



GEO TECH FORUM 9/16-17

2021

全地連「技術フォーラム 2021」大阪

全地連「技術フォーラム 2021 Web 技術発表会」

論 文 集

2021 年 9 月 16 日

一般社団法人全国地質調査業協会連合会



【001】

ボーリング調査時の新たな騒音対策の試みと実施上の問題点について

株式会社 KGS ○柳澤 拓哉  
久保下 隆文

1. はじめに

閑静な住宅街におけるボーリング作業は、作業音に対して十分な配慮が求められる。

本事例では、地元からの要望に応えるため、一般的に行われている防音シート囲いによる騒音対策に加え、防音シートを2枚重ねとし、その間に吸音材としてグラスウールを挟み込む騒音対策を試みた。

その効果並びに作業環境、作業実施上の問題点とその対策について紹介する。

2. 騒音対策方法

(1) 対策箇所(測定地)について

騒音対策を行い、その作業音を計測したのは、周囲に民家が並ぶ住宅街である。調査地横には集合住宅や事業所が隣接しており、人の出入りが多い場所である。また、約70m離れた場所には交通量の多い主要道路があるが、大型車が通行する時以外は閑静な場所である。

(2) 騒音対策設備について

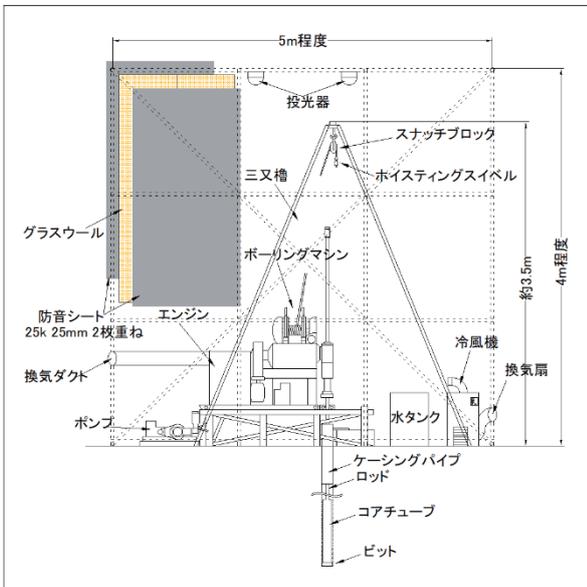


図-1 作業ヤードの側面模式図

図-1に作業ヤードの模式図を示す。

作業ヤードは縦横約5m、高さ約4mの範囲を単管パイプで囲うボックス状とした。ヤード周囲は二重防音シートで覆い、シートの間にグラスウール生材を挟み込むことで防音効果の向上を図った。

このグラスウールは、一般的に断熱材として利用されるが、一定の吸音効果も有していると考えられ、調達・加工が容易であるため、採用に至った。

また、天井には降雨時の対策のために補強用の板を設置し、端には水抜き穴を通した。

この対策工には、ボーリング作業とは別に、人員6名、設置と撤去を含め5日要した。

写真-1に騒音対策壁施工時の状況写真を示す。



写真-1 騒音対策状況  
左:設置状況 右:対策全景

3. 騒音測定

(1) 測定器

普通騒音計 (NL-21)

(2) 騒音測定方法

作業ヤード内ボーリングマシン直近1点、ヤードから1m、5m、10m、30m、50m 離隔の計6点で測定した。

(3) 測定対象

測定はボーリング調査時最も音が響くと考えられる、標準貫入試験のハンマー打撃時とした。

(4) 測定値評価指標

騒音規制基準値として、大阪府の「特定建設作業の場所の敷地境界上における基準値」<sup>1)</sup>を採用した。

デシベル (dB) の指標としては、「建築物の遮音性能基準と設計指針(第2版)」<sup>2)</sup>を基に作成し、図に表した。

(5) 測定状況

測定地である住宅地内の通常時の騒音量は50~60デシベル (dB) 程度である。

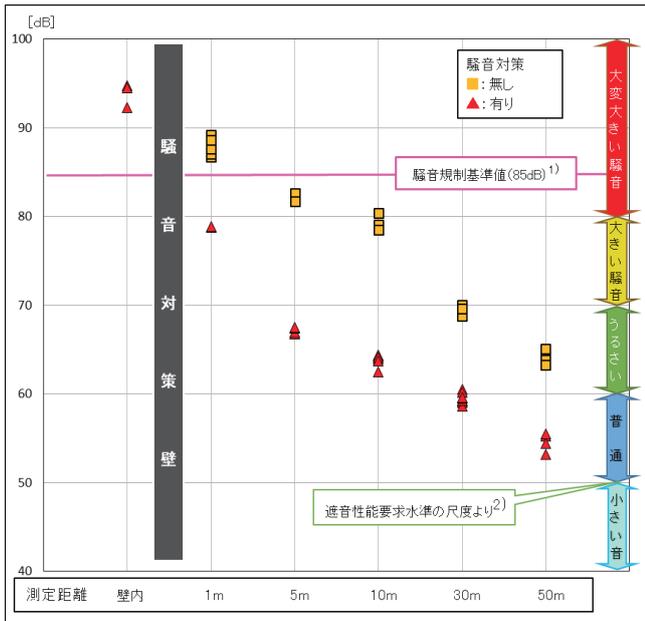
(6) 測定結果

図-2に騒音測定結果を示す。

縦軸が音の強さデシベル (dB)、横軸が作業ヤード端からの距離 (m) を表す。

▲が騒音対策有り、■が騒音対策無しを示す。なお、測定距離「壁内」は、ボーリングマシンの直近にて測定を行った値である。

図-2 騒音測定結果



(7) 測定結果について

騒音対策壁内の測定では95デシベル(dB)程度を記録しており、「極めてうるさい」音量を示している。騒音対策壁外へ出ると、騒音規制基準を下回る80デシベル(dB)程度を記録しており、壁直近においても音の減衰効果は高いことがわかった。

対策壁から30m 離れると、住宅地内の音量(50~60dB)と同程度となり、対策効果を実感できた。

全体の測定値それぞれを比較してみると、騒音対策を施した場合は、10~15デシベル(dB)程度の減衰効果が得られており、今回設置した騒音対策壁は有効な対策であるといえる。

4. 騒音対策実施上の問題点

(1) 作業環境整備

今回騒音対策のため、作業ヤード全体を防音シートで覆ったが、エンジンを使用する作業であったことや、調査時期が夏季であったことから、作業ヤード内に複数の問題点が見受けられた。

表-1に問題点と、問題点解決のための対策を示す。

表-1 問題点と対策一覧

問題点	対策
一酸化炭素中毒	作業ヤードへ換気扇の設置・ボアリングマシンエンジンへ排気ダクトの設置
熱中症	冷風機の設置・電池式熱中症指数計の設置
暗所	投光器の設置・ヘッドライトの使用
作業者の騒音障害	耳栓の使用
強風	強風時はシートを捲りあげて、作業を中止した

(2) 環境整備によって生じた新たな問題

表-1で上げた対策を講じることで新たに起こる問題もあった。表-2に新たな問題点とその対策を示す。

表-2 新たな問題点への対策一覧

対策によって生じた新たな問題点	新たな対策
ダクト、換気扇に使用する通気口の位置問題	第三者の通行や作業に邪魔にならない位置を選定して設置した
冷風機・投光器に使用する発電機の排気問題	発電機用の排気ダクトを新たに設置した
耳を塞ぐことによる指示伝達の不足問題	耳栓装着前に作業内容、指示事項の確認を行って作業に当たった

(3) 騒音対策から起こる問題の解決からわかったこと

騒音対策を実施して調査作業を行う中で、複数のデメリットが見受けられた。

しかし、屋根があることで降雨時の作業性が向上したこと、泥水飛散や長尺物の取り回しによる第三者接触への安全性の確保などもメリットとしてあげられ、本来の騒音対策以外の効果も生み出した。

5. まとめ

(1) 騒音対策の試みについて

ボーリング調査は、標準貫入試験時の金属音やボーリングマシンおよびポンプのエンジン音が発生する作業であり、音の問題は多岐にわたって存在する。

今回の騒音対策を行うことで、数値的にも基準値を下回っており、地元住民からの苦情も無く、円滑にボーリング作業は行うことができた。

今後の課題として、本調査は2週間ほどの短期施工であったことから見えなかった問題点もあるため、長期に渡る場合は別途問題点を洗い出す必要がある。

更には、今回使用したグラスウールは、調達のしやすさから選定したものであり、別の吸音材も検討したい。

作業音自体に関しては、使用するエンジンをモータ式に変えることが考えられるが、これは使用する発電機が大型のものになるため、広い作業場所が必要となる。

以上、これらの騒音対策は、一見して過大なものに見えるが、地域住民に与える心理的なものも含めると十分に効果がある。今後も作業環境の整備や、防音効果を維持したまま対策工の簡略化(人員削減、施工時間短縮)などを行えば、更に発展ができる対策法と考えられる。

《引用・参考文献》

- 1) 大阪府 環境農林水産部環境管理室事業所指導課 「建設作業に関する規制や届出について」 平成30年4月発行
- 2) 技報堂出版 日本建築学会 「建築物の遮音性能基準と設計指針(第2版)」 pp.26-27 平成9年12月発行

# 横坑内ボーリング作業の安全管理

(株) アサノ大成基礎エンジニアリング ○齊藤倫久, 廣瀬義純

## 1. はじめに

ボーリング調査には、平地や山岳地さらには水上等の様々な現場条件がある。現場管理者の重要な責務は、個々の現場条件に応じて事故や災害が起こる前に十分な対策を講じ、作業員の安全と健康を守ることである。また、当然ながら労働安全衛生法<sup>1)</sup> (以下、安衛法) 及び労働安全衛生規則<sup>2)</sup> (以下、安衛則) を遵守し、作業環境の整備や対策を実施する必要がある。

本論は、“横坑内”という特殊条件下のボーリング調査において、我々が留意・工夫して実践した安全管理の対応事例を紹介するものである。

## 2. 横坑の作業条件

横坑は、ダム建設事業に伴う“調査横坑”として、地質観察を目的に幅 1.5m、高さ 2.0m で掘削されたものである。入り口付近等の一部でH鋼や木材による支保が設置されているが、大部分は自然状態の岩盤（美濃帯の砂岩及び粘板岩）が露出したままの素掘り横坑である。

今回の調査では、2本の横坑（昭和60年と平成10年施工）の内部で、長さ70mの水平ボーリングを行った。作業に最低限必要となる空間は、横坑掘削の専門業者に委託して、ボーリング調査前に幅4.5m×3.5m、高さ2.5mの範囲で拡幅工事をして設けた（図-1）。

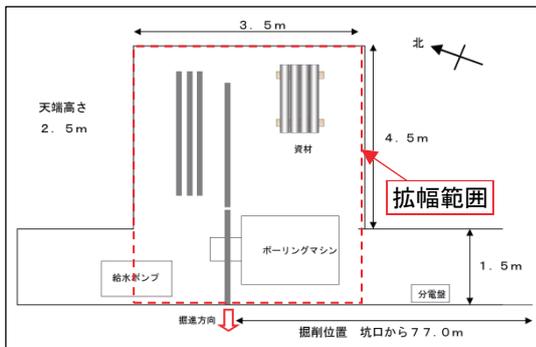


図-1 ボーリング作業箇所(拡幅後)の概略図

## 3. 横坑内の作業リスク

作業計画にあたってはリスクアセスメントを行い、作業上のリスクを抽出した。横坑内作業のリスクは、以下が考えられた。

- ①岩盤の弱線や亀裂の緩みによる落盤・落石リスク
- ②狭小な閉鎖空間であることによる酸素欠乏症リスク
- ③その他のリスク（照明及び連絡手段の確保）

### (1) 落盤・落石リスク

ボーリング作業箇所の岩盤は、天端と側壁に連続した弱線やクラックが発達する亀裂性岩盤であった(写真-1)。これより、地震やボーリングの振動等によって、弱線やクラックの緩みが進行し、落盤・落石事故が発生する可能性が懸念された。本来、このような亀裂性岩盤ではロ

ックボルトや吹付等により完全に固定してしまうことが望ましいが、地質観察用の調査横坑であることから、設置撤去が可能な仮設対策が求められた。

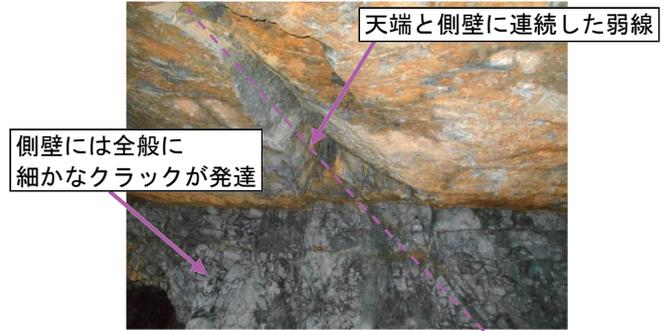


写真-1 ボーリング作業箇所の弱線とクラック

### (2) 酸素欠乏症リスク

ボーリング作業箇所は、横坑入口から約80m奥に進んだ位置にあることから、外気と内気の循環が悪く、安衛法上の“酸素欠乏危険場所”となる可能性が懸念された。自然界において、酸素濃度は通常21%程度であり、18%を下回ると健康状態に支障をきたし、10%以下で死の危険がある。作業場所の酸素濃度は、20.9%で外気と同程度であったが、換気の悪い状況では作業員の呼気等により減少する可能性が考えられる。また、酸素濃度の低下に伴って酸素欠乏危険場所としての対応が必要となった場合には、有資格者を配備することが必要となる。

なお、一酸化炭素やメタンガスは、事前の測定で検出されなかったこと、さらに横坑内で使用する機械の動力は内燃機関不可（全て電気式モーターの使用に限定）としたことから、対策は不要とした。

### (3) その他のリスク(照度及び連絡手段の確保)

横坑内で安全に作業を行うためには、適切な照度（照明）を確保することは必要かつ絶対条件である。また、調査地は携帯電話の電波状態が悪いエリアにあったことから、作業従事者間で常時連絡が取り合える連絡手段を確保すること等が課題と考えられた。

## 4. 各リスクの対応策

### (1) 落盤・落石対策

落石・落盤対策は、仮設設備であることを基本として、作業範囲の天端全体を支える支保工を仮設した。支保工の構造は、「安衛則394条」に基づき以下の対策を行った。

- ・H鋼を主材、パイプサポートを柱として支保を組み、アルミ製の足場板を渡して天端を保護した(写真-2)。
- ・横坑は幅1.5mと狭いため、資材は人力運搬可能なものに限定された。H鋼は、想定される落石の最大重量10kNに対し耐久性能を保持できるものとして、100H型(長さは3.5m)を採用した。H鋼は重量0.6kN程度であり、

1本につき2人がかりで運搬した。

- パイプサポートは、許容強度（重量）20kNのMB-4型を採用した。H鋼には両端に穴を開け、ボルトを用いてパイプサポートと確実に固定した。現場合わせの工夫として、片側の穴の数はパイプサポートの穴の数（4箇所）よりも多い6箇所とした。支保工の建込み間隔は1.5mとし、パイプサポート同士を単管とクランプで縦横方向に連結し、転倒・倒壊・ねじれを防止した。
- 足場板の上には5cm四方程度の網目のネットを被せ、拳大の石を受け止められるようにした。
- 支保工の仮設撤去時は、落石の衝撃を吸収するバックプロテクターを装着して作業を行った。
- 日々の安全管理として、それぞれの横坑について、各5箇所程度クラックや緩みの定点観測箇所を設け、毎日の作業開始前に目視で観察（一部クラックスケールで計測）し、クラックの変化を点検表に記録した（表-1）。
- 作業員には、作業中の天端や側壁からの落石の有無を毎日の作業報告時にあわせて報告することの他に、KY用紙にも記録を残すことを指示し実施させた。



写真-2 ポーリング作業箇所の仮設備状況

表-1 横坑内の定点観測点検表

項目・実施時期	観測項目	定規	画像
1 初期	① 定点距離 50cm (標準)	50cm	
	② 上側の亀裂 2cm (規定が履行していないこと (規定不備))	2cm	
2 中期	③ 定点距離 1.4m (標準)	1.4m	
	④ 定規が壁面上の隅に届いていないこと		
3 末期	⑤ 土砂を天端亀裂に確認がされていないこと		
	⑥ ゆるみがないこと		
4 末期	⑦ 5cmの亀裂が履行していないこと (規定不備)	5cm	
	⑧ 亀裂が履行していないこと		
5 末期	⑨ 亀裂が履行していないこと		
	⑩ 亀裂が履行していないこと		

