

# GEO TECH FORUM

全地連「技術フォーラム 2023」横浜

# 2023



# in Yokohama 9.6-7

メインテーマ

## 全地連創立 60 周年記念大会

\*\*\*\*\*

### 第 3 4 回

## 全地連「技術フォーラム 2023」横浜

エリア 2 (事前登録制)

## 論 文 集

\*\*\*\*\*

一般社団法人全国地質調査業協会連合会

# 児童向け地質・防災学習における対面方式と Web 方式の特徴と課題

(株) 藤井基礎設計事務所 ○岩佐 直人, 藤井 俊逸, 杉原 正樹

## 1. はじめに

近年異常降雨による土砂災害が多発し多くの被害が発生している。平成 11 年広島災害の教訓から平成 13 年に土砂災害防止法が施行されたことを機に、構造物による対策(ハード対策)を主体に行っていた土砂災害対策が、警戒・避難を主体にした対策(ソフト対策)に移行した。これ以降土砂災害警戒区域や特別警戒区域の設定、ハザードマップ作成等によって居住地域の自然災害に対する危険度が把握できるようになった。さらに気象情報を元にした防災情報が発令されるようになり、警戒・避難行動を促す制度が整備されつつある。しかし個人レベルで見ると「正常バイアス」や「同調性バイアス」等のバイアスによって、警戒避難行動になかなか結び付けられない状況にある。これらバイアスの壁を下げて警戒避難行動につなげるためには、地域防災活動を通じて、地域住民の一般的な土砂災害に関する知識を高め、居住(就労)地域の災害履歴、地形・地質等の地学的知識を把握しておくことが重要である。併せて将来その地域の担い手となる子どもたちの防災意識を高める活動として防災学習の必要性が高まっているところであるが、防災学習の時間確保が困難なことや効果的なツールが未整備等の課題が多い。

筆者等はこれまで児童に訴求しやすいツールとして「防災どぼく模型」を用いた防災学習を行っている<sup>1)</sup>が、コロナ禍で対面方式の授業が制限されたことから、Web 方式を取り入れてきた。2022 年に実施した防災授業における対面方式と Web 方式の特徴と課題について報告する。

## 2. 防災どぼく模型の概要

防災どぼく模型は、100円ショップ等で安く入手できる材料や身近な材料を用いて、自然災害や土木技術のメカ

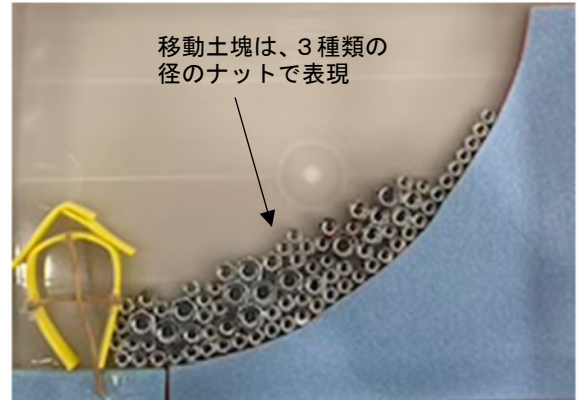


図-1 防災どぼく模型の例  
(がけ崩れメカニズムと安全な部屋説明用)

ニズムや効果を把握する模型で、図-1にがけ崩れを理解する防災どぼく模型の例(がけ崩れ現象と安全な部屋説明用)を示す。

## 3. 防災授業対面方式と Web 方式の比較

### (1) 対面方式による防災授業

授業対象は雲南市木次小学校 6 年生 31 名で、風化等地学学習授業終了後に実施した。この地域は、花崗岩地域であって落石及びがけ崩れが発生しやすく、天井川の斐伊川及び久野川合流地帯であることから、洪水が過去に何度も生じている地域である。授業では、まず土砂災害の現状と代表的な対策工について説明した後、5つの班に別れて防災どぼく模型を用いて実験を行った(表-1)。その結果を整理して班毎に発表した(図-2)。

### (2) Web 方式による防災授業

図-3に Web 方式による授業状況を示す。今回の対象は全国から応募のあった小学校 3 年生～6 年生の 19 名である。授業は、土砂災害の現状と代表的な対策工について説



図-2 対面方式授業状況(班別実験の結果発表)

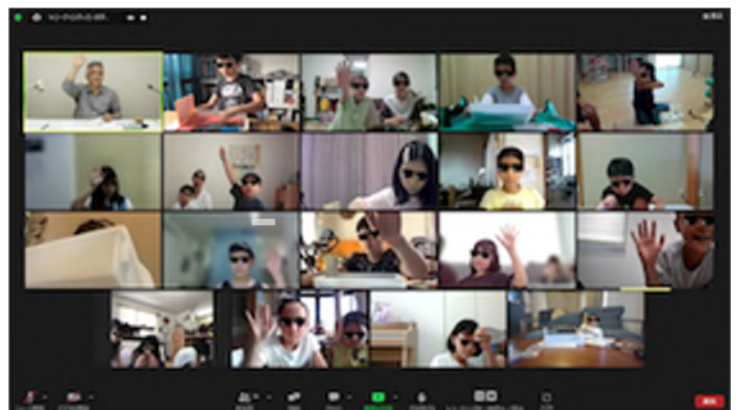


図-3 Web 方式授業状況(実験結果の確認)<sup>2)</sup>

表-1 対面方式時の班別を実施した模型実験<sup>1)</sup>






	1班	2班	3班	4班	5班
対象とする土砂災害	がけ崩れ				
実験ポイント	崩壊角度と安全な部屋	のり枠工の効果	グラウンドアンカー工効果	降雨時の斜面崩壊メカニズム	土のうの強度
					
実験方法	土をマットで例えて、マットを設置した板を傾け、崩壊した角度及びがけの下の家で安全な部屋を調べる	崩壊深さの浅い条件及び深い条件で、のり枠工の効果を調べる	斜面に設置するグラウンドアンカーの数量を変え、グラウンドアンカー工の効果調べる	模型斜面の中に水を注入して、崩壊した時の水の位置を測る	土をストローに、土のうをトイレットペーパーで例えて、ストローの束の上に、おもりを乗せて崩壊する重さを調べる

表-2 防災授業に関する対面方式とWeb方式との比較

		対面方式	Web方式
対象	対象	小学校6年生	応募要項に基づいて応募してきた児童(小学校3年生～6年生)
	人数	30名程度(学年1クラス)	20人程度(講師が、一つの画面で一度に参加者の状況が把握できる人数)
	防災意識	地学学習終了後で防災への意識は高い	防災意識への事前把握は困難(親御さんの防災意識)
地域的特性		地質・地形状態及び過去の災害履歴が特定可能	参加者の居住地域が異なり、絞り込み困難
授業内容	授業時間	60分(授業時数1単位時間+予備時間)	60分(参加児童が集中可能な許容時間)
	事前説明	地域特性(身近な情報)を考慮した説明が可能	一般的な説明になりがちのため、参加者の記憶に残せるように、説明内容の工夫が必要
	模型種類	班別に内容が異なる模型	同一模型
	対応方法	班別に結果を整理し、その内容を代表者が発表する	実験毎に結果を所定の用紙に記入。講師と参加者が、画面を通して確認する
効果	参加者	学校毎の参加(学校行事の影響を受ける)	全国から参加しやすい
	理解度	身近な材料による模型実験への印象は深い 班毎の実験内容への理解度は高く、他班の実験内容にも興味を持つ。また一部の児童は、親やその他の人にも話したい意識が芽生える	身近な材料による模型実験への印象は深い 講師及び親御さんの積極的働きかけが、生徒の理解度に影響する
その他	設備	特別な設備機器は不要	Web対応可能な設備(カメラ、マイク)が必要

明した後、あらかじめ参加者に送付した防災どぼく模型を、Web画面を通して参加者と共に組み立てた。その際低学年の児童は親御さんの協力を得ている。その後テーマ毎に模型を用いて実験を行った。図-4に模型実験状況を示す。実験結果は、都度あらかじめ送付したデータ記録表に記載し、Webで確認した。



図-4 Web方式によるグラウンドアンカーの模型実験状況 (写真提供:土木学会土木広報センター)

#### 4. まとめ

コロナ禍の2022年に実施した小学生を対象とした対面方式とWeb方式による防災授業の経験をもとに、それぞれの特徴と課題を表-2に整理した。それぞれ一長一短があるものの、その特長を理解して活用すれば防災授業を効率的に行うことができる。そのためには子供達が理解しやすい授業内容や防災どぼく模型を準備する必要がある。

#### 《参考文献》

- 1) 岩佐直人, 藤井俊逸, 杉原正樹, 永海飛鳥, 松本一郎, 堀田賢弥(2023):防災どぼく模型を用いた小学生を対象とした防災授業, pp159-160, 令和5年度砂防学会研究発表会概要集
- 2) 土木学会土木広報センター市民交流グループ土木の魅力グループ, (最終閲覧日2023. 5. 25), <https://committees.jsce.or.jp/cprcenter0103/>

# 模型実験でわかる！擁壁変状と地盤沈下の関係

株式会社藤井基礎設計事務所

寺本 蒼

## 1. はじめに

本発表では、擁壁と地盤の関係を模型実験で視覚化する手法を紹介する。具体例として、島根県の小学校で発生した擁壁変状と地盤沈下の事象について取り上げる。この小学校は、約 30 年前に盛土と大型ブロックで地面を整地して建設されたが、長期間の経過により地盤が沈下しており、擁壁足元の歩道が変形する問題が生じた。擁壁自体にも変状は見られたが、既存資料から施工中に発生した可能性もあり、詳細な機構は特定できていない。しかし、調査結果として地盤沈下のメカニズムを説明する必要があった。発注者は土木の専門家ではないため、直接的に見える地盤沈下と、擁壁変状の関係が分かりにくいことが想定された。そこで、この問題の原因とメカニズムを分かりやすく説明するために、模型を用いた実験を実施した。模型実験では、地盤沈下の過程と擁壁変状の状況を直接観察できるようにした。

## 2. 模型実験

本実験では、現地調査で想定される擁壁変状と地盤沈下の発生形態として図-1 に示す以下の 3 パターン<sup>1)</sup>を製作した。

- (a) 擁壁の滑動
- (b) 擁壁の転倒
- (c) 軟弱地盤における沈下

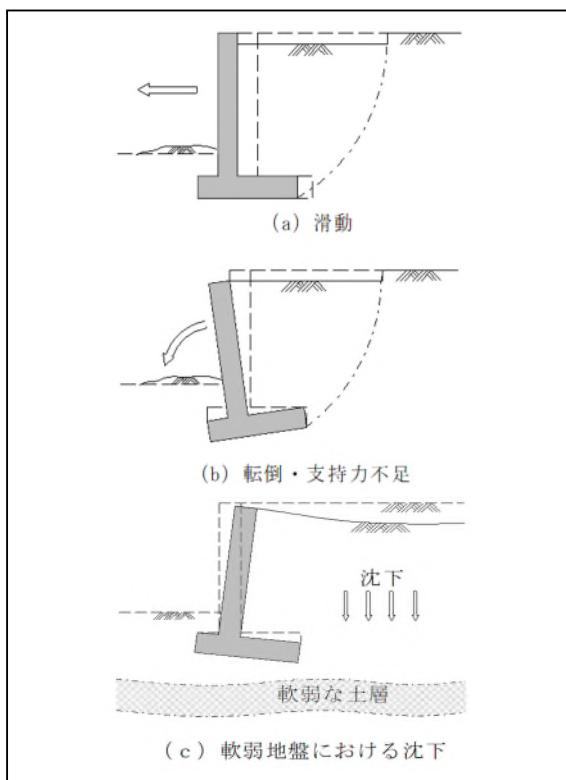


図-1 擁壁の変状の発生形態

### (1) 模型実験の材料

模型実験の材料として以下のものを使用した。

- ・サイズの異なるナット（土粒子）
- ・積み木（大型ブロック擁壁）
- ・赤輪ゴム（地盤線）
- ・青輪ゴム（変形前の擁壁）
- ・カラーマグネット（土の動き）
- ・割りばし（ストッパー）

### (2) 模型実験の方法

初期状態として、ナットの高さを赤い輪ゴムに、積み木の端を青い輪ゴムに合わせてパネルを作成する。このパネルを傾ける操作により、土に重力が作用している状況を再現する。異なる発生形態を作るため、初期状態から以下の作業を加える。

- ・擁壁の滑動  
初期状態からストッパーを外し、パネルを傾ける。
- ・擁壁の転倒・支持力不足  
初期状態からパネルを傾ける。
- ・軟弱地盤による沈下  
盛土前の土が軟弱であったことを表すため、下部分のナットを取り除いて、粗な状態にしてパネルを傾ける。

### (3) 模型実験の結果

#### 【擁壁の滑動】

大型ブロック擁壁は、擁壁下部の地盤との摩擦力で前方への移動を防いでいるが、擁壁下部の土にかかる水平応力が摩擦力を超えると、ブロック擁壁全体が前方へ滑動した（写真-1）。ストッパーを外すことで、擁壁下部の摩擦力が不足している状態を再現した。パネルを傾けるとブロック全体が前方へ移動したため、背後の地盤がその隙間を埋めようと水平方向へ広がった。それにより地盤沈下が発生した。今回の実験では、変状範囲が背後に拡大したため地表面の沈下は、主働崩壊角よりも広範囲となった。

#### 【擁壁の転倒】

ブロック擁壁は、自重や摩擦力で擁壁背面の土にかかる水平応力に抵抗している。しかし、水平応力が擁壁で支えられる力を超えると、ブロック擁壁は前方へ転倒するように傾く。積み木は軽く、ナットの重さに耐えられない。そのため初期状態のまま（ストッパーは使用）パネルを傾けることで、この状態を再現した。パネルを傾けると積み木の転倒に伴い、主動崩壊角内のナットが動き、その範囲の地表面が沈下した（写真-2）。

【軟弱地盤による沈下】

擁壁が支えられないのではなく地盤自体が軟弱で沈下した可能性もある。地盤沈下を再現するために、初期状態からナットを部分的に取り除き粗な状態にしてパネルを傾けた。傾けると粗な部分の隙間が埋まるため背後地盤が沈下して、擁壁中央部分が外側に膨らむように変形した（写真-3）。

3. おわりに

本発表では、擁壁と地盤の関係を模型実験で視覚化する手法を紹介した。現地で明瞭な地盤沈下と、擁壁の関係を示すため、擁壁変状の発生形態として、転倒、滑動、軟弱地盤による沈下の3つを想定し、それぞれの原因とメカニズムを模型実験で示した。これらの現象を模型実験で説明することで、土木の専門知識がない発注者にも地盤内部で起きている複雑な関係を理解してもらえた

と考える。また、模型を作成する過程で自分自身も擁壁変状のメカニズムや影響要因についてより深く学ぶことができた。今回はメカニズムを特定できなかったもので、今後の調査により明らかにしていきたい。

《引用・参考文献》

- 1) 日本道路協会(平成24年7月):擁壁工指針, p.15.

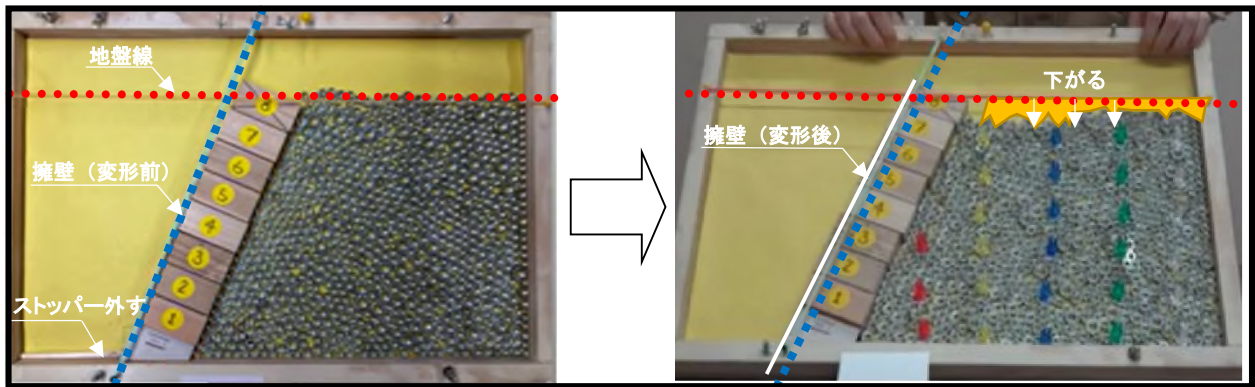


写真-1 滑動

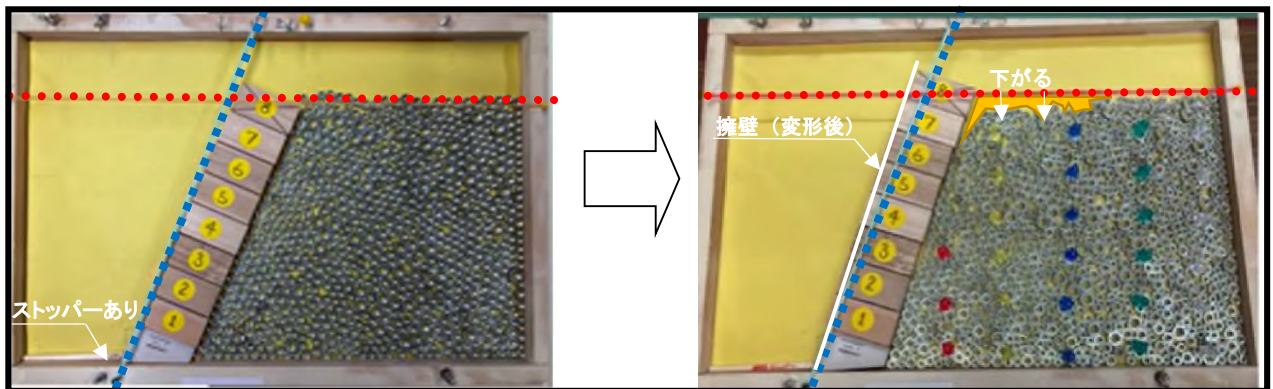


写真-2 転倒

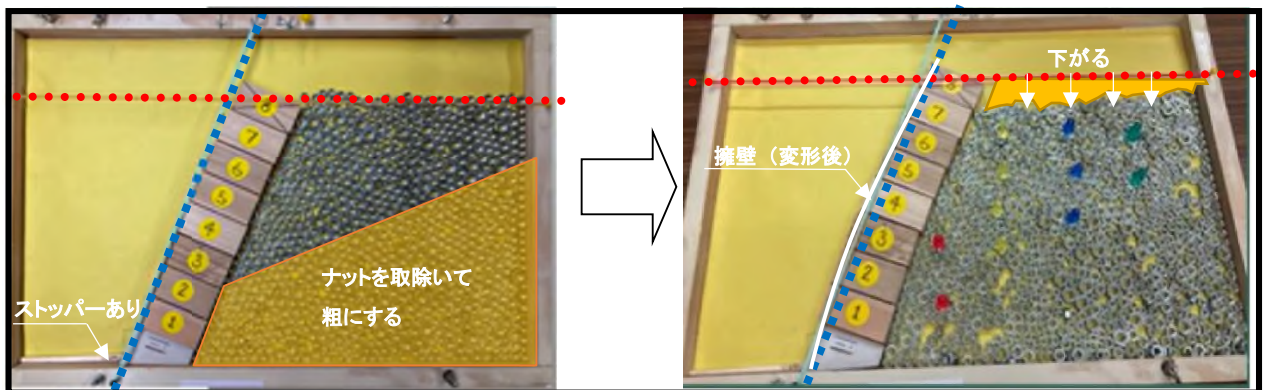


写真-3 軟弱地盤における沈下

## 市街地におけるボーリング仮設時の工夫と対策

大地コンサルタント(株) ○宿田 さとり, 木本 智久

### 1. はじめに

昭和62年に施行された「建設工事に伴う騒音振動対策技術指針」<sup>1)</sup>に伴い工事現場等での騒音、振動の防止が進められている。特に市街地では住居や公共施設に隣接しており、山地等に比べ騒音の周辺への影響が大きい。加えて、景観への配慮を要求されることも多い。

しかし、従来の単管と防音シートを設置する騒音対策は手間がかかる一方、地質調査は数日で調査箇所を移動することが多いため、仮設の撤去・設置にとられる時間と手間を短縮できれば作業の効率化につながる。

これらの問題点より、本発表では沿道の騒音対策・設置作業の効率化および景観への配慮として、ネオ吸音パネル（NETIS 登録番号:TH-120009-VE）（以下、吸音パネルという）を用いて地質調査を実施した。また、吸音パネルの騒音の低減効果を簡易的なデジタル式騒音計を用いて測定し、結果を以下で報告する。

加えて、市街地では調査箇所周辺への泥水飛散や交差点付近では見通しの確保が問題となるため、透明な泥はね防止シートの設置や仮囲いの設置形状を工夫した事例も以下で報告する。

### 2. 騒音レベル測定調査概要

地質調査では、標準貫入試験等に代表される様に単発的な調査音が短時間に繰り返し発生するため、調査音の最大値を測定した。騒音レベルはdB（デシベル）で表現される。

一方、基準値は、等価騒音レベル（エネルギー平均値）である。ボーリング調査に関する基準値がないため、平均値ではあるが、当該地の環境基準値を参考とした。

#### 【基準値】

・要請限度：75dB（昼間）※

※等価騒音レベル

自動車騒音など、時間的に大きくレベルが変動する騒音レベルを評価するために考案されたもので、エネルギー平均値とも呼ばれる。

### 3. 騒音レベルの計測方法

騒音レベルは、市街地の沿道において、次の計測方法で実施した。

・使用した防音対策は、ボーリング調査の幅を建物側のみ、幅 0.9m、高さ 1.8m の吸音パネルを連結し設置した（写真-1）。

・測定は吸音パネルおよび無対策のガードフェンス（写真-2）から、直近、5m、10m、離れた地点の高さ約1.4m

とし、車両停車時を狙って簡易的なデジタル騒音計で計測し比較した（写真-3）騒音レベルはdB（デシベル）で表現される。



写真-1 吸音パネル設置状況



写真-2 測定状況



写真-3 騒音測定器(デジタル騒音計 A/C 特性)

・計測は、掘削時のエンジン音のみと標準貫入試験時（エンジン稼働）の2種類とした。エンジン音は音量の変化が少なく連続的なため10秒間の連続測定のうち最大値を、標準貫入試験時は打撃音の最大値を計測値とした。

また、暗騒音としてエンジン停止時の車両走行音の最大値を測定した。

### 4. 調査結果

【調査音等の測定結果】（作業ヤードの境界で測定、すべて最大値）

無対策であるガードフェンスのみの場合の測定結果は下記の通りである。調査音の最大値は、基準値（平均値）

75dBを超えており、環境保全のため、調査音を出来るだけ低減することが望ましい。

- ・ボーリング作業 85dB ※車両停車時  
試錐機エンジン音
- ・標準貫入試験 88dB ※車両停車時  
ハンマー打撃音
- ・暗騒音(通常時) 76dB ※車両走行時

【吸音パネルからの距離と測定結果】

吸音パネルとガードフェンスにおける騒音低減の比較結果を以下にまとめる。

- ・掘進時は、吸音パネル直近でガードフェンスより-15.9dB、用地境界で-20.1dBの低減が見られた。
- ・標準貫入試験時は、吸音パネル直近で-8dB、用地境界で-10.1dBの低減が見られた。
- ・5mの地点では、吸音パネル上からの音の回り込みが卓越したと想定され、吸音パネル直近より僅かに音(dB)が大きい。
- ・騒音の発生源の高さが低く、作業中では連続する試錐機のエンジン音に関しては、かなり防音効果が高かった(-15.9~20.1dB)。
- ・標準貫入試験のハンマー打撃音については、騒音の発生源の高さが高いこともあり、防音効果はやや低い(-8~10.1dB)。

結果を表-1に示す。

表-1 吸音パネルの騒音低減効果比較

調査音 (車両停車時)	作業ヤード からの距離	防音パネル 有無	最大値(dB)	低減値(dB)	基準値※ (昼間, dB)
掘進時 試錐機エンジン音	直近 (パネル)	無	85.1	-	75
		有	69.2	-15.9	
	5m	有	70.4	-14.7	
	10m (用地境界)	有	65.0	-20.1	
調査音 (車両停車時)	作業ヤード からの距離	防音パネル 有無	最大値(dB)	低減値(dB)	基準値※ (昼間, dB)
標準貫入試験時 ハンマー打撃音	直近 (パネル)	無	88.5	-	75
		有	80.5	-8.0	
	5m	有	81.7	-6.8	
	10m (用地境界)	有	78.4	-10.1	

※要請限度

騒音規制法第17条第1項の規定に基づく指定地域内における自動車騒音の限度を定める総理府令であり、この地点の昼間は幹線交通を担う近接する区域であるため【75dB】(昼間)が適用される。ここで基準値は、等価騒音レベル(自動車騒音など、時間的に大きくレベルが変動する騒音レベルを評価するために考案されたもので、エネルギー平均値とも呼ばれる。)である。

5. 仮設時の工夫

本発表は市街地の歩道上の調査であり、常に調査地点付近を歩行者や自転車、自動車が行きかっていた。

そのため、通行者や自動車、調査箇所周辺への泥はね防止のため、透明な泥はね防止シートを設置した。透明な泥はね防止シートはガードフェンスと簡単に取り付

け・取り外しが可能なよう紐を装着した。シートは泥はね防止はもちろん、交差点では自動車からの見通しも確保できる。

透明シートはホームセンターなどで簡単に手に入り安価なため、市街地のボーリング調査時においては効果的である。

泥はね防止シートの設置状況を写真-4に示す。



写真-4 泥はね防止シート設置状況

また、見通し確保の観点から、吸音パネル設置の仕方工夫した。吸音パネルは不透明なため歩道部の交差点に設置した場合、歩行者と自転車など、各々認識できるタイミングが遅くなり、衝突等重大な事故につながる可能性がある。

そのため、角部を斜めに設置することにより、歩道部の交差点での見通しを確保した。



写真-5 仮設時の工夫

本発表の地質調査中は、調査による事故や騒音等による苦情もなく、約1か月半の作業を無事終了させた。

吸音パネルによる騒音低減はとても効果的であり、市街地における地質調査に有効であることが本調査で明らかになった。今後、同様な条件が要求された場合、積極的に吸音パネルを活用されたい。

《引用・参考文献》

- 1) 国土交通省 (1987) : 建設工事に伴う騒音振動対策技術指針

# 地質調査におけるコアドリルの汎用性について

新協地水株式会社 ○二瓶 光, 山家 雄太, 高橋 友啓

## 1. はじめに

昨今のインフラ施設の長寿化・老朽化対策において、補修設計の為、構造物及び背面地山の状態把握が必要とされる。高度経済成長期以降に整備されたインフラは今後 20 年間で、建設後 50 年以上経過する施設の割合の加速度的な増加により、維持管理・更新・補修の為の調査数は増加傾向にあると考えられる。

これらの既存インフラ施設は、建設年代が古いことから、工事用道路の消失による搬入・仮設方法の難しさやそれに伴う調査費用の増加が懸念される。

補修設計の為の調査として、機械ボーリングを用いるケースが一般的であるが、先述のような現場条件により、仮設費用が増大する傾向がある。このことから低コストで行える手法として、コアドリルを用いた調査が報告されている。これまでにコアドリルを用いた調査で報告されているものとしては、防波堤補修・改修計画の為の堤体コンクリートでの調査事例<sup>1)</sup>や既設橋形状調査に利用した事例<sup>2)</sup>や既設砂防堰堤の調査事例<sup>3)</sup>が報告されている。これらの調査は大規模な仮設を要せずに資機材運搬の可能な利点を生かし、工期の短縮や現場作業性の向上につながっている。

本報告は、既設吹付モルタル法面の健全度評価をする為の調査において、コアドリルを用いることによる低コスト化、現場作業日数の削減を図った調査事例について示すものである。

## 2. 吹付モルタル法面の調査事例

既設吹付モルタル法面の健全度評価の為の地質調査にコアドリル掘削を使用した事例について示す。

### (1) 調査地の条件について

道路脇の吹付モルタル法面の健全度評価の為の調査として、概査の赤外線調査および打診調査結果を基にコア抜きによる背面地山の検証、吹付モルタル中腹におけるボーリング掘削による調査が計画された。

今回は、概査と精査が別業務で発注されており、概査と精査の工期が重複していたため、精査段階における現場作業の日数が非常に短く、タイトな工程となっていた。

一般的な吹付法面調査の流れと本事例で担当した箇所を図-1に示す。

### (2) 提案・対応について

吹付モルタル法面の赤外線調査・コア抜きによる検証は一般的な調査であるが、背面地山を深部まで確認する為にはボーリング掘削による確認が行われている。

短い工期の中、ボーリングマシンの搬入・仮設条件の難易度が高く、多大な費用と長期日数を要するボーリン

グ掘削は困難なことから、資機材の搬入・仮設が容易なコアドリル掘削によって、吹付モルタル背面地山の性状を2m程度(地形・地質から見てそこまではすべり面が到達しないであろうと思われる深さまで)まで把握することを提案した。

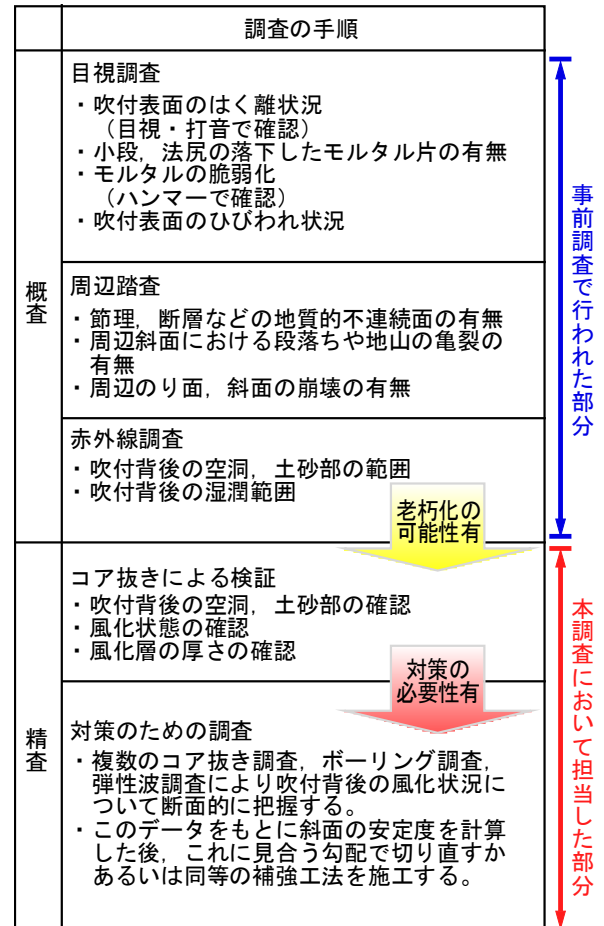


図-1 吹付法面調査フロー<sup>4)</sup>

### (3) 従来工法との比較

従来工法(ボーリング調査)との比較表を表-1に示す。従来工法と比較し、掘削孔径や採取コア径に大きな差異は無く、コアの観察はボーリング調査と同様に行うことが可能であった。

また、搬入・仮設費を削減でき、コア抜きによる検証を面的に実施することが可能であった。

図-2に概略的な法面展開図を示す。

法面展開図に示すように、当初の計画では法面中腹での機械ボーリング1箇所とコア抜きによる検証が1箇所であったが、機械ボーリングをコアドリルによる掘削に変更したことにより、コア抜きによる検証数を増やすことが可能であり、法面の健全度評価の精度を高めることが出来た。



表-1 従来工法との比較表

施設		吹付モルタル法面地質調査	
掘削工法	掘削工法	機械ボーリング	コアドリルを用いたコア採取
	掘削深度	2.0m	2.0m
工法概要		<ul style="list-style-type: none"> <li>ロータリー式ボーリングマシン5.5kw級を用いたコア試料採取</li> <li>掘削孔径φ66mm, 採取コア径48mm</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>コアドリル2700w級を用いたコア試料採取</li> <li>掘削孔径2・1/2in(63mm), 採取コア径53mm</li> </ul>
資材運搬・仮設概要		<ul style="list-style-type: none"> <li>傾斜地足場(地形傾斜45°以上~60°未満)</li> <li>モノレール運搬(50m以下)</li> <li>モノレール架設・撤去(50m以下)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>実質計上なし</li> </ul>
全作業工程		モノレール架設1日, 資機材運搬仮設1日, 掘削1日, 資機材撤去1日, モノレール撤去1日 <b>延べ5日程度</b>	設置~掘削~撤去1日 <b>延べ1日程度</b>
工法の特徴		長所	<ul style="list-style-type: none"> <li>地質調査で広く用いられる汎用工法であり, 確実性が高い。</li> <li>地層(背面地山)の状況に左右されない。</li> <li>大深度, 増掘への対応が容易である。</li> </ul>
		短所	<ul style="list-style-type: none"> <li>安価で, 大掛かりな仮設, 運搬が不要である。</li> <li>機械ボーリング同等のコア試料を採取することが可能である。</li> </ul>
		<ul style="list-style-type: none"> <li>掘削費用に対し, 仮設費用が高額となる。</li> <li>コアドリルと比較し, 作業日数がかかる。</li> <li>足場仮設は吹付モルタル法面上に設置する為, 難易度が高い。</li> <li>安全なモノレールルートを選定が困難。</li> <li>法面形状によっては, 道路規制が必要となる。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>通常深掘に用いられる工法(汎用工法)ではないため, 掘削速度・採取コア試料の状況は地層(背面地山)の状況に左右される。</li> <li>掘削深度が深くなると作業効率が極端に落ちる。</li> </ul>

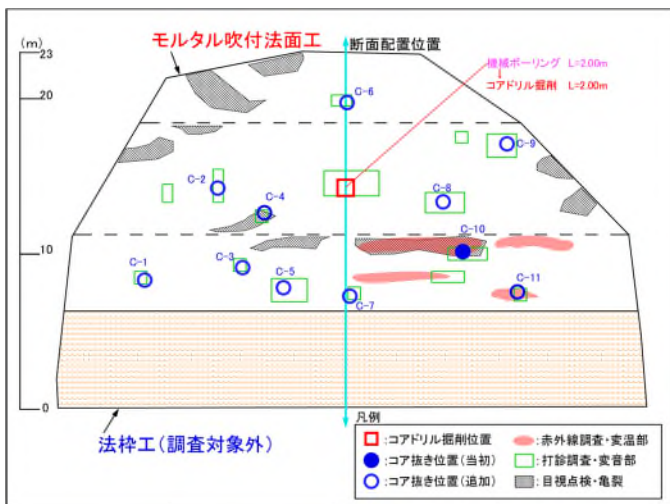


図-2 概略法面展開図

(4) コアドリル掘削結果について

吹付法面調査におけるコアの採取方法としては、ソイルサンプラー工法研究会のソイルサンプラー工法<sup>5)</sup>があり、老朽化吹付モルタル法面調査ではこちらも有用な工法である。コアドリル掘削においては、φ66mm用のコア箱に収まるコア径53mmで採取することが可能であった。ボーリングマシンを用いて採取したコアと同程度で

確保することが出来、コアドリル掘削に要する日数も半~1日程度で、搬入・掘削・撤去が可能であった。

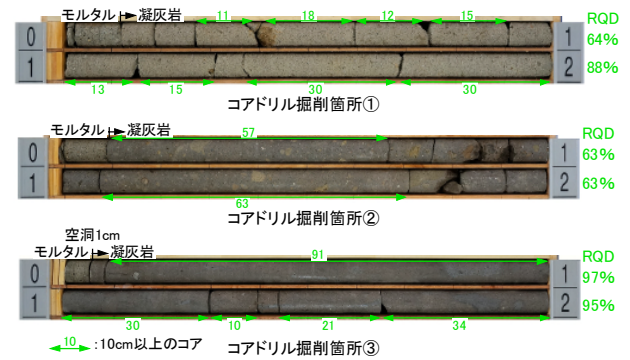


写真-1 採取コア状況(コアドリル)

3. まとめ

コアドリルを地質調査に用いた場合の長所と短所、今後の課題を以下にまとめる。

(1) 長所

小スペースでの作業が可能であり、大規模な仮設や規制が困難な場合にも対応可能である。運搬が容易な為、モノレール等の架設を必要とせず、多くの地点を調査することが可能である。機械ボーリングと比較し安価であり、低コスト化が可能であることから、多くの施設を調査可能となる。

(2) 短所

土砂の掘削には、ツールズ類の変更や掘削難易度が上がることから掘削速度やコアの品質が機械ボーリングに劣る。掘削長が15m程度より深くなるとコアチューブの上げ下ろしが人力作業の為、掘削速度が低下する。

(3) 今後の課題

コアドリル掘削孔での原位置試験の実施や土砂掘削の効率化を検証し、機械ボーリングでの適用が費用対効果として適さない場合の代替手法としての適用性の幅を広げる検証を行いたい。

《引用・参考文献》

- 1) 福田 正人 (2007) : 堤体コンクリートの損傷と劣化度調査の事例, 全地連技術フォーラム2007論文集, 論文 No. 101.
- 2) 西岡 克知圭 (2022) : コア削孔機を利用した既設橋形状調査の事例, 全地連技術フォーラム2022論文集, 論文 No. 34.
- 3) 二瓶 光, 山家 雄太, 高橋 友啓 (2022) : コアドリルを用いた堰堤調査事例, 全地連技術フォーラム2022論文集, 論文 No. 35.
- 4) 熱赤外線映像法によるのり面老朽化診断マニュアル (1996) : 建設省 土木研究所, 125p.
- 5) ソイルサンプラー工法研究会ホームページ (最終閲覧日2023.6.10), <https://sscm-g.com/>

## 未利用エネルギー活用事業における二酸化炭素固定方法の検討

応用地質株式会社 ○小野 藍生, 遠藤 司

三笠市 音羽 英明

国立大学法人 室蘭工業大学 板倉 賢一

NPO 法人地下資源イノベーションネットワーク 出口 剛太

株式会社地圏総合コンサルタント 牧村 智明, 十鳥 恭一

## 1. はじめに

世界規模で問題視されている地球温暖化は、平均地上気温の上昇や海面上昇を引き起こしている。地球温暖化の原因と言われている二酸化炭素の排出量の増加は工業化前と比べ約 50%増加しており<sup>1)</sup>、また、これらは化石燃料の燃焼からの排出・土地利用の変化による排出に起因するといわれている。特にエネルギーにかかわる二酸化炭素排出量削減のためには、省エネやエネルギー転換、原子力発電だけでは目標達成が困難であることから、二酸化炭素の地下固定化技術、有効利用技術が必須であるといえる。

三笠市では、ゼロカーボンシティの実現に向けて、三笠市内の地域資源である木質バイオマスと石炭による二酸化炭素フリー水素を活用する取組みを行っている<sup>2)</sup>。

三笠市の目指す木質バイオマスと石炭を利用した水素の製造においては、水素製造の主要技術となる石炭地下ガス化や水素精製の段階で二酸化炭素が発生する。このため、製造過程で発生する二酸化炭素を分離・回収・貯留する CCS (Carbon dioxide Capture and Storage)、あるいは何らかの形で二酸化炭素の利用を含めた CCUS (Carbon dioxide Capture, Utilization and Storage) の適用が不可欠となる。これらを解決する方法として、石炭採掘跡を利用した CCS の可能性について検討が進められ、三笠市内での CCS や CCUS の実現に向けて、2022 年度に、マイクロバブルやスラリーを利用した二酸化炭素の石炭採掘跡への固定化実証実験が行われた (図 1)。

本発表では、全体事業のうち、二酸化炭素固定方法に関する検討の一部について報告する。

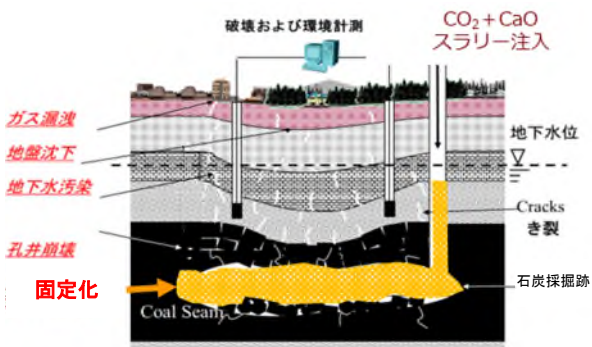


図1 2022年度実証実験イメージ図

## 2. 二酸化炭素固定における課題

## ① 石炭採掘跡の全体像が不明確

石炭採掘跡に関する資料は、三笠市博物館展示の炭鉱断面図や、図2で示す平面図が既存資料として存在する。これらの資料は、石炭採掘のために使用されていたもので、古い紙の資料である。また、図面は炭鉱の採掘権を持つ会社毎に作成されている可能性があり、二酸化炭素固定化ポテンシャルの全体像の把握のためには複数の図面の収集とそれらの整理が必要であった。



図2 既存資料の例(石炭採掘坑道平面図)

## ② 石炭採掘跡と地質構造の関係

石炭採掘跡に関する資料では、石炭の効率的な採掘に重点が置かれているため、地質情報の記載が少ないことが多い。二酸化炭素の注入経路や貯留層、遮蔽層、漏洩リスクとなるような断層について確認するには、二酸化炭素固定化対象とする石炭採掘跡と地質構造について整理・検討する必要がある。石炭採掘跡資料と周辺地質図の情報を合わせて見る必要がある。

## ③ 二酸化炭素注入方法の検討

実際の石炭採掘跡への二酸化炭素注入方法としては、注入コストや漏洩リスクを考慮した手法を検討する必要がある。そこで、二酸化炭素をマイクロバブルの気泡とした手法や、注入した二酸化炭素の固定に関する検討を行っている。(財)エンジニアリング振興協会では、平成22年度と平成23年度に「CO<sub>2</sub>マイクロバブル地中貯留の成立性に関する調査研究」<sup>3)</sup>を実施し、二酸化炭素マイクロバブルによる二酸化炭素地中貯留の貯留概念、優位性、貯留モデルの構築、有効性などについて報告している。この報告書によれば、マイクロバブルで注入した二酸化炭素は、水への溶解速度が速いのみならず、気泡が小さいゆえに浮力の影響を受け辛いことや、二酸化炭素が溶解した水の密度が地層水より重いために、上方への漏洩リスクが低減されることなどがその特徴として挙げられている。

### 3. 課題解決に向けた取り組み

2章で挙げた課題のうち、地盤技術者として、「①石炭採掘跡の全体像が不明確」及び「②石炭採掘跡と地質構造の関係」の課題解決に取り組んだ。

具体的には、下記の方法を用いた。

- (1) 石炭採掘跡に関する既往資料の保管場所について、関係機関（三笠市役所、有識者、石炭採掘業者など）にヒアリングを行った。周辺地質図に関しては公開されているシームレス地質図などの情報について調査・整理した。
- (2) ヒアリングで得た情報を基に、資料の使用許諾申請や著作権上の手続き等を経て、閲覧・収集を行った。
- (3) 収集したデータは、ほとんどがラスターデータであったため、膨大な資料データを整理することを目的として、可能なものはベクター変換し、古い図面については電子化した（図3）。
- (4) これらの膨大なデータを利用者が多角的に把握できるよう、3次元地盤モデルを作成した<sup>4)</sup>。具体的な作業として、複雑なレイヤーを整理し、円滑に必要な情報を表示できるよう工夫した（図4、図5）。
- (5) これらの情報を活用することで、以下のことを期待している。
  - ・二酸化炭素固定化ポテンシャル及び石炭採掘跡の3次元的位置の把握
  - ・次年度以降の注入井配置計画を含めた事業コストの具体的な検討

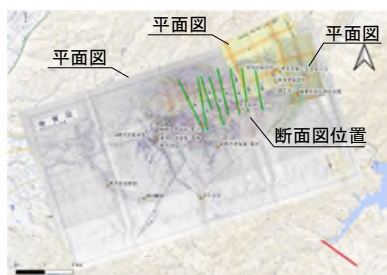


図3 複数の炭鉱図の2次元での整理状況

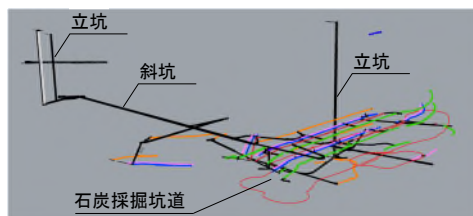


図4 石炭採掘跡の3次元モデル

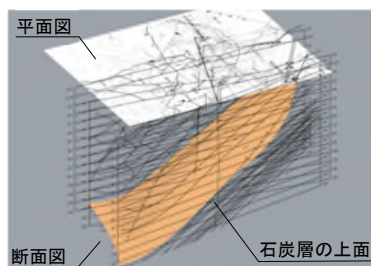


図5 石炭層の3次元モデル

### 4. 今後の課題

本検討は、現在進行中である。本事業のうち、前章で述べた取り組みを実施することで、二酸化炭素固定化ポテンシャルの全体像の把握と実用段階に向けた配置計画のための基礎資料を得ることが可能となる見通しである。同時に課題として挙げられた注入方法についても並行して検討が進められている。これらを総括し、事業コストなど、より具体的な検討へと進める必要がある。

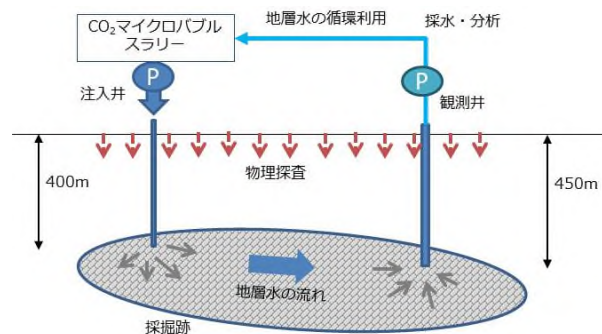


図6 計画中の二酸化炭素貯留実験イメージ図

### 5. 謝辞

本事業の一部は「Yahoo!JAPAN 地域カーボンニュートラル促進プロジェクト」寄附金（ヤフー株式会社）及び「道内炭層エネルギー等利活用促進事業費補助金」（北海道）の助成を受けたものである。

#### 《引用・参考文献》

- 1) 気象庁 (2023) : 気候変動監視レポート 2022 世界と日本の気候変動および温室効果ガス等の状況
- 2) 三笠市 : 石炭（地下ガス化）の有効活用  
<https://www.city.mikasa.hokkaido.jp/hotnews/category/362.html>
- 3) 日本エンジニアリング協会（平成23年6月～平成24年3月）: CO2マイクロバブル地中貯留の成立性に関する調査研究  
<https://www.ena.or.jp/GEC/intro/html/naiyou/23-11.htm>
- 4) 一般社団法人全国地質調査業協会連合会，一般財団法人日本建設情報総合センター建設情報研究所 研究開発部（2016）：三次元地盤モデル作成の手引き

# 迅速かつ円滑な砂防事業の実施に向けた砂防堰堤調査設計事例

川崎地質株式会社 ○北井 倫平, 野尻 峰広, 佐々木 政和

## 1. はじめに

砂防堰堤建設の際、計画や設計と現場での乖離によって工期の延伸及び施工費用の増加、地元協議等が生じ、早期の流域安全性の確保が図れないケースが見られる。本事例は、BIM/CIM を活用した砂防堰堤配置検討の取組、中硬岩に対する室内試験結果を考慮した工法選定、地元説明を踏まえた三次元モデルによる円滑な理解の促進等、迅速かつ円滑な砂防事業の実施に向けた調査設計における取組みについて報告するものである。

## 2. 業務の概要

兵庫県内の土石流危険渓流を対象に砂防堰堤の予備検討および詳細設計並びに必要な調査を実施する業務である。対象とする渓流の保全対象には、宅地だけでなく JR 山陽新幹線の駅舎や軌道、国道2号線が含まれており（図-1）、地元からは早期の対策実現が望まれている。



図-1 対象流域の空中写真(に加筆)<sup>1)</sup>

本業務の特徴を下記に列挙する。

### (1) 高精度3次元データ(公表)の活用

地形測量については並行業務発注だったため、協議により、予備検討は公表されている地形データをもとに検討を実施することとなった。

### (2) 中硬岩の掘削工法に関して

発注者より、近傍の渓流における堰堤施工時に中硬岩が地表浅部より出現し、機械掘削困難なため施工中断というトラブルがあったため、設計段階から配慮できないかという要望があった。

## 3. BIM/CIM を活用した砂防堰堤配置検討の取組

砂防堰堤の配置検討においては、できるだけ溪流の下流側に設置したほうが、流域の土石流や崩壊土砂を受け止めることができるが、下流になればなるほど堰堤規模が大きくなり、保全対象が近くなりすぎる傾向がある。そのバランスを考慮し、配置計画の検討を実施した。

堰堤をどこに設置するのが最適かについて、技術者が現地に赴き3案程度検討するが、ここで課題となるのが、素人目にはわかりにくいという点である。通常は国土地理院の公開している5m メッシュや10m メッシュによって2次元の平面図と断面図を作成するが、地形の起伏が粗く、今回のような小規模な溪流ではうまく図面が作成できないことも多い。

そこで本業務では、兵庫県の公開している全県土分の1m メッシュ(山間部の一部は50cmメッシュ)の高精度3次元データ<sup>2)</sup>を用いて検討を実施した。検討に使用した横断面図を図-2に示す。5m メッシュと比べて1m メッシュでは起伏がよく表れており、特に勾配変化点が明瞭になる。

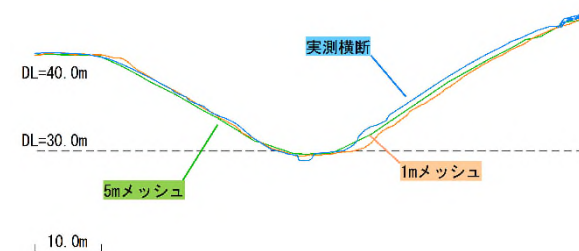


図-2 横断面図の比較(5m メッシュ, 1m メッシュ, 実測)

また、配置検討を実施した三次元モデルを図-3に示す。溪流の狭窄部である配置候補②に配置した堰堤規模が最も小さくなるのがわかりやすく表現できている。一方、最終的な地形測量をもとに再度設定した最終位置については、予備検討位置よりもわずかに上流側に移動することになった（図-4）。

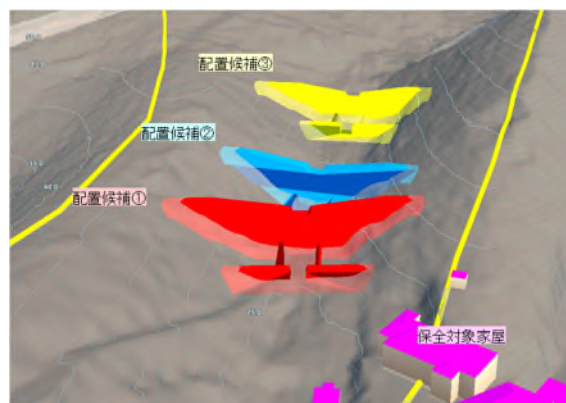


図-3 配置検討(予備検討)



図-4 配置検討(最終決定案)

#### 4. 硬岩に対する室内試験結果を考慮した工法選定

ボーリング調査の結果、当該地では隣接工区と同様、中硬岩が地表浅くから分布していることが明らかになった。コア観察による岩級区分ではCM~CHとしたが、土工工事数量算出要領<sup>3)</sup>では、ボーリングコアの岩級区分と土工掘削区分は明確になっていない。そのため、積算では安価な機械掘削が適用され、着工後に施工不能となって一次破碎工法を急遽検討することとなる。その結果、予算的にも想定外の増工となるほか、工期も厳しいものになり、事業の早期実現が危ぶまれる可能性もある。そこで本業務では定量的な岩石の硬さを確認するため岩石の一軸圧縮試験を提案し、試験を実施したところ、147MN/m<sup>2</sup>と硬岩級の硬度を確認した(図-5)。

一方、一軸圧縮強度は岩石の硬さを示すものであり、亀裂等を含む岩盤としての強度を評価するものではないことから、設計には岩級区分を採用し、施工数量算出には岩石試験結果を採用するものとした。なお、一次破碎については民家が近いことや施工ヤードが狭小であることから静的破碎工法を採用した。



孔番号・試料番号	Bor.1.6or.1-1
深 度	0.75 ~ 0.90m
含水状態	自然状態
供試体形状	直円柱
直 径 D (cm)	4.97
断面積 A <sub>0</sub> (cm <sup>2</sup> )	19.40
高 さ H (cm)	10.39
体 積 V (cm <sup>3</sup> )	201.57
質 量 m (g)	512.47
密 度 ρ <sub>s</sub> (g/cm <sup>3</sup> )	2.542
破壊荷重 P <sub>b</sub> (MN)	2.84E+01
圧縮強さ σ <sub>c</sub> (MN/m <sup>2</sup> )	147

図-5 岩石コアと一軸圧縮試験結果

#### 5. 地元説明を踏まえた三次元モデルの作成

本業務の対象地域は、駅が近く市街地であることから、施工時の搬入ルートを選定が課題となった。特に、市道から堰堤建設予定地までのルートが狭く、支障となる小屋等は撤去する必要があり、住民の理解・協力が不可欠な事業である。

そこで、住民理解促進のため、堰堤周辺での施工重機

の動きや拡幅する道路幅等を三次元モデル化した(図-6, 7)。今後住民説明会等あれば活用できると考えている。



図-6 施工計画図(3D)



図-7 設計対象施設全景3D モデル

#### 6. まとめ

本論文では、砂防堰堤の調査・設計段階から BIM/CIM を活用した取組を行い、出現が想定される硬岩に適した工法選定、地元説明を踏まえた三次元モデルによる円滑な理解の促進等、迅速かつ円滑な砂防事業の実施に向けた調査設計における取組みについて報告した。執筆時点では砂防堰堤の建設が始まってはいないものの、本設計成果が今後どのように活用されるのか確認したい。

#### 7. 謝辞

本論文は兵庫県光都土木事務所が発注業務をもとに作成し、執筆にあたり公表の許可をいただいた。ここで感謝を述べる。

#### 《引用・参考文献》

- 1) 地理院地図, <https://maps.gsi.go.jp/#17/34.820114/134.474287/&base=ort&ls=ort&disp=1&vs=clg1j0h0k010u0t0z0r0s0m0f0&d=m>, (最終閲覧日2023年6月12日)
- 2) 兵庫県 全県土分の高精度3次元データの公開について, <https://web.pref.hyogo.lg.jp/kk26/hyogo-geo.html>, (最終閲覧日2023年6月12日)
- 3) 兵庫県土木部 令和4年度土工工事数量算出要領(案), [https://web.pref.hyogo.lg.jp/ks04/wd04\\_000000032.html](https://web.pref.hyogo.lg.jp/ks04/wd04_000000032.html), (最終閲覧日2023年6月12日)

# 薬液注入工法による地盤改良効果の確認調査事例

株式会社東京ソイルリサーチ ○市島 俊, 沼田 俊輔, 三浦 崇志

## 1. はじめに

液状化対策を目的とした薬液注入工法による改良地盤の設計基準強度は低強度であることが多く、乱れの影響等を極力排除した上で、改良効果を適切に評価する必要がある。一方、改良効果の評価方法として様々な調査方法が提案されているが、調査事例は少なく、地盤の不均一性等から、調査サイトで適用性も異なると考えられる。

本報告は、埋立地盤における薬液注入工法による改良効果を、動的コーン貫入試験及び三軸圧縮試験で確認した事例を紹介し、評価方法としての適用性及び今後の課題を報告する。

## 2. 調査地盤と地盤改良の概要

図1に地盤改良の断面図を示す。調査地は埋立造成された港湾地域である。護岸背面は人工的に置換した砂質土で構成され、置換砂の液状化対策として、薬液注入工法が施工された。改良体の形状は球状、改良径は陸側がφ2.0m、海側がφ2.5mの2種類である。改良長は6~10m、設計基準強度は改良径によらず、50kN/m<sup>2</sup>である。

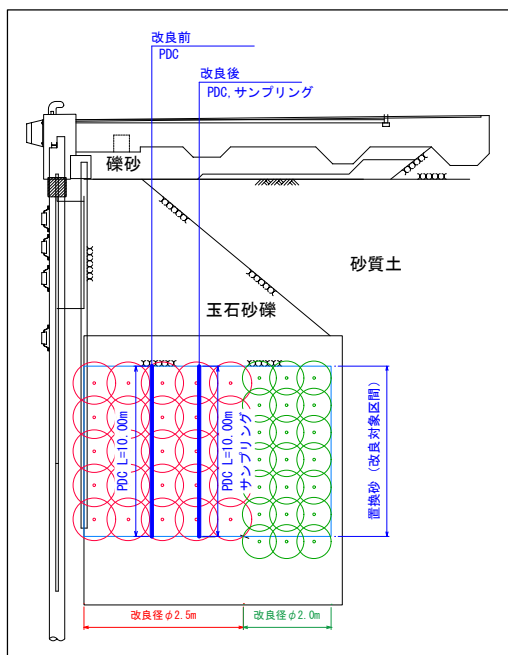


図1 地盤改良の断面図

## 3. 地盤調査方法

改良効果の評価方法として、動的コーン貫入試験（以下、PDC）、三軸圧縮試験（非圧密非排水）を実施した。

PDCは、1打撃毎の貫入量とともに、地盤中に発生する間隙水圧を測定する試験である。薬液注入後の改良地盤は透水性が低下し、間隙水圧が残留しやすくなるため、改良前より累積過剰間隙水圧比が増加する傾向を示す。本調査では、改良前後のNd値と累積過剰間隙水圧比を

それぞれ比較し、改良効果の確認を行った。ここで、累積過剰間隙水圧比とは、測定した間隙水圧から静水圧を差し引き、有効上載圧で除して表される値である。

三軸圧縮試験は、非圧密非排水条件で実施した。改良効果の確認方法は、図2<sup>1)</sup>を参考に、試験結果のモール円より破壊包絡線を引き、原点から破壊包絡線に接するモール円を求め、その最大主応力差を推定一軸圧縮強さ（以下、推定qu）として、設計基準強度と比較した。ただし、乱れの少ない試料には礫等が混入していたこと、設計基準強度が比較的低強度であることから、供試体の整形は行わず、原形供試体で試験を実施した。

調査位置は、参考文献2)、3)に準拠し、改良体半径の1/2の円周上にPDC、乱れの少ない試料採取孔を配置し、各々の離隔は同心円上で0.5m以上とした。調査深度は改良長全長とし、深度方向に「上・中・下」に3等分して各区分で評価を行った。

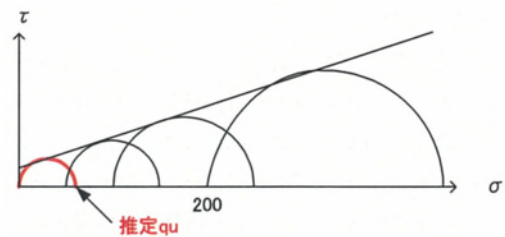


図2 推定一軸圧縮強さquの推定方法<sup>1)</sup>

## 4. 調査結果と考察

### (1) 動的コーン貫入試験

図3にPDCの測定結果であるNd値、累積過剰間隙水圧比を示す。

改良後のNd値は、全体的に大きくなる傾向が見られ、改良効果（強度増加）が反映されている可能性が示された。ただし、設計基準強度の割に過大な値（Nd≥50や貫入不能）が得られている部分が散見された。この要因としては、改良効果による強度増加分に加えて、薬液が粘着力として作用することで、コーン周面の摩擦力が増加したことによる影響が考えられる。

改良後の間隙水圧は概ね静水圧以上を示し、累積過剰間隙水圧比についても、全体的に正の値となる部分が多かった。間隙水が薬液に置換されることで、透水性が低下したものと考えられる。

図4に全試験地点のNd値、累積過剰間隙水圧比をプロットした全体的な傾向を示す。一部の試験地点で間隙水圧が静水圧より低い、つまり累積過剰間隙水圧比が負の値となる部分が見られた。この結果に対する理論的な説明は困難であり、改良効果指標としての試験適用上の今後の課題である可能性がある。

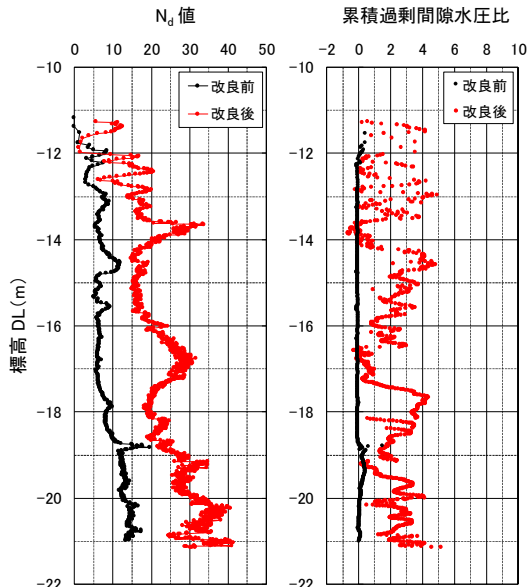


図3 Nd 値, 累積過剰間隙水圧比の測定結果例

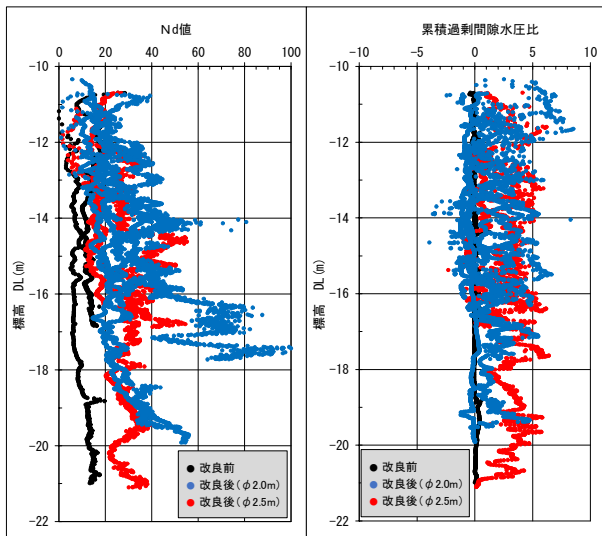


図4 Nd 値, 累積過剰間隙水圧比の全体的な傾向

(2)三軸圧縮試験

表1に推定  $q_u$  と評価結果を示す。推定  $q_u$  は23~268kN/m<sup>2</sup>とばらつきが大きいですが、約9割の区間で設計基準強度を上回る結果となった。なお、推定  $q_u$  が設計基準強度未満の区間については、別途実施したシリカ含有量試験で改良効果を確認している。

表1 推定  $q_u$  と評価結果

【改良後】: $\phi$ 2.5m				【改良後】: $\phi$ 2.0m				
対象区間	試験区分	推定 $q_u$ (kN/m <sup>2</sup> )	評価	対象区間	試験区分	推定 $q_u$ (kN/m <sup>2</sup> )	評価	
①区間	上	60	○	①区間	上	268	○	
	中	52	○		④区間	中	171	○
	下	48	×			下	83	○
④区間	上	52	○	②区間		上	112	○
	中	100	○		⑤区間	中	159	○
	下	144	○			下	185	○
⑥区間	上	23	×	③区間		上	61	○
	中	46	×		⑥区間	中	63	○
	下	64	○			下	244	○

【評価】 ○: 推定  $q_u$   $\geq$  設計強度    ×: 推定  $q_u$  < 設計強度

図5に全てのモールの応力円を改良径ごとに重ね描きしたグラフを示す。データ数が異なるが、推定  $q_u$  は改良径  $\phi$  2.0mで141kN/m<sup>2</sup>,  $\phi$  2.5mで約75kN/m<sup>2</sup>となり、前者の

方が約1.5倍大きい。このことから、改良径が小さい方が強度発現を得やすい可能性がある。

深度方向の推定  $q_u$  に着目すると、「下」区間が上・中区間よりも小さくなる傾向がある。この要因としては、調査地盤は、改良対象の下位に改良対象外の砂層が連続することから、下方へ薬液の逸走(リーク)が発生しやすい地盤条件である可能性が考えられる。

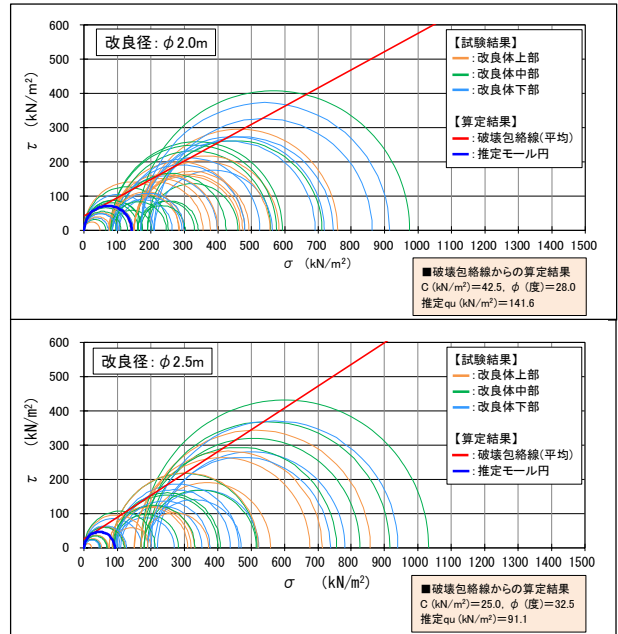


図5 改良径ごとのモール応力円

5.まとめと今後の課題

本報では、薬液注入工法による改良効果を2種類の地盤調査方法で評価した。以下に得た知見を記す。

- 改良前後の Nd 値や残留間隙水圧, 累積過剰間隙水圧比から改良効果の可能性が示された。三軸圧縮試験による推定  $q_u$  は、概ね設計基準強度を満たすことを確認した。
- 改良後の PDC では、コーン周面の摩擦力増加の影響と考えられる過大な Nd 値や理論的な説明が困難な過剰過剰間隙水圧比の傾向が見られ、改良効果指標としての今後の課題と考えられる。
- 推定  $q_u$  は、改良径が小さい方が大きく、相対的に強度発現を得やすい可能性がある。
- 下方区間の推定  $q_u$  は、それ以浅の区間より相対的に低く、地盤条件によっては、下方へ薬液の逸走が発生しやすい可能性がある。

《引用・参考文献》

- (一社)日本埋立浚渫協会: 埋立地の地盤改良に関する検討報告書, p. 10, 2016. 9
- 国土交通省: 薬液注入工法による地盤改良工事に係る地盤改良効果の調査方法等について, 平成29年8月
- (一財)沿岸技術研究センター: 浸透固化処理工法技術マニュアル(改訂版), 令和2年7月

# 微生物を用いた浸透固化による坑壁保護の検討

復建調査設計(株) ○松本 敏明, 渡邊 泰成  
 広島大学 島 俊郎  
 (独)エネルギー・金属鉱物資源機構 安部 俊吾

## 1. はじめに

坑壁の保護技術としての微生物固化の適用性について検討した。使用する微生物は、育成及び生態系に適していると考えられる原位置土壌由来の物を用いることとした。この単離済の微生物については、小規模実験による効果確認は実施済<sup>1)</sup>だが、大規模実験による検討は実施されていない。本文では、大型土槽を用いた微生物による浸透固化処理によって、どの程度の範囲と強度を持った改良体が形成されるかについて検討した模型実験の結果を報告する。

## 2. 実験条件及び実験方法

実験は、以下に示す条件及び方法により実施した。

### (1) 実験条件

供試体の寸法は、長さ120cm、幅30cm、高さ30cmとした(図-1参照)。先行研究と実験条件を合わせるために、砂種は珪砂8号を用い、乾燥密度 $\rho_d$ は $1.383\text{g}/\text{cm}^3$ (相対密度 $D_r$ :66%)、透水係数 $k$ は $2.0 \times 10^{-5}\text{m}/\text{s}$ を目標として作製した。また、使用微生物は、*Sporosarcina newyorkensis* 近縁種を用いた。

### (2) 実験方法

#### ①大型土槽の作製方法

土槽最下部に粘土を敷設後、水中落下法と木槌で土槽側面をたたきながら、目標乾燥密度になるように砂層(30cm)を作製し、砂層上部に粘土を敷設した。その上に、載荷板を載せてジャッキにより49.1kN 載荷後、圧密沈下が落ち着いた後に、載荷板の隙間にモルタルを打設して止水を行った。

#### ②透水係数の算出方法

大型土槽の透水係数の算出方法は、「土の透水試験方法(変水位透水試験)」を用いて算出した。

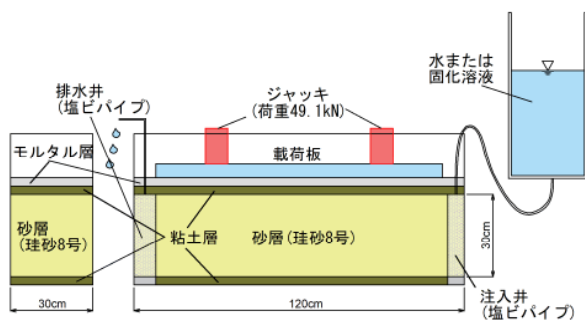


図-1 大型土槽模式図

### ③MICP 処理方法

MICP 処理(Microbial Induced Carbonate Precipitation)とは、*S.newyorkensis* 等のウレアーゼ産出能を持つ微生物を用いて土壌の間隙中に炭酸カルシウム(おもにカルサイト)を析出させることで強度増進効果を得るものである。方法としては、土槽に微生物培養液もしくは固化溶液を注入・透水係数を算出し、透水係数が初期からおよそ2桁低下するまで繰り返した。なお、MICP 処理に用いた固化溶液の組成を表-1に示す。

表-1 固化溶液の組成

成分	添加量	備考
塩化カルシウム	33.29g/l	融雪剤
尿素	18.02g/l	
炭酸水素ナトリウム	2.12g/l	重曹
塩化アンモニウム	10.0g/l	試薬
<i>S.newyorkensis</i> 近縁種	4l/20l	微生物(菌体)

※固化溶液の初期水質( $\text{Ca}^{2+} \approx 10000 \text{ ppm}$ ,  $\text{pH} \approx 6.1$ )

### ④MICP 処理後の強度測定方法

MICP 処理後の土壌強度測定にはテンションメーターを用いた。測定箇所は、横方向は注入井の土槽端部から排出井方向に10cm 毎の距離で、縦方向は供試体表面から5、15cm 及び25cm 下の箇所で行った。

### ⑤炭酸カルシウム析出量測定方法

炭酸カルシウム析出量の測定には、酸分解質量法を用いた。測定箇所は上記の強度測定箇所付近で行った。

## 3. 実験結果

### (1) 大型土槽の作製結果

大型土槽を作製した結果は、乾燥密度 $\rho_d$ は $1.350\text{g}/\text{cm}^3$ (相対密度 $D_r$ :58%)、透水係数 $k$ は $3.0 \times 10^{-5}\text{m}/\text{s}$ であった。これは、先行研究とほぼ同程度であったため、この大型土槽を用いてMICP 処理を行うこととした。

### (2) MICP 処理結果

固化溶液の注入量と間隙の比と透水係数の推移を図-2に示す。1回目のMICP 処理の透水係数は、水のみを流した場合とほぼ同程度の $2.4 \times 10^{-5}\text{m}/\text{s}$ となっている。

2回目のMICP 処理では、1回目のMICP 処理によって320が間隙へ注入され、固化溶液の注入量と間隙の比(Pore Volume)は0.64PV 程度となる。この際の透水係数は、 $4.3 \times 10^{-6}\text{m}/\text{s}$ となっている。

3回目の固化溶液注入では、2回目のMICP 処理によっ



て合計370 が間隙へ注入され、固化溶液の注入量と間隙の比 (Pore Volume) は0.72PV 程度となる。この際の透水係数は、 $1.3 \times 10^{-6} \text{m/s}$  となっている。

4回目の固化溶液注入では、3回目の MICP 処理によって合計380 が間隙へ注入され、固化溶液の注入量と間隙の比 (Pore Volume) は0.74PV 程度となる。この際の透水係数は、 $1.0 \times 10^{-7} \text{m/s}$  となっている。

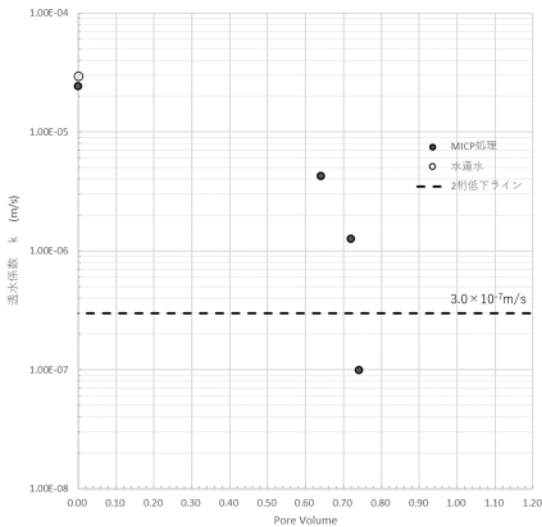


図-2 固化溶液の注入量と間隙の比と透水係数の推移

(3) MICP 処理後の強度測定結果

MICP 処理後の強度測定を行った結果は223~616kPa であった。距離と強度の関係を図-3に示す。強度測定の結果、110cm 以外の箇所では340~616kPa 程度の強度であり、当初が138kPa であるため全体的に固化していると考えられる。

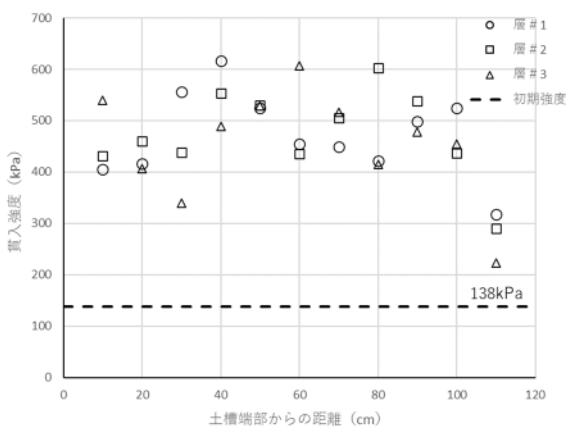


図-3 土槽端部からの距離と強度の関係

(4) 炭酸カルシウム析出量測定結果

炭酸カルシウム析出率の結果は1.5~4.6%であり、距離と炭酸カルシウム析出量の関係を図-4に示す。炭酸カルシウム析出の結果、注入井付近では4.6%と若干高い値を示すが、それ以外の箇所では2%程度であり全体から同じ程

度の炭酸カルシウムが析出される傾向にあった。

また、図-5に強度と炭酸カルシウム析出量の関係を示す。炭酸カルシウム析出量と強度の関係においては、炭酸カルシウム析出量が2~3%程度であれば、強度が400~550kPa となる傾向があると考えられる。

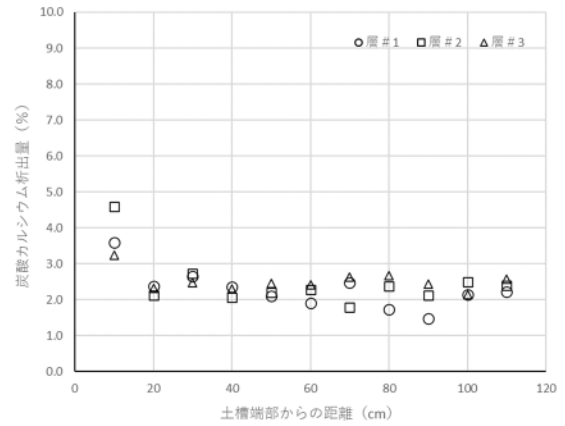


図-4土槽端部からの距離と炭酸カルシウム析出量の関係

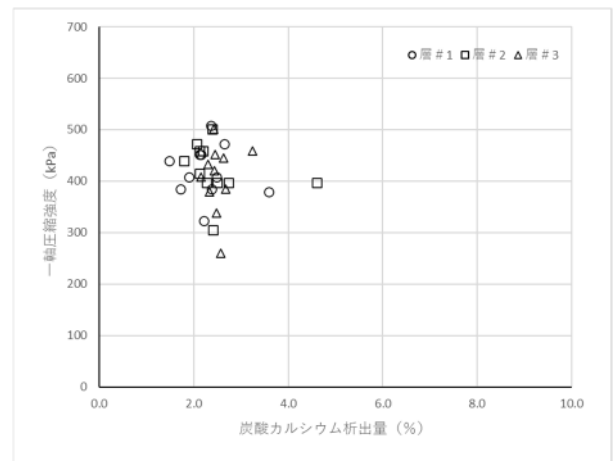


図-5 炭酸カルシウム析出量と強度の関係

4. まとめ

- MICP 処理によって、透水係数の約2桁低下を確認し、透水係数が約2桁低下するまでに必要な MICP 処理回数は3回であった。
- MICP 処理による固化は、強度測定の結果は340~616kPa であり、全体的に固化していると考えられる。
- 炭酸カルシウム析出量と強度の関係においては、炭酸カルシウム析出量が2~3%程度であれば、強度が400~550kPa となる傾向があると考えられる。

《引用・参考文献》

1) T. Hata, A. C. Saracho, S. K. Haigh, J. Yoneda and K. Yamamoto: Microbial-induced carbonate precipitation applicability with the methane hydrate-bearing layer microbe, Journal of Natural Gas Science and Engineering, Volume 81, 2020

# 「補強土壁崩壊事例の紹介と崩壊プロセス」

(株)藤井基礎設計事務所 ○青山 祐太, 藤井 勇

## 1. はじめに

本発表は、2021年に島根県某所において発生した補強土壁の崩壊事例を紹介するとともに、その崩壊プロセスから崩壊のメカニズムに着目したものである。

## 2. 事例の概要

本事例は、昭和59年（1984年）に施工された、最大壁高H=8.25mの補強土壁が崩壊したものである。

現地は、古くは海岸線であり、埋立工事に伴い道路が整備され、補強土壁が施工された。

周辺の地質は、流紋岩に挟在する頁岩部である。また、斜面に対して受盤となっている谷部であるため、頁岩が不透水層となり背後の地下水を集めている可能性が高い。（図-1）

図-2に崩壊前、図-3に崩壊後の航空写真を示す。

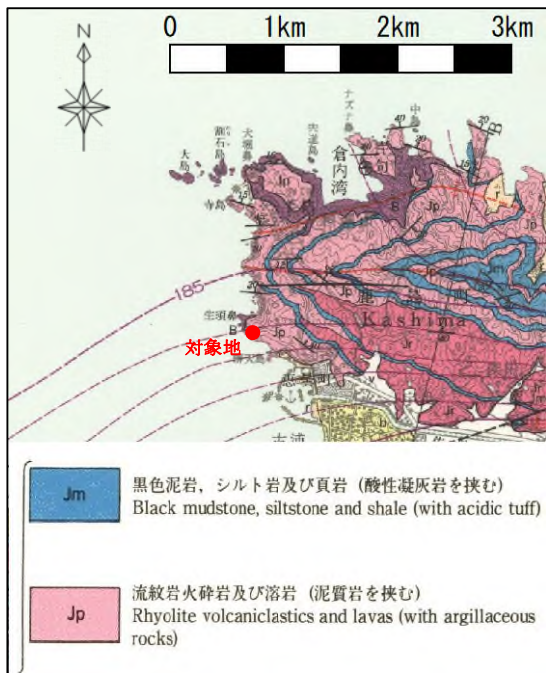


図-1 地質図<sup>1)</sup>



図-2 崩壊前写真<sup>2)</sup>



図-3 崩壊後写真

## 3. 素因および誘因

本事例の素因は、以下のことが考えられる。

- ① 集水地形で地下水位が高かった。
- ② 頁岩を含む発生土を盛土材に流用した。
- ③ 背後道路路面の片勾配よりも縦断勾配が大きく、降雨時に雨水が補強土壁側に流入していた可能性が高い。

誘因は、以下のことが考えられる。

- ① 補強土壁崩壊一ヶ月前の豪雨時に発生した隣接法面の表層崩壊により、縦排水工（コルゲート管）が埋まり、さらなる地下水位の上昇を招いた。

この補強土壁は39年前に施工され、現在の補強土壁工の基準に則しておらず、周辺の頁岩等を盛土材として用いたことが判明している。盛土材のスレーキング（堆積岩類が乾燥と湿潤を繰り返すことにより細粒化する現象）が原因と思われる孕み出しや、コンクリートスキンの亀裂等の変状が事前に確認されていた。

本事例の補強土壁は、補強材としてストリップと呼ばれるリップ付きの帯鋼が敷設されており、ストリップと盛土材との摩擦力によって安定性を高める工法であった（図-4）。そのため、盛土材のスレーキングがストリップとの摩擦力の低下を招き、更に水位が上昇したことで最終的に崩壊に至ったと考えられる。

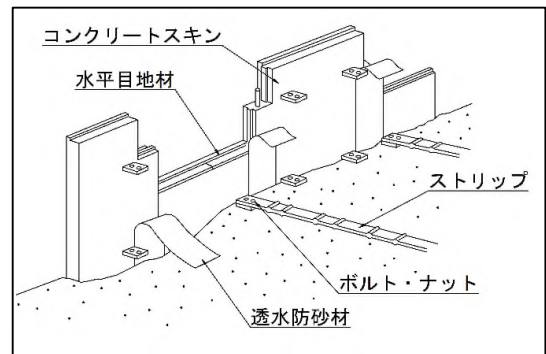


図-4 帯鋼補強土壁工法の構造

#### 4. 崩壊プロセス

本事例において、補強土壁の崩壊当日に発生した段階的な事象を以下に示す。

- ① バキバキという音を立て補強土壁下部のコンクリートスキンが一部崩落（図-5）
- ② そこから段々と盛土材が流出するとともに背後道路路面に亀裂が発達（図-6）
- ③ ①から4時間後に、完全に崩壊した（図-7）



図-5 コンクリートスキンの崩落(位置は図-3参照)



図-6 背後道路路面に亀裂が発達



図-7 完全に崩壊

#### 5. 崩壊のメカニズム

コンクリートスキンの一部崩落から完全に崩壊するまで、4時間という時間的猶予があることから、補強土壁は土構造物であるためクリーブ破壊曲線（図-8）を描きながら崩壊したと思われる。

クリーブ破壊曲線とは、土のクリーブ破壊実験により示される曲線を言い、1次クリーブから2次クリーブ、3次クリーブを経て破壊に至るといものである。

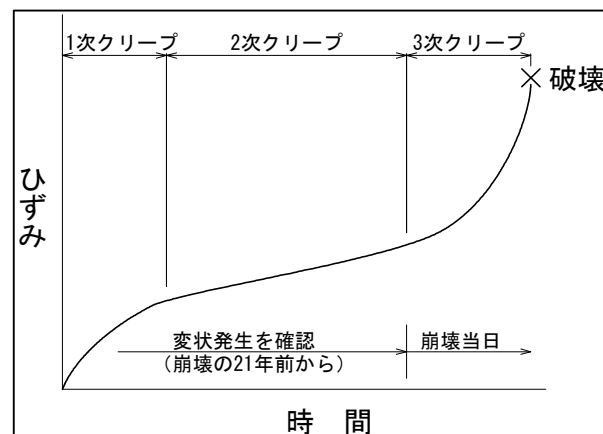


図-8 クリーブ破壊曲線

上記一連の崩壊プロセスをクリーブ破壊曲線上の3次クリーブと捉えた場合、孕み出しやコンクリートスキンの亀裂等の変状が発生した時期を1次クリーブ、それら変状が進行していた期間を2次クリーブと捉えることができると考える。

#### 6. まとめ

本事例は突発的に起こったものではなく、集水地形等に起因する断続的な地下水の供給、スレーキングによる盛土材の劣化等、長期的な要因が招いたと考えられる。

背面盛土との摩擦力を利用するタイプの補強土壁工法では、利用する盛土材の性質や地下水の状況に留意すべきであり、また、施工後も変状の進行や排水機能の状況等を継続的な点検によって把握する必要があると考える。

本事例では幸いにして人的被害は無かったが、隣接施設の損壊や道路不通による近隣住民の不便を招いている。

変状とその進行を把握した場合、単なる変状と看過せず、崩壊に至る前兆として捉えることが重要であり、そうすることで事前に対策を講じ、近隣住民や市民生活を守ることに繋がると考える。

#### 《引用・参考文献》

- 1) 5万分の1地質図幅・恵曇（1986）：産業技術総合研究所
- 2) 航空レーザ用写真地図データ（2017）：松江県土整備事務所

# 石炭を含む堆積岩を用いた盛土の変状事例

株式会社宇部建設コンサルタント 松原 友輝

## 1. はじめに

令和3年7月静岡県熱海市で発生した盛土崩壊に伴う土石流災害を受け、既存盛土の安全性確保が国の重要課題となっている。今年の5月には盛土規制法が施行されたが、その内容の一部に「盛土等を行うエリアの地形・地質等に応じて、災害防止のために必要な許可基準を設定する」とあり、盛土の安全上、地質が重要なファクターであることが示されている。

本発表では、石炭を含む堆積岩分布域における宅地造成地の盛土の変状について、スレーキング性の高い材料が用いられた可能性をふまえて、ボーリング調査・検討を行った事例を紹介する。

## 2. 地形地質概要

### (1) 地形概要

当該地は標高約20m程度の丘陵地に造成された住宅地である。過去の航空写真を写真-1に示す。過去の航空写真より、当該地は1962年の時点では造成は行われておらず、調査地周辺では沢地形が発達していたことがわかる(写真-1左)。一方で、1984年の時点では造成が進んでおり、丘陵地全体が宅地になり、沢地形の一部はため池として利用されていることがわかる(写真-1右)。

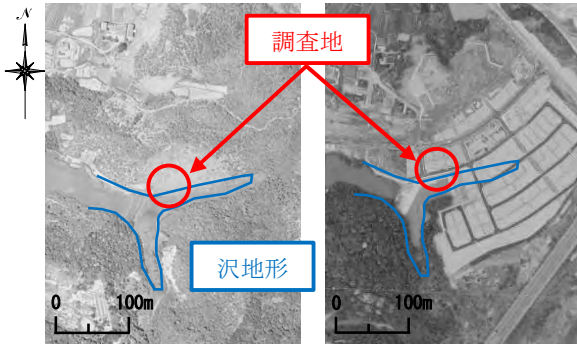


写真-1 過去の航空写真(左:1962年 右:1984年)<sup>1)</sup>

### (2) 地質概要

当該地の地質は、山口県地質図(2012)<sup>2)</sup>によると、新生代古第三紀の宇部層群のうち宇部夾炭層が分布している。宇部層群が堆積した地域は、植物化石の検討から、亜熱帯の陸成～浅海環境であったと推定される。宇部夾炭層は主に砂岩泥岩互層からなり、約130mの層厚の中に8枚の炭層が層厚30～150cmで含まれている。

## 3. 変状状況

当該地では、2010年ごろには舗装や側溝の亀裂および沈下が確認されている。亀裂にはひび割れシール材で補修を施すなどの対策を講じてきたが、2020年に沈下が顕

著になったことを受けて、翌年の2021年にオーバーレイ工法により補修を行った。しかし、補修からわずか1週間程度で舗装面に新たな亀裂が生じた。

補修後の亀裂の状況を写真-2に示す。亀裂は道路、側溝および住宅の塀などにおいて、道路縦断方向に広がって発生していた(写真-2)。舗装では最大で5cm程度の沈下が確認された。また、宅地内では駐車場に設置されたマンホール周辺のコンクリートにおいて、沈下とともにため池側への水平方向の移動も確認された。加えて、ため池側面の法面に施工されている法枠に若干の押し出しが確認された。

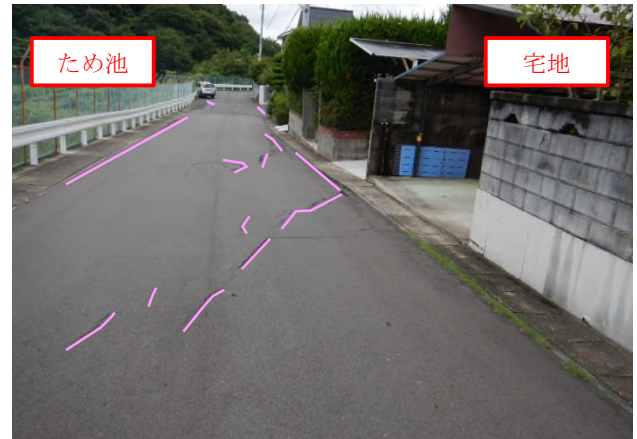


写真-2 調査地の変状状況

## 4. ボーリング調査

当初、沈下だけでなく水平方向の移動や法枠の押し出しなどの変状や補修後も繰り返し発生していること、加えて集水地形であったことなどから、変状原因は地下水に影響された盛土の円弧すべりであると想定し、ボーリング調査を行った。

調査ボーリングは最も変状が大きい測線において、道路上と道台擁壁基礎付近の2箇所で行った。調査ボーリング位置を図-1に示す。



図-1 調査ボーリング位置図<sup>1)</sup>

ボーリング調査の結果、Bor. No. 1の盛土内部において、路面直下 (GL-1.2~1.8m) と基盤岩との境界付近 (GL-4.0~4.2m) で、高含水で著しく軟弱な部分が確認された。特に路面直下の軟弱部はコア形状をなさないほど異常な高含水で、標準貫入試験時にはハンマーが自沈し、N値は0であった (写真-3)。Bor. No. 2でも同様に、基盤岩との境界付近 (GL-1.5~2.0m) で、高含水の軟弱部が確認された (写真-4)。

基盤岩は泥岩優勢の砂岩泥岩互層が確認された。盛土との境界付近は風化を受けて粘性土状を呈すも、境界から約2m以深ではハンマー打撃で金属音を発する硬さとなる。

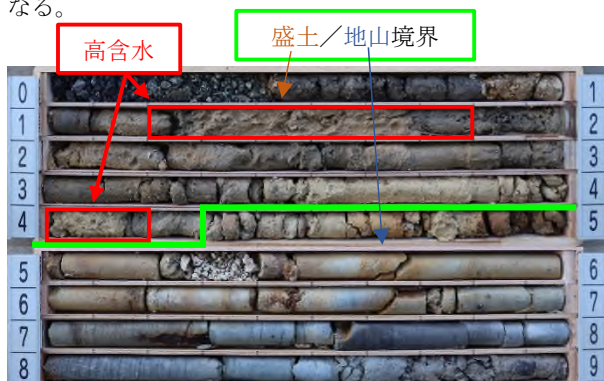


写真-3 ボーリングコア写真 (Bor. No. 1)

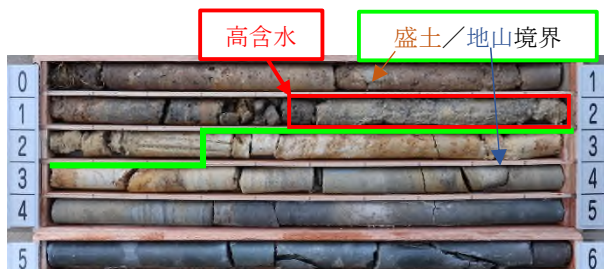


写真-4 ボーリングコア写真 (Bor. No. 2)

また、砂岩泥岩互層は炭質の薄層を全体的に薄く挟在していた。石炭は細孔構造を呈しており、水を吸収しやすい性質があるため、スレーキングを起こしやすいとされている。スレーキングとは、岩石が乾燥と湿潤による水分変化を受けると収縮膨張現象が発生し、鉱物粒子間の結合力が失われて次第に崩壊する現象である。当該地の盛土は発生土を利用している可能性があり、盛土内で高含水となっている箇所では、スレーキングにより非常に脆弱化し、コア形状をなしていないと考えられる。

## 5. 変状原因および対策

Bor. No. 1のコア状況より、盛土材の不良による沈下の可能性も考えられたため、円弧すべり性の崩壊と盛土材の沈下の両方の面から対策の検討を行った。図-2に地質想定断面図を示す。切土盛土境界は、ボーリング調査結果および既往施工図面を参考にした。

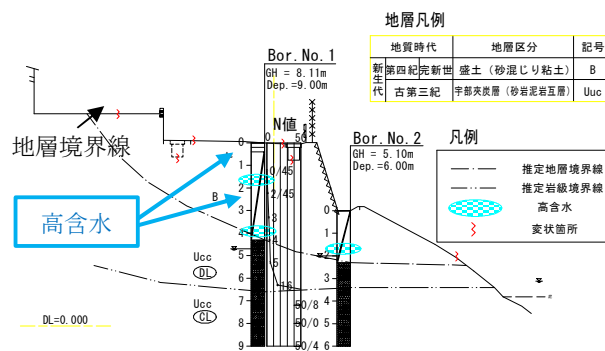


図-2 地質想定断面図

当該地では水路が変状に伴って破損しており、路面直下に存在する高含水の軟弱部は、水路から流入した水の影響によるものと想定した。そこで応急対策として、水路内の水を変状箇所に入らないようにするために、上流側に集水柵を設置し、そこからため池へコルゲート管で排水させる対策を実施した。また、円弧すべりの変状に対しては、孔内傾斜計による観測を行い、変位が確認された場合は追加で対策を行うことを提案した。

応急対策施工後、約1年間監視を行った。その間、累積雨量120mm程度の降雨を観測したが、路面および孔内傾斜計に変位は確認されなかった。日雨量数mm程度の少雨の際に応急対策の効果を確認したところ、コルゲート管から毎分30リットル程度の排水が確認され、水路には降雨量に対してかなり多くの水が流れていたことが判明した。

以上のことから、当該地における近年の路面の変状は、円弧すべりの変状ではなく、盛土材にスレーキング性の強い炭質分を含む材料を使用したことによる、盛土の脆弱化が原因であったと考えられる。

## 6. まとめ

昔の盛土は現地発生土について特に調査を行わず、そのまま利用している可能性が疑われる。そのため、既設盛土の安全性の評価を行う際は、分布地質にも留意することが望ましい。また、新規の盛土材については、盛土発生材の地質に留意し、必要に応じて盛土材のスレーキング性を確認することが望ましい。

石炭のような全国的にも一部の地域でしか確認されない地質については、安全性や基準について参考書に明確な記載がない場合が多い。そのため、地質技術者が安全性を見極めることが重要になる。

## 《引用・参考文献》

- 1) 国土院地形図 (に加筆), (最終閲覧日2023年5月14日)
- 2) 山口県地質図第3版 (15万分の1) 説明書: 山口県地学会 (2012), pp. 91

# 軟弱地盤における試験盛土の結果と一考察

中央開発株式会社 鬢櫛 朱里

## 1. はじめに

当該道路は、軟弱地盤地域に建設される地域高規格道路であり、層厚が約12m程度の軟弱層をセメント系固化材で地盤改良した盛土構造を基本とする。地盤改良工法は、コラムとスラブを併用した「コラム・スラブ工法」が採用され、その対策効果の検証を目的として試験盛土を実施した。また、当該地域には軟弱層以深に更新世の未固結層が50m以上堆積しているため、動態観測では圧力球根に代表される地中応力の伝播を考慮し、地表面変位杭や地表面沈下板、孔内傾斜計の他、層別沈下計と間隙水圧計を設置して観測を行った。

本稿では、層別沈下計の観測結果から明らかとなった更新世の地層に及ぼす影響について報告する。

## 2. 地盤改良工法と動態観測手法

当該箇所の地盤は図-1に示すとおり、上位から陸成の軟弱粘土層 (Huc)、海成の軟弱粘土層 (Ac) が合わせて約12m程度分布している。そのため、道路盛土 (図-2：盛土厚8.0m、盛土幅45m) を安定して施工するにあたって、軟弱粘土層の圧密沈下および側方変位を抑制することが必要であり、対策工法として当該地域において施工実績のあるコラム・スラブ工法を採用した。スラブの仕様は厚さ  $t=1.5\text{m}$ 、設計基準強度  $qu_{ck}=800\text{kN/m}^2$ 、コラムは改良径  $\phi 1200$ 、改良率  $a_p=32.6\%$  (千鳥配置@2000)、設計基準強度  $qu_{ck}=700\text{kN/m}^2$  とし、更新統の Ms 層へ着底させた。

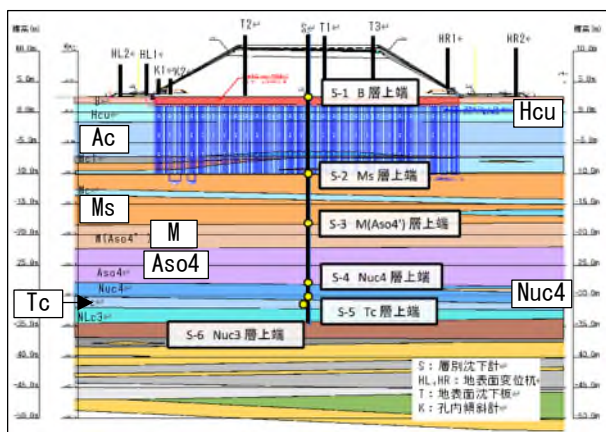


図-1 地質横断面図

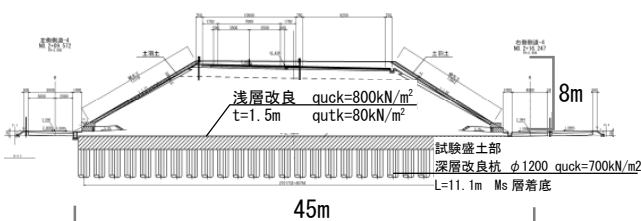


図-2 標準横断面図

また、完新世の軟弱粘土層以深には更新世の未固結な粘土層と砂質土層が互層状に分布している。特に、標高-30m付近の深部には海成層で高圧縮性を有する Tc 層が分布する。

動態観測では、各層の圧縮量を把握することを目的に層別沈下計を設置するとともに、圧縮性の高い Tc 層には間隙水圧計を設置した。層別沈下計を設置した箇所は、B 層上端、Ms 層上端、M (Aso4') 層上端、Nuc4 層上端、Tc 層上端、Nlc3 層上端の計 6 箇所である。

その他、盛土の沈下量や周辺地盤の変位を把握するため、地表面変位杭および地表面沈下板の設置の他、盛土法尻部の地中変位を把握するための孔内傾斜計も設置した。

なお、施工中は松尾・川村の方法や栗原・高橋の方法による安定管理<sup>1)</sup>を行うとともに、実際の盛土速度を用いた FEM による修正解析を行い、最終沈下量を算出した。

## 3. 層別沈下計の観測結果

層別沈下計の実測値および解析結果を図-3～図-7、また間隙水圧計の結果を図-8に示す。

図-3に示すとおり全沈下量 (実測値) は、設計上の供用開始時期とする盛土立上りから6ヶ月後 (2022/4/7時点) において12.8cmの沈下が確認される。また、図-4～図-7に示す各地層の圧縮量についても圧密沈下の収束傾向が認められ、残留沈下量30cmを十分に満足すると判断した。

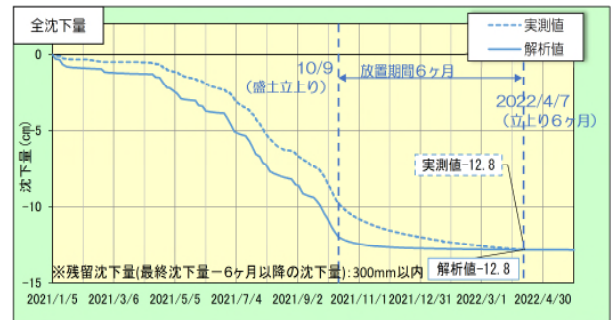


図-3 全沈下量

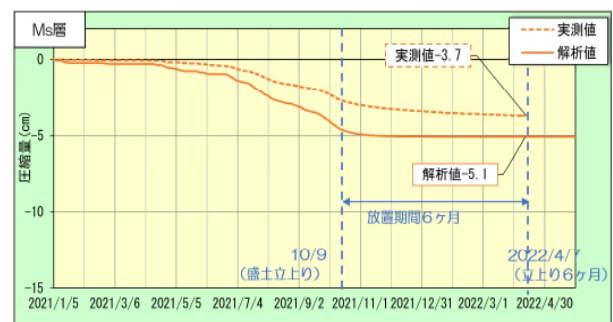


図-4 Ms 層の圧縮量

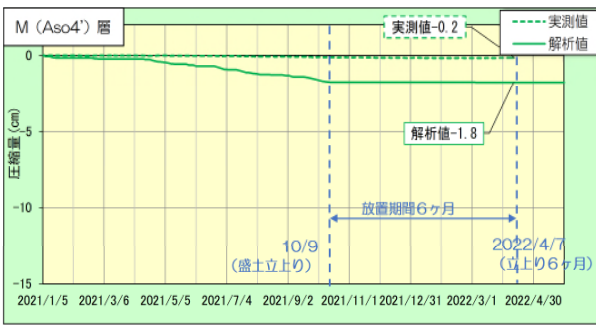


図-5 M(Aso4')層の圧縮量

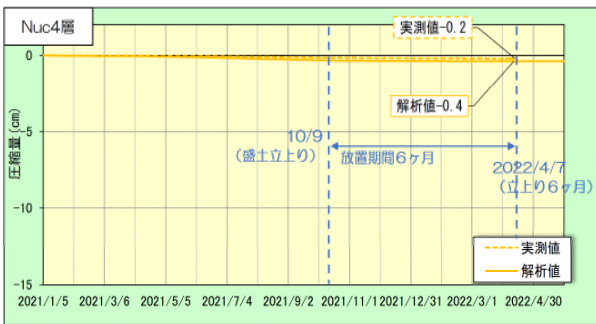


図-6 Nuc4層の圧縮量

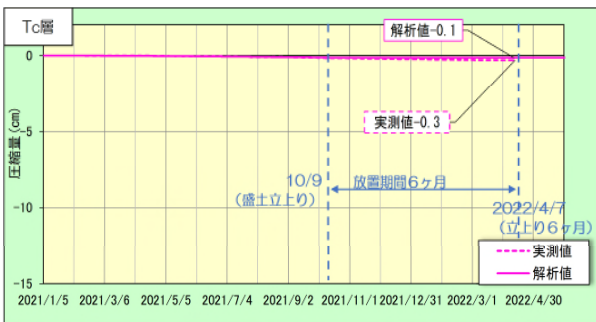


図-7 Tc層の圧縮量

地盤改良以深に分布する更新統の全圧縮量（図-4～図-7の合計実測値）は4.4cm が確認され、図-4に示す地盤改良直下の Ms 層では3.7cm 圧縮が見られ、図-7に示すように標高-30m の深部に分布する Tc 層でも僅かではあるが0.3cm の圧縮が見られた。

また、図-8に示すように Tc 層に設置した間隙水圧計の結果においても、盛土立上りまでは緩やかな間隙水圧の上昇を示し、盛土立上り後は緩やかな間隙水圧の消散が認められ、地中応力が Tc 層まで伝播したことが確認された。

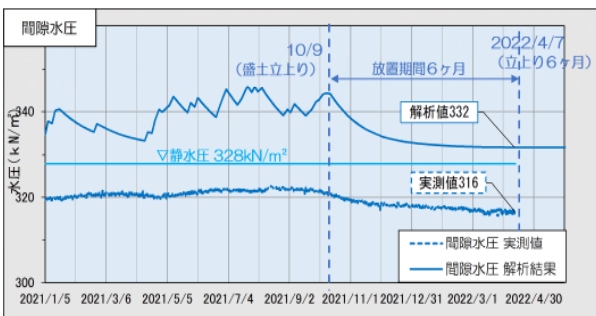


図-8 間隙水圧

FEM による修正解析結果からも、盛土立上りから6ヶ月後の全沈下量は図-3に示すとおり12.8cm となり、実測値との整合が見られた。また、深部に分布する更新統の圧縮量（図-4～図-7：実線）についても実測値と概ね整合する結果が得られた。

#### 4. まとめ

層別沈下計による更新統の観測結果より、標高-10m～-18m の比較的浅部に分布する Ms 層（深度12m～20m）で明確な圧縮が確認され、更に標高-30m～-32m の深部に分布する Tc 層（深度32m～37m）においても圧縮が認められた。図-9に示すように、地中応力は盛土幅の約1.5倍程度伝播するといわれている。試験盛土結果からも盛土幅と同程度の深度まで地中応力が伝播していることが明らかとなった。また、修正解析では深度50mに分布する更新統までモデル化を行ったことで、解析値は実測値と非常に良く整合する結果が得られた。

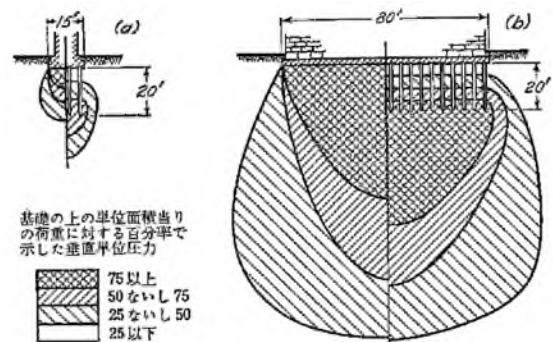


図-9 ペルツァギ・ペックの圧力球根<sup>2)</sup>

以上のことから、更新統の未固結な地層が厚く分布する地域における圧密沈下の検討においては、盛土幅と同程度以上の深部まで詳細な地盤調査を実施し、解析モデルを作成することが望ましい。

#### 《引用・参考文献》

- 1) 社団法人 日本道路協会（2012）：道路土工 軟弱地盤対策工指針（平成24年度版），p. 381-382，丸善株式会社。
- 2) 星埜和，加藤渉，三木五三郎，榎並昭（1970）：新版テルツァギ・ペック 土質力学 応用編，p. 478，丸善株式会社。

# 単位体積重量の実測値と一般値との比較

日本エルダルト株式会社 ○大場 椋斗, 廣田 駿太, 西浦 乃吾

## 1. はじめに

地質調査で提案する物性値として、単位体積重量 $\gamma_t$  ( $\text{kN/m}^3$ ) が挙げられる。 $\gamma_t$ は土質の種類及び密実度から表-1に示す一般値<sup>1)</sup>を使用することが多い。岩盤においては式-1に示す(標準貫入試験)N値との関係式<sup>2)</sup>も示されている。また、地すべり安定解析では、道路土工に示される一般値 ( $18 \text{ kN/m}^3$ )<sup>3,4)</sup>が使用されることが多い。しかしながら、上記の一般値及び関係式は目安であり、実際の値との乖離が懸念される。

近年のボーリングコア採取技術の向上により、高品質なコアが採取されることから、簡易的な計測で $\gamma_t$ を算出することが可能である。本稿は、 $\gamma_t$ の実測値と一般値及び関係式を比較し、 $\gamma_t$ を提案する際の妥当性について検証した。

表-1 土の単位体積重量( $\text{kN/m}^3$ )<sup>1)</sup>

地盤	土質	緩いもの	密なもの
自然地盤	砂及び砂礫	18	20
	砂質土	17	19
	粘性土	14	18

$$\gamma_t = 1.173 + 0.4 \times \log_{10} N \quad [ \times 9.807 \text{ kN/m}^3 ] \dots \text{式-1}^2)$$

## 2. 計測方法

調査業務にて採取したボーリングコアのうちコア採取率100%のものを計測の対象とした。一般的にボーリングコアは、1.0m毎にコア箱に収められることから、0.5~1m/本の円柱状となることが多い。このことから、コアの半径を指定することで容易にコアの体積を算出できる。 $\gamma_t$ の算出は式-2で表される。

$$\gamma_t = (m / \pi r^2 L) \times g \quad \dots \text{式-2}$$

$\gamma_t$ : 単位体積重量 ( $\text{kN/m}^3$ )  
 $\pi$ : 円周率  
 $r$ : コアの半径 (m)  
 $L$ : コアの長さ (m)  
 $m$ : コアの質量 (kg)  
 $g$ : 重力加速度 ( $\text{m/s}^2$ )

ここで、半径はコアチューブの内径と同値とし、 $\phi 66$ のコアは $r=0.0249 \text{ m}$ 、 $\phi 86$ のコアは $r=0.034 \text{ m}$ とした。質量は写真-1のようにコアスリーブで包まれた状態のコアを半割した塩ビ管に乗せて測定する。長さは写真-2のようにコアの上端から下端までの長さを定規で測定した。ただし、コアの形状が円柱状でないものについては測定の対象外とした。以上の測定値、設定値をもとに式-2を用いて $\gamma_t$ を算出した。



写真-1 コアの質量測定



写真-2 コアの長さ測定

## 3. $\gamma_t$ の集計と文献との比較

各コアに対して土層又は岩種のカテゴリ分けをした。ただし、1本のコア区間に層境界があるものは集計の対象外としている。集計したデータをもとに以下の(1)~(3)について統計的検討を行った。

### (1) 砂礫の一般値と実測値の比較

砂及び砂礫の一般値<sup>1)</sup>は「緩いもの」: $18 \text{ kN/m}^3$ 、「密なもの」: $20 \text{ kN/m}^3$ の2つが示されている。本稿は、礫混じり土砂の対象となりうる土質のうちa~cの3つについてそれぞれ集計を行った。結果を図-1に示す。

- a: 砂礫
- b: 玉石混じり砂礫
- c: シルト混じり砂礫

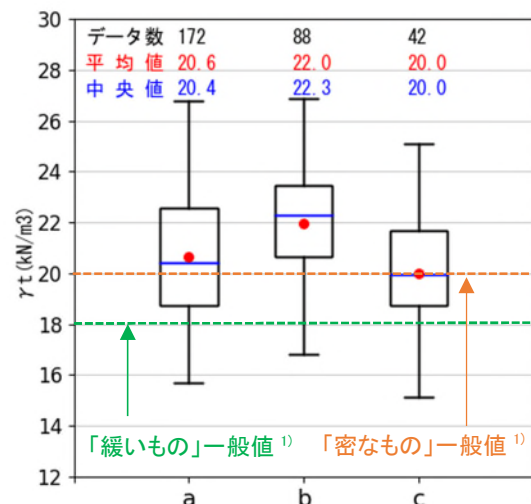


図-1 砂及び砂礫の $\gamma_t$ 箱ひげ図



$\gamma_t$  測定の結果、どの土質もバラツキが大きい結果となった。この差は構成する粒子の種類や礫率の差により生じている。そのため粒度組成によっては、一般値と実際の値との乖離が生じやすい。

### (2) 岩盤の N 値— $\gamma_t$ 回帰直線の比較

岩盤について、文献では岩盤の種類を問わず、N 値との関係式<sup>2)</sup>が示されている。本稿の集計結果と回帰直線を図-2に示す。

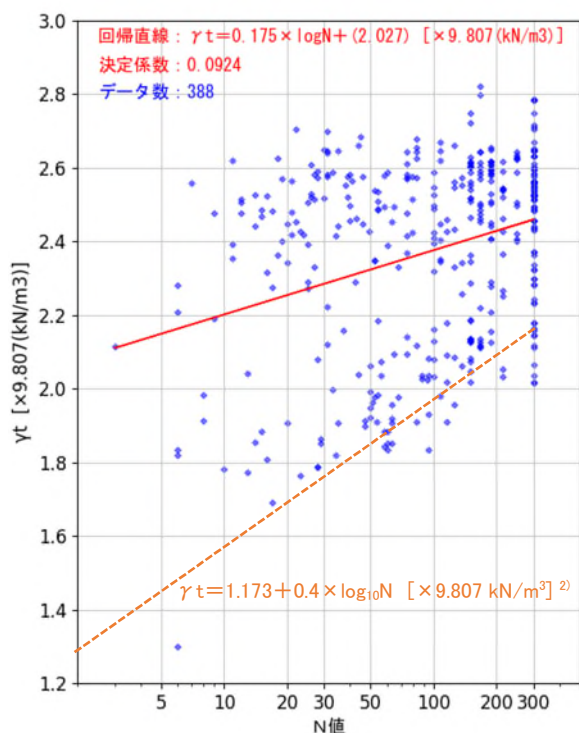


図-2  $\gamma_t$ —N 値の散布図及び回帰直線(岩盤)

本稿では、N 値300以上の値は、N 値300として集計している。本稿の計測で得られた回帰直線と文献で示されている回帰直線を比較したところ、傾きが小さく切片が大きい結果となった。文献で示される式ではN 値が小さいほど $\gamma_t$  が過小評価される可能性が高い。また、本稿で算出した式の $R^2$ 値(決定係数)は0.0924と低く、回帰直線より算出した $\gamma_t$  は、自然状態の $\gamma_t$  との乖離が生じやすい。

### (3) 地すべり土塊の一般値と実測値の比較

地すべり土塊について、一般値 ( $\gamma_t=18\text{kN/m}^3$ )<sup>3,4)</sup>が示されている。本稿では、以下の5つの岩盤を起源とする地すべり移動土塊について集計を行い、その結果を図-3に示す。

- A: 白亜紀—泥質岩, 玄武岩, チャート
- B: 古第三紀—泥質岩
- C: 古第三紀—砂岩頁岩互層
- D: 古第三紀—泥質岩
- E: 新第三紀—砂岩

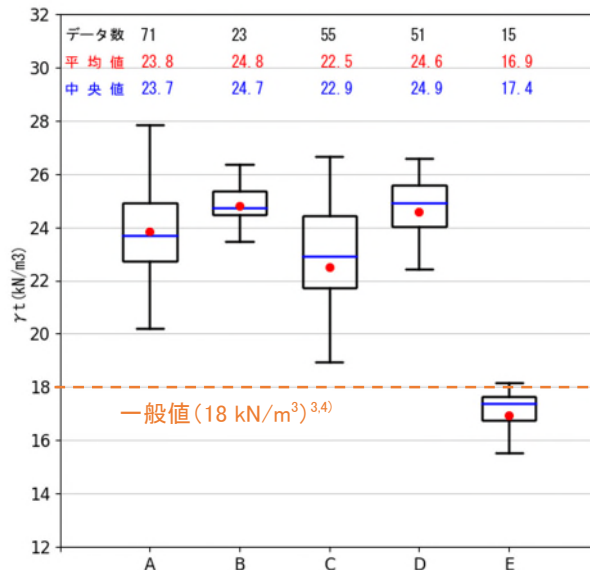


図-3 地すべり土塊の $\gamma_t$ 箱ひげ図

土塊の種類毎に値のバラツキはあるものの、A~D 土塊の平均値は18  $\text{kN/m}^3$ を大きく上回る結果となった。一方で新第三紀の砂岩を起源とする E 土塊の平均値は、18  $\text{kN/m}^3$ を下回る結果となった。地すべり土塊の $\gamma_t$  は起源岩盤の形成年代によって異なり、新第三紀以降の岩盤を起源とする土塊の $\gamma_t$  は、一般値(18  $\text{kN/m}^3$ )以下となる可能性がある。

## 4. まとめ

本稿では、コアを用いた実測値から $\gamma_t$  を算出し、文献で示される一般値との比較を行った。その結果、今回対象とした土質、岩盤についてはいずれも一般値の範囲から大きく逸脱した値が確認された。本稿で紹介した計測は、コアの質量と長さから $\gamma_t$  を算出する簡易的な方法であり、短時間で行うことができることから積極的な利用が望まれる。

以上より、適切な $\gamma_t$  を提案するためには、無条件に一般値を使用することなく、本稿で示したような計測を実施することが必要である。

### 《引用・参考文献》

- 1) (社)日本道路協会(2012):道路土工 擁壁工指針, p. 66.
- 2) 設計要領第二集,橋梁建設編(2016):(株)高速道路総合研究所, p. 4-7.
- 3) (社)日本道路協会(2009):道路土工 切土工・斜面安定工指針, p. 399.
- 4) 設計要領第一集,土工建設編(2016),(株)高速道路総合研究所, p. 2-27.

# 三重県伊勢市宮川河口の地下で確認された中新統一志層群砂岩層について

日本物理探査株式会社 ○岡村 知浩, 都築 孝之, 掛川 崇史

## 1. はじめに

伊勢湾西岸には伊勢平野が広く発達しており、最南部の三重県伊勢市付近においては宮川平野と呼ばれている。宮川平野の河口部には多数の三角州が形成されており、それら三角州の一つである大湊地区にて三重県伊勢建設事務所発注の業務としてノンコアボーリング7孔を実施した(図-1)。

H31の既往調査および国土地盤情報データベース<sup>1)</sup>(以降、「地盤情報DB」と呼ぶ)の柱状図による検討では、深度50m程度までは沖積・洪積層が分布すると想定された。しかし、7孔のうち3孔で深度42~46m付近より未想定であった新第三紀中新世の一志層群とみられる砂岩が確認された。本稿では発注者の許可を得て調査地域の層序ならびに確認された砂岩の特徴・分布を報告し、地盤情報DBを基に宮川平野地下における一志層群の分布を考察する。

## 2. 地質概要

調査地は東北東-西南西に延びる中央構造線北側の西南日本内帯に位置し、主に白亜紀の領家深成・変成岩類を基盤に新第三系が分布するが、平野部では厚い第四系に覆われこれらはほとんど露出しない(図-1a)。

本稿の主題である一志層群は、三重県津市西部に広く分布する地層であり、南側の松阪市や伊勢市でも山地との境界付近の丘陵において点々と分布する。本層は伊勢市では高倉層と呼ばれ、礫岩・砂岩を主体とし泥岩を挟む海成層である(木村ほか<sup>2)</sup>)。

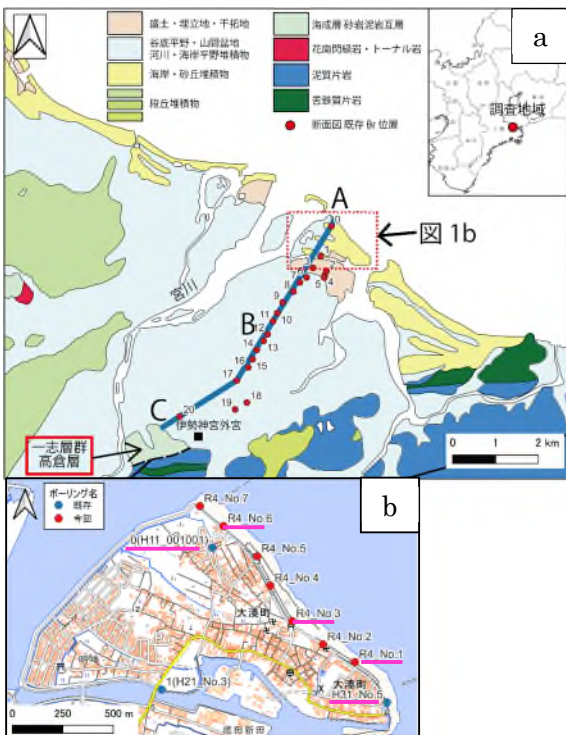


図-1 a: 伊勢地域の地質図<sup>3)</sup> b: 調査地域(大湊)のボーリング位置図<sup>4)</sup>。紫色の下線のボーリングは図-2で使用した。

## 3. 調査地域(大湊)の地質層序

ボーリングは大湊北岸堤防上で実施した(図-1b)。今回砂岩を確認した深掘りの3孔(R4\_No.1・3・6)と、近傍の地盤情報DBの既存2孔の対比柱状図を示す(図-2)。対比柱状図には、文献(鈴木ほか<sup>5)</sup>、木村ほか<sup>2)</sup>、川瀬<sup>6)</sup>、佐藤ほか<sup>7)</sup>)を基に行った地層区分を示す。調査地の地下地質は古い方から一志層群高倉層(中新統)、奄芸層群(鮮新統)、平田層、伊勢神戸層(更新統)、四日市港層、富田浜層(完新統)に区分される。このうち平田層と奄芸層群は明確に区分できなかったため今回は一括している。なお今回確認した高倉層とみられる一志層群は、既存文献において宮川平野の地下地質として分布が想定されているが確認された深度などの情報はない。

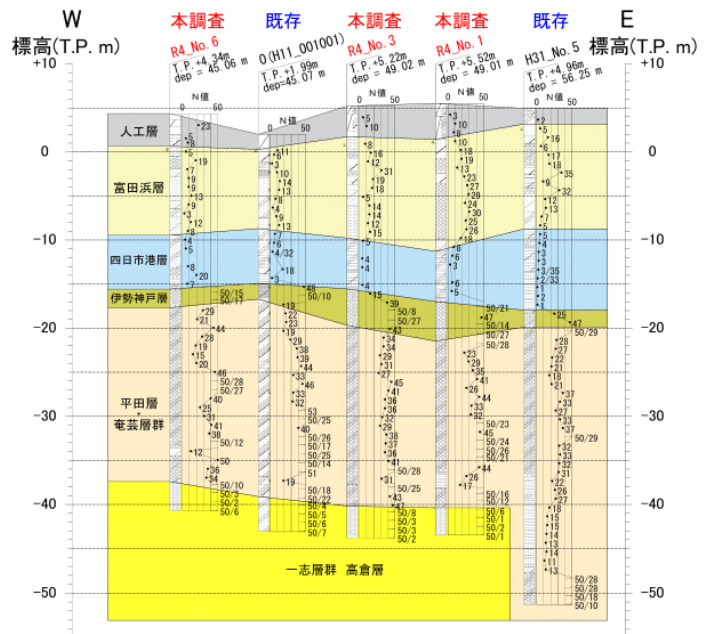


図-2 調査地域(大湊)の深掘りボーリングの対比柱状図

## 4. 確認した砂岩の特徴

今回確認した砂岩は、シングルコアチューブによる送水掘進で偶然採取されたものである(図-3)。その岩相は主に粒径均一な細粒~極細粒であり、厚さ1cm程度の泥岩や中粒砂岩を挟むことがある。

色調は、上部の風化部で黄灰~褐~黄褐、下部の未風化部で灰色を示す。硬さは風化部ではコアを手で容易に折ることができるが、未風化部では容易に折れない。特に風化部の最上部では良く締まったシルト質砂岩を呈するほど軟質化している。



図-3 採取された砂岩コア試料

## 5. 宮川平野地下における一志層群の分布

本調査 R4\_No.6 から南に約 120m 離れた既存 0 (H11\_001001) では、砂岩の出現標高付近で N 値 > 50 でその貫入量が 4~7cm の非常に高い N 値を持つシルト質砂が分布している (図-2)。今回確認した砂岩最上部の風化状態がこれと同様の硬さを持つシルト質砂状であることを考慮すると、既存 0 (H11\_001001) の非常に高い N 値を持つシルト質砂は本調査 R4\_No.6 の砂岩に対比されると考えられる。このように調査地周辺では未想定であった砂岩が本調査ならびに既存資料で確認されたことから、地盤情報 DB より宮川平野全体の柱状図データ約 300 孔を検討し、本調査 R4\_No.6 から一志層群の地表露出地点までの地質断面図 (測線 A-B-C) を作成した (図-1a および図-4)。

本調査地点から約 1.2km 区間の 5 孔 (図-1a および図 4 の地点 0, 2~5) では、今回確認した砂岩と同じ標高付近で N 値が極めて高い砂層 (礫層含む) が分布し、本砂岩に対比される可能性が高い。この区間では、南西へ一志層群の上面深度が深くなると推測される。地点 6~16 区間では砂岩相当層は確認されず、少なくとも地点 12 では標高 -4.5m より深い深度に分布するとみられる。B-C 区間の地点 17 の標高 -25.6m 以深では砂岩が記載されていることから、ここに一志層群の落差 20m 強の高まりがある。地点 18 以降はデータが乏しいため推定だが、地点 20 の標高 -33.34m 以深では玉石混じり礫層が分布しており、これを一志層群の礫岩に対比すると、ここから測線端の露頭にかけて深

度が急激に浅くなり地表に露出することになる。

以上をまとめると、宮川平野地下において一志層群の上面は海に向かって単調に傾斜しておらず、途中に高まりを挟み、また途中から海に向かって標高が徐々に上がっていることが推察された。

### 《引用文献》

- 1) 国土地盤情報データベース, <https://publicweb.ngi.c.or.jp/viewer/> (閲覧日: 2023年5月19日)。
- 2) 木村一郎, 孫福 正, 大西一夫 (1965): 伊勢市内の新生代層について, 地学研究, 16, pp. 239-246.
- 3) 20万分の1日本シームレス地質図V2に加筆, <https://gbank.gsj.jp/seamless> (閲覧日: 2023年5月19日)。
- 4) 地理院タイルに加筆, <http://maps.gsi.go.jp/development/ichiran.html> (閲覧日: 2023年5月19日)。
- 5) 鈴木好一, 日吉 直 (1962): 第2章 伊勢湾南部臨海地帯の地質構造, 建設省計画局・三重県編, 伊勢湾南部臨海地帯の地盤. 都市地盤調査報告書, 2, pp. 4-7.
- 6) 川瀬久美子 (2012): 伊勢平野南部, 宮川下流域における沖積層の層序と埋没地形, 愛媛大学教育学部紀要, 59, pp. 179-186.
- 7) 佐藤善輝, 水野清秀, 中島 礼 (2021): 伊勢湾南西岸宮川平野における最終氷期最盛期以降の堆積環境変遷, 地質調査研究報告, 72, pp. 65-80.
- 8) 基盤地図情報数値標高モデル, <https://fgd.gsi.go.jp/download/menu.php> (取得日: 2023年5月19日)。

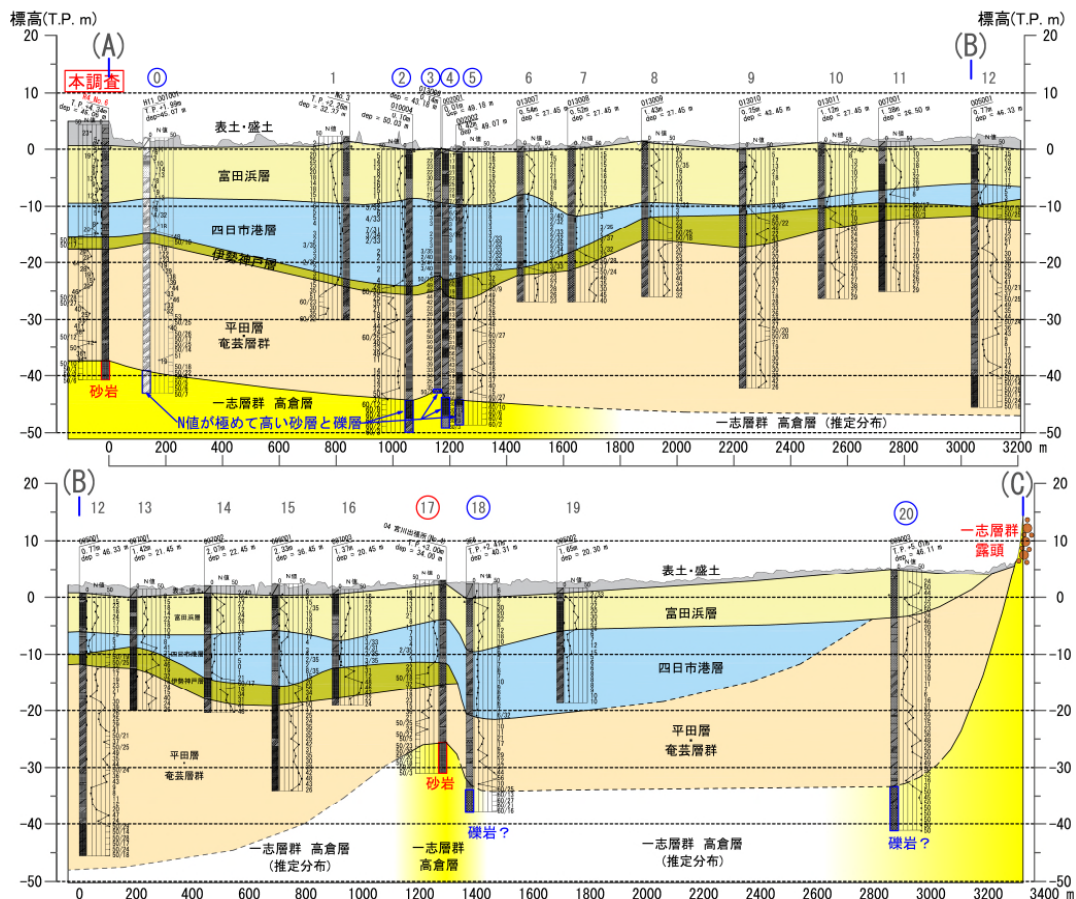


図-4 宮川平野地下における地質断面図(A-B-C 断面)。ボーリング・断面位置は図 1a に示した。地形断面は基盤地図情報数値標高モデル 5m メッシュ<sup>8)</sup>を使用した。○: 砂岩確認, ●: 砂岩・礫岩の可能性がある。

## 液状化層の分布把握のための電気式コーン貫入試験の活用事例

中央開発株式会社 ○石井 恵, 渡部 篤史, 松尾 賢太郎

## 1. はじめに

近年、気候変動の影響もあり令和元年の台風 19 号に代表されるような大型の台風や降雨継続時間の長い雨による洪水など水害が多発している。このような激甚化・頻発化する水害に対して、流域に関わるあらゆる関係者が協働し、ハード・ソフト両面の施策を展開する「流域治水」という考え方が広まりつつある。

本業務では、某直轄河川の「流域治水」プロジェクトの一環として整備される調節地越流堤とそれに随する減勢工の設計に必要な情報を得るために地質調査を行った。

なお、業務着手段階では、既往調査結果から、越流堤直下に液状化の恐れがある緩い砂質土層が点在することが指摘されていたが、その分布の詳細は明らかになっていなかった(図-1)。これに対して、本業務では、堤防基礎地盤の液状化リスクを適正に評価できるよう砂質土層の分布範囲を詳細に把握することが課題となった。この課題に対する具体的方策としては、ボーリングに加えて深度方向に詳細な土質判別が可能な電気式コーン貫入試験(以下、CPTU と示す)を実施することを提案した。本稿では、その成果について報告する。

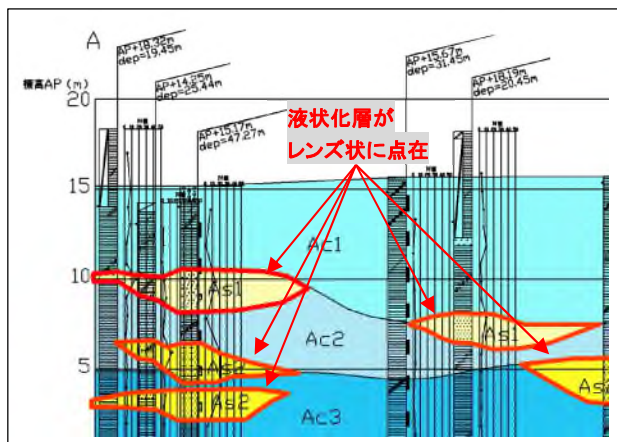


図-1 既往断面図

## 2. 調査計画

## (1) 調査位置の選定

河川砂防技術基準<sup>1)</sup>によると、河川堤防の新設時に関する本調査の場合、調査位置は「堤防法線付近に沿って1個所/100m 程度」の頻度で配置するという記載がされている。本業務では、上記を参考に計画越流堤幅約320m に対して約1個所/80m となるように調査地点を計画した(図-2)。ボーリング地点は既往調査位置を考慮しつつ、設計・検討用の断面となる越流堤標準部(中央付近)の川表法尻~天端~川裏法尻の範囲を均等にカバーできるように配置した。CPTU 地点は、液状化層の平面的な分布を把握するため、越流堤計画範囲の端部や減勢工を含めた範囲をカバーできるように配置した。なお、越流堤幅中心付近の天端では、相互のキャリブレーションを行うために、ボーリング、CPTU の双方を実施した。

## (2) CPTU 提案理由

CPTU では、深度方向2cm 毎に貫入抵抗、周面摩擦、間隙水圧を測定することができ、詳細な土質分類から柱状図の作成や物理特性、強度特性、圧密特性の推定が可能となる。本業務では、特にCPTU で深度方向2cm 毎に間隙水圧を測定できることに着目し、ボーリングだけの調査よりも液状化層の分布の詳細な把握ができると考え、CPTU を組み合わせて実施することを提案した。

## 3. ボーリングとCPTU による土層判定の比較

代表的な調査結果として、図-3に越流堤中心付近の天端で実施したボーリング結果(柱状図)とCPTU 結果(間隙水圧)の比較を示す。なお、CPTU 測定結果の一般的な傾向としては、液状化が懸念される砂質土区間では間隙水圧が小さく、粘性土区間では大きくなる。

ボーリング結果とCPTU 結果を対比すると、概ね両者の整合はよく、地盤情報を補間する手法としてのCPTU の有意性を確認できたと考える。

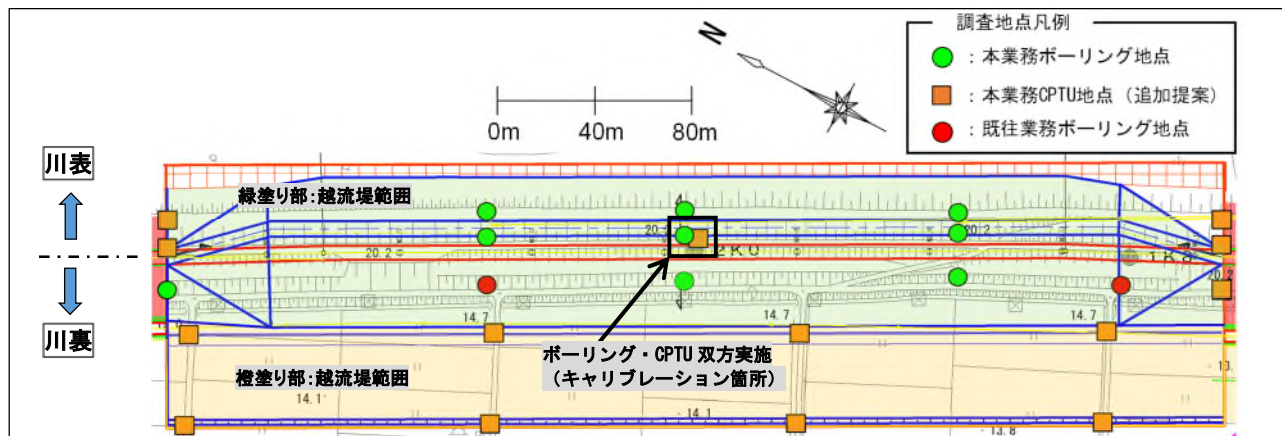


図-2 調査位置図

また、A. P. +14m～A. P. +8m 区間、A. P. +6m～A. P. +5m 区間や A. P. +5m～A. P. +0m 区間に着目すると、ボーリングでは単一の粘性土層 (Ac1層, Ac2層, Ac3層) と判定されたのに対して、CPTU ではそれらの粘性土層の中や境界部に介在する砂質土層 (As1層, As2層) を判別できている。このことから、CPTU を実施することで液状化層の深度方向のより詳細な分布を把握できたと考える。

さらに、図-4に CPTU 結果も踏まえて作成した想定地質断面図の一例 (図-4上図) と液状化層 (As1層から As2層区間) の層厚カウンター図 (図-4下図) を示す。断面図からは、減勢工範囲において As1層が厚く堆積していること、As2層が調査地全体に対して薄く堆積し、広範囲に連続していることが把握できた。層厚カウンター図からは、越流堤中心付近の天端や減勢工の北側において、液状化層の層厚が8m 程度と厚くなっていることが確認できた。

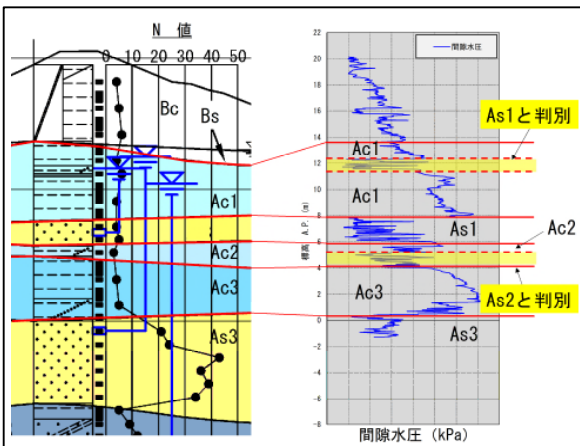


図-3 ボーリング柱状図と間隙水圧の標高分布図の比較

#### 4. まとめ

本業務の成果としては、ボーリング結果と CPTU 結果を総合することで既往調査ではレンズ状の分布として想定されていた液状化層が越流堤予定地から減勢工予定地に至るまで連続的に分布していることを確認できた。

ノンコアボーリングによる土質判別は、深度 1m 区間のうち、約 50cm のみの標準貫入試験試料の目視確認が主体となり、情報も限定的であり、かつ不正確となりがちである。そこで本業務では、ボーリング情報を補間する目的で CPTU を実施し、既往調査において局部的な分布と推定されていた液状化層の水平方向の分布範囲を精度よく見なおすことができた。また、ボーリング結果に CPTU 結果 (間隙水圧) を組み合わせることで深度方向の液状化層の詳細な分布 (層厚) を把握できた。

河川構造物のような線状構造物と対象とする場合、調査対象範囲が広範囲になるため、全ての地点でボーリングによる地層確認を行うのは難しい。しかし、補間的に CPTU を実施することによりボーリングが困難な地点において、ボーリングだけの調査よりも水平方向、鉛直方向ともに精度よく土層判定をできることが分かった。

以上より、今後も詳細な土層判定が必要な場合にはボーリングと CPTU を併用した調査を提案していきたい。

#### 《引用・参考文献》

- 1) 国土交通省 河川砂防技術基準 調査編(2023) : 国土交通省 水管理・国土保全局, p. 第15章 第2節-8

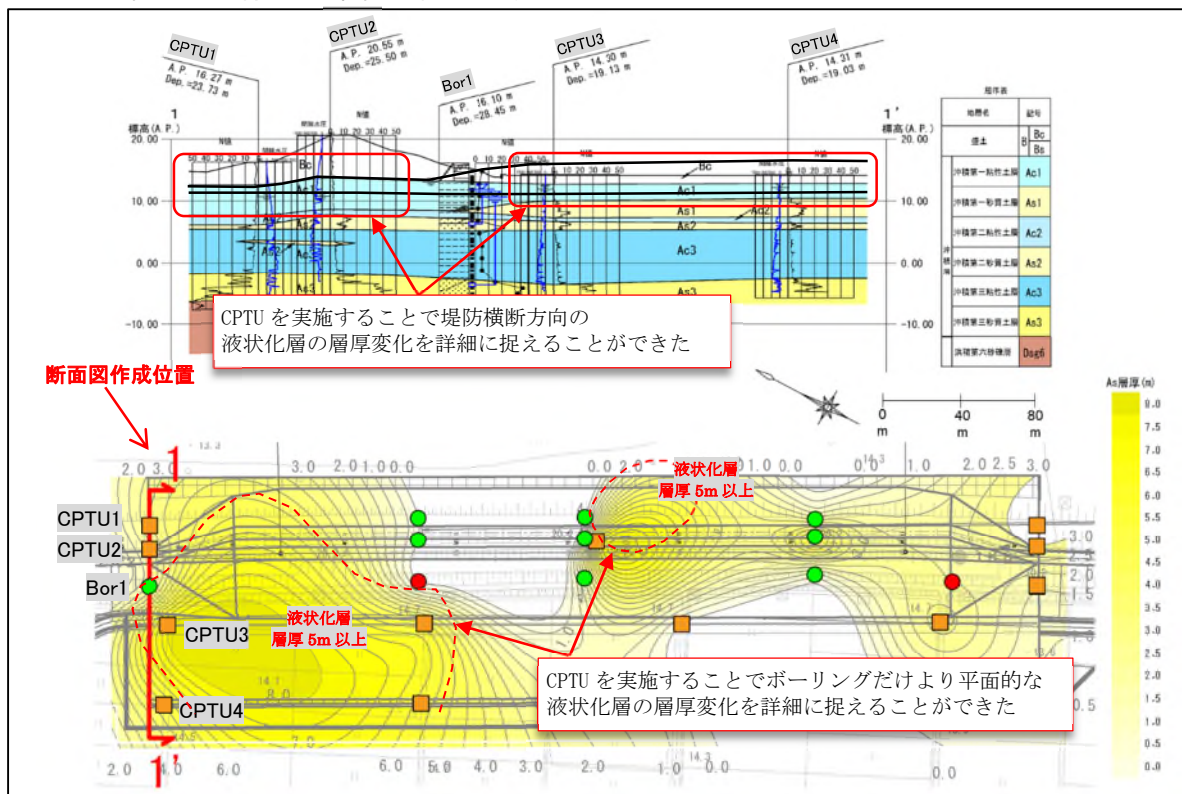


図-4 想定地質断面図(上図)と CPTU 結果も含めた液状化層(As1 層から As2 層まで)の層厚カウンター図(下図)

## 北海道新篠津村での地盤調査一斉試験（CPT-M と CPT-E の比較）

北海道土質試験協同組合 ○小笠 裕貴、中川 範彦、伊藤 秀一、金井 克尚、今 聖人  
大阪公立大学大学院 大島 昭彦

## 1. はじめに

北海道では泥炭性軟弱地盤が広く分布している（図-1）。そのため、北海道の泥炭性軟弱地盤の地盤調査では機械式コーン貫入試験（以降 CPT-M と記す）が多く利用されている。これらの軟弱地盤の内、特に泥炭の場合は、地盤定数を CPT-M より求められるコーン貫入抵抗  $q_c$  より推定する人が多い。しかし、日本工業規格（以降 JIS と記す）の適用分類による解釈では、電気式コーン貫入試験（以降 CPT-E と記す）が「信頼性の高い地盤定数の推定」と高い評価となっている一方で、CPT-M は「他に情報がある場合、地盤構成の推定が可能である」という低い精度評価にとどまっている（表-1）。

今回の地盤調査一斉試験では泥炭層、粘性土層におけるコーン貫入抵抗に着目し CPT-M の  $q_c$  と CPT-E の  $q_t$  の比較を行った。さらに CPT-M における JIS 旧規格の貫入速度 10mm/s と JIS 新規格の貫入速度 20mm/s への貫入速度への変更による実務上での適用性の考察を行った。

## 2. 調査概要

## (1) 調査位置

一斉試験は、北海道新篠津村のピートモス採取地内で 2022 年 9 月に実施された（図-1）。



図-1 北海道の泥炭性軟弱地盤分布図<sup>1)</sup>

## (2) 土層構成

一斉試験で行われたボーリング調査結果<sup>2)</sup>によると、表層より深度5m までの区間では泥炭が厚く堆積し、深度5m～深度25m の区間では粘性土を主体に砂層や砂混じりの層を所々に分布する土層が確認された。

## (3) 貫入先端について

CPT-M の貫入先端は JIS A1220:2013<sup>4)</sup>では 3 種類の貫入先端が規定されているが、北海道内の実務で使用され

ている M1 貫入先端（マントルコーン）を使用した。

## (4) 試験機と計測装置について

一斉試験では CPT-M、CPT-E ともに貫入速度のばらつきで測定値に影響を与えないよう、油圧式貫入試験機械（写真-1）を使用した。この油圧式貫入機は貫入速度の制御が可能であり、設定された速度での貫入が可能となっている。計測は CPT-M はブルドン管式圧力計、CPT-E は電気センサーによって測定される。

表-1 コーン貫入試験対比表<sup>3)</sup>

項目	機械式コーン貫入試験	電気式コーン貫入試験
使用貫入先端	M1貫入先端	—
測定間隔	200 mm	20 mm
貫入速度	(20±5) mm/s	(20±5) mm/s
測定成分 ( )内は貫入管理に使用する成分	1成分 ・コーン貫入抵抗 $q_c$ (MN/m <sup>2</sup> )	3成分 ・コーン貫入抵抗 $q_t$ (MN/m <sup>2</sup> ) ・周面摩擦 $f_s$ (kPa) ・間隙水圧 $u$ (kPa) (先端コーン傾斜角) (温度)
貫入方法	不連続貫入	連続貫入
ISO上の試験方法	TM3	TE2
ISO上の使用対象	・土質に関わらず F <sup>※</sup> : 外に地盤情報がある場合、地盤構成の推定が可能	・土質に関わらず G: 信頼性の高い地盤構成及び土の種類 の推定 ・精度、土質によって H: 信頼性の高い地盤定数の推定 H <sup>※</sup> : 地盤定数の推定



写真-1 油圧式貫入試験機

## 3. CPT-M の JIS 旧規格と JIS 新規格について

CPT-M の貫入速度は JIS 旧規格（JIS A1220:2001<sup>5)</sup>）では 10mm/s であったが、現行の JIS 規格（JIS A1220:2013<sup>4)</sup>）では 20mm/s と変更されている。この時の改正理由は「ISO に従い（20±5mm/s）とした」と ISO の規格と整合を図るために改定されたと記載されている。しかし、両者の貫入速度での  $q_c$  を比較した文献等が見当たらないため、今回の一斉調査で貫入速度の違いによる  $q_c$  の相違を確認した。

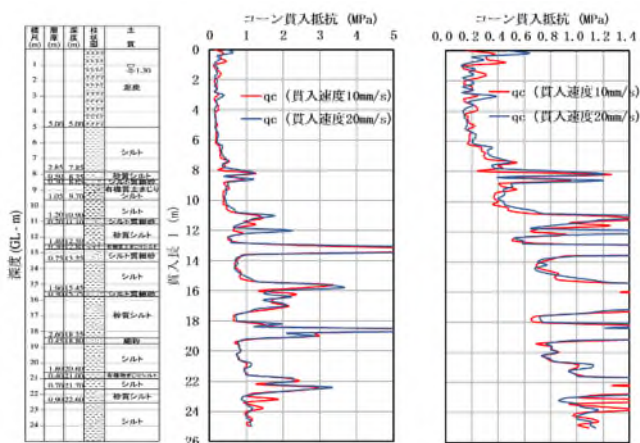


図-2 CPT-M の(10mm/s と 20mm/s)の深度分布

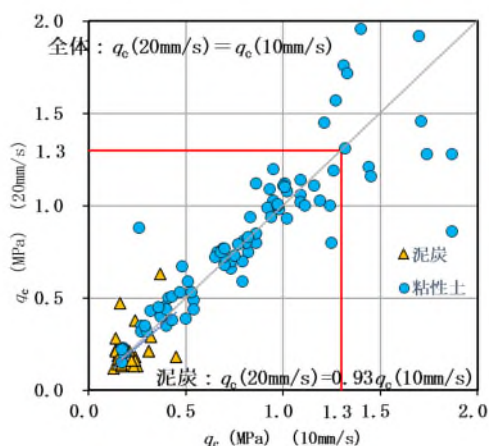


図-3 CPT-M のコーン貫入抵抗(10mm/s と 20mm/s)比較

#### 4. CPT-M(10mm/s と 20mm/s)の比較

CPT-M の両者の試験結果のグラフを図-2 に、 $q_c$  (10mm/s) を X 軸に  $q_c$  (20mm/s) を Y 軸に設定し結果を図-3 に示す。全体に  $q_c$  (20mm/s) =  $q_c$  (10mm/s) という関係が求められ、泥炭層では  $q_c$  (20mm/s) = 0.93 $q_c$  (10mm/s) と貫入速度が 10mm/s のほうが若干ではあるが値が高く測定されることが確認された。均質な粘性土層では貫入速度の違いによる  $q_c$  の顕著なばらつきは確認されなかった。 $q_c=1.30$ MPa を超える砂混じりの粘性土層では貫入速度による  $q_c$  のばらつきが多く確認されたが、これは貫入速度の違いによるものより、砂の混入状況のばらつきに起因する割合が多いと推測される。

#### 5. CPT-M と CPT-E の比較

CPT-M と CPT-E の試験結果のグラフを図-4 に、 $q_c$  を X 軸に  $q_t$  を Y 軸に設定し結果を図-5 に示す。全体に  $q_t=0.99q_c$  という良好な結果が求められた。地下水位以深の泥炭層では  $q_t=0.96q_c$ 、粘性土層では  $q_t=0.99q_c$  となり、全体を通して  $q_t \approx q_c$  と判断できる結果を得ることができた。

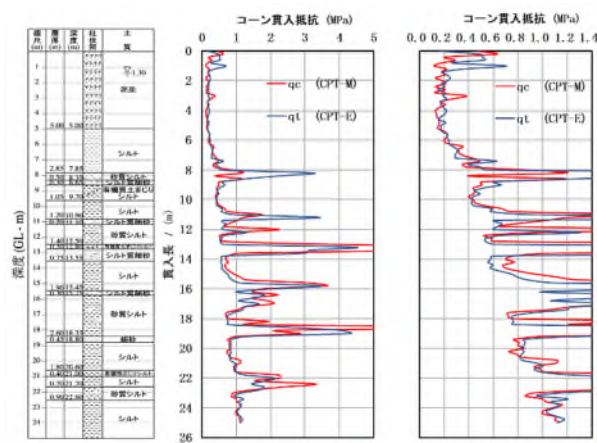


図-4 CPT-E の  $q_t$  と CPT-M の  $q_c$  深度分布

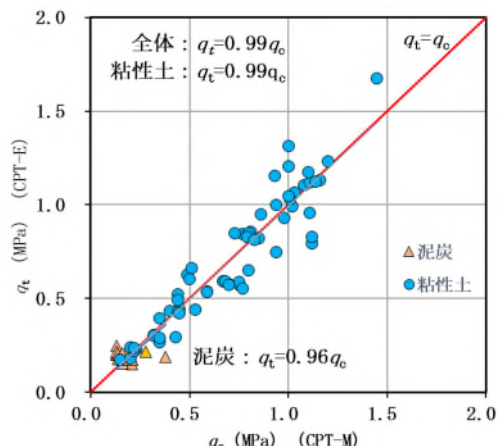


図-5 CPT-E の  $q_t$  と CPT-M の  $q_c$  の関係図

#### 6. まとめ

今回の試験結果から CPT-M の貫入速度の違いによる  $q_c$  には大きな差異がみられなかったため、貫入速度が速くなることによる試験時間の短縮などの利点が考えられるため、実務上の観点からは適正な改定であると考えられる。

CPT-E では周面摩擦や間隙水圧などが測定できる優位性はあるが、先端抵抗値だけを比較すると CPT-M と CPT-E では同程度の精度での測定が可能であり、CPT-M の実務上での適用性は現在でも高いと考えられる。

#### 《引用・参考文献》

- 1) 泥炭性軟弱地盤対策工マニュアル：平成29年3月， 国立研究開発法人 土木研究所 寒地土木研究所（に加筆） p13
- 2) 中野・他 北海道新篠津村での地盤調査一斉試験（その1：調査概要とボーリング結果），第58回地盤工学発表会，2023
- 3) 地盤調査の方法と解説 p352, p381, 2013.3 加筆修正
- 4) 地盤調査の方法と解説 p361, 2013.3
- 5) 地盤調査の方法と解説 p297, 2001.6

# コーン貫入抵抗 $q_c$ から算出した粘着力 $c$ の評価事例

上山試験工業株式会社 ○土田 雄貴, 山上 友也, 佐々木 隆

## 1. はじめに

北海道の軟弱地盤における調査では、ボーリング調査の他に機械式コーン貫入試験が用いられることが多い(図-1 参照)。

機械式コーン貫入試験は、測定間隔 20cm 毎にマントルコーンを約 5cm 静的に貫入した際の圧入力よりコーン貫入抵抗  $q_c$  ( $\text{kN/m}^2$ ) を測定し、その  $q_c$  値より調査地の地盤構成、地盤定数を推定する調査方法である。

今回紹介する事例は、軟弱地盤上の河川堤防箇所における地盤強度の把握を目的とする地質調査業務において、同一箇所でもボーリング調査と機械式コーン貫入試験を実施し、ボーリング時に採取したシンウォールサンプリング試料の一軸圧縮強さ  $q_u$ 、コーン貫入抵抗  $q_c$  により泥炭層および粘性土層の粘着力  $c$  を設定したものである。

本報文では、泥炭層および粘性土層の粘着力  $c$  の設定にあたり、一軸圧縮試験結果 ( $q_u$  値) および機械式コーン貫入試験結果 ( $q_c$  値) から算出した値を比較、検討した事例を紹介し、 $q_c$  値と粘着力  $c$  の関係性について報告する。

一軸圧縮試験を行い、得られた  $q_u$  値より以下に示す関係式から粘着力  $c$  を算出した。

$$c = q_u / 2 \text{ (kN/m}^2\text{)} \dots \text{式-1}$$

### (2) 機械式コーン貫入試験

機械式コーン貫入試験で得られた  $q_c$  値より以下に示す関係式から粘着力  $c$  を算出した。

粘性土層は「道路土工 軟弱地盤対策工指針」<sup>3)</sup>に示される以下の関係式を用いて算出した。

$$q_u = 1/5 q_{cp}$$

$$q_{cp} = 0.741 q_c$$

$$c = q_u / 2 = (0.741 q_c / 5) / 2 = 0.0741 q_c \text{ (kN/m}^2\text{)} \dots \text{式-2}$$

$$(\approx q_c / 13.5)$$

ここに、

$q_{cp}$  : ポータブルコーン貫入試験のコーン貫入抵抗 ( $\text{kN/m}^2$ )

$q_c$  : 機械式コーン貫入試験のコーン貫入抵抗 ( $\text{kN/m}^2$ )

泥炭層は「泥炭性軟弱地盤対策工マニュアル」<sup>4)</sup>に示される以下の関係式から算出した。

$$c = q_c / 20 \text{ (kN/m}^2\text{)} \dots \text{式-3}$$

## 3. 考察

### (1) $q_u$ 値、 $q_c$ 値より算出した粘着力 $c$ の比較結果

一軸圧縮試験を行った泥炭層、粘性土層において、 $q_c$  値、 $q_u$  値からそれぞれ算出した粘着力  $c$  を比較した。

表-1 に、各関係式を用いて  $q_c$  値および  $q_u$  値より算出した粘着力  $c$ 、図-2、図-3 に  $q_c$  値・ $q_u$  値から算出した粘着力  $c$  の標高分布図をそれぞれ示す。

泥炭層  $A_p$  では、 $q_c$  値と  $q_u$  値からの算出値はほぼ同様の値となっている。一方、粘性土層  $A_{c1}$ 、 $A_{c2}$  は  $q_u$  値からの算出値が小さい値となっていることが確認された(図-2 参照)。

そのため、粘性土層についても  $c = q_c / 20$  の関係式より粘着力  $c$  を算出すると、粘性土層  $A_{c1}$ 、 $A_{c2}$  ともに  $q_c$  値、 $q_u$  値からそれぞれ算出した粘着力  $c$  はほぼ同様の値を示すことが確認された(図-3 参照)。

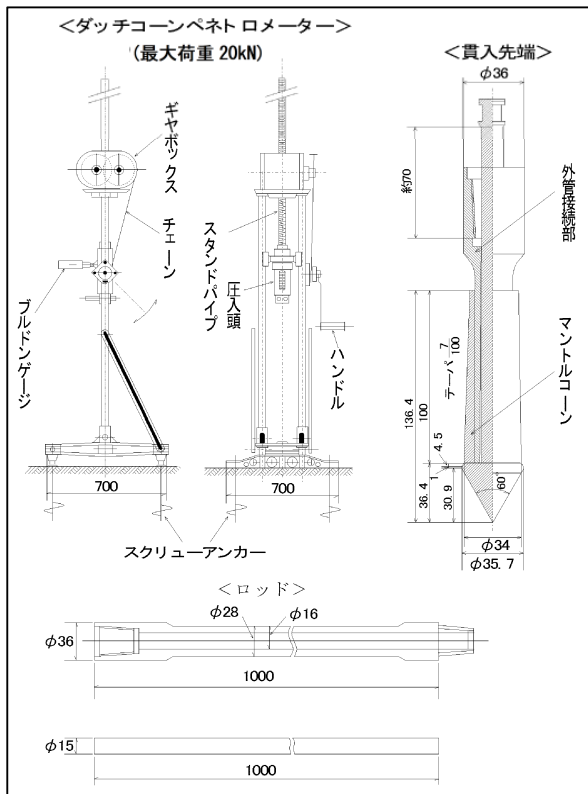


図-1 機械式コーン貫入試験の概要図 <sup>1)2)</sup>

## 2. 粘着力 $c$ の算出方法

粘着力  $c$  は、つぎに示す方法により算出した。

### (1) 一軸圧縮試験

シンウォールサンプリングにより採取した試料を用い

表-1  $q_c$  値、 $q_u$  値より算出した粘着力  $c$

土層区分		粘着力 $c$ ( $\text{kN/m}^2$ )		
		粘着力 $c$ ( $\text{kN/m}^2$ )		粘着力 $c$ ( $\text{kN/m}^2$ )
		$q_c$ 値からの算定値 $c = 0.0741 q_c$	$q_u$ 値からの算定値 $c = q_u / 20$	
Bk	盛土 (粘性土)	27~62 41	18~42 28	-
$A_p$	泥炭層	-	14~22 18	12
$A_{c1}$	粘性土層	27~47 37	18~32 25	23
$A_{c2}$	粘性土層	43~72 55	29~49 37	37



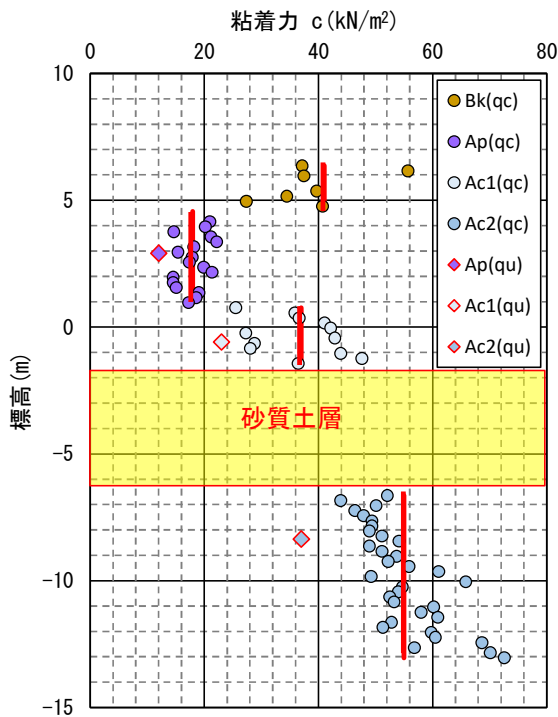


図-2 qc 値・qu 値から算出した粘着力 c の標高分布図  
(泥炭層:  $c=qc/20$ , 粘性土層:  $c=0.0741qc$ )

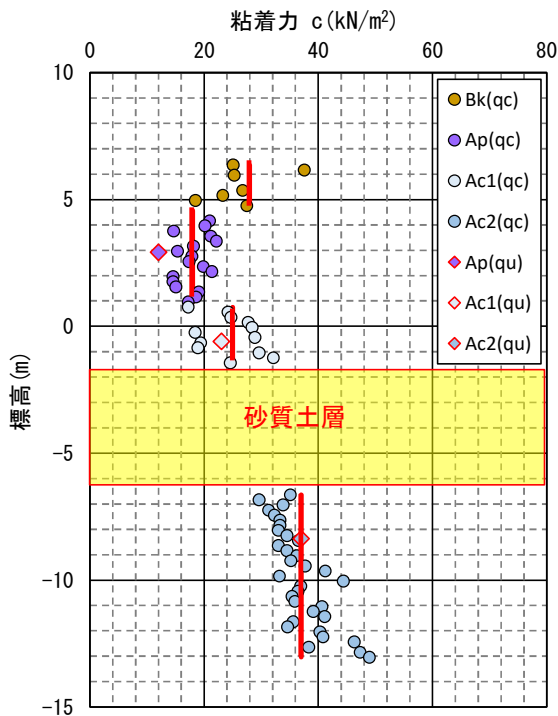


図-3 qc 値・qu 値から算出した粘着力 c の標高分布図  
(全層:  $c=qc/20$ )

紹介事例の業務では、複数の調査地点において同様の調査を行っている。図-4 に他地点における粘着力 c の標高分布図 (qc 値からの算出は全層  $c=qc/20$  を適用) を示す。

他地点の粘性土においても、 $c=qu/2$  と  $c=qc/20$  で算出した粘着力 c はほぼ同様の値を示していることが確認された。

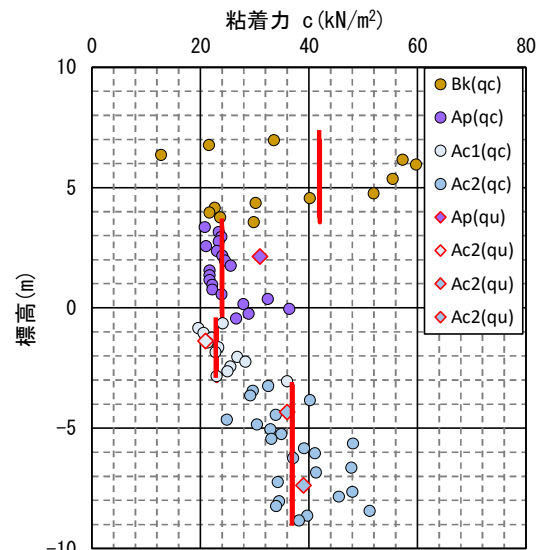


図-4 qc 値・qu 値から算出した粘着力 c の標高分布図  
(全層:  $c=qc/20$ )

## (2)粘着力 c の設定, 評価

一般に  $qu$  値は、サンプリングや供試体成形時の乱れ等の影響により原地盤よりも強度が低下していることがあり、qc 値の方がより精度良く原地盤の強度が評価できるとされている。しかし、道路土工に示される  $c=0.0741qc$  ( $\approx qc/13.5$ ) の関係式は、qc 値から  $qc_p$  値、 $qc_p$  値から粘着力 c へと 2 段階の換算を行っているものであることから、誤差も大きいと判断された。以上のことから、安全側も踏まえた上で、全層において  $c=qc/20$  の関係式から算出した値を設計用の粘着力 c と評価した。

## 4. まとめ

限られたデータ数であるが、一軸圧縮強さ  $qu$  とコーン貫入抵抗  $qc$  からそれぞれの方法で算出した粘着力 c について比較、検討を行った。その結果、泥炭では  $c=qu/2$  と  $c=qc/20$  からの算出値はほぼ同様の値を示すことが確認された。一方、粘性土では  $c=qu/2$  からの算出値は  $c=0.0741qc$  ( $\approx qc/13.5$ ) からの算出値よりも小さい値を示し、泥炭と同様、 $c=qc/20$  からの算出値がほぼ同様の値を示すことが確認された。そのため、紹介事例の業務では、安全側も踏まえた上で泥炭層、粘性土層ともに  $c=qc/20$  で算出した値を粘着力 c として設定した。

今後もデータを蓄積し、コーン貫入抵抗  $qc$  と粘着力 c の関係の精度向上に努める所存である。

### 《引用・参考文献》

- 1) 関東地質調査業協会:改訂版 現場技術者のための地質調査技術マニュアル, p334, 2015.
- 2) (社)地盤工学会:地盤調査の方法と解説, p297, 2004.
- 3) 社団法人 日本道路協会:道路土工 軟弱地盤対策工指針, p. 46, 2012.
- 4) 国立研究開発法人 土木研究所 寒地土木研究所:泥炭性軟弱地盤対策工マニュアル, p. 54, 2019.

