化している）

	(社)日本道路協会[1]	NEXCO[2]	JRTT[3]
地表地質踏査	・概略調査 中心線を中心に片側500m～2000m ・精密調査 予定路線を中心に片側200m～500m。両坑口からそれぞれ100m程度外側まで。	路線を中心に必要な範囲	付属図面に示す範囲
弾性波探査	・調査測線は原則として1～2本の主測線と若干の副測線を設ける。	・第一次詳細調査 主測線長＝(30～50m)×2＋(トンネル延長)、副測線は最低限両坑口付近に主側線と交わる方向にて100m～200m設ける。	探査深度(h)から定まる最大受信距離(L=7h～10hが目安)が必要
調査ボーリング	・鉛直ボーリングを各坑口に1～2本実施。トンネル計画高より5～10m深くする。トンネル計画に重要な問題がある場合には水平・斜めボーリングを検討。水平ボーリングは坑口より1本30m～50m程度。	・第一次詳細調査 鉛直ボーリングを坑口部で1～2本、トンネル中央部で必要に応じて2～3本。掘削長はトンネル計画高より3～5m深くする。 ・第二次詳細調査 坑口部にて水平ボーリング(L=100～200m)を1孔/坑口実施。坑口部、中央部にて詳細設計に必要、地質的に問題がある場合、適時鉛直ボーリングを実施。トンネル計画高さより3～5m深く掘削。	(ボーリング数量に関し特に記載無し)

では延長に伴う本数，総ボーリング長の増加傾向は認められない．これはボーリングが一般に両坑口部での実施の他に，地形地質的な個別の問題（小土被り，地すべり，断層など）を有する場合に，適宜実施されることで，トンネル延長の増加に対応して，必ずしもボーリング本数，総ボーリング長の数量増とはならないものと考える．なお，地質区分とボーリング本数，総ボーリング長との関係は今回の結果からは判然としない結果となった．

3.4 調査ボーリング（鉄道トンネル）

鉄道トンネル延長に対するボーリング本数，総ボーリング長を図-5，図-6 にそれぞれ示す．鉄道トンネルでは延長に伴う本数，総ボーリング長の増加傾向が認められる．なお，一部でトンネル延長に対して極端に調査数量が多いトンネルが散見された．このようなトンネルも個別の地形地質的な問題を有することで数量が増加している可能性がある．

4. まとめ

・調査数量の基準は，いずれの発注機関も基本的な考え方を示したうえで，状況に応じて調査数量を増やすなどの対応を記載している．

・地表地質踏査範囲はトンネル延長の増加に対応して面積が大きくなる傾向が認められるが，一部で日本道路協会が示す精密調査範囲未満のケースが散見される．

・弾性波探査距離はトンネル延長の増加に対応して，増加する傾向が認められる．

・地表地質踏査，弾性波探査ともに地質区分に関係なく，トンネル延長に応じて数量が設定される場合が多いものと考えられる．

・鉄道トンネルではトンネル延長の増加に対応して調査ボーリング本数，総ボーリング長が増加する傾向が認められるが，道路トンネルでは延長に伴う本数，総ボーリング長の増加傾向は認められない．

・調査ボーリングは個別の地形地質の問題に対し，適宜実施される場合が多いため，トンネル延長の増加に対応して，必ずしも本数，総ボーリング長の数量増とはならない場合がある．

5. 今後の予定

地質リスクが発現し，トラブルとなった山岳トンネルの調査数量・内容，施工中の調査などの評価分析を通じて，山岳トンネルにおける事前調査時の地質調査について留意点を整理する予定である．

【文献】

1) 道路トンネル技術基準（構造編）・同解説　平成 15 年 11 月　社団法人日本道路協会
2) 土質地質調査要領　平成 24 年 7 月　東・中・西日本高速道路株式会社
3) 地質調査標準示方書　平成 15 年 2 月（平成 18 年 5 月一部改正）　独立行政法人鉄道建設・運輸施設整備支援機構

