

# 第34回調査・設計・施工技術報告会 論文集

2025年6月

- 主催 公益社団法人地盤工学会中部支部  
共催 一般社団法人中部地質調査業協会  
一般社団法人建設コンサルタンツ協会中部支部  
後援 一般社団法人日本応用地質学会中部支部  
一般社団法人日本建設業連合会中部支部



# 目 次

## 一般セッション

1. 山岳トンネルにおける盤膨れ対策範囲把握のための表面波探査の適用性 ..... 001  
上野 慎也 (中日本高速道路株)  
八嶋 厚, 村田 芳信 (岐阜大学)  
鎌田 一男 (中日本ハイウェイ・エンジニアリング名古屋株)
2. 拡幅土工の合理化に向けた技術的検討 ..... 009  
藤森 弘晃, 久田 裕史, 中村 洋丈 (株高速道路総合技術研究所)
3. 豪雨による小崩壊とそれに伴う斜面の不安定化に関する再現解析と対応策の検討 ..... 013  
沢田 和秀, 吉川 高広 (岐阜大学)  
葦沢 竜夫, 藤井 孝文, 河合 亮典 (大日コンサルタント株)
4. 豊富な地下水を胚する養老山地を跨ぐ初の山岳トンネルにおける安全対策 ..... 021  
萩野 凌平, 大平 愛花 (中日本高速道路株)  
黒武者 貴幸, 市南 賢人, 堀 恵輔 (株奥村組)

## 特別セッション

5. 新名神 6 車線化 笹路地区切土拡幅工事の課題と対応 ..... 025  
池田 優, 石田 誠 (中日本高速道路株)  
増田 竜之, 山口 尚久 (株鴻池組)
6. 衣浦港海底直下横断の長距離泥水式推進による複合地盤への対応 ..... 026  
野澤 皓平, 木原 健二 (東邦ガスネットワーク株)  
田中 善広, 安河 慶一 (株大林組)
7. 重金属対策盛土の地元住民とのリスクコミュニケーション事例 ..... 027  
中島 康介, 藤岡 一頼, 青山 昌二, 五十住 遥, 桐原 匠 (中日本高速道路株)  
田近 輝俊 (中日本ハイウェイ・エンジニアリング東京株)  
中村 洋丈 (株高速道路総合技術研究所)
8. Cavity Sonar®—新たな「空洞調査システム」の開発— ..... 028  
平井 タケル, 鳥屋尾 晃一, 倉本 尚吾, 前川 亨 (東邦地水株)
9. 東海環状自動車道 インフラ施設の近接する液状化地盤への対策 ..... 029  
中島 一樹, 丸山 健太郎 (中日本高速道路株)  
藤 幸平 (五洋建設株)  
長田将直 (中日本ハイウェイ・エンジニアリング名古屋株)

10. 無線式センサシステムを用いた落石検知実験 .....030  
奥野 智彦, 堀川 泰寛, 吉田 泰治, 角田 裕一 (中央復建コンサルタンツ株)  
荒川 晃一, 上田 大輔 (株ライテク)  
辻田 泰久, 小川 佳介 (太平洋工業株)  
沢田 和秀, 鍵谷 頼人 (岐阜大学)
11. 掘削時における地盤改良土留めの変位挙動と有効性について .....031  
麻生 真司, 外木場 康将, ガニエフ ジャホンギルベク (株奥村組)
12. 電力洞道工事における石英含有率が高い砂礫地盤に対するシールド機設計 .....032  
河村 晋平, 神谷 尚寿, 山本 健太郎 (中部電力パワーグリッド株)  
丹沢 淳一, 今岡 洋輔 (株大林組)

# 一般セッション



# 山岳トンネルにおける盤膨れ対策範囲把握のための表面波探査の適用性

中日本ハイウェイ・エンジニアリング名古屋株式会社 ○鎌田 一男  
中日本高速道路株式会社 正会員 上野 慎也  
岐阜大学 国際会員 八嶋 厚  
岐阜大学 国際会員 村田 芳信

## 1. はじめに

供用中の道路トンネルにおける盤膨れ現象は、スクイージングやスウェリング、双方が複合的に作用することで発生するといわれている<sup>1)</sup>。

図-1にスクイージングとスウェリングの模式図を示す。スクイージングは、(地山強度比が小さく、特に拘束圧の小さい)路盤部において水平方向応力に対して鉛直方向応力が小さくなることで、軸差応力が発生し塑性化に至るものである。一方、スウェリングは、排水設備からの漏水や地下水を地山に含む膨張性粘土鉱物が吸水し膨張に至るものである。

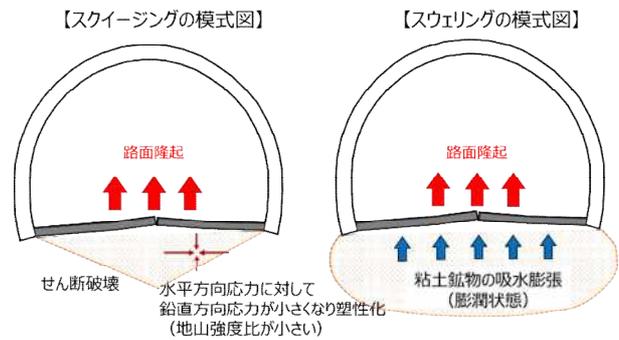


図-1 盤膨れの模式図

盤膨れに対する恒久的対策としては、インバートによる対策などが必要となる。インバートの施工は、通行止めなどの交通規制やトンネル設備の切り廻しなど準備工事が必要であり、非常に大がかりな工事となることから、費用面はもとより、工事期間を踏まえた限定的な延長に対する対応にとどまることが多い。そのため、盤膨れの事実に基づいた補修・補強だけではなく、盤膨れが発生した箇所と類似の地山特性を有する箇所も含めて、「中長期の補強計画」や「社会的影響」の観点を踏まえ、真に対策が必要となる範囲を把握することが重要となる。

盤膨れに関する調査の方法は、従前の水準測量にて路面の隆起量を把握する方法や調査ボーリングなどに加え、昨今は地盤情報を縦断方向に対して連続的に把握するべく、物理探査の一種である「表面波探査」などを用いて、カケヤにて路面に与えた強制振動から地盤内の伝播速度を評価するなどが行われている。しかし、供用中かつ重交通路線での車線規制下でのカケヤによる起振方法では、その波動が交通振動に紛れてしまうということから、適用が難しいという課題がある。

八嶋らの研究<sup>2)</sup>においては、これまでに物理探査を用いて舗装と地盤の一体的診断を行い、舗装(路面)に現れるさまざまな変状の原因を、舗装構造のみならず舗装下部の路床・土工部の地盤情報を面的に把握することで明らかにしてきた。さらに、トンネル内で同様の調査を実施し、路面で起振した波動はトンネルの側壁や監視員通路などの影響を受けて、車線側よりも路肩付近の方が高い速度構造を示すことを確認している。

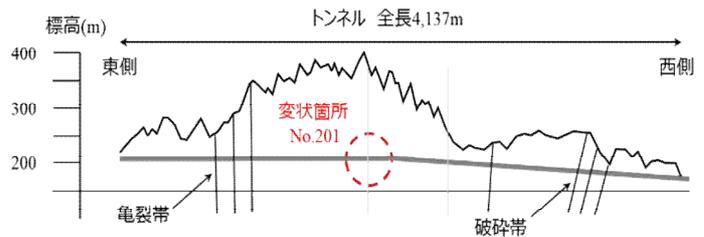
本報文では、盤膨れが顕在化している供用中の山岳トンネルに対して、各種計測や調査結果を分析するとともに、既往の研究課題である「トンネル内での計測方法の改善」と「速度分布構造の適切な評価」を目的として行った「リニア微動アレイ探査」と「重錘落下起振」を併用した新たな取り組みにより、トンネルの縦断方向に対する地山脆弱部の分布を評価したので報告する。

Application of surface wave exploration to determine the extent of countermeasures to prevent heaving in mountain tunnel: KAMATA Kazuo (Central Nippon Highway Engineering Nagoya Co.,Ltd.), UENO Shinya (Central Nippon Expressway Co.,Ltd.), YASHIMA Atsushi (Gifu University), MURATA Yoshinobu (Gifu University)

## 2. 対象トンネルの概要

図-2に本報文の対象とする山岳トンネルの概要を示す。トンネルは、延長 4,137m であり、2019年3月に供用開始している。地山の主たる岩種は硬質な花崗閃緑岩であり、盤膨れが発生した箇所は破碎帯の存在もなく花崗岩が80%程度を占める良質な地山である。そのため、盤膨れが発生した箇所（スパン No.201）での建設時におけるインバート施工はなされていない。なお、盤膨れの顕在化箇所を含む、インバートの未設置区間はスパン No.184～No.202 の19スパン、延長約240mにわたる。

図-3に当該トンネルに発生している主な変状を示す。供用開始の約1年後である2020年1月に路面流動・路面のくぼみ、円形水路・監視員通路のクラックなどの変状が確認されて以降、盤膨れに加えて、覆工コンクリートのクラックなど、複数の変状を5つのスパン（No.198～No.202）、延長約60mにわたり確認している。



【変状箇所付近のインバート設置状況】

スパンNo.	183	184	～	197	198	199	200	201	202	203	
インバート	あり	なし (237.4m)							あり		
変状区間	健全区間				変状区間 (62.5m)				健全区間		

【トンネル諸元】

項目	2車線トンネル	
トンネル延長	4,137m	
幅員構成	9.0m (1.0m+3.5m+3.5m+1.0m)	
縦断勾配	-0.3～2.0%	
覆工厚	0.3～0.4m	
インバート厚	0.4～0.5m	
岩種	花崗閃緑岩	
掘削工法	NATM補助ベンチ付全断面掘削工法 (爆破掘削)	NATM上半先進ショットベンチカット工法 (機械掘削)
地山の状況	花崗岩が80%程度を占めるほぼ良質な山	断層破碎帯等の不良地山区間を含む軟弱な地山

図-2 対象トンネルの概要

## 3. 盤ぶくれが顕在化している箇所での各種試験・調査結果

盤膨れの発生要因に加えて、各種変状の経時的な変化を確認するべく、変状が顕著なスパン No.201を中心として各種調査・計測を実施した。

具体的には、表-1に示すように、盤膨れの発生要因を確認するための地質調査（強度試験、吸水膨張試験、膨張性鉱物量の確認など）、変状の経時変化を確認するための各種計測（路面隆起量、内空変位、覆工ひび割れ幅、地中変位計測など）を実施した。

図-4に路面隆起量の計測結果を示す。供用開始時からの推定総隆起量は181mm、計測開始からの隆起量（2020年5月12日から2025年1月14日まで）は95mm（変位速度20mm/年）、直近1年では10mm（変位速度10mm/年）の累積を確認した。

図-5に地中変位計測の結果を示す。深度5.5m以浅における計測開始からの地山の総隆起量（2021年6月30日から2025年2月1日まで）は、53mm（変位速度15mm/年）であり、直近1年では8mm（変位速度8mm/年）の累積を確認した。

表-2に岩石試験の結果を示す。盤膨れのジャストポイント（スパン No.201）にて調査ボーリングを実施し、採取したコアを用いて、一軸圧縮強度、浸水崩壊度、吸水膨張率、スメクタイト含有量、地山強度比などを確認した。その結果、盤膨れ判定指標<sup>4)</sup>の閾値を超過する結果であることを確認した。

以上の結果より、盤膨れの発生要因は、スクイーミングやスウェリングの複合的作用によるものと考えられる。

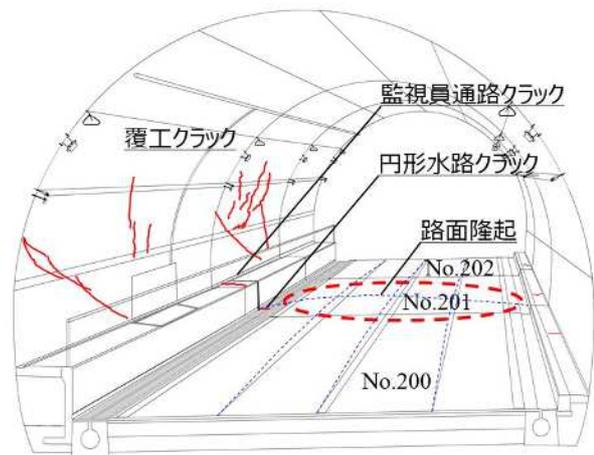


図-3 トンネルに発生している変状

表-1 調査・計測概要

調査項目	調査方法	調査頻度
水準測量	オートレベル	1回/3ヶ月
縦断測量	地上型レーザー扫描仪	1回/3ヶ月
路面変位測定	地上型レーザー扫描仪（解析）	1回/3ヶ月
側溝の開口幅調査	定規	1回/1ヶ月
覆工ひび割れ調査	クラックゲージ、定規	1回/1ヶ月
中央排水工調査	目視	1回/3ヶ月
内空変位測定	地上型レーザー扫描仪（解析）	1回/3ヶ月
舗装下面空洞調査	電磁波探査	1回
亀裂変位計測	計測器（3箇所）	1回/1時間
地質調査	コアリング（垂直）	6箇所
地中変位計測	地中変位計	1回/1時間

覆工ひび割れ調査  
亀裂変位計測

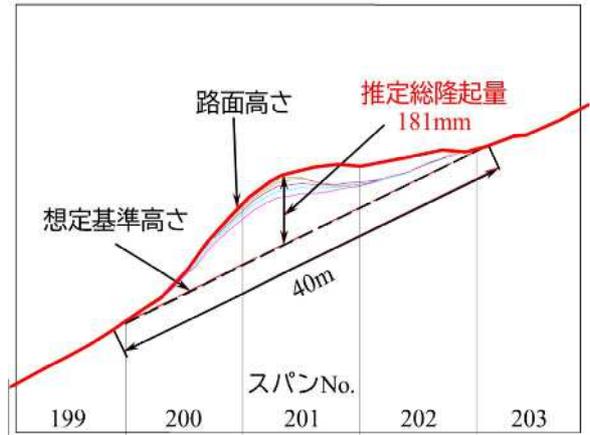
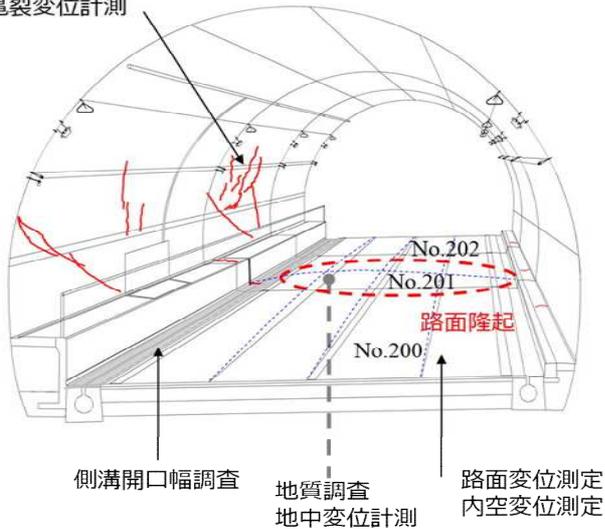


図-4 路面隆起量の計測結果

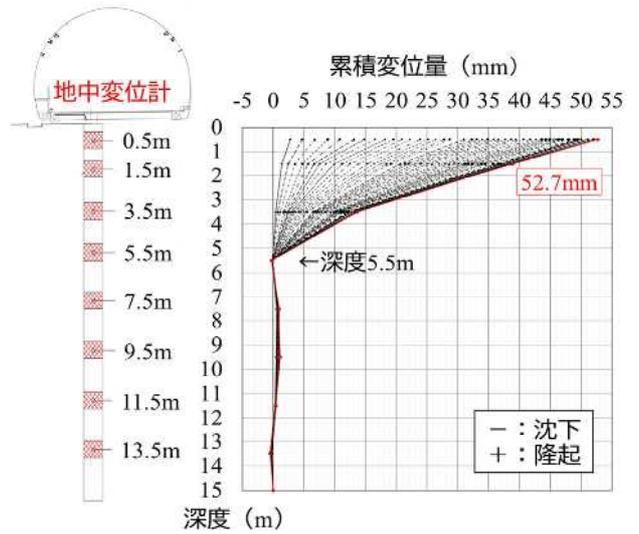


図-5 地中変位計測の結果

表-2 岩石試験結果

スパンNo	184	~	188	189	190	~	194	195	196	197	198	199	200	201	202	203	盤ぶくれ指標 <sup>4)</sup>
地質名称	花崗閃緑岩																
設計覆工厚	0.3		0.3	0.3	0.3		0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	
インバート	未設置 (237.4m)															設置	
一軸圧縮強さ (MN/m <sup>2</sup> )	-	-	1.8	-	-	-	0.2	9.7	1.2	0.4	-	-	0	-	-	-	≦4
自然含水比 (%)	-	-	0.7	-	-	-	3.1	1.1	2	4.8	-	-	23.4	-	-	-	≧20
単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	-	-	23.3	-	-	-	24.1	24.6	24.4	22.8	-	-	19.4	-	-	-	≦20.5
浸水崩壊度	-	-	B	-	-	-	C	B	D	D	-	-	D	-	-	-	C, D
吸水膨張率 (%)	-	-	0	-	-	-	0.7	1.1	1.44	7.5	-	-	26.8	-	-	-	≧2
スメクタイト含有量	-	-	微量	-	-	-	少量	少量~	中量	少量	-	-	中量	-	-	-	少量以上
陽イオン交換容量 (meq/100g)	-	-	7.9	-	-	-	2.3	4.1	8.8	5.8	-	-	41.1	-	-	-	≧20
地山強度比	-	-	0.5	-	-	-	0.1	3.1	0.4	0.1	-	-	0	-	-	-	≦2
変状区間	健全区間									変状区間 (62.5m)					健全区間		

※表中の橙色ハッチングは閾値を超過した値を示している。

#### 4. トンネル内の複数地点における各種試験・調査結果

盤膨れが顕在化したスパン No.201 は、計測開始初期段階と比較して、盤膨れの進行速度は若干鈍化していることは確認できるものの、収束状態にないことから、補強を必要とする範囲の検討が必要となる。

具体的な補強対策範囲の把握を目的として、対象トンネル内の複数のスパンにおいて調査ボーリングを行い、採取したコアにて各種試験を実施した。調査ボーリングの実施箇所は、スパン No.184～No.202 の延長 237.4m を対象として、建設記録および現地調査結果に基づき選定した。