# スクリーウエイト貫入試験を活用した 地下水位測定とサンプリング事例

明治コンサルタント株式会社 ○安倍 榛哉、平岡 城栄、秋葉 淳一

## 1. はじめに

平成 30 年北海道胆振東部地震により、北海道厚真町内の宅地において地すべり性の変状が確認された。本報告は、汎用的に用いられているスクリーウエイト貫入試験（以下、SWS と省略）を活用し、変状要因を調査・考察した事例である。業務の課題は、広域的に発生した宅地変状の原因を究明するため、地質状況・地下水位を限られた工期や経済性なども考慮し、合理的に把握することであった。一般的には、機械ボーリングにより地質状況を確認し、観測孔により地下水位を観測する。しかし、調査領域が閑静な住宅地であり、騒音・振動を防止しつつ、宅地内の狭隘な作業条件下で調査する必要があった。調査地点も多数あり、当該作業条件に機械ボーリングは適さず、SWS を活用した調査方法を検討した。

SWS を活用するにあたり、当該業務の課題を遂行するための問題点として、SWS では、土の硬軟や概略的な土質区分（砂質土・粘性土）の判定は可能だが、詳細な地下水位の把握や、宅地内の盛土・火山灰など各土層の様相の確認が困難であることが挙げられた。

これら問題点の解決策として、①接地抵抗を利用した地下水位簡易測定法<sup>1)</sup>による地下水位把握、②SWS の孔を活用し、専用サンプラーを用いた試料サンプリングを実施した。その活用事例について報告する。

## 2. 各技術の概要と方法

各技術の概要と方法について、以下にしめす。

### (1) 接地抵抗を利用した地下水位簡易測定法

#### 1) 概要

接地抵抗を利用した地下水位簡易測定法は、地下水位で浅くと深くとで地盤中の接地抵抗の測定値が異なることに着目して、地下水位を測定する手法である。従来の地下水位測定法と比較し、地下水観測孔の設置を必要としない、粘性土でも放置期間を要せず測定できるなど、機械ボーリングにより観測孔を設置しなくても自由地下水位を推定することができ、安価、かつ短時間で測定できる特徴がある技術である。

#### 2) 測定方法

測定する箇所に接地電極 E、補助電極 P、補助電極 C を設置し、接地抵抗を測定する（写真-1）。なお、設置した接地電極 E に対し、補助電極 C と補助電極 P の離隔をそれぞれ 10m 程度確保する。地下水位を測定する際は、接地電極 E となる金属棒を地中に貫入させながら、深度方向の接地抵抗の変化を確認する。

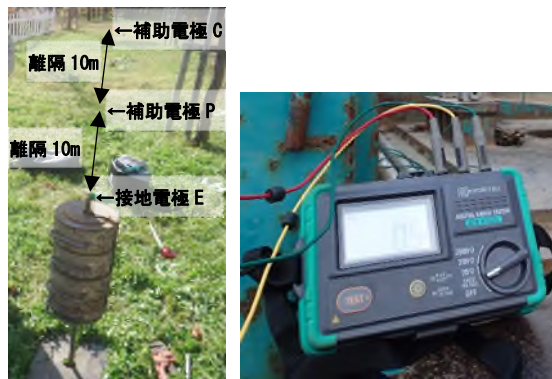


写真-1 接地抵抗測定状況

### 3) 地下水位評価方法(図-1)

方法①：接地抵抗は、地下水位の上下で1/2～1/10程度変化することに着目し、接地抵抗が急激に変化する深度を地下水位と判断する。

方法②：地下水位が無い様な地盤と仮定した場合の接地抵抗理論値の深度分布に対し、測定値が大きく乖離した深度を地下水位と判断する。

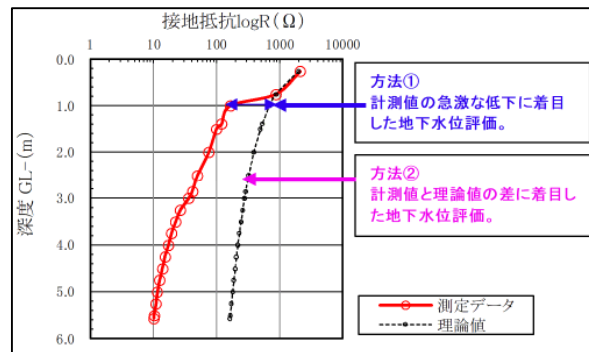


図-1 地下水位の評価方法<sup>2)</sup>

### (2) 専用サンプラーを用いた試料サンプリング

SWS 後の孔に開閉式サンプラー（写真-2）を所定深度まで挿入し、パイプレンチを用いてロッドを回転させ、孔壁を削り取るように試料をサンプラー内部に取り込む構造を活用し、サンプリングする。本調査では、深度 0.5m 毎に試料サンプリングを実施した。

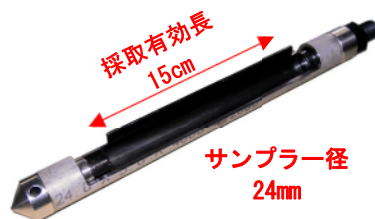


写真-2 開閉式サンプラー

### 3. 実施結果

#### (1) 接地抵抗を利用した地下水位簡易測定

地下水位簡易測定の結果、接地抵抗の測定値は、理論値に対して、明確な抵抗値の低下が確認されたため、その深度を地下水位として判断した（図-2）。

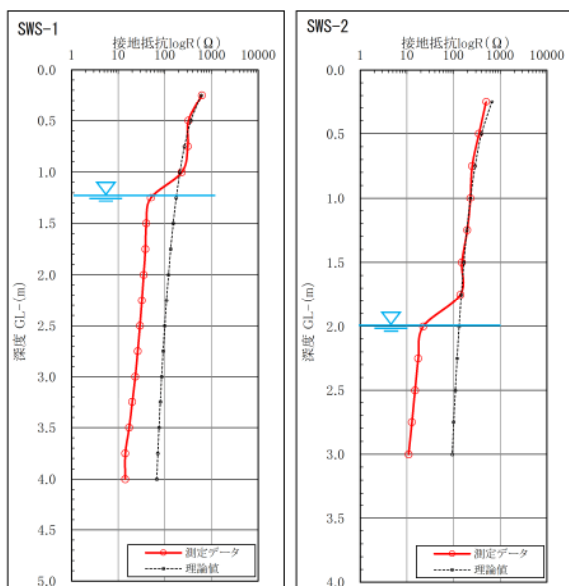


図-2 地下水位簡易測定結果

近傍には、地下水位観測孔が設置されていたため、地下水位簡易測定により判断した地下水位との比較を行った（表-1）。地下水位簡易測定により判断した地下水位は、地下水位観測孔で観測された水位と概ね同深度で観測されており、妥当性について確認した。

表-1 地下水位観測結果との比較

地点名	接地抵抗により 水位と判断した深度 (GL-m)	地点近傍の 地下水位観測孔水位 (GL-m)
SWS-1	1.25	1.22~1.68
SWS-2	2.00	1.19~2.02

#### (2) 専用サンプラーによる試料サンプリング

試料サンプリングの結果、粘性土～砂質土に対しては、概ね採取率80～100%であった。また、地層境界深度で試料を採取した場合は、サンプラー内で地層境界が確認できた。（写真-3参照）。



写真-3 サンプリング試料状況（例）

### 4. 各技術を活用する上での留意点

本調査での実施結果より、各技術を活用する上での留意点について、以下に示す。

#### (1) 接地抵抗を利用した地下水位簡易測定法

SWS で自沈するような地層が分布していた場合、自沈区間の測定ができない。自沈区間に地下水位が賦存していた場合は、地下水位の深度を誤認してしまう可能性がある。事前の現地踏査や既存資料で軟弱土層の分布が想定される場合は、機械式コーン貫入試験などへの変更を検討する必要がある。

また、雨天の翌日は、表層付近の接地抵抗値が低く出る傾向にあった（図-3）。これは、不飽和領域である表層付近が降雨によって湿潤状態になったためと想定される。降雨後、融雪後は、地下水位による接地抵抗の低下が判断できない可能性があるため、留意が必要である。

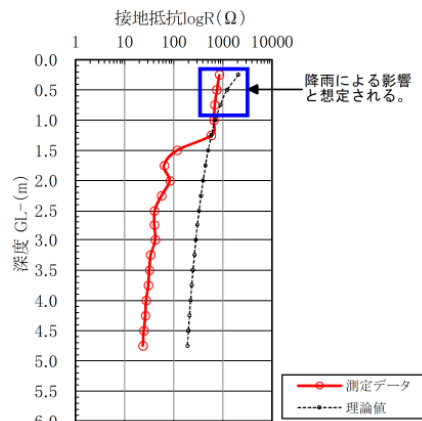


図-3 降雨による接地抵抗値への影響

#### (2) 専用サンプラーを用いた試料サンプリング

孔壁を削り取るように試料を採取するため、サンプラー内に入らなかった土が孔底に落下してしまうことから、連続した試料採取を実施する際は、孔底側から開始することが望ましい。

また、孔径が小さいため、礫質土層への適用は困難であることに留意が必要である。

### 5. まとめ

広域的な地質状況確認、および地下水状況を把握することが目的の調査であれば、スクリーウエイト貫入試験と併せ、接地抵抗による地下水位測定、および試料サンプリングを実施することで、機械ボーリングよりも経済的、および効率的に調査が可能であることが分かった。今後も調査提案内容のひとつとして、活用していきたい。

#### 《引用・参考文献》

- 1) 基礎地盤コンサルタンツ株式会社：特開2016-85048地下水の水位調査方法、を使用
- 2) 柳浦良行ほか：接地抵抗を応用した地下水位簡易測定法、第50回地盤工学会、2015

# 既設および新設砂防えん堤の地盤改良を目的とした地質調査について

株式会社エーティック ○大島 寛豊, 工藤 忠

## 1. はじめに

北海道では、高度経済成長期に合わせて多数の砂防施設が作られた。しかし、多くが施設建設から現在まで50年を経過しており、砂防施設の老朽化が顕著である。北海道は砂防関係施設の維持、修繕、改築、更新等の対策をすべく「北海道砂防関係施設長寿命化計画」を策定した。

本文では、老朽化が進んだ砂防えん堤に対し、既設えん堤を利用した補強対策と新設の両者を比較検討する地質調査として、概略検討段階の室内配合試験実施事例を紹介する。

## 2. 調査目的と設計方針

既設えん堤の基礎地盤調査は前年度に実施し、地層構成やN値、物理特性等は把握済みである。今回の調査では、既設えん堤付近で確認されている土石流堆積物からなる緩い砂礫層に対して室内配合試験を実施し、地盤改良時における対策工比較検討の精度を高めることを目的とした。

## 3. 調査方法

### (1) 調査位置

本調査は北海道にある老朽化砂防えん堤を対象とした。砂防えん堤の対象河川は標高300m以下の低山地を流下し、調査地点は開析された谷筋に位置する。右岸側は比較的浅い深度から岩盤が確認され、左岸側では土石流堆積物が厚く分布している。

調査位置図を図-1に示す。

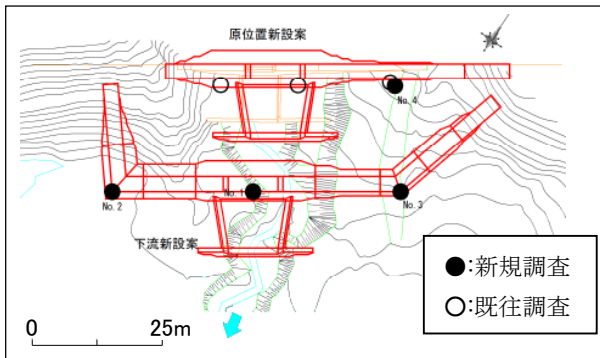


図-1 調査位置図

### (2) 調査ボーリング

新設の基礎地盤調査として、標準貫入試験を併用したボーリングを No. 1~3の3箇所で行った。地層構成や物性値把握から既往調査との比較によって、既設補修と新設えん堤の両方に使用可能な室内配合試験の実施、検討した。

### (3) 室内配合試験

既往調査と No. 1~3の結果を比較し、相違が無いことを確認した上で、No. 4地点において室内配合試験に用いる材料をトリプルサンプリングにて採取した。

固化材種は、単価が安く必要添加量の多い高炉 B 種と、単価が高く必要添加量の少ない一般軟弱土用（アースタイト104）の2種類とし、添加量2ケースで2材齢、3供試体の計24供試体に対して大礫を取り除き、試験を実施した。

### (4) 六価クロム溶出試験

固化材の選定が適切かを判断するため、室内配合試験で実施した供試体に対して六価クロム溶出試験を実施し、環境基準を満たすか確認した。

## 4. 調査結果

### (1) 地層構成とN値の傾向

地盤改良範囲図を図-2に示す。既往調査結果と同様に、支持岩盤層上に、土石流堆積物である砂礫層が層厚3~8mで分布している。また、既設えん堤箇所と新設箇所とでボーリングコア観察による土層比較を行った。ボーリングコア写真比較図を図-3に示す。これらの色調と礫混入率から、室内配合試験でサンプリング対象の No. 4と新設調査地点 No. 3の砂礫層が同一層だと判断した。

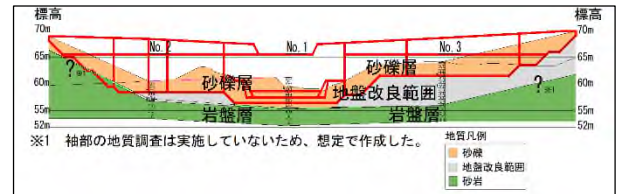


図-2 地盤改良範囲図

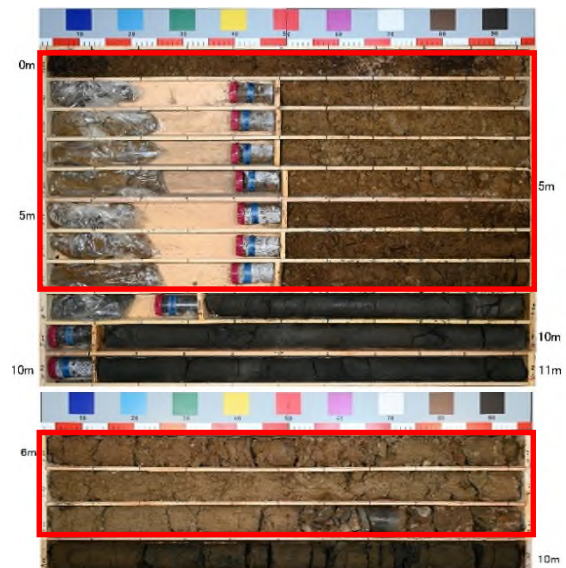


図-3 ボーリングコア写真(上:No.3、下:No.4)

また、N 値のヒストグラムを図-4に示す。N 値は5～10を中心として45～50の結果も出ており、ばらつきがみられた。これは、礫障害や構成土質の違いによるものと推定されるが、この傾向は既往調査結果と同様である。

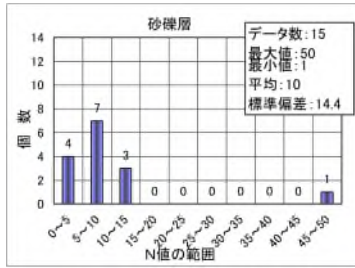


図-4 N 値のヒストグラム

(2) 室内配合試験結果

砂礫層を対象としたサンプリングを実施し、その粒径加積曲線図を図-5に示す。採取したサンプルは粘性土40%程度、砂分40%程度、礫分20%程度で構成されており、粒度分布は、細粒分～礫分まで粒径幅が広い、良い粒度の土と評価できる。

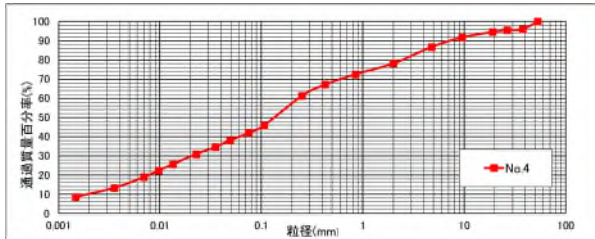


図-5 粒径加積曲線図

配合試験に使用する固化材の添加量は、3ケースを基本<sup>1)</sup>とするが、今回は概略検討段階のため、両極端の2ケースで試験を実施した。また、目標強度が安全余裕度を考慮して2620 (kN/m<sup>2</sup>) と大きいこと、粘性土に有機質土を含むことから強度発現しにくいと判断し、それを考慮して添加量を多く設定した。

室内配合試験結果を図-6に示す。図-6より材齢7日では固化材2種類とも添加量を多くしなければ強度発現しなかったが、材齢28日では添加量ケースのどちらも少ない添加量で目標強度を上回る結果となった。

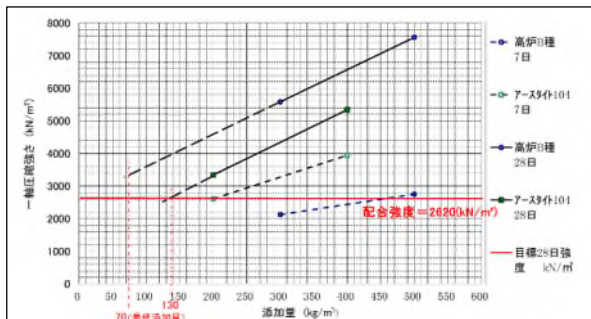


図-6 室内試験結果

(3) 六価クロム溶出試験結果

室内配合試験で使用した供試体に対して、六価クロム溶出試験を実施した。試験結果を表-1に示す。固化材2種類とも基準値以下の結果となった。

表-1 六価クロム溶出試験結果

検査項目	単位	定量下限値	基準値	高炉B種		アースタイト104	
				添加量 300(kg/m <sup>3</sup> )	添加量 500(kg/m <sup>3</sup> )	添加量 200(kg/m <sup>3</sup> )	添加量 400(kg/m <sup>3</sup> )
六価クロム化合物	mg/L	0.005	0.05以下	0.005未満	0.005未満	0.013	0.007

5.まとめ

本調査では地盤改良を目的としてボーリング調査、室内配合試験、六価クロム溶出試験を実施した。それぞれの結果についてまとめる。

(1) ボーリング調査

結果から砂礫層のN 値にばらつきが見られたが、既往資料と同一の層が確認できた。また、N 値は15以下が多い傾向となったため、地盤改良を行う必要がある。

(2) 室内配合試験結果

結果から使用サンプルの粒径幅は広く、砂・礫分が60%以上と想定以下の添加量で配合強度が発現した。よって地盤改良の対象土質として良い粒度の土である。

固化材種2種とも配合強度を満たすが、両極端の添加量で実施したにもかかわらず範囲内では配合強度は発現しなかった。また、高炉B種の方が少ない添加量で配合強度を満たすと予想され、地盤改良時の経済性に優れる土質であることが分かった。

(3) 六価クロム溶出試験

固化材2種類とも基準値を下回り問題なかった。

6.今後の課題

本調査では既設えん堤と新設の地盤改良を兼ねて室内配合試験を実施したが、試験材料のばらつき、添加量の多少で、強度発現の精度に課題がみられた。

(1) 設定より少ない添加量で強度発現し、最低添加量が設定できない結果となったことが挙げられる。これは想定よりも良い粒度の土であったのに対し、添加量を多めの範囲で設定したことが原因と推察される。

今後の調査では、最低添加量の70(kg/m<sup>3</sup>)を軸に添加量のケースを増やして再度配合試験を実施するのが望ましい。

(2) 調査結果が揃った後、地盤改良工法についても検討する必要があるが、主な対策工法としては中層混合処理工法や砂防ソイルセメント工法があげられる。中層混合処理工法では、今回実施した室内配合試験の項目を使用して検討することができるが、砂防ソイルセメント工法では、試験時のサンプル粒径の最大が80～150mm であり、本調査では80mm 以上の大礫は未確認だが、N 値がばらついていることと、地表面に200mm 以上の礫が確認されていることから試験工法に留意すべきである。

<引用・参考文献>

1) 泥炭性軟弱地盤対策工マニュアル (2017) : 寒地土木研究所、p149

# ダム基礎岩盤部における水理特性検討事例

基礎地盤コンサルタンツ株式会社 田渕 航太

## 1. はじめに

ダム建設において、ダム基底部の基礎処理(グラウチング)は一般的に基礎岩盤の遮水性の改良、弱部の補強のために実施される。そのため、ダムサイトでの事前の地質調査においては、基礎岩盤部の亀裂の状態や透水性・地下水位状況を確認することが非常に重要となってくる。本稿では、ダム建設計画地でのボーリング調査及び各種試験を実施し、ダム基礎岩盤部の水理特性について検討した事例を報告する。

## 2. 調査の背景

当該地の地質は中生代白亜紀の花崗岩が分布し、風化の進行による「マサ土」化や節理の発達による開口亀裂が認められる。

今回の調査地は、既往の調査結果より岩盤性状は良好であるが、深部に断層が想定されており、その断層の岩盤性状や周辺地山の透水性の情報が不足していたことから追加で調査ボーリングを実施した。

## 3. 調査内容

ダム基礎岩盤の地質状況確認のため、品質の高いオールコアボーリング調査を実施するとともに、地山の透水性の確認のためルジオンテストを実施した。

また、地山の亀裂や断層等の破碎部といった脆弱箇所の岩盤状況を確認するため、孔壁画像(ボアホールカメラ)観察・解析を行い、割れ目のタイプや開口量、走向傾斜を計測した(表-1)。

表-1 割れ目タイプ一覧

割れ目タイプ凡例	
Wo	開口した割れ目
Wc	密着した割れ目
Wf	剥離を伴う割れ目
Wb	破碎部境界
Vq	鉱物脈
Jc	年度・砂等含
Jm	ミルク含割目
L	層理面等

## 4. 調査結果

### (1)地質性状

ボーリング調査の結果、地質は表層に表土及び崖錐堆積物、段丘堆積物が認められ、以深は花崗岩が分布する。花崗岩に着岩後は CM 級以上の概ね新鮮な岩盤が連続して分布する(図-1)。



図-1 出現地質の代表的なコア写真

既往の調査結果により岩盤劣化の要因とされていた「カタクレーサイト(断層層)」が本調査地点でも GL-55.0m 付近と地下深部にて確認された(表-2)。

上流側では、カタクレーサイトの上下位の花崗岩は断層の影響で最大 2m の範囲で岩盤が劣化していた。一方、下流側ではカタクレーサイト周辺の岩盤劣化部はほとんど認められなかった(図-2、写真-1, 2)。

表-2 既往調査と本調査における岩盤劣化要因代表写真

劣化要因	既往調査	本業務調査結果	特徴
カタクレーサイト			網目状にカタクレーサイト(特色の隙)化し、周囲の岩盤が劣化している。

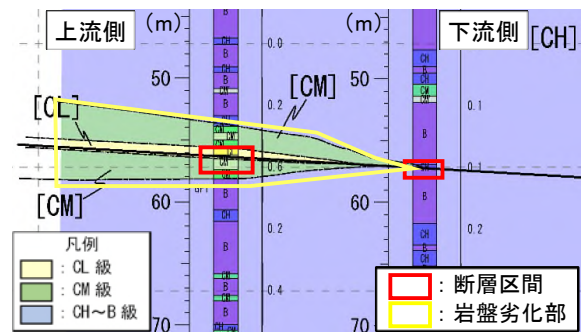


図-2 本調査地断面図(断層間)



写真-1 断層間コア写真(上流側)



写真-2 断層間コア写真(下流側)

孔壁画像観察の結果、部分的に開口亀裂が確認され、その最大開口量は5.5mm 程度である。透水試験実施区間である5m 区間の区間累積開口量は、GL-25.0~30.0m 間及びGL-30.0~35.0m 間が最大となり19.5mm であった(図-3)。

また、ダム軸上の開口亀裂の偽傾斜を集計すると、開口亀裂のほとんどが30° と低角度であり、河川方向(谷側)に傾斜しているものが多く確認された(図-4)。

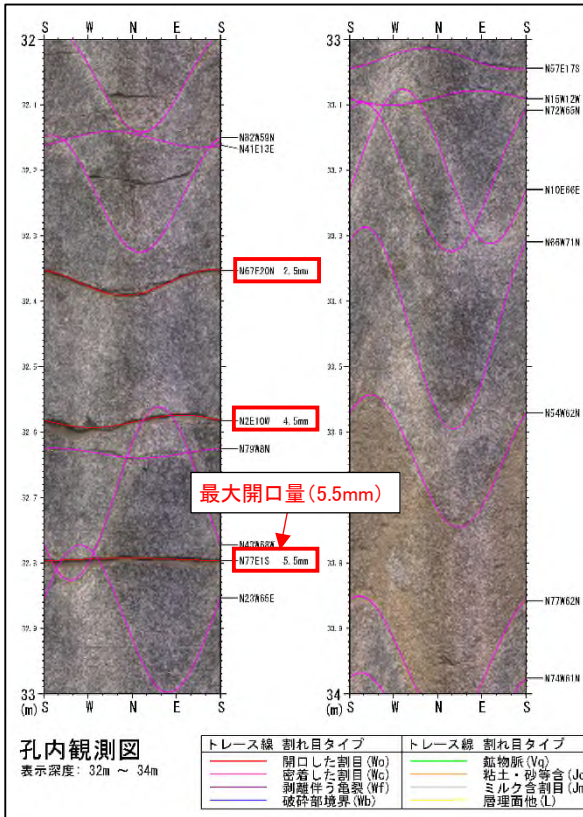


図-3 孔壁画像観察解析結果 (GL-32.0~34.0m 間)

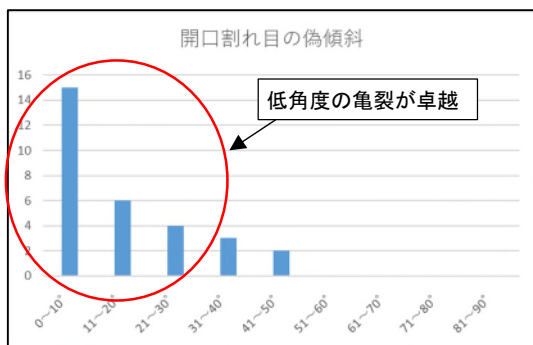


図-4 開口亀裂の偽傾斜ヒストグラム

(2) 透水性

GL-55.0m 付近に確認されていたカタクレサイトの分布範囲の透水試験結果は  $Lu=0.1$  程度であり、岩盤性状は劣化しているものの透水性は非常に低い結果であった。

一方、岩盤性状は新鮮で良好であるものの累積開口量 19.5mm が確認された GL-25.0~30.0m 間、GL-30.0~35.0m 間では、ルジオン値が  $Lu' = 24.58 \sim 34.79$  と透水性が高

い結果となった。以深の開口亀裂が少なく新鮮な岩盤(CH~B 級主体)の区間については  $Lu=0.04 \sim 2.8$  と透水性は低い。また、GL-15.0~20.0m 間、GL-20.0~25.0m 間については  $Lu' = 169.02 \sim 547.33$  と非常に透水性が高い結果となったが、これらは風化の影響であると考えられる(図-5)。

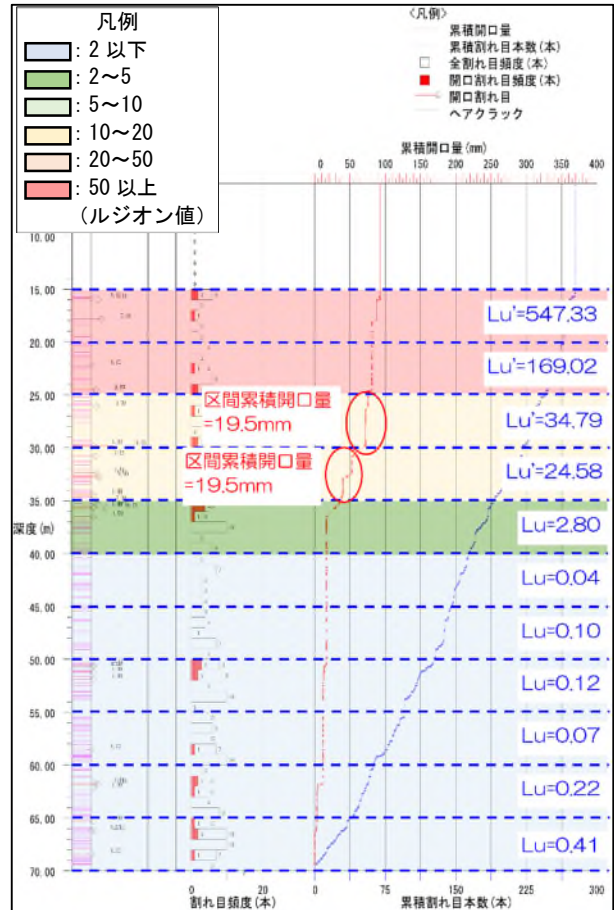


図-5 開口亀裂の割れ目ヒストグラム

5. まとめ

当該地域では、カタクレサイトの分布が低角度で認められ、下流側では岩盤の劣化はほとんど認められず透水性も低いため、カタクレサイトやその周辺の岩盤劣化部では、ダム基礎岩盤の透水性に影響を与えていないと考えられる。一方、岩盤に発達した低角度の開口亀裂は透水性が高く、ダム基礎岩盤の透水性に大きく影響していることが判明した。したがって、亀裂の性状と透水性に着目して整理していくことで適切なダム基礎岩盤の検討やダム設計にあたっての効果的な基礎資料となると思われる。また、調査孔については、現在水位観測孔を設置しているため、ダムの施工前~湛水後の地下水位の変動状況や地下水の流動性及び水質等についても後続業務で確認していくことが望まれる。

## ダム再生事業における地質調査の取り組み

川崎地質(株) ○佐藤 洋平、宍戸 拓磨、榊原 信夫、太田 史朗

## 1. はじめに

ダム再生事業におけるダム嵩上げ計画の基礎資料とするためダムサイトにおいて高品質ボーリングと各種原位置試験を実施した。ダム再生事業における地質調査では、新規ダムの地質調査と異なり、既存ダムの運用に支障とならない調査位置と調査方針の検討が課題であり、その他に様々な現場制約条件があった。これらの課題・条件を解決するために実施した工夫・調整および調査方法の効率化に関する事例を報告する。



写真-1 ダムの外観(右岸下流から望む)

## 2. 既存ダムと新規ダムのボーリング調査の違い

既存ダムにおけるボーリング調査は、新規ダム建設のための調査と比較し大きな違いがあった(表-1)。新規ダムのボーリング調査は、木々を縫って斜面にモノレールを架設し、ボーリング地点まで掘削に必要な機材を運搬する。一方、既存ダムのボーリング調査では、ダムの安全な働きを内部から点検するための通路である監査廊で調査を行うため、幅2.0m、高さ2.5m程度の狭隘で急勾配な階段を人力での運搬が必要となった。また、ボーリング掘削時についても天井が最大2.5m程度の高さしかないため、通常より短い2mのロッドを使用し一本ずつ接続して孔内に挿入し、コアの掘削を行った。



図-1 監査廊内での仮設状況

屋外のボーリング調

査では、マシンに備え付けのエンジンによりボーリングマシンを駆動させているが、屋内である監査廊では酸素欠乏症を防止するため、エンジンを使用せずに監査廊入り口に設置した発電機から電源ケーブルをつなぎ、ボー

リングマシンを駆動させた。また、監査廊内は湿潤な環境であり、通路できた水たまりからの感電の懸念されたため、防水式の電源ケーブル・配電盤を活用し、感電事故を防止した。

表-1 既存ダムと新規ダムの調査の違い

	搬入方法	調査箇所	使用ロッド長	ボーリングマシンの動力源	ルジオン試験最大注入圧力
既設ダム	人肩運搬	狭小な監査廊内	2m	モーター	約1.0Mpa
新規ダム	モノレール不整地運搬車	険しい山中	3m	エンジン	0.5Mpa

## 3. 監査廊内での作業の留意点と解決策

本調査ではダム堤体内部の監査廊で調査を行った。監査廊内は幅2.0m、高さ2.5m程度の狭隘箇所で急勾配な階段が続く起伏のある構造であり、壁際には電源・通信ケーブルや各種計測機器等の既存設備が設置されている。これらの多くの障害や支障物が存在する手狭な通路内を通り、ボーリングマシンや原位置試験機材等を搬入・撤去する必要があったため、落下や接触などによる怪我や既存設備破損の恐れがあった。

本調査では階段における重量物の運搬は、電動ウインチと台車を使用し自動で引っ張ることで安全かつ効率的に搬入・撤去を実施した。搬入路の支障物については、発注者の承諾の上緩衝材による保護及び支障物の取り外しを実施することで、既存設備の破損を防止した。

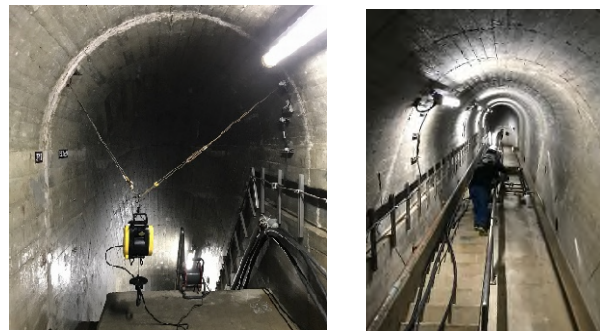


写真-2 監査廊における搬入状況

ボーリング調査では、掘削水の処理及び調査孔閉塞など既設ダムの機能を損なわないように、適切な対策・処理を行った。

当ダムの監査廊内での掘削水の排水は、監査廊内で計測されているダム基礎からの漏水量に影響を与えないことを目的に、監査廊内の排水ピットに直接排水した。しかしながら掘削水をそのまま排水すると混入した掘削屑により、排水ピットのポンプが詰り故障する懸念があった。そのため、掘削水を一度沈殿槽に溜める事で砂泥を



沈殿させ、沈殿槽内で籠を用いてポンプの高さを確保し、掘削屑浮遊物の少ない上澄みのみを排水することで、排水ポンプが詰まる危険性を低減させた(図-2)。

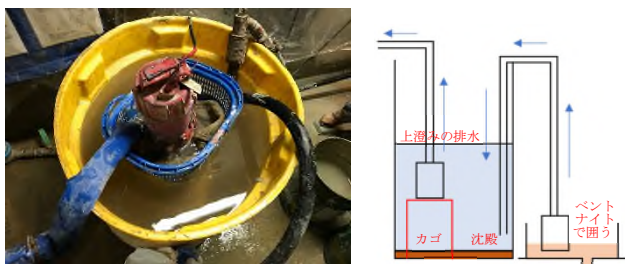


図-2 排水模式図

ボーリング孔から湧水が発生した場合、掘削中及び作業終了後に湧水が監査廊内の水路に漏れ出し漏水量の計測に影響を与える懸念があった。

そのため、掘削中はボーリング孔の周りをベントナイトで囲うことで湧水を一時的に溜め、掘削中は水中ポンプを用いて常時排水を行った(図-2)。

作業終了後は孔口部にエアパッカーを設置して止水を行い、湧水の流出を防止した。翌朝の作業前には被圧水頭を計測し、調査孔閉塞時の基礎資料とした。

掘削終了後の調査孔閉塞では、掘削孔から湧水が発生した。湧水のために通常の方法では注入したセメントが流出して適切に調査孔閉塞が行えない可能性があることから、下記の閉塞方法を実施した(図-3)。

- 1 透水性はあるが、セメント材は通さない止水パッカーを孔内に挿入し、パッカー内にセメント材を注入する。注入後、パッカーの口元を結び、セメント材の流出を防止する。
- 2 セメントは硬化時に収縮することから、ミズミチができる可能性があるため、収縮防止のために、セメントには膨張剤を添加し、硬化時の体積収縮を防止する。
- 3 口元を閉じたパッカーを孔内に押し込む。
- 4 セメントミルクの硬化時に水の流動があると、ミズミチができ、湧水を止めることができないため、口元にエアパッカーを設置し、地下水の流動を静止させる。
- 5 硬化時間を二日間以上とって、十分に硬貨させる。
- 6 その後、エアパッカーを撤去し、湧水がないことを確認する。
- 7 表層付近の閉塞には、速乾性のセメントを用い、早期に閉塞する。

以上の方法を用い、ダムの漏水量の計測に影響を与えることなく調査孔閉塞を行った。

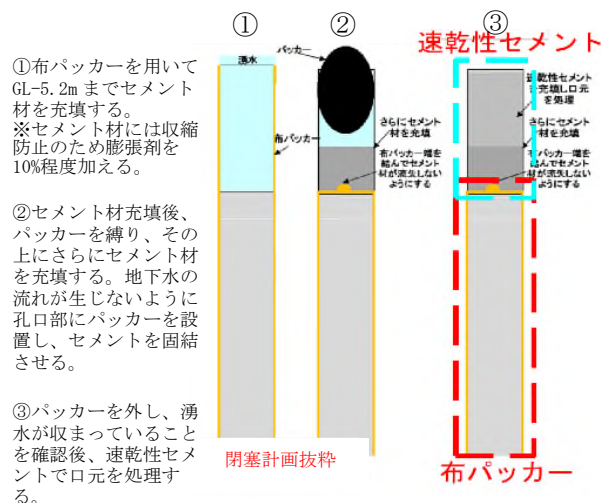


図-3 湧水箇所における調査孔閉塞手順

#### 4. 岩盤透水試験における創意工夫

岩盤透水試験は、湛水時に岩盤に水圧が作用した際にダム下流側への漏水に対する止水対策範囲等を検討する基礎データを得るために実施される。孔内に0.98Mpaの水圧をかけた時の流量/mがルジオン値であり、透水性の指標とされている。しかしながら、既設ダムでは建設時に止水対策として既にグラウト材が注入されている。そのため、岩盤透水試験により過度の水圧が生じた場合、グラウト材が破壊・流出し、止水機能を損なう懸念があった。

本調査では、試験区間の水圧を正確に把握するため、孔内センサー圧力方式を適用した。最大注入圧力は、止水機能の維持に配慮して、建設時のグラウト注入圧力である0.5Mpaを基本とし、ダム軸付近では安全側を考慮し0.3Mpaとした。

限界圧の発生を速やかに把握し過剰な注水を回避するため、一般的な昇圧ステップ0.1Mpaより小さい0.05Mpaステップの昇圧パターンを設定することで、試験精度を担保した(図-4)。

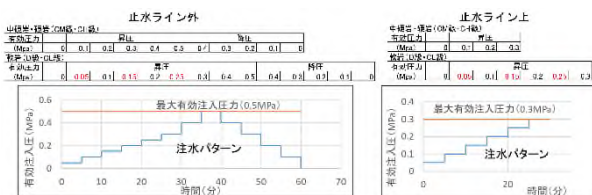


図-4 岩盤透水試験昇圧ステップ

#### 5. おわりに

新規ダム建設のための調査と違い、既存ダムでの調査では様々な現場制約条件のもと調査を進める必要がある。特に監査廊内でのボーリング調査では特有の現場条件があるため、より一層の工夫や対策に取り組んでいきたい。

これから益々増えていくダム再生事業における調査の一助となれば幸いである。

# ため池における地質調査業務の事例

株式会社新東京ジオ・システム ○中村 翔, 中臺 直之, 奥山 正人

## 1. はじめに

### (1) 業務目的

山形県尾花沢市の徳良池において防災減災事業に伴う改修工事が計画されている。代表断面の既存調査においてため池基礎地盤における液状化発生が指摘されていた。徳良池は堤長 300m 以上のため、液状化対象層範囲の絞り込みと詳細設計に必要な土質性状の把握が課題であった。本調査は前述の課題解決のため、調査ボーリングと室内土質試験を計画しており、その業務事例を紹介する。現在も業務遂行ため、事例紹介が業務の一部となる点をご容赦願いたい。

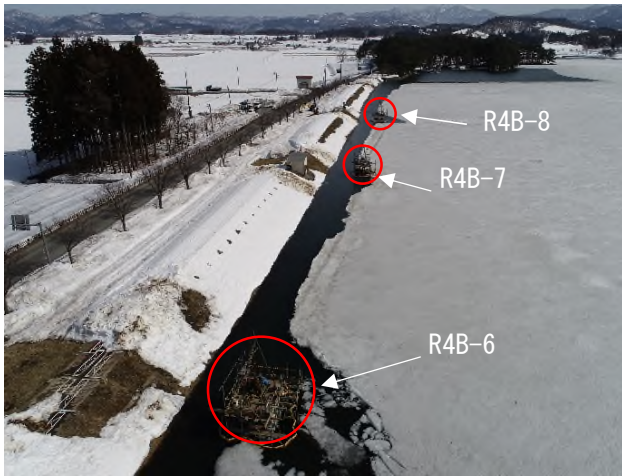


図-1 作業中の現況写真(手前から R4B-6~R4B-8)

### (2) 実施数量

- ・機械ボーリング…孔径 φ66mm×15 孔 Σ=295m
- ・標準貫入試験…JIS-A-1219, 1m 毎、Σn=295 回
- ・足場仮設…平坦地 5 箇所、傾斜地 5 箇所
- ・水上足場 (水深 3m 以下)、5 箇所
- ・特装車運搬…約 640m ・船運搬…約 400m
- ・室内土質試験…遂行中

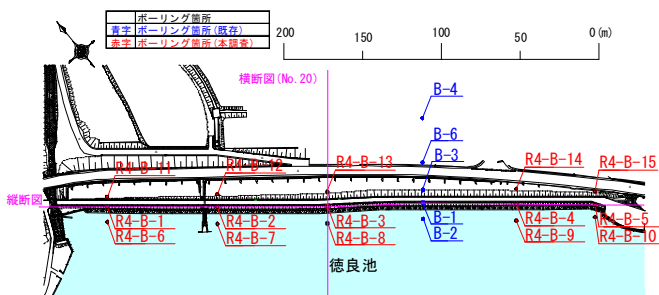


図-2 平面図

## 2. 調査地概要

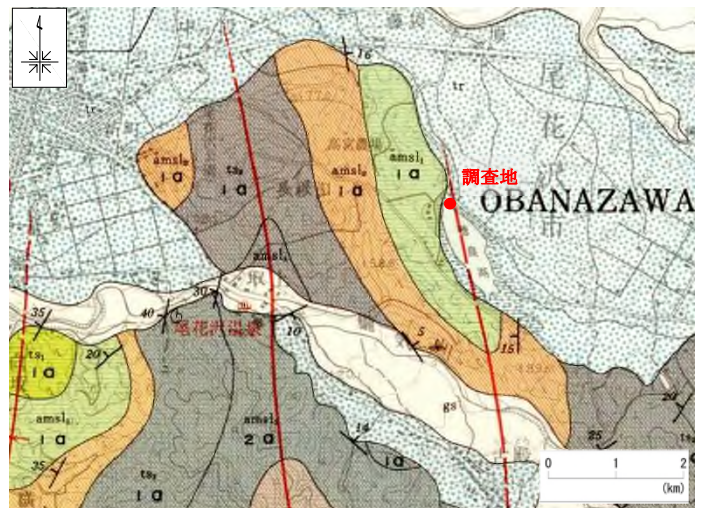
### (1) 地形状況

調査地の地形は、奥羽山脈の西側を構成する標高250~500m 前後の丘陵地及び山地と、これらの地形に源を發し西流する諸河川の開析により成形された河岸段丘並びに谷底平野等から構成された尾花沢盆地が広がる。尾花沢盆地の特徴としては、全般に河岸段丘のよく発達している盆地であり、主に段丘や盆地内を流れる河川 (丹生川・最上川) 沿いに形成された低地からなる。

調査地の徳良池は、尾花沢盆地のやや南東部付近にあたり段丘と丘陵地の境界部分に位置する。

### (2) 地質状況

調査地は第三紀鮮新世の堆積岩(本合海層等)を基盤とし、その上位を丹生川に起因する第四紀更新世の未固結の河川(段丘性)堆積物、最上位を第四紀完新世の礫を含む粘性土や砂質土によって覆われているものと考えられる。調査深度内における地質構成を推定すると、河川堆積物が対象となる。河川堆積物は、粘土~礫に至る広範囲な土粒子より構成されるが、地形的位置(中段丘面)や形成過程を考えると、表層部の上位は粘性土を主体とし、その下位は礫質土を優勢とするものと思われる。しかし、調査地は地形的に氾濫原が段丘化した中段丘面であることから異質土の挟在や局所的な玉石や腐植物の混入など河川堆積物層特有の複雑な堆積環境を示すと考えられる。



tr	礫、砂及び粘土	段丘堆積物	更新世
ams1	シルト岩礫灰質砂岩礫炭互層	中部折渡累層	本合海層 鮮新世
ams2	シルト岩礫灰質砂岩礫炭互層	下部折渡累層	八向層 鮮新世
ams3	シルト岩礫灰質砂岩礫炭互層	上部大林累層	鮭川層 鮮新世

図-3 調査地および周辺の地形<sup>1)</sup>

### 3. 調査結果

#### (1) 堤体基礎地盤の地質層序

徳良池の基礎地盤構造は岩盤層、洪積層、沖積層、盛土層の4層に大区分される(図-5参照)。最下層は砂岩層(Ss)及び泥岩層(Ms)主体の堆積岩を確認し、その上位に洪積層(Dg)が一様に堆積する。沖積層は第2沖積礫質土層(Ag2)がやや厚く堆積し、その上位層には沖積粘性土層(Ac)が厚く広がる。この沖積粘性土中に沖積砂質土層(As)が挟在し、N値が低く液状化の発生が懸念される地層である(図-4縦断面図参照)。Ac層の上位層には有機物を多量に混入した表土類層(Ts:旧表土)が堆積する。最上位層はN値2回程度の非常に柔らかい粘性土からなる築堤時の盛土層(Bn)が覆っていることを確認した。

図-6より、堤体からため池方向に向けて土層に大きな傾斜はみられないが、沖積粘性土層(Ac)において、沖積砂質土層(As)を確認した。

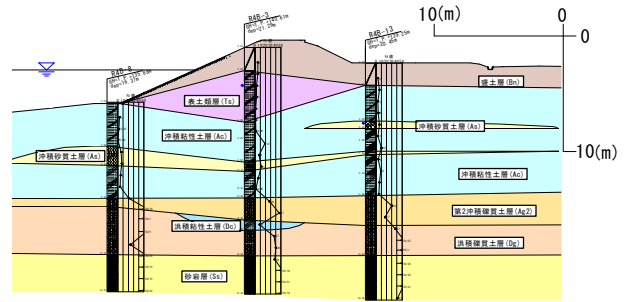


図-6 横断面図(No.20)

#### (2) 液状化対象地盤の範囲を特定

過去に行った既存調査からすると沖積砂質土層(As)において液状化の可能性があることが確認されている。既存調査時での沖積砂質土層(As)はB-1孔よりGL-7.40mから層厚4.00m程度確認されていた(図-4参照)。このAs層の分布範囲を特定するためボーリング調査を行った結果、部分的に挟在する程度で層厚は1.00~1.50m程度にとどまった。これらより、縦断方向の分布範囲は想定より薄く、既存箇所付近だけが厚く堆積していることが判明し、液状化対策工の範囲を大きく縮小できる結果となった。

### 4. 現場管理の工夫

調査対象の徳良池はため池機能の他に観光地として地域にとって重要であったため、観光客が少ない冬季間に調査を実施する必要があった。特に機材搬入時のため池堤体表面を荒らさないため、豪雪地域であることを利用し雪道を重機で構築し機材を搬入・移動した。また、ため池側のボーリング地点は、ため池湖面内で水上足場にて実施した。理由は、ため池の遮水層を破損しない位置でボーリングするためには、ため池の水位を低下させる必要があった。しかし、冬期間ため池の水は地域の融雪溝の給水源のため水位を下げるができなかった。そのため、水上足場を設置し、無事作業を完了できた。

### 5. まとめ

ため池の改修工事は、当初既存データ調査結果から沖積砂質土層(As)に液状化対策工を施すことを計画していた。今回の調査結果から該当する土層は、縦断方向で堤体中央部に集中していることを確認した。横断方向の分布範囲も限定的であった。また現在も作業が行われている業務であり、堤体の透水試験や室内土質試験等を控えているため、それらの試験結果よりさらにため池の地質状況が判明するものと思われる。

#### 《引用・参考文献》

- 1) 国土庁調整 山形県発行 土地分類基本調査「尾花沢」(に加筆)

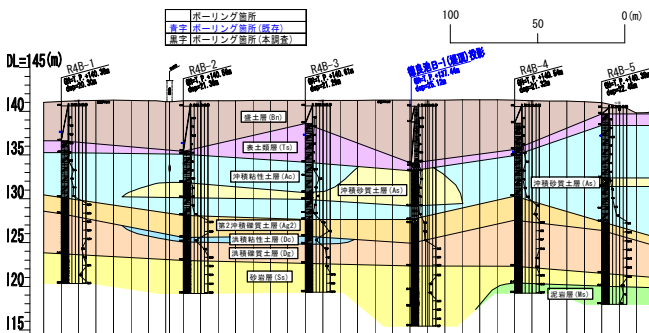


図-4 縦断面図(R4B-1~R4B-5)

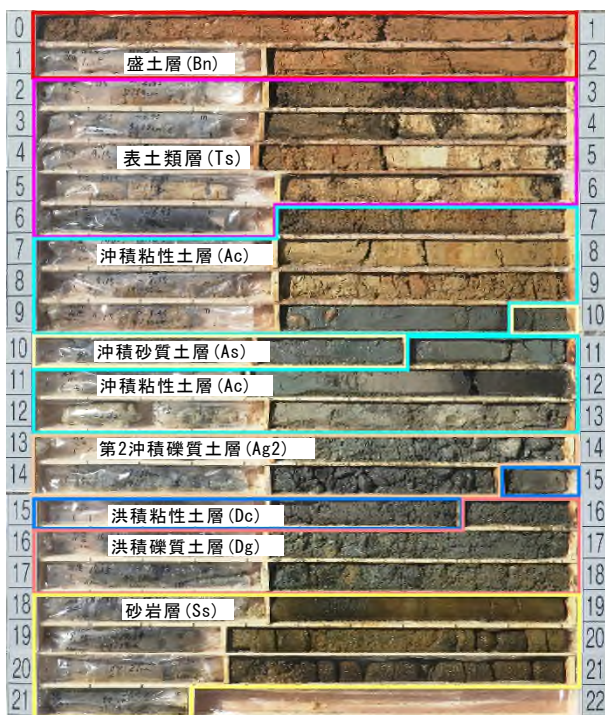


図-5 コア写真(R4B-3)

# ため池耐震照査業務における詳細法と SIP 簡易法の比較事例の紹介

基礎地盤コンサルタンツ株式会社 ○萩村 俊司, 赤坂 幸洋, 金丸 功希, 草野 正太郎

## 1. はじめに

ため池の耐震照査業務の検討では、堤体土が強度低下することを考慮した「塑性すべり解析法」を用いることが、土地改良事業設計指針「ため池整備」（平成 27 年 5 月改訂）により提案されている。ニューマーク-D 法は、塑性すべり解析法の一つであり、非排水繰返し載荷による継続的な強度低下特性を累積損傷度理論によって適切に評価して地震時のすべり変形を算定する手法である。さらに、ニューマーク-D 法には、詳細ニューマーク-D 法（以降、詳細法）、SIP ニューマーク-D 法（以降、SIP 簡易法）がある。一般的に、ため池の堤高が比較的高い場合や堤体構造が複雑な場合には、詳細法が用いられる。一方、堤高が低い場合や堤体構造が単純な場合には、SIP 簡易法が用いられる。本報告は、ため池 A についてレベル 2 地震動における詳細法を実施し、参考として SIP 簡易法も実施したことから、両手法による地震時の最小安全率を比較した。

図-2に繰返し+単調載荷試験の概略図を示す。詳細法で必要となる繰返し+単調載荷試験は、供試体に非排水繰返し載荷を与える前後に土の圧密非排水三軸圧縮試験（三軸 CUB 試験）を実施し、地震を受けて強度低下する堤体土の特性を明らかにする室内土質試験である。

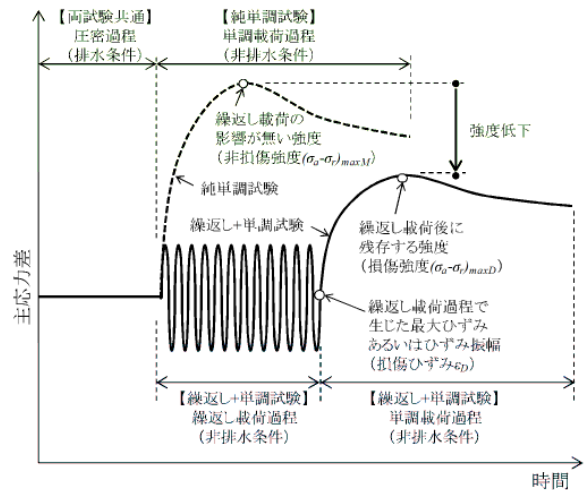


図-2 繰返し+単調載荷試験の概略図<sup>1)</sup>

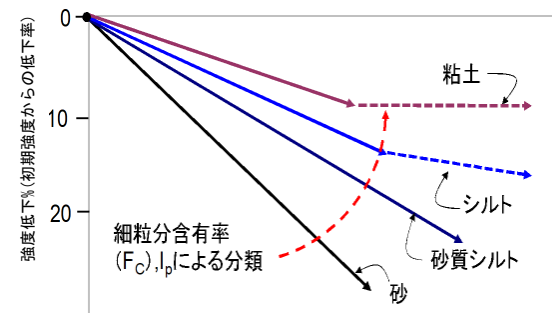
## 2. 検討手順

図-1に検討手順を示す。詳細法と SIP 簡易法の違いは、堤体の応答加速度の計算方法と堤体の強度低下特性の設定方法である。堤体の応答加速度の計算方法は、詳細法では二次元地震応答解析を実施するが、SIP 簡易法では N 値や Vs から設定される簡易的な応答倍率直線や一次元地震応答解析により計算される。堤体の強度低下特性は、詳細法はボーリング調査により試料を採取し、繰返し+単調載荷試験結果により設定するが、SIP 簡易法は物理試験結果等から標準強度低下曲線の経験式により設定する。

図-3に堤体土の標準強度低下モデルの概略図を示す。簡易法で採用されている標準強度低下モデルは、細粒分含有率(Fc)、塑性指数(Ip)により分類される。細粒分含有率(Fc)が小さいほど、両振幅ひずみ DA の増加に伴う強度低下が大きい傾向となっている。

SIP簡易法	詳細法
<ul style="list-style-type: none"> <li>○地質調査</li> <li>・ボーリング調査</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>○地質調査</li> <li>・ボーリング調査</li> <li>・PS検層</li> </ul>
<ul style="list-style-type: none"> <li>○室内土質試験</li> <li>・物理試験</li> <li>・三軸圧縮試験</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>○室内土質試験</li> <li>・物理試験</li> <li>・三軸圧縮試験</li> <li>・動的変形試験</li> <li>・繰返し+単調載荷試験</li> </ul>
<ul style="list-style-type: none"> <li>○設計地震動の設定</li> <li>・模擬地震波作成</li> </ul>	
<ul style="list-style-type: none"> <li>○解析モデルの設定</li> <li>・地盤定数設定</li> <li>・強度低下曲線</li> <li>(※標準強度低下モデル)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>○解析モデルの設定</li> <li>・地盤定数設定</li> <li>・HDモデル作成</li> <li>・強度低下曲線</li> <li>(※繰返し+単調載荷試験値)</li> </ul>
<ul style="list-style-type: none"> <li>○耐震性能照査</li> <li>・簡易的な応答倍率直線</li> <li>・塑性すべり解析</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>○耐震性能照査</li> <li>・二次元地震応答解析</li> <li>・塑性すべり解析</li> </ul>

図-1 検討手順



累積ひずみ量 (両振幅ひずみ DA%、繰返しによって劣化が進む程度)

図-3 堤体土の標準強度低下モデルの概略図<sup>2)</sup>

## 3. 地層構成

図-4に今回検討した堤体地層断面図を示す。堤体は堤高約4m(堤高が低いに相当)で、堤体上流側に透水性の低い刃金土を設けた前刃金型をなしている。堤体下位には洪積層(粘性土、礫質土、砂質土)が堆積する。このうち、洪積第3礫質土は概ね N 値が50以上となる地層で、S 波速度 (Vs) が400m/s 程度となる。

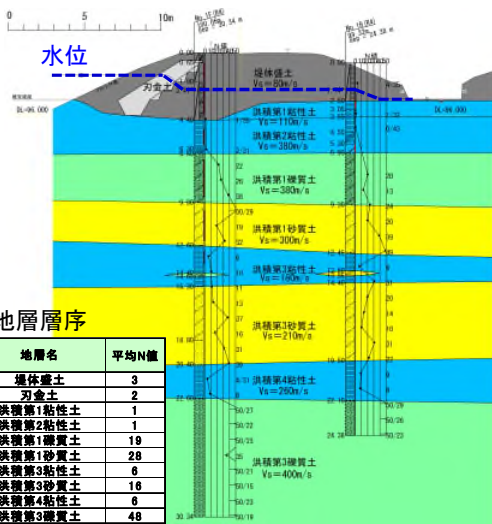


表-1 地層層序

地質時代	地層名	平均N値
完新世	堤体盛土	3
	刃金土	2
第四紀 更新世	洪積第1粘性土	1
	洪積第2粘性土	1
	洪積第1礫質土	19
	洪積第1砂質土	28
	洪積第3粘性土	16
	洪積第3砂質土	16
	洪積第4粘性土	6
	洪積第3礫質土	48

図-4 地層断面図

#### 4. 解析条件

##### (1) 地震動

堤体で予測される地震動の設定は、「大規模地震に対するダム耐震性能照査指針(案)・同解説(2005)」<sup>3)</sup>に従い、内陸型地震、海溝型地震とした。本報告ではこれらのうち加速度が大きい内陸型地震に対する結果を報告する。

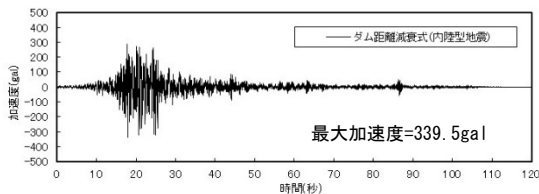


図-5 内陸型地震波形

##### (2) 強度低下特性

強度低下対象層は、堤体土、および刃金土とした。詳細法では繰返し+単調載荷試験により得られた試験値から繰返し計算により堤体の強度低下特性を設定した。簡易法では標準強度低下モデルにより堤体の強度低下特性を設定した。図-6に設定した両振幅軸ひずみと見掛けの摩擦角の関係図を示す。図-6によると、堤体土、および刃金土の強度低下特性は、詳細法の方が両振幅軸ひずみの増加に伴う強度低下がやや大きい傾向が得られた。

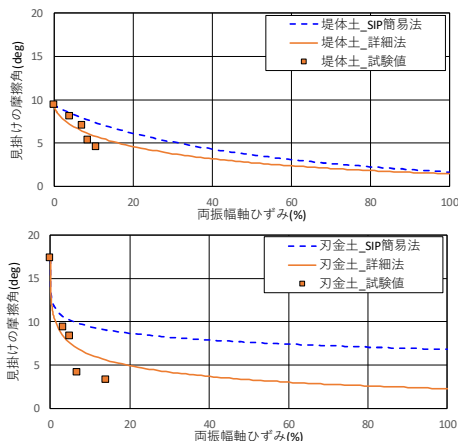


図-6 強度低下曲線の比較図(上:堤体土, 下:刃金土)

#### 5. 解析結果

図-7に解析結果図を示す。二次元地震応答解析による最大加速度分布は、基盤の入力加速度が340gal程度に対し、堤体は560~600gal程度で増幅した応答を示す。なお、SIP簡易法での天端の加速度応答倍率をN値とせん断波速度Vsにより算出すると基盤加速度の1.942倍であり、天端の最大加速度は630gal程度と計算された。

また、2つの解析手法において、地震中の最小安全率は上流側、下流側で概ね一致する傾向が得られた。このことから、SIP簡易法は詳細法と同程度の結果が得られることが分かり、堤高が比較的低いため池については、SIP簡易法が有効活用できる結果が得られた。

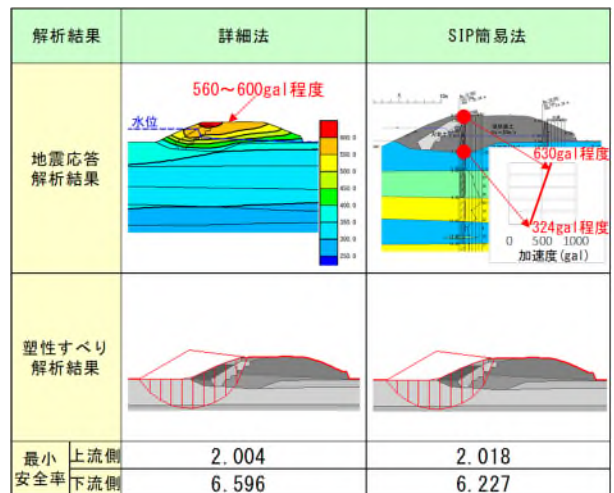


図-7 解析結果図

#### 6. まとめ

ため池Aについてレベル2地震動における詳細法とSIP簡易法を実施し、地震時の最小安全率を比較した。その結果、堤高が比較的低いため池については、SIP簡易法が有効活用できる結果が得られた。詳細法では、解析に必要な室内土質試験及び二次元地震応答解析など解析手法が複雑かつ高価である。そのため、本結果では、検討費用の削減や作業短縮の可能性が確認できた。しかしながら、今回の堤体土質は比較的低強度土質のため、解析結果が概ね一致した可能性がある。堤体土質によっては、今回の比較結果と異なるケースも考えられるため、今後も様々な堤体土質で詳細法とSIP簡易法の比較検討を続ける必要がある。

#### 《引用・参考文献》

- 1) 農業農村工学会：土地改良事業設計指針「ため池整備」, pp. 126, 2015. 5.
- 2) 毛利栄征, 龍岡文夫, デューティン アントワン, 矢崎澄雄:ため池堤体の耐震診断のための土の強度低下モデルの提案, 農業農村工学会大会講演要旨集, pp806~807, 2015
- 3) 国土交通河川局：大規模地震に対するダム耐震性能指針(案)・同解説, pp. 6-9, 2005

# ため池耐震調査事例

東邦地水株式会社 横山 啓之

## 1. はじめに

環太平洋造山帯に位置し、国土の4分の3を山地や丘陵地が占める日本において「ため池」は、農業目的のみならず治水目的として数多く存在します。地震の多い日本において「ため池」の耐震性照査は必須であり、愛知県では2013年頃から数多くの耐震性能照査が実施されてきました。

県内は、知多半島、渥美半島、尾張東部、三河地方の丘陵部に多く分布する。

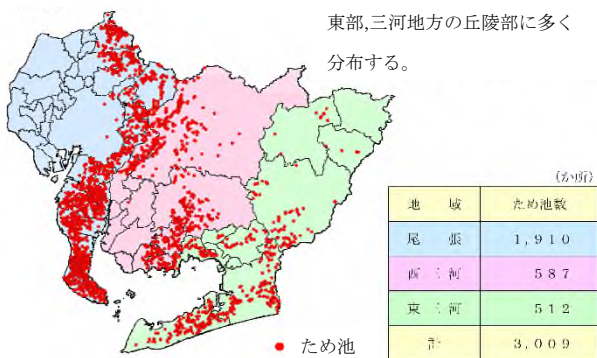


図-1 愛知県のため池分布図<sup>1)</sup>

## 2. ため池の耐震性能照査方法

### (1) ため池の重要度区分と耐震性能の設定

ため池の耐震性能照査は、ため池の重要度に応じてレベル1およびレベル2地震動に対する耐震性能を満足するかどうかで判断されます。

表-1 重要度区分による耐震性能<sup>2)</sup>

重要度区分	耐震性能	
	レベル1地震動	レベル2地震動
AA種	健全性を損なわない	限定された損傷にとどめる (液状化対策工の評価を行う)
A種	健全性を損なわない (液状化対策工の評価を行う)	耐震設計を行わない
B種	健全性を損なわない	耐震設計を行わない

レベル1：供用期間内に1〜2度発生する確率の地震動

レベル2：確率は低い地震動強さの大きな地震動

本文はため池の大多数を占めるA種を対象とした耐震照査について事例を含め、まとめたものである。

### (2) 耐震性能の照査手順

A種の耐震性能照査はレベル1地震動のみを対象とし、地質調査結果を基に堤体の安定と液状化についての検討を行います。手順としては、①震度法(Kh法)による照査(安定計算：円形すべり面スライス法)で必要安全率を満足しているかの確認、②堤体の液状化検討(FL法)により液状化の危険性とFL値を把握。この液状化検討結果を基にFL値に応じて③地震により生じる堤体への過剰間隙水圧を考慮した安定計算(ΔU法)を行い、必要安全率および許容沈下量を満足するかを判定します。

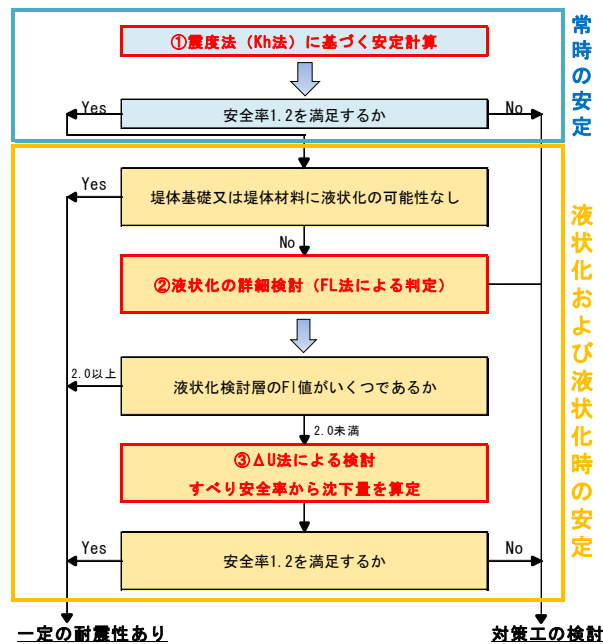


図-2 耐震性能照査フロー

## 3. 地盤モデル作成のためのボーリング調査方法

### (1) 調査地点配置

調査地点の配置は、旧地形図等を参考に堤体高が最大となる横断面を想定し、原則として3地点(a. 堤体天端、b. 下流側、c. 上流側)で実施します。

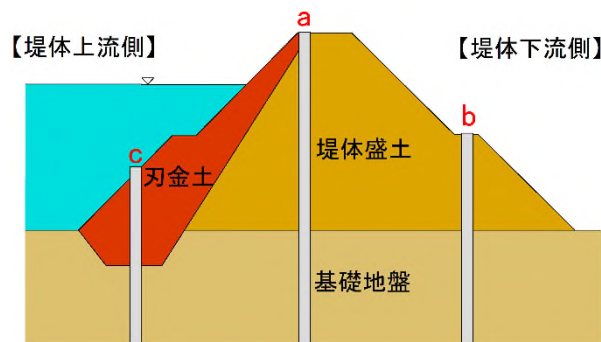


図-3 地質調査実施箇所図(前刃金型)

### (2) 検討に必要な地盤情報

ボーリング調査では、地層情報(土質とN値)と地下水水位を確認するとともに浸潤線設定のために地盤の透水係数も把握します。併せてサンプリングを実施し、各構成土(刃金土・堤体土・基礎地盤)の液状化危険度や強度定数を求めるために室内試験を実施します。

なお、堤高15m未満のため池は築造時に発生した間隙水圧が完成後には消散しているという考えから、有効応力解析での検討が標準となります。そのため、サンプリング試料による三軸圧縮試験は粘性土で間隙水圧を測定

する圧密非排水試験 (CUB), 細粒分の非常に少ない砂質土で圧密排水試験 (CD) が標準となります。

#### 4. 調査事例

##### (1) 対象ため池

対象ため池は、愛知県の某所、地質は丘陵地を形成する第三紀豊丘累層の分布域にあたり、第三紀中新世の師崎層群由来の砂岩・泥質岩・凝灰岩よりなる砂礫層を主体とする地域に存在します。



写真-1 師崎層群(泥質岩) 写真-2 豊丘累層(砂礫)

対象ため池は、谷部を埋め立て築造された谷池型で遮水土である刃金土が設けられた前刃金型(図-3 参照)である。

##### (2) ボーリング結果

ボーリング結果より、礫混じり細粒土よりなる刃金土、礫分を含む細粒分質砂質土よりなる堤体盛土、細粒分混じり礫質土よりなる基礎地盤を確認した。

図-4 にボーリング結果および施工図面を基に作成した地層推定断面図を示す。

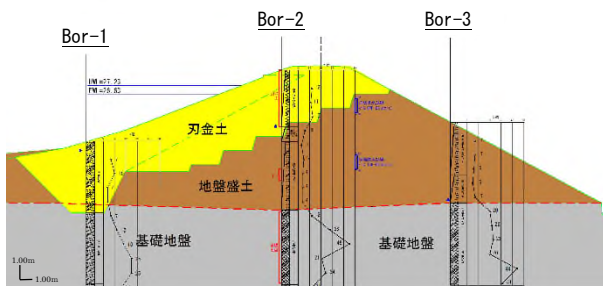


図-4 地層推定断面図

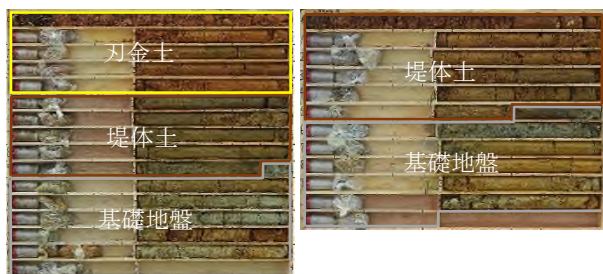


写真-3 Bor-2 コア 写真-4 Bor-3 コア

##### (3) サンプルングおよび室内土質試験結果

サンプルング対象土は、刃金土、堤体土、基礎地盤であり、土質に応じて刃金土はデニソンサンプルング、堤体土はサンドサンプルングを実施した。また、基礎地盤は礫質土であるため、原位置凍結サンプルングやグラベルサンプルングなどの適用を検討したが、工費や工期等の制

約から今回は主に岩盤コアボーリングに用いられる三重管サンプラー(内管アクリルタイプ)を用い、特殊軟岩用ダイヤモンドビットを用いて試料採取を実施した。

##### (4) 地盤定数および安定計算結果

室内土質試験結果を基に決定した地盤定数を表-2に一覧し、この定数を用いた安定計算結果を図-5に示す。

表-2 検討用地盤定数一覧表

対象土	単位体積重量			せん断強度			
	湿潤 $\gamma_{t1}$	飽和 $\gamma_{t2}$	水中 $\gamma_{t2'}$	$C'$	$\phi'$	$C$	$\phi$
	(kN/m <sup>3</sup> )			(kN/m <sup>2</sup> )	(°)	(kN/m <sup>2</sup> )	(°)
刃金土	20.06	20.29	10.49	5.23	31.7	30.58	19.30
堤体土	16.93	17.04	7.24	6.00	27.4	8.00	15.30
基礎地盤	19.58	19.79	9.99	4.80	31.3	5.68	22.10

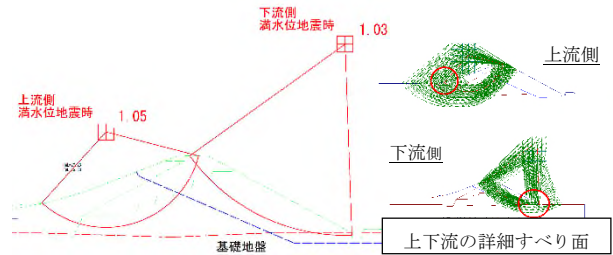


図-5 震度法による安定計算結果図

図-5より、満水位地震時において上下流とも必要安全率1.20を満足せず、両側ともに法尻付近を中心とする破壊が生じる結果となった。そこで、対策工の検討を行い、工法比較により最適な地盤改良工法を提案した。

なお、室内土質試験結果および液状化検討結果より、液状化の危険性は低いと判定されたため、 $\Delta u$ 法による検討は除外した。

#### 5. 最後に

本文は、ため池の耐震性能照査方法を紹介し、一事例を示したものである。本事例は、最も標準的なため池の耐震性能照査事例であり、東海地方に存在するため池は地域毎に構造や形状・規模、そして地形地質条件が大きく異なる。そのため、耐震性能照査の基礎となる地質調査に際してはため池毎に適した調査方法・調査数量を慎重に決定する必要がある。

今後は、ため池の条件に応じて適切な調査計画立案を行うとともに、条件の異なるため池での実務経験・検討を重ねて、自己研鑽を図っていく所存です。

#### 《引用・参考文献》

- 1) 愛知県ため池保全構想概要版(2007):愛知県農林水産部農林基盤担当農地計画課,p3
- 2) 土地改良事業設計指針「ため池整備」(2015):公益社団法人農業農村工学会,p7

## 大規模盛土造成地変動予測調査における住民による経過観察についての一考察

株式会社エイト日本技術開発 田島 智子

## 1. はじめに

宅地耐震化事業の一環である大規模盛土造成地変動予測調査は、H18年から推進され、R2年度までに大規模盛土造成地（全国で約5万箇所）が抽出され、現在、第二次スクリーニング調査（以下、2次SC調査）の優先度評価が概ね完了しつつある状態となっている。事業実施中にも、東北地方太平洋沖地震をはじめとした多くの地震被害が発生し、スクリーニング手法についても見直しが行われ、現在、特に危険性の高い盛土造成地を対象に2次SC調査を実施し、その他の盛土造成地は「経過観察」を実施する予定となっている。

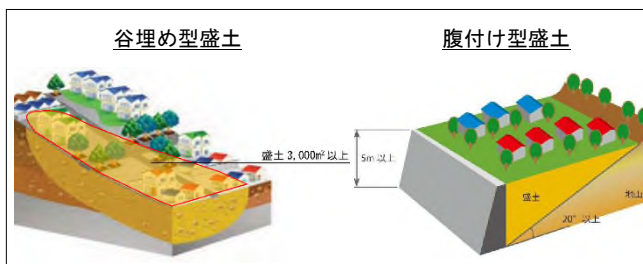
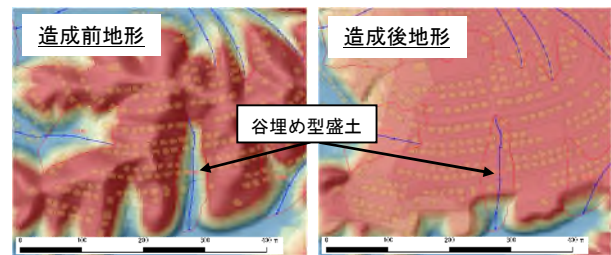
さらに、R3年の静岡県熱海市の大雨に伴う盛土の崩落・大規模な土砂災害を受けて、「宅地造成及び特定盛土等規制法（盛土規制法）」がR5年5月に施行されるなど、土地所有者等の盛土に対する安全性を維持する責務など盛土に対する社会環境が大きく変わってきている。

本論では、筆者らが今までに携わった2次SC調査の計画作成（1.5次SC調査）や2次SC調査において住民と接してきた経験を踏まえ、今後の経過観察手法について考察する。

## 2. 大規模盛土造成地変動予測調査の概要

対象の大規模盛土造成地は、「谷埋め型盛土」と「腹付け型盛土」があり、以下のプロセスで大規模盛土造成地の抽出、造成宅地防災区域指定ためのスクリーニングを実施する事業となっている。

- ① 第一次スクリーニング調査  
造成前後の地形から大規模盛土造成地を抽出
- ② 第二次スクリーニング調査計画立案  
大規模盛土造成地を対象に現地踏査を実施し、早期に対応が必要な危険性の高い盛土造成地の確認および2次SC調査実施の優先度評価
- ③ 第二次スクリーニング調査  
機械ボーリング調査等による詳細調査による盛土の安定性評価

図-1 大規模盛土造成地<sup>1)</sup>図-2 盛土造成前後の地形の例<sup>2)</sup>

優先度が低い盛土については、「経過観察」を行うこととなったが、これらも、安全とは言えず、地震時に崩落しないとは限らない。

これまでのスクリーニングは、国や地方公共団体主体で、専門的知識を持った技術者が実施してきたが、経過観察対象となる盛土は数も多く、時間も費用もかかってしまう。また、経過観察では、わずかな変化を捉えることが大事であるため、日頃からの点検が有効的である。

土地所有者（住民）であれば、直ぐに対応することができるため、経過観察を行う上で適任であるが、適切な点検が実施できるかが課題である。

## 3. 現地点検項目

経過観察を実施する場合、現地では、盛土形状を考慮した上で、以下の内容について点検することが想定される。

## 現地点検項目

- ・不適格構造の有無（増し積み擁壁、急勾配のり面等）
- ・擁壁壁面・背面の変状（クラック・はらみ出し等）
- ・造成地内の滑動崩落に起因する変状（クラック等）
- ・盛土のり面部の変状（はらみ出し等）
- ・盛土のり面部からの湧水（地下水の有無）

## 4. 住民主体の経過観察案

専門知識を持たない住民が、経過観察を行うことで、判断に迷うことや、点検時の見落としが生じることが予想される。そこで、以下に、住民が経過観察を実施する場合の課題を整理した上で、住民による経過観察の有効的な方法について、提案する。

## (1) 住民による現地踏査時の課題

現地点検時には、現地の変状の有無や進行状況、地下水（湧水）の有無について確認し、盛土造成地の健全性について評価していく。しかし、変状や湧水の有無について確認する際に、その全てが対象になるわけではなく、経年劣化や降雨による影響のため評価するべきではない



ものや、場所や形状によっては、盛土の滑動には全く関係のないものもあるため、現地で収集した情報を取捨選択して評価していかなければならないが、専門知識が無いと、誤った判断をしてしまう可能性がある。



図-3 現地点検の着目点の例①

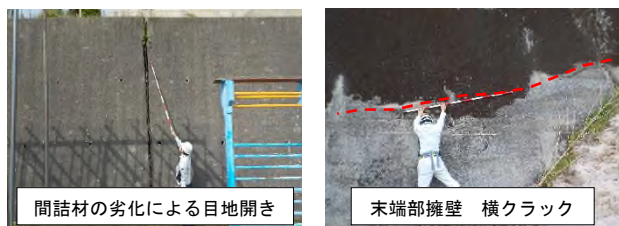


図-4 現地点検の着目点の例②

また、宅地盛土は切盛境界が平坦地になっていることが多く、目視では盛土境界はわからないことが多い。このため、盛土造成前後の地形を把握した上で、変状の発生場所を考慮して、変状等の発生状況を確認していくことが重要であるが、地形の把握には専門的な知識が必要である。

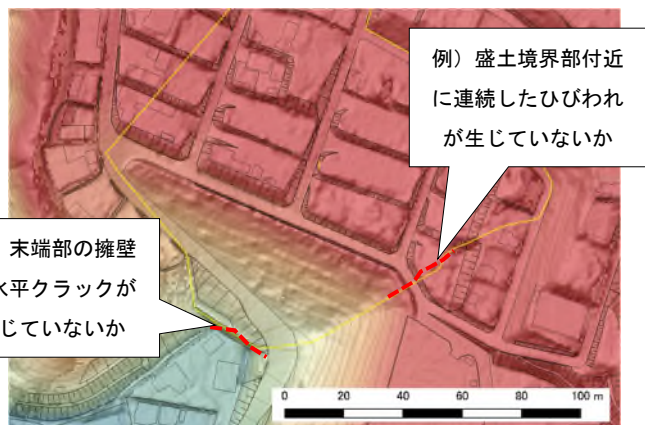


図-5 盛土造成前地形と変状発生場所の例

## (2) 住民自身の意識付け

大規模盛土造成地の中には、地震時に他者に被害を与えてしまうものもあり、大規模盛土造成地（宅地）の責任者は所有者自身であるため、加害者になり得る。土地やそれに付随する構造物であるのり面や擁壁は、建物と同様に住民の所有物であるが、管理できていない人が多くいるのが実情である。特に古い擁壁は、構造上の不適格（増積み擁壁等）が多くあり、前の所有者が施工したものであっても、現在の土地所有者に責任が生じてしまうこともあり得る。このように、加害者にならないためにも自分の所有物のリスクをしっかりと把握し、管理し

ておくことが大事である。

## (3) 専門家に相談しやすい仕組みづくり

専門的な知識が無い住民個人が、経過観察のための点検を実施することは難しいが、土地所有者である住民が主体となって実施できる仕組みづくりをすることが重要である。

点検時の見逃しを防ぐために、経過観察を実施する前に、専門家同行のもと現地を確認した上で、以下の点について整理しておくことで、専門知識を持たない住民でも、点検を実施することができるようになると思う。

- ・着目すべき場所
- ・変状の種類（滑動起因の変状とそうでない変状）
- ・変状の進行確認のための計測点
- ・点検頻度

また、専門家に相談できる仕組みづくりに加えて、このような仕組みにも住民をサポートできるような交付金があると、住民も相談しやすい。

経過観察は、あくまで所有者である住民が主体的に行うが、大規模な対策が必要になった場合には、交付金を得られるような制度もあるとよい。その際も、専門家が間に入ることで、過不足のない適切な対策を選定することができると思う。

## 5. まとめ

大規模盛土造成地は、大地震時に滑動崩落が生じると、人命や家屋等に甚大な被害が発生する可能性がある。新たに制定された「盛土規制法」でも、責任の所在が土地所有者等に明確化されており、加害者とならないためにも、所有者としての住民本人の意識向上が重要となる。

盛土や地盤に関する知識がない住民が、適性かつ効率的な宅地盛土の維持管理を実施していくためには、専門家に相談しやすい環境づくりと、正しい意識付けを行っていくことが重要である。

## 《引用・参考文献》

- 1) 大規模盛土造成地の滑動崩落対策推進ガイドライン及び同解説 平成27年5月 P1-2 に加筆
- 2) 国土地理院の基盤地図情報数値標高モデルより作成した段彩陰影図に加筆

## トンネル覆工巻厚が薄い箇所における有効的な補修・補強設計の検討

基礎地盤コンサルタンツ株式会社 嶋田 諭

## 1. はじめに

在来工法のトンネルにおいて、覆工コンクリートの巻厚不足箇所でも覆工背面に空洞が確認された場合は、地山から落下した岩塊が覆工コンクリートを破壊し、岩塊と共にトンネル内に落下する「突発性の崩壊」の発生が懸念される。

本稿では、巻厚不足箇所でも懸念される「突発性の崩壊」に対する補修・補強対策工検討事例を記す。

## 2. 対象トンネルと設計方針

## (1) 対象トンネル

対象トンネルは、鹿児島県内の市町村が管理するトンネルである。本トンネルは、完成から90年以上経過したトンネルで、素掘りのトンネルに覆工コンクリートを内巻きした記録が残されている。

トンネル周辺の地質は、デイサイト・流紋岩・大規模火砕流とされている<sup>1)</sup>。

本トンネルの特徴として、内空断面が非常に小さいトンネルである(写真-1)。



写真-1 起点側坑口

トンネルの主な変状として、広範囲の豆板（写真-2）や覆工コンクリートの欠損が確認されている。



写真-2 覆工表面状況

電磁波レーダー探査機を用いた覆工背面空洞調査では、巻厚不足及び覆工背面空洞が確認され、過年度の簡易覆工強度試験では、設計強度が不明な場合に用いる設計基準強度 $15\text{N/mm}^2$ を下回る箇所が確認された。

## (2) 覆工背面空洞対策の方針

確認された覆工背面空洞高さの規模は小さいものの、覆工コンクリートの強度不足を考慮し、覆工巻厚が薄くかつ覆工背面空洞に広がりのある区間を要対策区間とした。

なお、現状ではトンネルアーチ部に縦断方向のひび割れや放射状のひび割れが見られないことから、地山は安定し、覆工コンクリートに外力は作用していないと判断した。

設計方針として、覆工背面空洞を充填することで突発性の崩壊を防止する「裏込め注入工」による対策とし、注入材料を検討した。

注入材料の検討方針を以下に示す。

①外力に起因する変状が確認されず、「突発性の崩壊」のみを対象とした対策となるため、剛性の低い非セメント系注入材（発泡ウレタン）の40倍発泡が使用可能である。

②巻厚不足箇所の適用性について、「道路トンネル維持管理便覧【本体工編】」に記載されており、セメント系注入材は補強工の検討を要するのに対し、非セメント系注入材はセメント系注入材に比べ覆工コンクリートに係る荷重増加の影響が小さいため、補強工の検討は特段求められていない<sup>3)</sup>。しかし、覆工コンクリートの強度不足に関する記載がないため、当該トンネルでは強度不足を考慮した検討を行う。

③内空断面が小さいトンネルであるが、車両が通行するトンネルのため、原則内空断面を縮小させない。

## 3. 注入材料の選定

検討方針の②では、非セメント系注入材は注入圧と発泡圧を検討することで裏込め注入実施前の事前補強を行わず施工できるとされているが、覆工の強度不足が生じている場合は、裏込め注入時に覆工コンクリートに変状が発生する可能性がある。変状の発生が懸念される場合は、別途解析等により事前補強の必要性を判断する。

本トンネルにおいても覆工巻厚不足箇所では裏込め注入時に変状の発生が懸念されたため、骨組み解析により裏込め注入時の応力照査を行い、事前補強の必要性を検討した。

## (1) 骨組み解析条件

骨組み解析は、対策区間で最も覆工巻厚の薄い箇所モデルを作成し、各種条件を設定した（表-1）。

表-1 骨組み解析条件

項目		入力値	単位
注入材単位 体積重量	可塑性エアモルタル	12	kN/m <sup>3</sup>
	発泡ウレタン	0.3	kN/m <sup>3</sup>
覆工コンクリート 物性値 (無筋コンクリート)	覆工コンクリート単位体積重量	23	kN/m <sup>3</sup>
	弾性係数	$2.0 \times 10^4$	N/mm <sup>2</sup>
	設計基準強度	15	N/mm <sup>2</sup>
	圧縮応力度	3.75	N/mm <sup>2</sup>
	曲げ引張応力度	0.19	N/mm <sup>2</sup>
作用応力	せん断応力度	0.3	N/mm <sup>2</sup>
	注入圧(可塑性エアモルタル)	200	kN/m <sup>2</sup>
	発泡圧(発泡ウレタン)	20	kN/m <sup>2</sup>

本トンネルのアーチ部における覆工強度が不明であったため、国土交通省が定める道路トンネル定期点検要領を参考に15N/mm<sup>2</sup>を採用した。

また、弾性係数については文献<sup>4)</sup>に記載されている各設計基準強度における弾性係数をもとに比例配分し設定した。

その他の骨組み解析条件は、各種基準や公表値を基に設定した。

## (2) 骨組み解析結果

フレーム計算の結果を表-2及び表-3に示す。

表-2 骨組み解析結果（セメント系）

		(N/mm <sup>2</sup> )						
		圧縮		引張		せん断		
①注入圧 200kN/m <sup>2</sup>	S008	4部材	7.84 > 5.63	OUT	2.87 > 0.29	OUT	0.480 > 0.45	OUT
	S008	7部材	4.84 < 5.63	OK	1.33 > 0.29	OUT	0.346 < 0.45	OK

表-3 骨組み解析結果（非セメント系）

		(N/mm <sup>2</sup> )						
		圧縮		引張		せん断		
①発泡圧 20kN/m <sup>2</sup>	S008	4部材	0.83 < 5.63	OK	0.28 < 0.29	OK	0.051 < 0.45	OK
	S008	7部材	0.56 < 5.63	OK	0.17 < 0.29	OK	0.039 < 0.45	OK

セメント系注入材は、引張・圧縮・せん断の全てで許容応力度を超える解析結果となった。この場合は、事前補強として内空断面を縮小させる内巻補強が必要となるため、セメント系注入材の適用は困難と判断した。

非セメント系注入材は、引張に対する余裕は小さいものの、引張・圧縮・せん断の全てで許容応力度内に収まり、事前補強なしでの施工が可能となったため、裏込め注入材は非セメント系注入材に限定される結果となった。

## 4. 施工時の課題と対応

施工時の課題として、削孔調査時に事前補強が望ましいと判断された場合の対応が挙げられる。

一般的に、引張に対する補強として繊維シート補強工が用いられるが、覆工コンクリート表面に豆板の多い本トンネルでは、シートの接着不良やリークしたウレタンによるシートのはく離が懸念される。繊維シート補強工は、繊維シートと覆工コンクリートを確実に接着させる

必要があり、接着不良やウレタン注入時にはく離が生じる場合は、想定された補強効果が得られない。

代替案として、覆工コンクリートに重量物を懸垂させず、豆板部でも適用可能な案が必要となる。採用実績と適用性を考慮し、路面からパイプで覆工コンクリートを押さえるパイプサポートを仮設補強案として申し送ることとした。

## 5. おわりに

巻厚不足及び強度不足等が確認された場合において、事前補強なしで覆工背面空洞対策を計画する場合は、施工時の変状発生リスクを見逃す可能性がある。本トンネルでは、既往の調査結果を参考に物性値を設定して骨組み解析を行い、事前補強の必要性を判断した。

今後、類似条件のトンネル補修設計における課題として、骨組み解析の条件設定の精度向上が挙げられる。特に覆工巻厚が著しく不足している場合は、解析条件の僅かな差が結果に大きく影響する。必要に応じて追加の事前調査を行い、調査結果を基にした各種条件設定を行うことが望ましいと考える。

## 《引用・参考文献》

- 1) 地質図Navi, (最終閲覧日 2023年5月15日), <https://gbank.gsj.jp/geonavi/>
- 2) 道路トンネル定期点検要領(2019): 国土交通省 道路局 国道・技術課, p. 58
- 3) 道路トンネル維持管理便覧【本体工編】令和2年版(2020): 公益財団法人日本道路協会, p. 325
- 4) コンクリート標準示方書【設計編】(2018): 公益財団法人土木学会, p. 43

## 老朽化した集水井の内部調査・改築工検討事例

基礎地盤コンサルタンツ株式会社 ○古田 行平, 植田 健太, 望月 敦人, 近藤 光広

## 1. はじめに

地すべり対策事業において 1969 年～1987 年の間に施工され、36～50 年を経過したライナープレート製集水井は、本体の変形や腐食、集・排水ボーリングの閉塞等により、安全性や施設機能の低下が生じているものがある。地すべり対策工は、施設機能が健全であることを前提として安全性が担保されるため、施設の維持管理が重要である。

集水井の点検では、点検要領に基づいた目視や個別箇所計測などが実施されている。しかし、老朽化した集水井の内部を点検する場合、井内の有毒ガスや酸欠、昇降施設(タラップ)の腐食による落下事故の危険性がある。そこで近年では、集水井に入孔せずに地上部からカメラで撮影する点検手法が普及している。

本稿では、集水井のカメラ点検結果と入孔による内部調査結果を反映した改築工の検討事例について紹介する。

## 2. 集水井内部の点検

集水井内部の点検方法は「地表からの効率的な集水井内点検手法共同研究報告書<sup>1)</sup>」を参考とした。

## (1)使用機器

使用機器を表-1 に示す。

表-1 使用機材一覧

名称	型式・性能
全天球カメラ	① GoPro MAX
照明	② WENSCHA LED コーンライト×3 本 (全光束 3500Lm)
遠隔端末	③ iPhone
リボンロッド	④ 30m×2 本
下げ振り子	⑤ 5 本
直尺	⑥ 2.0m×1 本



写真-1 使用機材一覧

## (2)カメラ点検結果

カメラ撮影画像による集水井点検の結果、ライナープレート製の欠損・集水管の集水・付着物の有無等状況(写真-2)を確認することができた。また、集水井 2 では、深部の写真に歪みが生じており、地表部と中心位置にズレが生じていること(写真-3)が確認できた。



写真-2 集水井 1 のライナープレート損傷・集水管状況

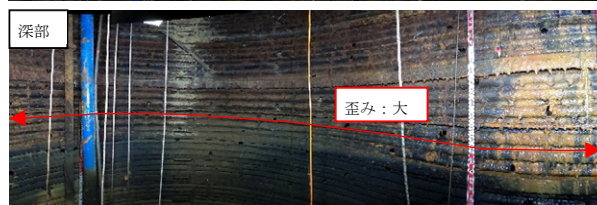
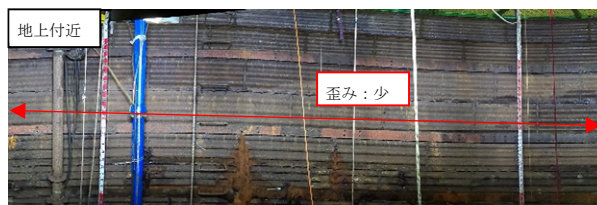


写真-3 集水井 2 のライナープレート傾倒状況

ライナープレートの欠損や発錆状況は、写真より判断できるものの、集水井の鉛直性や歪み量は、写真からの判断が困難である。

集水井の補修工は、主に「地すべり防止施設の機能保全の手引き～抑制工編～<sup>2)</sup>」に示されるライナープレートの再塗装、補強材等の追加による修繕工、既設集水井内に一回り小さな集水井を構築する内巻き補強、既設集水井の外側に一回り大きな集水井を構築する外巻補強、既設集水井を撤去し新たに新設する改築工等がある。

上記に示す改築工法では、特殊環境下でない限り内巻き補強工の経済性が優位である。内巻き補強の口径は、一般的には 0.5m ピッチで既設集水井より小径とする場合が多いが、1.0m 小径とされる場合もある。

本検討では、現在標準的に使用されるロータリーパーカッションによる集水ボーリングの設置(再ボーリング)が可能な直径 3.0m を内巻き補強の最小口径に設定した。その結果、集水井本体の鉛直性、変形状況のある程度詳細なデータが必要となり、内部調査を行うものとした。

### (3)集水井内部の人力による点検

カメラ調査により昇降設備は腐食し、使用困難であることが確認されており、容易に集水井内部へ降りて作業することは困難であった。そのため、橋梁点検やのり面点検などで実施されているロープワークによる内部点検を実施するものとした。集水井内への立ち入りの際は事前にガスの確認を行った上で、ガス検知器を携帯させ送風施設を準備した状態で実施した。

集水井本体の鉛直性確認調査は、地上部で集水井の中心位置出しを行い、下げ振り子を利用して2方向でライナープレートと中心位置との距離を測定した（写真-4）。



写真-4 下げ振り子による調査状況

### 3. 改築工法の検討

調査の結果、目視で鉛直に見られた集水井でも多少の傾倒が確認された。また、別の箇所の集水井では補強材（パーティカルスティフナー）が設置されておらず、集水井自体も大きく傾倒している箇所も確認された。

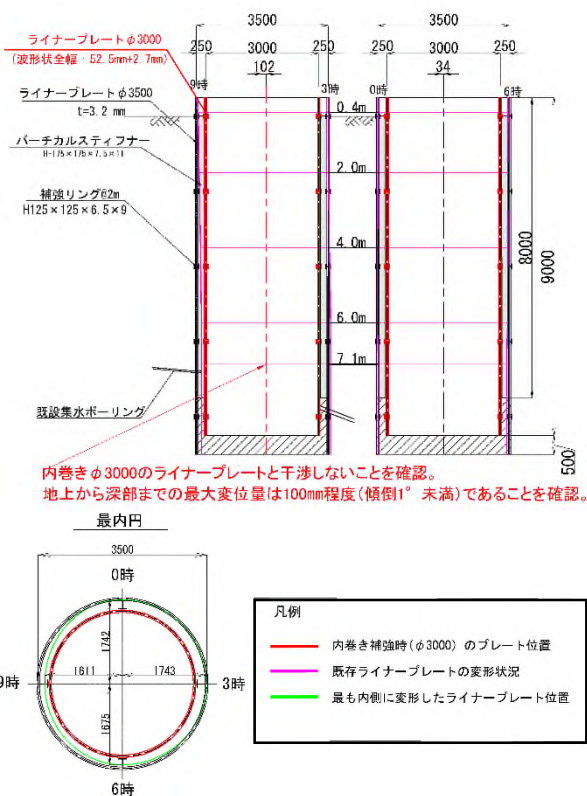


図-1 集水井1における鉛直性の確認結果

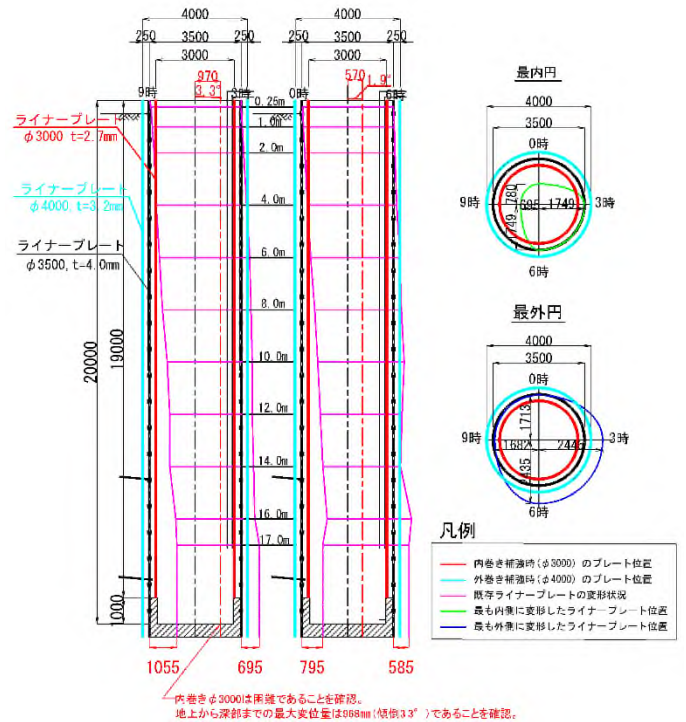


図-2 集水井2における鉛直性の確認結果

内部点検の結果、図-1 や図-2 のように集水井の鉛直性や変形状態を示すことで、施工不可能な口径・工法を除外し、現地に適した改築工法を提案することが可能となった。

なお、変状した集水井の改築にあたっては本体の傾倒や歪みが生じた時期が不明のため、施工前に再度地すべり性の変動が生じていないか調査が必要と判断される。

### 4. 今後の課題

以下に集水井調査および改築工法検討における今後の課題についてまとめる。

- ライナープレートの鉛直性を確認するために、集水井内部の人力による点検を行ったが、カメラ点検と同様に集水井外側から安全に測定できる方法を開発する必要がある。
- 内・外巻き補強工は、既設集・排水ボーリング孔が健全であることを前提とした改築工法のため、ボーリング孔の健全性を確認できる点検方法や手順の確立が必要である。
- ライナープレート集水井の改築基準は不明瞭であり、ライナープレートの欠損や傾倒、錆の状況や鋼材の耐用年数をもとに判断されている。現状では明確な集水井の補修や改築に対する判定基準が無いことから基準の整備が必要である。

#### 《引用・参考文献》

- 1) 国立研究開発法人土木研究所ほか(2019.6)：地表から効率的な集水井内点検手法 共同研究報告書。
- 2) 農林水産省(2013.6)：地すべり防止施設の機能保全の手引き～抑制工編～, p. 巻末15～巻末25。

## 道路事業における土石流対策に関する一考察（その4）

中央復建コンサルタンツ（株） ○ 本山 普士  
三井共同建設コンサルタント（株） 原田 紹臣

### 1. はじめに

道路事業における土石流対策は、砂防・治山事業と異なり用地上の制約から発生土砂の抑制や捕捉が難しい一方で、最低限の防災対策として道路本線への氾濫被害を防止する必要がある。その1の報告<sup>1)</sup>では、既設路線の「道路と溪流の位置関係」と「横過部の構造」に着目した溪流の分類を行い、その分類に適した土石流対策案を紹介した。その2の報告<sup>2)</sup>では、横過地点より上流側に対策工が設置されている場合の対策工形式やそれら対策施設の現況についてとりまとめ、対策工の管理方法と管理のための日々の点検のポイント等について述べた。その3の報告<sup>3)</sup>では、いくつかの具体的な対策事例の紹介と、防災カルテにおいて対象溪流の流出量やその流出量と既存施設がある場合の空き容量の関係を明らかにした上で「道路事業の対象とする現象と対象量（土砂量）」を適切に見積ることが重要であることを述べた。

本報告では、道路事業での土石流対策の体系化を目指すにあたり、道路防災上の弱点である横断管渠に着目し、閉塞を防止する方法や防止施設設置についていくつかの事例を紹介し、その対策実施上の留意点について述べる。

### 2. 道路事業における土石流対策の基本

道路事業における土石流対策の基本は、「道路土工 切土工・斜面安定工指針」（以下、道路土工<sup>4)</sup>）に示される。要約すると、以下のとおりである。

- ・土石流の発生が予測される溪流を横断する場合は、道路構造で対応できるかを検討する。
- ・道路面と溪床の高低を比較する。
- ・道路面が溪床より高い場合は、原則として十分なクリアランスを持つ橋梁やカルバートで横断する。
- ・道路面が溪床よりも低い時は覆工で通過する。
- ・道路構造で対応しきれない場合には、砂防堰堤等により土石流を制御することを考えなければならないが、その場合、砂防事業、治山事業等の他事業と十分に調整を行う。
- ・構造物により土石流に対処することが困難な場合には通行規制のみによって対処する場合もある。

### 3. 現行の指針・マニュアル等に示された対策方法

道路土工<sup>4)</sup>では、土石流は基本的に「流下させる（流下できる）」ものと考えて、道路構造物をスルーさせることが最も適切な対策とされている。さらに道路土工によれば、溪流の横過部にカルバートを設ける場合において「土石流ピーク流量が通過できる断面」と「水深、

水平方向とも土石流に含まれる礫の最大粒径の2倍より大きな諸元のもの」を使用するように示している。

しかし、特に供用中の路線にそのような構造物を設置することができる箇所は極めて少ない。その1<sup>1)</sup>、その2<sup>2)</sup>報告におけるモデル路線では、溪流が道路を下越する構造となる箇所は全体の75%に達するものの、横過地点直上流に落差や勾配の急変点があったり、カルバート断面が小さかったりと、土石流の流下に適した構造となる箇所は少ないことが示されている。このような状況から「土石流を流下させる」ことのできる箇所は全国的に見ても少ないものと思われる。

一方で、溪流からの流水は隣接地排水・横断排水として処理する必要があることから、供用中路線においては横断排水に対応した断面のカルバートが設置されているのが一般的である。それらのうち中山間地域の供用中路線に設置されるカルバートでは、近年の災害激甚化に伴い流出土砂・流木に起因した横断カルバートの閉塞による路面への土砂流出や堆積、特に谷埋め盛土においては盛土体の崩壊等が発生し、道路機能が失われる事態が散見される。このため土石流流下能力の有無によらず、カルバートの閉塞を防止することは重要である。

### 4. 横断管渠の閉塞を防ぐ方法・事例

#### (1) 道路土工に示される方法と設置事例

道路土工では横断函渠直上流に流木止め、もしくは透過型堰堤を設置することによりカルバート呑口部の閉塞を軽減させる例が示されている（図-1・2参照）。

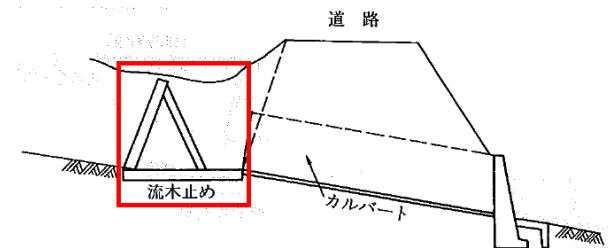


図-1 カルバートと流木止め(※赤枠加筆)<sup>4)</sup>

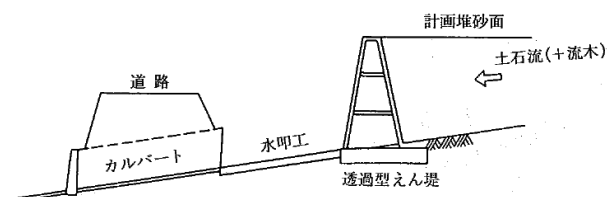


図-2 透過型堰堤による流出土砂の捕捉<sup>4)</sup>

これに準拠した対策事例を写真-1・2に示す。



写真-1 閉塞軽減工を設置し函渠に導流する例(その1)



写真-2 閉塞軽減工を設置し函渠に導流する例(その2)

これらは、溪流上流側の既得用地が広い箇所か、新たに取得できた箇所において設置したものである。維持管理のための作業ヤードも取得用地に含まれている。逆に言えば、用地が取得できなければ設置、維持管理ともに難しい。流出物の捕捉メカニズムについては原田ほか,2021<sup>5)</sup>を参照されたい。

## (2) 近年採用された方法と設置事例

道路土工指針に示されていない近年新たに導入された道路盛土に設置された事例についても以下に紹介する。



写真-3 盛土面に閉塞軽減工を設置し函渠に導流する例

本構造は盛土法尻部内（道路用地内）に構築できるため、追加の用地取得が不要である。提案に際しては水路実験により排水機能を検証し、これが確保されていることを示している。写真-3（右）の盛土天端からの状況に示されるとおり、路側帯からの点検により閉塞や堆積状況の把握が容易であることが推測される。流出物の捕捉メカニズムについては本山ほか,2023<sup>6)</sup>を参照されたい。

## 5. 対策実施にあたって留意すべき点

### (1) 流出量やこれに基づく設計外力の設定について

防災対策施設の整備にあたっては対象とする災害とその規模を定める必要がある。土石流に対しては、道路土工<sup>4)</sup>に示される「流出量」がこれに当たる。事例として示した各施設の設計外力を決定するにあたっては、流出量から当該溪流の土石流量（土石流ピーク流量）を明らかにする必要がある。しかし、点検要領<sup>7)</sup>や道路防災点検の手引き<sup>8)</sup>によると、道路防災点検の様式には溪流から発生する流出量や土石流量を記載する項目はない。

これまでのところ、防災カルテや安定度調査票において「流出量」が示されていないことによる不都合等は確認されていないようであるが、土石流や土砂流出においては概ねの規模感を知ることが重要である。このため、溪流調査によってこれを把握するか、LPデータ等を用いた解析によりこれらを把握し、現況評価および対策計画の一助とする必要がある。

### (2) 計画施設の効果量について

これら施設の計画にあたり施設の効果量をどのように設定するかも課題である。特に道路土工<sup>4)</sup>で「流出量の全量捕捉」が示されていないことから、「流出量」の全てに道路事業者が対応することは困難であると思われる。

一例として、事業間連携を進め道路事業として対処すべき対象量を絞り込むことにより、道路事業の管理形態に沿った対策を実施することが望ましいと考える。

### 《引用・参考文献》

- 1) 本山普士、國眼定、上田大輔、池本博美(2016):「道路事業における土石流対策の一考察」, 全地連技術フォーラム2016論文集, 論文 No.131.
- 2) 本山普士(2017):「道路事業における土石流対策の一考察(その2)」, 全地連技術フォーラム2017論文集, 論文 No.011.
- 3) 本山普士(2022):「道路事業における土石流対策の一考察(その3)」, 全地連技術フォーラム2022論文集, 論文 No.007.
- 4) 日本道路協会(2013):道路土工一切土工・斜面安定工指針, pp.439~456.
- 5) 原田紹臣, 本山普士, 堀口俊行, 里深好文, 水山高久(2021): 小規模溪流対策の施設配置計画時における留意点に関する一考察, R3 年度砂防学会研究発表会概要集, 論文 P1-72.
- 6) 本山普士, 原田紹臣, 里深好文, 水山高久(2023): 道路盛土における区域外から流入する土砂・流木等に対する対策工の設置事例に関する報告, R5年度砂防学会研究発表会概要集, 論文 P-35.
- 7) 国土交通省道路局(2006):「点検要領」、平成18年9月29日付け事務連絡の参考資料, pp.109~115.
- 8) (一社)全国地質調査業協会連合会(2022):「道路防災点検の手引き(豪雨・豪雪編)」, pp.113~123.

# 熱赤外線画像解析を用いたモルタル吹付のり面の健全度評価

日本地研株式会社 ○木村 健志, 山下 武志, 岡崎 成昭

## 1. はじめに

我が国では、高度経済成長期の昭和 40 年頃から現在に至るまで、数多くのモルタルやコンクリート吹付のり面（以下、吹付のり面）が施工されてきた。その中でも、モルタルの耐用年数はコンクリートと比較して 30 年程度と短く、施工から 40～50 年以上が経過した吹付のり面は老朽化の一途をたどり、維持管理における健全度評価の重要性が高まっている。

吹付のり面の健全度評価は、従来から打音調査やコア抜き調査など人員と日数を要する直接的な調査が主流であり、広かつ多数の調査対象に対して作業の効率化や簡素化が望まれている。

こうした中で、熱赤外線調査は広範囲を効率的に評価できる非破壊検査として有効であり、汎用性の高さから UAV などの新技術を用いた洗練化も進んでいる。

本報告では、吹付のり面の健全度評価を目的として UAV を利用した熱赤外線調査の事例を紹介し、これらの解析手法や適用に際しての留意点について述べる。

## 2. 熱赤外線調査の概要

### (1) メカニズム

吹付のり面の表層温度は日照の影響を受け、日中〔高温時〕と夜間〔低温時〕で空洞部や健全部に差が生じる（図-1）。熱赤外線調査はこの現象を利用し、サーモグラフィカメラで検出した 2 時刻の表層温度の差分をとることで、異常部（温度差の大きい範囲）を強調し、相対的な温度分布の違いから吹付背面の空洞、土砂、湿潤の分布範囲を推測する手法である（表-1）。

表-1 地山性状別の表面温度特性<sup>1)</sup>

背面性状	表面温度		2 時刻の温度変化
	昼間	夜間	
空洞部	特に高温	低温	特に大きい
土砂部	高温	低温	大きい
健全部	やや低温	高温	小さい
湿潤部	特に低温	低温	特に小さい

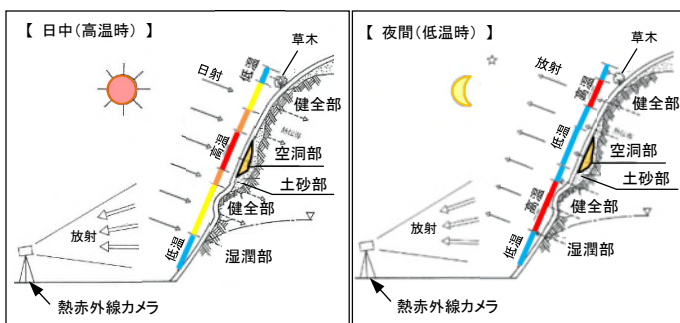


図-1 吹付のり面の熱移動模式図(左:日中, 右:夜間)<sup>1)</sup>

### (2) 調査手法

熱赤外線調査の調査手順の一例を図-2に示す。

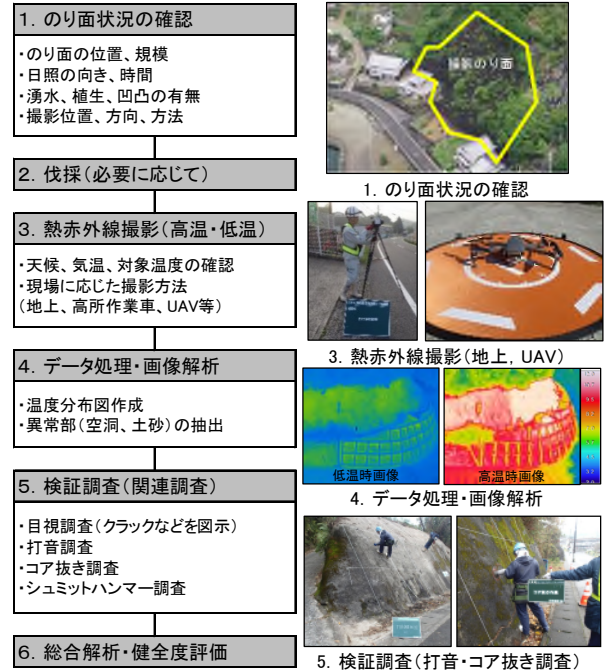


図-2 熱赤外線調査フロー

熱赤外線調査では、対象のり面の温度変化を詳細に捉えるため、日照時間やのり面形状、植生・湧水など現場状況を踏まえた撮影計画の策定が重要となる。特に植生は日照を遮るため、可能な限り除去しておくことが望ましい。撮影ではカメラの画角に応じて地上撮影（高所作業車の併用）、UAV 撮影など手法を選定する。撮影画像から空洞部や土砂部を抽出し、検証調査（目視・打音・コア抜き）で精査する。これらの結果を総合的に解析し、のり面健全度を評価する。

## 3. 調査事例

### (1) 現場条件と撮影手法

調査事例は結晶片岩地域にある道路のり面が対象で、180° 回転のカーブ区間に位置する（写真-1）。対象のり面では日照範囲が刻々と変化するため、細かな時間間隔での撮影が求められた。また、対面に高所が無く、交通規制も制限されていたため、地上撮影は困難と判断し、機動力があり画角制限の少ない UAV 撮影を計画した。



写真-1 調査のり面全景



なお、UAV 飛行には空港や航空局が定める制限があり、該当項目の確認と許可申請が必要となる（表-2）。

表-2 UAV 飛行に伴う制限と許可申請（例）

UAV飛行に伴う制限	対応・許可
空港の飛行制限（標高146m以上）	UAV最大高度 120m → 問題なし
人または物件との距離30m以内での飛行 夜間飛行（日の出前撮影）	許可申請→承認 （大阪航空局）

UAV 撮影は1回5分の飛行で、のり面の周囲7箇所を経由し、14枚の画像を取得した。これを日照状況に合わせて30分～1時間毎に実施し、詳細な温度変化の把握に努めた。このような小刻みな連続撮影は UAV 手法の長所であり、調査精度の向上に有効である。

(2) 熱赤外線画像解析結果

取得画像のうち、顕著な空洞部が存在したカーブ付近を代表として示す（図-3）。UAV 撮影でも陸上撮影と遜色ない精度の画像が取得できた。

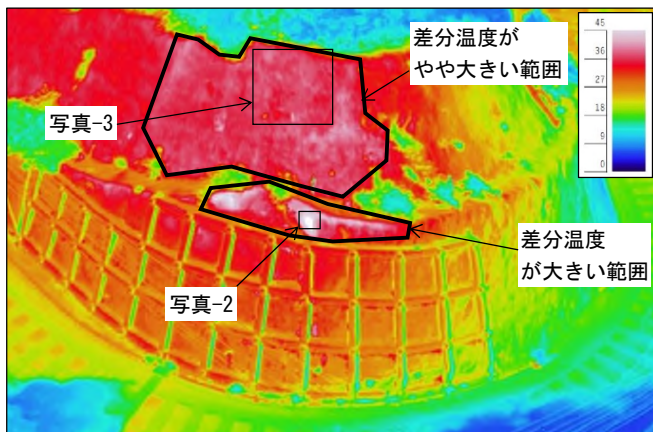


図-3 熱赤外線画像(温度差分画像)

当該範囲は1段目の法枠工の上部に「差分温度が大きい」範囲が、2段目に「温度差分がやや大きい」範囲が存在する。前者は、50mm のズレを伴うクラックが分布し（写真-2）、吹付背面に深さ40mm の空洞を確認した（図-4）。後者は小規模クラックが点在する程度だが（写真-3）、地山の土砂化と深さ10mm の空洞を確認した（図-5）。



写真-2 ズレを伴うクラック

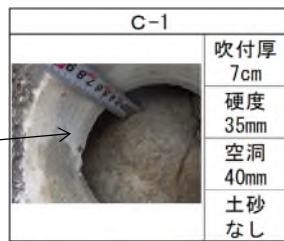


図-4 吹付背面の空洞

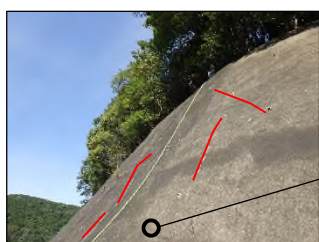


写真-3 小規模なクラック

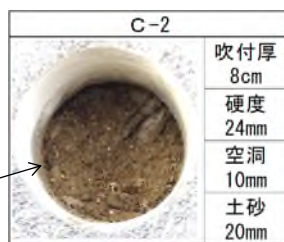


図-5 吹付背面の土砂化

このように、温度差分が大きい範囲は、空洞部や土砂部と一定の相関性を確認できた。また、表層のクラックが少なく、一見して健全な範囲に潜在する空洞や土砂部を抽出できたのは熱赤外線調査の特性と言える。

今回、UAV の活用で撮影ポイントを GPS 管理でき、時間帯の複数ポイントの経時的な熱赤外線画像を記録できた。これにより、日照範囲の細かい変化を考慮した温度変化の判別が可能となった。仮に、地上で同様の撮影を行う場合、機材が7セット必要となり、人員やコストの面で実現が困難である。

4. 吹付のり面の健全度評価

健全度評価は、地山強度とのり面標準勾配、吹付自体の健全度、吹付と地山の密着性に着目して行った（表-3）。

表-3 のり面健全度の評価項目一覧

評価項目	現地状況	判定
① 土壌硬度計での地山強度 <sup>2)</sup>	硬度計: 1段目 <b>32~36mm</b> → 軟岩 2段目 <b>15~28mm</b> → 土砂~風化岩	2段目 土砂化の進行
② のり面標準勾配 <sup>3)</sup>	現況のり面勾配: 1段目(軟岩) 「 <b>1:0.8</b> 」 2段目(土砂~風化岩) 「 <b>1:1.0</b> 」 標準勾配: 軟岩「1:0.5~0.7」、風化岩「1:0.7~1.2」 礫質土(密実なもの)「1:1.0」	概ね基準を満たす
③ 吹付自体の健全度 <sup>4)</sup>	1段目: 開口幅50mmのクラック、植生が生育 吹付の健全性評価区分「健全度: 低下」 2段目: 開口幅1~10mmのクラック 吹付の健全性評価区分「健全度: 軽微な低下」	軽微な低下 ~ 低下
④ 吹付と地山の密着性 <sup>4)</sup>	1段目: <b>空洞40mm</b> 密着性の健全性評価区分「健全度: 低下」 2段目: <b>空洞10mm、土砂化が進行</b> 密着性の健全性評価区分「健全度: 軽微な低下」	軽微な低下 ~ 低下

対象のり面では、一部で地山の土砂化が見られるが、のり面安定性は概ね健全と判断できる。一方で、吹付の健全性と密着性の性能低下が認められたことから、熱赤外線画像を基に範囲を選定し、「増厚吹付工」、「空洞充填工」、「ひび割れ補修工」を提案した。

5. まとめ

熱赤外線調査は、参考図書が平成8年を最後に更新されていない技術であるが、近年 UAV での撮影手法が加わり、調査環境が大きく変化した。既往調査では、地上撮影において画角の制約でのり面全体を捉えられない事例も多く、高所作業車での対応にも限界があった。この課題をドローン撮影技術が解決したことで、調査の汎用性が大幅に向上した。今後は UAV 撮影での調査手法が主流となる可能性が高く、我々も経験と実績を蓄積し、技術の進歩に対応できるよう研鑽に努めていきたい。

《引用・参考文献》

- 1) 熱赤外線映像法による吹付のり面老朽化診断マニュアル（1996）：建設省土木研究所, pp. 15-37.
- 2) 設計要領第一集 土工編（2010）：西日本高速道路株式会社, pp. 参3-17.
- 3) 土木工事設計要領（2023）：国土交通省 九州地方整備局, pp. 道1-70.
- 4) 吹付のり面 診断・補修補強の手引き（2014）：のり面診断・補修補強研究会, pp. 101-102.

# 風化軟岩層が分布する地域の擁壁・法面等を対象とした健全度調査

株式会社東京ソイルリサーチ ○多羅尾 一勤, 山森 正幸

## 1. はじめに

近年、豪雨等により、擁壁や法面の変状の発生や崩壊が多く発生している。

国土交通省がHPに掲載している資料<sup>1)</sup>によれば、土砂災害発生件数は平成15年～24年では平均1,180件/年に対し、平成25年～令和4年では平均1,446件/年と約1.2倍となっている。

擁壁や法面の健全度把握は重要である。一度崩壊すると、物的被害だけではなく、人的被害も発生する可能性がある。本業務は、そのような健全度の把握が重要な擁壁及び法面を対象に実施したものである。

## 2. 調査地の状況と調査手法の選定

調査地は神奈川県横浜市に位置し、調査対象は、間知ブロック擁壁(最大高さ4.5m、延長70m、勾配72°程度)及びモルタル吹付工(最大高さ3.8m、延長50m、勾配63°程度)が施工された法面であり、比較的交通量の多い公道が法肩側に位置する。間知ブロック積擁壁については、ブロックの形状の違いや設置位置により4区画に区分した。

調査は擁壁等の形状等の把握及び周辺地盤の強度等の性状把握を行い、それらの結果を基に安定性の検討を行うものである。調査フローを図-1に示す。



図-1 調査フロー

間知ブロック積擁壁やモルタル吹付工は表面保護工であり、背面地盤の安定性評価がポイントとなる。調査地付近の地質図によれば、基盤となる地層は大船層若しくは野島層が分布する(どちらも軟岩層)。

当該地の地質は目視等の結果、風化軟岩層であった。風化軟岩は新鮮部と比較し、軟質で亀裂の発達が見られ、その強度把握と評価が課題となった。

そこで背面地盤の安定性の検討に際し、風化程度に合わせた調査方法の選定を行った。図-2に間知ブロック積擁壁及びモルタル吹付工の概念図に、それぞれの調査項目について示す。

モルタル吹付工では、被覆厚が薄いことから、擁壁部よりも風化が進行していると想定し、軽量かつ多点で測定可能な点で精度を高められる簡易貫入試験が適すと考えた。

擁壁では、前面から水平ボーリングでコアを採取し、地層分布を把握。また、強度については採取したコアを用いて岩石試験(一軸圧縮強度試験)を実施する方法が適すと考えた。水平ボーリングの掘止めは軟岩層を1～2m確認した時点で終了とした。

これらの他、健全度判定に必要な以下の調査を行った。

- ・形状確認のための掘削調査
- ・目視点検調査：点検基準については、国土交通省の「宅地擁壁老朽化判定マニュアル(案)」を用いた。

これは、表-1に示すように、確認されたひび割れ等の変状や形状から、危険度を小中大的3段階で判定するものである。なお、モルタル吹付工は擁壁ではないため、ここでは参考として点検を実施した。

擁壁については、区分された区画ごとに行った。

- ・コアボーリングによる厚さ調査、擁壁の裏込めについては採取コアで一軸圧縮強度試験を実施した。

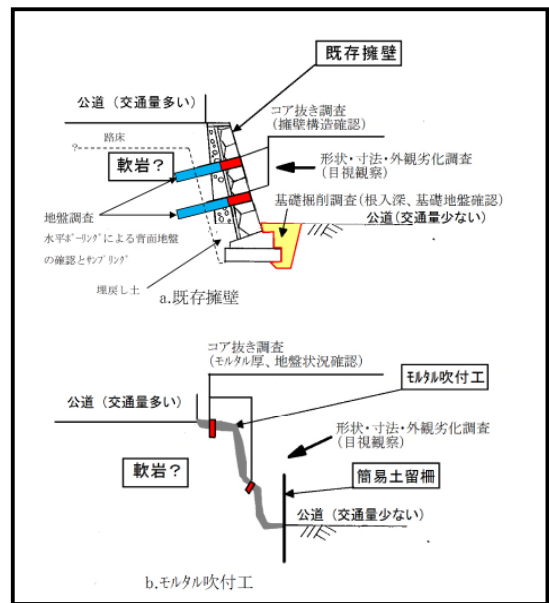


図-2 調査方法の選定

表-1 宅地擁壁の危険度評価区分<sup>2)</sup>

点数の最大値	危険度評価区分	評価内容
5.0点未満	小	小さなクラック等の障害について補修し、雨水の浸透を防止すれば、当面の危険性はないと考えられる宅地擁壁である。
5.0点以上～9.0点未満	中	変状程度の著しい宅地擁壁であるが、経過観察で対応し、変状が進行性のもとなった場合は継続的に点検を行うものとする。また、必要がある場合は変状等の内容及び規模により、必要に応じて警告・改善命令の発令を検討し、防災工事の必要性についても検討を行う必要がある。
9.0点以上	大	変状等の程度が特に顕著で、危険な宅地擁壁である。早急に所有者等に対する警告・改善命令の発令を検討する必要があり、防災工事を行うとともに、周辺に被害を及ぼさないよう指導する。

### 3. 現地調査結果と安定解析

#### (1) モルタル吹付工の現地調査結果

目視点検による危険度は「小」と判定され、厚さ調査では、50mm～90mmのモルタル厚を確認した。

簡易貫入試験では、Nd 値<10を示す地層(強風化：軟弱層)が表層より30cm～80cm続き、以深は測定値の急増傾向から中風化層(Nd 値>20)と判断した。

安定計算に用いる粘着力Cは、以下のように設定した。

①式-1<sup>3)</sup>により換算N値を得る。

$$Nd=1.5N \quad \dots \text{式-1}$$

ここで、Nd：簡易貫入試験の10cm毎の打撃回数  
N：換算N値

②得られた換算N値を式-2<sup>3)</sup>に代入し、換算一軸圧縮強度quを求める。

$$qu=40+5N \quad \dots \text{式-2}$$

ここで、qu：一軸圧縮強度  
N：式-1で求めた換算N値

③得られた換算一軸圧縮強度quを、式-3<sup>3)</sup>に代入し、換算粘着力Cを得る。

$$C=1/2qu \quad \dots \text{式-3}$$

ここで、qu：式-2で求めた換算一軸圧縮強度  
C：粘着力

#### (2) 間知ブロック積擁壁の現地調査結果

目視点検による危険度は「小」～「中」と判定され、厚さ調査にて採取された裏込めコンクリートの品質に問題はなかった。また、圧縮強度試験結果は18N/mm<sup>2</sup>以上であり、強度についても十分な値を示していた。

水平ボーリング調査では擁壁躯体以深より軟岩層を確認した。土質は固結した砂質粘土、砂質シルト等よりなる。部分的にコア状で採取されるが、殆どは塊状で採取され風化が進行しているものと考えられる。

軟岩の一軸圧縮強度試験では、平均qu=3.18MN/m<sup>2</sup>で、最小値が0.66MN/m<sup>2</sup>であり、バラツキがあった。

#### (3) モルタル吹付工の安定検討結果

検討方法は、「道路土工切土工・斜面安定工指針」(平成21年度版)<sup>4)</sup>に準拠し、円弧すべり解析法を用いた。基準安全率は、常時Fs=1.50、地震時Fs=1.0とした。間知ブロック積擁壁も同様とした。

図-3にモルタル吹付工断面図を示す。

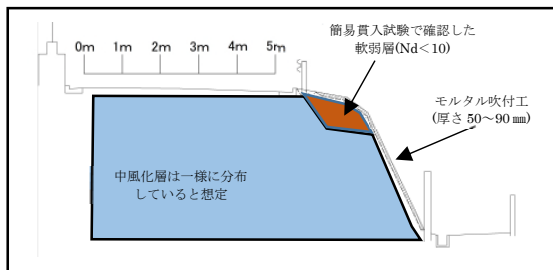


図-3 モルタル吹付工の断面図

検討の結果、常時・地震時ともに基準安全率を満足する結果となった。

#### (4) 間知ブロック積擁壁の安定検討結果

図-4に間知ブロック積擁壁の断面図を示す。

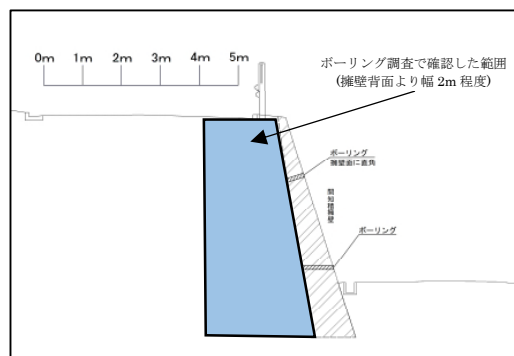


図-4 間知ブロック積擁壁の断面図

擁壁部は、水平ボーリングにて擁壁背面より幅2m程度の性状を把握しているのみであり、それ以深の土質性状については不明であるため、検討パターンについては下記の2通りとした。

①：擁壁背面の土質性状が良質な軟岩層が優位である場合。(定数設定は岩石試験結果より設定。)

粘着力Cは、最小値のqu=0.66MN/m<sup>2</sup>より式-3に代入して求めた。

②：擁壁背面の土質性状が風化した軟岩層が優位である場合。(直接のデータが無い場合、簡易貫入試験のNd<10を満たす軟弱層より設定。)

Nd<10を満たす値の結果の平均値(Nd=4.5)を式-1に代入して換算N値を求め、換算N値を式-4<sup>5)</sup>に代入して求めた。

$$C=16.2N^{0.606} \quad \dots \text{式-4}$$

ここで、N：式-1で求めた換算N値  
C：粘着力

検討の結果、パターン①及び②で常時・地震時ともに基準安全率を満足する結果となった。

### 4. まとめ

安定性評価の結果、背面地盤は安定しており、変状部を補修すれば健全性を保てることが分かった。

#### 《引用・参考文献》

- 国土交通省 HP, 令和4年度の土砂災害(PDF), <https://www.mlit.go.jp/river/sabo/jirei/r4dosh a/r4doshasaitop.html> (最終閲覧日2023年6月5日)
- 国土交通省 HP, 宅地擁壁老朽化判定マニュアル(案) [https://www.mlit.go.jp/toshi/toshi\\_tobou\\_tk\\_000 066.html](https://www.mlit.go.jp/toshi/toshi_tobou_tk_000 066.html) (最終閲覧日2023年6月5日)
- 地盤調査の方法と解説(2013):公益社団法人地盤工学会, pp. 322
- 道路土工切土工・斜面安定工指針(平成21年度版):社団法人日本道路協会, pp. 399
- 日本道路公団 設計要領第二集橋梁建設編(1998.7), 第4章, 基礎構造, pp. 4-10

# 地盤改良施工後の動態観測及び既設護岸の安定性評価事例

川崎地質株式会社 ○馬場 ちあき, 岩田 孝信

## 1. はじめに

沈下対策工法として、地盤改良工法や締固め工法等が挙げられる。地盤改良施工後に沈下量が収束しているかを目視で確認することは難しいため、施工後に層別沈下計や地表面杭等を用いた動態観測を行い、沈下収束傾向を確認することが望ましい。

本稿では、過年度に設計及び地盤改良工施工済みの護岸において、動態観測や沈下検討等を実施し、経過確認と追加地盤改良工の必要性について検討を行った事例を報告する。

## 2. 事例報告の背景と目的

### (1) 過年度における事業背景と対策工法

対象箇所となる護岸は、平成 18 年に施工された有明沿岸に位置する海岸護岸（左岸）約 L=100m 区間である。平成 21 年頃より護岸変状が確認され、平成 23 年から平成 27 年にわたり、護岸の沈下発生に対する対策のための地質調査及び対策工法の検討・設計が実施された。

当該地は、ボタ（石炭）を含む礫質土を主体とする海岸堤防盛土 H=4.9~7m (N=3~10) と、基礎地盤として約 4.5m 程度の有明粘土 (N=0~2) やシルト混じり砂層 (N=1~3) が分布する地層構成からなる。

既往圧密沈下解析では、有明粘性土層の最終沈下量は 4cm で、圧密係数 Cv 値が大きく、護岸施工から 1 年程度で沈下は収束する結果が得られていた。しかし、護岸施工後から変状がみられ、9 年経った平成 27 年動態観測結果では、護岸全体の沈下量が約 2.3cm/5 ヶ月（累積沈下量 11cm 以上と推察）と、解析値の 3 倍近い沈下が発生していることが確認された。

このため、変状要因は有明粘性土層の沈下ではなく、波返し工荷重による盛土（ボタ層）の沈下と推察されていた。この結果を基に、盛土層の沈下対策工として、川表側と川裏側の 2 箇所に地盤改良工が設計された。

また、平成 28 年から令和元年の 4 年間で川表側の地盤改良工（高圧噴射攪拌工法 FTJ 工法(回転型)）が施工された（図-1、図-2 のハッチング部）。

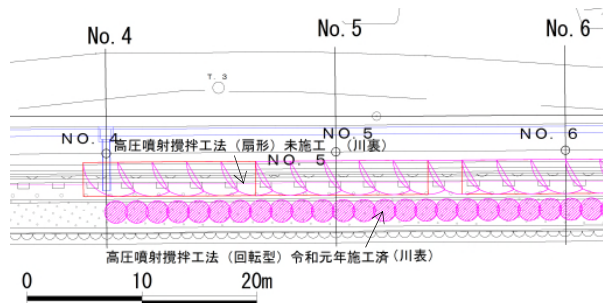


図-1 地盤改良工平面図（平成 27 年設計）

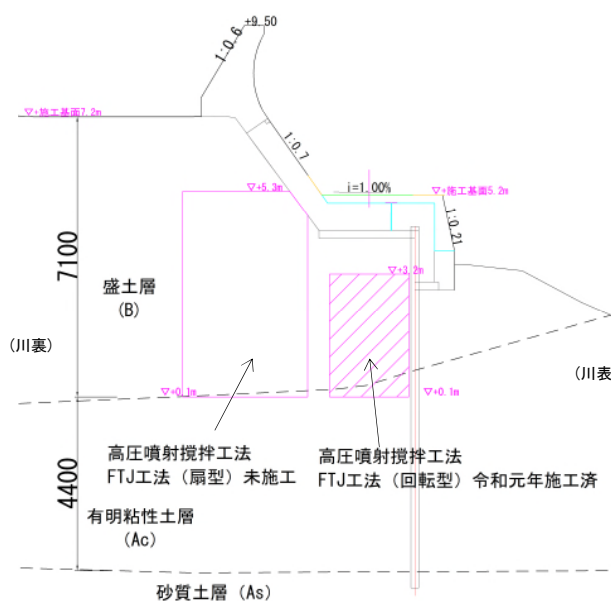


図-2 地盤改良工横断面図（平成 27 年設計）

### (2) 地盤改良工の施工及び課題

川裏側で選定された扇形に噴射して固結させる工法は、表-1 に示すように、回転型に比べて約 4.8 倍の直工費がかかる結果であった。

表-1 各工法にかかる直工費

	FTJ-FAN工法（扇形）：川裏	FTJ工法（回転型）：川表
杭径・杭半径	3,000mm(9.42㎡タイプ)	2,000mm(3.14㎡タイプ)
本数	33本	56本
改良長	L=3.8m	L=3.0m
改良土量ΣV	1,181㎡	528㎡
単価（㎡）	97,000円	45,000円
<b>施工費</b>	<b>114,560,000円</b>	<b>23,800,000円</b>
施工状況	未施工	平成28年から令和元年の4年間で施工

川表側地盤改良施工後の現地確認結果より、川表側地盤改良施工により沈下が収まった可能性が指摘されていたため、川裏側の地盤改良工の必要性の検討も含めて、川表側地盤改良後の動態観測及び安定性評価を本業務で行った。

### 3. 動態観測及び沈下検討による安定性評価

#### (1) 動態観測結果

本業務の動態観測位置は、過年度と比較する為、平成26年と同様に、図-3に示す5点とした。

縦断方向の測線数も平成26年と同様に11測線(L=100m)とした。

観測回数は、業務期間中の6ヶ月に月1回、計6回とした。

観測鉈は過年度との比較の為、既設の鉈を再利用したが、欠損箇所は再設置した(写真-1)。

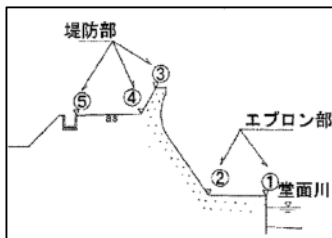


図-3 動態観測位置図



写真-1 観測鉈

過年度と同様、レベル測量により地表面に設置された観測鉈の標高を測定した。

また、川表地盤改良施工による鉈の変位や鉈を再設置した箇所もあるため、本観測の第1回目を初期値とした。

観測の結果、表-2に示すように、地盤改良施工前(平成26年8月~平成26年12月)は、観測期間5ヶ月で最大23mm(位置②③④)の沈下が確認されたが、地盤改良施工後(令和2年7月~令和2年12月)は、観測期間6ヶ月で約7mm(位置②③)の沈下であった。特に、地盤改良施工位置に近い位置②③は、約1/3の沈下量に減少した。

表-2 施工前・後の観測結果一覧(代表測点 No. 7+10)

調査日	①(エプロン部)		②(エプロン部)		③(堤防部)		④(堤防部)		⑤(堤防部)	
	実測値	前年度との差(mm)	実測値	前年度との差(mm)	実測値	前年度との差(mm)	実測値	前年度との差(mm)	実測値	前年度との差(mm)
H26.8.18	5.296	-2	5.233	-21	9.295	-21	7.084	-23	7.171	0
H26.12.11	5.284		5.212		9.284		7.061		7.171	
R2.7.13	5.293	-5	5.144	-7	9.190	-7	7.123	-5	7.165	
R2.12.4	5.288		5.137		9.183		7.118		7.164	-1

図-4に観測結果値の経年グラフを示す。地盤改良施工前は傾きが大きい、地盤改良施工後は大きな傾きを確認されなかった。このことから、沈下は完全に収束していないが、沈下量を減少させる効果が得られていると判断した。

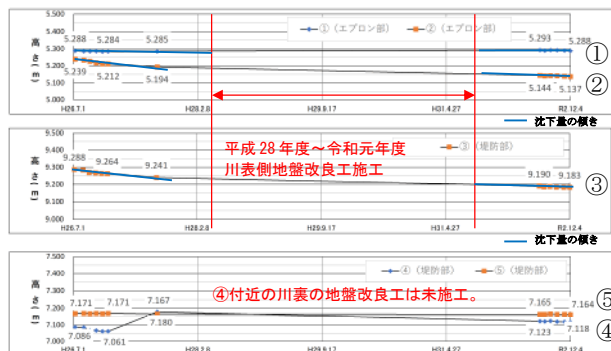


図-4 観測結果値経年グラフ(代表測点 No. 7+10)

#### (2) 追加対策工の必要性

前項の動態観測結果や、過年度の圧密沈下解析結果を基にした発注者との協議の結果、下記の理由から「高圧噴射攪拌工法FTJ工法(扇形)」の施工実施の必要性は低いと判断した。

- ・動態観測結果は、川表側の地盤改良工(回転型)の効果で、地盤改良施工前の1/3程度の沈下量であり、かつ収束傾向にあった。
- ・沈下は収束傾向にあることから、現在の形状であれば、今後大きな沈下は発生しないと判断した。

### 4. 今後の施工及び補修対策工等の実施提案

動態観測結果や過年度の圧密沈下検討結果から、川裏側の「高圧噴射攪拌工法FTJ工法(扇形)」の施工必要性は低いと判断した。併せて既設構造物直下の地盤改良工が適切に行われていることが確認できた。

川裏側の地盤改良を行わないことで、予算を道路補修に回すことができ、図-5に示す道路補修や波返し工天端の嵩上げが計画されていた。このため、道路補修による上載荷重に対する圧密沈下解析を行ったところ、最終沈下量(全層合計)は1cm程度の結果であることから、図-5の赤色で示す対策工を実施しても問題ないと判断した。

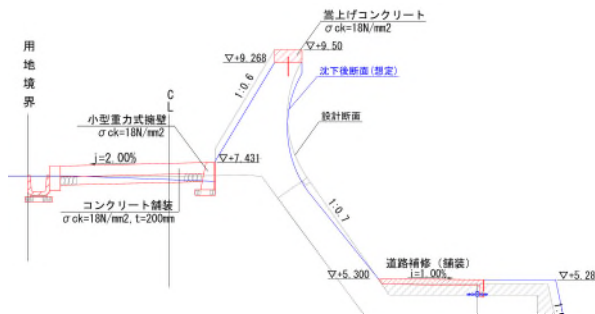


図-5 応急対策工図

ただし、コンクリート舗装厚や嵩上げコンクリート厚を、計画舗装厚よりも厚く施工する場合は、想定よりも大きな沈下が発生する可能性があることから、再度沈下計算の実施を検討されたいと注釈を入れた。

### 5. まとめ

過年度では波返し工荷重による沈下対策として、2種類の地盤改良工が計画されていた。しかし、動態観測結果により、川表側の地盤改良工で沈下が収束傾向にあることが確認できた。

一般に、沈下解析による沈下量と実際の沈下量は一致しないことがある。施工後も動態観測で沈下量を把握し、双曲線法などを用いた沈下収束を予測することで、追加対策工の実施判断を行うことができる。経済的な対策工を施工する為、設計時に施工中・施工後の動態観測実施の提案を行うことが重要と考えられる。

# 非破壊調査を用いた橋梁の基礎長の調査事例

日本地研株式会社 山添 武

## 1. はじめに

建設時期が古い橋梁のなかには、当時の記録が消失し、基礎の長さが不明なものも多い。

本報告は、橋梁架替え計画に伴い、高周波衝撃弾性波法（オーリス非破壊調査システム）を用いて橋梁基礎の長さを推定した調査事例である。

## 2. 調査概要

オーリス非破壊調査システム（以下、オーリス調査）は、NETISに技術登録（登録NO. KT-990158）され、また（財）先端建設技術センターの先端建設技術審査証を取得済みの技術である。

調査原理を図-1に示す。本調査技術は衝撃弾性波の反射原理に基づくものである。

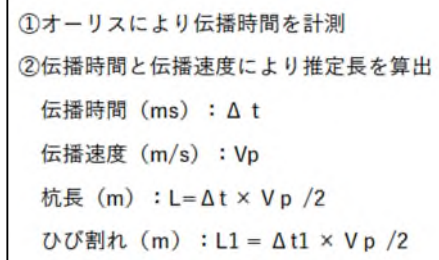
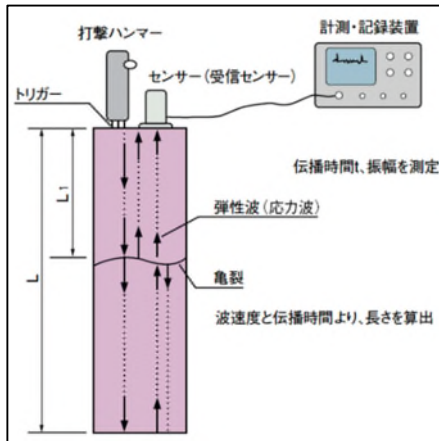


図-1 調査原理図<sup>1)</sup>

現地作業は、対象構造物の上端に受信センサーを取り付け、近傍を鋼製ハンマーで鉛直に打撃することで弾性波（トリガー）を発生させ、躯体内部を伝播し物質境界で反射する波を受信センサーで検知する。打撃時の弾性波と反射波は計測・記録装置に波形として瞬時に表示され、打撃した瞬間から反射波を検知するまでの伝播時間を計測する。計測した伝播時間に対象構造物固有の伝播速度を乗じることで構造物下端部までの距離を求めることができる。

受信センサーは共振周波数が高周波数範囲にある圧電センサーを用いた。センサーで受信した反射波信号は計測・記録装置に備える特殊フィルターで処理され、最も

卓越した反射波を検知することができる。このため、構造物の亀裂など剛性の変化する箇所や断面変化（断面の拡大や縮小等）がある場合も再現性の高い明瞭な反射波を選択・検知することができる。

解析で得られる推定深度は、これまでの調査実績では杭の深度長に対して概ね±5%程度の誤差に留まる。

## 3. 現地作業

今回調査は橋台、橋脚の計4構造物を対象としたが、代表として橋台部の結果を示す。

図-2に橋台模式図、図-3に現地作業の調査フローを示す。

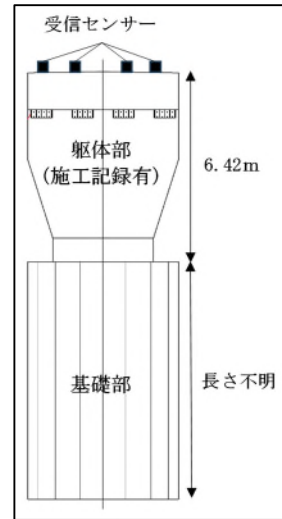


図-2 橋台模式図

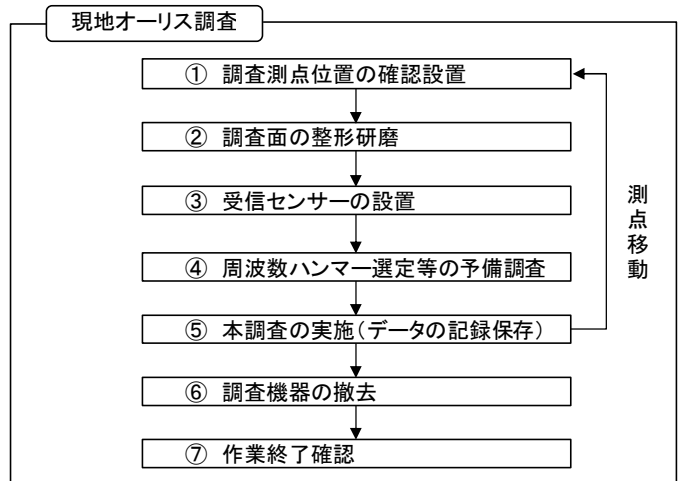


図-3 調査フロー

## 4. 解析方法

### (1) 弾性波速度 (Vp) の設定

対象構造物の長さ(深さ)は、反射波の伝播時間に伝播速度を乗じて算出するため、弾性波速度の設定が必要となる。

今回調査での弾性波速度の設定は、躯体の完成図面に示された長さをもとに、オーリス調査で得られた伝播時間から弾性波速度を算出する方法とした。

解析で用いる弾性波速度の設定方法を下記に示す。

- ①. オーリス調査で躯体部下面までの反射時間を測定する。
- ②. 完成図面に示される躯体の長さ $l$ と①の時間から $(V_p)$ を設定する。
- ③. ②の $(V_p)$ と目安となる標準値の $(V_p)$ を比べ、妥当性を確認する。
- ④. ②の $(V_p)$ を用いて、基礎底面までの反射波から基礎部の長さを推定する。

弾性波速度の設定値を以下に示す。

- ・ A1橋台の躯体、基礎部の弾性波速度 (km/s)  
設定値 3.7km/sec

## (2) 調査波形図の解析

図-4の波形図例を用いて、波形図の読み取り方を説明する。横軸は伝播時間軸 ( $ms=10^{-3}sec$ ) で、調査波形図例ではレンジを10ms に設定してある。縦軸は電圧軸 (V) で、図中 A が示す位置は鋼製ハンマー打撃が行われた計測開始時刻を示す。図中 B は反射波である。卓越した反射波 B は、その以降に反射波がないことから構造物の下端位置からの反射波と推測できる。

反射波の伝播時間は反射波形 B の時間から、計測開始時刻 (図中 A) を差し引いて求める。

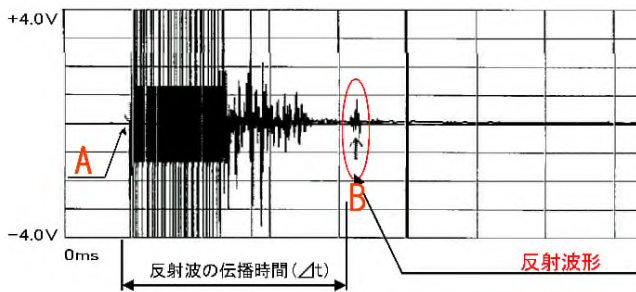


図-4 調査波形図例

そして、求められた反射波の伝播時間 ( $\Delta t$ ) と設定した弾性波速度 ( $V_p$ ) を用いて、センサー位置から構造物の下端位置までの長さを求める。

当該地では、橋梁躯体天端から基礎先端深度が求められる。ここから躯体部の長さを差し引いて基礎長を推定した。

## 5. 調査結果

解析の結果、各測点において有意な反射波を得ることができ、この反射波の伝播時間から基礎長を推定した。

図-5に例として、橋台の躯体天端から基礎先端までの探査で得られた波形を示す。この地点では、有意な反射波が9.38 (ms) の位置で確認でき、基礎長は10.9m と推定した。

なお、今回の調査では、ボーリング調査も並行して行っており、地層構成と橋台基礎の関係を図-6に示す。

橋台基礎部は、洪積の礫質土層を支持層にして2m 程度根入れされた構造となり、推定した基礎長は妥当と判断した。

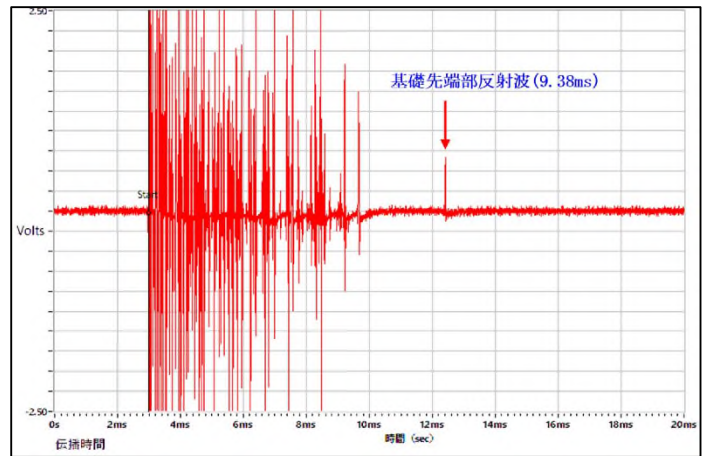


図-5 調査結果波形図

表-1 結果一覧表

対象区分	反射波区分	反射波までの平均伝播時間 (ms)	基礎内の弾性波速度 (km/s)	天端から基礎先端までの長さ (m)	躯体部の長さ (m)	基礎部の推定長さ (m)
A1橋台	基礎先端部	9.38	3.70	17.35	6.42	10.93

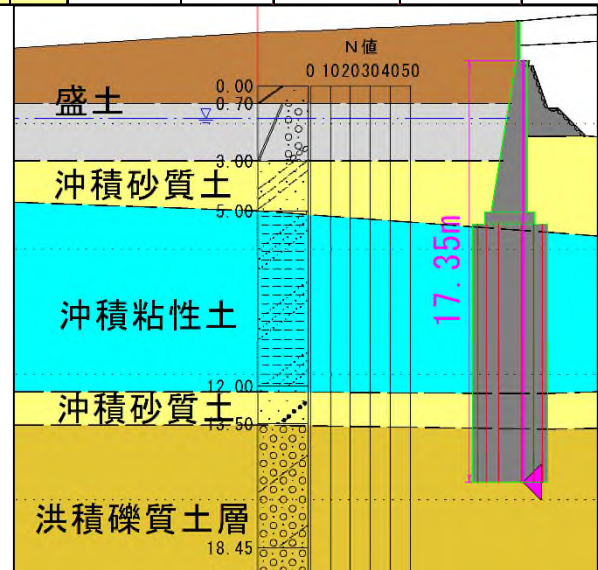


図-6 調査結果断面図

## 6. まとめ

オーリス調査は、基礎の長さを推定する手法として非破壊・軽量であるため、手軽に調査可能で有効である。

弾性波速度 ( $V_p$ ) の設定を正確にすることで他分野でも活用ができると考える。

《引用・参考文献》

- 1) 財団法人先端建設技術センター：オーリス(非破壊探査システム), 先端建設技術・技術審査証明報告書(審査証明依頼者：青木あすなる建設㈱), 1997年3月17日

# 音響波を利用した埋設管調査

川崎地質株式会社 ○糟谷 徹勇, 佐藤 直, 近藤 勉

## 1. はじめに

シールド施工による既設の基礎杭や埋設管等の地下埋設物との接触事故を回避するため、事前の資料収集調査やボーリング等による詳細調査は非常に重要となる。また、地下埋設物の存在は明らかであっても、竣工図面等が不鮮明であったり、周辺地盤の沈下等の影響がある場合等、計画されているシールド通過深度と地下埋設物の近接程度の事前確認を必要とする場合もある。本稿は、土被り 50m 程と深いシールド計画路線と既設の埋設管が交差する箇所において、ボーリング及び音響波を利用した探査を行って、シールド天端と埋設管との離隔を確認調査した事例について報告する。

## 2. 調査概要

### (1) 経緯

シールド計画路線と既設の埋設管が交差する箇所があるため、埋設管の管理者から竣工図等の資料を再度収集し、シールドとの位置関係を精査した。結果、既設の埋設管とシールド天端の離隔が 2~3m と近接することが分かった。埋設管は昭和 57 年に竣工され、図面も不鮮明で詳細な離隔の読み取りは困難であったこと、周辺の地盤沈下の影響も考えられたため、現在における埋設管の深度や計画シールドとの離隔を明確にする必要があった。

### (2) 地下埋設物の情報

シールドと近接する地下埋設物は、φ2150mm の铸铁製の埋設管で、シールド交差箇所における土被りは GL-45m 程で、シールドは埋設管の下を通過する計画である。

### (3) 鉛直磁気探査における問題点

磁気を帯びた地下埋設物調査として一般的に多用されているのはボーリング孔を利用した磁気探査であるが、ボーリング孔は、対象とする地下埋設物の端部より 1m 以内<sup>1)</sup>(図-1)に設置しないと磁気反応が検出されない。今回の対象とする埋設管は土被りが 45m 程と深く、かつ砂礫層が 12m 程と厚く堆積している地盤条件であるため、孔曲がりの程度が大きくなり、磁気探査の適用は困難であった。

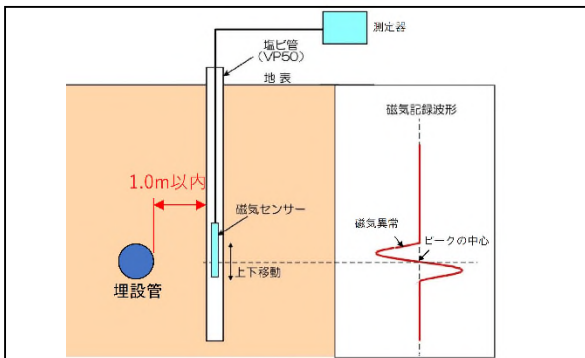


図-1 鉛直磁気探査の概要図

### (4) 音響波を利用した探査の提案

調査地の地盤構成は、上位より洪積層の砂泥層、砂礫層、泥岩層の層序であり、地下埋設管は均質な泥岩層中にある。そのため、音響波であれば音波の速度や減衰によって泥岩層中の異質物(埋設管)の検出が可能と考えた。また、ボーリングによる孔曲がりが生じたとしても、受信・発振側の 2本のボーリング孔間が 15m 以内であれば、データ精度も確保できる<sup>2)</sup>ことから、音響波を用いた探査(以下、音響トモグラフィ)を提案し実施した。

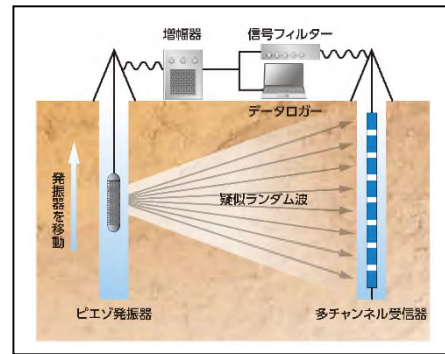


図-2 音響波を利用した探査の概要図<sup>2)</sup>

### (5) ボーリング地点の配置

埋設管を挟むように 2箇所 のボーリング地点を配置した。ボーリング掘削による埋設管破損事故を避けるためにも孔曲がりの影響を想定し、埋設管端部から 2m 以上の離隔を設け、2点のボーリング孔間は 6.5m とした(図-3)。

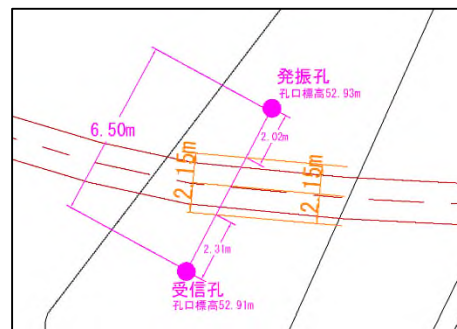


図-3 ボーリング配置図

### (6) 周波数及び探査手順

音響トモグラフィの探査手法は、地下構造を把握するために広く利用されている弾性波トモグラフィとよく似ている。弾性波トモグラフィと異なるのは、振源が発する疑似ランダム波(超音波と地震波の間の周波数)という特殊な連続波を用いることである(表-1)。

表-1 各手法の発振周波数<sup>2)3)</sup>

探査手法	音響トモグラフィ	弾性波トモグラフィ
発振周波数 (kHz)	1~10	0.1~0.5

地下埋設管を対象とした探査断面図を図-4に示し、探査手法は次の①~⑤の順番で実施した。



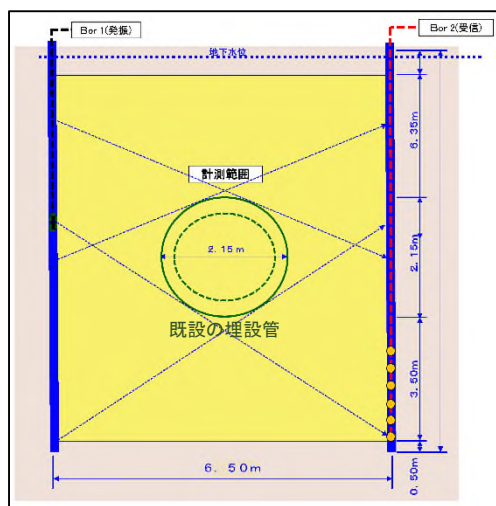


図-4 探査孔と埋設管の断面図

<探査手順>

- ①ボーリング孔に発振器・受信器を設置する。
- ②所定の深度に設置した受信器に対して、発振器を段階的に引き上げて音の波線が対象領域全体を切るように計測する。
- ③全ての発振位置において受信記録から波形の読み取りを行い、到達時間(速度)と受信音圧(減衰率)を求める。
- ④数値解析の逆計算と呼ばれる解析手法によって、音の伝播経路解析を行い理論値と観測値の差から対象領域の速度と減衰率の分布を求める。
- ⑤速度と減衰率の分布の解釈によって、対象領域内にある埋設管の位置を把握する。

なお、探査結果の精度を保持するため、孔曲がり測定を併用し発振・受信深度の深度を補正する。

### 3. 調査結果

#### (1) 現地測定記録

各発振深度の内から受信波形記録の例として、発振深度を埋設管の中心深度としたときの記録を図-5 に示す。縦軸は受信深度(標高)、横軸は時間(ms)である。図中の受信波形において、振幅(受信音圧)の小さい部分が見られ、埋設管の影響を受けている範囲が明確であった。

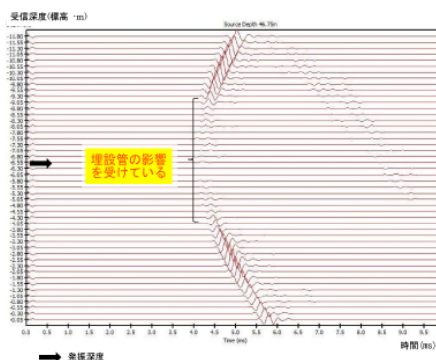


図-5 埋設管中心深度にて発振した際の受信波形結果

#### (2) 調査結果トモグラフィ(逆計算結果)

対象断面の初期モデルを作成し、各発振点・受信点のペアについて速度と減衰率の理論値を求め、観測値との

差を計算し、その差が最小となるように逆計算を繰り返した。最小となった段階で反復計算を終了し、速度及び減衰率分布図を作成した。

速度分布図及び減衰率分布図を図-6に示す。減衰率分布図より、2.2m(標高+5.5~+7.7m)の範囲に高減衰率が認められ、概ねφ2150mm埋設管と同じ大きさの範囲であることを確認した。

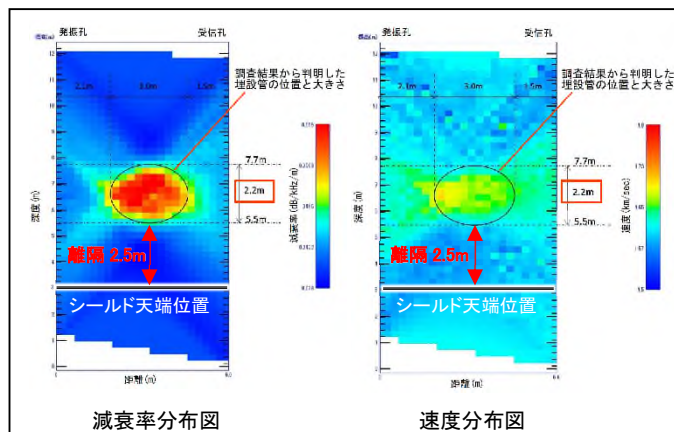


図-6 探査結果図(音響トモグラフィ)

### 4. まとめ

音響トモグラフィにより、地下埋設管の下端は標高+5.5mにあり、計画されているシールド天端(標高+3.0m)との離隔は2.5mであることを確認した(表-2)。

表-2 調査結果一覧表

高さ	竣工図より	今回調査より
シールド天端高	標高+3m	
埋設管の下端深度	標高+5~+6m	標高+5.5m
離隔	2~3m	2.5m

### 5. おわりに

今回のように、地下埋設物周囲の地盤が泥岩等で均質な条件では、速度分布よりも減衰率分布によって物性変化を明瞭に検出できると考える。また、孔曲がり等の影響が大きく、磁気探査等の手法が適用困難な場合でも、本探査手法の活用は有効であると考えている。

今後、同条件の業務等で、本事例の経験を活かして積極的に計画立案・提案していく所存である。

#### 《引用・参考文献》

- 1) 橋梁基礎構造の形状及び損傷調査マニュアル(案)(1999):旧建設省土木研究所他,磁気探査を用いた橋梁基礎の形状調査法マニュアル(案)p.7.
- 2) 音響トモグラフィの地盤探査 総合カタログ:JFEシビル株式会社 社会基盤事業部
- 3) 榊原淳一,山本督夫(2009):高周波数の弾性波を用いた高精度地盤調査手法の開発,土木学会論文集C,65巻(2009)1号,p.97-106.