観測 No.	実施日	定規	検定事項
1 初期 (標準定)	4月22日	50cm	無し・有り
	4月23日	50cm	無し・有り
	4月24日	50cm	無し・有り
	4月25日	50cm	無し・有り
	4月26日	50cm	無し・有り
	5月7日	50cm	無し・有り
	5月8日	50cm	無し・有り
	5月9日	50cm	無し・有り
	5月10日	50cm	無し・有り
	5月11日	50cm	無し・有り
2 中期 (標準定)	4月22日	1.4m	無し・有り
	4月23日	1.4m	無し・有り
	4月24日	1.4m	無し・有り
	4月25日	1.4m	無し・有り
	4月26日	1.4m	無し・有り
	5月7日	1.4m	無し・有り
	5月8日	1.4m	無し・有り
	5月9日	1.4m	無し・有り
	5月10日	1.4m	無し・有り
	5月11日	1.4m	無し・有り

(2) 酸素欠乏症対策

酸素欠乏症対策は、「事業者は坑内作業場に衛生上必要な分量の空気を送給するための通気設備を設けること」（安衛則 602 条）に則り、以下を行った。

- 酸素欠乏症対策は、φ200mm のダクトを 80m 接続して作業場と外をつなぎ、横坑入口に置いた送風機を使っ

て外気を送り込み、換気を行った。

- 人の呼気に対しては、1 人につきおよそ 3m<sup>3</sup>/min 程度の換気が必要とされている<sup>3)</sup>。送風機から送られた風がダクト内を 80m 通過する間に摩擦によって生じる損失を考慮して、作業員 2 名分に相当する 6m<sup>3</sup>/min 換気が可能となる風量 50m<sup>3</sup>/min 程度の送風機を採用した。
- 酸素濃度が低下した場合の万が一に備え、酸素欠乏危険作業主任者の有資格者を 2 名配備した。
- 毎日昼頃に酸素濃度を測定し、また作業員の健康状態をヒアリングして健康管理を行った。

(3) その他の安全対策(照度及び連絡手段の確保)

照明設備は「安衛則 604 条」(表-2)を参考に計画した。

表-2 照度の基準(安衛則 604 条)

作業の区分	照度の基準
精密な作業	300 ルクス
普通の作業	150 ルクス
粗な作業	70 ルクス

- ポーリング作業場の照明器具は、手元が見えて、かつ照明の眩しさを作業に支障がない照度として 100 ルクスを目安とし、3 ワルーメンスのバルーンライトを採用した（写真-3：左）。
- 通路は、歩行中のつまずき・転倒防止に必要な照度として、200 ルーメンスの乾電池式の人感センサー付きライトを 5m おきに設置した（写真-3：右）。
- 坑口付近は、既設支保工の天端が低く、頭部が接触する危険があるため、点滅灯を設置して視認性を高めた。
- 連絡手段は、各作業員にトランシーバーを貸与して日常連絡で活用すると共に、非常事態の備えとした。



写真-3 現場で使用した照明器具  
(左:ポーリング作業箇所, 右:通路)

5. おわりに

横坑内という特殊条件下のポーリング作業において、支保工の設置、日々の点検、換気設備の整備等の対策を行い、無事故・無災害で現場を完了することができた。

今後も、現場毎のリスクアセスメントを十分に検討・実践し、様々な現場条件に適切に対応していきたい。

《引用・参考文献》

- 労働安全衛生法：昭和47年法律第57号。
- 労働安全衛生規則：昭和47年労働省令第32号。
- 山岳トンネルのずり出し方式実態調査報告書  
：平成21年3月社団法人日本トンネル技術協会

## 杭基礎探査のための斜めボーリング

株式会社 KGS ○佐々木一真, 今西立昌, 杉浦敏彦

### 1. はじめに

本調査事例は軟弱地盤地域における上水道新設計画に伴い、小規模な橋の杭基礎探査(主に杭基礎の間隔の把握)を行ったものである。

通常、ボーリング(以降 BOR とする)といえば鉛直方向の掘削を行うものが多く、標準貫入試験やサンプリングによる試料採取によって、その地盤の評価を行うものである。トンネル調査などで行われる水平 BOR では、その特性上実施できない原位置試験はあるものの、水平方向の地盤の評価を行うことに特化した調査である。

今回の調査では、上水道新設計画に必要な地盤状況の把握と杭基礎打設位置を確認することが主な目的である。調査方法を検討した結果、地中レーダー探査や杭基礎推定部での鉛直 BOR が妥当であるが、橋の直下は水路となっており、構造物を破壊する作業は行えない。そこで今回は斜め BOR を採用した。これの欠点として、水平 BOR と同様に N 値などの強度特性が把握できないことが挙げられる。そこで斜め BOR の付近で鉛直 BOR は別途行い、地盤状況及び力学特性を得るサンプリング等は鉛直 BOR で確認を行うこととした。

### 2. 調査概要

計画設計では、水道管を小規模な橋の杭基礎より下部を通過させることを計画している。但し、この橋の杭基礎の配置や間隔、材質および全長等の情報は資料が無く不明であった。地中レーダー探査を事前に実施していたが、市水道及び県水道管の位置と深度を把握する GL-1.50m 程度にとどまっていた。

### 3. 調査計画

斜め BOR 作業時における問題点として地下資料の不足が挙げられた。これについては付近で鉛直 BOR によって地質の確認を行い、橋台の位置からおおよその杭基礎の予想を立て、斜め BOR の角度等を決定することとした。

本調査は片側一車線通行の道路上での作業となり、且つ集合住宅が隣接しているため、夜間作業や夜間の足場残置は行えないという条件であった。そのため BOR 作業環境要因として、道路上片側交互通行と、毎日の機械撤去を伴う斜め BOR という条件となった。搬入、撤去を毎日行うことで、日中の作業時間は半日程度まで少なくなることが予想された。よって足場、掘削機械、前日の掘削角度の再現を出来る限り短時間で行う必要があった。

#### (1) 斜め BOR 計画

橋の付近で鉛直 BOR を事前に行い、道路改良土以深は沖積の粘性土、GL-9.00m 付近より岩盤を確認した。南側

橋台から橋軸方向に4.60mの地点で角度35°(北側橋台の推定杭基礎の位置と計画管深度がおおよそ重なり、南側橋台に接触しない角度)の斜め BOR を200~350mm間隔で4箇所行う杭基礎探査を計画した(図-1)。調査地域一帯は表層が非常に軟らかい粘性土(N 値0~3)であるため、ケーシングを挿入しながら掘削する。掘削長は計画水道管深度までとし、構造物が推定される位置に於いて先端が何か当たる感覚があった場合、それ以上の掘削は行わない。また、掘削にメタルビットやダイヤモンドビットを用いて行った場合、杭基礎を損傷してしまう恐れがあるため、図面上構造物が無いとされる位置までは上記ビットを使用し、以深は強化プラスチック製のビット(写真-1右下)を用意して慎重に掘削を行った。

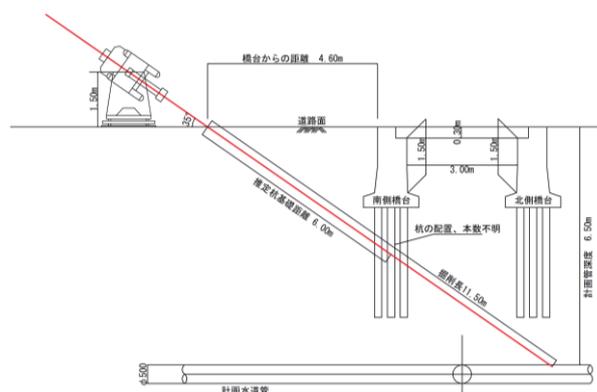


図-1 斜め BOR 計画概要図

#### (2) 毎日撤去に伴う効率的な搬入計画

掘削機の足場を単管で組み、道路上にアンカーボルトを打設しクランプと荷締機によって単管足場を固定することで、日々の機械架設にかかる時間を減じた(写真-1)。単管足場は毎日解体せず、斜め BOR 地点付近の資材置き場へ日々移動させ、BOR 機材は搬入トラックにて管理した。こうすることで、足場設置から機械設置までの作業効率を向上することができた。



写真-1 現場状況と使用した強化プラスチックビット

#### 4. 留意点

調査に於いて留意すべき点は、掘削方向と角度である。今回の調査では斜め BOR であることに加えて、毎日の機械搬入と撤去を行う必要があった。鉛直 BOR の毎日撤去であれば、BOR 孔にのみロッドを合わせる一次的な精度でよいが、斜め BOR の毎日撤去では、掘削角に加えて前日と同様の掘削方向を合わせる三次元的な精度が要求される。これは単管足場や掘削機械の位置をマーキングする等である程度は再現可能であるが、仮に6m 掘削し、掘削方向に1° の誤差があった場合でも約10cm 左右に振れるため、隣接する斜め BOR 孔と交錯する可能性や、杭基礎が確認できても、その位置を見誤る可能性がある。

上記の事象を最小限に抑えるため、ダブルコアチューブを用いた掘削や、1m 掘削を行うごとにケーシングを挿入し、孔曲がりを抑制しつつ作業を行った(写真-2)。このケーシングは一日の作業終了時に道路面以深まで埋め込み、孔口を土嚢などでシールしてその上にバラスを敷いて転圧し、養生した(写真-3)。

掘削方向と角度に留意したことで、結果的に斜め BOR 孔の距離が最小で200mm であっても両孔が交錯することなく、4孔はおおよそ並行に掘削を完了することができた。



写真-2 ケーシング挿入



写真-3 日々の埋め戻し

#### 5. 調査結果

杭基礎探査 BOR4箇所のうち1箇所、掘削長6.00m において掘削水が完全に逸水し、6.50m で南側橋台の杭基礎と推定される構造物に接触した。これは推定していた杭基礎の位置とほぼ一致する。残り3箇所は、南側橋台の杭基礎の杭間をすり抜けたのち、橋台や杭基礎が推定されていない掘削長7.60~8.00m にて、掘削水の逸水等もなく突然硬質部が出現した。ビットを交換し掘削を行ったところ、鉛直 BOR で確認された岩盤と同様の岩片が採取された。以深はこの岩盤が連続的に確認されたため、杭基礎はこの岩盤を支持層として構築していると推察される(図-2、図-3)。

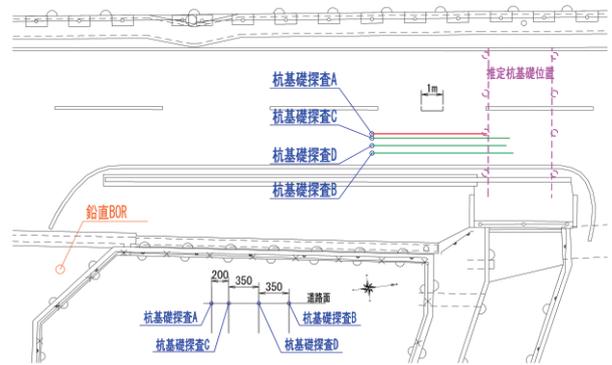


図-2 斜め BOR 掘削概要図

(赤線:杭基礎までの掘削長 緑線:岩盤出現までの掘削長)

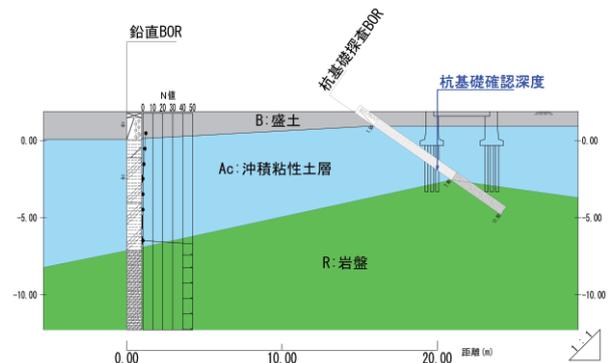


図-3 推定断面図

#### 6. まとめ

4本の斜め BOR によって、杭基礎の有無を概ね確認することができた。鉛直 BOR にて確認した岩盤は、橋の直下では隆起していることも確認された。以上より、元々の設計である水道管を杭基礎より深部に通す計画を、計画推進工も小口径なため、杭間を通す計画に変更された。

#### 7. 今後の課題

難条件下であったため、1日の実質的な作業時間は5時間程度であった。斜め掘りにおける機械の再設置には高い精度が必要となるため、この精度を保ちつつも、更に効率的な搬入、撤去について検討したい。

#### 《引用・参考文献》

- 1) 全国地質調査業協会連合会編：ボーリングポケットブック[第5版], p198~200, 2020年7月発行(第6刷)

## 高品質ボーリングコアの取扱い事例

(株) ダイヤコンサルタント ○山口 奨之, 濱本 拓志, 北尾 秀夫, 田中 昭好

### 1. はじめに

岩盤中の脆弱部は、重要構造物の設計や施工を行う際に弱点となり、不安定化を誘発する原因となりうる。近年では地盤性状や岩盤性状の乱れや脆弱層の状態を精度よく確認するために高品質ボーリングが求められるケースが多くみられる。

高品質ボーリングとは断層破碎帯、地すべり土塊、亀裂密集部、硬軟混在部等の通常ボーリングでは採取率が低下する地層に対して、コアの乱れや軟質部や細粒分の流出を抑制することにより、自然な状態に限りなく近く、ほぼ採取率100%のボーリングコアを採取するものである。

ボーリングコアの採取に当たってはビットのウォータージェットを特殊に加工したツールを使用し、気泡や増粘流体等の流体を用いてスライムの排除効率を向上させ、低水圧低給圧の状況で掘削する手法が一般的である。

高品質ボーリングにおいては上記のようなコア採取技術が重要な要素ではあるが、それ以上にコア採取後のコア抜き出しや運搬、洗浄、コア写真撮影、保管についてもコアの品質を左右する重要な要素であり、後の室内試験や観察などの地山評価に大きく影響を与える。

本論では、「高品質ボーリングコア採取に向けてのコア取扱いの一事例」<sup>1)</sup>で実施された取り組みについて、実践した事例を報告する。

### 2. 各人員が行う役割について

#### (1) ボーリングオペレーター

掘削において、孔径が大きくなると採取されるコアの品質も向上する傾向にあり、一般的にはφ86mm以上を選定することが多い。またツールはビニールスリーブを収納できるダブルコアチューブを使用することが最低条件となる。

ボーリングオペレーターは、高品質なボーリングコアを採取することはもちろんであるが、ここではコアを回収した後の作業について整理する。

ボーリングオペレーターは回収したコアを所定の長さで切断しコア箱に収納する。この時コアは、ビニールスリーブに入った状態を維持し、孔径にあった半割れ塩ビパイプ管を上下に被せ、コア箱内でコアが動かないように工夫する。また、コア箱についてもコアが運送中に動かないように裏蓋を発泡スチロールで挟むとよい。

運搬時は、人力で運べる場合は問題ないが、モノレールや不整地運搬車、乗用車等を使用して運搬する場合、コアに余計な振動が伝わり、コア形状が崩れる可能性が

あるため、スポンジや毛布等の緩衝材を用いて、コアに伝わる振動を軽減させる工夫が必要である。

#### (2) 地質技術者

地質技術者は受け取ったコアの洗浄、コア写真撮影、コア観察を行う場所に移動させる必要がある。運搬方法は、同じくスポンジなどの緩衝材を車両に敷き、その上にコア箱を乗せ、振動が発生しやすい悪路は避ける必要がある。ただし、悪路を通る必要がある場合はできる限り低速で走行する。

コアの洗浄は、噴霧器で少量の水をかけながら、刷毛や指で洗浄を行う。水をかけすぎて割れ目の挟在物や軟質部を不用意に流失しないよう注意が必要である。未固結堆積物の場合は、コアと表面のマッドケーキを判別した上で、丁寧に洗浄を行うことがとても重要である。また、未固結の緩い砂層、マサ状に風化した岩盤、挟在物や軟質部等、水をかけると溶け出す可能性があるので慎重に洗浄を行う必要がある。