具体的には、①盤膨れとして路面隆起が顕在化している箇所との比較を行うべく健全な箇所（建設時の切羽評価点が最も低い箇所）(No.189)、②路面変位測定、内空変位測定、覆工ひび割れ調査などの現地測定結果に基づく変状発生区間の端部 (No.198) および隣接部 (No.195～197) を選定した。

表-2 に岩石試験結果 (スパン No.189, No.195, No.196, No.197, No.198, No.201) を示す。いずれの箇所においても一軸圧縮強度、浸水崩壊度、スメクタイト含有量等の何れかで、盤ぶくれ判定指標<sup>4)</sup>を超過することを確認した。

以上の結果より、盤膨れによる路面隆起が顕在化していない箇所においても、盤膨れが発生し易い地山状況にあることがわかった。

この結果を踏まえると、補強対策を実施する範囲の絞り込みの精緻化が必要であるため、効率的かつ効果的に広い範囲を面的に評価可能なリニア微動アレイ探査の実施を試みた。

#### 5. 従来の探査技術の課題を踏まえた新たな計測方法の提案（リニア微動アレイ探査と重錘落下起振の併用）

トンネル内における地山の脆弱部を面的に評価する方法として、「表面波探査」などによる物理探査が行われている。

表面波探査は、常時微動および地表面にカケヤにて与えた強制振動を、地表面に一定間隔に配置した地震計で捉え、その表面波の伝播速度から地盤内の伝播速度構造を評価するものである。波長の短い表面波は、地表面付近を伝わり、波長の長い波ほどより深い地盤内を伝播する。

このように、地表面で観測される波動は周波数によって位相速度が異なるため、「分散特性」を把握することで、地盤の深さ（ $\approx 1/2$  波長、波長 = 位相速度 / 周波数）ごとの速度分布を評価することができる。また、表面波の伝播速度は、地盤内の伝播速度構造と近似することから、地盤内の伝播速度構造を地盤の剛性率の分布として評価することが可能である。

本報文の対象としている交通量の多いトンネルの計測にあたっては、路面下の深さ 10m 程度までの低速度域の把握を目的としている。対象トンネルは、走行車線と追越車線の片側 2 車線から成り、計測の実施にあたっては、1 車線の交通規制下での実施となることから、カケヤによる路面の起振では、波動が交通振動に紛れてしまう可能性も否定できない。

このような課題を解決するべく、交通振動を利用した「リニア微動アレイ探査」による計測を提案した。対象トンネルの地山は花崗閃緑岩から成り、事前の物理探査の結果から、S 波速度は 1km/s を上回ることが想定されたため、交通振動ではほとんど励起されない高周波（短い波長）の波動を付加し、浅い深さでの高速度層の位相速度を把握することが必要と考えた。

具体的な計測方法としては、図-6 に示すように、交通振動に加えて電動化した小型動的コーン貫入試験装置による打撃振動（30kg のハンマを 20cm 高さから落下）を付加し、受振器（固有周波数 4.5Hz の速度型振動計）を長さ 1m の計測用台車<sup>5)</sup>に取り付け、18 基を連結し（測線長 17m）、走行車線の内側わだちと外側わだちに沿って 2 列配置した。トンネル内の波動が側壁や監視員通路の影響を受けることを勘案すると、壁面から離れた複数の測線で計測して、速度分布を評価するなど、適用にあたっての留意点を考慮した。

小型動的コーン貫入試験装置は、台車に搭載して交通振動と受振方向が同じ方向となるように測線の最後

尾に連結し、計測用車両で測線と同時に牽引移動した。計測は、静止した状態でデータロガー（GEODE 24ch, Geometrics 社製）2台を用いて、サンプリング間隔  $1000 \mu s$  で約 80 秒間交通振動のみによる振動波形を計測した後、小型動的コーン貫入試験装置で 2 秒ごとに起振しながら同様に約 80 秒間の振動波形を計測した。

計測延長は、インバートの未設置区間である約 240m を対象とした。夜間時間帯での交通規制下で計測を行い、計測に要した時間は、各車線（2 側線同時計測）概ね 5 時間であった。

## 6. リニア微動アレイ 探査の結果と評価

本計測は、走行車線ならびに追越車線において、各車線あたり内側わだち、外側わだちの 2 側線（合計 4 側線）にて実施した。

### 6.1 健全区間での評価

図-7 に、盤膨れが現状顕在化していない健全な区間での路面の起振方法の違いによる振動波形（距離 m と時間 msec）およびその周波数（Hz）と位相速度（m/s）の関係を示す。なお、これらは外側わだちにおける結果である。

図-7 (1) は、交通振動のみによる振動波形およびその周波数と位相速度関係を示したものである。また、図-7 (2) は、上記同様の内容で、路面の起振を交通振動に加えて小型動的コーン貫入試験装置併用により行った場合を示したものである。

観測した振動波形は、いずれの受振器の最大振幅も等価となるようにノーマライズされているため、図-7 (1) の振動波形の振幅が図-7 (2) と比較して大きく見えるが、実際には振幅は小さく、図中の青矢印で示す大型交通車両の通過に伴う振動波形（16m 間を約 1000ms で通過しているので時速 60km 弱）が目立つ程度である。一方で、図-7 (2) の赤矢印で示すように、起振装置により励起される振動波形は、2 秒ごとに瞬時に伝播する様子が顕著である。

周波数と位相速度の関係図においては、測定より得られたコヒーレンス値（2 つの信号の線形依存度を測

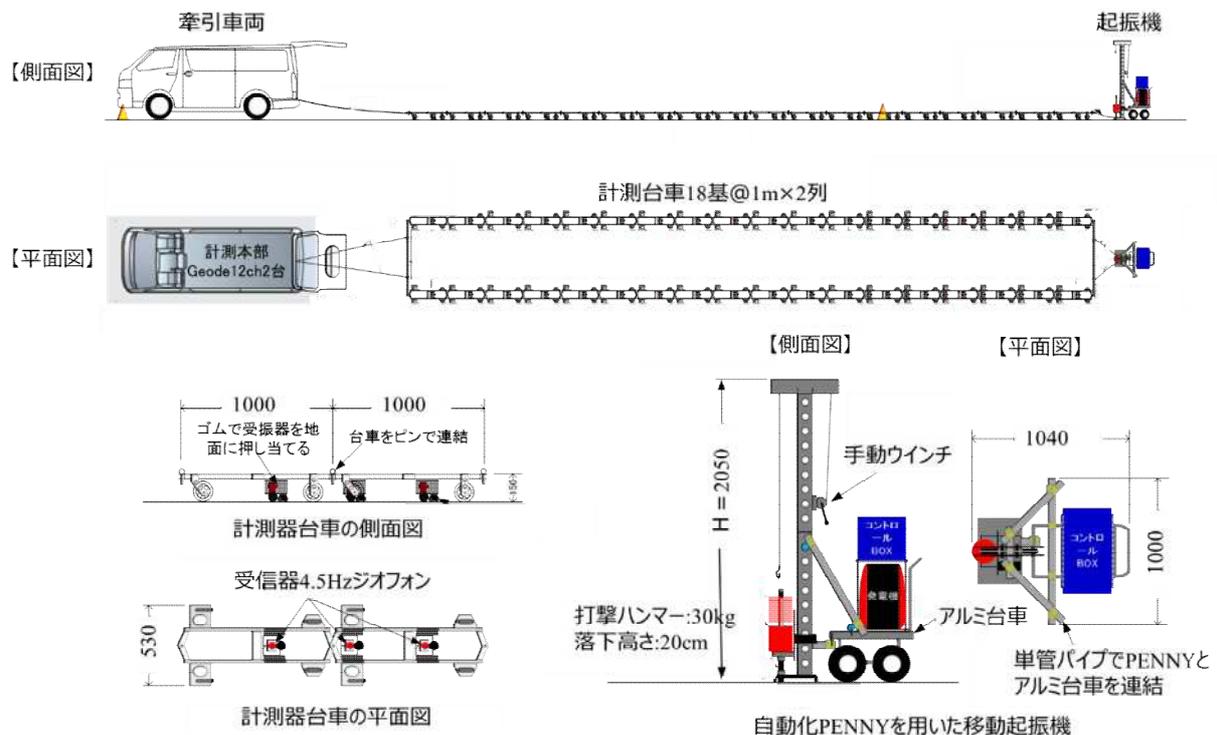


図-6 移動起振機を併用した 2 測線同時計測用リニア微動アレイ 探査の模式図

定する周波数の関数)と理論値(ベッセル関数)の差を示しており、青色の領域が各周波数における位相速度である。支配的な位相速度ゾーンが地盤の剛性に対応している。図中の赤のプロットは、コヒーレンス値と理論値の差が最も小さい箇所(分散特性を特定できた箇所)を示しているものである。

図-7(1)では、明瞭な分散特性を評価することが困難であることがわかる。一方で、図-7(2)では小型動的コーン貫入試験併用による起振により、概ね100Hz以上の周波数レベルで、位相速度の評価が可能である。最大の位相速度は周波数100Hzで位相速度1000m/sに及ぶことから、その波長は10m前後で、深さにして3~5m(1/3~1/2波長則)に留まることがわかる。

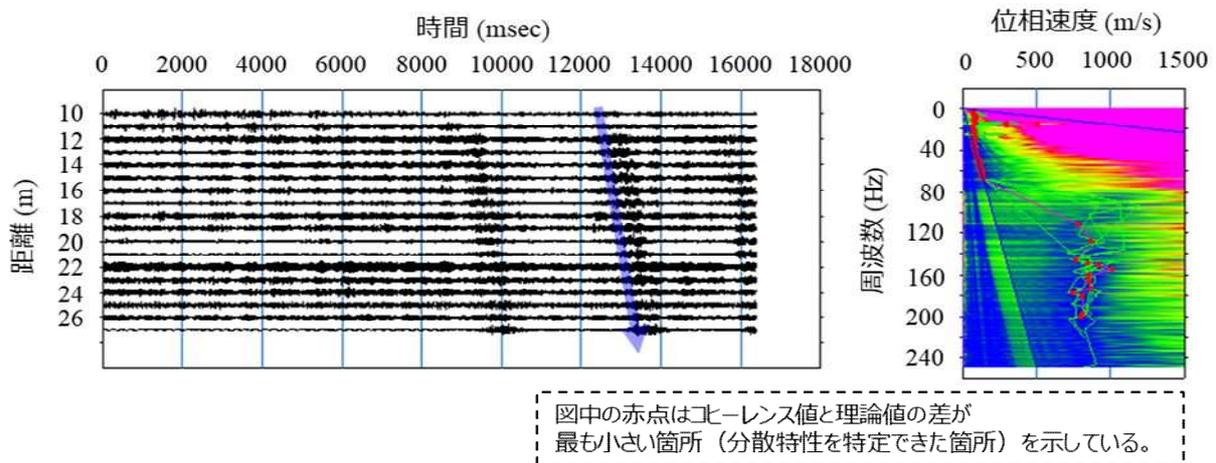
なお、変状区間においては、路面の起振方法が交通振動のみであっても、低周波域での分散特性が明瞭となることを確認している。

## 6.2 当該トンネルにおけるS波速度構造

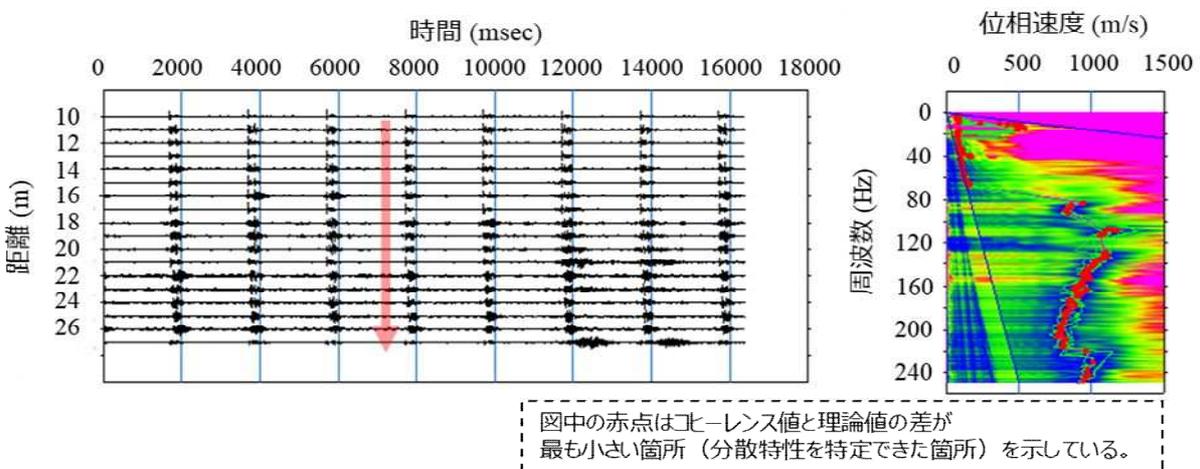
前節までの結果を踏まえて、対象トンネルの地盤情報を縦断方向に対して連続的に把握するべく整理を行った。

図-8は、対象トンネルの縦断方向におけるS波速度(≒位相速度)断面を距離程で整理、表現したものである。図中の赤枠で囲った範囲が変状発生区間である。

S波速度700m/s以下(橙色以上の暖色域)が深さ2m以上におよぶ区間は、内側わだち部においても距離程110~240m間に確認できる。特に、距離程190~230m間で顕著であり、これは現地の変状範囲とも一致



(1) トンネル健全区間における交通振動のみの振動波形とその周波数~位相速度関係



(2) トンネル健全区間における起震を併用した振動波形とその周波数~位相速度関係

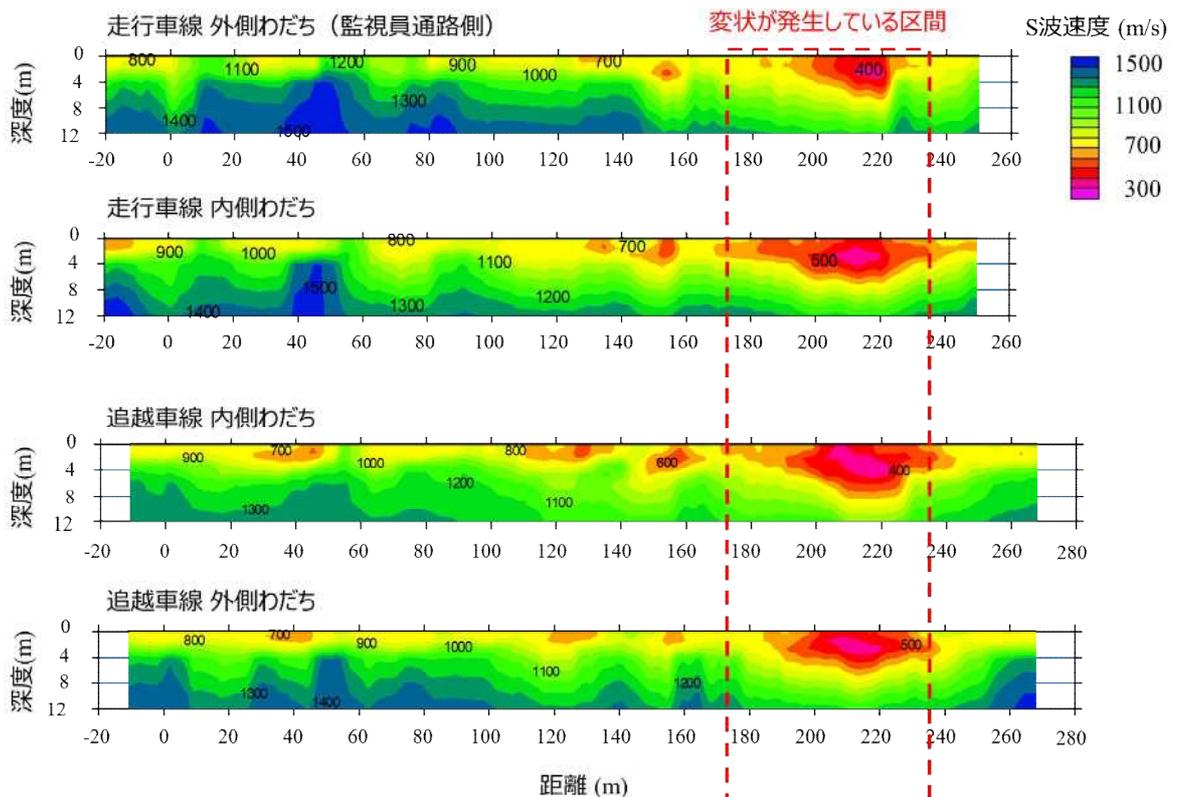
図-7 盤膨れが現状顕在化していない健全な区間での路面の起振方法の違いによる振動波形(距離 m と時間 msec)およびその周波数(Hz)と位相速度(m/s)の関係

する。一方で、外側わだち部では、それぞれの車線の内側わだち部より全体的に速度が高い傾向にあることがわかる。これは前述のとおり、側壁や監視員通路などの影響を受けているためと考える。

以上の結果より、リニア微動アレイ探査と重錘落下起振の併用により、変状区間はもとより、路面隆起が現状顕在化していない健全な区間においても、S波速度構造を評価することが可能であることがわかった。また、距離程ごとにS波速度構造を表現することで、トンネル縦断方向における地山の脆弱部の分布を「見える化」することができ、その脆弱範囲は現地状況や各種調査結果とも対応するため、補強を必要とする範囲の絞り込みに有用な根拠資料となると考えられる。

### 6.3 補強対策優先度の設定

各種調査結果およびリニア微動アレイ探査結果をもとに行った補強対策範囲の優先順位付けの一例を示す。具体的には、優先度I（既に盤膨れが顕在化している範囲+健全部1スパン）：各種計測の結果、現状、盤膨れが顕在化している、岩石試験の結果、盤膨れの判定指標を超過している、表面波探査の結果、S波速度が500m/s以下と低速度域を示すことなどから、スパンNo.197~202、L=75mとした。優先度II（将来的に盤膨れが発生する恐れがある範囲+健全部1スパン）：各種計測の結果、現状、盤膨れが顕在化していないものの、岩石試験の結果、盤膨れの判定指標を超過している、表面波探査の結果、S波速度が700m/s以下とやや低速度域を示すことなどから、スパンNo.193~196、L=50mとした。優先度III（将来的に盤膨れが発生する可能性が低い範囲）：岩石試験の結果、盤膨れの判定指標を超過しているものの、各種計測の結果、現状、盤膨れが顕在化していない、表面波探査の結果、S波速度が1000m/s前後と比較的高速度域を示すことなど