# 磁気探査を用いた既設橋梁の基礎形状把握

株式会社 明和技術コンサルタント ○石濱 和典, 横須賀 一茂, 小森 徹

## 1. はじめに

現在、高度経済成長期に建設された構造物の多くが耐久年数の限界を迎えつつある。また、国土交通省の策定したインフラ長寿命化計画に基づき、構造物の健全性の調査や補修を必要としている。一方、昨今はゲリラ豪雨等の異常気象が頻発しており、洪水対策として河川の拡幅や堤防のかさ上げといった河川整備が急務である。以上の点より、橋梁基礎周辺の地盤を浚渫することによる橋梁の安定性確認の必要が増している。

本調査では、ボーリングや磁気探査を用いて既設橋梁の基礎形状把握を試みた事例を報告する。

## 2. 調査の経緯

### (1) 調査背景

当該調査地区は、茨城県内某所の河川拡幅を予定している地区である。調査は、当初ボーリング5箇所、サウンディング4箇所が発注され、下流側より現場作業を進めていて調査現場工期終盤を迎えた。しかし、最上流の高水敷に民間所有の既設橋梁があり、並行して進められていた設計業務にて、掘削時に基礎が露出しないか確認の必要性が出た。そこで発注者より「既設橋脚基礎形状を調べてほしい。」との要望を受けた。既設橋梁に関する資料は残っておらず、形状・深度等は不明であった。そこで、当社としては基礎形状を確実に把握する方法として、バックホウ等での開削による試掘調査を提案した。しかし、工程や手続き上の問題で困難であったことから、発注者より本業務の工期内で探査を併用したボーリング調査を要望された。そこでボーリングや磁気探査による調査を計画した。

### (2) 調査手法

図-2に示す下流で実施したボーリング調査の結果より、本地区の地層は、軟弱層の下位に花崗岩が出現していた。従って、既設橋梁基礎は花崗岩に支持していることが想定された。しかし、杭基礎か直接基礎かは不明であった。また、橋梁基礎周辺では河川に流入する幅3m程度、水深10cm程度の水路が分布していた。そこでサウンディング調査を行いやすい河川左岸側横断方向 (A, B地点) の基礎形状把握を優先して実施した。

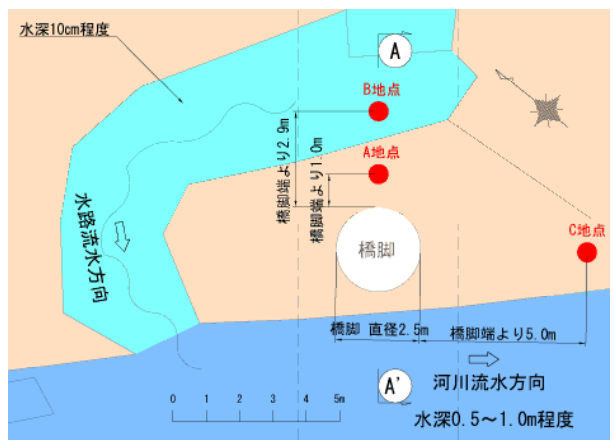


図-3 ボーリング調査位置

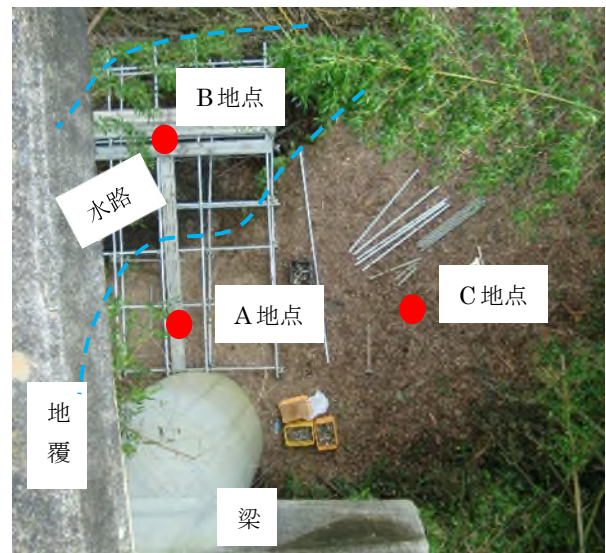


図-4 現場状況(上空より臨む)



図-1 調査地状況(対岸より臨む)

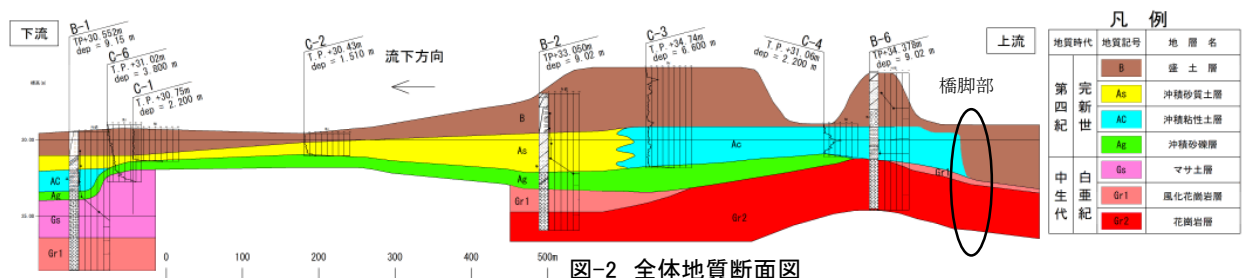


図-2 全体地質断面図

### 3. 調査結果

#### (1) ボーリング調査結果

調査は初めに、河川横断方向にサウンディング調査を複数箇所で行い、貫入深度より大まかな基礎の範囲を確認した。サウンディング調査結果より橋脚外面より1.0m離れた地点（A地点）でコアボーリング調査を実施し、ボーリングコアの状況から基礎天端を推定した。続いて、サウンディングで基礎側面と想定された2.9m（B地点）の位置にてボーリングを実施した。結果、A地点では橋梁基礎天端をTP+28.54mにて確認し、B地点ではTP+26.63mにて花崗岩に岩着した。以上の結果より、B地点の1m以内に基礎側面が存在することが確認された。また、縦断方向（河川上下流方向）では、橋脚から5m地点（C地点）でボーリングを行った結果、橋脚基礎は確認されず花崗岩がB地点とほぼ同深度で出現した。

#### (2) 磁気探査結果

既設橋脚のフーチング下端深度を調査する目的で、B地点並びにC地点の2箇所のボーリング孔を利用して、鉛直磁気探査を実施した。その結果、B地点では、橋脚基礎の鉄筋と考えられる磁気異常を確認した。調査結果より天端をTP+28.16m、下端深度をTP+26.70mで橋脚基礎の反応が現れた。C地点では、橋脚基礎と考えられる磁気異常は確認されなかった。以上より、花崗岩上面深度と既設基礎底面の深度がほぼ一致していることか

ら、本既設橋脚基礎は花崗岩に直接基礎として支持していることが分かった。また、C地点と既設橋脚基礎との距離は磁気異常の測定限界である1mを超えているものと考えられた。

#### (3) 基礎形状について

ボーリング調査結果並びに磁気探査の結果を踏まえ、B地点において磁気探査にて反応があった点、対して、C地点では鉄筋の反応が確認されなかったことより、橋梁基礎は、基礎厚約H=1.9m、基礎幅約B=8.0m×8.0m程度の直方体で基礎上面は水平の形状をしていると推定した。従って、河川拡幅時の計画掘削ライン（TP+27.70m）に対し、既設橋脚基礎の上部80cm程度が露出すると想定された。

### 4. まとめ

今回は限られた時間の中で十分な調査結果を得ることは困難であった。しかし、ボーリングと磁気探査の併用で基礎形状の検討について一定の成果を得た。将来、当該地区で追加調査の要請があった場合は、河川上下流方向や河川側でのボーリングをはじめとした、より詳細な調査を実施したい。また、実際の河川掘削工事時に今回の調査結果との差異を比較し、調査の精度や有効性を評価したい。

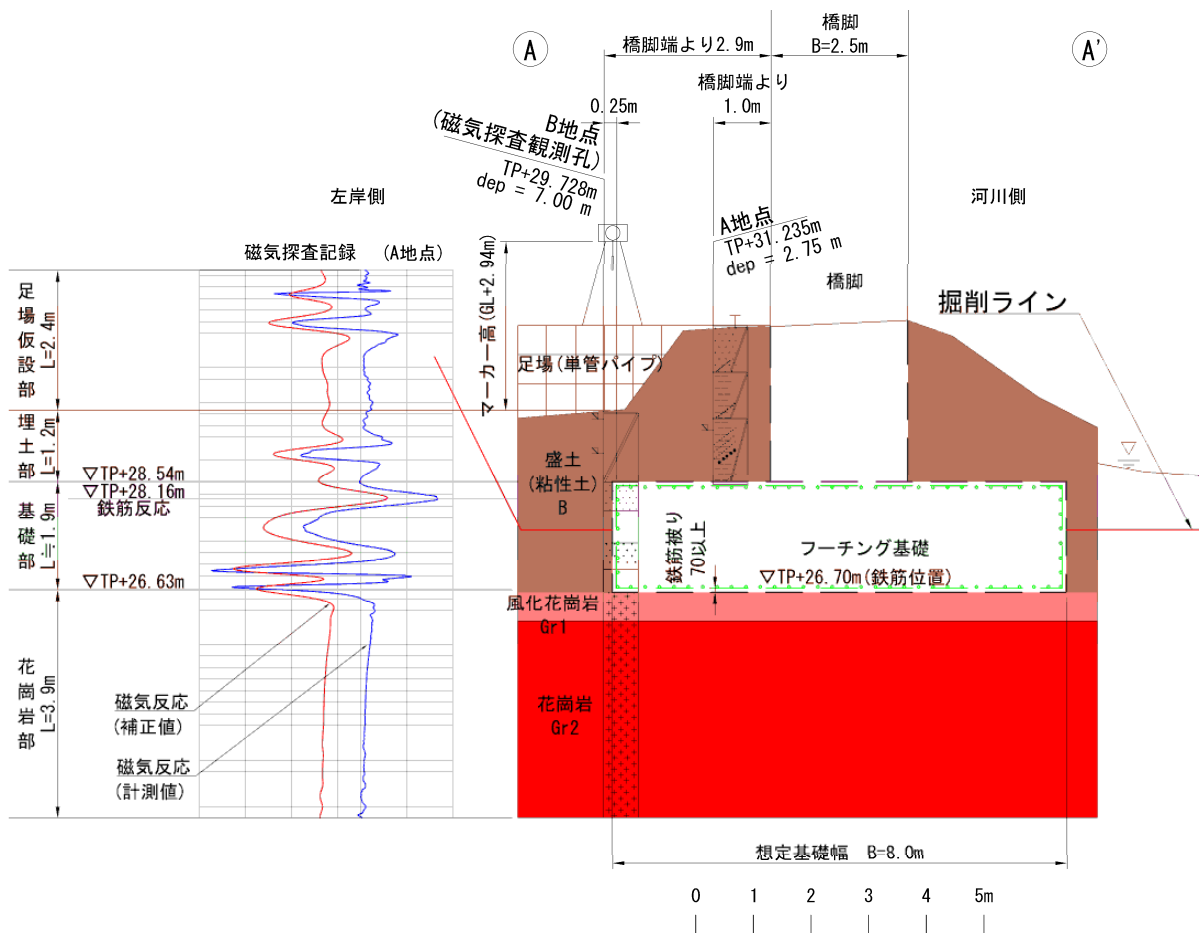


図-5 基礎検討結果

# 磁気探査における移動平均による平滑化（スムージング）処理

興亜開発株式会社 小坂 信尋

## 1. はじめに

磁気探査においてノイズが多い磁気測定記録は、解析を行う際にノイズが邪魔をして解析精度が悪くなるといった問題点がある。

ノイズ源となる物は、鉄屑、砂鉄などの雑鉄類で、個々の磁気量は小さい。しかし、ノイズ源が磁気センサに近接していると磁気異常波形の振幅が大きくなるため、調査対象物の磁気異常波形がノイズに埋もれてしまい解析が困難となる。

解析精度の向上を図るため、平滑化（スムージング）処理によるノイズ低減を試みた。本編では、平滑化処理によって磁気異常波形がどう変化するか述べる。

## 2. 探査の経緯・方法

大規模な埋立地において、埋め立て時に打設された鋼管矢板が、埋立地の経年による沈下のため地中内に埋没して位置がわからなくなったため、鋼管矢板の位置と深度を確認するために鉛直磁気探査を実施した。探査孔の削孔時、掘削土に様々な鉄類が含まれていたため、磁気探査前よりノイズが多いことが予想された。

磁気探査は一軸差動型フラックスゲート磁気探査機およびデジタルデータロガーを用い、2cm 間隔でデータの取得を行った。得られた磁気測定記録を図-1 に示す。図の横軸は深度、縦軸は磁気傾度である。

当初の予想通りノイズが非常に多い磁気測定記録である。

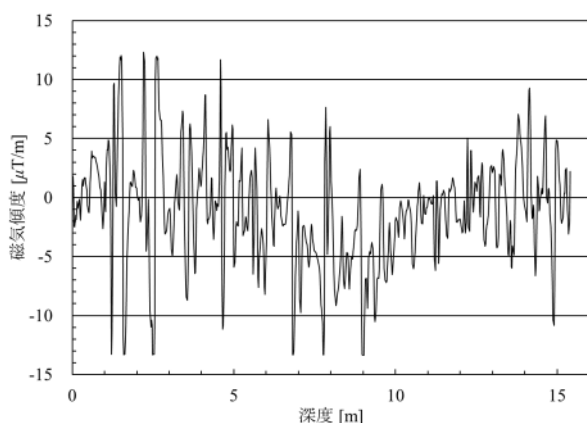


図-1 磁気測定記録

得られた磁気測定記録を見ると、G.L. -5m から -12m にかけて下向き凸型の磁気異常波形となっている。この深度は鋼管矢板上端の想定深度と概ね一致していたため、逆解析を行って理論波形を重ね合わせた（図-2 参照）。

解析の結果、鋼管矢板頭部の深度は、理論波形 a では

G.L. -8.5m、理論波形 b では G.L. -8.1m、理論波形 c では G.L. -9.1m となった。

このように、ノイズが大きいと明確な理論波形のピークを定めることができず、誤差が大きい解析結果となることが問題点として挙げられる。

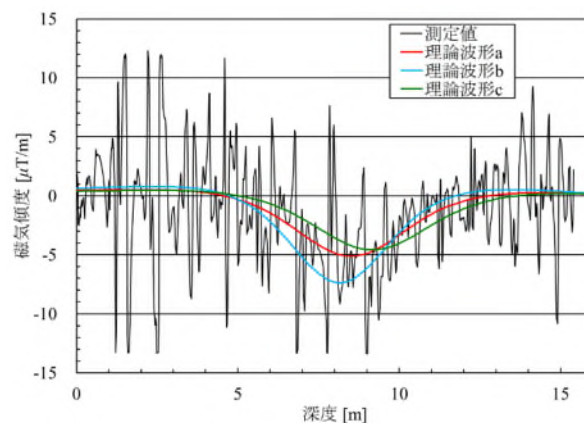


図-2 測定記録と理論波形

## 3. 移動平均法による平滑化（スムージング）処理

得られた磁気異常波形のノイズを低減し、解析誤差を小さくするため、移動平均法による平滑化処理を行った。

移動平均は、測定深度の測定値、および上下の一定区間内の測定値の平均である。測定間隔が 2cm ピッチであるから、例えば 5 個平均の場合、測定深度 ±4cm のデータの平均値となる。

## 4. 処理結果

平滑化処理の比較は、3 個平均（±2cm）、11 個平均（±10cm）、31 個平均（±30cm）、51 個平均（±50cm）、101 個平均（±1m）で行った。平滑化処理の結果を図-3～図-7 に示す。

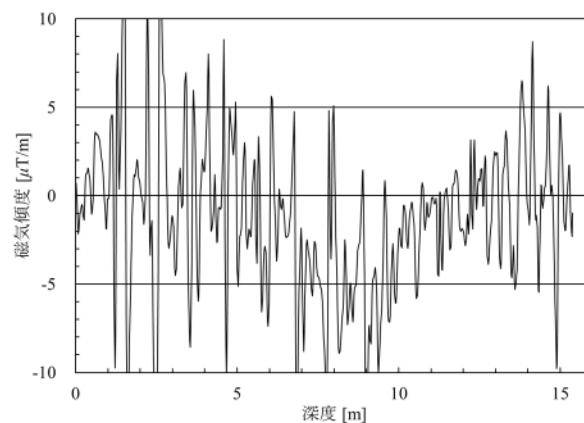


図-3 平滑化処理結果(3 個平均)

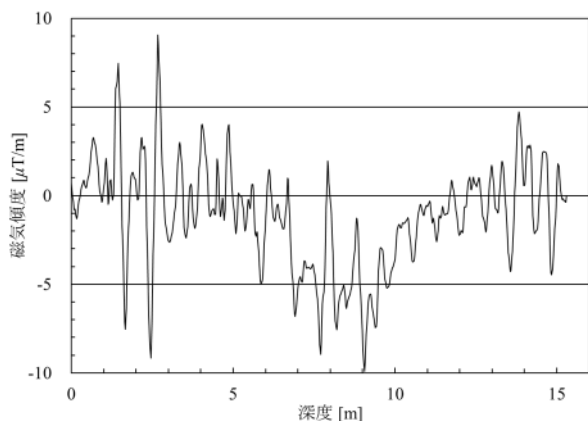


図-4 平滑化処理結果(11個平均)

処理結果を見ると、3個平均および11個平均ではノイズが顕著に表れたままである。

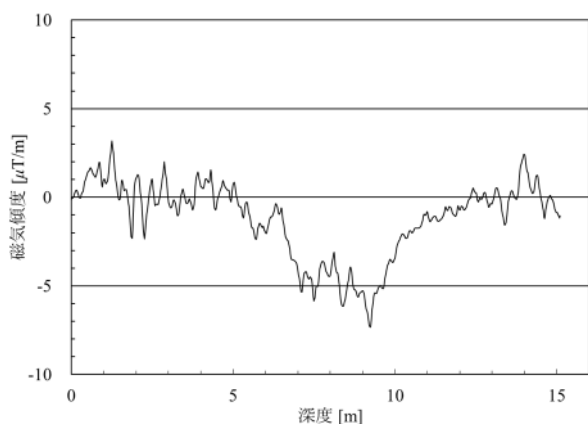


図-5 平滑化処理結果(31個平均)

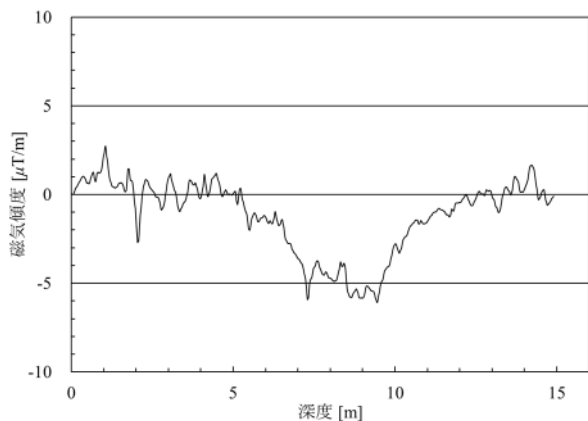


図-6 平滑化処理結果(51個平均)

31個平均および51個平均では下向き凸型の磁気異常波形が抽出できたが、波形のピークは不明確である。

101個平均では波形のピークが明確である。

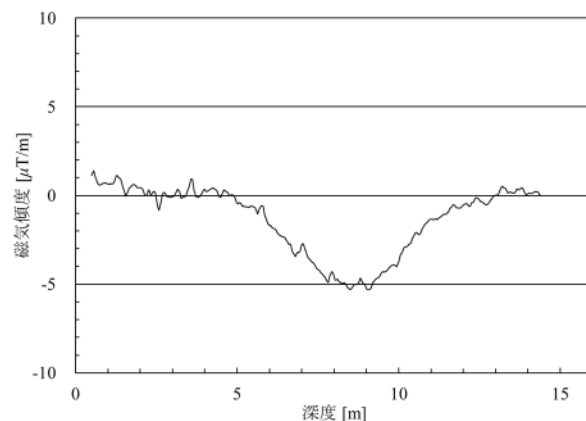


図-7 平滑化処理結果(101個平均)

101個平均による平滑化処理の結果を用いて逆解析を再度行い、理論波形を重ね合わせた(図-8参照)。

その結果、磁気異常波形と理論波形は非常に良く一致する結果となった。

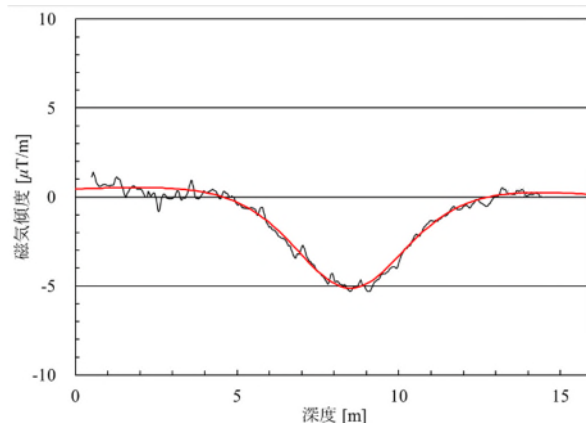


図-8 平滑化処理後の測定記録と理論波形

## 5. 考察

平滑化処理を行った磁気異常波形を用いて逆解析を行った結果、鋼管矢板上端の深度はG.L. -8.60m、探查孔からの離隔は3.70mとなった。

解析結果の該当地点で再度鉛直磁気探査を行ったところ、解析結果と同じ深度において磁気異常波形が振り切れる結果となった。このことから鋼管矢板上端を捉えられたと考えられ、解析結果は確度が高いことが確認できた。

以上より、ノイズが多い磁気測定記録に対して移動平均法による平滑化処理を行うことは、非常に有効であると考えられる。

## 6. おわりに

今回は移動平均法による平滑化処理の検討を行って有効な結果が得られたが、ノイズの状態によっては有効とならないリスクがある。そのため、今後の検討ケースの蓄積と、引き抜き作業による検証を行っていきたい。

# 探査事例の少ない爆弾の探査計画の立案について

日本物理探査株式会社 星野 勝重

## 1. はじめに

戦時中の空爆目標（軍事工場等）に近い場所は、不発弾が埋没している可能性がある。工事の際は、不発弾による事故を未然に防止するため、事前に不発弾探査を行うことが望ましい。その中で今回、探査事例の少ない爆弾の探査を実施する機会があり、その実施までの弾種選定やその探査範囲などの計画・立案についてご紹介する。

## 2. 不発弾探査とは

現在、爆弾そのものを発見する方法は皆無であるが、爆弾がその重量の約 50～80%が鉄であることに着目し、鉄類の有無を探査する方法が不発弾探査として有効性が高い。

鉄類を対象とした探査は電気探査・電磁探査・磁気探査とあるが、地下水（海水）の影響を受けない・強磁性体のみ反応する・磁気量の大きさを数値として測定できることから磁気探査が最適な手法である。

磁気探査はセンサから電磁波等を出力して計測しているものではなく、鉄類の横をセンサが移動（鉄類が持つ磁界内を通過）することでセンサ内のコイルに起電圧が発生し、これを測定することで磁気反応の有無を判定している。

## 3. 探査計画の立案

旧軍事施設付近で仮設棧橋設置に伴う H 鋼打設工事が発注された。当該地域での不発弾探査の必要性の検証と探査計画立案のため、資料調査及び設定事項の決定を行った。

### (1) 資料調査

空爆目標付近の工事現場において、まず不発弾探査が必要であるかの検証を行う。これには米軍のミッションレポート、日本の空爆被害記録等の現在公開されている資料（表-1；参照）や終戦後米軍が撮影した航空写真等（図-1；参照）を調べることになる。

表-1 空爆資料整理結果<sup>1)</sup>

日付	機種	投弾機数	弾種	投下量	投下数	投下高度	巡航速度
S20.1.9	B-29	1	250kg爆弾	2t	※約8発	9174m	400km/h
S20.2.17	TBM	10	1t爆弾	10t	10発	762m	418km/h
	SB2C	12	500kg爆弾 125kg爆弾	6t 3t	11発 21発	609m 609m	475km/h 475km/h
S20.7.24	F6F	16	250kg爆弾	6t	25発	762m	610km/h
S20.7.25	F4U	3	250kg爆弾	1t	3発	914m	695km/h
S20.7.28	F4U	9	250kg爆弾	1t	2発	914m	695km/h
S20.7.29	TBM	1	125kg爆弾	1t	4発	762m	418km/h

※投下数について、※印が付いているものは投下量から爆弾重量を割り算出したため実際の数と異なる可能性がある



図-1 米軍による航空写真(1946年撮影)<sup>2)</sup>

これらの資料により、攻撃目標・投下された爆弾の種類および量・爆撃機の数・投下高度等が判明し、航空写真の爆発痕より攻撃目標からどの程度離れた範囲まで被害が及んでいるかおおよそわかる。

本現場においても資料整理の結果、不発弾探査の必要性が確認された。

### (2) 探査対象(磁気量)の設定

各種爆弾の持つ磁気量の分布は、自社実験および実測データ（1951～1982）により、概ね判明している（図-2；参照）。資料調査により投下された弾種が判明することで、探査対象が決定され、解析しなければならぬ磁気量が決定される。この時、安全側に立ち、投下された爆弾の内、最も小さい爆弾の磁気量分布の最小値を採用する。

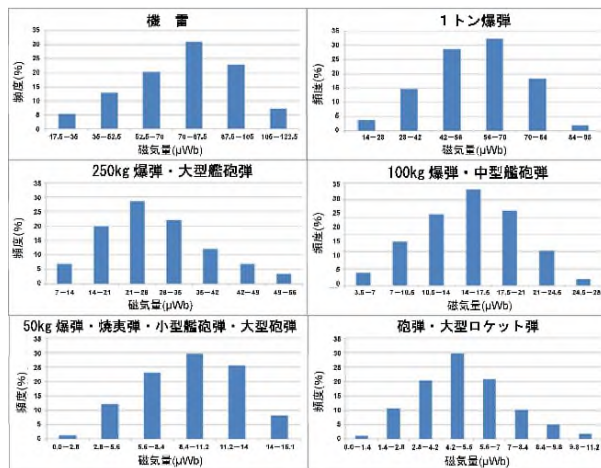


図-2 爆弾の持つ磁気量分布

本現場付近に投下された爆弾は表-1 のとおり 125kg, 250kg, 500kg, 1t 爆弾の 4 種類であった。このため、探査対象として、この中で最も小さい 125kg 爆弾を検出する必要がある。しかし、この 125kg 爆弾は探査事例が極めて少ない爆弾であったため、爆弾の持つ磁気量の分布は判明していない状況であった。そこで、磁気量分布の判明している爆弾で 125kg 爆弾より一回り小さいものである 100kg 爆弾の値を使用することとした。これは、基本的に同じ形状・材質の磁性体では、その大きさにより磁気量の大小が変わってくるためであり、125kg 爆弾と 100kg 爆弾の持つ磁気量を比較すると 100kg 爆弾の方が小さい値になることが予想されることから、100kg 爆弾の最小磁気量 3.5μWb (マイクロウェーブ) を採用することにした。

### (3) 探査有効範囲の設定

探査有効範囲とは、探査対象が有する最小磁気量を磁気センサが検知できる範囲のことである。この探査有効範囲は、取得信号の S/N で決定される。S とは対象となる不発弾からの信号 (S) であり、N とは対象以外のノイズ (N) である。よって、検出すべき磁気量の値が大きい若しくはノイズ成分が少ない記録ほど探査有効範囲は広くなり、磁気量が小さい若しくはノイズが大きい記録ほど探査有効範囲は狭くなる。

前述のとおり、探査対象の最小磁気量値を 3.5μWb としたため、センサがこの値を検知できる距離が探査有効範囲となる。当社の実験・経験則によるデータより磁気量 3.5μWb の探査有効範囲は半径 1.2m である。よって、本現場の探査有効範囲を半径 1.2m とし、工事施工範囲を網羅するよう探査孔の位置を設定した。ただし、現場付近には既設護岸構造物があり、これが磁気影響物 (ノイズ源) となり、一部探査有効範囲が半径 0.4m となる範囲があった。

### (4) 埋没深度(探査深度)の設定

高高度から投下された爆弾が地中内のどの深度まで埋没するかは運動方程式を解くことにより、求めることができる。

弾種・飛行高度・飛行速度より、投下された爆弾の地表面における突入速度・突入角度を求めることができ、この値と現場周辺の柱状図 (土質・N 値・層厚) より、投下された爆弾が埋没する最大深度が計算できる。また、柱状図や弾種・飛行条件が複数ある場合は、それぞれ計算を行い、計算結果が最も深い値を採用する。

尚、空中・地中での運動はあくまでも直線的に動くことを仮定したものである。実際には流体力学的な揚力・浮力等がかかり浅くなることが予想されるため、この計算結果まで探査を行えば十分であると言える。

本現場付近に投下された爆弾は前述のとおり 4 種類であるが飛行条件を考慮すると 7 通りのパターンとなり、それぞれの埋没深度を計算すると表-2 のとおりとなる。この中で最も深くまで埋没する条件は③となるため、この値を採用した。

表-2 埋没深度計算結果

条件	弾種	巡航速度 (km/h)	飛行高度 (m)	突入速度 (m/s)	突入角度 (度)	埋没深度 (GL, m)	埋没標高 (TP, m)
①	125kg	475	609	154.1	47.7	-3.26	-3.03
②		418	762	153.0	40.8	-3.97	-3.74
③	250kg	400	9174	334.4	11.7	-5.91	-5.68
④		610	762	183.7	51.2	-4.63	-4.40
⑤		695	914	200.7	51.6	-4.86	-4.63
⑥	500kg	475	609	157.8	48.2	-4.49	-4.26
⑦	1t	418	762	159.3	42.0	-5.06	-4.83

この計算結果 (停弾深度) と工事の施工深度を比較し、施工深度が深ければ停弾深度を、浅ければ施工深度を探査深度として採用する。本現場では施工深度が停弾深度より深いので、探査深度は停弾深度を採用した。

## 4. まとめ

探査計画において採用する値は、常に安全側に立つ必要がある。探査対象にする磁気量については小さいものを、探査深度の設定においては深いもので設定する。

### 《引用・参考文献》

- 米軍資料：「Headquarters of XXI Bomber Command; Tactical Mission Reports」, 「THE AIR ATTACK IN THE PACIFIC 20TH AIR FORCE REPORT」, 「THE AIR ATTACKS IN THE PACIFIC Naval Air Force Report」, 「VB-17 (Hornet), Aircraft Action Report」, 「VT-17 (Hornet), Aircraft Action Report」, 「VF-17, VBF-17 (Hornet), Aircraft Action Report」, 「VF-1 (Bennington), Aircraft Action Report」, 「VBF-1 (Bennington), Aircraft Action Report」, 「VT (N)-91 (Bon Homme Richard), Aircraft Action Report」, 工藤洋三 (2018): 「アメリカ海軍艦載機の日本空襲」 工藤洋三 (※自費出版のため、出版社と著者が同じ) 平塚柁緒 (1995): 「米軍が記録した日本空襲」 草思社
- 国土地理院地形図 (に加筆), USA-M192-A-5-50

## 路面下空洞調査の作業の流れと留意点

株式会社東建ジオテック ○加藤 秀歩, 相上 馨司朗

### 1. はじめに

道路は、我が国のインフラを支える重要な施設である。国土交通省によると、我が国の令和3年度における道路の陥没発生件数<sup>1)</sup>は、直轄国道118件、都道府県道1,012件、市町村道8,837件である。道路施設および占有物の老朽化により、今後も道路の陥没は発生し続けると想定される。道路の陥没を未然に防ぐための調査としては、路面下の空洞を発見・評価する「路面下空洞調査」があり、調査を担当する機会が増加していることから、その作業の流れと留意点について説明する。

### 2. 調査の流れ

路面下空洞調査の作業の流れとしては大まかに、「現地踏査」、「一次調査」、「二次調査」、「考察」の4つに区分される。ただし、発注内容によっては二次調査を実施しない場合もある。路面下空洞調査業務の流れを図-1に示す。

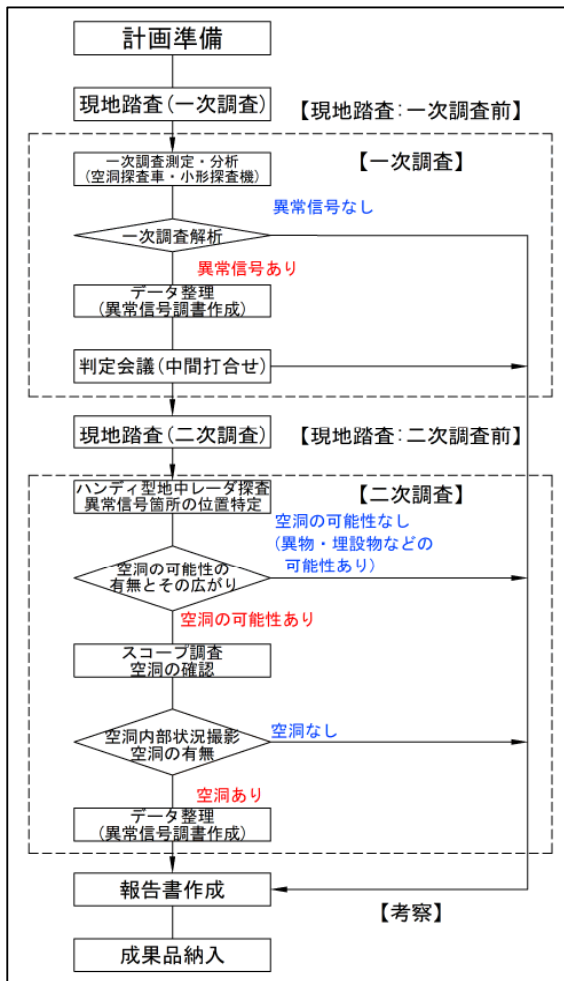


図-1 路面下空洞調査業務の流れ

#### (1)現地踏査

現地状況の確認作業である。一次調査前では、右左折レーンやバスレーン、道路橋等の有無と位置を確認する。

二次調査前では、一次調査の結果、緊急性が高いと判定された異常信号箇所に対して、道路表面の変状の有無を確認するため、踏査を実施する場合もある。

#### (2)一次調査

レーダを搭載した探査車(以下、探査車と記載)や小型探査機(ハンディ型地中レーダ)によるレーダ測定により、空洞の可能性のある異常信号を検出・抽出する。

#### (3)二次調査

一次調査により抽出した異常信号に対して、より詳細な調査を実施する。小型探査機で異常信号箇所の周辺を重点的に調査し、空洞の可能性が高い箇所では、道路舗装に小口径の孔を掘削し、スコープカメラにて空洞内部の状況を観察する。

#### (4)考察

上記(1)～(3)の結果を整理し、空洞が確認された箇所に対して空洞の発生原因を考察し、今後の対策方針についてまとめる。

### 3. 現地踏査の留意点

現地踏査の主な留意点は、以下の事項が挙げられる。

- ・調査範囲の起終点位置の確認
- ・一次調査の障害となるような障害物の確認

#### (1)調査範囲の起終点位置の確認

調査の対象となる路線の起終点は発注者から与えられるが、現地では起終点が不明瞭ことが多い。例えば、交差点を起点とする場合に、「交差点の中央なのか、交差点の端とするのか」といった協議が必要となる。数m程度の違いではあるが、その数mの範囲に空洞がある可能性もゼロではない。

#### (2)一次調査の障害となるような障害物の確認

対象路線が車道部の場合、基本的には探査車で一次調査を実施するため、探査車の通行路を確保しなければならない。探査車の通行の障害となるものは、道路工事や駐車車両である。踏査時に、道路工事施工中または工事予告看板がある場合には、一次調査の日程の調整が必要となる。また、駐車車両が多い区間では、一次調査時に車両の移動を依頼する場合もある。

### 4. 一次調査の留意点

一次調査の主な留意点は、以下の事項が挙げられる。

- ・測線(測定した走行ルート)を記録する
- ・空洞の厚さを測定できない

#### (1)測線(測定した走行ルート)を記録する

対象路線と探査車のレーダの幅にもよるが、多くの場合、探査車のレーダの幅は車道片側車線の幅よりも短い。



この状態で一回の走行のみで調査を終了すると、必然的に対象路線内で測定していない範囲が発生することとなる。対象路線を漏れなく調査するためには、1車線につき、最低でも2回の走行が必要となり、片側車線が増えれば、走行数も増える。右左折レーンがある場合はさらに増える。路線を何往復もすることで、測定漏れが発生する可能性も増すため、測線の記録は必須である。測線の設定例を図-2に示す。

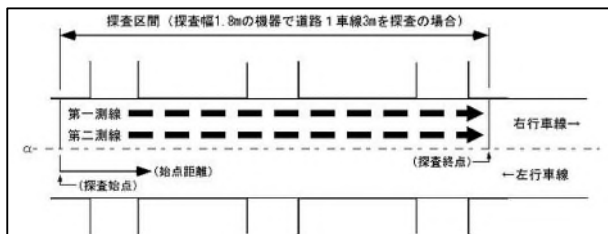


図-2 一次調査における測線の設定例<sup>2)</sup>

## (2)空洞の厚さを測定できない

レーダ探査によって得られるデータは、異常信号の平面的な広がり、異常信号の上端深度であり、その異常信号が空洞であった場合でも空洞の厚さまでは測定できない。これは二次調査の小型探査機でも同様で、レーダから発信した電磁波は空洞内部では反射しないため受信器では捉えられず、空洞の底の深度までは探知できない。したがって、空洞の厚さを把握するためには、物理的に路面を削孔し、スコープカメラで確認する必要がある。

## 5. 二次調査の留意点

二次調査の主な留意点は、以下の事項が挙げられる。

- ・調査時間
- ・埋設物協議
- ・小型探査機による測定の方法

### (1)調査時間

二次調査は道路上での作業となるため、交通規制が必要である。対象路線の交通状況にもよるが、主要道路では交通渋滞を回避するために夜間の作業となることがあり、日中作業よりもいっそうの注意を払わなければならない。

### (2)埋設物協議

空洞の可能性が高いと判定された異常信号箇所に対して路面のコア掘削を実施するが、空洞調査にかかわらず、道路掘削工事をおこなう際は、あらかじめ埋設管調査を実施する必要がある。通常、水道・下水道・ガス・電気・通信の埋設管が対象となり、各機関への問い合わせ・回答に数週間を要する場合もある。そのため、二次調査を計画する日時は、一次調査実施日から、数週間から一ヶ月程度後となる。なお、現地作業時においては、提供された埋設管情報と照らし合わせ、細心の注意のもとコア掘削をおこなう必要がある。

### (3)小型探査機による測定の方法

小型探査機によるレーダ探査方法には、クロス調査と

メッシュ調査がある。クロス調査とメッシュ調査の概念図を図-3に示す。クロス調査は直径1~2m程度の異常信号に対して、メッシュ調査は複数車線にまたがるような広範囲の異常信号に対して選定するのが一般的である。異常信号のおおよその規模は一次調査により判明しているので、その規模に合わせて測定方法をあらかじめ検討しておく。

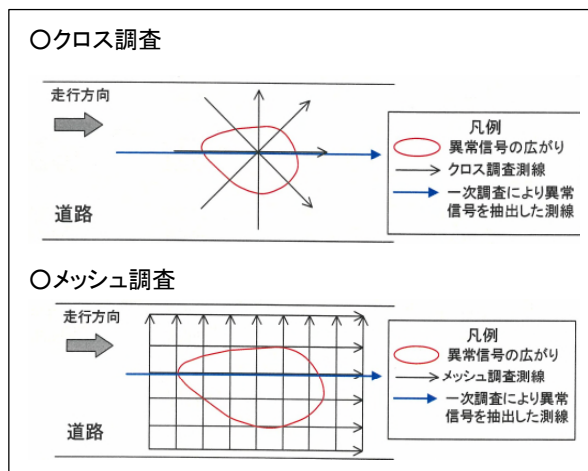


図-3 小型探査機による測定方法の概念図<sup>2)</sup>

## 6. 考察の留意点

考察時の主な留意点は、空洞発生原因の推定と空洞拡大の可能性評価が挙げられる。

空洞の発生原因として主に考えられるのは、地中水の移動による土砂の吸出しである。土砂吸出しを誘発するのは水道管や下水管の破損であり、付近にこれらの管が埋設されているかどうかは二次調査時に収集した埋設管情報を参考とする。水道管や下水管が空洞に近接する場合は、現時点で空洞の規模が小さい場合でも、今後拡大していく可能性が高いと考えられるため、その評価を総合的におこない、空洞一つ一つに適切な、今後の対策方針を提案することが重要である。

## 7. おわりに

これら各段階の主な留意点を押さえることで、作業を円滑に実施することができると思われる。今後、路面下空洞調査に携わる方の参考になれば幸いである。

## 《引用・参考文献》

- 1) 国交省：道路の陥没発生件数とその要因(令和3年度) (最終閲覧日2023. 5. 25), r1-r3kanbotu.pdf
- 2) 一般社団法人 全地連(2018)：路面下空洞探査技術マニュアル(案)-改訂版-, p. 18, p. 30

# 空洞の浅部移動と下水道管異状との関連性の一考察

川崎地質株式会社 ○酒本 直弥, 今井 利宗, 山田 茂治

## 1. はじめに

道路陥没を未然に防ぐことは、安心安全な道路交通において重要である。また、下水道管路の維持管理においても下水道管路を起因とした道路陥没の防止、不具合の生じた下水道管路の早期発見が重要となる。しかしながら、全国の下水道管路の管理延長の内、標準的な耐用年数である50年を経過した管路は、令和3年度末で約3万km存在し、今後も急速に増加することが予測されている。令和2年度には、下水道管路の異状に起因し約2,500件の道路陥没が発生している<sup>1)</sup>。一方、下水道管路の維持管理を行うには、維持管理コストが膨大にかかるため、効率的なスクリーニング技術の導入が求められている。すでに道路分野では、路面下空洞探査が実施されているが、今後の維持管理時代を考慮すると、さらなる調査効率化が必要であると思われる。

道路陥没は、地中の空洞が地表付近まで移動することが大きな要因である。浅部への移動(空洞の変化)には、継続的ないし断続的な土砂流出が関わっているものと考えられ、埋設管等の不具合が影響している可能性がある。

このような背景から、道路陥没を生じさせる空洞やその変化を把握することで、道路陥没を引き起こすような重篤な異状が発生している下水道本管や取付管を効率的にスクリーニングできる可能性があった。そこで、著者らは日本下水道事業団と共同研究体を組織し、令和2年度および令和3年度の国土交通省 B-DASH プロジェクト (FS 調査) の国土交通省国土技術政策総合研究所の委託研究において、繰り返し空洞探査による道路および下水道管路の効率的な維持管理技術の研究を行った。本研究では、車両型地中レーダ探査装置を用いた繰り返し空洞探査を1年間実施し、空洞の変化と下水道管路の変状との関連性を検討した。本発表では、その研究内容と成果について発表する。

## 2. 研究方法

図-1に、研究方法の概要を示す。本研究では、すでに道路陥没防止技術として広く導入されている車両型地中レーダ探査装置を用いて、1~2か月間隔で1年間の繰り返し探査を行った。地中レーダ探査とは、電波を地盤に送信し、空洞、埋設管や地層境界等から反射した電波を受信し、地中を可視化(画像化)する技術である。車両型地中レーダ探査装置は地中レーダを車両に装着しており、交通の流れに沿って地下2m程度まで探査が可能である。

次に、探査により取得した画像データについて、地中に空洞が生じている可能性がある箇所(以下、異常信号)

を抽出し、その時系列変化(累積的に浅い位置に移動した等)を確認した。異常信号が確認された箇所については、道路面に径30mm程度の孔を開け、実際に空洞かどうかを確認した(空洞確認調査)。そして、空洞付近の下水道管路に管内異状が生じていないか、管内TVカメラによる詳細調査を実施した(管内詳細調査)。

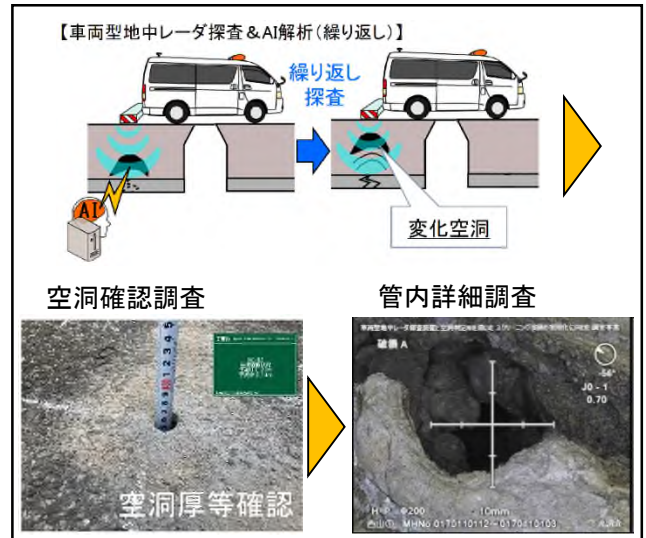


図-1 研究方法の概要

## 3. 結果

車両型地中レーダ探査の結果、89箇所の異常信号が検出され、その内、掘削許可が下りた53箇所において空洞確認調査を行い、44箇所で空洞を確認した。表-1は、空洞確認調査を実施した異常信号について、1年間の深度変化をまとめたものである。この結果から、空洞が確認された異常信号は平均的に0.03m/年で浅くなっていることが分かり、その内、0.03m/年以上浅くなった異常信号は20箇所で認められた。

一方、空洞が確認されなかった9箇所の異常信号については、0.03m/年未満の変化に留まる結果であった。

すなわち、0.03m/年以上で浅くなる異常信号は、空洞である可能性が高いという結果が得られた。また、0.03m/年未満の変化に留まる空洞も24箇所で確認されていることから、本研究では、0.03m/年以上で浅くなった空洞を「変化した空洞」と定義した。

表-1 空洞確認調査箇所の1年間の異常信号深度変化

空洞有無	箇所数	異常信号の浅部移動量 (m) ※						0.03m/年以上浅くなった箇所数
		平均	最小値	最大値	標準偏差σ	平均+σ	平均-σ	
空洞あり	44	-0.034	0.000	-0.113	0.026	-0.008	-0.059	20
空洞なし	9	-0.018	-0.005	-0.029	0.008	-0.010	-0.026	0

※：プラス数値が深度が深くなる方向、マイナス数値が深度が浅くなる方向

確認された空洞中心から、平面的に半径3m程度以内に位置する下水道管路において、管内詳細調査を実施した。

図-2は、管内詳細調査の結果を空洞の変化別（浅部への移動が0.03m/年以上か未満か）に整理したグラフである。

空洞の変化の有無でとりまとめた結果、管内異状のランク<sup>2)</sup>に差が生じていることが分かった。変化があった空洞では、90%程度の割合で管内異状が認められ、ランク a や b に分類される中程度～重篤な劣化や取付管関連の異状の比率が70%程度であった。一方、変化がない空洞では管内異状が認められたのは60%程度であり、重篤な異状の比率は20%であった。管内異状の種別を見ても、変化があった空洞ではクラックや破損等の土砂を管内に流入させる重篤な異状が生じている傾向があった。

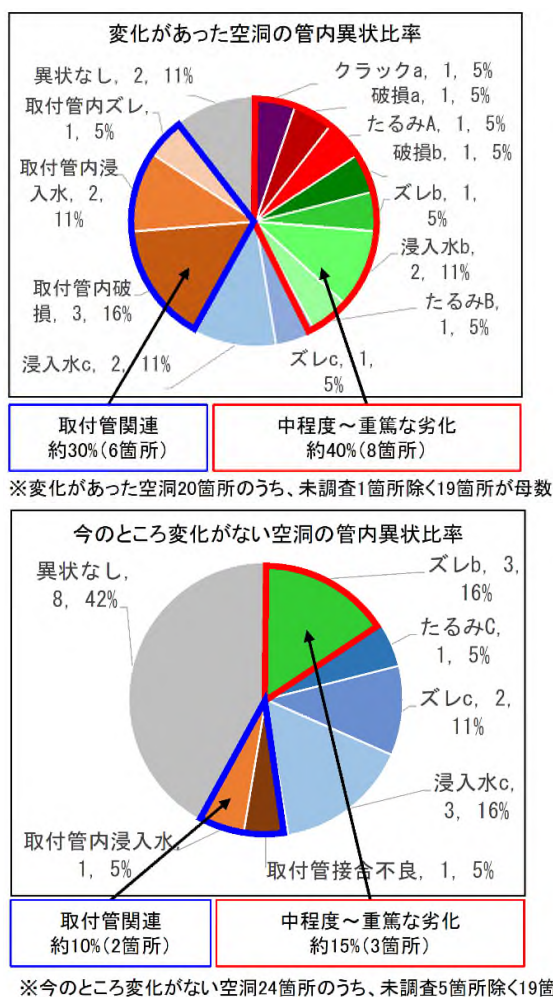


図-2 管内詳細調査の結果

#### 4. 考察

1年間のモニタリングにより、0.03m/年以上で浅部に移動している異常信号は、空洞の可能性が高いことが分かった。このことは、これまで必要であった空洞確認調査の省略可能性を示唆している。

また、変化した空洞付近の下水道管路には、土砂を管内に流入させるランク a や b の重篤な異状が発生している場合が多かった。これらのことから、下水道管路の重篤な異状に伴い空洞が変化している可能性が示唆される。すなわち、本研究で実施したように空洞の変化を把握することで、道路陥没の原因となる空洞を把握すると

ともに、重篤な管内異状が発生している下水道管路のスクリーニング技術として活用できるものと考えられる。

本研究において、試行的に変化した空洞箇所について優先的な詳細調査を行ったところ、ランク a に相当する下水道管路の破損が確認されことから管理者に報告した。本箇所が下水道管路の機能不全や道路陥没に繋がる前に早急に復旧されたことは、補修の箇所の優先順位の検討に有効であるため、道路の維持管理コストの削減に貢献できるものと考えられる。

#### 5. まとめ

以下に、本研究の成果をまとめる。

(1) 1年間で0.03m以上浅くなった異常信号は、空洞である可能性が非常に高い。このことから、異常信号が空洞かどうかを確定させるための確認調査を省略できる可能性がある。

(2) 変化した異常信号および空洞周辺の下水道管路には、90%程度の割合で管内異状が生じていた。

(3) 変化した空洞周辺の下水道管路で発生している管内異状は、クラックや破損等の管内に土砂を流入させるものであるとともに、その70%程度が本管に生じたランク a や b、取付管に生じた重篤な異状である。

上記のことから、変化した空洞に近接した下水道管には、重篤な管内異状が生じている可能性が高いことが確認された。このような場所は、管内の詳細調査優先度を高くし、重篤な異状を早期に把握することが重要である。

本研究によるスクリーニング技術としての試行結果から、本技術は、道路陥没の原因となる空洞を生じさせる箇所の調査を効率的に実施することが可能となり得ることが見出されたとともに、特に下水道管路に起因した陥没の抑制に資することが期待される。

今後は、実現場への試行的な技術導入等を通じて、道路および下水道管路マネジメントにおける活用方策等を検証していく方針である。

#### 6. 謝辞

本研究にあたり、国土交通省国土技術政策総合研究所の下水道研究室の皆様、ならびに共同研究者である日本下水道事業団様には多大なご助言を頂いた。また、千葉県柏市様には現場提供のご協力や研究に対する貴重なご意見を頂いた。この場を借りて、感謝を申し上げます。

#### 《引用・参考文献》

- 1) 日本下水道協会：下水道協会誌，国総研における下水道管路ストックマネジメントに関する調査研究，Vol. 59, No. 712, 2022.
- 2) 国土交通省水管理・国土保全局下水道部：ストックマネジメント手法を踏まえた下水道長寿命化計画策定に関する手引き（案），2013.

# 関東ローム層内の地下壕に対する調査事例

サンコーコンサルタント株式会社 ○江元 智子, 伊東 俊一郎, 越谷 賢, 村田 和則

## 1. はじめに

日本国内では戦時中に多くの地下壕が掘削され、現在でもその空洞が残っている場合がある。その中には、出入口だけが塞がれたり、記録が散逸してしまい、位置が分からなくなってしまった地下壕もある。

本発表では、東京都世田谷区の大蔵運動公園内に存在していた地下壕の調査の事例について報告する。なお、対象の地下壕は令和3年度に対策工事が完了している。

## 2. 地下壕の概要と調査の流れ

図-1の平面図に本調査で明らかになった地下壕の位置を示す。調査地は武蔵野台地の平坦面に位置しており、西側は段丘崖となっている。地質は地表から深度10m程度まで関東ローム層、その下位に砂礫層が分布している。



図-1 地下壕の位置

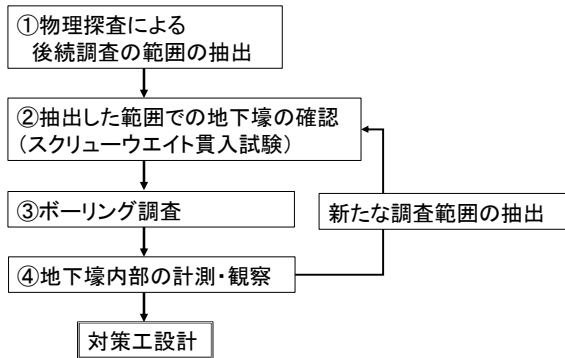


図-2 調査のフロー

既往の調査や記録から、地下壕は素掘りで高さ・幅ともに2m程度、出入口が段丘崖にあり(調査時点では塞がれていて未確認)、坑道は土被り6m程度でローム層内

を北東方向に掘削されていることが分かっていた。しかし対策工事に必要な地下壕の正確な位置、空洞部分の体積の情報が不十分であったため、地下壕の詳細な調査を実施した。調査は、図-2に示すフローで実施した。以下に各段階の調査について述べる。

## 3. 物理探査による後続調査の範囲の抽出

地下壕の調査の第一段階として物理探査を実施し、地下壕の可能性のある箇所を抽出を行った。現地は金属製の公園設備、電気や上下水道の埋設管が多い条件であり、ローム層と砂礫層の境界を含む15m程度の探査深度が必要であることからS波の浅層反射法探査を適用した。探査測線の位置を図-1、探査の仕様を表-1に示す。

表-1 S波反射法探査の仕様

測線長	1 測線当たり 80~100m 計 4 測線
受振点間隔	0.5m (ランドストリーマ形式)
発振点間隔	1m (機械式 S 波震源)

解析は一般的な CMP 重合による反射法解析の処理を適用した。図-3 (次頁) に測線1と測線3の断面を示す。両方の断面においてローム層と砂礫層の地層境界と解釈される反射波 (青色破線) が認められるのが特徴である。解析断面から下記の2つ観点で地下壕の可能性のある箇所を抽出し、既往調査の情報を考慮して後続調査の範囲を決定した。

- 地下壕から反射する場合は、回折波として上に凸の反射波の形状で断面図に現れる (黄色波線)。
- 地層境界からの反射波は横方向に連続するが、地下壕 (空洞) が上にある場合は不連続になる可能性がある。測線3は地下壕の情報が少なかったため、測線1より調査範囲を広く設定した。

## 4. 抽出した範囲での地下壕の確認とボーリング調査

浅層反射法探査により抽出した調査範囲において1.5m間隔を目安にスクリーウエイト貫入試験 (以下、SWS 試験) を実施し、地下壕の有無を確認した。

また、後述する地下壕の計測においては、ボーリング孔が地下壕の坑壁に近いと、計測時にプローブの動作範囲が制限されてしまうため、ボーリング孔は坑壁から十分な離隔を確保することが望ましい。SWS 試験で地下壕が確認され箇所では、想定される地下壕と直交方向に群列配置にした試験箇所を追加し、地下壕の範囲をより明確にしたうえでボーリング位置に決定した。

計測に利用するボーリング孔には、地下壕の上端の深

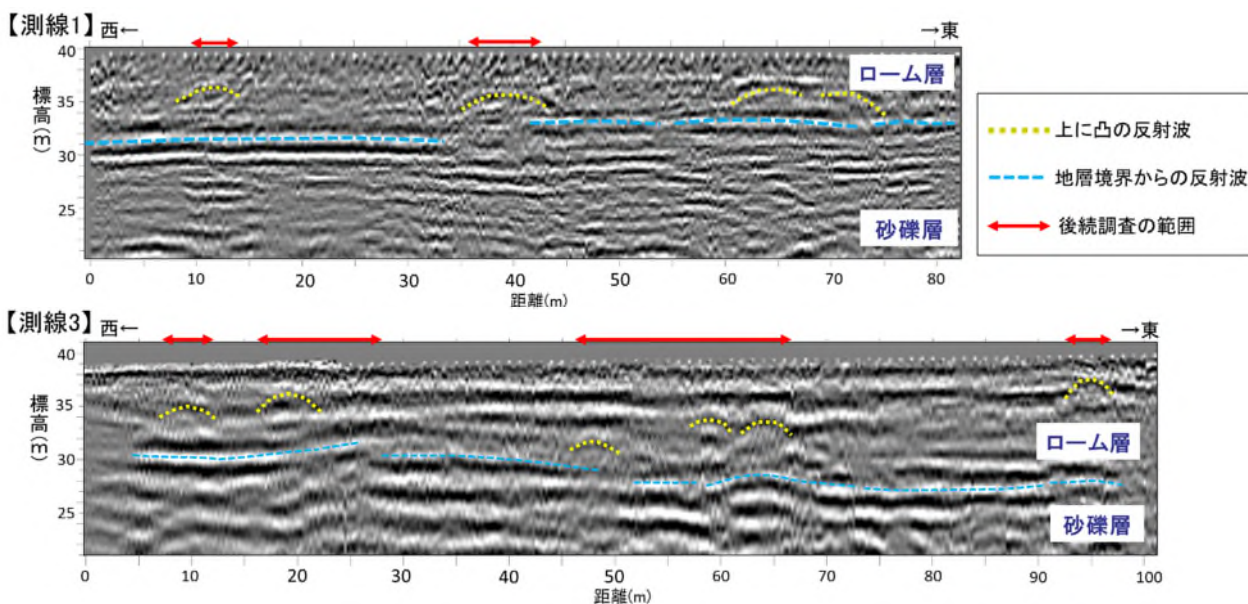


図-3 S波反射法探査の解析断面

度まで塩ビ管（主にVP65）を挿入し、調査後は蓋をして保存した。次年度以降の対策工事では、充填剤の注入孔や施工状況を確認する観測孔として活用されている。

### 5. 地下壕内部の計測・観察

地下壕の空洞の計測には、Carlsons 社製の孔内挿入式 3D レーザースキャナーを使用した。地下壕の内の坑壁の点群データを取得することで、地下壕の詳細な位置（座標）と形状を把握することができた。

図-4に計測で得られた点群データを平面図にプロットした。ボーリング孔から離れるほど点群の密度が低下するため形状を推定するのは困難となる。一方でNo.2孔で取得した点群のように約20m 先の地下壕の行き止まりは形状が認識できる。

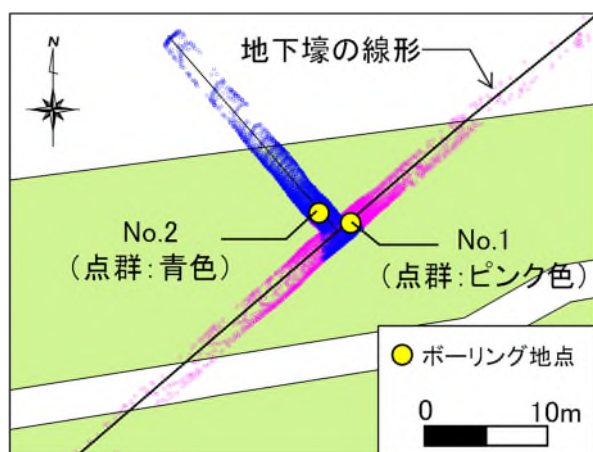


図-4 計測で得られた点群データの例

地下壕の路線が長い場合や、路線の屈曲や障害物でレーザーを遮られる場合は、ボーリング孔を追加して計測を行った。点群データをもとに追加調査の範囲を絞りこみ、前述のSWS試験による地下壕の確認の段階に戻り

り返し調査を行った。最終的に調査地内において22箇所地下壕の計測を実施し、図-1に示すような地下壕の位置の特定と対策工事のための空洞容積の算出につなげることができた。

地下壕の計測と合わせて、市販の光学カメラとライトを組み合わせた機材でボーリング孔の動画撮影を行い、地下壕の内部の様子を観察した。地下壕の撮影画像を図-5に示す。壁面や堆積する土砂が観察できた。



図-5 地下壕の内部の様子(No.1 孔)

### 6. まとめ

関東ローム層内に掘削された地下壕を対象に調査を実施した。物理探査により後続の調査範囲を絞り込むことができた。また、SWS試験により3Dレーザ計測に有効なボーリング位置を選定することで、より効率的に精度の高い地下壕全体の体積の把握が可能となり対策工事に有用な情報が取得できた。

最後に、本調査における世田谷区 みどり33推進担当 公園緑地課の御指導、御協力に対し、記して謝意を表します。

# 省力型 3 次元電気探査の概要と適用事例

株式会社ダイエーコンサルタンツ ○久下 信明, 佐伯 佳美

## 1. はじめに

「省力型 3 次元電気探査」は、現地測定に関しては従来同様の比較的少ない複数測線で 2 次元電気探査を実施し、解析では 3 次元解析することによって、3 次元探査の課題を克服した、低コスト・高精度の 3 次元探査技術である。

従来の 2 次元探査では、探査測線沿いの地形および地質構造が探査断面に直交する方向に変化しない前提で測定データを解析するため、地形や地下構造が 3 次元的に変化する実際の地盤では探査精度の低下が避けられなかった。一方、従来の 3 次元電気探査は高精度で地下構造を把握できるが、経費がかかりすぎることが難点であった。

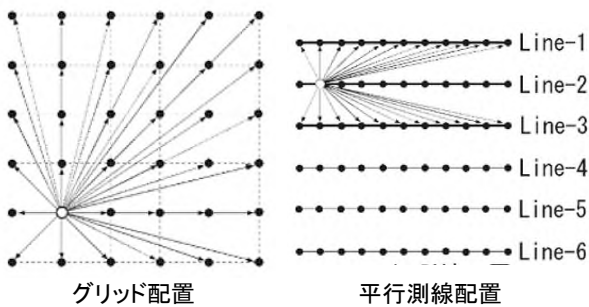
省力型 3 次元電気探査では、地形や地下構造の 3 次元的な影響を適切に処理し、従来の 2 次元探査と変わらない現場コストで評価できる。

## 2. 省力型 3 次元電気探査の測線配置例<sup>1)</sup>

図-1 に従来型の 3 次元電気探査測線配置例を示す。

従来の 3 次元電気探査では「グリッド配置」、「平行測線配置」および「トモグラフィ配置」といった方法が主流となっている。トモグラフィ配置とは、ボーリング孔を利用した電気探査法で、ボーリング孔内の電極から電流を流して測定する方法である。

このように従来の 3 次元電気探査では、格子状に測線を配置する必要があり、測定と解析にコストがかかるため、実用的ではない。



グリッド配置

平行測線配置

トモグラフィ配置

図-1 従来型の 3 次元電気探査測線配置例

図-2 に省力型 3 次元電気探査の測線配置例を示す。省力型 3 次元探査では、比較的少数の 2 次元探査測線を配置してデータを取得し 3 次元解析を行うことから、従来の 3 次元探査と比較して測定点が少ない状態で測定を行うことができ、現地作業や解析作業が短時間でできる。

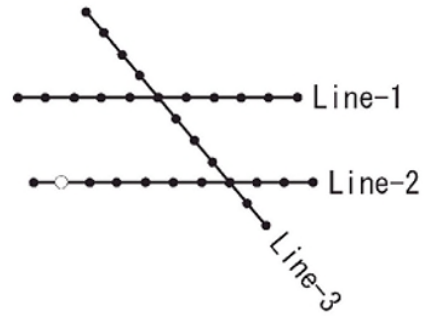


図-2 省力型 3 次元電気探査測線配置例

また、図-3 に示すように測線の端点を結んだ範囲が「探査範囲」となる。

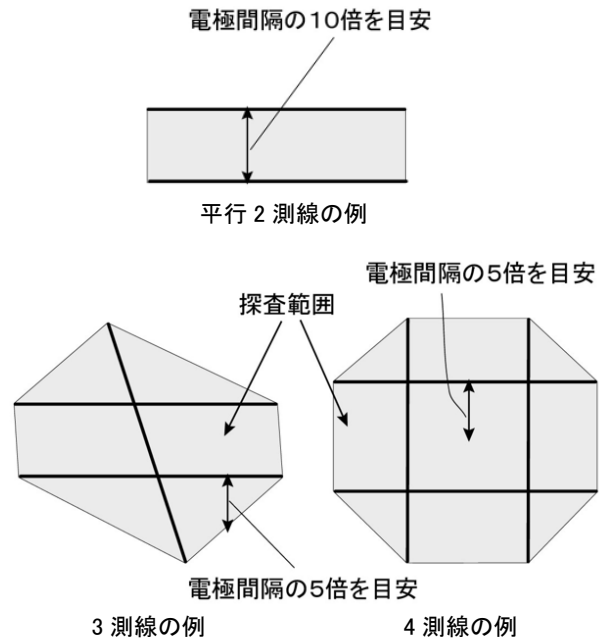


図-3 探査範囲

## 3. 3 次元数値実験による検討<sup>1)</sup>

図-4 に 3 次元数値実験による検討モデルと解析結果 (上図: モデル図、下図: 解析結果図) を示す。

このモデルでは、100 Ωm (青色部分) の地盤中に 10 Ωm (橙色部分) の低比抵抗体が存在する場合の 3 次元数値実験を行った。探査測線は、直交する 2 測線を配置しているが、この測線は 10 Ωm の低比抵抗体の直上を通過していない条件となっている。

解析結果より、右図に示す従来型の3次元測定結果図と比較するとほぼ同様な結果が得られている。

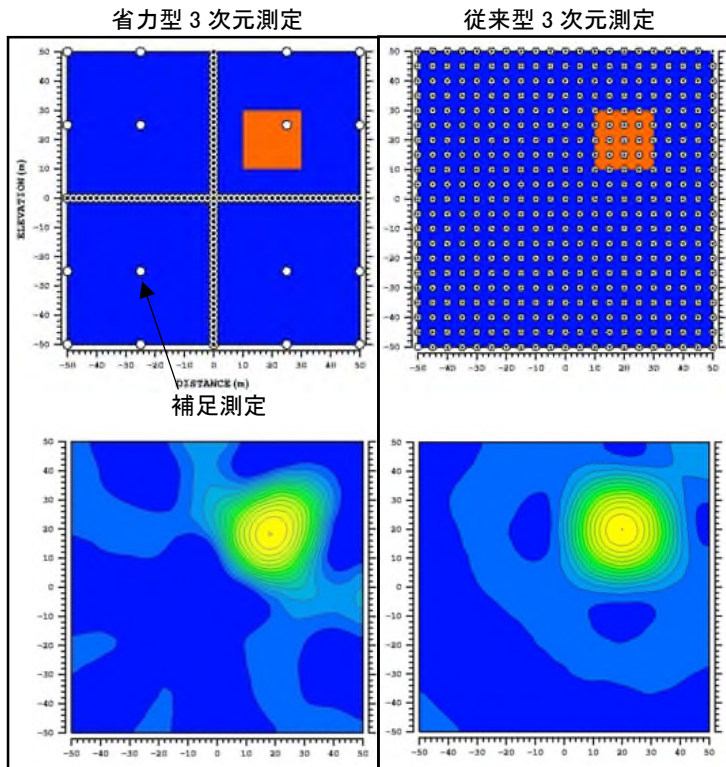


図-4 3次元数値実験解析結果図

#### 4. 適用事例<sup>2)</sup>

トンネル工事における適用事例を示す。

現場は、土被りが15~20m程度で、未固結~半固結の火山灰層と軟岩レベルの自破砕安山岩が分布し、地下水位は地表から2~3m下に位置する地質条件であった。

図-5に測線配置図を示す。

測線はトンネルに沿った主測線とそれに交差する副測線3本を設定した。また、電極間隔は2.5mとし、探査深度を45mとした。

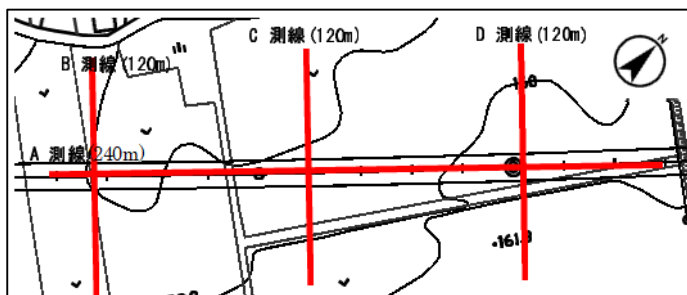


図-5 測線配置図

測定データを基に2次元電気探査と省力型3次元電気探査それぞれの手法で解析を実施した。

図-6、図-7に解析結果を示す。

2次元解析結果では、距離40~220m、標高125~150mの範囲に300Ωm程度の高比抵抗値が連続的に分布しているが、3次元解析結果では距離60~160m、標高140m以下

に160Ωmが分布しており、地質構造の変化が認められる。実施工においては、3次元解析結果と近い地質の変化が確認された。

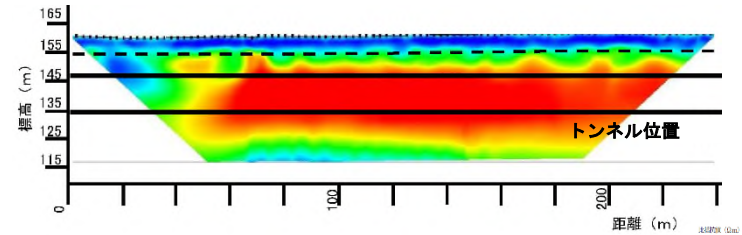


図-6 2次元比抵抗断面図

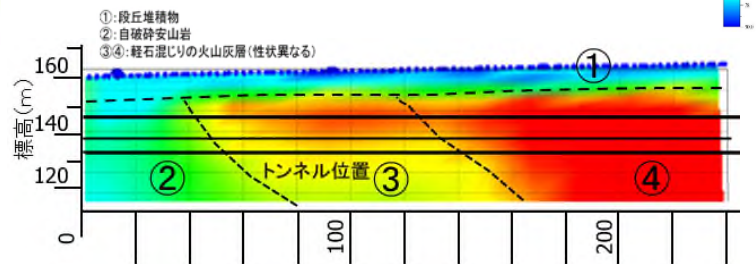


図-7 省力型3次元比抵抗断面図

また、図-8にトンネル横断方向の比抵抗断面図を示すが、これはトンネル掘削時の地下水位状況を表したものであり、省力型3次元電気探査により掘削前後の地下水状況についても把握できたと考えられる。

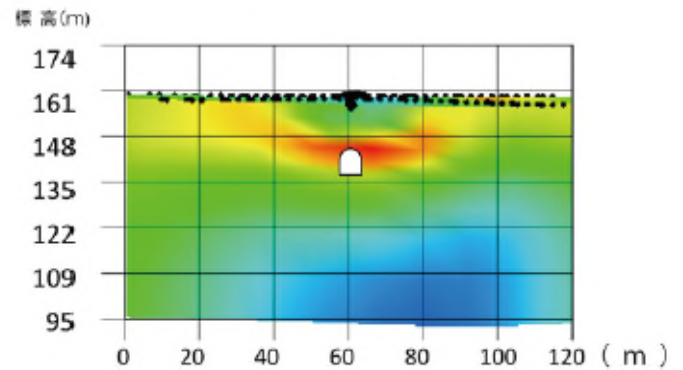


図-8 トンネル横断方向の比抵抗分布図

#### 5. まとめ

省力型3次元電気探査は、従来型の3次元探査と比較して低コストでありながら、高精度の調査結果が得られる新しい電気探査手法で3000m程度までの3次元解析が可能である。また、適用事例では、2次元探査との比較・検証がされており、信頼性の高い調査結果が得られている。

今後は、地下水モニタリングや地熱調査および火山防災等の分野への適用事例を増やし、本探査の適用の可能性を拡大していきたいと考えている。

#### 《引用・参考文献》

- 1) 杉本芳博, 中里裕臣, 竹内睦雄, 金喜俊, 井上敬資, 山田直之, 青野哲雄: 2次元電気探査データを活用する実用的な3次元電気探査, 物理探査学会第111回学術講演会講演論文集, pp. 165-168, 2004.
- 2) 土田隆史・兼松亮・小塩崇之・竹内睦雄他: トンネル施工中における省力型3次元電気探査の試行, 令和元年度土木学会全国大会第74回年次学術講演会論文集, 111-265, 2019

## マルチチャンネルの高周波交流電気探査装置の開発

日本物理探査（株）○古賀 遼平，千鳥 雅由，河野 秀紀，金田 朋之  
ジオライト 狩野 嘉昭

### 1. はじめに

高周波交流電気探査は産業技術総合研究所（以下、産総研）で研究開発された地中の比抵抗分布を調査できる物理探査手法である。弊社は、産総研より技術移転を受け、高周波交流電気探査の普及を目的に装置の開発から現場調査まで取組んでいる。

本装置は当初、送信器 1 台・受信器 1 台の構成であったが、作業時間の短縮・効率化を目的として、新たにマルチチャンネルの高周波交流電気探査装置を開発した。

この小論では、マルチチャンネルの高周波交流電気探査装置について紹介するとともに、装置を使った現場の使用例について報告する。

### 2. 高周波交流電気探査について

高周波交流電気探査は、周波数 20kHz 程度の交流による電気探査で、PVA(polyvinyl-alcohol)超吸水スポンジ製のローラー電極を用いることで、アスファルト舗装上でも路面を傷つけずに地下の比抵抗構造を求めることができるのが特徴である。

電極配置は、ダイポール・ダイポール配置で、送信電極と受信電極の距離を変えて測定することで、深度方向の比抵抗情報を得ることができる。現状は、測定時は各電極を停止して測定している。

ダクティル鑄鉄管などの金属管は埋没周囲の土壌の比抵抗が低いほど腐食しやすい傾向にあることが知られており、水道管の腐食性土壌調査の評価の一つとして利用されている。

### 3. マルチチャンネル探査装置の開発

作業時間の短縮・効率化を図るため、マルチチャンネルシステムとして、次のような改良・開発を行った。

- ① 受信電極、送信電極を複数設置し、同時計測をする（マルチチャンネルシステム）。
- ② 各電極を連結し、牽引による移動ができる。
- ③ 各送信器・受信器で計測・記録していたものを、コントロールボックスから無線により一括制御し、接続された PC にデータを収録する。
- ④ 取得されたデータをリアルタイムで検証するため、PC 上で数値や電位減衰曲線を表示する（現場 QC）。
- ⑤ 電極間隔 1m、受信電極を 6 セットにし（電極隔離係数  $n=1\sim 12$ ）、最大で深度 6.5m まで探査可能とする。

これらの改良により、一回の操作で複数個所の測定が可能となったため、測定効率が上がり、作業時間を短縮することができた。

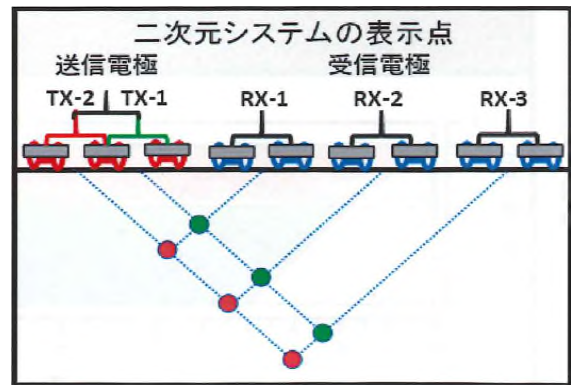


図-1 マルチチャンネルシステムの測定概念図

図-1 にマルチチャンネルシステム（送信 2 組、受信 3 組の場合）の測定概念図を示す。赤、緑の点は各送信電極（TX-1, TX-2）からの電流によって発生した電位分布を、各受信電極（RX-1, RX-2, RX-3）で受信したときの見かけ比抵抗表示点（測定した比抵抗の深度表示位置）を表している。

実際の測定状況を図-2 に示す。各電極は三角の板で接続され、牽引して移動することができる。

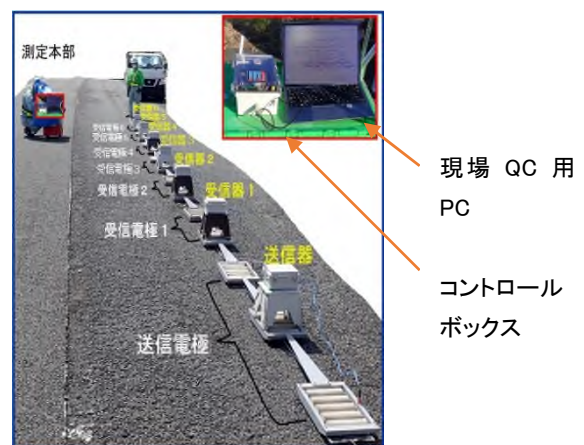


図-2 受信機 6 台のマルチチャンネルシステム測定状況



#### 4. 現場での調査事例

マルチチャンネルの高周波交流電気探査装置を使用して水道管沿いに実施した探査事例を紹介する。探査の諸元を表-1 に示す。

表-1 探査諸元

測線長	送信電極	受信電極	測点間隔	探査期間
224m	2セット 電極間隔1m	6セット 電極間隔1m	3m	半日

探査で得られたデータを解析して求めた二次元比抵抗断面図を図-3 に、ANSI の比抵抗の評価点で色分けした ANSI 評価断面図を図-4 に示す。ANSI はアメリカ合衆国の国家規格でダクタイル鋳鉄管の腐食性土壌評価の基準であり、日本でも標準的な評価指標として用いられている (表-2 参照)。

図-4 の ANSI 評価断面図において、距離 20m 以下の箇所水道管下面深度付近の評価点が 5~10 点を示しており、この範囲は腐食性土壌が懸念される結果になった。

比抵抗断面の評価結果は物理探査的手法による 1 つの情報であり、他の調査結果などの情報と組み合わせて総合的に評価することで、水道管の維持管理に役立つものと考えられる。

#### 5. 今後の展望

マルチチャンネルの高周波交流電気探査を開発したことで、半日に 200m 程度の探査が可能になった。今後は移動連続測定を可能にした高周波交流電気探査装置を開発することで、さらなる作業時間の短縮を進め、水道管の維持管理など管路更新計画に貢献できるよう取り組んでいく。

#### 謝辞

マルチチャンネルの高周波交流電気探査の開発において、大田区産業振興協会の新製品・新技術開発支援事業助成金を活用させていただいた。産総研の神宮司氏には共同研究を通じて、高周波交流電気探査について多くのご指導をいただいた。ここに深く感謝する。

表-2 ANSI / AWWA C105 / A21.5 による土壌の腐食性評価基準 (比抵抗値単位を  $\Omega \cdot \text{cm}$  から  $\Omega \cdot \text{m}$  に修正)<sup>2)</sup>

調査項目	測定値	評価点数
比抵抗 ( $\Omega \cdot \text{m}$ )	< 15	10
	15 ~ 18	8
	18 ~ 21	5
	21 ~ 25	2
	25 ~ 30	1
	> 30	0
pH値	0 ~ 2	5
	2 ~ 4	3
	4 ~ 6.5	0
	6.5 ~ 7.5	0
	7.5 ~ 8.5	0
	> 8.5	3
Redox 電位 (mV)	> 100	0
	50 ~ 100	3.5
	0 ~ 50	4
	< 0	5
水分	排水悪く常に湿潤	2
	排水良く一般に湿っている	1
	排水良く一般に乾燥している	0
硫化物	検出	3.5
	痕跡	2
	なし	0

※合計点数が 10 点以上で腐食土壌と評価される

#### <引用・参考文献>

- 1) 古賀遼平・天野量稀・千鳥雅由・河野秀紀・金田朋之 (2021) : 高周波交流電気探査装置を用いた実証実験, 全国地質調査業協会連合会 技術フォーラム 2021web 技術発表会, 論文 No43.
- 2) 神宮司、狩野、横田 (2018) : 高周波交流電気探査による老朽水道管の更新優先度調査技術, 物理探査学会, 第 138 回学術講演会論文集, 138, 56 表 1 より引用.
- 3) 千鳥雅由 (2022) : 水道管腐食評価のための高周波交流電気探査開発への取り組み, 非開削技術, No. 120, 28-32.

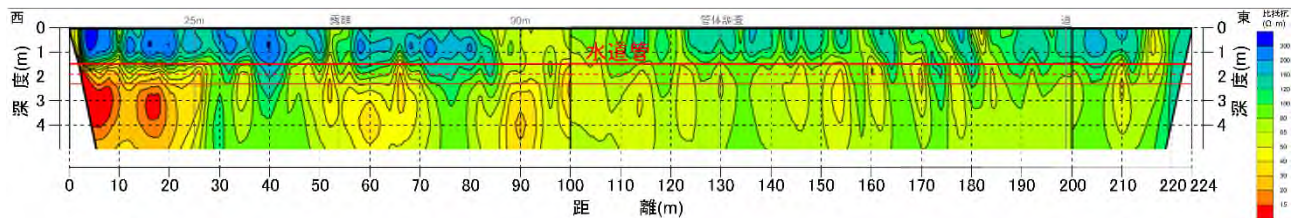


図-3 二次元比抵抗断面図

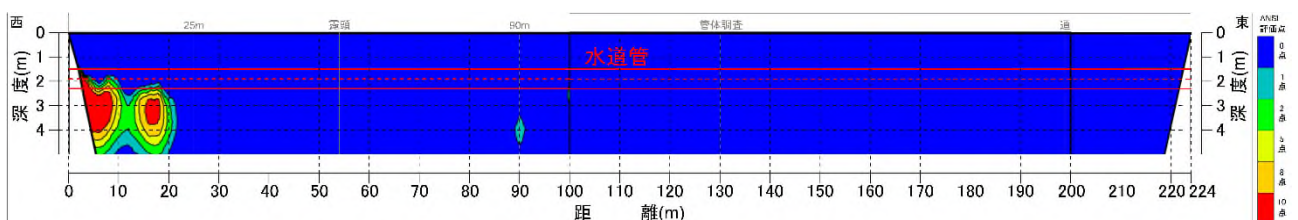


図-4 ANSI 評価断面図

# 表面波探査における地震計間の距離と探査深度

## — チェーンアレー探査の微細構造探査 —

ジオックスコンサルタント株式会社 ○林 久夫  
 復建調査設計株式会社 高木 俊男 上熊 秀保  
 ㈱STORY・東北大・中央大・大阪公立大 原口 強

### 1. はじめに

物理探査の適用に際しては、目的に沿った探査法とその手法を、熟知しておく必要がある。

今回、チェーンアレー探査(微動アレー探査)の微細な構造探査について発表する。

### 2. 空間自己相関法(SPAC 法)

SPAC 法は、中心及び同心円の円周上に等間隔に微動計を配置・観測し、アレーの中心点と円周点間の相関性を全周平均して SPAC 係数を求め、その逆関数から位相速度を求める方法である。

岡田(2001)<sup>1)</sup>は、円周点が最少3点(中心及び円に内接する正三角形の頂点)で、表面波の分散特性を抽出できることを証明した(図-1)。

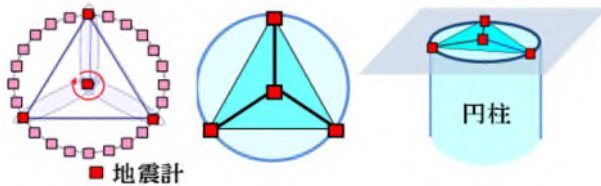


図-1 SPAC 法地震計配置, 探査範囲

### 3. チェーンアレー探査

岡田(2008)<sup>2)</sup>の「半円形アレーを線状に配列した測線上での同時観測により、特定の層の地域性や連続性についての考察が容易な2次元断面が得られることになる」との提案に沿って、ジオックスコンサルタント(株)が、始めた。チェーンアレー探査は、SPAC 法のアレーを連続的に配列し、2次元構造を成果とするものである(図-2)。

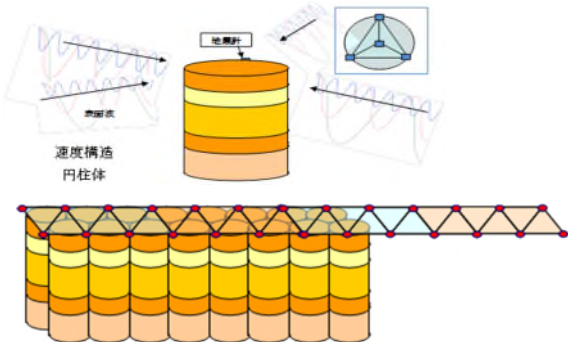


図-2 チェーンアレー探査法の概要

### 4. 分散曲線

#### (1) 地震計間(X)と分散曲線

図-3に示すように、分散曲線は、基本的に2つ地震波から1つの分散曲線を求める。解析で得た速度構造は、2つ

の地震計間距離(X)の平均速度構造となる。そのため微細構造を検出するため場合、地震計間を小さく、探査深度が深い手法が、目的に沿うことになる。

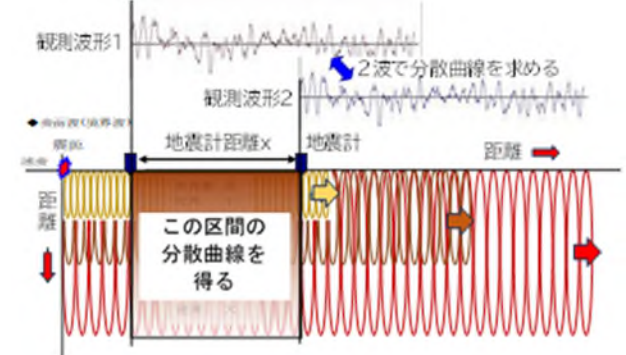


図-3 地震計間距離と分散曲線

#### (2) 地震計間距離と最大波長

宮腰研他(1996)<sup>3)</sup>は、アレー最大半径を R, 最小半径を Rmin とすると、SPAC 法の推定可能な波長範囲( $\lambda$ ), 深度(d)は、次の通り記している。

$$2R_{min} \leq \lambda \leq 10R \quad (R_{min} \leq d \leq 5R)$$

SPAC 法では、地震計間距離より深い深度の速度構造が得られることを示している。

図-4に示すように、地震計間(X)の距離が大きい地震計配列では、微細な構造の検出は難しい。

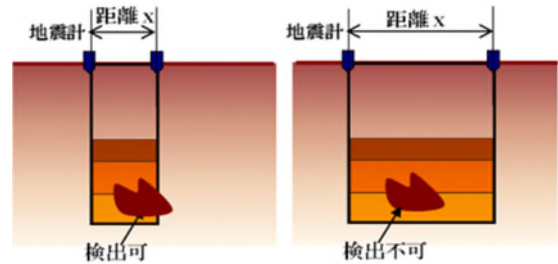


図-4 地震計間(X)の距離と微細構造の検出

### 5. 微細構造の探査

微動アレー探査の手順は、次の通りである。

- ①地盤(振動)⇒地震計(電気信号)
- ②地震計(電気信号)⇒アナログ⇒デジタル
- ③データ処理(解析)。

「地盤⇔地震計」の作業、地盤振動を忠実に記録することが、最も大事と考える。データが「良くなければ、どんなに高度な処理をしても、最善の解析を得ることはできない。

#### (1) ハドルテスト(地震計の特性)

すべての地震計特性が同じでなければ、波形の高い相関が得られない。ハドルテストによる地震計のチェックは極めて重要である(図-5)。

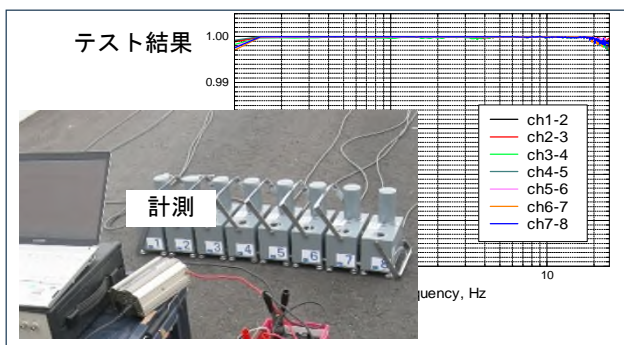


図-5 ハドルテストの例

## (2) 地震計の設置

地震計は、地盤振動を忠実に電気信号に変換しなければならない。台座を用いるなど、地盤振動が、地震計に伝播するように工夫する(写真-1)。地盤振動の地震計への伝達は、きわめて繊細であることに注意が必要である。



写真-1 地震計の台座、地震計の設置

## (3) 波形モニター

解析に用いるすべての地盤振動を記録する。

計測時、リアルタイムのモニター監視を行い、装置トラブルやノイズ入力に注意する。波形の異常を検出しやすいように、8波形を重ねて表示することができる(図-6)。

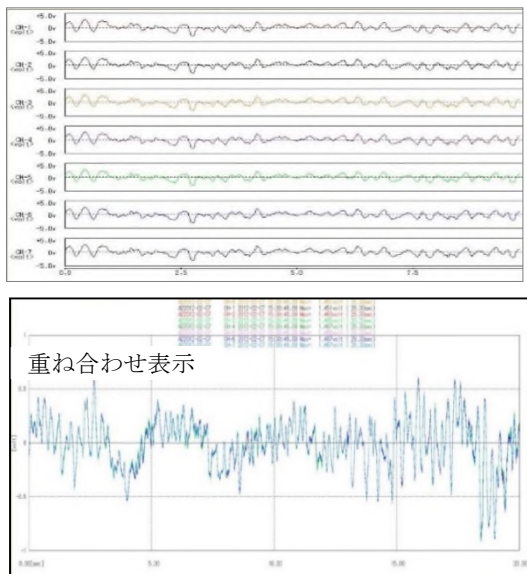


図-6 リアルタイムモニター

## 6. 探査例

### (1) 防空壕の探査

関東ローム層内の防空壕を探査したものである<sup>4)</sup>。地震計間距離(辺長)は2m、探査深度は15m 以上である。微細な速度構造を得ている。低速度のゾーンでボーリングを行い、防空壕を検知した(図-7)。

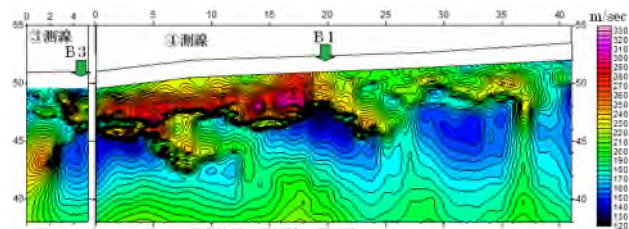


図-7 防空壕探査(神奈川県)

### (2) 阿蘇カルデラ内の陥没構造

阿蘇市の陥没の構造を探査したものである<sup>5)</sup>。地震計間距離(辺長)は2m、探査深度は15m を得た。陥没ゾーンには、低速度が分布している。

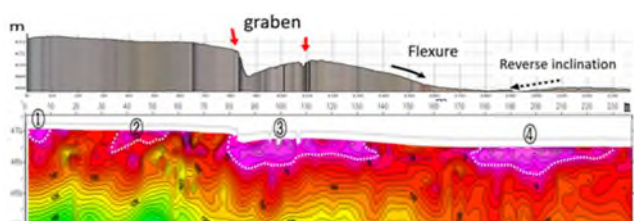


図-8 陥没ゾーンの構造探査

## 7. まとめ

SPAC 法のチェーンアレー探査では、地震計間(三角形辺長)の5倍~10倍の深さの速度構造を得ている。これは、計測作業を、着実に行うことによって得た結果である。

- ・地震計特性のチェック(ハドルテスト)
- ・地震計は、地盤に一体化するように設置
- ・波形の監視(リアルタイムモニター)

表面波探査の精度の要は、分散曲線である。分散曲線を的確に抽出するためには、「地盤⇄地震計」の計測が、重要であり、地震計の注意深い設置が大事と考える。

### 《引用・参考文献》

- 1) 岡田 廣(2001)：微動アレー観測のための空間自己相関法における効率的な観測点個数に関する考察，物理探査学会第104回学術講演会論文集，172-176.
- 2) 岡田 廣(2008)：微動探査の現状と課題，第3回地震防災シンポジウム「微動と地震防災」講演概要集，物理探査学会，7-16.
- 3) 宮腰研・岡田広・凌甦群(1996)，微動探査法における推定可能な微動中の表面波位相速度の波長範囲，物理探査学会第94回学術講演会論文集.
- 4) 林久夫，高木俊男，上熊秀保(2019) チェーンアレー探査による防空壕の探査，物理探査学会第 140 回学術講演会論文集，47-50.
- 5) 原口強，林久夫他(2018)：チェーンアレーによる2次元微動アレー探査 日本地球惑星科学連合2018大会.

## 常時微動の時間変化や到来方向に関する基礎実験

応用地質株式会社 ○大貫 隆輔, 山内 政也, 小西 千里, 辻 雅規, プラダン オム

### 1. はじめに

近年、微動アレイ探査は簡便に地盤 S 波速度構造を推定する手法として、2 次元・3 次元探査での活用事例が増えている。また、最近ではリアルタイムに地盤の S 波速度構造をモニタリングするシステムの構築が進められている<sup>1)</sup>。微動アレイ探査では、様々な方向から到来する地盤の微小な振動（微動）を計測し解析することで、地盤の S 波速度構造を推定することができる。ただし、微動は時間とともに変動し、到来方向にも偏りがある場合があるため、時間変化や到来方向を分析することは微動アレイ探査を実施する上で重要である。

そこで、基礎実験として、長時間の微動の連続観測データを取得し、時間変化や到来方向に関する分析を行った。

### 2. 実験概要

本実験は茨城県つくば市、応用地質（株）敷地内で実施した。微動の収録には独立型地震探査装置 McSEIS-AT（Geometrics 社製）に固有周波数 2Hz の速度型地震計を接続したものをを用いた。アレイ配置は図-1の通り三角形とし、三角形の1辺の長さは50m 程度、中心に1台、各辺の midpoint に1台と、計7台の収録器を用いて測定した。測定期間は2022年5月16日から2022年5月19日12時までの計66時間である。

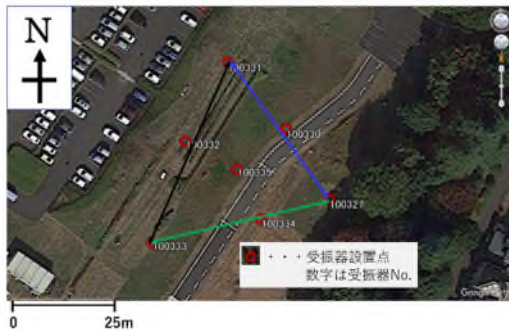


図-1 アレイ配置

### 3. 位相速度の推定

66時間の測定により得られた記録から三角形頂点部分にあたる100327, 100331, 100333の3台の収録器で得られたデータを用いて解析を実施した。3台の収録器から2つを選定し、各収録器におけるパワースペクトル、2つの収録器のクロススペクトルを計算した後に、測定データの相関性を示すコヒーレンスを計算した。この処理を3ペアに関して6時間ごとに実施した。図-2に5月17日における各ペアの6時間ごとのコヒーレンスの計算結果を示す。0時から6時, 18時から24時までの夜間のデータはどのペアも類似した波形となっているが、6時から18時までは100327-100333のペアに関して、他の2ペアと比較してコ

ヒーレンス波形が異なる結果となった。

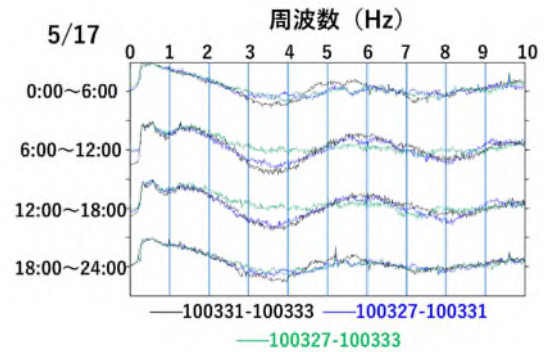


図-2 コヒーレンス波形(5月17日の記録)

図-3に各ペアにおける周波数-位相速度イメージを0時から6時, 12時から18時の2つの時間帯について示す。縦軸が周波数, 横軸が位相速度を示しており、青色で示しているところがその周波数における信頼性の高い位相速度値となっている。100331-100333, 100327-100331のペアは時間帯によって大きくは変わらない周波数-位相速度イメージとなっているが、100327-100333についてはコヒーレンス波形と同様に昼間と夜間で大きく異なる結果となった。

本測定は、収録器間が50m の測定であるために、周波数-位相速度イメージにおいて、3Hz の時の波長が100m となっており、それより高い周波数領域は空間的にエイリアシングした領域となっているが、推定される位相速度は既存の結果<sup>2)</sup>とも整合性のある結果となっている。

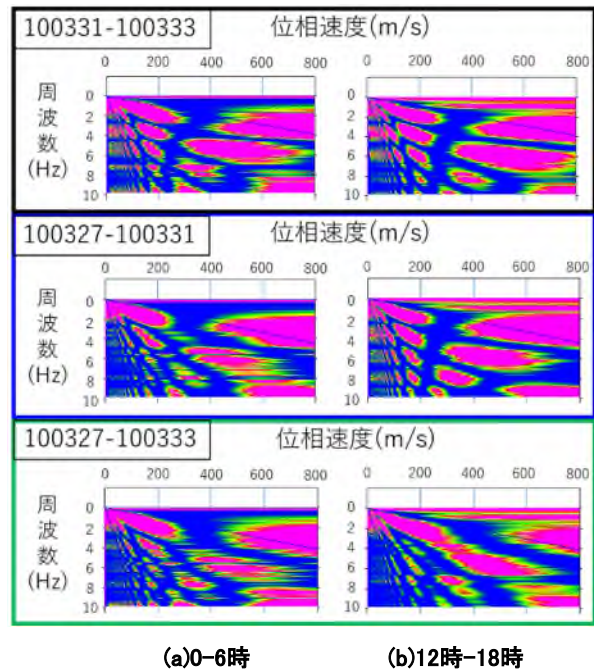


図-3 周波数-位相速度イメージ(5月17日)

#### 4. 微動の到来方向の推定

位相速度解析の結果から、本実験エリアでは時間帯によって微動の振動源が異なることが推察された。そこで、微動の到来方向について考察するためにF-K解析を実施した。F-K解析には設置した7台全てのデータを用いた。解析は5月17日1時から2時と4時から5時の夜間、13時から14時までの昼間、各1時間のデータから10分間のデータを抽出して使用した。図-4にF-Kスペクトルの結果例を示す。左上が周波数、左下が卓越している位相速度値である。また、図の上向きが北、右方向が東を示す。赤く示されている方角からの振動が優位であることを示しており、図-4の例では北からの振動が卓越していると読み取ることができる。

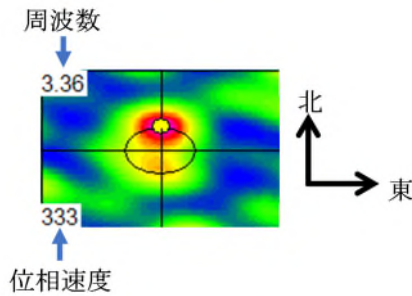


図-4 F-Kスペクトルの結果の例

図-5に1時から2時まで、図-6に4時から5時まで、図-7に13時から14時までのF-Kスペクトルをそれぞれ示す。1時から2時までと4時から5時までの夜間帯においては南

から南西方向、北西方向の微動が優位であり、また13時から14時までの昼間の時間帯においては北方向からの微動が卓越していることが明らかである。

#### 5 考察・まとめ

北側の隣接したエリアでは測定期間中に昼間は建設工事が行われており、昼間に北側からの微動が卓越していた要因と考えられる。また夜間における南西・北西方向からの微動については、振動源が特定できておらず今後の検討事項である。

本実験の結果のように、微動の振動源の変化によって、ある方向では位相速度が正しく求められないことがあることは、実務においても十分に留意すべき事項である。例えば、本実験における100327-100333の方向で2次元の微動アレイ探査を実施するような場合である。

微動アレイ探査を実施する時は微動の到来方向の変化や時間変化など考慮し、受振点配置や測定時刻、解析結果の解釈を行う必要がある。

#### 《引用・参考文献》

- 1) 石塚理, 小西千里, 林宏一, 鈴木晴彦, 棚澤美秋 (2023): 小型リアルタイム微動観測システムの開発, 物理探査学会 第148回学術講演会予稿集
- 2) Konishi, C., Hayashi, K., Liu, Y., Suzuki, H. and Sato, T. (2018): Application of 3D ambient noise tomography for an efficient S-wave velocity structure investigation, 13<sup>th</sup> SEGJ Int. Symp., 391-394.

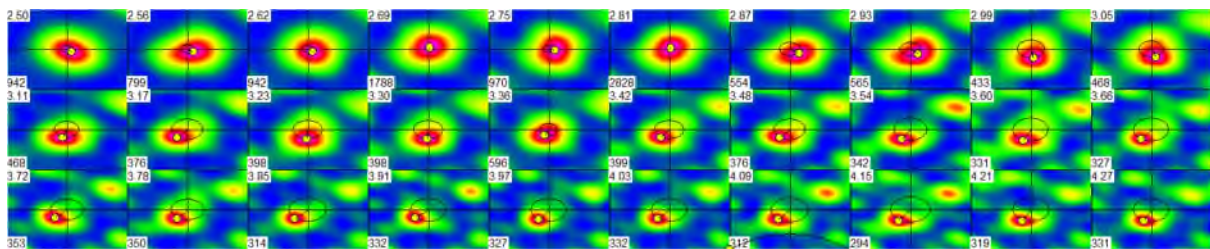


図-5 1時から2時のF-Kスペクトル

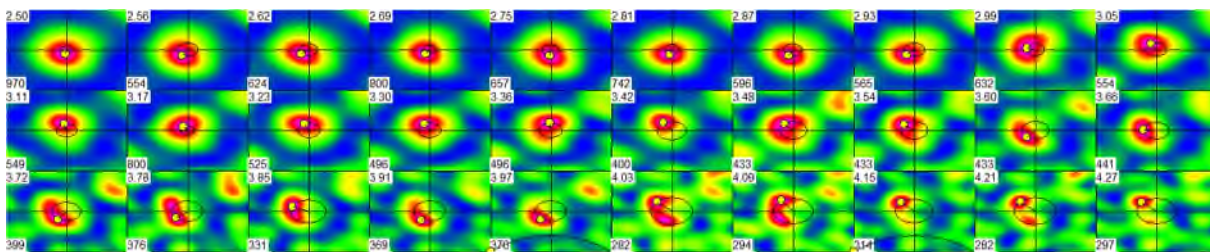


図-6 4時から5時のF-Kスペクトル

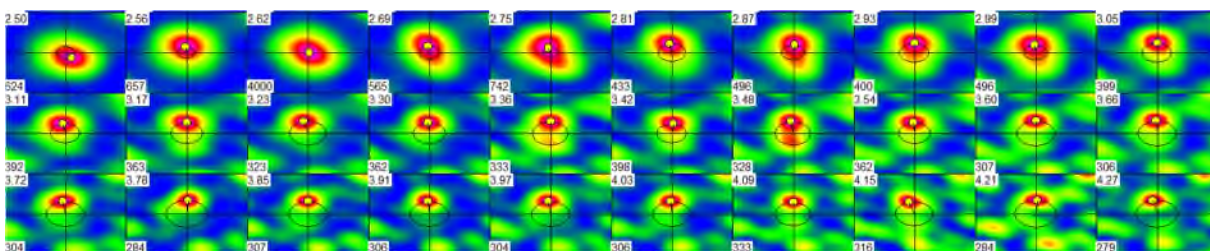


図-7 13時から14時のF-Kスペクトル

## 支笏軽石流堆積物のS波速度について

北海道土質コンサルタント(株) ○福嶋 孝太, 松本 和正, 五十嵐 美帆, 澤 奨

### 1. はじめに

近年、建築物等の設計において耐震設計が採用され、調査時にPS検層によりS波速度が耐震上の基盤となっているかを確認するケースが増えていると思われる。粘性土や砂質土ではN値から推定する方法も提案されているが、北海道に分布する火山灰土のS波速度がこの推定法で妥当かどうかの報告例は少ないと思われる。筆者らは北海道の道央圏に広く分布する支笏軽石流堆積物（以下Spf1）の調査事例から、S波速度の傾向やN値との関係性などについて報告する。

### 2. Spf1の分布とN値

Spf1は支笏火山（現在の支笏湖）を噴出源として、今から約4万前に噴出した火山砕屑物で、札幌～苫小牧～白老にかけて南北約60km、東西約60kmの広範囲の低所に分布する。図-1は噴出源東部に分布するSpf1の層厚を示しており、層厚は最大110mが確認されている<sup>1)</sup>。

図-2に恵庭地区のボーリング調査結果をまとめた。ボーリングコアの見かけ土質は、最上部の2～5mが風化により細粒化・粘土化したローム（火山灰質シルト、ローム）であるが、これ以深は軽石を混入する火山灰から凝灰岩となり、再び軽石を混入する火山灰と変化する。N値や換算N値は深度方向に大きくなり、溶結凝灰岩となる中心部でピークとなる。

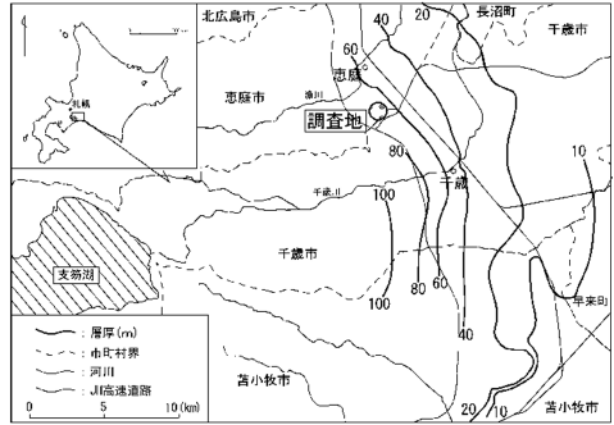


図-1 Spf1の層厚分布

これらの見かけ土質やN値の特徴は、Spf1が堆積時の高温と高圧条件下で溶結作用を受けたことによるもので、上部や下部は早く冷やされるのに対し、中心部は熱が冷めにくく高温状態が長く続くため、溶結作用が強くなっていることに起因していると考えられる。

### 3. 物理的性質

自然含水比は、最上部のロームやローム化の影響を受けた火山灰で65～90%と分布が広がる。火山灰部分では40～60%と範囲が狭くなり、深度方向の変化はほとんど見られない。

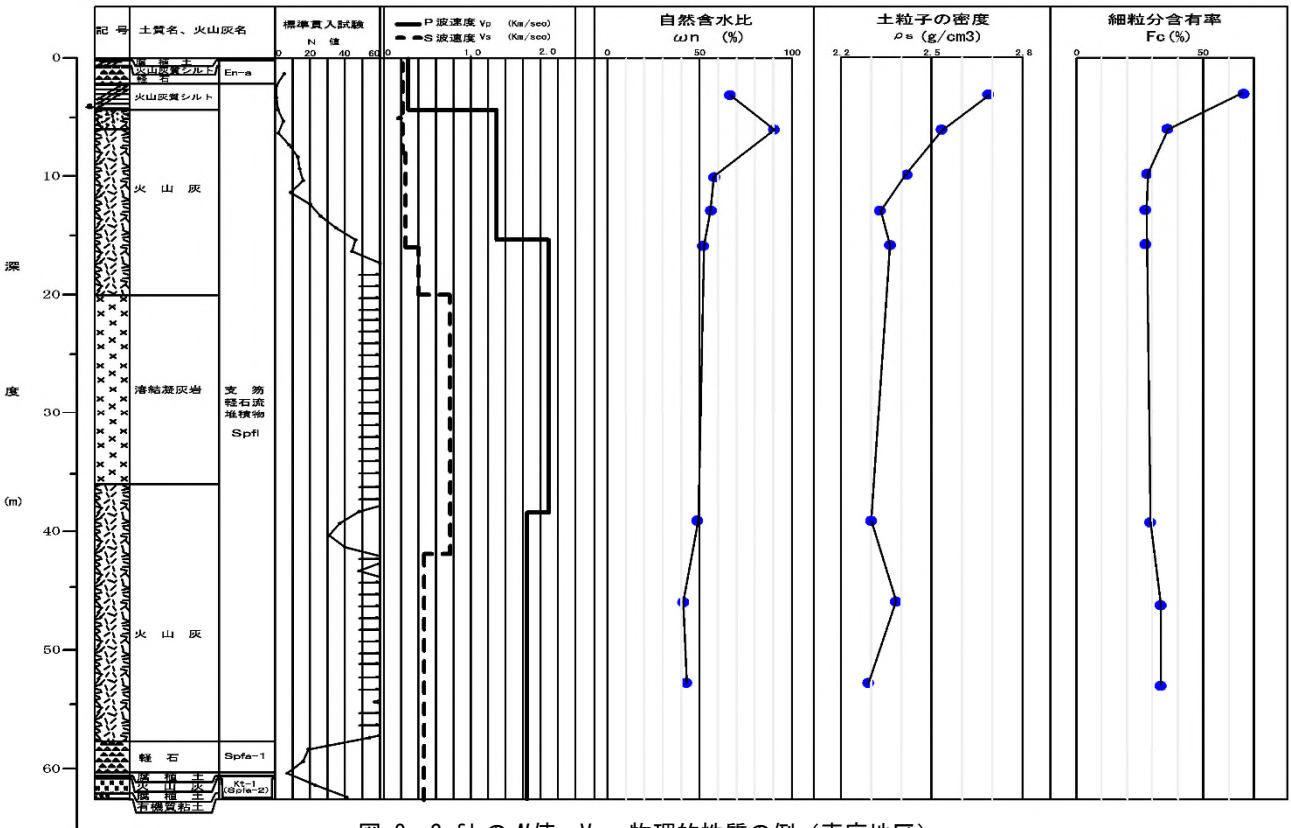


図-2 Spf1のN値, Vs, 物理的性質の例（恵庭地区）

図-3は恵庭地区と周辺（札幌～苫小牧）に分布するSpflの土粒子の密度 $\rho_s$ と自然含水比 $\omega_n$ を示した。火山灰の $\rho_s$ は2.1～2.5g/cm<sup>3</sup>と地域的な違いは認められない。 $\rho_s$ はロームが2.7g/cm<sup>3</sup>と最も大きい。火山灰部分は最上部で2.5g/cm<sup>3</sup>とローム化の影響を受けているものの、深い火山灰では2.3～2.4g/cm<sup>3</sup>と一様であるが、一般の砂質土よりも小さい。

Spflは溶結作用を受けているため粒子の集合体ではなく、ガラス質物質が連続して塊状となっている<sup>2)</sup>と報告されている。したがって、ボーリングで採取された試料は、採取時に破碎されて粒子状となったものである。

図-4に恵庭地区とその周辺地区の火山灰部分の粒度加積曲線を示したが、深度60m間は地域的な変化はほとんど見られず、細粒分含有率20～40%、礫分含有率10～20%と、粒度配合が良い。

#### 4. SpflのS波速度の特徴

恵庭地区と札幌地区で行われたPS検層で得られたS波速度( $V_s$ )をN値と対比して図-5に示した。N値から $V_s$ を推定する場合「道路橋示方書・同解説V耐震設計編」では次式を提示している<sup>3)</sup>。

- ・砂質土・・・ $V_s = 80 \times N^{1/3}$  ( $1 \leq N \leq 50$ )
- ・粘性土・・・ $V_s = 100 \times N^{1/3}$  ( $1 \leq N \leq 25$ )

この提案式を図-5に併記しているが、Spflの $V_s$ の特徴は以下のとおりである。

(1) N値20以下のデータが少ないが、Spflの $V_s$ はN値の増加とともに高くなる傾向がある。

(2) N値と $V_s$ の関係を砂質土の提案値(図中の実線)比べると、Spflは砂質土の下限側に位置していることが多い。これは、Spflの $V_s$ は同じN値を示す砂質土に比べて小さくなることを示している。

Spflは砂質土に区分されるが砂質土の提案式では $V_s$ を過大評価する可能性がある。このためSpflの $V_s$ の推定はPS検層での確認が必要と思われる。

(3)  $V_s$ が小さくなる要因の1つとして、構成粒子の火山灰や軽石の密度が小さいため、湿潤密度や乾燥密度が一般の砂質土よりも小さくなっていることが考えられる。

#### 5. まとめ

当報告では支笏軽石流堆積物(Spfl)の性状(分布、工学的性質)をとりまとめ、耐震設計に必要なS波速度の特徴をとりまとめた。この中で、砂質土に区分されるSpflの $V_s$ をN値より砂質土の提案式から推定すると過大な評価になる可能性があることも確認された。このため、Spflのような火山灰土の $V_s$ については、調査時のPS検層で確認する必要があることを指摘した。

今後は、今回の報告でデータの少なかったN値20以下の $V_s$ やN値60以上の溶結凝灰岩の $V_s$ の蓄積を継続していくつもりである。

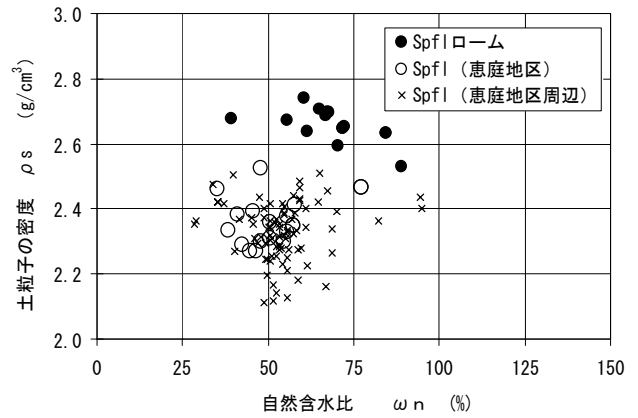


図-3 土粒子の密度と自然含水比の関係

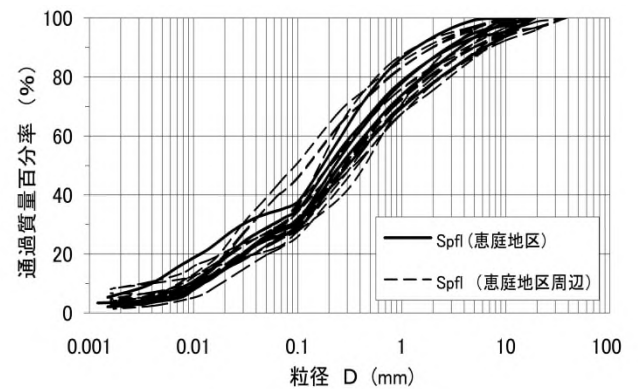


図-4 Spfl(火山灰部分)の粒度分布

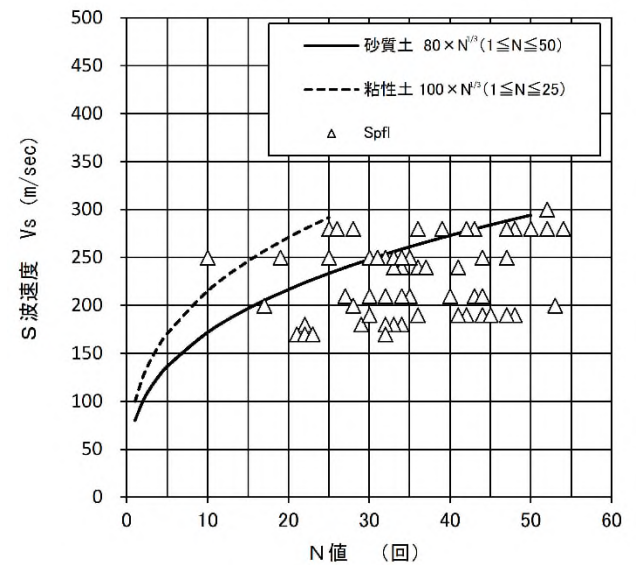


図-5 SpflのS波速度の分布

#### 《引用・参考文献》

- 1) 松本和正他(2006): 苫小牧東部～恵庭地区における支笏軽石流堆積物の分布と物理的性質, 地盤工学会北海道支部創立50周年記念シンポジウム。
- 2) 若松幹男(1974): 支笏流下火山灰の2, 3の性質, 土質工学会北海道支部技術報告集第14号。
- 3) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説(V耐震設計編)

## ボアホールカメラ観察における抑留事故の傾向とその予防

株式会社レアックス ○狩野 正也, 喜多 淳滋

## 1. はじめに

ボアホールカメラ観察における孔内の抑留事故は、一度発生すると、その復旧作業に多大な時間的・経済的損失を招く可能性があり、万一、機材等の孔内残留物が回収不能となった場合には調査自体が中止となるおそれがある。このため、観察中は細心の注意を払って作業に携わる必要がある。

本稿では、抑留事故の低減に向け、過去の事例を収集して、当時の作業上の問題から予測されたリスクと予防策について報告する。

## 2. 抑留事故事例

収集した事例は、当社に過去10年間（2012年1月～2022年12月）に寄せられたボアホールカメラ機器の修理依頼のうち、抑留事故の報告がなされたものを対象とした。集計した情報は次のとおりである。

- ボーリング孔の条件（掘削角度、孔径、掘削深度）
- 抑留事故の直接的な要因

収集の結果、抑留事故は全30件となり、ボーリング孔の条件としては、孔径φ66mm またはφ86mm、掘削長50m未達の鉛直下向き孔での報告件数が多かった。ただし、孔径については、地質調査のボーリング孔における標準的な仕様であること、掘削長50m未達の鉛直下向き孔はボアホールカメラの利用機会が多いためと推察された。

次に、抑留の直接的な要因は、鉛直下向き孔で孔壁崩壊・落下物が8割以上、傾斜・水平孔で挟まり・引っ掛かりが4割以上となり、ボーリング孔の掘削角度によって異なる傾向にあった。また、傾斜・水平孔では要因不明な事故が2割以上見られた（図-1）。

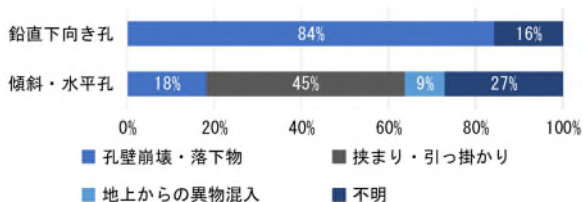


図-1 掘削角度別の事故要因

## 3. 事故分析

事例の事故報告において、その作業状況等の詳細を確認したところ、プローブの付帯品を正しく使用していないことや、抑留リスクを軽視した方法など、一般的なボアホールカメラの観察方法と鑑みて、抑留を誘発する可能性のある作業上の問題が確認された。

これらを集計した結果、全30件中20件の事故に問題があることがわかった（図-2）。

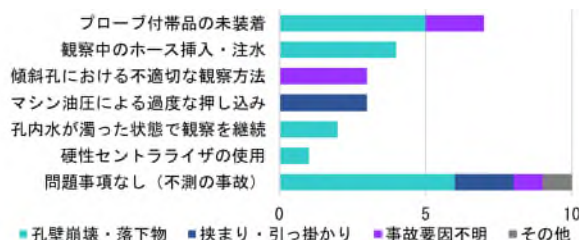


図-2 事故要因別に抽出した作業上の問題

## 4. 作業上の問題によるリスクと予防策

確認された作業上の問題について、抑留リスクとその予防策の一例を以降に示す。

## (1) プローブ付帯品の未装着

事例中、最も多かった問題事項は、鉛直下向き孔におけるプローブ付帯品の未装着である。付帯品はコネクタ部分の保護と上方からの落下物の捕集を目的としており、多少の礫や岩片であれば捕集することができる（図-3）。鉛直下向き孔の観察では、予期しない落下物に遭遇する可能性があるため、装着は必須である。



図-3 プローブ付帯品の装着状況と効果

## (2) 観察中のホース挿入・注水

次に、プローブを孔内の水中に吊り下げた状態で洗浄用ホースの挿入と注水を行う観察方法が挙げられる。この方法は、洗浄状況をモニタリングすることで効率的な作業となる一方で、孔壁に当たる送水圧やホース自体の接触によって孔壁崩壊・落下物の抑留リスクが極めて高くなる（図-4）。また、抑留状態となった場合には、無傷の回収は見込めないことから、観察と洗浄は必ず別工程で実施する必要がある。

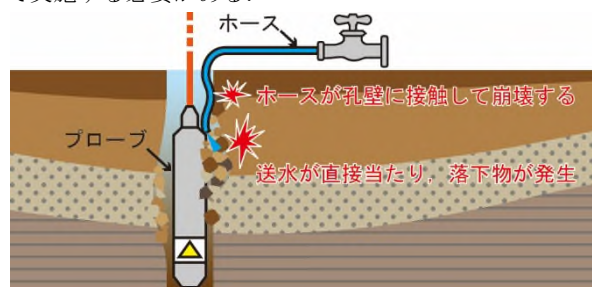


図-4 ホース注水・観察による抑留リスク



### (3) 傾斜孔における不適切な観察方法

下向き傾斜孔の観察は、基本的にボーリングロッドにプローブを接続したマシン油圧による押し込みで実施するものであり、プローブの自重降下による観察方法は推奨されない。後者の場合は、孔壁の凸凹箇所や異径部での引っ掛かりによって抑留するおそれがある(図-5)。また、これらの引っ掛かりは察知が難しく、今回確認された事例はすべて事故要因不明として報告がなされている。このことから、傾斜孔観察時はボーリング孔の傾斜角や深度に係わらず、マシン押し込みによる観察方法を採用した方が安全である。

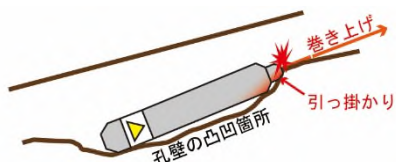


図-5 傾斜孔における自重降下での抑留リスク

### (4) マシン油圧による過度な押し込み

傾斜・水平孔において、ボーリングロッドにプローブを連結してマシンの油圧で観察を行う際、孔内堆積物等によって生じた閉塞部や狭小部への無理な押し込みによって、一時的に抑留状態となる場合がある(図-6)。また、これらの事故はプローブ先端部の折損によって、作業中止を余儀なくされるケースが多く報告されている。

予防策として、マシンの油圧による昇降操作を行う際は、油圧計等を注視して先端に生じる荷重の変化からプローブの挟まりを迅速に察知することが挙げられる。

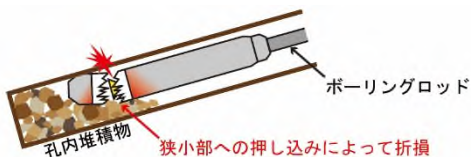


図-6 傾斜孔における狭小部押し込みでの抑留リスク

### (5) 孔内水が濁った状態で観察を継続

孔内水の濁りによって視認性が著しく低下した状態では、孔壁状態を確認できず、落下物等のリスクを予測することができない(図-7)。孔内水に濁りがある場合は、無理をせず、洗浄後に再観察すべきである。

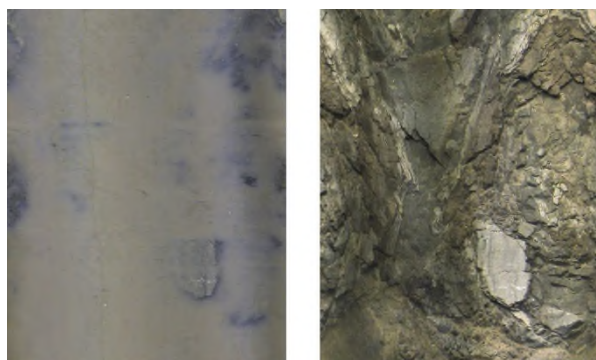


図-7 孔内水の状態による孔壁展開画像の見え方の例

### (6) 硬性セントラライザの使用

鉛直下向き孔では、孔内に挿入されたプローブは必ず孔壁に接触しながら移動するため、昇降作業自体が落下物を誘発する可能性がある。これに対して、セントライザを装着したセンタリングの確保によって、孔壁とプローブの接触箇所を少なくし、落下物の抑制が期待できる。ただし、万一に発生する落下物に備え、孔壁とプローブの隙間を狭める硬性のセントライザは不適切であり、柔軟に変形して孔壁とのクリアランスを保つことができるソフト型セントライザの使用が推奨される。

図-8は格子状のPET製シートを丸めて取り付けられたものとなり、孔壁に接触した際の衝撃を和らげ、落下物による抑留リスクを低減する。

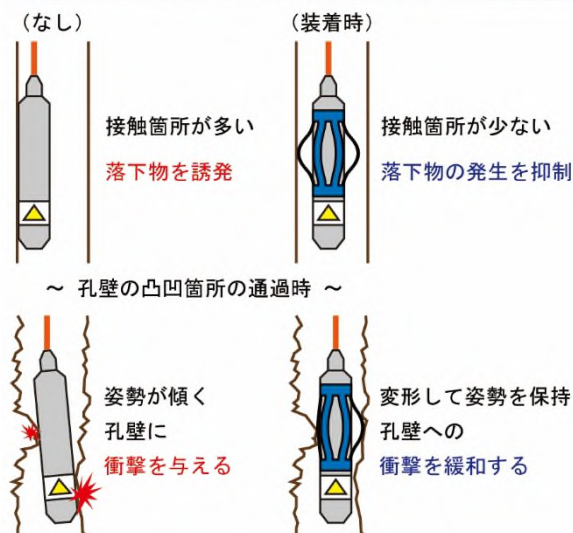


図-8 ソフト型セントラライザの形状・機能

## 5. まとめ

過去の抑留事故は、その半数以上の事例において、一般的なボアホールカメラの観察方法と鑑みて、作業上の問題が確認された。

本稿では、観察作業に際して問題事項から予測されたリスクとその予防策の一例を示したが、万一の事故を考慮して、予測されたリスクを一つ一つ回避することが重要であると考えている。本報告がボアホールカメラ観察の品質確保・安全施工の一助となれば幸いである。

# 丘陵地のボーリング調査で経験した湧水の対応事例

基礎地盤コンサルタンツ株式会社 ○渡邊 憲平, 五十嵐 央

## 1. はじめに

地下水は、地形・地質条件によって様態が異なり、ボーリング調査中に思わぬ湧水に遭遇することがある。

本稿では、丘陵地内のボーリング調査で遭遇した湧水の孔閉塞事例を報告する。

## 2. 調査地の概要と湧水発生経緯

### (1) 調査地の地形・地質概要

調査地は、西から東に向かって、山地・丘陵・台地・低地が配列し、南北に連なる断層により、西側に向かって地層が大きく傾斜沈降するのが特徴である。丘陵は未固結堆積物で構成され、半固結シルトを主体として、厚さ数mの砂質土を挟む。

### (2) 湧水発生の経緯

本調査では、GL-90m 付近まで掘進したところで夏季休暇に入り、休工4日目にケーシング口元からの湧水が確認された(写真-1参照)。初期湧水量は30ℓ/min 程度で、応急措置としてケーシングを立ち上げたときの水頭はGL+6~7m程度であった。



写真-1 湧水状況

その後の湧水量は65ℓ/min 程度の達し、最終的にGL+8m程度までケーシングを立ち上げてバランスさせた(写真-2参照)。



写真-2 ケーシング立ち上げ状況

### (3) 湧水発生原因の推定

既往調査結果の収集整理により、図-1のような帯水層構造が想定された。図-2に示す代表的な湧水のタイプ<sup>1)</sup>

の一例に照らし合わせると、今回の調査地域は「傾斜丘陵地タイプ」に分類される。

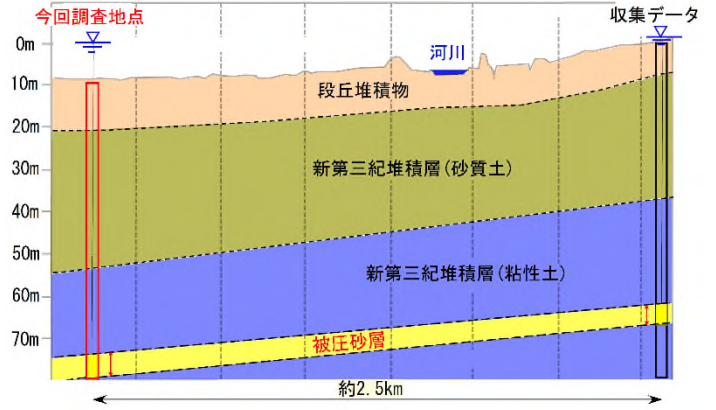


図-1 帯水層構造の想定

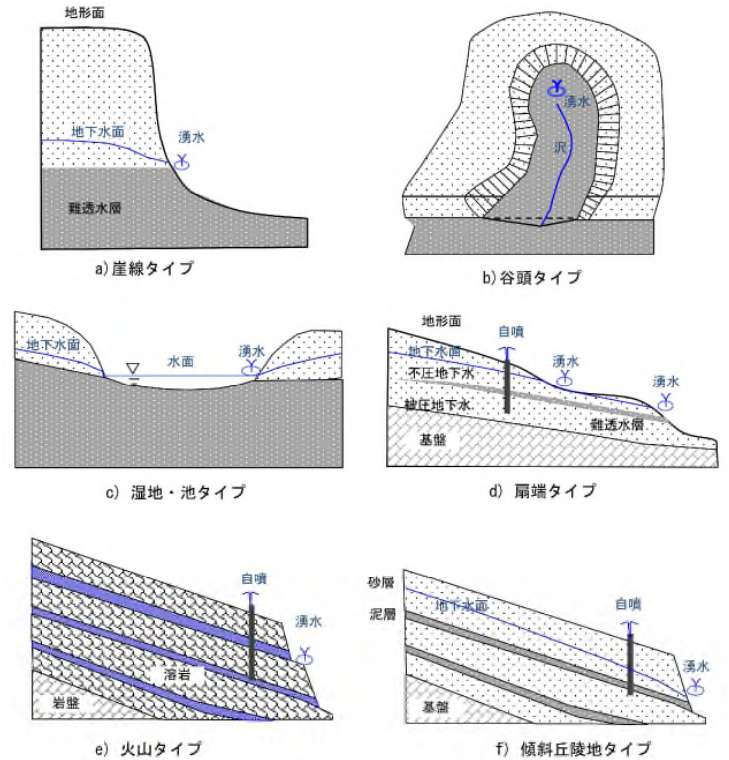


図-2 代表的な湧水のタイプ<sup>1)</sup>

## 3. 止水作業

止水作業の記録を表-1、孔内水位とケーシング深度等の関係を図-3に示す。

止水作業にあたり、湧水発生から数日経過していたため、孔内水は既に清水に置き換えられていることが予想された。水頭が高い状態のままではボーリング機械が使用できないため、ケーシングを立ち上げた状態で孔内水を低下させることが第一と考え、次の作業を実施した。

表-1 止水作業記録

工程	作業内容	孔底深度	孔内水位(m)		備考	加重剤投入量	
			翌朝	作業終了時			
1日目	ケーシング、水位・湧水量測定	GL-63m付近	GL+6.05		湧水量30L/min程度		
2日目	作業 ケーシング立上、水位測定	GL-63m付近	GL+6.50				
3日目		GL-63m付近	GL+6.74				
4日目		GL-63m付近	GL+6.80				
5日目		休日					
6日目	休日						
7日目	泥水置換(泥水1m <sup>3</sup> 送水)	GL-63m付近	GL+7.50		ケーシング'ヘッド'取付		
8日目	作業 ケーシング立上げ、水位観測	GL-63m付近	GL+5.00		ケーシング'外側'から湧水		
9日目		GL-63m付近	GL+6.64	GL+6.69			
10日目		GL-63m付近	GL+7.00				
11日目		ベントナイト塊50kg投入	GL-63m付近	GL+7.03		ベントナイト塊に少量添加	
12日目	休日						
13日目	休日						
14日目	ベントナイト塊25kg投入	GL-7.0m付近	GL+6.44		GL-7.00付近で詰まり		
15日目	作業 水位測定	GL-13.3m付近	GL+7.01	GL+7.00			
16日目		GL-21m付近	GL+7.20以上	GL+7.38	オーバーフロー		
17日目		ベントナイト塊除去、湧水量測定	GL-28m付近	GL+7.37	GL+6.70	湧水量65L/min	
18日目		ベントナイト塊除去	GL-16m付近	GL+6.90			
19日目	休日						
20日目	休日						
21日目	泥水置換作業(泥水1m <sup>3</sup> 送水)	GL-23m付近	GL+6.04	GL+5.37			
22日目	作業 ベントナイト塊25kg投入	GL-23m付近	GL+5.70	GL+5.81			
23日目		ベントナイト塊120kg投入	GL-23m付近	GL+4.50	GL+4.11	10kg投入	
24日目		水位測定、ベントナイト'レット'上端確認	GL-23m付近	GL+3.13	GL+2.73	10kg投入	
25日目		水位測定、ベントナイト'レット'上端確認	GL-23m付近	GL+1.95	GL+1.16	ケーシング立上GL+6.00m	10kg投入
26日目	休日						
27日目	休日						
28日目	水位測定、ベントナイト'レット'上端確認	GL-23m付近	GL-0.69	GL-0.80		10kg投入	
29日目	作業 セメントミルク注入	GL-23m付近	GL-1.00	GL-1.02			
30日目		GL-23m付近	GL-1.12	GL-0.13			
31日目		GL-13.3m	GL-0.09	GL-0.00			
32日目		発生土投入	GL-5.00m	GL-0.90	-		
33日目	休日						
34日目	休日						
35日目	発生土投入	GL±0.00m	-	-			
36日目	閉塞終了	GL±0.00m	-	-			

(1) 団子状にしたベントナイト塊の投入

掘進中に保たれていた泥水比重と湧水圧のバランスを再現するため、泥水濃度を高めることが重要と考えた。具体的には、ケーシングが立ち上がった状態でできる作業として、高比重の加重剤(TEL-BAR)をベントナイトに添加し、団子状にしたベントナイトの塊をケーシング上部から投入することで、孔内水を泥水に置換することを試みた。ベントナイト塊の投入にあたっては、レッドで突きながら慎重な作業に努めたが、何らかの理由により、計画よりも浅い深度で詰まりが発生した。その後は詰まり部分の降下が確認されたが、孔内水位に大きな変化がみられないため、止水効果は得られていないと判断し、投入したベントナイトを除去した。

(2) ベントナイトペレットの投入

ベントナイト塊は、詰まり易く溶け難いと考え、細粒なベントナイトペレット(well shot)を孔内に投入した(120kg)。ある程度の深さまでベントナイトペレットが降下したことを確認し、その後は団子状にした加重剤を10kg/日の頻度で投入し、徐々に孔内水位が低下する状況まで回復させた(1m/日程度)。

4. 孔閉塞

ボーリングマシンが使用できる高さまで孔内水位が低下したことから、セメントミルクの注入による閉塞作業に移行した。閉塞作業はベントナイトペレット等により

形成された高比重ゾーンの上よりセメントミルクを注入するものであり、セメントの硬化を確認しつつ、2段階に分けて注入作業を行った。1段階目はGL-23mからGL-11m区間、2段階目はGL-11mからGL-1mまでとし、表層は土砂で埋戻しを行い、閉塞作業を完了させた。

現地調査終了から1ヶ月後に現地確認した結果、周辺からの湧水や地盤の陥没等はみられなかった。

5. おわりに

本稿で紹介した事例は、想定外の湧水に遭遇して、試行錯誤的に孔閉塞を完了させたものである。この経験から、掘削中の孔内水位の変化や泥水濃度の変化を見逃さずに捉え、適時適切に対応することの大切さを感じた。

《引用・参考文献》

- 1) 環境省 水・大気環境局 土壤環境課 地下水・地盤環境室：湧水保全・復活ガイドライン, pp10, 2010年3月

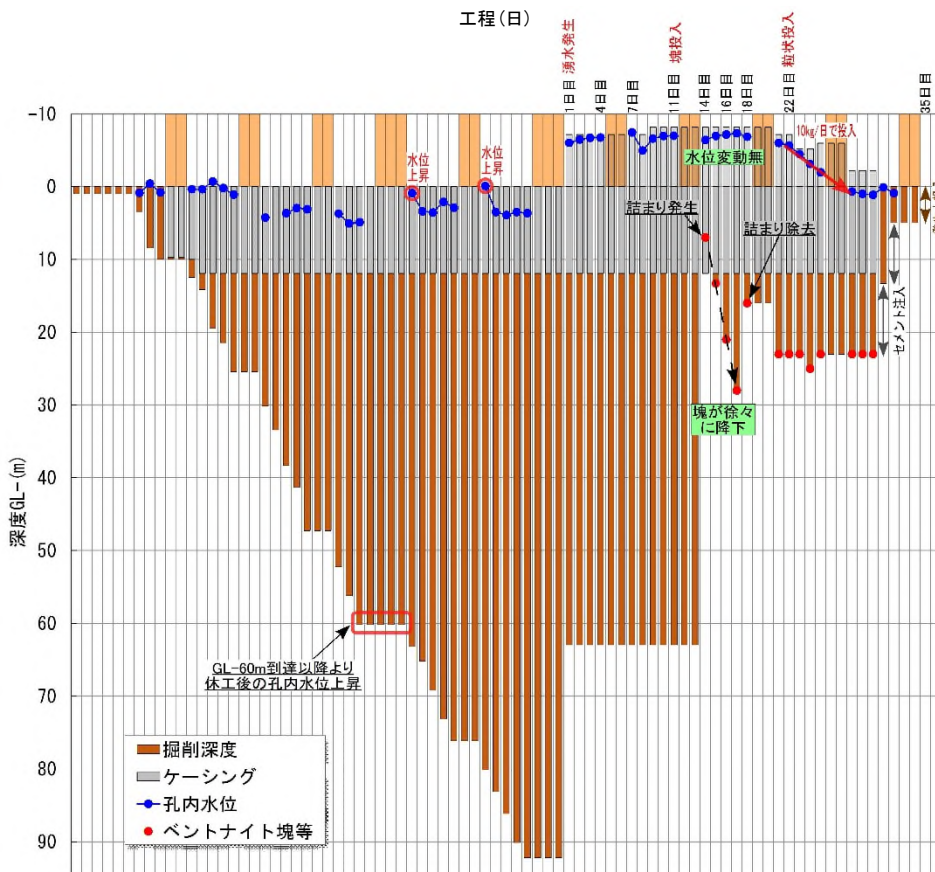


図-3 孔内水位とケーシング深度等の関係

# 河道内のボーリング作業における安全対策事例の紹介

株式会社エーティック ○佐藤宥紳、佐藤隼人、工藤忠

## 1. はじめに

都市河川では豪雨発生に伴って、急激な水位上昇を伴うことが多い。そのため、河川作業申請時には流量計算を行い、安全な足場高さを設定する必要がある。

河道内での作業リスクとして増水時の人員被災、泥水やオイル等による水質汚濁、資機材水没・流出等があり、これらのリスク対策として水位上昇時の退避・撤去の早期判断が非常に重要である。

一方で、交通量の多い道路に面している河川への資機材の搬入出は、規制時間帯の制約を受け、一時撤去や仮移設などの対応が簡単にはできない。

交通量が多く、かつ河道内という現場条件で、複数のボーリングを実施するため、本報告では、安全性確保と短時間で足場を作るための最適な高さ設定の実施事例を紹介する。

## 2. 作業足場の形状

調査対象は人工河川であり、土砂堆積部と流路が明確に分かれているため、流路の確保と作業性を考慮した小スペースの仮設足場が必要であった(図-1)。



図-1 現地状況写真

足場は複数のパーツに分解でき、それぞれがトラック荷台に乗るようなサイズであるため、パーツを組み合わせることで短時間の設置・移設を可能とした。

## 3. 河道内作業における基準値の設定

当河川は大きな水源をもたず、平常時は土砂堆積部には殆ど水位が無い。しかし長期間にわたる河川内作業が発生する場合、近年では異常気象による突発豪雨災害が日本各地で頻発していることから、有事の資機材撤収や避難に明確な判断基準が必要と判断した。

そのため、調査開始初期に 50 mm/日程度の降雨を記録した際、実観測水位を記録し、上下流の国土交通省水文水質データベース<sup>1)</sup>、気象庁アメダス<sup>2)</sup>の降水量を分析し、以下の項目について再検討を実施した。

### ① 作業足場の河床面からの高さ

### ② 作業の中止基準

### ③ マシン等の資機材の撤去基準

図-2 に、調査地点と上下流の水位観測所の位置関係を示す。上下流に水位観測所があるため、両方の水位データと実測水位を比較した。

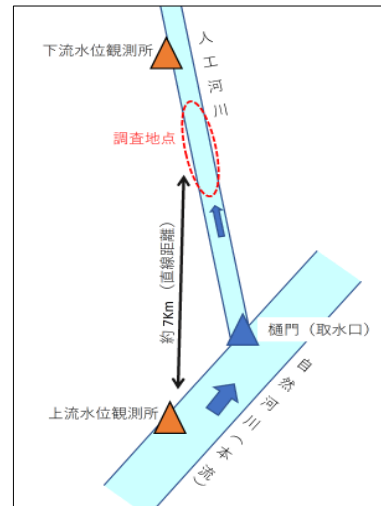


図-2 調査地と上下流水位観測所の模式図

下流水位観測所との比較データから、調査地点とは距離に近いものの、潮汐の影響で水位変動が発生するため、実測データとの相関性は低い(図-3)。

一方、上流水位観測所との比較データでは相関性が高く、調査地点より上流側に位置するため、出水時には事前の水位変動を捉えられた(図-4)。

以上より上流観測所データから水位相関グラフを作成し、近似曲線から退避基準と撤去基準を設定した。

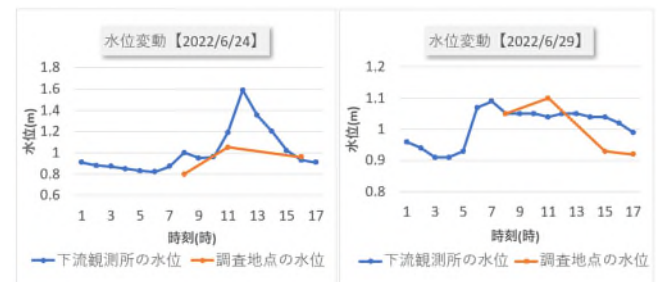


図-3 現地水位の実測値と下流水位の比較

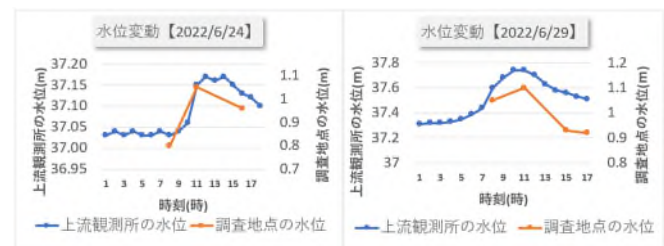


図-4 現地水位の実測値と上流水位の比較

### (1)作業足場の河床面からの高さ

河川内での作業許可申請では、河川擁壁護岸の痕跡水位(河床から1.1m)を推定最高水位とし、流量計算によって妥当性を確認した。なお、足場高はそこから30cm以上の高さを確保し、作業員の安全対策と資材流出防止のための余裕高とした。

### (2)作業の中止(退避)基準

現地水位と上流水位の相関図を図-5に示す。図-5において現地の痕跡水位(1.1m)に達するのは上流水位が38.1mの時である。しかし回帰直線の相関係数が低く、実測上では上流水位37.74mの時点で現地水位が1.1mに達したため、より安全側の基準を設定し、上流観測所の水位37.7mを作業中止(退避)の基準水位とした。

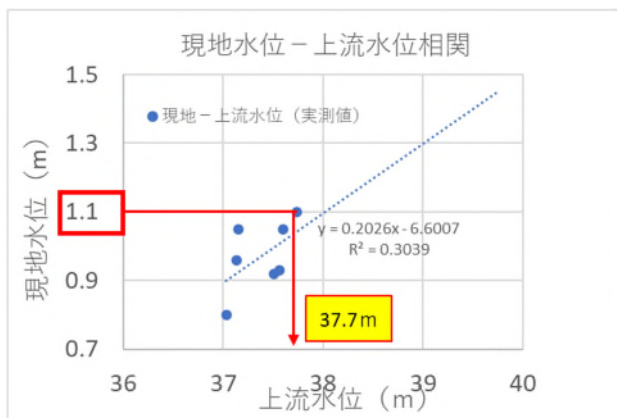


図-5 現地水位-上流水位相関図

### (3)マシン等資機材の撤去基準

ボーリングマシンや資材が水没する現地水位が足場高+余裕高1.4mに達する時の上流水位を想定して、上流水位39.5mを撤去基準水位とした(図-6)。

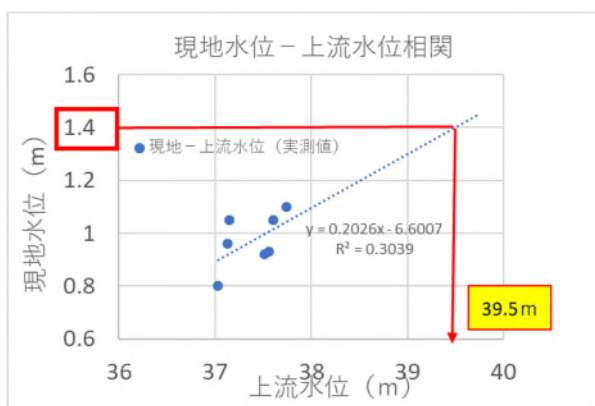


図-6 資機材水没時の上流水位

資機材の撤去を雨量で判断できるよう、24時間累計降水量とその際の水位上昇量の相関図を作成した(図-7)。上流観測所の平水位が約37.0mであり、退避基準となる39.5mに達するまで、2.5mの水位上昇中の24時間累計降水量を相関図より求めると、67mmとなった。その値より

安全側に基準値を設定した結果、本業務現場作業におけるマシン等の資機材撤去検討基準を24時間累計降水量60mmとした。

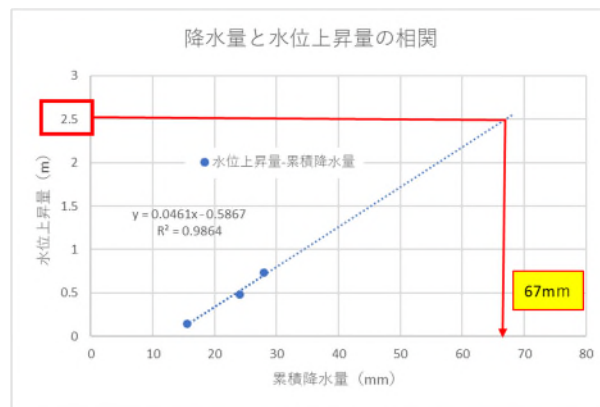


図-7 現地水位の実測値と上流水位の比較

## 4. まとめ

本報告では交通量の多い道路沿いを流れる河道内でのボーリング作業において、安全に作業を遂行するための各種安全基準の設定方法について実例を紹介した。本検討におけるまとめを以下に示す。

- (1) 現地における実測水位から、上流水位との相関関係を確認し、回帰直線から上流水位37.7mを退避基準として設定した。
- (2) 現地で資機材が水没する際の上流水位が39.5mであると定め、撤去基準水位とした。
- (3) 上流水位上昇量と24時間累計降水量の相関図から資機材撤去を検討する基準を、予想される24時間累計降水量が60mm以上とした。

本調査では基準設定後にまとまった降雨はなかったため、無事故無災害で現場を完了することができた。こうした安全の基準は作業員の安全はもちろん、発注者や河川・道路管理者への各種申請、近隣住民の理解を得るにあたって非常に重要な位置にある。今後も、日々現場での安全基準の設定やリスクアセスメントを十分におこない、事故災害のない現場環境を築いていきたい。

## 《引用・参考文献》

- 1) 国土交通省水文水質データベース：(最終閲覧日2023.5.29),  
<http://www1.river.go.jp/cgi-bin/SiteInfo.exe?ID=301031281101511>
- 2) 気象庁アメダス：(最終閲覧日2023.5.29),  
<https://www.jma.go.jp/jma/menu/menureport.html>

# ボーリング時の防音シートを用いた騒音対策効果と新たな課題への解決策

株式会社 KGS ○小川 貴好, 久保下 隆文, 柳澤 拓哉

## 1. はじめに

ボーリング調査時に発生する騒音, 特にエンジン音と標準貫入試験時に発生する金属音は都市部や住宅地での調査時では大きな問題となる. この対策として, 一般的に防音シートを用いた仮囲いがおこなわれるが, いくつかの弊害も発生する.

防音シート仮囲いを行った際の騒音の減衰具合を明らかにするとともに, 諸弊害への対策となりうる手法を模索する機会を得たため, ここに発表を行う.

## 2. 調査概要

高層マンションや小中学校が立ち並ぶ大阪の都心部に, 深度100m までのボーリングおよび1m 毎の標準貫入試験を実施した.

作業ヤードは天井部を含めた全面防音シート張りとし, 上部中央付近に1~2m 角のロッド上下用の開口部を設置した (図-1).

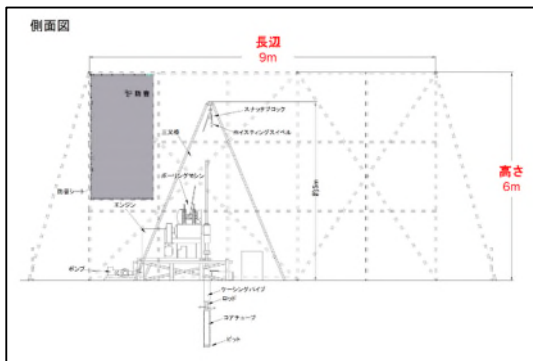


図-1 防音シート仮囲い状況

## 3. 騒音の測定方法

### (1) 使用機器・基準

普通騒音計 (リオン社製 NL-20) を用いて測定を行った. 時間重み付け特性, 周波数重み付け特性は, それぞれ一般的に用いられる「Fast」, 「A 特性」を用いた. また, 騒音レベルは一定時間における定常騒音値ネルギーへと変換した等価騒音レベル (Leq) として測定を行った.

この際, 一般的な建設作業に伴う騒音規制値である 85dB を継続して超えないことを目指した<sup>1)</sup>.

### (2) 測定方法・場所

騒音測定はボーリング調査地点のうち2箇所で行った.

- ① 1点目では防音シート仮囲いの外, エンジン部から約3m 離れた地点を選び, 始業時刻から就業時刻 (9:00~17:00) までの発生騒音の連続計測を約30 日間行った. また, 同様の測定を防音シート仮囲い出入口部においても実施し, 防音シートの有無による騒音レベルの変化を計測した (図-2).

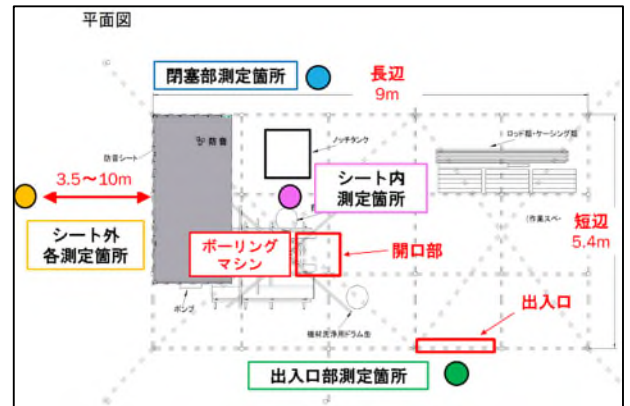


図-2 騒音測定箇所

- ② 2点目では防音シート仮囲いから2~10m 離れた任意の地点および防音シート仮囲い内部で騒音レベルの計測を行った. この際, 防音シート閉鎖部と出入口部の両方のパターンを計測できるように計測位置を選定した. また, 標準貫入試験時の騒音レベルを計測するため, 標準貫入試験の実施時刻を記録した.

## 4. 測定結果

1地点目で期間中に計測した発生騒音レベルを図-3に示す. なお, 1日の掘進作業における発生騒音を示すために連続データを1時間毎に平均化している.

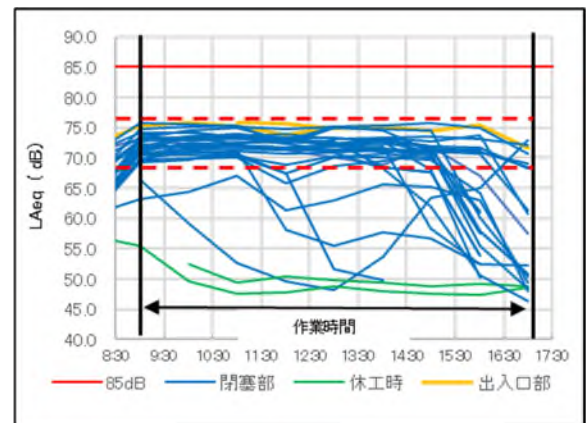


図-3 防音シート周辺で計測した騒音レベル

出入口部では74~76dB を記録したのに対し, 閉塞部では68~76dB を記録しており, 最大8dB 程度の減音に成功した. この値は, 昼間の都心近郊における主要幹線道路周辺や鉄道の車内と同程度<sup>2)</sup>であり, 調査地周辺状況を鑑みても日常的な騒音の範疇であると考えられる.