コア写真撮影は洗浄後、速やかに行う。写真撮影を速やかに行う理由は、削孔直後の劣化していないコア状況を正確に写真として記録するためである。

コアは、コアチューブからコアを出した瞬間から劣化が始まる。特に、未固結堆積物や脆弱層、軟岩等の軟質なコアでは、変質、変色等の進行、粒子の分離による細粒化あるいは割れ目発生等により、削孔直後の新鮮な状態から著しく変化する場合が多い。また、調査後の長期間に渡る自然状態での保管では、著しく乾燥や酸化が進行し、後に加水しても削孔直後の状態には戻らない場合も見られる。硬岩においては、乾湿の状況変化により亀裂の開口が進行する場合も見られる。

以上のことから、削孔直後のコアの状態が極めて地山に近い状態であり、コア写真撮影は最優先事項である。

コア写真撮影は自然光で撮影した場合、天気や時間、季節によって光量が異なり、一定の品質を保つことが難しい。撮影条件を一定に保つためには、暗室の使用が有効である。暗室は単管パイプやガーデングリパイプ等を使用し、暗幕（遮光カーテン）等を被せ、自然光が入らないように遮光する。また、暗室の高さはコア箱、一眼レフカメラ、レフランプの設置及びコア箱の出し入れのための作業空間を確保するため、高さ2m程度が妥当である。またデイライトタイプのアイランプは徐々に生産終了となり、入手が困難になりつつある。その場合は自然光に近いといわれる色温度5000~6000KのLEDランプの使用が代用できる。

写真撮影時は、手振れを防止するため、固定したカメ

ラに直接接触することなく撮影できるリモートレリーズ、もしくは専用ソフトを使用してパソコン操作で撮影する。またデータの回収はSDカードではなく、USBケーブルないしWi-Fi等を使用すると、写真の回収忘れがなくなり作業効率が向上する。(写真-1)。

コア写真撮影が終了した後は、観察の作業に移っていくが、本論では割愛する。



写真-1 ガーデンアグリパイプを使用したコア撮影装置

### 3. 高品質ボーリングコアの例

#### (1) 砂礫層での事例

写真-2と写真-3は、砂礫が分布する同地区内で実施された通常工法で採取されたコアと、増粘泥水を用いた高品質ボーリングコア場合を比較したものである。通常工法では基質のほとんどが流出しているのに対し(写真-2)、高品質ボーリングでは基質を流出させず、コア形状が柱状を維持し、細粒分の挟在状況を十分に判定可能である(写真-3)。



写真-2 通常工法の砂礫コア(φ66mm、幅40cm)



写真-3 高品質ボーリングの砂礫コア(φ66mm、幅40cm)

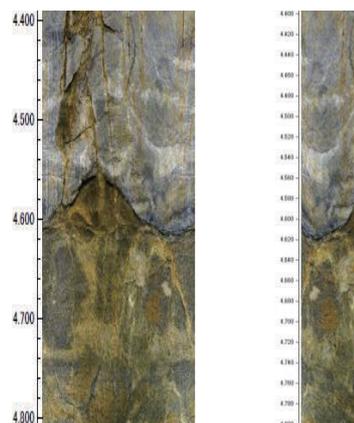
#### (2) 硬軟混在部の事例

母岩と貫入岩のように、風化速度の異なる岩塊が接触する場合は、硬質な岩盤から軟質な岩盤へコアの一部が流出し、風化層の層厚を実際よりも薄く判定する可能性がある。

この事例は、ボアホールスキャナーで得られた孔壁展開画像(図-1)とコアの情報を比較したことにより判明した。その結果、軟質部を流出させることなく、実際の深度に確実にコアを収納することができた(写真-4)。



写真-4 硬軟混在部のコア(φ86mm、幅40cm)



〔展開画像〕 〔柱状画像〕  
図-1 孔壁展開画像

#### (3) 破碎帯の事例

断層とそれに伴う破碎帯は構造物を作る上で考慮しなければならない重要な要素の1つである。断層を評価するためには採取時に乱されていない良質なコアを取得し、CTスキャンや薄片観察を行い、複合面構造等の断層の特徴を把握する必要がある。しかし、断層周辺は硬質部と軟質部が混在して、亀裂も集中することが多く、削孔時や運搬時にコアが乱されてしまうことがある。

この事例では断層や破碎帯を削孔時及び洗浄時に流出させることなく、また乱れの少ない良質なコアを収めることができたものである(写真-5)。



写真-5 断層及び破碎帯のコア写真(φ66mm、幅50cm)

#### (4) 地すべり土塊の事例

地すべり土塊は、岩盤が全体的に緩み、生じた亀裂の間に、流入粘土などの細粒物や軟質部が挟在し、削孔時やコア洗浄中に流出してしまうことがある。

この事例では岩盤の緩みや地すべりで破碎されたコアを削孔時及び洗浄時に流出させることなく、良好な状態で収めることができたものである(写真-6)。



写真-6 地すべり破碎コア(φ86mm、幅50cm)

#### 《引用・参考文献》

- 1) 濱本 拓志, 伊藤 靖雄, 山口 奨之(2020): 高品質ボーリングコア採取に向けてのコア取扱の一事例(その2). 日本応用地質学会令和2年度研究発表会講演論文集, p.46-47.

【005】

光ルミネッセンス (OSL) 年代測定試料採取のためのボーリング調査事例

中央開発株式会社 ○石原 隆仙, 細矢 卓志, 植木 忠正  
日本原子力研究開発機構 小形 学

1. はじめに

ボーリング調査は地下の地質を調査するもっとも一般的な手法であり、得られたボーリングコア試料は多くの情報を有し、試料を観察、試験あるいは分析することで、地質の特性や地質現象の解明が行われる。しかし、そのためには適切な方法で試料採取を行うことが重要であり、採取方法を誤れば得られる情報も適切ではなくなってしまふ。本発表では、日本原子力研究開発機構の研究開発の一環として行った調査における、特殊な試料採取の事例を報告する。

2. 調査背景

日本原子力研究開発機構東濃地科学センターが実施している隆起・侵食に関する研究開発の課題の一つに、百万～数十万年前に及ぶ長期的な地殻変動を評価するための技術の高度化がある。この課題解決においては隆起・侵食の量や速度を把握することが重要であり、そのためには海成段丘や河成段丘、環流旧河谷といった離水地形の形成年代を制約する必要がある。そのための年代測定手法の一つが、未固結の堆積物中の砂層を対象とした光ルミネッセンス(OSL)年代測定である。

OSL 年代測定は、ルミネッセンスと呼ばれる発光現象を利用した年代測定法の一つである<sup>1)</sup>。ルミネッセンスは外部からの刺激によって誘発され、OSL の場合は外部からの光刺激が誘因となる。したがって年代測定のための採取試料は、露光を避ける必要がある。また、ルミネッセンス年代測定は、一般に数十年から数十万年前までの年代決定を得意とする。このことを踏まえて、ボーリング調査地点は大井川中流域の環流旧河谷と能登半島の海成段丘より 1 地点ずつ選定した (図-1, 2)。

3. 採取手法

上述の通り OSL 年代測定では、試料採取時に光を当てないことが重要である。加えて、各地点の地質などの状況を考慮し、試料の取り出し、梱包を異なる手法で実施した。

(1) トリプルサンプラーを用いた手法

能登半島の海成段丘の地質は粘性土、砂、軟岩である。試料採取は、φ101mm トリプルサンプラー (VU-65塩ビ管内蔵のトリプルサンプラー) を用いた。図-3にサンプラーの構造を示す。このサンプラーでは、試料は採取と同時にビニルスリーブに封入された状態で塩ビ管内に収納される。そのため塩ビ管の両端を採取直後にすぐカバーすることで、採取試料を露光させず梱包することが可

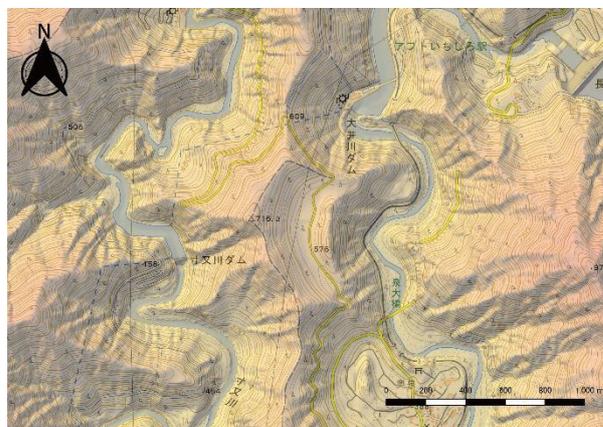


図-1 ボーリング調査地点(環流旧河谷)<sup>2), 3)</sup>

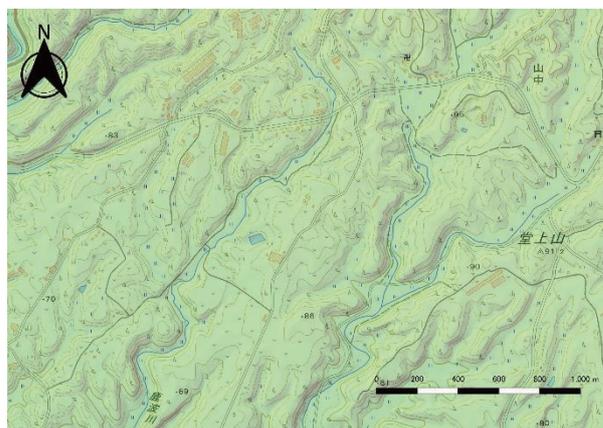


図-2 ボーリング調査地点(海成段丘)<sup>2), 3)</sup>



- |             |                |
|-------------|----------------|
| 1.ピット       | 7.アウターチューブ(外管) |
| 2.シュー       | 8.インナーチューブ(内管) |
| 3.スリーブケース   | 9.スイベルヘッド      |
| 4.スリーブカラー   | 10.逆止弁         |
| 5.ガイドパイプ    | 11.スチールボール     |
| 6.アクリル管/塩ビ管 | 12.トリプルジョイント   |

図-3 トリプルサンプラーの構造<sup>4)</sup>

能である。一方で、採取直後は塩ビ管両端部から露光する可能性があるため、掘削後はコアが露出しないように注意して内管から塩ビ管ごとコアを取り出し、光に当たらないように梱包を行う必要がある。採取したコアは、分析室に搬入するまで塩ビ管から取り出すことがないため、採取はスライムの含有を考慮し、1mの塩ビ管内に試料がすべて収まるように75～80cmごとに行った。

## (2) ダブルコアチューブを用いた手法

大井川中流域の環流旧河谷の地質は主に砂礫層であり、その中の砂層を試料として採取する計画であった。砂礫層はダイヤモンドビットでなければ掘削が困難であるため、孔径が大きく地質に合わせたツールの準備が難しいトリプルサンプラーより、オペレーターが入念に選定・調整して使い慣れたφ86mmダイヤモンドビットおよびダブルコアチューブ（スリーブ内蔵二重管サンプラー）を用いて試料採取を行った。このサンプラーで採取された試料は透明なビニルスリーブに入っており、そのまま取り出すと光曝するため、車両に厚手の遮光シートを複数枚張って作成した簡易的な暗室内へコアチューブごと試料を運搬し、暗室内でコア試料の取り出しおよび梱包を行った（図-4）。

暗室では、光曝をより確実に避けるため、作業前やコア運搬前後など随時遮光状態の確認を行い暗闇状態で作業できるように留意した。暗室内での作業は、コアチューブの解体に1名、その後のコアの取り出し、梱包に2名の計3名の体制で行った。作業を円滑かつ効率的に行うため、作業に必要な道具の準備や、作業手順の確認を試料採取前に確認し、作業時はコアの上下や深度、作業手順を相互に確認しながら実施した（図-5）。

## 4. まとめ

今回の調査では、2つの手法でOSL年代測定用の試料採取を行った結果、2つの手法でともに試料が採取できた。

2つの手法の比較を表-1に示す。トリプルサンプラーを用いる手法は、塩ビ管を内蔵するサンプラーを用意すれば、煩雑な手間もなく、容易に試料を梱包することができる。しかし、砂礫や岩盤のようなツールの選定が必要な地質では、ツールを用意できずに採取ができない可能性がある。一方、ダブルコアチューブを用いた手法では、通常のツールで掘削できるが、暗室の準備、試料の取り出し、作業員への手順の周知徹底などの手間がかかり、人員も必要である。

このような特殊な試料採取では、現場条件、対象とする地質、用意できる人員やツールなどの様々な条件に応じて、手法を考案して選択していくことが重要である。

表-1 2つの手法の比較

	トリプルサンプラー	ダブルコアチューブ
作業員数	1名	3名
サンプラー	塩ビ管を内蔵するサンプラー	通常のサンプラー
短所	砂礫や岩盤への対応は難しい	人員が必要で手間がかかる



図-4 暗室外観



図-5 暗室内作業風景

## 5. 謝辞

本報告は経済産業省資源エネルギー庁委託事業「令和2年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（地質環境長期安定性評価技術高度化開発）」の成果の一部を利用した。

### 《引用・参考文献》

- 1) 奥村輔, 下岡順直:ルミネッセンス年代測定を開始するための心得-日本における年代研究の現状-, 地質技術 1巻, pp.5-17, 2011.
- 2) 国土地理院地図基盤情報 数値標高モデル, [基盤地図情報ダウンロードサービス \(gsi.go.jp\)](https://www.gsi.go.jp/), 2021/5/28
- 3) 地理院タイル 標準地図, <https://cyberjapandata.gsi.go.jp/xyz/std/{z}/{x}/{y}.png>, 2021/5/28
- 4) 株式会社コアパック 製品情報, <http://www.corepack.co.jp/library/img/116triple.pdf>, 2021/7/19

# 大阪平野洪積海成粘土層での標準貫入試験による $N$ 値の過大値

株式会社東建ジオテック 井関岳人

## 1 はじめに

大阪平野周辺は第四紀を通して沈降を続けており地下には現在確認されているだけで 21 枚の海成粘土層が潜在し、海進時の海成粘土層、海退期の陸成層が交互に分布している。海成粘土層は混入物の少ない均質な粘性土層であり、通常は砂礫層でみられるような地層内での標準貫入試験による  $N$  値の特異値は少ない。しかし大阪平野周辺では時折海成粘土層で標準貫入試験の打撃後にサンプラーの緩やかな浮き上がり(以降本文中ではバウンドと表記する)が見られ、結果として 30cm 打ち込むまでの打撃回数が多くなり、 $N$  値が過大になる事例が時折確認される。またバウンドが発生する深度の粘性土層は周辺の粘性土層と層相が変化せず、試料観察ではバウンド発生の有無は判定できない。一般的に標準貫入試験では 30cm の打撃数のうち 10cm と最後の 10cm を比較すると周面摩擦等により後者がある程度大きく、諏訪ほか 2002<sup>1)</sup> では更新世の堆積物において 10cm ごとの打撃数をそれぞれ  $N_1, N_2, N_3$  とし、土質に関係なく概ね  $N_1 < N_2 < N_3$  との関係となることを示した。要因としてはサンプラーの充填や周面摩擦をあげているが、バウンドが生じた場合  $N_3$  は  $N_1$  に比べて 2~3 倍程度の差が生じ、より過大な  $N$  値となる。

## 2 バウンドの発生事例

図-1 の 2 に示す事例を図-2 に示す。同一の粘性土層内で急激に  $N$  値が上昇しており、 $N_1, N_2, N_3$  が大きく異なっていることがわかる。なお試料観察による深度ごとの明瞭な土質性状の違いは見られなかった。

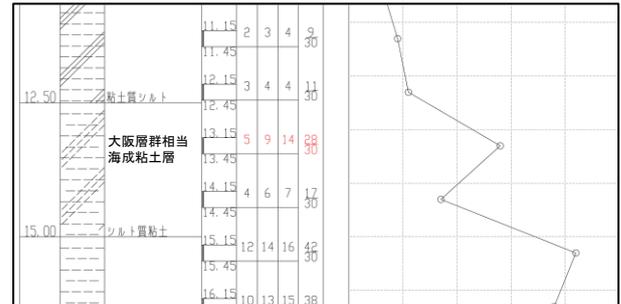


図-2 バウンド発生事例(大阪府泉南市)