スパンNo.	182	183	184	185	186	187	188	189	190	191	192	193	194	195	196	197	198	199	200	201	202	203	204	205	
インバートの有無	有																							有	
変状発生の有無	無																								無

図-8 トンネル路面下のS波速度断面図

から、スパン No.184～192, L=112.4m とした。

ここで優先度Ⅰ, Ⅱにおいて, 補強対策範囲に隣接する健全部1スパンを加えた理由として, 各種調査の精度や地山物性の不均一, インバート補強時に地山を緩める恐れがあることなどを考慮したものである。

なお, 本報文では各種調査結果およびリニア微動アレイ探査結果をもとに補強対策範囲の優先順位付けを試行的に行った一例を示したが, 実際の優先順位付けにあたっては, 建設記録(切羽評価点, 切羽観察記録, A計測結果等), 変状状況, 社会的影響等を勘案し, 総合的に設定する必要がある。

## 7. まとめ

本報文では, 盤膨れが顕在化している供用中の山岳トンネルに対して, 各種計測や調査結果から得られた情報を分析するとともに, 「リニア微動アレイ探査」と「重錘落下起振」を併用した新たなる取り組みにより, トンネルの縦断方向に対する地山脆弱部の分布を評価した。以下に, まとめを記す。

- ①当該トンネルの盤膨れの発生要因を明らかにするために, ジャストポイントにて調査ボーリングを実施し, 採取したコアを用いて, 一軸圧縮強度, 浸水崩壊度, 吸水膨張率, スメクタイト含有量, 地山強度比などを確認した。試験結果より, 盤膨れの発生要因は, スクイーミングやスウェリングの複合作用によるものと考えられる。
- ②盤膨れの補強対策範囲を把握するために, 複数の箇所調査ボーリングを行い, 各種試験結果により評価した。その結果, 調査した箇所すべてで盤膨れが発生しやすい地山状況にあることがわかった。調査ボーリングによる「点」の評価に加えて, 物理探査による面的な評価を行うことで, 真に補強を必要とする範囲の絞り込みの更なる精緻化が可能であると考えられる。
- ③効率的かつ効果的に広い範囲を面的に評価するべく, 「リニア微動アレイ探査」と「重錘落下起振」を併用した新たなる取り組みを行った。リニア微動アレイ探査と重錘落下起振の併用により, 交通量の多いトンネルにおいて, 路面下の深さ 10m 程度までの S 波速度構造を精度よく把握することができた。距離程ごとに S 波速度構造を表現することで, トンネル縦断方向における地山の脆弱部の分布を「見える化」することができ, その脆弱範囲は現地状況や各種調査結果とも対応するため, 補強を必要とする範囲の絞り込みには有用な根拠資料となると考えられる。
- ④各種調査結果およびリニア微動アレイ探査結果をもとに補強対策範囲の優先順位付けを試行的に行ったが, 実際の優先順位付けにあたっては, 建設記録(切羽評価点, 切羽観察記録, A計測結果等), 変状状況, 社会的影響等を勘案し, 総合的に設定する必要がある。
- ⑤トンネルのような周囲の環境に影響されやすい空間においては, 側壁, 監視員通路などの影響を慎重かつ丁寧に評価しなければならない。今後も提案した手法を他の現場でも適用し, 新たなる課題抽出や改善に努めていく必要がある。

## 参考文献

- 1) 嶋本敬介・野城一栄・小島芳之・中野祐介・塚田和彦・朝倉俊弘: 地山の塑性化に伴う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, pp.54-72, 2013.
- 2) 村田芳信, 荻谷敬三, 八嶋厚, 山本和範, 中島良光, 石黒健: 物理探査と FWD 試験による道路盛土と舗装の健全性評価への試み, 第 62 回地盤工学シンポジウム, No.2-1, 2020.
- 3) 中島康介, 八嶋厚, 村田芳信, 荻谷敬三: 統合物理探査を用いた高速道路盛土の診断技術, 地盤工学会誌, 69(8), pp.16-22, 2021.
- 4) トンネル標準示方書 [共通編]・同解説 / [山岳工法編]・同解説, 土木学会, p.45, 2016 年制定
- 5) 荻谷敬三・村田芳信・八嶋厚・中村洋丈・風戸宗之: 交通規制下における FWD 試験を震源とした 2 次元表面波探査の効率化への試み, 土木学会第 73 回年次学術講演会, pp.839-840, 2018.

# 拡幅土工の合理化に向けた技術的検討

(株)高速道路総合技術研究所 正会員 ○藤森 弘晃  
(株)高速道路総合技術研究所 正会員 久田 裕史  
(株)高速道路総合技術研究所 国際会員 中村 洋丈

## 1. はじめに

高速道路の暫定2車線区間の4車線化について、2019年9月、国土交通省より優先整備区間約880kmが示された<sup>1)</sup>。2025年3月現在、事業着手率は約47%<sup>2)</sup>となっており、残りの区間についても、交通の状況や調査設計結果、財源の確保状況を踏まえて順次事業化される予定である。また、令和6年能登半島地震における災害対応を踏まえた提言<sup>3)</sup>では、高規格道路を地域安全保障のエッセンシャルネットワークとして機能するよう、4車線化などの機能強化を進めることの重要性も述べられている。このほか、付加車線やスマートインターチェンジの設置、各施策に基づく事業も展開されており、拡幅事業は今後も継続することが予想される。

NEXCO3会社では、全国に広がる拡幅事業の着実な進捗を図っている一方、拡幅事業における土工に関する知見を取りまとめた技術基準類は整備されておらず、現場で生じる多くの課題に対して個別に対応策を検討している。拡幅事業における代表的な土工工事の例を図-1に示す。新設事業とは施工条件が異なり、特に供用路線に近接した施工となる場合が多いことから、拡幅特有の観点を踏まえた検討事項や施工時の特別な安全対策が必要となる。



(a) 拡幅切土のスライスカット



(b) 拡幅盛土の段切り

## 2. カルバート延伸における継目構造

上述の背景を踏まえ、本稿では拡幅事業に関する課題と対応方法のうち、拡幅盛土に伴う既設横断ボックスカルバート（以下、「カルバート」という。）の延伸に関する問題に焦点を当てる。

図-2にカルバート延伸の概要図を示す。カルバート延伸の特徴として、既設部と延伸部に継目構造が新設されること、既設部に道路の拡幅に伴う追加盛土分の荷重が追加されることが挙げられる。すでにカルバート延伸が行われた箇所の設計報告書や施工記録の分析、現況調査を行ったところ、既設部と延伸部の接合方法が延伸部の延長によって整理できることが分かった。延伸部カルバートの延伸長が短く延伸部の転倒に対する安定性が確保できない場合は、伸縮目地を設けず、延伸部と既設部をアンカーにより剛結している場合が多く、延伸長が長く転倒の恐れがない場合は、接合部に伸縮目地を設けジョイントバーにより接合していた。



(c) 延伸カルバートの接合部

図-1 拡幅事業における土工工事の例

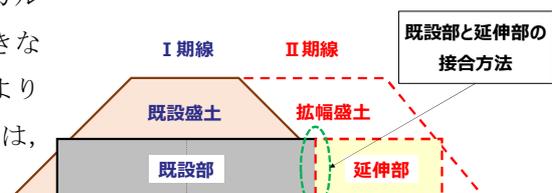


図-2 カルバート延伸の概要図

目地を設けずアンカーバーにより剛結した構造を一体型構造、伸縮目地を設け既設部と延伸部をジョイントバーにより接合した構造を分離型構造とそれぞれ定義した。図-3 に一体型構造、分離型構造の模式図をそれぞれ示す。一体型構造は、延伸部と既設部をアンカーバーによりお互い剛結し、一体化を図る構造である。分離型構造は既設部に接着系アンカーを打設し、延伸部にはあらかじめビニールパイプを埋め込んでおくことにより、軸方向の荷重は伝達せず、せん断抵抗のみに寄与する構造である。

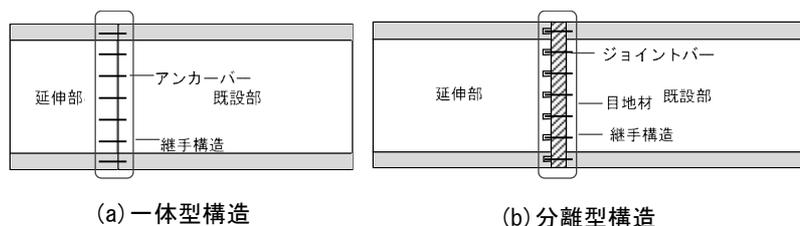


図-3 継目構造の概要図

### 3. 変状要因の検証

図-4 にカルバートの延伸を行った個所で発生した特徴的な変状を示す。一体型構造の継目部では延伸部に水平方向のひび割れが多く発生し、既設部でも接合部に隣接した個所でひび割れが発生していた。分離型構造の継目部では側壁の目地開きや防水シートの亀裂、舗装部の亀裂等が生じていた。これら特徴的な変状について、縦断方向の断面力に着目し、延伸に伴う変状発生の変状分析を行った。

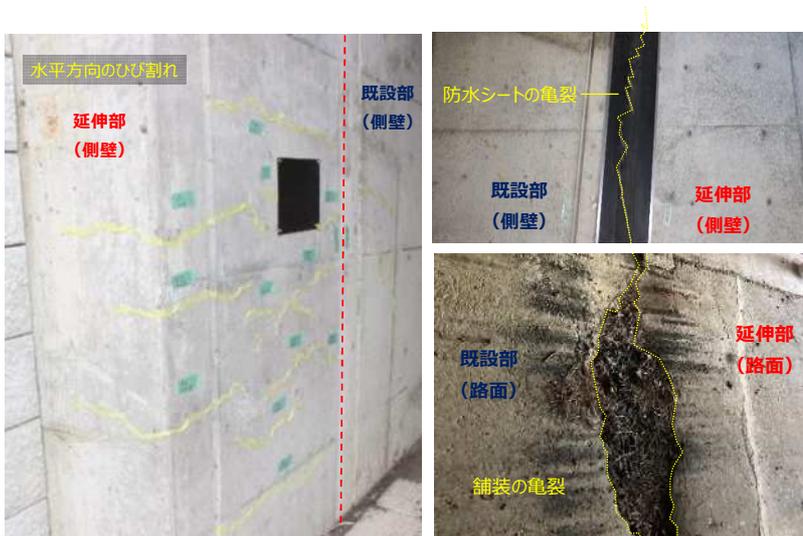


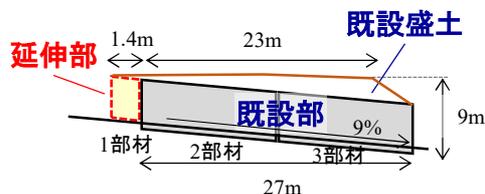
図-4 カルバート継目部の変状事例

具体的には特徴的な変状が生じたそれぞれのカルバートを弾性床上の梁とみなし、発生する断面力について、縦断方向の照査を行った。なお、延伸カルバートにおける既往の研究にて<sup>4)</sup>、常時の作用では継目部に応力的な問題は見られなかった。分離型構造は目地の開きに起因すると思われる変状が確認されたことから、縦断方向に発生する断面力およびウイングに作用する水平土圧を考慮した滑動の照査を行った。

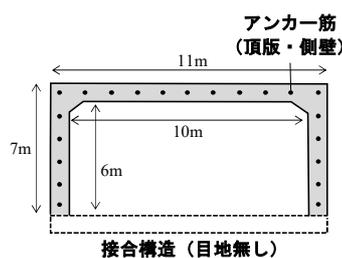
### 4. 縦断方向に発生する断面力の照査

#### 4.1 一体型構造のカルバートの照査

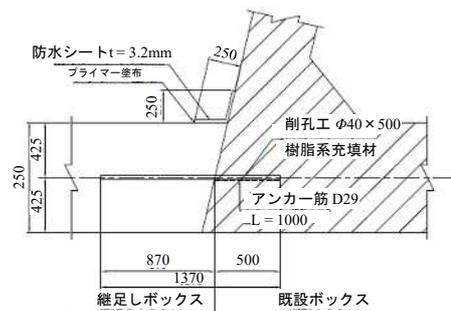
図-5 に再現した一体型カルバートの概要図を示す。当該箇所は延伸距離が1.4mと短く、頂版と側壁のみを張出し、既設部と延伸部に目地を設けず一体化した構造であり、アンカー筋(D29, SD345)で既設部に500mm、延伸部に870mm埋め込み接合している。カルバートの縦断勾配は9%、最大土被りは2mであり、勾配の上方に延伸しているため延伸前と変わっていない。



(a) 縦断面図



(b) 断面図



(c) 接合部 (側壁部)

図-5 再現したカルバートの概要図 (一体型)



部の地盤が軟弱な場合は、延伸部および拡幅盛土による追加荷重が作用した際に既設部の補強等の対策が必要となる可能性が示唆された。また、ケース4では既設部1部材のモーメントが大きくなる傾向を示し、現地条件によっては追加盛土に伴う既設部ウイングへの作用が無視できない場合も想定される。

## 5. 分離型構造における滑動の照査

接合部の変状事例より水平方向の変位の影響が想定されるため、ケース4に対して滑動の照査を実施した。ウイングを有する1, 3, 4部材を対象とし、死荷重、土被り荷重、ウイングに作用する水平荷重を考慮した。盛土及び基礎地盤の粘着力  $c=0\text{kN/m}^2$ 、内部摩擦角  $\phi=30.0^\circ$  とそれぞれ仮定し、設計水平震度は0.20として算定した。表-3に滑動照査の結果を示す。既設部と延伸部の接合部を挟む3, 4部材において地震時の安全率が1を下回る結果となった。土質定数等に仮定を含む照査結果ではあるが、盛土高さや延伸部の基礎地盤の強度、縦断勾配の有無等、現地条件次第では地震時の滑動における問題が生じる可能性が確認された。カルバートの延伸時は延伸部の地盤状況の把握やそれに伴う既設部の照査等、延伸構造に応じた違いを詳細に把握する必要がある。

## 6. おわりに

現況調査を踏まえ、カルバート延伸構造に着目した変状の把握から解析による縦断方向のモーメント照査および躯体の滑動照査により、カルバート延伸時に留意すべき要素の抽出を行った。一体型構造では、延伸部の地盤ばねの違いによる明確な差異は確認できなかったが、最大土被りが大きくなる場合や延伸長が大きくなる場合に既設部への影響が無視できなくなることが想定される。分離型構造では、縦断方向の照査および滑動の照査より、最大土被りや盛土形状、カルバートの縦断勾配により既設部ウイングに作用する土圧が大きくなる場合には、縦断方向の照査を検討すべき場合もあることが示唆された。本稿において、延伸カルバートに関する知見について報告したが、拡幅切土や拡幅盛土についても拡幅土工特有の観点を整理し、広く共有することが必要と考える。引き続き拡幅土工における諸基準の整備に寄与していきたい。

## 参考文献

- 1) 国土交通省 (2019): 高速道路における安全・安心基本計画。
- 2) 国土交通省 (2025): 令和7年度道路関係予算概要。
- 3) 社会資本整備審議会道路分科会国土幹線道路部会 (2024): 令和6年能登半島地震を踏まえた緊急提言。
- 4) 倭大史・高木進之介・木村淳子・吉澤健太 (2024): ボックスカルバートの延伸構造に関する技術的検討, 令和6年度土木学会全国大会第79回年次学術講演会。

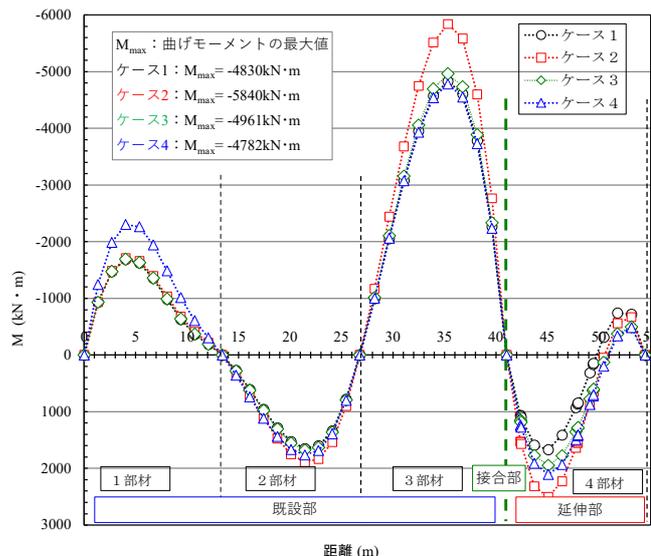


図-8 各ケースのモーメント (分離型)

表-3 カルバート躯体の滑動照査結果 (分離型)

荷重条件		鉛直荷重	せん断抵抗力	許容せん断抵抗力	水平荷重	安全率
		kN	kN	kN	kN	
1部材	常時	14500	8367	5578	2387	2.34
	地震時	14500	8367	6972	4920	1.42
3部材	常時	13302	7675	5117	4780	1.07
	地震時	13302	7675	6396	7175	0.89
4部材	常時	10317	5953	3969	3344	1.19
	地震時	10317	5953	4961	5227	0.95

# 豪雨による小崩壊とそれに伴う斜面の不安定化に関する再現解析と対応策の検討

大日コンサルタント (株) 正会員 ○蕪沢竜夫  
大日コンサルタント (株) 正会員 藤井孝文  
大日コンサルタント (株) 河合亮典  
岐阜大学 国際会員 沢田和秀  
岐阜大学 国際会員 吉川高広

## 1. はじめに

郡上市大和町の奥田洞谷 (図-1 参照) では、平成 30 年 7 月豪雨と令和 2 年 7 月豪雨により同一斜面で 2 度の崩壊が発生した。2 回目の崩壊後には、滑落崖の下部の面構造に沿った多量の湧水が観察された。これらの状況から一連の崩壊は、当該斜面における地質構造的な弱層と豪雨に起因して発生したことが推察された。本事例のように小崩壊地が数年の期間を置いて再崩壊し崩壊地が拡大する事例は少なくない<sup>1)</sup>。

本取組みでは、斜面の一部が崩壊することで全体が不安定化し、崩壊が拡大していく過程を再現解析し、その結果に基づいて予防への対応を検討することを目的とする。本稿では、その解析の基礎情報として整理した、地質構造に関する素因特性および降雨に関する誘因特性の調査結果を報告する。



図-1 位置図

(出典：地理院タイルに被災箇所等を追記)

## 2. 災害の概要

### 2.1 平成 30 年 7 月豪雨による災害

平成 30 年 7 月豪雨では、前線および台風第 7 号の影響により西日本を中心に全国的に広い範囲で大雨となった。岐阜県では、7 月 7 日の夜遅くから 8 日未明にかけて、中濃地域から飛騨南部地域で豪雨となった。

奥田洞谷では、8 日未明 (2~3 時) に溪流源頭部で斜面崩壊が発生し、約 5,000m<sup>3</sup>の崩土のうち約 4,000m<sup>3</sup>が流下した。しかし、土砂は、谷出口の砂防堰堤と下流の溪流保全工で捕捉され、下流集落への被害はなかった (写真-1 参照)。災害後は、上流に不安定な土砂が残っていたことから、堰堤背面の土砂の撤去とともに、土石流センサー、雨量計が設置され、監視体制が強化された<sup>2)3)4)</sup>。



写真-1 奥田洞谷の災害 (平成 30 年 7 月)<sup>3)</sup>

### 2.2 令和 2 年 7 月豪雨による災害

令和 2 年 7 月豪雨では、日本付近に停滞した前線の影響により、九州をはじめ西日本や東日本で大雨となった。岐阜県では、



写真-2 奥田洞谷の災害 (令和 2 年 7 月)<sup>6)</sup>

Reproduction analysis and consideration of countermeasures for minor landslides and associated slope instability caused by heavy rainfall.: Tatsuo Nirasawa , Takafumi Fujii and Ryosuke Kawai,(Dainichi Consultant INC. and Kazuhide Sawada and Takahiro Yoshikawa ( Faculty of Engineering, Gifu University.)