図-4に2地点目において計測した発生騒音レベルを示す。

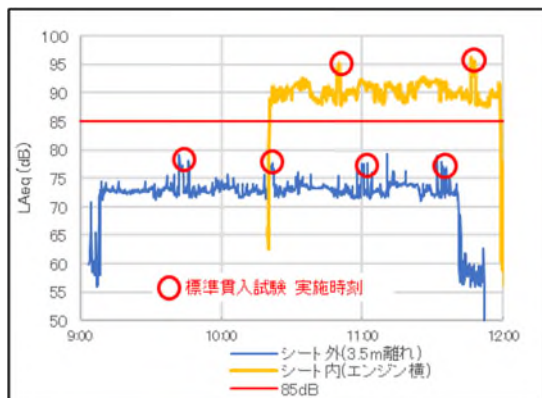


図-4 標準貫入試験時の騒音レベル

グラフは10秒ごとに記録した発生騒音レベルを示す。計測時に記録した標準貫入試験実施時刻を参照に、該当するグラフ上のスパイクを赤丸で示した。

グラフの青線は防音シート仮囲い閉塞部から3.5m離れた地点で計測した値で、標準貫入試験時には77～79dB、それ以外では概ね71～75dBを記録した。一方で、防音シート仮設内エンジン横で計測したデータについては、標準貫入試験時には約95dB、それ以外では概ね87～93dBと騒音規制値を超えた値を記録した。

以上より、防音シートの有無によって、この離隔距離ではエンジン音、標準貫入試験音ともに10～15dB程度の差異が出ることが分かった。

また、防音シート仮囲い閉塞部から7m以上離れると、標準貫入試験音も含めた発生騒音は、周辺環境音と同程度の65～70dBを記録した。

## 5. 施工に伴う問題点とその対策について

上述のように、防音シートを用いた騒音対策は、標準貫入試験時の金属音も含めて減音効果があることを再認識したが、実施に伴う新たな問題が発生する。

一般的に、一酸化炭素中毒や熱中症対策としては送風機やスポットクーラーを使用して換気・冷却を行うが、電源や発電機が必要となり、運搬する資材が増える・作業スペースが減少する等のデメリットが発生する。また、暗所対策としては小型投光器やライトの設置が好ましいがこれにも発電機が必要となる。

このような問題に対しては、天井のシート開口部が思いがけず良い結果を発揮した(写真-1)。

ロッド上下時の利便性を考えて設置した開口部であったが、シート内空気の出入り口として換気性を上げるとともに、ライト類が不要な程度の明るさを確保できた。また、上面にもシートが張られていることから、真夏の直射日光を避けることが出来、日中であってもシート外よりも体感温度が低く感じられた。



写真-1 防音シート仮囲い 上部開口部

## 6. まとめ

防音シートによる全面仮囲いにより、調査時に発生する騒音がシート外では減衰することを改めて確認した。また、エンジン音のみならず、減衰しづらい標準貫入試験に伴う金属音に対しても一定の効果があることが分かった。

周辺状況によるが、交通の往来が比較的多い都市部であっても、防音シート仮囲いを挟んで音源から7～10m程度離れば、周辺環境音とほぼ同様の騒音レベルまで減衰することを確認した。

上部開口部を設置したため、一部の音が上部方向へ抜けてしまうことは新たな問題である。高層マンション等への影響を今後は調査する必要があると考える。

作業性を考慮して設置した天井開口部であったが、明り取りや換気性の向上に役立つことが分かった。

柳澤ほか(2021)<sup>3)</sup>は、間に吸音材を挟んだ2枚の防音シートを用いて同規模の防音シート仮囲いを行い、騒音レベルを測定している。この時の防音効果はエンジン部から5mで約69dBと今回測定値と大きく変わるものではないのに対し、ヤードが非常に高温高湿となり、照明が必要であった。これを鑑みると、それ程の設備を用いずとも十分防音効果が得られることが分かった。

一方で、降雨時には天井部のシートに雨水が溜まる、溜まった水が開口部から一斉に降ってくる等の新たな問題も発生した。これに対しては天井部に傾斜をつける対策を行ったが完全ではなかったため、今後も改良の余地がある。

## 《引用・参考文献》

- 1) 大阪府 特定建設作業の規制について、(最終閲覧日 2023. 6. 9)  
<https://www.pref.osaka.lg.jp/kotsukankyo/oto/kensetsu.html>
- 2) 全国環境研協議会 騒音小委員会 (2009) : 「騒音の目安」作成調査結果について (に加筆), Vol. 34, No. 4
- 3) 柳澤拓哉, 久保下隆文(2021), 全地連 「技術フォーラム2021」大阪, 発表論文資料

# ボーリング掘進条件数値化による掘進技能向上の試み

榎相愛 ○須佐美 俊和, 西村 博幸, 坂本 正幸, 谷崎 優也

## 1. 背景と目的

若手フォアマンがボーリング掘進技能を向上させる上での課題の一つは、掘進技能が熟練フォアマンの勘・コツ・経験に強く依存していることである。熟練フォアマンは、掘進条件の微細な変化から地質状況や孔内状況の変化を推定し、掘進条件を感覚的に修正することで、高品質なコアを採取している。これら掘進技能は、暗黙知としてフォアマンの中に留められている。

若手フォアマンが、熟練フォアマンが有する暗黙知から学び、掘進技能を向上させるためには、掘進中の各掘進条件を数値化し、熟練フォアマンと数値に基づく対話を繰り返すことや、数値に基づく判断と機械操作を繰り返し、感覚を養うことが有用であると考えた。

掘進条件を数値化する試みは、いくつかなされている<sup>1)2)</sup>が、現場での適用の容易さを特に重視し、小型/省配線/比較的安価なシステム開発を試みた。本稿では、開発した掘進条件数値化システム（以下、システム）について、詳細を述べる。

## 2. システム詳細

### (1) システム構成

図-1に、システム構成を示す。本システムは、各種センサ、制御ユニット、電源ユニット、操作ユニットから構成される。

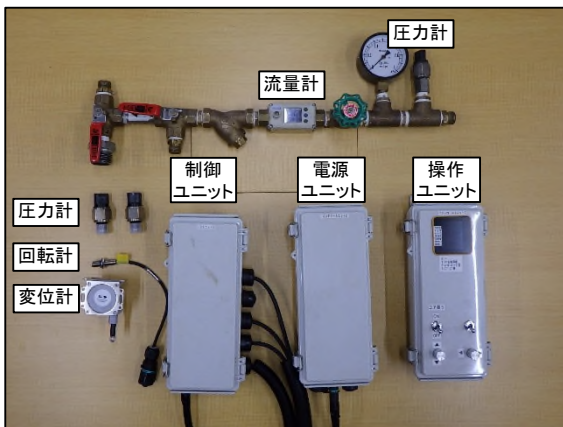


図-1 システム構成

### (2) センサ

表-1に、選定したセンサの仕様一覧を示す。流量計に関しては、水の中に砂が混入することを想定し、異物混入に強い電磁式流量計を選定した。ビット先端荷重は、油圧シリンダ圧力を計測し、ピストン部面積を掛けることで算出した。掘進速度は、ピストンロッド部に変位計を設置し算出した。回転数は、ロッドチャック部付近に設置した回転計で、ロッド1周ごとのパルス波を取得し算出した。

表-1 センサ仕様一覧

掘進条件	センサ種類	計測レンジ
送水量	電磁式流量計	0.5-20L/min
送水圧	圧力計	0-1MPa
ビット先端荷重	圧力計	0-10MPa
回転数	回転計	パルス波
掘進速度	変位計	0-635mm

### (3) 制御ユニット

各種センサで取得した、時刻/送水量/送水圧/油圧(給圧)/回転数/変位を入力とし、汎用的なマイコンで各掘進条件を算出後、フォアマンの手元に設置される操作ユニットに無線で送信する仕様とした。また、得られた掘進条件を、1秒ごとに csv 形式で microSD カードに保存し、掘進条件の振り返りを可能とした。

### (4) 電源ユニット

小型かつ安価なシステムを目指し、汎用的なモバイルバッテリーを採用した。選定したセンサの入力電圧は12-24V であるため、昇圧モジュールを用い、24V まで昇圧させた。また、マイコンの入力電圧は5V であり、モバイルバッテリーから直接5V を得た。本電源ユニットを制御ユニットに有線で接続し、電源を供給した。

### (5) 操作ユニット

図-2に、操作ユニットのディスプレイを示す。制御ユニットから無線で送信された各掘進条件を、操作ユニットのマイコン部で受信し、ディスプレイに表示させることで、数値に基づく掘進を可能とした。計測した各掘進条件が、設定したしきい値を超えた場合、赤背景(警告)または黄背景(注意)で表示し、フォアマンの機械操作を促す仕様とした。無線技術の採用に加え、操作ユニット内に配置したモバイルバッテリーで駆動させることで、省配線なシステムを実現した。



図-2 操作ユニットのディスプレイ



### 3. 現場実証結果

#### (1) 現場設置状況

本システムを現場適用し、掘進を実施した。図-3に現場設置状況を示す。送水用の流量計と圧力計は、流量調整弁付近に設置した。その他のセンサは、ボーリングマシン背面に設置し、フォアマンの動作の妨げにならぬよう配慮した。制御ユニットで得られた各掘進条件を、フォアマンの手元に配置した操作ユニット（図-4）に無線で送信し、ディスプレイに表示させた。

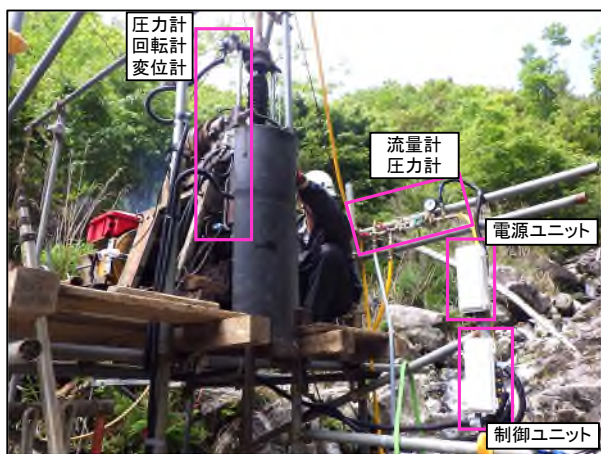


図-3 システムの現場設置状況



図-4 操作ユニットの現場設置状況

#### (2) 掘進結果

調査概要は、Φ66mm、オールコア、鉛直下向き、掘進深度 L=5m であり、経験年数2年目のフォアマンが掘進した。得られた掘進結果のうち、掘進深度 GL-2.0-3.0m の結果を図-5に示す。縦軸は深度、横軸は先端荷重、回転数、掘進速度である。紙面の都合上、送水量と送水圧のグラフは省略した。単棒状主体の中で、GL-2.2m 付近に着目すると、薄い礫状を挟んでおり、掘進速度が一気に上昇していることがわかる。フォアマンはこの変化に数値および指の感覚で気づき、給圧を下げ、次に回転数を下げる機械操作を行った。GL-2.45m までは部分的な薄い礫状や半壊状コアが続くが、掘進速度等を数値で捉えながら、給圧や回転数を調整し掘り進めることができた。

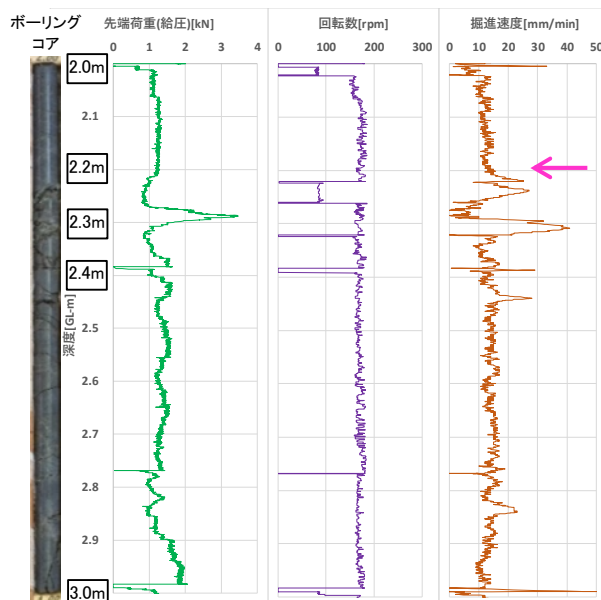


図-5 掘進結果

#### (3) 若手フォアマンの感想

本システムを利用した若手フォアマンから、以下の感想を得られた。

- ・これまででは、各掘進条件が適正かどうか判断できなかったが、数値で把握しながら掘進することができ、感覚が養われ、不安感が低減した
- ・送水量を調整することで、高品質なコアを採取できた
- ・地質状況の変化に即座に気づくことで、トラブルを未然回避できた
- ・熟練フォアマンと数値に基づいた対話ができるようになり、的確なアドバイスを頂けるようになった
- ・数値とコア状態を見ながら、掘進条件を毎回調整できるようになり、持続的な技能向上につながっている

#### 4. まとめと今後の課題

汎用マイコンモジュール、無線技術、汎用モバイルバッテリーを採用し、小型/省配線/比較的安価な数値化システムを構築した。本システムを現場適用した結果、熟練フォアマンとの数値に基づく対話が促進され、掘進条件の振り返りと改善が可能となり、技能向上が図られた。

引き続き、熟練フォアマンと協力しながら、掘進条件変化時の孔内状況と機械操作方法の言語化や、適正な掘進条件を促すマシンガイダンス機能の実装などに取り組み、若手フォアマンの掘進技能向上に寄与したい。

#### 《引用・参考文献》

- 1) 谷川正志, 山根誠, 仙石昭栄, 山田政典(2016): 高品質コア・サンプリングシステム (OYO HQCS-MS: ハークス) の開発ーボーリング掘進状況の数値化と高品質コアによる地質情報の高精度化ー, 応用地質技術年報 No.35 pp.17~25.
- 2) 矢羽田祥貴ほか(2021): 全自動ボーリングマシンの開発ー電子制御ボーリングマシンによる改良地盤の掘削動作についてー, 全地連「技術フォーラム2021」大阪.

# 洋上の地質調査における N 値補正に関する考察

川崎地質株式会社 ○井上 駿, 川井 康右, 長谷川 理, 外川 泰利

## 1. はじめに

今後の洋上風力発電施設のボーリング調査では、櫓上から 200m 以深の地層を対象とするなど、より水深が深い沖側に向かって長尺となることが予想される。調査で実施する標準貫入試験（(JIS A 1219-2013) Standard Penetration Test, SPT）は、63.5kg±0.5 kgのハンマーを 750mm±10mm の高さから自由落下させてロッド頭部のアンビルを打撃することにより、ロッド先端部の SPT サンプラーが地盤に 300mm 貫入するまでに要した打撃回数 N 値を測定する原位置試験である。

しかし、標準貫入試験は、いわゆるトップブッシュ型の試験であるため、孔壁との摩擦など様々な要因により、打撃エネルギーが孔底到達前に減衰している可能性がある。その結果、N 値の精度が低下し、支持層や工学的基盤の評価に影響を及ぼしかねない<sup>1)</sup>。今回は、長尺のボーリング調査において、N 値のエネルギーを補正した方法について考察する。

## 2. 標準貫入試験の打撃エネルギーについて

標準貫入試験は、図-1に示すように、「ハンマーが持つ位置エネルギー」が「運動エネルギー」に変換され、最終的には、「打撃エネルギー」としてロッドを介して、孔底の SPT サンプラー先端への「伝達エネルギー」で地盤に貫入している。従来は、この「位置エネルギー」が、孔底の SPT サンプラー先端まで到達しているものとして、N 値を評価しているの、

$$E^* = E_1 = E_2 = E_3 \quad \dots \text{式-1}$$

となる。しかし、地盤条件に限らない様々な要因により、エネルギーの減衰が生じることで、全てのエネルギーが SPT サンプラー先端まで到達していないことが考えられる。

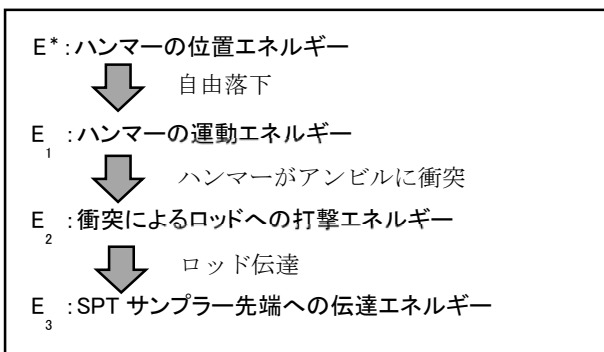


図-1 標準貫入試験のエネルギー伝達

## 3. エネルギーが減衰する要因について

$E^* \sim E_3$ の過程で考えられるエネルギー減衰の要因を以下にまとめた。

- ① $E^* \sim E_1$ 
    - ・ハンマー落下中のガイドロッドとの摩擦による減衰
  - ② $E_1 \sim E_2$ 
    - ・アンビル衝突時の振動や変形による減衰
  - ③ $E_2 \sim E_3$ 
    - ・ボーリング孔の屈曲や、ロッドの振動・変形によってロッドと孔壁が接触等をするることによる減衰
- ①～③のエネルギー減衰の要因を図-2に示す。

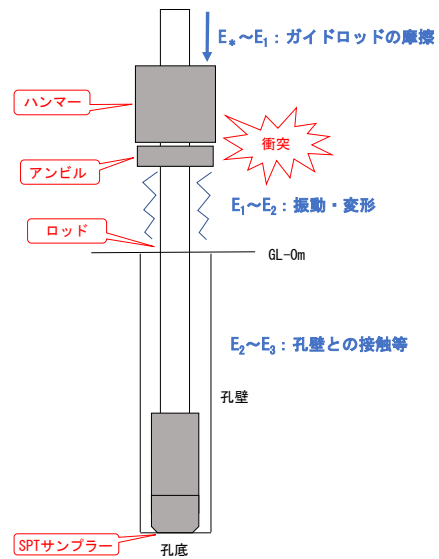


図-2 エネルギー減衰の要因概要図

今回は、③ $E_2 \sim E_3$ のエネルギー減衰の評価方法について考察する。

## 4. エネルギー減衰の評価方法

エネルギー減衰の測定には、SPT アナライザー（写真-1）を使用した。エネルギー減衰がない場合、ハンマーとアンビルが衝突した際の下降応力波に対して、一定時間後に上昇応力波が反射する（図-3）。しかし、ロッドと孔壁が接触等をした場合、下降応力波に対して、上昇応力波が孔底に到達する前にその都度反射する。そのため、下降応力波と上昇応力波の間に波形の高まりが生じる（図-4）。これをエネルギーの減衰として評価した。



写真-1 SPT アナライザーと測定装置

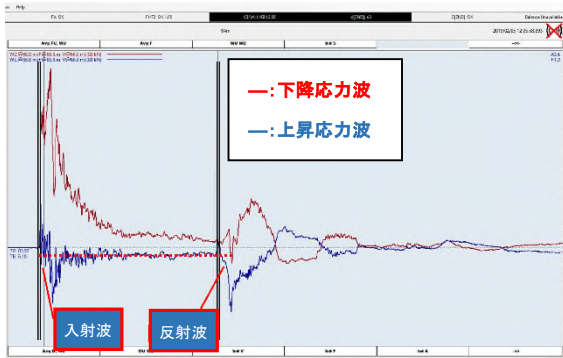
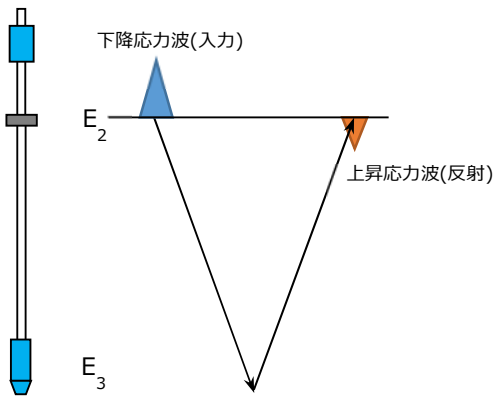


図-3 エネルギー減衰がない応力波

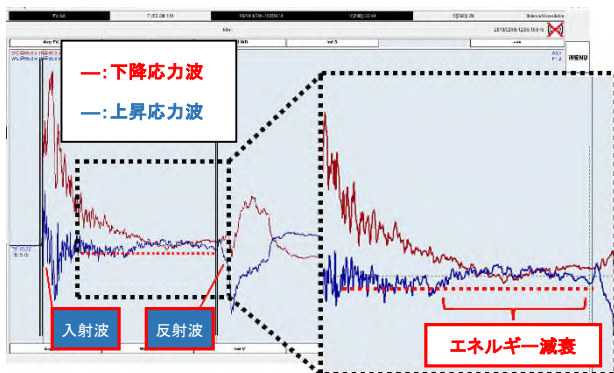
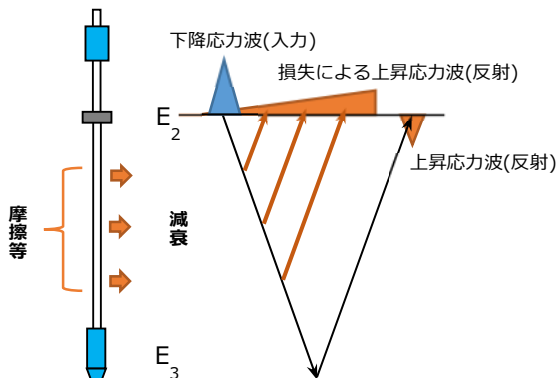


図-4 エネルギー減衰がある応力波

## 5. 測定結果

測定の結果、一部の深度で図-4にみられるようなエネルギー減衰が確認された。減衰がみられた  $N=27/30$  の砂層で、27回の打撃回数に対して、10回分の打撃で減衰が確認された。この10回分それぞれの減衰率が概ね20%程度だったため、その減衰率を測定回数分の27回で平均し、

その結果を平均値 (avg) とした。

結果は、以下のとおり。

$$\text{平均値 (avg)} = e3 = 93 (\%)$$

## 6. N 値の補正方法の提案

ここで安全側を考慮した N 値の補正方法を提案する。 $e3$ と半自動落下装置を使用した場合の  $E^* \sim E_2$  のエネルギー減衰を考慮した打撃効率 ( $e12$ )<sup>2)</sup>を用いて、伝達効率 ( $e$ ) を求める。

$$e = e3 \times e12 \quad \dots \text{式-2}$$

$$= 0.93 \times 0.84 = 0.78 = 78 (\%)$$

ここに実測 N 値 = 27 を用いて補正 N 値を求める。

$$\text{補正 N 値} = e \times \text{実測 N 値} \quad \dots \text{式-3}$$

$$= 0.78 \times 27 = 21$$

$$\text{補正 N 値} = 21$$

これらの式を用いることにより、トッププッシュ型である標準貫入試験の実測 N 値を過大評価することなく、補正 N 値を用いて、より安全側に評価することができると考えられる。

## 7. 今後の課題

補正 N 値の精度を高めるためには、下降応力波と上昇応力波の測定・解析をさらに増やしてデータを収集することが不可欠である。データを収集することによって、深度・土質等に適した精度が高い補正 N 値の提案をすることができると考えられる。

## 8. おわりに

現在、CPT を主体としている海外事業者からの N 値の信頼性は、必ずしも高いとは言えない。そのため、日本国内で主体としている標準貫入試験を洋上風力発電事業で生かしていくためには、海外事業者に対して、N 値の信頼性を得なければならない。

また、国内では、設計基礎がモノパイル式から、浮体式に転換していくため、調査海域の水深もこれまで以上に深くなり、より長尺となる。そのなかで、標準貫入試験を実施するにあたり、より精度が高い補正 N 値の提案をすることで、設計基礎の施工に対して、リスクを軽減することができると考えられる。

## 《引用・参考文献》

- 1) 一社) 関東地質調査業協会：我が国における標準貫入試験の利用実態と留意点, pp1-11, 2021
- 2) 一社) 日本建築学会：建築基礎設計のための地盤調査計画指針, p. 195, 1997

# 未固結土を対象とする様々な現場透水試験法の適用事例

基礎地盤コンサルタンツ株式会社 ○加藤 歌那子, 五十嵐 央, 音 勇一

## 1. はじめに

地盤の透水性を把握するため、実務では様々な手法による透水試験が実施されている。未固結土を対象とする試験では、ケーシングを用いる試験が多用されているが、その適用範囲には限界があり、実施する上での留意点も数多く存在する。

本稿では、筆者らがこれまでに経験した様々な土質を対象とする現場透水試験を通じて、実施上の注意点や工夫点等を整理して報告する。

## 2. 代表的な単孔式現場透水試験方法

ボーリング孔を利用して行う現場透水試験方法は、注入または汲み上げた水位の経時変化から透水係数を算出する非定常法と注入圧力～注入量の関係から透水係数を算出する定常法に分けられる。浅層地盤を対象とするオーガー法以外はケーシング法に分類される(図-1参照)。

非定常法では、ロープ式水位計で水位を測定するのが一般的であるが、高透水性地盤では測定中の水位変化に追いつかないことから、試験区間長を調整する等して対応する場合が多い。

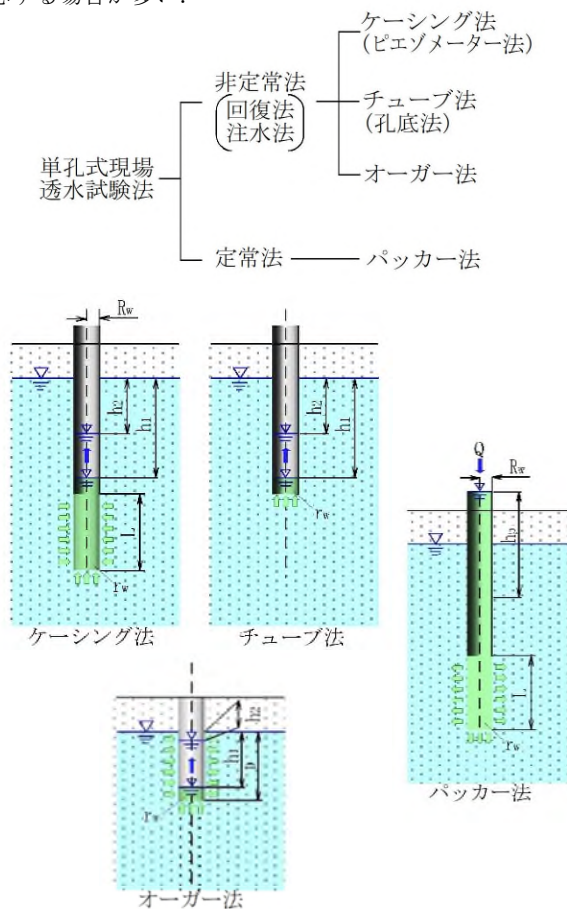


図-1 単孔式現場透水試験の種類<sup>1)</sup>

表-1は、室内における試験方法と透水性の関係を整理したものである。ケーシング法で測定できるのは、表中の変水位～定水位透水試験の適用範囲と考えられ、透水性の高い砂・礫や難透水層では、試験区間長の調整に加えて、自記水位計を用いる等の工夫が必要である。

表-1 透水性と試験方法との適用性<sup>2)</sup>

透水性	透水係数(km/s)										
	10 <sup>-11</sup>	10 <sup>-10</sup>	10 <sup>-9</sup>	10 <sup>-8</sup>	10 <sup>-7</sup>	10 <sup>-6</sup>	10 <sup>-5</sup>	10 <sup>-4</sup>	10 <sup>-3</sup>	10 <sup>-2</sup>	10 <sup>-1</sup>
透水性	事実上不透水	非常に低い			低い	中位			高い		
対応する土の種類	粘土性(C)	微細砂, シルト, 砂-シルト-粘土混合土(SF) (S-P) (M)				砂及びれき(礫)(GW) (GP) (SW) (SP) (G-F)			清浄なれき(GW) (GP)		
透水係数を直接測定する方法	特殊な変水位透水試験	変水位透水試験				定水位透水試験			特殊な変水位透水試験		

## 3. 現場透水試験実施上の注意点と工夫

### (1)透水性が高い砂・礫地盤

透水性の高い砂・礫地盤では、ベラーで孔内水を汲み上げてからロープ式水位計が水面に到達するまでに水位回復することが多い。このような場合には、ポンプ等で強制的に水位を低下させ、自記水位計により水位を連続測定するような対応が考えられるが、試験区間のボーリングや孔壁崩壊に注意する必要がある。

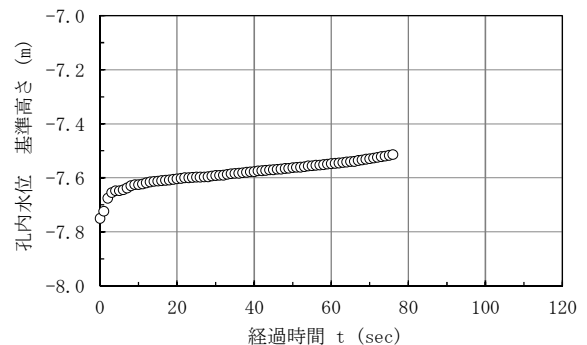


図-2 自記水位計による高透水性地盤の測定例(回復法)

また図-3に示すように、層流状態では流速と動水勾配が比例関係で表されるのに対し、乱流では流れの状態が不規則になる。このため、層流を前提とする現場透水試験では、流れの状態変化にも注意する必要がある。

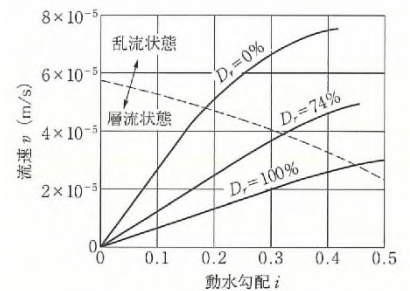


図-3 動水勾配と流速の関係<sup>3)</sup>

## (2)難透水層

難透水層では、水の出入りが少ないため、長時間の測定を要する場合が多い。このような場合にも自記水位計を用いた作業時間外の測定が有効と考えられるが、後述する「湧水圧試験」による試験時間の短縮も期待できる。

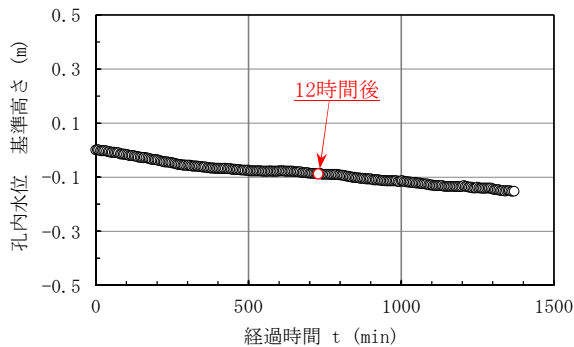


図-4 自記水位計による難透水層の測定例(注入法)

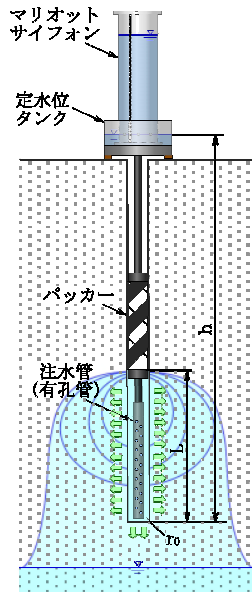
## 4. その他の現場透水試験法

### (1)地下水面より上の地盤を対象とする試験

地下水面より上の地盤を対象とする試験法として、従来より、締め固めた地盤を対象とする試験法(JGS1316)が存在していたが、現場飽和透水係数を求める試験法(JGS1319)が2018年に基準化された。この手法は、従来法と同様にマリOTTサイフォンを用いる定水位法の一つであるが、大容量給水タンクを装備することにより、高透水性地盤にも適用可能である。また、パッカーで試験区間を遮断できるため、孔中測定にも対応可能である。



図-5 地下水面より上の地盤の透水試験例<sup>4)</sup>



しかしながら、図-6に示すように、地下水面より上の地盤では、注水が不十分な状態で得られる透水係数が著しく小さくなることに留意する必要がある。

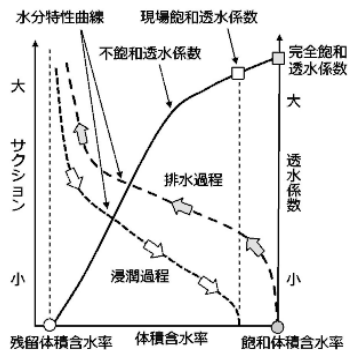


図-6 不飽和土の浸透特性値の概念図<sup>5)</sup>

## (2)湧水圧試験

この手法は、パッカーで密閉された試験区間を加圧し、バルブを解放したときの圧力変化から透水係数を把握するものである。試験終了後にバルブを再び閉じることににより試験区間内の圧力が高まり、安定した状態での圧力から安定水位を把握する。水の出入りが少ない難透水地盤では、このような試験での時間短縮が期待できると考えられる。

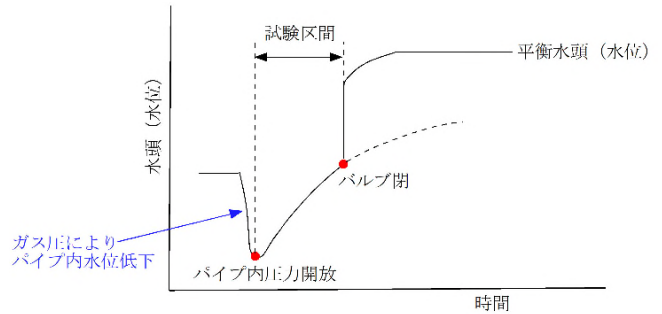


図-7 湧水圧試験のイメージ図

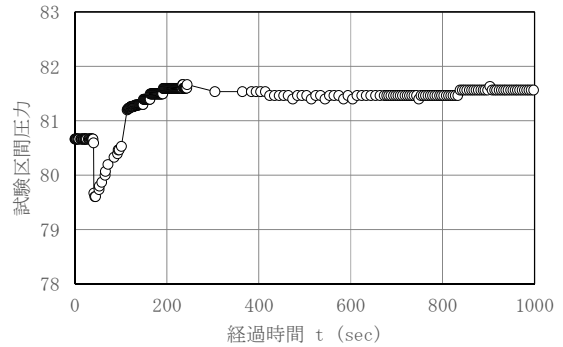


図-8 湧水圧試験の測定例

## 5. おわりに

本稿では、筆者らが経験した様々な現場透水試験法とそれらを実施する上での注意点・留意点等を整理した。

地盤の透水係数を把握する上では、試験対象の土質やその状態に合わせて、最適な試験法を選択するだけでなく、各種試験法の注意点や留意点を踏まえて、適切な結果が得られるよう努めることが重要と考えられる。

## 《引用・参考文献》

- 1) 関東地質調査業協会:新編ボーリング孔を利用する原位置試験についての技術マニュアル,pp.162,1995
- 2) 地盤工学会:地盤材料試験の方法と解説,pp.450,2009
- 3) 地盤工学会:地盤材料試験の方法と解説,pp.456,2009
- 4) 地盤工学会:新規制定地盤工学会基準・同解説地下水面より上の地盤を対象とした透水試験方法(JGS1319-2017),pp.16他,2018
- 5) 竹下祐二:不飽和地盤における浸透特性値の原位置測定方法,地盤工学会中国支部論文集,Vol.39,No.1,2021
- 6) 応用地質(株):MHTを用いた新しい透水試験法,p12

# プレッシャーメータ試験で求められる変形係数と降伏圧力の関係 において亀裂が与える影響

榎セイコー ○畠中 昇平, 村嶋 光明, 黒田 憲介, 原口 洋平

## 1. はじめに

地盤の指標を求めるプレッシャーメータ試験は、変形係数と降伏圧力を求めることができる。変形係数と降伏圧力の間には正の相関が認められるが、岩盤の場合において、相関関係にはばらつきが見られる。その理由として、岩盤に発達する亀裂などの不連続面の存在ではないかと考え、これまで実施した試験結果とボーリングコアで確認された亀裂の性状を比較し、亀裂が与える影響について評価した。

## 2. プレッシャーメータ試験について

一般的に、プレッシャーメータ試験の単調荷重における荷重強度-変位曲線は図-1に示すような曲線となり、その曲線には2つの変曲点が認められる。一つは、一次変曲点と呼ばれ、その荷重強度を  $P_0$  (初期圧) と呼ぶ。もう一つは二次変曲点と呼ばれ、この荷重強度は  $P_y$  (降伏圧) と呼ばれる。これらの一次変曲点と二次変曲点を結ぶ直線から変形係数が求まる。

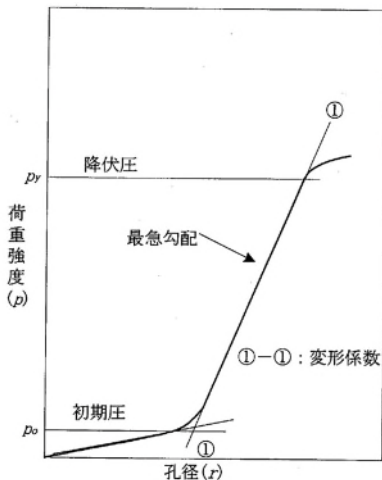


図-1 荷重強度-変位曲線<sup>1)</sup>

プレッシャーメータ試験を実施していると硬質な地盤において荷重強度-変位曲線が急勾配で  $P_y$  (降伏圧) も高くなる傾向が経験的に認められる。しかし、図-2に示すように、荷重強度-変位勾配が急勾配であるにもかかわらず、 $P_y$  (降伏圧) がより緩勾配の状態の時に比べて低くなる場合もある。そこで、変形係数と降伏圧との関係について、これまでに実施した既往試験結果からどのような傾向が見られるかを整理した。試験結果は、一般的に荷重強度-孔径変位量のグラフで表されるが、変位勾配と降伏圧を比較しやすいように、孔径の変位量を歪として表したものを図-2に示す。

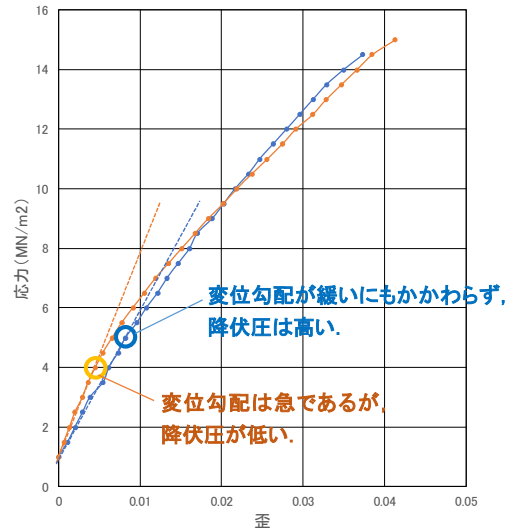


図-2 変位勾配と降伏圧の関係

## 3. データの整理方法と結果

等圧分布荷重法による試験としてLLT及びエラストメーターを用いた試験結果から、荷重強度-変位曲線図にて求められる変形係数と降伏圧力の関係をグラフ化し、近似式を求めた。図-3に示すように土質地盤で実施した試験結果に比べて、岩盤における試験では、決定係数が低く、特に変形係数が高くなるにつれ、降伏圧力との相関性が低くなる傾向が見られる。そこで、コアの試験区間に存在する亀裂の性状に着目し、亀裂の傾斜程度により区分を行った(図-4)。

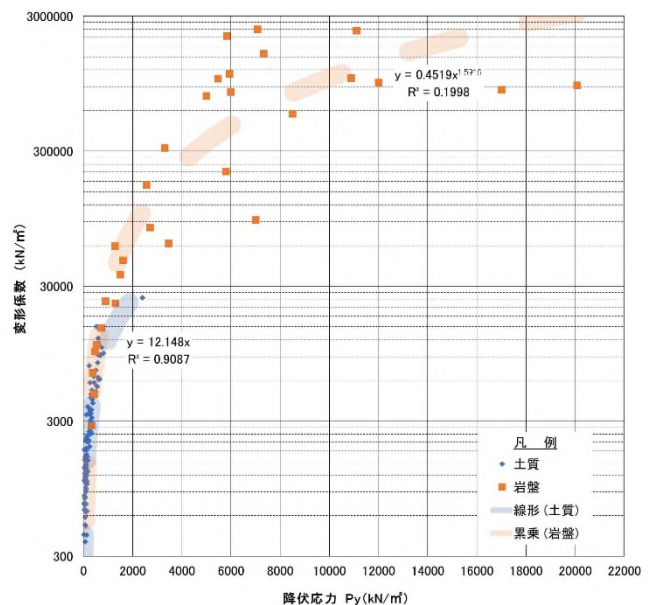


図-3 変形係数と降伏圧の関係

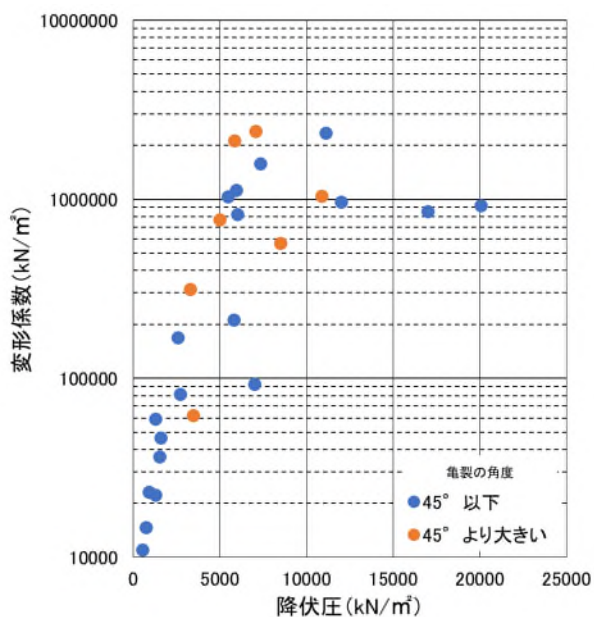


図-4 荷重強度-変位曲線図

区分した結果より、試験区間の中央部付近に存在する亀裂の傾斜角度が大きいほど降伏圧力は低い側になり、亀裂の傾斜角度が小さいほど降伏圧力は高い側にある傾向が見られる。なお、地質の違いによる区分で整理した場合には、荷重強度-変位曲線のバラツキに傾向は見られなかった。

岩盤において明らかな差が生じるのは、亀裂のように不連続面の存在であり、地盤の降伏圧(二次変曲点)の値を左右するものであると推察された。ここで、前述した二つの試験結果の違いについては、亀裂の傾斜を記載したボーリングコアの状況を写真-1に示した。



写真-1 亀裂の傾斜状況(コア写真)

このように岩盤での試験結果では、亀裂の形態に着目して試験結果を整理すると、亀裂の傾斜の違いで変形係数は同程度であっても、降伏圧力が異なることが判明した。ここで、3次元コアをイメージして、亀裂の傾斜の違いによるそれぞれの特徴を表-1にまとめた。プレッシャーメータ試験では、水平方向に広げようとするため、亀裂の角度により応力の受け方に違いが生じたのではないかと考えられる。これは、高角度の亀裂があると、孔壁から亀裂までの距離が見かけ上、近くなることから破壊されやすくなることから降伏圧力が低くなる場合が生じるのではないかと推察される。

表-1 亀裂の傾斜の違いによるそれぞれの特徴

低角度で左右方向に伸びている場合	高角度で上下方向に伸びている場合
→ 水平方向に力を加えても亀裂との距離が遠いため、亀裂の変形は少なく、地盤の降伏圧に対する影響は少ない。	→ 水平方向に力を加えると亀裂が近いので亀裂が変形しやすく、降伏圧の値が小さくなる傾向となる。

#### 4. まとめ

岩の降伏圧は、岩盤における亀裂の入り方(傾斜角度)や亀裂の性状(粘土を挟む、空隙が存在する)によって影響を受け、変化するものと推察される。従って、岩盤におけるプレッシャーメータ試験での降伏圧の評価については、亀裂の性状(不均質性や不連続面の存在)に留意して取り扱うことが大切である。また、岩盤での測定に用いられるエラストメータは、変位量を計測アームで測定することから、計測アーム近傍の亀裂状態の影響を受けやすい可能性も考えられる。このように、岩盤に存在する亀裂は、強度評価に影響を与えることが考えられる。よって、試験計測時は亀裂の性状に留意するとともに、柱状図には亀裂の傾斜角度や挟在物の性状などを記録することが必要である。今後の調査では、ボアホールカメラ等を併用することで、孔内の乱れのない不連続面の分布状況・傾斜等を把握し、亀裂が与える影響についてさらに検証していきたい。

#### 《引用・参考文献》

- 1) 社団法人土木学会：原位置岩盤試験法の指針(2000) , pp. 43-55.
- 2) 公益社団法人地盤工学会：地盤調査の方法と解説(2013) , pp. 663-696.

# 福島県内で測定した見かけ熱伝導率の季節変動について

新協地水株式会社 ○幸田 英顕, 原 勝重, 藤沼 伸幸

## 1. はじめに

地中熱利用は、省エネルギーによって脱炭素に寄与する有力な手段である。熱応答試験は、地盤の熱物性や地中熱交換器の熱交換能力を推定する地盤調査試験であり、地下水の流れの影響を含む見かけ熱伝導率を求めて、地中熱利用のための熱交換器長の設計データとして利用される。原ほか<sup>1)</sup>、2019 は、福島県内の 8 地点 16 回の熱応答試験によって、概ね 20~30m という比較的浅い深度では見かけ熱伝導率は 1.2 [W/(m・k)] 以上であり、地中熱ヒートポンプシステムの設計に用いることのできる値であることを示した。筆者らは、地点、回数を増やして 2019 年までのデータと合わせて図-1 に示す福島県内の 11 地点 41 回の熱応答試験を行った。このうち 2 地点において、地中熱を空調に利用する機会が多い低気温時と高気温時における見かけ熱伝導率の違いの有無や季節的な地下水変動の影響を確認するため、各地点複数孔において年間を通して熱応答試験を行い、見かけ熱伝導率 ( $\lambda a$ ) を求めた。また、地下水観測を行ったのでこれらの結果について報告する。

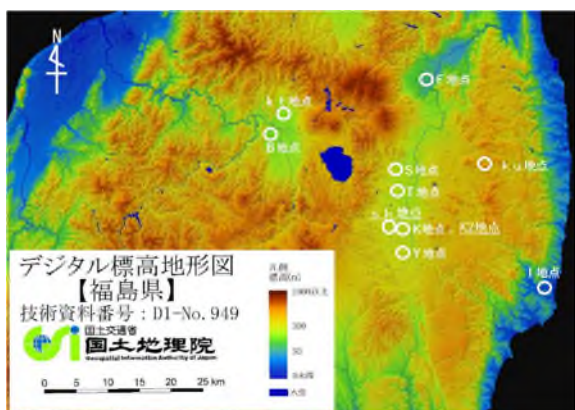


図-1 福島県内における TRT 実施地点<sup>2)</sup>

## 2. 方法

2022年から2023年にかけて夏季(7月から9月)、中間期(5月から6月または10月から11月)、冬季(12月から2月)に福島県須賀川市(sk地点)および鏡石町(K2地点)の2地点各4孔の概ね深度20~30mの地中熱交換器において熱応答試験を行った。熱応答試験は、一定加熱・温水循環方式熱応答試験(TRT)技術書<sup>3)</sup>に準拠して温水循環試験を実施した。温水循環試験に続いて、地中熱交換器に予め概ね2.5m間隔の深度に設置したT型熱電対を使用して温度回復試験を実施した。熱応答試験を行うTRT装置はアグリクラスター製のAGC-003であり、2017年2月15日にNPO法人地中熱利用促進協会から発行されたTRT装置認定申請の手引き<sup>4)</sup>に則って認定され、2020年8月5日および2023年3月31日に認定を更新している。熱応答試験と別

に観測孔を2022年にsk地点に1ヶ所、K2地点に2022年に2ヶ所、2023年に1ヶ所設置して地下水観測を行った。自記水位計(ジオファイブ製S&DLmini水位計)によってsk地点およびK2地点で2022年9月から観測孔内の水位を計測しており、流向流速計(アレック電子株式会社製地下水流向流速計GFD3A)によって、K2地点で2023年1月、2023年5月に流向および流速を計測した。また、機械ボーリングによる地質調査を行い、sk地点、K2地点のボーリング柱状図を作成した。

## 3. 結果

図-2、図-3にsk地点、K2地点の地層断面図を示す。sk地点では機械ボーリングの実施深度はGL-30mであり、GL-20mまで粘性土主体で砂質シルトや凝灰岩シルトが主となり、それ以深は、風化凝灰岩、凝灰岩であった。K2地点では機械ボーリングの実施深度はGL-20m、GL-30m、でありGL-20~25mまで粘性土主体で礫混じり砂をはさむ。それ以深は、風化凝灰岩であり、ボーリング孔間の距離は10mであるが分布深度が大きく変化している。

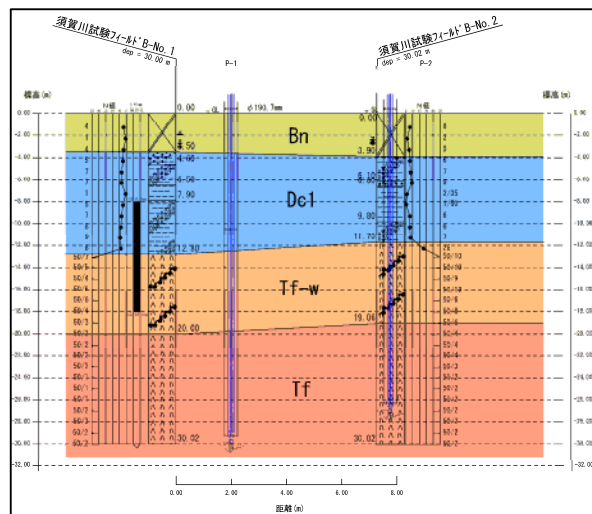


図-2 地層断面図(sk地点)

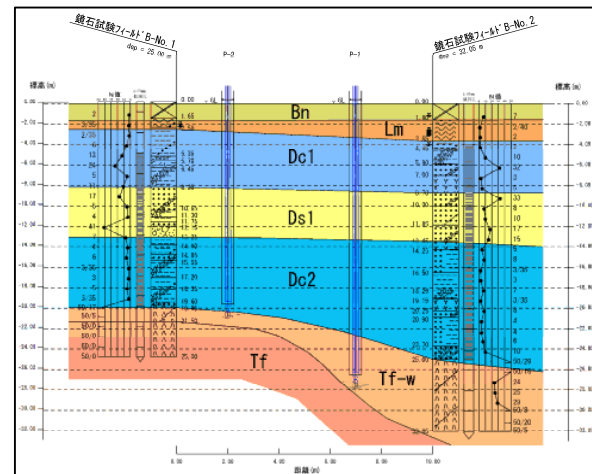


図-3 地層断面図(K2地点)



表-1, 図-4, 図-5, に sk 地点と K2地点の見かけ熱伝導率および観測孔の水位を示す。

表-1 温水循環試験による見かけ熱伝導率  $\lambda a$  [W/(m・K)]

地点	番号	中間季 (5~6月)	夏季 (7~9月)	中間季 (10~11月)	冬季 (11~2月)
sk	SP1	2.4	2.5	2.2	2.2
	SP2	2.6	3.8	2.6	2.6
	SB1	2.7	2.8	2.7	2.7
	SB2	2.1	2.7	2.7	2.7
K2	KP1	2.1	2.1	2.1	1.7
	KP2	2.9	2.4	1.0	1.0
	KB1	8.7	7.3	6.3	6.3
	KB2	3.4	2.8	1.2	1.2

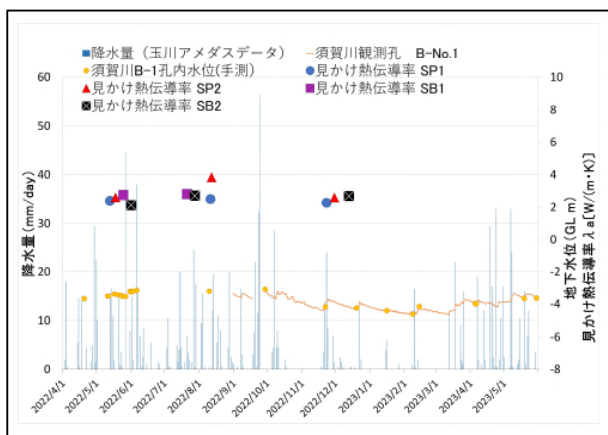


図-4 見かけ熱伝導率および観測孔水位 (sk 地点)

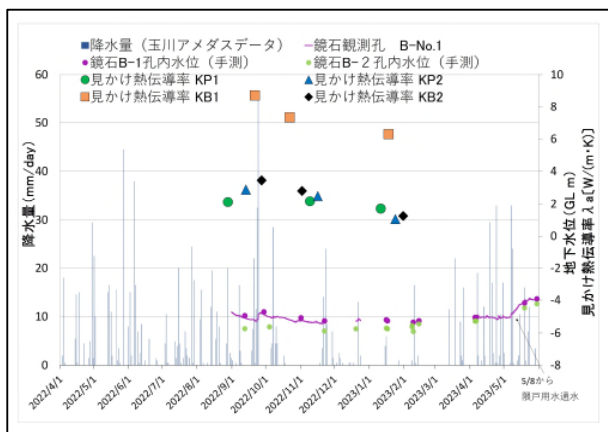


図-5 見かけ熱伝導率および観測孔水位 (K2地点)

sk 地点の4孔で年間を通した見かけ熱伝導率  $\lambda a$  [W/(m・K)] は、最大値3.8 (SP2, 8月), 最小値2.1 (SB2, 6月), 平均値2.6と測定したそれぞれの見かけ熱伝導率の差は小さかった。sk 地点では観測孔水位が豊水期と渇水期で1mを超える程度の変動があり、気象庁アメダス、観測地点「玉川」<sup>5)</sup>の日合計降水量と観測孔の水位計測結果を比較により降雨後の水位上昇も見られるが、見かけ熱伝導率は降水の影響を受けていないようであった。

K2地点ではsk 地点と異なり、KB1孔では他の3孔よりも見かけ熱伝導率は大きな値を示している(最大値8.7, 最小値6.3)。その他の3孔の見かけ熱伝導率は、最大値3.4 (KB2, 9月), 最小値1.0 (KP2, 1月), 平均値2.1である。見かけ熱伝導率は4孔ともに大幅に変動してしており、冬

季に小さい値を示している。

K2 地点では観測孔内の水位は、自記水位計による測定を開始した2022年9月からGL-5m程度であったが、2023年5月に1m程度上昇した。KB1孔において、温度回復試験のために地中熱交換器の充填剤内に設置したT型熱電対の温水循環時の温度上昇は、GL-7.4m, GL-9.9mでは他の深度よりも小さく、地下水流動の影響が考えられる。2023年5月にKB1孔から2mに位置する観測孔(鏡石B-No.3)の地下水流向・流速測定を行った結果、GL-6.5m, GL-9.5m, GL-23mに地下水流動が見られた。その流速は、GL-6.5mは0.02cm/min, GL-9.5mは0.01cm/min, GL-23mは0.18cm/min, であった。

#### 4. まとめと今後の課題

複数地点ごとに複数孔の年間を通した見かけ熱伝導率の比較および地下水観測によって、同一孔でも見かけ熱伝導率が時季により大きく変動する地点とあまり変動しない地点があることを確認した。機械ボーリングや流向流速測定を実施した結果、見かけ熱伝導率が時季により変化する要因として地層状況・地下水状況(地下水水位の変動・地下水流動)の影響が考えられる。地中熱利用システムの利用にあたり、より適切な地中熱利用の設計を実施するためには見かけ熱伝導率の時季的な変化の把握が重要であり、地質調査による地下水のデータがある場合は、特に考慮が必要であることがわかった。

今回の報告において鏡石では自記水位計による水位および流向、流速の測定は2022年12月からであったため、継続して夏季のデータを含む年間を通した測定を行っている。2023年度からは、K2地点で年間4回の計画でボーリング孔にてヒーターケーブルを加熱して深度1mごとの見かけ熱伝導率を求める熱応答試験(TCP)を実施している。TRTによって求めた見かけ熱伝導率、地下水観測結果と合わせて見かけ熱伝導率の季節変動の評価を行ってみたい。

#### 《引用・参考文献》

- 1) 原 勝重, 藤沼 伸幸, 幸田 英頭(2019):福島県内の有効熱伝導率測定結果について, 全地連技術フォーラム2021論文集, 論文No. 83.
- 2) 国土地理院ウェブサイト, 2019.7(最終確認日: 2023.6.2), <https://www.gsi.go.jp/common/000215429.jpg>
- 3) NPO 法人地中熱利用促進協会編:一定加熱・温水循環方式熱応答試験(TRT)技術書, 2017.4
- 4) NPO 法人地中熱利用促進協会編:TRT 装置認定申請の手引き, 2017.2.15
- 5) 気象庁アメダス: 観測地点「玉川」(最終閲覧日 2023.6.2), <https://www.data.jma.go.jp/gmd/risk/obsd/index.php>

# 未固結地盤を対象とした鉛直ボーリングの孔曲がり測定例

株式会社レアックス ○山崎 英史, 向井 和行

## 1. はじめに

ボーリング孔の孔曲がり測定は、地震計などの鉛直性の精度が必要な計測機器を設置する場合や、既設トンネルなどの地下構造物近傍を通過する場合に掘進方向の管理目的などで実施されることが多い。しかし、一般的な地質調査で孔曲がり測定が行われることは稀であり、その程度は不明なことがほとんどである。そこで、未固結地盤を対象とした最大深度 65m の鉛直ボーリングで行った孔曲がり測定結果から、孔曲がりの程度とその要因について考察した。

## 2. 調査地概要

調査地は周辺を鮮新世の火山岩や火砕岩で構成される山地と内湾に囲まれた低平地に位置する。

調査地の地質構成（図-1、表-1）は新第三紀鮮新世の火山岩類（PG）や第四紀更新世前期の堆積岩類（PL）を基盤岩とする。その上位は、起点側では砂質土を主体とし、終点側にかけて礫質土の分布が優勢になる更新統（DL）が分布する。更新統を覆う完新世の堆積物（AL）は、砂質土が主体で、終点側にかけて次第に分布は薄くなる。完新統の最上部は、泥炭（p）が分布し、終点側は玉石主体の礫（g）や盛土（b）が分布する。

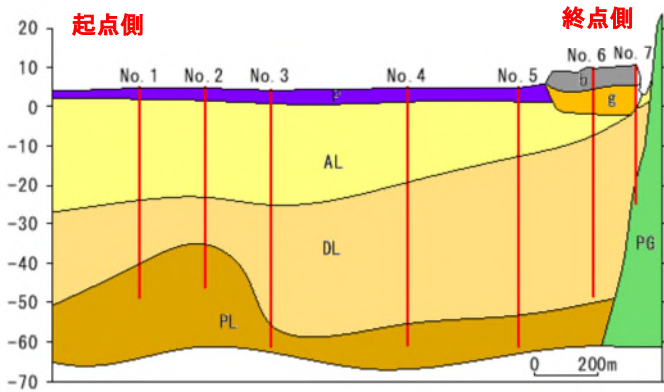


図-1 地質断面図

表-1 地質断面図凡例

地質時代		記号	地質	土相・岩相
第四紀	完新世	b	盛土	粘性土/砂質土
		g	礫	玉石
		p	泥炭	泥炭
		AL	その他完新統	砂・粘土・礫
	更新世	DL	更新統	砂・粘土・礫・亜炭
		PL	堆積岩	砂岩・礫岩 (半固結)
新第三紀	鮮新世	PG	火山岩類	安山岩溶岩 火山砕屑岩

## 3. 使用機材

孔曲がり測定は、3 軸地磁気式であるマウントソプリス社製の孔曲がり測定器を用いた。測定器の詳細を表-2 に示す。

表-2 使用機材諸元

形式/メーカー	QL40-DEV Mount Sopris Instruments (MSI 社 / アメリカ)
搭載センサ	3 軸地磁気センサ/3 軸加速度計
傾斜角精度	0.5°
方位精度	1.2°
位置精度 (誤差/走行距離)	1/100~1/200
プローブ寸法等	プローブ:直径 40 mm, 長さ 715 mm, 重量 34 kg
適用孔	傾斜:原理上制限なし 材質:非磁性体であること
耐水圧・温度	耐水圧 2000m 相当/0~70°C

## 4. 測定条件

使用機材は原理上、ケーシング内は測定不能のため、測定はケーシング先端直下から孔底までの孔径 66mm の裸孔区間とした。また、プローブとボーリング孔を密着させるためのセントライザーの装着はジャミング（孔内抑留）リスクを増大させることが予想されたため、不使用とした。

## 5. 測定結果

表-3、図-2 に孔曲がり測定結果を示す。

図-2 の上段は孔曲がりの方向と中心からの離れを平面で表現したもので、ボーリング孔の軌跡を上から見たイメージである。また、下段の図中の赤線はケーシング挿入深度を示している。

最も孔曲がりが小さかったのは No. 2 孔で、計測区間長 41.93m に対し最大離隔長が 23cm、1m 当りでは 6.6mm となる。それに続くのは No. 1 孔で最大離隔長が 27cm、1m 当りでは 6.7mm であった。一方、最も孔曲がりの大きかったのは No. 5 孔で、計測区間長 47.43m に対し最大離隔長が 4.17m、1m 当りでは 87.9mm となる。次に大きかったのは No. 6 孔で最大離隔長が 3.00m、1m 当りでは 81.2mm であった。

また、ケーシング直下の傾斜データを見ると、孔曲がりが小さい No. 1~No. 3 孔は 0.5° 以下、孔曲がりが大きい No. 5 孔は 2.4°、No. 6 孔で 2°、No. 7 孔で 1.1° で、既に傾いている結果が得られた。

## 6. 孔曲がりの要因

孔曲がりの要因として、地質的要因（素因）と人為的要因（誘因）に分けることができる

### (1)地質的要因(素因)

孔曲がり大きい3孔のうち、No.6孔とNo.7孔は、盛土直下に玉石を主体とする礫質土（写真-1）が分布する。また、深度35m付近で屈曲しているNo.3孔では、硬質珪質岩礫の分布が認められている。このような硬質な玉石は、コアチューブビットの食付きが悪いことが予想され基質もルーズで安定性も悪いことから、孔曲がりを起こしやすい素因と考えられる。



写真-1 玉石主体の礫質土層 (g)

また、No.1孔からNo.5孔にかけては、表層に地耐力の低い泥炭が分布する。このような地盤は、削孔中の足場の揺れや振動に伴い、土の乱れや局所的な強度減少などを引き起こし、ボーリングマシンの水平性の保持を難しくし、孔曲がりの素因の一つとして挙げられる。



写真-2 更新世堆積物(DL)中の硬質珪質岩礫(35m付近)

### (2)人為的要因(誘因)

玉石主体の礫質土層削孔時には、藤原ほか、2000<sup>1)</sup>が指摘するように同一区間の削孔の繰り返しが、孔壁の拡大を助長し削孔軸のズレを誘発しやすく、また、基質がルーズで硬質な玉石の場合、削孔により玉石が弱層部へ移動し偏芯しやすいことが想定される。

表層に地耐力の低い泥炭が分布する調査地点におい

表-3 孔曲がり測定結果

孔番	No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	No.6	No.7
計測深度(m)	51.88	48.53	63.33	62.71	63.28	56.46	33.18
ケーシング深度(m)	12.00	6.60	6.00	0.00	15.85	19.50	10.95
計測区間長(m)	39.88	41.93	57.33	62.71	47.43	36.96	22.23
最大離隔長(m)	0.27	0.23	1.12	0.89	4.17	3.00	0.68
単位長さ当り(mm/m)	6.7	6.6	19.5	14.2	87.9	81.2	30.8
ケーシング直下の傾斜角度(°)	0.3	0.4	0.2	-	2.4	2.0	1.1

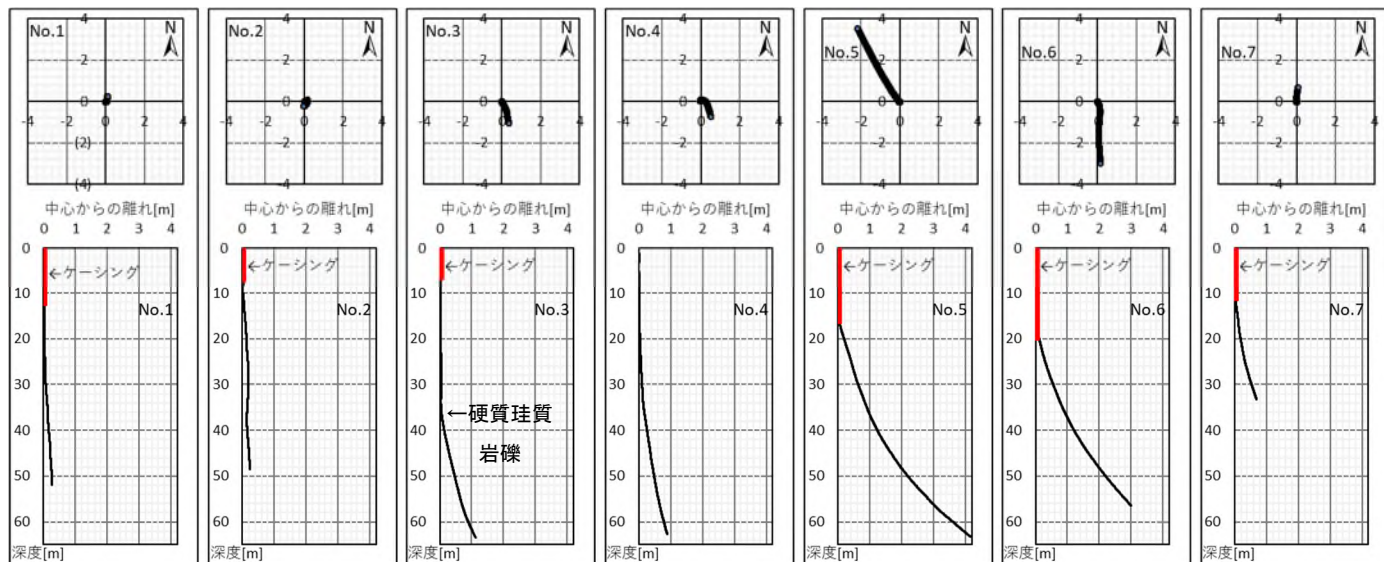


図-2 孔曲がり測定孔軌跡図

て、ボーリングマシンの足場は、孔曲がり小さいNo.2孔やNo.1孔は、ボーリングマシンの重心が低く（GL+0.30m）、適時補強され回転ブレや振動が起きにくい構造であった。一方、孔曲がり大きいNo.5孔は、ボーリングマシンの重心がやや高く（GL+0.55m）、回転ブレや振動の影響を受けやすい構造で、徐々に足場が沈込み、ボーリングマシンが傾いたことが孔曲がりの誘因の一つとして考えられる。

## 7. 孔曲がり防止の対策

玉石層や硬質礫が局所的に存在するような箇所では、削孔の繰り返しによる削孔軸のズレと弱層部への偏芯が発生し孔が曲がりやすいと考えられる。孔曲がりの抑制には、阿部ほか、2011<sup>2)</sup>が指摘するような、「①ゆっくりと掘る、②地質にあったビットの使用、③水や空気の量を調節すること」といった留意がより重要と考える。

また、表層が軟弱な地盤にボーリングマシンを設置する場合は、回転ブレや振動の影響を受け足場の安定性が不十分になり孔が曲がりやすい。対策として、足場の変形や沈み込みがないようにボーリングマシンを設置し水平性を保持することが重要で、適時修正や補強を行うことが必要と考える。

### 《引用・参考文献》

- 1)藤原聖一，高橋英一，斎藤薫（2000）：排水ボーリングの削孔事例からみた地質状況と削孔精度に関する考察，地すべり第37巻第3号，pp.57-62.
- 2)阿部大志，武士俊也，神山嬢子，藤澤和範（2011）：地下水排除工のボーリング施工実態に関するアンケート調査（その1：施工編），土木技術資料 53-8，pp.36-41.

# 中空供試体の三軸圧縮・伸張試験

基礎地盤コンサルタンツ（株）○藤田 征也, 山田 真一

## 1. はじめに

中空供試体を圧縮・伸張した場合,変形方向は半径(内側,外側)と鉛直方向であり,円筒(中実)供試体の三軸試験のそれと異なっていると考えられる.そこで,中空供試体の三軸圧縮・伸張試験を実施しその変形状態の把握及び,各種試験条件の相違,三軸試験との $\phi_0$ 比較を行ったので報告する.

## 2. 試験方法

### (1) 試験装置

中空円筒供試体の三軸圧縮・伸張試験のために以下の改良を実施した.

- ①写真-1          に示すキャップ・ペDESTALを新規に作成した.端部にグリースを塗布したメンブレンを貼り付け端面摩擦除去可能.
- ②供試体内側の変形を図-1の方式で測定した.

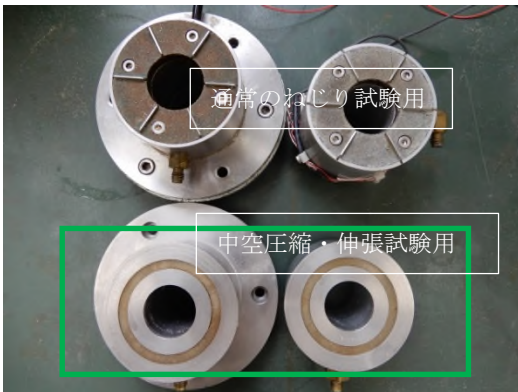


写真-1 試験に用いたキャップ・ペDESTAL



写真-2 試験システム全体

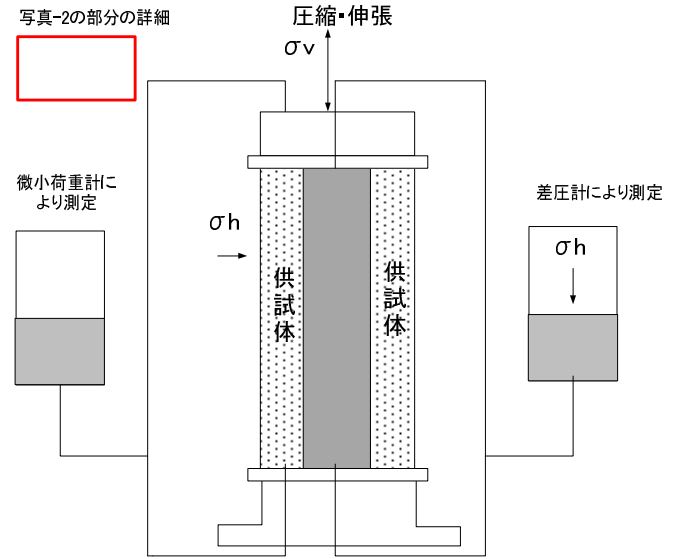


図-1 内体積測定システム

### (2) 試験条件

- ①試料:豊浦砂  $e=0.7\sim 0.8$  ( $D_r=50\%\sim 80\%$ 目標密度)
- ②供試体寸法:中空:外径70mm,内径30mm,高さ140mm&70mm  
中実:外径50mm,高さ100mm
- ③応力条件:等方応力状態  $\sigma_{c,0}'=100\text{kN/m}^2$ ,背圧 $=100\text{kN/m}^2$
- ④供試体作製方法:空中落下及び,5層湿潤締固め法, $w=5\%$ で作成後凍結
- ⑤荷重条件:飽和排水条件,ひずみ速度 0.1%/min
- ⑥端面条件:通常のねじりの端部(刃有),端面摩擦除去

## 3. 試験結果

### (1) 典型的な試験結果

中空三軸圧縮・伸張試験の典型的な結果を図-2に示す.通常の三軸試験と同様な方法で実施可能である.

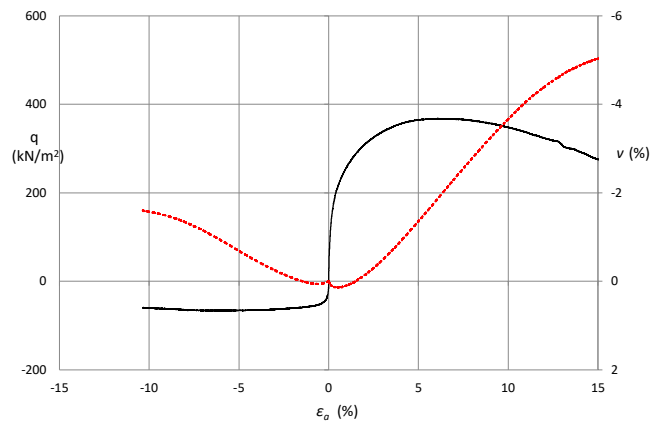


図-2 典型的な試験結果

(2)中空供試体の変形状態

中空供試体の圧縮・伸張時の変形状態は図-3の模式図に示すように、供試体の一部を抜き出すと円周方向は閉じているため、その方向に拘束されていると考えられる。中心の円周ひずみが変わらなければ所謂、平面ひずみ状態に近い状態とみることできる。平面ひずみの条件は谷<sup>1)</sup>らの研究から  $\varepsilon_2 < 0.11\%$  とある。そこで、

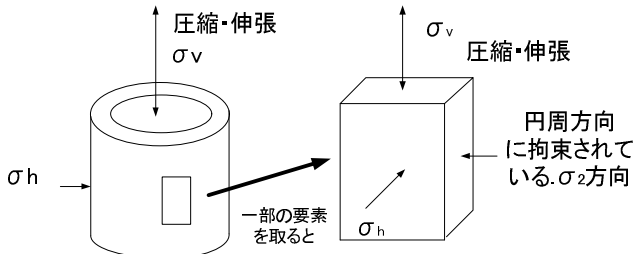


図-3 変形状態の模式図

ピーク付近軸ひずみ5%までの円周ひずみ  $\varepsilon_r$  ~ 軸ひずみの関係を求め図-4に示す。図から、中心付近の円周ひずみは2~3%程である。残念ながら平面ひずみ状態を満足しているとはいえないようである。後述するが中空の  $\phi_0$  は既往の平面ひずみ試験のそれに比較して小さい。上記の拘束の程度が影響しているかもしれない。

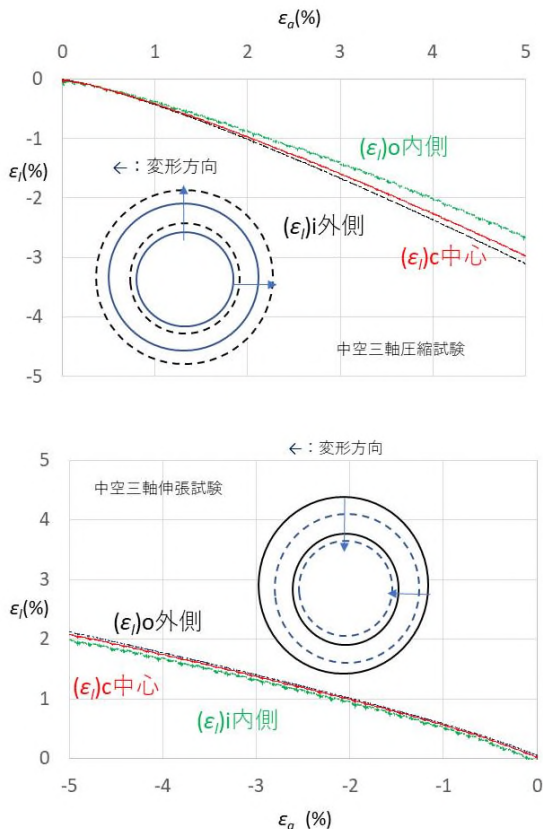


図-4 中空三軸圧縮・伸張当時の  $\varepsilon_r \sim \varepsilon_a$  関係

(3)各種条件の  $\phi_0$  比較

様々な条件で実施した  $\phi_0 \sim e$  関係を図-5に示す。図中に既存の平面ひずみ試験の関係を併記した。図-5から、以下の事がわかる。

- ①中空圧縮の  $\phi_0$  は既存の平面ひずみ圧縮試験より

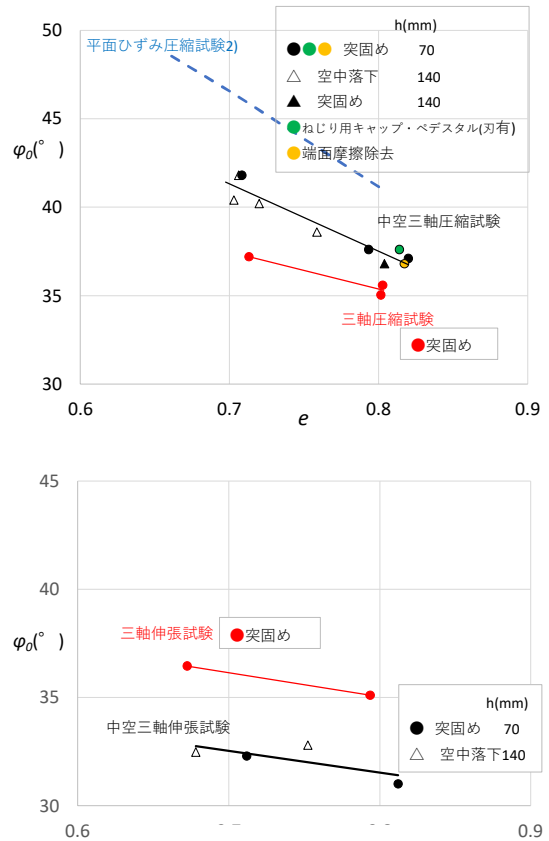


図-5  $\phi_0 \sim e$  関係

も小さいが、三軸圧縮試験のそれより2~5° 大きい(密なほど大きい)。伸張時は三軸試験よりも小さい。  
 ②供試体の寸法比、端面の条件(端面摩擦、刃の有無)の影響は小さい。

また、中空供試体の試験は

- ①平面ひずみ試験の特殊な装置(拘束版等)が必要はなく、通常の三軸試験と同様に実施できる。
- ②拘束板がないためその摩擦の影響を受けない。
- ③整形が容易、ねじり試験と同様な方法で実施可能。

以上のことから、中空供試体の三軸試験は有効な試験方法となる可能性がある。

4. まとめ

今回の試験結果から、中空供試体の試験は

- ①拘束板がないためその摩擦はない、寸法比等の問題は小さい。通常の三軸試験と同様に実施可能。
- ②既往の平面ひずみよりも  $\phi_0$  は小さく、平面ひずみより安全側であり、三軸圧縮試験のそれより2~5° 大きい(密なほど大きい)。

今後のデータの蓄積が必要であるが三軸試験より  $\phi_0$  が大きく、通常の三軸試験と同様に実施可能という簡便性から有効な試験方法となる可能性がある。

《引用・参考文献》

1) 谷 和夫:砂地盤の浅い基礎の支持力機構:東京大学博士論文  
 2) 龍岡文夫:各種せん断試験による砂の内部摩擦角 etc. 1987.12 土と基礎

## 繰返し非排水三軸試験の補正について

川崎地質株式会社 ○清水 秀倫, 樺淵 俊樹, 栗林 正樹

## 1. はじめに

液状化判定に必要となる液状化強度比を得ることを目的として、繰返し非排水三軸試験が広く実施されている。実際の地震や波浪による繰返し応力を試験室で復元することは難しいが、同試験は地盤の液状化強度特性の良い指標とされている。

繰返し非排水三軸試験を行うためには、原位置状態を保持した試料を得る必要があり、原位置凍結サンプリング法を適用することで、良質な原位置試料を得ることができるが、非常に高価であるという欠点がある。そのため、実務の殆どは通常のサンプリング方法（ロータリー式三重管サンプラー等を用いたチューブサンプリング）で採取した試料が使用されている。しかし、繰返し非排水三軸試験は、ごく僅かであっても試料の乱れの影響を受けることが指摘されており、チューブサンプリング試料を用いた試験では、 $N$ 値 10 回程度未満の緩い砂質土では過大評価、10 回程度以上の場合には過小評価となることが指摘されている。「地盤材料試験の方法と解説」<sup>1)</sup>および Tokimatsu et al. (1986)<sup>2)</sup>には、これを解消するための次善の策として、供試体に微小ひずみを加え、試験供試体の剛性率を原位置のものと同等となるように調整した後に試験を行う方法が記されている。本発表は北陸地方で採取した砂質土に対してこの方法を適用し、少なくとも通常の試験を行うよりも妥当な液状化強度比が得られると評価されたことについて報告するものである。

## 2. 手法

試料は、新潟県および富山県において、ロータリー式三重管サンプラーを用いて採取した。採取した試料は現地で自由水を自然排水させた後、ドライアイスで凍結し、試験室へ運搬した。試料は全て、沖積砂質土層から採取している。

採取したサンプリング試料に対し、各種物理試験および繰返し非排水三軸試験（供試体数4）を行った。供試体サイズは直径50mm、高さ100mmとした。繰返し非排水三軸試験の補正手法として、初期剛性率を確認後、PS 検層から推定した剛性率となるまで、1000回ずつ微小ひずみを加え、試料の原位置状況を復元した。累計10000回の微小ひずみを加える、もしくは剛性率が一定値となった時点で繰返し非排水三軸試験を行った。新潟県試料では、比較のために剛性率を復元しない、通常的手法でも繰返し非排水三軸試験（供試体数1）を行った。その際の繰返し応力振幅比は、補正手法を適用した試験で求められた、繰返し応力振幅比  $N_c=20$  時の応力振幅比とした。

## 3. 試験結果

## (1) 試料特性

表-1に試料の試験結果を示す。新潟①～③は細粒分をほとんど含まない、均一な砂質土である。一方で、富山①～③は細粒分を15.5～18.9%含む細粒分質な砂であり、富山①、③は細砂を主体とするが、富山②は中砂主体で均等係数も大きい試料である。

表-1 試料の諸元・試験結果一覧

試料名	試料中央深度 GL-(m)	換算 $N$ 値	50%粒径 $D_{50}$ (mm)	細粒分含有率 $F_c$ (%)	均等係数 $U_c$	液状化強度比 $\sigma_v / 2\sigma'_0$ DA=5%
新潟①	7.35	24.4	0.2943	3.3	1.80	0.719
新潟②	10.43	29.1	0.3048	4.0	1.75	0.429
新潟③	16.45	21.1	0.2375	3.2	1.94	0.366
富山①	15.05	14.3	0.1499	18.8	20.72	0.536
富山②	11.00	24.7	0.3144	15.5	95.14	0.476
富山③	14.00	20.7	0.1472	18.9	22.33	0.569

## (2) 試料の剛性率復元結果

せん断履歴を加えた結果、どの供試体も剛性率が増加した。PS 検層から推定した目標剛性率  $G_{of}$  に対し、せん断履歴後剛性率  $G_0$  は新潟①～③で53～77%、富山①～③で45～100%となった。新潟①～③では、試料深度が浅いほど、初期剛性率からの増加量が大きくなる傾向が顕著であった。また、新潟①～③では試料深度が深いほど、目標剛性率に近いせん断履歴後剛性率を示した。富山①～③は互いに近い深度でサンプリングしており、これらの傾向は確認できなかった。

## (3) 繰返し非排水三軸試験結果

図-1に新潟①～③の両振幅軸ひずみ DA=5%時の液状化強度曲線を示す。

補正手法を適用していない試料の試験では、繰返し応力振幅比を、補正手法適用により求められた繰返し応力振幅比  $N_c=20$  時の応力振幅比としたため、サンプリング試料の原位置状態が保たれていれば、両振幅軸ひずみ DA=5%に達する際に、繰返し応力振幅比  $N_c=20$  付近を示すと考えられる。しかし、補正手法を適用しない場合は、DA=5%に必要な応力振幅比は1桁程度と20を大きく下回る結果となった。補正手法により微小ひずみを加えることで、繰返し応力振幅比は上昇したと考えられる。

液状化強度曲線が、繰返し応力振幅比  $N_c$  を無限とした時に、補正手法を適用した際の液状化強度曲線と一致する仮定のもと、補正手法を適用しない場合の液状化強度比を推定した。その結果、補正手法を適用しない場合の液状化強度比は、補正手法を適用した際の77～88%と推定された。

(4) 液状化強度比とN値の関係

図-2に吉見(1994)<sup>3)</sup>で示されている液状化強度比と換算N値の関係を示す。同図上に本報告結果を追記した。吉見(1994)<sup>3)</sup>では、試料採取層のN値に対し、ロード長および有効上載圧に基づく補正を行い、換算N値を算出している。同図上に本報告結果を追記する際は、半自動法で測定したN値に対して同様の処理を行い、換算N値を算出して追記した。

この図によれば、N値が20を超えると、原位置凍結試料の液状化強度比は大きく増加する傾向が見られる。なお、吉見(1994)<sup>3)</sup>で示されているデータは、細粒分を殆ど含まない、均一な砂質土のデータである。本報告結果(赤点部)は、液状化強度比が0.3以上を示し、原位置凍結試料(黒実線部の理想曲線)に近い値を示す。

試料毎に見ると、新潟①～③の細粒分をほとんど含まない砂質土では概ね原位置凍結試料の理想曲線に近い値を示しているのに対し、細粒分を多く含む富山①、③では、換算N値20前後の比較的緩い砂質土層であるにも拘らず、液状化強度比が0.5以上となった。この原因として、細粒分を含んでいるため実際に液状化強度比が高いのか、補正により過大な値となってしまっているのかは現段階では判断できない。

4. まとめ

微小ひずみを加え、原位置での剛性率を再現したチューブサンプリング試料を用いることで、原位置凍結試料に近い液状化強度比を得ることができた。特に浅い深度の試料では、微小ひずみを加えた際の剛性率の復元程度が高く、適用効果が高いと考えられる。細粒分を多く含む砂質土では、比較的高い液状化強度比を得られたが、適切に評価できたものなのか、過大値となっているのかは現段階では判断できない。

本報告の試料はN値が10以上を示す、相対密度が中位以上の試料で試験を行っている。そのため、緩い砂質土層で同様の結果が得られるかは今後の課題である。また、細粒分含有率が15%程度以上の砂質土に対し、本補正方法を適用すべきかどうかを判断するために、細粒分含有率に着目して、データを蓄積する必要がある。

《引用・参考文献》

- 1) 地盤工学会編(2020):地盤材料試験の方法と解説[第一回改訂版], pp. 783-784.
- 2) Tokimatsu, K., Yamazaki, T. and Yoshimi, Y.: Soil liquefaction evaluations by elastic shear moduli, Soils and Foundations, Vol.26, No.1, pp. 25-35, 1986.
- 3) 吉見吉明(1994):砂の乱さない試料の液状化抵抗～N値～相対密度関係, 土と基礎, Vol. 42, No. 4, pp. 63-67.

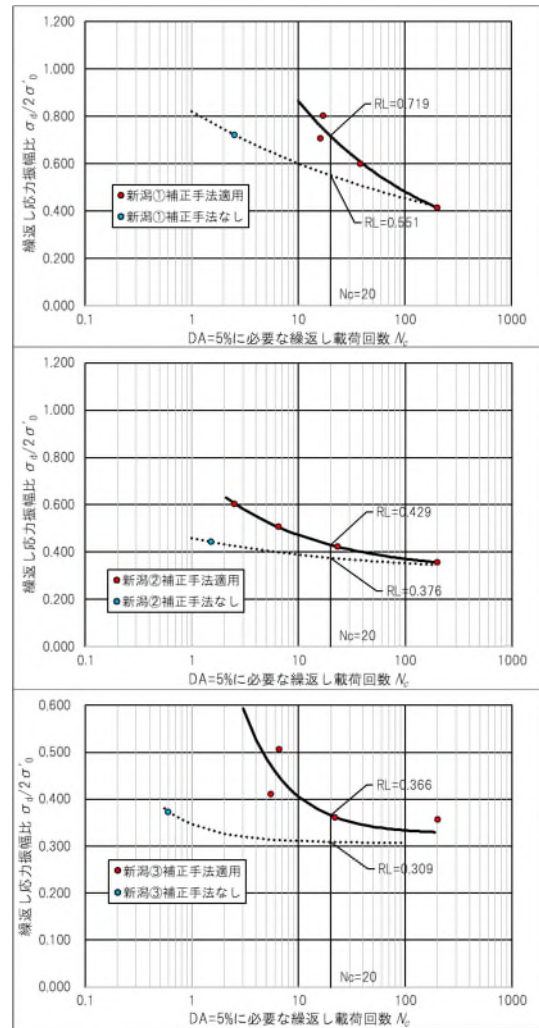


図-1 液状化強度曲線の比較 (DA=5% 新潟①～③)

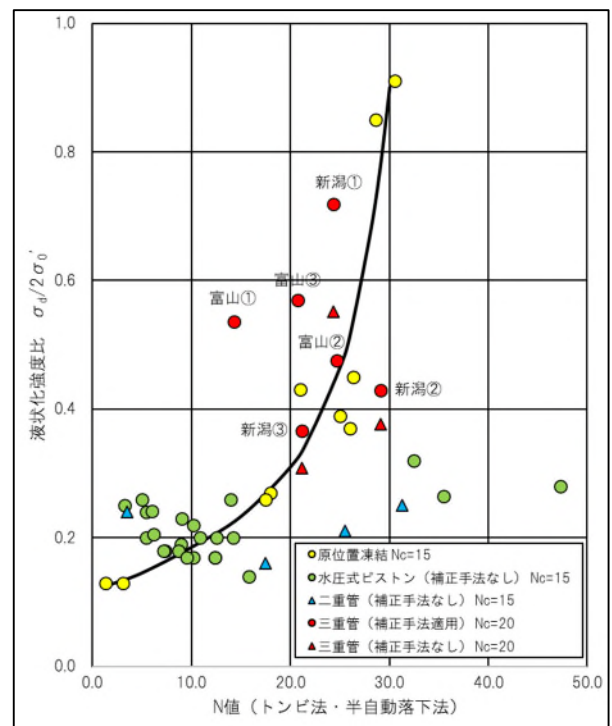


図-2 各サンプリング方法の液状化強度比とN値の比較  
※吉見(1994)<sup>3)</sup>に本報告結果を追記

# 不均質材料における供試体の組み合わせが三軸圧縮試験結果におよぼす影響

中部土質試験協同組合 ○岩田 暁 池田 謙信 石原 聖子 神谷 真以

## 1. はじめに

本研究では、不均質材料における供試体の組み合わせが三軸圧縮試験結果におよぼす影響を明らかにし、試験において、より信頼性の高い結果を得るための知見を提供する。具体的には、粒度の異なる材料を3試料作製後、それぞれ三軸CU試験を実施し、供試体の組み合わせパターンを変えた強度定数について比較検討を行う。加えて、供試体を密詰めと緩詰めで作製し、低拘束圧と高拘束圧に分け、応力の関係性を考察する。

## 2. 材料および試験方法

### (1)試験に用いた試料

土層の変わるサンプリング試料のモデルケースを図-1に示す。この中で、シルト質砂主体に均質な3供試体を確保するのは困難で、礫が多く混入する箇所を極力避けた場合、図-1に示すような土質の異なる箇所での試験を実施するほかない。

本研究では、青粘土と珪砂6号、5~26.5mmの硬質礫を準備し、図-1のようなイメージで3種類の粒度の異なる試料を作製した。青粘土と珪砂6号を $F_c$ 60%で混合したものを試料A、 $F_c$ 40%の混合を試料B、試料Bに礫を25%混入させた試料を、試料Cとした。表-1に試料A、B、Cの物理特性と図-2に粒径加積曲線を示す。

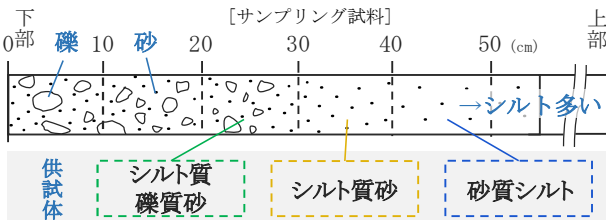


図-1 モデルケース

表-1 物理特性

試料名 土質名称	A 砂質粘土	B 細粒分質砂	C 細粒分質礫質砂
土粒子密度 $P_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.708	2.695	2.695
最大粒径 $G_{max}$ (mm)	2	2	26.5
礫分含有率 $G_c$ (%)	0	0	26.4
砂分含有率 $S_c$ (%)	42.1	61.0	49.1
細粒分含有率 $F_c$ (%)	57.9	39.0	24.5
塑性指数 $I_p$	20.9	11.5	11.9

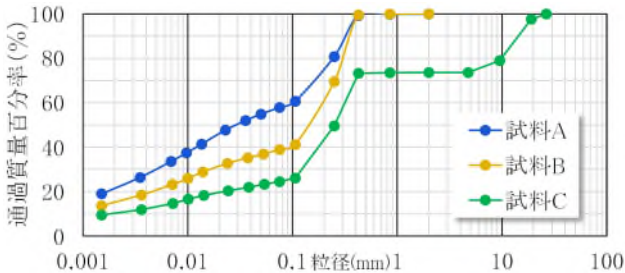


図-2 粒径加積曲線

### (2)試験の概要

①供試体作製方法：供試体のサイズは、直径50mm、高さ100mmの円柱供試体とし、作製方法は所定の密度になるよう、試料を直径50mmのモールド内に詰めて作製した。

②試験方法：土の圧密非排水(CU)三軸圧縮試験方法<sup>1)</sup>に準拠した。供試体を三軸圧縮試験装置に設置し、二重負圧法による飽和化を行った後、所定の拘束圧により、等方圧密、その後非排水せん断を実施した。なお、載荷速度は0.05%/minとした。

③試験条件： $\sigma$ 30, 60, 120, 240, 480kN/m<sup>2</sup>の拘束圧を設定し、結果のまとめとして、低拘束圧 $\sigma$ 30, 60, 120kN/m<sup>2</sup>、高拘束圧 $\sigma$ 120, 240, 480kN/m<sup>2</sup>に分けて整理した。また設定密度は、湿潤単位体積重量 $\gamma_t$ 20kN/m<sup>3</sup>を密詰めとし、 $\gamma_t$ 16kN/m<sup>3</sup>を緩詰めとした。ただし、試料Cの密詰めのみ、 $\gamma_t$ 20kN/m<sup>3</sup>では、供試体に緩さがみられたので、 $\gamma_t$ 21kN/m<sup>3</sup>で供試体を作製した。再現性を確認するため、同条件でそれぞれ2回ずつ試験を行った。

## 3. 試験結果

### (1)試料A、B、Cの試験結果

試料A、B、Cについて、それぞれ単独で試験を行った場合の強度定数を表-2に示す。試料B、C間での値の差は、比較的小さく、試料Aは、全応力・有効応力ともに粘着力・内部摩擦角の値がやや小さい。今回は、3試料の平均値を正解値として扱うことにする。

### (2)試料A、B、Cの組み合わせの違いによる強度定数

密詰め条件での、各試料の供試体順を変えた強度定数を低拘束圧と高拘束圧に分け、表-3と表-4に示す。低拘束圧と高拘束圧の供試体No.3に、試料Cと試料Aを設定したパターンに着目する。試料Cは、 $c' < 0$ を示す傾向が強く、試料Aは、低拘束圧で全応力におけるモール円の整合がとれず、破壊包絡線の算出が不能となった。高拘束圧においても、 $c$ 、 $c'$ ともに、強度定数が他と比べて極端に異なる結果となった。CU試験の場合、間隙水

表-2 各試料の強度定数

供試体 No.	密度 条件	低拘束圧				高拘束圧				
		全応力		有効応力		全応力		有効応力		
		$c$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\phi$ (°)	$c'$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\phi'$ (°)	$c$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\phi$ (°)	$c'$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\phi'$ (°)	
1	A	密	21	16.4	2	31.8	25	15.8	2	31.4
		緩	1	15.8	0	31.6	2	15.3	0	29.2
B	B	密	51	29.1	1	35.1	113	18.0	3	34.8
		緩	7	8.0	1	28.1	3	10.1	0	31.2
C	C	密	54	59.6	6	36.0	100	20.9	5	36.7
		緩	7	8.0	2	24.0	3	9.9	1	27.6
平均値	密	密	42	35.0	3	34.3	79	18.2	3	34.3
		緩	5	10.6	1	27.9	3	11.8	0	29.3



表-3 密詰め条件における強度定数(低拘束圧)

拘束圧(kN/m <sup>2</sup> )/供試体順			全応力		有効応力	
30 No.1	60 No.2	120 No.3	c (kN/m <sup>2</sup> )	φ (°)	c' (kN/m <sup>2</sup> )	φ' (°)
A	B	C	4	39.6	-5	37.4
A	C	B	8	38.3	2	35.7
B	A	C	18	34.3	-10	38.3
C	A	B	27	31.4	-2	35.9
B	C	A	-	-	-35	45.3
C	B	A	-	-	-15	39.5
密詰め条件 平均値			42	35.0	3	34.3

表-4 密詰め条件における強度定数(高拘束圧)

拘束圧(kN/m <sup>2</sup> )/供試体順			全応力		有効応力	
120 No.1	240 No.2	480 No.3	c (kN/m <sup>2</sup> )	φ (°)	c' (kN/m <sup>2</sup> )	φ' (°)
A	B	C	5	27.8	-12	37.5
A	C	B	22	25.1	0	35.8
B	A	C	37	23.7	-34	39.8
C	A	B	63	19.8	-10	36.1
B	C	A	238	-0.8	74	24.0
C	B	A	251	-2.0	54	26.6
密詰め条件 平均値			79	18.2	3	34.3

表-5 緩詰め条件における強度定数(低拘束圧)

拘束圧(kN/m <sup>2</sup> )/供試体順			全応力		有効応力	
30 No.1	60 No.2	120 No.3	c (kN/m <sup>2</sup> )	φ (°)	c' (kN/m <sup>2</sup> )	φ' (°)
A	B	C	8	7.7	5	21.3
A	C	B	7	7.9	3	25.7
B	A	C	10	7.2	4	22.6
C	A	B	9	7.6	0	29.0
B	C	A	-1	16.4	-2	33.7
C	B	A	-1	16.5	-3	34.2
緩詰め条件 平均値			5	10.6	1	27.9

表-6 緩詰め条件における強度定数(高拘束圧)

拘束圧(kN/m <sup>2</sup> )/供試体順			全応力		有効応力	
120 No.1	240 No.2	480 No.3	c (kN/m <sup>2</sup> )	φ (°)	c' (kN/m <sup>2</sup> )	φ' (°)
A	B	C	20	8.0	13	24.2
A	C	B	19	8.3	1	30.6
B	A	C	16	9.2	2	26.6
C	A	B	15	9.5	-4	29.8
B	C	A	-24	17.2	-1	30.0
C	B	A	-24	17.3	0	30.0
緩詰め条件 平均値			3	11.8	0	29.3

圧の影響により、c、φの値が大きく変動することから、c'、φ'が正解値に近いことが重要と考えられる。正解値のc'、φ'に最も近い値を示したのは、低拘束圧・高拘束圧ともに試料A、C、Bのパターンである。

緩詰め条件の強度定数を低拘束圧と高拘束圧に分け、表-5と表-6に示す。低拘束圧と高拘束圧の供試体No.3に試料Aを設定したパターンでc<0、c'≤0を示した。正解値のc'、φ'に最も近い値を示したのは、低拘束圧で試料C、A、B、高拘束圧で試料A、C、Bのパターンである。

これらから、供試体No.3の設定がポイントとなり、総合的に見て試料A、Cより試料Bを選ぶことで、安定した結果が得られ、正解値と近くなることが分かった。

### (3)密詰めと緩詰め条件での主応力差の比較

図-3と図-4に試料A、B、Cの拘束圧に対する主応力差の関係と、有効拘束圧に対する主応力差の関係を密度条件別に示す。まず、ばらつきの少ない強度定数が得られるためには、拘束圧や有効拘束圧に対する試料A、B、Cの主応力差の差が小さいことが必要条件となる。

密詰め条件では、図-3から試料B、C間の主応力差の

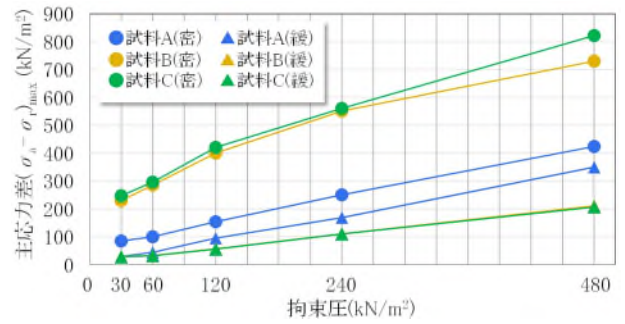


図-3 拘束圧に対する主応力差の関係

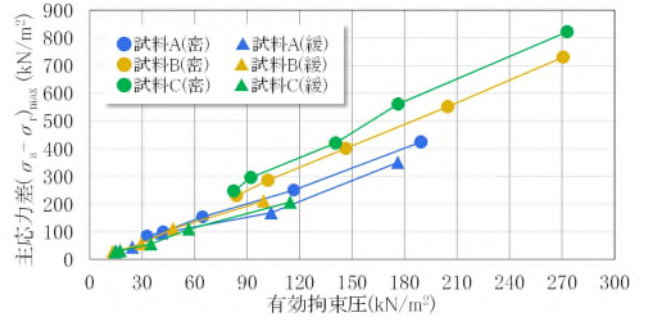


図-4 有効拘束圧に対する主応力差の関係

差はσ480kN/m<sup>2</sup>以外ほとんどなく、試料Aの主応力差が、極端に小さい値を示した。また、図-4からも試料A、B、Cの主応力差の差がやや大きいことから、密詰め条件では、全応力・有効応力ともにせん断強度にばらつきが見られたと考える。

緩詰め条件では、図-3から試料B、C間でグラフが重なり識別できないほど、主応力差の差は小さく、試料Aは密詰め条件とは逆に、試料B、Cより大きい主応力差を示した。また、図-4から試料A、B、C間の主応力差の差は、拘束圧全域にわたり小さく、緩詰め条件では、c'、φ'にばらつきの小さい結果が得られたと考える。

## 4. まとめ

本研究で試験を実施した結果、以下の知見を得た。

- ・不均質材料を乱れの少ない状態で三軸圧縮試験を行う場合、拘束圧が高い供試体No.3には、最も平均的な粒度の供試体を設定することにより、強度定数は安定した結果が得られ、正解値と近くなることがわかった。
- ・密詰め条件では、全応力・有効応力ともに強度定数のばらつきが大きい傾向が見られたため、注意が必要である。密な不均質材料を三軸圧縮試験する場合は、乱れの少ない状態での密度を計測し、再構成した供試体を用いて三軸圧縮試験を行うことも選択肢の一つとして検討しても良いと考える。
- ・緩詰め条件では、強度定数のばらつきが比較的小さい結果が得られたことから、乱れの少ない試料を用いて三軸圧縮試験を行うことは可能であると考えられる。ただし、供試体No.1、No.2に設定する供試体は、土の状態を考慮して慎重に選定する必要がある。

### 《引用・参考文献》

- 1) 地盤工学会編:地盤材料試験の方法と解説[第一回改訂版]-二分冊の2-, pp.616~619, 2020.12

## 沈降分析の自動化への試み（その4）

(協)関西地盤環境研究センター ○三好 功季, 藤村 亮, 林 峻平, 松川 尚史, 中山 義久, 西形 達明

### 1. はじめに

土の粒度試験(JIS A 1204)は、ふるい分析と沈降分析で実施される。筆者らは5年前より、沈降分析の自動読取りの可能性を評価した<sup>2)</sup>。成果として、比重浮ひょうの目盛り読取りはその頭部変位をレーザー測器で読取り、浮ひょう読み値への変換が可能であることを示した<sup>3)</sup>。JIS法では沈降分析開始前にメスシリンダー内の懸濁液の密度を均質化するため約1分間、手で上下に振とうすることになっている。沈降分析の自動化を図るため、JIS法(1分間の両手による攪拌)に替わる方法が必要であるが、JIS法をそのまま自動化することは費用・期間・実用面からも困難であるため簡易的に自動化できる方法が必要である。本報告はJIS法と今回提案する2種類の攪拌方法で沈降分析時の攪拌を行い、比較検討したものである。

### 2. 使用した試料と比較試験方法

比較試験は物理的性質の異なる粘性土7種類を使用し、1試料あたり3供試体ずつ実施した。表-1にはそれらの液性限界、塑性限界、塑性指数を示す。比較試験では従来通り炉乾燥質量に換算した約50gを分取し、1lの懸濁液にして試験を行った。提案法の攪拌方法は図-1の通りであり、アルミパイプをメスシリンダーの底部から5cm程度上に設置し、圧縮空気を放出し攪拌する方法(以下、提案法①と呼ぶ)とメスシリンダー内に攪拌子を入れマグネチックスターラー(攪拌機)で攪拌子を回転させ、発生する渦を利用し攪拌する方法(以下、提案法②と呼ぶ)である。表-2の通り、提案法①の空気圧は10kPa, 20kPa, 30kPa, 50kPaに設定し、攪拌時間はそれぞれ1分, 2分に設定した。提案法②の回転数は500rpm, 1000rpm, 1500rpmに設定し、攪拌時間は1分に設定した。

各方法の攪拌静置直後のメスシリンダー内の密度均一性の測定方法は図-2の通りであり、本来ならばJIS法と2つの提案法で攪拌静置直後(t=0min)のメスシリンダー内の密度状態の比較が重要であるが、静置後直ぐに浮ひょうを設置することが困難であるため、本実験は静置後1分の浮ひょうの読み(密度)を測定し、比較検討を行っ

表-1 使用した試料の物性値

試料名	液性限界(%)	塑性限界(%)	塑性指数
カオリン1	59.9	32.5	27.4
カオリン2	24.2	17.6	6.6
笠岡	57.5	21.7	35.8
荒木田	46.5	24.0	22.5
藤ノ森	39.8	19.7	20.1
粘性土①(CLS)	42.9	17.3	25.6
粘性土②(CH)	101.4	32.1	69.3

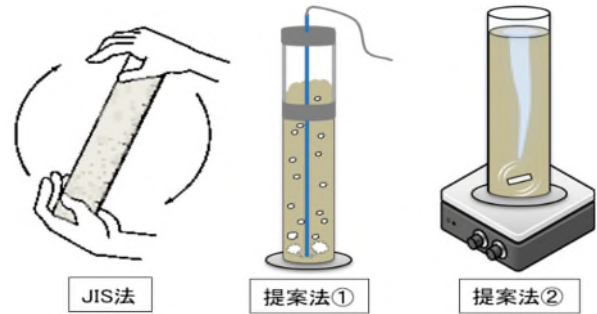


図-1 JIS法・提案法の攪拌方法

表-2 試験方法と種類

試験方法	攪拌条件				攪拌時間
	10kPa	20kPa	30kPa	50kPa	
提案法① 空気圧	10kPa	20kPa	30kPa	50kPa	1分,2分
提案法② 回転数	500rpm	1000rpm	1500rpm	-	1分

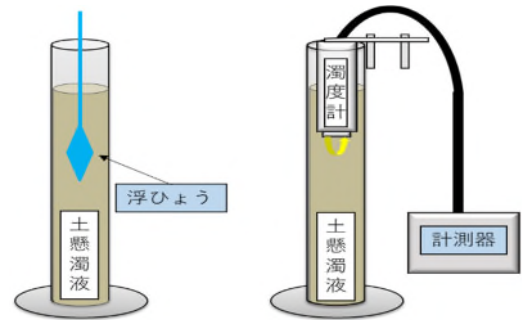


図-2 浮ひょう読取り・濁度測定方法

た。

### 3. JIS法と提案法の試験結果とその検討

図-3に今回試験した7試料について、JIS法および提案法の密度(3回平均)の結果を示す。提案法①の空気圧10kPa, 20kPa, 30kPaはJIS法に比べると、密度がやや低い結果となっており、攪拌時間を増加しても変化がない。50kPaの場合は、1分および2分の場合でもJIS法と同等の結果である。提案法②は回転数500rpmの場合、密度がやや低い結果となっており、1000rpmについてはJIS法と同等の結果を示している。1500rpmの場合は、回転数が大きくメスシリンダー上部から懸濁液が溢れ出る問題があったため、試験を中止した。さらに、これらの結果から提案法①(空気圧50kPa)と提案法②(回転数1000rpm)の併用型の試験も実施した。図-3の結果より併用型の場合でも、JIS法と同等の結果であることも確認できた。

また、密度以外の均質性の確認方法として、提案法①: 空気圧10kPa, 30kPa, 50kPaと提案法②: 回転数1000rpmの2つの方法で攪拌し、静置後1分後のメスシリンダー内の濁度を測定した。使用した試料の量は、濁度計の測定

範囲の関係上、炉乾燥質量約25gとした。測定方法は図-2のように、メスシリンダーの水面下約20cmの懸濁液の濁度を測定した。その結果を図-4に示す。密度測定の結果と同様に、空気圧50kPaがJIS法と同等の濁度であることが確認できた。また、回転数1000rpmについてもJIS法と同等の濁度である事が確認できた。これらの結果より、提案法①を行う場合は空気圧50kPaが必要であり、提案法②の回転数は1000 rpm 必要であることが分かった。

これらの結果を踏まえ、提案法①(空気圧50kPa)と提案法②(回転数1000rpm)について、攪拌静置後1分の測定のみならず、沈降分析(24時間読みまで測定)を実施し、時間経過による変化も併せて調べた。

図-5に7試料の中から塑性指数が最も高い粘性土②試料のJIS法および提案法①のそれぞれ3回の粒径加積曲線とその平均の粒径加積曲線を示す。JIS法および提案法①において、どの攪拌方法でも粒径加積曲線に有意な差は見られないことが確認できた。提案法②も同様に粘性土②試料のそれぞれ3回の粒径加積曲線とその平均の粒径加積曲線を図-6に示す。これらすべての粒径加積曲線には顕著な差は見られず、ほぼ同等の結果である。

これらのことから、JIS法と提案法による攪拌方法の違いが粒径加積曲線の形状に与える影響は、非常に小さいことが明らかである。今回実施した比較試験から、2つの攪拌方法(提案法)を実務に用いても問題がないものと考えられる。

#### 4. まとめ

沈降分析の攪拌の自動化を目的として、物性の異なる粘性土7試料を用いてJIS法と提案法①および②の3つの方法での沈降分析を行った。攪拌静置後1分後の密度、濁度を計測した結果、空気圧50kPaと回転数1000rpmはJIS法と同等の攪拌力を持っていることが分かった。さらに両者の粒径加積曲線を比較検討した結果、JIS法と提案法の結果には有意な差はみられず、提案法の有効性が確認できた。

今後は提案法の実用化に向け、攪拌器具の改良とともに、より広範囲な物性値を有する試料を用いて試験を実施し、沈降分析の自動化を実用化したい。

#### 《引用・参考文献》

- 1) 地盤工学会編：地盤材料試験の方法と解説、二分冊の1、pp.132-157,2020.
- 2) 三好功季, 藤村亮, 中山義久, 松川尚史, 澤孝平, 西形達明：粒度試験(沈降分析)における浮ひよう読み取りの自動化への試み, *kansai Geo-Symposium2022*論文集, pp.241~244, 2022.
- 3) 三好功季, 藤村亮, 松川尚史, 中山義久, 澤孝平, 西形達明：粒度試験(沈降分析)における浮ひよう読み取りの自動化への試み(その3), *全地連技術フォーラム2022*論文集, 論文No.40, 2022.

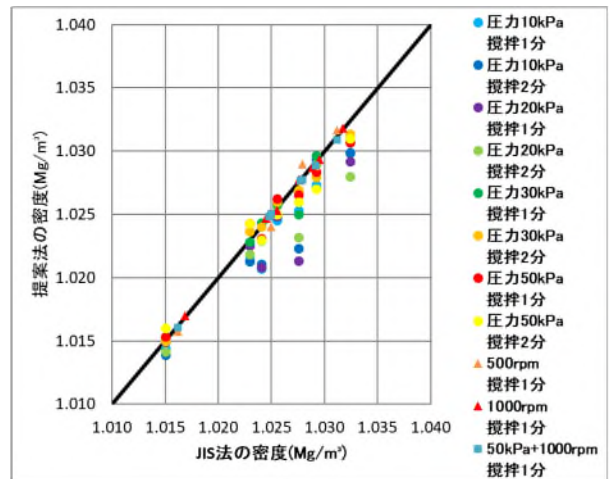


図-3 JIS法・提案法の攪拌後1分後の密度

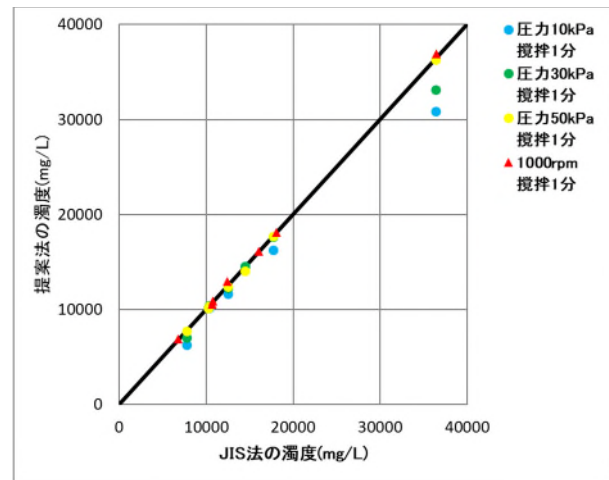


図-4 JIS法・提案法の攪拌後1分後の濁度

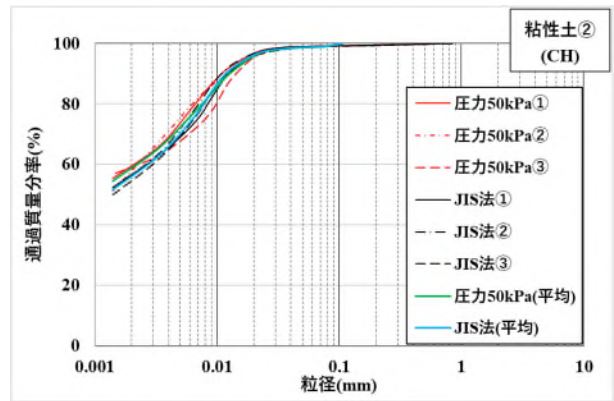


図-5 提案法①(空気圧50kPa)粒径加積曲線

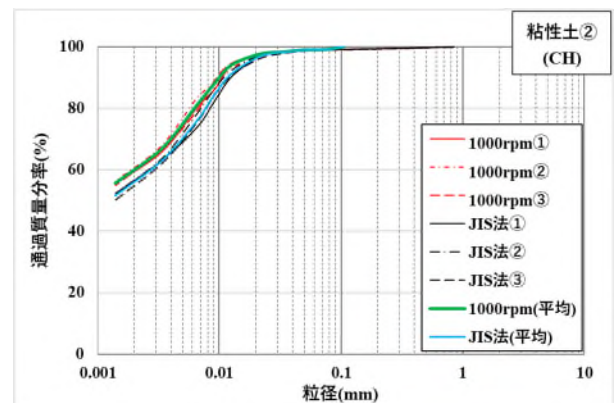


図-6 提案法②(回転数1000rpm)粒径加積曲線

# 高速道路盛土における空洞発生要因の検証に対する X 線回折分析の適用事例

株式会社ダイヤコンサルタント ○中西 智哉、太田 雅之、田中 由美子  
 中日本ハイウェイ・エンジニアリング東京株式会社 笹本 直之、石橋 円正

## 1. はじめに

X 線回折分析 (XRD 分析) は、一般に堆積物や岩石の構成鉱物の同定に用いられる。XRD 分析で得られる構成鉱物の同定結果は、岩石の種類の判定や含有粘土鉱物の種類を把握して地すべりのすべり面や弱面を抽出すること等に利用される。本稿では、XRD 分析を高速道路盛土の空洞発生要因検証へ適用した事例を紹介する。

## 2. XRD 分析の実施経緯と目的

対象地は、空洞が確認された火山麓扇状地堆積物上の高速道路盛土で、空洞発生要因の一つに降雨等の浸透水による盛土から原地盤への細粒分移動が想定された (図-1)。この仮説検証のため、これまでにボーリング調査、開削調査や土質試験等を実施した。しかし、ボーリングコア試料の観察や物理試験では細粒分移動の痕跡は確認できず、仮説検証はできていなかった。

そこで、盛土から原地盤へ細粒分移動の痕跡を鉱物の移動として確認するため、空洞発生箇所近傍で実施したボーリングで採取したコア試料の XRD 分析を深度1m 毎に実施した。併せて、降雨等の浸透水により細粒分が移動するかを検証するため、現地の地層構成 (盛土-原地盤) を再現した供試体で室内透水試験を行い、試験前後の供試体試料の XRD 分析で鉱物の移動の有無を確認した。

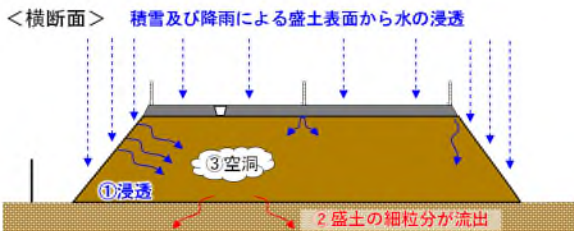


図-1 浸透水による空洞発生イメージ

## 3. 調査・分析・試験の流れ

今回実施した調査・分析・試験の流れを図-2に示す。

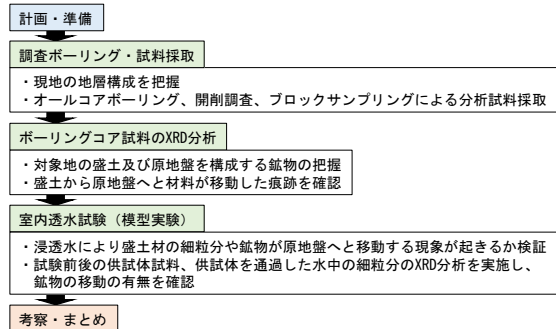


図-2 調査・分析・試験の流れ

## 4. XRD 分析方法と測定項目

XRD 分析は JIS K 0131および JGS0251-2009に一部準拠して実施し、測定には(株)島津製作所製 XRD-6100を使用した。今回実施した XRD 分析の測定条件を表-1に示す。

表-1 X 線回折分析の測定条件

X線	ターゲット: Cu 管電圧: 30.0kV 管電流: 20.0mA
スリット系	1.00° -1.00° -0.30mm
走査	駆動軸: $\theta-2\theta$ 走査範囲: (不定方位) 2-65° (定方位) 2-45°
	モード: 連続スキャン 走査速度: 2° /分
	ステップ: 0.02° 計数時間: 0.6秒

鉱物の同定に用いる既知鉱物の d 値は、PDF-4+ (ICDD データベース) を参照し、各鉱物の含有率は石英指数 QI (石英標準試料の回折ピークに対する各鉱物の回折ピークの比率) を基にした相対含有率で示した<sup>1)</sup>。

今回、礫 ( $\phi 2\text{mm}$ ) を除いた全粒子の鉱物組成を把握するために不定方位分析 (無処理) を行い、細粒分の鉱物組成、粘土鉱物組成の詳細を把握するために、礫・砂粒子に付着した細粒分 ( $\leq \phi 2\mu\text{m}$ ) を対象に定方位分析 (無処理) を行った。各種粘土鉱物判定のため、定方位分析 (エチレンジリコール処理・塩酸処理) を行った<sup>2)</sup>。

## 5. ボーリングコア試料の XRD 分析

### (1) 目的

ボーリングコア試料での XRD 分析は、盛土及び原地盤を構成する鉱物の確認、盛土から原地盤への材料移動の痕跡を確認することを目的として実施した。

### (2) 試験方法・手順

- ①試料採取: 分析に使用する試料は、オールコアボーリング (無水掘削) にて採取した。ボーリングは、空洞発生箇所近傍で実施した。コア試料からの試料分取は、コアチューブに接する箇所から他の試料が混じることを防ぐため、コア試料の周りを取り除きコア中心部から行った。
- ②XRD 分析 (試料測定): 測定は、不定方位分析を各孔1m ピッチで実施し、定方位分析を各孔盛土層の代表箇所で2試料ずつ、原地盤層の代表箇所でも3試料ずつ実施した。

### (3) 分析結果

XRD 分析で得られた代表的なコア試料の含有鉱物一覧表を表-2に示す。

表-2 代表的なコア試料の含有鉱物一覧

試料名	鉱物名 ※一部鉱物省略										
	スメクタイト	※一部カオリナイト	雲母類	沸石類	石英	斜長石	普通輝石	苦土かんらん石	普通角閃石	磁赤鉄鉱	磁鉄鉱
測定対象の土質	Sme	Chl	Mca	Zeo	Qz	Pl	Aug	Fo	Hbl	Mag	
0.65 砕石	△	△			◎	◎					
1.25 シルト混じり砂礫	△	△		△	◎	◎					
1.55 砕石	△	△Chl	(*)	△	◎	◎				△	
2.25 シルト質砂礫	△	△		△	◎	◎					
3.25 シルト混じり礫質砂	△	△		△	◎	◎					△
4.5 シルト混じり砂礫	△	△		△	◎	◎				△	
5.25 シルト混じり砂礫	△	△		△	◎	◎				△	
6.15 シルト質砂礫	△	△Chl	(*)	△	◎	◎				△	
6.75 シルト質礫質砂	(*)				◎	◎					△
7.25 シルト質礫質砂	(*)		(*)		◎	◎					△
8.25 シルト混じり礫質砂	(*)				◎	◎					△
9.25 シルト質礫質砂					◎	◎					△
10.25 シルト混じり礫質砂					◎	◎					△
11.25 シルト混じり礫質砂					◎	◎					△

※灰色着色欄は定方位測定対象のため不確定。  
 ※相対含有率: ◎少量 (石英指数 QI  $\geq 10.0$ )、○中量 (10.0 > QI  $\geq 5.0$ )、△少量 (5.0 > QI  $\geq 1.0$ )、●微量 (1.0 > QI)、(\*) 極微量

各層の含有鉱物には以下の特徴が確認された。

- ・原地盤層の試料は、火山麓扇状地堆積物起源の斜長石、普通輝石、苦土かんらん石、磁鉄鉱を主体とする。
- ・盛土層の試料には、原地盤に含まれる鉱物に加え、スメクタイト、緑泥石、カオリナイト、雲母類、沸石類、石英、普通角閃石と様々な鉱物が含まれる。ただし、原地盤に含まれる苦土かんらん石は含まない。
- ・含有鉱物の違いからも盛土層と原地盤層の境界が明確に確認できた。また、盛土層内でも材料の違いにより含有鉱物の違いが確認できた。
- ・盛土層中の鉱物が原地盤層に含まれる等、盛土から原地盤へ材料が移動した痕跡は確認されなかった。

## 6. 室内透水試験(模型実験)

### (1) 目的

室内透水試験は、地盤内への降雨等の浸透水により盛土材の細粒分や鉱物が原地盤へ移動するかを検証するために実施した。

### (2) 試験方法・手順

- ①試料採取：盛土試料は盛土法尻部での開削調査実施時にスコップ等で採取し、原地盤試料はブロックサンプリングにて室内透水試験に使用するモールドに採取した。
- ②供試体の作成(現地状況の再現)：試料を採取したモールドの上半分を取り出し、下半分のみ乱さないようにモールド内に残した。その後、盛土試料をモールド上半分に所定の湿潤密度  $\rho_t$  及び含水比  $w_n$  (盛土層の土質試験結果を参考に  $\rho_t=1.8\text{g/cm}^3$ ,  $w_n=16\%$ ) で詰めた。

### ③器具のセッティング

図-3に示すように器具をセッティングした。

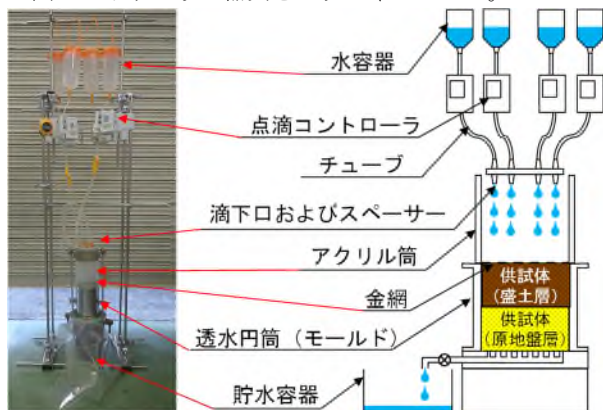


図-3 室内透水試験(模型実験)の模式図

- ④水の滴下：点滴コントローラにより所定の流量(調査箇所観測された最大時間雨量の65mm/hを想定)で水を滴下することで、降雨による水の浸透を再現した。供試体を通過した水は貯水容器にて採取した。
- ⑤透水試験後試料の観察及び採取：供試体半割後、断面を観察し、盛土層の試料が原地盤層に移動した痕跡があるか確認した。併せてXRD分析に用いる試料を分取した。
- ⑥XRD分析(試料測定)：透水試験前後の盛土層および原地盤層の試料を用いてXRD分析を行い、透水試験前後での含有鉱物の変化を確認した。供試体を通過した水中の

細粒分についてもXRD分析(定方位分析)を実施し、盛土材特有の鉱物が水中に流れていないか確認した。

### (3) 試験結果

室内透水試験では以下の結果が得られた。

- ・目視の観察では細粒分の移動は確認されなかった。
- ・試験前後の供試体試料において含有鉱物の変化は確認されなかったが、盛土層試料でスメクタイト、沸石類、斜長石の相対含有率の減少が確認された。(表-3)。
- ・供試体を通過した水中には盛土層にのみ含まれるスメクタイト、緑泥石、雲母類、石英の回折X線のピークが確認された(図-4)。

表-3 透水試験前後の供試体試料の含有鉱物一覧

試料名	鉱物名 ※一部鉱物省略									
	※一部 スメクタイト 緑泥石	※一部 カオリナイト	※一部 雲母類 ハロイサイト	沸石類	石英	斜長石	苦土かんらん石	普通角閃石	磁鉄鉱 磁赤鉄鉱	
試料名	Sme	Chl	Mca	Zeo	Qz	Pl	Fe	Hbl	Mag	
試験前 盛土試料	△	・	・	△	◎	○	・	・	・	
試験後 盛土試料	・	・	・	・	◎	△	・	・	・	
試験前 原地盤試料						△	・		△	
試験後 原地盤試料						△	・		△	

※相対含有率：◎多量(石英指数 $QI \geq 10.0$ )，○中量( $10.0 > QI \geq 5.0$ )，△少量( $5.0 > QI \geq 1.0$ )，・微量( $1.0 > QI$ )，(・)極微量

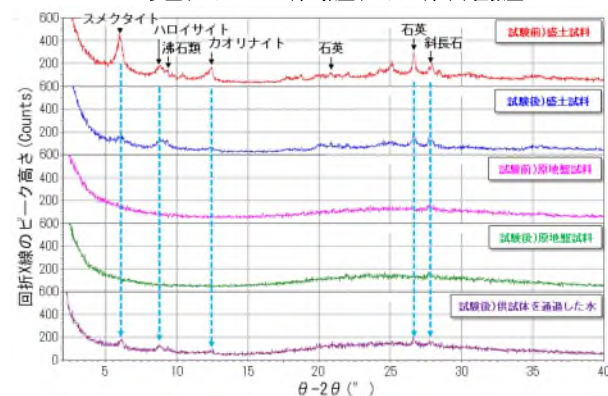


図-4 透水試験前後の供試体試料及び供試体を通過した水中の細粒分のXRD分析結果(定方位分析)

## 7. 考察・まとめ

高速道路盛土の空洞発生要因(細粒分の移動)の検証を目的として、ボーリングコア試料、室内透水試験(模型実験)前後の供試体及び供試体を通過した水中の細粒分のXRD分析を実施し、以下の結果が確認された。

- ・地層による含有鉱物の違いが明瞭に確認された。
- ・室内透水試験では、盛土層に含まれる鉱物が供試体を通過した水中に流れ出たことが確認された。

確認された細粒分が浸透水中に流出する現象が空洞発生原因として断定できなかったが、XRD分析によって目視や通常の土質試験では確認できない細粒分の移動を鉱物の移動現象として確認することができた。

### 《引用・参考文献》

- 1) 林正雄・山崎達雄：全岩X線粉末データの1表示法、日本地質学会西日本支部会報、69号、p.16、1979
- 2) 吉村直久編著：粘土鉱物と変質作用、pp.85-105、2001.3

# ニューマチックケーソン工法に伴う井戸・地下室調査の事例

中央開発株式会社 ○下松 匠, 矢野 晴彦

## 1. はじめに

ニューマチックケーソン工法は、図-1に示す通り躯体の最下部に高圧の空気を送ることで地下水の浸入を防ぎ、地上と同じような状態で掘削・沈設ができる工法である。当工法は、周辺地下水への影響が少なく、施工に必要なスペースも通常のオープンケーソンより狭い工法ではあるが、圧気の過程で酸欠空気が噴出する恐れがあることから、周辺の井戸・配管等について酸素濃度等を調査することが労働安全衛生法（酸素欠乏症等防止規則第二十四条）にて定められている。ケーソンを対象とした酸素濃度測定の手法は、公表事例が少なく不明瞭な点も多いため、本稿では、本事業で採用された調査方針、調査結果（現在調査中のため、中間結果である）を紹介する。

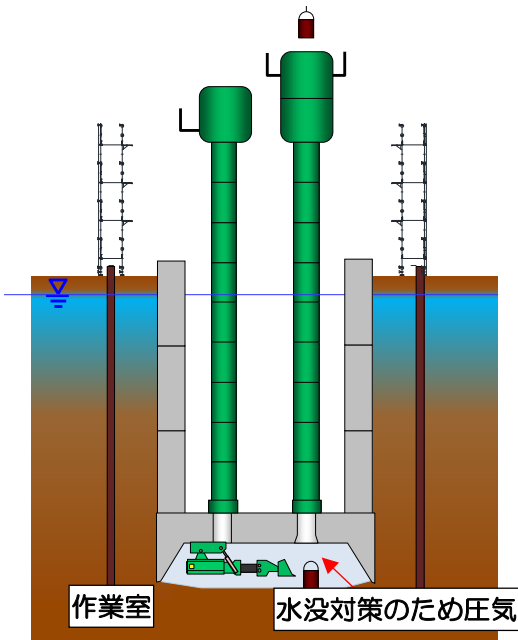


図-1 ニューマチックケーソン工法の概要図

## 2. 酸素欠乏症等防止規則(第二十四条)の内容

酸素欠乏症等防止規則<sup>1)</sup>では、圧気工法を行う場合に以下の調査の実施が定められている。

事業者は、令別表第六第一号イ若しくはロに掲げる地層が存在する箇所又はこれに隣接する箇所において圧気工法による作業を行うときは、適時、当該作業により酸素欠乏の空気が漏出するおそれのある井戸又は配管について、空気の漏出の有無、その程度及びその空気中の酸素の濃度を調査しなければならない。

【令別表第六第一号】  
 イ 上層に不透水層がある砂礫層のうち含水もしくは湧（ゆう）水がなく、又は少ない部分  
 ロ 第一鉄塩類又は第一マンガン塩類を含有している地層

調査対象は、沖積低地に計画された3基の橋脚である。調査地の周辺の地盤は、図-2に示す通り砂質土層と粘性土層（不透水層）の互層地盤であり、上記の「イ」に該当する状況であった。

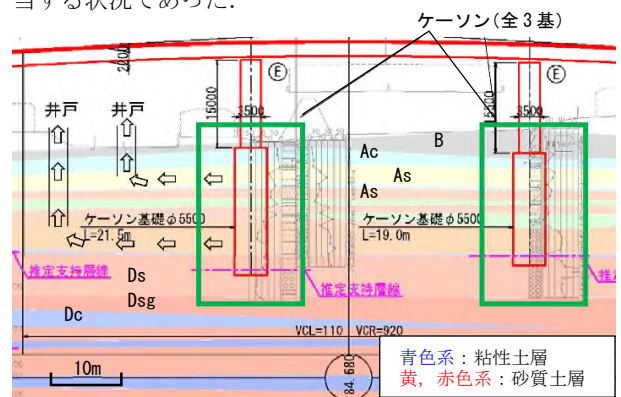


図-2 調査地周辺の地質状況

## 3. 酸欠空気噴出に関するメカニズム

調査計画の立案に当たっては、酸欠空気噴出に関するメカニズムの把握が不可欠である。圧気工法に伴う酸欠空気の噴出過程は、以下の機構が考えられる。

- ①地層変化等に伴う圧力調整で漏気が生じる。漏気は、透水性の高い砂礫層等の地下水を押し分けて周辺地盤に侵入する。その際、砂礫層の含水が少ない(被圧水頭が低い)場合、間隙を通じて空気が移動しやすい。
- ②漏れ出た空気は、地盤中を移動する。地盤中に第一鉄塩類、第一マンガン塩類等の鉱物が含まれる場合、酸化還元反応が起こり、空気中の酸素が奪われる。
- ③酸欠空気が井戸や地下室に噴出し、最悪の場合は意識喪失等の人的事故が生じる可能性がある。

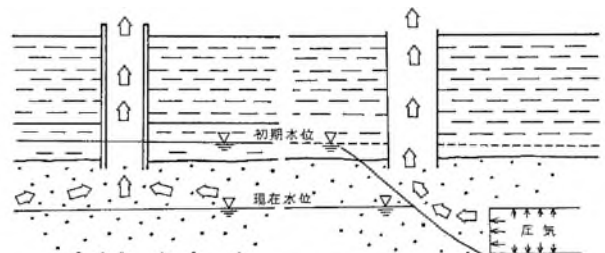


図-3 圧気工法に伴う酸欠空気噴出の模式イメージ<sup>2)</sup>

## 4. 調査方針

前述したメカニズムと調査地の地盤状況を考慮した上で、発注者及び施工業者と密に打合せを行い、調査方針を決定した。

### (1) 調査の必要性と調査対象

圧気対象の地層が、前述した「イ、ロ」の条件に当てはまらないと断定するためには、相当に密な間隔で透水試験や鉍物の含有試験を行う必要がある。本調査地においては、①沖積及び洪積の粘性土層・砂質土層が複雑に互層状に分布し、数m離れた地点では地層構成が大きく異なる可能性があったこと、②透水試験は一部の地層のみでしか実施されておらず、各地層の透水性や被圧水頭が不明であること、③含有鉍物の試験は全く実施されていなかったことを踏まえ、調査が必要と判断した。

調査対象は井戸及び地下室とし、マンホール及び下水、雨水、上水等の配管は除いた（マンホール等の点検では、点検業者自身に酸素濃度の測定が義務付けられている）。

### (2) 調査頻度

調査頻度について、酸素欠乏症等防止規則に示される「圧気開始から一週間以内の測定、圧気一週間後から一カ月以内の測定」は少なくとも実施する必要がある。その後の調査については、規則上の決まりはないが、過去には、圧気を開始して数カ月後に400m離れた地点で空気の噴出が生じた事例<sup>3)</sup>も存在することから、各橋脚の圧気完了後のタイミングにも、調査を実施する方針とした。

## 5. 調査方法

### (1) 井戸・地下室調査 A

主に井戸・地下室の有無を確認する調査として井戸・地下室調査 A を実施した。対象件数が約3000件と膨大であることから、アンケート形式を採用した。

### (2) 井戸・地下室調査 B

井戸・地下室調査 B では、井戸・地下室台帳の作成、施工前の酸素濃度等の測定を行った。地下室調査における測定箇所は、以下の方針で選定した。

- ①地下空間と繋がる空気穴・換気孔等があるものは最優先箇所として設定した。
- ②コンクリート中にひび割れや劣化したような跡が認められるものは優先箇所として設定した。
- ③上記①、②が認められない場合、所有者が頻繁に立ち入るエリアの壁際に設定した。

### (3) 酸素濃度測定

施工中のモニタリングとして、酸素濃度、地下水位・水質測定を行った。酸素濃度測定では、地層中にその他ガスが滞留している可能性も考えられたため、一酸化炭素、硫化水素、メタンについても測定を行った。



図-4 測定状況例（左：井戸，右：地下室）

## 6. 調査結果

調査地の井戸は浅井戸が主体である。大半の井戸については、大気中と同様の値(20.9%)で推移し、特筆すべき傾向は認められない。一部、マンホール型の井戸や長期間使用されていない井戸では大気中より低い酸素濃度が記録されているが、事前調査の段階で低い値を示していた箇所と同様であり、値についても安全限界（18%）を上回る値となっている。地下水やその他ガスの測定結果についても、現在まで明瞭な異常は確認されていない。

調査結果から、マンホール型の井戸や長期間使用されていない井戸、水枯れが生じている井戸については、酸素濃度が低下しやすい傾向にあると推測される。該当井戸については、事前調査やモニタリングにおいてより慎重な対応が必要になる。

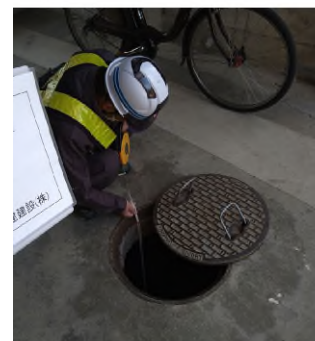


図-5 マンホール型の井戸

## 7. おわりに

圧気工法に伴う井戸・地下室調査の事例を紹介した。近年は漏気対策も進歩しており、工事影響が生じることは極めて稀である。しかし、2018年に東名 JCT のシールド工事で酸欠空気が噴出した事例があるように、全く工事影響が無くなったわけではない。今後も同種工事において同様の調査が求められる可能性があり、本事例が調査計画の一助になれば幸いである。

### 《引用・参考文献》

- 1) 厚生労働省法令等データサービス（最終閲覧日2023年6月2日），  
<https://www.mhlw.go.jp/hourei/index.html>
- 2) 栗原和夫(1974) 基礎工学, 10月, p. 34, ※大井幸雄(1980) 酸欠地層の予測調査法 応用地質 第21巻 p41
- 3) 榎本 博行 (2009) : 国土交通省国土技術研究会, 国道26号橋梁下部工事再開に向けた地元説明事例について

# ボーリング孔を利用した自記水位計による 連続的な地下水位観測事例

株式会社山口建設コンサルタント ○豊島 礼士, 原中 浩二

## 1. はじめに

地盤調査において地下水位は、地層構成の把握とともに機構解析を行う上で重要な情報であり、斜面の安定性やトンネル、切土掘削における排水処理等を決定する場合に大きな影響を与える要素となる。

ボーリング調査における孔内水位は、孔底深度や孔内周辺の地質特性に応じて、自然地下水位と一致しない場合がある。透水性の大きい地質の場合には、孔内水位と自然地下水位は早期に平衡に達するので孔内水位＝地下水位と言える。しかし、透水性が小さい地質の場合は両水位が平衡に達するのにかなりの時間がかかるので、ボーリング掘削が済んだ翌日もしくは作業開始前の水位、または、無水掘りで確認した水位を地下水位として見なすことが多い。しかし、こうした手法では降雨による水位の変動や潮の満ち引きによる水位状況が分からず、地下水位情報としての精度は低くなる。本稿ではボーリング調査完了後の掘削孔に自記水位計を設置、観測することで、地下水位情報の取得精度向上に努めた事例について述べる。

## 2. 調査手順について

自記水位計による調査手順を以下に示す。

- 1) ボーリング掘削完了後の掘削孔にスクリーンを有したφ50mmの塩ビパイプをボーリング孔に挿入し、鉛直に設置する。
- 2) 塩ビパイプ内を十分に洗浄する。
- 3) 孔壁と塩ビパイプの隙間で、測定結果に影響するような上下方向の水流が生じる場合は、シール材などを用いて遮水する。
- 4) 表流水(降雨)が直接塩ビパイプ内に流入しないよう孔口部を遮水する。
- 5) 手動式水位測定器で較正を行った自記水位計を塩ビパイプ内に設置する。
- 6) 所定の時間間隔(1時間程度)で水位を測定する。



写真-1 自記水位計設置状況

## 3. 調査事例の紹介

### (1) 山間部における自記水位観測事例

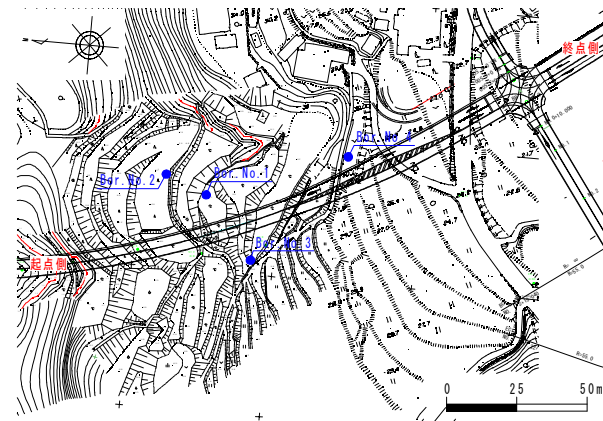


図-1 ボーリング調査位置図(山間部)

調査地は、概ね標高 20～70m 程度の丘陵性山地と、その下位の沖積低地に区分される。表層には崖錐堆積物が概ね地形に沿って堆積しており、終点側にしたがって、最大層厚 4m 程度と厚く分布している。斜面終点側では崖錐堆積物上に完新統の堆積物である粘性土層、砂質土層が堆積している。堆積物下位は後期白亜紀の領家花崗岩に属する花崗閃緑岩となる。

地下水位と降水量の時系列変動の様子を図-2 に示す。

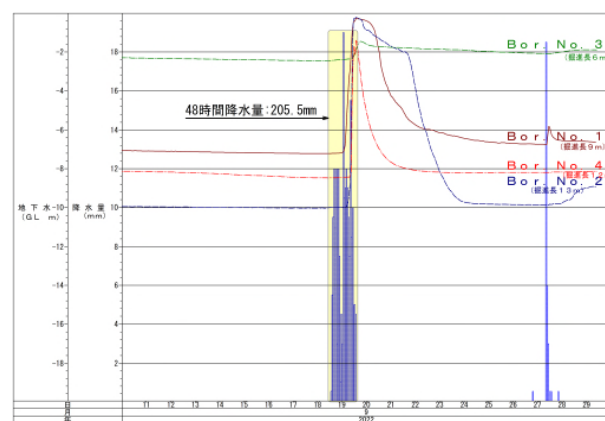


図-2 地下水位-降水量時系列変動図(山間部)¹

この結果より、降雨が落ち着いている期間は、地下水位は全孔で緩やかに下がり続ける。9/18, 19の台風14号による大雨(48時間降水量205.5mm)により、Bor. No. 1, 2, 4では鋭敏に地下水位が上昇し、GL-2m 以浅まで地下水位は上昇した。Bor. No. 3においても地下水位の上昇は認められるが、他孔ほどの上昇は認められない。地下水位上昇前の水位に戻るまでに3～5日程度を要するが、標高の高い孔(起点側)ほど、水位が落ち着くまでに期間を要した。また、9/27の降雨時(24時間降水量29.0mm)でも同様の傾



向が認められるが、Bor. No. 4は地下水位の上昇は認められなかった。

これらより、調査地全体として集水性が高く、降雨時に地下水位は上昇しやすい。また、終点側は全体として透水性が高いために、水位低下が早いと推測した。

## (2)沿岸部における自記水位観測事例

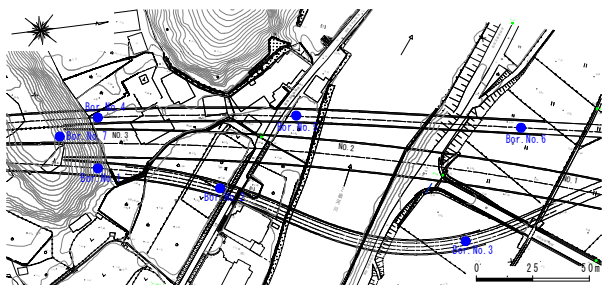


図-3 ボーリング調査位置図(沿岸部)

調査地は日本海の河口までおよそ0.6kmに位置しており、調査地中心部には、2級河川が南東から北西方向へ流下している。周辺は河床堆積物で構成される三角州低地が広がっており、低地部の西側では標高約100~200m程度の丘陵地が分布している。丘陵地地表浅部には、崩積土(崖錐堆積物)が分布し、その下位は基盤岩である花崗岩となる。低地部においては河川より運搬、堆積した河床堆積物、土石流堆積物である完新統堆積物が最大30m弱と厚く覆っている。

地下水位と降水量の時系列変動の様子を図-4に、地下水位と潮位の時系列変動を図-5に示す。

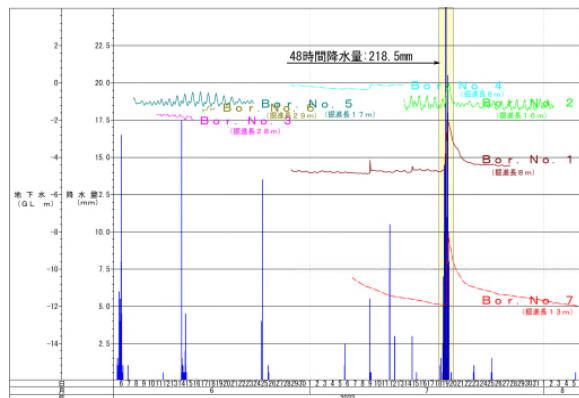


図-4 地下水位-降水量時系列変動図(沿岸部)<sup>2)</sup>

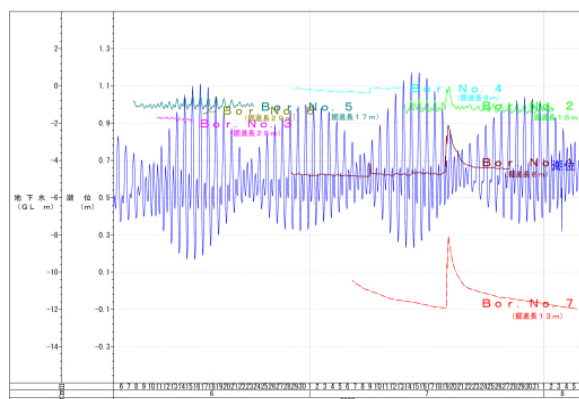


図-5 地下水位-潮位時系列変動図(沿岸部)<sup>3)</sup>

これらの結果より、Bor. No. 1~3, 5, 6についてはおよそ6時間ごとに水位が変動し、近傍の潮位データとも連動していることから、調査地から河川までの距離に比例して干満の影響を受けていると判断した。Bor. No. 1は標高7.46mの丘陵地に位置しているが、干満の影響をわずかに受けていると推測した。7/18, 19の大雨(48時間降水量218.5mm)により、Bor. No. 1, 2, 7では水位の上昇が認められ、Bor. No. 1, 2の干満の影響を受けている地点では1~3日で地下水位上昇前の水位に戻った。しかし、干満の影響を受けていない標高19.13mのBor. No. 7においては地下水位上昇前の水位に回復するのに7日以上を要した。

これらより、地下水位の設定は安全側として、降雨の影響のない最高値を提示した。また、地下水に関する設計・施工上の留意点として、以下の提案を行った。

- ・地下水位は干満の影響を受けた浅層地下水が、河川水位と同等高さで分布している。したがって、基礎施工時に河川への水質汚濁が懸念されるため、河川環境の保全の観点から水質汚濁対策が必要となる。
- ・丘陵地側は岩盤内に地下水の帯水が認められたため、当該層を取水対象としている井戸に対して、枯渇や汚濁の懸念がある。
- ・低地部の地下水位は浅く、干満の影響を受けており、床掘深さによって大量の湧水が発生するため、排水対策が必要となる。また、丘陵地側においても掘削深度によっては湧水が発生する懸念がある。
- ・海水による杭鋼材の腐食が懸念され、適切な防腐処理や材料の選定が必要となる。

## 4. おわりに

本事例は、通常であれば自然水位を見誤って報告している可能性が高いケースであると考え、自記水位計による連続的な孔内水位の観測をすることで降雨、干満等による地下水位変動を高精度で捉えることができた。したがって、地下水位が特に重要となる場合や地下水位変動の可能性がある場合には、本事例で述べたように、ボーリング孔への自記水位計設置による地下水位情報の取得が有効であると考え。また、作業に要する時間が短く、安価であることから、効率的に地下水位情報の取得精度向上に寄与すると考える。

今後は地下水検層等の他の調査と組み合わせることで地下水流動層の特定や地盤の透水性の把握、長期間に及ぶ季節性の水位変動の観測等、さらに高精度な地下水情報取得技術の向上に努めたい。

## 《引用・参考文献》

- 1) 気象庁アメダス：観測地点「柳井」(最終閲覧日2023.6.7)
- 2) 気象庁アメダス：観測地点「萩」(最終閲覧日2023.6.7)
- 3) 気象庁潮位表：観測地点「萩」(最終閲覧日2023.6.7)

# 潮汐の影響がある井戸における地下水位変動の予測

ハイテック株式会社 ○伊藤 悠紀

## 1. はじめに

道路工事が地下水に影響を与えているかどうかを確認するため、工事を施工する前の一定期間内に地下水の水位を連続観測し、その水位データの解析により水位予測式を作成し、工事施工中から施工後の水位の変動予測を行う。その予測結果と実際の水位を比較することで工事影響の有無を判断するためには、実際の水位変動を解析して作成する水位予測式の精度が重要である。

地下水位の変動にはいくつかの要因がある。沿岸部の地下水位は降水量、地質状況等に加え、潮汐にも影響される。しかし、従来の地下水位解析は降水量のみを要因として行われているものが多いため、水位予測の精度低下につながっている。

本稿では沿岸部の地下水位解析・予測の精度向上を目的とし、沿岸部の地下水位変動には潮汐が重要な影響要因であるという仮説を立てた。沿岸部の3地点の井戸における地下水位を対象に潮位と降水量に着目して水位の多変量解析を行い、仮説を検証した。

## 2. 概要と方法

### (1) 対象地概要

対象地の3地点の位置と地形地質状況を図-1に示す。

3地点とも第四紀完新世の沖積層が広がる平野に位置し、No.1～No.3の海岸からの距離はそれぞれ500m、200m、250mである。

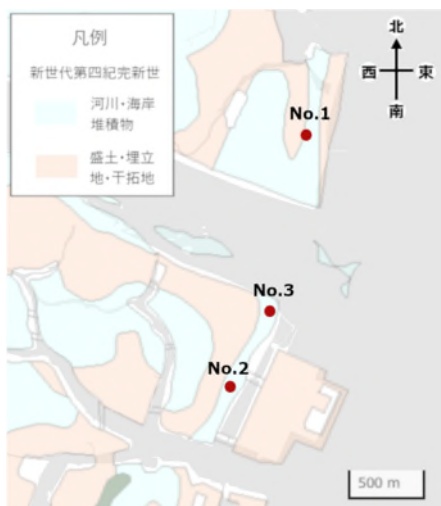


図-1 対象地位置図<sup>2)</sup>

### (2) 解析方法

Microsoft Excel の回帰分析ツールを使って、上記の3地点の井戸における地下水位の変動を潮位と1時間毎の降水量（以降、時間降水量とする）を用いて回帰分析を行った。潮位と時間降水量が地下水位に与える影響を個々

に考察するため、潮位を説明変数とした単回帰分析、時間降水量を説明変数とした重回帰分析、潮位と時間降水量を説明変数とした重回帰分析の3種類を解析し、比較検討した。

一般的に工事前の観測期間は数ヵ月から数年までと不定期なため、短期間と長期間の場合のそれぞれについて、地下水位の変動や潮汐の影響を分析する必要があると考える。そこで、本稿では2015年2月～2015年7月の6ヵ月間（短期間）と2015年2月～2018年2月の3年（長期間）の2パターンに分けて、解析を行った。

なお、潮位と降水量データは気象庁HP<sup>3)</sup>に掲載されているデータを使用し、降水量データの欠測部分は降水量0mmと仮定した。

## 3. 解析結果

### (1) 地点 No.1

短期間の地下水位について潮位を説明変数にした単回帰分析した結果、決定係数  $R^2$  は0.866であり、地下水位と潮位との相関は非常に高い結果となった。

一方、観測日の0日～14日間の時間降水量を説明変数にした重回帰分析の結果、決定係数  $R^2$  は0.130であった。説明変数のP値はすべて目安となる0.05を大きく下回っており、地下水位と降水量の相関は非常に低い結果となった。

さらに、時間降水量と潮位のデータを説明変数にした重回帰分析を行った結果、決定係数  $R^2$  は0.926と非常に高い相関が確認された。この解析水位と実測水位、潮位、降水量との関係は図-2に示す。

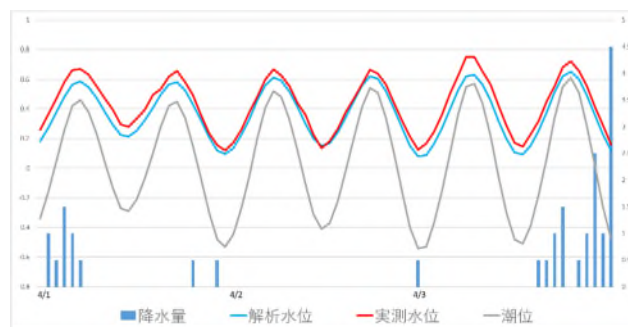


図-2 No.1 短期間水位重回帰<sup>3)</sup>

長期間の場合、潮位のみを説明変数とする単回帰分析の決定係数  $R^2$  は0.670となり、一般的に精度の目安とされる0.5を超えているため、相関はあると評価できる。また、時間降水量を説明変数とした重回帰分析の結果、決定係数  $R^2$  は0.123と相関は非常に低い。しかし、潮位と降水量との重回帰分析では決定係数  $R^2$  は0.742と潮位のみの場合より相関が高い結果となった。

(2) 地点 No.2

短期間の地下水位について、潮位のみを説明変数にした単回帰分析の決定係数  $R^2$  は0.586になり、相関が認められる。過去の時間降水量の重回帰分析には決定係数  $R^2$  は0.137と相関は非常に低い。そこで潮位と時間降水量を説明変数とした重回帰分析の結果、決定係数  $R^2$  は0.664になり、No.1と同様に降水量の影響が考えられる。この解析水位と実測水位、潮位、降水量との関係は図-3に示す。

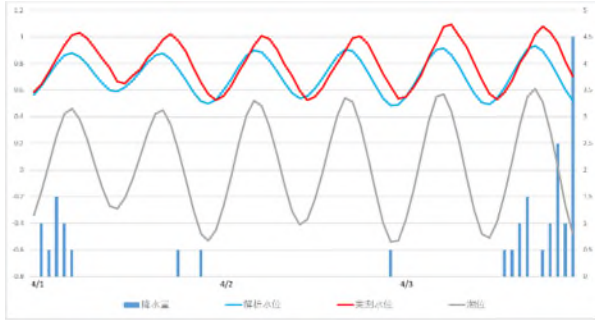


図-3 No.2の短期間水位重回帰分析<sup>3)</sup>

長期間の場合、潮位のみを単回帰分析では決定係数  $R^2$  は0.593となり、短期間の解析より少し相関が高い。降水量のみの重回帰分析では決定係数  $R^2$  が0.130である。両方の重回帰分析には決定係数  $R^2$  が0.673になり、潮位の場合より相関が高く、短期間の解析を含めて最も精度が高い結果である。

(3) 地点 No.3

短期間の地下水位について、潮位のみを説明変数にした単回帰分析の結果、決定係数  $R^2$  は0.032、上述の2地点と違って潮位との相関は低い。1h前、6h前、12h前、24h前の潮位データも解析してみたが、相関に大きな差はなかった。一方で、過去の時間降水量を説明変数とした重回帰分析では決定係数  $R^2$  は0.830になり、相関は高い。

潮位と時間降水量を説明変数にした場合、決定係数  $R^2$  は0.850と相関が高くなった。この解析水位と実測水位、潮位、降水量との関係は図-4に示す。

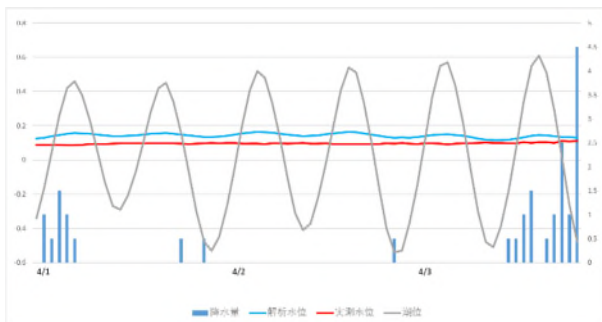


図-4 No.3の短期間水位重回帰分析<sup>3)</sup>

長期間の場合、潮位のみを単回帰分析すると、決定係数  $R^2$  は0.042になり、地下水位との相関は低い。一方、時間降水量を説明変数として重回帰分析すると、決定係数  $R^2$  は0.616になり、長期間での降水量との相関は短期間に比べて低くなる。また、潮位も含めて重回帰分析を行うと、決定係数  $R^2$  は0.633になり、短期間の精度を下回るも

の相関はあると評価できる。

4. 考察

表-1に回帰分析の結果をまとめる。

表-1 回帰分析結果

	No.1	No.2	No.3
井戸深度(T.P. m)	-54.23	-39.27	-1.36
EC(mS/m)	341	1993	21.9
短期間(6カ月)			
潮位・降水量	0.9263	0.6637	0.8499
降水量	0.1297	0.1370	0.8297
決定係数 $R^2$			
潮位	0.8661	0.5858	0.0321
長期間(3年)			
潮位・降水量	0.7420	0.6730	0.6325
降水量	0.1233	0.1302	0.6159
決定係数 $R^2$			
潮位	0.6701	0.5928	0.0418

3地点とも観測期間にかかわらず地下水位を目的変数とし、潮位と降水量を説明変数とした解析が最も高い精度を得た。

地点 No.1と地点 No.2の解析結果は地下水位と潮位との相関は非常に高いが、降水量から受ける影響が少ない傾向がみられた。ただし、時間降水量を説明変数に加えると予測式の精度が上昇する。

地点 No.1の長期間解析の相関は短期間より明らかに低くなるが、地点 No.2の長期間の解析では地下水位と潮位・降水量の相関は短期間とほぼ同等となった。

一方、地点 No.3について、地点 No.1と地点 No.2とは異なり、両期間とも地下水位と潮位の相関は低く、地下水位と時間降水量の相関は高い結果となった。これは井戸深度及びEC値から地点 No.1と地点 No.2は海水の影響があるものの、地点 No.3は海水の影響はないと考えられる。

沿岸部の地下水位変動には潮汐が重要な影響要因であるが、かならずしも影響があるわけではない。したがって、井戸の深度、海岸線との位置関係、水質などを判断材料とし、予測式を作成することが重要である。

《引用・参考文献》

- 1) 地質図 Navi, (最終閲覧日2023年5月27日), [gbank.gsj.jp/geonavi](http://gbank.gsj.jp/geonavi)
- 2) 地理院地図(に加筆)(最終閲覧日2023年5月27日) [maps.gsi.go.jp](http://maps.gsi.go.jp)
- 3) 国道交通省 過去の気象データ (最終閲覧日 2023年6月1日), <https://www.data.jma.go.jp/gmd/risk/obsdl/index.php>

# 軟弱地盤地域での掘削工事における周辺地下水影響把握を 目的とした地下水位調査

株式会社東建ジオテック ○蒔田 一紀, 峰川 万葉

## 1. はじめに

軟弱地盤地域での掘削工事に伴い、周辺地下水への事前影響評価を目的とした調査をおこなった。計画地周囲に地下水観測井を設置し、工事前の地下水位（自由地下水と被圧地下水）の自動観測をおこなったところ、浅層地下水の降雨影響や深層地下水の顕著な変動などを捉えたことから、地下水位状況および地下水汲み上げによる影響検討などを報告する。

## 2. 調査地の地形・地質および地下水

調査地は台地を河川が開析した沖積低地に位置する。調査地の東側には河川が南流しており、西側は洪積台地が分布している。地下水観測井の設置箇所は計画地南方に住宅地や既設の揚水井戸があるため、南側を優先し5地点に配置した（図-1）。

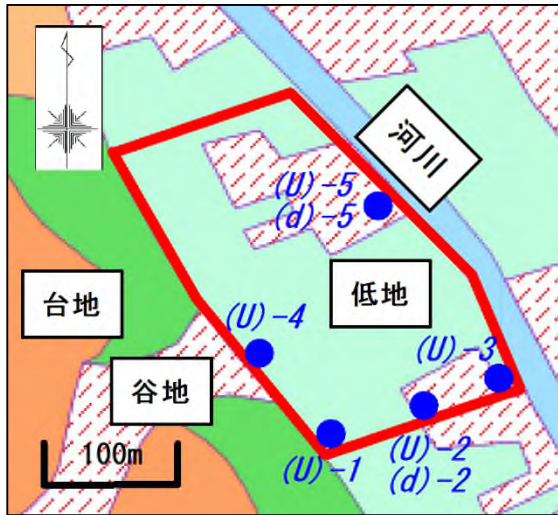


図-1 地下水観測井設置箇所(微地形図)<sup>1)</sup>

図-2 に台地から低地に至る地層推定断面図を示す。洪積台地は凝固状の粘性土や締まった砂を主体に構成され、上部を関東ローム層に覆われている。一方、調査地のある沖積低地面はローム層や洪積層の上部が侵食されて、その埋没谷を沖積層の軟弱粘性土が埋積し、表層部には圧縮性の高い腐植土が分布している。以深に第四紀更新世の堆積物（洪積層）である砂質土層や砂礫層、粘性土層が分布する。

地下水は、沖積層を帯水層とする浅層地下水（自由地下水）と洪積層を帯水層とする深層地下水（被圧地下水）の2つに分けられる。当河川沿いでは、浅層地下水(自由地下水)より深層地下水(被圧地下水)の水頭の方が高い位置にある。台地側の地下水は周辺の既設揚水井戸で利用されている。図-3に観測井戸設置深度の代表例を示す。