## 3 バウンドの発生する地盤

バウンドの発生は図-1 に示す通り丘陵地やその近接地域で報告されている。大阪平野周辺の丘陵地には大阪層群と呼ばれる更新統が主に分布しており、大阪層群内には多数の海成粘土層を介在する。バウンドが生じる地盤では明瞭な地層の傾斜が見られることが多い。ただし大阪層群の海成粘土層が地表近くに分布する場合は構造運動に伴って隆起しているのが一般的であり、バウンドの有無と地層の傾斜の関連性は不明である。なお事例 10 は平野中央部であるが上町断層の構造運動により浅所から大阪層群が分布する。

## 4 バウンドの発生要因に対する考察

一度貫入したサンプラーが浮き上がってくることから粘性土層が弾性体としての挙動を示しているものと思われる。弾性体に近い圧縮性の強い粘性土層で生じているのではないかと予想されるまた  $N_1$  測定時に浮き上がりはほぼ発生せず、打撃数が  $N_1 < N_2 < N_3$  と増加していくことからサンプラーと地盤の接地面積増加による周面摩擦力の増加が粘性土の変形領域の増加が大きな要因の一つであると思われる。

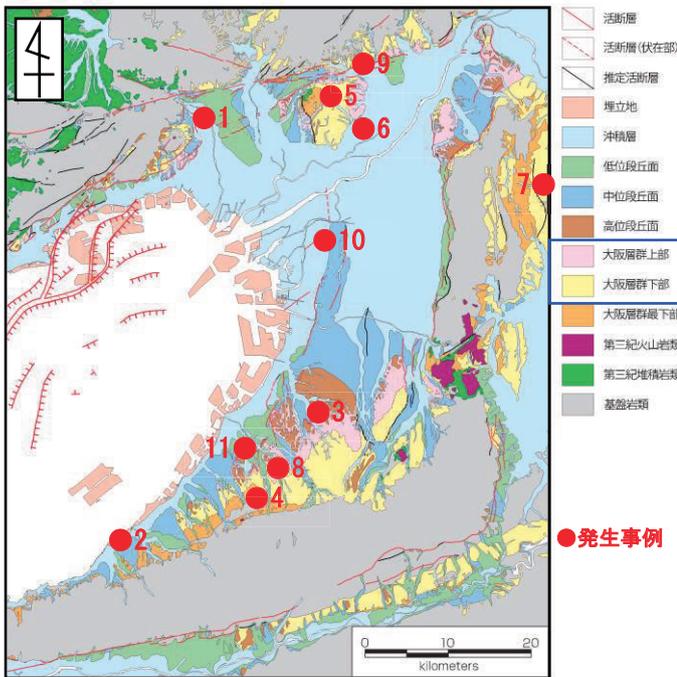


図-1 大阪平野周辺の表層地質及びバウンド発生地点<sup>2)</sup>に加筆

表-1 バウンド発生粘土層の  $N$  値と土質試験結果

	2	5	6	8	11
$N$ 値	28	37	38	42	24
$N_1$	5	7	7	8	5
$N_2$	9	13	11	11	5
$N_3$	14	17	20	23	14
$3N_1$	15	21	21	24	15
自然含水比(%)	41.1	51.5	50.9	50.3	57.0
礫分(%)		0.0	0.0	0.0	0
砂分(%)		0.2	0.8	0.3	0.1
シルト分(%)		34.3	48.1	35.7	29.6
粘土分(%)		65.5	51.1	64.0	70.3
液性限界(%)		117.7	108.5	94.2	115.1
塑性限界(%)		42.2	39.3	33.7	43.2
一軸圧縮強さ( $\text{KN}/\text{m}^2$ )	525.9	630.6	798.2	473.7	394.0
12.5N	350	463	475	525	300
25N	700	925	950	1050	600
50N	1400	1850	1900	2100	1200

※赤字は三軸試験(UU)による換算値

表-1 に発生地点の土質試験結果を示す。細粒分が優勢で高液性限界の粘性土層で発生することがわかる。また、液性限界が概ね大きく、自然含水比が液性限界の 1/2 程度である。ただしこれらの特性は一般的な洪積海成粘土層の性質であり、バウンドの有無と直接関係があるかは不明である。また、同一深度の同一粘性土でもバウンド発生の有無が分かれるためバウンドの発生にはより細かい条件があるものと思われる。

### 5 バウンドの発生による問題点

バウンド発生による問題点はサンプラーの浮き上がりにより正確な  $N$  値が測定できていない(実際の強度に対して過大な  $N$  値となる)点、試験の作業手順上バウンドは防げない点、バウンドが生じたかどうか後から確認が難しい点があげられる。

$N_1$  測定時には浮き上がりが生じることはほとんどないので  $N_1 \times 3$  程度の換算  $N$  値が実際の強度に即した  $N$  値であると思われる。また標準貫入試験は自動落下装置とドライブハンマーの重量で試験に用いるエネルギーを定量化しているが、バウンドが生じた場合 5 秒程度の時間をかけて上がってくるため、打撃間隔が長いと浮き上がり量が大きくなり、打撃回数が多くなるため標準貫入試験を仕様通り実施しても打撃間隔が異なれば結果も異なる。バウンドが生じる粘性土層に限れば落下方法による測定誤差よりも打撃間隔による差の方が大きな影響を与える場合もある。

均質な海成粘土でもバウンドは必ず発生するわけではなく、同一粘性土層で急激な  $N$  値の増加が見られる場合はバウンドの発生が疑われるが、粘性土全体でバウンドが発生する場合もあり、バウンド発生の有無を判断するのは難しい。確実に把握するにはボーリングオペレーターが標準貫入試験毎に確認するしかない。

$N$  値が過大になることにより  $N$  値で換算する各土質定数を危険側の値で評価する可能性がある。図-3 に表-1 で示した一軸圧縮強さ  $q_u$  と  $N$  値による換算値を示す。竹内ほか 1974<sup>3)</sup> 奥村<sup>4)</sup> では大阪湾周辺の海成粘土層において  $N > 4$  の時  $q_u = 25N \sim 50N$  の関係となることを示した。こ

の関係とバウンドが発生した海成粘土層の  $q_u$  を比較すると 25N 以下の試験値を示している。

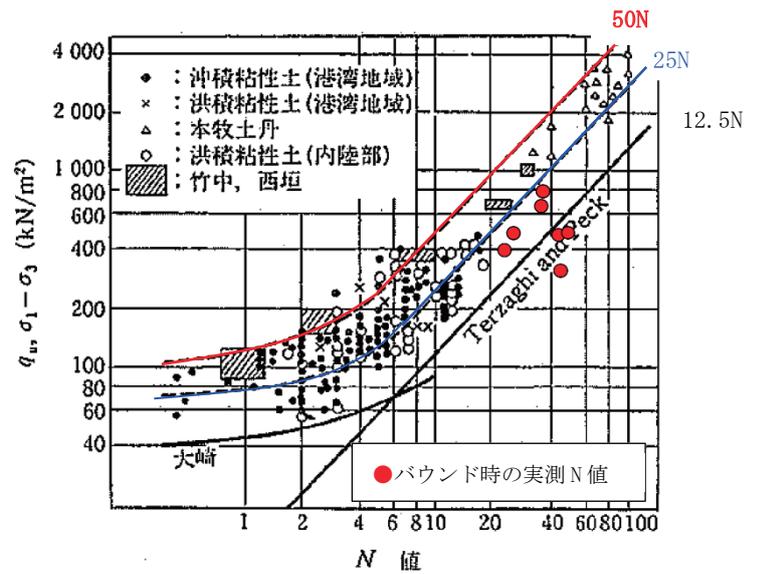


図-3  $q_u$  実測値と  $N$  値からの換算値<sup>3), 4)</sup> に加筆

### 6 まとめ

バウンドが生じやすい地盤条件は下記のとおりである。

- ・ 洪積の均質な海成粘土層(概ね大阪層群相当)
- ・ 丘陵及び近傍造成地

バウンドの有無の判断方法は主に下記の 2 点である。

- ・ ボーリングオペレーターへの試験状況の確認
- ・  $N$  値内訳と試料(粘土の固さ等)から総合的に判断生じた場合の対応としては下記の 2 点があげられる。
- ・ 柱状図の記事に浮き上がりが生じた旨を記載
- ・  $N$  値の評価の際に該当深度の  $N$  値を除外或いは  $3N_1$  による換算  $N$  値を用いる

### 7 今後の展開

バウンドが大阪平野の洪積海成粘土層特有の現象であれば大阪平野周辺の堆積環境や、土粒子の起源物質に起因するものと思われる。データ数が少ないため今後は他地域も含めたデータの収集を行っていきたい。

### 《引用・参考文献》

- 1) 諏訪ほか, サンプラーの充填に伴う拘束圧効果と  $N$  値の補正, 第 37 回地盤工学会研究発表会, 2002
- 2) KG-NET, 新関西地盤-大阪平野から大阪湾, 2007
- 3) 竹中準之介, 標準貫入試験に関する基礎研究, 第 9 回土質工学会研究発表会講演集 p13~16, 1974
- 4) 奥村樹郎, 港湾構造物の設計における  $N$  値の考え方と利用例, 基礎工 vol10 No6, p5~62, 1982

# 洋上CPTから換算した地盤物性値の一考察

応用地質(株) ○本島 一宏, 野中 健太, 平出 亜  
 Orsted A/S Edward Charles George Molyneaux  
 東京電力リニューアブルパワー(株) 足立原 路雄

## 1. はじめに

我が国では再生可能エネルギーの開発に伴い、洋上風力発電事業の規模が急速に拡大しており、信頼性の高い設計を行うため、地盤調査技術の適用性を検証することが重要となっている。

電気式コーン貫入試験 (CPT) は、洋上での地盤調査において、ボーリングと並んで近年多くの地域で実施されている。CPT から得た指標から  $N$  値や細粒分含有率  $F_c$ 、強度定数 (非排水せん断強さ (粘着力)  $c$ 、せん断抵抗角  $\phi$ )、S 波速度  $V_s$  といった物性値の推定式が多く提案されている。

しかしながら、これらはいわゆる未固結土砂を想定したものが多数であり、固結した軟岩 (ここでは第三紀鮮新世の泥岩/砂岩) への適用は信頼性に劣る可能性がある。軟岩に適用した CPT のデータは多くなく、ボーリング調査、室内試験が同時に実施された CPT の事例はさらに少ない。軟岩の特性 (2章) より、既往の推定式では信頼性の高い物性値が得られない可能性が懸念される。

軟岩の分布域で標準貫入試験 (SPT)、CPT、室内土質・岩石試験を同時に実施した事例について、室内試験からの強度定数等を基準として、CPT より推定した物性値との相関から補正式を算出し、軟岩への適用性を検討した。

## 2. 軟岩の特徴

対象とした軟岩は太平洋に分布する上総層群に属する砂岩/泥岩である。日本の軟岩 (堆積軟岩) の一般的な特徴は以下のとおりである。

- ①硬岩よりは強度が低い、土よりも硬質な中間的な地盤材料を指す (一軸圧縮強度が1~20MPa 程度)。
- ②新第三紀以降の堆積岩軟岩が主である。
- ③土と比べて固結しており、硬岩と比較して間隙が大きいこと、岩石自体が物理化学的作用に弱いこと (サンプリング乱れ、膨潤性等) などがある。
- ④片理や節理が力学的性質に与える影響が小さく岩石試験結果と岩盤試験との相関性が高いとされ、物性値を室内試験により求めることが多い。

## 3. 物性値の推定

細粒分含有率  $F_c$ 、非排水せん断強さ  $c$ 、せん断抵抗角  $\phi$ 、S 波速度  $V_s$  および  $N$  値を対象として、主要な推定式による CPT 換算値と室内試験値または標準貫入試験  $N$  値の関係図を示した (図-1~図-5)。

$F_c$  は試験値と比較して CPT 換算値が大幅に小さい (図

-1)。  $c$  は CPT 換算値がやや小さい (図-2)。  $\phi$  は砂岩のみ対象であるがその対応は良好であった (図-3)。  $V_s$  は PS 検層結果と比較して、特に泥岩が CPT 換算値の方が小さい (図-4)。換算  $N$  値は SPT  $N$  値と比較して CPT 換算値が小さい (図-5)。

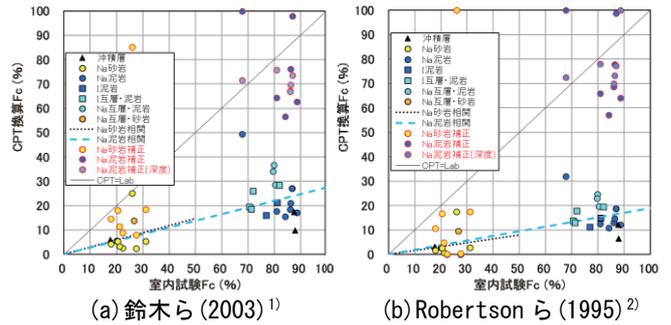


図-1 細粒分含有率  $F_c$

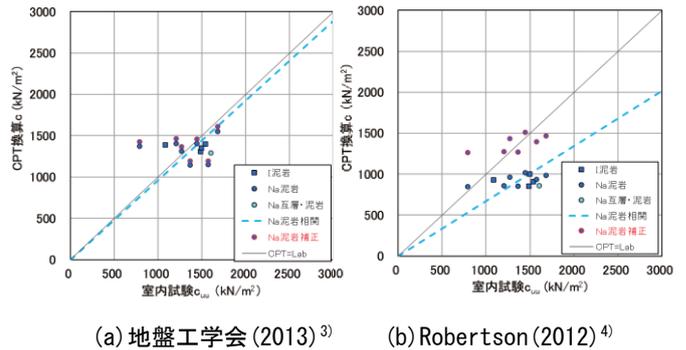


図-2 非排水せん断強さ  $c$

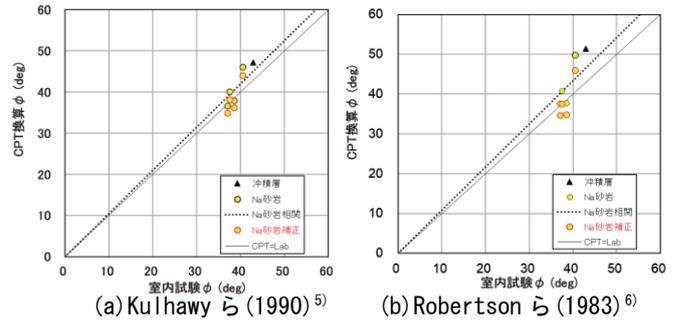


図-3 せん断抵抗角  $\phi$

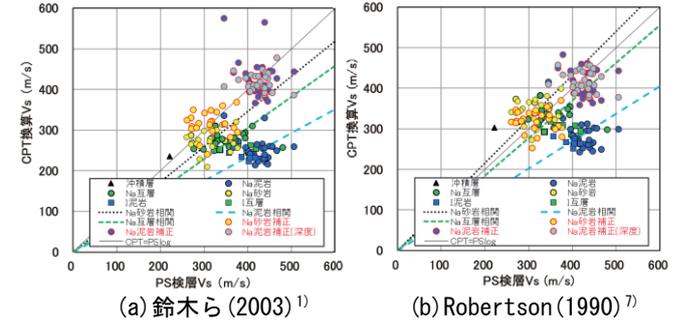


図-4 S 波速度  $V_s$

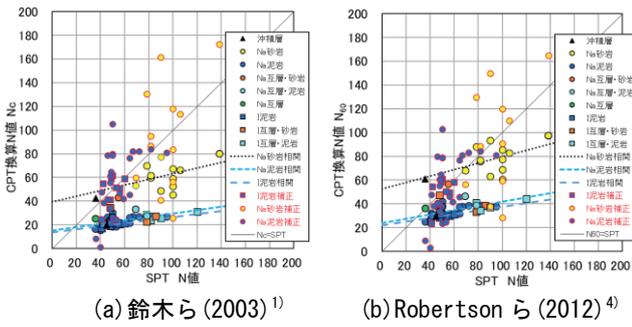


図-5 換算  $N$  値

Robertson(1990)<sup>7)</sup> が提案した土質性状分類図を示す。CPTの基準化先端抵抗  $Q_{tn}$ 、基準化周面摩擦比  $F_r$  により土質性状を分類するものである。泥岩層が砂として分類されたものが多い。