7月7日から8日にかけて、中濃地域から飛騨地域で豪雨となった。

奥田洞谷では、6月11日に崩壊地上部で新たなクラックが確認され、監視体制が強化されていたところ、7月8日9時33分に土石流センサーの断線通知とともに再び崩壊で土砂が流出した。この際も砂防堰堤が約3,000m<sup>3</sup>の土砂を捕捉し、人的被害はなかった(写真-2 参照)<sup>5)6)</sup>。災害後は、斜面上に不安定土塊が残っていたことから、緊急砂防事業として、堰堤工、アンカー工、横ボーリング工による対策工事が実施された<sup>7)</sup>。

### 3. 検討方法

本事例は、岐阜県および国土交通省により、優れた砂防施設の効果事例として広報された。一方、平成30年の崩壊後には再崩壊の兆候が見られたものの、災害復旧事業の特性上、迅速な予防措置が困難であった点が課題となった<sup>1)</sup>。また、令和2年の崩壊後の赤外線画像(図-2 参照)では、滑落崖の下方に湧水ゾーンが確認された。一般に、このような線状の湧水は、その直下に難透水層が面構造として伏在していると考えられる。このことから、崩壊した斜面に難透水層が広範に分布している場合、豪雨によって表層地下水位が上昇し、先端部で発生した小規模な崩壊を契機として、崩壊が上方へと拡大する可能性があると考えられる。そこで本取組みでは、奥田洞谷の主要な崩壊要因を、難透水層の分布による素因と、豪雨による地下水位上昇の誘因に着目し、再現解析により崩壊メカニズムを解明し、有効な対策を検討する(表-1 参照)。本稿では、その解析の基礎情報として整理した地質構造および降雨に関する調査について報告する。

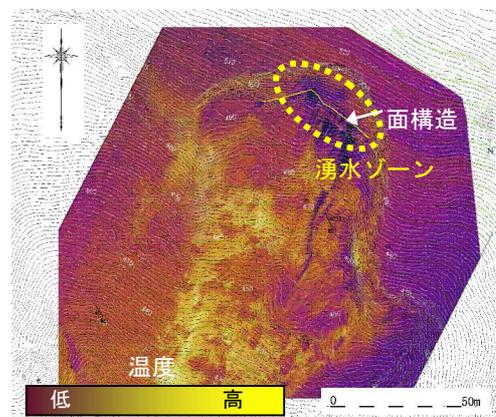


図-2 令和2年7月崩壊斜面の赤外線画像

表-1 検討方法

素因調査	難透水層の分布	地形形状の変化 地質構造の推定 粘土鉱物含有確認 湧水の水質分析 地盤定数	航空レーザー測量データ 現地踏査・資料調査 X線分析 水質分析 原位置試験・室内試験
誘因調査	降雨特性	被災時の降雨状況	解析雨量 土壌雨量指数
解析	崩壊メカニズム	被災時の再現解析	降雨斜面安定連成解析
対策検討	対応策	崩壊時の対応検討	応急対策、恒久対策

## 4. 素因の調査

### 4.1 机上調査

奥田洞谷の崩壊による地形変化について、岐阜県提供の3時期のレーザー測量データを用いて整理した(図-3~5 参照)。図のa-A線は、断面図の切断面の位置を示す。対象は、平成25年度、令和2年6月(クラック発見時)、同年7月(崩壊後)である。奥田洞谷は、流域面積0.107km<sup>2</sup>の溪流で、最高地点の標高は555m、谷出口は315m、延長約500m、標高差240m、平均傾斜約26°である。谷出口には昭和50年9月竣工の砂防堰堤が設置され、その下流は土砂災害警戒区域(土石流)に指定されている。斜面崩壊は、谷出口から約350m上流、標高460~510mの溪流源頭部で発生した。平成30年の崩壊は、勾配約40°の斜面で発生し、崩土は標高410~460m、勾配約36°の溪床に残ったとされる。崩壊上部には、勾配45°の急斜面が続いており、令和2年7月の豪雨では、その崩壊上部の斜面がさらに崩壊した。図-4(中央)に示す令和2年6月の拡大図では、平成30年の滑落崖を赤線、同年6月のクラックを黄線で示す。クラックは、崩壊後に緩み領域が上方に拡大したことで生じたと考えられる。山腹は急峻で、溪床部には亀裂の多い硬質な砂岩・泥岩が露出し、崩土流下時には斜面基部で侵食が生じている。

なお、地質概要については、図-6に示す5万分の1地質図幅<sup>8)</sup>のとおり、奥田洞谷は中部地方中央部の美濃帯に属する。美濃帯は中生代ジュラ紀の付加体からなる堆積岩の複合体(コンプレックス)で、北の飛騨外縁帯と南の領家帯の間に分布する。主な地質は塊状砂岩(Tk)、砂岩泥岩互層、泥岩(ms)で、一部にチャート(ch)や緑色片岩(gs)が挟在する。西側に分布する八幡断層は、北西-南東方向の左横ずれ断層と推定され、第四紀の崖錐礫層を切ることから活断層とされる。平成25年の地形には旧崩壊地形が2箇所確認

され、標高 460～510m に集中した一連の崩壊は、水文地質構造の影響による旧崩壊地の拡大と考えられる。

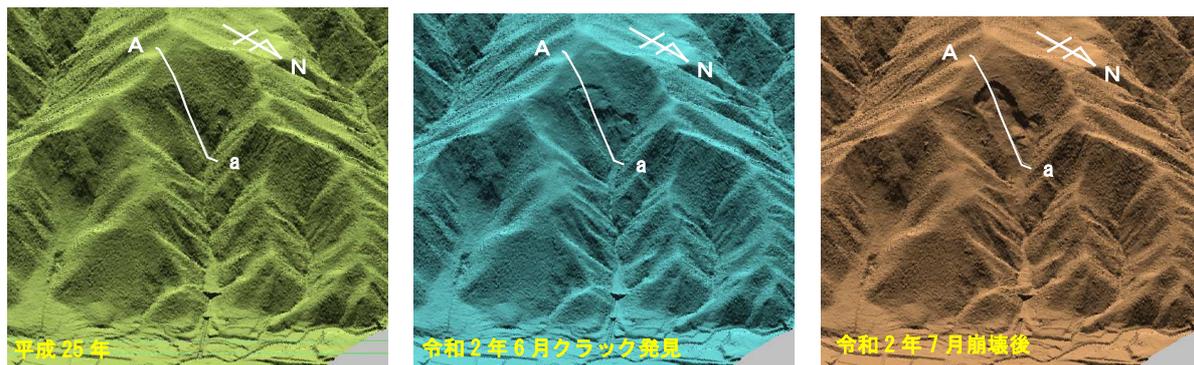


図-3 奥田洞谷の斜面崩壊 全体図 (3 時期のレーザ測量データによる)

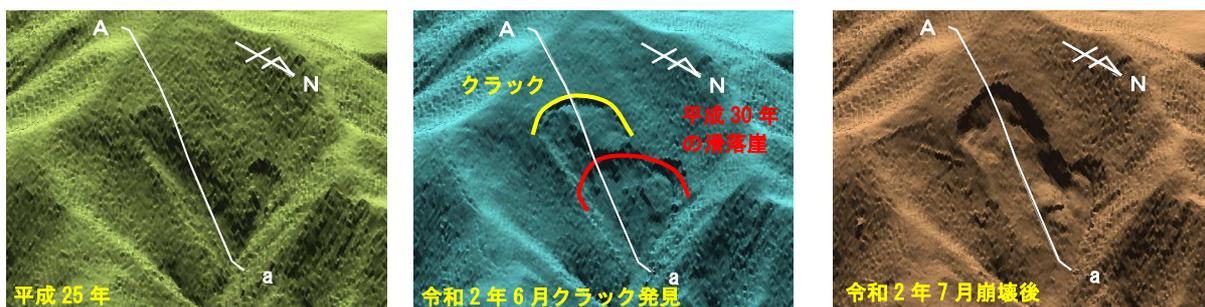


図-4 奥田洞谷の斜面崩壊 拡大図 (3 時期のレーザ測量データによる)

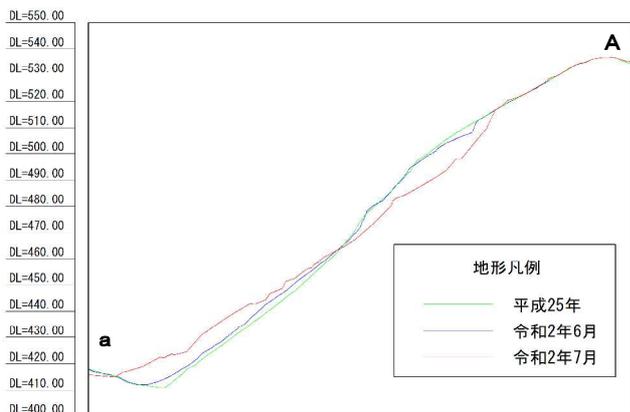


図-5 斜面崩壊箇所の断面図 (3 時期のレーザ測量データによる)

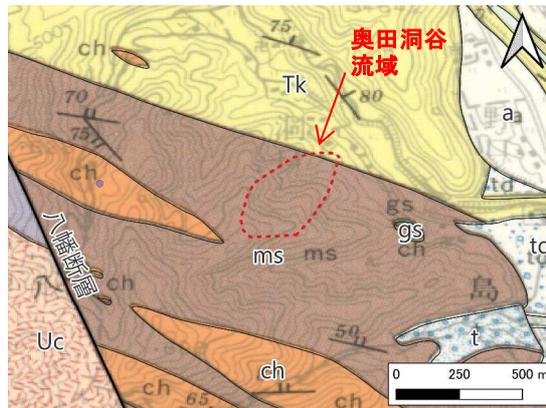


図-6 対象地周辺の地質<sup>8)</sup>

## 4.2 現地調査

難透水層に着目した現地調査を令和 4 年 6 月に行い、その状況を写真-3, 4 に示す。令和 2 年の崩壊で形成された滑落崖下部では、災害発生から約 2 年が経過して湧水量は少なかったものの、難透水層と考えられる礫混じり粘土層を確認した。この層は、 $N50\sim 70^{\circ} W, 30\sim 45^{\circ} NE$  の流れ盤構造を呈している。

難透水層の面構造について、地形図および既往ボーリング結果をもとに検討し、平面図および断面図に投影したものを図-7, 8 に示す。流れ盤構造をなす難透水層は、尾根部では地表に露出し、残存斜面の下部にも伏在していると推定された。断面図からは、斜面中腹部において令和 2 年の崩壊面とほぼ同じ深度に難透水層が存在すると考えられる。なお、既往のボーリング (No.1) では、該当深度 (GL-12m 付近) に N 値 16 の風化岩層 (砂岩・泥岩互層) と孔内水位 (GL-11.94m) が記録されていた。今回の調査では確認のためコア試料を観察したが、明瞭な難透水層は確認できなかった。これは、掘削から約 2 年が経過し、試料が乾燥・硬化していたことなどが要因と考えられる。



写真-3 滑落崖下部の難透水層（全景）



写真-4 滑落崖下部の難透水層（近景）

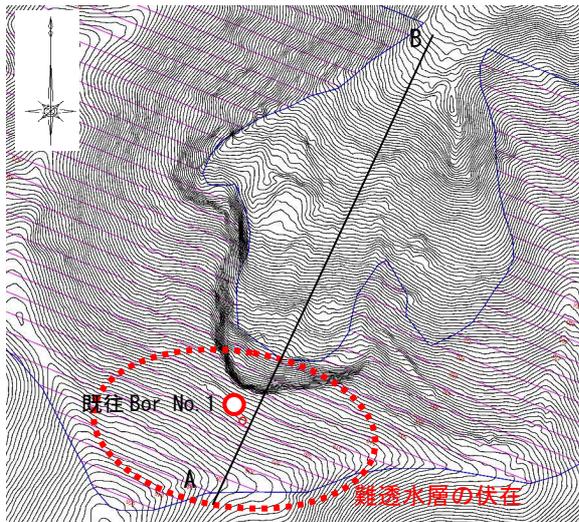


図-7 難透水層の面構造の推定（平面投影）

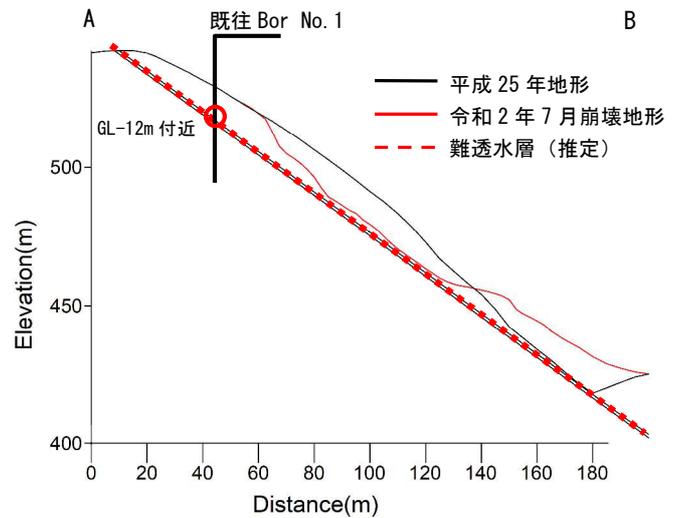


図-8 難透水層の面構造の推定（断面投影）

#### 4.3 試験結果

難透水層の地質工学的特性を把握するため、図-9 に示す場所で各種試験を実施した。

難透水層の強度定数を把握することを目的として、図-9 に示す粘土鉱物 A において原位置試験（土検棒貫入試験）および室内土質試験（三軸圧縮試験：密度調整試料使用）を実施した。試験の結果を表-2 に示す。土検棒貫入試験では粘着力  $C$  : 8.1 (kN/m<sup>2</sup>)、せん断抵抗角  $\phi$  : 0.95 (°)、三軸圧縮試験では全応力条件下の粘着力  $C$  : 70 (kN/m<sup>2</sup>)、せん断抵抗角  $\phi$  : 28.8 (°)、有効応力条件下で粘着力  $C'$  : 25 (kN/m<sup>2</sup>)、せん断抵抗角  $\phi'$  : 34.4 (°) となった。室内試験のせん断抵抗角 ( $\phi$ ) が大きな値を示した理由としては、試料中に粗粒分が多く含まれていたことが一因であると考えられる。

難透水層における粘土鉱物の含有状況を確認することを目的として、図-9 に示す粘土鉱物 A (3 試料)、B (2 試料) について X 線回折分析を実施した。その結果、図-10 に示

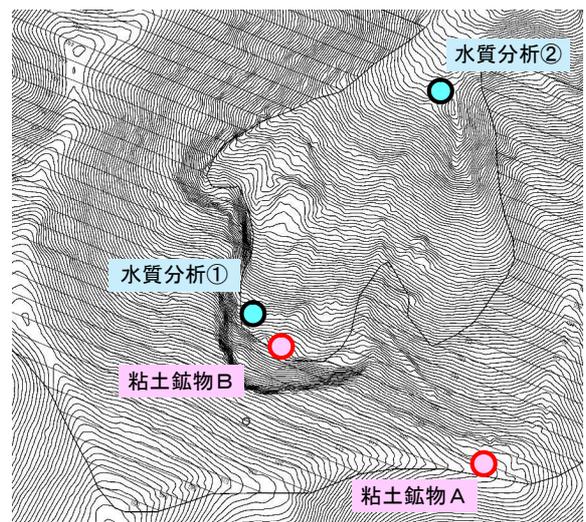


図-9 試験位置図

表-2 強度定数一覧表

強度定数	試験方法	土検棒貫入試験	三軸圧縮試験 $C_u b$	
		—	全応力	有効応力
粘着力 $C$	(kN/m <sup>2</sup> )	8.1	70	25
せん断抵抗角 $\phi$	(°)	0.95	28.8	34.4

すように、試料 A④（粘性土）ではスメクタイトの明瞭な回折ピークが確認された。全体としては、イライトなどの雲母族粘土鉱物の回折ピークが強く現れ、加えてギブサイトのピークも認められた。

また、難透水層上面からの湧水の由来を推定するため、図-10 に示す水質分析地点①および②の湧水、ならびに砂防堰堤地点の表流水について、イオン分析による水質分析を実施した。表-3 に示すイオン分析の結果より、水質分析①の湧水は雨水に近い水質を示し、地層中に長期間滞留していない水であると判断された。