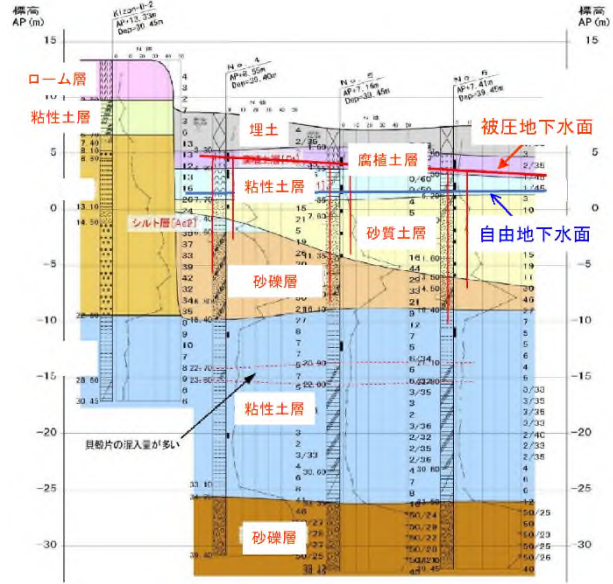


図-2 本調査地の地層推定断面図

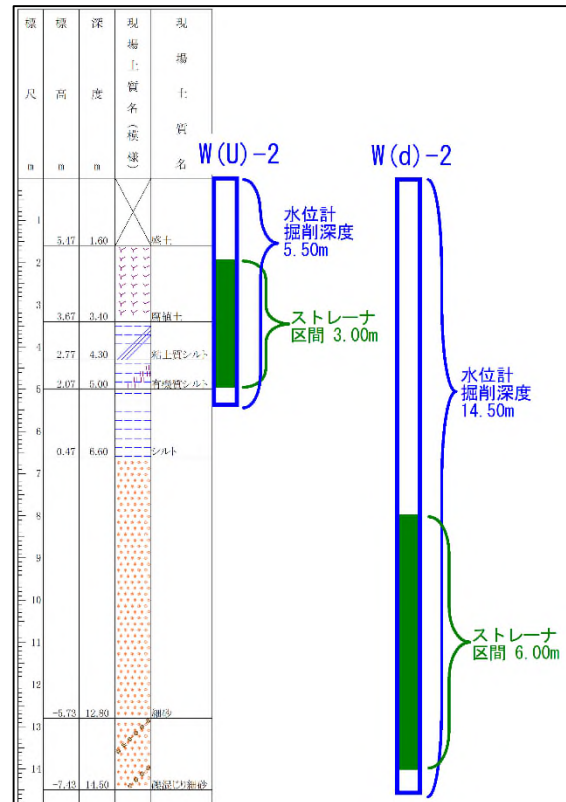


図-3 観測井戸設置深度の代表例 (U)-2,(d)-2

## 3. 地下水位変動結果

図-4 に地下水位および降水量と気圧変動図を示す。この結果から以下の特徴が挙げられる。

- 河川の上流側より下流側、台地側より河川側に水頭が低くなっている。このことから全体的に北側から南側、西側から東側へ地下水の流れを形成していることが推

測される。

- ・浅層地下水位は降水量の影響を受けていることから、浅層地下水は季節的な水位変化が大きいものと考えられる。深層地下水は、降水量に対し若干のタイムラグがあるものの変動をみせており、浅層地下水(自由地下水)同様、降水量に反応する地下水である。
- ・気圧と深層地下水の関係は明瞭にはみられず、気圧よりも降水量の影響が大きいと推測される。
- ・河川に近い2地点のうち(U)-3では、降水時に大きな水位上昇が確認された。河川水位と比較するとその水位の影響を受けているようである。しかし、河川に近いもう1つの地点である(U)-5に関しては、(U)-3のような大きな水位上昇は確認されなかった。これは、自由地下水位と河川水位との関係が影響している可能性が考えられる。
- ・令和4年5月から調査地南側の水田で地下水の汲み上げがおこなわれており、深層地下水の大きな水位変動(最大0.6m程の低下)を示したが、浅層地下水の変動は認めれない。このことから、この付近では浅層地下水と深層地下水の地下水移動の可能性は少ないと判断できる。
- ・周辺既設井戸による深層地下水の汲み上げは、井戸に近い(d)-2だけでなく、約250m程離れた(d)-5にも影響を与えていることが判明した。これら2地点の水位変動幅に差はあるものの、原因としては、西側台地面等での井戸汲み上げの可能性もある。
- ・浅層地下水位の変動幅は、台地付近((U)-1, (U)-4)よりも調査地中央部南側((U)-2)で大きいことを示した。これは、地下水の供給源に起因しているものと推測され、上流側より下流側、台地側より河川側の方が浅層地下水位および深層地下水位の変動幅が大きいと考えられる。

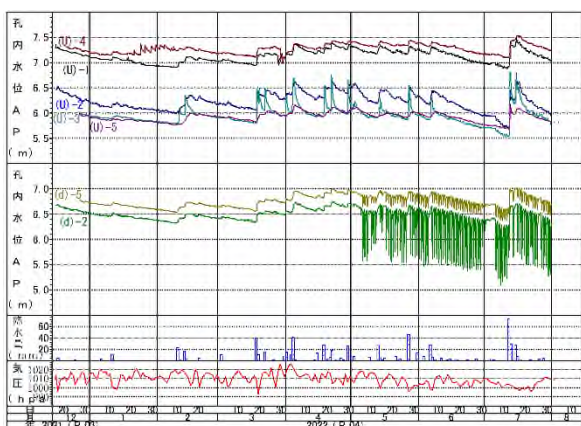


図-4 地下水位および降水量と気圧変動図<sup>2)</sup>

#### 4. 地下水対策での施工時の影響

工事計画の掘削底面は AP+3.40m であり、浅層地下水の水頭より低い位置となるため、止水矢板で周囲の地下水の流入を防ぎ、底面からの湧水の排水が必要となる(図-5)。

施工状況にもよるが、地下水対策として考えられる施

工時の留意点を以下に挙げる。

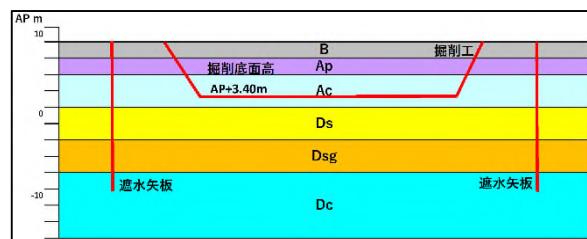


図-5 大略の施工状況(断面図)

- ・浅層地下水の止水や汲み上げをおこなった場合、周辺の水位を低下させる可能性があり、圧縮性の高い腐植土層(Ap)や粘性土層(Ac)に、圧密沈下の懸念がある。そのため、矢板の継ぎ手部の適切な止水や地下水位計測による観測施工をおこない、近隣の家屋調査や地表面の動態観測を実施する必要がある。
- ・深層地下水の水頭は地表面と同じ高さまで上昇することから、掘削底面となる沖積粘性土で盤ぶくれを引き起こす可能性がある(図-6)。盤ぶくれの対策として「計画地内の深層地下水圧の低下」や「止水矢板の不透過層までの根入れ(透水層の遮断)」あるいは「掘削底面の地盤改良」が考えられる。しかし、深層地下水を利用している井戸が複数あることから、周辺井戸の水位低下による影響が懸念される。したがって、深層地下水においても止水矢板打設時や施工完了後からの地下水位観測井によるモニタリングが必要である。

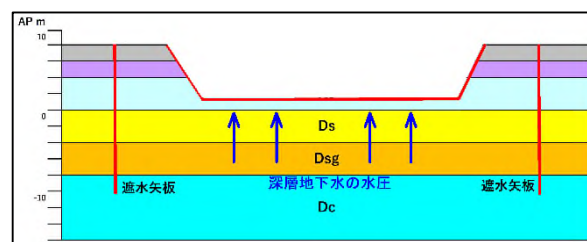


図-6 盤ぶくれの概念図(掘削工後)

#### 5. おわりに(まとめに代えて)

本調査前は、被圧地下水の水圧が大きく、水頭が浅い深度に位置することであり、気圧の影響で水位変動が起きていると予測していた。本調査結果では、気圧との明瞭な関係は認められず、降水量の影響が大きいと判断した。また周囲の水田では、被圧地下水が汲み上げ利用されており、その影響による水位変動も確認された。地下水位対策時に想定される問題点として周辺の地盤沈下、盤ぶくれを挙げた。

本調査は、事前に地質調査や予備設計に基づいて、地下水観測井を設置したものであり、現在も観測が継続されている。

#### 《引用・参考文献》

- 1) 国土地理院地形図(最終閲覧日2023年6月1日)  
<https://maps.gsi.go.jp/>
- 2) 気象庁アメダス(最終閲覧日2023年6月5日)  
<https://www.data.jma.go.jp/gmd/risk/obsdl/index.php>

# 雨水浸透施設設置前後における異なる帯水層の地下水位変化及び涵養効果

サンコーコンサルタント株式会社 ○徳永 貴大, 飯野 竜一, 中村 静也

## 1. はじめに

雨水浸透施設は治水対策として推進されるとともに、地下水涵養として機能することから、全国的に普及が進んでいる。しかしながら、浸透施設周辺の地下水位の挙動について報告された事例は極めて少ない状況である。水位の上昇は、地すべりの誘発・土地の湿地化・地下構造物の浮力や漏水量増加等の負の影響もあり、浸透施設による地下水涵養効果を正当に評価することは重要である。本稿では、地下水保全対策事業の一環として箱根町で実施されている地下水涵養実験の結果を紹介する。

## 2. 調査地の概要

調査地は、背後に明星ヶ岳(標高923.8m)が位置する平地(標高約500m)で、学校の駐車場(集水域: 303m<sup>2</sup>)に浸透施設及び雨量計を設置した(図-1)。また、浸透施設の下流側には、帯水層ごとに地下水観測孔を設置した(表-1)。

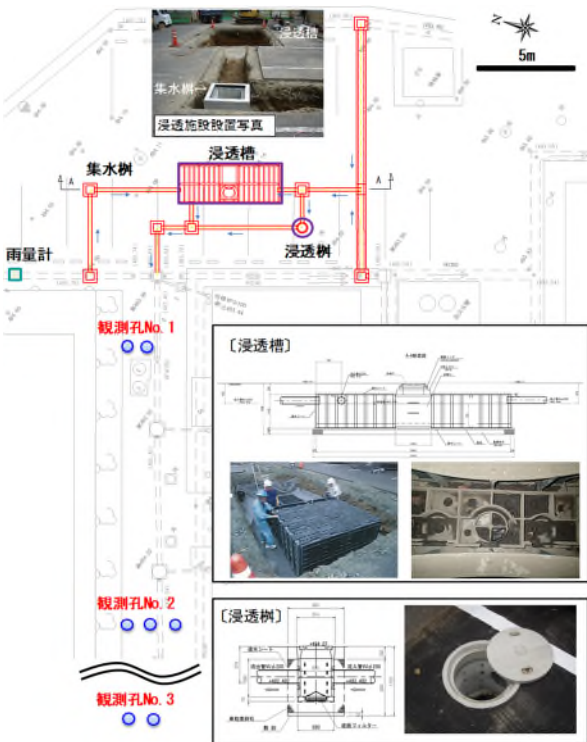


図-1 浸透施設及び観測孔の位置図

調査地の地質は、固結した凝灰角礫岩を主体とした狩川溶岩(Kri 層)を基盤とし、その上位に火口丘噴出物である土石流堆積物(Ycp 層)や強羅湖成層(Lk 層)が堆積し、表層は扇状地堆積物(Q 層)で覆われている(図-2)。また、現場透水試験の結果、下位の層ほど透水係数が高い傾向がみられる。なお、本文では便宜的に Q 層, Ycp 層を浅層地下水、Lk 層, Kri 層を深層地下水として表記する。

表-1 観測孔の諸元

地点名	地下水形態	井戸の諸元					地質	透水係数k (m/sec)
		地盤標高 (GH+m)	井戸径 (m)	持高 (EL) (GL+m)	深度 (GL-m)	ストレーナー設置深度 (GL-m)		
No.1-1	浅層地下水	494.10	0.50	-0.17	15.0	11.0 ~ 15.0	土石流堆積物 (Ycp)	1.36E-07
No.1-2	浅層地下水	494.08	0.50	-0.15	5.0	1.0 ~ 5.0	扇状地堆積物 (Q)	9.65E-07
No.2-1	深層地下水	494.06	0.50	-0.10	41.0	37.0 ~ 41.0	狩川溶岩 (Kri)	1.40E-05
No.2-2	深層地下水	494.06	0.50	-0.12	27.0	23.0 ~ 27.0	強羅湖成層 (Lk)	3.54E-06
No.2-3	浅層地下水	494.08	0.50	-0.18	7.0	3.0 ~ 7.0	扇状地堆積物 (Q)	1.16E-06
No.3-1	深層地下水	493.98	0.50	-0.15	40.5	37.5 ~ 40.5	狩川溶岩 (Kri)	1.99E-04
No.3-2	深層地下水	493.97	0.50	-0.12	29.0	25.0 ~ 29.0	強羅湖成層 (Lk)	1.86E-06

地質時代	地質名	記号	岩相及び分布
新第四紀	未固結	bk	未固結の硬凝り粘性土からなりコンクリート片混じり。
	後期	Lm	暗茶褐色で細かいスコリア片混じり。
	前期	Q	安山岩の新鮮な岩塊を含む玉石混じり砂礫からなる。
	箱根	Ycp	全体に固結した凝灰角礫岩と火山灰凝灰岩の互層からなる。
	火山	Lk	火山凝灰岩中にシルトと火山砂の薄層を挟むラマが見られる。
	噴出	Mo	全体に固結した凝灰角礫岩と火山凝灰岩の互層からなる。
	期	Kri	固結した凝灰角礫岩からなる。

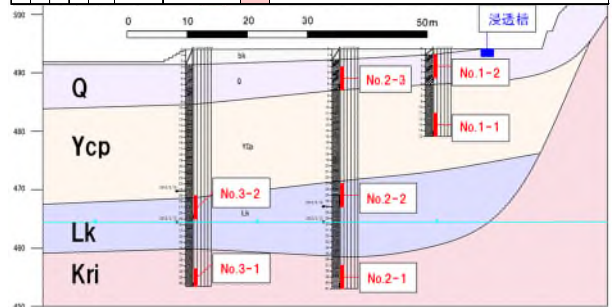


図-2 地質断面図

## 3. 調査内容

浸透施設設置前後の地下水位変化や浸透施設の涵養効果を把握するため、浸透水槽内及び観測孔に自記水位計を設置し連続観測を行った。観測孔は2013年4月、浸透施設は2014年10月から観測を開始している。

## 4. 調査結果

### (1) 浅層地下水の水位変化

浅層地下水の水位は、ある程度まとまった雨が降ると上昇し、無降雨が継続すると孔底まで低下する。No.1-1, No.1-2では、浸透施設設置後に降雨に伴う湛水が頻発する傾向がみられる(図-3)。

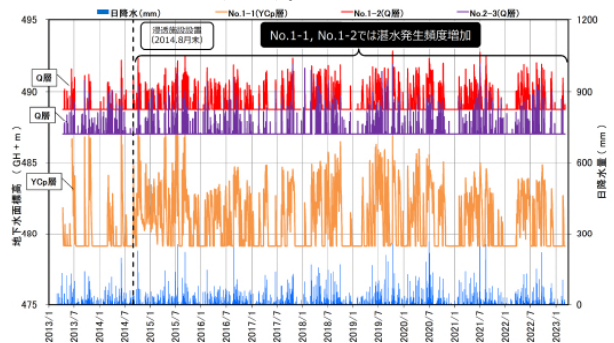


図-3 各観測孔の浅層地下水位変動図

(2) 『遅延時間』及び『水位収束時間』の変化

涵養効果をより詳細に分析するため、『遅延時間』（降雨の降り始めから、水位が反応するまでの時間差）及び『水位収束時間』（水位が上昇してから元の水位に戻るまでの時間）に着目し、設置前後の変化について検討した（図-4、表-2）。結果は下記①、②のとおりである。

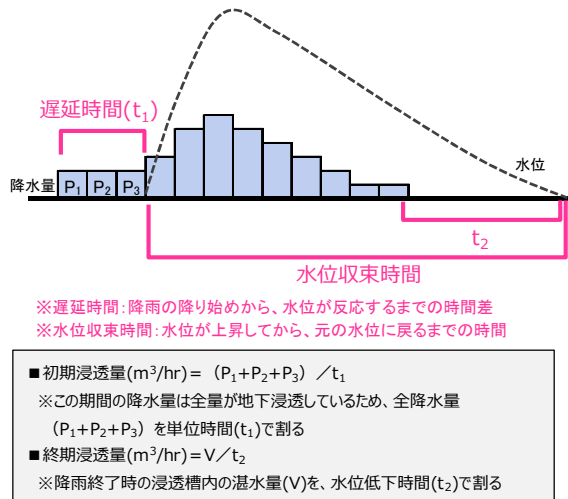


図-4 浸透量算出イメージ

①遅延時間の変化

浅層地下水では、施設設置後に遅延時間が長くなる傾向を示す。これは、降雨が浸透施設に一時的に貯留されてから地下浸透しているためと考えられる。

②水位収束時間の変化

No.1-1, No.1-2では、施設設置後に水位収束時間が長くなり、水位が長期間観測されるようになった。これは、浸透施設を設置したことで、降雨の表面流出分が施設内に貯留され徐々に浅層地下水へ浸透するためと考えられる。No.2-3では、湛水深の発生頻度も含め、設置前後で明瞭な変化はみられないことから、涵養効果が顕在化していないと考えられる。

表-2 浸透施設設置後の遅延時間、水位収束時間の変化

■浸透施設設置前後の変化(R4(2022)3月時点)

地点名	地層	湛水深	遅延時間(時間)	水位収束時間(日)
No.1-1	土石流堆積物 Ycp	増加	21.3 → 21.6	1.9 → 6.2
No.1-2	扇状地堆積物 Q	増加	8.6 → 9.9	1.8 → 3.0
No.2-3	扇状地堆積物 Q	?	3.9 → 5.4	0.7 → 0.5

※遅延時間: 降雨の降り始めから、水位が反応するまでの時間差  
 ※水位収束時間: 水位が上昇してから、元の水位に戻るまでの時間

(3) 深層地下水の水位変化

深層地下水は、浅層地下水とは異なる水位変動を示し、ひと雨ごとの水位反応は不明瞭であった。そのため、タンクモデル解析により浸透施設を設置しなかった場合の水位を再現し、涵養効果の評価を行った。すると、浸透施設設置後の観測水位は、降雨から暫くの間、再現水位より高い傾向を示した（図-5）。つまり、浸透施設設置による涵養効果が顕在化したといえる。

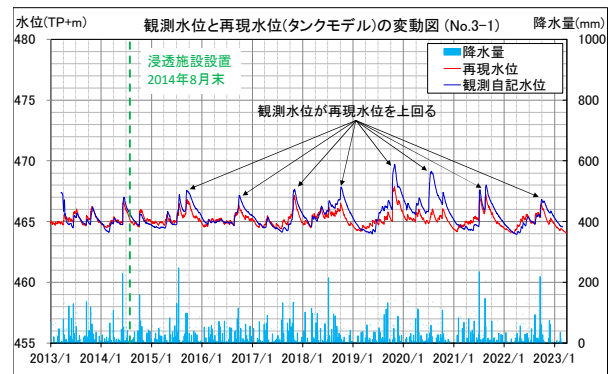


図-5 タンクモデルによる深層地下水位変動図(No. 3-1)

(3) 浸透施設の浸透量

浸透水槽内の水位観測結果を基に、降雨時の浸透施設の『初期浸透量』（降雨開始～水位が発生するまでの浸透量）と『終期浸透量』（降雨終了～元の水位に回復するまでの浸透量）を試算した（図-4）。結果、浸透槽設置以降の全期間の平均浸透量は初期1.57(m<sup>3</sup>/hr)、終期0.33(m<sup>3</sup>/hr)であり、初期浸透量は終期と比べて約5倍多いと試算された。また、浸透量の経年変化をみると、年々減少しており、浸透能力が低下していると考えられる（図-6）。

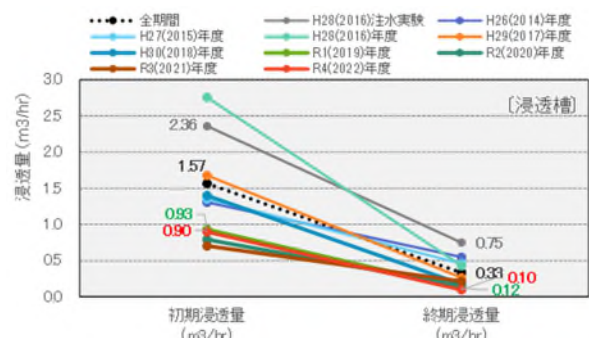


図-6 各観測孔の地下水位変動

5. まとめ

浅層地下水は、浸透施設設置前後の水位変化から涵養効果を把握し、遅延時間・水位収束時間に着目することで、涵養効果をより詳細に分析することができた。深層地下水は、タンクモデル解析で水位を再現することで、涵養効果が顕在化していると評価できた。浸透施設の浸透量に関しては、浸透能力の低下が把握され、メンテナンスや能力低下を踏まえた設置など、維持管理について予め検討する必要があることがわかった。

現在、水循環基本計画が改定され、国や地方公共団体の地下水マネジメントが推進されているとともに、事業者や国民に施策への協力が求められ、地下水利用分に応じた涵養に取り組む企業もある。しかしながら、地域によっては、地下水に関する情報やノウハウが不足していることもあり、取組みが中々広がっていないのが現状である。本稿は地下水マネジメントや災害対策の一環として、涵養計画を立てる上での参考資料になればと考える。

# 懸濁地下水中の鉄・マンガン濃度の現地計測

株式会社 日さく ○高橋 直人, 大塚 亮吾

株式会社 バイオシーズ(北陸先端科学技術大学) Manish Biyani

## 1. はじめに

さく井工事において、地下水中の鉄・マンガン濃度が高いことはしばしばあり、鉄細菌によるスケールが井戸内に形成されて井戸の寿命を縮める要因となる。地下水の水質は、井戸水の長期的な利用を検討するためには必要不可欠で重要な情報である。

しかし、井戸掘削後、井戸仕上げ～揚水試験を行い、採水を行って公定法で地下水の水質分析を行うには、通常 1 週間～2 週間を要してしまう。現地において迅速に鉄やマンガン濃度を知る簡易な方法として、バックテストによる濃度判定がありますが、懸濁水の場合に精度の高い測定ができないなどの課題があった。

本稿では、電気化学的な手法を用いて、掘削時の懸濁水中の鉄・マンガン濃度現地計測を試みた事例を紹介し、将来の本手法の可能性について検討した。



写真-1 さく井工事・井戸改修中の懸濁水発生状況

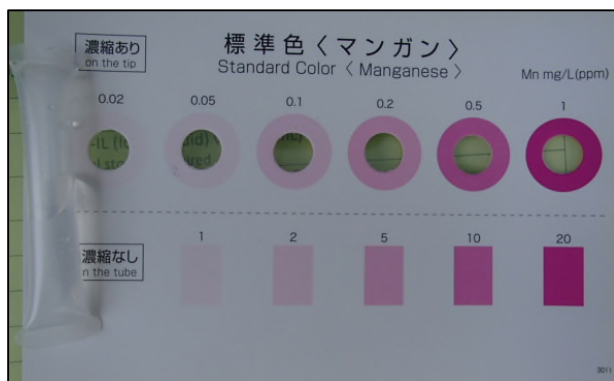


写真-2 バックテストによる濃度判定例

## 2. 計測の原理

今回検討中の計測システムは、サンプル中の複数の重金属を電気化学的に検出する手法である。この手法は、使い捨ての電極と検出器、制御のための PC ソフトウェアから構成される。図-1に分析装置の測定原理を示す。

図-1中では、採取された試料水と特定の試薬を混合させて、電極に浸している。電極に対して徐々に電圧を加えることで、試料水中の重金属はイオン化され、このときに電極を流れる電流値が変化する。測定対象となる重金属と試薬の成分により、重金属がイオン化されるために必要な印加電圧はおおむね固有の値を取るが、電流値の変化量は重金属の濃度に比例するため(図-2)、印加電圧値と電流値の関係をグラフ化することにより、試料水中の重金属濃度を計測することができる<sup>1)</sup>。

実際の計測にあたっては、懸濁物質と分析対象重金属の干渉があるため、試験水と複数の標準物質を混合させて測定を行い、検量線を作成して定量化を行う。

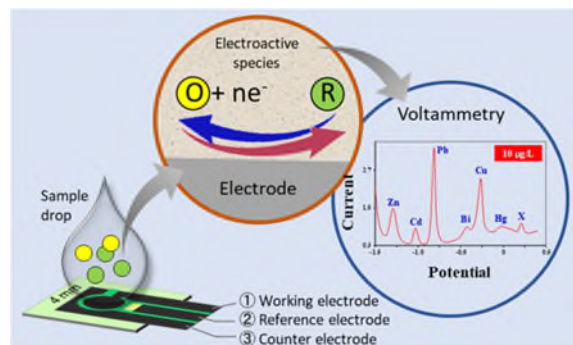


図-1 試料水中の重金属濃度を計測する仕組み<sup>1)</sup>  
(Madhu Biyani (2017))

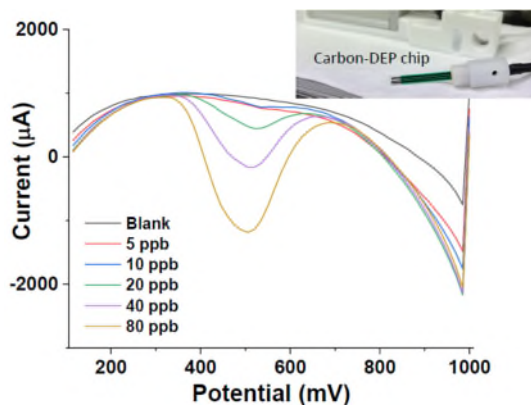


図-2 電極に加えられる電圧と電流値変化の関係  
(マンガン計測用の試薬と電極を用いた例)

この手法は、これまで Pb, Cd, Zn, Cu, As, Hg, Se, Au, Ag, Bi などの重金属濃度を ppb レベルで定量できることが知られていた。しかしながら、鉄・マンガンに対しては適切な電極および試薬の組み合わせが確立されていなかった。ここでは、地下水中に多くの頻度で検出され、井戸の維持管理上重要な要素である鉄・マンガンを計測できるような電極と試薬の開発を試みた。



### 3. 検討対象現場

今回検討対象とした現場は、埼玉県上尾市内にある井戸および周辺の地下水位観測孔である。井戸の深度は58mで、地下水を取水するスクリーンはGL-47m～GL-53m間に設置されている。

この井戸では従来より地下水中の鉄・マンガン濃度が高いことが知られており、そのことが原因による井戸スクリーンの目詰まりが発生して、井戸の適正揚水量が減少する問題が生じていた。そのため、井戸能力の回復を図るため、井戸内に高压のCO<sub>2</sub>を注入し、目詰まり物質を破碎させて井戸内への地下水流入を回復させる工事を行った。

この工事の実施にともなう井戸および周辺の地下水環境の変化を把握するため、施工前、施工2時間後、施工4時間後、施工24時間後に地下水の採水を行い、鉄およびマンガン濃度の経時変化の把握を試みた。

### 4. 検討結果

地下水中のマンガンについては、図-2に示したように、濃度と電流値変化の関係が明瞭であり、直線性の高い検量線を作成することができた(図-3)。現地で採水した12検体についてマンガン濃度を定量化し、別途原子吸光度法で定量されたマンガン濃度との比較を行ったが、図-4のような結果となり、両者の相関係数は0.79となり、ある程度の相関が得られる結果となった。

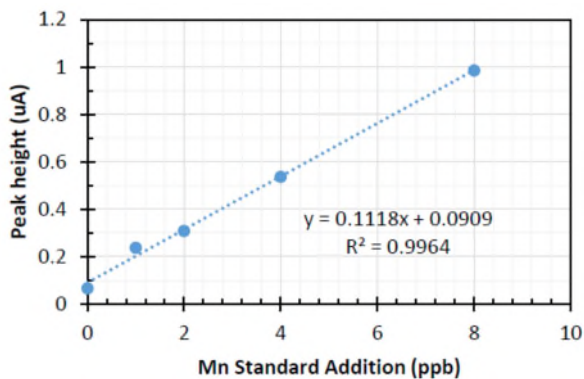


図-3 マンガン濃度について現地で作成した検量線

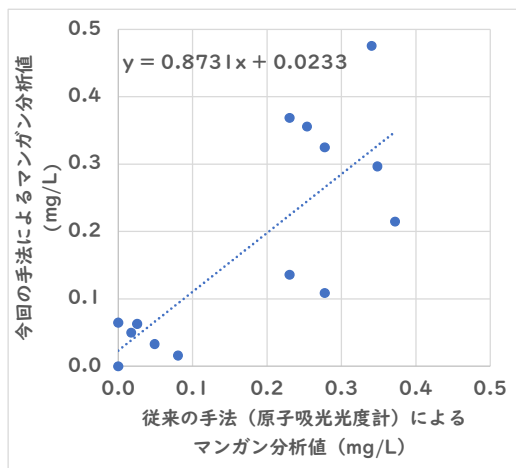


図-4 他の手法によるマンガン分析値との比較

地下水中の鉄濃度については、図-5に示すように、濃度に安定して比例する試薬と電極の組み合わせが定まらず、現時点でこの手法による定量化ができていない。試料水ごとに電圧値(ピークの横軸位置)に対する電流値の変化(ピークの縦軸形状)が不安定になっている。

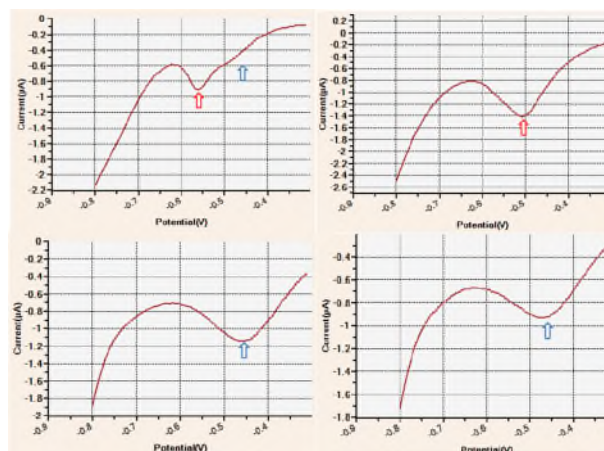


図-5 鉄濃度分析における電圧-電流値変化の関係

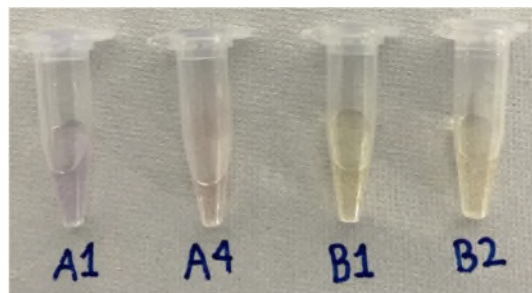


写真-3 試料水分析時の着色状況(試薬添加後)

地下水中の鉄濃度の分析において、上記のような不安定さが存在することの原因として、地下水中の鉄にはFe(II)とFe(III)の2種類が主にあることが挙げられる。採水直後の地下水にはFe(II)が多く含まれるが、時間が経過するにつれて酸化してFe(III)が主体となっていく。今回の分析では、計測前にエアレーションを行い、できるだけFe(III)への置換を試みたが、鉄の存在形態によって分析方法への感度が異なるため、このような現象が生じた可能性がある。

### 5. おわりに

懸濁水中の地下水成分を現場で定量化することは、さく井業者にとって長年の課題である。検討中のシステムはまだ未だ未完で課題が残るものとなった。引き続き、精度の高い分析ができる試薬と電極の組み合わせを探していき、現地における定量化を目指していきたいと考えている。

#### 《引用・参考文献》

- 1) Madhu Biyani (2017); DEP-On-Go for Simultaneous Sensing of Multiple Heavy Metals Pollutants in Environmental Samples, Sensors 2017, 17(1), 45.

# 電気検層結果に基づく層別水位観測孔の設置事例

トキワ地研株式会社 高橋 央伎

## 1. はじめに

本報告は、家屋が密集する市街地における河川改修工事に伴って実施した電気検層結果に基づく地下水位モニタリング孔の設置について紹介する。

改修工事は洪水対策を目的とし、現河道を1m程度掘削する計画である。施工手順としては、地下水変動対策として遮水矢板（開口部ありφ=80mm）の打設を先行し、後に河道掘削を行う計画である。

当該地は、浅部に泥炭等の軟弱地盤が分布しており、施工の影響で地下水低下が生じた場合、圧密沈下による周辺家屋への影響が懸念された。

また、周辺に、飲用・生活用水として利用されている既設井戸もある事が判明した。このような現場条件のもとで、工事による地下水位への影響の有無を確認するため、浅層（Ag）、深層（Dg2）の地下水を個別に観測する必要がある。浅層、深層両方の地下水の賦存状況を確認し、観測孔のスクリーン設置区間の決定を目的として、電気検層を実施した。

以下に施工計画の標準断面図及び調査位置平面図を図-1、図-2に示す。

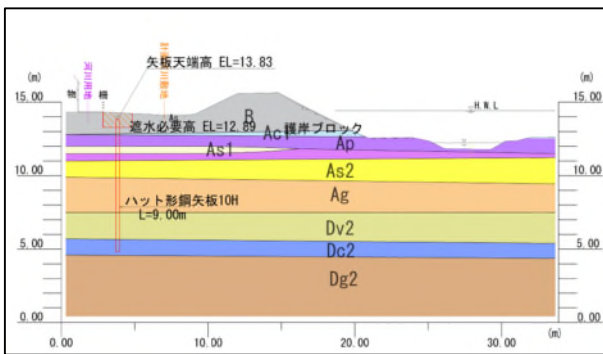


図-1 標準断面図

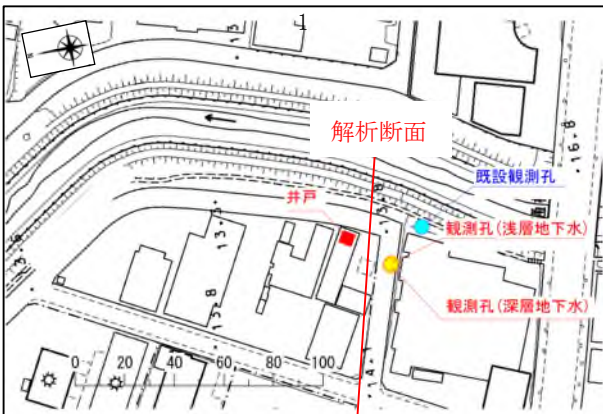


図-2 調査位置平面図

## 2. 調査方法

本調査では、浅層用・深層用それぞれの観測孔において、ゾンデの電極間隔を0.25m・0.50m・1.00mとするノルマル法<sup>1)</sup>で電気検層を実施した。ボーリング孔内でゾンデを昇降させ、往路と復路で計測して測定精度を高めた。

図-3に概要図を示す。

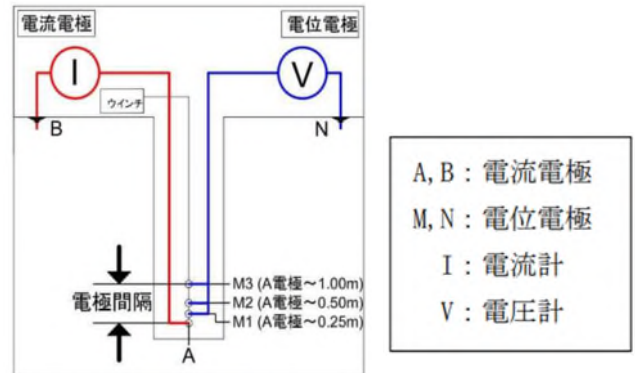


図-3 電気検層概要図

## 3. 調査結果

電気検層結果をボーリング柱状図に併記してとりまとめた検層結果図を図-4、図-5に示す。

ボーリング柱状図と比較すると、礫層部は、相対的に大きな比抵抗値を示し、帯水層と想定できる結果（図中の赤枠）が得られた。また、細粒分を主体とする区間では小さな比抵抗値を示し、ボーリング結果との相関が認められた。

ただし、同一土層内において、細粒分含有率の違いによると推測される見掛け比抵抗値の相違も散見された。

### 3.1 浅層地下水を対象とする電気検層結果

深度4.10~4.70mの砂、4.70~6.00mの砂礫の比抵抗値が相対的に高く、帯水層と想定された。

本孔では、浅層の地下水を対象として、深度3.0~6.0mに有孔管（スクリーン）を設置した。

表-1 地質状況及び比抵抗値（浅層地下水観測孔）

深度 (m)	地質	比抵抗値 (Ω) (測定間隔25cm)	水理地質区分
0.00 ~ 0.60	盛土	—	—
0.60 ~ 1.85	有機質シルト	42.3~48.9	—
1.85 ~ 3.50	砂質シルト	40.2~46.4	—
3.50 ~ 4.10	シルト質細砂	47.8~50.4	—
4.10 ~ 4.70	砂	50.4~75.2	○
4.70 ~ 6.00	砂礫	75.2~88.5	○

○：帯水層    —：難透水層

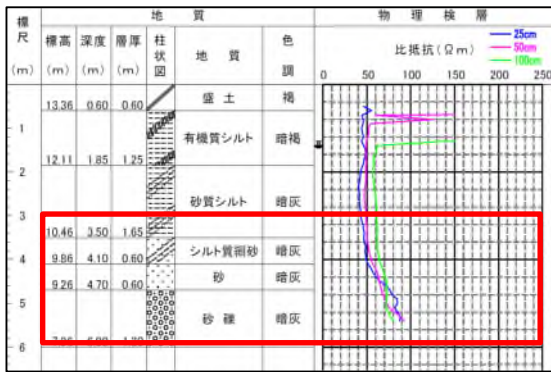


図-4 検層結果図(浅層地下水)

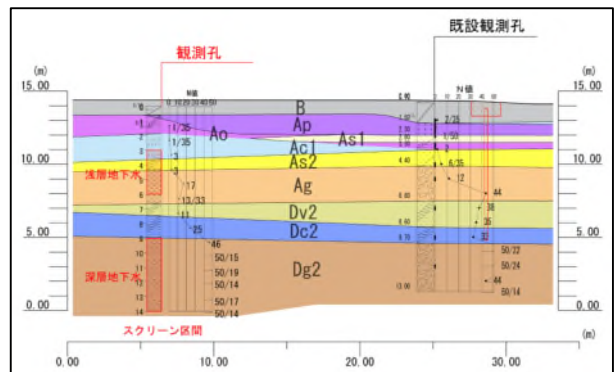


図-6 地質断面図

### 3.2 深層地下水を対象とする電気検層結果

深度4.25～6.60mの砂礫、8.95～14.00mの砂礫の比抵抗値が相対的に高く、帯水層と想定された。

本孔では、深層の地下水を対象として、深度9.0～14.0mに有孔管（スクリーン）を設置した。

表-2 地質状況及び比抵抗値(深層地下水観測孔)

深度 (m)	地質	比抵抗値 (Ω) (測定間隔25cm)	水理地質区分
0.00 ~ 0.60	盛土	—	—
0.60 ~ 1.85	有機質シルト	39.8～47.2	—
1.85 ~ 3.50	砂質シルト	40.4～50.1	—
3.50 ~ 4.25	シルト質細砂	48.3～68.6	—
4.25 ~ 6.60	砂礫	68.6～96.7	○
6.60 ~ 7.45	火山灰質砂	40.1～79.8	—
7.45 ~ 8.95	火山灰質シルト	38.4～90.0	—
8.95 ~ 14.00	砂礫	90.0～179.7	○

○：帯水層 ー：難透水層

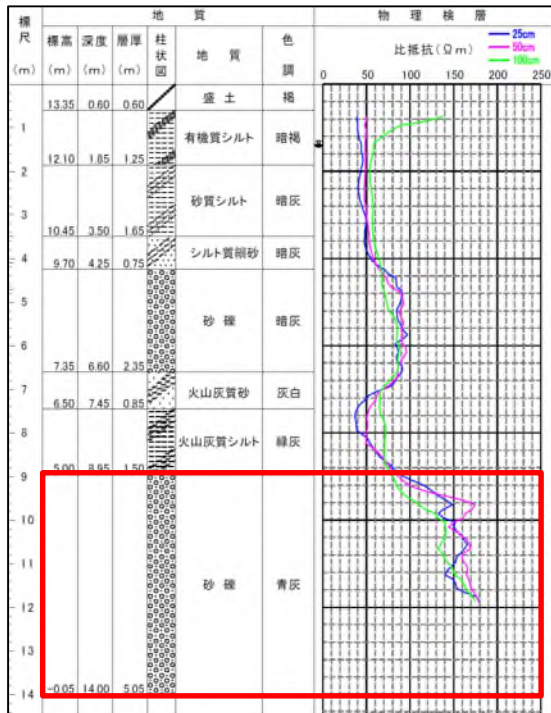


図-5 検層結果図(深層地下水)

既存資料と今回の調査結果を基に作成した土層断面図を図-6に示す。

### 4. 施工後の水位観測

電気検層実施後、揚水試験や水位観測のために開孔率12%の有孔管で観測孔（VP50）を仕上げた。

また、施工前・施工中・施工後における地下水位の変動を経時的に把握するために、自記水位計による水位観測は、現在も継続して実施中である。

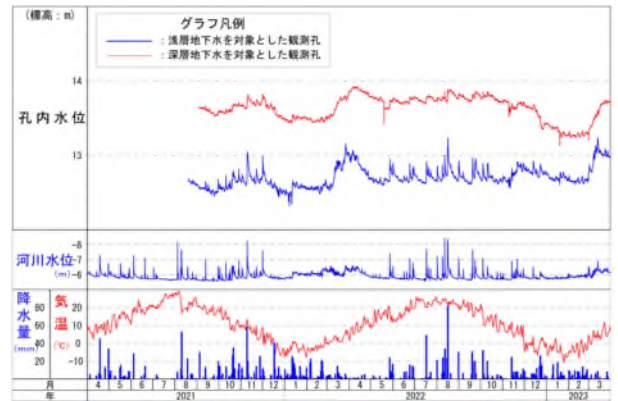


図-7 水位観測データ

各観測孔のデータは、季節変動による水位変動は見られるが、これまでに工事に起因する地下水変動が生じた可能性は低いと推測される。

また、水位観測の他に揚水試験や水質分析を定期的に行っているが、既設井戸の水位や水質に影響を及ぼすような結果は報告されていない。

### 5. まとめ

本報告では、電気検層結果に基づく層別水位観測孔の設置事例について述べた。

電気検層のデータを基にストレーナー設置区間を決定したが、その過程では社内で様々な意見交換を行い、改めて、地下水観測及び電気検層のデータの重要性を認識した業務となった。

### 《引用・参考文献》

- 1) 社団法人 地盤工学会：地盤調査の方法と解説,2013

# 汚染された帯水層の長期間揚水による水質変化の事例

サンコーコンサルタント株式会社

○三浦光隆, 越谷賢, 吉岡正光

国立研究開発法人産業技術総合研究所

町田功

## 1. はじめに

汚染された帯水層の浄化には、汚染物質の物理的な除去（掘削、揚水など）が有効とされる。そのような物理的な除去を実施した対策事例の報告は多くないものの、極めて時間や費用がかかることが知られる（たとえば、平田、1996<sup>1)</sup>）。

われわれは、複数の帯水層にそれぞれスクリーンを設けた単孔の調査孔において水理試験を実施した際に、帯水層ごとに水頭が異なるため、試験後にある一つの帯水層に別の帯水層の地下水が混入したことを確認した。混入した地下水の排除に約1カ月の揚水を継続したものの、侵入した地下水の2割程度しか揚水することはできなかった。しかし、地下水の水質は、作業完了時に概ね混入する前の状態となった。

本報では、帯水層の浄化の対策事例の一つとして、揚水時の水位、流量、水質などのモニタリングの結果を述べるとともに、水質が改善した要因などを検討したい。

## 2. 調査地および調査孔

調査地は駿河湾の北端沿岸の富士川河口部に位置する。調査地および周辺には、富士火山の火山噴出物および火山麓扇状地堆積物が分布するとされる（尾崎ほか、2016<sup>2)</sup>）。

水理試験を実施した調査孔（図-1）では、深度120mまでトリコンビットを使用して掘削し、掘削終了後に電気検層を実施した。掘削区間の地下地質は、掘削状況や検層の結果から、難透水層となる複数のシルトが挟在する砂礫が分布することが推定された。また、深度とともに全体的な比抵抗値が減少しており、下位に溶存成分の多い地下水が分布することが推定された。

調査孔の仕上げはシルトを境とした複数の深度に試験区間としてスクリーンを設けることを計画し、仕上げ管にはVP75、試験区間には巻線スクリーン（ステンレス製、開口率39.5%）を設置した。

## 3. 水理試験および帯水層の浄化のための揚水の概要

水理試験（以下、1回目の揚水）は、深度42m、82m、112m付近に設けたスクリーン区間において、地盤工学会基準（単孔を利用した透水試験方法：JGS 1314-2003）に準じた段階揚水試験、定流量揚水試験、回復試験を連続的に実施した。試験区間はダブルパッカーで遮蔽し、揚水時には地下水の水質（pH、電気伝導度、酸化還元電位、溶存酸素濃度、水温）を経時的にモニタリングした。また、水理試験の実施後には、流向流速試験を行い、地下

水の流動状況の把握した。

調査孔を約1カ月間静置した後、同じ試験区間から再び揚水を行ったところ、地下水の水質が変化している区間が認められ、別の帯水層の地下水が混入していることが考えられた。混入した地下水を排除するために、混入した区間を再びダブルパッカーで遮蔽して1カ月間程度にわたり断続的に揚水（以下、2回目の揚水）を行い、揚水した地下水の水質を経時的にモニタリングして改善状況などの変化を把握した。

## 4. 結果と考察

### (1) 試験区間の水理特性

試験区間の平衡水位は、深度42mがGL-2.5m程度、深度82mと112mがGL+0.5m程度と、下位の2区間が自噴する状態にあり、深度42mは下位の2区間と比較して水頭が3m程度小さかった。

試験区間の透水性は、深度42mが $10^{-3} \sim 10^{-4}$ m/s程度、深度82mと112mが $10^{-4} \sim 10^{-5}$ m/s程度と、深度42mが下位の2区間と比較して良好であった。

試験区間の流速は、深度が浅い区間で速く、下位ほど遅かった。

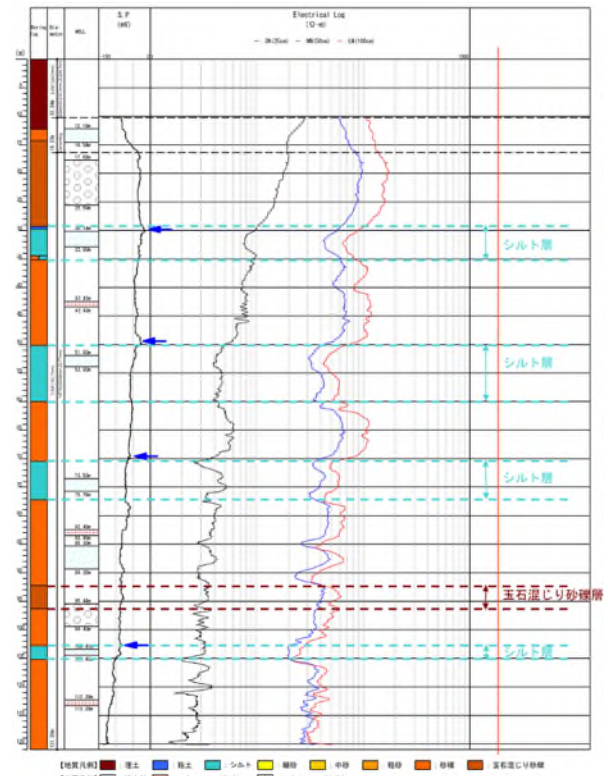


図-1 調査孔の柱状図と電気検層で得られた比抵抗値

(2) 試験区間の水質の変化

1 回目の揚水の終了時に採取した地下水の水質は、電気伝導度の違いが大きく、下位に従い高い値を示した。

2 回目の揚水の開始時の地下水の水質として、深度 42m では、電気伝導度の値が 1 回目の揚水時と比較して 10 倍以上高い値を示した。2 回目の揚水の終了時には、各深度ともに概ね 1 回目の揚水の終了時と同じ程度の値となった。

(3) 深度 42m の揚水時の水質の変化と改善した要因

1 回目の揚水終了時と 2 回目の揚水開始時の電気伝導度の値を比較したところ、深度 42m の 2 回目揚水直後の値の増加が顕著であった。

これは平衡水位が上位（深度 42m）と比較して、下位（深度 82m と 112m）が 3m 近く高いため、下位の帯水層から上位の帯水層へ地下水が混入したと考えられる。また、深度 42m は他の深度と比較して、高い透水係数を示しており、優先的に下位から地下水の混入が生じたと考えられる。混入した地下水は、電気伝導度から深度 112m から供給された地下水が主体と考えられる。

混入した地下水の量を推測するため、段階揚水試験の解析理論を応用した次式で算出することを試みる。

$$Q = \frac{2\pi Lk_1[h_1 - (h_1k_2 + h_2k_2)/(k_1 + k_2)]}{\log_e\left(\frac{2L}{D}\right)}$$

ここで、k：透水係数 (m/s)、L：試験区間長 (m)、D：試験区間径 (m)、Q：流量 (m³/s)、h：平衡水位 (GL+m) であり、下付き文字は、1：供給源の帯水層、2：混入があった帯水層の値を示す。本試験では試験区間長、試験区間径は同一であるため L、D については帯水層別に区別していない。

これにより算出した混入量は 755m³であった。2 回目の揚水時に揚水した積算流量は 144m³程度であり、混入量の 1/5 程度であった。この揚水量に対して電気伝導度の値は 1/8 程度まで低減した。このように物理的な除去が満足でなかったものの、地下水の水質が改善した要因としては、帯水層の貯留量が豊富かつ地下水の流動状況が良好であったため、混入した地下水が帯水層内で希釈されたものと考えられる。これは揚水を停止している間にも一定の勾配で電気伝導度の低減がみられることから確認できる (図-2)。

表-1 水理試験の結果

	平衡水位 (GL+m)	透水係数 (m/s)
深度42m	-2.41	1.02E-04
深度82m	0.46	4.05E-05
深度112m	0.42	1.23E-05

表-2 採水時の電気伝導度

	1回目の揚水		2回目の揚水	
	終了時	開始時	開始時	終了時
深度42m	237	3567	3567	442
深度82m	1476	3901	3901	1555
深度112m	5803	4805	4805	4862

単位は μS/cm

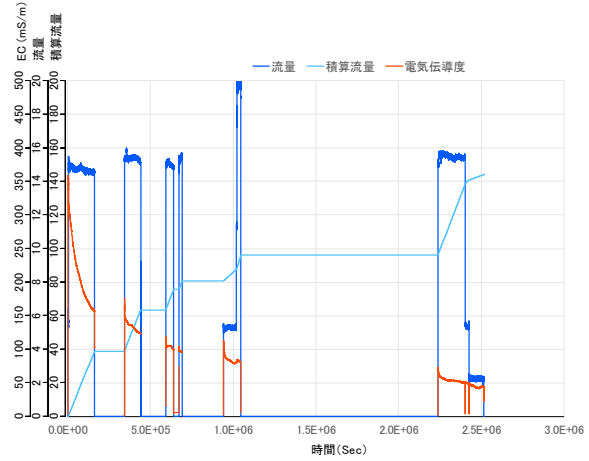


図-2 42.43～43.43m の 2 回目の揚水時の水質変化

5. おわりに

汚染された帯水層の浄化の対策としては、汚染物質の物理的な除去（揚水など）が有効であるものの、極めてコストがかかることとされる。本報においても帯水層の浄化対策として長期間の揚水を実施した。しかし、帯水層そのものの特性が水質の改善に大きく寄与したことが示唆された。帯水層の浄化対策として汚染物質の物理的な除去が重要であることには変わりはない。本報は、帯水層の適切な浄化対策を行うために、地下水の流動状況など、帯水層の特性を正確に把握することが不可欠であることを追認した事例と考える。今後は、流向流速試験の結果なども踏まえて、地下水流動シミュレーションを行うことで想定される水質の変化を模擬・再現してみたい。

6. 謝辞

本研究には、経済産業省資源エネルギー庁からの委託研究「令和 4 年度度高レベル放射性廃棄物等の地層処分に関する技術開発事業 (JPJ007597) (沿岸部処分システム評価確証技術開発)」の成果の一部を利用した。

《引用・参考文献》

- 1) 平田健正 (1996)：土壌・地下水汚染と対策，日本環境測定分析協会
- 2) 尾崎正紀・水野清秀・佐藤智之 (2016)：5万分の1富士川河口断層帯及び周辺地域地質編纂図および説明書。海陸シームレス地質情報編集，駿河湾北部沿岸域，海陸シームレス地質図 S-5。

# 多点温度検層と地下水検層の併用による地下水流動深度の推定

株式会社日さく ○峯浦 康平、堀 信雄、若槻 望美、藤田 祥代

## 1. はじめに

井戸掘削や地すべり調査においては、地下水の流動深度を推定することが重要である。地下水の流動深度を推定する手法は、地下水検層や多点温度検層等が知られている。

本稿では、風化緑色岩が分布する地域において、多点温度検層と地下水検層を併用し、地下水流動深度を推定した事例を紹介する。

## 2. 調査概要

### (1) 調査目的

本調査は、山地部における地下水開発を目的として、地質状況および地下水分布状況を把握するため、ボーリングおよび観測孔設置、地下水位観測、地下水検層、多点温度検層を行った。

### (2) 調査方法

#### ① ボーリング・観測孔設置・地下水位観測

オールコアボーリング実施後、VP50 観測孔仕上げを実施し、スクリーンを G.L.-5.00m～25.00m に設置した。観測孔設置後、自記水位計による地下水位の連続観測を行った。なお、本観測孔の近傍には既存井戸が位置しており、その諸元は井戸径φ900mm 程度、井戸深度は G.L.-8.5m 程度である。

#### ② 地下水検層

地下水検層は、観測孔内に食塩水を注入して比抵抗値を低下させ、流入する地下水との置換希釈による比抵抗値の変動(増大)を測定し、地下水流動深度を推定した。

#### ③ 多点温度検層

多点温度検層は、観測孔内に温水を注入して水温を均一に変化させ、自然状態の温度に戻ろうとする水温変化を経時的に観測し、深度毎の温度復元率から地下水流動層の存在深度について検討を行った。なお、地下水検層および多点温度検層は参考資料 1) に基づき実施した。

## 3. 調査結果

### (1) 地質状況および地下水位変動状況

ボーリングコアを図-1 に、掘削時の孔内水位変動図を図-2 に、既存井戸と観測孔の断面図を図-3 に示す。

本調査地には、表土、崖錐堆積物(dt)が分布しており、G.L.-1.40m より強風化緑色岩(WW-Mg)と風化緑色岩(W-Mg)が確認された。なお、ボーリング掘削時には、G.L.-16～20m 付近まで掘削した際に、孔内水位が G.L.-5m 付近から G.L.-10m 程度まで低下した。

一方、既存井戸は井戸深度 G.L.-8.5m 程度であること

から、強風化緑色岩(WW-Mg)および風化緑色岩(W-Mg)を流動する地下水を取水しているものと想定される。

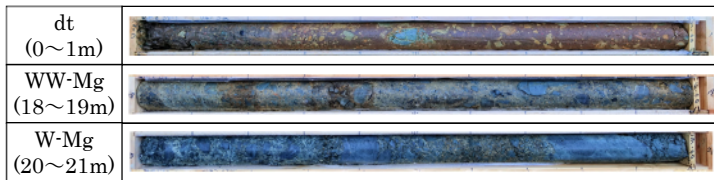


図-1 ボーリングコア写真(抜粋)

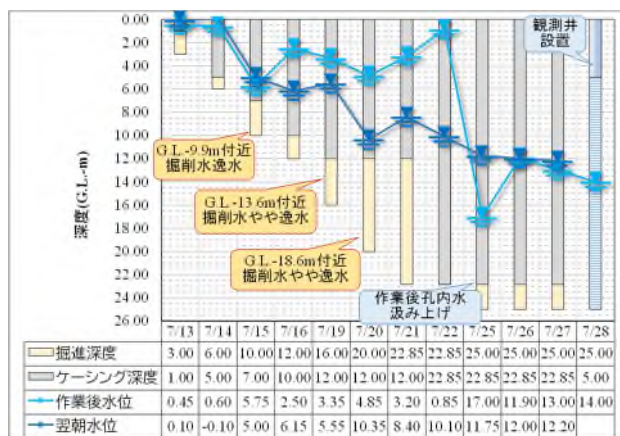


図-2 掘削時の孔内水位変動図

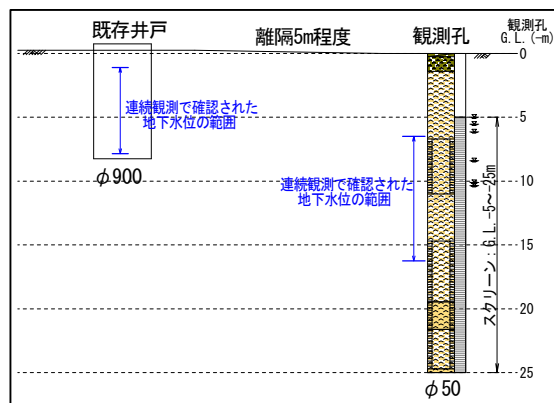


図-3 既存井戸および観測孔の設置概念図

地下水水位変動図を図-4 に示す。既存井戸の地下水水位は、まとまった降雨後に確認されるが、降水量が少ない期間には地下水水位が低下し井戸枯れとなった。一方、観測孔の地下水水位は、降雨後に上昇し、その後緩やかに低下するものの、G.L.-16m 付近で概ね横ばいとなった。

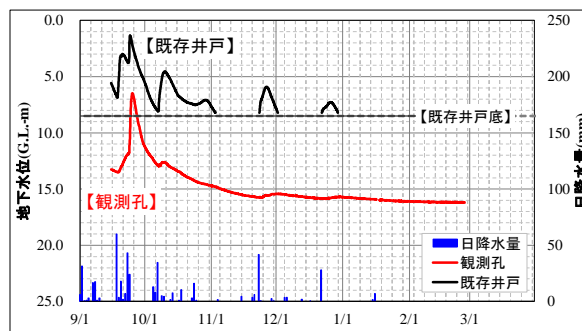


図-4 地下水水位変動図

(2) 地下水検層および多点温度検層結果

地下水検層結果を図-5に、多点温度検層結果を図-6に示す。地下水検層の結果、比抵抗値が明瞭に確認された深度は、G.L.-13~14m 付近、G.L.-18m 付近、G.L.-21~23m 付近である。一方、多点温度検層においても同様の深度で温度復元率が比較的高い傾向を示した。

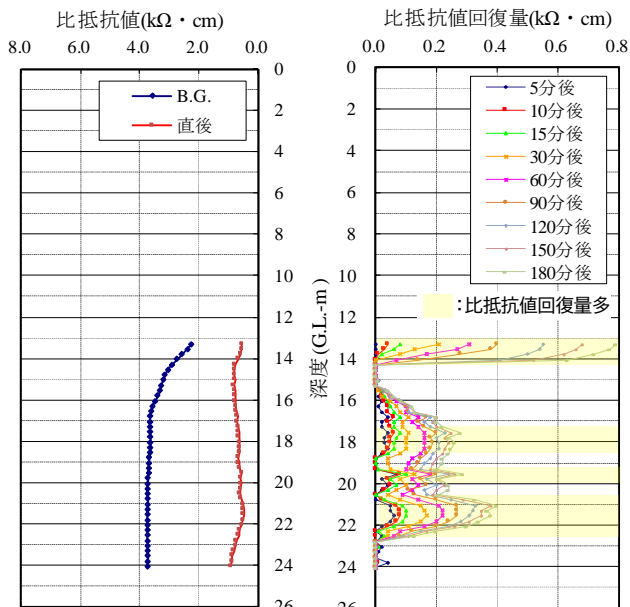


図-5 地下水検層結果

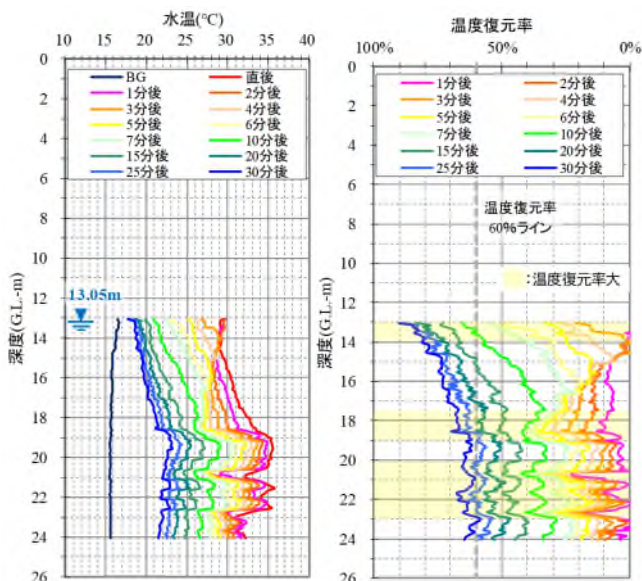


図-6 多点温度検層結果

4. 考察

(1) 地下水流動深度の推定

両検層結果に基づき、地下水流動状況について深度ごとに検討を行った。

①G.L.-13~14m 付近

本深度は概ね地下水面にあたる。多点温度検層の結果、温度復元率が最も高く、G.L.-15m 付近にかけて緩やかに低下する傾向を示した。これは、地下水面(G.L.-13m)より孔内に流入した地下水が G.L.-15m 付近

に下降する傾向を示していると考えられる。検層実施時における既存井戸の地下水位は G.L.-4.7m 程度であったことから、観測孔の比較的浅い深度にも地下水が存在しており、観測孔内に流入することで明瞭な温度復元がなされていると想定される。

②G.L.-18m 付近

本深度では、多点温度検層の温度復元率が高い傾向を示しており、G.L.-16m 付近にかけて緩やかに低下する傾向を示す。これは、G.L.-18.5m 付近より流入した地下水位が上昇する傾向を示していると考えられる。

③G.L.-21~23m 付近

本深度は、両検層結果から比抵抗値の回復および温度復元率の上昇が比較明瞭である。

④地下水流動深度の整理

以上より、本調査地における地下水流動深度は、主に G.L.-18m 付近、G.L.-21~23m 付近であると想定される。渇水期においても、地下水位は G.L.-16m 付近で安定することから、G.L.-18m 付近および G.L.-21~23m 付近から一定量の地下水が観測孔内に供給されていることが示唆される。

当該深度のボーリングコアは、コアの酸化が比較明瞭に認められており、地下水検層および多点温度検層の結果と概ね調和的である。

さらに、まとまった降雨後には比較的浅い深度からも地下水が流入している可能性が示唆される。

(2) 地下水流動状況の検討総括

本調査地においては、まとまった降雨時には浅層部に一時的に地下水が形成され、既存井戸に地下水面が生じているものと想定される。

一方、渇水期には、深度約 8.5m の既存井戸は井戸枯れとなるものの、観測孔の地下水位は G.L.-16m 付近を概ね横ばいで推移する。これは、G.L.-18m 付近、G.L.-21~23m 付近を流動する地下水が、渇水期における観測孔の地下水位低下の抑制に寄与しているものと想定される。

5. まとめ

地下水検層および多点温度検層の結果から想定した地下水流動が想定される深度と、ボーリングコア観察により酸化が認められる深度は概ね調和的であった。

本事例では、2種の検層とコア観察結果、地下水データを総合的に判断し、地下水流動が相対的に卓越している深度を検討することができた。

《引用・参考文献》

1) 改訂版現場技術者のための地質調査技術マニュアル (2015) : 一般社団法人関東地質調査業協会, pp. 194-198, pp. 432-436

# 長期連続観測用濁度計を用いた水文調査事例

(株)アサノ大成基礎エンジニアリング ○福嶋 夏紀, 江中 泰久, 小瀬川 奉久

## 1. はじめに

水文調査は、建設工事等に伴う地下水や表流水への影響を明らかにするために実施される。工事による水質への影響を示す指標の一つに「濁度」がある。濁度の主な観測方法は、採水による水質検査やポータブル濁度計による現地測定等が挙げられる。これらの方法は、現地に赴いた際の濁度しか把握することができない。

本論では、濁度の観測に長期連続観測用濁度計を用いた水文調査事例について述べる。

## 2. 調査概要

### (1) 調査目的

某地区で計画されている河川改修工事が周辺の地下水や表流水に与える影響を明らかにするために、水文調査を実施した。調査当時、河川改修工事の施工下流側では、河川水を生活用水として利用しており、濁りの影響が懸念された。そのため、工事期間において流量観測、簡易水質観測、水位観測に加え、工事による濁りへの影響をモニタリングするために、図-1に示す長期連続観測用濁度計を用いた濁度観測を実施した。

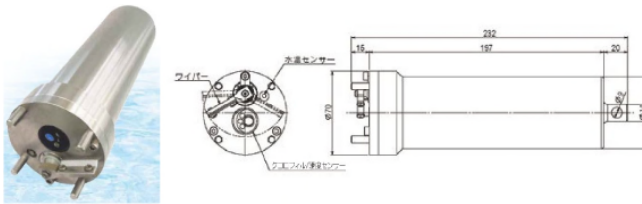


図-1 長期連続観測用濁度計概要図<sup>1)</sup>

### (2) 濁度計の概要

使用した濁度計は濁度の他に、水温及びクロロフィルを同時測定できる。測定前にワイパーでセンサー面についた汚れを自動で清掃する機能が付いており、長期連続観測が可能である。センサーとロガー部は一体型であり、電源はリチウム電池である。

本調査では、10分毎に濁度を測定してデータを取得した。1回の測定で1秒間隔に10個のデータを取得し、その平均値を10分毎のデータとした。

### (3) 設置方法

濁度計は施工区域の上流と下流に1つずつ設置した。施工上流の沢では、写真-1に示すようにセンサーを下流に向けて水平に設置し、河床に固定した。施工下流では、河川水を取り込んだ井戸に吊り下げて設置した。なお、井戸では自記水位計による水位観測も実施した。センサーは前方20～30cm先までの扇形の範囲を対象としており、センサー範囲に支障物が無いように設置した。



写真-1 濁度計の設置例 (沢)

## 3. 濁度観測結果

図-2に調査地近傍の雨量観測所で収集した日雨量データと、施工上流及び施工下流の濁度観測結果を示す。濁度のグラフは10分毎に観測したデータをプロットした。観測は令和4年4月から令和4年12月にかけて実施した。

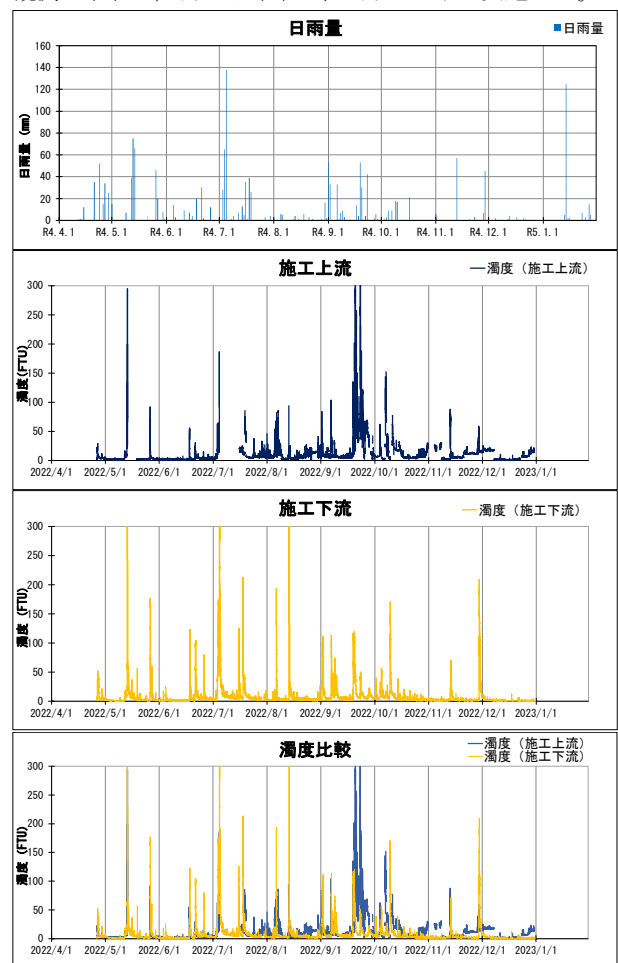


図-2 濁度観測結果

両地点とも定常時の濁度は概ね0～10FTU 程度で推移している。濁度の増加の程度（ピークの高さ）には大小があるものの、降雨時は両地点同時に濁度が増加する。

施工上流の濁度は、施工下流に比べて無降雨時の変動が激しい。施工上流は溪流の様相を呈しているため、河床付近には岩、石、枝葉等が多く存在している。そのため、流況の変化に伴い濁度計のセンサーが石や枝葉等の影響を受け、無降雨時でも濁度が上昇したものと考えら



れる。より正確な濁度を観測するためには、センサー範囲に障害物がくることがないように設置方法を工夫する必要がある。

施工下流の濁度は、降雨時の変動が施工上流に比べ大きい、無降雨時は変動が小さくほぼ一定である。施工下流は井戸内で観測しており、河川水は粗いフィルターを通して井戸に流入しているため、障害物の影響を受けにくいとと考えられる。

両地点の濁度を比較すると、施工下流の濁度の上昇時には施工上流の濁度も同じタイミングで上昇している。したがって、施工下流の濁度上昇は降雨に反応したものであり、施工の影響は小さいものと考えられる。

このように、月一回程度の定期的な観測ではなく、連続的に観測した濁度と降雨量の変動を詳細に解析することで、工事の影響をより正確に把握することができた。

#### 4. 濁度のデータ整理方法

##### (1) データ整理方法

濁度のデータ整理は、以下の方法で行った。

- ① 10分毎に10秒連続で濁度を測定し、毎秒の濁度のサンプルを取得する。
- ② ①で得られたサンプルの平均値を算出し、10分毎に1データのグラフを作成する。
- ③ 観測時に確認された流況に伴う河床周辺の変化や濁度計の状況、及び降雨量や濁度と並行して測定しているクロロフィルの値等をもとに異常値と考えられる値を抽出し、除去する。

##### (2) 異常値の抽出方法

水量が多い場所や周囲に障害物がない場所では異常値の発生は少ないと考えられるが、水位低下時や障害物発生時にセンサーが正常に反応せず、異常値が発生することがある。本調査では、濁度と同時測定した水温とクロロフィルを利用して、異常値を抽出した。ここで、クロロフィルの値は、水中に含まれる植物プランクトンの測定値を指す。今回は、濁度の測定が正しくできているかを判断するクロスチェック用のデータとしてクロロフィルの値を利用した。図-3に、例として施工下流のグラフを異常値除去前後で比較した図を示す。

今回の観測では以下の場合を異常値と判断し、データを除去した。

- ・濁度やクロロフィルが、降雨や大きな水位変動がない時に急激に高い値を示す場合⇒障害物等にセンサーが反応するほか、水位低下によりセンサーが水面近くに位置することで、太陽光等が干渉し異常値となったと判断した。
- ・水温が急激に変化した場合⇒センサーが水面から出たことが考えられるため、異常値と判断した。

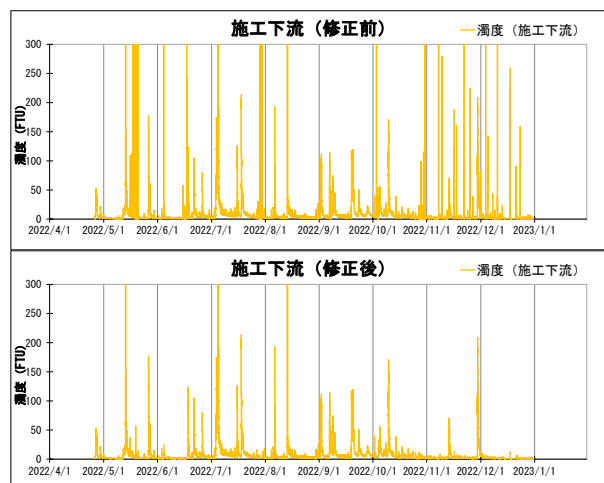


図-3 濁度補正前後の比較

#### 5. 濁度計設置方法の改善案

以下に、今回の経験を通して考えた、異常値の発生を抑制する濁度計の設置方法の留意点を示す。

##### 《水平に設置する場合》

- ・U字溝を濁度計に被せるように取り付けると、流れる障害物の影響を受けにくく、安定すると考えられる。
- ・水平設置の場合はセンサーが太陽光の影響を受けやすいので、塩ビの異径ソケット等をセンサー側に取り付けると、センサー部が影になり影響を受けにくいと考えられる。

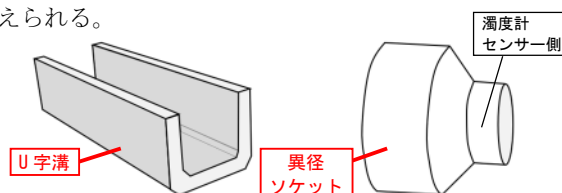


図-4 U字溝及び異径ソケット概要図

##### 《吊り下げて設置する場合》

- ・井戸等に吊り下げるときは、可能な限り濁度計を床面に近付けて設置することで、水位変動の影響を受けにくくなると考えられる。

#### 6. おわりに

水文調査では、主に水位観測や定期的な水質分析等を実施することで、施工による周辺地下水や表流水への影響の有無を評価することが多い。今回は、長期連続観測用濁度計を用いて濁度を連続的に観測することで、降雨量と濁度の変動や、施工上流と施工下流の濁度の変動をより詳細に比較することができた。その結果、施工による表流水の濁りへの影響をより正確に評価することができた。コストの問題もあるが、長期連続の濁度観測は影響評価に有効な手段であるといえる。

##### 《引用・参考文献》

- 1) 海洋・河川事業部製品カタログ Vol.10・INFINITY-CLW, JFEアドバンテック株式会社

## トンネル施工による池湧水への影響に関する広域三次元浸透流解析

株式会社アサノ大成基礎エンジニアリング ○八巻翔太、高崎汐織、孫 躍、大森将樹

## 1. はじめに

臼杵トンネルは、大分県臼杵市を通る全長約2kmのトンネルである。現在現場では、既存の臼杵トンネル（以下Ⅰ期線）の北に新たなトンネル（以下Ⅱ期線）を施工中である。トンネル起点側には岩屋川溜池があり、湧水が確認されている。この溜池の水は、周辺住民が農業用水として使用している。このような状況の中、現在施工中のトンネルが岩屋川溜池の湧水量に影響し、溜池の水量が減少するのではないかと懸念が上がっていた。

そこで筆者らは、調査で把握することが困難な広域の地下水流動を三次元浸透流解析で再現し、トンネル築造後の溜池の湧水量への影響を検討した。ただし対象の現場は調査情報が少なく、限られたデータでモデル作成や妥当性検討を行う必要があった。そこで本稿では、実施した浸透流解析の内容について述べるとともに、特に今まで述べられた事例が少なかった山岳地域の初期水位設定手法にも着目し、その課題の対応策について併せて述べる。

## 2. 解析概要

## (1)解析モデルの作成

モデル範囲は、図-1に示す範囲<sup>1)</sup>とした。青線で示す解析メッシュモデル境界は、溜池とトンネルを含み尾根や河川を通るように設定した。赤線で示す地質構造モデル境界は、解析メッシュモデルを含むように東西方向3.5km、南北方向2.5kmとした。地質構造モデルは、通常調査ボーリングデータを用いて作成するが、データが溜池周辺の一部のみであったため、現地踏査を実施することで情報を補った。踏査で着目したポイントは、露頭と湧水地点である。露頭は、地質構造モデルの作成以外に水理パラメータ設定の参考にした。湧水地点は、水理パラメータと初期水位の設定の参考にした。また、広範囲の地質分布は既往文献（産業技術総合研究所 5万分の1地質図や、過去に作成されたトンネル周辺の地質図等）を参考に作成した。作成した地質構造モデルを図-2に示す。

解析メッシュモデルは、池周辺とトンネルが細かく分割されるようにメッシュを切り、地質構造モデルの地質材料分布を反映させた。また、トンネルに該当する要素は地質材料を与えず、空洞とした。作成した解析メッシュモデルを図-3に示す。モデルは、節点総数4,233,496、要素総数4,101,120、層数41とした。

モデルの境界条件は、地表面を降雨浸透境界、底面を不透水境界、側面の尾根を定流量境界、河川と低地を水位固定境界とした。

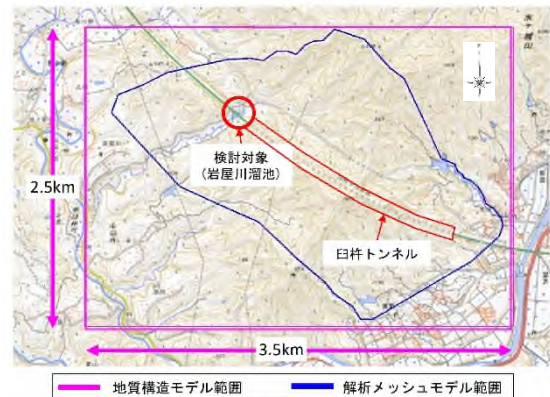
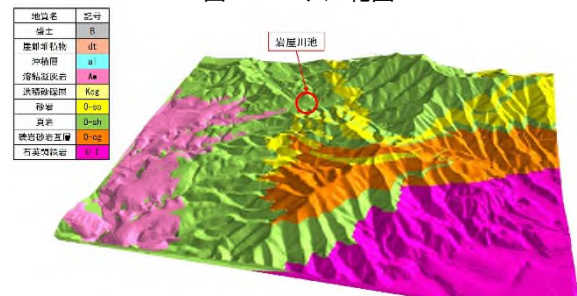
図-1 モデル範囲<sup>1)</sup>

図-2 地質構造モデル

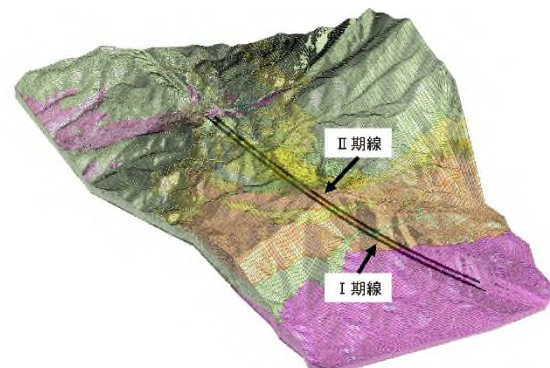


図-3 解析メッシュモデル

## (2)初期水位の設定

浸透流解析を実施するためには、モデルの節点に初期水位を与える必要がある。本来は観測データを基に水位を設定し、定常解析で初期水位を得るが、今回は観測データが少ないため、初めから浸透流解析によって初期水位を設定した。山岳地域の地下水分布は地形に依存するという特徴を考慮し、解析モデルをある程度飽和させた状態から一定降雨で解析を実施するという方法を採用した。降雨は、解析期間の平均降雨量を使用した。現地踏査で標高の高い場所に湧水を確認したことから、解析によって山地の地下水位が下がりすぎないように留意した。一定降雨の解析によって初期水位を設定する利点は、地形沿いの地下水位分布を得られるだけでなく、モデル全体で安定水位を得られることである。モデル全体の水位が安定しない場合、計算は収束せず正しい結果が得られ

ない。設定した初期水位の妥当性は、後述する現況解析で評価した。

### (3)解析実施

浸透流解析は、現況解析と予測解析の2段階で実施した。解析流出量は、図-4に青枠で示す池全体からの流出量を検討対象として計算した。

現況解析は、モデルと水理パラメータの妥当性評価を目的とし、I期線のみ開通した状態のモデルに対して、観測湧水量と解析流出量のフィッティングを実施した。湧水観測の約1か月前に現場で池の水を排水していたため、解析も同様の条件下で実施した。期間は、観測日を含む2か月とし、降雨データは気象庁臼杵観測所のデータ<sup>2)</sup>を使用した。

予測解析は、湧水量の検討を目的とし、現況解析と同一のモデルとII期線も開通したモデルの2つを使用して1年間の非定常解析を実施した。II期線開通後のモデルに対し、裸工と通常施工の2ケースの計算を実施した。降雨データは、臼杵観測所において直近10年間で最も年間降雨量の少ない2022年のデータを採用した。少ない降雨量データを採用した理由は、降雨による水の供給量が少なくても湧水量が減少しなければ池の水が不足する可能性が低いと判断できるためである。

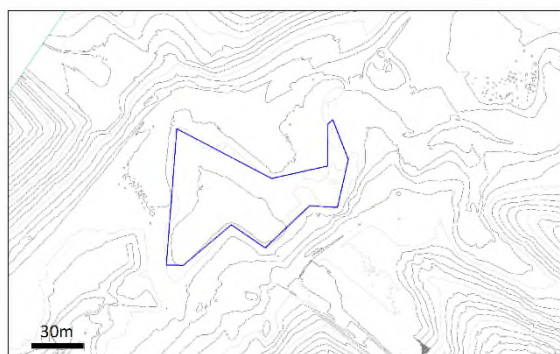


図-6 流出量計算範囲

## 3. 検討結果

### (1)現況解析

フィッティングに使用した観測値は、2/25に現地で測定した湧水量75L/minである。解析流量の経時変化を図-5に示す。現況解析の結果、2/25の解析流出量は約73L/minとなり、観測値との流量差を約2L/minまで抑えることができた。よって、作成したモデル、設定したパラメータおよび初期水頭は妥当であると判断した。この時のパラメータを使用して、次の予測解析を実施した。

### (2)予測解析

予測解析の結果を図-6に示す。緑線は現況解析と同一のモデル、赤線はII期線も開通したモデル（I・II期線モデル）を使用して解析した結果を示す。

II期線掘削後、裸工の状態とした場合(図-6 上グラフ)は、I期線のみの場合に比べてII期線掘削後の流出量が減少する結果となった。しかし、このケースはトンネル

施工後に吹付けコンクリート等の処理を実施しない場合を想定しており、通常施工では考えにくい状態である。すなわち、ここで示す値はII期線掘削が原因で湧水量が減少する場合の最小流出量であると言える。

一方、II期線掘削後、通常施工が完了した場合(図6下グラフ)は、I期線のみの場合に比べてII期線掘削後の流出量がやや増加する結果となった。I・II期線モデルは、トンネルと地盤の境界を不透水境界として計算している。流量が増加した原因は、II期線が地下水流動の障害となり、流動方向が変化したことによる地下水位の上昇と考えられる。以上の結果より、II期線の通常施工が完了した場合、湧水量は減少しないと考えられる。

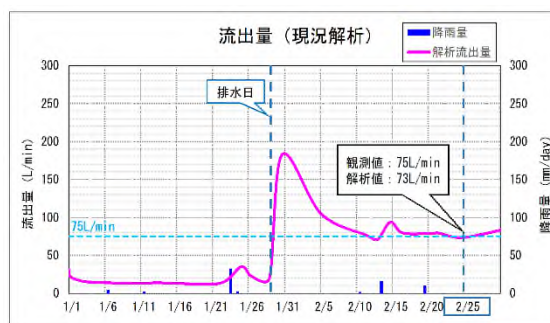


図-4 流量経時変化 (現況解析)

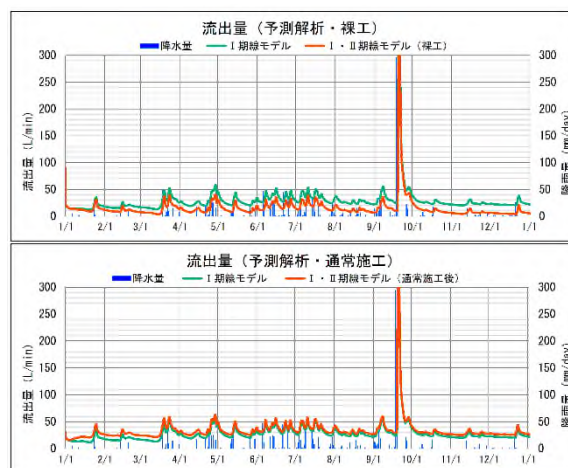


図-5 流量経時変化 (予測解析)

## 4. おわりに

本件では、トンネル掘削に伴う湧水への影響を検討した。検討の結果、トンネル築造による池湧水量への影響はないと結論付けた。今後の展望として、より高精度な山岳地域の初期水位設定手法の確立を目指したい。また、モデルやパラメータの妥当性評価について、何を根拠に妥当であると判断するのかという指標は現在のところ存在しない。妥当性の評価方法は、今後も検討していく必要があると考えている。本稿が、今後山岳地域の浸透流解析を行う上で参考になれば幸いである。

### 《引用・参考文献》

- 1) 国土地理院地形図 (に加筆), (最終閲覧日2023年6月11日), <https://mapps.gsi.go.jp/maplibSearch.do#1>.
- 2) 気象庁アメダス: 観測地点「臼杵」(最終閲覧日2023.6.11), <https://www.jma.go.jp/jma/index.html>.

## トンネルの施工に伴うタンクモデルを用いた工事影響検討

株式会社ダイヤコンサルタント ○小玉 聡, 梅沢 晃司, 遠藤 理  
中日本高速道路株式会社 前川 和彦, 小林 綾乃

## 1. はじめに

トンネルの施工では、水利用への施工影響を判断するために施工前後における保全対象の流量・水位等の変化を捉えることが重要である。これに対し、本業務では、水文調査（流量観測、地下水位観測等）を実施した。その結果、地下水位および河川流量は降雨と相関する傾向が認められたため、タンクモデルによる影響判定が最適と判断し、予測解析を実施した。予測解析の結果、再現期間における予測と実測の観測結果に乖離は少なく、タンクモデルが精度よく検証できることが分かった。

## 2. 水文調査

水文調査における流量観測は断面法、容器法、三角堰法を用いて実施した。断面法を実施した観測地点では自記水位計を設置し、河川水位を計測した（1回/h）。計測した河川水位と断面法による流量から1時間毎の河川水位を流量に換算している。換算された流量は、後述する「工事影響判定検討」におけるタンクモデルの構築に利用するためである。地下水位観測はテスター式水位計（1回/月）および自記水位計（1回/h）を用いて観測を実施した。

## 3. 流量観測および地下水位観測結果

観測結果について、以下の傾向がみられた。

- (1) 自記水位計観測（1回/h）による流量および河川水位は降雨後1時間以下の時間差で明瞭に増加している。
- (2) 観測頻度（1回/月）による流量および地下水位も不明瞭ではあるが降雨後の観測値に増加がみられた。
- (3) 断面法による流量と河川水位は概ね連動している。
- (4) ほとんどの観測地点で観測値の季節変動がみられ、渇水期（12月～2月）は観測値が小さくなり、豊水期（6月～10月）は観測値が大きくなる傾向がみられた。

観測結果の一例と降雨との関係を図-1 に示す。

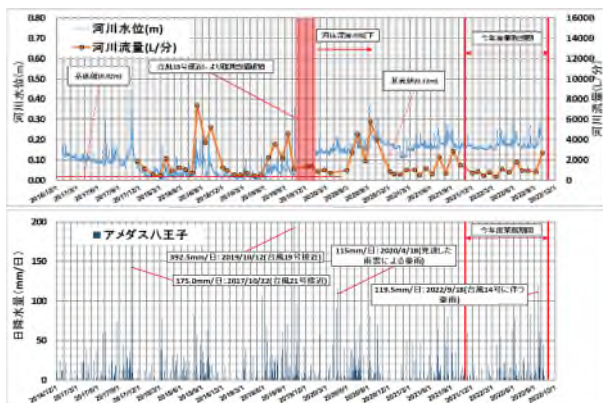


図-1 流量観測結果<sup>1)</sup>

## 4. 工事影響判定検討

観測結果より、地下水位および河川流量は降雨と相関する傾向がみられたため（図-1）、水利用への施工影響についてタンクモデルによる、予測解析を実施した。トンネル施工前の流量観測結果と降水量を用いて、降水量と流量観測値との関係をタンクモデル法による流出解析により構築した。

## (1) 検討範囲

トンネル施工による影響範囲、連続流量観測箇所および水利用のある流域であることを考慮し、表-1および図-2に示す5箇所とした。

本検討では、トンネル掘削による影響を評価するため長期流出解析を実施することとし、1時間間隔で取得しているデータから日平均流量を計算し、基底流出に着目した再現を行った。

表-1 タンクモデル構築箇所

	測定方法 (1時間間隔)	集水面積 (km <sup>2</sup> )	
1	調査地点 A	水位	5.434
2	調査地点 B	水位	1.467
3	調査地点 C	流量	0.272
4	調査地点 D	流量	0.362
5	調査地点 E	水位	0.956



図-2 タンクモデル構築地点及び集水域

## (2) 設定条件

設定条件はタンクモデル形状、気象条件、流域面積（表-1）、再現期間であり、以下に示す通りとした。

## ・タンクモデル形状

図-3に示す直列4段タンクモデルとした。観測地点の地下を通る下流側への流出や既設トンネルへの流出を考慮し、第4段タンクの下部に漏水孔のあるモデルを用いた。

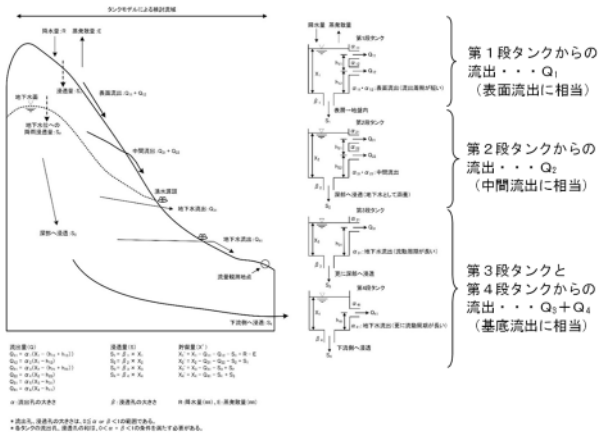


図-3 直列4段タンクモデル形状

・気象条件

降水量はアメダス「相模湖」の日降水量データ、蒸発散量は、Hamon 法を用いて平均気温および可照時間から算出した。気温はアメダス「八王子」のデータ、日照時間はアメダス「千葉」のデータを用いた。

本検討では、Hamon 法から算出された可能蒸発散量に、経験的な係数の中間値0.65を乗じた値を蒸発散量としてタンクモデルへ設定した<sup>2)</sup>。式-1に Hamon 法の式を示す。

$$Ep = 0.14D^2Pt \quad \dots \text{式-1}$$

- ここで、 $Ep$ : 蒸発散能 (mm/day)
- $D$ : 可照時間 (1日当たり12時間の可照時間を1としたときの可照時間の割合)
- $Pt$ : 平均気温に対する飽和絶対湿度 (g/m<sup>3</sup>)
- $Pt=10(0.0275T+0.70945)$
- $D$ : 平均温度 (°C)

・再現期間

解析は2016年12月26日～2021年9月5日までの期間を実施した。再現期間は2019年10月12日の台風19号により被災した観測施設が復旧した2020年1月29日～2021年9月5日の19ヶ月間程度とした。

(3) 計算方法及び妥当性検証方法

タンクモデルによる流出解析では、計算流量が実測流量に近似するように各パラメータを調整する。

タンクモデルの計算流量は、第1段～第4段タンクからの流出流量の総和 (表面流出+中間流出+基底流出) を比較しながら設定した。

タンクモデル解析結果の妥当性は、低水部の適合度を重視する平均相対誤差法によって検証した。検証誤差のシキイ値は平均相対誤差25%以下とした。式-2に平均相対誤差法 (RM) の計算式を示す。

$$RM = \frac{1}{n} \sum \frac{q_n - \hat{q}_n}{q_n} \quad \dots \text{式-2}$$

ここで、 $n$ : データ数,  $q_n$ : 実測流量,  $\hat{q}_n$ : 計算流量

(3) 解析結果

全地点において、タンクモデルの計算結果は平均相対誤差のシキイ値を超過する結果となった。調査地点 A を除く4地点においては、低水流量が若干小さめに計算され

る傾向があるものの、概ね実測流量を再現する結果であった。そこで、調査地点 A の除く4地点については低水流量をフィッティングするよう第4段タンク浸透孔を微調整した。その結果、水位-流量の関係が安定しておらず、時系列の流量値にバラツキがある調査地点 A を除き平均相対誤差のシキイ値を満足しており、予測と実測の観測結果との間に乖離は少ない結果となった。表-2にパラメータ一覧、図-4に計算結果を示す。

表-2 タンクモデルパラメータ一覧

	調査地点 A	調査地点 B	調査地点 C	調査地点 D	調査地点 E
流域面積 (km <sup>2</sup> )	5.434	1.467	0.272	0.362	0.956
①: 第1段タンク浸透孔1	0.400	0.400	0.400	0.400	0.400
②: 第1段タンク浸透孔2	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010
③: 第1段タンク浸透孔	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500
④: ①～③の高さ	5	5	5	5	10
⑤: ④～⑥の高さ	10	10	10	10	10
⑥: 第2段タンク浸透孔1	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200
⑦: 第2段タンク浸透孔2	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001
⑧: 第2段タンク浸透孔	0.400	0.400	0.400	0.400	0.400
⑨: ⑥～⑧の高さ	0	0	0	0	0
⑩: 第3段タンク浸透孔	0.010	0.050	0.050	0.050	0.015
⑪: 第3段タンク浸透孔	0.1	0.1	0.1	0.1	0.015
⑫: ⑩～⑫の高さ	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
⑬: 第4段タンク浸透孔	0.005	0.01	0.01	0.01	0.01
⑭: 第4段タンク浸透孔	0.005	0.008	0.002	0.005	0.001
⑮: 第1段タンク_初期水頭	0	0	0	0	0
⑯: 第2段タンク_初期水頭	0	0	0	0	0
⑰: 第3段タンク_初期水頭	5	5	5	5	5
⑱: 第4段タンク_初期水頭	60	50	40	40	50
平均相対誤差					
2019年台風19号以降 (2020年1月29日～2020年9月5日)	22.5%	2.6%	17.6%	9.5%	22.5%
平均相対誤差					
2019年台風19号以降 (2020年1月29日～2021年9月5日)	63.4%	21.7%	19.2%	11.7%	14.7%

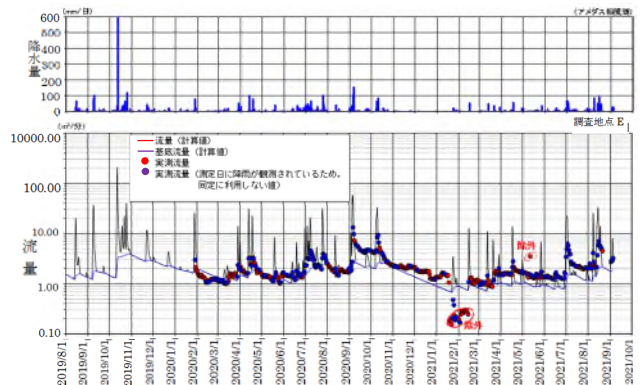


図-4 タンクモデル計算結果<sup>1)</sup>

5. まとめ

トンネル施工に対する水利用の影響を捉えるために、水文調査を実施した。その結果、地下水位観測および河川水位は降雨と関連する傾向が見られたため、タンクモデルによる影響判定の予測解析を実施した。予測解析の結果、再現期間における予測と実測の観測結果に乖離は少なく、タンクモデルが精度よく検証できることが分かった。なお、現時点では、トンネル掘削による周辺の水環境への影響はみられない。

《引用・参考文献》

- 1) 気象庁アメダス：観測地点「八王子」, 「相模湖」(最終閲覧日2023. 6. 1), <https://www.jma.go.jp/jma/index.html>
- 2) 新井正 (2004): 地域分析のための熱・水収支水文学, p. 58, 古今書院。

## 河川合流部における堤防浸透流解析事例

基礎地盤コンサルタンツ株式会社 ○小野寺 春斗, 久賀 真一, 星野 笑美子

## 1. はじめに

近年の豪雨により、東北地方の某河川において、河川合流部の堤内地で冠水が発生した。堤防を現地踏査すると、支川の堤体のり尻付近で漏水による噴砂を確認した。そのため、堤防浸透流解析により地下水が堤内地へ浸透するメカニズムを想定し、洪水による浸透破壊に対する安全性の照査を行った。本報告は、河川合流部における堤防浸透流解析事例を紹介する。

## 2. 地形地質概要

本調査地は、水深10～15m、川幅350m～600mの本川と、水深0.2～0.5m、川幅50～100mの支川の合流部である。漏水は支川側の、本川との合流部から約500m上流の堤防のり尻付近で生じた。漏水箇所は、旧河道・本川・支川に囲まれた微高地（自然堤防）に位置する（図-1）。

地質は、既存資料より、粘性土と砂の互層から成る堤防盛土（N=3～11）と、その下に砂礫層（N=11～50以上）が分布している。川裏の表層には、粘性土層（N=1）が分布している。

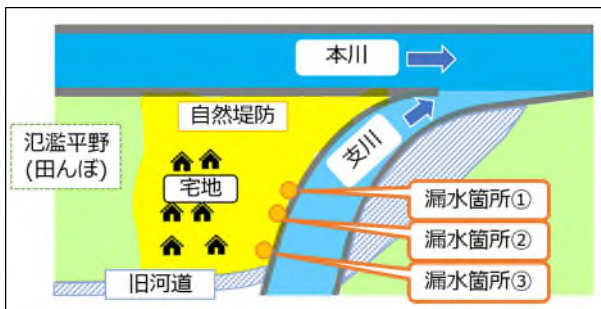


図-1 調査地周辺の地形分類

## 3. 現地踏査と漏水メカニズム

浸透流解析に先立ち、堤体形状や状況確認などの現地踏査を行った。

## (1) 漏水箇所①② (No.0+60～No.1)

写真-1に漏水箇所①の漏水箇所の噴砂を、図-2に漏水メカニズムを示す。現地踏査の結果、堤防のり尻で噴砂跡を確認した。また、漏水箇所②で堤体のはらみだしも確認したことから、漏水は堤体の漏水と推定した。

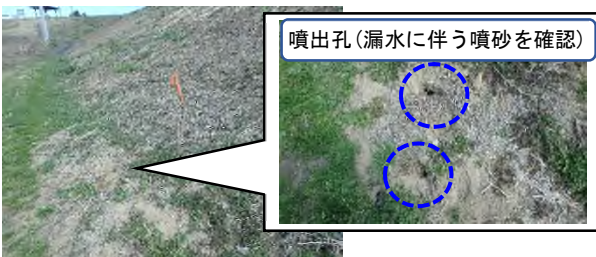


写真-1 漏水箇所①のり尻の噴砂跡

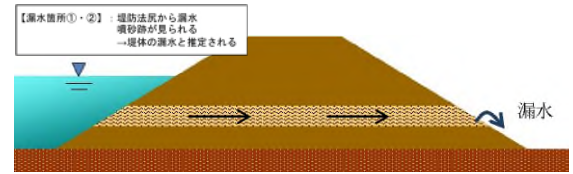


図-2 漏水箇所①②推定漏水メカニズム

## (2) 漏水箇所③ (No.1+80)

写真-2に漏水箇所③を、図-3に漏水メカニズムを示す。堤防のり尻から5m程離れた民地から若干の噴砂跡が見られたことから、漏水は基盤漏水と推定した。



写真-2 漏水箇所③噴砂跡

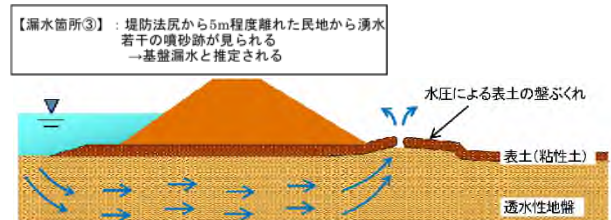


図-3 漏水箇所③推定漏水メカニズム

## 4. 解析条件

## (1) 浸透に対する安全性照査

本調査では、洪水時のすべり破壊と基礎地盤の浸透破壊に対する安全性の照査を行った。

## (2) 解析検討断面

浸透流解析を行う検討断面は、被災要因に応じた対策工の要否を検討するため、堤体内のり尻で漏水が発生した解析断面 A (No.0+80.0)、堤体近傍の民家で基盤漏水が発生した解析断面 B (No.1+80.0) とした。

## (3) 浸透流解析ケース

解析ケースは、計画高水位に対する安全性の確認を目的とした「現況地盤解析」を検討した。

(4) 照査基準

表-1に浸透に対する照査基準値一覧表を示す。照査基準は、「河川堤防の構造検討の手引き」<sup>1)</sup>を参考とした。築堤履歴の複雑さに対する割増係数 ( $\alpha_1$ ) は、約10年前以前の築堤履歴が不明で、その年以降に堤防が増築されていることから、築堤履歴が複雑な場合 ( $\alpha_1=1.2$ ) とした。基礎地盤の複雑さに対する割増係数 ( $\alpha_2$ ) は、図-1より、旧河道に囲まれた不安定化につながる治水地形のため、被災履歴あるいは要注意地形がある場合 ( $\alpha_2=1.1$ ) とした。

表-1 照査基準値一覧

項目	部位	照査基準値
すべり破壊に対する安全性	裏のり	$F_s \geq 1.58$ ( $F_s = 1.2 \times \alpha_1 \times \alpha_2$ )
	表のり	$F_s \geq 1.00$
パイピング破壊に対する安全性	被覆土なし	鉛直方向 (iv) < 0.5 水平方向 (ih) < 0.5
	被覆土あり	$G/W > 1.0$

(5) 河川水位波形

解析断面である支川の河川水位波形は、本川の河川水位波形から推定した。解析断面の河川水位は本川との合流部に近く、本川水位と連動していることから、計画高水位の継続時間、高水位継続時間および水位低下速度は同じであると考えられる。そのため、「河川堤防の構造検討の手引き」<sup>2)</sup>に準じて基準水位（支流の平水位）と水位上昇勾配を変更して波形を作成した。図-4に水位波形設定法を、図-5に基準水位を変更した支川の河川水位波形を示す。

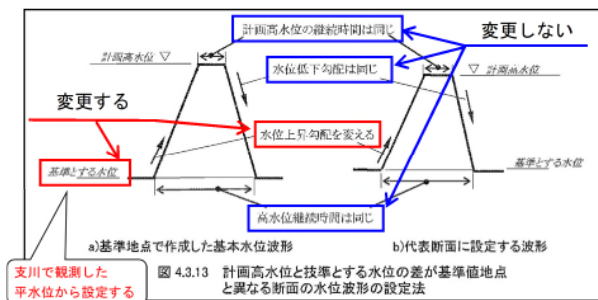


図-4 水位波形の設定法に加筆<sup>2)</sup>

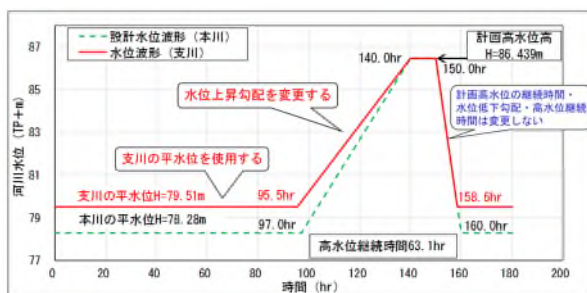


図-5 基準水位を変更した支川の河川波形水位

5. 浸透流解析結果

(1) すべり破壊に対する安全性検討結果

すべて照査基準値を満足する結果となった。そのため対策工は不要と評価した（表-2）。

表-2 すべり破壊に対する検討結果

検討箇所	裏のり		表のり	
	照査基準値	解析結果	照査基準値	解析結果
解析断面 A (No. 0+80.0)	$F_s \geq$	2.157 (OK)	$F_s \geq$	3.109 (OK)
解析断面 B (No. 1+80.0)	1.58	1.947 (OK)	1.00	3.376 (OK)

(2) パイピング破壊に対する安全性検討結果

解析断面 A 及び解析断面 B で、堤体漏水と基盤漏水に対する照査基準を満足しない結果となった（表-3、図-6）。そのため対策工が必要と評価した。

表-3 パイピング破壊に対する安全性検討結果

検討断面	被覆土	照査基準	検討項目	解析結果	判定
解析断面 A (No. 0+80)	なし	$ih < 0.5 = OK$ $iv < 0.5 = OK$	堤体 水平方向 ih	0.575	NG
			漏水 鉛直方向 iv	0.568	NG
	あり	$G/W > 1.0 = OK$	基盤漏水 鉛直方向 G/W	0.272	NG
解析断面 B (No. 1+80)	なし	$ih < 0.5 = OK$ $iv < 0.5 = OK$	堤体 水平方向 ih	0.545	NG
			漏水 鉛直方向 iv	0.267	OK
	あり	$G/W > 1.0 = OK$	基盤漏水 鉛直方向 G/W	0.361	NG

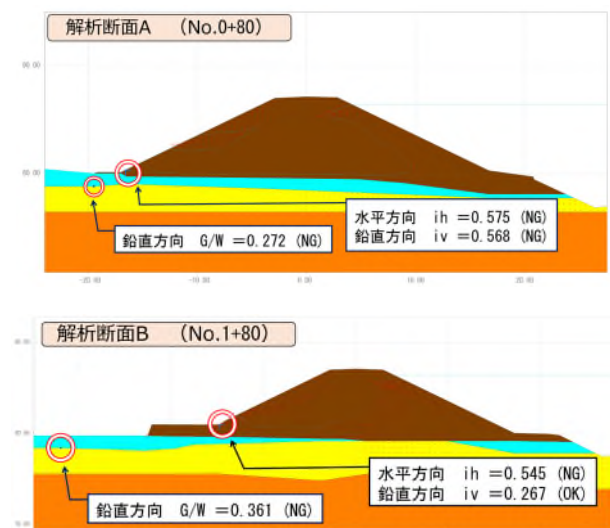


図-6 パイピング破壊に対する安全性検討結果

6. おわりに

本調査での河川合流部の堤体浸透流解析では、本川の河川水位波形を基に河川水位波形を作成することで、適切な堤防の浸透破壊に対する安全性の評価ができた。

《引用・参考文献》

- 財団法人国土技術研究センター(2012)：河川堤防の構造検討の手引き(改訂版)，p. 47.
- 同上，pp. 62-64.

# 傾斜センサーと土壤水分センサーを用いた鉄道切土斜面の 管理システムについて

(株)アサノ大成基礎エンジニアリング ○片山 輝彦, 藤森 研治  
京王電鉄(株) 大石 健太郎, 松尾 裕一朗, 竹村 尚樹

## 1. はじめに

近年の異常気象に伴い豪雨災害が激甚化しており、各地で土砂崩れによる被害が報告されている。一般的に、切土斜面で想定される斜面崩壊の形態には、表面水の集中的な流入に起因する斜面浸食（ガリー浸食）や、地下水位の上昇に伴う斜面の不安定化により発生する斜面すべりによるものがある。京王電鉄株式会社（以下、京王と呼ぶ）においても、過去において切土斜面の斜面浸食によって輸送障害が発生した。京王では沿線の土構造物にフリーフレーム工法等による法面保護工の対策を順次講じているが、保護工の対策を講じていない斜面に対しても、安定性を定量的に把握することが望ましい。今回の取り組みは、それら斜面に対しても状態把握をして崩壊予測を事前に行うことで、被災の前に運行を中止し事故を未然に防ぐことを検証するものである。そこで、埋設された水分計と傾斜計によって斜面の状態を把握し、斜面崩壊を事前に予知するためのシステムを株式会社アサノ大成基礎エンジニアリング（以下、ATKと呼ぶ）と共に構築したので報告する。



図-1 鉄道切土斜面の土砂崩壊

## 2. 斜面管理システムの概要

鉄道沿線の斜面管理の課題として、「激甚化する降雨に管理方法が追随できていない」「様々な環境下の数多くの斜面を管理しなければならない」等が挙げられるが、これらの課題を解決する方策として斜面管理システムの導入がある。

設置した斜面管理システムの概要を図-2に示す。本システムはATKが開発したもので、2軸傾斜センサー・温度センサー・通信モジュールが組み込まれた測定器本体と土壤水分センサー、電源から構成されている。（図-3）

測定器本体は地中に打設した杭に固定し、斜面鉛直ならびに水平方向の地表面の変動を傾斜角として計測する。土壤水分センサーは土中に埋設し、土壤水分の変化を体積含水率として計測する。

この土壤水分の測定は、高速道路の規制基準等の高度化に向けた基礎研究で、斜面の土壤水分量の変化と斜面安定性との間に高い関連性が示されているという研究結果<sup>1)</sup>を参考に導入している。また、複数路線を持つ鉄道では多数の斜面をリアルタイムでモニタリングする必要があることから、計測データはNB-IoT通信を通じてクラウドに保存され、関係者間で多点の計測データを共有できるシステムとした。

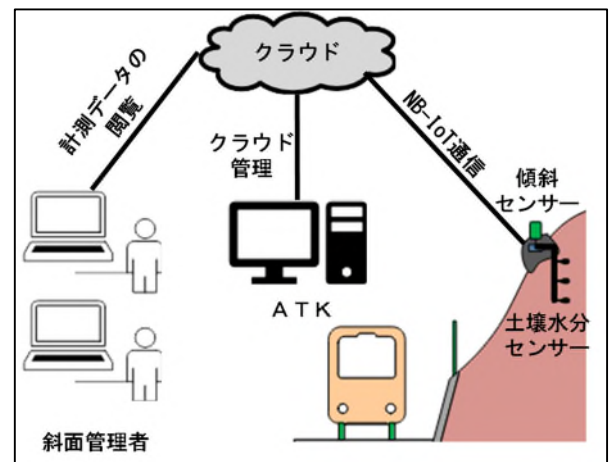


図-2 計測システム概念図



図-3 観測システムで使用する機器  
(左から測定器本体・土壤水分センサー・電源)

## 3. システム設置箇所

図-4に設置状況を示す。設置箇所は、京王線営業線の切土斜面である。システムの設置位置は、変状発生時の営業線への影響度を勘案し、斜面末端部とした。雨水浸透の過程を詳細に把握するため、土壤水分センサーの設置深度は、深度28cm, 60cm, 78cmの3深度とした。





図-4 システム設置状況

#### 4. 計測結果

図-5に計測結果と時間降水量を示す。時間降水量は、計測地点から最も近い八王子観測所のデータを使用した。計測期間中に4回の連続降雨が発生した。最も地表に近い深度28cmのセンサーでは、降雨による体積含水率の変化が確認され、降雨が多いほど体積含水率が大きくなるが示された。

一方で、深度60cmおよび78cmでは、降雨時に体積含水率の顕著な変化は認められなかったことから、計測期間中に発生した降雨強度では、雨水の浸透は地表のごく浅い深度に留まっていたと想定される。

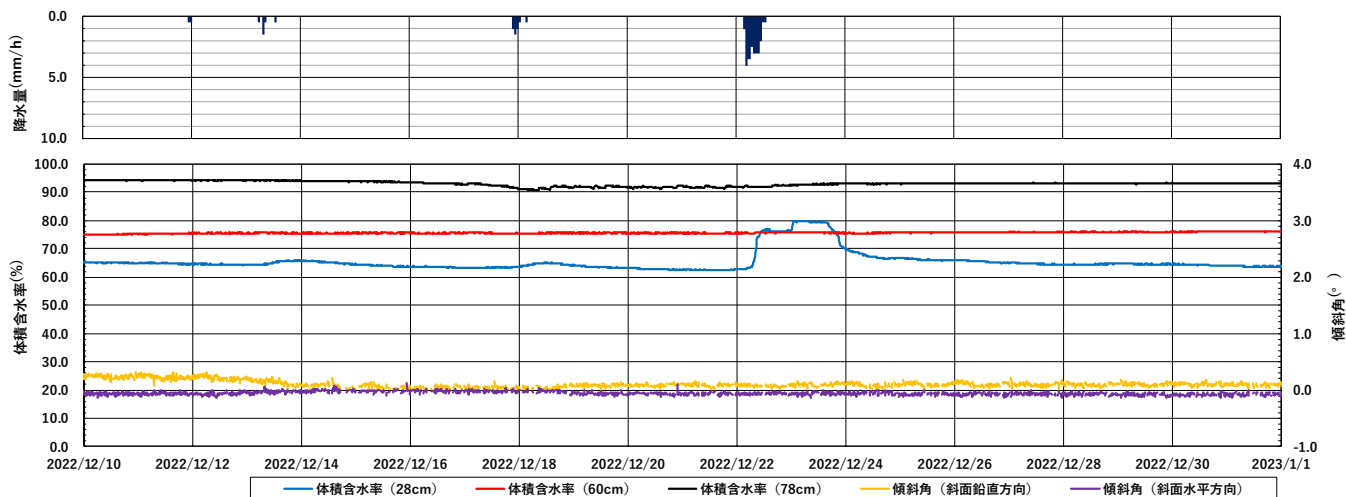


図-5 計測結果(2022/12/10~2022/12/31)

また、傾斜センサーでは、斜面鉛直方向および水平方向ともに傾斜角はほぼ一定の角度を保っていたことから、計測期間中には斜面崩壊につながるような変位は発生していなかったと想定される。

#### 5. まとめおよび今後の課題

本文では、斜面管理モニタリングの一手法として、地上部に傾斜センサー、土中に土壌水分センサーを設置する斜面計測システムを鉄道営業線に近接する切土斜面に設置、計測し、土中の体積含水率および斜面変状の経時変化を明らかにした。計測の結果、降雨強度に応じた各深度の土中の体積含水率の変化や斜面変動の状況が明らかとなった。

今後の課題として、昨今の激甚化する降雨に追従できる規制方法の検討が挙げられる。鉄道の場合、「時間雨量」と「連続雨量」の二つの数値で運転規制を判断することが多いが、他方、斜面環境下におけるきめ細かな斜面管理により運転規制の判断を補完することも状況により必要と考えられる。

このような課題を踏まえ、引き続き実斜面での体積含水率と傾斜変状の計測を行い、データを蓄積するとともに、その関係性を分析することで、体積含水率と地表面変状の関連性を基にした新たな規制方法の検討に繋がっていきたいと考えている。

#### 《引用・参考文献》

- 1) 小泉圭吾, 櫻谷慶治, 小田和広, 伊藤真一, 福田芳雄, Maria Q. FENG, 竹本将 (2017) : 降雨時の表層崩壊に対する高速道路通行規制基準の高度化に向けた基礎的研究, 土木学会論文集 C (地圏工学) Vol. 73, No. 1, pp. 93-105.

# 長大切土法面における DH 級岩盤評価の妥当性

株式会社 タニガキ建工 ○谷垣 勝久, 田和 照大, 谷垣 嘉基

## 1. はじめに

長大切土法面下部で露出する DH 級岩盤, 特に三波川結晶片岩類の DH 級岩盤は岩盤劣化のスピードが速く, 切土による応力解放やスレーキング, 雨水などの物理・化学的風化により短時間で脆弱化し, 当初の地質調査で想定していたよりも岩級が大きく低下することが多い. このような現場体験から, 三波川結晶片岩類分布域での長大切土法面における急速な岩盤劣化の事例を 3 例示し, DH 級岩盤評価の妥当性についての考察を行う. なお, 業務地付近に分布する基盤岩は, 主に泥質片岩・苦鉄質片岩からなる三波川帯 (三波川結晶片岩類) である.

## 2. 長大切土法面における岩盤劣化の事例(1)

台風の豪雨で新設道路法面に亀裂等の変状が生じた. モルタル吹付には多くの縦割れ亀裂が確認され, 法枠工法尻部の U 型側溝も斜面の押し出しで屈曲し, 新設道路の側部には「盤ぶくれ」が見られた. このため, 法枠工の法尻に押さえ盛土を行い, 調査ボーリングを実施した.

業務地の地質は泥質片岩主体で, 亀裂が多く圧縮され, 破碎した岩盤であったため, 応力解放やスレーキング, 雨水などの影響を受け易く, 切土したことにより斜面が応力解放され, 軟岩が風化土砂に急速に劣化していったと考えられる. 同じ測線上で切土前と切土後に調査ボーリングを実施したが, 図-1 に示すように D 級岩盤の層厚は切土前に比べて切土後の方がかなり厚くなっている.

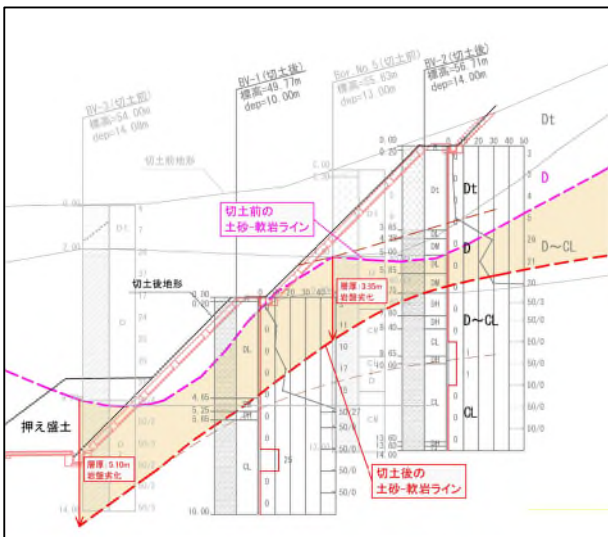


図-1 切土による岩盤劣化の断面図 (事例その1)

風化岩 (DM~DH 級岩盤) のように元々亀裂が多く, 脆弱化しているような岩盤は, 一旦応力解放すると急速に緩み, 岩盤劣化する特性がある. そのため, 被災後, グラウンドアンカー等の法面対策工が必要となった.

## 3. 長大切土法面における岩盤劣化の事例(2)

新設道路工の法面施工中に, 表層崩壊や亀裂などの変状が数箇所が生じた. これは主に地質構造に起因し, 破碎帯・盛土層を含む現地の地質が非常に複雑なため, 設計時に想定された標準の切土勾配や法面補強工法などが実際の現場と適合していなかったことが変状の要因と考えられた. 切土後に実施した調査ボーリング結果から, 当初設計時に想定していた切土面周辺部の岩盤が急速に劣化し, 岩級が大きく低下していることが確認された. これには以下のような理由が考えられる.

- ① 当該斜面には, 断層や地下水等の影響により破碎・変質し, 脆弱化した泥質片岩が元々分布していた.
- ② 断層で破碎され, 亀裂が多く圧縮され, クリーブ等で劣化した岩盤 (主に DH 級岩盤) であった.
- ③ 応力解放やスレーキング, 雨水等の影響を受け易く, 表層が DL 級に急速に劣化していった.

切土後の調査ボーリング結果から判明した法面表層の岩盤劣化 (DH 級岩盤→DL~DM 級岩盤) 状況を図-2 に示す. 調査ボーリング箇所が測線で1箇所なため, 劣化の奥行きは不明であるが, 最下部の小段において最大 4.00m 程度の法面表層の岩盤劣化が確認された.

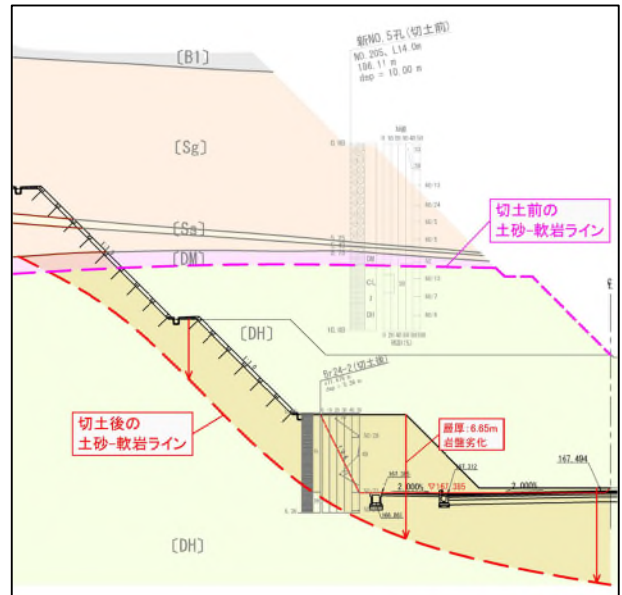


図-2 切土による岩盤劣化の断面図 (事例その2)

調査ボーリング実施後に, 法面補強等の再検討を実施した. 「鉄筋挿入工+張コンクリート板」の当初設計から逆巻で施工が可能な「鉄筋挿入工+吹付法枠工」の設計に最下段の法面対策を変更した. この法面補強対策工で, 本工区の施工が無事に完了した. ただし, 施工中に湧水が多い箇所があり, その湧水箇所には横ボーリング工を法面に直交して施工し, 地下水を抜くことにした.

#### 4. 長大切土法面における岩盤劣化の事例(3)

新設道路工事の法面の掘削・整形を行う段階において、グラウンドアンカー工の受圧板下で小規模な崩壊が発生した。そこで対策としてモルタル吹付の仮吹きを行ったが、すぐに亀裂が発生し、長期的な安定が懸念された。グラウンドアンカー工受圧板の下部～右側部の法面对策を協議した結果、幅10m程度の脆弱な地層がある可能性が示唆された。本業務地は防災科研(NIED)が示す明瞭な地すべり地形の下部に位置し、過去には業務地付近の斜面においても小崩壊が発生した経緯があった。

業務地では切土した法面全体に苦鉄質片岩が露頭している。表層は風化変質により岩芯まで岩盤劣化が進み、礫状～土砂状主体の風化岩で構成されていた。

崩壊後に実施された調査ボーリングの調査結果から、推定される地層区分は図-3のようになる。この中で DL～DM 級岩盤は、断層またはすべり面周辺の元々脆弱化していた岩盤であり、切土前と比較して切土による応力解放やスレーキング、雨水等の影響を受け、急速に岩盤劣化(強度低下)が進んでいるゾーンである。

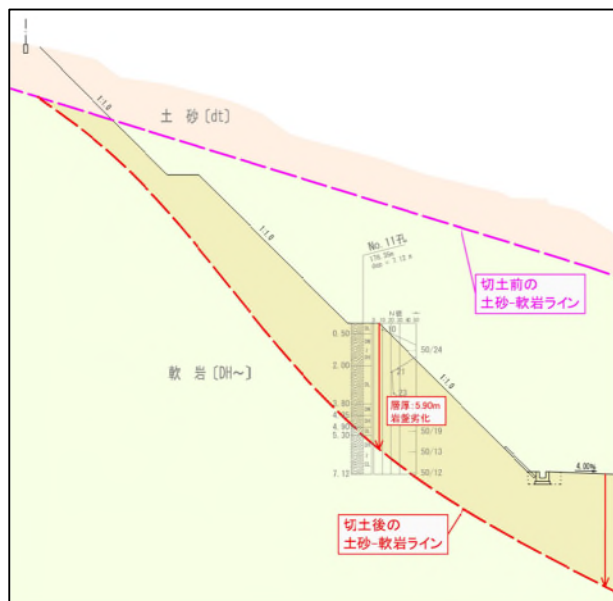


図-3 切土による岩盤劣化の断面図(事例その3)

#### 5. 岩盤の地盤定数推定式(泥岩の式)の留意事項

岩盤の地盤定数推定で、NEXCO:設計要領第二集〔橋梁建設編〕「泥岩・凝灰岩・凝灰角礫岩」の式<sup>1)</sup>( $\phi = 0.888\text{Log}N + 19.3$ )を用いる場合には、十分な留意が必要である。この「泥岩・凝灰岩・凝灰角礫岩」の推定式は、主に橋梁基礎等の地盤定数を推定するための式である。この「泥岩・凝灰岩・凝灰角礫岩」の推定式を用いると、図-4の比較図に示すようにせん断抵抗角( $\phi$ )は最大で $21^\circ$ と非常に小さくなる傾向がある。粘着力( $c$ )は最大で $513\text{kN/m}^2$ と非常に大きいことから、斜面安定解析ではあまり用いられないが、この泥岩の式を用いて地盤定数を推定することは避けた方が良く考える。

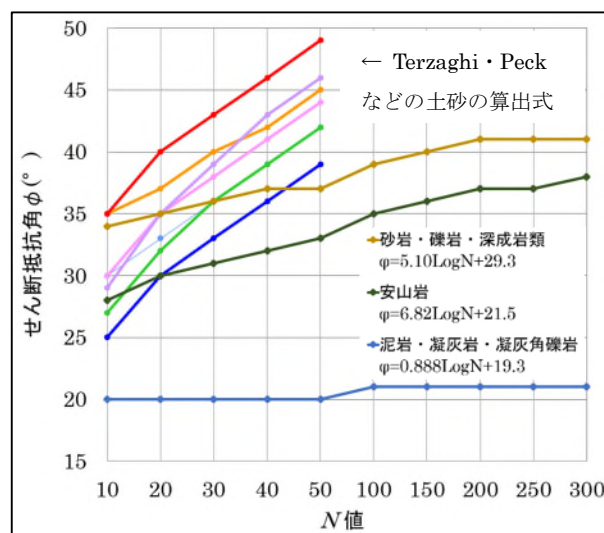


図-4 N値によるせん断抵抗角推定の比較図(岩盤部)

同じ設計要領第二集の表4-2-6<sup>2)</sup>ではCL級の粘板岩のせん断抵抗角( $\phi$ )は $30\sim 40^\circ$ 、その平均値は $35^\circ$ となっている。崩積土や崖錐などの緩い斜面堆積物のせん断抵抗角( $\phi$ )も通常は $25^\circ$ 以上であり、大きな粘着力( $c$ )を見込むとはいえ、岩盤のせん断抵抗角( $\phi$ )としては小さすぎると考えられる。

粘板岩、頁岩、泥岩などの泥質岩は、山腹などの斜面において、完全に粘土化せず、亀裂の発達により主に礫状となることが多い。このため、斜面の安定解析などで、上記の推定式を用いる場合には、上記の岩石の風化特性等を参考に、完全に粘土化している泥質岩のみに、「泥岩」等の推定式を用いるなどの配慮等が必要である。

#### 6. まとめ・教訓

以上の長大切土法面における岩盤劣化の事例等から、下記のことを教訓としてまとめる。

- ① DH級岩盤は切土により劣化しやすいので、当初の岩級を低減するか、D級岩盤として評価を行う。
- ② 特に両切掘削の長大のり面で最下部にDH級岩盤が出現する場合は、応力解放が大きいため要注意。
- ③ 長大のり面の最下段で切土の勾配を立てることは、岩盤が脆弱な場合(D級岩盤)は避ける。
- ④ 調査ボーリングで軟岩が3.0m以上続いたとしても、計画路床下までは確認を行うべきである。
- ⑤ 変状が発生した場合には押え盛土し、ボーリングと法面補強等の再検討を行うことは有益である。
- ⑥ 斜面の安定計算で泥岩の式を用いて地盤定数を推定することは極力避けた方が良い。

#### 《引用・参考文献》

- 1) NEXCO:設計要領第二集〔橋梁建設編〕, pp. 4-10, 2013
- 2) NEXCO:設計要領第二集〔橋梁建設編〕, pp. 4-12, 2013

## 対象岩塊の背後に巨大な崩壊地形を見つけてしまった時の対応

株式会社藤井基礎設計事務所 真野 雄

## 1. はじめに

島根県隠岐郡隠岐の島町地内（大山隠岐国立公園敷地内）の海水浴場内にある遊歩道沿いに、高さ約30mの大きな岩塊がある。表層から剥がれ落ちた石が遊歩道内に落下することから、歩行者の安全確保のため、現在は通行禁止となっている。そこで遊歩道通行再開を目的に、同箇所の安全対策を検討することとした。

本稿では、同事業における現地調査から対策検討に3Dモデルを活用した事例について紹介する。

## 2. 現地状況

## (1) 地質

地質は主に流紋岩が分布している。現地の流紋岩の特質として、白色～明灰色で表面が剥離しやすい性質である。

## (2) 対象岩塊

対象岩塊は、崩壊に加えて風化と波の影響により急峻な地形となっている。高さおよそ30m（写真-1）で、前面に大きく迫り出したほぼ垂直な岩塊となっている。表面は波風による風化及び侵食が激しく、下部ではオーバーハングした箇所も見られる。岩質は表面の節理に沿って剥離しやすく、表面から剥離した30cm角以下程度の落石が法尻に多く点在している。

側面には、縦の亀裂がいくつも見られ（写真-2）、上部に行くほど亀裂が広がっている傾向がある。



写真-1 対象岩塊正面



写真-2 対象岩塊側面

## (3) 背後崩壊地形

現地調査の結果、対象岩塊背後には巨大な滑落崖が見られ（写真-3）、過去に崩壊した跡と考えられる。当初、事業対象は対象岩塊のみであったが、背後崩壊跡地形の今後の崩壊の可能性及び崩壊に伴って対象岩塊と一緒に崩壊する危険性についても確認する必要があったため、背後崩壊跡地形の調査も併せて実施することとした。



写真-3 対象岩塊背後の崩壊跡地形

## 3. 構造解析

## (1) UAV 撮影

現地調査を実施するにあたり、対象岩塊及び背後地形が急崖で、上部まで行く事が困難であったため、UAVによる空撮にて、上部及び背後地形の確認を実施した。その結果、対象岩塊背後には、同じような滑落崖が何層もあり、過去に何度も崩壊したものと考えられる（写真-4）。



写真-4 背後滑落崖の様子

## (2) 3Dモデルによる解析

UAVによる空撮データから、対象岩塊及び背後滑落崖の3Dモデルを作成した（写真-5）。3Dモデル化することで、地上からでは確認出来なかった上部の地形を様々な方向から確認が出来る。

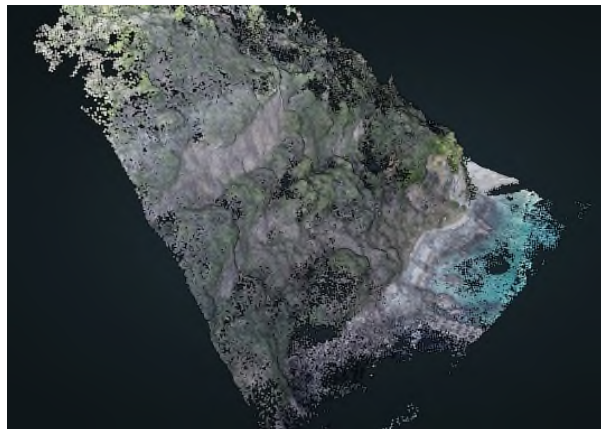


写真-5 背後滑落崖3Dモデル

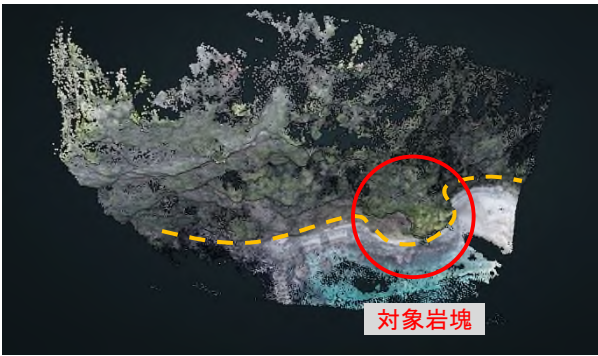


写真-6 真上から見た対象岩塊周辺地形

3Dモデルを真上から見ることによって、周囲の地形と比較して対象岩塊が海側に突出した形状である事が確認出来る（写真-6）。

以上の結果から、対象岩塊は背後崩壊跡地形の落ち残りであると推定した。過去に何度も背後で崩壊した形跡があるため、今後も崩壊の可能性があること、及び対象岩塊側面に縦亀裂を有していることから、いずれ対象岩塊も崩壊の危険性があるとして、落石対策及び崩壊対策を併せて検討することとした。

#### 4. 対策検討

##### (1) 落石対策

当所目的である落石対策に関しては、対象岩塊全体にポケット式落石防護網を設置し、岩塊表面及び上部からの落石を防護することとした。

##### (2) 崩壊対策

崩壊対策として、対象岩塊縦亀裂に対して接着工などの対策を講じたとしても、背後からの崩壊が発生した場合に、対策工を行った箇所も合わせて崩壊することが想定される。

また背後崩壊跡地形全てを対策するのは、範囲が広大となるため、発注者との協議により、背後地形までは本事業で検討しないこととなった。

背後地形全ての崩壊を止めることは困難であると判断し、当所目的である対象岩塊直下の遊歩道通行再開を行うため、対象岩塊に傾斜計を設置しての動態観測を行う提案を行った。ネット通信を利用してリアルタイムで監視を行いながら、異変が生じた場合は、即座に遊歩道を通行禁止とすることとした。

#### 5. まとめ

当所、対象岩塊からの落石対策を対象とした事業であったが、現地調査時に背後の崩壊跡地形を発見したことにより、併せて崩壊対策の調査も実施することとなった。

対象箇所が急崖な地形であったことと、大山隠岐国立公園敷地内で伐採等に制限があり、徒歩での現地調査が困難な箇所は、UAVからの空撮による3Dモデルにて検討を実施した。

背後崩壊跡地形が広大であったため、発注者も全貌を

把握しておらず、本事業で3Dモデル化することで、初めて危険性を確認する機会となった。

平面図や写真だけでは把握しづらい箇所も、3Dモデルにより様々な方向から見る事が出来るため、発注者からも、地形の把握が容易であったと大変好評を頂いた。

本事業で使用した3Dモデルはインターネット上で観覧が可能のため、発注者にURLもしくはQRコード（写真-7、写真-8）を送付する事でどこでも手軽に見ることが出来ることも高評価の一因であった。

UAV撮影からの3Dモデルによる対策検討は、本事業のように徒歩での調査が困難な箇所では、特に有効な手法であったと考える。



写真-7 対象岩塊 3D



写真-8 背後滑落崖 3D

#### 6. 3Dモデルの今後の課題

一つ目の課題は目的に応じた精度の確保である。本事業で行ったのがUAVで撮影した写真測量から3Dモデル化を行っている。本事業では現地岩塊（白色～明灰色）に太陽光が反射して白飛びという現象が発生した。白飛びが発生すると、その箇所のデータが上手く反映されない場合がある。その場合はカメラの設定や撮影角度の調整などの撮影技術が求められる。その他にも、今回のような現場では、そこまで詳細な精度は求められていなかったが、より詳細な精度が求められる現場は、実測量による基準点の計測などを行っておくことで、さらに精度を上げることが可能である。

二つ目の課題は発注者等への3Dモデルの表示方法である。VRゴーグルなどが普及してきているとはいえ、全国的に標準仕様となっているとは言えず、まだパソコンやタブレットなどの端末に表示して説明するケースが多い。未だ表示方法については試行錯誤を行っている段階と言える。

課題もあるが3Dは、今後主流となる技術で幅広く応用も出来る技術であると考えられるため、今後も3Dモデルを活用した事業モデルについて更に検討を進めて行きたい。

# 落石調査（特に山岳地の地表踏査）において位置精度を向上させるための取り組み

株式会社アサノ大成基礎エンジニアリング ○田中 龍哉, 広瀬 義純

## 1. はじめに

落石調査は、主に山岳地の斜面を対象として、落石災害発生の可能性を検討し、対策が必要な場合は、設計に必要な基礎的情報を得ることを目的として実施する。地表踏査では、対象となる落石の「大きさおよび岩質、落石の位置、安定性」などを確認し記録する。これらの情報のうち「落石の位置」は、その後の対策工の設計において「落石の経路」および「落石の到達範囲」や「落石が落下した際のエネルギー」などの検討に用いられるため、精度良く記録することが必要である。

しかし、踏査経験が少ない技術者にとって、図面と現地地の地形を照らし合わせて落石位置を正確に記録することは難しい。落石調査を含む踏査技術の向上には、空間の認識能力を高める必要があるが、この能力は直ぐに身に付くものではない。

図-1は、筆者が初めて落石調査を経験した際に作成した成果と実際の落石位置の比較を行ったものである。現地踏査時は、後述するトレッキング GPS を使用して落石位置を記録したが、実際の落石の位置は最大で40m 程度ずれていた（図-1）。

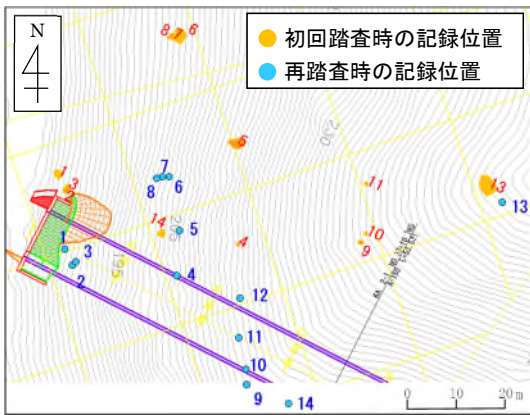


図-1 位置情報の比較

本論では、上述したような失敗経験から、地表踏査において精度良くかつ効率的に位置情報を取得するための方法を検討した。

## 2. 検討方法

検討は、樹木状況等の異なる3現場を対象に、4つの位置情報の取得方法で得られた位置データを用いて行った。

以下に各位置情報の取得方法と各現場について詳細を紹介する。

### (1) 位置情報の取得方法

表-1に示す4つの方法で落石などの位置情報を取得し

た。4つの方法のうち、①～③はGPS（GNSS）を使用した機器である。GPS 機器の精度は、受信する衛星電波の数に関係し、多くの衛星電波を受信できる機器ほど精度が高くなる。

そこで、仕様や価格帯が異なる GPS 機器を3つ用意し、精度の比較を行った。なお、③のマルチ GNSS 対応測量機器は、「ネットワーク RTK 測位方式」を採用しており、その位置情報の精度は非常に高く、測定誤差数 mm 未満程度で計測することが可能な機器である。ただし、樹木などの障害物が存在すると計測を行うことができない場合が多い。

また、④として、技術者がGPSを使用せず取得した位置情報を比較対象とした。

表-1 位置情報の取得方法

取得方法	備考	価格
① デジタルカメラ内蔵GPS	GPS	¥60,000
② トレッキングGPS	GPS/みちびき/GLONASS/Galileo	¥83,000
③ マルチGNSS対応測量機器	ネットワークRTK測位方式	¥3,000,000
④ 技術者の現地地形判読	-	-

### (2) 位置情報の取得現場

本論では、植生状況が異なる表-2 に示す 3 現場にて位置情報を取得した。

3 現場はいずれも山間部であるが、樹木の量によってGPS 電波の入りやすさが異なる。現場 A, B ではいずれのGPS も電波が入ったが、現場 C においてはマルチ GNSS 対応測量機器（③）は電波が入らなかった。

表-2 位置情報を取得した現場条件

現場名	特徴	実施項目
A	樹木が少なく、電波が入りやすい現場	①②③
B	背丈の高い樹木が多く、	①②③
C	電波が入りにくい現場	①②④

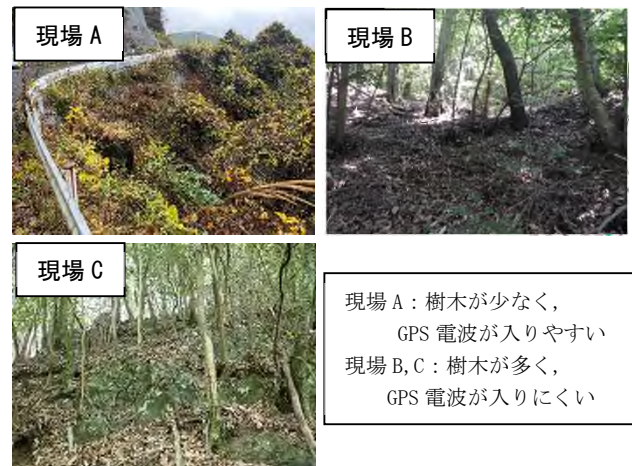


図-2 各現場の状況写真

### 3. 位置情報の比較結果

#### (1) GPS 機器の比較

今回対象とする 3 つの現場の内、現場 C においてはマルチ GNSS 対応測量機器 (③) は電波が入らなかった。残りの 2 箇所の現場においては、マルチ GNSS 対応測量機器 (③) で取得した位置を正規位置として扱い、GPS 機器 ①②の誤差を比較した。

現場 A, B の比較結果を図-3~4 に示す。



図-3 現場 A の結果<sup>1)</sup>

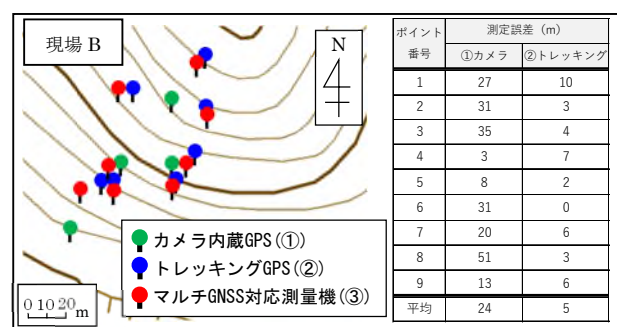


図-4 現場 B の結果<sup>1)</sup>

比較の結果、カメラ内蔵 GPS (①) は、現場 A では最大 42m 程度、現場 B では最大 51m 程度の誤差が生じた。一方、トレッキング GPS (②) は現場 A で最大 7.5m 程度、現場 B で最大 10m 程度の誤差が生じた。

以上より、両 GPS 共に現場 A よりも現場 B の方が正規位置からの誤差が大きくなった。これは、樹木が多い現場ほど電波が入りにくかったためであると考えられる。また、カメラ内蔵 GPS (①) に比べてトレッキング GPS (②) は誤差が小さくなる傾向が得られた。

#### (2) ②④の比較結果

(1) より、トレッキング GPS (②) の誤差は最大でも 10m 程度に収まり、カメラ内蔵 GPS (①) よりも精度が高い結果となったため、現場 C において技術者が記録した位置 (④) と比較した。比較結果を図-5 に示す。

図-5 より、トレッキング GPS (②) と技術者が記録した位置 (④) の誤差は最大で 32m 程度と、比較的大きな誤差が生じた。現場 C は、10m 程度の高さの樹木が多く、電波は現場 A, B と比べ最も入りにくく、GPS の位置精度が低くなったと考えられる。

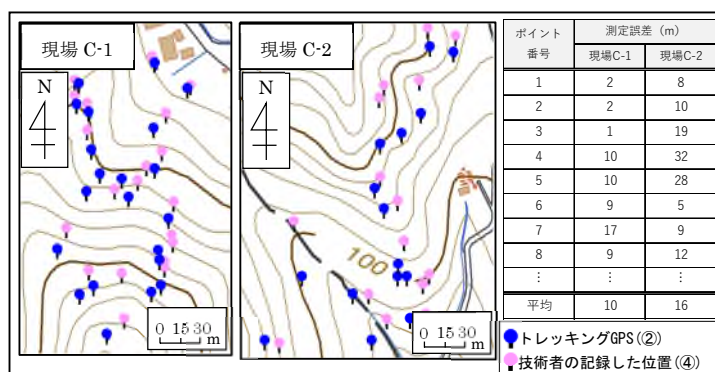


図-5 現場 C の結果<sup>1)</sup>

### 4. 考察

落石調査においては、斜度が高い斜面を踏査することが多いため、なるべく荷物の携行量を減らし、咄嗟に何かにつかまることができるよう、両手は常に空けておくことが好ましい。この観点から、マルチ GNSS 対応測量機器 (③) は、常に機械を手を持った状態で歩行しなければならないため、落石調査には適さない。

一方、携行が可能なカメラ内蔵 GPS (①) とトレッキング GPS (②) のうち、精度の良い②を使用した場合でも、樹木の影響で 30m 程度の誤差が生じることが判明した。

以上より、落石位置を特定する際、GPS で取得した位置は落石位置を特定するための情報のひとつと認識し、周囲の地形や構造物・記録済みの落石などとの位置関係から総合的に判断することが非常に重要である。

ただし、トレッキング GPS には、自動で歩行したルートや時間を記録する機能が付いている場合が多く、そういった機能を使うことで、取りまとめ時にはより効率や精度が良く作業を行うことができると考えられる。

### 5. おわりに

踏査経験に乏しい若手技術者にとって、図面と現地の状況を照らし合わせて落石位置を正確に記録することは難しく、GPS などの機器を頼りにしてしまう場合がある。しかし、GPS の効力が発揮される条件は、頭上に樹木などの障害物が少ないことが前提となり、落石調査においては適用できない場合が多い。

若手技術者がより正確に踏査を行うためには、業務や研修を通じ経験値を積み上げることが重要である。その際、現在位置を GPS で作業的に記録しながら踏査をするのではなく、同行者と位置に関する確認を頻繁に行うことで、多角的な視点で判断できる技術を身に付けることができるようになると思う。

### 《引用・参考文献》

- 1) 国土地理院地形図 (に加筆), (最終閲覧日 2023年5月 30日), <https://mapps.gsi.go.jp/maplibSearch.do#1>.

## 活動性のある岩盤斜面の挙動の経年変化について

応用地質株式会社 ○宿澤 未波, 小野寺 正勝

## 1. はじめに

日本海側の豪雪地帯において、地すべり性の斜面変状が発生し、地表面伸縮計による斜面監視を実施した。観測開始から約3年経過し、この間、3回の積雪期を経験している。本稿では、積雪地域での地表面伸縮計の観測事例として、積雪期を経過するごとに変位量が減少した事例と、変形が進む斜面での積雪対策の事例を紹介する。

## 2. 観測地概要

## (1) 観測対象の斜面状況

観測対象の斜面は、傾斜40～45°の急斜面で、斜面幅20m、斜面長40m程度の範囲で斜面変状が発生した(図-1)。当該斜面では、2020年6月に道路横で表層崩壊が発生し、その隣接斜面でも滑落崖の形成や末端部の押出し変形などの変状が発生したもので、斜面変形の進行状況や斜面下方への影響を判定するため、地表面伸縮計を設置し斜面監視を行ってきた。

## (2) 地すべり要因

当該斜面の地質は、白亜紀の閃緑岩類とこれを不整合で覆う新第三紀の堆積岩類・火山岩類からなり、火山岩類の分布域で変状が発生している。当該斜面は急斜面であるために、火山岩類の表層部で緩みが生じていたことと、最下部の凝灰岩(風化変質)の強度が小さいことが素因で、雨による間隙水圧の上昇を誘因とした斜面変状が発生したと考えられる(図-2)。

そのため、明確な地すべり面は存在せず、斜面が重力的に変形していることが当該斜面の特徴である。

## (3) 斜面監視体制

2020年10月から地表面伸縮計による斜面監視を開始し、地すべり変状が生じているブロックに対して、側部(S-1)、頭部(S-2)、末端(S-3)の3箇所を観測している(図-1)。

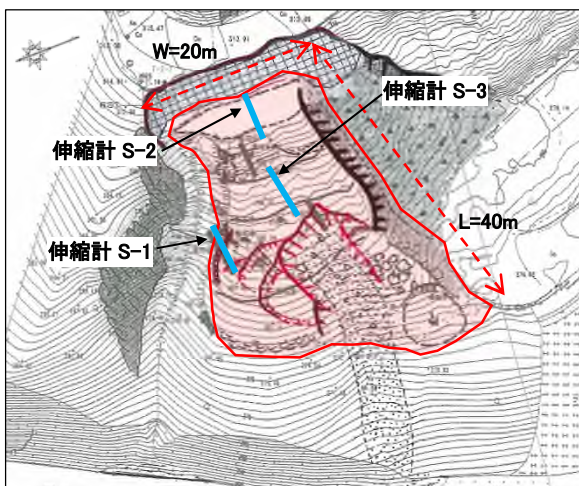


図-1 観測箇所の斜面状況と監視体制

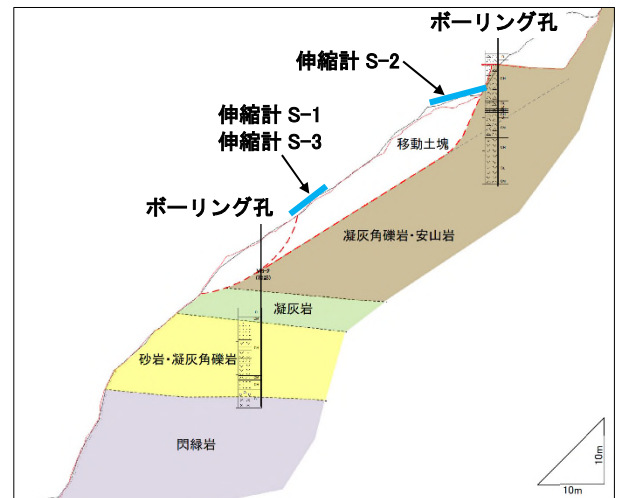


図-2 変状箇所地質断面図

## 3. 観測結果

観測開始当初から継続的に観測している S-1 の観測結果を図-3 に示す。観測開始当初は雨や降雪による変位の増加が顕著で、末端部では小崩落が2回生じるなど変位が大きかったが、積雪期を経るごとに変位が次第に減少していった。以下にその状況を詳述する。

## (1) 観測開始から第一回積雪期(平均変位速度3.7mm/day)

2020年11月～2021年2月は、2～5mm/day 程度の変位が継続し、降雨時に変位が加速して最大10mm/day 程度の変位が観測された。降雨状況に応じて変位の増減を繰り返しながら変位が継続した。

## (2) 第一回積雪期以降(平均変位速度 0.4mm/day)

2021年3月以降に変位は次第に小さくなり、1mm/day 未満の変位が継続した。2021年10月では、連続的な降雨により変位が一時的に増大して2mm/day を観測した。

## (3) 第二回積雪期(平均変位速度 1.5mm/day)

2021年12月以降では、第一回積雪時と同様に、変位が加速傾向となり、2～3mm/day 程度の変位が継続した。

## (4) 第二回積雪期以降(平均変位速度 0.1mm/day)

2022年3月以降は変位が小さくなり、0.2mm/day 以下の微小な変位が継続した。大雨による変位の増大が比較的に見られなくなり、大雨時には一時的に2mm/h 未満の変位を観測する程度であった。

## (5) 第三回積雪期(平均変位速度 0.1mm/day)

2022年12月以降の積雪期以降も、引き続き、変位が増大することはなく、0.2mm/day 以下の微小な変位を観測している。

## 4. 観測結果の考察

斜面の変位が大きく、変動範囲内ではボーリングや地下水水位観測を実施することはできなかったが、周辺部で



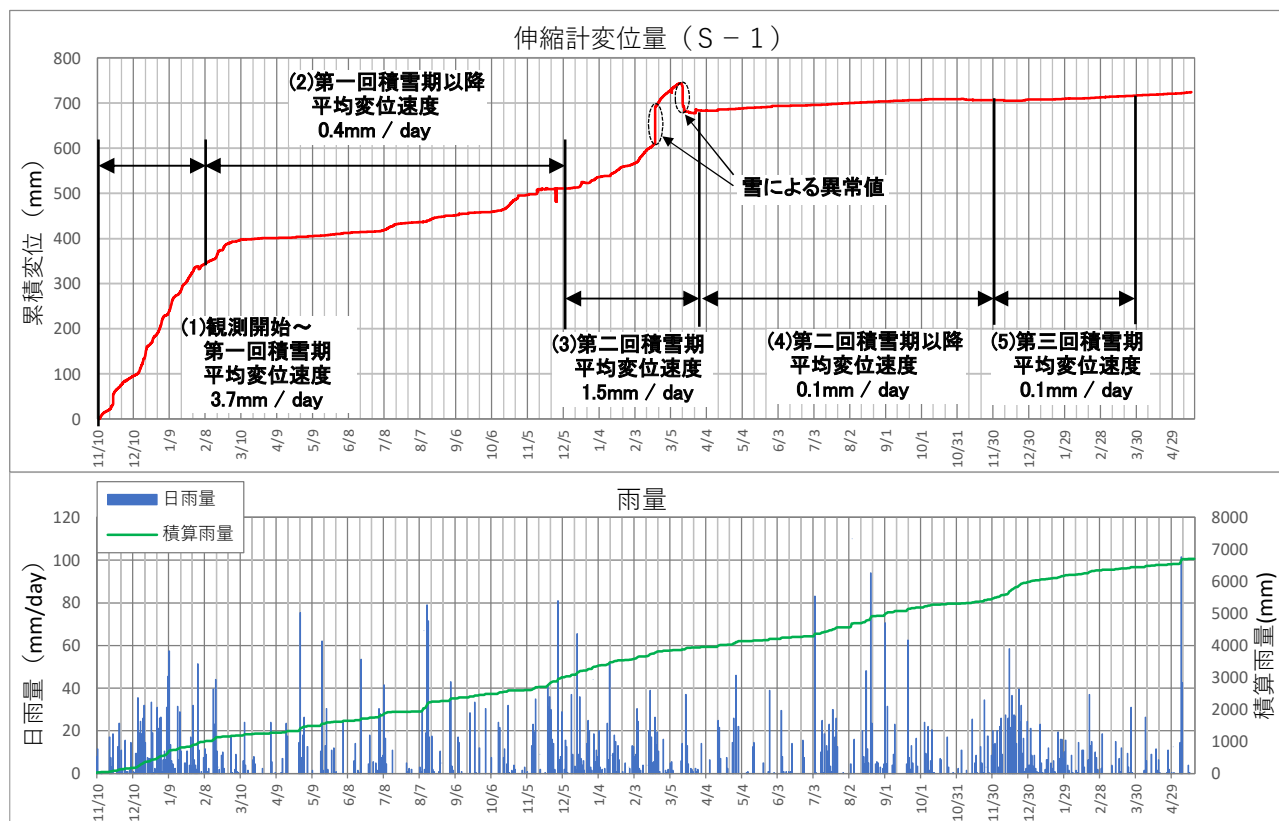


図-3 伸縮計観測結果(S-1の例)

のボーリング調査や斜面の岩盤状況から、変位が収束していった原因を以下のように推察した。

観測当初から1m程度の変位が生じたことから、斜面変形により、安山岩からなる岩塊の分離が進み、移動土塊の空隙が増大した。そのため、地盤の排水能力が高まり、地下水が速やかに排出されるようになったことと、表流水の流入対策がされたことが要因になったと推測する。

### 5. 地表面伸縮計の積雪対策事例

当地区では積雪の影響による異常値発生を懸念し、計測機器と移動点間のワイヤーを地面に這わせて設置することや、計測機器の雪囲いを実施していたが、雪荷重による計測機器の倒壊(図-4)や、保護パイプの変形等が生じた。これらの対策として、強固な雪囲いや保護パイプの囲いなど雪対策のバージョンアップを図っていった(図-5, 6)。斜面の変形が少なくなったことも一因であるが、これらの対策により直近の積雪期の観測では、雪による異常値を生じることがなかった。



図-4 当初の雪対策と雪荷重による破損(S-2)

### 6. おわりに

変位が小さくなったとはいえ、現在でも0.5mm/day程度の変位が継続的に発生しており、今後も大雨による斜面崩落のリスクがある。対策工としては、地すべり土塊の全撤去(排土工)を計画しており、対策工実施まで、引き続き観測・監視を継続していく予定である。



図-5 パイプの横ずれ防止のための囲い(S-1)



図-6 伸縮計本体の囲い(S-3, S-2)

# 斜面災害のすべり機構を説明する「ドボク模型」の紹介

(株) 藤井基礎設計事務所 藤井俊逸

## 1. はじめに

斜面災害の対策工を検討する際に、すべり機構を理解することが重要となる。島根県内で発生した斜面災害のすべり機構を理解し、かつ発注者等に説明するために「ドボク模型」<sup>1)</sup>を作っている。「ドボク模型」は100円ショップやホームセンターで手に入る材料で、すべり機構を表現するものである。ここでは、その事例について紹介する。

## 2. 雨が降ると地すべりが発生する説明模型

山の中に水がたまると、地すべり土塊内に浮力が発生し踏ん張る力が減少する。すべる力が踏ん張る力よりも大きくなると地すべりが発生する。

### (1) ドボク模型<sup>2)</sup>

写真-1は、雨が降る前の状態である。

写真-2は、雨が降って地すべり発生後である。

### (2) 現場事例

写真-3は、2021年に発生した地すべり地のオルソ写真である。写真中に、地すべり範囲と移動方向を示す。

## 3. 地すべり地内の地下水の流れの説明模型

豆腐をくり抜くことで、地すべり土塊を再現する。地すべり土塊自体は一般的に透水性が低く、豆腐も透水性が低い。豆腐に水をかけると、降雨時の地すべり地内の地下水の流れが再現できる。

### (1) ドボク模型

写真-4は豆腐をくり抜いた状態である。写真-5は豆腐に色水を流し、雨が降った状態を再現したものである。豆腐の前面にすべり面が見えるが、底面は重力作用で隙間がないので水は出ない。側面は隙間が開きやすく、水が流れている。この実験をイメージして地すべり土塊内の水の流れを想像し、排水ボーリング計画を行うとよい。

## 4. トップリング自重転倒の説明模型

トップリングは縦方向の亀裂に挟まれた岩塊が自重で転倒する現象である。亀裂のせん断抵抗が低下するとトップリングが発生する。

### (1) ドボク模型

亀裂に挟まれた岩柱をゴム板(10\*10\*2cm)で表現した。写真-6は、ゴム板1枚を傾斜させたもので、重心位置が回転中心に達すると転倒する。写真-7は、ゴム板複数重ねて傾斜させたもので、ゴム板同士の摩擦抵抗があるので倒れにくくなる。

### (2) 現場事例

写真-8は、トップリングが発生した現場である。写真中の破線より上側の岩柱が転倒している。

## 5. トップリング水圧転倒の説明模型

4章にて自重で転倒する事例を示したが、縦方向亀裂に水が溜まることで転倒することがある。

### (1) ドボク模型

亀裂に挟まれた岩柱をゴム板(10\*10\*2cm)で表現した。ゴム板を重ねた状態で、ゴム板の間に細長い袋を挟み、その袋に水を入れる。写真-9は、水を入れる前の状態である。写真-10は、水を入れた後の状態である。水圧で岩柱が押されて倒れる力が発生していることがわかる。

### (2) 現場事例

写真-11・12は水圧で縦亀裂が開いた現場である。

## 6. 亀裂性岩盤の表面凍結時崩壊

クリープしている岩盤は深部まで亀裂が開いている。そのような地盤にモルタル吹付を行うと、地盤内の水が表面から排出しにくくなり崩壊に至ることがある。

### (1) ドボク模型

亀裂のある岩盤を、消しゴムで表現し、モルタルを養生テープで表現し実験した。写真-13は、養生テープがない状態である。写真-14は、養生テープがある状態である。養生テープがあることで、背後の岩盤内に地下水が溜まり水圧により崩壊に至る。冬季は水抜き孔が凍結し、排水を阻害することで特に崩壊しやすくなる。

### (2) 現場事例

写真-15は、岩盤クリープ斜面上に、モルタル吹付が行われて、再崩壊に至った現場である。

## 7. まとめ

機構解析結果を、ドボク模型で表現し、検証してみることは、思考を深める意味で重要だと考える。実験すると予想に反した結果となったりすることがある。そのときは、地盤条件が正しく模型で表現されているか？水の影響などが適切に表現されているか？機構解析自体が正しいのかを検討することになる。複数の技術者で模型を作るとチームで考える練習となり、いろいろな知見を取り入れることができる。模型実験は、直感的に理解でき、経験・知識のレベルによらず、模型を通じてディスカッションできるので、是非おすすめしたい。

## 《引用・参考文献》

- 1) 藤井俊逸 (2015) : 模型で分かるドボクの秘密, 日経BP.
- 2) 実験で学ぶ土砂災害 (2015) : 公益社団法人土木学会, pp. 29-33.