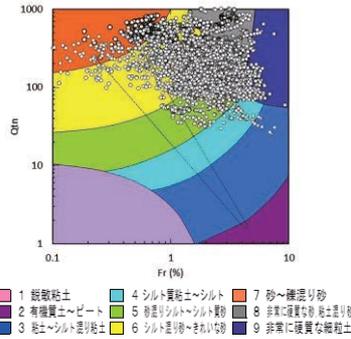


図-6 土質性状分類図 ( $Q_{tr}$ - $F_r$ 関係図)

#### 4. 相関式の検討

室内試験値および標準貫入試験と比較すると CPT 換算値は小さく、相関式(補正式)を求め(表-1)補正した。補正後の関係を図-1~図-5にあわせて示している。

表-1 得られた相関式(代表層)

	推定式	相関式(補正式)
$F_c$	鈴木ら(2003)	$F_c = 3.40 \times \text{換算 } F_c$ (砂岩) $F_c = 3.63 \times \text{換算 } F_c$ (泥岩) ※
	Robertson ら(1995)	$F_c = 6.35 \times \text{換算 } F_c$ (砂岩) $F_c = 5.28 \times \text{換算 } F_c$ (泥岩) ※
	地盤工学会(2013)	$c = 1.04 \times \text{換算 } c$ (泥岩)
$c$	Robertson(2012)	$c = 1.49 \times \text{換算 } c$ (泥岩)
	Kulhawy ら(1990)	$\phi = 0.953 \times \text{換算 } \phi$ (砂岩)
$\phi$	Robertson ら(1983)	$\phi = 0.923 \times \text{換算 } \phi$ (砂岩)
	鈴木ら(2003)	$V_s = 1.15 \times \text{換算 } V_s$ (砂岩) $V_s = 1.71 \times \text{換算 } V_s$ (泥岩) ※
$V_s$	Robertson(1990)	$V_s = 0.93 \times \text{換算 } V_s$ (砂岩) $V_s = 1.48 \times \text{換算 } V_s$ (泥岩) ※
	鈴木ら(2003)	換算 $N_c = 0.239 \times N_{spt} + 39.23$ (砂岩) 換算 $N_c = 0.144 \times N_{spt} + 15.34$ (泥岩) ※
$N_c$	鈴木ら(2003)	換算 $N_c = 0.269 \times N_{spt} + 52.72$ (砂岩) 換算 $N_c = 0.180 \times N_{spt} + 23.71$ (泥岩) ※
$N_{60}$	Robertson(2012)	換算 $N_c = 0.180 \times N_{spt} + 23.71$ (泥岩) ※

※泥岩は換算値/試験値に深度方向依存性があるが省略

さらに、 $N$ 値については地盤に SPT サンプラーが貫入する際の締めつけ(閉塞効果)で過大に  $N$ 値を評価している可能性があり、屈曲率の頻度分布より閉塞効果有無の閾値を決め  $N$ 値の補正を試みた(図-7)。

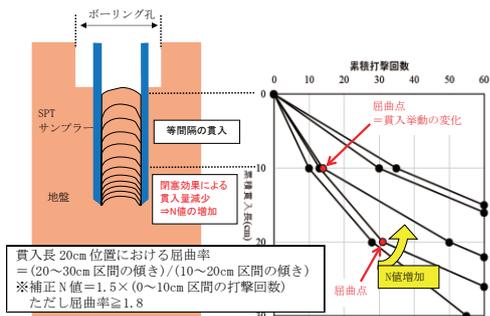


図-7 標準貫入試験での貫入挙動と補正方法

SPT  $N$ 値が小さくなり、CPT 換算値との対応が良好となり閉塞効果補正も有効であった(図-8、表-2)。

閉塞効果補正後も  $N_c > 60$ では依然対応が悪く、深度補正も考慮した  $N_c$ 補正式も示した。

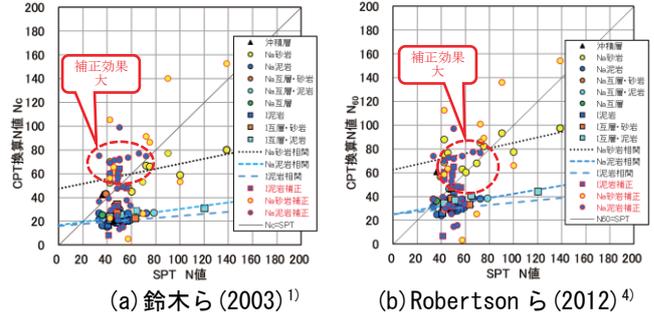


図-8 閉塞効果補正後の  $N$ 値比較

表-2 閉塞効果を考慮した相関式(代表層)

	推定式	相関式(補正式)
$N_c$	鈴木ら(2003)	換算 $N_c = 0.211 \times N_{spt} + 47.21$ (砂岩) 換算 $N_c = 0.136 \times N_{spt} + 16.590$ (泥岩)
	$N_c$ 値	$N_c \leq 60$ $N_c = \text{換算 } N_c$ (砂岩)
		$N_c > 60$ $N_c = 4.75 \times \text{換算 } N_c - 224$
深度依存	$N_{spt} = \text{換算 } N_c / (0.411 - 0.00524 \times z)$ ( $z$ : GL 深度) (泥岩)	

#### 5. おわりに(CPT 実施上の留意点)

CPTから物性値を推定し室内試験値およびSPT  $N$ 値を基準とした相関式を求めた。軟岩の性質は調査地域(地盤条件が類似した地域)毎の違いが大きいと考えられ、ボーリング、CPTを近傍で実施し結果を突き合わせることで、CPTでの物性値・ $N$ 値推定が可能となる。

CPTはこれまでも信頼性の高い結果を得ており、洋上風力発電事業でも標準貫入試験が難しい水深にも適用可能な手法であり、軟岩分布域に対してはさらにデータを収集し検討することが必要である。

#### 《引用・参考文献》

- 鈴木康嗣, 時松孝次, 實松俊明: コーン貫入試験結果と標準貫入試験から得られた地盤特性との関係, 日本建築学会構造系論文集, 第566号, pp.73-80, 2003.4.
- Robertson, P. K. and Wride, C. E.: Evaluating Cyclic Liquefaction Potential using the CPT, Canadian Geotechnical Journal, Vol.35, No.3, 1998.
- 地盤工学会: 地盤調査の方法と解説, 2013
- Robertson, P. K.: Interpretation of in-situ tests - some insights, Mitchell Lecture - ISC'4 Brazil, 2012.
- Kulhawy P. H. and Mayne P. H.: Manual on estimating soil properties for foundation design, Report EL-6800 Electric Power Research Institute, EPRI, 1990.
- Robertson, P. K. and Campanella, R. G.: Interpretation of cone penetrometer test: Part I: sand, Canadian Geotechnical Journal, Vol.20, No.4, pp.718-733, 1983.
- Robertson, P. K.: Soil classification using the cone penetration test, Canadian Geotechnical Journal, Vol.27, No.1, pp.151-158, 1990.

## シルト岩の区分と原位置試験および簡易試験の適用事例について

(株)ダイヤコンサルタント ○林星和, 新山雅憲, 伊藤靖雄, 片山悠貴

## 1. はじめに

ダム基礎岩盤の調査においては、長年にわたって段階的にボーリング調査や原位置試験、室内試験、物理探査等を実施し、地質分布や透水性、物理・力学特性の把握が行われる。

本論では、上記のうち基礎岩盤の一つであるシルト岩について、原位置試験および簡易試験を実施し、シルト岩における2つの区分を定量化する目的を達成した事例について報告する。

## 2. 調査概要

ダムの基礎掘削範囲決定において、弾性係数を把握するために、地質調査で孔内水平載荷試験を実施することとなった。調査箇所分布するシルト岩は、横坑内の観察により塊状部と片状部に区分されていたが(図-1)、明確な基準が設定されておらず、ボーリングコアについては、調査横坑の観察結果を基に、目視観察のみで区分されていた。孔内水平載荷試験は、それぞれの区分を対象に実施して値を得る必要があったが、目視観察による区分では個人差が生じやすく、実施箇所の決定が困難であった。

このため、ボーリングコアを対象に各種簡易試験を実施し、適用性の高い試験方法の特定と、区分の定量化を試みた。

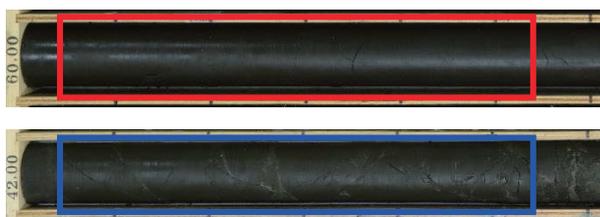


図-1 シルト岩塊状部(上)と片状部(下)の例

## 3. 調査方法

## (1) 簡易試験の種類と特徴

簡易試験は、3種類実施した。

①針貫入試験は、コア試料に針を突き立て荷重を加えた時の針の貫入量を読み取るもので、硬さは、荷重を貫入量で除した貫入勾配(N/mm)で表される。貫入勾配には、一軸圧縮強度との相関があることが知られている<sup>1)</sup>。

② エコーチップ硬さ試験は、金属材料の硬さ測定のために開発されたもので、金属製のテストチップをばねの力で試料表面に打ち付け、チップが跳ね返る速度を電磁気学的に検出して、硬さをL値という整数で表示する。岩石・岩盤に対する有用性が報告されている<sup>2)</sup>。

③色調試験は、デジタル土色計を用いて、コアの色調変化を定量的に評価することが可能である。コアの色調を

明るさ(L\*値)、色相と彩度(a\*, b\*値)で数値化でき、客観的なデータに基づいて風化の程度などを把握することが可能となる。

## (2) 試験方法

対象は、ダムサイトの基盤岩である新第三紀のシルト岩のボーリングコアとし、原則20cm程度の深度間隔で実施した。割れ目の密集部に当たる場合は、試験位置をずらすなどの措置を行い、できるだけ欠測区間を生じないようにした(図-2)。



図-2 シルト岩の1m 区間における試験箇所の例

簡易試験は、コアへの影響がより軽微なものから実施することとし、色調試験、エコーチップ硬さ試験、針貫入試験の順で行った。

## 4. 調査結果

## (1) 各種簡易試験結果

各種簡易試験の結果を柱状図とともに図-3に示す。

## ①針貫入試験

B-1孔の針貫入勾配は、概ね10N/mmに集中しているが、深度41.00~45.00m、深度54.00~55.00m区間で2~5N/mmと非常に低い値を示した。

B-2孔の針貫入勾配は、概ね3~10N/mmに集中しているが、深度65.00~67.00m、深度71.00~77.00m区間で1~3N/mmと非常に低い値を示した。

## ②エコーチップ硬さ試験

B-1孔のL値は、概ね400~500に集中しているが、深度41.00~45.00m区間で負の方向へやや変動し、400を下回る箇所が散見された。

B-2孔のL値は、概ね400~500に集中しているが、深度71.00~77.00m区間で負の方向へやや変動し、400を下回る箇所が多くみられた。

## ③色調試験

B-1孔のL\*値は、深度37.00m付近と深度46.00m付近で負の方向(黒色)へ変動しており、b\*値は深度45.00~50.00mと深度54.00~54.00m区間で正の方向(黄色)へやや変動している。

B-2孔のL\*値は、深度36.52m付近と深度45.00m付近で負の方向へ変動している一方、深度66.00m付近でL\*値が正の方向(白色)へ変動している。また、b\*値は、深度44.00~50.00mと深度73.00~76.00m区間で正の方向へやや変動している。

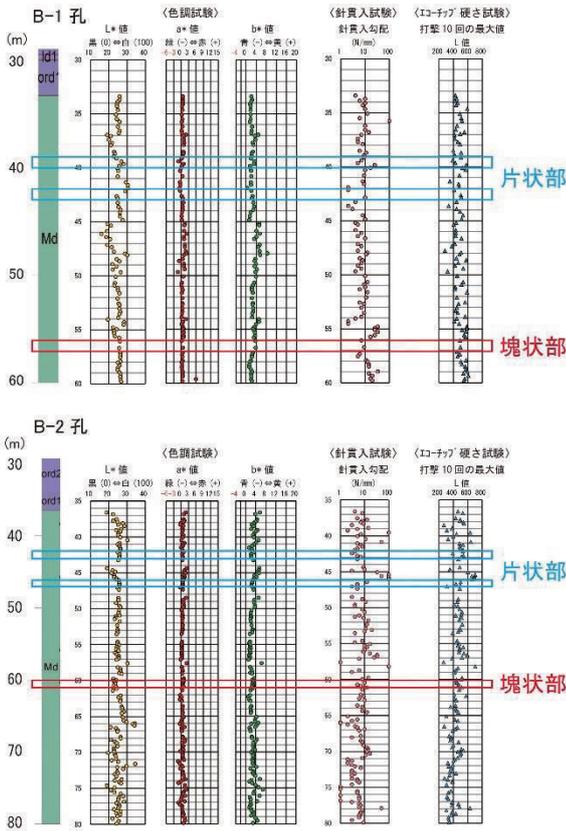


図-3 各種簡易試験結果(簡易柱状図とグラフ)

(2) 簡易試験の評価

針貫入試験では、針貫入勾配9N/mmで塊状部と片状部を区別することができた(表-1)。一方、エコーチップ硬さ試験では値の範囲に重複がみられ、色調試験では塊状部と片状部の区分に有効な数値が認められなかった。そこで、針貫入勾配の値を基に、塊状部と片状部を区分し、孔内水平載荷試験の実施位置を選定した。

表-1 各種簡易試験結果一覧

孔名	簡易試験深度(m)	調査横坑におけるシルト岩(MD)層の種別	簡易試験				
			色調試験			針貫入勾配(N/mm)	エコーチップL値
			L値	a+b値	b値		
① B-1孔	39.00~40.00	片状部	24.2~28.1	-1.1~1.0	1.6~3.3	9~25	389~576
② B-1孔	43.00~44.00	片状部	24.9~26.5	0.6~0.9	2.9~3.2	2~4	343~444
③ B-1孔	56.00~57.00	塊状部	25.6~26.1	0.2~0.7	3.7~3.8	7~9	492~497
④ B-2孔	42.00~43.00	片状部	25.0~26.0	0.4~0.9	2.1~3.1	3~7	392~540
⑤ B-2孔	46.00~47.00	片状部	25.7~25.9	0.5~0.9	2.3~2.8	5~10	436~663
⑥ B-2孔	60.00~61.00	塊状部	22.7~24.0	0.7~1.0	2.5~3.3	5~10	441~483

(3) 孔内水平載荷試験結果

B-1孔とB-2孔において、片状部各2箇所、塊状部各1箇所をボーリングコアの目視による判定で選定し、孔内水平載荷試験を実施した(表-2)。

B-1孔における片状部の弾性係数は、681MN/m<sup>2</sup>と912MN/m<sup>2</sup>を示し、塊状部は930MN/m<sup>2</sup>を示した。

B-2孔における片状部の弾性係数は、423MN/m<sup>2</sup>と465MN/m<sup>2</sup>を示し、塊状部は1,177MN/m<sup>2</sup>を示した。

表-2 孔内水平載荷試験結果

孔名	深度(m)	コア観察区分				孔内水平載荷試験			
		地質岩級	硬軟	コア形状	割れ目の状態	調査横坑におけるシルト岩(MD)層の種別	変形係数(MN/m <sup>2</sup> )	弾性係数(MN/m <sup>2</sup> )	弾性係数平均値
B-1孔	39.70	MD CL	C'	III	a	片状部	201	268	292
							281	327	
	43.70	MD CL	C'	III	a	片状部	368	610	760
							815	856	
							648	897	
56.70	MD CL	C'	III	a	塊状部	648	128	930	
948	945								
B-2孔	42.30	MD CLL	C'	IV	b	片状部	88	128	128
							-	-	
	46.60	MD CLL	C'	IV	b	片状部	74	120	149
							147	179	
							718	1,185	
60.30	MD CLH	C'	II	a	塊状部	718	1,173	1,177	
						1,173	1,173		

5. 考察

孔内水平載荷試験結果と各種簡易試験の結果より、傾向や差異について検討した。

B-1孔およびB-2孔で実施した孔内水平載荷試験結果より、B-1孔の片状部と塊状部の弾性係数の大きさに差はあるものの、ともに弾性係数区分C2(C'・III・a)に区分された。一方、B-2孔の片状部はC2(C'・IV・b)、塊状部はC1(C'・II・a)に区分された。

以上より、弾性係数区分にやや重複する部分が見られるものの、針貫入試験結果と孔内水平載荷試験結果は整合性があり、迅速性をもってシルト岩を区分する際に、針貫入試験は有効と考えられる。

表-3 シルト岩の塊状部・片状部調査結果

調査横坑におけるシルト岩(MD)層の種別	孔内水平載荷試験			簡易試験	
	弾性係数平均値(MN/m <sup>2</sup> )	換算弾性係数(MN/m <sup>2</sup> )	弾性係数区分(ダムサイト基準)	針貫入勾配(N/mm)	エコーチップL値
片状部	930未満		C2(C'・IV・b)	1~9	100~500
			C2(C'・III・a)		
塊状部	930以上		C2(C'・III・a)	9以上	400以上
			C1		
			C1(C'・II・a)		

6. おわりに

簡易試験は簡便、迅速に実施、判定できることから、掘削後、孔壁が新鮮なうちに孔内水平載荷試験を実施する上で有効なツールと考える。また、岩相区分を定量化することで客観性が向上し、試験箇所決定に際し発注者や解析業者との協議もスムーズに行うことができた。

《引用・参考文献》

- 山口 嘉一ほか:「針貫入試験によるダムの軟岩基礎の設計強度検証」, 応用地質, Vol. 46, No. 1, pp. 20~27, 2005.
- 川崎 了ほか:「簡易反発硬度試験による岩質材料の物性評価手法の開発一試験条件の影響と基本特性に関する調査一」, 応用地質, Vol. 41, No. 4, pp. 230~241, 2000.