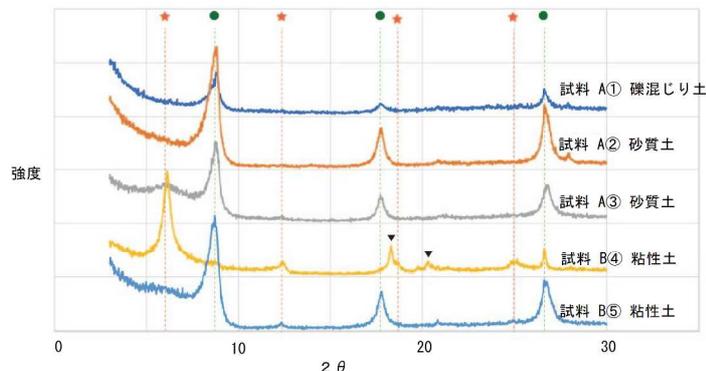


図-10 難透水層の面構造の推定（平面投影）

表-3 イオン分析結果

分析項目	報告下限値	採水①	採水②	採水③ 堰堤
硝酸イオン	0.1 mg/l	1.9	2.5	2.4
カリウムイオン	0.1 mg/l	0.5	0.5	0.5
カルシウムイオン	0.1 mg/l	0.4	1.6	15
マグネシウムイオン	0.1 mg/l	0.1	0.4	3.2
塩化物イオン	0.2 mg/l	1.1	1.1	1.3
硫酸イオン	0.2 mg/l	0.6	1.3	5.8
炭酸水素イオン	mg/l	6.9	11	59
イオン状シリカ	0.3 mg/l	<0.3	1.6	1.2
ナトリウムイオン	0.2 mg/l	11	12	8

## 5. 誘因の調査

### 5.1 降雨分布

平成30年および令和2年7月豪雨について、1km メッシュ解析雨量<sup>9)</sup>を用いて降雨と土壌雨量指数を分析した。対象期間は災害発生の8日前（7月1日1時）から発生日（9日0時）までとした。GRIB2形式の解析雨量データをCSVに変換後、緯度、経度情報をもとに抽出し、VBAマクロで統合・整理し、GIS上で時空間的な降雨分布を可視化した。

図-11, 12 は、両年の期間中の総雨量と1時間最大雨量の分布を示す。これより、南西～北東方向に延びる線状降水帯が確認できる。被災地では、これに沿った降雨集中が明瞭で、被害の一因と考えられる。

奥田洞谷流域が含まれる解析雨量メッシュ（1kmメッシュ番号53365751）では、平成30年の期間内の総雨量818mm、最大1時間雨量41mm/h、令和2年に706mm、32mm/hを記録した。期間内の総雨量は、ともにアメダス八幡観測所の7月平年値387mm<sup>5)</sup>の2倍程度以上であった。

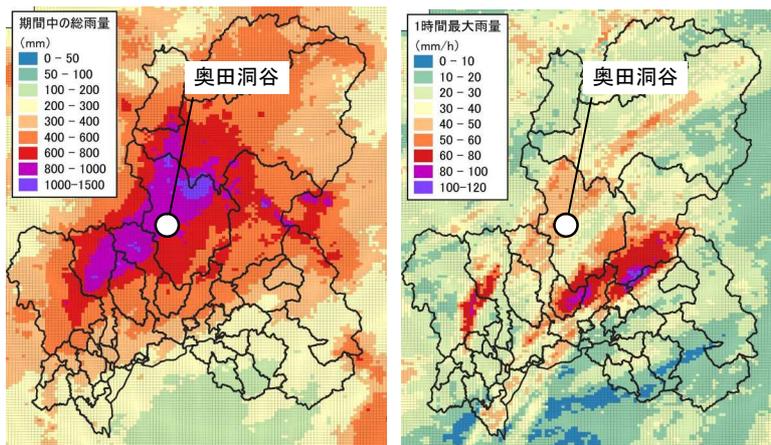


図-11 平成30年7月1日～8日の降雨分布

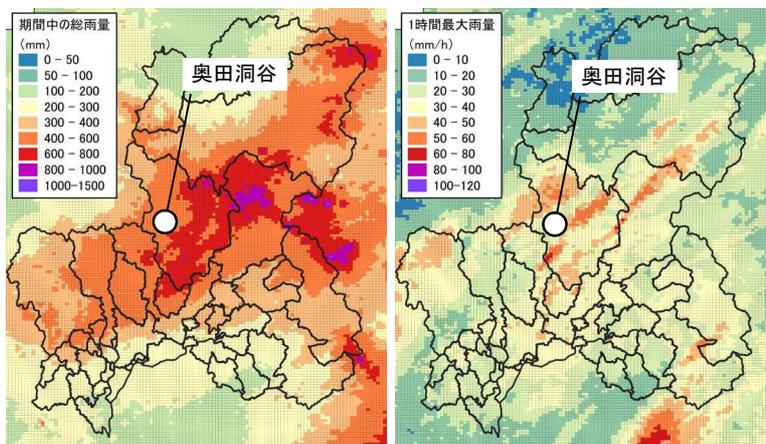


図-12 令和2年7月1日～8日の降雨

## 5.2 土壌雨量指数

土砂災害の発生には、現在の降雨だけでなく、過去の降雨による土壌中の水分量が影響することから、気象庁のタンクモデル<sup>10)</sup>を用いて被災時の土壌雨量指数を算定し、斜面崩壊に及ぼす影響を分析した。

解析には、表-4 に示す解析雨量を用い、7月1日1時～9日0時の8日間を1時間ごとに計算した。パラメータは表-5 に示す気象庁の全国統一値(Ishihara & Kobatake, 1979)、を、その他の条件は文献<sup>11)</sup>を参考に設定した。計算開始時における初期残貯留高は、表-4 に示す水文水質データベース(八幡)の時刻雨量データ<sup>12)</sup>を用いた事前解析で設定した。

図-13, 14 に、奥田洞谷が含まれる解析雨量メッシュ(1kmメッシュ番号53365751)の土壌雨量指数と60分積算雨量によるスネークラインを示す。背景には、ぎふ土砂災害警戒情報ポータル<sup>13)</sup>より、土砂災害警戒判定図(5kmメッシュ番号35361514)を重ねて表示した。

平成30年の災害は8日2～3時に発生し、スネークラインは土砂災害警戒領域内に達していた。一方、最大の土壌雨量指数は7日22時に記録されており、崩壊は必ずしも指数が最大となる時刻に発生するとは限らないことが分かる。令和2年の災害は8日9時33分に発生し、発災時のスネークラインは危険領域内にあり、平成30年よりも低いレベルでも斜面崩壊が発生している。

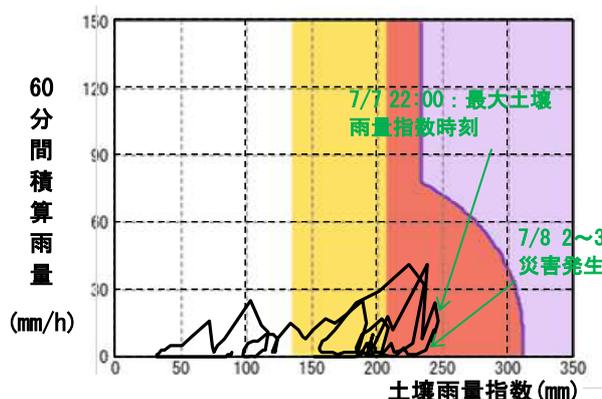


図-13 平成30年7月災害のスネークライン

表-4 災害発生時刻と土壌雨量指数の計算に使用した雨量データ

災害名	平成30年7月豪雨	令和2年7月豪雨
解析雨量による土壌雨量指数の計算期間	2018/7/1 1:00～ 2018/7/9 0:00	2020/7/1 1:00～ 2020/7/9 0:00
災害発生推定時刻	2018/7/8 2時～3時 (ヒアリングより)	2020/7/8 9:33 (センサー切断記録より)
1kmメッシュ番号 (5kmメッシュ番号)	53365751 (35361514)	
事前降雨 水文水質データベース (八幡)	2018/1/1 1:00～ 2018/7/1 0:00	2020/1/1 1:00～ 2020/7/1 0:00

表-5 直列三段タンクモデルとタンクモデルのパラメータ (Ishihara & Kobatake(1979)による)<sup>13)</sup>

	一段目	二段目	三段目
流出孔の高さ (mm)	L1=15 L2=60	L3=15	L4=15
流出係数 (1/hr)	$\alpha 1=0.1$ $\alpha 2=0.15$	$\alpha 3=0.05$	$\alpha 4=0.01$
浸透係数	$\beta 1=0.12$	$\beta 2=0.05$	$\beta 3=0.01$

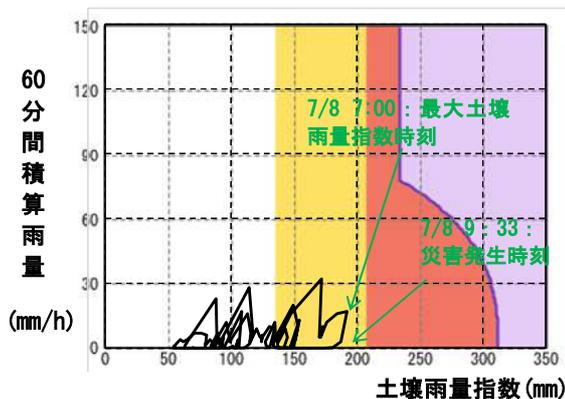


図-14 令和2年7月災害のスネークライン

表-6, 7 と図-15, 16 に、奥田洞谷が含まれる解析雨量メッシュ(1kmメッシュ番号53365751)における降雨と、土壌雨量指数に基づく各タンクの貯留高の時系列を示す。タンクモデルは流域全体を3段のタンクに見立て、各段の貯留量の合計から指数を算出するもので、第1段は表面流出、第2段は中間流出(山腹湧水)、第3段は基底流出(山裾湧水)に対応するとされる<sup>11)</sup>。平成30年は、7月4日から8日朝にかけて断続的に強い雨が続き、特に7日16時～8日0時には激しい降雨があり、19時に最大41mm/hを記録した。第1段タンクは19時にピークを迎えた後低下したが、第2・3段は上昇を続け、22時に土壌雨量指数が最大となった。その後、土壌雨量指数は低下したものの、第2・3段の貯留高は高い水準を維持し、8日2～3時に

災害が発生した。令和2年は、7月6日から8日にかけて降雨が続き、8日1時に最大32mm/hを記録。指数は6日朝から上昇し、8日未明の降雨でさらに高まり、朝の雨を境に指数は低下し始めたが、第2・3段の貯留高は上昇を継続し、9時33分に災害が発生した。以上より、両災害とも第2・3段タンクの貯留高の上昇が崩壊と関係していたと考えられる。地質的には、難透水層上に土砂が堆積した斜面に層状の湧水帯が存在し、豪雨により地下水位や土壤水分が上昇して斜面のせん断抵抗力が低下したことが、崩壊の一因となった可能性がある。

表-6 平成30年7月災害の降雨と土壤雨量指数

月日 時刻	7/7					7/8							
	18:00	19:00	20:00	21:00	22:00	23:00	0:00	1:00	2:00	3:00	4:00	5:00	6:00
降雨 (mm/h)	12	41	8	24	16	7	12	3	1	1	4	0	0
積算雨量 (mm)	685	726	734	758	774	781	793	796	797	798	802	803	803
土壤雨量指数 (mm)	213	239	235	245	247	243	244	238	231	224	221	215	210
第1タンク (mm)	41	62	55	60	58	52	51	43	36	30	28	24	20
第2タンク (mm)	52	56	59	62	65	66	67	66	64	62	60	57	57
第3タンク (mm)	120	121	121	123	124	125	126	128	129	130	131	131	132

表-7 令和2年7月災害の降雨と土壤雨量指数

月日 時刻	7/7	7/8											
	23:00	0:00	1:00	2:00	3:00	4:00	5:00	6:00	7:00	8:00	9:00	10:00	11:00
降雨 (mm/h)	3	16	32	5	10	5	12	16	17	3	0	0	0
積算雨量 (mm)	394	410	442	447	457	462	474	490	507	510	511	511	511
土壤雨量指数 (mm)	136	148	172	170	173	171	176	184	192	187	181	175	170
第1タンク (mm)	18	28	48	43	43	39	41	46	50	43	35	29	24
第2タンク (mm)	37	38	41	44	46	47	49	51	53	54	54	53	52
第3タンク (mm)	81	82	82	83	84	85	86	87	89	90	91	92	94

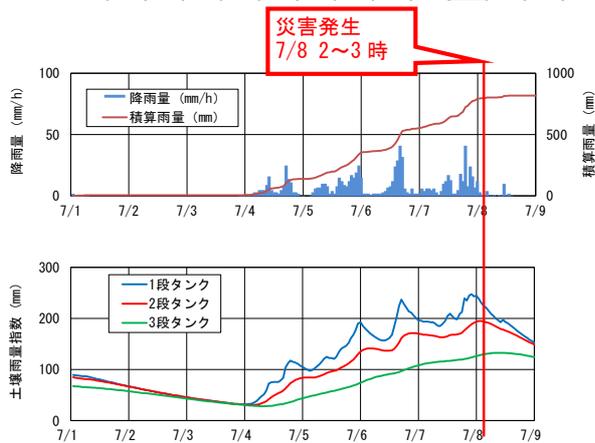


図-15 平成30年7月災害の降雨と土壤雨量指数

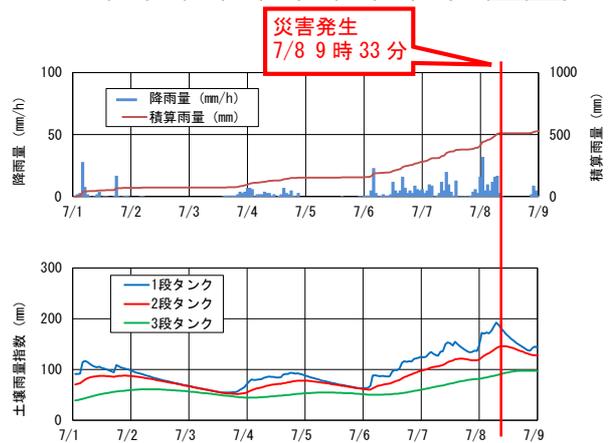


図-16 令和2年7月災害の降雨と土壤雨量指数

## 6. おわりに

奥田洞谷の崩壊について、本調査により、素因は難透水層の分布、誘因は降雨に伴う地下水位の上昇が大きく影響していると考えられた。このように、降雨により山腹上部に分布する難透水層に浸透水が集中すると、斜面内の間隙水圧が上昇し、土のせん断強度が低下することで、斜面崩壊や地すべりが発生するケースは少なくない。こうした斜面災害の被害を軽減には、崩壊メカニズムを解明し、将来的に発生し得る斜面崩壊の拡大を早期に察知することが重要である。そのためには、土砂流出リスクを低減に向けた具体的な調査・検討手法の構築が求められる。また、地下水の作用による斜面崩壊のメカニズムは、水理のおよび地質構造的な観点から地下水の挙動を解明し、地盤内における浸透挙動を把握することで、ある程度の予測が可能であると考えられる。今後は、浸透解析と斜面安定解析を組み合わせ、集水域全体を対象とした広域的な斜面解析と、災害発生地点に着目した詳細解析を実施し、効果的な対応策の検討を進めていく予定である。なお、本報告の作成にあたり、貴重な資料をご提供いただきました岐阜県県土整備部、株式会社テイコク、ならびに粘土鉱物のX線回折分析およびご指導を賜りました信州大学理学部 江島輝美助教に深く感謝申し上げます。

## 参考文献

- 1) 沢田和秀 (2021) : 豪雨災害から感じた相互協力体制の必要性, 土と岩, No.69, pp.4-11.
- 2) 岐阜県・清流の国ぎふ防災・減災センター (2018) : 平成30年7月豪雨災害検証報告書. 入手先<<https://www.pref.gifu.lg.jp/uploaded/attachment/132042.pdf>> (参照 2025.4.15)
- 3) 国土交通省水管理・国土保全局 : 水管理・国土保全局所管事業の事業効果 奥田洞通常砂防事業 平成30年7月豪雨, 入手先<<https://www.mlit.go.jp/river/kouka/jirei/pdf/148.pdf>> (参照 2025.4.15)

- 4) 田中ら (2019) : 2018 年 (平成 30) 7 月の長雨により岐阜県郡上市で発生した山腹崩壊と崩土の流出, 砂防学会誌 Vol.71 No.5, pp.38-42.
- 5) 岐阜県・清流の国ぎふ防災・減災センター (2020) : 令和 2 年 7 月豪雨災害検証報告書. 入手先 < <https://www.pref.gifu.lg.jp/uploaded/attachment/205071.pdf> > (参照 2025.4.15)
- 6) 国土交通省水管理・国土保全局 : 令和 2 年に発生した土砂災害 施設効果事例 土石流 郡上市奥田洞谷の事例, 入手先 < [https://www.mlit.go.jp/river/sabo/jirei/r2dosha/r2\\_koukagirei\\_okudaboradani.pdf](https://www.mlit.go.jp/river/sabo/jirei/r2dosha/r2_koukagirei_okudaboradani.pdf) > (参照 2025.4.15)
- 7) 国土交通省水管理・国土保全局 : 令和 2 年に発生した土砂災害 災害関連緊急砂防事業 岐阜県郡上市における災害関連緊急砂防事業の実施について 奥田洞谷, 入手先 < [https://www.mlit.go.jp/river/sabo/jirei/r2dosha/2,00630\\_saikan\\_sabo\\_okudaboratani.pdf](https://www.mlit.go.jp/river/sabo/jirei/r2dosha/2,00630_saikan_sabo_okudaboratani.pdf) > (参照 2024.4.15)
- 8) 地質調査所 : 5 万分の 1 地質図幅 八幡, 入手先 < <https://www.gsj.jp/Map/JP/geology4-10.html#10070> > (参照 2025.4.15)
- 9) 一般財団法人 気象業務支援センター (2018, 2020) : レーダー・アメダス解析雨量 (1km メッシュ)
- 10) 太田琢磨 (2018) : 土壌雨量指数・表面雨量指数・流域雨量指数の概要と基準の設定方法について, 入手先 < <https://www.jma.go.jp/jma/kishou/minkan/koushu180228/shiryou1.pdf> > (参照 2025.4.15)
- 11) 社団法人全日本建設技術協会 : 建設省水文研究会編, 流出計算例題集 2, 1976, 146p.
- 12) 国土交通省 : 水文水質データベース (八幡) 時刻雨量データ, 入手先 < <http://www1.river.go.jp/cgi-bin/SrchRainData.exe?ID=105091285502450&KIND=2&PAGE=0> > (参照 2025.4.15)
- 13) 岐阜県県土整備部砂防課 : ぎふ 土砂災害警戒情報ポータル, < [https://alert.sabo.pref.gifu.lg.jp/web\\_pub/top/top.html](https://alert.sabo.pref.gifu.lg.jp/web_pub/top/top.html) > (参照 2025.4.15)