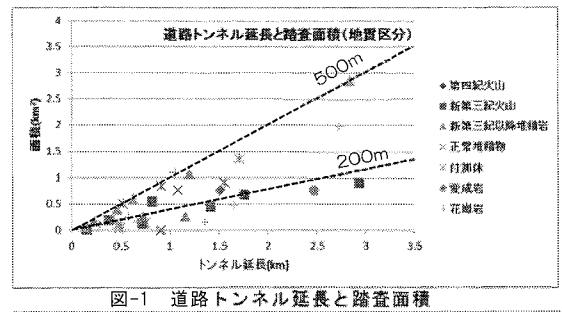


図-1　道路トンネル延長と踏査面積

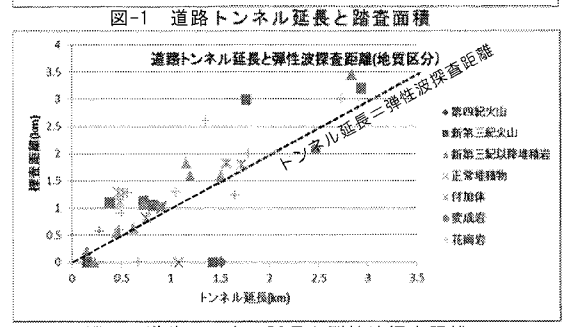


図-2　道路トンネル延長と弾性波探査距離

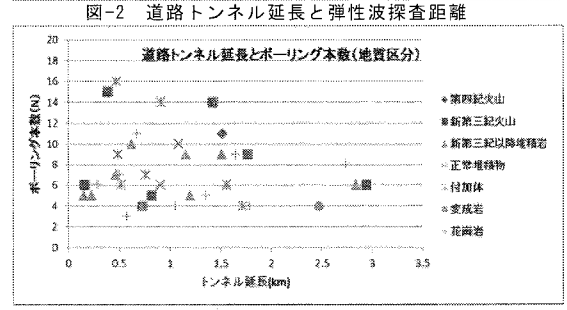


図-3　道路トンネル延長とボーリング本数

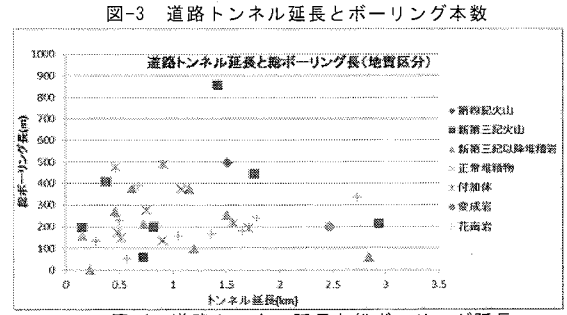


図-4　道路トンネル延長と総ボーリング延長

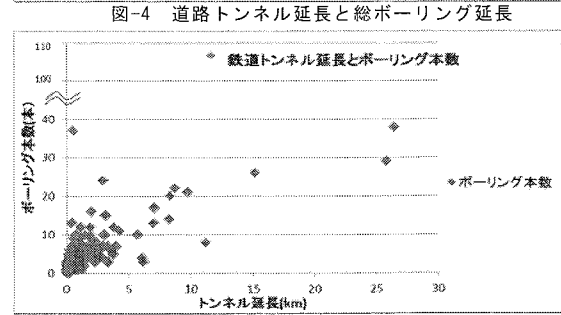


図-5　鉄道トンネル延長とボーリング本数

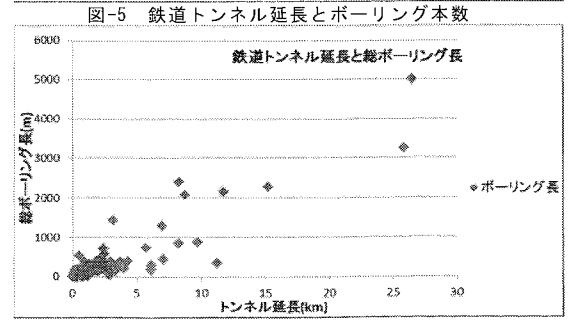
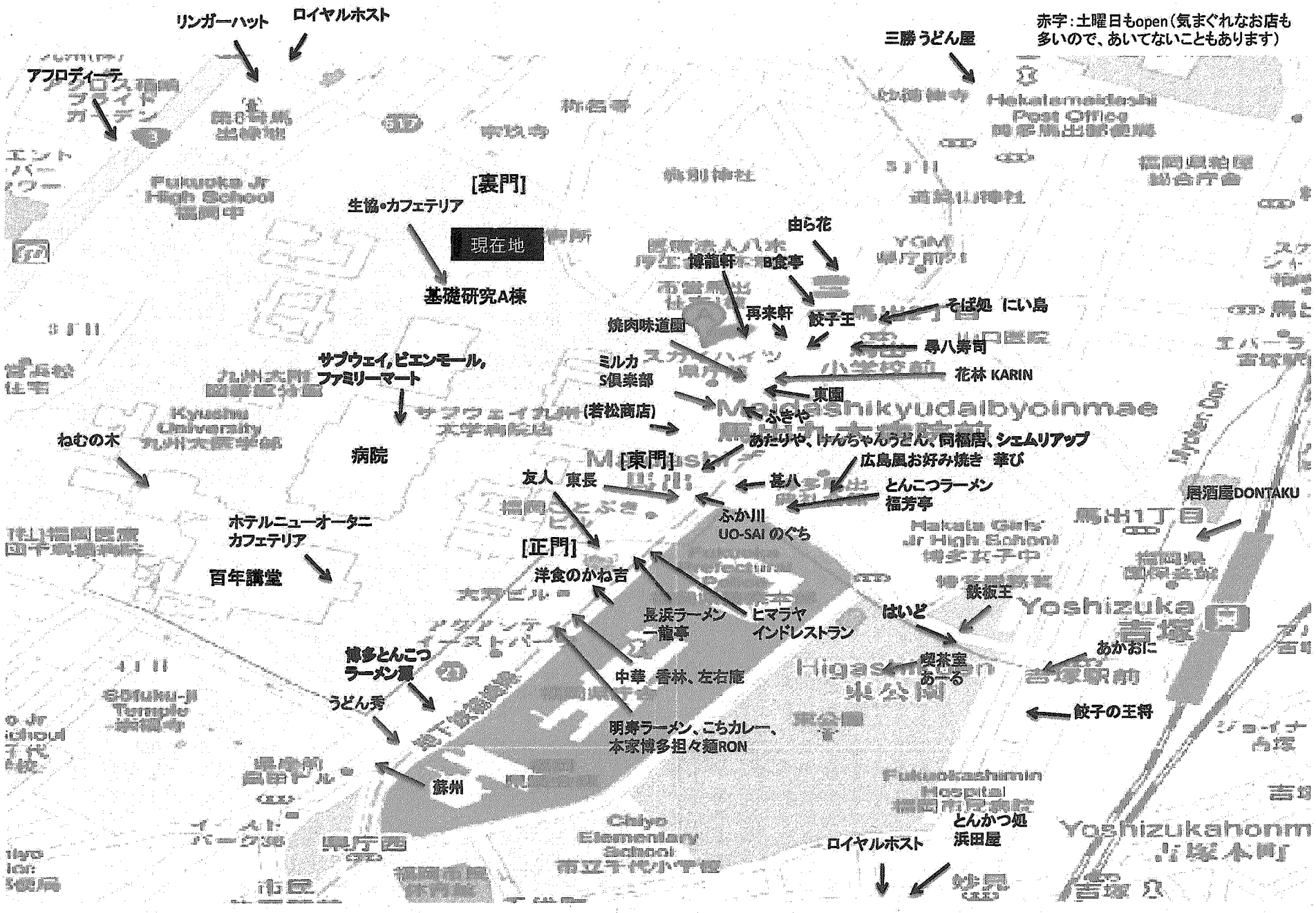