# 有明粘土におけるベーンせん断試験の実施例

中央開発株式会社 川渕 達也

## 1. はじめに

某港で実施した海上ボーリングにおいて、ボーリング調査の本孔にて有明粘土を対象にサンプリングを実施し、その近傍の2孔にて現場ベーンせん断試験を実施した。その試験結果と既往の試験結果を比較し、今回実施した試験の整合性を確認するとともに、サンプリング試料にて実施した三軸圧縮試験(CUbar)結果とも比較し、試験結果の妥当性と傾向について考察した。また、今後どのような現場においてベーンせん断試験が有効か検討した。

## 2. 調査箇所の地質

調査海域の断面図を図-1に示す。当該地は海底面より約35m 有明粘土が概ね水平に堆積する。有明粘土層は概ね均質であるが、表層より20m 以浅は砂分を含む箇所が確認され、シルト～砂混じりシルトを主体とする土層である。砂分の含有量に応じて、有明粘土を4層に区分した。当海域では、100m 間隔で同様の既往調査が行われている。今回の調査では有明粘土を対象に、本孔にて2～4m 間隔でサンプリングを実施し、別孔にて 2m 間隔でベーンせん断試験を実施した。

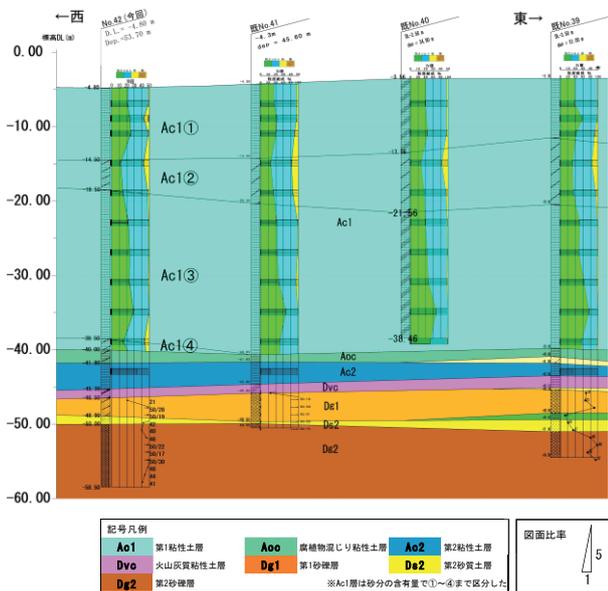


図-1 調査位置断面図

## 3. ベーンせん断試験方法

### (1) 現場条件

調査はスパット台船で実施しており、海底地盤の標高はDL-4.6～4.8mであった。潮位変動(最大5m程度にもなる)と波浪を考慮し、海底面からフロート部作業足場までの高さは12m程度になるよう設置した。

### (2) ロッドの偏心・摩擦トルクへの対策

今回の調査ではベーンせん断試験の最深部で DL-38m

程度となり、ロッド長が45m 程度になると想定された。そのため、ロッドが長くなることによる偏心が懸念された。そこで、試験深度の直上までケーシングパイプを挿入し、ベーンブレードを孔底へ下ろす際、ロッド間にケーシング内径に合わせたセンターライザーを設置することで、ロッドの偏心が生じないようにした(写真-1)。また、深部ではロッドの自重による摩擦トルクが生じるため、試験深度直上でベーンブレードを空転させ、摩擦トルクを測定した後に試験を実施した。試験結果の整理として、試験値より摩擦トルクを除した。



写真-1 センターライザー設置状況

### (3) 粘土の硬軟に応じたベーンブレードの選択

有明粘土の下層部は圧密が進行し、一般的なベーンブレードでは試験実施が困難であると想定されたため、幅7.5cm・高さ15cmのベーンブレードに加え、幅5cm・高さ10cmの小型のものを用意し、対象の有明粘土の硬軟に応じて使い分けた(写真-2)。



写真-2 使用したベーンブレード

## 4. 試験結果

### (1) ベーンせん断試験結果

ベーンせん断試験結果一覧を表-1に示し、既往調査も含めたベーンせん断強度と標高の関係を図-2に示す。深度方向にベーンせん断強度の増加が明瞭に確認された。

今回試験を行った2孔と既往調査で実施した2孔との試験結果は、同様の標高にて概ね近似する結果となった。また、DL-14.5~22.5m 間は砂分をやや多く含む土層であり、やや大きな値を示す傾向も確認された。

(2) 鋭敏比

鋭敏比は2.3~6.7を示し、両地点の平均値は4.1となった。深度と鋭敏比の相関性は確認されなかったが、特に、No.42-2のDL-20.5m, 30.5m 付近は鋭敏比が大きくなり、DL-8.5m 付近では小さくなった。対象の有明粘土層の相対含水比が概ね1.0であることから、鋭敏比 St=8以上であれば超鋭敏粘土、St=4以上であれば鋭敏粘土と評価される。今回調査した有明粘土は、鋭敏粘土であると評価された。

5. 三軸圧縮試験結果との比較

今回の調査では、ベーンせん断試験結果を評価する目的で、本孔にて採取したサンプリング試料にて三軸圧縮試験（CUbar 条件）を実施した。得られた試験結果を基に、式-1に示すクーロンの強度式よりせん断力  $\tau$  を算出した。算出結果を表-2に示し、ベーンせん断試験結果との比較を図-3に示す。ベーンせん断試験で得られた  $\tau_v$  は、三軸圧縮試験結果から算出した  $\tau$  よりやや大きな値を示し、特にDL-15.0~25.0m 間は、砂分の影響で大きくなったものの、概ね同等の値を示すことが確認された。

$$\tau = c_{cu} + \sigma' \tan \phi_{cu} \dots\dots\dots (式-1)$$

$\tau$  : せん断力,  $c_{cu}$  : 粘着力

$\sigma'$  : 有効土被り圧,  $\phi_{cu}$  : 内部摩擦角

6. 今後の活用例

本調査はスパット台船上から有明粘土を対象にベーンせん断試験を実施しており、ロッド長は最長で45m 程度であったが、ベーンせん断試験結果とサンプリング試料による三軸圧縮試験結果を比較すると近似した値が確認されており、試験の有効性が確認された。

近年ではベーンせん断試験を実施する調査業務はほとんど無く、サンプリング試料による力学試験の実施が主体となっているが、サンプリング試料を用いる場合、採取時の乱れや運搬中の試料の扱いによっては、適切な試験が実施できないことが懸念される。また、試料を採取してから運搬、試料の成形、試験実施、整理までの時間とコストを要する。そこで、ベーンせん断試験のメリットとして以下の3点を挙げる。

- ①サンプリング困難な軟弱粘性土でも試験可能である。
- ②原位置試験で結果を把握できる。
- ③試験が容易で、再現性が高い。

今後の調査業務において、既存調査の補充調査やサンプリングが困難な軟弱粘性土を対象とする場合は、ベーンせん断試験の実施を検討・提案したい。

表-1 ベーンせん断試験結果一覧

試験番号	No. 42-1				No. 42-2			
	試験標高 (DL -m)	乱さない試料		せん断強さ $\tau_v$ (kN/m <sup>2</sup> )	試験標高 (DL -m)	乱さない試料		せん断強さ $\tau_v$ (kN/m <sup>2</sup> )
		せん断強さ $\tau_v$ (kN/m <sup>2</sup> )	鋭敏比			せん断強さ $\tau_v$ (kN/m <sup>2</sup> )	鋭敏比	
V-1	6.50 ~ 6.65	6.9	1.50	4.6	6.50 ~ 6.65	7.80	1.70	4.6
V-2	8.50 ~ 8.65	11.7	2.60	4.5	8.50 ~ 8.65	11.00	4.70	2.3
V-3	10.50 ~ 10.65	15.1	4.50	3.4	10.50 ~ 10.65	14.50	3.50	4.1
V-4	12.50 ~ 12.65	20.1	6.00	3.4	12.50 ~ 12.65	18.60	5.60	3.3
V-5	14.50 ~ 14.65	28.9	8.60	3.4	15.50 ~ 15.65	28.90	6.00	4.8
V-6	16.50 ~ 16.65	31.1	8.20	3.8	16.50 ~ 16.65	31.50	6.30	5.0
V-7	18.50 ~ 18.65	31.5	7.80	4.0	18.50 ~ 18.65	32.80	7.10	4.6
V-8	21.50 ~ 21.65	31.8	8.00	4.0	20.50 ~ 20.65	35.00	5.20	6.7
V-9	22.50 ~ 22.65	29.8	8.00	3.7	22.50 ~ 22.65	30.20	6.50	4.6
V-10	24.50 ~ 24.65	30.7	9.50	3.2	24.50 ~ 24.65	31.50	8.40	3.8
V-11	26.50 ~ 26.65	35.4	10.80	3.3	26.50 ~ 26.65	36.30	8.20	4.4
V-12	28.50 ~ 28.65	37.8	9.30	4.1	28.50 ~ 28.65	38.00	9.10	4.2
V-13	30.50 ~ 30.65	39.7	9.10	4.4	30.50 ~ 30.65	40.20	6.50	6.2
V-14	32.50 ~ 32.65	45.4	9.30	4.9	32.50 ~ 32.65	47.10	9.10	5.2
V-15	34.50 ~ 34.65	47.5	13.60	3.5	34.50 ~ 34.65	48.80	10.40	4.7
V-16	36.50 ~ 36.60	49.6	16.00	3.1	36.50 ~ 36.60	57.60	17.50	3.3
V-17	38.50 ~ 38.60	58.3	17.50	3.3	38.50 ~ 38.60	59.80	16.00	3.7

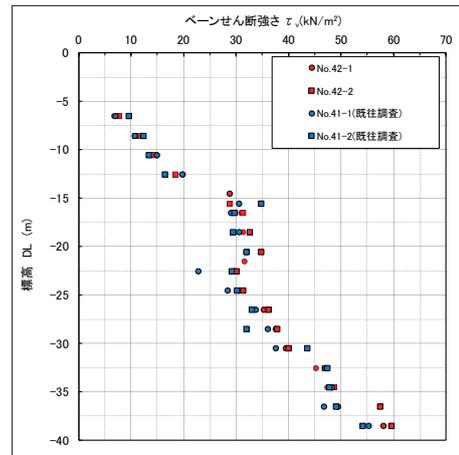


図-2 ベーンせん断強さと標高の関係

表-2 三軸圧縮試験結果によるせん断強さ

試料番号	土質記号	試験標高 (DL -m)	中間標高 (DL -m)	鉛直応力		全応力		せん断強さ $\tau = c + \sigma' \tan \phi$ (kN/m <sup>2</sup> )
				有効土被り圧 $\sigma'$ (kN/m <sup>2</sup> )	粘着力 c (kN/m <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (°)		
T-1	Ac1	6.50 ~ 7.30	6.90	8.60	3.20	11.50	4.95	
T-2	Ac1	8.50 ~ 9.30	8.90	16.80	3.60	12.30	7.27	
T-3	Ac1	10.50 ~ 11.30	10.90	25.00	5.60	11.90	10.87	
T-4	Ac1	14.50 ~ 15.30	14.90	42.10	7.20	14.20	17.85	
T-5	Ac1	18.50 ~ 19.30	18.90	64.80	3.70	13.60	19.37	
T-6	Ac1	22.50 ~ 23.30	22.90	82.80	4.20	11.40	20.89	
T-7	Ac1	26.50 ~ 27.30	26.90	100.80	6.40	11.00	25.99	
T-8	Ac1	30.50 ~ 31.30	30.90	118.80	10.60	11.70	35.20	
T-9	Ac1	34.50 ~ 35.30	34.90	136.80	6.10	13.60	39.19	
T-10	Ac1	38.50 ~ 39.30	38.90	155.40	18.10	11.90	50.84	
T-11	Ac2	42.50 ~ 43.30	42.90	173.20	21.20	9.20	49.26	

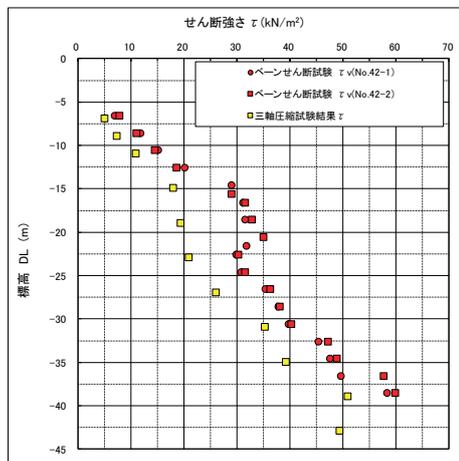


図-3 三軸圧縮試験結果とベーンせん断試験結果の比較

【010】

# 濃尾平野における孔内载荷試験より求めた変形係数 $E$ と $N$ 値の関係

(株)東建ジオテック 平山 瑞紗

## 1. はじめに

孔内载荷試験は、地盤の変形係数  $E$  や水平方向の地盤反力係数  $K$  などの地盤の指標値を求めることを目的としておこなわれる原位置試験である。孔内载荷試験による変形係数  $E$  と標準貫入試験の  $N$  値には、 $E=670N^{0.986}$  ( $\text{kN/m}^2$ ) の相関が認められており、 $N$  値から変形係数を推定する場合には  $E=700N$  がよく利用される<sup>1)</sup>。

しかし、この式は土質や地層年代にかかわらず求められたものである。

本報告では土質および地層年代による影響を考察するために、濃尾平野で実施した孔内载荷試験により求めた変形係数  $E$  と、標準貫入試験の  $N$  値との関係を整理し、濃尾平野の地層における両者の関係について考察した。

## 2. 分析の対象データについて

試験の方法は「地盤の指標値を求めるためのプレッシャーメータ試験方法(JGS 1513-2012)」<sup>1)</sup> に準拠し、孔内測定管 1 室型等分布荷重方式の「LLT 試験装置」を用いて平成26年度から令和2年度の7年間に濃尾平野の自然地盤で実施された孔内载荷試験結果全133個を集計の対象とした。

分析は、地層年代別(沖積層・洪積層)と土質別(沖積粘性土・沖積砂質土・洪積粘性土・洪積砂質土)に整理した。各項目のデータ個数は下記表-1の通り。なお、 $N < 1$  を示した沖積粘性土の結果は別に整理した。

表-1 項目別データ(全133個)