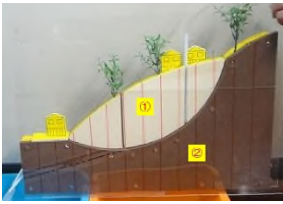


写真-1 降雨前

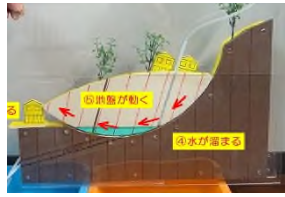


写真-2 降雨後



写真-3 地すべり現場オルソ画像



写真-4  
豆腐をくり抜いた状態

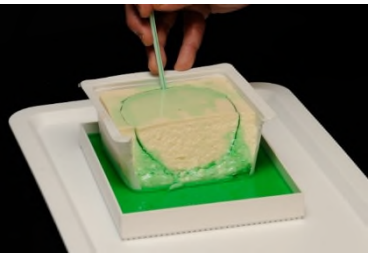


写真-5  
豆腐に色水を流し、雨が降った状態を再現

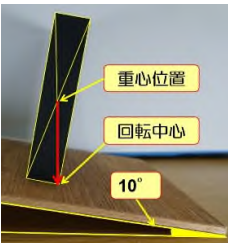


写真-6 ゴム板

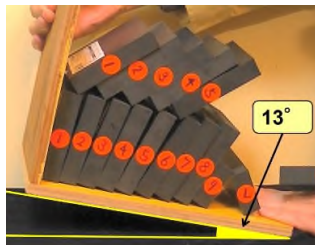


写真-7 ゴム板複数枚の  
転倒実験

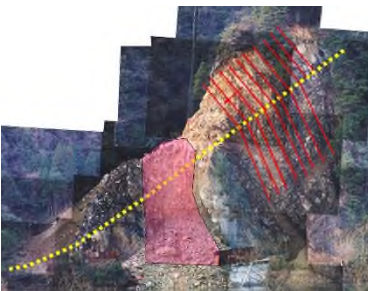


写真-8  
トップリング  
現場事例

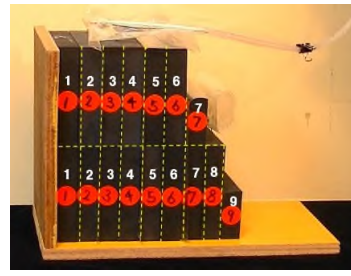


写真-9  
水を入れる前



写真-10  
水を入れた後



写真-11 法面クラック



写真-12 クラック状況

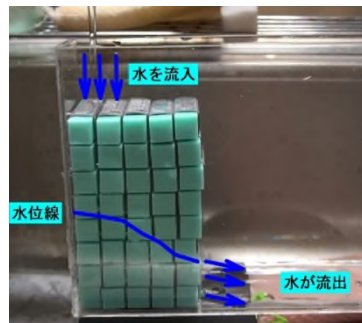


写真-13  
養生テープなしで水を流入

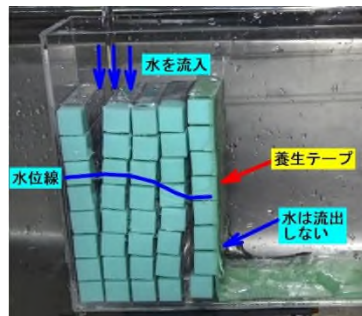


写真-14  
養生テープ有りで水を流入



写真-15  
岩盤クリープ地盤にモルタル吹付後に崩壊した現場

## 令和3年7月豪雨による斜面崩壊のメカニズムと対策事例

国際航業株式会社 ○菊池萌, 嵐正治, 平野豪, 岸本圭  
国土交通省 中部地方整備局 沼津河川国道事務所 加藤典子

## 1. はじめに

静岡県駿東郡小山町において、令和3年7月豪雨により斜面が崩壊し、道路への土砂流入が発生した。

当該地は富士山山麓エリアにあたり、富士火山由来の透水性が良く侵食を受けやすいスコリア等の火山噴出物が広く分布する地域である。近年の気候変動による豪雨の影響も受け、斜面崩壊等の災害が発生しやすい課題を有している。

そのような地形・地質的な特性を持つ地域での、斜面崩壊のメカニズム及び対策事例について報告する。

## 2. 被災概要

被災発生箇所は静岡県小山町内に位置する、富士火山由来の火山噴出物が堆積する丘陵地である。令和3年7月2日-3日の豪雨により、直轄国道沿いの自然斜面の崩壊が発生し土砂が本線に流出したため、一時的に通行止めとなった。

当該斜面は過去にも同様の災害が発生しており、恒久対策として待受け対策工（重力式擁壁工+防止柵）が施工されていたものの、本被災ではその既設対策工を越流して土砂が本線に流出した。本被災の斜面崩壊規模は過去の災害よりも大きく、当時想定されていた流出土砂量を上回り、本線への流出に至った。



写真-1 本線被災時の状況

## 3. 被災要因

本被災の要因として、以下の(1)(2)があげられる。

## (1)当該地域の地形・地質特性(素因)

当該地域には新富士火山噴出物にあたるスコリアが1m以上堆積している(図-1)。スコリアは玄武岩質のマグマが噴火に際して発泡し、多孔質となったものである。

比重が小さく、多孔質であるため保水性が低く、粘着力が低い特徴が認められる。また、N値の小さく締まっていない火山噴出物等は降雨による侵食を受けやすく、ガリー侵食等が発生しやすい性質を持つ。更に、当該地域のスコリア中には、不規則であるものの難透水層が挟在しており、水の動きを規制していると考えられる。

図-1 宝永の大噴火により噴出した火砕物の分布及び厚さ(単位:cm)<sup>1)</sup>

写真-2 斜面内の崩壊地状況

## (2)降雨状況(誘因)

今回の災害発生までの雨量データと、過去(平成22年)の被災時の雨量データを比較し、今回の被災要因について検討した。今回の降雨は、平成22年度と比較すると連続雨量及び時間最大雨量共に下回っているものの、連続雨量400mmを超える降雨であった。斜面崩壊はいずれも短時間の豪雨後に発生しており、これはスコリアの透水性の観点からみても、短時間の強度の高い降雨に対して(許容量を超えた場合には)、水とスコリアが移動(崩壊)しやすいことがうかがえる。加えて、当該斜面は平成22年の被災以降、待受け対策工を施工していたものの、崩壊地を含む斜面对策は実施していなかった。斜面全体の地盤が緩んだ状態が継続していたことから、今回の降雨が誘因となり広範囲の崩壊が発生したと推定される。

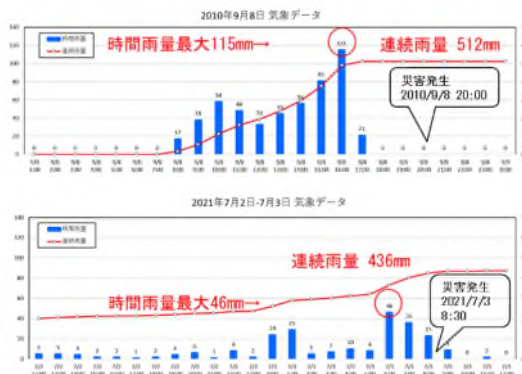


図-2 降雨量の比較(上:平成22年度被災時,下:本被災)

#### 4. 斜面崩壊のメカニズムの検討

前述のとおり、スコリアには透水性が高く粘度が小さい特性がある。この特性により、雨水はスコリア中に速やかに浸透するものの、スコリア中の難透水層により水の動きが制限される。したがって、短時間の豪雨によりスコリア中の許容量を超過した場合、雨水は地表面を流下し谷部に雨水が集中する。短時間で谷部に集中した水がリル侵食、更にガリー侵食を形成していき、側壁が崩壊する等して侵食が拡大すると考えられる（図-3）。

スコリア地域では、このような崩壊機構が多く生じており、本被災でも同様の機構で斜面崩壊が発生したと推測される。

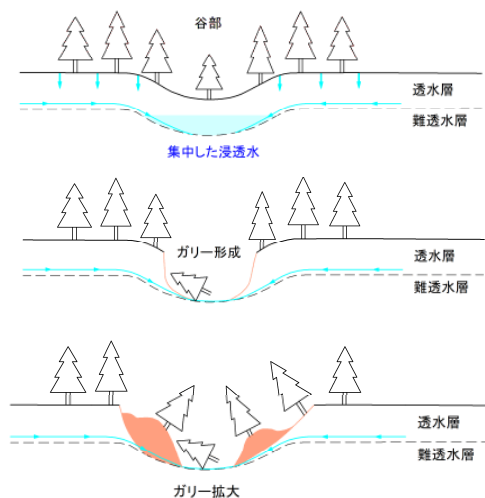


図-3 スコリアの侵食発生機構 概要図<sup>2)</sup>

#### 5. 対策計画の検討

##### (1)これまでの対策事例

冒頭で述べた通り、本地域ではこれまでも豪雨によるスコリア斜面の崩壊が発生しており、その都度対策を検討し、実績を蓄積してきた履歴がある。

近年の対応事例として、崩壊斜面には、透水性の高いスコリア内を流下する雨水を速やかに排水し、かつ地盤変位にも追従性のあるかごマット工が採用されている。更に二重の対策として、本線への土砂流出を防ぐため、本線沿いに待受け対策工の設置（ポケットの確保）がなされており、待受け対策工は重力式擁壁工及び軽量鋼矢板を合わせ、高さを確保している。ただし、維持管理上、道路本線から待受け対策工背後を直接視認できないといった課題もあった。



写真-3 既往対策工状況 例

##### (2)対策工検討

本被災に対する対策計画の方針を検討するにあたり、以下の条件を考慮し検討した。

- ①本線は視距改良事業により道路線形が変更となる（危険要因の排除）。⇒中期的な対策の計画検討。
- ②本件の降雨により斜面全体が緩んでいる可能性があり、今後比較的少ない雨量でも土砂が流出する恐れがある。⇒早期の対策工設置（用地交渉等が不要な現国交省用地内での対策工設置）。
- ③当該地域は前述した地質特性を有し、今後崩壊する箇所を特定しにくい。⇒広範囲において崩壊土砂を捕捉でき、ポケット容量を確保できる対策工の検討。
- ④維持管理性の向上。⇒土砂の流出有無の確認が容易であり、かつ崩壊した土砂を除去しやすい。

上記の条件を満たす対策工施工を検討し、スコリアを補足しつつも排水性に優れる高エネルギー型崩壊土砂防止柵工を採用し、最大限のポケット容量を確保できるように既設対策工を囲うように配置した。更に、本対策工は金網の取り外しが容易であり、堆積した土砂も容易に排除することが可能である。



写真-4 施工が完了した高エネルギー型崩壊土砂防止柵工

##### 6. 今後の対応方針

長期的には視距改良事業により危険要因は排除される。したがって、待受け対策工は中期的な対応となるため、その間に道路防災カルテ点検や常設カメラによる監視等を実施する方針とした。

また、冒頭のとおり本地域は特徴的なその地質特性から災害を繰り返す地域であるため、対策の実績を蓄積し、有効性や維持管理上の課題を引き続き精査し、道路通行の安全・安心の確保につなげていきたいと考える。

##### 《引用・参考文献》

- 1) 中部地方整備局富士砂防事務所・山梨県・静岡県 (2000)：富士山火山防災ハンドブック
- 2) 田中ほか (2020)：スコリア堆積地の防災対策における地域住民の取り組み，水利科学。

# 山体崩壊堆積物に対する堆積構造把握のための調査事例

株式会社レアックス ○大山 朝之, 向井 和行

## 1. はじめに

山体崩壊に起因する岩屑なだれ堆積物（以後、山体崩壊堆積物と称する）は一般に、流動性が高く、広い範囲に分布する<sup>1)</sup>ことや、給源の地質構造を残している大型の岩塊を含む<sup>2)</sup>といった特徴を持ち、このため、堆積物全体の分布形状や、その内部構造を把握することは難しい場合が多い。

本稿では、軟質な岩相不連続面を持つ、未固結～弱固結の山体崩壊堆積物の分布域において、高品質・定方位のボーリングと、ボアホールカメラ観察を実施することで、山体崩壊堆積物の底面の方向や、堆積物中の岩相不連続面構造を把握し、その結果、山体崩壊堆積物の分布形状と地すべりの可能性について検討した事例について紹介する。

## 2. 地形と地質

調査地は、比高が数100mの相対的な急斜面と、遷緩線を境にそれより低標高部に分布する長さ数 km の緩斜面の組み合わせからなる、大規模な崩壊地形を呈している。

調査地域に分布する地質は、第四紀更新世の山体崩壊堆積物 (Rd) とその基盤となる新第三紀中新世の火山性堆積物 (At) である (図-3)。山体崩壊堆積物 (Rd) は、硬質礫を含む未固結～弱固結の堆積物で、全体に凝灰角礫岩様の岩相を呈する。火山性堆積物 (At) は、自破碎安山岩、安山岩、変質安山岩質火山角礫岩、火山円礫岩などの岩相からなり、広域的な熱水変質の影響が見られるものの、岩質は概ね硬質である。

## 3. 調査方法

### (1) 調査方針

ボーリング孔で、地層の不連続面の走向傾斜を把握する一般的な手法はボアホールカメラである。ボアホールカメラでは、不連続面の走向傾斜のほか、割れ目の開口幅や、孔内水の動きなど原位置でしか得られない情報が取得できる。一方、ボーリングコアは、実際の色調や地層の硬軟、手触り、挟在物の内部構造、割れ目面の付着物など、実試料でしか得られない情報を有する。

本事例では、ボアホールカメラにより、不連続面の走向傾斜を数値情報として把握するとともに、高品質・定方位のボーリングコアにより、上記のような定性的な地質情報を付加すること、および方位情報の補完を試みた。

### (2) ボーリング

ボーリングは2地点で実施した (図-4)。ボーリングには「ACE ボーリングコア方位確認システム (NETIS 番号: HK-170014-A)」を用いて、高品質・定方位のボーリング

コアを採取した。採取したボーリングコアは、真北方向が上面に向くように揃えてコア箱に収め、観察時に地質構造等を把握しやすくなるよう配慮した。

### (3) ボアホールカメラ観察

ボアホールカメラ装置は株式会社レアックス製「BIP-V/ODS」を使用した。観察結果は孔壁展開画像で表すとともに、画像解析により不連続面の走向傾斜を把握した。

## 4. 調査結果

### (1) 岩相不連続部

山体崩壊堆積物 (Rd) 中には、7箇所の明瞭な岩相不連続箇所が確認された。表-1に各孔で確認された岩相不連続箇所とその構造、特徴を一覧で示す。地質はいずれも凝灰角礫岩状を呈する未固結～弱固結の岩相である。

表-1 岩相不連続面箇所一覧表

B-1			B-2		
深度	状態	構造	深度	状態	構造
12.10～12.35m	軟質淡灰色化	上面: N48E60SE 下面: N45E63SE	9.35～9.80m	変質淡灰色化	下面: N38W51SW
16.00～16.10m	粘土状	下面: 南東傾斜	16.35～16.43m	粘土状	不規則
28.52～29.45m	基質粘土状	下面: N13W50W	16.52～17.20m	変質淡灰色化	上面: N78W55S 下面: N85W55S
34.40～34.84m	基質軟質淡灰色化	下面: N20W10W	A～E: 図-4の走向傾斜記号に対応		

表-1に示した不連続面について、ボアホールカメラ画像と定方位ボーリングコアを対比した (図-1)。その結果、両者はその深度や、地質構造の方向において、良好な一致を示し、ボーリング孔の状況等により、ボアホールカメラによる情報が不足する場合は、定方位ボーリングコアにより情報を補完できることが確認できた。

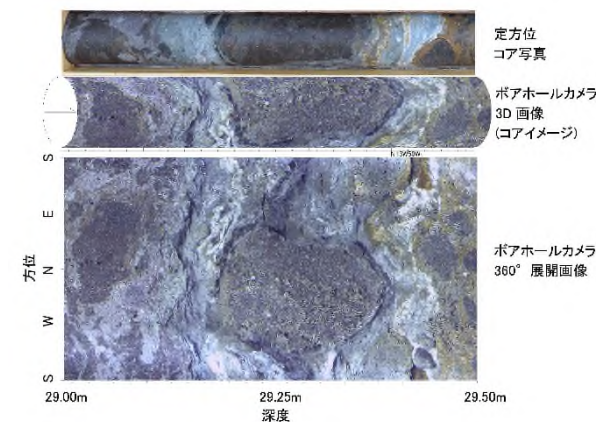


図-1 定方位コアとボアホールカメラ画像の対比例

### (2) 山体崩壊堆積物(Rd)下面

B-1孔の深度41m付近に、山体崩壊堆積物 (Rd) の下面が確認され、ボアホールカメラで取得した走向傾斜はN76°W24°Nであった (図-2)。

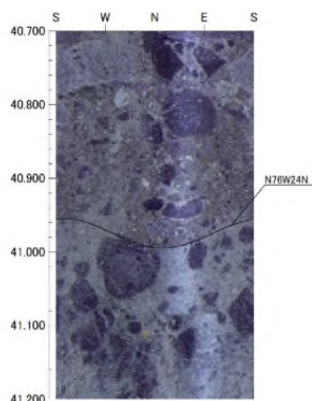


図-2 ボアホールカメラでとらえられた山体崩壊堆積物 (Rd)の下面構造(B-1孔 深度40.9~41.0m)

## 5. 解析検討

### (1) 山体崩壊堆積物(Rd)の下面構造の検討

ボーリングの2地点を直線で結んだ測線 (1測線) の断面図を作成し、山体崩壊堆積物 (Rd) の堆積構造を検討した (図-3)。その結果、B-1地点での山体崩壊堆積物 (Rd) 下面標高に比べて、より地盤標高の低い B-2地点の山体崩壊堆積物 (Rd) 下面の標高のほうが高く、地表面の起伏とは不調和であることが示された。

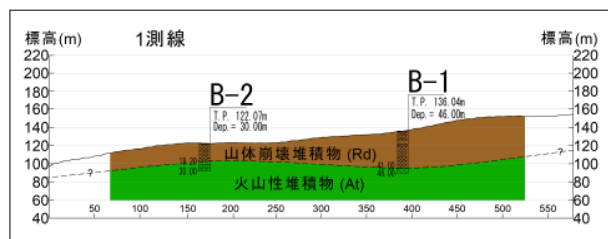


図-3 1測線 地質断面図

次に、本調査結果に既往調査結果を加えて作成した、山体崩壊堆積物 (Rd) の下面等高線図を図-4に示す。

地表面の傾斜方向を詳しく見た場合、標高150m付近より高標高部では概ね北東方向に傾斜しているが、標高150m付近より下では北向きに斜面方向を変える。一方、山体崩壊堆積物 (Rd) 下面も高標高部では北東に傾斜しているのに対し、B-1付近から傾斜方向を北向きに変えており、現地地形と調和的な構造となる。前述のとおり B-1孔で確認された山体崩壊堆積物 (Rd) の下面構造は、N76°W24°N であり、同様に B-1孔地点の地形傾斜に調和的である。また、山体崩壊堆積物 (Rd) 下面はB-2付近で尾根状になっているが、これも概略的には現地地形の傾向と一致している。

### (2) 地すべりの可能性についての検討

山体崩壊堆積物 (Rd) 中には、表-1に示したように、7箇所<sup>3)</sup>の明瞭な岩相不連続箇所が確認された。これらの岩相不連続箇所はいずれも、軟質化部あるいは粘土状部を伴っており、このような弱部が地すべりのすべり面を形成している可能性について検討した。

これらの岩相不連続箇所の境界面は、西～南～南東方向に傾斜しており (表-1)、現況斜面方向から想定される

滑動方向 (北～北東方向) とは一致しない (図-4)。また、コアの分離面を確認したところ、斜面の傾斜方向と調和的な条線や鏡肌のような、重力による変動を反映した現象は見られなかった。以上の特徴は、これらの岩相不連続面箇所が、現地地形における地すべり変動を反映したものであることを示唆する。

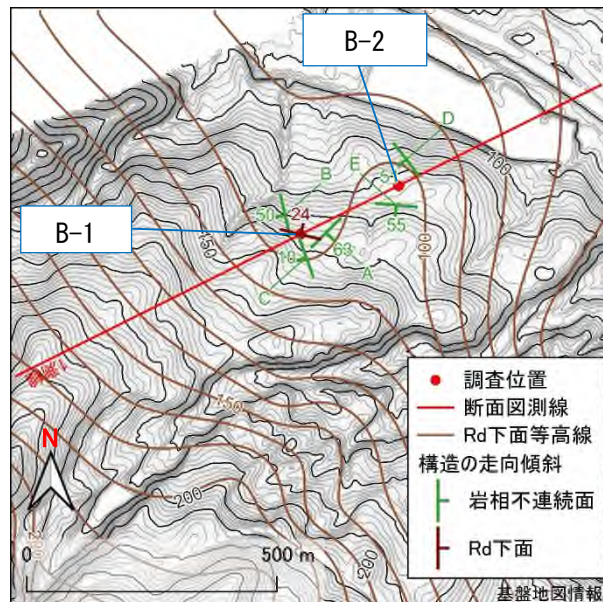


図-4 山体崩壊堆積物の下面等高線図とボアホールカメラ観察により得られた地質構造の走向傾斜

## 6. おわりに

本稿では、原位置の走向傾斜の取得により、コア情報だけでは難しい、山体崩壊堆積物の下面構造や地すべりの可能性について検討した事例について紹介した。

固結度の低い地質に対するボアホールカメラの使用については、活断層調査などで実施された例<sup>例えは3)</sup>など、その適用範囲が広がっているが、孔壁の明瞭性、自立性や、孔内水の可視性などに対する懸念から、必要と思われるながらも実施が見送られるケースも多い。

本事例が、固結度の低い地質に対する構造解析調査の参考となれば幸いである。

### 《引用・参考文献》

- 井口隆 (2006) : 日本の第四紀火山で生じた山体崩壊・岩屑なだれの特徴-発生状況・規模と運動形態・崩壊地形・流動堆積状況・発生原因について-, 日本地すべり学会誌, 42巻5号, pp. 409-420.
- 鎌田浩毅, 須田恵理子, 齋藤武士, 飯澤功, 酒井敏 (2002) : 火山体崩壊に伴う岩屑なだれの流動メカニズムの実験的解析と地質堆積物への適用, 材料, 51巻2号, pp. 168-175.
- 小松原琢, 富浦裕司, 郡谷順英 (2022) : ボーリング孔壁のボアホールカメラ撮影画像を用いた沖積層の構造調査, 活断層・古地震研究報告, No. 22, pp. 17-31.

# 蛇紋岩分布地域におけるのり面崩壊箇所への地質調査と対策工検討事例

基礎地盤コンサルタンツ株式会社 ○幸坂賢虎 久野高明

## 1. はじめに

一般的に「蛇紋岩」は片状剥離性を有し、吸水により粘土化しやすい性質を持ち、土木地質的にその分布と性状の把握が問題になる岩石である。

本事例は一般県道広木折原線の拡幅工事中に、掘削のり面に「蛇紋岩」が出現し、岩盤のり面崩壊が発生したことで工事が一時中断となった。なお、当該区間は調査未実施で施工されていた。本稿は、岩盤のり面崩壊の発生機構を把握し、対策工法検討に必要な基礎資料を得るため、地質調査及び路線測量を行い、調査結果を基にのり面工詳細設計を実施した事例を紹介するものである。



写真-1 岩盤崩壊状況 (埼玉県提供データ)

## 2. 地形地質概要

調査対象の県道は、荒川に注ぐ支流である円良田川の右岸に沿って設けられ、調査地は円良田川流域に位置する。図-1に調査地付近の地質図を示す。調査地の位置する関東山地北縁部には三波川帯構成岩類を基盤岩として、砂岩、礫岩など堆積岩からなる中期中新世の児玉層が三波川帯を覆って分布する。調査地には三波川ユニットの蛇紋岩と泥質片岩が分布する。



図-1 調査地付近の地質図(5万分の1地質図幅「寄居」)

## 3. 調査方法

のり面詳細設計を行うにあたって現地の詳細な地質状

況を確認するため、6つの調査を行った。調査項目とそれぞれの目的を表-1に示す。

表-1 調査項目一覧表

調査項目	調査目的
地表地質踏査	調査地周辺の分布地質及び地質構成などの把握
機械ボーリング	岩盤のり面崩壊の発生機構及び地山状況の確認
標準貫入試験	調査地の地質状況・地質構成・締まり具合などの確認
ポアホールカメラ	地質分布、亀裂状況、地質構造などの把握
弾性波探査	崩壊地のゆるみ範囲の把握
室内岩石試験	岩盤の物理特性および力学特性の把握及び地山の強度比の確認

## 4. 調査結果

現地踏査の結果、調査地に分布する地質は、基盤岩として三波川帯の蛇紋岩と泥質片岩が分布し、被覆層として沖積層、崖錐堆積物及び盛土が分布することが判明した。調査地の地質構成表を表-2に示す。

表-2 地質構成表

地質時代	地層名	地質記号	土相/岩相	記事		
新生代	完新世	盛土	bk	礫混じり土	道路や宅地、農地の造成に伴い、人工的に盛り立てられたもの。泥質片岩を主体とした礫混じり土からなると考えられるが、層相は多様。	
		崖錐堆積物	dt	礫混じり土	沢部の谷頭や溪岸の崩壊などによって堆積した礫混じりの土からなり、山麓や沢部で緩傾斜面を形成して分布する。	
		沖積層	al	粘性土、砂質土、礫混じり土	河川沿い及び沢部に分布し、平坦面を形成する。礫、砂、泥から構成される。現河床堆積物も含む。	
中生代	ジュラ紀	三波川帯	泥質片岩	Ps	泥質片岩	黒色を呈し、乳白色石英を層状に介在して片理が発達する。岩片は千枚岩状を呈し、風化により片理面沿いで分離して片状に細分化しやすい。
		蛇紋岩	Sp	蛇紋岩	緑色を呈し特徴的な油脂光沢を有する。色調や硬さは多様で礫混じり粘土状を呈して軟質化したものから塊状硬質なものまで不均質。	

当該地域の地質平面図を図-2に示す。斜面には泥質片岩が広く分布し、蛇紋岩が限定的に分布する。当該地域における蛇紋岩は、黒色～緑色が認められ、その岩質は一様ではなく、礫混じり粘土状～葉片状と多様性に富む。当該地域における泥質片岩は、主に泥質岩起源の結晶片岩から構成され、明瞭な片理面を伴い、薄片状に乖離しやすい。また、蛇紋岩との岩相境界部は破碎角礫粘土状を呈し脆くなる (写真-2)。

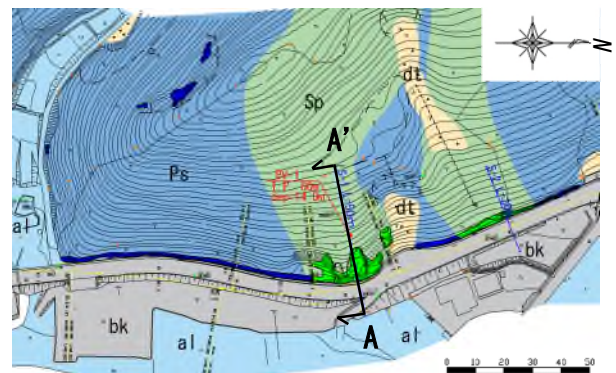


図-2 地質平面図



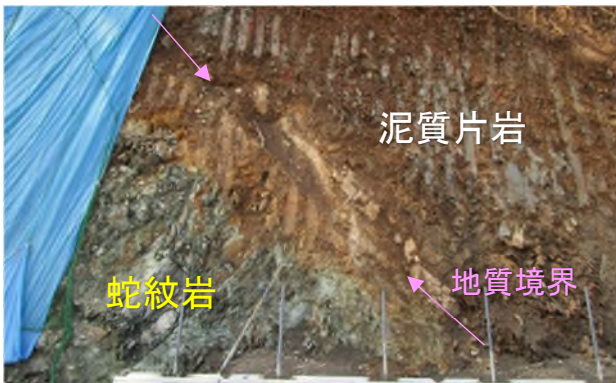


写真-2 蛇紋岩と泥質片岩の境界(令和4年5月18日撮影)

BV-1コア観察の結果、深度7.6mに分離面となり得る粘土挟在割れ目が確認された。ボアホールカメラ解析の結果、この粘土挟在割れ目の走向は N48W・57N であることが判明した。また、現地踏査により、現道沿いの露頭にて走向傾斜 N10W・10N の流れ盤となる分離面(片理面)が確認された。弾性波探査の結果、崩壊地背後で速度層のゆるやかな落ち込みが認められた。

5. 崩壊発生機構の推定

調査結果から崩壊斜面は、蛇紋岩の岩質の異なりと風化変質により複雑な岩質性状をとることが判明した。弾性波探査層落ち込み箇所は岩塊上～葉片状～角礫粘土状と状態の異なる岩質が複雑に分布すると推定した。

このように、不均質な蛇紋岩の分布に対して、のり面掘削による応力開放により地山のゆるみが発生し、掘削後の雨水による吸水膨張による強度低下が発生し、のり面崩壊が発生したと考えられる。

なお、コア観察及び現地踏査により確認された2つの分離面について、掘削などにより地山を緩ませた場合、この2つの分離面を結んだ椅子型岩盤崩壊が発生する可能性がある」と推定した。

想定地質断面図を図-3に示す。

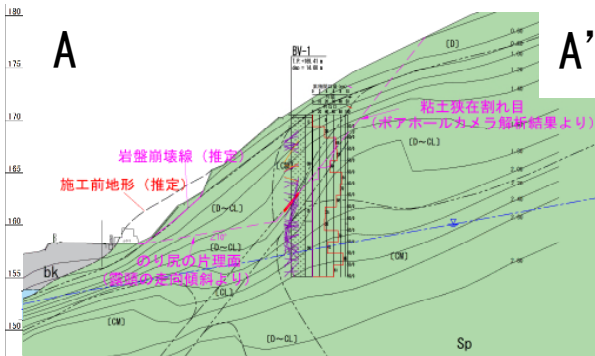


図-3 想定地質断面図

6. 対策工法選定

想定した背後斜面の崩壊規模は斜面高15m程度で、層厚5m程度と比較的規模が大きいことから、地すべり対策相当の対策工として検討を行うものとした。地質条件、崩壊形態、周辺影響などを考慮し検討した結果、グラウンドアンカー工を選定した。表-3に対策工選定表を示す。

表-3 対策工選定表

対策工		工法の適応性	評価
抑制工	排土工	当該斜面では当初計画時の切土中に崩壊が発生している履歴があるため、斜面内における大規模な排土が困難となる。	×
	押え盛土工	斜面株が施工中の計画道路であり、末端部への押え盛土により道路線形への影響が考えられる。	×
	グラウンドアンカー工	地すべり抑止としての効果が十分に期待でき、岩塊の中抜けに最も効果的な対策となる。	○
抑止工	杭工	地すべり抑止としての効果が十分に期待できるが、岩塊の中抜けに対して面的な対策を併用する必要がある。	×

7. アンカー工の設計

- ・当該斜面では、崩壊箇所周辺で縦横断に凹凸が認められる状態であり、アンカー及び受圧板の効果的な配置を行うため、切土による整形を行うものとした。切土勾配は標準法面勾配から風化岩相当の1:0.7に設定した。また、斜面尻に堆積した崩壊岩塊の除去やのり面の連続性確保を目的とし、計画道路端部の2.0m離れから切土を行う計画とした。
- ・当該のり面は蛇紋岩が分布する地盤であり、地盤内の岩質も均一ではない。硬質-堅硬な状態の地盤の連続性も想定できないため、すべり面に深にアンカーの定着を図る計画とする。
- ・定着層の周辺摩擦抵抗は、蛇紋岩の特性を踏まえスレーキング程度について乾湿繰り返し試験により評価し、周面摩擦抵抗は0.2N/mm<sup>2</sup>を採用した。
- ・当該斜面では、当初計画であるブロック積み擁壁施工に伴った切土整形時に斜面崩壊が発生した履歴がある。本計画においても切土整形後にアンカーの打設を行う施工順序となるため、斜面頭部の自然斜面に1段打設し、斜面の安定を図った後に切土整形部へのアンカー打設を行う計画とした。

以上の現場条件を踏まえ経済比較を行った結果、施工段数5段、水平間隔3.0m、打設角度25度を採用するものとした。図-4にアンカー工配置図を示す。

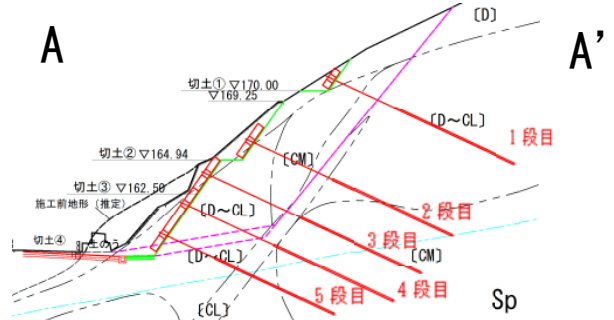


図-4 アンカー工配置図

8. おわりに

今回の崩壊は、土木工事で問題となる地質の一つである蛇紋岩が原因であった。事前に地質調査が行われ、蛇紋岩の分布と性状を把握できていれば、施工時に適切な対応を取ることができ、事業コストの損失を最小限に抑えることが出来たと考える。私は今回業務を経験して、事前の地質調査の重要性を学ぶことが出来た。

# 貯水池地すべりにおける高品質コアの X 線 CT スキャンを活用した すべり面判定の精度向上に関する試行事例

川崎地質㈱ ○原 勝宏, 石川 昌幹, 上野 紘太郎, 佐藤 祥昭, 近藤 勉

## 1. はじめに

ボーリングコア観察によるすべり面の判定は、細粒分を挟む破碎された部分の特徴や分布深度、地すべり移動体内の破碎の特徴などをふまえて総合的に行う必要がある。ただし、すべり面付近は攪乱された複雑な構造を呈し、すべり面の判定根拠を定量的に示すことは困難であるため、判定の精度は技術者の熟練度によるところが大きい。

しかし近年では、X 線 CT スキャンが非破壊で地質試料の内部構造を調査する手法として用いられつつあり、地すべり分野についても応用が期待されている<sup>1)</sup>。また、地すべりや断層等を含む地質の詳細な観察や的確な評価には、攪乱された地質構造が乱すことなく採取された高品質コアを用いることも重要な点として挙げられる<sup>2)</sup>。

そこで、高品質コアを用いて X 線 CT スキャンを活用したすべり面周囲の 3 次元的な構造の可視化や、破碎された角礫の粒度や基質量の割合等 (図-1) の定量化ができれば、すべり面判定の精度向上や、技術者間及び受発注者間の情報共有に寄与できると考えられる。

本論では貯水池地すべりにて採取した高品質コアを用いて X 線 CT スキャンを行い、すべり面判定の精度向上に向けた手法を検討した事例を報告する。

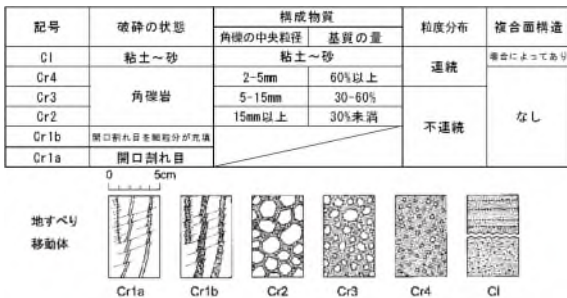


図-1 地すべり移動体の破碎度区分<sup>3)</sup>より引用・抜粋

## 2. X 線 CT スキャンデータの取得

### (1) X線CTスキャン試料の選定

既設 A ダムの貯水池斜面の地すべりブロックにおいてオールコアボーリングを行い、確実な不動地盤まで掘進して高品質コア試料を取得した。

この地域の基盤を構成する主な地質は花こう岩で、地表から GL-5.00～6.00m の表層部は古期崖錐堆積物が被覆している。コア観察による地質区分、地質の攪乱状況や破碎度区分の他、ポアホールスキャナ観測及び地形解析結果を踏まえて GL-6.20m 以深を地すべり移動体と判定し、GL-11.05m～11.17m 間にすべり面が分布すると推定した (図-1)。そこで、この区間を含む GL-11.00～12.00m

間を X 線 CT スキャン対象区間とした。

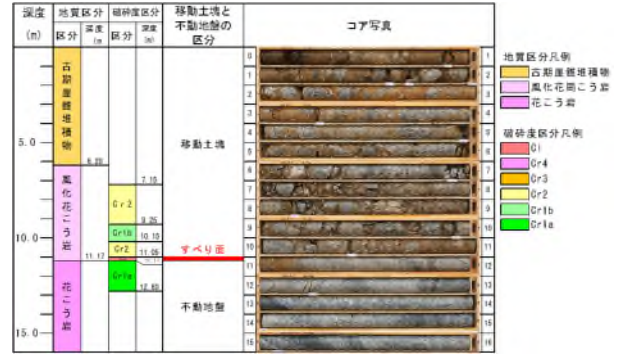


図-2 検討対象の地すべりボーリング結果概要と X 線 CT スキャン区間 (赤枠範囲)

### (2) X 線 CT スキャン実施方法

X 線 CT 装置 (SupriaGrande, 日立製作所製、産総研地質調査総合センター共同利用実験室) を用いて、スキャン対象区間のコア長 1m に対してスライス間隔 0.625mm で約 1700 枚の断面画像を撮影した。スキャン画像解析ソフトは OsiriX を使用した。これより円柱状のコアに対して任意方向の鉛直断面と、これに直交する断面を同時に表示させて 3 次元的に観察することができる (図-3)。

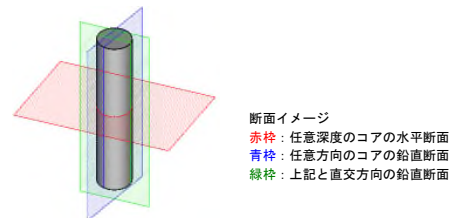
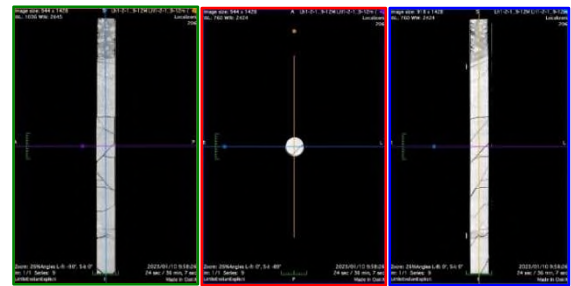


図-3 3 次元的なスキャン画像の表示例

## 3. 検討

地すべり移動方向と調和的であると考えられる風化花こう岩と硬質な花こう岩の境界面 (GL-11.17m) の最大傾斜方向の鉛直断面画像を抽出し、GL-11.00～11.20m 間の詳細観察及び画像解析を行うものとした (図-4①)。

### (1) 微細構造の観察

X 線 CT スキャン画像からは、コア観察で最も破碎度

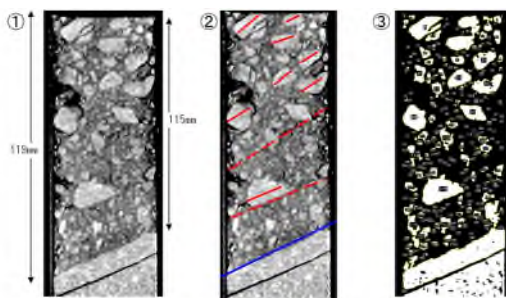
が高い Cr4として区分した区間において、面構造を示唆する以下の特徴が認められた(図-4②)。

- ・比較的大きな角礫の長軸方向が硬質な花こう岩との境界面の傾斜とほぼ平行に配列している。
- ・角礫の優勢な区間と細粒分が優勢な区間の境界も硬質な花こう岩との境界面に調和的である。

地すべり移動体内部では、地すべりの活動にともなって破碎が進行していく過程において、Cr4までは面構造は生じないが、さらに破碎が進行してClに達すると面構造が形成される場合がある(図-1)。コア観察では面構造を識別できなかったため、破碎度区分をCr4として区分したが、X線CTスキャン結果よりCr4からさらに破碎が進行し、Clへと移行する段階に達していた可能性が示唆される。

(2) 破碎度区分要素の定量化

破碎度区分においてCr2~Cr4は図-1の模式図に示される破碎状況や、角礫の粒径及び基質の割合で区分するが、破碎度が短い区間で不規則に変化する場合は観察者によって違いが生じやすい。そこで、X線CTスキャン画像を用いた画像解析によって基質の割合、及び含まれる角礫の粒径の定量化を試みた。画像解析にはフリーソフトである imageJ<sup>4)</sup>を用いた。取得したX線CTスキャン画像を画像処理して自動的に角礫を抽出し(図-4③)、かつそれぞれの大きさ、形状等を測定した結果、250個の角礫に対するデータが得られた。これを集計した結果、基質の量は60%以上、礫径は概ね2~5mmの範囲であることが示されるため(表-1)、図-1と対比するとコア観察結果よりCr4と評価した破碎度区分は妥当であったと言える。



①: GL-11.00~11.20mの拡大画像。硬質な角礫や岩盤部は白色、細粒分が多い範囲は暗色で示される。  
 ②: ①の画像以下を表示。  
 - 地質境界と調和的な角礫の長軸方向。  
 - 角礫優勢部と細粒分優勢部の境界。  
 - 破碎された風化花崗岩と硬質な花崗岩の境界。  
 ③: ImageJによる画像処理イメージ。解析範囲より250個の角礫を抽出した。

図-4 X線CTスキャン画像を用いた検討一覧図

表-1 画像解析により抽出した角礫ごとのデータ一覧表

番号	面積 (mm <sup>2</sup> )	画像上の横軸距離 (mm)	画像上の縦軸距離 (mm)	礫の長さ (mm)	A: 礫の幅 (mm)	B: 礫の高さ (mm)	A, Bの平均値 (mm)
1	0.973	3.806	2.188	3.944	1.545	1.030	1.288
2	3.951	7.784	3.091	7.948	2.919	2.061	2.490
3	117.977	32.174	11.165	76.473	15.970	16.313	16.142
4	8.817	47.742	4.114	11.608	3.606	3.434	3.520
5	89.433	13.506	7.702	57.359	15.826	10.818	13.222
...	...	...	...	...	...	...	...
246	3.863	7.146	113.035	7.622	2.061	2.404	2.233
247	0.324	9.686	112.108	1.901	0.515	0.687	0.601
248	1.828	14.095	113.951	4.832	1.374	1.545	1.460
249	0.619	4.379	113.934	2.630	0.859	0.859	0.859
250	1.120	12.391	115.430	3.944	1.374	1.202	1.288
角礫の面積の合計 (mm <sup>2</sup> )	1958.35						礫径の平均値 (mm) 2.246

これより、基質の量 (%) = (1-A/B) × 100 = 76%  
 A: 角礫の総面積 = 1958mm<sup>2</sup> B: 解析範囲の面積 = (119mm + 115mm) × 70mm / 2 = 8190mm<sup>2</sup>  
 礫径の平均値 = 2.24mm

(3) 課題

以上のような手法によってコア観察では識別が難しい微細な構造の把握や、高い破碎度区間の礫径分布・基質量の定量化が可能となることで、すべり面の判定精度を向上させる根拠が得られることが期待できる。ただし、本検討のようにすべり面が古期崖錐堆積物と、地すべり性の破碎部を伴う風化岩の境界付近に存在する場合、すべり面判定における障害として以下の課題が挙げられる。

- 古期崖錐堆積物と地すべり性の破碎の進行によって角礫状化した風化岩が、類似した角礫の形状や粒度構成を呈す可能性があり判別しにくい。
- 崩積土砂が斜面に堆積していく過程で堆積性の面構造が形成され、地すべり性の破碎で形成される面構造との区別が困難となる可能性がある。

今後、古期崖錐堆積物と地すべり性の破碎部を伴う風化岩を明確に区分するため、両者の構成物質及びその形状・粒度・含有量等の特徴の観察時における整理方法とともに、定量的に評価するための解析方法を検討していきたいと考えている。

4. まとめ

高品質コアのX線CTスキャンにより、3次元的な観察が可能となるとともに、通常のコア観察では識別が困難な内部構造の特徴が見出された。高品質コアの観察に加えてX線CTスキャンを活用することは、微細な変形構造を把握してすべり面の有力な根拠を得る有効な手段になり得ると考えられる。

また、X線CTスキャン画像を用いて画像解析することで、基質の割合や含まれる角礫の径を定量化し、コア観察における破碎度区分の妥当性を評価した。X線CTスキャン画像を用いた画像解析によって、より容易に精度の高い破碎度区分が可能となり、すべり面判定の精度向上に寄与できる可能性がある。

《引用・参考文献》

- 独立行政法人土木研究所ほか (2013) : すべり層のサンプリングと認定方法に関する研究, 共同研究報告書 第449号
- 加賀匠, 宇都秀幸, 加藤智久 (2015) 地すべり地域における高品質ボーリング実施事例と高品質コアの品質管理への取り組みの紹介, 全地連技術フォーラム No. 2015\_113
- 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碎岩—四万十帯の地すべりを例として—, 応用地質, 第52巻, 第6号, pp. 231~247
- Rasband, W. S., ImageJ, U. S. National Institutes of Health, Bethesda, Maryland, USA, <http://imagej.nih.gov/ij/>, 1997-2012.

# 地すべり調査における安全対策とその効果

中央開発株式会社 ○下梶秀則, 神崎裕, 山下大輔, 片山翔

## 1. はじめに

本調査は貯水池における地すべりブロック内の地質調査であり、調査地周辺は全体的に急傾斜地を成し、急崖地や不安定岩塊、落石発生箇所など危険箇所が点在していた。本論文では、これら危険箇所に対して実施した安全対策を記すとともに、発生した落石に対して得られた効果についてを一事例として報告する。

## 2. 確認された危険箇所

本調査地は美濃帯（堆積岩類）の泥質混在岩が分布しており、層理面が $\angle 60\sim 70^\circ$ 程度と高角度であることから、トッピングによる露岩部の緩みや落石が生じやすい地質状況であった。また現地確認では $\phi 3\sim 7\text{m}$ 程度の不安定な岩塊(写真-1, 2)、緩みが著しい露岩部(写真-3, 4)、落石の集積部塊ならび徒歩での昇降が困難な急崖地が危険箇所として認められていた(図-1)。このように本調査地では様々な危険箇所が点在するため、性状や規模に応じて適切な安全対策を講じる必要があった。

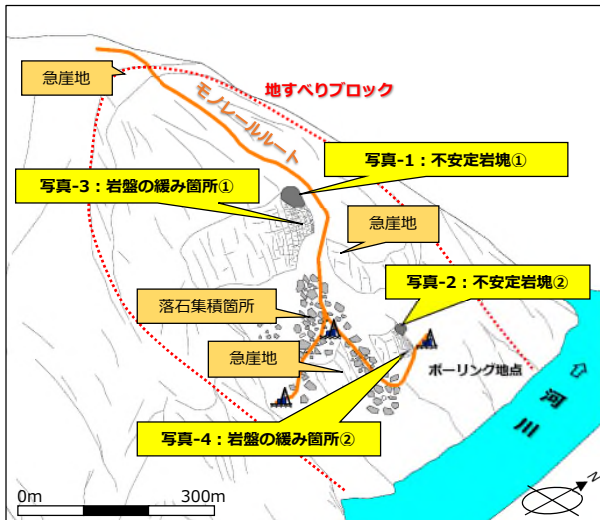


図-1 本調査地周辺の危険箇所



写真-1 不安定岩塊①



写真-2 不安定岩塊②



写真-3 岩盤の緩み箇所①



写真-4 岩盤の緩み箇所②

## 3. 実施した安全対策

### (1) 不安定岩塊対策

不安定岩塊は $\phi 3\sim 7\text{m}$ 程度のため、これらから防護する対策は不可能であった。そこで不安定岩塊①では地盤伸縮計(図-2)を、不安定岩塊②では地盤傾斜センサ(図-3)を用いた動態観測を実施し、変動が生じてから落下するまで変動状況を把握できる対策とした。なお、調査期間中に変動は認められなかった。

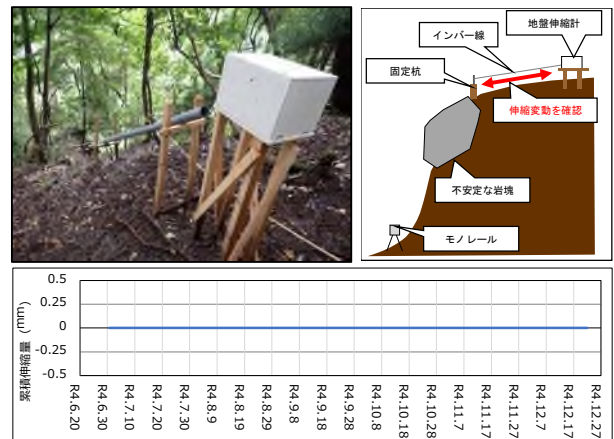


図-2 地盤伸縮計を用いた対策(不安定岩塊①)

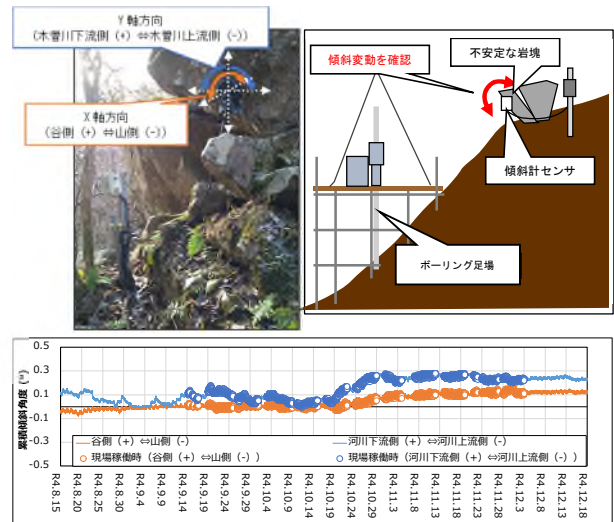


図-3 地盤傾斜センサを用いた対策(不安定岩塊②)

### (2) 落石対策

落石危険箇所は、緩みが著しい露岩部と落石集積箇所であり、これらは広範囲かつ落石がいつ発生してもおかない状況であった。そこで保安対象をモノレールルートとボーリング地点とし、前者には簡易仮設防護柵(写真-5)を、後者にはコンパネを設置(写真-6)し、落石がいつ発生しても人や機材に直撃しない対策とした。



写真-5 簡易落石防護柵  
(岩盤の緩み箇所①②で実施)



写真-6 コンパネの設置  
(ボーリング地点で実施)

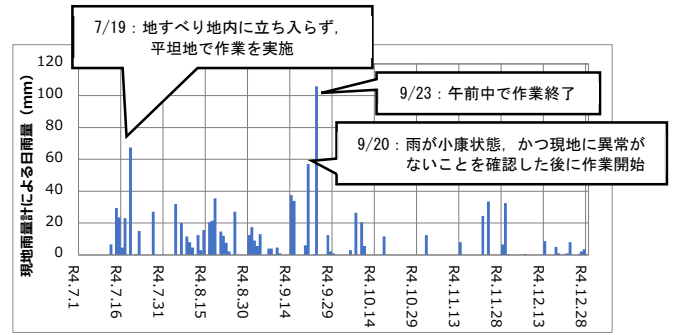


図-4 現場雨量計の観測結果図

### (3) 急崖地対策

地すべりの滑落崖などの急崖地対策としては、乗員用モノレール(写真-7)を配備し、調査地点移動で生じる滑落や転落のリスク軽減を講じた。また降雨の多い時期の調査であったため、簡易雨量計(写真-8)を設置し、図-4に示すように現地降雨量を把握しつつ、作業内容の変更や中断、中止の判断を行った。



写真-7 乗員用モノレール



写真-8 現場雨量計

### 4. 簡易落石防護柵の効果

簡易落石防護柵を設置した図-1の岩盤の緩み箇所①では、当日の降雨がないにも関わらず落石が発生した。落石により防護柵の一部とモノレールのレールが破損したものの、簡易落石防護柵により落石が緩衝されたことでボーリング足場周辺など下方斜面まで落石が到達せず、被害を最小限に留めることができた(図-5)。

### 5. まとめ

本成果としては、現地調査前の現地確認で確認された複数の危険箇所に対して、適切な対策を各箇所で行ったことで予期せぬ落石にも対応でき、怪我や事故なく現場を完了することができた。

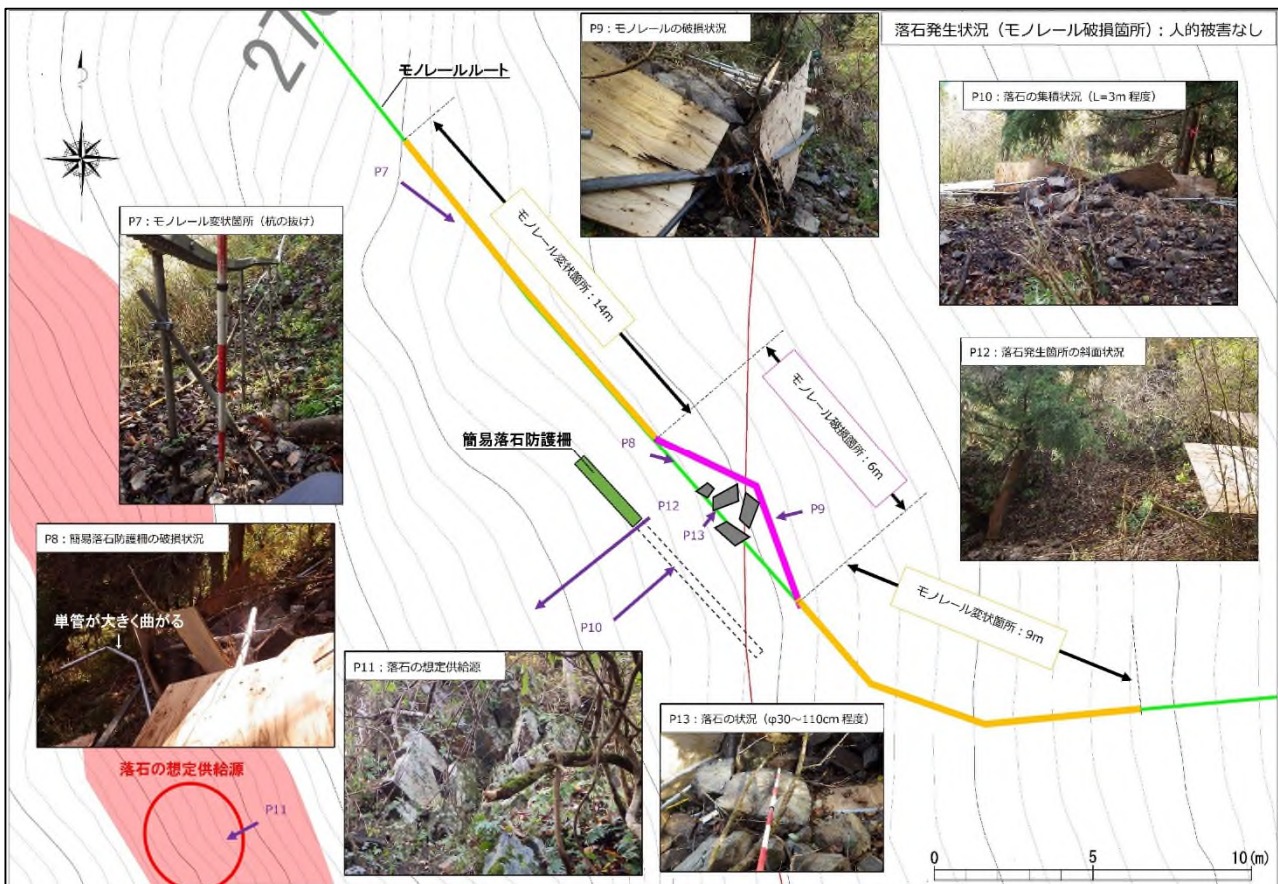


図-5 発生した落石と被害状況

## 地すべりブロック境界におけるアンカーの荷重状態について

川崎地質（株）

○辻本 雅治, 高梨 俊行, 石川 昌幹, 林 泰幸,

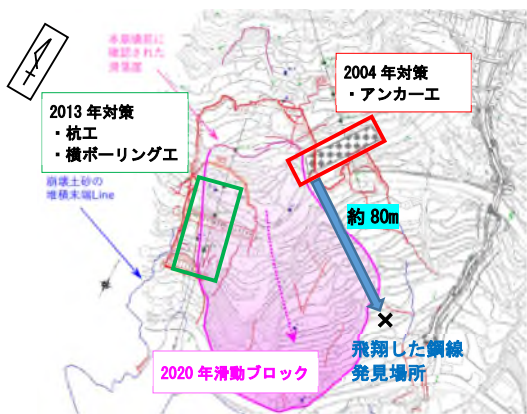
## 1. はじめに

グラウンドアンカーは、施工性ならびに経済性に優れた斜面安定工であり日本国内で広く普及している。一方で、老朽化や豪雨災害・大規模地震により損傷するアンカーが見られるようになったため、健全性調査がより取り組まれるようになった。現在の主なアンカー健全性調査の手法としては、頭部詳細調査や残存緊張力の計測等がある。アンカーの残存緊張力については、地盤のクリープ、テンドンのリラクセーション等の影響により時間経過と共に少しずつ減少することが知られている<sup>1)</sup>。また、地震や地すべりなどの外力の変化や地盤沈下等による地盤の変位の影響を受けた場合、アンカーの残存緊張力は大きく変化する。このように、アンカーには斜面の状態変化を緊張力の増減として検知するセンサーとしての一面もあり、アンカーを調査することで、のり面の安定性評価に活用することができる<sup>2)</sup>。本発表では、2020年10月に三重県紀宝町で発生した地すべりのブロック境界に設置されたアンカーの健全性調査を行い、荷重状態より地すべりブロックの考察を行った事例について報告する。

## 2. 調査地概要

調査対象は、2020年10月に三重県紀宝町浅里地区で発生した地すべりにより被災した地すべりブロック東上方に位置するアンカーのり面である（図-1）。

本地すべりは、熊野川左岸に位置しており、地すべり規模は長さ190m・幅約90m・深さ約10mである。調査地の地質は、新第三紀中新世の熊野層群の堆積岩類からなり、地すべり地の泥岩は流れ盤構造を呈している。浅里地区地すべりは、J-SHIS Mapにおける地すべり地形分布図や三重県砂防基礎調査でもその存在が指摘されており、2004年および2013年に小ブロックの滑動が発生したため、それぞれに対策が行われた。しかし、未対策範囲にも変状が確認されたため監視を行っていたところ、

図-1 浅里地区地すべり予想範囲<sup>3)</sup>

2020年6月頃より明瞭な変位が出現し、同年10月9日に台風14号に伴う降雨により大規模な滑動が生じた。

既往報告<sup>3)</sup>によると、素因として、流れ盤等の地質条件に加え、既設対策工の経年劣化による排水機能低下により常時地下水が高い状態であったため、降雨が誘因として崩壊したと推定されている。

調査対象アンカーは、2004年に滑動した小地すべりブロックの対策工として計画されたもので、設計アンカー力： $T_d=408.9\text{kN}$ 、工法：SFL-3、受圧構造物：独立受圧板にて3段13列の合計38本が設置されている。なお、初期導入力（ $P_t$ ）は設計資料に記載されておらず不明である。

2020年に滑動した地すべりでは、対象アンカーのり面の西側に段差地形が形成され、左側2列の計6本のアンカーが独立受圧板と共に大きく損傷した（写真-1）。損傷したアンカーには、テンドンのシース管のみが残存し、PC鋼より線が約80m谷側で発見された（写真-2）。これは、地すべり滑動時に破断・飛翔したものと考えられる。なお、当初想定した地すべりブロックの外側に位置するアンカーでは、外観に明瞭な変状は認められなかった。これらの未被災アンカーは荷重状況が不明であり、地すべりの拡大や過緊張アンカーの破断飛び出しが懸念されたことから、健全性調査を実施した。



写真-1 のり面周辺状況写真



写真-2 飛翔したPC鋼より線状況

## 3. 調査方法

健全性調査は、頭部詳細調査ならびにリフトオフ試験を実施した。頭部詳細調査は、外観調査および頭部保護工を取り外した状態の露出調査を行い、「調査要領<sup>4)</sup>」を参考に評価を行った。リフトオフ試験は、「グラウンドアンカー設計・施工基準、同解説（JGS4101-2012）<sup>5)</sup>」に準じて実施し、「グラウンドアンカー維持管理マニュアル<sup>2)</sup>」に示される残存緊張力に基づく健全性評価を行うと共に荷重分布図の作成を行った。調査数量は、被災を免れたアンカー32本のうち約50%にあたる14本とし、調査位置は、千鳥配列を基本に設定した。リフトオフ試験における計画最大試験荷重は、テンドン破損のリスク回避を考慮した値（極限引張り力（ $T_{us}$ ） $\times 0.65$ ）とした。

#### 4. 調査結果

##### (1) 頭部詳細調査結果

調査の結果、調査対象全てにおいて、テンドンの飛び出しや余長の引き込み、クサビの浮き上がりといったアンカーの重篤な損傷、変状は認められなかった（写真-3）。



写真-3 露出状況写真(B-2)

##### (2) リフトオフ試験結果

リフトオフ試験による残存緊張力は、 $P_e = 258\text{kN} \sim 515\text{kN}$  以上であった。特に B-2、C-3、C-5 の3本では最大試験荷重まで载荷したもののリフトオフを確認できなかった。これら以外に、6本のアンカーが設計アンカー力以上の過緊張であった。現土研マニュアル<sup>1)</sup>における残存緊張力に基づく健全性評価は、残存緊張力が確認できた11本のうち3本のアンカーが過緊張側の B 判定、それ以外の8本のアンカーは A 判定、リフトオフが確認できなかった3本のアンカーは C 判定となった。

#### 5. 考察

図-2に残存緊張力分布図を示す。リフトオフ試験の結果から、当初想定地すべり範囲の外側に設置されたアンカーも過緊張状態に至っていることが判明した。残存緊張力分布図によると設計アンカー力を超過する過緊張領域（黄色から赤色の領域）は、のり面全体の左側から中央にかけて約3分の2を占める結果となった。これは、今回の地すべり滑動により残存緊張力が増加したものと推測され、当初想定した地すべりブロックの外側にも地すべり影響範囲が及んでいたことを示唆するものと考えられる。このことは、一部のアンカーで破断飛翔、過半数のアンカーが過緊張に至りながらも地すべり被害の拡大を防いだことがいえる。

一方で、頭部詳細調査では重篤な問題は確認されなかったが、実際には多くのアンカーが過緊張に至っており、

外観調査のみではアンカーの健全性および地すべりの影響範囲を把握するには不十分であることがわかった。これはアンカーが強固な構造であるため、終局に至るまで目に見える異常が確認できないためである。また、極度の過緊張は写真-2のよう破断・飛翔する危険性もあり、地すべり被災地におけるアンカー荷重の把握は重要であると考えられる。さらに、地すべりブロック設定の精度向上の観点から、滑動した地すべり地内にアンカーが存在するときには、地すべり災害対応の初期段階で速やかにアンカーの荷重を把握することが大切であるといえる。

なお、本地すべり対策は、当初想定ブロックを網羅したより広い地すべりブロックを対象に検討が行われ、施工実施中である。今後は、アンカーを含む対策工全体を対象とした定期的な維持管理点検と、その結果に応じた排水機能の保持やアンカー工の荷重管理といった予防保全が大切になるものと考えられる。

#### 6. 謝辞

本調査の実施にあたり、土木研究所、三重県をはじめ関係者の方々には大変お世話になり、多大なご指導を賜った。本紙面をお借りして御礼申し上げます。

#### 《引用・参考文献》

- 1) (国研) 土木研究所, (社) 日本アンカー協会, (国) 三重大学, (株) ネクスコ総研: グラウンドアンカー維持管理マニュアル, 2020.
- 2) 石川昌幹 ほか: グラウンドアンカーのセンサ的機能に関する荷重特性について, 第51回地盤工学研究発表会 (岡山), 2016.
- 3) 片岡泰: 浅里地区地すべり調査結果の報告, (公社) 日本地すべり学会中部支部 令和3年度リモート現地見学会2021.
- 4) (株) ネクスコ総研: 調査要領, 2020.
- 5) (公社) 地盤工学会: グラウンドアンカー設計・施工基準, 同解説 (2012) .

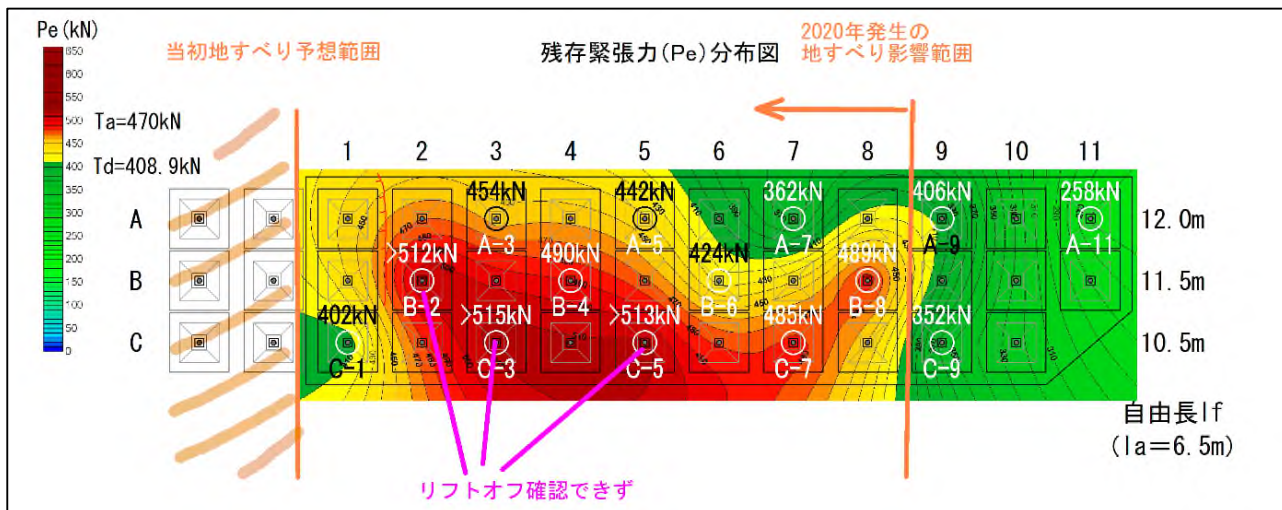


図-2 残存緊張力分布図

# 遠隔監視カメラによる亀裂計測で地すべり危機管理を実施した事例

ニタコンサルタント（株） ○虎尾 魁人, 橋本 昌夫, 山川 治, 秋山 隆司

## 1. はじめに

近年、地すべり危機管理として自動観測機器（伸縮計、埋設型孔内傾斜計、パイプ歪計等の地すべり変位計）の進歩がめざましくなっている。これらは、リアルタイムで地すべり活動がデータとしてその変動量を把握できるが、現地状況を可視化することができない。ここで、今回遠隔監視カメラを用いて亀裂の開口状況をリアルタイムで可視化し、定量的な変動量を観測した事例を報告する。

## 2. 調査地の地形・地質と地すべり概要

調査地の有瀬地区は活動中の地すべり地であり、斜面は地すべり地特有の複雑な形態を示している。斜面の上位には旧滑落崖と考えられる馬蹄形を呈した凹状地形および段差等がみられる他、斜面中位では地すべりで形成された緩斜面地帯が存在している。

地質は中央構造線直下の三波川帯の結晶片岩で、主として泥質片岩と塩基性片岩の互層となっている（図-1）。

本事例箇所は、有瀬地区のうち I-3 ブロックである（図-2）。当該ブロックは、頭部が標高約565m、末端部が標高約415m、斜長さ約270m、幅約140m、すべり面最大深さ約59mの規模を有している岩盤地すべりである。現時点では年間10cmの活動が確認され、ブロック内の変状が顕著であることから、一般車両の立ち入りが制限されている。



図-1 四国の地質区分<sup>1)</sup>

## 3. 危機管理内容

I-3ブロックは、遠隔監視システムによる自動観測がおこなわれている。このため、豪雨時に地盤伸縮計や埋設型孔内傾斜計に地すべりの挙動が感知され、変動量の閾値を超えた場合に警報のメールが届くシステムとなっている。しかし、警報が発報しても当該ブロックは、幹線道路から離れた山間地であり、連続250mmの累積降雨で通行止めとなるため、変状確認（ブロック内の市道の擁壁や道路舗装面の変状）が遅延してしまう。



図-2 有瀬地区の対象ブロック

## 4. 危機管理体制における課題と解決策

豪雨時に遠隔監視カメラから警報の発報メールを受けても直ちに現場確認ができないため、計測値だけの認識となる。また、局地的な変状や崩壊が発生した場合の確認が遅延してしまう。このため、現地確認の可視化に遠隔監視カメラを用いた。また、近年の遠隔監視カメラの解像度が高くなっていることに注目し、地すべりブロック境界に発生している開口亀裂に標尺ロッド（スケール）を設置して、目盛りを計測することで定量的な監視を併せて行った。

## 5. 遠隔監視カメラによる危機管理観測方法

豪雨時にブロックの活動状況を室内においてリアルタイムで監視を行うために遠隔監視カメラを用いた（図-3）。設置箇所は、ブロック頭部に1箇所、側方部に3箇所である（図-4）。また、今回用いた遠隔監視システムとカメラの仕様は以下のとおりである（表-1）。カメラの性能と解像度の性能が向上したため、夜間においてもスケールの目盛りが読み取れるかを試みた。

コンクリート擁壁に標尺ロッド（ミリ目盛）を設置してカメラを回転・拡大して値が読み取れるかを試行錯誤し、その結果今回使用したWebカメラの解像度で拡大した場合、ミリ単位の値を読み取ることが可能となる。また照明装置を設置したことで、雨天の日中（写真-1）や夜間（写真-2）でも変位を読み取れることができた。これにより、カメラ操作にて擁壁周辺の変状や亀裂の局所的な変状が可視化できるようになり、またIDとパスワードを入力することにより誰でも閲覧でき、カメラ操作ができるようにした。

表-1 Webカメラの仕様<sup>2)</sup>

最大288倍のズーム (EX光学36倍 デジタル8倍)
回転角350°
上下-30° ~ +90°
1/3型MOSセンサー
約130万画素
最低照度0.31 x × 0.019 x



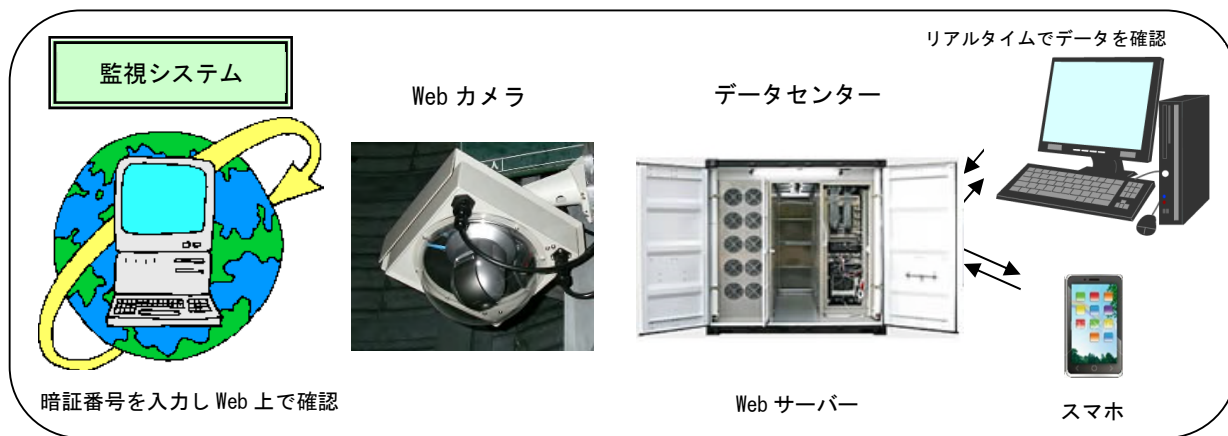


図-3 遠隔監視カメラシステム

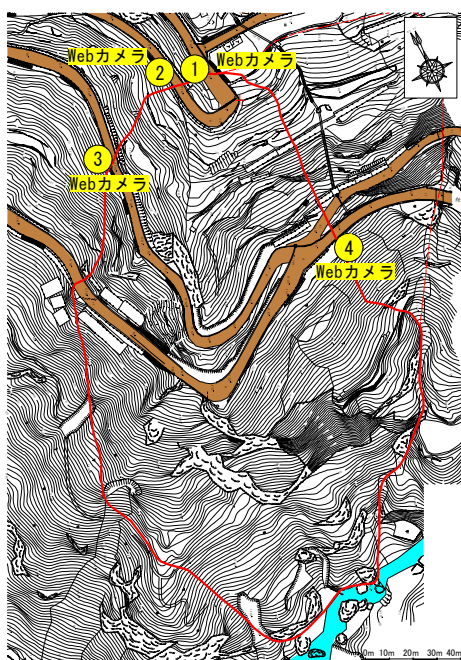


図-4 Web カメラ設置位置



写真-1 日中の映像



写真-2 夜間の映像

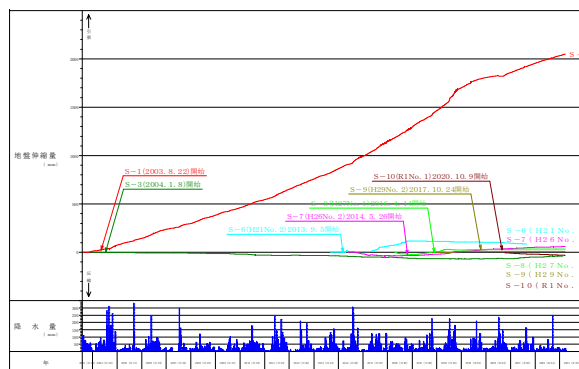


図-6 地盤伸縮計変動図

## 6. 遠隔監視カメラを用いた定量的な変動結果

令和3年10月1日から観測を開始した。ブロック頭部の間知ブロックに設置している Web カメラ1で7.9cm、下方のコンクリート擁壁に設置している Web カメラ2で6.0 cm、ブロック中央部アンカー擁壁に設置している Web カメラ4で14.8cmの累積変位を確認した。特に、令和4年9月6～10月27日(51日間)では、台風14号の影響を受けて変位量が急激に増加した。これにより、降雨との相関を確認することができた(図-5)。

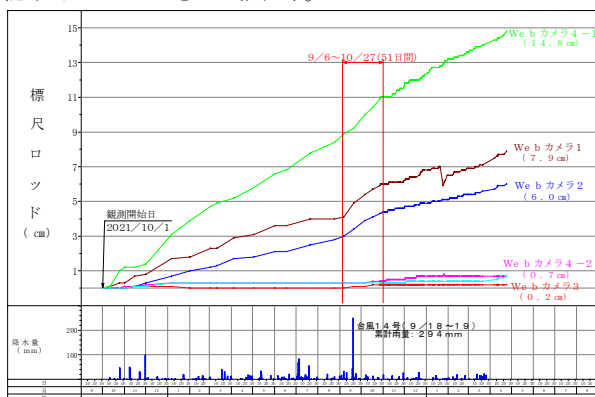


図-5 監視ポイントの累積変動図

また、遠隔監視カメラを用いた標尺ロッドの変動量と地盤伸縮計の変動量についても同様に変動量の変化が確認され Web カメラの有効性が確認された(図-6)。

## 7. 今後の展望

今回設置した遠隔監視カメラのシステムではデータ容量が大きいため、PCでは十分に機能したが、PC以外での端末機器の操作性に難があった。そのため、今後は移動中でもリアルタイムで監視ができるように、PC以外の端末機器でもスムーズに操作ができるように試行錯誤していきたい。さらに、この方法が普及することで、機器や通信コストがさらに安価になり一般的な手法となることが危機管理 DX ソリューションといえる。

### 【参考文献】

- 1) 四国地方土木地質解説書「四国地方土木地質図編纂委員会(1998.3)」(財団法人 国土開発技術センター 発行)
- 2) HipLaT-Mobi@CAM 機器仕様(株式会社 ハイエレコン)

## 花崗岩地域で発生した地すべり調査事例

株式会社ダイヤモンドコンサルタント ○伊東 陽希、鏡原 聖史、岡崎 敬祐、日比野 共希  
兵庫県神戸県民センター六甲治山事務所 橋本 志信、高瀬 光郎、林 一部

### 1. はじめに

花崗岩分布地域では、深層風化が著しいこと、表層崩壊が多発することがよく知られている（例えば、<sup>1)</sup>）。

一方、風化部がゆるみ岩盤となり比較的規模の大きい地すべりを発生させることもある「鶴沢ほか、2012」<sup>2)</sup>。

本稿では花崗岩分布地域で発生した地すべりに対して、多種多様な調査・観測を実施し、地すべり発生の素因及び誘因、対策工検討を行った事例について報告する。

### 2. 調査地の概要

図-1 に調査地の概要図を示す。調査地は六甲山山頂部の準平原平坦部の縁に位置しており、平成 30 年 7 月豪雨（連続降水量 913mm、最大時間降水量 47mm）により幅 50m、斜面長 90m の範囲（図-1 の赤太線部）で谷側に向かって地すべり変形している。また、地すべり発生と同時期に地すべり側部（図-1 のピンク太線部）において幅 20m、斜面長 50m の範囲で崩壊が発生している。下流域には既設の治山ダムがあり、崩壊により流下した土砂のほとんどが捕捉されている。

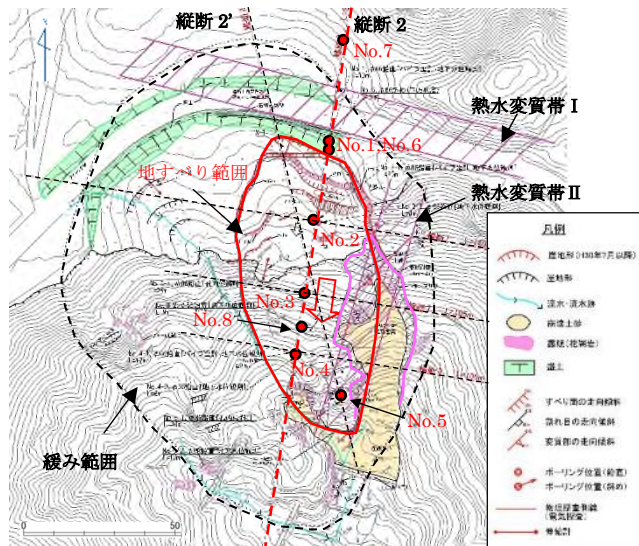


図-1 調査地の概要図

「東ほか、2021」<sup>3)</sup> による既往調査結果では、本調査地は地すべり変形前より準平原の縁ですでに浸食やクリブ変形していたと推定されている。

さらに、航空レーザ測量データを用いた差分解析により地すべり範囲において地すべり頭部の沈下や末端部の押し出し等の顕著な変動が認められるとされ、現地踏査による地すべり頭部の明瞭な滑落崖、階段状の段差地形、末端部の押し出しによる既設の石積の開口変形等を確認している。崩壊部はコラストーンの崩壊により下流側で

巨礫が多数確認しており、土塊内においては地表に平行なシーティング状の割れ目も所々確認している。また、地すべり側部の崩壊箇所においては移動土塊と不動地山の境界付近に幅 10cm 程の軟質なスメクタイトを伴うすべり面と考えられる礫混じり粘土を確認している。

### 3. 詳細調査・観測結果

詳細調査では、地質・地盤特性やすべり面深度及び地下水分布特性を把握するため比抵抗二次元探査（5 測線）、ボーリング調査（8 箇所）、多点温度検層、1m 深地温探査、地下水水質分析（イオン分析）、動態観測（パイプ歪計、孔内傾斜計）及び地下水位観測を実施した。

比抵抗二次元探査やボーリング調査の結果、深度 20m 付近まで風化が進んでいることが確認された。さらに、深度 9m 付近に粘土混じりの破碎構造が確認されたことや高比抵抗部が断面的に連続することなどから、深度 9m 付近が平成 30 年度 7 月豪雨にて滑動したすべり面であると考えた。また、地すべり背後に熱水変質帯 I（低比抵抗帯）、崩壊部直下付近に熱水変質帯 II（低比抵抗帯）を確認しており（図-1、図-2）、ボーリングコアにてスメクタイトを含有する高角度の粘土部分を確認した。

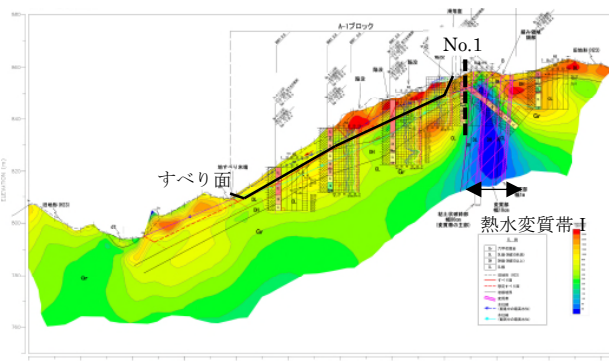


図-2 比抵抗二次元探査断面図（縦断 2）

地すべり背後の観測孔（No. 1）において降雨イベント（累積降水量 490mm）と連動した地下水位上昇が見られた（図-3 の短期変動）。また降雨がないにも関わらず 4 月頃より地下水位上昇（4m）があり、地下水位の底上げがされていることを確認した（図-3 の長期変動）。六甲山では、同様の長期的な地下水位変動が報告されており「例えば、藤本ほか、2009」<sup>4)</sup> 六甲山の特異的な地下水位変動であると考えられる。

地すべり末端部（No. 5）の水位観測孔において累積 100mm 以上の降雨イベントに連動した孔内水位上昇を確認することができ、想定すべり面深度より上部にまで孔内水位が上昇し、さらに孔内傾斜計で想定すべり面深度

で僅かなせん断性変位を確認した。

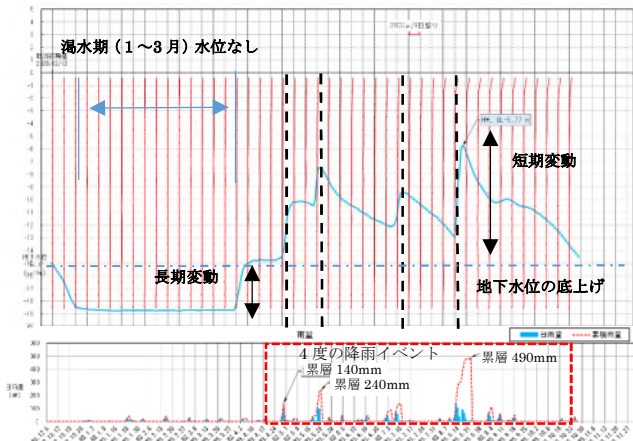


図-3 No. 1 パイプ式歪計・地下水位観測結果

イオン分析(トリリニアダイアグラムによる整理結果)より、No. 1 のみ鉱泉・温泉、化石海水でよく見られるアルカリ非炭酸塩 (IV) に属し、その他のボーリング孔及び下流部の湧水は表流水・浅層地下水でよく見られる中間型 (V) に属することが確認された (図-4)。

多点温度検層結果から地すべり背後 (No. 1) において深度 1.9m 及び 4.4m にて地下水滲出箇所が確認され、深度 18.4m にて地下水流動箇所が確認された。

また、1m 深地温探査結果から熱水変質帯 I から地すべり頭部へ流入していると考えられる 6つの水ミチの存在が確認された。

これらの地下水調査の結果から地すべり頭部 (熱水変質帯 I) からの地下水流入が考えられた。

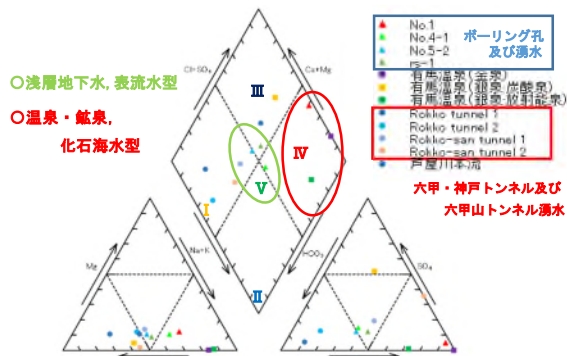


図-4 イオン分析結果(トリリニアダイアグラム)

#### 4. 地すべりメカニズムの検討

詳細な調査及び観測の結果から地すべり発生の誘因と素因の検討を行った。素因と誘因については以下の通りである。

・地形的な素因：調査地は平坦面の縁に位置しており、斜面側が過去から浸食されて不安定化しクレープ状の緩み範囲を形成しているため、不安定になりやすく地表水を集水しやすい地形条件にあった。

・地質的な素因：地すべりブロックは深度 20m 付近まで風化が進行しており、岩盤が脆弱化している。また、地すべりブロック周辺には変質帯が少なくとも 2本通っ

ており、地質的な弱部に囲まれた範囲にある。これらの地質的弱線が遮水層となり、4月から10月まで比較的水位の高い状態が持続し、豪雨時に地すべりブロック内に地下水が流入しやすい地質構造であったと考えられる。

・誘因：平成 30 年 7 月豪雨による風化帯への雨水浸透ならびに変質帯からの地下水流入などによって、地下水位が上昇して地すべり変動が発生したものと考えられる。また、豪雨による地すべりブロック左翼部の崩壊も地すべりブロックの不安定化を促進させたと考えられる。

#### 5. 対策工の検討

地すべり対策について対策工の抽出、検討を行った。地すべり頭部への地下水の流入が推定されるため抑制工として集水井を現在安定している地すべりブロック北側に設置し、地すべり頭部の地下水位を低下させる計画とした。さらに、抑制工と合わせて、複数の抑止工の比較検討を行い、施工性、景観性、経済性に優れた網状鉄筋挿入工を採用した。

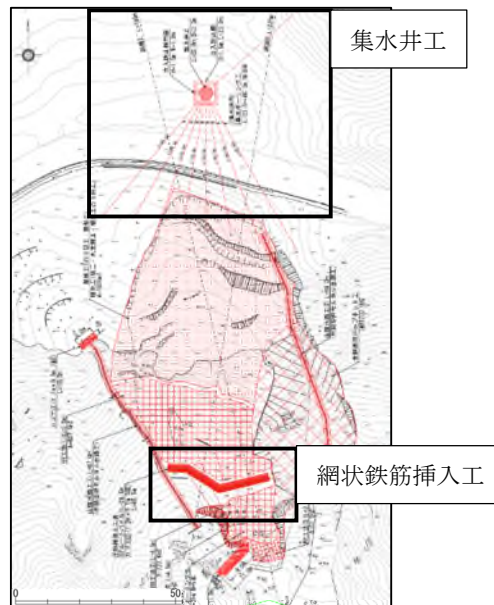


図-5 対策工検討図

#### 《引用・参考文献》

- 1) 千木良雅弘 (2002) : 群発する崩壊—花崗岩と火砕流一, 近未来社, 228p.
- 2) 鶴澤貴文, 稲垣秀揮, 小坂英輝 (2012) : 山梨県北部, 風化花崗岩における初期地すべりの変位率と内部構造, 応用地質第53巻, 論文第一号2-11頁.
- 3) 東篤義, 前嶋昭, 林一郎, 伊東陽希, 日小田稜介, 鏡原聖史 (2021) : 平成30年7月豪雨を受けて六甲山地の準平原端部で発生した斜面変形, 日本応用地質学会令和3年度研究発表会論文集, 論文 No41.
- 4) 藤本将光, 小杉賢一郎, 桂真也, 加藤弘之, 水山高久 (2009) : 風化花崗岩山地斜面における岩盤地下水の水位変動及び水質特性, 砂防学会研究発表会概要集, p396-397.



## 5. 考察

### (1) 地すべりの素因・誘因

#### ①素因

当該地の露頭には褶曲した片理面が各所で確認できた。現地にて計測した走向傾斜によると、集落背後の斜面は背斜軸の翼部になると考えられ、片理面の傾斜方向と地形の傾きが概ね同じ方向となり、流れ盤斜面となる(図-3参照)。このことから、地すべりの素因と考えられる。

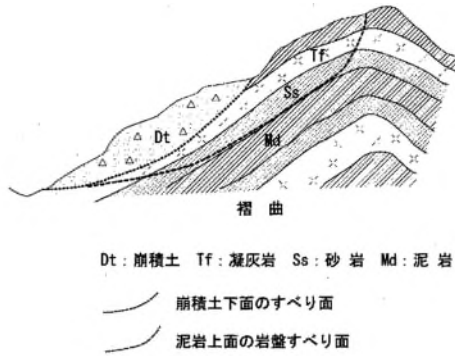


図-3 褶曲に起因する地すべりのモデル<sup>2)</sup>

#### ②誘因

背斜軸周辺の地層は、変形(地層を引き伸ばす力が働く)に伴う開口節理が発達し、雨水や融雪水が浸透しやすいため、地すべりの誘因と考えられる。

### (2) 地形変遷の考察

作成した微地形強調図および現地踏査結果を基に、地形変遷を考察する。本調査地の斜面背後には段差を伴う平坦面が形成されており、対岸地区にも平坦面が確認できた。鳥瞰表示図(図-4)および標高段彩図(図-5)より、平坦面は概ね同じような標高(EL. 320~335m)になる。



図-4 本調査地周辺の鳥瞰表示図

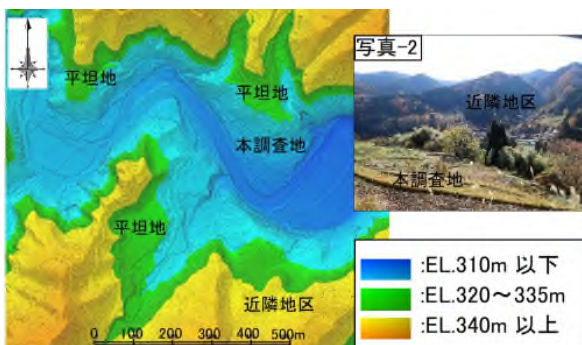


図-5 標高段彩図

本調査地対象斜面の変遷を図-6にまとめる。

本調査地周辺の開析過程でEL. 450m付近が高位遷急線となり、下方浸食(下刻)によりEL. 320~335mの段丘面を形成したと考えられる(浸食ステージ①)。

浸食ステージが移行して、EL. 320m付近が中位遷急線となり、下方浸食(下刻)の過程で雨水や融雪水により、地すべり地形が形成された可能性が考えられる(浸食ステージ②)。

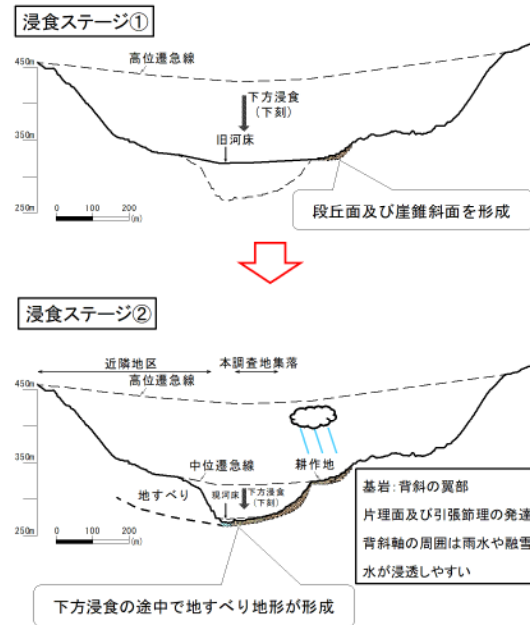


図-6 調査地周辺の地形変遷の模式図

## 6. 終わりに

本事例では、微地形強調図を作成したことで机上調査において小規模な地すべり地形を効果的に抽出することができた。微地形強調図は傾斜量やウェーブレット係数の設定値によって見栄えが大きく変わることから、現場に対応した図面の作成が必要となる。地すべり調査に限らず、積極的に微地形強調図を作成し、机上調査で踏査範囲を絞った上で、踏査に臨むことが大切である。

### 《謝辞》

今回の事例報告にあたり、本業務に携わり発表の機会を設けて頂いた鳥取県の関係各位に感謝する次第である。

### 《引用・参考文献》

- 1) 国立研究開発法人産業技術総合研究所 地質調査総合センター：「地質図 Navi」, <https://gbank.gsj.jp/geonavi/geonavi.php>
- 2) 国土交通省砂防部独立行政法人土木研究所：地すべり防止技術指針及び同解説, 平成20年4月, p130

# 平成 30 年西日本豪雨による地すべり災害事例

ニタコンサルタント株式会社 ○辻 敦矢, 橋本 昌夫

## 1. はじめに

平成30年7月の豪雨（西日本豪雨）により、地すべり災害が発生した。被災規模は延長約350m、幅70mである。現在、地すべり対策工が順次施工されている。

本稿では、災害発生時の現地状況および地すべり調査について報告する。

## 2. 被災時の降雨状況

地すべり災害発生の原因は6月28日から7月8日の西日本豪雨で累計雨量は1042mmであり、最大24時間雨量は7月6日11時から7月7日11時までの497mm<sup>1)</sup>であった。

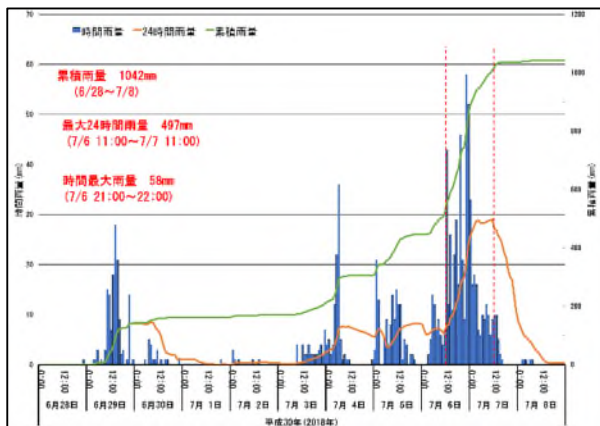


図-1 被災地周辺の降雨状況

## (2)地すべり発生機構

現地踏査より地すべり発生の素因を2つ示す。①地質構造：N70° Eの走向で、北傾斜35°の流れ盤構造である。②地形：地すべりブロックは山体末端凹状地の集水地形である。これらの素因に対して地すべり発生の誘因は西日本豪雨の異常な降雨であり、多量の表流水や地下水が集水したことで地下水位が急上昇し、土塊を不安定化させたと考える。斜面崩壊に至った過程として、先ず、斜面中腹部の不安定化した土塊が崩壊し、斜面を削り捨てるように下方へ流出した。土塊の流出により斜面上方が、表層地形の原形を残したまま下方へスライドした。また、現地の状況から当該地すべり形態は「崩積土すべり」と判断した。



写真-2 頭部の滑落崖状況写真

## 3. 現地状況

### (1)被災時の状況

地すべり頭部では、最大比高約10mの滑落崖が確認され、表層地形の原形を残したまま斜面下方へ約8m スライドした。斜面中腹部は斜面崩壊により泥質片岩が露出し、湧水が確認された。斜面中腹部から末端部にかけて、崩壊土砂が両側方に分断し、斜面末端の仏子谷川まで到達した。地表にはφ2.0m以下の転石が多量に存在していた。



写真-1 災害発生後の斜面状況写真

## 4. 地すべり調査

### (1)調査計画

被災直後の立ち入りが難しいため、UAVによる現地測量を行った。その結果を基に現地踏査を行い、滑落崖上方斜面に変状が確認されなかったため、滑落崖上方斜面に調査ボーリングは冠頂部と崩壊斜面内に配置し、孔内傾斜計観測孔および地下水位観測孔を設

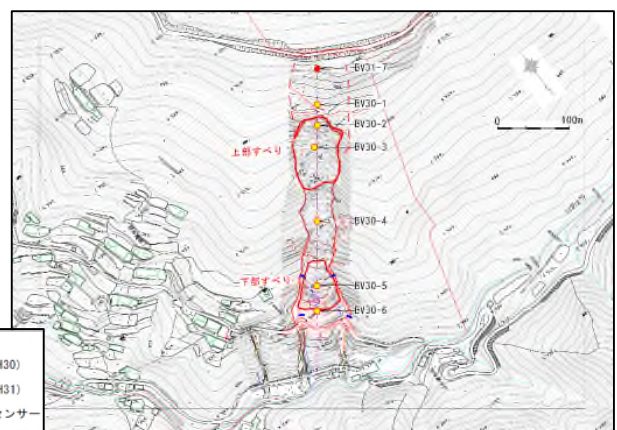


図-2 調査位置平面図

置した。

(2)調査ボーリング結果

上部すべりでは崩積土が約20.0mの層厚で分布しており、その下位には基盤岩である泥質片岩が確認された。ブロック頭部の崩積土が厚く、滑落崖より上方斜面に地すべりが波及する可能性を考慮し、追加で調査ボーリング(BV31-7)を実施した。

下部すべりでは、崩積土が約13.0mの層厚で分布しており、基盤岩である泥質片岩との境界には破碎帯が確認された。

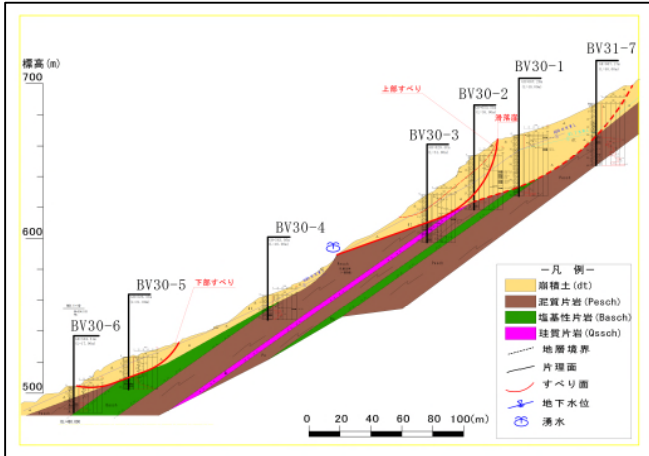


図-3 地質断面図

5. 現在の状況

現在、地すべり対策工を施工中であり、動態観測を行っている。上部すべりの対策工は、横ボーリング工、法枠工、アンカー工が施工されている。対策工施工中の孔内傾斜計変位量は年間5mm程度と微小な累積がみられた。今後は施工後の変動に注視していく必要がある。下部すべりは、横ボーリング工が施工されている。孔内傾斜計観測では、ほとんど変位の累積はみられない。しかし、豪雨時には横ボーリング工から多量の排水が確認されたことから、豪雨時の動態観測結果には注視していく必要がある。



写真-3 現在の斜面对策状況写真

(3)動態観測結果

上部すべりについて滑落崖下方に設置した観測孔(BV30-2)では、浅層の崩積土内と深層の崩積土と岩盤の境界にせん断変位が確認されたが、滑落崖上方斜面に設置した観測孔(BV31-7)では、深層部のみにせん断変位が確認された。浅層すべり末端部の土塊が流出したことにより、深層部の地すべり活動が活発化したと考える。

下部すべりについては変位量の累積はほとんど確認されず、孔内傾斜計観測によるすべり面の判断はできなかった。

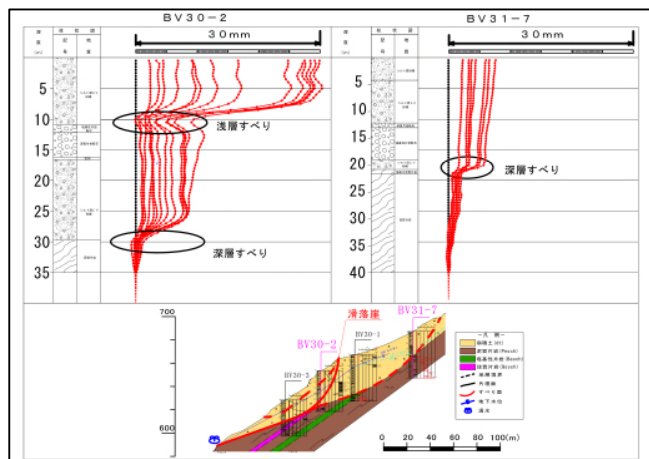


図-4 孔内傾斜計変動図

6. おわりに

災害時において、現地資料収集及び現地調査による災害の規模、調査ボーリングによる地質状況、動態観測によるすべり面深度や地すべり変動形態等の把握を迅速に対応する必要がある。

本箇所においては、初動調査として UAV を活用し、災害規模の把握と測量を行った。大規模な滑落崖や倒木により、現地踏査では立ち入り難い場所や土石流による斜面の侵食状況を安全に確認できた。また、調査結果より新たな地質リスクが考えられた場合には、臨機応変に対応し、追加調査を提案することが必要であると考え。

《引用・参考文献》

- 1) 徳島県県土防災情報管理システム(現在は徳島県水防情報へ HP 移転) 栗山観測所  
<https://www.kasen.pref.tokushima.lg.jp/>  
 (確認日:2018.10.15)

# 道路に影響を与えた地すべりの調査解析事例

応用地質株式会社 ○上山根 吉彦 市原 健

## 1. はじめに

2022年1月初旬の融雪により、道路に面した尾根状斜面にて地すべりが発生した。過年度より継続監視を行っていたが、変状拡大状況より応急工事が必要と判断されたことから、災害復旧事業を見据えた地すべり対策を進めることになった(図-1参照)。本論文では、この一連の対応のうち概査～精査における調査及び解析事例について報告する。

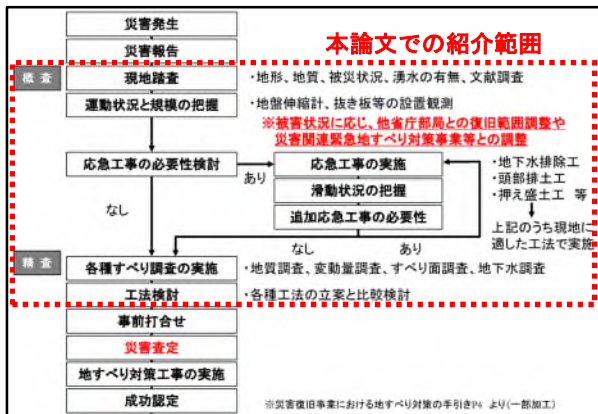


図-1 災害査定に向けた対策検討フロー(一部加筆)<sup>1)</sup>

## 2. 調査地と地すべり発生概要及び対応の経緯

### (1) 調査地

調査地は、標高250m程度の小起伏山地の尾根部にあり、斜面末端部を切土して開設された道路沿いに位置する。道路に並行する河川は調査地付近で狭窄部となり、上下流に比べて河床勾配が急変する河川の侵食前線に該当する。調査地周辺の地形は山頂が平坦であり、河川兩岸に急勾配の斜面が連続する。防災科学研究所の地すべり地形分布図データベース<sup>2)</sup>によると、調査地周辺に地すべり地形は判読されているが、当該箇所には確認されていない。

調査地周辺の地質は中生代白亜紀後期～新生代古第三紀の花崗岩類を基盤岩とし、上位に新生代新第三紀鮮新世の安山岩溶岩や凝灰角礫岩が分布する。

### (2) 地すべり発生概要及び対応の経緯

表-1にこれまでの地すべり発生概要と対応の経緯を示す。当該地では2013年1月に水路工の変状が確認されて以降、路肩の隆起や落石が発生し、応急対策として大型土のう積み工や横ボーリング工が実施された。その後、2017年2月～2019年3月には舗装の変状における対策の検討を目的として地質調査・動態観測を実施し、そこから緩慢な地すべり滑動の監視を開始した。その後、2022年1月の融雪期に滑落崖の急拡大や倒木、湧水を伴う土砂流出が確認されたことから応急工事を実施すると共に、地すべ

り対策に資する概査～精査が必要になった(代表的な現地状況は写真-1参照)。

表-1 被災発生概要とこれまでの対応の経緯

2013. 1:切土のり面の法尻の水路工が変状
2016. 10:地震により路肩の隆起が発生
2016. 11:大型土のう積み工を実施
2017. 12～2019. 3:地質調査・動態観測を実施
2017. 3:路肩の隆起が拡大
2021. 12, 2022. 3～4, 2022. 12:横ボーリング工(7箇所)を実施
2022. 1:融雪により変位拡大、湧水を伴う土砂流出を確認
2022. 2～:応急工事の実施、地質調査・動態観測を実施



写真-1 地すべり滑動に伴う変状  
(左写真:頭部の滑落崖、右写真:路面の隆起)

## 3. 調査手法

ここでは概査～精査で実施した各種地すべり調査項目を表-2に整理し、各調査位置を図-2に示す。

表-2 地すべり調査実施内容

調査内容	調査目的	
①地表地質踏査	変状範囲や全体の地質構造の把握	
②電気探査(比抵抗探査)	すべり深度の推定や地下水賦存状況の把握	
③ボーリング調査	直接的なすべり面や地山の安定性の把握	
④動態観測	挿入式孔内傾斜計観測	機構解析や対策の基礎資料の取得
	地下水位観測	地すべり性の地中変位地下水位の経時変化及び
	地表面伸縮計観測	地すべりブロックの移動方向の把握
	排水量・水質観測	降雨、融雪前後の地下水賦存状況や水質状態の把握

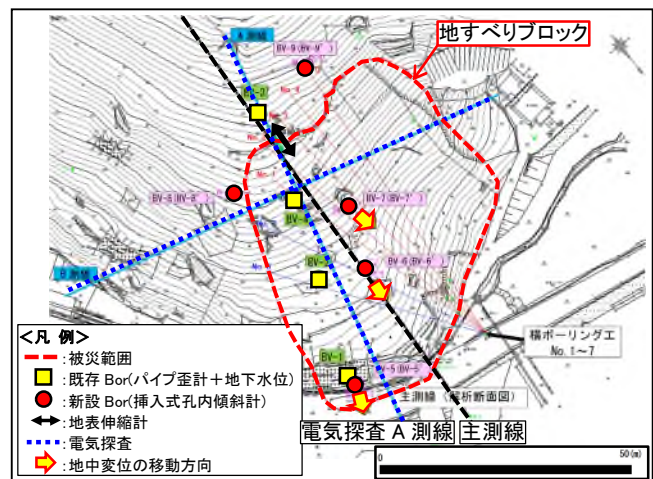


図-2 精査時の各種地すべり調査位置図

## 4. 結果

### (1) 地表地質踏査結果及びボーリング調査結果



地表踏査では地すべりブロック末端付近に軟質な自破砕安山岩とその上位に堅硬な安山岩溶岩の分布を確認したことから、当該地の地すべりはキャップロック型の地すべりであることを想定し、ボーリング調査計画を立案した。既存調査ではボーリングのコア採取率が低く、パイプ歪計が不明瞭であったことから、コア径を大きくして掘進送水量を少量とし、微小な地中変位を把握できるよう挿入式孔内傾斜計観測による調査計画とした。

その結果、硬質な安山岩溶岩は全体的に開口節理が発達し、節理沿いに流入粘土が介在することを確認した。その下位にある自破砕安山岩とひん岩・花崗岩は軟質状態が確認され、特に地層境界が脆弱であることを確認した。なお、写真-2に示すボーリング位置では自破砕安山岩を掘削後に被圧地下水が確認された。

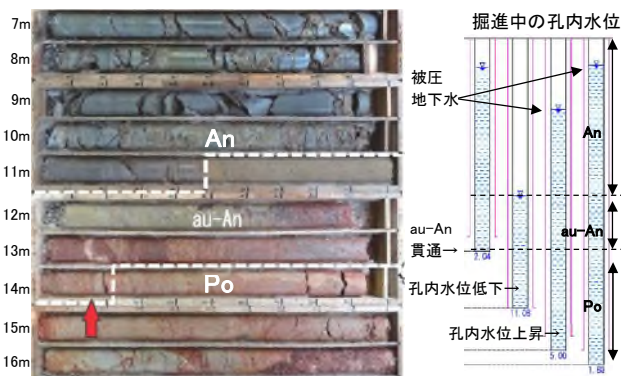


写真-2 ボーリングコア写真と地下水位状況

### (2) 電気探査結果

ボーリング調査結果で確認した地質状況及び地下水位は、電気探査結果と調和的であった。図-3に示すように、その地下水位付近を境界に下位では相対的に低い比抵抗値を示す。なお、地下水位より上位では相対的に高い比抵抗値を示す開口節理が発達した安山岩溶岩が分布し、キャップロック型構造を示唆するものであった。

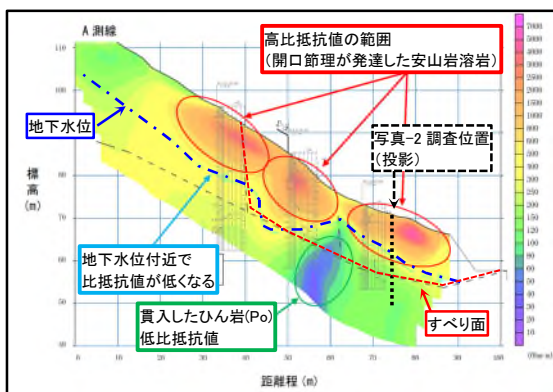


図-3 A 測線における比抵抗断面図

### (3) 動態観測結果

図-4に代表的な動態観測結果を示す。既存調査では地中変位が明瞭でなかったが、挿入式孔内傾斜計観測により想定したすべり面付近でせん断変位の累積を観測できた。また、地表伸縮計観測では降雨後のタイムラグを経て累積変位の傾向があり、横ボーリング工施工後に一時

的に変位が緩慢となったが断続的に変位が継続しており、追加の対策が必要な状況が確認された。

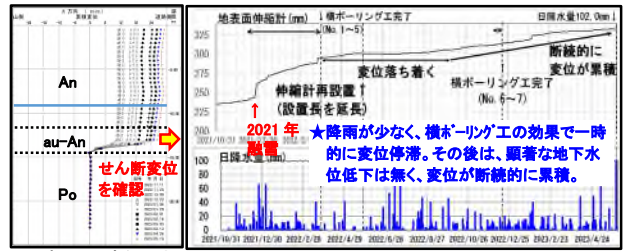


写真-2の挿入式孔内傾斜計図 地表伸縮計の経時変化図

図-4 代表的な動態観測結果概要図

### 5. 機構解析と対策工検討

前述のとおり、当該地すべりは硬質な安山岩溶岩と下位の花崗岩・ひん岩（基盤岩）の間に脆弱な自破砕安山岩を挟んだキャップロック型である。このタイプの地すべりは、硬質な安山岩は節理が発達して透水性の高い岩相であるのに対し、下位にある自破砕安山岩は軟質であり、降雨・融雪に伴う地下水位変動により粘土化（強度低下）する透水性の低い岩相である。脆弱な自破砕安山岩の強度低下に伴いすべり面となる弱面が形成された結果、上位の安山岩溶岩の荷重に耐えられず延性変形によって地すべり滑動が発生したと判断した（図-5参照）。

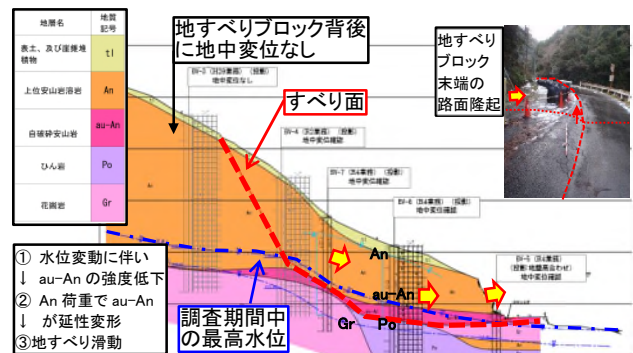


図-5 地すべり機構解析結果図

上記解析結果を基にして選定した対策工法は、自破砕安山岩付近の水位変動を抑制する集水井工と地すべり滑動を抑制するために現地に最適な工法として杭工を想定する（図-6参照）。

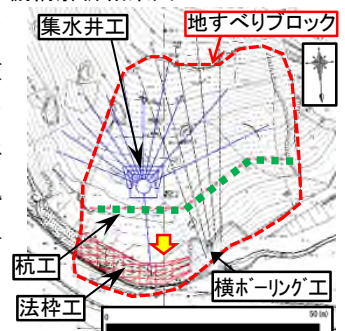


図-6 対策工法概要図

### 6. おわりに

今後は、現地事象や観測データに基づいて地すべり現象を解明し、詳細設計及び地すべり対策工事に地質解析技術で貢献したいと考える。

### 《引用・参考文献》

- 1) 公益社団法人全国防災協会（2006）：災害復旧事業における地すべり対策の手引き，p4
- 2) 国立研究開発法人 科学技術研究所 地すべり地形分布図データベース（最終閲覧日2023年5月30日）

# 大口徑集排水工法の施工を見据えた地下水賦存層の検討例

応用地質株式会社 ○木下 英樹, 田中 康博, 堂井 百花  
国土交通省 北陸地方整備局 金沢河川国道事務所 本田 正和, 野村 治宏

## 1. はじめに

石川県白山市の牛首川上流柳谷の上流部に位置する甚之助谷では、溪流の荒廃対策として砂防堰堤が設置されている。基幹堰堤には完成直後から地すべり変動による変状が認められる等、地すべり活動が活発な地域であり、対策事業が進められている。甚之助谷は豪雪地帯であり、調査・施工が可能な期間は約半年程度と非常に短いことから、特段の施工効率が求められる地域でもある。

地すべり対策工としては、近年、大口徑集排水ボーリング工が積極的に採用されており、施工のための事前調査として、計画位置での水平方向の調査ボーリングが進められている。大口徑ボーリングの効率的な施工には、地下水賦存層の分布の事前把握が有効である。ただし、検討に有効な地下水検層やコアサンプリング時の送排水圧モニタリングシステムは活用実績が少ない。

当該地では、脆弱な地盤に豊富な地下水が相まって、ボーリング掘進時に保孔用のケーシング挿入が必要となる。本稿では、大口徑集排水ボーリング工に資する調査として水平ボーリングを実施し、ケーシング多段挿入時の孔口湧水量を、ケーシング、およびボーリング孔の内外で区別して測定することで、地下水の賦存範囲を区分し、賦存層の分布を明らかにした事例を報告する。

## 2. 調査地概要

### (1) 調査地

調査地は、甚之助谷右岸下流ブロックの末端部に位置する。本調査では、全長100mの水平ボーリングを実施した。既往断面から孔口湧水が予想されること、加えて当ボーリング孔が水抜き孔として活用できることから、3°程度上方へ掘進を行った。

### (2) 構成地質

地盤は、中生界手取層群の堆積岩類および未固結堆積物から構成され、基盤をなす手取層群は40°程度の流れ盤構造を有する<sup>※1)</sup>。本調査孔では、深度25.00~26.00mに、破碎度区分<sup>※2)</sup>Cr2~Cr4、岩級区分D級に該当する破碎した砂岩頁岩互層が分布しており、すべり面の1つと考えられる。

### (3) 突発湧水

本調査孔では27m掘進後、約60L/分の突発湧水が発生した。

## 3. 地下水賦存層の分布検討

地下水賦存層の分布を区分する上で、以下の①~④の情報を参考にした。

- ①掘進進捗（掘進長・ケーシング深度）
- ②ケーシング、およびボーリング孔の内外で区別して測定した孔口湧水量
- ③送水量および漏水量
- ④降水量（アメダス「白山白峰」の日降水量<sup>※3)</sup>）

### (1) 検討フロー

検討フローを図-1に示す。最初に試錐情報を時系列上で整理し、湧水量、漏水量・送水量をグラフ化することで、ケーシングプログラムと湧水量、漏水量及び送水量の対応を時系列で把握できる（図-3）。

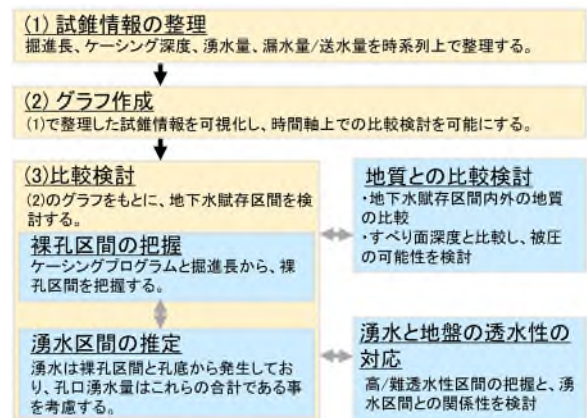


図-1 地下水賦存層検討フロー

孔口湧水量は、図-2の様なモデルで捉えることで地下水賦存層分布の検討材料となる。例えば、賦存層が2層ある場合、孔口湧水は両層に由来する。湧水量をケーシング、およびボーリング孔の内外で測定すれば、それぞれの湧水がどちらに由来するか、区分が可能となる。具体的には、孔底深度に地下水が分布する場合ボーリング孔および全ケーシングにその水が通ずるのに加え、短尺ケーシングが捉える浅層地下水が孔口に到達する。

特に本調査孔のように地すべりを抜くボーリングにおいて、すべり面等の遮水層で地下水が被圧している場合には、遮水層掘進時に湧水量が急増する可能性が高い。

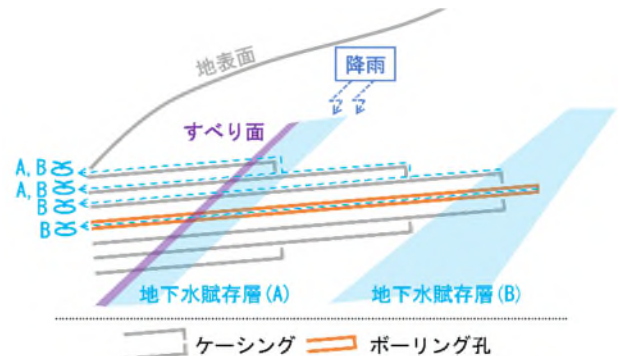


図-2 ケーシングプログラム、地下水賦存層及び孔口湧水量の関係を示す概念図

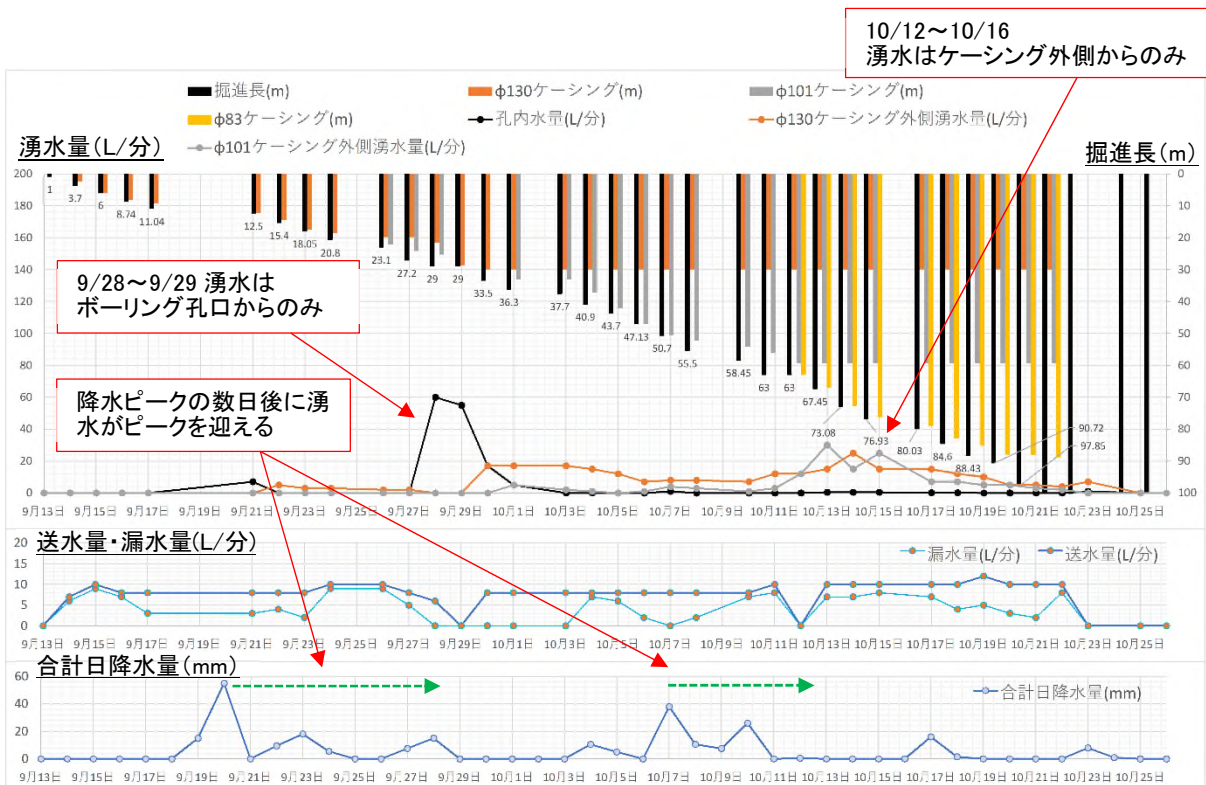


図-3 試錐情報整理結果(横軸:日付)

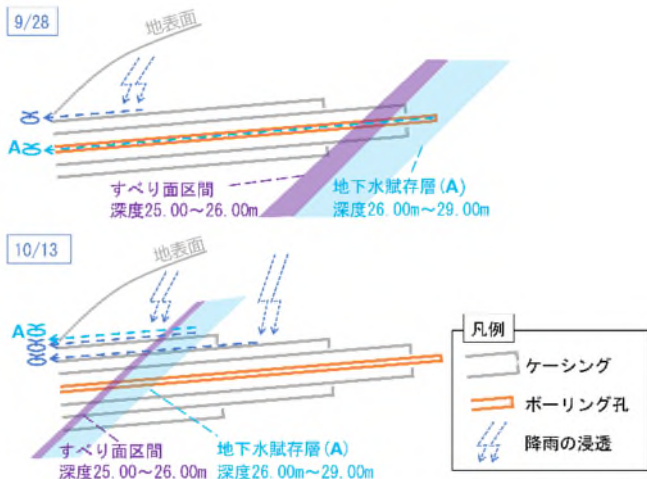


図-4 地下水賦存層検討結果

(2) 地下水賦存層検討

図-3のように試錐時の経過を整理すると、孔口湧水量が9/28~9/29（掘進29.00m：期間①と呼称）と10/12~10/16（掘進63.00~76.93m：期間②と呼称）の期間にピークを迎えることが分かる。また、①②の4~9日前に、調査地周辺のアメダス<sup>※3)</sup>が合計日降水量の極大値を観測している。

しかし、期間①の湧水はボーリング孔から湧出する一方、②はボーリング孔口からは湧出しない。深度25.00~26.00mの地質区間は遮水層とみられることを踏まえると、図-4の通り、以下のように結論できる。

・期間①湧水は、ボーリング孔がすべり面区間（深度25.00~26.00m）を抜いて、被圧地下水を捉えたものである。ケーシングは、29mに到達した9/30以降に地下水を捉えた一方、ボーリング孔口の湧水は激減した

ことから、被圧地下水の分布は深度26.00~29.00mと考えられる。

・期間②はボーリング孔口から湧水がないため、湧水ピークは、上述の賦存層、及び数日間の降雨を反映した自由地下水をケーシングが捉えたものとみられる。

5. まとめ

地下水理条件の把握技術は、鉛直孔でのボーリングを前提に技術が発展してきた。水平ボーリングは、地下水位が計測できないデメリットがある一方、被圧地下水の把握や湧水量の定量的な把握にメリットがある<sup>※4)</sup>。

本報告は、甚之助谷の限られた作業期間の中で、ケーシングプログラムを経時的に把握できるよう丁寧に試錐日報を記載し、試錐日報解析をケーシングプログラムや気象条件と併せて行うことで、地すべり対策工の計画・施工に資する地下水理条件の把握を可能としたものである。

《引用・参考文献》

- 1) 紺野義夫(2001):北陸地質研究所,p.194. 石川県地質誌・補遺
- 2) 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碎岩一四万十帯の地すべりを例として」, Vol.52, No.6, pp.231~247.
- 3) 気象庁アメダス:観測地点「白山白峰」(最終閲覧日2023.5.24), <https://www.jma.go.jp/jma/index.html>.
- 4) 地盤調査の方法と解説(2013):公益社団法人地盤工学会,pp.478-479.

# 傾斜センサーによる斜面監視モニタリングのマーケット開拓コンソーシアムの活動報告（市場開拓ワーキング）

中央開発株式会社 ○森 大器

全地連コンソーシアム「傾斜センサーによる斜面監視モニタリングのマーケット開拓」

## 1. はじめに

近年、気候変動の影響などを受け、全国各地で土砂災害が多発し、激甚な被害が生じている。その対策としてハード、ソフトの取組が展開されているものの被害を低減しきれていない。このような中、近年 IoT 傾斜センサーによる斜面監視モニタリングのシステムが複数開発されてきており、斜面崩壊の予兆をキャッチして早期警報を発令することで、その被害を低減することへの貢献が期待される。しかしながら、このような IoT 傾斜センサーは国内および海外においても設置されている斜面はまだ少なく、実際に崩壊を捉えた事例も少ない現状がある。

そのため、IoT 傾斜センサーによる斜面監視モニタリングの認知度を高め、その潜在マーケットを開拓して普及を図ることで、社会の防災・減災に貢献することを目的として、「傾斜センサーによる斜面監視モニタリングのマーケット開拓コンソーシアム」を設立した。本コンソーシアムは全国地質調査業協会連合会が支援する新マーケット創出・提案型事業に令和 4 年 4 月に採択され、会員企業 15 社で構成されている（表-1）。

表-1 コンソーシアム会員企業

企業名	傾斜センサーメーカー	備考
株式会社アサノ大成基礎エンジニアリング	○	
株式会社アバンス		
応用地質株式会社	○	
株式会社興和	○	
国際航業株式会社		
株式会社相愛		
株式会社日さく		
株式会社東建ジオテック		
東邦地下工機株式会社		
東邦地水株式会社		
株式会社東横エルメス	○	
明治コンサルタント株式会社	○	
中央開発株式会社	○	幹事会社
沖電気工業株式会社	○	ワザサーバー
大日コンサルタント株式会社		協力会社

## 2. コンソーシアムの活動

本コンソーシアムでは、「斜面災害からの“逃げ遅れゼロ”を促進することで、人命・財産を守る」、「傾斜センサーを用いた多点配置モニタリングによる防災ビジネスマーケットを開拓・拡大する」を目標として活動している。具体的な活動は、「技術開発ワーキンググループ（以下 WG）」と「市場開拓ワーキンググループ（以下 WG）」の 2 つの分科会に分かれて行っている<sup>1)</sup>。本稿では主に市場開拓ワーキンググループの活動について報告する。

### (1) 技術開発ワーキンググループ

技術開発 WG では、「斜面の IoT 傾斜センサーデータ

の共有による斜面の挙動の傾向の把握」、「管理基準値（閾値）の基準化」などを目標に活動している。今回非会員企業を含めた全 12 社の IoT 傾斜センサーメーカーに対してアンケートによる実態調査を行った。設問内容は主として IoT 傾斜センサーによる斜面モニタリング開始の契機、技術的および市場的課題、さらには実績などである。その結果、各社の認識や問題意識は以下に示す共通な傾向が見受けられた。

- IoT 傾斜センサーのメリット（強み）は、設置の容易さ、安価さである。
- IoT 傾斜センサーのデメリット（弱み）は、管理基準値が存在しない、認知度が低いことである。
- IoT 傾斜センサーに対する要望は、設置条件（場所・数）の基準化である。
- 顧客拡大のための取組みは、国への働きかけ、関連学協会や学識者の支援である。

### (2) 市場開拓ワーキンググループ

市場開拓 WG では「IoT 傾斜センサーによる斜面モニタリングの必要性・有効性の認識、認知度の向上」を目標としている。これらの目標達成に対し、まずはユーザーのニーズを把握するため、全国市町村の防災担当セクションに対してアンケート調査を実施した。また本コンソーシアムのポータルサイトの構築による情報発信、関係省庁などへのヒアリングおよび意見交換会を行い、さらなる市場開拓に向けての活動を展開している。

## 3. 市場開拓 WG の活動報告

### (1) アンケート調査

自治体に対するアンケート調査は、ユーザーのニーズ把握や IoT 傾斜センサーの紹介・認知度の向上を目的として行った。対象は市町村の防災担当セクション（777 自治体）とし、土砂災害特別警戒区域（いわゆるレッドゾーン）を保有する全市町村から、県別に 40% 程度の区町村をランダムに抜き出した。アンケートには IoT 傾斜センサーのモニタリングについての概要も記載した。約 2 か月間の回答期間で 67 自治体から回答が得られた。また設問内容は IoT 傾斜センサーの認知度、試用使用の関心度、懸念事項や支障となる事項、さらには土砂災害に対する防災対策の現状や避難活用情報などである。

アンケート調査の結果、半数以上に当たる 56 自治体が IoT 傾斜センサーモニタリングについて「あまり知らなかった」または「知らなかった」という回答であった。

しかし、アンケートを通して IoT 傾斜センサーのモニタリングに関心があると回答した自治体は半数に近い32自治体となっており、IoT 傾斜センサーモニタリングへの関心を示す結果となった。

図-1にアンケートの回答の一例を示す。設問は前問の「IoT 傾斜センサーによる斜面モニタリングに関心を持たれましたか」という問いに対して「関心がある」と回答した自治体に対して具体的にどのような点に関心があるかの回答である。これらの結果から、自治体では、災害情報の発信への活用や避難の警告の発出などへの活用に高い関心があることがわかった。

一方で、関心がないと回答した自治体の理由としては費用の不透明さや予算確保の難しさが挙げられた。



図-1 自治体向けアンケートの回答の一例

## (2) 関係省庁への働きかけ

関係省庁に対し、本コンソーシアムの存在・活動の認知、IoT 傾斜センサーの現状と今後の展望などについて、ヒアリングおよび意見交換会を実施した。現時点における対象者は5つの省庁関連部署である。ヒアリングおよび意見交換会にて関係省庁の担当者から伺った主な意見を下記に示す。

- IoT 傾斜センサーの設置箇所や設置数はどのように決めているのか。
- 防災カルテ点検で活用が検討されている LP や SAR との組み合わせで活用できる可能性があるのではないか。
- 道路通行止め解除の定量的な判断材料としての利活用できる可能性がある。
- IoT 傾斜センサーを活用した自治体の成功事例に関心がある。

また、ヒアリングにご協力いただいた関連部署の担当者からの話題提供では、モニタリングの現状や今後のIoT 傾斜センサーの適用可能性について情報提供を頂いたとともに、それについての議論を行った。

今後はコンソーシアムとして、自動モニタリング、住民や道路管理者への警戒情報の発信、工事中の安全管理、事業完了後の IoT 傾斜センサーを用いたモニタリング手法について検討し適宜提案していく予定である。

## (3) Web サイトの構築

コンソーシアム活動の情報発信を目的として Web サイ

トを構築・公開している<sup>2)</sup>。Web サイトでは、コンソーシアムの概要や IoT 傾斜センサーモニタリングについての説明、会員企業の IoT 傾斜センサーの紹介などを行っている。また、コンソーシアムで実施した学識経験者の講演内容などの情報を発信しており、コンソーシアムについての問合せも受付けている。



図-2 本コンソーシアムの Web サイト

## 4. 今後の展望

市場開拓 WG では、引き続き関係省庁への働きかけを行っていき、さらには先進自治体およびマスコミへの働きかけを行うとともに、技術展示会への出展、シンポジウムおよび学協会への技術論文投稿・発表を考えている。

## 5. おわりに

傾斜センサーによる斜面監視モニタリングのマーケット開拓コンソーシアムでは、共通の目標達成に向け企業の枠を超えて、業界としての IoT 傾斜センサーモニタリングの発展に向け活動している。今後も IoT 傾斜センサーモニタリングの潜在的または新規のマーケット開拓を行っていき、「斜面災害からの“逃げ遅れゼロ”を促進することで、人命・財産を守る」という上位目標の達成を目指していく所存である。

## 《引用・参考文献》

- 地質関連情報 WEB, 新マーケット創出・提案型事業, 傾斜センサーによる斜面監視モニタリングのマーケット開拓コンソーシアム報告書  
[https://www.zenchiren.or.jp/market/pdf/R3con\\_report.pdf](https://www.zenchiren.or.jp/market/pdf/R3con_report.pdf)
- 傾斜センサーによる斜面監視モニタリングのマーケット開拓コンソーシアム HP  
<https://tiltsensorcon.com/>

# 傾斜センサーによる斜面監視モニタリングのマーケット開拓コンソーシアムの活動報告（IoT 傾斜センサーが捉えた表層崩壊事例と管理基準値の設定に向けた考察）

応用地質株式会社 ○八木 雅

全地連コンソーシアム「傾斜センサーによる斜面監視モニタリングのマーケット開拓

## 1. はじめに

IoT 傾斜センサーとして開発された多くの地表面傾斜計は、斜面の表層の変形を安価で多点に設置ができるメリットがある。一方で、災害時などの管理基準値は手動での測定による古い基準<sup>1)</sup>であるため、管理を伴う現場での適用が難しいデメリットもある。そこで、全国地質調査業協会連合会では、2022年4月にIoT 傾斜センサーを開発メーカーと地質コンサルタントの計15社による「傾斜センサーによる斜面監視モニタリングのマーケット開拓コンソーシアム」（以下、全地連傾斜計コンソーシアムとする）を設立し、表層崩壊が懸念される斜面に集中的にセンサーを設置しモニタリングを開始した。その結果、2023年3月23日の夕刻に斜面崩壊が発生し、表層崩壊が発生する間の斜面の変化をIoT 傾斜センサーによるデータを取得することができた。本論文は、この表層崩壊のデータにより、繰り返し変形する斜面の「状態の変化」と降雨との相関について土壌雨量指数を指標にして考察し、IoT 傾斜センサーの管理基準値の設定の可能性と今後の課題と展望について述べるものである。

## 2. IoT 傾斜センサーと管理基準値設定に向けた取り組み

地盤の傾斜を測定する機器には、伸縮計や孔内傾斜計、地表面傾斜計など多様であるが、昨今のIoT技術により開発された地表面傾斜計は安価かつ設置が容易であることから、地表の変位を簡便に調べる機器として期待されている。しかしながら、伸縮計や孔内傾斜計のような十分な経験値に基づく管理基準値が不十分であるため、適用できる場面に限りがあった。この課題に対して、全地連傾斜計コンソーシアムの内、傾斜計メーカーの7社により2022年6月からA地区におけるモニタリングを開始した。

表1 IoT 傾斜センサーの参加企業(傾斜計メーカー)

- |   |     |
|---|-----|
| <ul style="list-style-type: none"> <li>株式会社アサノ大成基礎エンジニアリング</li> <li>応用地質株式会社</li> <li>沖電気工業株式会社</li> <li>株式会社興和</li> <li>中央開発株式会社</li> <li>株式会社東横エルメス</li> <li>明治コンサルタント株式会社</li> </ul> | 計7社 |
|---|-----|

## 3. A地区での表層崩壊の発生

A地区は、三波川帯の泥質片岩主体（一部、砂質片岩）にある明瞭な地すべり地であり、現地において引張域と水平移動域、そして圧縮域が明瞭である（図-1参照）。特に圧縮域では、表層崩壊が発生しており、地すべり端部での崩壊による浸食が進行している（図-1、図-2参照）。各社のIoT 傾斜センサーは、崩壊地形に隣接した勾配45°の岩砕が分布する斜面に設置し、崩壊地形の上部斜面の比較的岩塊が残る箇所にも設置した（図-2参照）。モニタリングを行った結果、崩壊地形の上方斜面に設置したIoT 傾斜センサーは明瞭な変形は見られなかったが、隣接する勾配45°の岩砕が分布する斜面にIoT 傾斜センサーは降雨時に明瞭な変形を示した（図-4参照）。

表層崩壊が発生した5日後には、現場視察を行った。崩壊幅は5m程度、斜面長10m程度の小規模な表層崩壊であった（図-3参照）。崩壊した土砂の一部は直下に堆積していた。崩壊部にあったセンサーは、土砂に巻き込まれたものもあるが、確認できたセンサーはすべて前に倒れ込んでいた。



図-1 A地区のSfMによる立面図(2023年3月28日撮影)

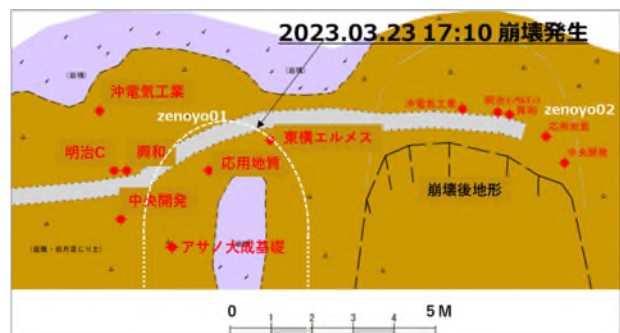


図-2 設置平面位置図(白点線の箇所が崩壊箇所)

明瞭に変形を捉えたセンサー群の代表として応用地質のセンサ（以下、zenoyo01と呼ぶ）について動態の特徴を述べる。変形は常に前傾し、降雨時に変形が大きく（角速度が早くなる）なる傾向を繰り返した。特に、最寄りの雨量計により算出した土壌雨量指数<sup>2)</sup>と角速度のピークは、明瞭な相関が確認された。2022年9月19日の台風14号の影響による降雨（最大時間雨量26mm、土壌雨量指数185）では大きく前傾（最大の角速度：0.52° / 時間）し、降雨による変形がより顕在化した（図-4参照）。

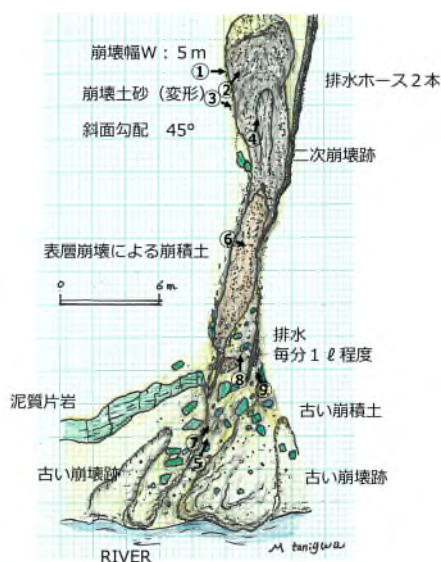


図-3 2023年3月28日の表層崩壊後の現地視察

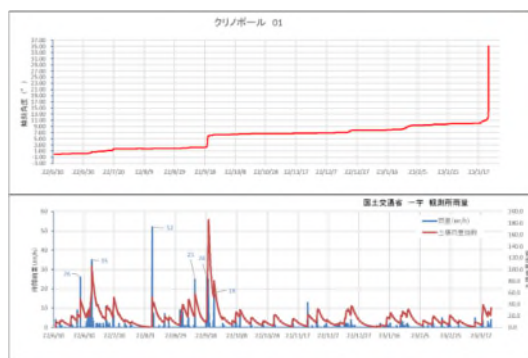


図-4 zenoyo01の傾斜計の変化と雨量との相関図

表層崩壊は、2023年3月23日の17:10に発生した。変形は、土壌雨量指数のピークであった3月23日8:00から角速度が0.02° / 時間を超えて変形が継続し、明瞭なクリープ曲線を描き、角速度が66.34° / 時間に達して崩壊へと至ったものである。

#### 4. IoT 傾斜センサーによる管理基準値(案)の考察

前述のように zenoyo01は、土壌雨量指数のピークと角速度のピークに明瞭な相関があることから、これをグラフ化（図-5参照）した結果、下記の特徴が確認された。

- ・角速度が概ね0.02° / 時間を超過すると角速度が加速度的に大きくなる。
- ・上記の角速度の変化は、降雨時の土壌雨量指数が高ま

る際に生じるが、必ずしも一律ではない。

- ・降雨が少ない場合でも角速度が0.1° / 時間を超過すると変形は加速度的に継続し、本事例では崩壊へ至った。
- ・2022年9月19日の台風14号では、土壌雨量指数が180を超過し、角速度が0.52° / 時間に達しても崩壊へは至らなかった。

上記の特徴から角速度と土壌雨量指数の相関図に危険度のレベルを意識した閾値を加筆した（図-5参照）。これをテンプレートにすることで、土壌雨量指数を考慮した角速度による危険度のレベル区分（管理基準値の設定）が可能ではないかと考えた。

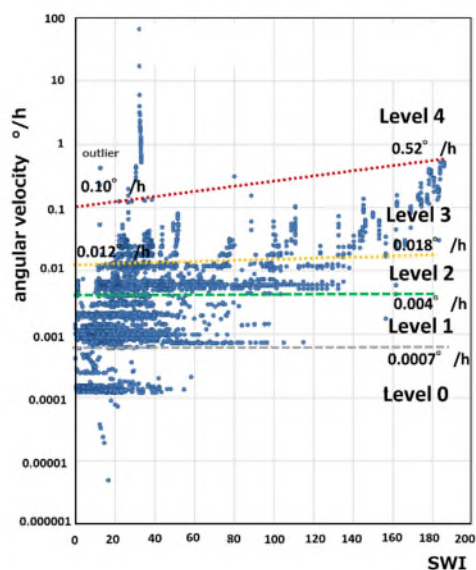


図-5 角速度と土壌雨量指数との相関図

#### 5. 今後の課題と展望

本論文では、IoT 傾斜センサーが崩壊を捉えた事例から角速度と土壌雨量指数との相関性図をテンプレートとした危険度のレベル区分の設置（管理基準値の設定）の可能性について提言した。今後はIoT 傾斜センサーによる崩壊事例データを更に増やし、危険度のレベル区分の妥当性を検証し、閾値の精度を向上させる必要がある。また角速度との相関値として、現地の雨量や、土壌雨量指数以外の土壌水分との関係についても検証していく必要がある。

今後は、上記の課題を整理し、安価かつ設置が容易なIoT 傾斜センサーによる斜面管理の普及に繋げることにより、安心・安全な社会の実現に寄与したいと考えている。

#### 《引用・参考文献》

- 1) 高速道路調査会：地すべり危険地における動態観測施工に関する研究（その3）。1988.
- 2) 岡田憲治（2000）：土砂災害の軽減に向けた「土壌雨量指数」の開発.消防科学と情報, No.60

# 自走式地盤調査機を用いたデジタルトランスフォーメーションの取組み

株式会社メーサイ ○山口博久, 中野真治  
西尾レントオール株式会社 田嶋義隆, 大阪公立大学 大島昭彦

## 1. はじめに

自走式地盤調査機を使ったサウンディング調査法の開発を進めている。地質リスクの低減対策として、地質調査にて得られた情報をデジタル化し、詳細なサイト特性を把握することが有効である。自走式地盤調査機を用いたデジタルトランスフォーメーションの取組みについて報告する。

## 2. 自走式地盤調査機の概要

自走式地盤調査機には、次の装置を搭載する(写真-1)。

- ①サウンディング調査の管理システム (パソコン)
- ②荷重計 (ロードセル)
- ③深度計 (リニアエンコーダー)
- ④GNSS 位置誘導装置(タブレット)
- ⑤GNSS アンテナ
- ⑥地盤強度表示ランプ

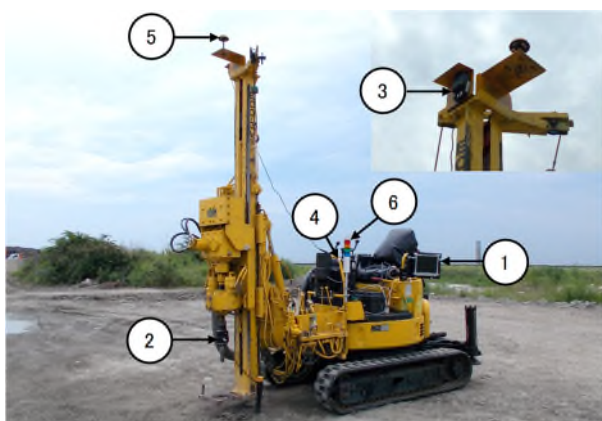


写真-1 自走式地盤調査機

## 3. デジタルトランスフォーメーションの取組み

### (1)地盤強度表示ランプ

地盤調査機を用いたサウンディング調査法の開発を進めている<sup>1)</sup>。当該の管理システムを用いれば、地盤強度を最大貫入力、貫入速度、力積により評価できる。このシステムにより地盤強度表示ランプを作動させることを発案した(参考文献<sup>2)</sup>)。地盤強度を評価し、LED ランプ(青⇒緑⇒オレンジ⇒赤)にて地盤強度の大小を表示できる。地盤強度の評価法については、参考文献<sup>1)</sup>を参照されたい。

地中埋設管の位置調査では、目視による確認が基本であるが、埋設深度が深いなど目視が困難な場合、ボーリングロッドで探り当てることになる。自走式地盤調査機に、地盤強度表示ランプを取り付ける(写真-2)。ボーリングロッドが、貫入不能になった深度で赤色ランプを

点灯させ、オペレーターに警告する。地中埋設管に過剰な負荷を与えず、探り当てたことを判断できる。工事の関係者や埋設管の管理者の立ち会いのもと実施することも多い。地盤強度表示ランプを用いることで、関係者が共通の認識を持つことができる。

地盤強度が小さい場合に地盤強度ランプを点灯させる設定も可能であり、空洞調査等にも応用できる。



写真-2 地盤強度表示ランプ

### (2) オープンサンプラー貫入時の地盤強度の確認

オープンサンプラー<sup>3)</sup>は、土壌汚染調査において試料を採取するために多く用いられる。オープンサンプラー貫入時の地盤強度を、サウンディング調査の管理システムを使って記録に残すことができる。

名古屋市内で実施した試験結果を図-1に示す。標準貫入試験のN値と当該の管理システムにより、得られた力積は良く対応している。細粒分含有率は、標準貫入試験で得られた試料を用いた試験結果である。

オープンサンプラーで得られた試料を用いて、比抵抗と含水比を測定した。比抵抗は、オープンサンプラーで採取した試料を覆うプラスチックフィルムに電極となる4本の針(直径:2mm, 間隔:8mm)を1cm貫入させ測定した(写真-3)。なお、測定器で得られる抵抗から比抵抗への換算係数は、塩水を用いたキャリブレーションにより設定した。比抵抗は、細粒分含有率と相関性があり、粘性土層では比抵抗は小さくなり、砂質土層では比抵抗は大きくなる。試料の観察記録と良く対応している。

土地の改変(3,000m<sup>2</sup>以上)に当たっては、法令により土壌汚染調査が義務つけられている<sup>4)</sup>。当該システムを用いれば、土壌汚染調査時のサンプリングで、原地盤の硬軟が分かり、構造物設計の参考になる。さらに、地盤改良工事や土壌汚染対策工事では、地盤改良材や地盤浄化材を選定するため、原地盤土壌を採取し、室内配合試験を実施する必要がある。当該システムを用いれば、採取土壌の選別に役立ち、室内配合試験の信頼性が向上する。



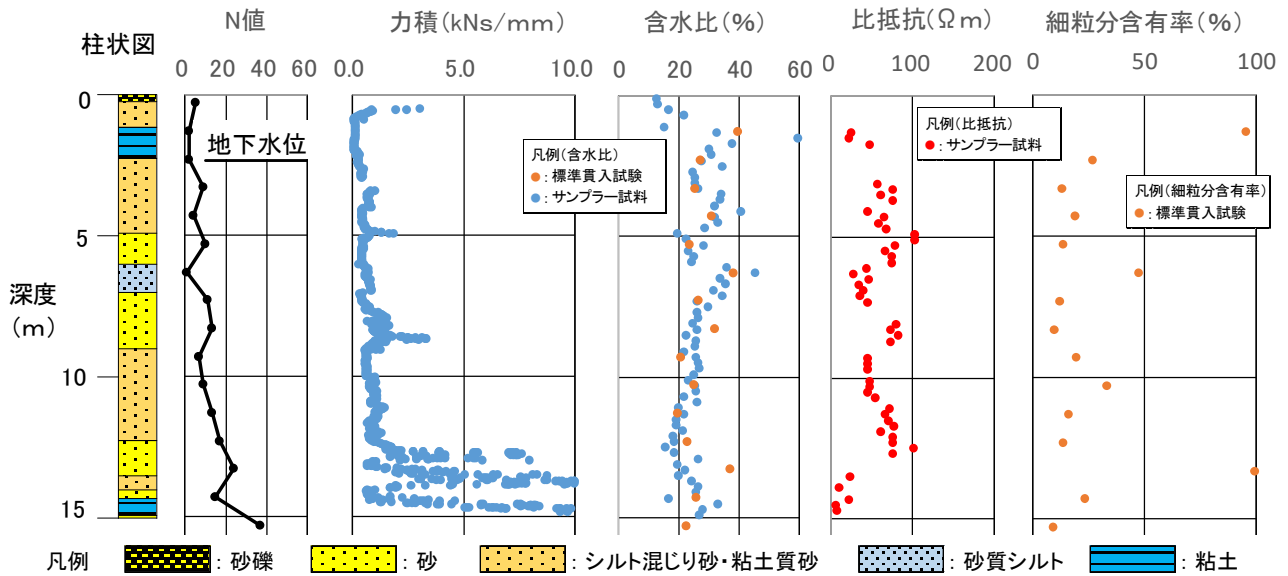


図-1 地盤調査結果(名古屋市内)

(3) GNSS 位置誘導装置

地質調査業務では、別途に測量作業を実施して、所定の調査位置を現場にマーキングすることが一般的である。GNSS 誘導システムを用いて、所定の調査位置に自走式地盤調査機を誘導できれば、測量作業が不要となり効率的である。運転操作盤に取り付けたタブレットに予め調査位置を登録しておき、それをクリックするだけで現在の位置から調査位置の方向と距離をタブレット画面に表示できる(写真-4)。

GNSS 誘導システムの精度を現場にて確認した。国土地理院の電子基準点を利用した RTK-GNSS 測量 (VRS 方式) により調査位置を出し、測量杭を打設する。その測量杭まで、GNSS 位置誘導システム (民間基準点利用) を用いて、自走式地盤調査機を誘導し、その誤差を確認した。位置誘導の誤差を図-2に示す。誤差は、5cm以内であった。また、調査地点を追加する場合には、無作為に選定した地点の座標が取得できる。

4. おわりに

自走式地盤調査機を用いたデジタルトランスフォーメーションの取り組みについて述べた。地質調査業務の効率化を追い求めるだけでなく、技術者としてのアイディアを発揮できる活躍の場も必要である。ややもすると画一的となる地質調査をデジタルトランスフォーメーションの取り組みにより、そのサイトの特性に着目したオーダーメイドな調査にしたいと考えている。

《引用・参考文献》

1) 山口博久, 中野真治, 萩野芳章, 福島宏明 (2019) : 自走式地盤調査機を用いたサウンディング調査法の開発, 全地連技術フォーラム2019論文集, 論 No. 42.



写真-3 比抵抗の測定状況



写真-4 GNSS 位置誘導の画面

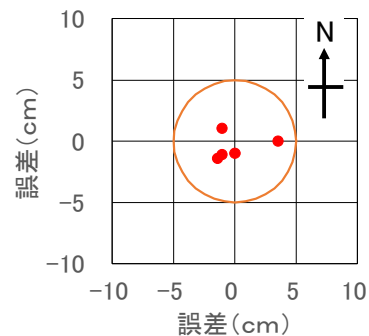


図-2 GNSS 位置誘導実験結果

2) 特許出願中 (特願2022-177731) .  
 3) 地盤調査の方法と解説 (2013) : 公益社団法人地盤工学会, pp. 1035~1042.  
 4) 土壌汚染対策法, <https://www.env.go.jp/water/dojo/law/kaisei2009.html> (最終閲覧日2023. 5. 12) .