# 豊富な地下水を胚する養老山地を跨ぐ初の山岳トンネルにおける安全対策

中日本高速道路株式会社 岐阜工事事務所 正会員 ○萩野 凌平  
 中日本高速道路株式会社 岐阜工事事務所 正会員 岡田 和弘  
 株式会社奥村組 養老トンネル北工事所 正会員 市南 賢人  
 株式会社奥村組 養老トンネル北工事所 正会員 堀 恵輔  
 株式会社奥村組 技術研究所 正会員 黒武者 貴幸

## 1. はじめに

東海環状自動車道(図-1 参照)は我が国の主要な5本の高速自動車国道を環状で結ぶ延長153kmの高規格幹線道路として整備が進められ、交通渋滞の緩和・地域経済の活性・災害に強い道路機能の強化が期待される。

本稿の対象となる養老トンネル(仮称)の岐阜県側では、被圧地下水を大量に胚する区間(以下『多量湧水帯』と記す)が、施工時に複数確認されており(最大600m<sup>3</sup>/h、水圧1.2MPa)、今後も出現が否定できない。本稿では、初期の多量湧水帯出現時の検討と実績・知見を活用した、不測の多量湧水帯の出現を迅速に把握して安全に対応するための工夫について報告する。



図-1 東海環状自動車道 養老トンネル(仮称)位置図

## 2. 概要

「養老トンネル(仮称)」は、岐阜県西濃地域と三重県北勢地域に跨る全長約4.8kmの道路トンネルである。2車線トンネルで掘削する断面(以下「本坑」)の隣に避難通路(以下「避難坑」)を計画し、双方の掘削方式には発破掘削を採用している。勾配は、岐阜県側に傾斜する(図-2, 3参照)。

## 3. 不測の多量湧水帯に安全に対応する工夫

### 3.1 地質・地下水状況把握方法への工夫

不測の多量湧水帯の出現を迅速に把握し、施工に反映するため、切羽の100m~30m前方を対象としたボーリングマシンを用いた『削孔』による調査、切羽の50m前方を対象とした削孔だけでは把握困難なその位置や規模を把握する『探査』による調査、工区境までを対象とした坑内からの調査を補完する『詳細な地表踏査』を行っている。



図-2 養老トンネル(仮称)路線 平面図(拡大図)

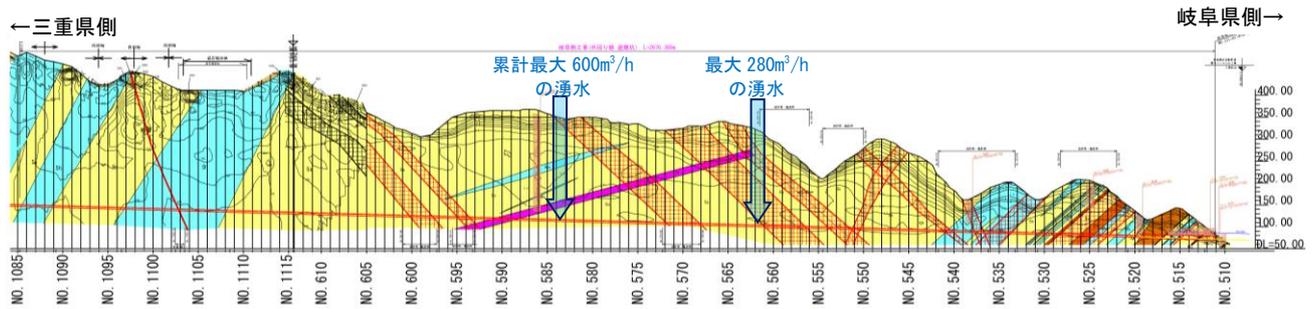


図-3 養老トンネル(仮称)岐阜県側 地質縦断面図(設計図書)

Safety measures for the first mountain tunnel crossing the Yoro Mountain Range, which is rich in abundant groundwater.:  
 ○ryohei.hagino kazuhiko.okada Nexco Central Japan., kento.ichiminami keisuke.hori takayuki.kuromusha Okumura.corp

『削孔』による調査は、ロータリーパーカッションドリルマシンを用いた水平コアボーリング(以下「工事用ボーリング」と記す)、同マシンを用いたノンコアボーリング(同「水抜き工 B」)、ドリルジャンボを用いた中尺ボーリング(同「水抜き工 A」)を採用している。調査範囲は、水抜き工 A は約 30m 範囲、それ以外は約 100m を対象とする。現時点では、湧水  $\geq 1000\text{L}/\text{min}$  か粘土厚  $t \geq 1\text{m}$  の箇所では、突発湧水が発生する可能性が高い。

『探査』による調査は、『削孔』調査時にジャミングが頻発して地質・地下水状況が確認できない場合に、切羽前方の地下水状況把握に最適な FDEM(高密度比抵抗)探査を、切羽鏡面から実施している。探査から得られた比抵抗分布は、『削孔』より得られた地質、地下水状況と照査して、多量湧水帯の地質・地下水状況の推定や水抜き工 A 実施位置の選定に活用する。

上記を総合的に判断考慮して、養老山地における『削孔』と『探査』の適用の最適化を図るためのフローを 2024 年 4 月に作成し、その後の『削孔』と『探査』の実施手順判定に改善を加えながら活用している(図-4 参照)。

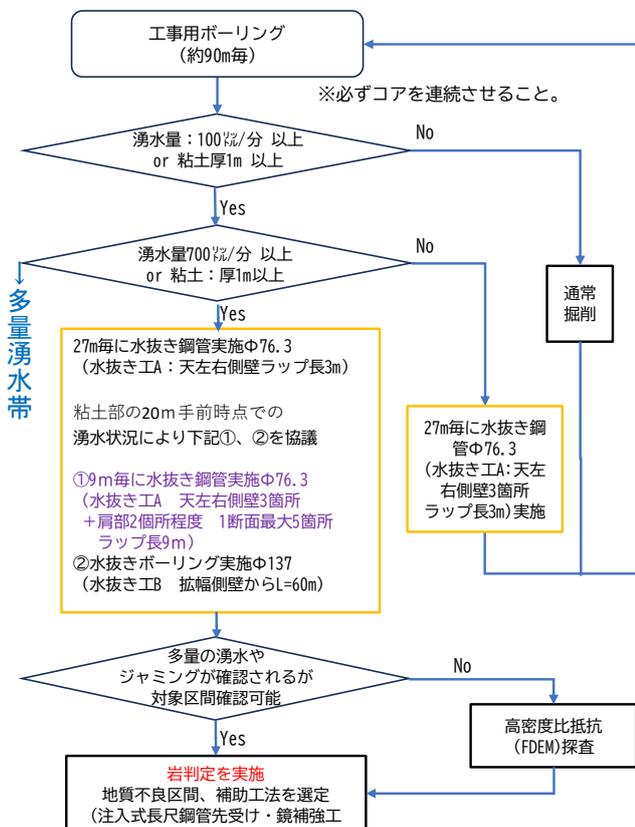


図-4 施工方法判定フロー図 (2025 年 3 月時点)

なお、水抜き工 A の施工位置(図-5 参照)について、天端および上半肩部も実施するのは、層理面を含む地質構造が掘削方向に対し差し目となり、天端から地質構造が変わる傾向にあるため、早期に地質構造の変化を把握するためである。

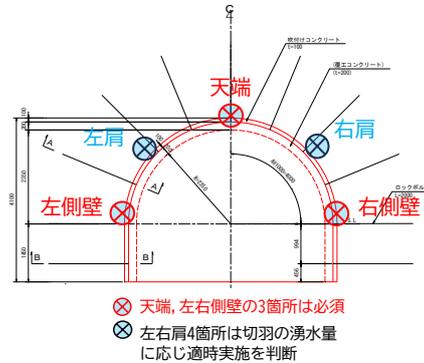


図-5 水抜き工 A 実施位置 概要図

さらに、これらの『削孔』と『探査』による調査から得られた情報は、トンネルレベルでスライスした想定地質平面図にとりまとめ、切羽前方の地質・地下水状況を図(可視)化して、工事関係者間で情報を共有している(図-6 参照)。これに基づき、今後の地質の想定や施工方法の検討に活用している。現時点では、施工により確認された地質・地下水の状況は、想定地質平面図とほぼ同じであることを確認している。

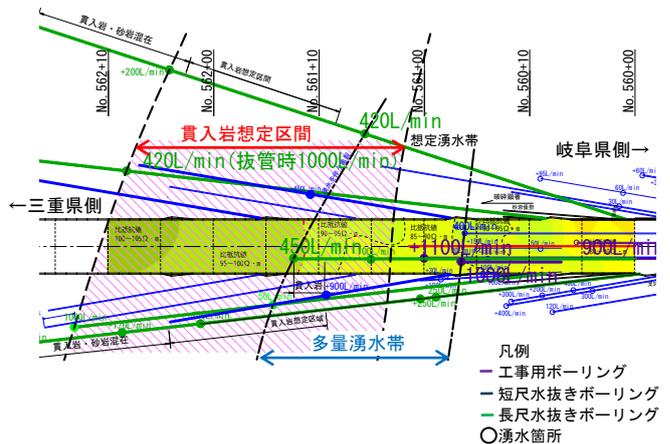


図-6 最初の多量湧水帯での想定地質平面図の事例

また、『詳細な地表踏査』による調査は、本工事で多量湧水帯が初期に確認された 2023 年 11 月以降、切羽の掘削に先立ち、設計図書での踏査範囲も含めより広い範囲で行い、地質平面図を更新するとともに、地質想定縦断図も更新している。

初期の多量湧水帯確認時に実施した 2023 年末

の踏査では、養老山地に主体的に分布する美濃帯相当の砂岩と粘板岩の他に、設計図書に記載の無い『貫入岩』を露頭で確認した。さらにその発達方向が多量湧水帯の三重県側に位置すること、層理面(30~50° S)より急(90~70° S)傾斜であることから、美濃帯の層理面方向の地下水の流れの貫入岩での遮断が多量湧水帯形成の一要因と想定され、踏査の有効性を確認した(図-7 参照)。

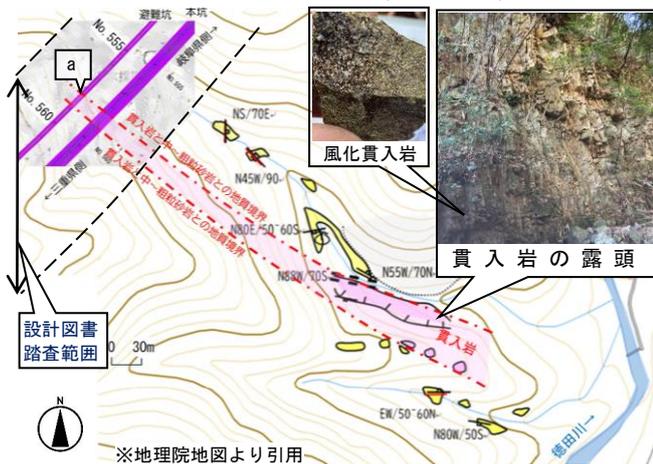


図-7 設計図書の踏査範囲を含めた地表踏査の事例

### 3.2 多量湧水帯での施工方法への工夫

初期の多量湧水帯の検討経緯や知見を基に採用する補助工法の種類と適用基準を策定した(図-8 参照)。多量湧水帯では、開口性の亀裂や湧水による地山の緩みに起因する切羽前方および鏡面の緩み抑制を目的として、補助工法に長尺鋼管フォアパイリング(φ76mm, L=12.5m ラップ長 3.5m)、長尺鋼管鏡補強工(同)を採用しており、以後この補助工法を採用している。

この区間で採用する改良材は、レジン系の改良材では被圧された湧水により希釈され十分な改良効果が得られない可能性が高い。このため、初期の多量湧水帯の鏡面で試験施工を行い、改良効果の確認された高耐水性改良材を採用している。

また、切羽鏡面については、初期の多量湧水帯通過時の補助工法施工時に、切羽鏡面の湧水を遮水したと同時に吹付面にひび割れが発生し、押し出しの兆候が確認された。このため、以後は鏡面下半のボーリング孔を水みちとして残し、鏡面の吹付コンクリートの水圧によるひび割れや押し出しを防止している。

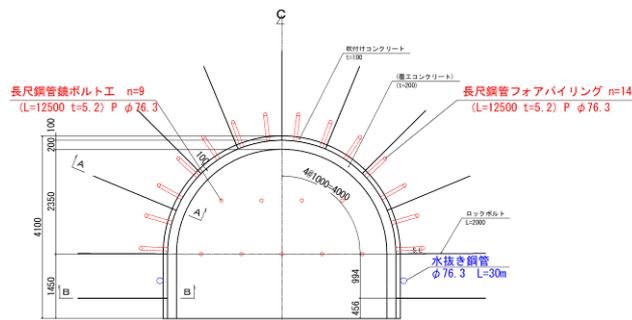


図-8 多量湧水帯 補助工法図

### 3.3 多量の湧水への迅速な対応への工夫

#### (1) 水処理設備の補強

本工事の水処理設備は、過去の実績に基づく統計学的手法<sup>1)</sup>から想定されていた坑内湧水量約94m<sup>3</sup>/hを処理可能な100m<sup>3</sup>/h級の濁水処理設備を採用し、場内排水を全量処理していた。しかし、工事前ボーリングで初めて60m<sup>3</sup>/hの多量湧水を確認した際、このまま掘削すると湧水量が増加し当初の濁水処理能力を超過する可能性が高い事が判明した。さらにこの湧水のpHは、放流基準pH6.5~8.5に対し、pHが8.0~8.4程度であり放流前のpH調整が必要であることも判明した。

このため、現在は、当初の坑内排水を全量濁水処理するという方針から、湧水は清水として濁水と分離してpH調整する方針に転換した。これに伴い、この最初の多量湧水帯への接近に先立ち、濁水処理設備は、現状の100m<sup>3</sup>/hから250m<sup>3</sup>/h(現在400m<sup>3</sup>/h)に増設し、清水処理に中和処理装置300m<sup>3</sup>/hを新設(現在1050m<sup>3</sup>/hに増設)した。

さらに、先述した高耐水性の改良材は、湧水に混入した場合に微細な泡が発生し、pHや濁度が環境基準値内でも放流水が白濁して見える事象が確認されていることから、この微細な泡を消泡する装置を清水用200m<sup>3</sup>/h、濁水用100m<sup>3</sup>/hを新設し、濁水用は後に100m<sup>3</sup>/h増設した(写真-1 参照)。

水処理設備の整備の経緯を表-1に示す。

表-1 多量湧水帯に備えた水処理設備 仕様一覧表

	施工計画時	多量湧水確認時	2025年4月
濁水処理設備	100m <sup>3</sup> /h	250m <sup>3</sup> /h	400m <sup>3</sup> /h
中和処理設備	—	300m <sup>3</sup> /h	1,050m <sup>3</sup> /h
消泡設備	—	—	清水 200m <sup>3</sup> /h
		濁水 100m <sup>3</sup> /h	濁水 200m <sup>3</sup> /h



写真-1 消泡装置 設置状況(本坑坑内 坑口部)

## (2) 水抜き工湧水の確実な清水処理への工夫

本工事では坑内からの湧水が最大 600m<sup>3</sup>/h と非常に多いため、清濁分離を採用する必要があった。多量湧水帯で多数の水抜き工を行うことになると、狭小な避難坑の中で、水抜き工からの多量の湧水を確実にかつ簡易に清水として集水し坑外に排出することが問題となった。

上記課題の解決方法として、以下の対策を講じた。φ300 mm高密度ポリエチレン無孔管を清水処理専用排水管として左土平に敷設し、管接合部(4m 間隔)に T 字管の開口部を上向きに接合することで、多量の清水排水断面を確保するとともに、水抜き工からの集水口とすることで、多数の水抜き工からの湧水を確実にかつ簡易に集水して常時排出可能とした(写真-2 参照)。



写真-2 避難坑 清水処理用排水管, 水抜き工集水口

## (3) 切羽からの多量湧水(濁水)集水方法の工夫

避難坑は狭小で、土平部に側溝を設けることが困難のため、切羽で発生した多量の湧水は、梁盤

上を流下することになる(写真-2 参照)。また多量湧水帯では、路盤からの湧水も認められる。

このため、切羽や路盤から発生する湧水をいかに集水するかが問題となった。そこで、約 50m に 1 箇所、路盤を流れる湧水集水用の避難坑幅をカバーできるピットを枕木用 H 鋼の下部に設置し、濁水処理専用の排水系統に排水ポンプを介して導水している(写真-3 参照)。

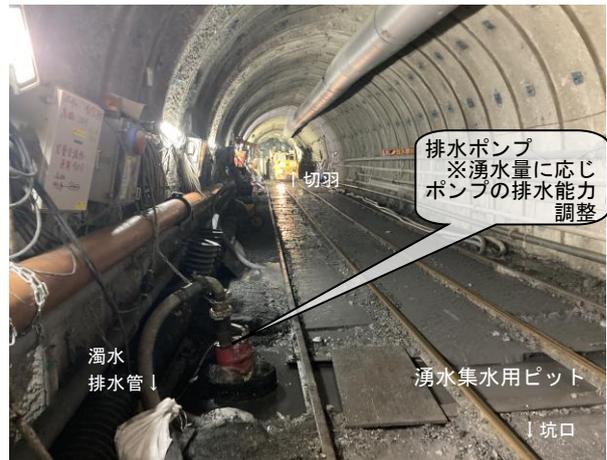


写真-3 避難坑 路盤流出湧水集水用ピット 設置状況

## 4. まとめ

不測の多量湧水帯が想定される養老トンネル(仮称)において、その出現場所を予測して事前に対処することが安全な施工に繋がると確信している。このため、施工段階でのこれらの調査、施工方法への工夫を採用しており、これらの工夫が有効であることは、後の多量湧水帯の施工時に確認している。