	沖積層			洪積層	
	粘性土 ( $N < 1$ )	粘性土	砂質土	粘性土	砂質土
個数	20	24	56	8	25
$N$ 値	最大値	0.9	7.0	29.0	23.0
	最小値	0.0	1.0	2.0	4.0
	平均値	0.4	2.9	8.6	6.9
変形係数 ( $\text{kN/m}^2$ )	最大値	3670	3130	14690	11030
	最小値	410	500	810	2130
	平均値	1201.5	1793.8	4166.4	5087.5

## 3. 分析結果

### (1) 年代別の分析結果

沖積層の分析結果を図-1に、洪積層の分析結果を図-2に示す。沖積層の変形係数は全体に  $700N$  より小さい結果が多い。洪積層では、多くのデータは  $700N$  の付近に分布する。

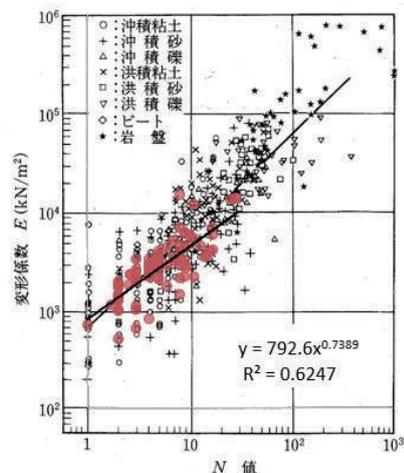


図-1. 沖積層の変形係数と  $N$  値の関係<sup>1)</sup>

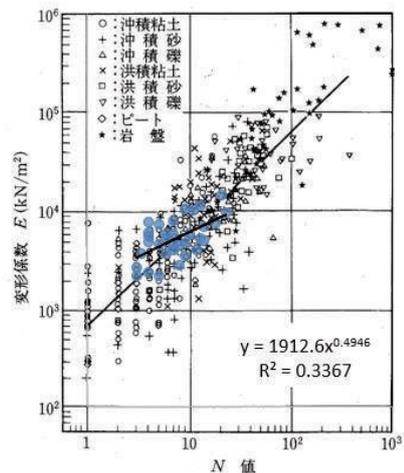


図-2. 洪積層の変形係数と  $N$  値の関係<sup>1)</sup>

### (2) 土質別の分析結果

#### ① 沖積粘性土層の変形係数と $N$ 値の関係

沖積粘性土では、変形係数が  $700N$  前後に比較的にまとまっている(図-3)。

なお、 $N < 1$  を示した沖積粘性土については、 $N$  値の代わりに貫入量 (mm) と変形係数の関係を、打撃回数ごとに整理した(図-4)。

分析結果は、自沈(打撃回数0)でのばらつきが大きく相関性が認められなかった。打撃回数1回のは貫入量が大きいほど変形係数が小さくなる傾向があるようにも見えるが、同じ貫入量で自沈の方が高い変形係数を示す結果も認められる。

#### ② 沖積砂質土層の変形係数と $N$ 値の関係

沖積砂質土では、一般式  $E=700N$  よりも小さい傾向にある。特に  $N$  値が大きいデータでその傾向が目立つ(図-3)。

### ③ 洪積粘性土層の変形係数と $N$ 値の関係

洪積粘性土はデータが少なくばらつきが大きい、低い  $N$  値でも変形係数が  $700N$  より大きい傾向にある(図-5)。

### ④ 洪積砂質土層の変形係数と $N$ 値の関係

洪積砂質土では、 $N$  値8~9程度を境界に  $N$  値が高いものは  $700N$  より小さく、低いものは  $700N$  より大きい傾向にある(図-5)。

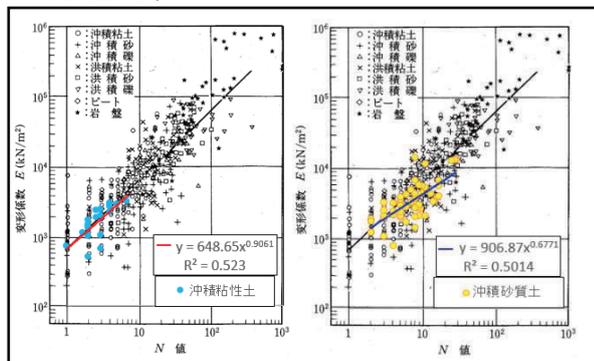


図-3. 粘性土・砂質土の変形係数と  $N$  値の関係(沖積層)<sup>1)</sup>

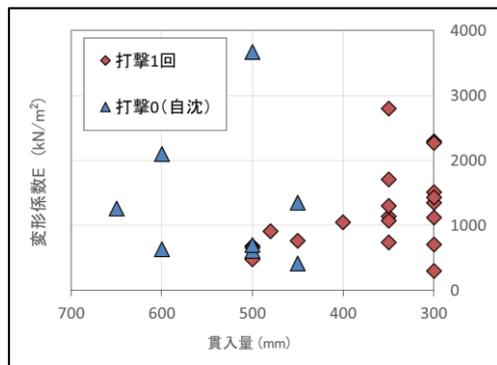


図-4. 沖積粘性土層の変形係数と貫入量の関係

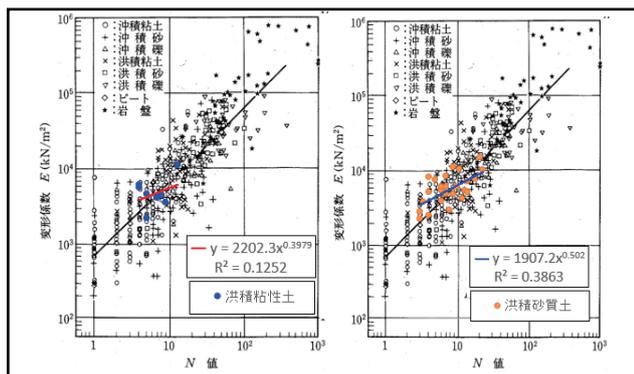


図-5. 粘性土・砂質土の変形係数と  $N$  値の関係(洪積層)<sup>1)</sup>

## 4. 考察

### (1) 分析結果の考察

地層年代別の結果は、沖積層より洪積層の変形係数が大きくなっており、年代効果により変形係数も大きくなったと考えられる。 $E=700N$  と比較では、沖積層は  $700N$  をやや下回る傾向、洪積層は  $700N$  を上回る傾向があり、特に低い  $N$  値で  $700N$  以上となりやすい。 $N$  値の低い箇所では、標準貫入試験で得られない地盤強度の差が変形係数

に現れていると考えられる。

土質別では、沖積粘性土は  $700N$  付近に分布し沖積砂質土は  $700N$  より低くなった。一方、洪積層では粘性土と砂質土で低い  $N$  値に対して変形係数は大きく、高い  $N$  値に対して変形係数が小さくなる傾向があった。ただし集計できたデータ数が少ないため偏りがあると考えられる。

濃尾平野では、特に沖積砂質土層で変形係数が  $700N$  より小さくなる傾向があるため、孔内载荷試験により変形係数を実測することが望ましいと考える。

## (2) 他地域との比較

孔内载荷試験の変形係数  $E$  と  $N$  値の関係についての首都圏での調査<sup>2)</sup>を参考に引用する。この結果では、首都圏の粘性土は沖積層・洪積層ともに  $E=700N$  を下限値としてより大きな値を示し、砂質土は沖積層で  $E=700N$  とほぼ一致する一方、洪積層は  $E=700N$  を下限値としてより大きな値を示すとしている。今回集計した濃尾平野のデータを図-6に投影すると、濃尾平野のデータは首都圏のデータより  $N$  値に対する変形係数が若干小さくなっている。堆積年代が同様でも堆積環境の違いが変形係数に反映されている可能性があると考えられる。

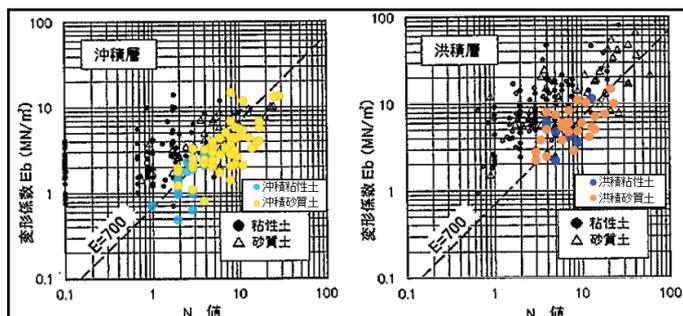


図-6. 首都圏の変形係数と  $N$  値の関係<sup>2)</sup>

## 5. 今後の課題

- ・ 洪積層のデータが少ないため、より多くのデータを集計し検討したい。
- ・ 腐植土などの特殊土についても、データが集まれば整理したい。

## 《引用・参考文献》

- 1) 地盤工学会編：地盤調査の方法と解説, p. 687, 2013. 3
- 2) 日本建築学会：建築基礎構造設計のための地盤評価・Q&A, p. 78-79, 2015. 11

# 孔内水平載荷試験に関する一考察

(株)アサノ大成基礎エンジニアリング ○小瀬川奉久, 広瀬義純, 片山輝彦

## 1. はじめに

『孔内水平載荷試験』は地盤の水平方向の変形特性を把握するために実施される原位置試験である。筆者は過去に試験を実施してきた中で、オペレータにより試験区間掘削後の孔径に大きく違いがあることを感じていた。

そこで、弊社が過去に実施した孔内水平載荷試験の内、比較的データが蓄積されていた奈良盆地の沖積層および洪積層（段丘堆積物～上部大阪層群）の試験結果を用いて、変形係数  $E$  と  $N$  値や試験区間の孔径等の関係について考察した。

## 2. 試験データ

今回用いた孔内水平載荷試験のデータは、奈良盆地の沖積層～洪積層（段丘堆積物～上部大阪層群）を対象に実施されたもので、データ数は127（内訳：粘性土43、砂質土80、礫質土4）である（2017～2018年に実施）。試験に使用した装置は、全て応用地質社製の LLT（ゾンデ径  $\phi$  86mm）である。

なお、室内土質試験（粒度試験）を行っていない深度の土質分類は土質標本の観察結果に基づくものである。

## 3. 変形係数と $N$ 値の関係

### (1) 土質別の変形係数と $N$ 値の関係

図-1に「地盤調査の方法と解説」に掲載されている土谷・豊岡の図<sup>1)</sup>に今回の試験データを重ね合わせた図を示す。（ $N$ 値=0のデータを除く。）

累乗近似した際の近似式は、全データで  $E=444.09 N^{1.117}$ 、土質別では粘性土： $E=566.83 N^{0.940}$ 、砂質土： $E=373.34 N^{1.180}$ となった。（礫質土はデータ数が少ないため近似式は示していない。）今回用いたデータは、全体に土谷・豊岡の関係式よりもやや小さい値を示している。

「地盤調査の方法と解説」では、土谷・豊岡の関係式より、地盤材料に関わらず  $E=700 N$  (kN/m<sup>2</sup>) という関係が近似的に成立するとされており<sup>1)</sup>、実務において  $N$  値からの推定式として多用されている。本論では、変形係数  $E$  と  $N$  値との関係式の係数 ( $E=700 N$  では「700」) を『 $E/N$  比』と呼ぶこととする。

今回の試験データ毎の  $E/N$  比を単純平均すると、全体では  $E=651 N$ 、土質別では粘性土： $E=576 N$ 、砂質土： $E=686 N$ 、礫質土： $E=719 N$  となった。

過去の報告<sup>2)</sup>では、粘性土の方が砂質土・礫質土よりも  $E/N$  比が大きくなるという報告もあるが、今回の試験結果では逆の傾向を示している。

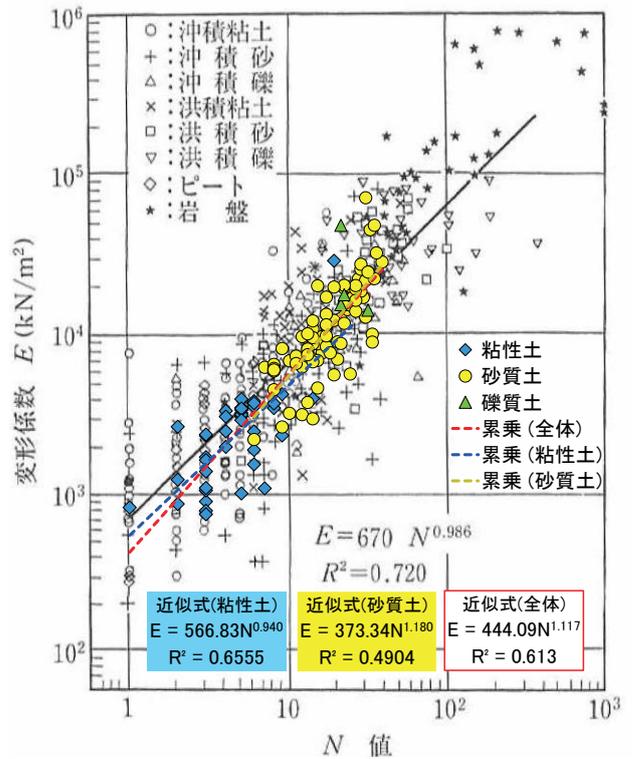


図-1 変形係数と  $N$  値の関係(土谷・豊岡の図<sup>1)</sup>に加筆)

### (2) 堆積年代別の変形係数と $N$ 値の関係

次に、試験データを第四期更新世の洪積層と完新世の沖積層に分類し、比較を行った。図-2に沖積層/洪積層別の変形係数と  $N$  値の関係を示す。データにバラツキは見られるものの、洪積層の方が沖積層よりも  $N$  値に対して変形係数が大きくなる傾向が確認でき、平均  $E/N$  比も洪積層の方が大きくなっている。

$N$  値に対する変形係数が大きい理由の1つとしては、粒子同士の接触点のセメンテーションの発達(続成作用)が考えられる<sup>2)</sup>。

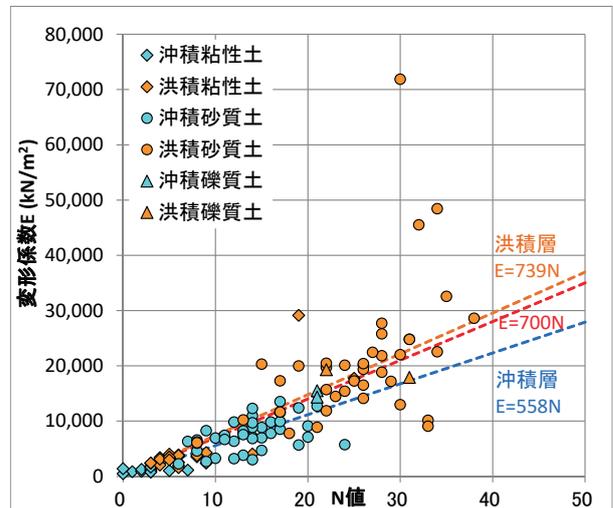


図-2 堆積年代別の変形係数と  $N$  値の関係

#### 4. 変形係数と孔壁の状態

##### (1) 初期孔壁半径について

筆者は、現地で孔内水平載荷試験に立ち会う中で、オペレータにより試験区間削孔後の孔径に違いがあることを感じていた。

本論では、P0時（ゾンデのゴムが試験区間削孔時の初期の孔壁に達した点の圧力）の孔壁半径のことを『初期孔壁半径』と呼ぶこととする。図-3に初期孔壁半径と  $N$  値の関係を示す（データ数が5未満のオペレータは除く）。今回の試験データはφ86mmの孔径で試験区間を掘削しているため、理想的な初期孔壁半径は43mmとなる。

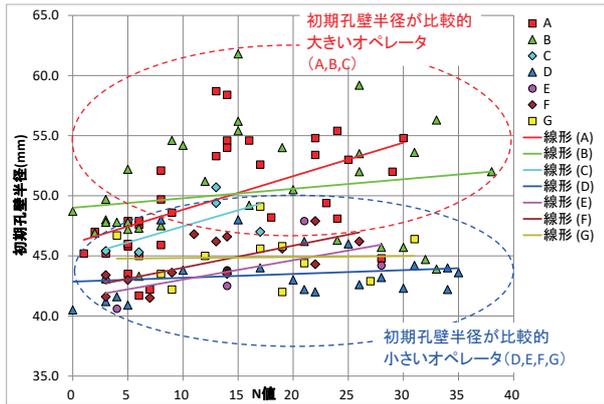


図-3 初期孔壁半径と  $N$  値の関係

図-3より、初期孔壁半径が比較的大きいオペレータ (A, B, C) と小さいオペレータ (D, E, F, G) がいることが分かる。また、オペレータによっては  $N$  値が大きくなるに従い孔径が大きくなる傾向が見られる。これらは、各オペレータの掘削方法（ツールズ、給圧、送水量等）の違いの他、地盤の締め具合や礫の混入量が、試験区間掘削後の孔径に影響しているものと考えられる。