# 全自動ボーリングマシンの開発

## ワイヤーラインを用いた軟弱地盤の削孔について その3

(株)ワイビーエム ○津留崎 一洋, 奈須 徹夫, 矢羽田 祥貴 (株)アサノ大成基礎エンジニアリング 立石 亮  
川崎地質(株) 星野 一永 基礎地盤コンサルタンツ(株) 武政 学 (株)ダイヤモンドコンサルタント 佐藤 明  
中央開発(株) 福原 誠 (株)クリステンセン・マイカイ 宮本 哲臣, 松熊 晋也

### 1. はじめに

地質調査業界では熟練オペレータの退職と担い手の入職減少が進んでおり、マシン・オペレータ不足や技術伝承の問題が懸念されている<sup>1)</sup>。これらの対策として、機械メーカーの立場から作業負担の低減や作業工数の省略化などに着目し、ワイヤーラインによる全自動ボーリングマシンの開発を進めている。これまで既存ボーリングマシンによる削孔試験を行い、軟弱地盤へのワイヤーライン工法の導入について検討してきた<sup>2)</sup>。加えて新規に開発した電子制御可能な試作実験機により自動化プログラムの開発を行い、マシン本体の改修改善も検討した。今回は試作実験機から得た知見を基に開発した普及機の実証試験の結果について報告する。

### 2. 普及機について

図-1に試作実験機の側面図、図-2に普及機の側面図を示す。表-1にボーリングマシンの仕様比較表を示す。

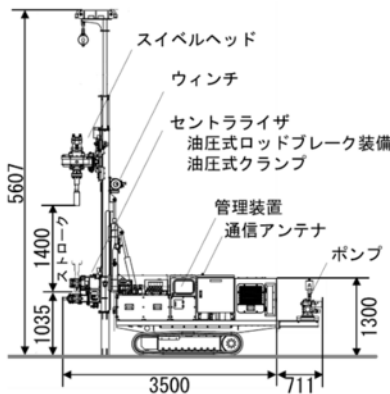


図-1 試作実験機の側面図

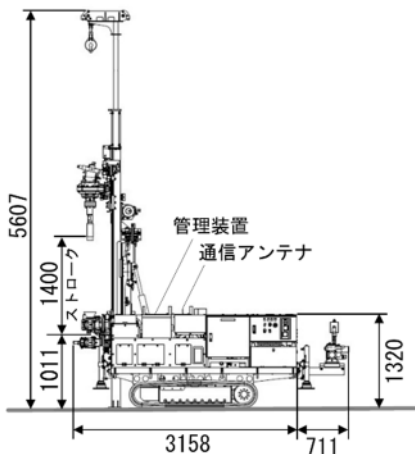


図-2 普及機の側面図

表-1 ボーリングマシンの性能および仕様

項目	単位	既存機 YWL-200	試作実験機 YWL-30C	普及機 YWL-30C
掘削深度	m	200	30	←
回転数(高速・低速)	rpm	800・250	200・45	←
最大トルク	N・m	690	400	←
最大給圧力	kN	20.7	20.1	←
寸法(L×W×H)	mm	3,400×1,800×8,260	3,500×1,200×5,620	3,160×1,200×5,610
質量	kg	3,720	3,100	3,400
走行		無し	自走式(クローラ)	←
掘削ポンプ形式		3連プランジヤ	単筒複動ピストン	←
		SG-30SV-e	GP-5	
吐出圧力	Mpa	4.9	2	←
吐出流量	L/min	235	40	←
エンジン出力	kW	28.8(2,400min <sup>-1</sup> )	17.7(2,700min <sup>-1</sup> )	18.5(2,600min <sup>-1</sup> )
操作方法		手動操作	無線電磁操作	←
管理装置		無し	タブレットPC	←

本開発においては、試作実験機による削孔試験から、作業性・機体バランス等をチェックし、且つコンソーシアムメンバーからの気付きを参考に改修改善を立案し、普及機の仕様を決定した。

試作実験機では、リーダーから回転軸までの距離が離れており、前方に重量が集中することで安定性が悪く、特にリーダーを立てた状態での移動には注意を要した。

そこでフロントアタッチメントの小型化と回転軸の後退を中心に仕様変更を実施した。具体的にはスイベルヘッドを小型化し、リーダーから回転軸までの距離を40.4cmから31.2cmに小さくした。同時にリーダーの取り付け位置も後方へ25cm下げた。その他、制御盤・ポンプ・エンジンの配置を調整し、非常時に用いるレバー類は前方のリーダー付近に配した。これらの安定性の改善により、最も危険な前方転倒角が9.1°から22°に大幅に改善された。

他方、当該ボーリングマシンは新規機種のため、適合する安全指針が見当たらず、コンソーシアムメンバーからの知見をもとに、普及機では機体前後左右の4箇所への転倒防止のためのジャッキ装着や緊急停止ボタンの設置などの安全対策を行った。ここに、緊急停止ボタンについては、現場状況で変わる機材配置に対応できるようマグネット装着式としている。

エンジンに関しては、メンテナンス性の向上のために国産エンジンを搭載することとし、試作実験機で用いたイタリア KOHLER 社製からクボタ社製に変更した。

機体バランス、エンジン出力特性、スイベル回転特性が変化したため、それらの削孔特性への影響を確認する必要があったので、削孔試験により確認した。

### 3. 削孔試験

#### (1) 削孔試験方法

普及機による実証試験は、これまでの実験値と比較できるように従来と同じく、佐賀県唐津市原の造成地にある、ワイビーエム社有地で実施した。当該地盤は一級河川松浦川の氾濫原にあるため均質な砂地盤が厚く分布し、GL-15m で風化花崗岩層に至る。図-3 に事前のボーリング結果、図-4 に削孔試験位置を示す。

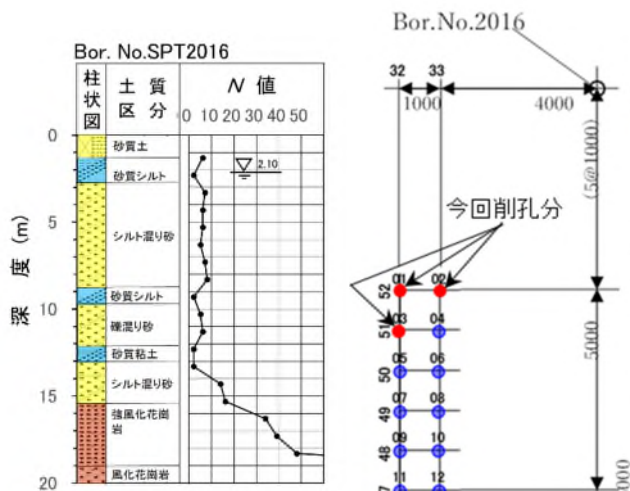


図-3 事前のボーリング結果

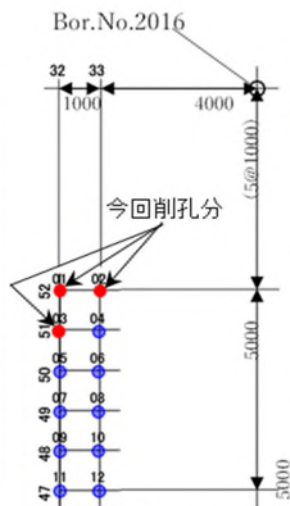


図-4 削孔試験位置

普及機は試作実験機を基に改修改善を行っていることから、代表的な削孔仕様での有意差の傾向を削孔試験で比較することにした。

表-2に既存機による削孔試験結果<sup>2)</sup>を示した。今回の削孔試験では、適正順位が最適値と第5位、第9位の仕様で削孔し、品質工学によるSN比<sup>3)</sup>で比較することにした。表-3に試験ケースを示す。

表-2 前回削孔試験の結果

適正順位	9	3	4	7	2	6	5	8	最適
前回削孔位置No.	1	2	3	4	5	6	7	8	9
削孔速度 (min/m)	5	5	5	10	10	10	15	15	15
回転数 (rpm)	15	30	45	45	15	30	15	30	45
流量 (L/min)	10	20	30	10	20	30	30	10	20
前回試験SN比	7.9	13.4	13.2	9.1	13.6	12.6	12.9	8.9	17.5

表-3 試験ケース

削孔位置No.	削孔速度 (min/m)	回転数 (rpm)	送水量 (L/min)	コアハレル	使用ビット
01	5	15	10	Ⅲ型	メタル
02	15	15	30	Ⅲ型	メタル
03	15	45	20	Ⅲ型	メタル

削孔対象層は、以前と同様のGL-2～5mを基本に設定した。ただし、No.01はGL-3.5mで削孔を自動中断したため、1m追加して、GL-2～6mを削孔した。計測データ(削孔深度・回転数・回転トルク・削孔速度・給圧力・送水量・送水圧・時間)のうち、回転トルクに着目して解析を行った。削孔に際しては、図-5に示す前回と同様のワイヤーラインコアパーレルⅢ型を使用し、先端にはメタルビットを装着した。削孔水にはポリマー系泥材を添加した。

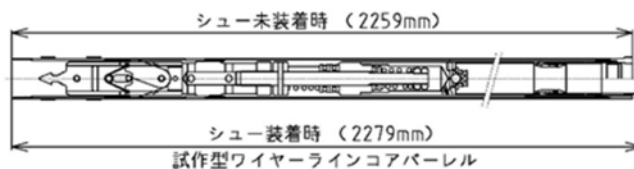


図-5 ワイヤーラインコアパーレルⅢ型

#### (2) 削孔試験結果

図-6に深度とトルクの関係を示す。

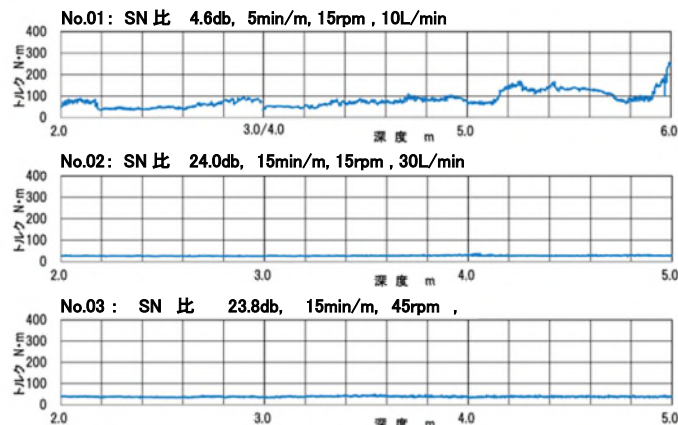


図-6 深度とトルクの関係

SN比は、No.01が4.6db、No.02が24.0db、No.03が23.8dbと、No.02とNo.03はNo.01に比べ全体的にトルクのばらつきが少ない。回転トルクの平均は、No.02では $T=26.2N \cdot m$ とNo.03の $37.8N \cdot m$ に比べ明らかに低く、また、コアの観察からは、No.02のコアは含水量が多く柔らかかったことから、メタルビットで切削する前に流量30L/minの削孔水で原土を乱していたものと考えられ、コア削孔としては不具合である。したがって、普及機においても最適な削孔仕様は前回同様に $V=15min/m$ 、 $R=45rpm$ 、 $Q=20L/min$ であると判断された。

### 4. まとめ

普及機で削孔試験を実施した結果、2018年度に試作実験機で得た最適仕様が普及機にも適用できることが確認できた。

今後、当該全自動ボーリングマシンの普及を進めるために地質調査で多用されている周辺機材としての標準貫入試験装置の開発、および固定ピストンサプラーの開発を進めていく。

#### 《引用・参考文献》

- 1) 岩崎公俊：技術伝承に関わる全地連の取り組み，地盤工学会誌,65-3,2017.3
- 2) 奈須徹夫・他：全自動ボーリングマシンの開発 ―ワイヤーラインを用いた軟弱地盤の削孔について―，全地連「技術フォーラム2020」Web, 2020.9
- 3) JISZ9061 新技術及び新製品開発プロセスのための統計的方法の応用 ―ロバストパラメータ設計(RPD),2016.12

## 全自動ボーリングマシンの開発

## 一 軟弱地盤削孔用ワイヤーラインツールの開発について その2

(株)クリステンセン・マイカイ ○宮本 哲臣, 松熊 晋也 (株)アサノ大成基礎エンジニアリング 立石 亮  
川崎地質(株) 星野 一永 基礎地盤コンサルタンツ(株) 武政 学 (株)ダイヤモンドコンサルタント 佐藤 明  
中央開発(株) 福原 誠 (株)ワイビーエム 津留崎 一洋, 奈須 徹夫, 矢羽田 祥貴

## 1. はじめに

地質調査業界では、熟練オペレータの退職増加と新規入職者の減少が進んでおり、ボーリング技術の伝承と将来のオペレータ不足が危惧されている<sup>1)</sup>。これらの問題解決の一策として全自動ボーリングマシンおよびそれに使用するワイヤーラインツールを開発してきた<sup>2)</sup>。

本発表では、ツールにおける削孔から回収作業における取り扱い、耐久性を向上させたワイヤーラインコアバレルIV型について紹介する。

## 2. 削孔ツールについて

これまでに開発したワイヤーラインツールは従来のスリーブ内蔵二重管サンプラーと同等の仕様とし、コア径を65mm、1回あたりの採取長を1mに設定した。また、標準貫入試験に用いるSPTサンプラー(外径51±1mm)が挿入できるようメタルビットの内径は71mmとしている。図-1にコアバレルIII型およびコアバレルIV型を示し、写真-1にコアバレルIV型を示す。

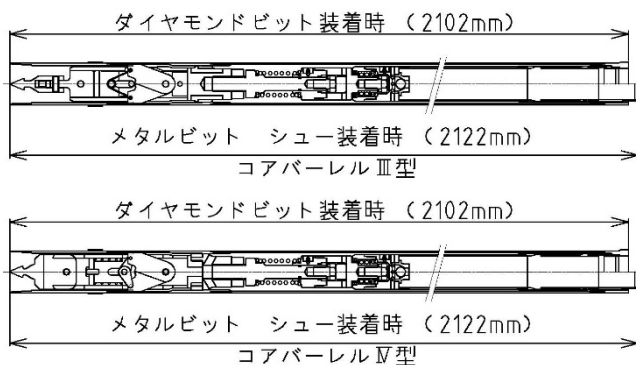


図-1 コアバレルIII型およびIV型

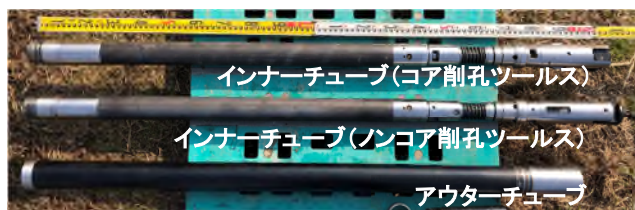


写真-1 コアバレルIV型

## 3. ワイヤーラインコアバレルの改良点

新たに開発したコアバレルIV型では、耐久性強化に加え、削孔後のインナーチューブ回収作業および試料の取り出し作業の負荷低減を図っている。

## (1) 耐久性の向上

図-2にコアバレルIII型およびIV型のラッチ機構図を示す。従来のコアバレルの内管部は内部に試料を収納するための空間を持つ筒状のインナーチューブを有しており、その上部には削孔時に内管部を外管内の所定位置に固定するための内管係止機構(ラッチ)を配置している。ラッチの開閉動作はラッチスプリングにより制御し、III型にも同様の機構を設けていたが、削孔水を循環させる場合、削孔水に混入している土砂により開閉動作に不具合が発生しやすく耐久性に問題があった。

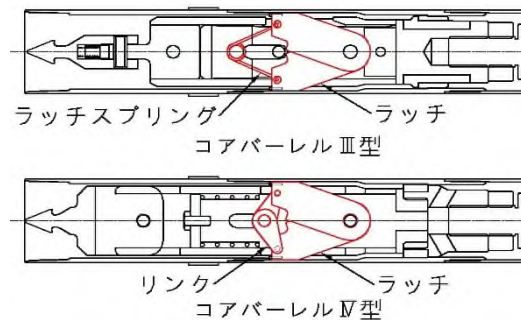


図-2 コアバレルIII型およびIV型のラッチ機構図

コアバレルIV型では、ラッチ部の開閉動作をスプリングからリンク機構に変更し、ラッチ作動の信頼性、耐久性の向上を図った。

## (2) 作業負荷の低減

本コアバレルはシュー稼働用とコア切り用の2つのスプリングが担う機能を1つのスプリングによって兼用する機構を採用しているが、地質の変化に合わせてメタルビット(シュー)タイプからダイヤモンド(コアリフター)タイプに交換する際に、ヘッド部にON/OFFの切り替え用スペーサー取り付けが必要があった。III型ではヘッドを分解する構造であったが、IV型では、スペーサーを挿入する構造とし、ヘッドの分解作業を無くし、作業負荷を大幅に低減した。図-3にIV型のスペーサー取り付け構造図を示す。

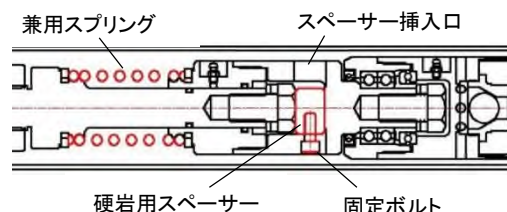


図-3 コアバレルIV型のスペーサー取り付け構造図

(3) 安全性の向上

インナーチューブの引き上げ、落下挿入作業時はオーバーショット下部にインナーチューブがスピアヘッドを介して吊り下がっており、テンションがかかった状態で、オーバーショットとスピアヘッドを外す作業が伴った。IV型では、スライドプレートを用いてインナーチューブを保持することでテンションがない状態での取り外し作業を確保した。図-4にスライドプレートの構造を示す。

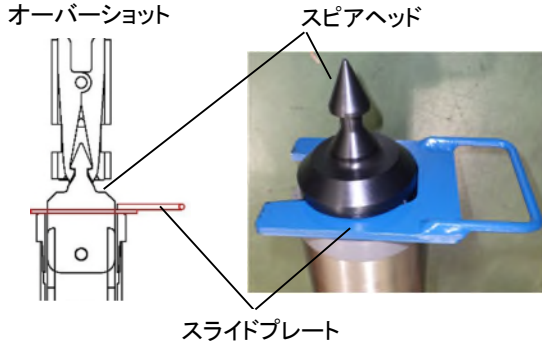


図-4 スライドプレート構造

4. 削孔試験

IV型の削孔特性を確認するために、佐賀県唐津市原の造成地にあるワイビーエム社有地で削孔試験を実施した。当該地盤は、一級河川松浦川の氾濫原に位置し、均質なゆるい砂質土が厚く分布しており、削孔試験は、その地表部5mで行った。図-5に事前のボーリング結果、図-6に削孔試験位置を示した。

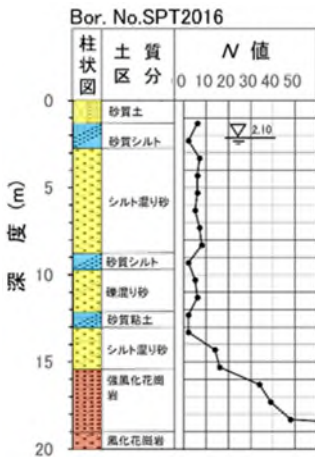


図-5 事前のボーリング結果

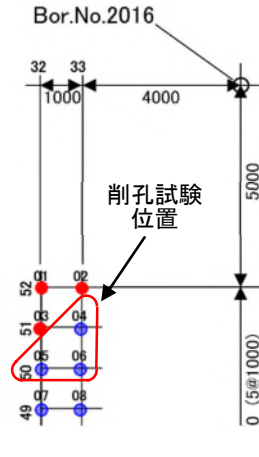


図-6 削孔試験位置

表-1 試験ケース

孔No.	コア削孔長(m)		削孔速度 (min/m)	回転数 (rpm)	送水量 (L/min)
	深度	区間長			
04	2.0-5.0	3.0	5	15	10
05	2.0-5.0	3.0	15	15	30
06	2.0-5.0	3.0	15	45	20

表-1に試験ケースを示す。当該試験では、IV型での作業性および削孔特性の確認のため、2018年度に求めた

削孔仕様の適正順位が最適値と第5位、第9位の3つの仕様で削孔し、品質工学によるSN比で比較した。ここに、No. 04が第9位、No. 05が第5位、No. 06が最適値の仕様である。削孔作業に際して、新機構のラッチの作動、スライドプレートを用いた作業手順等について確認した。

図-7に深度とトルクの関係を示す。SN比は、最適値仕様のNo. 06が21.6dbに対して、第5位のNo. 05も21.6dbと同じ値を示した。一方で、平均トルクは、No. 06の30.7N・mに対し、No. 05では24.0N・mと低い。

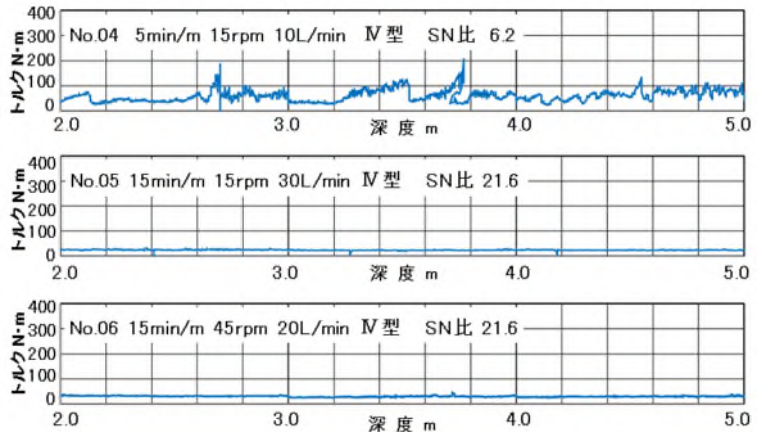


図-7 深度とトルクの関係

写真-2に示すNo. 05の採取試料の状況からは矢印で示した部分は扁平で乱れており、送水で乱した試料を採取したため、トルク上昇が見られず高いSN比が得られたものと思われる。したがって、No. 06の仕様最適と判断され、IV型においてもNo. 06の仕様（削孔速度15min/m、回転数45rpm、送水量20L/min）が適切な削孔仕様であると考えられる。

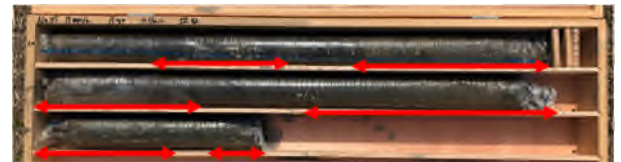


写真-2 No.05の採取試料

5. まとめ

今回、全自動ボーリングマシン開発の一環として、耐久性の向上、作業負荷の低減、安全性の向上を目的としたワイヤーライン用コアパーレルIV型を開発し、削孔試験を行った結果、所定の性能を確認できた。また、IV型においても従来どおりの削孔仕様が適用できることを確認した。

《引用・参考文献》

- 1) 岩崎公俊:技術伝承に関わる全地連の取り組み, 地盤工学会誌,65-3,2017.3
- 2) 宮本哲臣・他:全自動ボーリングマシンの開発 - 軟弱地盤削孔用ワイヤーラインツールの開発について -, 全地連「技術フォーラム 2021」(大阪), 2021.9

# 全自動ボーリングマシンの開発

## ー 制御プログラムの動作確認試験について ー

㈱ワイビーエム ○矢羽田 祥貴 津留崎 一洋 奈須 徹夫 ㈱アサノ大成基礎エンジニアリング 立石 亮  
 川崎地質㈱ 星野 一永 基礎地盤コンサルタンツ㈱ 武政 学 ㈱ダイヤコンサルタント 佐藤 明  
 中央開発㈱ 福原 誠 ㈱クリステンセン・マイカイ 宮本 哲臣 松熊 晋也

### 1. はじめに

地質調査業界では、熟練オペレータの退職増加と新規入職者の減少が進んでおり、ボーリング技術の伝承と将来のオペレータ不足が危惧されている<sup>1)</sup>。この問題を解決するため、全自動ボーリングマシンの開発を進めてきた。これまで、自動化プログラムを搭載した試作実験機を用いて削孔動作自動化の制御プログラムの開発を行ってきた<sup>2)</sup>。本報では、削孔からコアバーレルの回収、ロッドの追加装着まで自動化できる普及機の開発に際して行った制御プログラムの動作確認試験について報告する。

### 2. 制御プログラムについて

全自動ボーリングマシンではワイヤーライン方式を採用している。ワイヤーライン工法の削孔サイクルを図-1に示す。

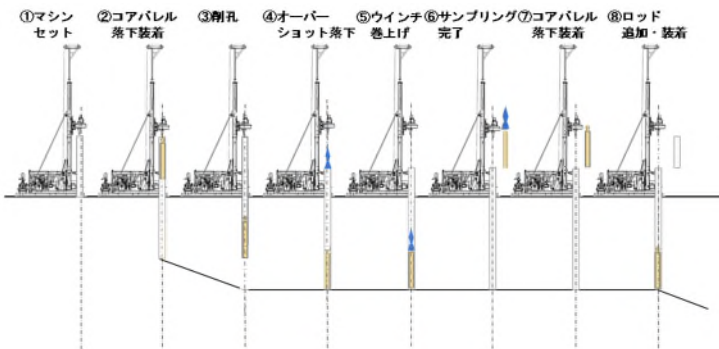


図-1 ワイヤーライン工法の削孔サイクル

試作実験機では図-1に示すサイクル③削孔において、ボーリングの3要素である削孔速度、回転数、送水量を事前に設定された最適値で一定制御する動作や、削孔中の負荷としてのトルク、送水圧、さらにリーダ傾斜を連続監視し、事前に設定された上限値を超えた場合に停滞あるいはロッド上昇を自動化するためのプログラムを作成した。削孔試験を通じて、この自動削孔プログラムの実用性は確認できていた<sup>2)</sup>。さらに、普及機では削孔作業に追従する図-1に示す④～⑧のサイクルを自動化するための制御プログラムの作成を行った。まず、④～⑦はオーバーショットによるコアバーレル回収・投入工程である。ウインチ巻下げ距離を検出することで、オーバーショットの位置が検知し、コアバーレルの接続位置や引き上げ位置を判定することができる。任意の位置に到達した際のウインチ巻き下げ、巻き上げ動作を切り替える制

御プログラムを作成することでコアバーレルの回収、挿入動作を自動化することが可能となった。図-2にオーバーショット位置検出システムを示す。

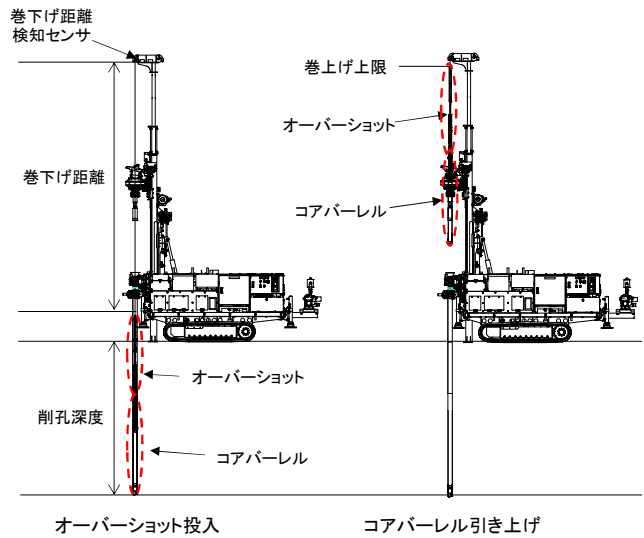


図-2 オーバーショット位置検出システム

また、コアバーレルの回収、挿入時にはロッド内へのボイリングによる先端閉塞を防止する必要がある。対策として、ロッド内水位を高く保つようロッド上端に給水ラインを設置し、給水/送水切替制御を組み入れることでボイリング防止を図った。図-3にボイリング対策図を示す。

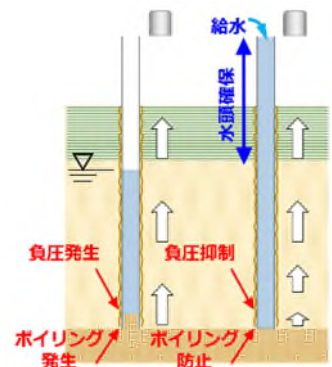


図-3 ボイリング対策図

次に⑧ロッド追加・装着工程は、ボーリングマシンのスイベルヘッドに追加するロッドを接続して既設の削孔中のロッドと接続する工程である。スイベルヘッドの位置をセンサー検出することで追加するロッドを既設ロッドのネジ部まで自動で移動する。ネジ部に到達すると自動で回転し、その際、回転数とトルクを管理することでロッド接続完了を検出確認する。ネジのかみ合わせに問題がある場合、異常を検知してネジの接続を自動でリトライするプログラムも追加した。図-4にロッド追加・接続システムを示す。

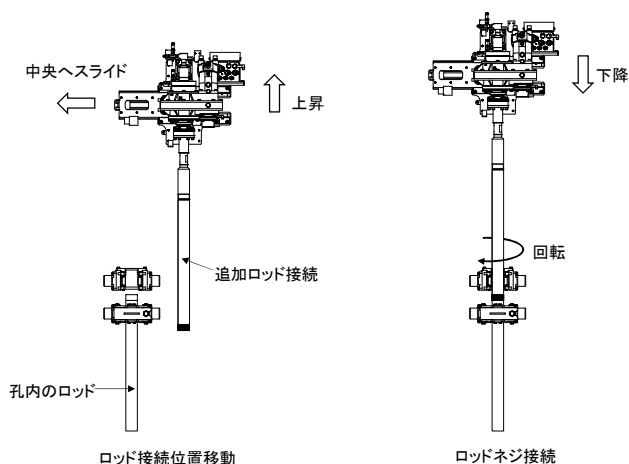


図-4 ロッド追加・接続システム

### 3. ICT への対応

全自動ボーリングマシンにはマシンコントロールの自動化に加え、ICT（情報通信技術）の適用も行った。ICT 適応ボーリングマシンシステムを図-5に示す。

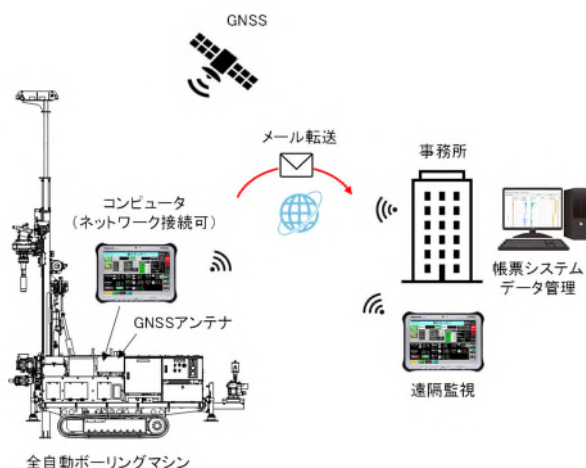


図-5 ICT 適応ボーリングマシンシステム

ボーリングマシンにはインターネット接続可能なコンピュータが搭載されており、削孔状態（削孔深度、削孔速度、回転数、トルク、送水量、送水圧、給圧力）を記録することができ、記録データはインターネットを介して送信することが可能である。送信されたデータは帳票システムを用いて削孔履歴データを表示することができる。さらに情報端末機器を使用して、遠隔地からリアルタイムに削孔状態を監視することが可能である。

また、ボーリングマシンには GNSS アンテナが搭載されており、マシンの現在位置や移動履歴を把握することもできる。

### 4. 削孔試験

普及機においても試作実験機と同様の削孔動作、特性を得られるかを確認するために削孔試験を行った。削孔試験は佐賀県唐津市原の造成地にあるワイビーエム社有

地で実施した。GL±0～GL-2m までをノンコア削孔、GL-2m～GL-5m をコア削孔とした。ノンコア削孔は削孔速度 15min/m、回転数60rpm、流量30L/min、コア削孔は削孔速度 15min/m、回転数45rpm、流量20L/minとした。

削孔諸元の深度方向の変化を図-6に示す。図-6より最適条件を一定速に維持しながら削孔しており、GL-2m～GL-5m のコア削孔区間ではトルクのばらつきが小さく、削孔負荷のない最適な削孔が行えていることが分かる。

また削孔試験において、削孔動作以外のコアバーレル回収・投入、ロッド追加・装着動作の制御プログラムの検証も行った結果、広範囲の自動化により、オペレータの運転操作を大幅に削減することができた。

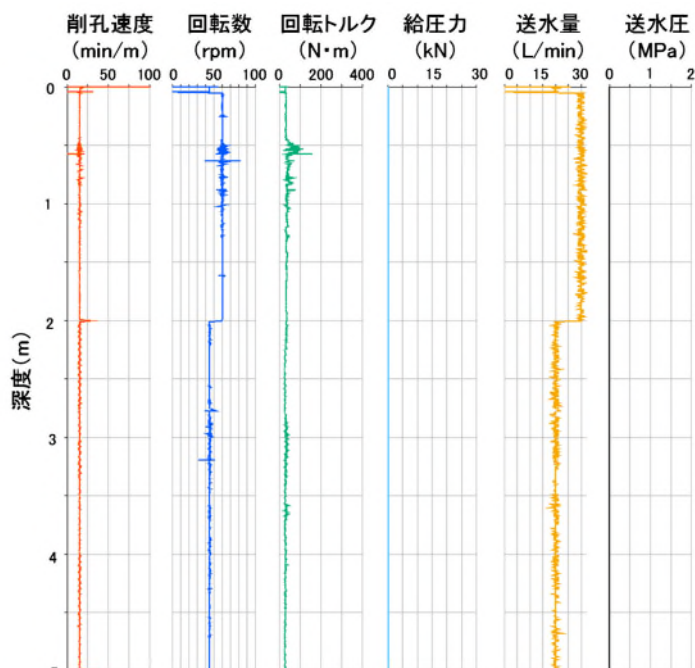


図-6 削孔諸元の深度方向の変化

### 5. まとめ

削孔からコアバーレルの回収、ロッドの追加装着まで自動化できる普及機の開発を行い、完成した普及機で制御プログラムの動作について確認試験を行った結果、ワイヤーライン工法における削孔～コアバーレル回収・投入～ロッド追加・装着のサイクルを自動化することができた。

今後は様々な現場で削孔を行い、新たな技術や改良点を導入してさらなる自動化と最適化を進めていく。また、標準貫入試験の自動化に向けての開発も進めていく。

### 《引用・参考文献》

- 1) 岩崎公俊:技術伝承に関わる全地連の取り組み、地盤工学会誌、65-3、2017.3
- 2) 矢羽田祥貴・他:全自動ボーリングマシンの開発 - 電子制御ボーリングマシンによる改良地盤の掘削動作について -、全地連「技術フォーラム 2021」(大阪)、2021.9

[論文 No. GR1]

「軟弱地盤地帯の道路計画における地質リスク評価事例」

株式会社アバンス ○山下 隆之（地質リスク・エンジニア 登録番号 82）

岩内 明子（GRE 登録番号 80） 梅崎 基考（GRE 登録番号 81）

1. 事例の概要

本事例は、軟弱な火山灰粘性土が分布する地域に計画されている道路について、調査結果と道路計画をもとに、地質リスクを整理した事例である。地質リスクとして、振動や掘削による練り返しによる強度低下・変形、盛土材としての安定性、雨天時の表流水による盛土材の軟質化が想定された。リスク評価に際し、関係者間でボーリングコアを合同で観察するなど、1次情報の共有を行った。その上で、類似する地盤での施工事例収集や課題点の整理を行い、工法などの整理、補強を行うことで地質リスクを回避した事例（A型）を報告する。

2. 事例分析のシナリオ

(1) 想定地質リスク

① 振動や掘削による練り返しによる地山の強度低下・変形

本事例の対象地は、黒ぼく、赤ぼくを主体とする火山灰質粘性土が10～20m程度の層厚で分布する（写真1）。特に、黒ぼくは「概ね1万年前より新しい沖積層に相当する腐植物を混入する軟質な火山灰質粘性土」である。一方、赤ぼくは「約9万年～1万年前の火山灰質粘性土でやや固い状態（不規則に降下軽石を挟む）」である。また、黒ぼくは局所的に層厚が変化し、最大2～3m以上の厚さで堆積する場合があった。

このため、特に、黒ぼくが厚く堆積する場所では、法先のすべり崩壊や、大きな圧密沈下、地盤改良時の六価クロム溶出および層厚の不均一性を考慮した対策の検討が必要とされた。

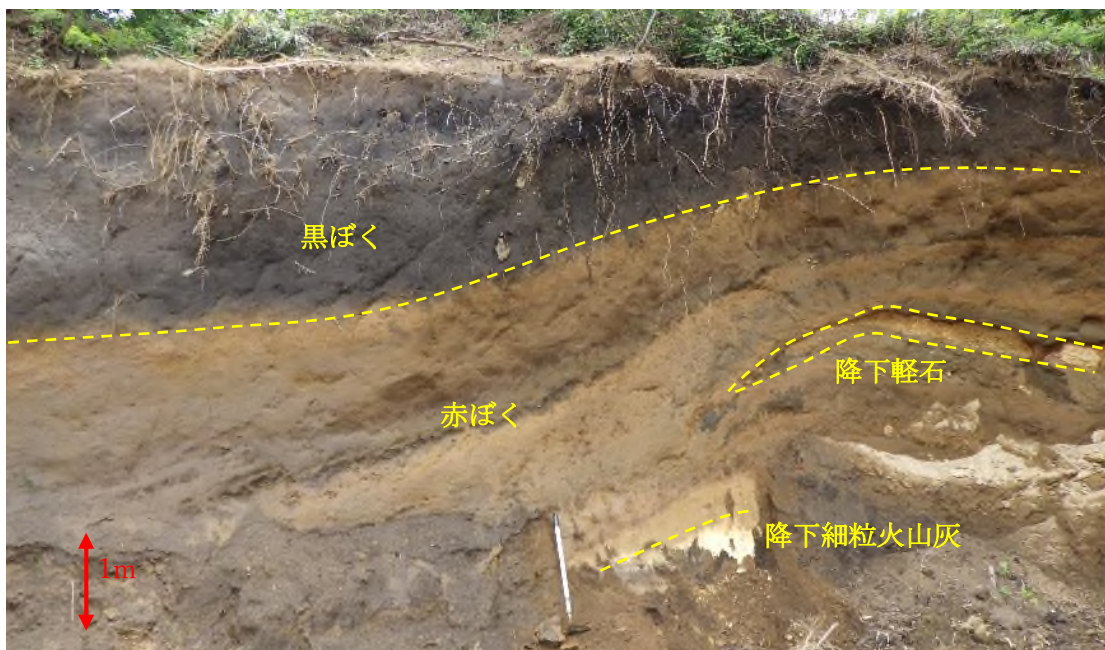


写真1 対象地の模式的な土質状況



② 盛土材としての安定性

本事例の対象地に分布する黒ぼく、赤ぼくは、表1に示す特性のように、乱さない状態であれば、コーン指数  $400\text{kN/m}^2$  以上を示し、比較的トラフィカビリティが確保できる土である。しかし、一旦乱すと、コーン指数  $400\text{kN/m}^2$  以下となり、特に赤ぼくは、コーン指数  $260\text{ kN/m}^2$  程度と、乱さない状態の約  $1/4$  に強度が低下する、鋭敏比の高い土であった。このため、現地発生土を盛土材として用いる場合、トラフィカビリティが確保できない恐れや、締固め不足、盛土の安定性（崩壊しない強度）が確保できない可能性が想定された。

表1 対象地の土の特性

試料名	含水比 $W_n$ (%)	細粒分含有 $F_c$ (%)	含水比 $Li$ (%)	土懸濁液の pH	コーン指数 $q_c$ ( $\text{kN/m}^2$ )	
					現場 (乱さない状態)	室内 (乱した状態)
黒ぼく	189.71	94.3	31.51	5.64	566	349.4
赤ぼく	66.39	68.3	9.60	6.40	877	262.7

※室内試験のコーン指数は、3層 25 回突き固めを行った供試体試料

③ 雨天時の表流水による影響

本事例の対象地は、ボーリング調査時には孔内水位（地下水位）は確認されなかったが、雨天時には表流水がみられた。50mm/日の雨量でも、小さな土水路に 20~30L/分程度の水量がみられた。このため、雨天時に地盤や盛土材が緩みやすいため、適切な基盤排水処理が必要であることが想定された。

(2) 類似する地盤での事例収集

① 振動や掘削による練り返しによる地山の強度低下・変形

同様な火山灰質粘性土の地盤において施工された軟弱地盤対策工の未施工箇所や、軽微な対策工を実施した構造物での損傷事例について、資料を収集した（写真2）。対象地でも、安定した地盤（地盤改良工などに対する支持層（着底地盤））を的確に判断するとともに、地盤特性をふまえた適切な軟弱地盤対策工の選定を行う必要がある事が求められた。



写真2 熊本県内の火山灰質粘性土分布域での構造物損傷事例

② 盛土材としての安定性

同様な火山灰質粘性土の地盤で、掘削（切土）および盛土材として活用した改良工事の事例を収集した（写真3）。他事例では、乱れが少ない状態であれば、重ダンプトラックを用いて運搬可能であるが、盛土材として用いる場合は、石灰などを利用した改良が実施されていた。



写真3 熊本県内の火山灰質粘性土分布域での改良工事事例

③ 雨天時の表流水による影響

同様な火山灰質粘性土の地盤で、雨天時の地盤状況や安定処理土の状況に関する情報を収集した（写真4）。また、表流水による盛土材緩み防止や工事用道路の安定性を確保するための対策事例（基礎に岩砕を敷く等）を収集した（写真5）。



写真4 火山灰質粘性土分布域での雨天時状況（左；未処理土、右；石灰改良土）



写真5 熊本県内の火山灰質粘性土分布域での盛土基礎処理事例

### (3) 情報の共有と対策工の検討

上記で収集した情報や、地質状況に関する1次情報は、写真6に示すように、関係者間で実際にコアや現地を確認することで、共有化した。



写真6 現地でのリスク共有とリスク発現状況の確認（関係者が合同で実施）

### 3. データ収集分析

前述した地質リスク（設計・施工上の課題点）を抽出、共有し、データの収集（追加調査）や分析（解析、申し送り事項の整理）を行った。各項目の概要を以下に整理する。

#### (1) 振動や掘削による繰り返しによる地山の強度低下・変形について

特に、工学的問題の多い黒ぼく層および軟質な赤ぼく層を抽出するため、ボーリング調査（機械ボーリング、室内土質試験）を法尻で実施するとともに、地層変化を確認するため、サウンディング試験を実施した（図1）。追加調査を実施し、火山灰質粘性土層の水平変化や層厚を把握し、軟弱地盤解析および対策工の検討に活用した。

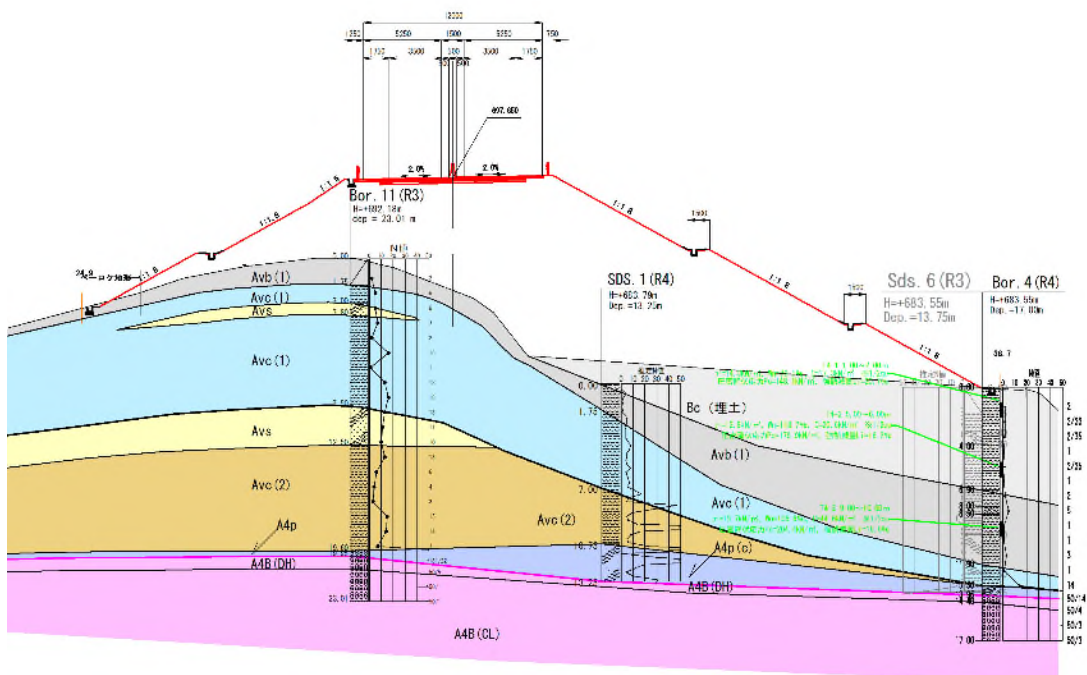


図1 追加調査をふまえた地質横断面図整理例

(2) 盛土材としての安定性について

盛土材としての適用性に課題があったため、配合試験を実施し、表2のような土質特性を把握した。この試験結果を用いて、「トラフィカビリティ-盛土安定のために必要な強度」について、必要十分な条件を検討し、適切な固化材添加量を検討した。

表2 固化材の添加量とせん断強度の関係

土質	添加量 (kN/m <sup>3</sup> )	粘着力 c (kN/m <sup>2</sup> )	内部摩擦角 φ (°)	備考
黒ぼく	30	25.23	12.8	最小添加量 (qc=1054.5kN/m <sup>2</sup> )
	36	29.71	10.3	目標 qc ≥ 1,200kN/m <sup>2</sup>
赤ぼく	30	24.25	22.7	最小添加量 (qc=3219.5kN/m <sup>2</sup> )

(3) 雨天時の表流水による影響について

対象地の雨天時状況や類似する施工状況をふまえ、盛土基礎に岩砕による排水層と良質土層を設けることを提案した(写真7)。また、施工時に法面側へ表流水が流れないように、法肩に土堤の設置と盛土中心に向かう勾配をもった盛り立てとないような盛土施工方法を提案した。



写真7 岩砕を用いた排水例(左)と縦排水への勾配を設けた盛り立て例(右)

4. マネジメント効果

本事例では、1次調査結果、現地状況および類似施工事例を収集し、地質リスクを抽出した。また、抽出した課題点については調査者だけで整理、検討するだけでなく、設計者および事業者とも共有することに努め、リスクの共有を特に行う事ができた。

本事例では、こうした地質リスク検討結果をふまえ、軟弱地盤解析や対策工の検討が実施され、地質リスクが発現する前に、設計段階でリスクを回避したものである。

## 5. データ様式の提案（A）

本事例はA型様式にて整理する。

## A. 地質リスクを回避した事例

大項目	小項目		データ
対象工事	発注者		-(非公表)
	工事名		-(非公表)
	工種		道路事業
	工事概要		-(非公表)
	①当初工事費		-(非公表)
	当初工期		-(非公表)
リスク回避事象	予測されたリスク発現時期		道路改良施工段階
	予測されたトラブル		繰り返しによる強度低下
	回避した事象		すべり、沈下
	工事への影響		工事費・工期増大、事業損失
リスク管理の実際	判断した時期		道路予備設計段階
	判断した者		事業者、調査者、設計者
	判断の内容		地盤改良、盛土材改良の追加 効率的な仮設道路の検討
	判断に必要な情報		地質調査データ、類似施工事例
リスク対応の実際	内容	追加調査	配合試験、サウンディング試験
		修正設計	軟弱地盤安定解析
		対策工	中層改良、盛土材の改良
	費用	追加調査	20 百万
		修正設計	-
		対策工	-
		②合計	-
変更工事の内容	工事変更の内容		地盤改良工の事前追加 盛土材の改良(仮設道路も含め)
	③変更工事費		(精査中)
	変更工期		-
	間接的な影響項目		事業費増
	受益者		-
リスクマネジメントの 効果	費用(①-③-②)		-
	工期		-
	その他		事前にリスク評価を行い、事前の準備を を行い、工期延長防止、事業損失の発 生を回避した

[論文 No. GR2]

「地すべり災害におけるアンカー工の地質リスク回避事例」

株式会社 ソイル・ブレーション 三宅雅生  
(地質リスク・エンジニア 登録番号第 71)

1. 事例の概要

本事例は、地すべり災害対策工のアンカー工事実施前に、断層破砕帯のチェックボーリング(斜めボーリング)を実施し、施工時における地質リスクを回避した事例である。

平成 30 年 7 月の西日本豪雨災害により、本事例地のある県内においても、斜面崩壊や地すべり等の自然災害が多く発生した。本事例での地すべりブロックの規模は、幅 35m、高さ 20m、斜面長 43m で、馬蹄形の後退性地すべりである(図 1 参照)。

対象地の基盤岩は中生代ジュラ紀の領家変成岩である泥質雲母片岩であり、表層は崩積土層により被覆されている。

地すべりブロック中央部の主測線上で 3 本の調査ボーリングを実施した結果、上部から層厚 2~4m の崩積土層、風化・土砂化が進行した強風化岩層(DL 級~DH 級)、軟岩層(CL~CM 級)が確認された。また、地すべりブロック最下段部の Bor. No. 1 地点においては、GL-22.0m まで DL 級主体の断層破砕帯が確認された。地すべりブロック末端部では、地すべり防止対策工として、アンカー工を打設する計画となったため、断層破砕帯の分布厚さが設計・施工上の問題となった(図 2 参照)。

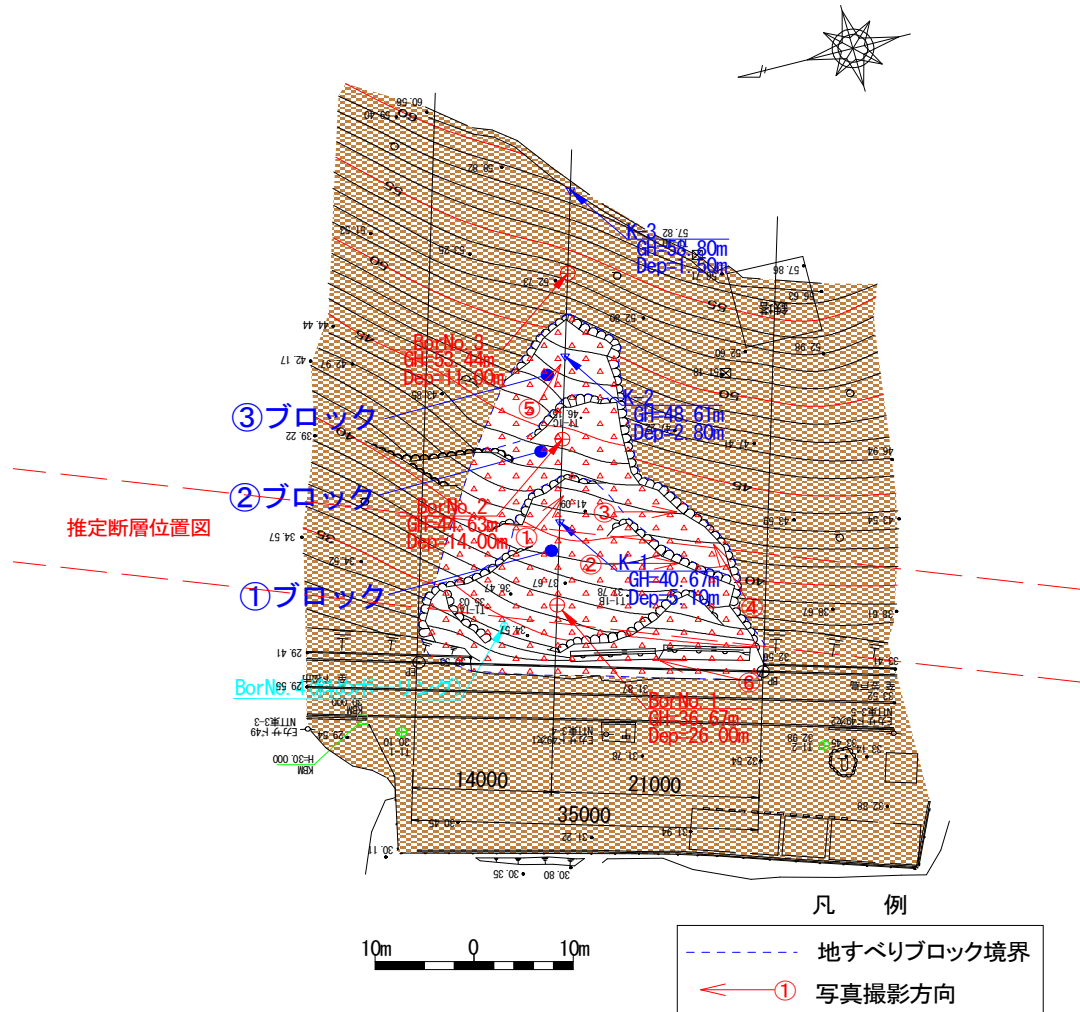


図 1 被災ブロック平面図

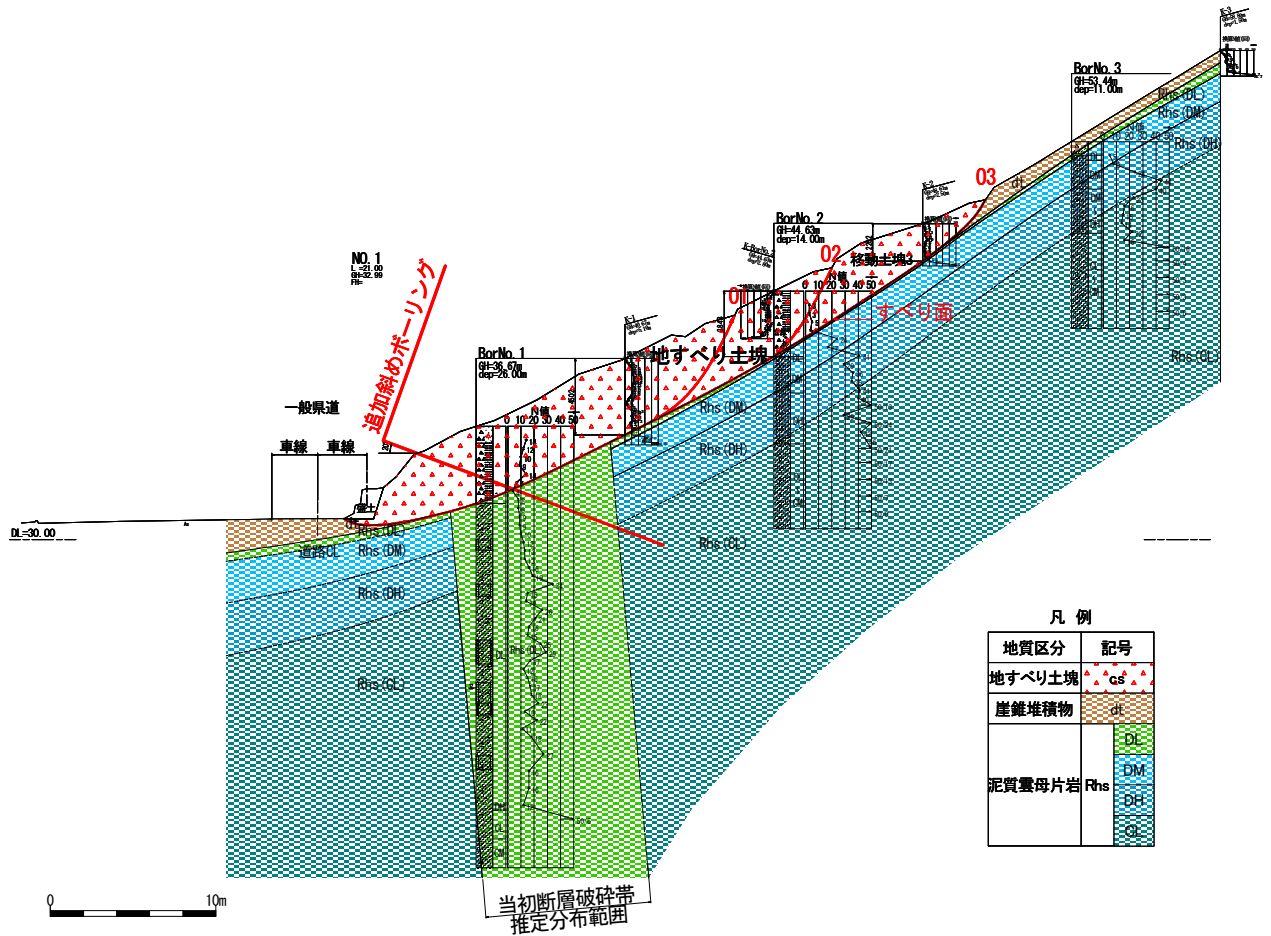


図2 主側線の地質断面図

表1 地層凡例

地質時代		地層区分	記号	岩級区分	土質区分	N値 (平均N値)	記事
新生代	第四紀 完新世	地すべり土塊	cs	-	粘性土 ~砂質土	7~14 (8)	φ20mm程度までの角礫を混入する粘性土~砂質土主体。一部、基盤岩の風化土(移動土塊)。
		崖錐堆積物層	dt	-	礫混じり土	-	φ10mm程度までの泥質片岩角礫を混入するシルト質細砂。
中生代	ジュラ紀	泥質雲母片岩	Rhs	DL	砂質土	4~34 (16)	断層破砕帯が主体。粘性土~砂質土~礫混じり土状で採取。
				DM	礫混じり土	8~44 (24)	礫~岩片状コア。岩芯は指圧による破砕が可能。
				DH	軟岩	29~115 (53)	礫~岩片状コア。岩芯は指圧砕不能であるがナイフで傷付け可。
				CL		71~250 (138)	岩片~柱状コアN値≥100~貫入不能。
				CM	中硬岩	貫入不能	柱状コア主体。岩芯は新鮮で硬い。

写真 1～写真 6 に変状写真を示す。地すべりブロックの形状の根拠となる明瞭な変状が確認された。



写真 1 ①ブロック中央滑落崖状況



写真 2 ①ブロック中央～右側滑落崖状況



写真 3 ②ブロック右側方滑落崖状況(1)



写真 4 ②ブロック右側方滑落崖状況(2)



写真 5 ③ブロック最上部滑落崖状況



写真 6 地すべり土塊押し出しによる重力式擁壁の破損状況



## 2. 事例分析のシナリオ

### (1) 背景

地すべり対策工としては、まず、横ボーリング工による地下水排除工を採用し、現況安全率(H.W.L.)から安全率を5%上昇させることとした。次に、抑制工である排土工の採用を考えたが、地すべりブロックの上部に鉄塔があり、排土の掘削ラインが鉄塔基礎付近まで影響するため、対策工から除外した。また、抑え盛土工の採用も考えたが、保全対象道路の縦断勾配の変更が困難であったことから、対策工から除外した。

したがって、抑止工である杭工とアンカー工の2案を考え、比較検討を行った結果、経済性及び施工性に優れたアンカー工を採用することにした(目標安全率はPFs=1.15)。

アンカー工の設計においては、アンカーの定着地盤位置が重要となるが、地すべりブロック末端部で確認された断層破碎帯の分布層厚は不明(露頭状況等から層厚10m程度と推定)なため、適切なアンカー長の設定が困難であるという地質リスクが生じた。

### (2) 地質リスク回避についての検討

上記の地質リスクに対して、発注者と協議し、詳細設計前に、アンカー定着岩盤の分布状況を把握するための斜めボーリングを実施することを提案し、了解を得た。調査結果を図3に示す。

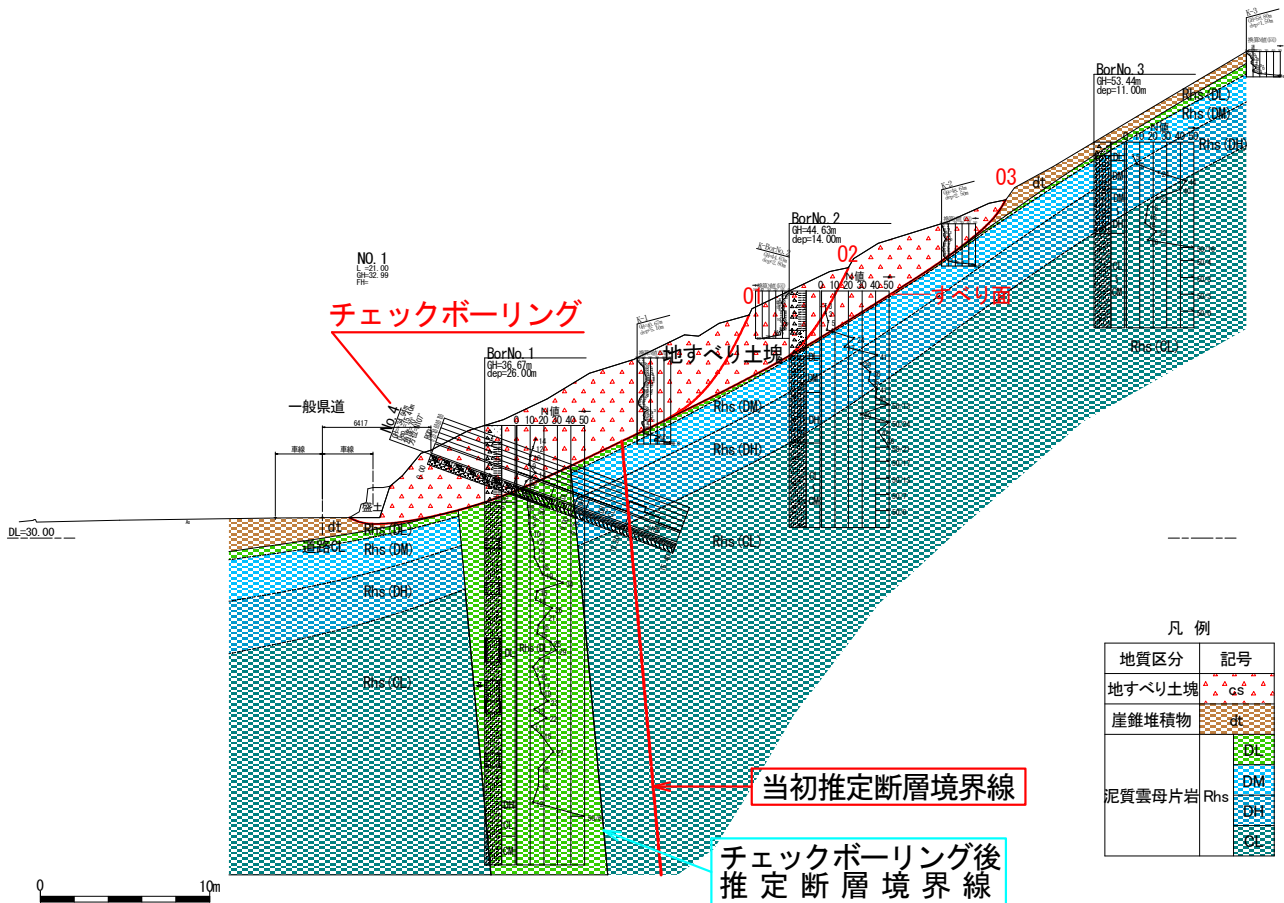


図3 チェックボーリング後の地質断面図

### 3. データ収集分析

地すべりブロック末端部において、下向き20°の斜めチェックボーリングを実施し、アンカー定着岩盤の出現位置の確認を行った。チェックボーリングの結果、断層破碎帯の分布(層厚6.9m)やアンカー工の定着層が当初設計位置よりも浅い位置で分布していることを確認することができた。対策工の詳細は図4に示すとおりである。

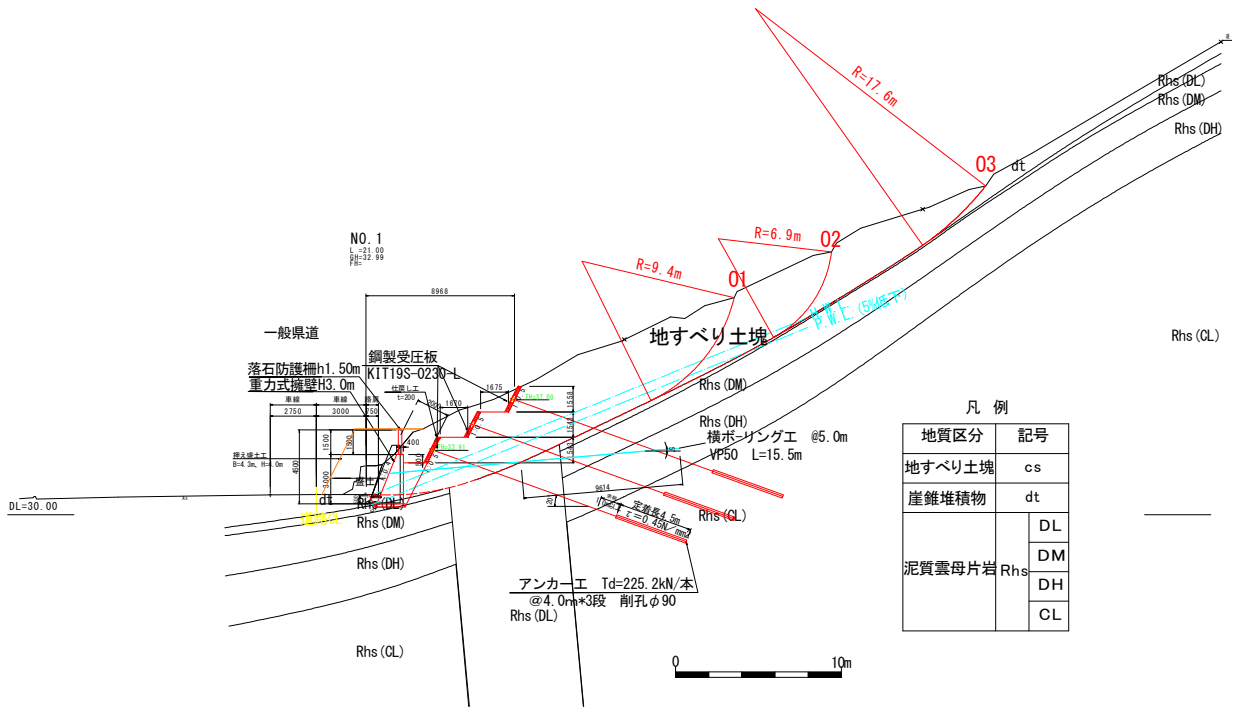


図4 対策工標準断面

#### 4. マネジメント効果

本事例では断層破碎帯の分布厚さ及びアンカー工の定着岩盤の分布位置が不明であるという地質リスクに対して、斜めボーリングを追加したことで、工事費の削減及び工事における工期遅延を回避できたことは大きな成果であったと考えている。リスク対策としての斜めボーリングを行わなかった場合の当初工事費は、アンカー長が長くなるため、実際の工事費(変更工事費)よりも、約700千円工事費が高くなった。また、施工時にチェックボーリング(斜めボーリング)を行う場合には、変更設計を行った後にアンカー材を注文する必要があるため、大幅な工期延期が必要となる。

災害対策事業においては、災害査定のためのテストを早急に終えた後、速やかに次の対策工事に移る必要がある。本事例ではリスク対策を行ったことで、適切な地すべり対策工事の算出が行えたこと、また、テスト後、速やかに地すべり対策工事に移行できたことから、マネジメント効果は大きかったものと評価している。本事例のマネジメント効果を以下に示す。

A型マネジメント効果 = ①当初工事費 - ③変更工事費 - リスク対応費用である。

##### ① 当初工事費

アンカー工 + 鋼製受圧板 + 横ボーリング工 + 重力式擁壁 : 65,500千円

##### ② リスク対応費用

チェックボーリング : 2,600千円

##### ③ 変更工事費 : 64,800千円

マネジメント効果 = ① - ③ - ②

= 65,500千円 - 64,800千円 - 2,600千円

= -1,900千円

#### 5. データ様式の提案

本事例は、「地質リスクを回避した事例(A型)」に分類されるものであり、様式を整理し、次頁に添付する。

## A. 地質リスクを回避した事

大項目	小項目	データ	
対象工事	発注者	県	
	工事名	—	
	工種	地すべり対策工事	
	工事概要	横ボーリング工+アンカー工 +待受け擁壁	
	① 当初工事費	65,500 千円	
	当初工期	—	
リスク回避事象	予測されたリスク発現時期	地質調査・設計時	
	予測されたトラブル	アンカー定着岩盤位置の変更	
	回避した事象	アンカー長の変更	
	工事への影響	変更設計による工期延期	
リスク管理の実際	判断した時期	詳細設計前	
	判断した者	地質調査・設計会社の管理技術者	
	判断の内容	斜めボーリングによる断層破碎帯の厚さ及びアンカー定着岩の確認	
	判断に必要な情報	アンカー定着岩盤	
リスク対応の実際	内容	追加調査	チェックボーリング
		修正設計	アンカー工
		対策工	アンカー工延長、数量
	費用	追加調査	2,600 千円
		修正設計	—
		対策工	—
		② 合計	2,600 千円
変更工事の内容	工事変更の内容	アンカー工の延長、数量	
	③ 変更工事費	64,800 千円	
	変更工期	—	
	間接的な影響項目	—	
	受益者	道路管理者、道路利用者、納税者	
リスクマネジメントの効果	費用(①-③-②)	-1,900 千円	
	工期	30 日以上	
	その他	断層破碎帯厚さ及びアンカーの定着岩盤位置を事前に把握し、工事費の削減及び工期遅延を回避した。	

[論文 No. GR3]

### 「微動アレイ探査による埋没地形の検出と考察」

応用地質株式会社 ○伊藤亮太、小西千里、寺田悠祐  
中嶋勳雄（地質リスク・エンジニア 登録番号 137）

#### 1. 事例の概要

本事例は、国道のバイパス事業における調査段階において、地質リスクの発現を未然に回避した事例である。事業区間では、道路盛土と補強土壁が計画されている。道路設計では、圧密や変形などの変状の発生原因となる沖積層（軟弱層）の分布範囲や深度を「調査段階」で詳細に把握し、必要な対策を講ずることで、地質リスクの見落としや手戻りなく事業を推進することが重要となる。軟弱層の分布を把握する手段として、一般にボーリング調査や各種サウンディングが実施される。しかしながら、調査コストや工期、あるいは用地の制約条件等の問題により、限られた本数のボーリング調査やサウンディングの結果から道路直下の地質分布を推定することから、自ずと地質状況の把握には限界がある。そのため、地質分布が推定どおりでは無かった場合には、道路盛土や擁壁設置、軟弱地盤改良などの施工段階や道路供用後の維持管理段階において地質リスク（道路や擁壁の沈下・変形）が発現し、それに伴う追加調査や補修対策等による施工工程の遅れや現道の交通障害の発生が懸念される。

本事例は、道路盛土の計画区間に対して、ボーリング調査に加えて2次元微動アレイ探査を実施し、地質分布の推定精度の向上を図ったものである。その結果、ボーリング調査だけでは把握し得なかった埋没谷地形（地質リスクとなる軟弱地盤の局所的分布）を把握することができた。さらに、追加調査として、探査結果の検証を目的とした検証ボーリング調査と、埋没地形の面的な広がりや把握を目的とした3次元常時微動トモグラフィ探査を実施した。その結果、埋没谷地形の存在を直接的に確認するとともに、 $N$ 値の小さい沖積層粘性土が層厚約20mで分布すること、埋没谷が道路に斜交して分布することが確認できた。

埋没谷が分布する区間は、前後区間に比べて沖積層（軟弱層）が厚く堆積するため、道路縦断の不同沈下の発生が懸念される。また、圧密沈下の収束時間も前後区間と異なるため、施工工程にも遅れが生じる。さらに、軟弱地盤対策として地盤改良を行う場合には、予め設定する改良深度（軟弱層底面）が大幅に異なり、工法選定や施工機械の見直しといった大きな手戻りが生じる可能性がある。以上より、調査段階で埋没谷地形の存在とその分布・性状を確認したことで、詳細設計段階が軟弱地盤技術解析や対策工検討が適切になされ、施工段階あるいは維持管理段階におけるリスク発現の防止に寄与したといえる。

#### 2. 事例分析のシナリオ

本事例における最大の課題は、道路盛土における圧密沈下や液状化等の地質リスクを確実に抽出し、対応することであり、そのために当該地の地形地質から想定される道路盛土区間の複雑な地質状況を詳細に把握することが課題であった。ボーリング調査は、コア観察による地質の直接確認とともに様々な物性値を原位置で直接取得できることが利点である一方で、ボーリング調査で得られる情報は点の情報であり、1地点に一定の調査期間と

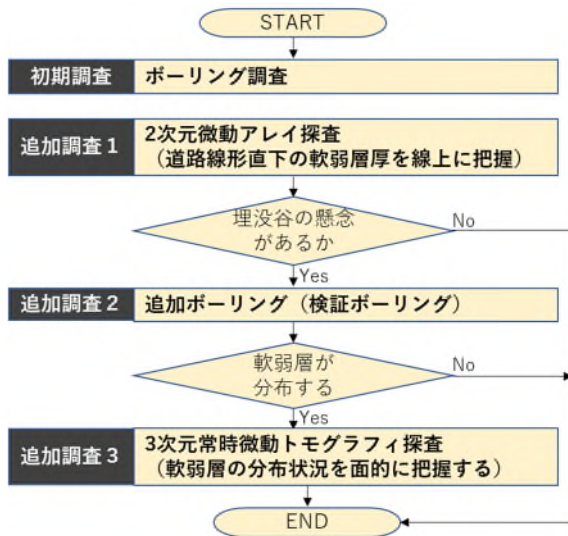


図1 地質調査の流れ

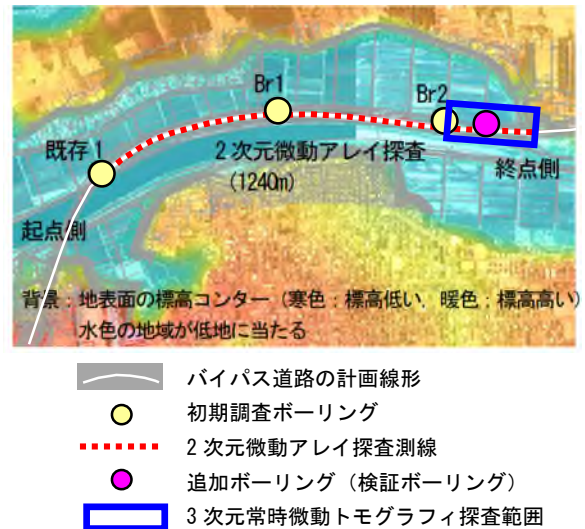
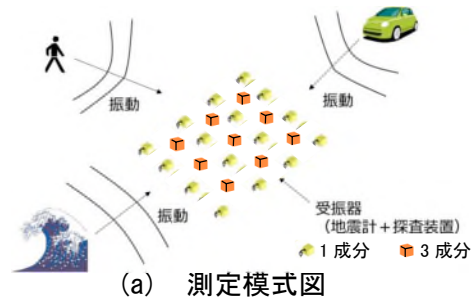


図2 調査位置図

コストを要する。さらには、用地上の制約条件や資機材搬入出ルート、給水ルート・手段の確保が困難等の理由で、必要な箇所ではボーリング調査が実施できない場合もあった。そこで、ボーリング調査に加えて、地盤のS波速度構造を連続的に測定することができる微動アレイ探査を組み合わせた調査を実施し、道路直下の沖積層（軟弱層）の分布範囲や深度の推定精度の向上を図った。初期調査として3地点でボーリング調査を実施したのち、図1に示す追加調査を段階的に実施した。なお、本事例のうち、2次元微動アレイ探査結果までは既往報告<sup>1)</sup>に記載されており、今回はそれを含む一連の調査結果について報告する。

### (1) 2次元微動アレイ探査

微動アレイ探査は、地表の微小振動（常時微動、もしくは単に微動と呼ぶ）を利用した物理探査手法である。表面波探査と同様に、周波数（波長）によって振動の伝わる速度構造を推定する手法であるが、表面波探査<sup>2)</sup>との違いは、人工的な起振源を必要としないことである。今回は、一般的な微動アレイ探査のように地震計を円周、あるいは三角形に配置して測定を行う手法ではなく、直線状に配置して直下のS波速度構造を取得した<sup>3)</sup>。この手法の特徴は、一度に多数の地震計を同時に利用することで効率的な測定を行うことである。使用した受振器（地震計）は図3(b)左に示す1成分のMcSEIS-ATである。GPS内蔵の独立型の探査装置のため、受振器を計測本部に有線接続する必要がなく、設置や移動を迅速に行うことができる。受振器に収録したデータは、測定終了後にWi-Fiを用いて無線でPCに転送可能で



(a) 測定模式図



(b) 受振器 McSEIS-AT  
(左：1成分，右：3成分)



(c) 探査状況

(●: 1成分, ○: 3成分)

図3 3次元常時微動トモグラフィ探査の測定模式図・探査装置・探査状況

ある。

(2) 検証ボーリング

2次元微動アレイ探査によって地質リスクとなり得る埋没谷地形の存在が示された。しかし、微動アレイ探査は地表面から測定する非破壊調査であり、地盤状況を直接確認していない。そのため、埋没谷地形が最も深くなる位置にて、探査結果の検証を目的としたボーリング調査（検証ボーリング）を実施した。調査方法は、通常のボーリング調査であり1m毎に標準貫入試験を実施した。

(3) 3次元常時微動トモグラフィ探査

埋没谷地形の面的な形状（軟弱層の変化、蛇行）を把握し、計画道路横断方向の設計条件を詳細に得るために、3次元常時微動トモグラフィ探査<sup>4)</sup>を実施した。使用した受振器は、図3(b)に示す1成分と3成分のMcSEIS-ATであり、格子状を基本として現地状況に合わせて配置した（図3(a)及び(c)参照）。

3. データ収集分析

(1) 2次元微動アレイ探査結果

探査結果は、探査測線（道路線形下）のS波速度断面図である（図4(b)参照）。同図より、ボーリング地点 Br-2 の終点側にS波速度の低速度の凹部を把握した。初期調査ボーリング（図4(a)参照）との対比によると、沖積層と洪積層の境界は、 $V_s \geq 100 \sim 110 \text{ m/s}$  に対応することから、S波速度の低速度の凹部は埋没谷地形であると推定した。

(2) 検証ボーリング結果

2次元微動アレイ探査により推定した埋没谷地形の検証を目的としてボーリング調査（検証ボーリング）を追加実施した。その結果、N値0~1の軟弱層が約20mの層厚で分布する埋没谷地形を確認した。

初期調査から検証ボーリングまでの調査結果により事業区間

の終点付近に埋没谷地形の存在が明らかとなった。埋没谷地形確認前後の推定地質縦断面図とS波速度断面図の対比を図5に示す。埋没谷地形に相当する位置の軟弱層厚を対比すると、初期調査時点では8mと推定していたところ、追加調査を行った結果、約20m（当

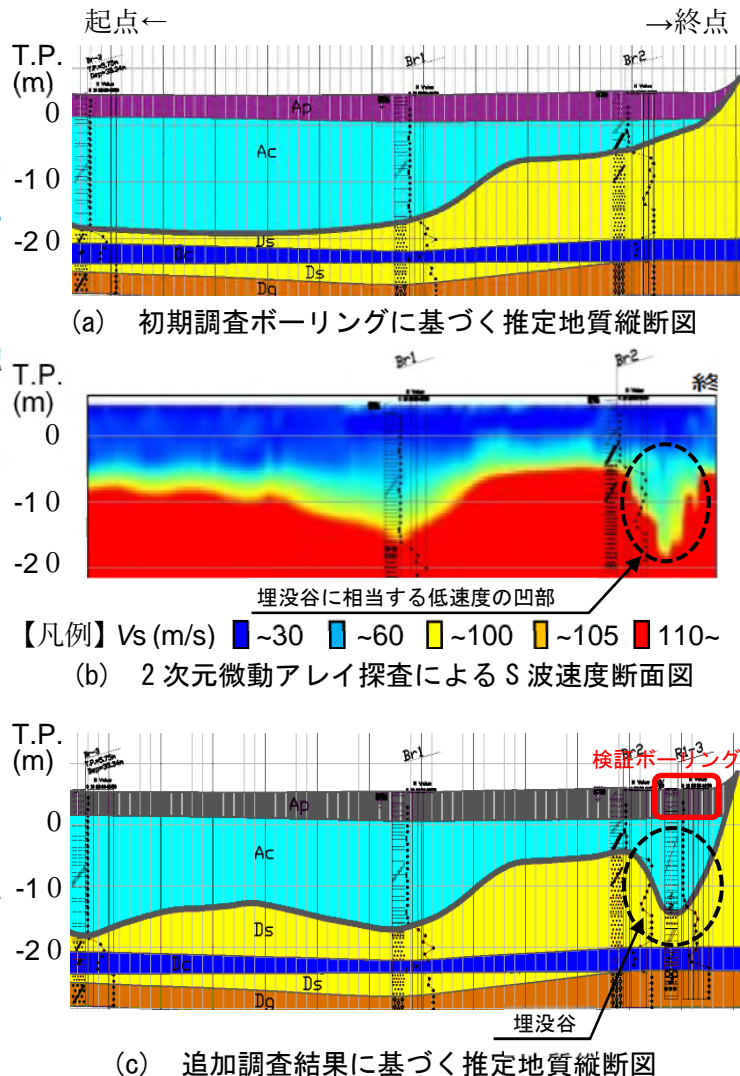


図4 各調査過程に基づく推定地質またはS波速度縦断面図

初比 約 2.5 倍) であることを確認した。

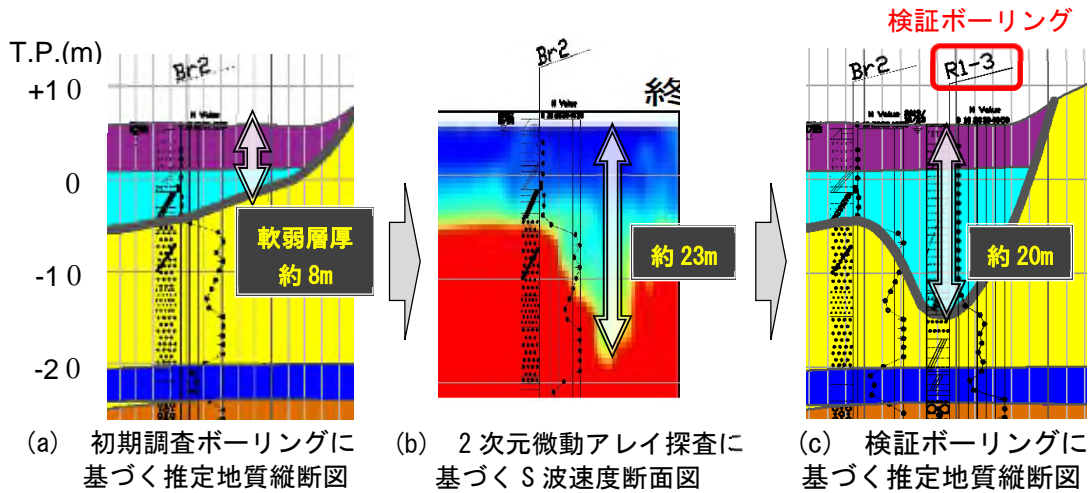


図5 埋没谷地形に相当する位置に推定される軟弱層厚の対比

### (3) 3次元常時微動トモグラフィ探査結果

3次元常時微動トモグラフィ探査では、通常使用する1成分の受振器に加えて、3成分の受振器を併用した。これによりH/Vスペクトルを把握することができ、そのピーク周波数から基盤面を推定することができる。今回は、ボーリング調査で確認した沖積層下面深度と、1成分の2次元微動アレイ探査及び3次元常時微動トモグラフィ探査から得られたS波速度構造に加えて、3成分の解析結果から得られる基盤面の深度を総合的に評価することで、道路盛土範囲に対する埋没谷の形状を面的に推定し、埋没谷地形が旧河道と同様の線形であり、道路線形と斜交することを示唆する結果が得られた(図6参照)。

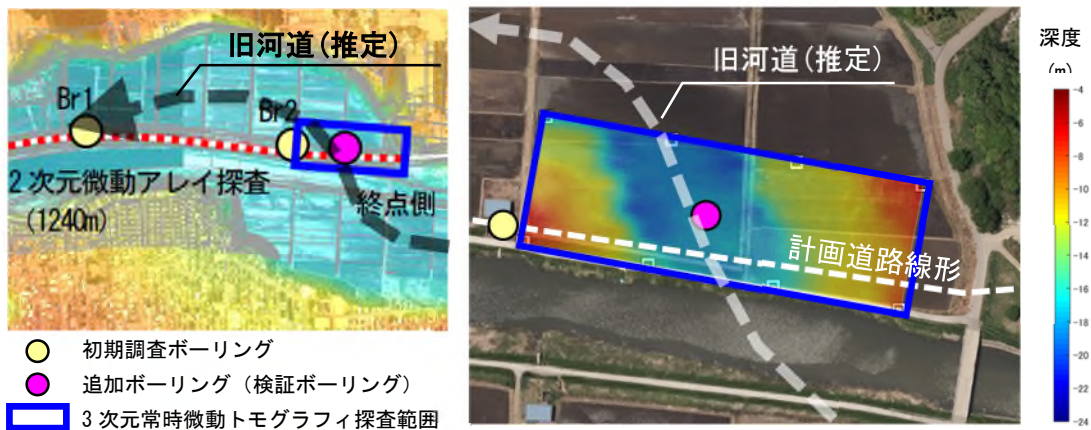


図6 3次元常時微動トモグラフィ結果から推定した基盤深度のコンター図

## 4. マネジメントの効果

調査段階で推定精度の高い地質縦断面図を取得できたことで、詳細設計段階でその結果にもとづき適切な軟弱地盤技術解析と対策工検討が実施され、地質リスクが回避されるものとする。なお、調査段階で埋没谷地形の存在が把握されずに設計・施工段階へ移行していた場合に、次の2点の地盤トラブルのいずれかが発生していた可能性を挙げる。

- ① 地盤改良におけるトラブル：軟弱地盤対策として地盤改良が施工される際に、軟弱層厚が当初想定よりも大幅に厚いことが確認された場合には、改良深度の再検討や施工機械の変更(中層混合処理工法から深層混合処理工法への変更)等の施工中断や手

戻りが生じる。

- ② 道路盛土の沈下トラブル：軟弱地盤の層厚が薄く、地盤改良は不要との設計にもとづき道路盛土が施工された場合には、道路盛土の施工直後あるいは道路供用後に予測沈下量を上回る沈下が発生し、不同沈下による道路縦断勾配の不陸の発生や、補強土壁の沈下・変形が生じる。また、これらの変状に対する対策工が求められる。

特に②について、道路供用後にリスクが発現した場合には、対策工事や想定以上の補修費用が発生するのみならず、現道の通行止め等による第三者の交通障害にまで影響が及ぶ恐れがある。

本事例では、初期調査から追加調査までの一連の調査により、従来の一般的な調査に比べて調査費用は増加したものの、調査段階で地質分布を詳細に把握したことでリスク発現を未然に回避できたことは、道路事業の円滑な推進にあたり、非常に意義が大きいものであったと考える。

また、調査段階でより詳細な情報を取得するためには、3次元常時微動トモグラフィ探査等の新技術の積極活用も有用であり、これによる効率化や高精度化の促進が期待される。

## 5. データ様式の提案

本事例は、A型（地質リスクを回避した事例）であることから、データ様式Aを用いて整理した（表1参照）。

## 引用文献

- 1) 花岡ら：2次元/3次元微動アレイ探査を用いたBIM/CIM地質モデルの作成事例，第1回 i-construction 推進に関するシンポジウム，土木学会，2019.
- 2) 物理探査学会：物理探査適用の手引き-土木物理探査マニュアル2008-，pp.91-109.
- 3) 小西千里・斎藤秀樹：軽量小型の独立型地震探査装置を用いた直線微動アレイ探査，第53回地盤工学研究発表会，2018.
- 4) 林 宏一，小西千里，Falkenstein, Kent, Craig, Mitch, Wong, Leong Toh，鈴木晴彦、劉瑛、田原道崇：二次元および三次元常時微動トモグラフィの開発と適用事例，物理探査学会第138回学術講演会論文集，pp.79-82，2018



表1 データ様式A (リスクを回避した事例) (修正無し)

大項目	小項目		データ
対象工事	発注者		非公開
	工事名		非公開
	工種		道路盛土(軟弱地盤対策)
	工事概要		新規バイパス道路事業
	①当初工事費		—
	当初工期		—
リスク回避 事象	予測されたリスク 発現時期		道路予備設計のための地質調査時 or 道路施工時・道路供用後
	予測されたトラブル		道路盛土の不同沈下、側方変形、すべり破壊
	回避した事象		同上
	工事への影響		—(施工前段階)
リスク管理 の実際	判断した時期		詳細設計着手前の詳細地質調査の実施計画時
	判断した者		発注者及び受注者
	判断の内容		道路盛土の詳細設計として軟弱地盤技術解析および 対策工検討の実施にあたり、業務地の地形地質の特 徴を踏まえ、道路縦断の軟弱地盤の分布状況(軟弱地 盤厚さ)を詳細に把握する必要があると考えた。従来 のボーリング調査の単独実施では、コスト・工期の面 で正確な軟弱地盤分布の把握が困難であると判断し、 物理探査(微動アレイ探査)の追加実施を提案した。
	判断に必要な情報		ボーリング調査結果と物理探査結果の総合解釈による 2次元・3次元的地層分布
リスク対応 の実際	内容	追加調査	ボーリング調査、2次元微動アレイ探査、3次元常時微 動トモグラフィ探査
		修正設計	設計業務にて検討
		対策工	沈下対策等を設計業務にて検討
	費用	追加調査	—
		修正設計	—
		対策工	—
		②合計	—
変更工事の 内容	工事変更の内容		—
	③変更工事費		—
	変更工期		—
	間接的な影響項目		—
	受益者		—
リスクマネジ メントの効 果	費用(①-③-②)		—
	工期		—
	その他		1. 施工時にリスクが発現した場合 軟弱層厚が当初想定よりも大幅に厚いことが確認さ れた場合には、改良深度の再検討や施工機械の変更 等の施工中断や手戻りが生じる。 2. 施工後・供用後にリスクが発現した場合 予測沈下量を上回る沈下が発生し、不同沈下による 道路縦断勾配の不陸の発生や、補強土壁の沈下・変 形が生じる。また、これらの変状の対する対策工が求 められる。

[論文 No. GR4]

山岳地域の高速道路 4 車線化における地質リスクの検討事例

川崎地質株式会社 ○徳間伸介（地質リスク・エンジニア 登録番号 127）・  
 榎原信夫・大坪智博（地質リスク・エンジニア 登録番号 90）・太田史朗

1. 事例の概要

本事例は、山岳地域の高速道路 4 車線化事業に伴い、暫定 2 車線区間におけるⅡ期線施工範囲の地質リスク（事業費や工期に影響を及ぼす地質や地下水等に起因するリスク）の抽出及び検討を行うことで、リスクの回避に寄与したものである。

検討区間は延長 28.8km で、急峻地形を含む山岳地域を主体としており、道路構造はトンネル・切土・橋梁・盛土を主とする。地形状況は、多数の地すべり地形や断層に起因するリニアメント等によって特徴付けられる。構成される地質は、新第三紀中新世の凝灰岩や泥岩等の堆積岩と流紋岩・安山岩等の火山岩を主体とする。特に流紋岩の貫入岩周辺は熱水変質による岩盤の劣化や鉱山の分布といった特徴がある。（図 1 を参照）

Ⅱ期線施工に先立ち、資料収集整理・地形判読・現地踏査・地質リスク解析・評価検討を行った結果、重要度が高く完全なリスク低減対策が必要な事象として、1) トンネル坑口部の地すべり（2 箇所）と 2) 流れ盤による切土法面崩壊（1 箇所）が抽出された。本論では、これらのリスク抽出・評価までのプロセスやリスク対応策の検討結果等について報告する。

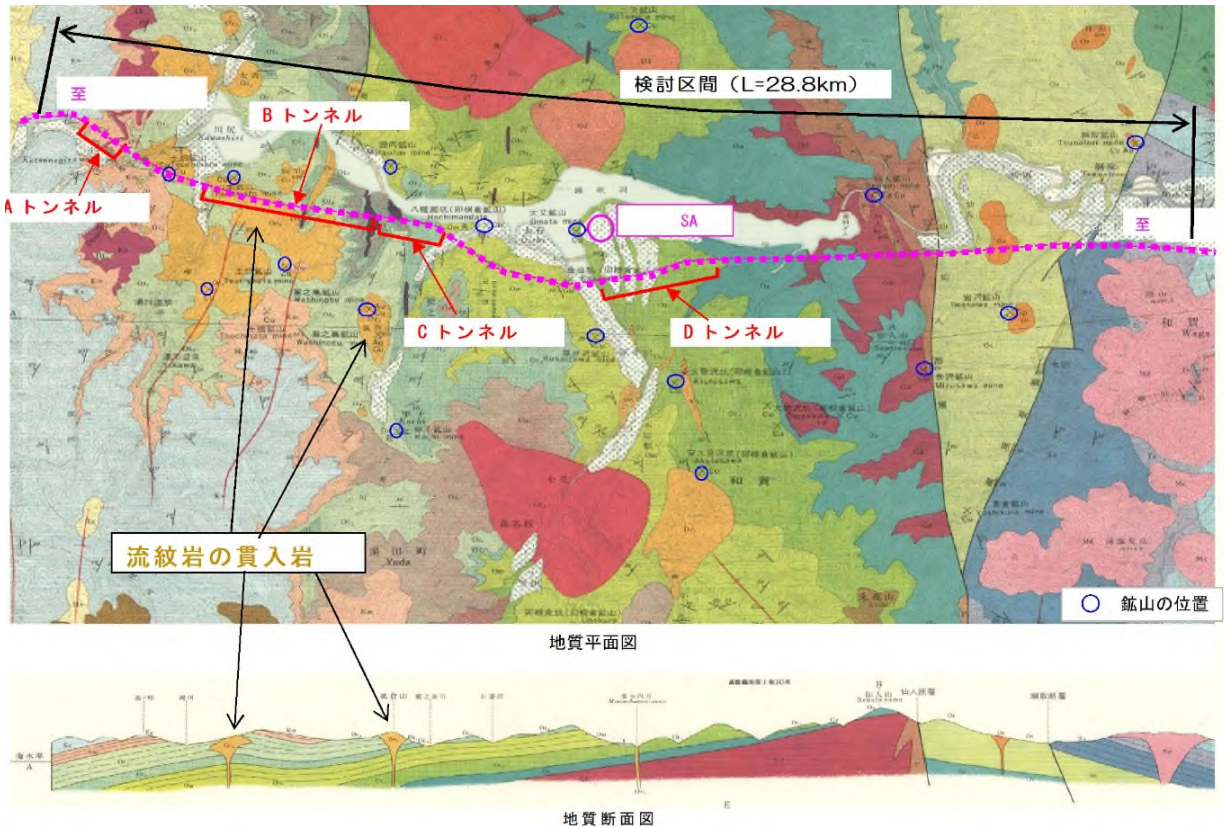


図 1 地質リスク検討区間の地質図

## 2. 事例分析のシナリオ

対象区間において、地質リスクの回避に向けたプロセスである検討フロー図を図2に示す。以下に各プロセスの内容を示す。

### (1) 資料収集整理

文献資料、被災履歴、地形図や航空写真等、地質リスク検討に必要な資料を収集する。

### (2) 地形判読

収集した資料や図面を用いて地すべり地形・断層地形等の机上判読を行う。判読には航空レーザ測量成果（LP データ）も活用する。

### (3) 現地踏査

想定される地質リスクを対象としてその要因の確認のため現地踏査を実施する。併せて既設構造物の変状を確認する。

### (4) 地質リスク解析（リスクの抽出）

上記3項目の調査結果に基づき、対象範囲の地質リスクの抽出を行う。

### (5) 地質リスク評価

抽出したリスクについて、リスク発生による事業への影響度やリスクの発生確率を整理し、リスクのランク付けを行う。リスクランクの設定は、図3に基づいて行う。

### (6) 地質リスク対策工検討

(5)で検討したリスクに対する対応策（リスク回避策）を検討するとともに、その概算費用を算出する。

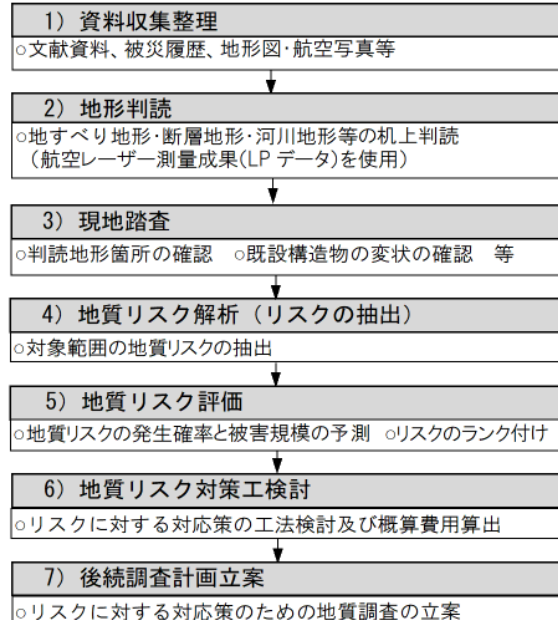


図2 地質リスクの検討フロー図

		可能性の高さ(発生確率) L				
		非常に低い (1)	低い (2)	中程度 (3)	高い (4)	非常に高い (5)
影響度 E	非常に低い (1) 事業の継続に影響を与えない	C	C	C	C	B
	低い (2) 軽微な修復で事業継続可能となる影響	C	C	B	B	A
	中程度 (3) 大きな損失を受けるが事業は継続可能で、遅延がある	C	B	B	A	A
	高い (4) 事業が中断または大規模な遅延となる影響	C	B	A	A	AA
	非常に高い (5) 事業の継続不能となる影響	B	A	A	AA	AA

(注) リスクスコア(リスク程度)  $R = E \times L$   
 AA: リスクを回避することが望ましいリスク事象 ( $R = 20 \sim 25$ )  
 A: 詳細な地質調査を実施して、完全なリスク低減対策を講じるべきリスク事象 ( $R = 10 \sim 19$ )  
 B: 地質調査を行い、調査結果に応じた適切なリスク低減対策を講じるべきリスク事象 ( $R = 5 \sim 9$ )  
 C: リスク回避や低減対策を必要とせず、施工段階へリスクを留保することが可能な事象 ( $R = 1 \sim 4$ )  
 ※ 発生確率のランクは当該事業ごとに、事業や工事の特性を考慮して定義

図3 地質リスクランクの評価区分  
(出典：地質リスク調査検討業務実施の手引き (一社) 関東地質調査業協会 R1.3 より引用)

## 3. データ収集分析

ここでは、検討区間を構成する道路構造のうち、リスクを回避するための対応策が必要となったトンネル部と切土部のデータ収集分析結果を示す。

### (1) トンネル部

資料収集整理・地形判読・現地踏査により対象区間のトンネル部で抽出された地質リス

クは下表の3項目である。

表1 トンネル部で抽出された地質リスク項目

発現する可能性が高い地質リスク	地質リスク発現事例	リスク要因
(1)トンネル掘削による地山の緩みに伴う地すべりの発生(トンネルリスク①)	地すべり	地山の緩み、休眠中地すべりの再活動、強度低下
(2)断層破碎帯における切羽崩壊と突発湧水(トンネルリスク②)	切羽崩壊、突発湧水	断層破碎帯、膨潤、被圧地下水
(3)掘削ズリからの重金属と酸性水の発生(環境問題)(トンネルリスク③)	ズリの重金属汚染	試料採取箇所、風化

この中で、特にリスクの高い事象として、「トンネル掘削による地山の緩みに伴う地すべりの発生」について詳細に述べる。

① トンネル掘削による地山の緩みに伴う地すべりの発生リスク

検討区間には地すべり地形が多数分布し(図4)、その一部は供用中のI期線を横断している(図5)。特に、トンネル区間ではAトンネルとBトンネルの坑口部を地すべりが横断し、既往資料から推定されるすべり面とトンネルとの離隔が2D以内、あるいは地すべり内に包有される位置関係であることが明らかとなった(図5~6)。上記2箇所は、II期線施工による地すべり発生リスクが極めて高いため、リスクランクAと判定し、リスクを回避するための対策工の検討を行った。

安定解析ではII期線トンネル掘削の影響を考慮してすべり面強度の低減を行って計算した結果、安全率の低下率はAトンネルで4.5%、Bトンネルで3%であった。本事例では計画安全率を満足する対策工の検討を行った結果、地形条件・施工条件を踏まえ、最適な工法として鋼管杭工を提案した(図6)。

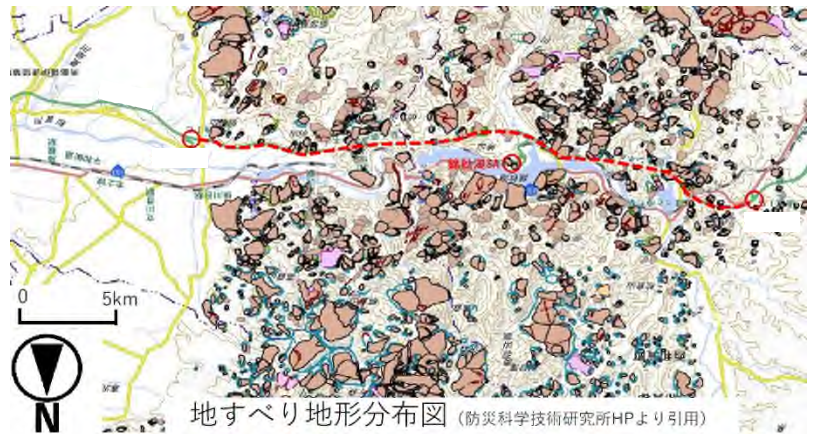


図4 検討区間の地すべり地形分布図 (防災科学技術研究所HPより引用)



図5 Aトンネル・Bトンネルを横断する地すべり地形 (地形図はLPデータより作成)

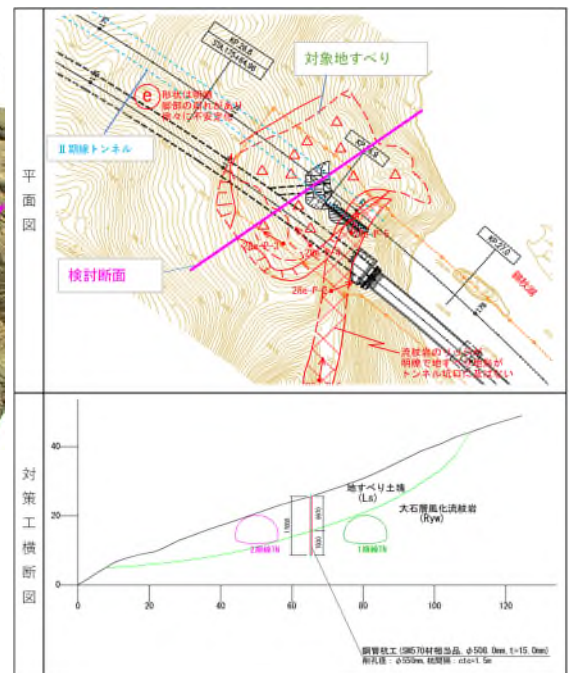


図6 Bトンネル終点坑口の地すべりと対策工概要図(鋼管杭)

(2) 切土部

資料収集整理・地形判読・現地踏査により対象区間の切土部で抽出された地質リスクは下表の3項目である。

表2 切土部で抽出された地質リスク項目

発現する可能性が高い地質リスク	地質リスク発現事例	リスク要因
(1) 流れ盤の地質構造におけるのり面崩壊	岩盤すべり、岩塊抜け落ち	流れ盤、亀裂性岩盤
(2) 地すべり地における切土ののり面崩壊	地すべり	休眠中地すべりの再活動、強度低下
(3) 地山のスレーキングによるのり面崩壊	のり面の浸食、崩壊	応力開放、風化促進、スレーキング、膨潤

この中で、特にリスクの高い事象として、「流れ盤の地質構造におけるのり面崩壊」について詳細に述べる。

① 流れ盤の地質構造におけるのり面崩壊リスク

検討区間の切土部全18箇所について、R側及びL側のり面の地質・地質構造を資料調査により整理した結果、1箇所(切土番号;切-15)で傾斜角 $20^\circ$ の流れ盤構造であることが確認された(図7~8)。この地点ののり面勾配(1:1.2)と地層の傾斜角度から図9を用いて安定度を判定した結果、不安定側に近いことから、のり面崩壊のリスクが高いと評価した(リスクランクA)。

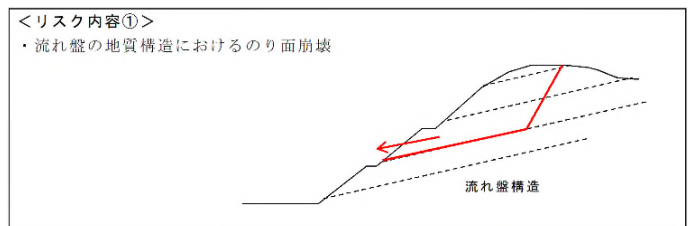


図7 地質リスクのイメージ図

当該箇所はすでに4車線化済みで安定した切土ではあるが、今後切土が必要となった場合、詳細な対策が必要となることが想定される



図8 流れ盤構造となる切土のり面(切-15地点)

4. マネジメントの効果

本検討区間の高速道路の4車線化事業は、現在、調査設計段階であり、施工は開始されていない。上述したトンネル坑口地すべり2箇所と流れ盤のり面1箇所について、本リスク調査を基に詳細な事業進捗を計ることで、本来必要な調査や対策工の見落としのリスク回避につながると思慮される。

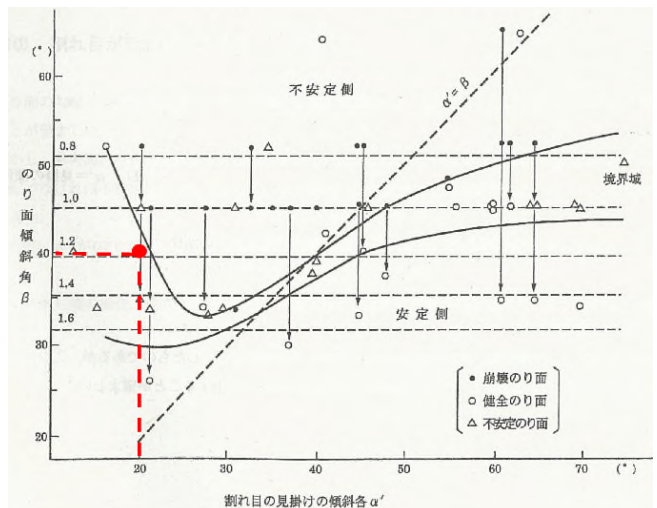


図9 流れ盤構造・のり面勾配と安定度の関係  
 (「設計要領 第一集 土工」(H28年;東日本高速道路株)より引用)

## 5. データ様式の提案

## A. 地質リスクを回避した事例

大項目	小項目		データ
対象工事	発注者		非公表
	工事名		非公表
	工種		高速道路の4車線化工事
	工事概要		トンネル・切土・橋梁 等
	① 当初工事費		非公表
	当初工期		非公表
リスク回避事象	予測されたリスク発現時期		-
	予測されたトラブル		道路の通行止め・地すべり崩壊による車両巻き込まれ
	回避した事象		トンネル坑口地すべり・切土のり面崩壊
	工事への影響		工程の遅延
リスク管理の実際	判断した時期		-
	判断した者		発注者及びリスク検討業者
	判断の内容		リスク内容確認のための調査実施
	判断に必要な情報		地形・地質情報
リスク対応の実際	内容	追加調査	ボーリング調査等
		修正設計	-
		対策工	地すべり対策・法面排土工
	費用	追加調査	-
		修正設計	-
		対策工	
		②合計	-
変更工事の内容	工事変更の内容		地すべり対策・法面排土工
	② 変更工事費		非公表
	変更工期		-
	間接的な影響項目		-
	受益者		高速道路ユーザー
リスクマネジメントの効果	費用(①-③-②)		非公表
	工期		-
	その他		現在、調査設計段階である

[論文 No. GR5]

### 「山腹斜面で道路施工中に発生した地すべりの事例」

株式会社エイト日本技術開発 ○工藤健雄（地質リスク・エンジニア 登録番号 109）

#### 1. 事例の概要

本事例は、新設農道が計画された山腹斜面において、土留め壁を施工中に、地すべりが発生した事例である。

対象斜面では、道路盛土の土留め壁の床掘を行った際に斜面で崩壊が発生したため、対策としてモルタル吹付と鉄筋挿入工が施工されたが、施工後間もなくモルタル吹付にクラックが発生した（写1、写2参照）。このため、変状が発生した斜面を広範囲に踏査したところ、背後に新しい亀裂は認められなかったが、不明瞭な旧滑落崖や頭部平坦地などの地すべり地形、植木の傾倒や根曲がりなどの植生異常が確認され、地すべりブロックが存在する可能性が極めて高いと考えられた。

当該斜面では、過去に近接する切土や構造物を対象とした弾性波探査やボーリング調査が実施されていたが、当地の地すべりに対するリスクについての指摘はされていなかった。このため、地表踏査の結果より図1に示す地すべりブロック（Aブロック）を設定し、調査ボーリング及び地すべり動態観測を実施した。調査ボーリングの実施中には、連続雨量 128 mm を記録する断続的な降雨で地すべりが大きく変動し、モルタル斜面の背後に開口亀裂が発生した。その後、地すべりは降雨に伴い滑動を繰り返したため、応急対策として水抜きボーリング工を施工し滑動の鎮静化を図った。



写1. 変状斜面全景



写2. モルタル吹付に発生したクラック



写3. 調査中の降雨で発生したクラック



写4. 地すべりブロック内の植生異常

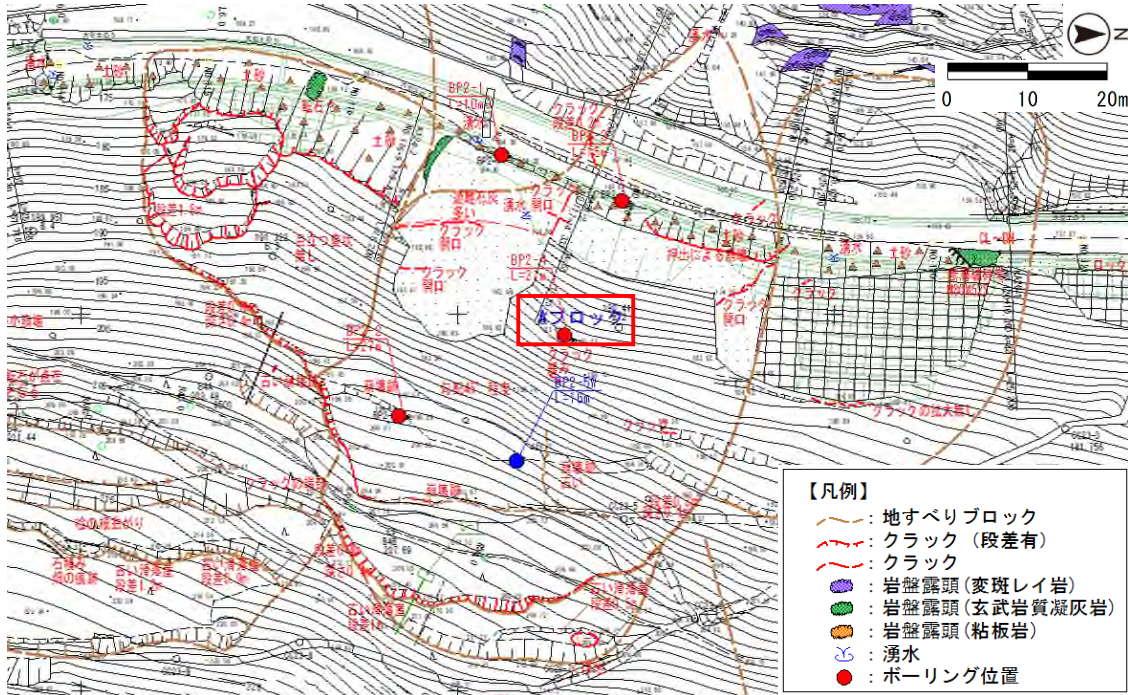


図 1. 対象地の平面図（図面上方に向かって A ブロックが滑動）

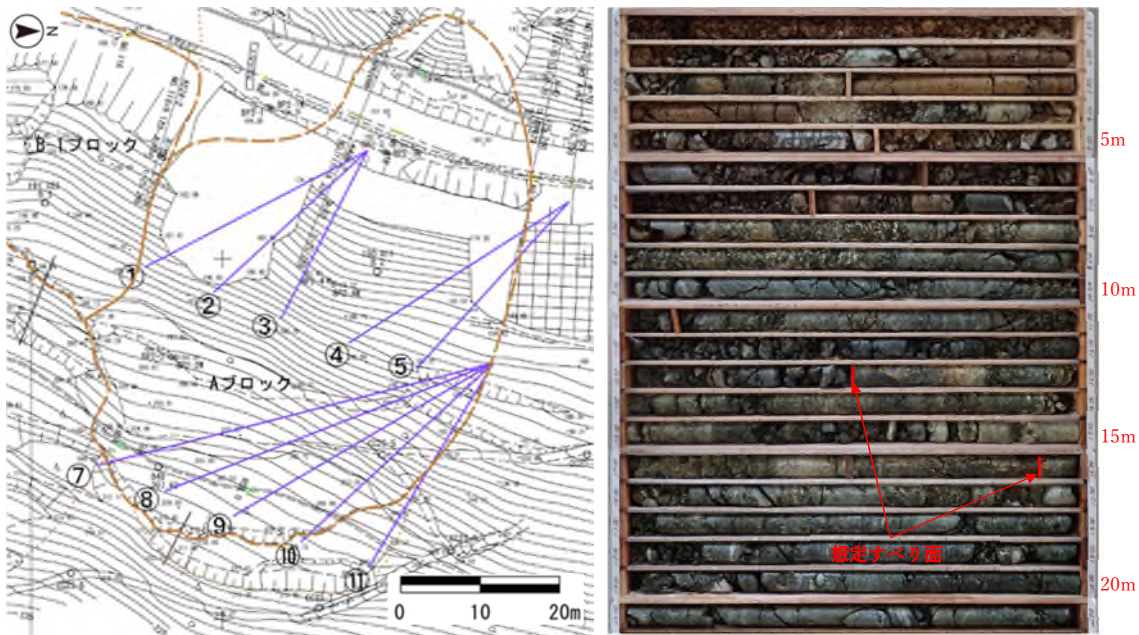


図 2. 応急対策の水抜きボーリング工配置図

写 5. ボーリングコア (BP2-4)

地質調査及び動態観測の結果から、当地を構成する地質は、変斑レイ岩や玄武岩質凝灰岩が圧碎された断層岩であることが確認された。これは、古生代舞鶴層群中の夜久野岩類と考えられるが、ボーリングコアを用いて X線回折を行ったところ、地すべり土塊内では高い頻度でスメクタイトが含まれることが確認された。

また、地すべりの規模は、幅 55m、長さ 85m、土塊層厚 15m 程度であることが分かった。地すべりの活動度を地盤伸縮計の変動種別でみると、応急対策前が変動 A(日変位量 1mm 以上、月累積変位量 10mm 以上)、応急対策後が変動 C(日変位量 0.02~0.1mm、月累積変位量 0.5~2mm)を示しており、応急対策として水抜きボーリング工を実施したことで、やや鎮静化したことを確認できた。



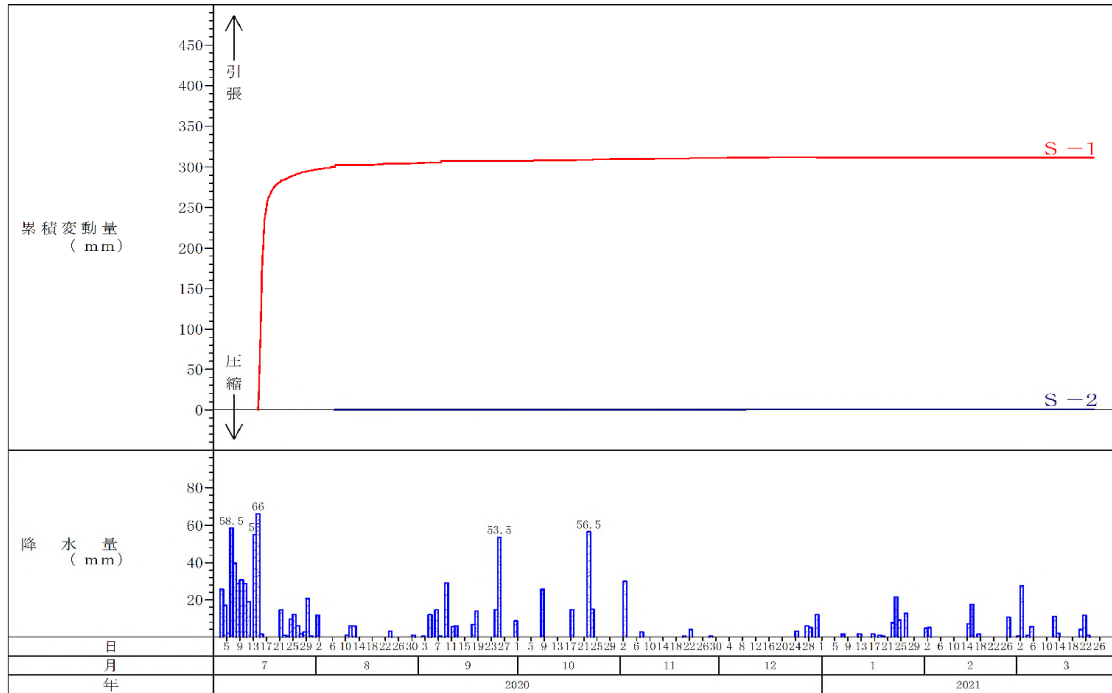


図 3. 地盤伸縮計累積変動図

当該地すべりの対策工については、地質調査と動態観測の結果を踏まえて安定解析が実施され、図 4 に示すグラウンドアンカー工と水抜きボーリング工が計画された。現況では、動態観測を継続しながらグラウンドアンカー工と水抜きボーリング工が施工され、地すべりブロック末端の土留め壁を施工中である。

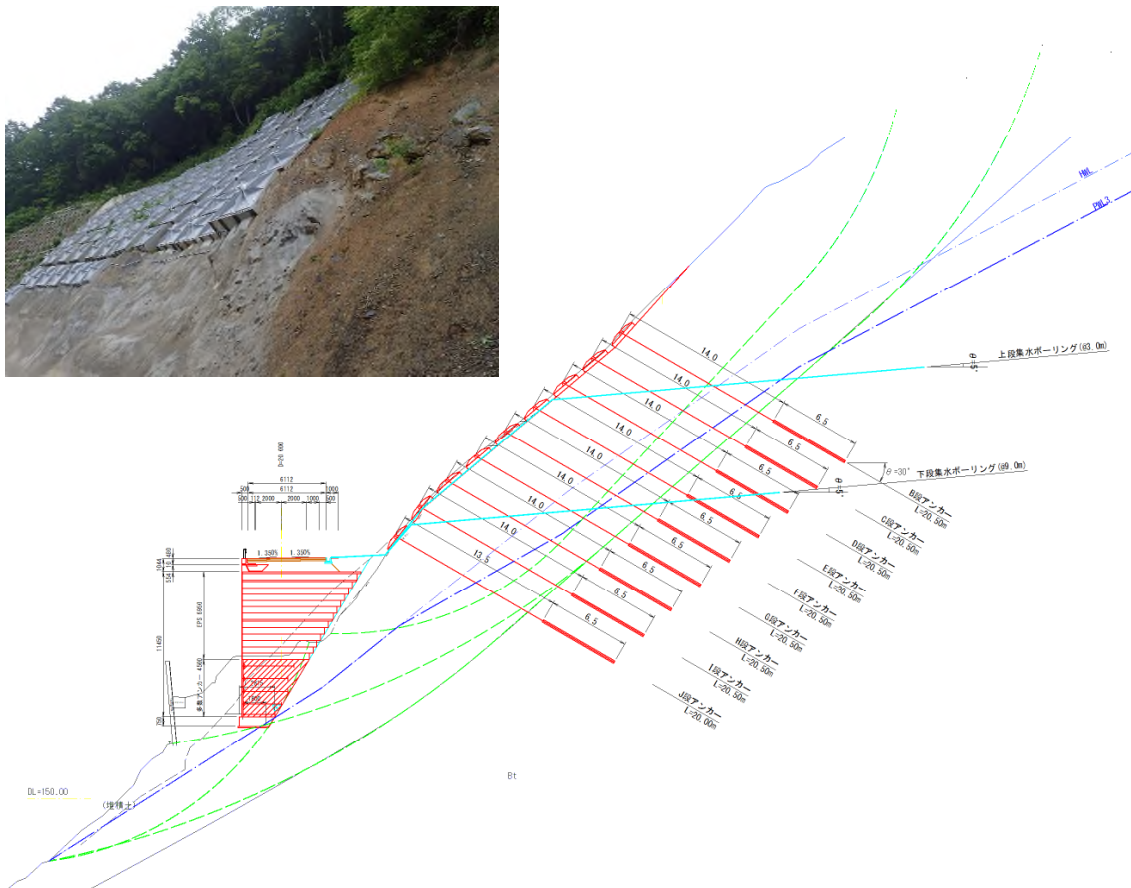


図 4. 対策工標準断面図

## 2. 事例分析のシナリオ

### (1) リスク発現の素因と誘因

対象地周辺には、夜久野岩類に属する断層岩が分布するが、熱水変質を受けスメクタイトを含むなど、脆弱な地質となっている。また、地すべりが発生した斜面は、山裾を流れる河川の浸食により形成された急斜面で、複数の地すべり地形が確認できる。



図 5. 一連の斜面に分布する地すべり地形

当該道路の過年度の業務データを見ると、路線の概略設計は、平成初期に行われており、当時は、規模の大きい切土箇所での地質調査が優先され、切土計画の無かった当該箇所の地質調査は実施されていない。その後、実施設計の段階で地すべり末端部を大きく掘削する土留め壁が採用されたが、地すべりブロックの存在については認識されておらず、床掘の施工によって地すべり末端を掘削し不安定化させてしまっている。このような経緯を踏まえ、今回発生した地すべりの素因と誘因をまとめると、図 6 のようになる。

#### 地すべりの素因(地形・地質)

- ・河川の浸食による急斜面の形成
- ・スメクタイトを含む熱水変質を受けた断層岩の分布
- ・地質構造的に地下水が集中しやすいこと
- ・上記により形成された地すべりブロックの存在

#### 地すべりの誘因(気象、工事)

- ・梅雨時期の豪雨等  
⇒地下水位の上昇に伴う間隙水圧の上昇  
土質強度の低下
- ・土留め壁と斜面崩壊対策工事  
⇒床掘掘削による地すべり土塊のバランス喪失  
⇒崩壊斜面へのモルタル吹付による排水不良

地すべり発生

図 6. リスク発現の素因と誘因

### (2) リスク発現を未然に防ぐためのマネジメント

当地で発生した地すべりの素因として、「地すべりブロックの存在」を挙げたが、これは、事前に地形解析や地表踏査で地すべり地形を抽出することで、存在の可能性を予測することが可能である。特に、近年では被災地や幹線道路沿いに LP データが整備されてきたこと、また、ドローンによる LP データの取得が容易となったことから、これらのデー

タを用いた微地形解析を行うことで地すべり地形などの地形・地質的リスクを机上で精度良く抽出することが可能となっている。

今回のような新設道路のケースでは、道路計画段階において、地形解析と地表踏査により地すべりブロックを抽出し、事前にリスクを把握していれば、地すべりを不安定化させない道路計画を行いリスクの発現を未然に防止できた可能性がある。また、実施設計段階であっても、地すべりブロックの規模や活動度を把握できていれば、工事の影響を最小限にできる工法を選択できた可能性があると考えられる。

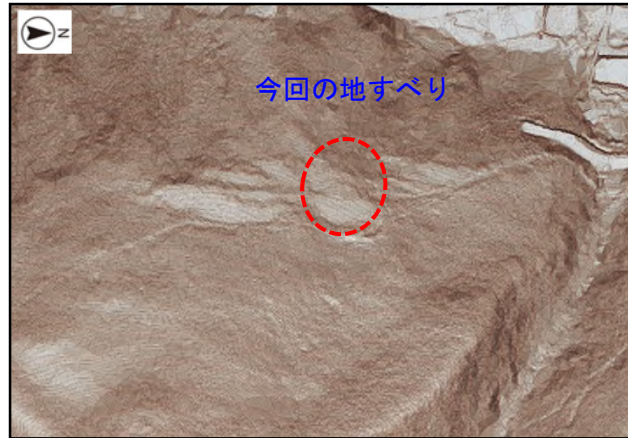


図 7. 当地の LP データで作成した CS 立体図

また、実施設計段階であっても、地すべりブロックの規模や活動度を把握できていれば、工事の影響を最小限にできる工法を選択できた可能性があると考えられる。

### 3. データ収集分析

本事例は、道路の施工によりリスクが発現し、対策としてグラウンドアンカー工と水抜きボーリング工が採用されている。このため、事前に道路計画段階で地すべり調査を実施し、地すべりに影響の無い道路計画とすることで、リスクが発現しなかったと仮定した場合の発生費用（ケース 1）と現況のように地すべりが不安定化した後に生じた対策費用（ケース 2）を比較し、大まかな経済損失額を想定することとする。

#### 【ケース 1：事前に地すべり調査を実施し、リスクが発現しなかったケース】

道路計画段階で地すべりの存在を把握し、地すべり調査を実施した上で地すべりに影響の無い道路線形を選択したと仮定する。地質調査は、調査ボーリング 4 箇所（ $\Sigma L=80m$ ）、動態観測（孔内傾斜計 4 箇所、地下水位観測 4 か所を 12 カ月）を想定する。設計費用は、道路の概略設計に含まれるものとして計上しない。以上により発生するコストは、純粋に地質調査の費用として以下ようになる。

①地質調査と動態観測の概算費用：約 1,500 万円

ケース 1 のコスト：約 1,500 万円

#### 【ケース 2：本事例のように地質リスクが発現した後に対策したケース】

本事例では、リスクが発現した後に地質調査を実施し、地すべり対策工としてグラウンドアンカー工と水抜きボーリング工が採用された。これらの費用は、以下になる。

① 地質調査、動態観測、応急対策工、対策工設計の概算費用：約 2,300 万円

② グラウンドアンカー工と水抜きボーリング工の工事費：約 30,000 万円

①+②ケース 2 のコスト：約 32,300 万円

### 4. マネジメント効果

今回の事例では、事前にリスクが発現しないようにマネジメントを実施したと仮定すれば、約 30,800 万円のコストを縮減できた可能性がある。

この事例が発生した一連の斜面では、未施工区間において、他にも複数の地すべりブロックの存在が確認されている。このため、施工の前に地質調査を実施し、対策工や道路計画の変更を検討中である。

5. データ様式の提案

本事例は、施工中の斜面で発生した地すべりに対する地質調査を実施したものであり、検討結果を B 表に整理した。

B. 地質リスクが発現した事例

大項目	小項目	データ	
対象工事	発注者		
	工事名		
	工種		
	工事概要		
	①当初工事費		
	当初工期	1年	
リスク発現事象	リスク発現時期	道路施工時	
	トラブルの内容	土留め壁の床掘削時に地すべりが不安定化	
	トラブルの原因	地すべり末端部の掘削	
	工事への影響	地すべり対策を優先し、施工を休止	
追加工事の内容	追加調査の内容	地表踏査、ボーリング、地盤伸縮計観測、孔内傾斜計観測、水位観測	
	修正設計内容	地すべり対策工の設計	
	対策工事	グラウンドアンカー工 水抜きボーリング工	
	追加工事	応急水抜きボーリング工	
	追加費用	追加調査	1,500万円
		修正設計	500万円
		対策工	30,000万円
		追加工事	300万円
	②合計	32,300万円	
	延長工期	3年	
	間接的な影響項目		
負担者	道路建設の事業主体		
リスク管理の理想像	対応(すべき)時期	ルート選定時、基本設計時	
	対応(すべき)者	道路建設の事業主体	
	対応(すべき)内容	地形解析、地表踏査、地すべり調査	
	判断に必要な情報	詳細な地形データ 地質調査結果	
	対応費用	調査	1,500万円
		対策工	
		③合計	1,500万円
	想定工事	工事概要	
④工事費			
工期			
リスクマネジメントの効果	費用((①+②)-(③+④))	30,800万円	
	工期	3年	
	その他		

[論文 No. GR6]

## 「擁壁背後の地盤沈下の地盤リスクを考慮した予防保全計画の提案事例」

株式会社藤井基礎設計事務所 ○齊藤龍太

### 1. 事例の概要

造成から30年以上経過した小学校の敷地内で、約10年前から大型ブロック擁壁（以下、擁壁と記載する）天端付近に設置してある水路の排水機能が悪くなり、地盤沈下が確認されていた（写真1）。同時に校舎の基礎コンクリートの表面が部分的に剥離し（写真2）、階段工の端部コンクリートに亀裂が発生していたと報告されている。このときは報告があったものの対策はされていない。

変状について関心が高いとは言えない状態であったが、2021年は島根県内で大雨による災害が多発する年となった。小学校付近の河川が氾濫しそうになった状況に接して、従前より変状を認知していた学校側より、安全性の評価と今後の方針について検討することを求められた。ただし限られた予算内で検討することが求められたため、詳細な地質調査は実施できない。そこで、現地調査・資料調査の結果により、想定した変状機構に沿って地盤リスク項目を洗い出した。リスクランクを算出し、対策計画の優先順位を作成した。簡易計測では緊急性は見られなかったため、予知保全の観点から、崩壊に至る予兆を事前に察知するための定期点検を提案した。

今回の事例は、地盤変状が発生しているが、実際の対策工事は実施していない。また調査結果により対策工を小規模化などから段階的に取り組むことを提案した事例である。そのため、地質リスクマネジメントの事例タイプの分類に厳密には当てはまらないが、あえて分類するならば、将来的にリスクを回避するという点でA型とした。



写真1 地盤沈下の状況



写真2 コンクリート構造物の剥離と亀裂

### 2. 事例分析のシナリオ

#### (1) 発注者ニーズと目的の確認

発注者は小学校を管理している教育委員会であった。そのため発注者のニーズは以下のようにまとめられる。なお、ニーズ強さの強弱については著者の私見である。

- ・校舎に危険が直ちに迫っているかの評価判定（ニーズ：強）

- ・擁壁が直ちに崩壊する可能性の評価判定（ニーズ：強）
- ・地盤変状メカニズムの想定（ニーズ：中、発注時の業務項目）
- ・今後の調査・対策工の計画立案（ニーズ：中、発注時の業務項目）

今回の業務で変状の対応方針を決め、発注者は今後の詳細調査および対策工の予算計画を立案するという位置付けである。事業段階としては施設を使用しているため維持管理段階である。しかし、発生した変状にこれから取り組むという点で、目的や留意点の面では構想・計画段階に近い<sup>1)</sup>。

## (2) 地質リスク情報の抽出

発現した変状メカニズムの想定と将来的に発生する地質リスクを抽出するため、下記の既存資料を調査した。既存資料として、発注者が当時の工事資料を保管していたが、対象箇所の記録は部分的であった。施工業者やメーカーにも問い合わせたが、すでに残されてはいなかった。資料調査の結果をまとめて、表-1 に示す。

- ・発注者が保管していた工事資料（造成図・施工写真・工事数量が部分的に残る）
- ・空中写真・造成計画平面図
- ・現地踏査による変状位置の比較
- ・気象データ記録（気象庁 HP より近隣の観測点を選定）

表 1 資料調査のまとめ

施工資料	<ul style="list-style-type: none"> <li>・背後地盤は N 値 1 程度の軟弱層である。</li> <li>・隣接の体育館は杭基礎である。</li> <li>・埋戻土に現地発生土として粘土質砂（<math>\phi = 3.5^\circ</math>）が使用され、部分的にブロックが変状したと想定される。</li> <li>・変状後に購入土に設計変更の申請記録がある。</li> </ul>
地形変遷と 現地の変状	<ul style="list-style-type: none"> <li>・敷地拡張のため擁壁と盛土で平地を増やしている。</li> <li>・盛土が既設法面上に造成した。</li> <li>・地盤沈下範囲や構造物の変状箇所は、敷地造成された箇所と重なっていた。</li> <li>・過去の空中写真では、近隣に地すべり地形は見られなかった。</li> </ul>
過去の気象	<ul style="list-style-type: none"> <li>・発注のきっかけとなった 2021 年の年間降水量は約 2600mm であった。これは造成から調査までの期間で過去 3 位の降雨量である。</li> <li>・年間積雪量は、この 10 年はやや減少傾向に見える。</li> <li>・近隣の地震データで、2000 年以降に震度 4 を 3 回観測した。</li> </ul>

## (3) 地質リスク現地調査

### ① 現地踏査

現地踏査で確認できた事項を表-2 に示す。地盤沈下が発生しているのは擁壁の背後である。沈下範囲を横断上に投影すると概ね主働崩壊角と一致すること、擁壁足元の歩道が変状していること、ブロックが部分的に緩んでいることを考慮すると、敷地内の地盤沈下

は擁壁の変状に起因している可能性が高いと想定した。

擁壁天端をみると、歩道の変状箇所が顕著である部分の目地が後方回転しているように変状していた。

## ②簡易計測

詳細な地質調査を実施する代わりとして、以下の簡易計測により現状把握を試みた。観測期間は約半年で、豪雨および融雪後に変動量と定点撮影・目視にて現状を確認した。

- ・ 亀裂計の設置（水路目地・構造物の亀裂箇所）
- ・ コンベックスによる簡易沈下量計測
- ・ 水準測量

表 2 に観測結果のまとめを示す。観測手法として、簡易沈下量計測を実施していた場所に小動物による穴ができるなどハプニングがあったが、観測結果によって定量的に地盤変状を示すデータは得られなかった。写真比較により、定性的に地盤沈下が進行したような感じはしたが、明瞭ではなかった。観測期間の降雨量および降雪量が、例年と比較してやや少ない条件も影響していたかもしれない。ただし、周辺の地盤変状は見られないが、コンクリートに発生した亀裂の変状には進行性が見られた。

表 2 現地調査のまとめ

現地踏査	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 階段端部コンクリートに亀裂があり、大型ブロック側の地盤が沈下している。</li> <li>・ 亀裂は大型ブロックとほぼ平行に発生している。</li> <li>・ 大型ブロックに緩みが見られる（変状している）。</li> <li>・ 天端の目地にズレがある。</li> <li>・ 歩道が変形している。</li> <li>・ 大型ブロックの法尻から、湧水がある。</li> </ul>
観 測	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 亀裂計の観測から、階段端部コンクリートの亀裂は拡大している。</li> <li>・ 側溝目地はほぼ変状は見られない。</li> <li>・ 簡易沈下量計測と写真比較から、地盤沈下がわずかに進行した可能性がある。</li> <li>・ 水準測量に有意な変状は見られないが、強いて言えば融雪後に全体的な沈下傾向がある。（高さ基準点の計測誤差の可能性もある）</li> </ul>

## 3. データ収集分析

### (1) 地質リスク解析

#### ①地質リスクの抽出

調査結果を総合すると、以下のことが言える。

- ・ 敷地内の地盤沈下および歩道の変状は、造成した擁壁の変状に起因する。
- ・ 今回の計測範囲では、変状が進行中の可能性はあるが、顕著ではない。

地質リスクの抽出をする上では、擁壁の変状・損傷の発生形態<sup>2)</sup>を参照した。このうち、亀裂の発生状況からすべり性のあるものは可能性が低いと判断した。擁壁自体にも単体では明瞭な損傷は無かったため、躯体の損傷の可能性も除外した。

これらに施設の維持管理面から重要な事項を抽出し、変状とその誘因となる地質リスクを抽出した（表 3）。

表 3 地質リスクの抽出

項目	注目する要因
大型ブロックの滑動／転倒	(ア)地下水流入による水圧の増加 (イ)埋戻土の劣化等による強度不定 (ウ)地震による慣性力の増加
背後地盤の沈下	(エ)埋戻土／基礎地盤の圧密沈下
吸出し／背面の空洞化	(オ)地下水が流入しやすく吸出されやすい (カ)埋戻土が細粒分を多く含み流出しやすい
地質リスク以外の注意点	(キ)変状の進行性 (ク)校舎自体の健全性

(2)地質リスクの分析・評価

表-3 にて抽出した地質リスクについて、主観的ではあるが影響度と発生確率を想定し、表-4 によってリスクランクの判定を行った。判定結果を表 5 に示す。

表 4 リスクランクの組合せの判定表<sup>1)</sup>

		発生確率		
		小	中	大
影響度	大	B	A	A
	中	C	B	A
	小	C	C	B

(3)対応方針の提案

表 5 にて抽出した地質リスクに対して優先的に対応する計画を提案した。すなわち、まずはリスクランク A である、地下水の流入による水圧増加（検討項目 ア）・変状の進行性の詳細観測（検討項目 キ）に対応するため、排水ボーリングと伸縮計観測を計画する。その後も変状が継続する場合には、リスクランク B に対応してアンカー工を計画するという段階的な維持管理計画である。

しかしながら、変状の進行が現時点では不明瞭であり、工事予算を確保することか現実的に困難であった。そのため最小限の定期点検で監視し、変状の進行を予防しながら施設を保全する視点で、維持管理を行うこととなった。その前提として、今後の変状シナリオを想定した。



表5 リスクランクの判定結果

検討項目 (リスク要因)	安定性の影響度	事象の発生確率	地質リスク ランク
ア) 地下水の流入による 水圧増加	中 不安定化するのは一時的であるため。	大 法尻から排水していることを確認。	A
イ) 埋戻土の劣化等による 強度不足	中 設計上は問題があるが、計算時に安全率を見込んでいるため、直ちに崩壊はしないと想定。	中～小 造成から30年以上は自立しているため、安全率 $F_s > 1.0$ と想定される。施工中に埋戻土の変更協議記録があり、それまでは良質土だったと想定される。一方で粘土が混入していた可能性は否定できない。	B～C
ウ) 地震による慣性力の 増加	中 不安定化するのは一時的であるため。	小 気象庁の記録では、2000年以降は震度4を3回しか経験していない。	C
エ) 埋戻土/基礎地盤の 圧密沈下	中 恒常的な不安定化要因であるが、変状が進むと擁壁に作用する土圧は低下する。	中 地盤変状が顕著なわりに、大型ブロックに破損は見られないため、沈下による変状の可能性は高い。一方で造成から30年経過しているため、圧密沈下は、ほぼ収束していると思われる。	B
オ) 地下水流入による吸 出し/空洞化	小 吸出しが進んでも擁壁自体の安定性への影響は小さい。	大 岩盤境界付近に排水孔の処理がある。岩盤斜面と近接していると推定され、ブロック背面付近を水が流れやすいと推測される。	B
カ) 埋戻土の細粒分が吸 出される	小 吸出しが進んでも擁壁自体の安定性への影響は小さい。	小 施工時の記録から、細粒な発生土は用いられず、良質土を用いたと想定される。	C
キ) 大型ブロック変状の 進行性	大 大型ブロック変状が進行していることが判明すれば、緊急対策が必要となる。	中～大 (不確定) 観測結果では変状が見られた箇所があった。	A
ク) 校舎自体の健全性	大 現在使用しており、もし変状があれば、職員、児童の安全を確保できない。	小 (不確定) 建物が不同沈下していれば、壁面等にも亀裂が入るが、現在は見られないため。ただし、詳細な調査はしていない。	B (不確定)

①擁壁が不安定化している場合の変状シナリオ

擁壁の変状機構のうち1) 大型ブロックの転倒・支持力不足、2) 大型ブロックの滑動の場合は、背後地盤の安定が失われていく過程であることから、今後の変状として地すべり崩壊と同様のシナリオが想定される。すでに変状を確認しているが、加速度的な変状は見られないため、現状は第2次クリーブ内であると想定した。最後の破壊に至る直前に、変状は再び加速度的に進行すると想定されるため、その予兆を見逃さないようにする。

②背後地盤が沈下している場合の変状シナリオ

擁壁の変状機構のうち、軟弱地盤の沈下の場合は、時間の経過とともに沈下量が減少していく。現在、造成してから30年経過しており、今後も変状が続くとしても、その沈下量は限られていると想定した。この場合、進行は収束する見込みである。

また、もし大型ブロックの変状を予知した場合には、道路の安全に大きな影響を与えることになる。したがって道路管理者と協議を実施し、事前に対応手順を確認することを提案した。

4. マネジメントの効果

本事例は、将来的にリスクを回避するという点で、A型様式によってマネジメント効果を計算する。当初工事費として、リスクランクAおよびBまでの計画、変更後工事費はリスクランクAのみで変状が収束した場合を想定した。ただし今後の調査により、変状の収束が確認できない場合は、リスク対策費は結果的に増加したことになる。

(1) 当初工事費	リスクランク A+B の想定対策費 測量・調査・設計+排水ボーリング+アンカー工	26,000 千円
(2) リスク対策費	計画・定期点検 (来年度に再検証予定)	4,000 千円
(3) 変更後工事費	リスクランク A のみ想定対策費 (伸縮計観測・排水ボーリング)	8,000 千円
マネジメント効果 (想定)	リスクタイプ A 型: (1) - (3) - (2)	14,000 千円

5. データ様式の提案

項目として、地質リスクを検討した事業段階を追加することを提案する。維持管理段階において記入する場合には、「工事費」を「補修費」に読み替えることでA型のデータシートを活用できそうなるため。

引用文献

- 1) 全国地質調査業協会連合会, 「地質リスク調査検討業務」の手引き, 2021
- 2) 社団法人日本道路協会, 道路土工擁壁工指針, 2012, p. 15

[論文 No. GR7]

「トンネル工事により水源等に減濁水が生じた場合の水文観測体制と管理基準設定例」

株式会社 ダイアコンサルタント ○新谷俊一・佐藤大紀・半田義人

1. 事例の概要

本事例は、道路トンネル工事の影響を受けたことにより周辺の地下水環境が変化し、井戸や湧水に減濁水が生じるリスクに対して、事前にリスク軽減を目的として水文観測の体制や、管理基準、並びにリスクに対する処置を検討した事例である。

本事例の工事箇所周辺には、集落、農地、工場が分布し、特に、トンネル上部斜面や台地部では大規模な牧場や工場が分布しており、深井戸から地下水を揚水している。また、トンネル周辺の地区は、上水道は未整備で湧水や井戸が生活用水として利用されている。

2. 事例分析のシナリオ（トンネル施工による周辺地下水環境へ与える影響）

トンネル設計時の地質調査では、以下の点が整理されていた。

- ・トンネル周辺の地山は新第三紀の凝灰角礫岩と安山岩から構成されている。凝灰角礫岩の基質部は未固結から半固結状で帯水している。安山岩は節理が多く地下水を多く胚胎している。
- ・地下水位はトンネル天端よりも上位に分布（トンネル区間で実施した区間水頭圧試験で確認）するため、施工中にトンネル内に地下水の流入が懸念される（図1）。
- ・トンネル区間に出現する安山岩と地区で利用されている湧水の湧出地点に分布する安山岩は連結しており、トンネル掘削により地区で利用されている湧水の減濁水が懸念される（図1）。
- ・安山岩以外にも凝灰角礫岩から恒常的に湧水が認められており湧水が豊富な地域である。

以上の調査結果や周辺地区の利水状況の実情から、トンネル施工により地山内の地下水環境に影響が生じ、水源等に影響が生じるリスクが抽出されたため、影響発生時の管理基準(マニュアル等)を施工前に策定した。

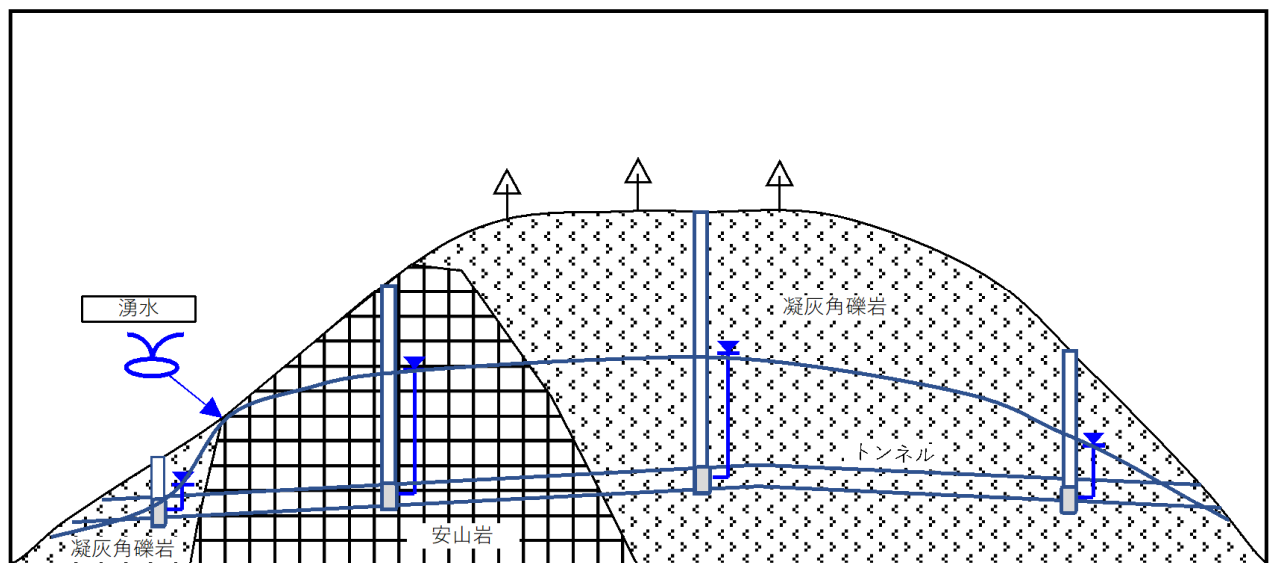


図1 工事箇所周辺の地下水の分布概念図（イメージ図）

### 3. データの収集分析

#### (1) 管理基準(管理レベル)の設定

管理基準を設定するために、既往調査結果をもとに、水源の重要性や地下水位・水量の経年変動状況を整理し、重点観測箇所を選定した。重点観測箇所は以下の利用用途等を考慮して選定した。

表-1 重点観測箇所の選定基準

・ 畜産、農業等の事業用利用のある井戸
・ 上水道が未整備である井戸(飲用利用主体)
・ 複数の受益者を有する簡易水道水源井戸(飲用利用主体)

観測レベルは図2に示すA～Dの4段階で設定した。管理レベルの判定は、「既往観測値の最低値、月毎の月間最大減少値(最大減少量/月)、タンクモデルによる影響評価を用いて判定する。これらの管理レベルの判定は施工中の水文観測結果やトンネル湧水の発生タイミングの情報から判断し、発注者と協議の上、レベルの設定を行うことを提案した。

##### ①管理レベルⅠ (管理体制A⇒B)

- ・ 定期観測時に最低値を更新した場合

※例えば、過去に観測された最低値(最低水位・最低水量)より小さい観測値が観測された場合。

##### ②管理レベルⅡ (管理体制B⇒C)

- ・ 基底値を更新した箇所が複数箇所発生し、それぞれの距離が近くまとまって分布 + (最大減少値/月) を上回る観測値が確認された場合。

##### ③管理レベルⅢ (管理体制C⇒D)

- ・ 水利用者からの苦情が発生した場合。水利用に支障が生じた場合

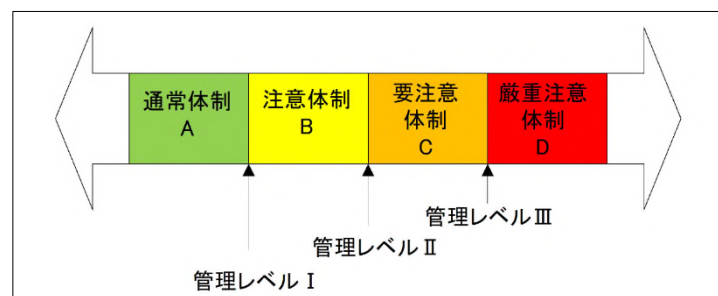


図2 管理レベルの検討

#### (2) 水文観測体制

管理レベル毎の水文観測体制を設定した。管理レベルがⅠ～Ⅱに移行した場合は、最小値を下回る箇所において月に2回の観測を実施することを提案した。また、管理レベルがⅡ以上に移行した場合は、同地区の重点箇所でも月に2回の観測を実施し、観測精度を向上させ、影響評価を行うことを提案した。

表-2 管理レベルと観測体制

管理レベル	区分	観測体制
I 以下	通常体制A	通常の観測箇所：(1回/月)
I～II	注意体制B	通常の観測箇所：(1回/月) 最小値を下回る箇所：(2回/月)
II～III	要注意体制C	通常の観測箇所：(1回/月) 最小値と月間最大減少値を下回る箇所+同地区の重点 箇所：(2回/月) 自記水位計追加検討
III以上	嚴重注意体制D	通常の観測箇所：(1回/月) 最小値と月間最大減少値を下回る箇所+同地区の重点 箇所：(2回/月)

### (3) 施工体制

管理レベル毎に施工者や発注者が行う施工体制を設定した。施工体制については、表-3 に示した内容で提案したが、発注者-施工者間で協議を行いたいうえで決定することとした。管理レベルが I～II に移行した場合は、トンネル坑内からの湧水量の継続的な測定を行う。また、管理レベルが II 以上に移行した場合は、生活用水の確保を行うことを目的として給水車の配備、補償用井戸を掘削するための準備を行うことを提案した。管理レベルが II 以上に移行した場合は、給水車による配水や補償用井戸の施工を行うことを提案した。

表-3 管理レベルと施工管理体制

管理レベル	区分	施工管理体制
I 以下	通常体制A	通常施工、トンネル坑内湧水量測定
I～II	注意体制B	通常施工、トンネル坑内湧水量測定
II～III	要注意体制C	生活用水確保用の給水車配備 補償用井戸の準備
III以上	嚴重注意体制D	生活用水の給水車による給水開始 補償用井戸掘削、配管、給水

## 4. マネジメントの効果(リスクの措置)とまとめ

トンネル周辺の地区は上水道の配備が無い場合、井戸もしくは簡易水道を利用し生活している。そのため、施工の影響が発生した場合のリスクの措置について検討した。

応急対策は、管理レベルが III 以上に認定され、補償対象として認定された直後に、必要水量を応急的に配給するための作業である。恒久対策は、管理レベルが III 以上に認定され、補償対象として認定された箇所に対して、必要水量を恒久的に配給する設備を設置することである。

トンネル上部に位置する牧場や工場の井戸については影響を受ける可能性が高いことから、施工前に補償用の井戸を掘削することを提案した。

- ・トンネル周辺の地区 ⇒給水車による配給(応急対策)、補償用井戸掘削による補償  
【掘削位置、掘削深度の計画・準備を施工前に実施】
- ・トンネル上部の牧場や工場 ⇒ 補償用井戸掘削による補償

現在、本事例のトンネル工事は施工が開始されており、トンネル湧水が増加傾向を示している。そのため、水文観測を実施しながら周辺の地下水環境のモニタリングを実施している段階であり、追加工事費等のマネジメントの効果については、現時点では評価が出来ない。今後の影響が生じた場合の迅速な対応と事業の円滑な進行のためには、発注者-施工者-観測者の三社連携が重要であり、地元住民への説明や湧水に対する計画・対策方針の提案などのリーダーシップやコーディネート力も求められる。

### 5. データ様式の提案

現在、本事例のトンネル工事は施工中であり事業が完了していない。そのため、データ様式に対策工事費、工事変更の内容等について記入するためには、今後の施工実績や湧水発生時の対応実績を収集する必要がある。

表 - 4 C. 発現した地質リスクを最小限に回避した事例

大項目		小項目	データ	
対象工事	発注者		-	
	工事名		〇〇トンネル工事	
	工種		トンネル工事	
	工事概要		〇km程度のトンネルの施工	
	①当初工事費		-	
	当初工期		-	
発 現 し た リ ス ク	リスク発現事象	リスク発現時期	施工中 現時点ではリスク発現の判定は認められない。	
		トラブルの内容	想定されるリスク トンネル施工による地下水環境が変化し、トンネル周辺の井戸や湧水水源が枯渇する。	
		トラブルの原因	トンネル湧水	
		工事への影響	施工方法の見直し、施工の遅延	
	追加工事の内容	追加調査の内容	観測頻度の増加	
		修正設計内容	止水対策 湧水した水源への応急対策および恒久対策	
		対策工事	補償用井戸の施工、配管工事	
		追加工事	止水対策等	
		追加費用	追加調査	-
			修正設計	-
			対策工	-
			追加工事	-
	②合計	-		
	延長工期	-		
間接的な影響項目	-			
負担者	-			
最 小 限	リスク回避事象	予測されたリスク発現時期	安山岩及び断層部にトンネル施工が差し掛かったタイミングでトンネル湧水が発生	
		予測されたトラブル	トンネル施工による地下水環境が変化し、トンネル周辺の井戸や湧水水	

			源が枯渇する。
		回避した事象	-
		工事への影響	施工方法の見直し、施工の遅延
リスク管理の実際		判断した時期	-
		判断した者	-
		判断の内容	-
		判断に必要な情報	水文観測箇所の水位・水量情報、 気象情報、施工情報(トンネル湧水量等)
リスク対応の実際	内容	追加調査	-
		修正設計	-
		対策工	-
	費用	追加調査	-
		修正設計	-
		対策工	-
		③合計	-
回避しなかった場合	工事変更の内容		-
	④変更後工事費		-
	変更後工期		-
	間接的な影響項目		供用開始時期の遅延、水源の枯渇 による利水不能
	受益者		発注者、利用者、納税者
リスクマネジメントの効果	費用④ - (①+②+③)		-
	工期		-
	その他		-

[論文 No. GR8]

## 「地すべり地帯を通過する高速道路の4車線化事業における 地質リスクの低減の取り組み」

応用地質株式会社    ○本間宏樹（地質リスク・エンジニア 登録番号 119）  
東日本高速道路株式会社東北支社    山形尚裕・青木信一郎・滝沢諒

### 1. 事例の概要

本事例は、全国有数の地すべり地帯を通過する高速道路の4車線化優先整備区間において、Ⅱ期線の調査計画段階における地質リスクを評価し、リスク低減に向けたⅡ期線のルートを検討方針を策定したものである。

Ⅰ期線の建設時および供用後に作成された調査、設計、工事、点検に関する資料をとりまとめ、地形解析、現地踏査の結果も踏まえ、地質リスク評価が必要な箇所を抽出した。次に、リスクが発現した場合の事業への影響度とⅠ期線での施工実績などを踏まえたリスク発現の確実度（可能性）から、リスク評価マトリクスに基づきリスクを判定し、AA から C までの4段階で評価した（表1）。

**表1 リスク評価マトリクス**

			確実度			
			低い	不確定	中程度	高い
			δ	γ	β	α
影響度	V	低い	C	C	C	C
	IV	不確定	C	B	B	A
	III	中程度	C	B	A	A
	II	高い	C	B	A	A
	I	非常に高い	C	B	A	AA

事業への影響度が大きいと判断した、AA、Aの地区については、その多くがⅠ期線の建設段階の委員会で検討対象とされていた地区である。その中には、地すべりへの対応が現在も継続して行われている地区が含まれており、Ⅱ期線の建設によってⅠ期線で対応中の地すべりのさらなる不安定化が予想された。また、地すべりの規模が大きく必要抑止力が10,000kN/mを超える地区や、Ⅱ期線建設時の対策工がⅠ期線の対策工と干渉するなど、技術的課題が想定される地区もあった。これらの地区の事象は、Ⅱ期線の建設事業計画に支障を及ぼす重大な地質リスクであり、中心線およびⅡ期線の用地幅を前提としない平面ルート（別線ルート）を含めた重大リスク回避検討を行い、その他の沿線地すべりやその他のリスクについても、極力回避または低減する方針が委員会で承認された。

### 2. 事例分析のシナリオ

#### (1) 地質リスクの特性と分析の方針

本検討対象の路線は、地すべりに関係した地質リスクが大半を占め、Ⅰ期線の事業段階から多数の地すべりに遭遇し、様々な対策工が実施されてきた。地すべり対策には、多大な費用と時間がかかり、現在も有識者による地すべり検討委員会で検討が継続されている地区がある。Ⅱ期線事業は、基本的にはⅠ期線と並行する計画となるため、Ⅰ期線と同様な地質リスクを想定した対応が必要である。したがって、Ⅱ期線の地質リスクの抽出では、Ⅰ期線での地すべり検討委員会の資料とその関連資料の収集と整理を優先的に実施した。



(2) 検討対象区間の地質リスクの分析

各種文献や I 期線段階の関連資料の収集・整理の結果、地質リスクの検討対象として 30 地区が抽出された。これらを表 1 のマトリクスによりリスクランクを評価すると、AA が 2 地区、A が 13 地区、B が 8 地区、C が 7 地区となった。このうち、ランクが AA と A の地区は、関係する事象はすべて地すべりであり、回避または積極的な低減など、リスクに対して優先的に対応することが必要である (表 2)。

ランクが AA と評価した⑥および⑦地区は、I 期線の施工段階から多くの対策工が実施されているが、現時点においても地すべり変動が停止していない。このため、並行ルートに II 期線を施工した場合、I 期線の変状をさらに加速させる可能性が高いことや、地すべりの規模が大きく必要抑止力を確保するための技術的課題が非常に大きいことから、追加対策工の配置が難しいことが想定された。

また、ランクが A と評価した⑩地区は、I 期線の建設時に地すべり頭部への盛土によって変動が発生した箇所であり、盛土の一部を排土し、集水井による地下水排除により、道路構造物と直接接する上方ブロックの変動は停止したが、ダム湖に接する末端の下方ブロックの変動が継続している。このため、並行ルートに II 期線を施工した場合、下方ブロックの変状をさらに加速させる可能性があること、既設対策工との干渉による追加対策工の配置が困難であることが想定された。

そのほか、ランクが A と評価した⑭地区は、II 期線の施工で不安定化する可能性がある地すべりが大規模であり、想定される対策工の必要抑止力が 10,000kN/m を超えることから、現実的な対策工の施工が困難であると想定された。

表 2 ランク A および AA 地区における I 期線の対応と II 期線で想定される対策工の規模

II 期線の リスク評価		I 期線における地すべり対策の経緯			II 期線における地すべり対策									
		現時点での対応状況			II 期線(並行ルート)における想定地すべり対策工									
		概算工事費 (経費込み)	変動状況	動態監視	対象ブロックの規模				斜面 勾配 θ (°)	滑動力 P (kN/m)	必要 抑止力 P <sub>e</sub> (kN/m)	対策工 工種	概算工事費 (経費込み)	
長さ (m)	幅 (m)				高さ (m)	体積 (万m <sup>3</sup> )								
①	A	-	-	-	90	280	25	33	30	10,603	2,121	アンカー工 集水井工2基	33億円	
②	A	-	-	-	610	150	40	192	10	39,933	7,987	シャフト工 集水井工10基	86億円	
③	A	-	-	-	125	150	10	10	30	5,891	1,179	アンカー工 集水井工4基	5億円	
④	A	-	-	-	60	280	15	12	30	4,242	849	アンカー工 集水井工4基	17億円	
⑤	A	-	-	-	330	140	25	60	20	26,594	5,319	アンカー工 集水井工4基	33億円	
⑥	AA	26 億円	変動性は低下したが 変動は継続	継続	280	300	40	178	30	52,779	7,917	対策工配置が困難	-	
		8 億円	変動性は低下したが 変動は継続	継続										
⑦	AA	39 億円	変動性は低下したが 変動は継続	継続	650	300	50	511	15	79,278	9,276	対策工配置が困難	-	
			変動性は低下したが 変動は継続	継続										
			変動性は低下したが 変動は継続	継続										
⑧	A	-	-	-	280	220	30	97	10	13,748	2,750	鋼管杭工 集水井工8基	43億円	
⑨	A	-	-	-	170	60	15	8	15	6,221	1,245	鋼管杭工 集水井工2基	4億円	
⑩	A	20 億円	上方ブロックは停止 (下方ブロックは変動活発)	継続	500	150	40	157	10	32,732	3,666	対策工配置が困難	-	
⑪	A	4 億円	停止	終了	180	90	10	8	20	5,803	750	シャフト工 横ポーリング工2箇所	5億円	
⑫	A	-	-	-	250	110	20	29	10	8,183	1,637	鋼管杭工 集水井工6基	10億円	
⑬	A	-	-	-	165	110	20	19	20	10,638	2,128	鋼管杭工 集水井工2基	11億円	
⑭	A	-	-	-	350	250	45	206	20	50,770	10,154	対策工配置が困難	-	
⑮	A	-	-	-	200	130	15	20	20	9,671	1,935	鋼管杭工 集水井工3基	9億円	
		117 億円												256 億円

こうした状況を踏まえ、並行ルートを前提としない望ましいルートの特徴や留意点などのⅡ期線検討方針について有識者委員会に諮り、山形道の4車線化事業着手に向けた概略路線検討へ反映することが検討された。その結果、地質リスクは地すべりだけではなく、トンネルの地山条件についても配慮することとなり、全国の高速道路トンネル事例より、トンネル離隔を標準(30m)とした場合に、一般土被り部(土被り約50m以上)において、地山等級「E」または「DⅡ」相当が出現したトンネルで、既設のⅠ期線または避難坑の本体構造に影響が発生していたことから、この条件が含まれるトンネルについてもリスクが高いと判断し、リスクを回避するための別線ルートを含めた検討を行うこととなった(表3)。

表3 地すべりの影響および考慮すべき不良地山トンネルにおけるリスクへの対応

地区	地すべりの影響を回避するⅡ期線のルート検討が必要な地区の選定				トンネルにおける不良地山出現区間の抽出と対応	
	Ⅱ期線が影響する地すべりの変動状況		Ⅱ期線の地すべり対策検討	回避の必要性	考慮すべき地山状況	不良地山による地質リスクへの対応
	変動状況	動態監視	実現性			
①	ないと考えられるが要確認	-	可能	なし	-	-
②	ないと考えられるが要確認	-	可能	なし	-	-
③	ないと考えられるが要確認	-	可能	なし	-	-
④	ないと考えられるが要確認	-	可能	なし	-	-
⑤	ないと考えられるが要確認	-	可能	なし	-	-
⑥	変動継続	継続	困難	あり	-	-
⑦	変動継続	継続	困難	あり	-	-
⑧	ないと考えられるが要確認	-	可能	なし	-	-
⑨	ないと考えられるが要確認	-	可能	なし	-	-
⑩	一部活動中	継続	困難	あり	-	-
⑪	対策工により停止	終了	可能	なし	-	-
⑫	ないと考えられるが要確認	-	可能	なし	-	-
⑬	ないと考えられるが要確認	-	可能	なし	-	-
⑭	-	-	-	-	あり	低減
⑮	-	-	-	-	あり	低減
⑯	-	-	-	-	あり	低減
⑰	ないと考えられるが要確認	-	困難	あり	-	-
⑱	-	-	-	-	あり	低減
⑲	ないと考えられるが要確認	不十分	可能	なし	-	-

別線ルートを含めた検討を行うにあたり、Ⅰ期線を挟んだ片側1.0~1.5km程度の領域を対象に、航空レーザー測量による地形図を用いた地形判読による地すべりや崩壊などの斜面変動タイプの抽出および動態観測や参考文献1)~4)・関連資料に基づく地すべりの活動性の判定から、斜面変動リスク要因区分を設定した(図1)。この区分に基づき斜面変動リスク要因区分図を作成し、今後の別線ルート帯選定のための検討材料とした(図2、図3)。

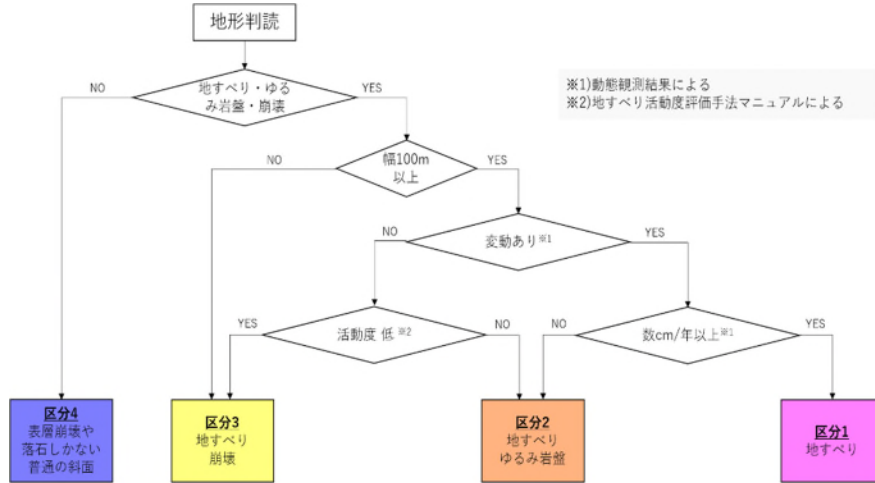


図1 斜面変動リスク要因区分の判定フロー

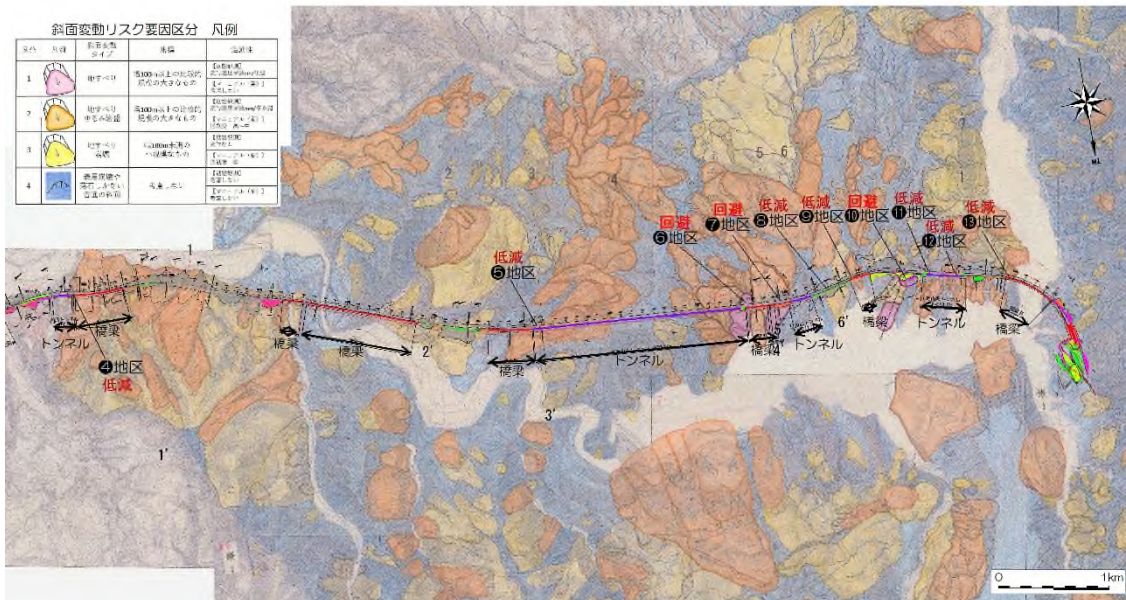


図2 斜面変動リスク要因区分図 (区間1)