図-6　鉄道トンネル延長と総ボーリング延長

九州大学病院キャンパス周辺ランチマップ 2014

赤字：土曜日もopen（気まぐれなお店も多いので、あいてないこともあります）



会員各位に学会からのお知らせ

来年(2015年)の9月に京都大学宇治キャンパスで開催する
第10回アジア地域応用地質学シンポジウム参加募集中

一般社団法人　日本応用地質学会
アジアシンポジウム実行委員会

アジア地域応用地質学シンポジウムは、アジアの応用地質学の交流を高めることを目的に第1回を1997年に東京で開催し、その後アジア各国で開催されてきました。現在は公式国際行事として、IAEGアジア地域会議(Asian Regional Conference of IAEG)となっています。

来年は記念すべき第10回であり誕生国の日本において京都大学を会場に秋の研究発表会に引き続いて開催します。国際会議とはいうものの、若い方も気軽に参加し、ポスターを含め英語で発表することができるよい機会です。国内からも多くの会員に参加いただき、記念すべき第10回シンポジウムを大いに盛り上げていきたいと思います。

現在、アブストラクトを募集中で締切は11月末となっています。英文の専用HPへは下記URLまたは学会HPのバナーから入り、オンラインでアブストラクトの投稿を行うことができます。投稿は国内参加者も英語で行いますが、締切まで時間が少ないため仮として日本語で投稿しておくこともできますので、裏面に記載した要領でメールでお送りください。

アジアシンポジウムの登録料は3万円ですが、シンポジウムに参加する方はその前日に行われる研究発表会に自由に参加できます。また、シンポジウムに引き続きフィールドツアーも企画中です。なお、本シンポジウムには国際会員に限らず日本応用地質学会会員すべてがメンバーとして参加できます。

多くの皆様に参加いただき、学会の活力を高める機会として、この記念シンポジウムを成功させたいと思います。皆様のご参加をお待ちしています。

なお、本シンポジウムにはできるだけ多数の国内外の参加者を得るため、登録料を低価格に設定しております。つきましては、近日中に会員各位からの寄付を募集予定ですので、申し添えます。

研究発表会開催日：　2015年(平成27年)　9月24日(木)～25日(金)
シンポジウム開催日：　9月26日(土)～27日　その後に巡検を計画中
場所：　京都大学　宇治黄檗プラザ
会議テーマ：　Geohazards and Engineering Geology
参加費：　3万円
重要な日程：　アブストラクト募集締切11月30日
日本語暫定アブストラクト：　800字以内　氏名、所属、連絡先、トピックス選択
論文募集開始：　12月1日を予定
専用英文HP：　http://2015ars.com
ご質問等　：　office@2015ars.com

日本語によるアブストラクト記載要領

以下のフォーマットにより作成いただき、記載のアドレス宛にお送りください。
メール送付先　2015 アジアシンポジウム事務局　office@2015ars.com

氏　名	
所　属	
電話番号	
メールアドレス	
タイトル	
トピックス選択	
アブストラクト	800 字以内

平成 26 年度研究発表会 講演論文集

平成 26 年 10 月 29 日発行

編集発行　**一般社団法人 日本応用地質学会**
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　**株式会社　サンワ**
東京都千代田区飯田橋 2-11-8
TEL　03-3265-1816

ご注意　当該出版物の内容を複写したり，他の出版物へ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．