しかし、本工事の掘削の進捗は、全体の約 6 割程度であり、詳細な地表踏査から、今後も谷部の下や断層破碎帯、粘板岩主体の地質などで多量湧水帯が出現する可能性が高い。

このため、引き続き本文で記載した方法により切羽前方の地質・地下水状況を把握して、その状況に応じた対策を実施・改善し、多量湧水帯への遭遇に伴う労働災害の防止に努める。

### 参考文献：

- 1) 日本トンネル技術協会(1983)：  
トンネル施工に伴う湧水・濁水に関する調査研究(その2)報告書  
(日本道路公団広島建設局委託)

# 特別セッション



## 新名神6車線化 笹路地区切土拡幅工事の課題と対応

中日本高速道路(株) 名古屋支社 四日市工事事務所 非会員 ○池田 優  
 (株) 鴻池組 名古屋支店 新名神甲賀土山工事事務所 非会員 増田 竜之  
 中日本高速道路(株) 名古屋支社 四日市工事事務所 非会員 石田 誠  
 (株) 鴻池組 名古屋支店 新名神甲賀土山工事事務所 非会員 山口 尚久

新名神6車線化(亀山西JCT~大津JCT間約41km)、滋賀県甲賀市土山町笹路地区の切土拡幅工事は、最大7段の長大切土約600mにおいて、第2のり面、第1のり面を掘削し、約5m拡幅する工事である。

当該切土の大部分は野洲川層群の、岩盤等級がCM~CH級の硬質泥岩を主体に構成されており、当初0.45m<sup>3</sup>バックホウ+大型ブレイカー800kg級を用いて岩を破碎しながら掘削する計画であったが、試験施工の結果、岩が想定以上に硬く施工能力が著しく低い(当初想定29m<sup>3</sup>/日に対して約13m<sup>3</sup>/日)という課題が判明した。

今回はその課題に対して安全性、施工性、経済性を考慮した結果、掘削補助工法として先行削孔を追加して掘削を行ったので、その対応について報告するものである。

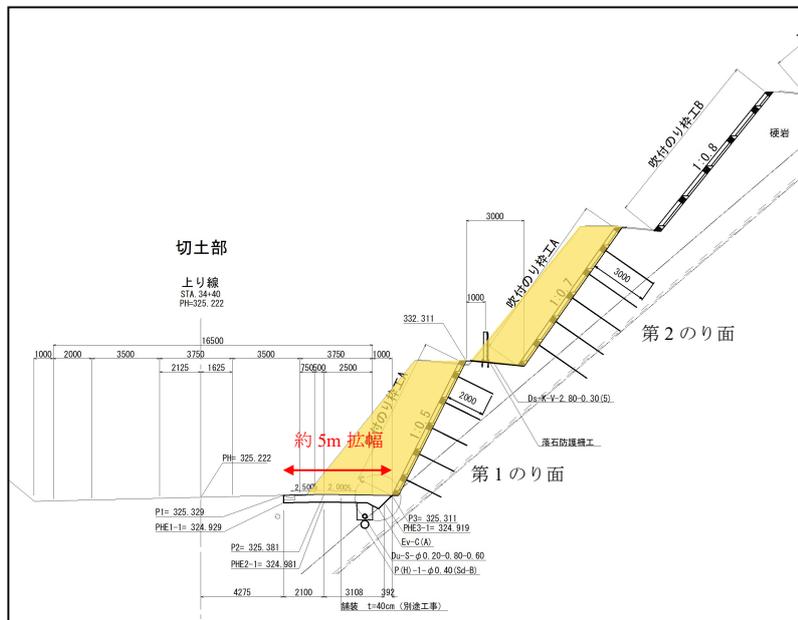


図-1 断面図

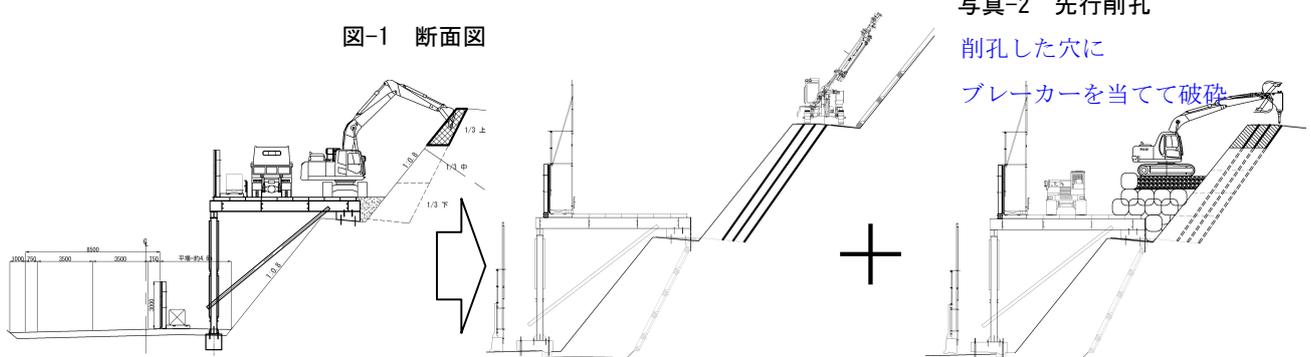


写真-1 硬質泥岩



写真-2 先行削孔

削孔した穴に  
ブレイカーを当てて破碎



【当初】ブレイカーによる岩破碎

【変更】先行削孔+ブレイカーによる岩破碎

図-2 当初及び変更施工方法

Title: Issues and solutions regarding the Sosoro district cutting and widening at Shin-Meishin Expwy(6 lanes)  
 Yu Ikeda(Central Nippon Expressway Co., Ltd.), Tatsuyuki Masuda(Konoike Construction Co., Ltd.), Makoto Ishida(Central Nippon Expressway Co., Ltd.), Naohisa Yamaguchi(Konoike Construction Co., Ltd.)

# 衣浦港海底直下横断の長距離泥水式推進による複合地盤への対応

東邦ガスネットワーク(株) ○野澤皓平、木原健二  
 (株)大林組 田中善広、安河慶一

## 1.はじめに

長距離かつ複雑な土質および支障物が介在する過酷な条件下での、パイプライン推進工事の事例について、施工上の課題および対策を紹介する。

## 2.課題と対策 (図-1)

- (1)固結シルト層掘削時に、排泥管及び面板スリットが閉塞する懸念があった。そこで、カッターに面板を装備し、チャンバー内への固結シルト塊の取り込みを防止するとともに、面板スリットの開口率を可能な限り大きくすることで閉塞を防止した。
- (2)亜炭層掘削時には、大きな木片等の出現により、排泥管内で閉塞する可能性があったため、推進機後方に追加装備したラインクラッシャーで破碎し、排泥管へ取込むこととした。

## 3.施工実績 (図-2)

固結シルト層掘削時に、スラスト荷重が増加し掘進速度が低下した。これは 2.(1)の対策を講じたものの、固結シルトがカッター面板に付着し、面板スリットが閉塞したため、掘削土の取込み不足が発生したと推測される。そこで、掘削時にはセンター注水を併用し、完全閉塞を防止した。

木片等は、ラインクラッシャー等により破碎され閉塞が生じなかったことから推進速度の低下は発生していない。

今回の知見が、推進工事における計画、能率管理等の一助になれば幸いである。

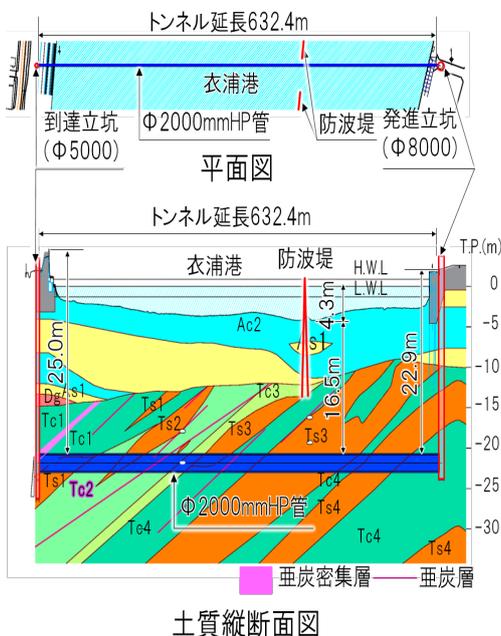


図-1 推進工事の概要

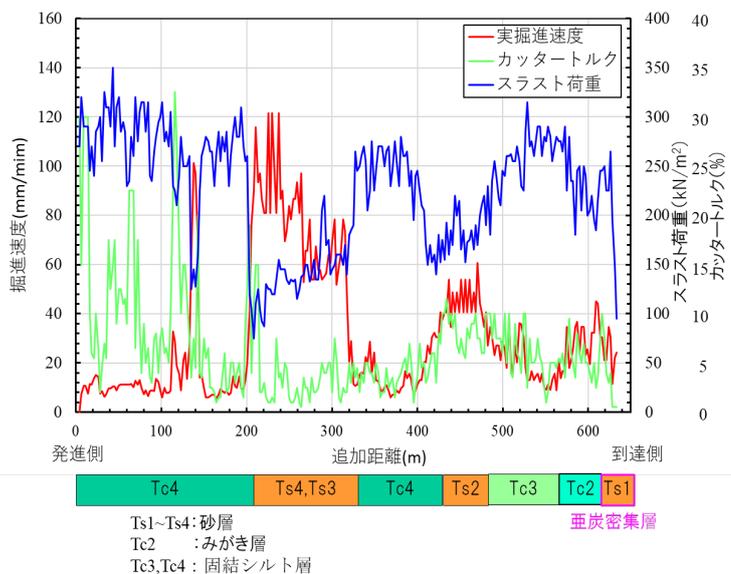


図-2 推進距離ごとの各種データ

## 重金属対策盛土の地元住民とのリスクコミュニケーション事例

中日本高速道路株式会社 国際会員 ○中島康介 藤岡一頼 非会員 青山昌二 五十住遥 桐原匠  
 中日本ハイウェイ・エンジニアリング東京株式会社 非会員 田近輝俊  
 株式会社高速道路総合技術研究所 国際会員 中村洋丈

高速道路の建設時には自然由来の重金属を含む掘削土が発生し、そのうち溶出基準を超過する土は重金属対策土として盛土内への封じ込め等を実施している。本報告の重金属対策盛土では、高速道路会社および沿線自治体によるリスク管理のための継続的な水質モニタリング調査を行っており、その結果を定期的に地元住民にも報告していた。水質モニタリングの結果、対策後数年間は基準値未満であったが、突発的に基準値を超える事象が発生した。そこでNEXCOでは、初動対応として関係機関との対応の協議を行い、地域住民への説明、飲用を控える等の注意喚起を行政と協同して行い、その後、原因究明のために水質モニタリングの箇所数、頻度を強化し、詳細調査を実施した(図-1)。詳細調査は地下水の流れ、水質、原地盤の土壌、対策盛土の土壌、等それぞれの項目に対して実施しており、基準超過の要因について分析した(図-2)。それらの結果を評価するために有識者にも相談し、客観的、専門的な視点での確認を得たうえで周辺住民に説明し、対策盛土との因果関係は無いことを理解いただいた。本稿では関係者とのリスクコミュニケーション(初動対応、調査・モニタリング強化、原因詳細調査、結果の評価、調査過程の共有、結果の評価および説明)および詳細調査の実施状況、調査結果について報告する。



図-1 事象発生からの初動対応、原因調査、詳細調査の内容とタイムスケジュール

確認項目と着眼点		調査結果まとめ
項目	ポイント	
①影響範囲の把握	民家側の他の井戸に基準超過箇所の有無	盛土周辺の地下水は住宅地側へ流れていない。⇒対策盛土が住宅地周辺の地下水へ影響を与える可能性は低い。
②特異、降雨の影響	超過が特異値事象か、降雨の影響の有無	盛土周辺の地下水と住宅地周辺の水質が異なる。⇒盛土周辺の地下水が住宅地周辺に流れる可能性は低い。
③地下水の流れ	対策盛土から民家へ地下水流入の有無	周辺土壌の含有量は一般に土壌に含まれる重金属と同程度⇒地域の自然由来の可能性が高い。
④水質の違い	盛土周辺の水質と民家側の水質の違い	パーズすると基準値以下であった⇒重金属は周辺土壌から混入した土粒子に付着していたものである可能性が高い。
⑤地盤の分析	この地域の地盤(バックグラウンド)は?	
⑥健全土の影響	対策土ではなく、健全土から影響の有無	
⑦水質試験の確認	パーズ(不純物除去)の有無による差	

図-2 調査における確認項目と着眼点および調査結果の概要

Case studies of risk communication with local residents regarding measures for heavy metal control embankment.  
 : Kosuke NAKASHIMA, Kazuyori FUJIOKA, Shoji AOYAMA, You ISOZUMI, Takumi KIRIHARA(Central Nippon Expressway Company Limited), Terutoshi TAJIKA(Central Nippon Highway Engineering Tokyo Company Limited), Hirotake NAKAMURA(Nippon Expressway Research Institute)

## Cavity Sonar® —新たな「空洞調査システム」の開発—

東邦地水株式会社 特別会員 ○平井タケル, 鳥屋尾晃一, 倉本尚吾, 前川亨

日本各地で地下空洞の崩壊による地表面の陥没や沈下被害が報告されている。被害を避けるためには、調査によって空洞の分布状況を把握する必要があるが、従来の調査方法は精度的・経済的な課題があった。そこで、ボーリング調査に付随して実施できる新たな空洞調査システム(Cavity Sonar®)を開発したので紹介する。Cavity Sonar®は、超音波イメージングソナーと高輝度 RGBW 光源連動 FHD カメラおよびジャイロセンサーを備えた測定管と地上部の PC モニタ BOX, 測長器, 操作器から構成されるユニットであり、ボーリング孔を介して地下空洞に測定管を挿入することで、従来の調査方法よりも効率的に低コストで対象地における空洞状況を可視化できる。本論では、地下 20m 程に分布する亜炭鉱採掘跡地において、Cavity Sonar®を用いて半径 10m 範囲の採掘跡(地下空洞)の規模や拡がり方向を高精度に把握した調査事例を紹介する。

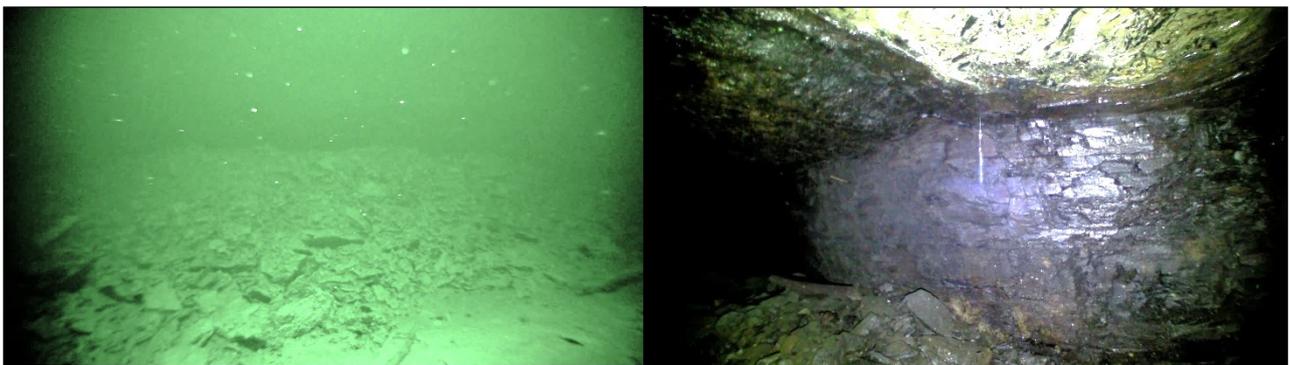


写真-1 Cavity Sonar®による地下空洞の撮影例(左：水中, 右：空中)

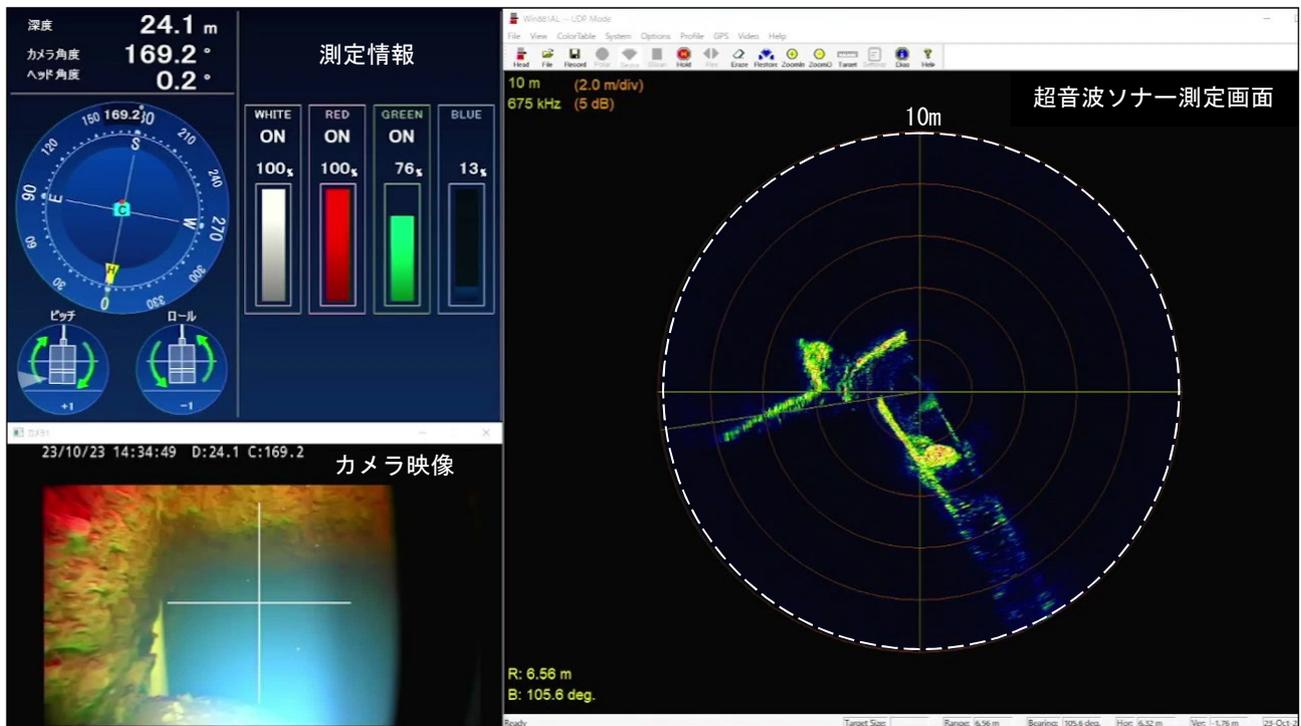


図-1 Cavity Sonar®の PC モニタ画面例

Cavity Sonar®-Development of a new "cavity survey system": Takeru Hirai, Koichi Toyao, Syogo Kuramoto, Ryo Maegawa (Tohochisui Co.,Ltd.)