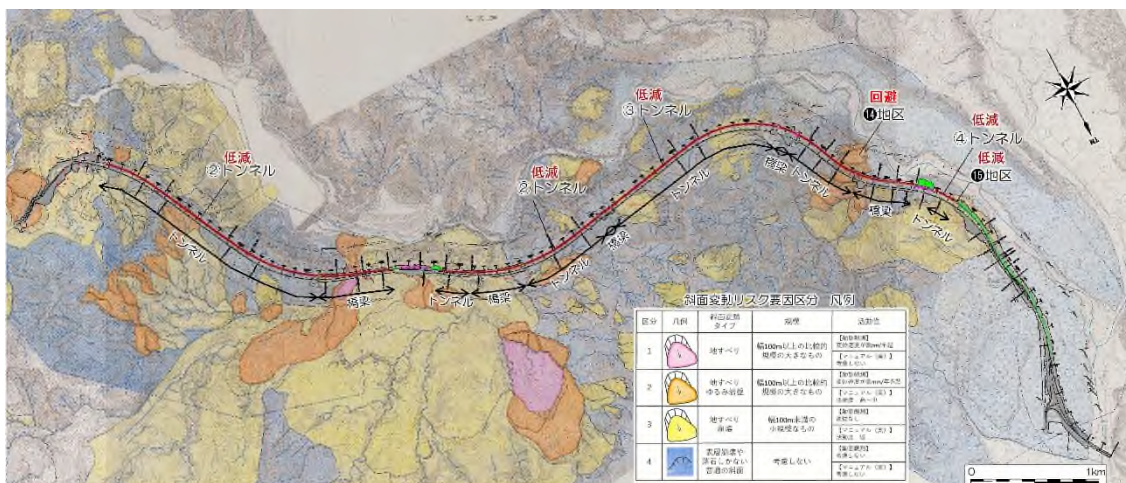


図3 斜面変動リスク要因区分図 (区間2)

### 3. データ収集分析

#### (1) 地質リスクの検討に関わる資料

本事例では、地質リスクの検討にあたり、地すべり等検討委員会資料、周辺の地形・地質文献、I期線の地質調査・道路設計・各種対策工に関する報告書、施工報告書、道路点検報告書、国土交通省のLP地形データ・土砂災害危険箇所データ等を収集し、内容を整理した。

#### (2) 費用の算定

本事例は、II期線の事業計画段階における地質リスクの評価とその対応であるため、I期線当初の事業費は考慮せず、①重大なリスクを回避しなかった（保有した）場合と、②重大なリスクを回避した場合の差分をリスクマネジメント効果とみなした。

### 4. マネジメントの効果

リスクを回避しなかった場合と回避した場合のコストについて、以下のように検討した。

#### ①重大なリスクを回避しなかった（保有した）場合

- ・対策可能な地すべり対策工費（12地区）（約256億円）
  - ・現在の技術では完全に対応できない対策工（対応不可）
  - ・II期線の建設ができないことによるリダンダンシーの喪失や交通安全性の低下による経済的損失（ $\alpha$ 億円）
- ⇒ 約256億円 +  $\alpha$ 億円 ※現在の技術では対応不可

#### ②重大なリスクを回避した場合

- ・別線ルートとした場合、回避が想定される対策工費（ $\beta$ 億円）
  - ・別線ルートで遭遇する地すべり対策工費（約256億円 -  $\beta$ 億円）
  - ・別線ルートの道路調査・設計費増分（ $\gamma$ 億円）
  - ・別線ルートの工事費増分（ $\delta$ 億円）
- ⇒ 約256億円 -  $\beta$ 億円 +  $\gamma$ 億円 +  $\delta$ 億円

マネジメント効果 = ① - ②

$$\begin{aligned} &= \text{①} (\text{約} 256 \text{ 億円} + \alpha \text{ 億円}) - \text{②} (\text{約} 256 \text{ 億円} - \beta \text{ 億円} + \gamma \text{ 億円} + \delta \text{ 億円}) \\ &= (\alpha + \beta - \gamma - \delta) \text{ 億円} \end{aligned}$$

※①の場合、現在の技術では対応不可のため事業継続が出来ない

### 5. データ様式の提案

本事例におけるデータ様式の案を次頁の表4に整理した。

表4 C型データ様式への記入

大項目	小項目		データ
対象工事	発注者		—
	工事名		—
	工種		—
	工事概要		—
	①当初工事費		—
	当初工期		—
リスク回避事象	予測されたリスク発現時期		Ⅱ期線施工時
	予測されたトラブル		本線構造物変状による通行止めまたは供用不可
	回避した事象		本線構造物の変状
	工事への影響		現在の技術では対応不可
リスク管理の実際	判断した時期		Ⅱ期線の調査計画段階
	判断した者		東日本高速道路(株)
	判断の内容		中心線およびⅡ期線の用地幅を前提としない平面ルート(別線ルート)、対策工の低減を検討
	判断に必要な情報		計画路線沿いの地すべりの位置と活動性、地下水状況、道路との位置関係
リスク対応の実際	内容	追加調査	別線ルート周辺の現地踏査、ボーリング調査、動態観測等
		修正設計	中心線およびⅡ期線の用地幅を前提としない平面ルート(別線ルート)、対策工の低減を検討
		対策工	別線ルート、グラウンドアンカー、抑止杭、集水井等(想定)
	費用	追加調査	γ億円
		修正設計	
		対策工	約256億円-β億円
		②合計	約256億円-β億円+γ億円
	工事変更の内容		中心線およびⅡ期線の用地幅を前提としない平面ルート(別線ルート)、対策工の低減
	③変更後の工事費(増分)		δ億円
	変更後工期		—
間接的な影響項目		別線ルートにおける法令、環境等への影響精査が必要	
受益者		高速道路利用者、高速道路利用による幅広い層への波及効果が期待される	
リスク回避しなかった場合	工事内容		地すべり対策工 ※一部箇所において、現在の技術では対応不可
	④工事費および経済的損失		約256億円+α億円
リスクマネジメントの効果	費用④-(費用②+③)		(α+β-γ-δ)億円
	工期		リスクを回避しなかった場合、現在の技術では対応不可であるため、新たな技術開発期間が必要
	その他		リダンダンシー、安全性向上、経済効果の早期発現

参考文献

- 1) 大八木則夫(2004)：地すべり地形の判読方法，近未来社。
- 2) 日本地すべり学会(2004)：地すべり—地形地質的認識と用語。
- 3) 地方独立行政法人北海道立総合研究機構地質研究所ほか(2012)：地すべり活動度評価手法マニュアル(案)。
- 4) 藤原明敏(1979)：地すべりの解析と防止対策，理工図書，pp. 17。

# 急峻地に計画された道路における地質リスクの抽出と詳細調査事例

株式会社村尾技建 ○草野 亙, 江村 剛, 波形 治, 長谷川 和弘, 渡邊 寛也

## 1. はじめに

本事例は、新たに計画されている道路において、地質調査を実施したものである。調査地は海岸部に面し急峻な地形を示しており、落石崩壊や地すべりなどの多様な地質リスクが想定されている。そこで地質調査に先立ち三次元データを活用した地形解析を実施し、広範囲にわたる地質リスクの概要把握につとめた。

本事例では、ボーリング調査や原位置試験などを駆使して判明した、地質リスクの全容について紹介する。

## 2. 調査地の地形・地質

### (1) 地形

調査地では、海岸に迫った急崖がみられその傾斜は50度を超えることもある。海岸に面した急斜面の上部には15度～20度程度の緩斜面や平坦面が形成されている。緩斜面に発達した溪流は、ほとんどがV字谷をなし、溪床に岩屑が堆積している。主要な谷はおおむね海岸線と直行するように刻まれている。なお、既存の道路は急崖を縫うように走り、一部はトンネルで抜けている。

### (2) 地質

調査地に分布する地質は、白亜系～古第三系（約5600万年前）であり、玄武岩質安山岩、ザクロ石デイサイト、無斑晶質安山岩やそれぞれの溶岩や火砕岩で構成される。

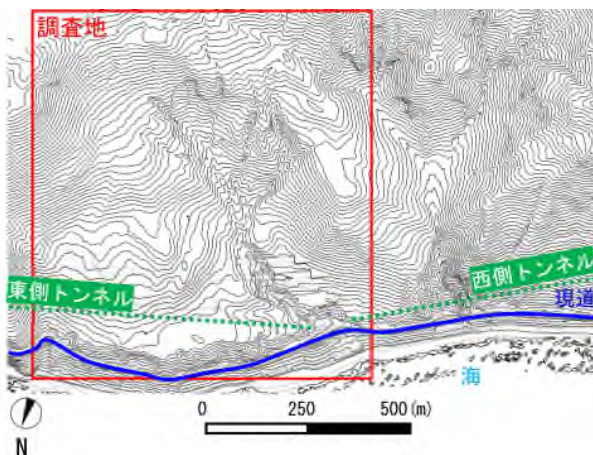


図-1 調査位置図

## 3. 地形解析による地質リスクの机上抽出

一般的に地質リスクが大きい場合、道路線形の見直しが必要となることがある。地質調査の遅れは事業全体の進捗に大きな影響を与える可能性があるため、本業務では迅速に調査計画を立案し、詳細調査を行うことが求められていた。そのため、本業務では、航空LPデータから三次元表示した赤色立体地図を作成し、地形解析を実施

して地形的特徴を区分した。

### (1) 東側トンネル終点付近の緩斜面における地形解析

東側の計画トンネル付近には既存文献及び既存報告書において、凹状緩斜地形を示し、末端が海岸に達する大規模な地すべり地形が想定されている（図-2）。本事例による地形解析の結果、①計画トンネル付近は海成段丘にあたり、崩壊、侵食により形成された地形である。②現道は海食崖にあり、海成段丘や旧流路跡が現川河床よりも高い位置にある。③海成段丘面において地形の乱れは確認されないことが分かった。

以上より、既存報告書で想定された地すべり地形については、海成段丘により形成されたことが示唆された（図-3）。

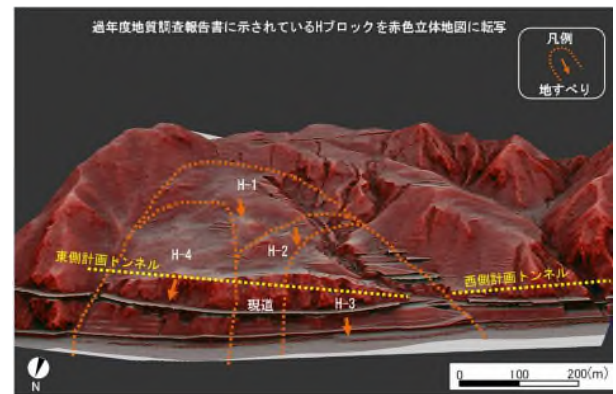


図-2 地形解析-1

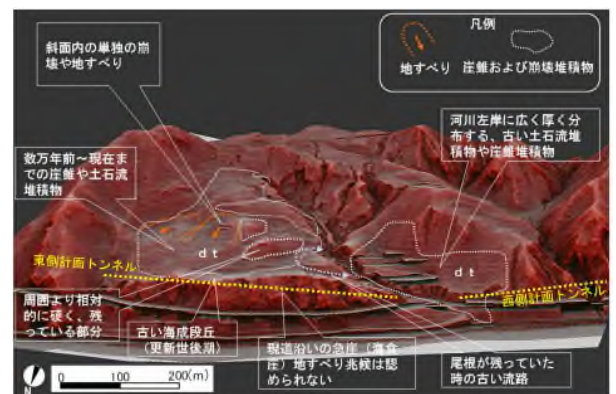


図-3 地形解析-2(東側トンネル)

### (2) 西側トンネル起点坑口付近における地形解析

西側トンネル起点坑口部は、河川の左岸に位置しており、土石流堆積物・崖錐堆積物が堆積している。左岸側は右岸側と比較して①溪岸侵食をあまり受けていないこと、②河川の出口が狭いことから、未固結堆積物が右岸側と比較して厚く堆積していると考えられる。未固結堆積物は、隆起に伴う崩壊や地すべり、土石流などによる地形変化、そして河川の下刻により左岸側の崩落や侵食により堆積したものと考えられる（図-4）。

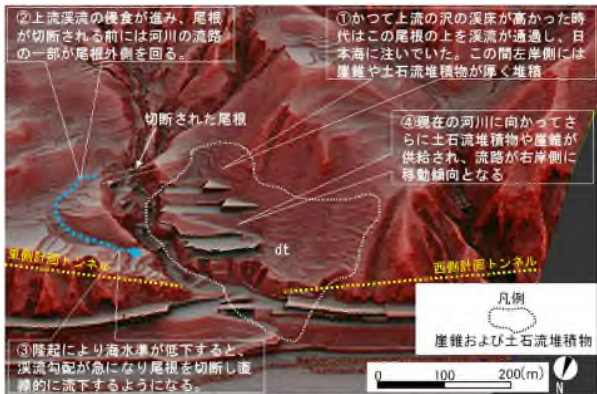


図-4 地形解析-3(西側トンネル)

#### 4. 詳細調査の立案

机上地形解析結果を踏まえた地表地質踏査を実施した上で、ボーリング調査計画を提案した。詳細は次のとおりである。

- ①東側トンネル終点付近の緩斜面については、地形解析の結果及び地表地質踏査から地すべり地形ではなく海成段丘であることが示唆された。しかし、地すべりであった場合には、地すべり末端は海岸に達し、トンネルへ与える影響は大きいと見られるため、すべり面の有無について確認することを提案した。
- ②西側トンネル坑口門部については、地形解析及び地表地質踏査の結果から、未固結地盤（崖錐堆積物・土石流堆積物）が厚く堆積し支持力不足となる可能性が高い。今後の設計・施工計画のための基礎地盤情報を把握することを目的とし、調査計画を立案した。

#### 5. 詳細調査結果

##### (1) 東側トンネル終点付近の緩斜面

抽出した地質リスクを回避・低減するために必要な地盤情報を得るために、ボーリング調査、原位置試験を実施した。ボーリング調査の結果、東側トンネル計画地においては大规模地すべりを示すような、弱部は確認されなかった(図-5)。

計画トンネル付近の深度44m まではおおむね N 値50以上を示す凝灰角礫岩・火山礫凝灰岩からなる弱風化層が分布する。深度44m 以深は堅硬で一部に亀裂が発達するものの、全体に塊状・均質で、すべり面となるような乱れや破碎、軟質化している部分は確認されなかった。

##### (2) 西側トンネル起点坑口付近の未固結地盤

ボーリング調査の結果、トンネル起点側のトンネル地山は平均 N 値20を示し、岩塊玉石が混在する崖錐堆積物と平均 N 値13を示す土石流堆積物が分布する。この土砂地盤の分布深度は最大で GL-26.7m と厚く堆積している。基岩は N 値300以上を示す凝灰角礫岩が分布する。

#### 6. 地質リスクの検討結果

東側トンネル終点付近に分布する凹状緩斜地形について

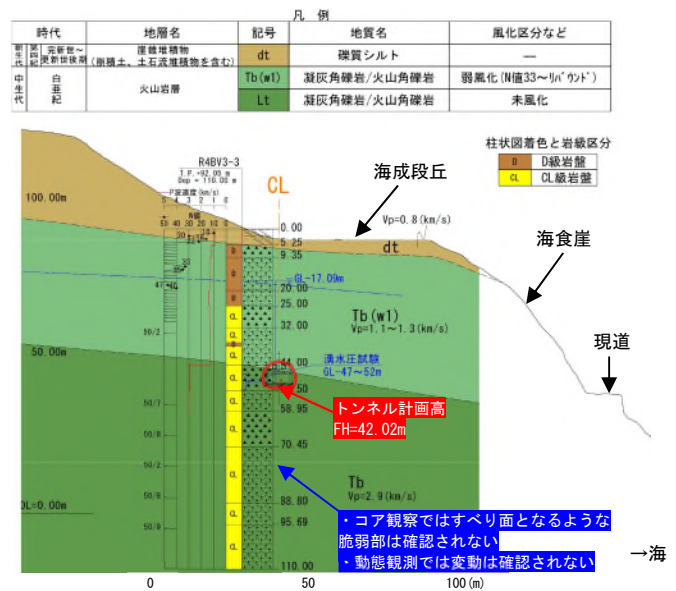


図-5 地質断面図(東側トンネル)

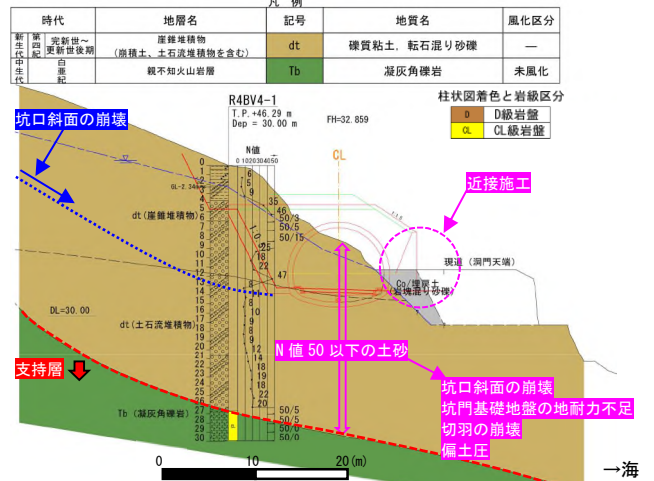


図-6 地質断面図(西側トンネル)

では、地質調査の結果、すべり面となるような弱部は確認されなかったことから、トンネルを巻き込むような地すべりの可能性は低いことが判明した。

西側トンネル坑口部については、平均 N 値20～13を示す未固結地盤が厚く堆積している。トンネル断面はこの緩い土砂部にあたり、坑口斜面の崩壊、坑門基礎地盤の地耐力不足、偏土圧、切羽の崩壊といった様々な地質リスクが顕在化する可能性が高いことが判明した。また、現道との近接施工についても検討する必要がある。

#### 7. おわりに

本事例では、広範囲にわたる調査地において、航空 LP データから三次元表示した赤色立体地図を用いて地形解析を行うことで、工期の短縮が可能となり、その後の地質調査までスムーズに行うことができた。

調査地のように草木に覆われ空中写真判読が困難な箇所においては、今回実施した航空 LP データを用いた地形解析が有用であると感じた。今後も、同様な手法が他現場においても活用できよう業務に取り組んでいきたい。

# トンネル調査での3次元地質モデル作成事例

日本物理探鑛株式会社 ○東 浩太郎, 間瀬口 輝浩

## 1. はじめに

国土交通省ではデータ活用・共有による受発注者の生産性向上を意義として令和5年度より BIM/CIM 原則適用を行っている。地質調査においても、発注者や設計・施工段階において地質データを活用・共有するため、より分かりやすく3次元地質モデルを作成する必要がある。

本稿ではトンネル施工に伴う土質ボーリングを行った調査を基に3次元地質モデルを作成し、トンネルと地質の位置関係や設計・施工上の留意点を視覚化した事例を紹介する。

## 2. 調査方法

本調査ではトンネル下部1D 区間の下端を掘止深度とし8本のボーリング調査を行った。本調査8本のボーリング結果と既往調査16本のボーリング結果を基に縦断方向に地質断面図を作成した。

地質調査結果を基に、トンネル施工位置を中心とした東西方向1200m, 南北方向5000m の範囲で3次元地質モデルを作成した。

作成したモデルは地形モデルと地質・土質モデルである。地形モデルは国土地理院数値標高データ(5mメッシュ)を用いてサーフェスモデルを作成した。地質・土質モデルはボーリングモデル、準3次元地質断面図、3次元地質モデルのうちサーフェスモデルとソリッドモデルを作成した。

ソフトウェアは Autodesk Civil3d と GEORAMA for Civil3D を使用した。

## 3. 地形地質概要

### (1) 地形概要

本調査地は台地に位置する。起伏の少ない平坦な地形であり比較的安定した台地が形成されている。調査区間内の河川

や旧河道には谷底低地が形成されている。

### (2) 地質概要

本調査地の地質層序表を表-1に示す。本調査では前期更新世に堆積した海成層が最下位に見られた。この海成

層は固結シルトを主体とする地層(洪積層5層)と締まった砂を主体とする地層(洪積層4層)に区分される。この上位に中期更新世～後期更新世前半に堆積した浅海～汽水～陸成の堆積物からなる地層が見られた(洪積層3層)。この層はやや締まった砂層を主体とし、礫質・粘土層を伴う。この上位に後期更新世に堆積した段丘礫層が見られた(洪積層2層)。この上位に降下火山灰が堆積した地層が見られた(洪積層1層)。河川や旧河道による谷底低地沿いには軟弱な沖積粘性土層が堆積していた(沖積層)。

表-1 地質層序表

時代	記号	地質区分	地層名	
第四紀	現世	B	表層土	盛土層
	完新世	Ac	沖積層	粘性土層
	更新世	Dv1	洪積層1層	火山灰層
		Dg2	洪積層2層	礫質土層
		Dc3	洪積層3層	粘性土層
		Ds3		砂質土層
		Dg3	礫質土層	
	新世	Dc4	洪積層4層	粘性土層
		Ds4		砂質土層
		Dg4	礫質土層	
		Dc5	洪積層5層	粘性土層
		Ds5		砂質土層
	Dg5	礫質土層		

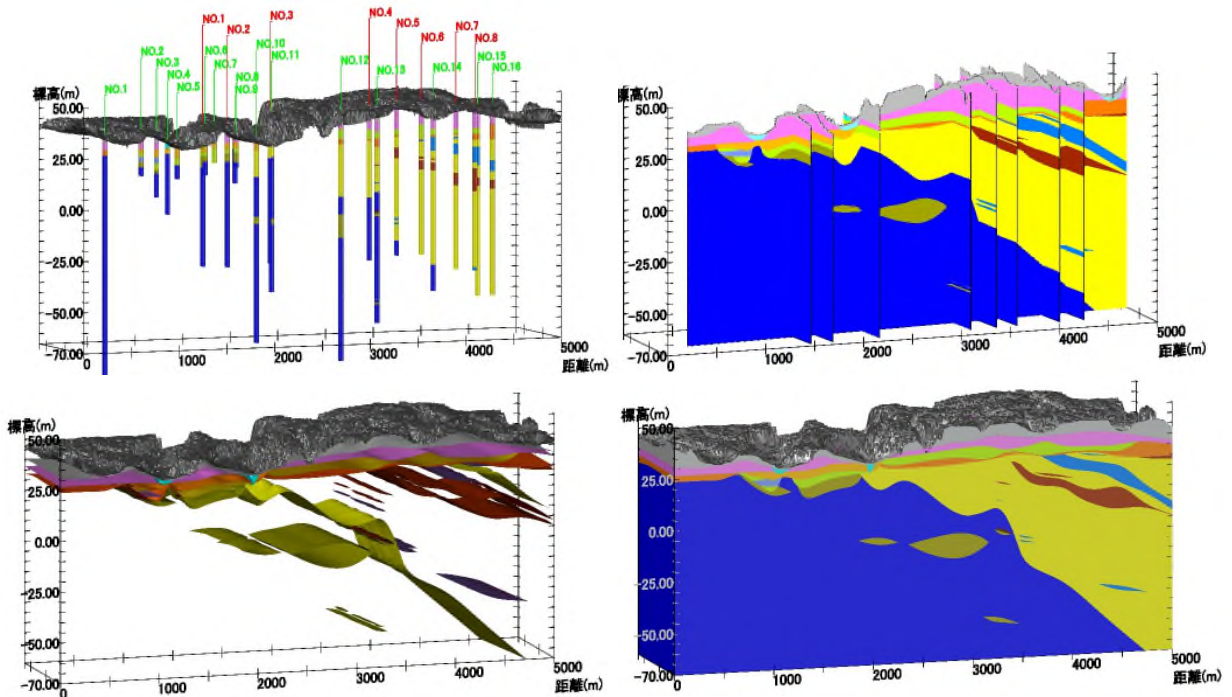


図-1 地質・土質モデル(水平方向:垂直方向=1:20)

左上:ボーリングモデル(赤:本調査, 緑:既往調査), 右上:準3次元地質断面図  
 左下:サーフェスモデル, 右下:ソリッドモデル



#### 4. 地質・土質モデル及び視覚化資料

##### (1) 地質・土質モデル

図-1に作成した地質・土質モデル（ボーリングモデル（左上）、準3次元地質断面図（右上）、サーフェスモデル（左下）、ソリッドモデル（右下））を示す。作成モデルは水平方向に対して垂直方向を20倍にして表現している。

##### (2) トンネルと地質の重ね合わせ

ソリッドモデルをトンネル計画線で分割し、トンネル施工位置を示したものが図-2である。また横断方向の地質とトンネルの関係を図-3に示す。トンネル施工区間およびトンネル上位1D、下位1D区間は砂質土層を主体とする洪積層4層区間（図-2右側、図-3左下・右下）と粘性土層を主体とする洪積層5層区間（図-2左側、図-3左上・右上）に二分される。またこの区間において、洪積層4層区間では礫質土のレンズ層（図-3右下 Dg4層）、洪積層5層区間では砂質土のレンズ層（図-3右上 Ds5層）が確認された。

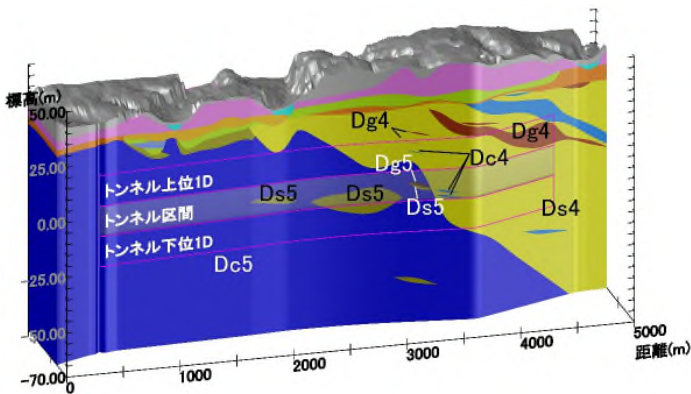


図-2 トンネルと地質の重ね合わせ(水平方向:垂直方向=1:20)

トンネル施工位置の関係を図-5に示す。洪積層4層砂質土層においてトンネル施工位置より高い平衡水位を持つ被圧地下水が確認されたため、湧水や掘削に伴う地山のゆるみなどへの対策が必要となる。

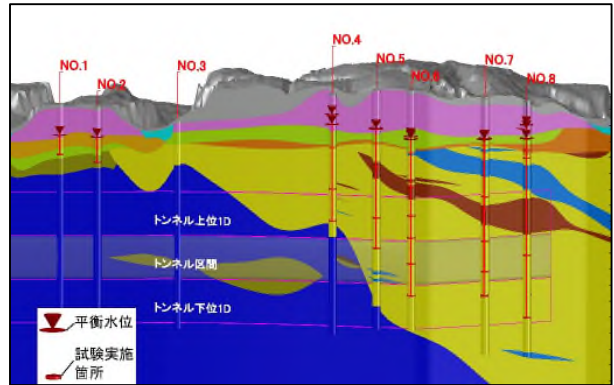


図-4 現場透水試験実施箇所(水平方向:垂直方向=1:20)

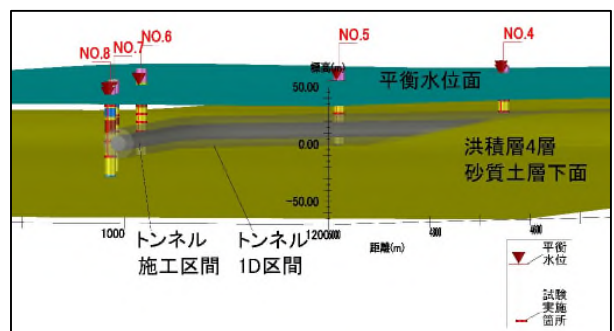


図-5 洪積層4層砂質土層の平衡水位面とトンネルの関係(水平方向:垂直方向=1:1)

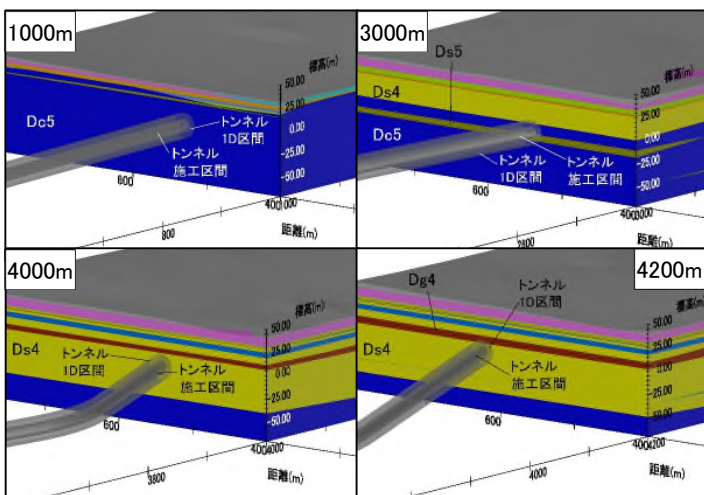


図-3 南北距離1000m(左上)・3000m(右上)・4000m(左下)・4200m(右下)での横断方向の地質とトンネルの関係(水平方向:垂直方向=1:1)

##### (3) 地下水位

現場透水試験実施箇所と平衡水位をソリッドモデルに示したものが図-4である。全試験において被圧地下水が確認された。試験を実施した地層のうち洪積層4層砂質土層で確認された平衡水位を基に推定した平衡水位面と

#### 5. まとめ

今回トンネルと地質の位置関係の把握や設計・施工上の留意点の視覚化を目的として3次元地質モデルを作成した。説明にあたっては、画像や動画とともにタブレットを使用して実際にモデルを動かしながら説明を行った。普段から2次元の図面を使用している方には、準3次元地質断面図が分かりやすいと判断した。サーフェスやソリッドモデルの説明を行う際に、準3次元地質断面図も併せて使用したところ客先や設計・施工技術者等への理解を得やすいと感じられた。またトンネルの3次元モデルと地質モデルを併せて表示することにより、施工位置と地質の関係や原位置試験結果、地質リスクの把握がしやすくなった。今後も3次元地質モデルを生かして、地質調査結果や地質リスクの共有を図っていききたい。

# ダム地質調査における透水性評価事例

(株) ダイヤコンサルタント ○北村 天宏, 佐藤 潤一, 片山 悠貴, 小林 卓矢, 伊藤 靖雄

## 1. はじめに

ダム基礎岩盤の地質調査は、地質分布、透水性、物理・力学特性の把握を目的に、ダム軸を中心として長年にわたり段階的にボーリング調査、原位置試験、室内試験が行われる<sup>1)</sup>。

本論では上記の目的に加えて、止水ライン深部に認められた高透水性部の詳細把握という重要課題に対し、解決に向けた調査の提案・実施事例について報告する。

## 2. 地質概要

ダムサイト地質平面図を図-1に示す。ダムサイト周辺の地質は、新第三紀中新世の安山岩溶岩、同質火砕岩類および砕屑性堆積岩類が主に分布する。

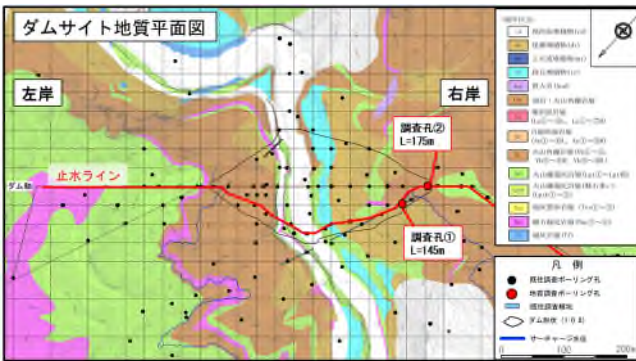


図-1 ダムサイト周辺の地質平面図

## 3. 問題点

既往調査で止水ラインの右岸深部に高透水性部が確認された。そのため、高透水性部の詳細把握が、グラウチング範囲の決定において重要課題である<sup>2)3)</sup>。本業務では止水ラインにおいて調査孔①・②でボーリング調査・原位置試験を実施し、地質分布・透水性の把握に努めた。業務における問題点は以下のとおりである。

### (1) 岩盤透水試験(ルジオン試験)結果の妥当性確認

ダムサイトのボーリング調査は、5m掘進した後、孔内観察、ルジオン試験のサイクルを繰り返し行う(図-2)。

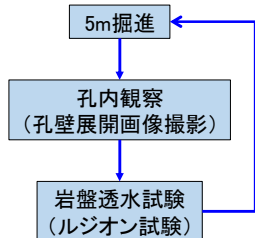


図-2 ダムサイトボーリング調査のサイクル

そのため、ルジオン試験区間上端部は、前回のルジオン試験の影響を受け、孔壁が破損している可能性があり、パッカーによる遮水が不十分となる可能性がある(図-3)。よって、ルジオン試験結果の妥当性確認が極めて重要な課題である。

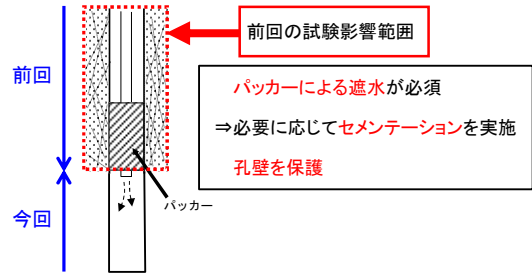


図-3 ルジオン試験のパッカー遮水時の工夫

### (2) 断面図の整合性に対する懸念

当該ダムサイトにおける断面図は30m毎に左右岸・上下流方向に設定したグリッド上の地質断面図・岩級区分図・ルジオンマップが基本となっている。しかし、止水ラインやグリッド間の測線など、断面図は用途に応じて適宜追加される。また、各断面は作成・更新時期が異なるため、整合が取れていない可能性があり、高透水性部の連続性評価に影響する。

## 4. 問題分析

上記の事実から、問題点を分析し、以下のように整理した。

### (1) 岩盤透水試験(ルジオン試験)結果の妥当性確認

当該ダムサイトにおける高透水性部は、地質境界や開口割れ目に起因するものが多い傾向にある。よって、高透水性部であることを確定させるためには、ルジオン試験結果だけでなく、複数の要素で評価し、高透水性要因を明確にする必要がある。

### (2) 断面図の整合性に対する懸念

各種断面図はボーリング調査を実施する度に更新されるが、ボーリング調査を実施していないグリッド上の断面図は、更新されずに据え置かれている可能性がある。また、断面図は並行して3次元化されるが、地質解析業務とは別のBIM/CIM構築業務で行われる場合があり、断面図の不整合部分の解釈で齟齬が生じるおそれがある。

## 5. 調査計画

問題分析を受け、下記の方針で調査計画することとした。

### (1) 高透水性部の要因分析

- ① コアで開口割れ目とみられる箇所には、孔壁展開画像解析で開口幅の確認のみを先行して行った。
- ② 高ルジオン値を示した区間において、高透水性部の再現や、高透水性領域を絞り込む目的で、必要に応じて追加の短縮ルジオン試験を実施した。
- ③ 自記水位計を調査孔周辺の既存ボーリング孔3箇所に設置し、本業務のボーリング掘削期間中は常時稼働させる。

せ、ルジオン試験時の孔内水位変動を確認した。

(2) パネルダイアグラムによるチェック

- ①地質解析業務から現状の最新断面図データを入手し、各断面図のボーリングデータをチェックした。
- ②パネルダイアグラムを作成し、更新時期が古いとみられる断面図との交点チェックを優先して行った。

6. 実施結果および成果

(1) 高透水性の要因分析

例として調査孔①の結果を示す(図-4)。深度125~130mの高透水性(深度125~130m, ルジオン値17)は、コア観察および孔壁展開画像解析の結果、深度128~130mに0.3~2.2mmの開口割れ目が密集し、主たる高透水性要因と考えられた。

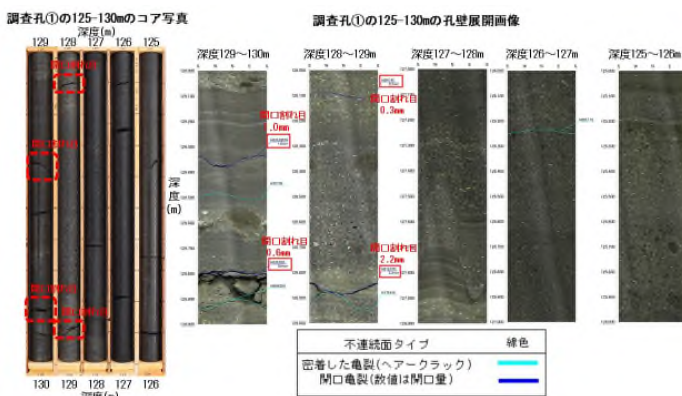


図-4 ボーリングコアと孔壁展開画像の対比

そこで、開口割れ目が密集している下半部の区間深度127.5~130mで短縮ルジオン試験を実施した。その結果、より高いルジオン値29を示し、開口割れ目を要因とする高透水性であることを再現でき、高透水区間を絞り込めた。

既往孔水位観測については、日降水量データも加味して評価した(図-5)。降雨がない時期に孔内水位上昇のピークを示す時間と、高透水性でルジオン試験を実施した時間が一致する箇所があり、高透水性の妥当性確認として一定の成果を得ることができた。

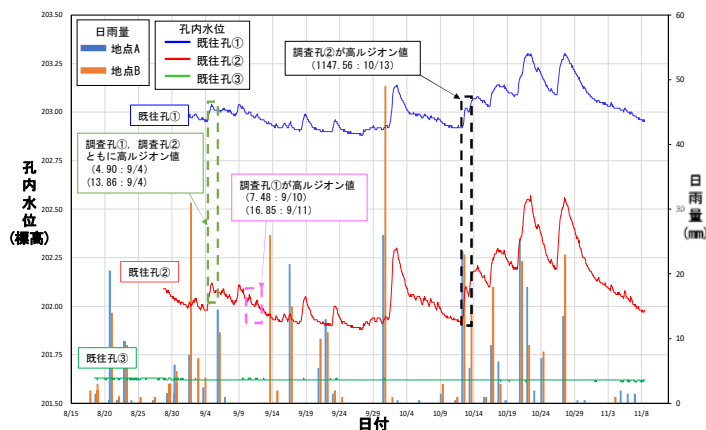


図-5 既往孔水位観測結果

(2) パネルダイアグラムによるチェック

パネルダイアグラムによるチェックの一例として、断

面①(上下流方向)と断面②(左右岸方向)交点の事例を示す(図-6)。断面①は平成26年度以降、新たなボーリングデータがないため更新されておらず、地質断面図・岩級区分図・ルジオンマップともに不整合箇所が確認された。その時点で発注者および関連業務担当会社にもこの資料をもって情報共有し、修正すべき箇所を明確に示した。

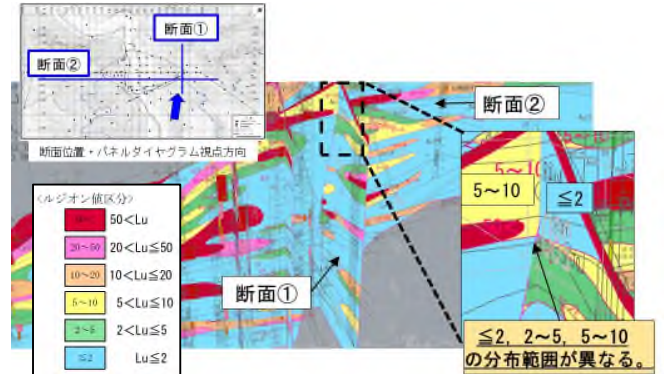


図-6 パネルダイアグラムによるチェックの例

以上の結果、深部の高透水性が局所的な分布にとどまる可能性がある事を提言した。

7. おわりに

本事例では、既往調査で明らかとなった止水ライン右岸深部の高透水性の詳細把握を念頭に、調査を実施した。ポイントは、以下のとおりである。

- ①注入水のリークによる高透水性の誤認を防ぐため、ルジオン試験開始時のチェック強化に加えて、コア・孔壁展開画像による試験区間の割れ目状態チェック、必要に応じて短縮ルジオン試験による再現性を確認した。また、周辺の既存ボーリング孔に自記水位計を設置し、ルジオン試験で高透水性を示した際の孔内水位変動を確認し、多角的に高透水性の妥当性を示した。
- ②各種断面図をパネルダイアグラムで詳細に確認し、解析業務、BIM/CIM構築業務で把握できていない要修正箇所を指摘して、不整合箇所を残したまま解析業務が進まないように配慮した。

以上の結果、懸念されていた止水ライン右岸深部の高透水性は連続性に乏しく、局所的な分布にとどまる可能性がある事を提言した。

今後も発注者が抱える課題を吟味し、地質調査の専門家として事業に貢献できるより良い調査を計画・提案できるよう努めていきたいと考える。

《引用・参考文献》

- 1) 一般財団法人ダム技術センター：ダムの地質調査ーボーリング・調査坑・トレンチー, p.70~76, 2015.3.
- 2) 財団法人国土技術研究センター：グラウチング技術指針・同解説, p.8~20, 2003.7.
- 3) 財団法人ダム技術センター：台形CSGダム設計・施工・品質管理技術資料, p.1-1~1-27, 2012.6.

# 高解像度ボアホールカメラを用いた孔壁展開画像の新しい見せ方

株式会社レアックス ○加藤 欣也, 石井 啓滋

## 1. はじめに

ボアホールカメラは、ボーリングコアでは把握することが難しい原位置での割れ目等不連続面の分布や開口量、走向傾斜の測定、すなわち定量化・数値化を容易に行なえるため（表-1 参照）、斜面防災やトンネル、ダム等の地質調査の現場で広く用いられてきた。このようにボアホールカメラは不連続面情報の数値化に強みはあるが、最大の特徴は不可視領域であるボーリング孔内 360 度全周の孔壁状態、質感、色調を連続的かつ直接的に見ることができる点である。

表-1 孔壁展開画像とコアから得られる不連続面情報

項目	ボアホールカメラ	ボーリングコア
割れ目の間隔・頻度	◎	○
開口量	◎	△
走向傾斜	◎	△
割れ目状態 (挟在物, 風化度合)	△	◎

◎：最適，○：可能，△：やや不向き

ところで、横山（2004）<sup>1)</sup>は、地すべり現象の地質学的な“みかた”において、はじめての現場や露頭に立ったときは感性にしたがって、周辺視の目で現象を主観的にみるのが重要と述べる。周辺視とは直感的に、あるいは感覚的に現場をまるごと捉える“みかた”であり、それによって何らかの現象が即座に分かれればすばらしく、客観性は後付けで十分に確保できるという。その上で、主観的な“みかた”や直観による判断的確度を高めるには、現場の緻密な観察の繰り返しと多くの現場の経験が必要と説く。

ボーリング孔の孔壁は、まさに地下に人工的につくられた露頭であり、上述の“みかた”によれば、孔壁状態の何を量的な測定対象とし、何を質的な観察事項とするか、技術者の主観により働きかけるボーリング孔壁の見せ方が重要となろう。本稿では、この考えに立脚し、不連続面情報の数値化といった側面ではなく、ボアホールカメラで撮影した画像そのものの価値をより高める孔壁画像の見せ方を提案する。

## 2. 従来のボアホールカメラ画像成果の課題

通常、ボアホールカメラ調査での画像成果には孔壁展開画像が用いられる。これはボーリング孔壁に方位情報を紐づけて、平面展開したものであり、撮影対象の相互的な位置関係、つまり角度や長さが正しく均等に表現されるため、不連続面の方向性や開口量の測定において都

合が良い（図-1参照）。また、この定量化したデータは統計的な図化（ステレオネット図等）にも利用しやすい。

一方で、展開画像は360度全周を平面表示したものであるため、円筒形の立体である実物とは視覚的に異なり、岩盤状態を想像しにくいという難点がある。そのため、成果オプションとして、展開画像を円筒形に加工した3Dコアイメージを求められる場合もある。これは地質技術者にとって馴染みのあるコア写真と似ているため、直感的・主観的な見せ方の一つとして捉えることができるものの、現状で一般に使用されているものは、俯瞰角が一定で、同時に見せることのできる範囲は孔壁全周の半分に限られている。

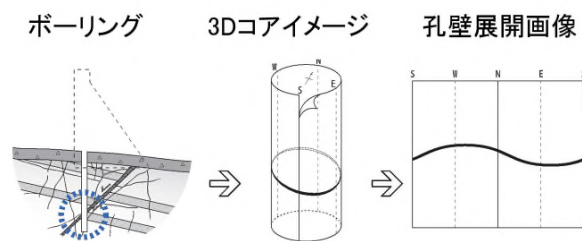


図-1 孔壁展開画像の模式概念図

## 3. ボアホールカメラ展開画像の新しい見せ方

### (1) 提案の趣旨

上述の課題に対し、“まるで自分がボーリング孔の中に入って岩盤を直接みている”かのような疑似体験ができるVRシステムによって解決・改良を図った。このシステムは、従前の孔壁展開画像のような静的見せ方とは異なり、VRヘッドマウントディスプレイを使うことで自由な視点で動的かつ臨場感をもった孔内観察が可能であるため、岩盤状態の直感的なイメージが容易となり、ひいてはサイト解釈への“気づき”の高まりが期待できる。

### (2) 具体的手法

提案するVRシステムは、実際にボアホールカメラで撮影した画像を、ボーリング孔に見立てた3D円柱モデルの内側にテクスチャーとして貼り付けたものである。

本システムで使用する元画像は、一般的なボーリング孔の孔径（直径66～116mm）において0.1mmレベルの解像度を確保できるものとした（以下、解像度0.1mmレベルを「高解像度」、0.5mmレベルを「標準解像度」と呼ぶ）。

この理由は、元々の撮影画像は単眼撮影であるため、厳密には立体視に必要な両眼視差は有していないが、図-2に示すような解像度の違いが、陰影の精細さを含めて孔壁の質感や立体感の表現が向上することができ、本システムの入力画像として最適と考えたためである。

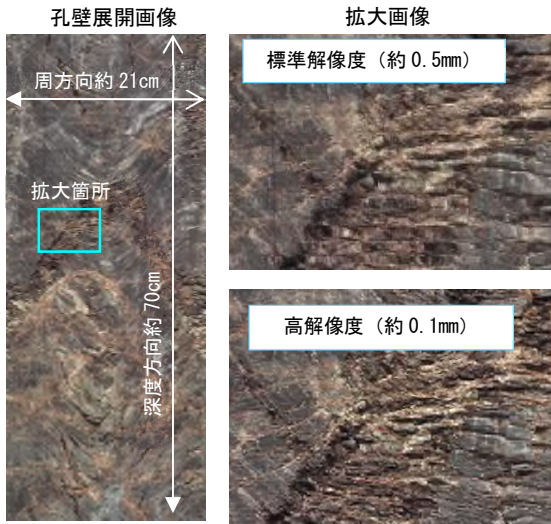


図-2 孔壁画像の解像度の比較

また、本システムには、孔壁展開画像から抽出した不連続面等のサインカーブの重ね合わせ機能や、VRシステム内での着目箇所のマーキング機能も搭載した。これは直感的なVR映像と正確な展開画像の相互的な活用を想定したものである。

本システムの概要を表-2に示す。

表-2 システム概要

項目	諸元
VRデバイス	VIVE Focus 3 (HTC社)
スクリーン / 解像度	デュアル2.88インチ / 片眼2448×2448 px
入力データ	JPEG, 不連続面情報データ
出力データ	静止画: PNG, JPEG 動画: MP4
画面内表示	サイト名, 孔番, 孔傾斜, 表示方位, 表示深度
機能	サインカーブ表示/非表示, マーキング機能, 深度ジャンプ, 昇降スピード調整

#### 4. VR技術の効果

図-3に従来のボアホールカメラ画像成果と本システムでのキャプチャー画像の例を示す。この図から分かるように、一定区間毎を網羅的に提示する従来の画像成果に比べて、VR画像では岩盤状態について、より直感的なイメージが可能となる。

また、それぞれの画像から得られる印象も異なる。例えば、従来画像では健岩部と脆弱部の境界、VR画像①視点ではある深さからの孔壁の拡がり、VR画像②視点では脆弱部における孔壁剥落が印象的であろう。これらの印象の違いに正否はないが、このことは同一の元画像であっても、視点と角度が違えば、技術者の主観に影響が及ぶことを示唆している。こういった点において、VRシステムは理論上数多の見せ方が可能であることから、技術者の主観により働きかけるツールと言えよう。

#### 5. まとめ

ボーリング孔壁には原位置の地質に関する様々な示唆が含まれている。それへの“気づき”を高めるためには、技術者の主観により働きかけるボーリング孔壁の見せ方が重要である。本稿では、このことへの対応として、VRシステムを活用したボーリング孔壁の見せ方を提案した。本システムは、従来のボアホールカメラ画像成果である展開画像と相互に活用することで、調査全体の質の向上に貢献できる可能性がある。

また、本システムは岩盤状態を直感的にイメージすることのできるツールであるため、地質技術者のみならず、専門家ではない人への見せ方・伝え方（成果図作成ツール）、地質学習における“気づき”の提供（教育・啓発支援ツール）としても活用できる可能性がある。

#### 《引用・参考文献》

- 1) 横山俊治 (2014) : 地すべり現象の地質学的な“みかた”, 日本地すべり学会誌51巻2号, pp. 50-59.



図-3 孔壁画像の見せ方の例

# 改良型弾性波探査による砂防堰堤の健全度調査事例

大和探査技術株式会社 ○児島 悠司, 内藤 好裕, 羽佐田 葉子  
株式会社阿部測量設計事務所 高橋 善清

## 1. はじめに

砂防堰堤のようなマスコンクリート構造物の劣化状況を評価する手法として、外観調査をもとにボーリング調査や各種材料試験等を行う方法が一般的であるが、堤体に及ぼす影響や高コスト等の課題がある。そこで、改良型弾性波探査を用いて、マスコンクリート内の弾性波速度構造を面的に可視化し、劣化状況を非破壊で定量的に評価できる手法(特許第 6396074 号)が開発されている。

本稿では、築造年数の異なる 2 基の砂防堰堤に改良型弾性波探査を適用し、構造物の全体的な健全度の評価・比較を行った事例について報告する。

## 2. 調査概要

### (1) 対象施設

福島県伊達郡川俣町に設置されている2基の砂防堰堤を調査対象とした(表-1)。

表-1 対象施設一覧表

名称	2号砂防堰堤	芹ヶ沢堰堤
堤長(m)	37.5	39.2
堤高(m)	8.5	12
完成年	2001年	1975年
経過年数(2022年時点)	21年	47年

### (2) 調査方法

図-1に示すように堤体上面に1m 間隔で受振器を設置し、堤体上面および下流側の堤体下端部においてハンマーで堤体を打撃することにより発振を行った。発振間隔は原則1mとし、上面では受振点の中間を発振点とした。発生した弾性波(P波)は各受振器に到達すると電気信号に変換され、テークアウトケーブルを介して測定器に記録される。測定波形例を図-2に示す。得られた測定記録から初動走時を読み取り、トモグラフィ解析を行って堰堤全体の弾性波(P波)速度分布を求めた。

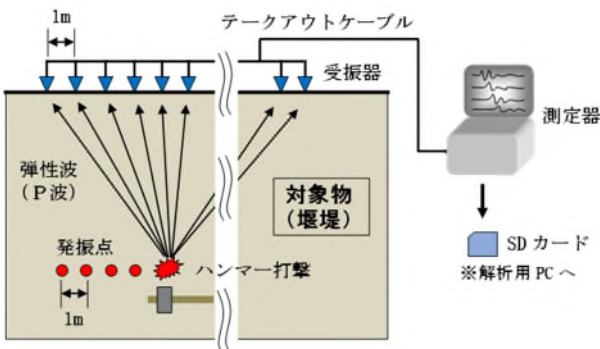


図-1 改良型弾性波探査測定方法概略図

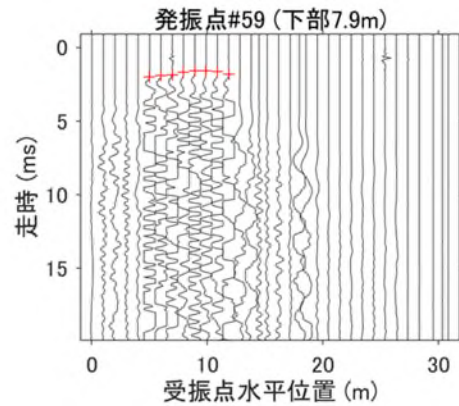


図-2 測定波形例(堤体下端からの発振)

## 3. 調査結果

### (1) 2号砂防堰堤

初めに全ての読み取り走時データを用いた弾性波トモグラフィ解析(全体解析)を行った。得られた弾性波速度構造モデルを図-3に示す。2号砂防堰堤では堤体の構造に起因すると考えられる弾性波の減衰が認められ、その影響として、弾性波速度の低い部分が帯状に現れている。堤体が波の減衰する境界でブロックに分かれていると推定した。

ブロック境界の影響を取り除き、堤体コンクリート自体の性質を分かりやすくするため、ブロック境界を横断する波線経路に対応する走時データを除き、それぞれのブロック内を通過する波線経路のみを使用した解析(分割解析)を行った。分割解析で得られた弾性波速度モデルを図-4に示す。全体解析の結果で見られた低速度帯は生じず、全体的に高速度の結果となった。

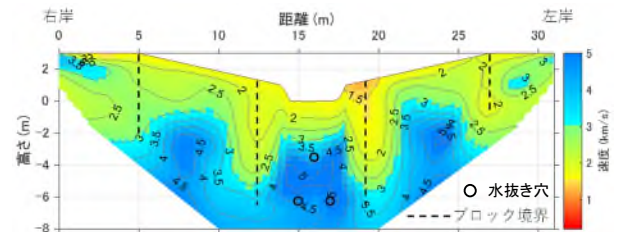


図-3 全体解析による弾性波速度モデル(2号砂防堰堤)

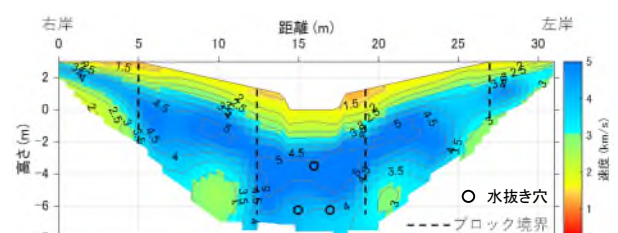


図-4 分割解析による弾性波速度モデル(2号砂防堰堤)

(2) 芹ヶ沢堰堤

芹ヶ沢堰堤では弾性波の大幅な減衰を示す構造は認められなかったため、走時の読み取り誤差が小さい波形データのみに用いてトモグラフィ解析を行った。解析の結果得られた弾性波速度モデルを図-5に示す。

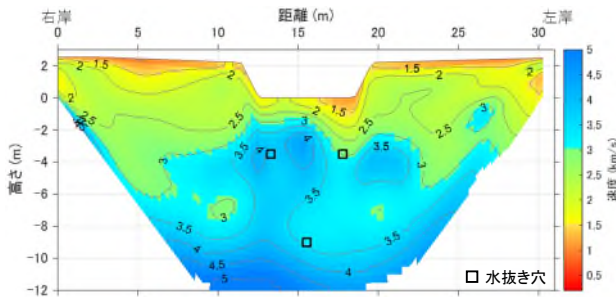


図-5 芹ヶ沢堰堤の解析で得られた弾性波速度モデル

4. 考察

砂防堰堤における弾性波速度と健全度との相関について、過去の調査から得られた一軸圧縮強度と弾性波速度との関係を図-6に示す<sup>1)</sup>。この図から弾性波速度の低下に伴い、圧縮強度も低下する傾向が認められる。弾性波速度が3.0km/s 以下の場合、圧縮強度が設計基準強度に近づき、一部は下回る傾向がみられる。また、1.5km/s 以下では設計基準強度を下回る可能性が大きくなる。このことから、弾性波速度により砂防堰堤の健全度を評価することが可能となる。

調査結果として得られた弾性波速度モデルから、右岸側袖部・水通し部・左岸側袖部の3箇所に分けて速度分布の平均値・最大値・最小値を求めた(表-2)。2号砂防堰堤については、分割解析の結果を採用した。全体に、芹ヶ沢堰堤の弾性波速度が2号砂防堰堤のものより小さく求まった。これは経過年数に伴う全体的な健全度の低下を示すものと考えられる。

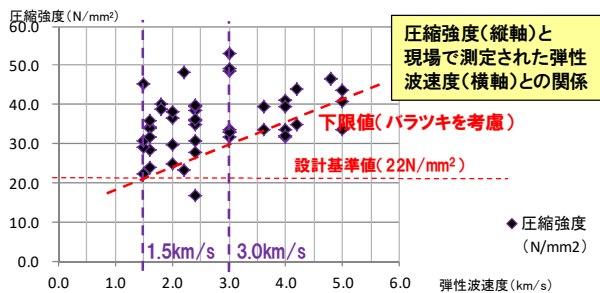


図-6 コアサンプルの一軸圧縮強度と弾性波速度の関係<sup>1)</sup>

表-2 得られた弾性波速度分布の平均値・最大値・最小値

km/s	2号砂防堰堤			芹ヶ沢堰堤		
	右岸側袖部	水通し部	左岸側袖部	右岸側袖部	水通し部	左岸側袖部
平均	2.92	3.03	3.70	2.34	2.36	2.58
最大	4.40	4.30	5.00	4.17	3.27	4.11
最小	1.45	1.36	1.33	1.12	1.04	0.99

2号砂防堰堤については、目視点検の結果、健全度 A であり、ひび割れ等の変状は認められなかった。弾性波速度は図-4で示したように天端付近を除きほとんどの部分が3km/s 以上であり、全体的に健全と見なされる範囲内であった。天端付近については、発振位置と受振位置の3次元的な配置を2次元に投影した補正による誤差等も含まれていると考えられる。

芹ヶ沢堰堤については、天端から5m 以内が全体に3km/s 未満となった。図-7に芹ヶ沢堰堤の弾性波速度分布と点検結果による変状との比較を示す。カラースケールには、図-6で示した関係から推定される圧縮強度の下限値も示した。天端付近の破損やひび割れが生じている箇所は速度が1~1.5km/s 程度となり、劣化を反映していると考えられる。ただし、遊離石灰や剥離が生じている箇所は弾性波速度との明瞭な相関は見られなかった。これらの変状は表面近くにとどまり、弾性波速度が反映している堤体内部の全体的な健全度には影響が及んでいないと推測される。

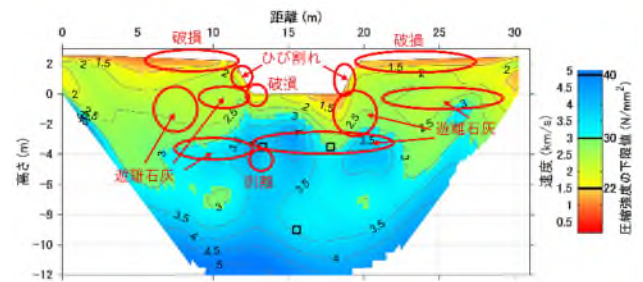


図-7 芹ヶ沢堰堤の弾性波速度分布と点検結果との比較

5. まとめ

築造年数の異なる砂防堰堤に改良型弾性波探査を適用した結果、弾性波速度の分布に明瞭な差が認められ、施設の健全度評価における有効性が認められた。従来の調査に比べて機材の可搬性が良く、測定を短期間で終了できるため、この手法が構造物の健全度調査の効率化に寄与するものと考えており、今後も事例を増やしていくことにより、精度の更なる向上につなげていきたい。

謝辞

本調査を実施するにあたり、施設の管理者である福島県県北建設事務所の皆様には多大なるご協力を賜りました。ここに深く感謝の意を表します。

《引用・参考文献》

- 1) 中谷洋明・鈴木豊・荒井良介・福塚康三郎・佐藤敏明・若林栄一・永富大亮・小林海央・内藤好裕・羽佐田葉子(2014)：弾性波探査(改良型)を用いた砂防堰堤コンクリートの構造変質の評価について、平成26年度砂防学会研究発表会概要集, B-408~B-409

# 構造物基礎のボーリング調査に弾性波探査を併用した地すべりブロック範囲の検討事例

株式会社アサノ大成基礎エンジニアリング 倉田 力

## 1. はじめに

ダム建設に伴う貯水地すべり調査は、地形判読や現地踏査による概査、概査結果に基づく精査による地すべり地形等の抽出、ボーリング調査によるすべり面の推定、観測機器による水位の挙動と活動性の精査によって、地すべり機構・安定解析や対策工計画に必要な資料を得ることを目的に実施する<sup>1)</sup>。本業務は某ダムの付替道路設計のため、構造物(橋梁)計画箇所付近に近接した地すべりブロック範囲の把握を目的に、構造物基礎のボーリング調査に併せて弾性波探査を適用した検討事例を紹介する。

## 2. 地質概要及び調査背景

図-1に調査位置平面図を示す。調査地付近は、安山岩質の火山性砕屑岩類を主とし、岩相は自破碎溶岩(Au)、凝灰角礫岩(Tb)、火山礫凝灰岩(Lpt)、軽石凝灰岩(Pmt)が分布する。また、地すべり範囲は、すべり面より上位に破碎を受けた移動土塊層(1s)が分布する。

既存調査から、A1橋台北側には、地すべりブロック(L-1ブロック)の頭部(L-1-A1ブロック)が分布し、施工による影響が懸念されている<sup>2)</sup>。

A1橋台計画箇所の既存ボーリング調査(既存 B-1)では、深度17.6mまでN値の低下したD級岩盤(角礫状のAu層)が分布する。対して、P1橋脚の既存調査(既存 B-2)では、深度2.7mからN値50以上のCM級岩盤(Au層)が分布し、地層が不連続であること、D級岩盤が厚いのはA1橋台付近のみである結果が得られていた。

## 3. 問題点と課題

調査地の問題点と課題を整理する。

### (1)問題点

- 1)A1橋台と P1橋脚の北側に地すべりブロックの頭部が隣接すること
- 2)P1橋脚計画箇所は、CM級の岩盤が分布するが、A1橋台計画箇所には、ルーズな地層(D級岩盤)が厚く分布しており、A1橋台まで地すべりブロックが分布している可能性が考えられること

### (2)課題

- 1)A1橋台(既存 B-1)で認められたルーズな地層(D級岩盤)は地すべり移動土塊(1s)であるか否かを判断すること
- 2)D級岩盤が地すべり移動土塊(1s)であった場合、その範囲を明確にすること

## 4. 調査計画

課題1)に対しては、図-1に示した現状のL-1-A1ブロック内でボーリングを2箇所(K-2-1, K-2-2)行い、地すべり移動土塊(1s)の性状確認、既存 B-1孔と対比する。

課題2)に対しては、ルーズな地層(D級岩盤)の分布範囲を平面的に把握するため、地盤の物性を面的に把握するのに有効な弾性波探査を2測線(弾性波探査 A, B 測線)で計画する。

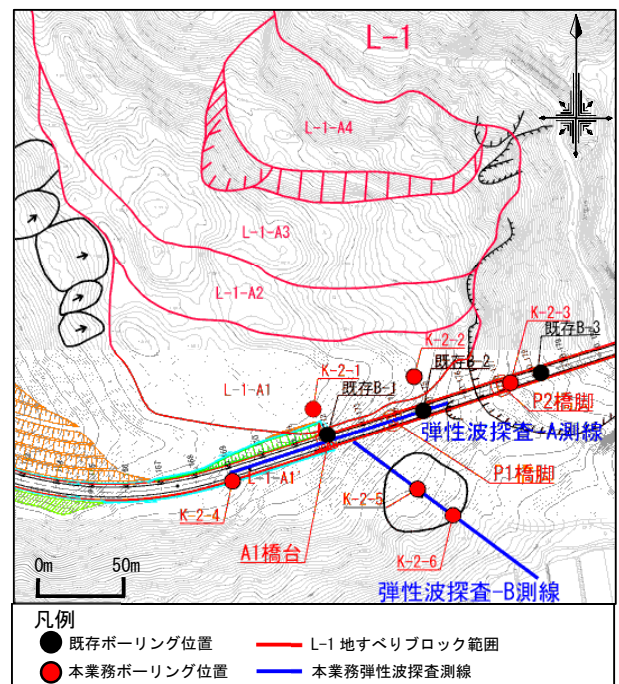


図-1 調査位置平面図および調査計画図

## 5. 実施結果及び考察

### (1)ボーリング

課題1)に対して、地すべりブロック内外のボーリングコアを対比させた結果、既存 B-1で確認されたルーズな地層(D級岩盤)は、K-2-1及びK-2-2で確認された地すべり移動土塊(1s)と同様な岩相、N値の低下、破碎程度が確認された。よって、A1橋台(既存 B-1)で確認されたD級岩盤は地すべり移動土塊(1s)の可能性が高いと考えられた。

### (2)弾性波探査

課題2)に対して、A 測線では、既存 B-1および K-2-4孔における D 級岩盤基底深度付近の P 波速度は概ね 1.2km/sec であること、P 波速度 1.2km/sec 以下を示す層厚は A1橋台と P1橋脚の中間付近で急に薄くなる結果が得られた(図-2)。この結果は既存 B-2孔で D 級岩盤は深度 2.7m までと極端に薄い結果と整合することから、速度分布は岩盤性状を反映していることが確認された。



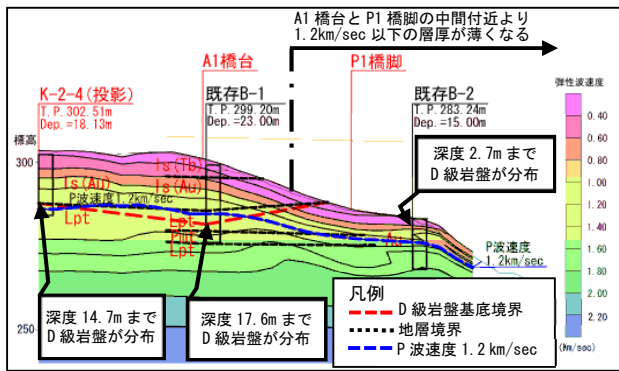


図-2 弾性波探査 A 測線結果図 (P 波速度整理)

さらに、A・B 測線の速度線の乱れ(変化点)が3点見い出され、この3点で構成される1つの不連続面の方向を解析した結果、北東-南西方向で東に55° 傾斜するような地層の不連続面が推定された<sup>3)</sup>(図-3~図-5)。図-3においては既存B-1と既存B-2の間にこの不連続面が反映され、この不連続面を境に、起点側と終点側で地質性状の相違があると考えられた。

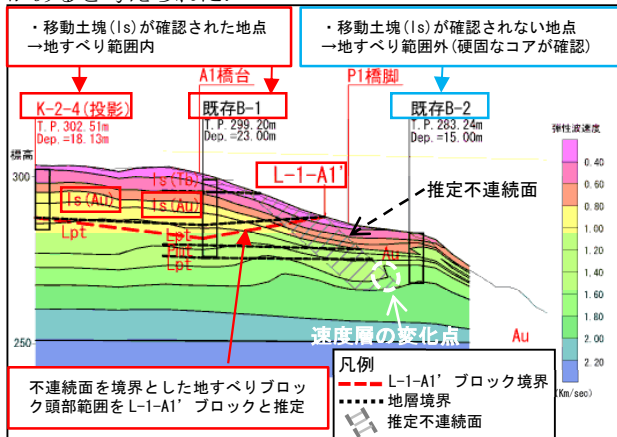


図-3 弾性波探査 A 測線結果図(推定不連続面)

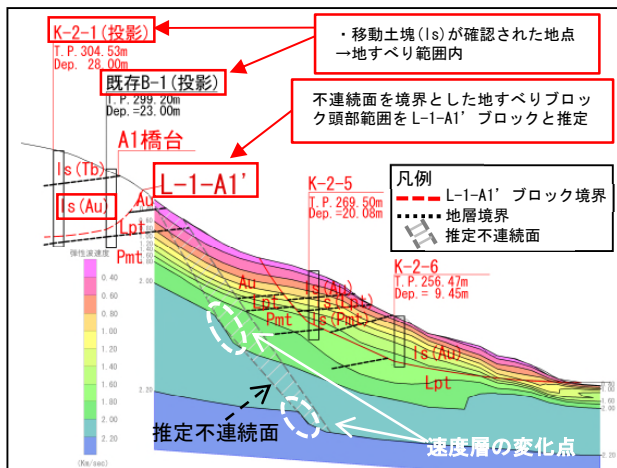


図-4 弾性波探査 B 測線結果図(推定不連続面)

以上より、ボーリングコアの対比による地すべり移動土塊(1s)の判定、D 級岩盤に相当する弾性波速度層の層厚の変化状況、弾性波速度線の変化点から推定される不連続面の位置を総合して地すべりブロック頭部の範囲を推定した(図-5)。

## 6. 後続業務における地すべりブロック範囲の検討

本業務では、前節のとおりボーリング調査に弾性波探査を併用して地すべりブロック範囲を推定した。本業務の後続業務として追加ボーリング調査が実施され、その結果を踏まえた地すべり総合解析業務では、L-1地すべり範囲の精査が行われた<sup>4)</sup>。

解析業務で精査された L-1地すべりブロック範囲を図-5に緑線で示す。ブロック範囲を対比すると、弾性波探査結果を併用して推定した地すべりブロック範囲と解析業務で精査された地すべりブロック範囲は概ね一致した。これらの結果から、弾性波探査を併用した調査手法が地すべりブロック範囲の把握に活用できる可能性があると考えられる。

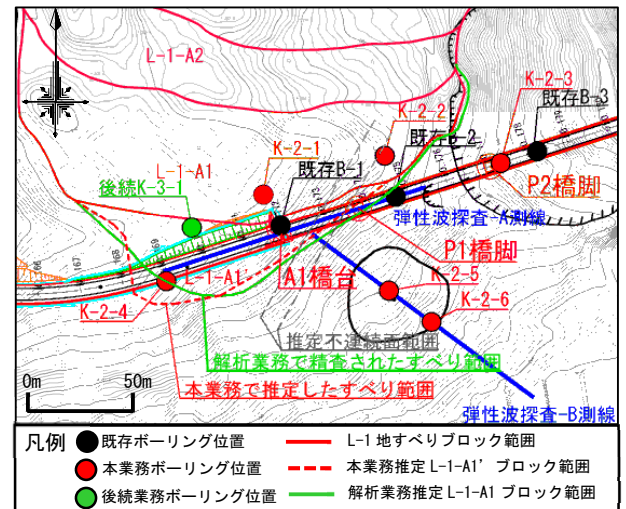


図-5 本業務推定地すべり範囲および地すべり解析業務推定地すべりブロック範囲

## 7. おわりに

本業務では、構造物計画箇所に近接した地すべりブロック範囲の把握を目的に、ボーリング調査と併せて2方向での弾性波探査を適用し、ボーリングで確認されたルーズな地層(D 級岩盤)の分布状況と合わせて地すべりブロック範囲を推定した。

このように、本報告ではボーリングによる「点」での地質情報に、弾性波探査を併用することにより「線」の地質情報を加え、地すべりブロックの平面的な分布を推定した一事例として報告した。

今後も現場特性に適した調査手法について検討し、より効果的な成果が得られるよう研鑽を積んでゆきたい。

## 《引用・参考文献》

- 1) 国土技術研究センター. 改訂新版 貯水池周辺の地すべり調査と対策: 古今書院, 2010
- 2) 平成31年度 付替国道上流部地質調査業務報告書
- 3) 令和2年度 付替道路中流部地質調査業務報告書
- 4) 令和3年度 地すべり総合解析業務報告書

## 微動アレイ探査の斜面・道路盛土における活用事例

株式会社日さく ○仲田 千佳子, 石川 恵司, 堺田 佳人, 澤井 清人, 渡辺 寛

### 1. はじめに

近年、斜面および道路盛土における崩壊が毎年のように各地で発生している。例えば、地盤風化による地すべり・許容量を超えた盛土による崩壊・道路盛土の風化による不安定化・埋没谷の見逃しにより正しい設計が行われず建設物に影響を与える場合などが挙げられる。

これらの地質リスクを明らかにするためにはボーリングやサウンディングなどの原位置試験を密に行うことが最も有効である。しかし、費用面・時間の制限から調査箇所の配置には限界がある場合が多い。したがって、必要最低限の調査箇所で地質リスクを明らかにすることが求められ、調査位置を選定する際には地形や既存地質資料を参考とする。しかし、これらの資料から得られる情報が不十分なケースもある。

微動アレイ探査は、複数の地震計を使用し、風や海の波、車の振動など日常的な微動に含まれる表面波の分散を推定する手法である。さらにその分散曲線を逆解析することにより地盤のS波速度構造を推定することができる<sup>1)</sup>。この探査は非破壊で表面波探査のように起振する必要がないため、現場作業がシンプルであることが特徴である。また、振動を利用するため電気系の探査と異なり場所を選ばず導入しやすい。そのため、他の調査よりも手軽に探査を行うことができる点がメリットである。

そのような微動アレイ探査の特徴を活かし、あらかじめおおまかな地質構造を把握することにより、地質リスクとなりうる箇所・要因を抽出することができるのではないかと考え、実験を行った。

### 2. 使用機材

本事例では微動アレイ探査装置「McSEIS-AT（応用地質株式会社）」を使用した。



写真-1 使用機材

写真-1の中心付近にある黄色い小さな機器が地震計であり、その周囲の黄色い箱型の機器がデータ収集部分である。2つの機器はケーブルで接続されている。探査方法は地震計を水平な地面に置くか、傾斜地の場合は軟らかい土の露出した地表面であれば垂直に刺すことで測定が可能である（図-1）。

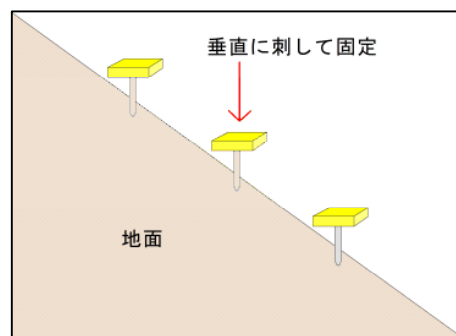


図-1 傾斜地での地震計設置方法

測定時間は条件によって異なるが、1測定あたり15分～30分程度の計測時間があればデータを得ることができる。地震計の配置は三角アレイ配置が一般的だが、直線状に配置したリニア（直線）配置やL字配置、円配置など目的によって使い分けができる。後述の通り、本事例では簡易的に二次元的なデータを取得することを目的としてリニア配置を採用した。

### 3. 方法

本調査では、道路脇の盛土を対象として探査を行った。地震計は10個使用し、2m間隔で設置、18mの測線をリニア（直線）配置とした（図-2参照）。理論的な探査可能深度は9m（18/2m）程度である。測線①、②はコンクリートの小段上とし、測線③は斜面に当たるため垂直に地震計を設置した。

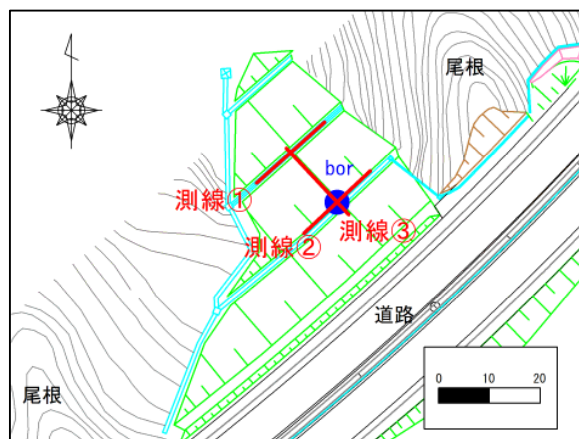


図-2 配置図

また、測線①と測線③の交点ではボーリング調査を行っているため、そのデータと比較を行った。

#### 4. 結果

微動アレイ探査による各測線の S 波速度構造を図-3～5に示す。図中にはボーリング箇所や測線同士の交点を記載した。盛土縦断方向の測線①と測線②を比較すると、盛土小段上部の測線①よりも下部の測線②のほうが浅い深度から S 波の高速度帯（青色）が分布する。盛土横断方向の測線③からも S 波速度構造が傾斜しており、下部のほうが浅い深度から高い S 波速度を示す傾向が読み取れる。

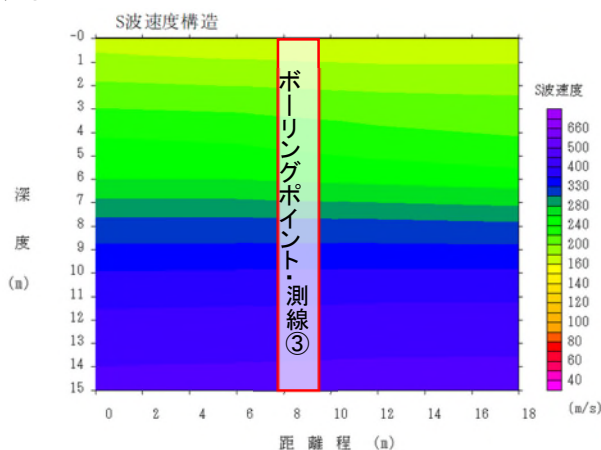


図-3 測線①の解析結果

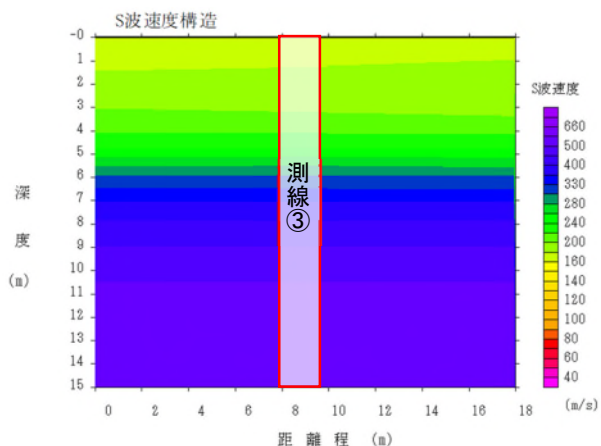


図-4 測線②の解析結果

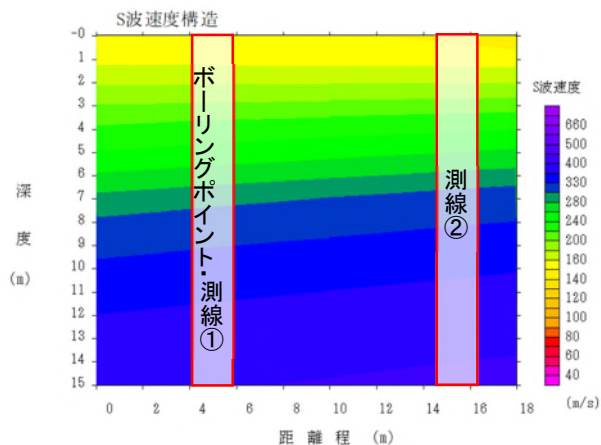


図-5 測線③の解析結果

また、ボーリング柱状図（図-6）と比較すると、 $N$  値が 2 桁を示す 8m 周辺以深において S 波速度が 300 (m/s) を超える S 波の高速度帯が分布しており、S 波速度と  $N$  値との相対的な対応関係が認められる。しかし、盛土と岩盤との境界は検出することができず、本事例では微動アレイ探査の結果のみで地層境界を推定することは困難であった。

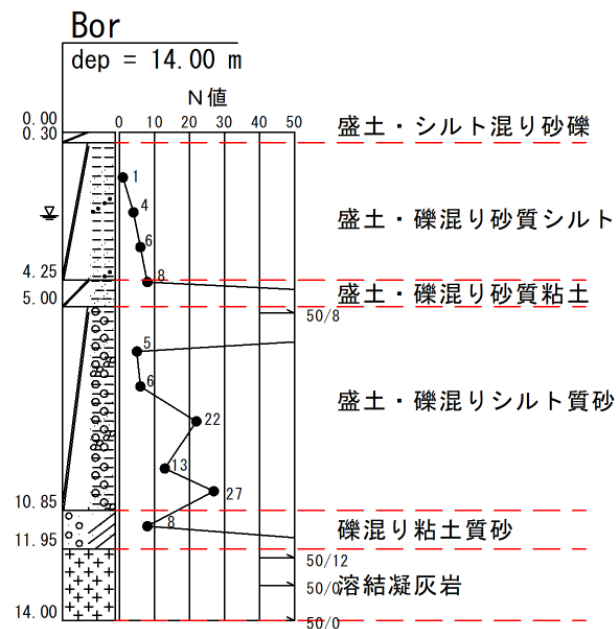


図-6 ボーリング柱状図と地層区分

#### 5. まとめ

本事例での試行により、道路盛土における微動アレイ探査の活用方法を確認することができたものの、ボーリングデータを参照すると、微動アレイ探査の結果のみで地層境界を断定することは困難であった。一方で、盛土下部ほど S 波の高速度帯が浅い深度から分布する傾向を示したことから、S 波速度と  $N$  値の相対的な対応関係が認められたことから、浅層部の大まかな硬軟の傾向は把握できたものと考えられる。

本事例での結果を踏まえ、地震計の配置やボーリングデータを含む既往資料との比較、現地踏査結果や他物理探査結果等を統合して解釈することで、より精密で有効なデータとなりうると考えられる。今後は地すべり地でのすべり面の推定など他現場でも事例を重ね、地質リスクの抽出・詳細な調査箇所選定の効率化に寄与していきたい。

#### 《参考文献》

- 1) 池田達紀, 松岡俊文, 辻健, 林宏一 (2011): SPAC 法における異なる相関距離を考慮したマルチモード解析, 物理探査第64巻第2号, p. 127-138

# 不陸を伴う基盤面調査における物理探査の有効性について

株式会社 環境防災 地質部 河野 美博

## 1. はじめに

近年、地震被害の増加や巨大地震の発生リスクの高まりを受け、各施設で耐震化が進められている。

本稿は、独立行政法人水資源機構香川用水管理所が管理する香川用水取水工（徳島県三好市池田町）の地質調査<sup>1)</sup>において、複数の物理探査、物理検層等を併用することによって、耐震上の基盤面の不陸や設計・施工上の留意点を明らかにした点について述べる。

## 2. 業務概要

香川用水取水工は池田ダム上流約1.6kmの吉野川左岸側、標高100m前後の狭隘な段丘面に位置する（図-1）。



図-1 調査全景

段丘面は吉野川本流性の砂礫層を主体とする段丘堆積物が厚く分布し、硬質で新鮮な砂岩の円礫（玉石）を多量に含有する。下表-1に、調査内容を示す。

表-1 調査内容表

項目	概要
調査ボーリング	1箇所L=13m
標準貫入試験	1箇所合計13回
室内土質試験	物理試験1式
PS検層	1箇所L=13m（ダウンホール法）
表面波探査	3測線ΣL=80m（受振間隔1m）
微動アレイ探査	3地点L字（受振間隔1.5m）

## 3. 技術的な課題

①作業領域が取水工左岸側、10m×20mの狭隘なスペースに限られる（図-2）。



図-2 作業領域

②現場作業の期間が4月の非出水期においても都市用水の取水量が多く、水流音や水流に伴う微振動などのノイズが常時発生していた。

③既往調査資料によって、玉石を含有した段丘堆積物が厚く分布することが判明したので、河川の浸食作用によって基盤面に不陸が生じている可能性が考えられた。

④現地踏査の結果、取水工周辺の水路工両岸の擁壁の一部には亀裂や段差が生じていた（図-3）。



図-3 水路工の擁壁に発生した変状

## 4. 課題に対する対応策

狭隘な作業領域に対して、広範囲に精密な地質情報を取得すべく、表面波探査と微動アレイ探査を併用することにした。なお、測線は可能な限り長く、密に配置するものとした（図-4）。

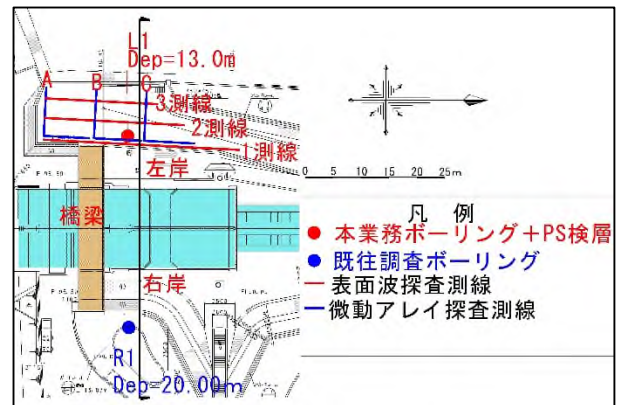


図-4 調査位置図

表面波探査は3測線（L=35m, L=25m, L=20m）とし、受振間隔を1.0mとした。また、微動アレイ探査はL字形に3地点（9m×9m）とし、受振間隔を1.5mとした。

調査ボーリングの位置は地質解析の精度向上のため、表面波探査および微動アレイ探査の測線上に配置した。

なお、水路擁壁周辺の地盤の緩みを確認するため、擁壁裏込材などの人工改変部分も考慮し、法肩から2.5m離れた位置に測線を展開させることにした。また、物理探査のデータ解析の精度向上のため、ボーリング孔を利

用したPS検層も行うものとした。

## 5. 対応策に対する評価

### (1) 基盤面

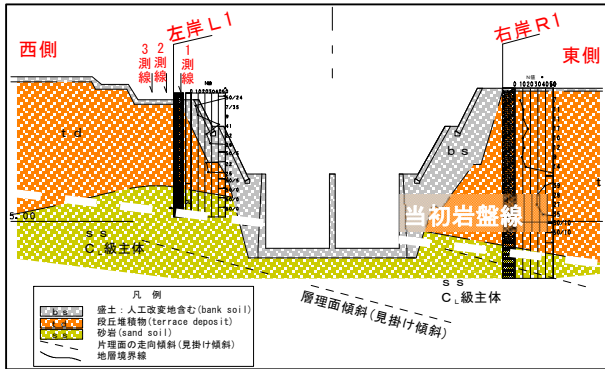


図-5 推定地質断面図

図-5に示すように、既往調査の段階では、右岸側の既往ボーリング (R1) における基盤岩出現深度から、左岸に向かって緩やかに直線状に延びると考えられていた (当初岩盤線)。

### (2) 本調査結果

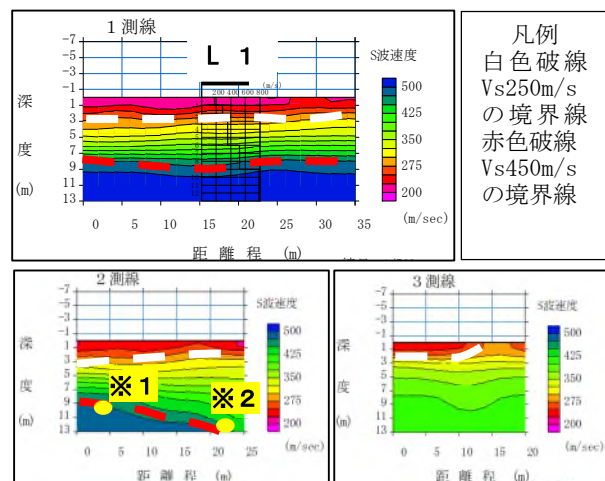


図-6 表面波探査解析断面図

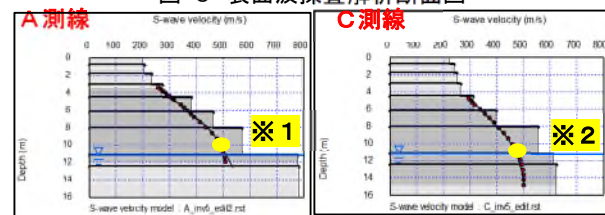


図-7 微動アレイ解析断面図

本調査で行った表面波探査の結果、図-6に示すように、左岸側の基盤面は調査ボーリング (L1) 付近をピークとして西へ傾斜するほか、北にも大きく傾斜していることが判明した。なお、調査ボーリング (L1) にて行ったPS検層結果を解析に反映した。これは、図-7に示す微動アレイの結果とも合致した (図-6の※1・※2が図-7の※1・※2と合致)。このことから基盤岩は、吉野川の河川浸食作用の影響を受けたものと考えられた。また、取水工の上流が東西性谷地形の流末領域にあたることから、その浸食作用の影響も受けたものと推測された。

### (3) 地盤の緩み

図-6の結果より、表層の約3mはS波速度値が250m/s程度とN値10以下相当の緩みが生じた地盤であった。また、取水工外壁に近い1測線の一部で150m/s程度の低速度帯を捉えたことを踏まえ、外壁背面の盛土地盤は脆弱化が進行していると推測していた。また、3m以深はN値50以上を示す段丘堆積物が分布するが、粗砂混じり礫では局所にN値が25前後のややルーズな箇所を挟んでいた (図-8)。一方で、物理探査や物理検層結果では、硬い玉石を含有した段丘堆積物を反映し、一般には耐震上の基盤面と判断される $V_s = 300$  m/S以上の高速度値を示していた。そこで、本地点の基盤面は、標準貫入試験で貫入不能であった $V_s = 450$  m/S以上の速度値が得られた地盤面 (岩着) と評価した (図-6, 赤色破線)。

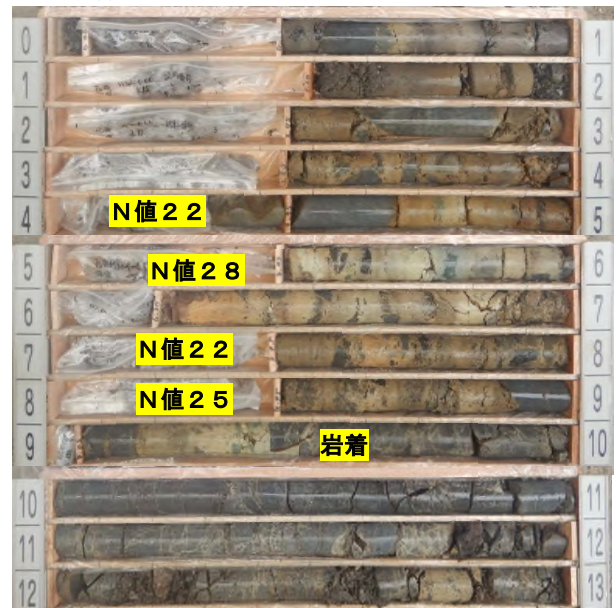


図-8 コア写真

## 6. まとめ

当該地は事業計画時における地震時の構造物安定対策として、既設張りコンクリート (二段張りコン, 最大高さ約9m) 上に、受圧板工と抑止アンカー工が想定されており、本調査によって、確実な定着層と考えられる基盤岩は不陸を伴うことが判明した。また、ボーリング掘削時の段丘堆積物層における送水堀区間は漏水が顕著であった。これらのことを踏まえて、フリクションパッカーを装着した定着体によるアンカー基本調査試験を後続調査として立案した。

## 7. 謝辞

本業務を遂行するにあたり、本調査の提案をご承認いただいた独立行政法人水資源機構香川用水管理所建設グループの皆様にお礼申し上げます。

### 《引用・参考文献》

平成30年度 香川用水取水工外地質調査業務報告書 (令和元年6月) 独立行政法人水資源機構香川用水管理所

# 干渉 SAR 時系列解析による地すべり活動の把握

基礎地盤コンサルタンツ株式会社 ○吉田 美月, 吉川 猛

## 1. はじめに

合成開口レーダ (SAR : Synthetic Aperture Radar, 以下 SAR) を利用した干渉 SAR 解析では、複数時期の SAR データの位相差から地表面の変動を推定することができる。本稿では、長野県の I トンネル坑口上部で発生した地すべりを例に、干渉 SAR 解析による地すべり活動の把握について検討する。

## 2. 干渉 SAR 解析について

### (1) 干渉 SAR 解析の原理

干渉 SAR 解析では、複数時期の SAR データを干渉処理することにより位相差を算出し、この位相差を基に衛星-地表面の距離変化を変位量として推定する (図-1)。なお、地表面の被

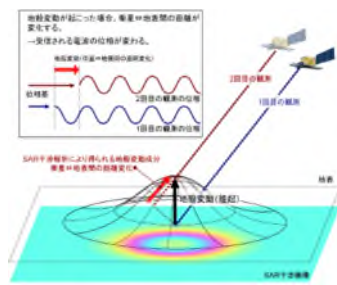


図-1 干渉 SAR 解析の概念図<sup>1)</sup>

### (2) 干渉 SAR 解析の解析手法

干渉 SAR 解析は二時期のデータを用いる差分干渉 SAR 解析と、複数時期のデータを用いる干渉 SAR 時系列解析 (以下、時系列解析) の大きく2つに分けられる。時系列解析では、各データ間の時間間隔や軌道のズレを閾値として多数のペアで干渉画像を作成し、これをインバージョン解析することによって変位量を決定する。二時期間の変位量のみを求める差分干渉 SAR 解析に対して、時系列解析では各時期の変位量のほか、解析期間全体を通しての変位速度が算出される。時系列解析には、面的に計算を行う SBAS (Small BAseline Subsets method) 解析と、ピクセルごとに計算を行う PSInSAR 解析がある。

## 3. 解析条件

解析対象とした I トンネルでは、坑口上部において2021年7月に地すべりが発生した (図-2)。本稿では、2015年~2020年までの15シーンのデータを用いて SBAS 解析を実施した。表-1に解析条件を、図-3に解析範囲を示す。



図-2 発災状況<sup>2)</sup>

表-1 解析条件

解析範囲	図-3 <sup>3)</sup> に示す
解析期間	2015/9/29~2020/11/17 (15 シーン)
利用衛星	ALOS-2/PALSAR-2
解析グリッド	10m×10m
ペア間隔上限	365 日



図-3 解析範囲<sup>3)</sup>

## 4. 解析結果

SBAS 解析による対象地周辺の変位速度分布図および防災科研の地すべりブロック<sup>4)</sup>、発災後の航空写真より判読した災害範囲 (赤線) を図-4 に示す。解析結果における負の変位 (図中、青) は衛星から遠ざかる変位、正の変位 (図中、赤) は衛星に近づく変位を示す。図-4 より、防災科研の地すべりブロック内部に、局所的に大きな負の変位を示す領域が認められた。この変位の発生範囲は航空写真から判読した災害範囲の上部に当たる。変位速度は最大で-33mm/年程度となった。

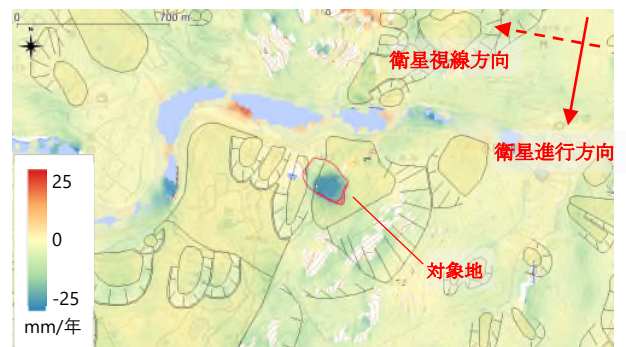


図-4 変位速度分布図および地すべりブロック<sup>3) 4)</sup>

## 5. 時系列変位履歴

図-4で確認された変位の発生範囲について、図-5に示す通り計48点の抽出点を設定し、累積変位量の時系列の推移を調べた。なお、図-5に示す変位分布図は2020年11月17日における累積変位量で、解析開始日の2015年9月29

日を0としている。全点の累積変位量の平均から作成した時系列グラフを図-6に示す。ブロック全体ではゆるやかに変状が進行し続けており、特に2016年後半から変位速度が上昇している。また、2015年12月22日（解析データセット中2データ目）を基準としたときの2017年～2020年の11月データにおける各点の変位量のグラフを図-7に示す。各点の変位進行状況について着目すると、もともと変位量の大きい3、4段目では2019年までに変位が大きく進行し、2019～2020年間では変位速度が低下している。一方、1段目や2段目の東側では2019～2020年間にも25mm以上の変位が生じており、時期によって活発に変位する位置が変化していった可能性がある。航空写真より判読した発災範囲は1段目よりさらに斜面下部にまで及んでいることから、地すべり活動が斜面下方へ進行・拡大していったものと考えられる。

## 6. まとめ

今回は、干渉 SAR 時系列解析を利用して地すべり活動の把握を試みた。この結果、解析結果において認められた変位の発生範囲と実際の災害範囲がよく一致した。また、任意の点における累積変位量の時系列グラフを作成したところ、対象地は発災以前より連続的に変位が進行していたことがわかった。さらに、変位の発生範囲における変位速度は一様ではなく、時期や地点によって異なる可能性が示された。定期的な SAR 解析の実施による地すべり活動およびその懸念箇所の事前の検知や、対策の検討等への解析結果の積極的な活用が期待される。

### 《引用・参考文献》

- 1) 干渉 SAR の基本：国土地理院（最終閲覧日2023年5月23日），  
[https://www.gsi.go.jp/uchusokuchi/sar\\_mechanism.html](https://www.gsi.go.jp/uchusokuchi/sar_mechanism.html)
- 2) 国道19号長野市篠ノ井小松原地先の災害：長野国道事務所ホームページ，（最終閲覧日2023年5月23日），  
<https://www.ktr.mlit.go.jp/nagano/nagano00293.html>
- 3) 国土地理院淡色地図（に加筆），（最終閲覧日2023年5月23日），  
<https://maps.gsi.go.jp/development/ichiran.html>
- 4) 地すべり地形 GIS データ：国立研究開発法人 防災科学技術研究所 地すべり地形分布図

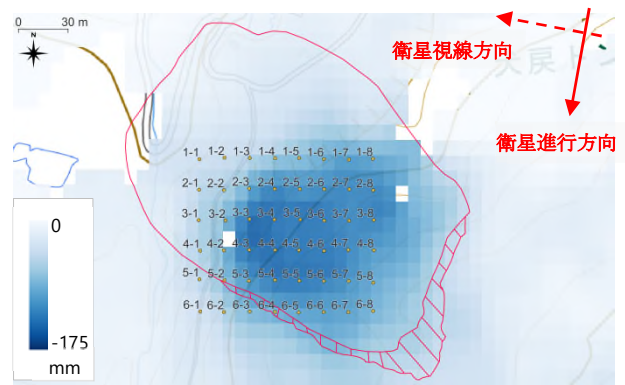


図-5 抽出点設定状況<sup>3)</sup>



図-6 全点の累積変位量の平均

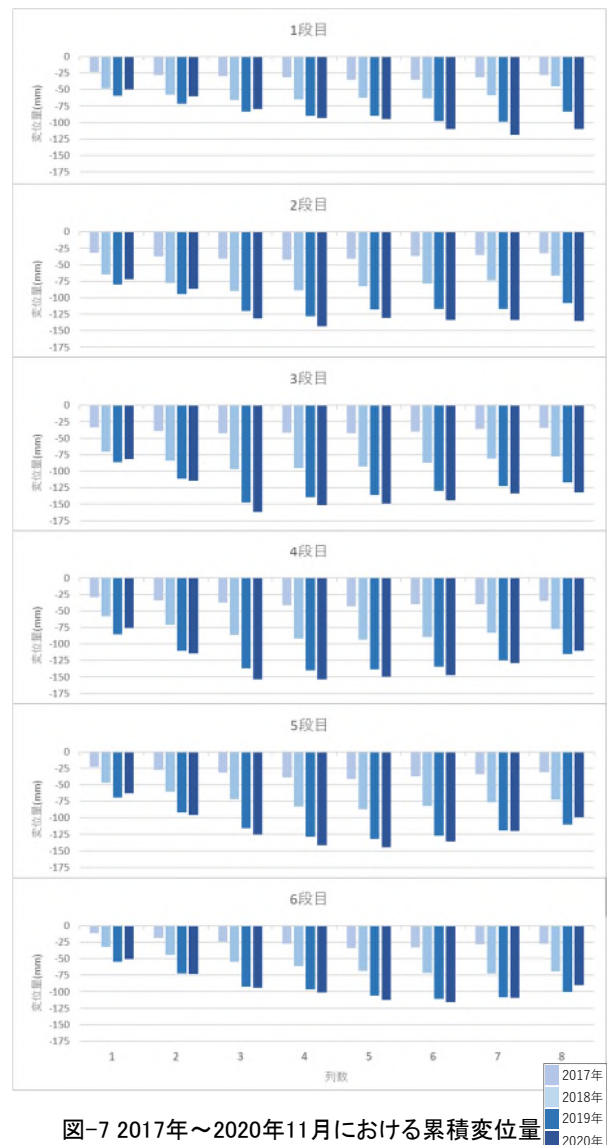


図-7 2017年～2020年11月における累積変位量

# 堤防開削調査における UAV 測量の活用事例

中央開発株式会社 ○犬飼 唯人, 栗原 朋之, 山田 忠利, 中瀬 千遥

## 1. はじめに

堤防開削調査は、樋門等河川構造物を構築する際に行われ、堤体の土層構成の把握、築堤履歴等を確認することで、堤防の質的向上を検討する際の重要資料を得ることを目的に実施される調査である<sup>1)</sup>。

著者らは、従来の調査で行われる写真撮影やスケッチ作成等による断面観察に加えて、UAV 測量（写真測量・レーザ測量）および三次元点群データを活用し、断面画像や現況堤防の形状等、重要情報の収集を行った。本稿では、従来の調査手法との比較を行い、堤防開削調査に対する UAV 測量および三次元点群データの有用性についての考察、課題点を報告する。

## 2. 堤防観察手法の提案

堤防開削調査は河川の流量が少ない渇水期に行われ、出水期には堤防を健全な状態に戻すことが求められる。そのため、作業の効率化や省人化を行い、調査期間を短縮することで工事スケジュールへの影響を軽減させることが望ましい。特に調査内で行われる、開削断面や周辺構造物のスケッチや写真の撮影は、調査資料において当時の状態を把握する上で非常に重要である。しかし、断面観察後には原位置試験や試料採取等を実施するため、整形された開削断面を撮影できる期間は限られており、調査範囲全体の情報を詳細に取得することは難しい。以上のことから、本調査では、周辺状況の観察や開削断面・構造物観察において UAV 測量と三次元点群データを用いることで、現地の観察、計測精度を担保しつつ、現況を効率的に記録し、机上と現地での観察を比較することで、UAV 測量の有用性について検討した。

## 3. 写真・レーザ測量および解析の方法

表-1に UAV 測量機材諸元を示す。UAV は DJI 社の MATRICE300RTK を使用した。飛行高度50mで開削面積約3000m<sup>2</sup>およびその周辺を測量し、連続写真を用いた

SfM/MVS (Structure from Motion/Multi-view Stereo) による写真測量と LiDAR 機能を用いたレーザ測量を行い、三次元点群データを取得した。写真測量は点群密度が高く、堤防開削断面等の詳細な観察が可能である。しかし、処理に時間がかかることが課題として挙げられる。これに対し、レーザ測量の点群密度は写真測量に比べると劣るが、広範囲において迅速な測量を行える。また、植生に覆われている箇所でも地形データを取得できるため、堤防法面や周辺構造物の形状把握が可能である。SfM/MVS による写真の解析には Agisoft 社の Metashape Professional を使用し、LiDAR を用いたレーザ測量による点群の作成には DJI 社の DJI TERRA PRO を使用した。

表-1 UAV 測量機材諸元

機器名	機種名	スペック	
レーザ測量 (LiDAR)	ZENMUSE L1	高精度垂直精度	5cm@50m
		高精度水平精度	10cm@50m
		点率	480000点/秒
写真測量 (カメラ)	ZENMUSE P1	写真サイズ	8192 × 5460
		画素寸法	4.4 μm
		焦点距離	35mm
		地上画素寸法	6.29mm

## 4. UAV 活用の有用性

### (1) 写真測量の活用

図-1に写真測量を用いて作成したオルソ画像（断面投影）と現地でのスケッチの比較を、図-2に三次元メッシュモデルを示す。測量時間は46分、撮影枚数は2130枚であり、点群作成のための解析時間は19.5時間であった。点群の密度は1m<sup>2</sup>あたり約1200点であった。本堤防は、粘性土 (Bc1, Bc2) を主体とした2層構成であり、表層は礫質土 (Bg1) が腹付け盛土され、中央部には薄層状に礫質土 (Bg2)、砂質土 (Bs) が分布している。オルソ画像からは地層境界や腹付け盛土、水みちを確認することができる。これらの情報は現場での観察と整合も取れているため、現場での作業を短時間で終わらせつつ、精度の良い観察手法として有用であると考えられる。

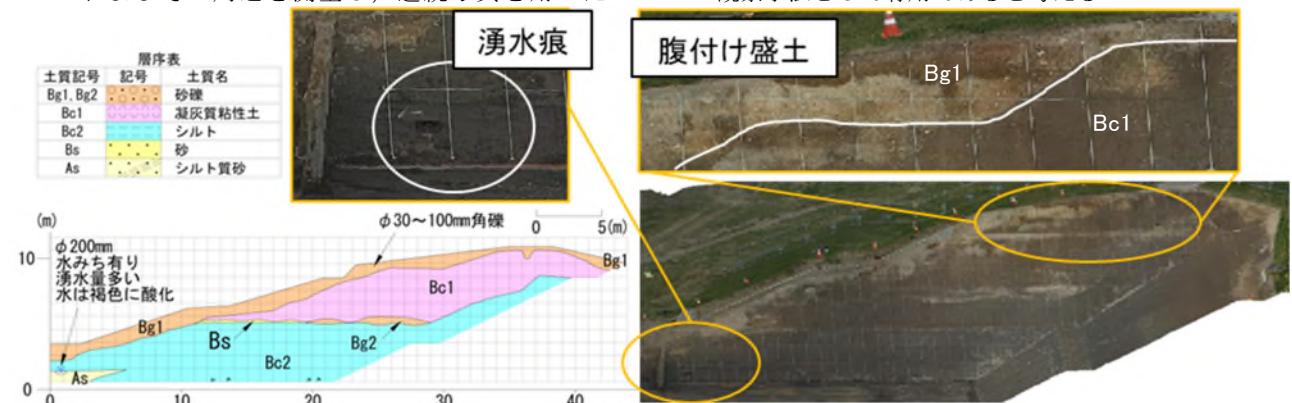


図-1 開削断面スケッチと写真測量により作成したオルソ画像の比較



また、図-3 にオルソ画像より確認できる堤防の特徴を示す。画像からは、堤防開削端部に遮水シートや大型連結ブロック、矢板等が確認できる。このように調査当時における堤体内の被覆土工等の施工状況も記録することができる。

しかし、詳細な地層境界や色調が類似する土層に関しては、撮影時の天候やカメラの設定により画像の色調が変化するため判断が難しい。このため、従来行われる現地での断面観察や付近のボーリングデータ、室内土質試験結果と合わせて整理する必要がある。



図-2 三次元メッシュモデル



図-3 オルソ画像より確認できる堤防の特徴  
(左:堤防面のクラック 右:被覆土工)

## (2) レーザ測量の活用

図-4にレーザ測量を用いて作成した三次元点群データを、図-5に三次元点群データより作成した堤体断面に示す。測量時間は約9分であり、点群作成のための解析時間は約30分であった。点群の密度は1m<sup>2</sup>あたり約950点であった。レーザ測量では開削断面、堤体や高水敷等の周辺の地形面、構造物のデータを広範囲にわたって取得することができた。また開削調査時の目視確認や計測での堤体法面周辺の形状確認に加え、三次元点群データより作成した堤体断面と周囲の標準断面を比較することにより変状の有無などの検討も可能である。また、定期的なレーザ測量により、時系列ごとの三次元点群データを比較することで堤体や構造物の変状の有無や堤体と構造物接触部の開き等の点検を行う事も可能である。

また、レーザ測量による点群作成は写真測量に比べ、処理時間が早い。これは速報データ、中間資料等作成の

ための迅速なデータ提供に有用であり、本調査でも午前中に取得したデータを作成し、午後の発注者向け見学会の説明資料に使用した。



図-4 レーザ測量により作成した三次元点群データ

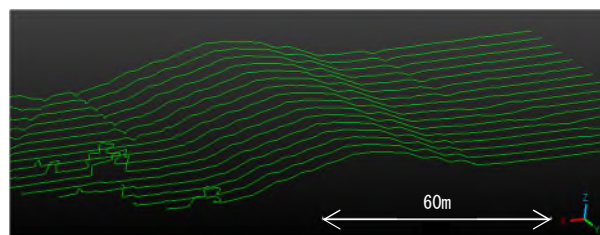


図-5 三次元点群データより作成した堤体断面

## 5. まとめ

堤防開削調査において SfM/MVS による写真測量と LiDAR によるレーザ測量を活用し、資料を作成した。両者とも開削断面や構造物、周辺の植生や土地利用状況を鮮明に記録できた。その中でも、写真測量では写真やスケッチだけでなく開削断面の土層や水みちの把握、調査当時の施工状態を高解像度で保存できる特徴があるため、その後の断面や周辺状況の把握に対し、非常に有用であると考えられる。レーザ測量では堤体や構造物、周辺地形の形状を把握し、変状の確認や計測を容易に行えるため、長期的なデータの蓄積により時系列的に堤体や構造物の点検が可能となる。今回の成果から、対象面積が数100m<sup>2</sup>以下では写真測量の高解像度が、1ha以上ではレーザ測量の迅速さが、強みとなると考える。

これらのデータは、堤防の基礎資料となるだけでなく、土層ごとの排出土量の計算や、地層境界や堤防形状のCAD図面化、浸透流解析のモデルの精度向上、QGIS等を用いた原位置試験の位置や試験結果のデータの一元化された管理等、活用の幅は広く、その後の工事計画でも活用可能な地盤データを作成することも可能である。このような活用方法は、堤防の維持管理にも寄与できると考える。

## 《引用・参考文献》

- 1) 河川堤防開削時の調査マニュアル(2011):国土交通省 河川局治水課。

## UAV レーザデータを活用した微地形表現図による落石発生源の抽出事例

西部技術コンサルタント(株) ○佐多 美香、田邊 信男、光延 和倫、水野 正行

## 1. はじめに

道路防災点検では、落石を含めた災害発生要因とそれに対応する対策工の効果など総合的に評価する安定度調査と称される道路防災点検が実施されている。

この道路防災点検では、危険箇所を抽出するにあたり、地形図や空中写真等により災害要因を判読した上で、現地調査を行い、安定度調査表に基づき落石の安定度が評価される。この一連の安定度調査箇所の選定には、専門技術者等による現地での目視点検が行われるのが基本であるが、森林基本図(5000分の1)等の地形図を用いて安定度調査箇所が絞り込まれる。<sup>1)</sup>

この安定度調査を行う際の森林基本図では、落石発生源(急崖、転石)が表現されていない精度の低い図面が使用されているため、落石発生源の位置把握が難しく、抽出漏れにより安定度調査が実施されない可能性があることが防災管理上の問題としてあげられる。このように、落石発生源の位置精度不良や抽出漏れを解消するには、高精度の図面が必要である。<sup>2)3)</sup>

そこで、本研究では、近年活用が進む小型無人航空機(Unmanned Aerial Vehicle、以下 UAV)により収集した LP データを利用して微地形表現図を作成し、落石発生源の机上抽出を行い、現地確認により抽出精度を検証した事例を紹介する。

## 2. 対象地域と使用データ

対象地域は、岡山県総社市 H 地区に位置し、常緑広葉樹と落葉広葉樹が約50%ずつの割合で構成され、植生密度は0.5本/m<sup>2</sup>である。さらに、樹木の間にネザサ等が密生している斜面である。このような斜面は、地表面点群が粗となる懸念があったため、4コースを設定しコース間重複度は40%で計測した。

使用したドローンは、LS1500R(enRoute社製)、レーザは、VUX-1(RIEGL社製)の精度25mmである。このレーザで取得したデータの一覧表を表-1に示す。

また、植生密度により点群データの比較を行うため、夏季と冬季の2シーズンでデータの取得を行った結果、夏季と冬季を比較するとオリジナルデータが1.5倍、グランドデータが5倍とより詳細なデータが取得できた。

なお、今回は夏季データ使用結果を紹介する。

表-1 UAV レーザデータ一覧表

総社計測日	時期	計画密度 (点/m <sup>2</sup> )	オリジナル データ点密度 (点/m <sup>2</sup> )	グランド データ点密度 (点/m <sup>2</sup> )	オリジナル データ点数	グランド データ点数
2022/7/26	夏季	370	3,082	47	61,641,246	948,681
2023/4/11	冬季	370	4,785	261	95,704,947	5,236,469

## 3. 落石発生源の抽出方法

UAV や航空レーザ測量データを用いて、様々な解析手法により高精度で詳細な地形を表現した図面(以下、微地形表現図)を作成することが可能である。本稿では落石発生源を抽出するために、微地形表現手法として、張ほか(2021)<sup>4)</sup>に基づき、等高線図や傾斜量図、ラプリアン図等を用いて地形判読を行った。表-1に示すグランドデータをもとに、20cm間隔のグリッドデータを作成し、Arc-GIS や Sufer を活用して微地形表現図の作成を行った。図-1に示す微地形表現図はそれぞれ下記に示す条件で作成した。

- ・等高線図は、等高線間隔を1mとした。
- ・傾斜量図の勾配設定は三浦ほか(2021)<sup>5)</sup>に基づき、6段階での分類(①0°~10° ②10°~20° ③20°~35° ④35°~50° ⑤50°~60° ⑥60°)を適用した。50°~60°は露岩、60°以上は不安定落石源の想定分布域である。図の色分けとしては露岩と不安定落石源を強調するため50°以上を赤系、50°未満を緑系と対極的な色にした。

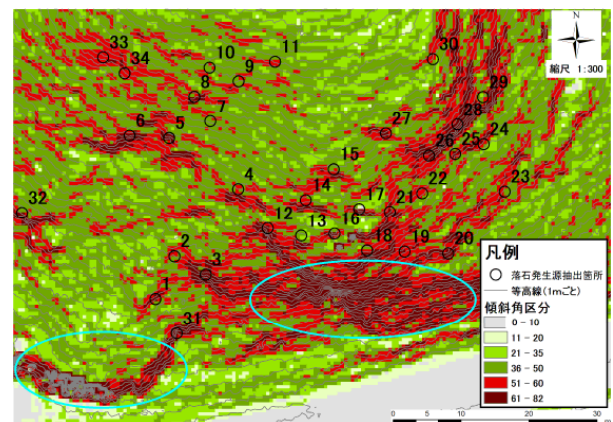


図-1 微地形表現図(等高線図+傾斜図)

地形の凹凸や急激な傾斜変化点を表す指標となるラプリアン図は図-2の色の分け方で作成する。赤系統の色が尾根を表現し、青系統の色が谷を表現している。そのため、尾根の赤色と谷の青色の並列している箇所は傾斜変化点と考えられる。さらに分かりやすく落石発生源を抽出できる図を作成するために、平面的な色合いだけの判断となるので2つの図を重ね合わせ、立体感をもたせた傾斜ラプリアン図を作成した。ラプリアン図の下に傾斜量図を重ね、透過度を30%にすると図-4ができる。

ラプリアン図を目立たせるため、傾斜量図は図-3の色分けで50°以上を黒色とする。傾斜量を50°以上とするのは前記で示している露岩と不安定落石源を強調するためである。急な斜面を暗く、緩やかな斜面を明るく

見せる白黒の色を用いることで立体感を持たせる。

傾斜量図やラプラシアン図単体でも落石源を抽出することはできるが、図-4のように重ね合わせることで山地の起伏や凹凸がはっきりと浮かび上がり、視覚で捉えることが容易になるためピンポイントに発生源の抽出が可能になる。

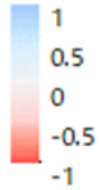


図-2 ラプラシアン色分け

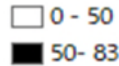


図-3 傾斜量色分け

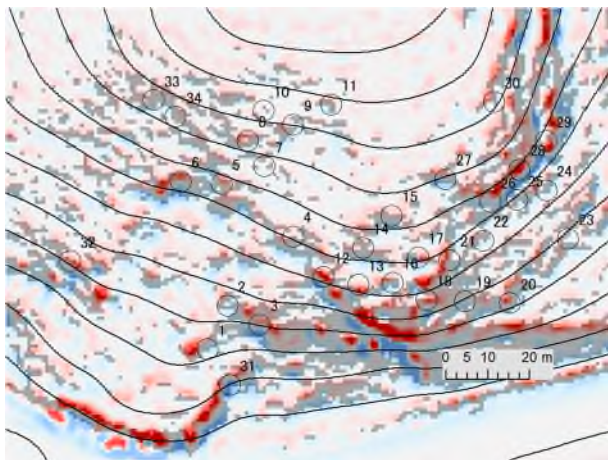


図-4 微地形表現図(傾斜量+ラプラシアン図)

等高線図+傾斜図(図-1)の不安定落石源の抽出は、等高線の間隔と $60^\circ$ 以上の不安定落石源の想定分布域を参考に行った。傾斜量+ラプラシアン図(図-4)の不安定落石源の抽出は、地形の凹凸や急激な傾斜変化点を参考に行った。これら2つの図面を用いて図-1と図-4に示す34箇所を抽出した。なお、図-1の水色で囲っている範囲は、足場が悪く危険を伴うため、今回の現地調査の対象から除外した。また、今回、抽出した以外の落石発生源の確認については、冬季のデータを含めて再検討していく予定である。

#### 4. 落石発生源の抽出と現地調査結果

図-1と図-4をもとに落石発生源の現地確認を行った。

現地確認については、GIS上で読み取った位置情報(緯度経度)を、ハンディGPSに入力し行った。ただし、GISの読み取り値とハンディGPSとの現地の誤差は5m程度であることが確認できた。現地確認の結果、図-5に示すとおり結果となった。図-5で示す34箇所の内、約85%の30箇所が現地で確認できた。確認できた30箇所は2m以上の浮石型の急崖、滑落崖が大部分を占め、一部で1.5m程度の不安定岩塊(浮石)も確認できた。しかし、

図-5の左上の星で示す位置に存在する樹木の下側の1m×1m程度の小規模露岩については、微地形表現図では抽出ができなかった。

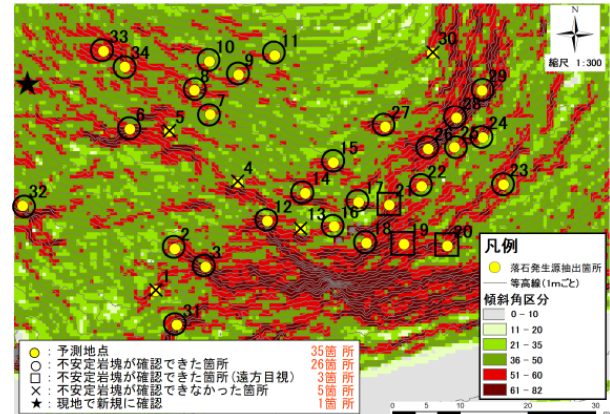


図-5 現地踏査結果図

#### 5. おわり

傾斜角区分のしきい値を工夫することで落石発生源になりやすい露岩位置が明瞭に判別でき、浮石は其中でも $60^\circ$ 以上の中小崖に確認された。夏季の繁茂期での計測であったが、UAVを活用することで落石発生源の抽出は可能である。本稿で活用した微地形表現図による地形的特徴に基づく落石危険箇所の抽出方法を適用することで、専門技術者による判読差異を最小限にするとともに、今後、机上抽出に対する作業量の軽減が期待される。現在、現地の確認方法の精度向上を図るためGNSS測定の活用を検討していきたいと考える。また、地表面からの反射が増える冬季のUAVレーザデータの計測は終了し、オリジナルデータをもとにグランドデータを作成中である。今後は、冬季のグランドデータ確定後、微地形表現図を作成し、夏季との比較検討を進めていく予定である。

#### 《引用・参考文献》

- 1) 一般社団法人全国地質調査業協会連合会:道路防災点検の手引き, 2018, 9, pp16~19
- 2) 西山哲、宮下征士、古川慶、黒木紀男:道路防災点検の効率化のための地形量図の活用、地盤工学会、69、(6)、2021, pp24~29
- 3) 宮下征士、今西将文、宮田真考、西山哲:高密度航空データを使用した微地形強調図による落石発生源の抽出の検証、土木学会論文集 F3 (土木情報学)、vol. 73, No. 2, I\_92-1\_108, 2017
- 4) 張雨晴、崎田晃基、西山哲、佐藤丈晴:航空レーザデータを用いた落石発生源抽出の方法、自然災害研究協議会中国地区研究論文集第7号 67-70, 2021
- 5) 三浦健一郎、小室宜孝、蔵本直行:LPデータを用いた道路防災落石危険箇所の抽出:地盤工学会、69、(6)、2021

# UAV 撮影による赤外線熱画像を利用した空中地温探査の試み

(株)みすず総合コンサルタント ○阿部 健, 石関 剛史  
長野県長野建設事務所 高橋 甚一

## 1. はじめに

地温探査は、地下水の流動経路（水みち）の把握を目的とするもので、例えば、地すべり対策において地下水排除工を水みちに沿って配置することにより経済的かつ効果的な計画とするなど、利用価値の高い調査である。

既往の手法として「1m 深地温探査<sup>1)</sup>」があるが、測定が簡便で大掛かりな機材も必要としないため汎用性が高い手法である。一方で、作業時間や人的労力、土地への立入り許可、安全管理などの課題が考えられる。

本論では、1m 深地温探査の課題を解消するため UAV に搭載した赤外線カメラにより上空から熱画像を撮影し、地表面温度分布から同様の原理で地下水流動経路の検出を試みた。地すべり斜面を対象とした計測結果を示し、空中地温探査の実用性と課題を考察する。なお、結果の妥当性は、上空からの熱画像撮影（以降“空中探査”と呼ぶ）と同時期に 1m 深地温探査（以降“地上探査”と呼ぶ）を実施し、両者を比較することにより検証する。

## 2. 対象地の概要

探査実験の対象地は、長野県長野建設事務所所管の地すべり防止区域「三ツ出地区」で、長野市中心部の北方約 6km に位置する。

地すべりブロックは幅約 90m、長さ約 160m の南西向き凹状緩斜面を呈する。下部は緩斜面で安定しているのに対して、上部は急斜面が残り、2021年7月の降雨（14mm/時間）により局所的な表層崩壊が発生している。（図-1）崩壊土砂は泥土化して地すべり下部まで流出しており、多量の地下水が崩壊箇所流入したことがうかがえる。

崩壊発生はブロック全体の不安定化を助長するもので、対策上、地下水流入経路の把握が重要と考えた。

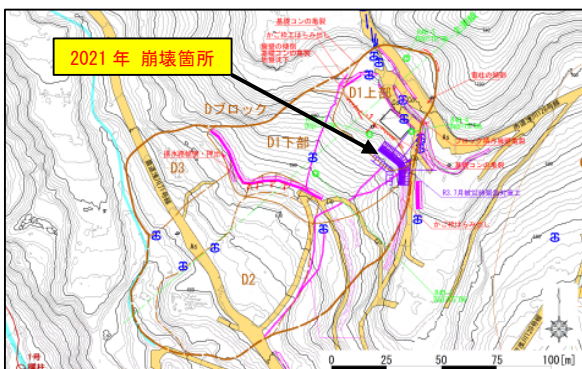


図-1 探査対象(三ツ出地すべり D ブロック)

## 3. 探査方法

### (1) 地温探査の原理

地温探査は、地下水温と地上温度との差に着目し、地

下水分布箇所直上の地温が周囲と比べて高温または低温を示すものとして温度分布から地下水流動経路を推定するものである。地下水温と地上温度との差が大きくなる夏季あるいは冬季の探査が有効となる。

なお、結果検証の基準となる地上探査は、地盤に挿入した深さ 1m の孔に温度計を挿入し地中温度を計測するもので、測点は 5~20m 間隔で格子状配置するのが一般的であり、今回は地すべり横断方向に 10m 間隔、縦断方向に 20m 間隔にて配置した。

### (2) 空中探査の使用機材

赤外線カメラは 0.1 度以上の温度分解能の確保を目指し、日本アビオニクス(株)製 Infrec R500EX-Pro (温度分解能 0.05 度:測定温度範囲 摂氏 -20~+60 度設定時)を採用した。これを UAV 下部に取り付けるが、機体の揺れに伴う撮影ブレ防止のためジンバルを使用した(図-2)。なお、UAV は搭載重量、飛行速度、安定性、耐風速性、連続飛行時間、耐水性(雨天飛行)等の諸性能を満足することを条件とし、(株)プロドローン製 X-F1 を選定した。



図-2 空中探査システム概要

### (3) 撮影条件と飛行計画

熱画像は、デジタル写真と同様にドットの集合で表現されるため、公共測量における「作業規定の準則 第3章 UAV 写真測量<sup>2)</sup>」を参考とした。

#### ① 撮影条件

解像度の設定は地上探査の測点間隔 10~20m 相当以上の点密度が条件となる。カメラの性能上、この条件は十分にクリアできるが、過度に高解像度で撮影した場合、データ量が膨大となり解析作業の負担となるため、一定の解像度を確保しつつ解析に無理のない設定が望ましい。適正値については今後の課題であるが、今回は点間隔 130mm の地上画素数を目指し、カメラ画素数 640×480、撮影距離(飛行高度) 149m とした。(図-3)

#### ② 飛行計画

写真1枚の画角に全域が納まらないため、分割撮影した画像を張り合わせてオルソ画像を作成した。オルソ画像の作成にあたっては、作業規定の準則<sup>2)</sup>に示される同一

路線のオーバーラップ率80%，路線どうしのサイドラップ率60%となるように路線間隔12.5m，飛行速度4m/秒，シャッターインターバル3秒にて自動航行させた。(図-3)



図-3 空中地温探査 飛行計画図

#### (4) 計測データの整理

撮影した熱画像は各ドットについて3成分 (X, Y, Z) の数値データ化した。各成分は X, Y が公共座標, Z は温度値とした。温度値の数値化は、カラー画像の RGB を 256階調に変換することで求めている。

なお、1m 深地温探査では計測温度値に以下の補正を加えることとしている。

- ① 測温体補正  
使用する複数の温度計毎の固有誤差を補正。
  - ② 深度補正  
測定深度 1m と異なる深度で測定した場合の補正。
  - ③ 経日変化補正  
気温の日変化や時間変化に合わせた補正。
  - ④ 地形・地質補正  
調査範囲が広域にわたる場合の場所による補正。
  - ⑤ 地況補正  
各測点の植生や日照環境などの違いを補正。
- 上記のうち、空中探査では性質上①②は不要で、③も撮影時間が約15分と短時間であるため必要としない。④については、今回は計測範囲が広域でなく同一の地質帯内であることから行わず、⑤のみ実施した。

#### 4. 探査結果

空中探査と地上探査についてそれぞれ作成した地温分布図(段彩図)を図-4に示す。探査は2022年12月に実施したもので、理論上、冬季のため地下水流動域は高温を示す赤色系の色彩で表現されることとなる。

まず、検証の基準とする地上探査結果について、現地状況と照らし合わせれば、2021年7月に発生した崩壊箇所を中心とした上部斜面に地下水の存在が想定される高温域が強く表れており、地下水と崩壊発生の関連を裏付けている。また、下部斜面の高温域に沿って湧水箇所が分布するなど、現地状況との整合が認められる。

次に、地上探査と空中探査の結果を比較すれば、検出された高温域のうち、桃色線で囲った箇所で両者に一致

が見られる。また、表層崩壊箇所は空中探査においても強い高温域が検出されているなど、地上探査と空中探査とで概ね整合する結果が得られた。

ただし、局所的(黄色線で囲った箇所)には、整合しない箇所もあり、原因の精査が必要となる。

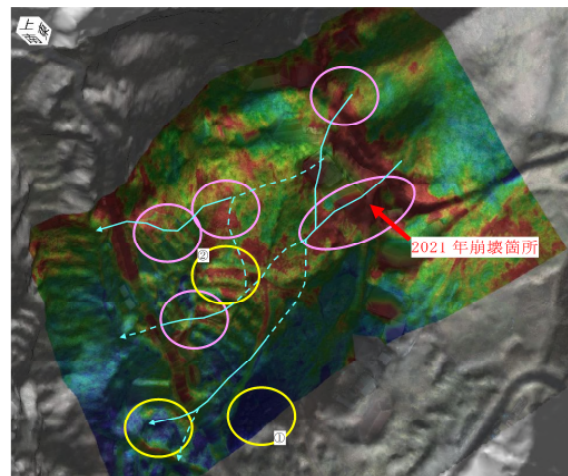
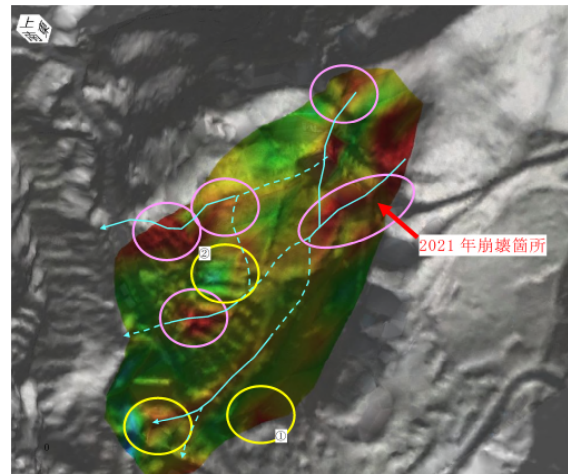


図-4 地温分布図(上:地上探査, 下:空中探査)

#### 5. まとめ

地上探査と空中探査の結果は多くの部分で良い一致が見られ、空中探査の有効性として評価できる。ただし、一部に相反する結果も得られており、その原因が地表面と1m 深との環境の違いによるものか、測点密度の差によるものか、あるいはその両方または別の要素によるものかを究明し、最適な測定条件と解析方法を検討することが今後の課題となる。

空中探査は、測定時間が極めて短時間で労力も大幅に軽減できること、レーザー測量並みの測点密度が確保できること、いくつかのデータ補正が省略できることなど多くの利点があり、今後の実用化に期待が持たれる。

#### 《引用・参考文献》

- 1) 竹内篤雄 (2013) : 地下水調査法 1m 深地温探査, 古今書院。
- 2) 国土交通省告示 (全部改正2008, 一部改正2023) : 作業規定の準則。

# UAV 搭載赤外線カメラ画像を用いた老朽化法面の診断調査事例

株式会社みすず総合コンサルタント ○嶋田 隆信, 中澤 潤一  
長野県上田建設事務所 成田 穂澄

## 1. はじめに

従来、吹付法面の劣化診断調査は目視観察や打音による検査を主体として実施されるが、長大法面を調査する場合には、作業期間及び熟練技術者の長期確保や大規模な交通規制など作業工期や安全面に対しての課題が多い。

上記の課題に対して UAV (Unmanned Air Vehicle) により空中から写真画像ならびに熱赤外線画像を取得し、オルソ画像による変状抽出や吹付法面の温度変化から劣化診断を行った事例を紹介する。

## 2. 対象法面の概要

対象地は長野県上田市菅平地籍の菅平ダム西側に位置し、(国)406号に面した延長約300m、高さ15~25m のモルタル吹付法面である (図-1)。全体に老朽化が進んでおり、令和4年6月に吹付法面の一部が崩落した。(写真-1)



図-1 調査位置図<sup>1)</sup>



写真-1 対象法面全景

基盤岩は新第三期中新世の内村累層に相当する泥岩が分布している。強い変質を受けており、岩盤自体は非常に硬質で暗緑色を呈している。また、崩落箇所の露頭観察では、多くの微細な節理面が発達しており、写真-2に示すように節理に沿って風化が進行している状況やモルタル吹付の浮きなどが確認された。

さらに、法面上部は集水地形を呈していることから、節理への表流水の浸透や凍結融解の影響により風化が進行し、モルタル吹付工背面の空洞化や緩みに繋がっている。

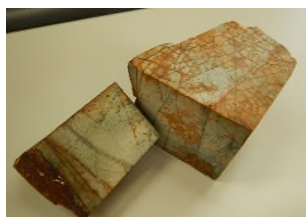


写真-2 基盤岩の切断面状況

## 3. 調査手法と使用機器

調査時期は秋の観光シーズンと重なり、大規模な交通規制は困難である上、豪雪地帯で降雪期が近いことから限られた期間で効率的に法面調査を行う必要があった。また、広い範囲が落石防護網に覆われていることから、高所作業車を使用した場合にも近接での打音調査は困難である。こうした制約条件に鑑み、以下に示す遠方からの画像情報取得による非接触型の調査を提案した。

### (1)変状調査

UAVにより高解像度の法面連続写真を撮影し、これを基にオルソ画像 (歪補正を行った画像) を作成して法面のひび割れ、剥離、湧水などを抽出する。

### (2)熱赤外線画像調査

UAVに搭載した熱赤外線カメラにより、広範囲に渡る吹付法面の表面温度を複数の時間帯で計測し、吹付表面の温度差により既往文献<sup>2)</sup>に示される表-1を参考として、背面の地山性状を推定する。

表-1 吹付背面の性状と吹付表面の温度変化<sup>2)</sup>

吹付背後の性状	深夜・早朝の画像	日中の画像	2時刻の温度変化
空洞部	低温	特に高温	温度変化が特に大きい。
土砂部	低温	高温	温度変化が大きい。
湿潤部	低温*	特に低温	温度変化が特に小さい。
健全部	高温	やや低温	温度変化が小さい。

\*冬季、地下水温が相対的に高い場合は、夜間の画像において湿潤部が高温部として検出されることがある。

図-2に本調査に使用した機器の概要を示す。



図-2 使用機器概要

## 4. 調査結果

### (1)調査条件の整理

対象法面は延長が長く、カーブ区間を挟むため日射条件等も異なる。このため、図-3に示す通り法面を3区間 (A面~C面) に分割して複数の地点で気温を計測した。なお、熱赤外線画像の差分解析は、各区間で気温差が最も大きい時間帯において実施した。

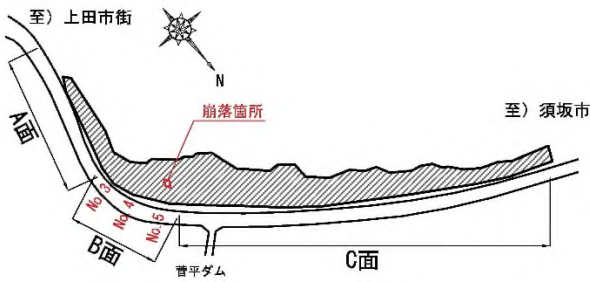


図-3 調査斜面の区分

(2) 変状調査結果

空中写真により作成したオルソ画像を用いてひび割れ、表面剥離、湧水（表面の濡れ）等の変状箇所を抽出した（図-4）。これによると、法面のクラックはNo.3付近の斜面中腹部と No.5付近（崩落箇所周辺）に集中しており、特に崩落箇所の直下および起点側に接する範囲では劣化が著しい。また、崩落箇所を中心にしてみると左上～右下の斜め方向に変状が発生している。

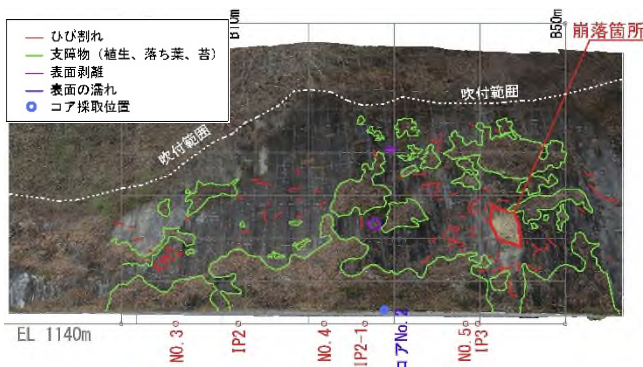


図-4 UAV オルソ画像による変状抽出結果(B 面)

目視調査が可能な法面下部で確認を行ったところ、オルソ画像にて抽出したクラックは開き3mm 以上の連続するクラックであった。それより微細なクラックや短いものも遊離石灰の付着などがあれば抽出は可能であるが、相対的に判断が難しい。

(3) 熱赤外線画像調査結果

9:00および15:00に取得した熱赤外線画像（図-5）、また、差分画像（図-6）を示す。差分画像は植生などの支障物範囲を除外し、黒抜きとしている。

差分画像では、No.5付近（崩落箇所周辺）を中心にして斜め方向に温度差の大きい範囲（赤色～黄色）が連続しており、オルソ画像により抽出したクラックの多い箇所とほぼ合致する傾向がみられた。

これは吹付法面背後に空洞化もしくは土砂化した箇所が存在するため、地山への熱伝導率が健全部に比べて低くなり、温度上昇時には地山への熱伝導、冷却時には地山からの熱伝導が小さくなった結果と判断される。

なお、起点側 No.3～No.4についても法面全体で温度差が大きくなっているが、B 面は北東向きの法面であり、9:00の画像より直射日光の影響を受けて全体的に表面温度が高温になっているものと推察する。

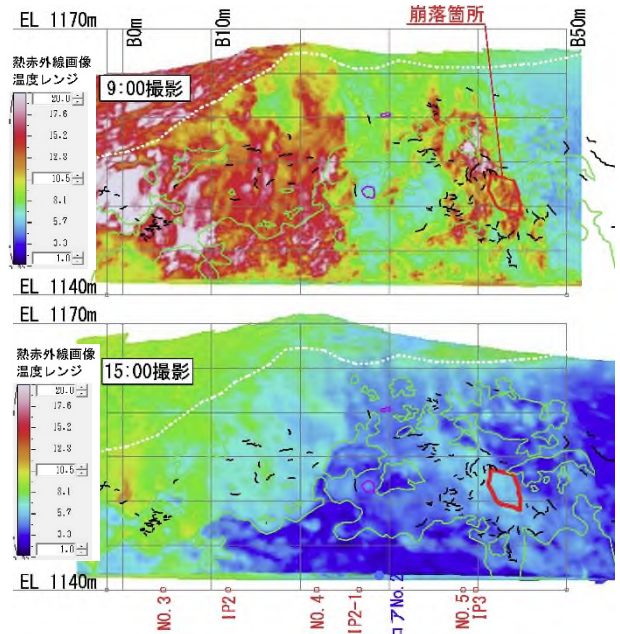


図-5 熱赤外線画像調査結果(B 面 9:00、15:00)

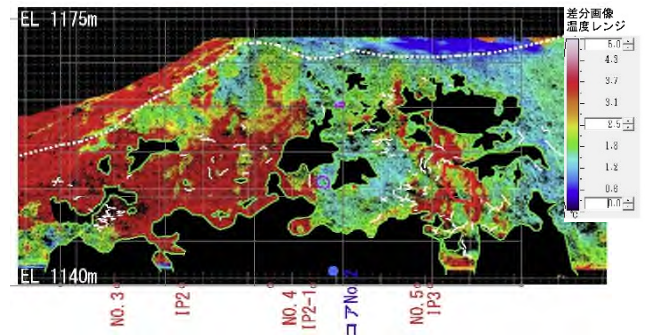


図-6 熱赤外線画像差分解析結果(B 面)

5. とりまとめ

本手法についての利点と留意点をとりまとめる。

(1) 利点

- ・現場制約条件がある中で、長大法面の老朽化状況を大きな範囲で評価するためには有効な手法である。
- ・ポケット式落石防護網が設置されている斜面においても、熱赤外線画像による判断が可能であった。
- ・UAV を利用することで、通行車両等への影響を最小限にできる。また、近接目視や打音調査に比べて熟練技術者を必要とする作業工程が少ない。

(2) 留意すべき点

- ・オルソ画像から微細なクラック（3mm 未満）までの確認は難しい。特に剥離箇所については判別が難しく、熟練度を要する。
- ・熱赤外線画像は直射日光の影響を受けた箇所では判読が難しいため、事前に天候や日射条件、支障物の状況等を熟慮して作業計画を立案する必要がある。

《引用・参考文献》

- 1) 国土地理院地形図（に加筆）  
https://maps.gsi.go.jp/（最終閲覧日2023.5.31）
- 2) 旧建設省土木研究所：熱赤外線映像法による吹付のり面老朽化診断マニュアル p16 1996.1

## 簡易 LiDAR の地質調査における活用例

中央開発株式会社 ○寺田 龍矢, 細矢 卓志, 中瀬 千遥

### 1. はじめに

LiDAR (Light Detection And Ranging : 光による検知と測距) は古くから気象学や地質学等多くの分野において活用されてきた。近年では、自動車の自動運転技術やドローンによる測量などに活用されている。技術の進歩・活用が著しい LiDAR であるが、2020 年 3 月にはカメラ性能向上を目的にモバイル端末として初めて LiDAR を搭載した iPad Pro が登場し、同年 10 月には iPhone の上位モデルにも搭載された。これまで専用の機材を必要としてきた LiDAR だが、日常的に使用するモバイル端末に搭載されたことは大きな話題を呼んだ。各分野において様々な活用方法が探られており、3D スキャンのアプリ等 LiDAR 機能を活用した様々なアプリが登場した。地質調査の分野においても有効的な活用の可能性が探られており、LiDAR 機能を利用した 3D スキャンについては、精度については他の手法・機材に比べて劣るが、入手が容易で可搬性に優れることから、用途次第で有効に活用できる可能性が示唆されている<sup>1)</sup>。本稿ではモバイル端末に搭載された簡易 LiDAR を、実際にトレンチ調査業務や地質調査等において試用した際の事例を紹介する。

### 2. 簡易 LiDAR の精度についての検証

簡易 LiDAR を用いて作成した 3D モデルの精度は、発売以降検証が為されており、SfM-MVS (Structure from Motion and Multi-View Stereo) ソフトを用いた場合と比べて点群データの密度が低く、広範囲のデータの取得が困難な一方で、簡便な操作により短時間に点群データやオルソ画像を取得でき、可搬性に優れるといったメリ

ットが挙げられている<sup>1)</sup>。また露頭での使用感としては、SfM-MVS ソフトを用いて作成した 3D モデルと比較すると精度が低いものの、岩相の観察には十分な精度があり、操作性が簡便で 3D モデルの作成時間が短いことから、踏査での記録やスケッチの補助、速報データや中間資料など用途に合わせた活用が期待できるとされている<sup>2)</sup>。以上のように精度や使用感については検証が為されているが、実用例についての情報は多くはない。そのため今後は実際に調査で活用した際の成功例や失敗例の情報を蓄積していく必要がある。

### 3. トレンチ調査における試用例

業務で行ったトレンチ調査の際に、トレンチ壁面及び周辺露頭において、一眼レフカメラを用いた撮影及び SfM-MVS による 3D モデルの作成に加えて、簡易 LiDAR を用いた 3D モデルの作成を行った。図-1 に一眼レフカメラの SfM-MVS による 3D モデル (左図) と、簡易 LiDAR を使用し作成した 3D モデル (右図) の比較図を示す。トレンチ壁面の 3D モデルを比較すると、簡易 LiDAR の 3D モデルは、色調や形状は良く表現されているが、その他の精度については SfM-MVS の 3D モデルと比較すると、既往の検証と同様に点群密度が低く、データの穴の発生や、歪みの発生、解像度等の精度の面で劣っている。一方で既往の検証でも述べられていたようにデータの取得の迅速性が強みを発揮した。これらを以下に紹介する。

#### (1) データの取得の迅速性

今回の業務におけるトレンチ調査は非常に条件の悪い中での作業となった。工期が短く、冬季のため日が短く、

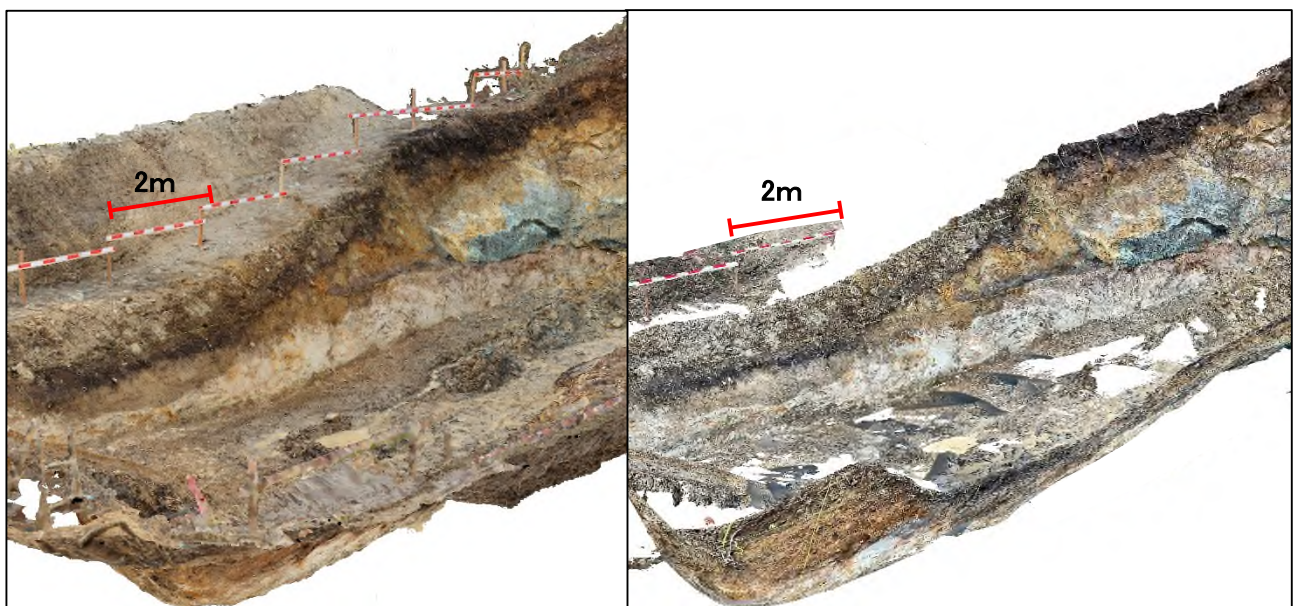


図-1 トレンチの 3D モデル(左:一眼レフカメラ, 右:iPad Pro 簡易 LiDAR)



壁面は凍結し、湧水による壁面の崩壊速度も速かった。整形した直後から崩壊が進行するため、壁面整形後の綺麗な状態で、早急に壁面のデータの取得が可能な方法を採用する必要があった。このような状況下でも簡易LiDARを用いることで迅速に3Dモデルを作成し、日々変わりゆく壁面の状態を、限られた作業時間の中で都度記録することができた。

### (2) 3Dモデル作成の迅速性

一眼レフカメラによる撮影自体は10～20分程度で完了するが、SfM-MVSによる3Dモデルの作成には高性能のPCを用いて2～3時間程度の時間を要する。一方で簡易LiDARはモバイル端末のアプリ内において、数分程度で3Dモデルが作成できるため内業を必要とせず、その場でデータの漏れを確認でき、またトレンチや露頭の目の前では3Dモデルを確認しながら3次元の視点を持って議論をすることが可能となる。本業務では、調査地周辺に断層露頭が2箇所、数メートル間隔で異なる方向に位置しており、2箇所の露頭を1つの3Dモデルに収めることで断層の連続性について視覚的に把握することができた。

### (3) データの精度

今回簡易LiDARを用いて作成した3Dモデルの特徴を以下に示す。図-2では同じ形の模様が2つ並んでおり、これは同じ箇所を重複してスキャンした際に位置がずれてしまったためと推測される。図-3は解像度が低い箇所だが、解像度が低くても層の境界で色調の差が明瞭であれば層を区分することが可能である。反対に図-4は比較的解像度が高く、色調だけでなく層境界の形状も認識することができる。その他ブロック状に崩れ解像度が低くなっている箇所や、正面から見ると問題ないが横から見ると隙間ができているといった箇所も確認された。以上のように細かい構造等を確認することは難しいが、層境界等の全体的な構造は把握することができる精度があるため、必要に応じて近距離でのスキャンやカメラでの撮影を併せて行うことが望ましい。

## 4. まとめ

トレンチ調査においてiPad Pro 簡易LiDARを試用した結果、時間の限られる条件下でのデータの取得や、日々の簡易的な記録等、用途次第ではあるが有用性を確認することができた。一方でトレンチ壁面の面積が大きくなると端末本体が熱や容量の面で限界を迎え、スキャン中にアプリが落ちてしまうこともあった。また簡易LiDARのアプリの操作自体は簡単だが、解像度の良し悪しやスキャンの重複によるノイズ等が発生するため、スキャンの際の距離や角度、スキャン経路等の要領を得る必要がある。そのため今後も様々な場面で積極的に試用を行っていくことで、業務での活用の場面を探りつつ、操作を習熟していく必要がある。またモバイル端末に搭載される簡易LiDARの性能が近々改良されるといった噂も出て

おり、また取得した3Dモデルを用いた画像処理による判読等の関連する技術等についても日進月歩であり、今後はデータの取得から後処理までの技術の全体的な動向を追っていく必要がある。

### 《引用・参考文献》

- 1) 岩佐佳哉, 山中蛭, 後藤秀昭, 熊原康博, 中田高 (2021): iPad Pro 簡易LiDARを用いた効率的な活断層調査とその可能性, 日本活断層学会, 2021年度秋季学術大会一般研究発表講演予稿集, pp. 35-36.
- 2) 中瀬千遥: iPad Pro 簡易LiDAR機能を用いた地質スケッチ作業の効率化についての検討 (2022): 中央開発株式会社, 第56回社内研究発表・業務報告会発表講演集, pp. 150-151.



図-2 3Dモデルの拡大図(1)



図-3 3Dモデルの拡大図(2)

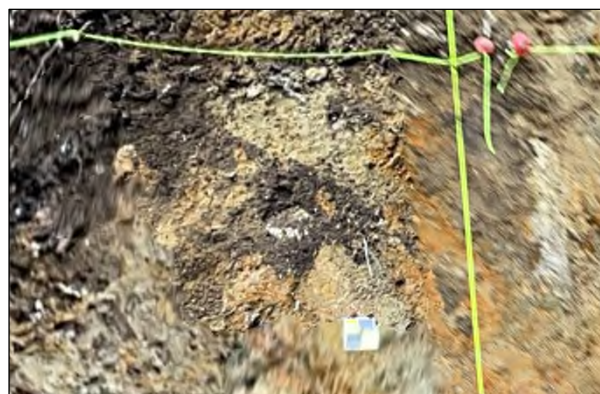


図-4 3Dモデルの拡大図(3)

# 斜面災害初動調査に向けた 3次元点群データの活用事例

国土技術政策総合研究所 中谷 洋明, 瀧口 茂隆  
中央開発株式会社 ○田中 風羽, 西村 修一, 犬飼 唯人

## 1. はじめに

斜面崩壊等の土砂災害発生時、降雨や地震による更なる崩壊を想定し、警戒避難体制の確立や応急的な対策工事、地質調査の計画等が迅速に行われる必要がある。

しかし発災直後には、災害の全容を把握するための情報が不足することが多い。必要な情報の収集において、専門家・技術者による現地確認（初動調査）の果たす役割は大きい。準備段階で現象の機構や地盤の状況について相応の仮説を立て、調査目的を事前に共有することによる、タイムパフォーマンスの向上が求められる。

こうした初動調査は詳細な調査や対策等に先んじて行われるが、近年ではさらにその前段階で、SfM-MVS 写真測量やレーザ測量により災害現場の 3次元点群データが取得される事例が増えつつある。このようなデータについて地形解析を行うことで、初動調査前、机上段階での情報収集・整理過程で、より多くの情報を引き出すことができる可能性がある。

本稿では、崩壊後斜面の 3次元点群データを用い、初動調査に向けた事前机上調査としての、地形解析及び調査資料作成等の手法検討を行った事例について紹介し、災害直後に取られ得る手段のひとつとしての可能性について考察する。

## 2. 事例紹介

2022年度に斜面崩壊の発生した A 地点を対象に、3次元点群データを用いた机上調査及びその手法についての検討を行った（図-1）。

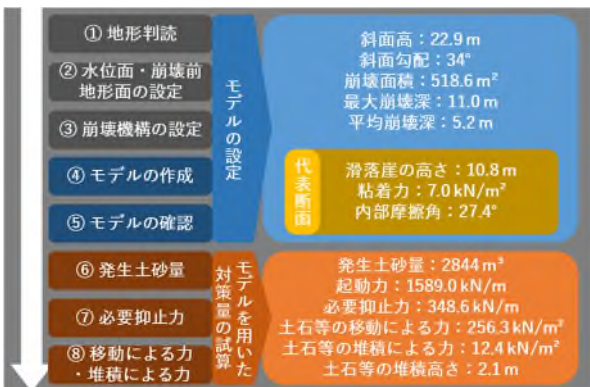


図-1 机上調査の流れと結果の例

崩壊した斜面は、台地の端、段丘崖の遷急線付近から生じている古い崩壊地形内に位置する。地質としては粘性土層を狭在する礫層が基盤岩として分布し、砂岩礫を主体とする礫層が不整合に覆う。

解析には災害後に取得された UAV 撮影画像による地形

データを主に用い、比較や検証のために自治体によるレーザ測量データや気象庁による降水量データ等を用いた。

### (1) モデルの設定

#### ①地形判読

SfM-MVS により、崩壊後斜面の UAV 撮影画像から高密度 3次元点群データ及び DEM (数値標高モデル) を作成した。オープンソースソフトウェアである QGIS を用いて DEM から微地形表現図・地形断面図を作成し、崩壊の履歴や兆候と考えられる微地形要素として、「崩壊の輪郭」「水みち痕跡・湧水痕」「残存土塊」の判読を行った。判読結果はベクタとして QGIS 上で整理した。

#### ②水位面・崩壊前地形面の設定

斜面崩壊発生時において、調査地付近の実効雨量及び土壌雨量指数は、前後1ヶ月間のデータと比較して顕著に高い値を示した。また、過去10年間のデータと比較して同日雨量は2番目、1時間雨量は1番目に高い値であった。

崩壊発生時の水位は少なくとも平時以上に高いものであったと考えられたため、判読した水みち痕跡・湧水痕から特に高標高部に位置する湧水痕を、水位上昇可能範囲の下限として抽出した。QGIS 上で崩壊後地形の DEM からこれらの点の各位置における標高値を取得し、不規則三角網 (TIN) 法により3次元の面を生成し、崩壊時の推定水位面としてみなした (図-2)。

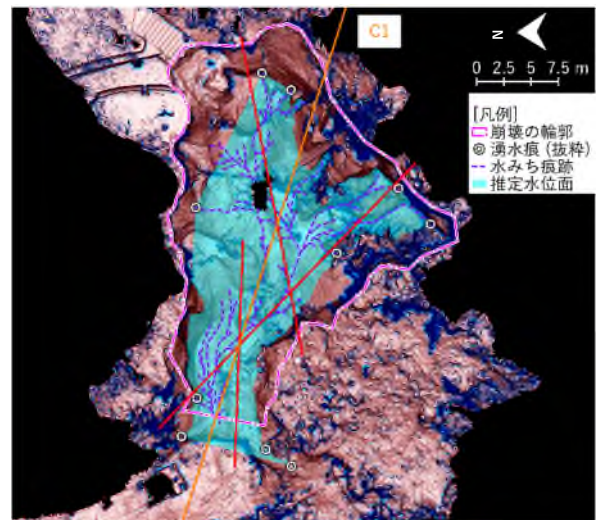


図-2 微地形判読結果と推定水位面 (背景図:SV マップ<sup>1)</sup>)

崩壊前の地形については、A 地点では 0.5m メッシュのレーザ測量データが自治体により公開されていたため、これをそのまま崩壊前地形面としてみなした。

#### ③崩壊機構の設定

微地形判読結果や地形断面形状より、現在の地形は「すべり (slide)」による斜面崩壊とその後の侵食により形

成されたものであると推定した。

#### ④モデルの作成

崩壊後地形の DEM、微地形判読結果、崩壊前地形面、推定した崩壊機構に基づき、崩壊前後の斜面の状態や崩壊時の挙動等について包括的な想定をたて、モデル（検討対象）とした。モデルは、斜面全体の地形変化が単一の崩壊によるとみなした場合と、複合的な崩壊の集合によるとみなした場合について作成した。それぞれのモデル上で崩壊面や滑落崖、水位面等の設定を行い、断面図を作成した（図-3）。

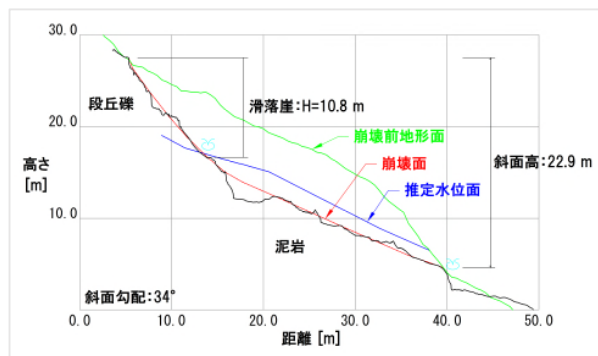


図-3 モデル断面図の作成例(C1断面)

#### ⑤モデルの確認

妥当性の評価のため、各モデルについて水位や粘着力  $C$  の条件を変えて斜面安定解析を行った。水位は、崩壊時水位として復元した推定水位面、または、平常時水位として崩壊面以下の水位面を設定した。粘着力は「平均崩壊深 $\times C$ 」とする経験的手法、または、崩壊後斜面における未崩落箇所地形から逆算される最小粘着力を  $C$  とする斜面安定解析的手法により設定した。また、それぞれのケース毎に崩壊時の地形変化から  $C$ - $\tan \phi$  関係図を逆算し、設定した  $C$  から  $\phi$  を求めた。

#### (2) モデルを用いた対策量の試算

##### ⑥発生土砂量

崩壊前地形面と崩壊後地形の DEM との標高差分を各位置における「崩壊深」とし、「崩壊の輪郭」の内側の範囲でこれを積分し、崩壊による体積変化量を計算した。

##### ⑦必要抑止力

モデルの断面図及び地盤定数等のパラメータを用い、最大抑止力の計算を行った。崩壊時の起動力を求め、安全率を満足させるために必要な抑止力を求めた。

##### ⑧土石等の移動による力・堆積による力

モデルの断面図及び地盤定数等のパラメータを用い、土石等の移動による力 ( $F_{sm}$ ) 及び土石等の堆積による力 ( $F_{sa}$ )、堆積高さを計算した。

### 3. 考察

本事例では、SfM-MVS 写真測量による詳細な地形データから微地形表現図等を作成し、判読結果を重ね合わせて可視化することで、災害調査の初動としての現地確認

に向けて要観察箇所や不安定箇所を事前に整理することができた。また、データを GIS 上で一元的に管理することにより、机上調査と現地調査の結果の比較や、現地調査結果を踏まえたモデルの見直しが容易となった。

地形変化の比較対象として、今回の調査地では斜面崩壊前に取得された 0.5m メッシュの既往データを用いることができた。しかし、このような「災害前」データの無い場合には、水位と同様の方法を用い崩壊前地形面の推定・復元を行うこととなる。平時のデータが整備されていることは、崩壊前地形面の設定やそれを用いた各種推定の精度向上・時間短縮に寄与した。

本事例では斜面崩壊、UAV による撮影、現地確認踏査の間でそれぞれ数ヶ月の間が開いた。そのため「崩壊後」の地形データや現地で観察できた地形は、崩壊直後に比べて侵食や二次的な崩壊の進んだ状態であった。崩壊面等の、解釈上重要となる地形も多くが不明瞭であり、また、データと現地確認時とで地形の変わっている部分もあった。初動調査をはじめとした現地調査後の情報整理のためにも、発災後すぐにデータ取得を行い、並行して現地調査を計画・実施し、短期間のうちに必要な情報の取得を行う体制の構築が重要であると考えられた。

### 4. まとめ

災害発生後の初動調査は、警戒避難体制の確立や応急対策工事等の各種計画・対策を見据えて行われる。地形データを用いて崩壊機構や過去・現在の地盤状況を推定し、現地で確認するべき事項や二次災害の危険箇所を事前に整理することで、よりの確な初動調査計画やリスクアセスメントの策定が可能となると考えられる。また、初動調査の準備・実施と並行に、事前机上調査による推定設計外力等を用いて具体的な検討を早期に開始し、調査結果をもって条件等を確認・修正することで、検討の完了する時期を前倒しできる可能性が示唆された。

本事例の通り、机上調査のみから得られる結果は推定に推定の重なったものであり、これらをもって災害調査の最終的な成果とすることは決してできない。現地調査時の先入観に繋がり得る危険性も含め、机上調査の結果に重きを置きすぎることには注意が必要である。また、具体的な手法についても改善の余地はまだ多い。しかし、材料・根拠として用い得るデータの種類が増えることは、時間や情報の不足する災害直後において、欠けた情報を補い、過大な選択肢を削る判断の一助となり得る。非常時に利用可能なデータの幅を広げるため、データそのものの取得・整備に加え、解析手法や解釈方法についての検討を常時から進めることが重要である。

#### 《引用・参考文献》

- 1) 上原大二郎, 王寺秀介, 鈴木雄介 (2022): 「地質 DX」の取り組み, 第57回地盤工学研究発表会, DS-6-01.

来年は「柳都にいがた」で  
お会いしましょう



全地連「技術フォーラム2024」新潟  
2024年9月26日（木）、27日（金）

メイン会場：朱鷺メッセ