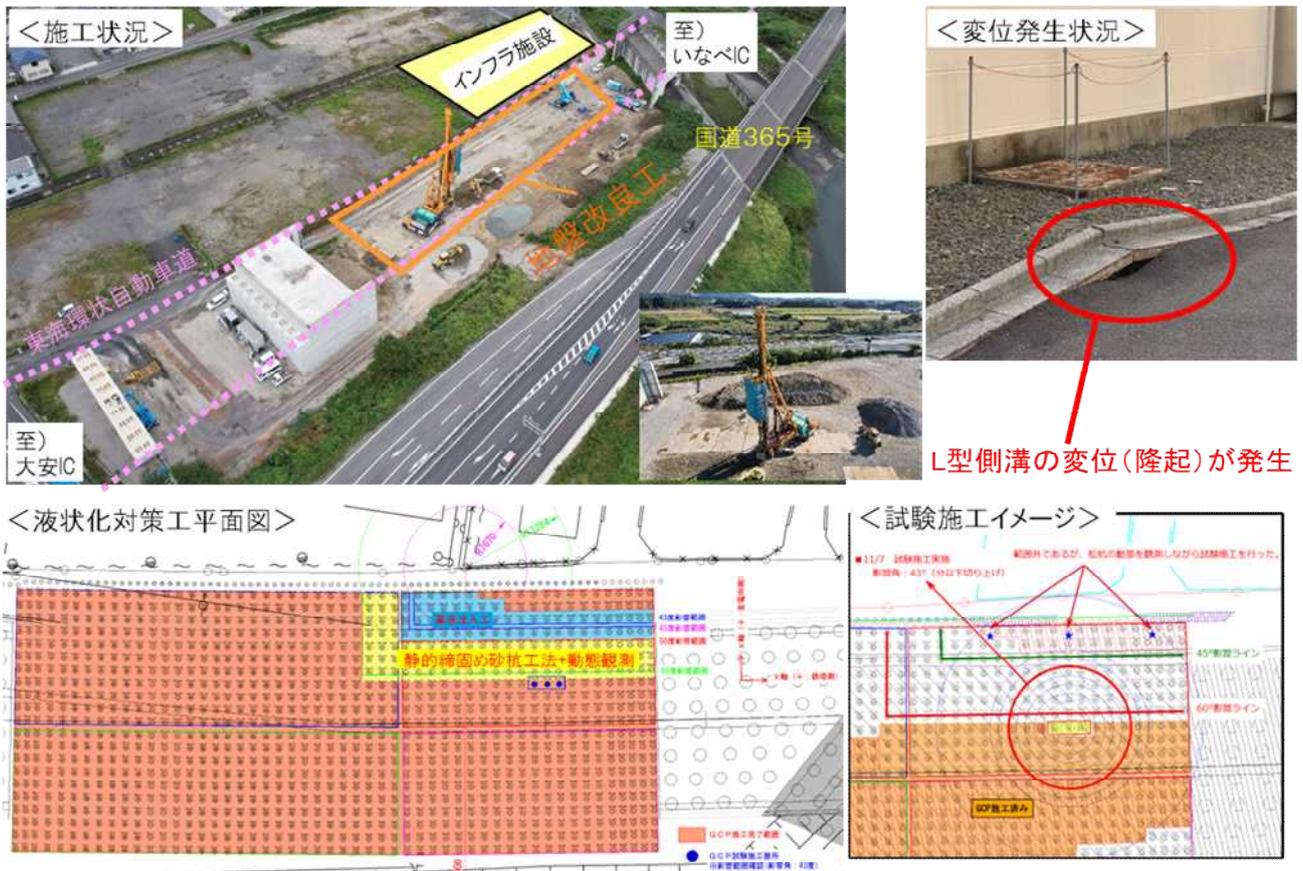
## 東海環状自動車道 インフラ施設に近接する液状化地盤への対策

中日本高速道路㈱	非会員	○中島 一樹
中日本高速道路㈱	非会員	丸山 健太郎
五洋建設㈱	非会員	藤 幸平
中日本ハウエイ・エンジニアリング名古屋㈱	非会員	長田 将直

2025年3月29日（土）に開通した東海環状自動車道 いなべIC～大安IC間の建設事業では、インフラ施設に近接する箇所での地盤の液状化対策工事が課題の1つとなった。

当初は静的締固め砂杭工法による地盤改良と高速道路盛土に軽量盛土の採用による液状化対策を計画していたが、地盤改良施工中に現場周辺の地盤内に変位が生じ、隣接するインフラ施設に変位が発生し工事を中断した。インフラ管理者と協議の上、影響を低減する対策として、原位置での試験施工により変位影響角を確認した上で静的締固め砂杭工法の施工範囲を決定するとともに、影響範囲内では地盤改良工法を薬液注入工に変更するなどの対策を検討・実施し工事を完成させた。

本稿では、これら液状化対策の概要とともに、インフラへの影響低減を目的として実施した原位置での試験施工と変位影響角を活用した静的締固め砂杭工法の影響範囲の検討について報告する。



Title: Measures against liquefied ground nearby infrastructure facilities at Tokai-Kanjo EXP.  
 Kazuki Nakashima (Central Nippon Expressway Co., Ltd.) ,Kentaro Maruyama (Central Nippon Expressway Co., Ltd.) ,Kouhei Fuji (PENTA-OCEAN CONSTRUCTION CO., LTD.) ,Masanao Nagata (Central Nippon Highway Engineering Nagoya Co., Ltd.)

## 無線式センサシステムを用いた落石検知実験

中央復建コンサルタンツ(株) 正会員 ○奥野 智彦, 正会員 角田 裕一  
 中央復建コンサルタンツ(株) 堀川 泰寛, 吉田 泰治  
 太平洋工業(株) 辻田 泰久, 小川 佳介  
 (株)ライテック 荒川 晃一, 正会員 上田 大輔  
 岐阜大学工学部 国際会員 沢田 和秀, 鍵谷 頼人

大規模な岩盤崩壊の発生に先立って落石が発生した事例は数多く報告されており、初期の落石を検知することで、安全確保に向けた迅速な対応が可能となる。落石検知の方法として様々なセンサシステムが導入されているが、実用化に至るには多くの課題がある。本研究では、3軸加速度センサを内蔵した無線式落石検知センサシステム(図-1)を用いて、以下の二つの実験を実施し、その適用性について検証した。

- 1) 落石減勢工への衝突試験: 上部斜面から人為的に落石を発生させ、斜面中腹に設置された落石減勢工に衝突させた。減勢工には支柱部および格子部に計6個のセンサを設置し、動的最大加速度値の変化を計測した(写真-1)。
- 2) 仮設防護柵への衝突試験: 振り子式に持ち上げた重錘を用い、仮設防護柵に衝突させた。防護柵には上部吊りロープおよび下部ネットに計6個のセンサを設置し、同様に動的加速度値を記録した(図-2, 写真-2)。

本実験を通じて、防護柵に設置した無線式落石検知センサシステムの適用性を確認できたと考える。これらの成果から、「遠隔地で落石発生を知ることができるシステム」としての実用化を目指し、実施の施工現場での検証を継続的に実施する予定である。



図-1 無線式落石検知センサシステムの全体構成

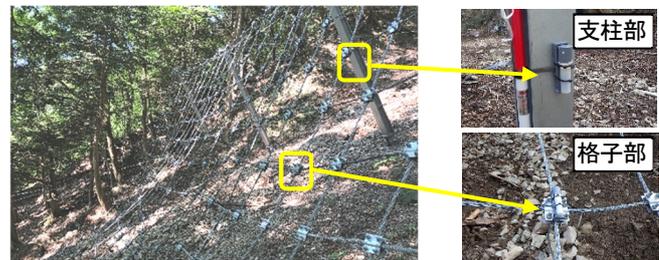


写真-1 落石減勢工に設置した無線式センサ

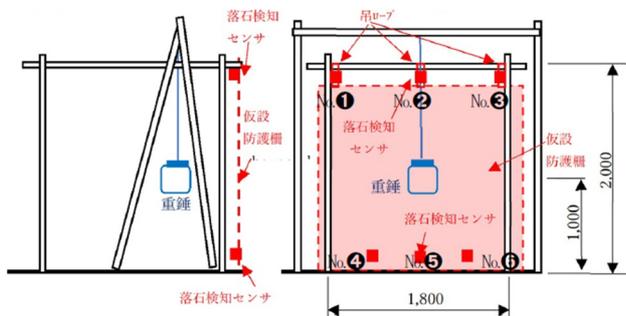


図-2 実験装置の概要図

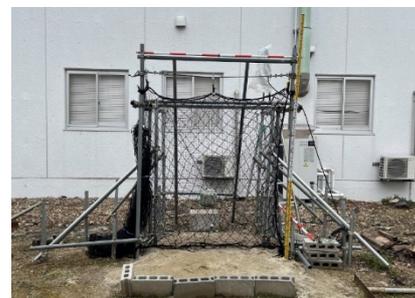


写真-2 実験装置

Experiments on rockfall detection using a wireless sensor system

OKUNO, Tomohiko · KAKUTA, Yuichi · HORIKAWA, Yasuhiro · YOSHIDA, Taichi (Chuo Fukken Consultants)

TSUJITA, Yasuhisa · OGAWA, Keisuke (Pacific Industries) ARAKAWA, Koichi · UEDA, Daisuke (raiteku)

SAWADA, Kazuhide · KAGIYA, Raito (Gifu University)

## 掘削時における地盤改良土留めの変位と有効性について

(株)奥村組 非会員 ○麻生 真司  
 国際会員 外木場 康将  
 国際会員 ガニエフ ジャホンギルベク

近年、機場工事において、セメント改良のみで自立式の改良土留めを行う地盤改良土留め工法の実施事例が見られる。この工法は研究事例があり設計法が確立されているが、実現場での有効性を検証した報告は少ない。そこで今回、地盤改良土留めの現場(図-1)を対象に、実施工で採取した改良土の室内強度試験結果と掘削時に測定した土留め壁水平位変位の計測結果から地盤改良土留めの有効性について検討した。

室内試験の結果、全ての地点で設計基準強度である要求性能を満足し、鉛直方向の均質性も確認されたが、試料採取地点ごとに改良体の性状にばらつきが生じた。これは施工時期や現地条件(河川、水路等)に起因する地盤の含水比の差異によるものと推察された。

現場計測では、掘削に伴い変位が増大し、自立式土留めの特徴である頭部の変位が最も大きくなる変形モードが確認されたが、その変位はごくわずかであった(図-2)。鉛直方向に均質性の高い改良土留めが構築され、掘削時の土留め壁の変形もわずかであったことから、地盤改良土留めの有効性が確認された。

さらに、室内試験により得られた改良地盤の強度・変形特性をもとに弾塑性有限要素解析を実施し、掘削による改良土留め壁の変形挙動や応力状態について検証および考察した。



図-1 掘削時における地盤改良土留めの現場状況

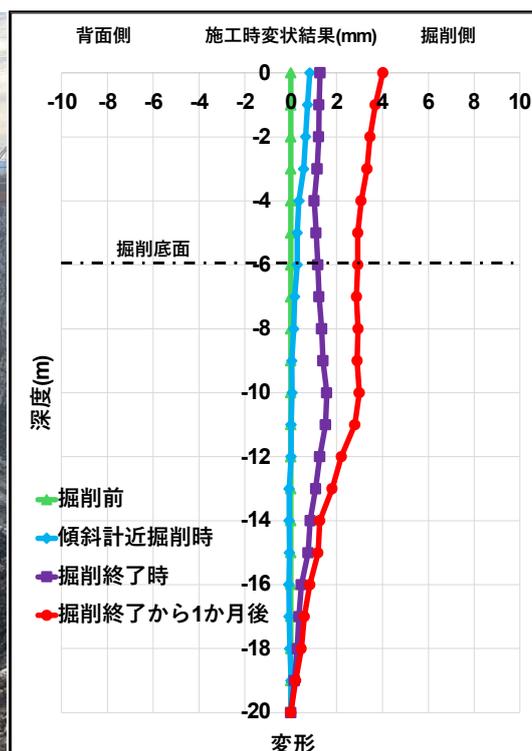


図-2 地盤改良土留めの変位

Title: Effectiveness of ground improvement of retaining wall and its displacement characteristics during excavation  
 ASO Shinji (Okumura Corporation), SOTOKOBA Yasumasa (Okumura Corporation), GANIEV Jakhongirbek (Okumura Corporation)

# 電力洞道工事における石英含有率が高い砂礫地盤に対するシールド機設計

中部電力パワーグリッド(株) ○山本 健太郎 神谷 尚寿 河村 晋平  
(株)大林組 丹沢 淳一 正会員 今岡 洋輔

本工事は、三重県四日市市にて地中送電線を敷設するための電力洞道(内径Φ3.4m)を泥土圧シールドにより建設するものである。電力洞道は、延長約5.2km、最大土被り約50mで、急曲線(R=20m)、急勾配(14.5%)を含む複雑な線形である。

今回施工する地盤は、東海層群洪積粘性土層、砂層、および砂礫層の互層で変化に富んでいることが特徴である。過去に東海層群を掘削したシールド工事では、砂・砂礫層の石英含有率が高く、カッタービットが想定以上に摩耗する“異常摩耗”が確認されている。

そのため、土質調査で採取した試料より石英含有率を調査した結果、非常に高い石英含有率が確認されたことから、異常摩耗が懸念されるカッタービットやスクリーコンベアへの摩耗対策など、石英含有率を考慮したシールド機設計について報告する。

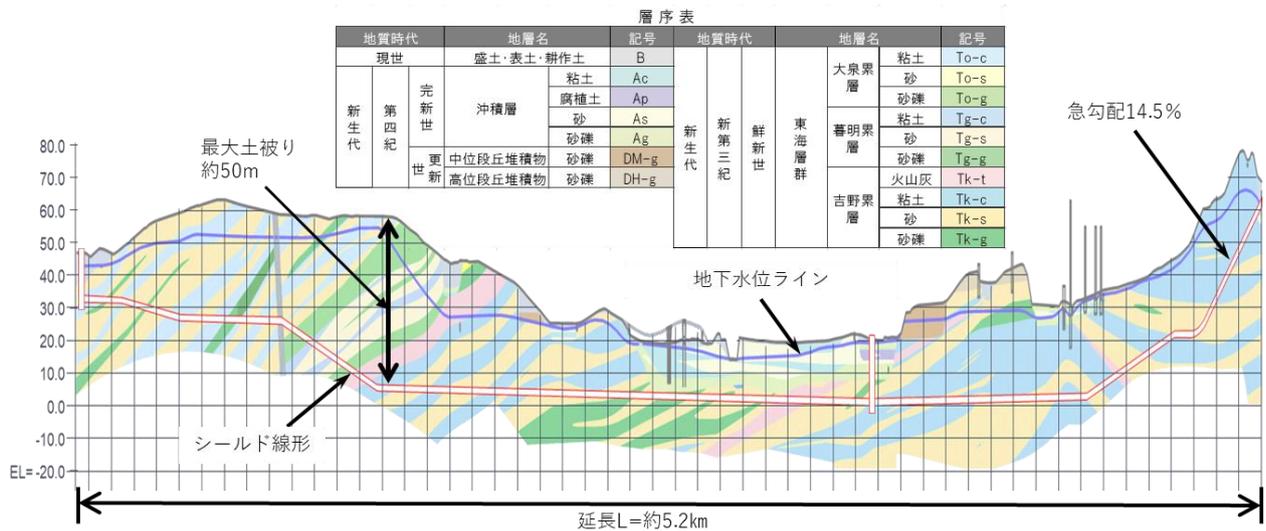


図-1 洞道縦断面図

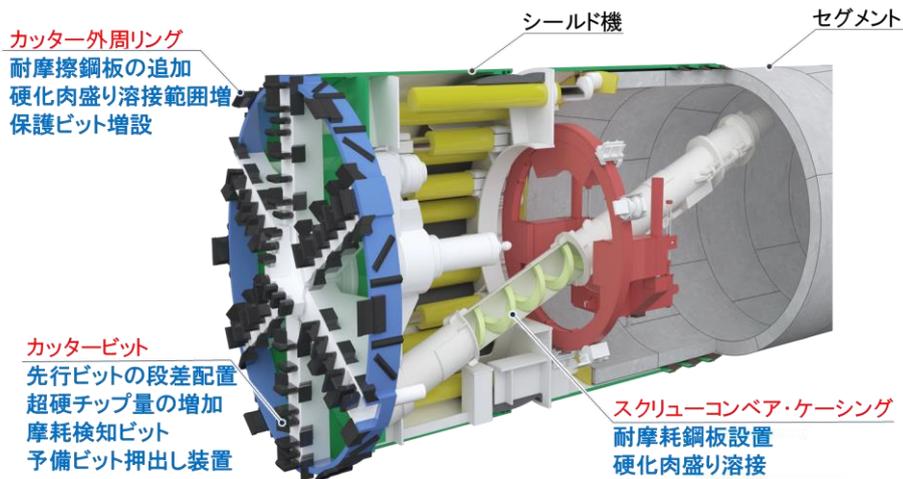


図-2 シールド機摩耗対策

Shield machine design for sandy gravel ground with high quartz content in construction of transmission cable tunnel:  
Yamamoto Kentaro, Kamiya Naohisa, Kawamura Shinpei (Chubu Electric Power Grid Co., Inc.), Tanzawa Junichi,  
Imaoka Yosuke (OBAYASHI CORPORATION)