##### (2) 初期孔壁半径と孔壁の乱れについて

本来、φ86mmの仕様で試験区間を掘削しているにもかかわらず、初期孔壁半径が大きいということは、意図せず孔径が大きくなってしまっていると言える。このことは、孔壁が乱れ変形係数に何らかの影響を与えているのではないかと筆者は考えた。そこで、「初期孔壁半径が大きい」→「孔壁が乱れている」→「 $E/N$ 比が小さくなる（ $N$  値に対して変形係数  $E$  が小さくなる）」と仮定し、図-4に初期孔壁半径と  $E/N$  比の関係を示した。図-4で孔径と

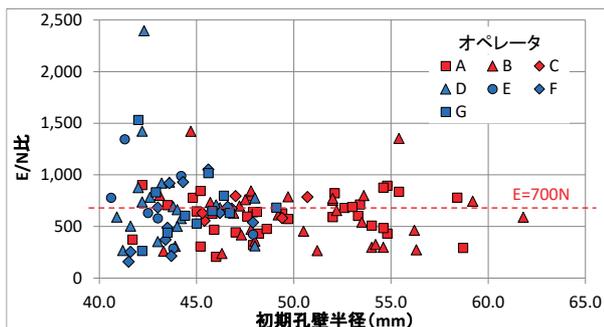


図-4 初期孔壁半径と  $E/N$  比の関係

$E/N$  比に負の相関があると、孔径が変形係数に影響を与えていると判断できると考えた。

図-4では、孔径が45mm未満の範囲で  $E/N$  比が大きいデータが数点見られるものの、初期孔壁半径と  $E/N$  比に明瞭な負の相関は見られないと判断した。

##### (3) 砂質土の礫混入の影響について

今回のデータは礫質土(砂礫)のデータが少ないが、同じ砂質土でも礫混入の有無によって変形係数に違いが出ないかを検討した。土質名に「礫混り砂」と付くものを『礫混り土』(砂礫含む)、それ以外を『砂質土』として、図-5に沖積層/洪積層別の比較図を示した。

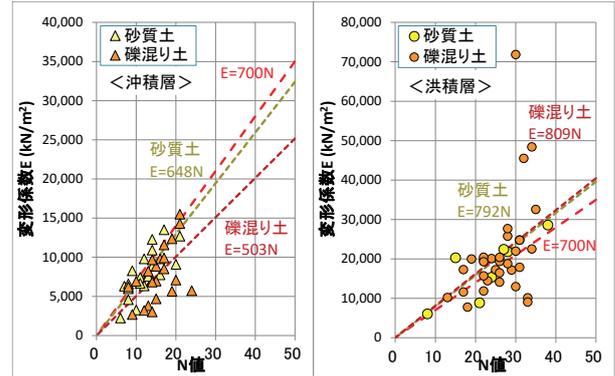


図-5 砂質土の礫混入の有無による比較

図-5より、沖積層では同じ  $N$  値に対して『礫混り土』の方が変形係数が小さい傾向が確認できる。一方、洪積層では、平均  $E/N$  比には大きな違いは無いものの、『砂質土』よりも  $E/N$  比が小さい『礫混り土』が多く見られる。

礫を多く混入する場合、試験区間掘削の際に孔径が大きくなる傾向があることが推測されるが、4(2)では孔径と変形係数の低下に因果関係は確認されなかった。

『礫混り土』が礫を含まない『砂質土』よりも  $E/N$  比が小さくなる理由の一つとしては、礫当りによる  $N$  値の過大評価の可能性が示唆される。(礫当りにより実際の地盤の強度よりも  $N$  値が大きく評価されている。)

#### 5. まとめ

- ① 沖積層より洪積層の  $E/N$  比が大きくなる傾向が確認された。理由の1つとしては続成作用が考えられる。
- ② オペレータにより試験区間掘削後の孔径に差があることが分かったが、試験結果に対する孔径の影響を確認することはできなかった。
- ③ 礫を含まない『砂質土』よりも礫を混入する『礫混り土』の方が  $E/N$  比が小さくなる傾向が確認された。理由の1つとしては礫当りによる  $N$  値の過大評価の可能性が示唆される。

#### 《引用・参考文献》

- 1) 地盤工学会編:地盤調査の方法と解説, p. 687, 2013. 3.
- 2) 脇中康太他:「堆積年代の相違が地盤の変形係数に与える影響評価」, 全地連技術フォーラム2017論文集, No. 44, 2017. 9.

## 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2

(株)ワイビーエム ○奈須 徹夫 矢羽田 祥貴  
 (株)クリステンセン・マイカイ 宮本 哲臣 松熊 晋也  
 川崎地質(株) 近藤 勉 濱田 泰治

#### 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。これまでも既存ボーリングマシンによる削孔試験を行い、適正な削孔仕様について検討を行ってきた<sup>2)</sup>。今回は新たに開発した電子制御可能な試作実験機により、前回の最適仕様での削孔への適用性などについて実証試験を行ったので報告する。

#### 2. 試作実験機について

ワイヤーライン方式で削孔する場合の作業手順や必要な出力、時間など、制御プログラムを作成するための情報を得ることを目的として試作実験機を開発した。

図-1に試作実験機の概要図を、表-1にボーリングマシンの性能および仕様を示す。

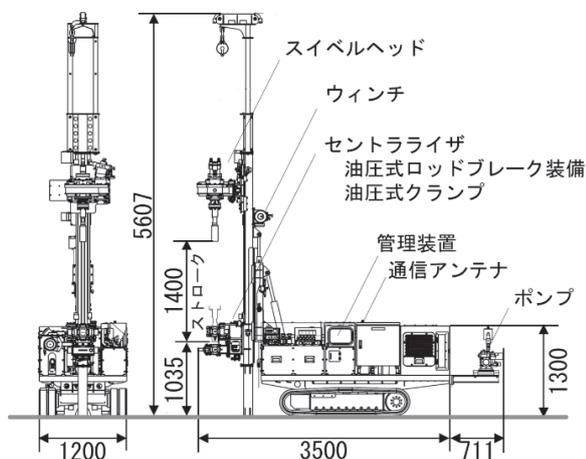


図-1 試作実験機の概要図

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
掘削深度	m	200	30
回転数 (高速・低速)	min-1	800・250	200・45
最大トルク (低速時)	N・m	690	400
最大給圧力	kN	20.7	20.1
寸法 (L×W×H)	mm	3400×1800×8260	3500×1200×5620
質量	kg	3720	3100
走行		無し	自走式 (クローラ)
掘削ポンプ形式		三連ブランジャー SG-30SV-e	単筒複動ピストン 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	28.8kW/2,400min-1	17.7 kW/2,700 min-1
操作方式		手動操作	無線電磁操作
管理装置		無し	タブレットPC

今回開発した試作実験機 (YWL-30C) は、電子制御システムにより全ての動作をプログラムで制御することを可能とし、削孔作業中の履歴データは管理装置に表示され、データとして保存される。インターネットを介することで、遠隔地での監視が可能で「見える化」に対応しており、将来の無人化を想定して無線コントローラによる操作とした。

作業負担低減のため、ロッド接続、オーバーショット投入等の補助作業は立ち姿勢で行えるよう、セントラライザの高さを地上から1m程度とした。

また、実際の調査現場は狭隘で、搬入車両が調査地点まで近づけない場合が少なくないため、ボーリングマシンは既存機よりも小型化を図り、自走式を標準とした。

ポンプについては、前回の実験では脈動が少ない3連ブランジャーポンプを使用した。試作実験機では単筒複動ピストンポンプを搭載することとした。

このようなマシンの小型化やポンプ仕様の変更等により、表-1に示すように回転トルクあるいは吐出圧力や吐出流量は、既存機のそれを下回る仕様となった。したがって、既存機と性能や仕様が異なる試作実験機への前回削孔試験で得た最適仕様の適用の可否等について実証試験による確認が必須となった。

#### 3. 削孔試験

試作実験機による実証試験は、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。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-2に事前のボーリング結果、図-3に調査位置図を示す。

本試験においては、新たに開発した試作実験機の削孔特性を確認するため、表-2に示す前回削孔試験での適正

順位が1位の最適値と第5位の仕様で削孔し、品質工学による SN 比<sup>3)</sup>で評価することにした。表-3に試験ケースを示す。対象層は、前回と同様に GL-2~5m 区間とし、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-4に示す前回と同様のコアバーレルを使用し、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0.1%添加した。



図-2 事前のボーリング結果



図-3 削孔位置図

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)	流量 (L/min)	コアパーレル	使用ビット
15	15	15	30	試作型	メタル
16	15	45	20	試作型	メタル

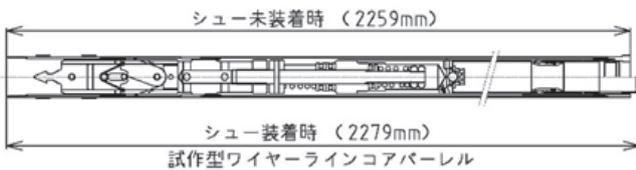


図-4 コアパーレル

図-5に深度とトルクの関係を示す。GL-2~5m間でのトルクの分布を比較すると、No. 16は、No. 15に比べ、全体的にトルクのばらつきが少ない。SN比は、No. 15で15.9db、No. 16で25.1dbであり、前回の最適値仕様であるNo. 16の方が良好なボーリングと評価でき、前回と同様な傾向を確認することができた。

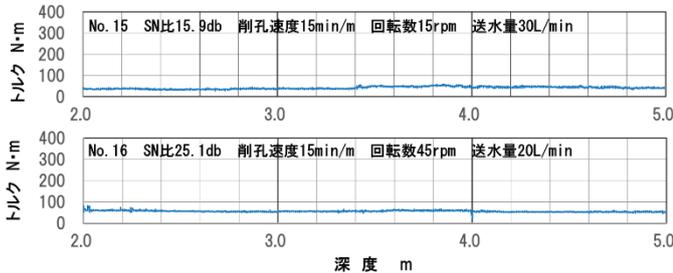


図-5 深度とトルクの関係

今回は、No. 16については、GL-5m以深についても削孔し、実地盤での適用性を確認した。No. 16の深度と回転トルクおよび採取率の関係を図-6に示した。メタルビットを用いた現状の仕様で、15.4mまで削孔することができ、本仕様で、緩い砂質土地盤以外の地盤でも対応可能なことが解った。

ただし、10m付近の砂層には砂礫が介在しており、11m

まで掘削後、インナーチューブを引上げ、落下装着を試みたが、インナーチューブがロッド下端まで降下せず、装着できなかった。そのため、ロッドを2m引上げ、ロッド内を送水洗浄後、インナーチューブを装着せずに OUTERチューブのみで GL-11m まで削孔した。当該深度からは、細粒分が極度に少ない2~5mmの垂円礫が採取され、ボイリングが発生したものと考えられた。今後、インナーチューブの引上げ速度の調整とロッド内への注水による水頭確保などのボイリング対策をプログラム化する必要がある。その他、砂礫層を掘進中に削孔水が逸水したため、削孔水を大量に供給した。併せて逸水防止策のシステム化も必要である。

GL-15.4mでは、φ30mm以上の垂円礫からなる礫層のため、掘進が困難となり、削孔を中断した。今後、メタルビットからダイヤモンドビットへの変更などを行い、礫層などにも対応していく必要がある。

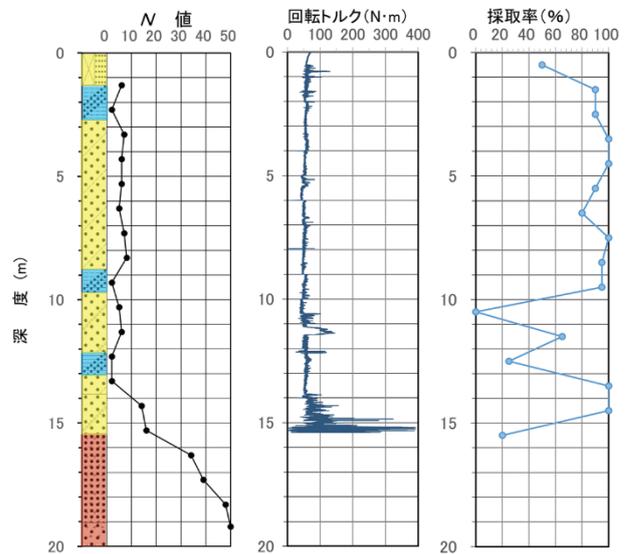


図-6 深度と回転トルクおよび採取率の関係

#### 4. まとめ

試作実験機で削孔試験を実施した結果、2018年度に得た最適仕様が適用できることが確認できた。また、N値<10の緩い砂質土以外の地盤についても概ね良好なボーリングができた。ただ、礫層などでメタルビットからダイヤモンドビットへの変更、逸水防止対策技術などについて、従来のボーリング技術を自動化プログラムに取り入れる必要があり、地質調査専門家の知見収集と応用が必要である。また、作業時の地上高が1.3mと高いため、図-4に示したコアパーレルの短尺化が必要である。

#### 《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, 2017.5
- 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 一

(株)クリステンセン・マイカイ ○宮本 哲臣 松熊 晋也  
 (株)ワイビーエム 矢羽田 祥貴 奈須 徹夫  
 川崎地質(株) 近藤 勉 濱田 泰治

### 1. はじめに

地質調査業界では、熟練オペレータの退職の増加と新規入職者の減少が進んでおり、オペレータ不足と技術伝承の問題が懸念されている<sup>1)</sup>。その対策として全自動ボーリングマシンの開発を進めており、削孔方式として、孔壁崩壊事故のリスクが小さく、ロッド昇降回数が少ないワイヤーライン方式を採用した<sup>2)</sup>。開発に際して、従来のワイヤーラインツールは掘進対象を岩盤としており、土砂削孔システムの開発が必要不可欠であった。本報告では、土砂削孔用に新たに開発したワイヤーラインツールについて報告する。

### 2. 開発方針

ワイヤーラインツールの開発に際しては、従来の調査品質に近づけるため、一般に普及しているスリーブ式二重管サンプラーの仕様と同等とし、コア径を65mm、1回あたりの採取長を1mに設定し、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とした。

従来の3重管式ワイヤーラインコアバーレル（HQ-3）の採取コア径は61.1mmであるが、インナーチューブ内径に余裕があったため、これをベースに開発を進めることとした。また、削孔深度は最大30mとした。図-1に、従来のワイヤーラインツール（HQ-3）を示す。

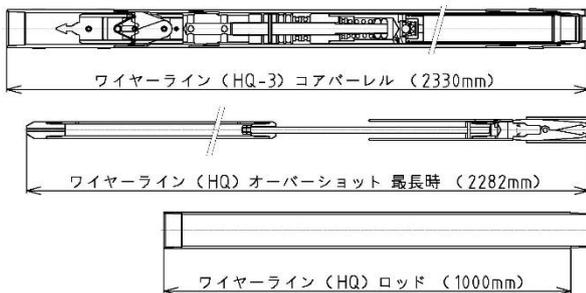


図-1 従来のワイヤーラインツール (HQ-3)

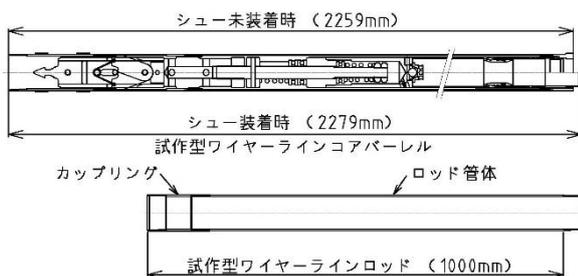


図-2 試作型ワイヤーラインコアバーレルとロッド

### 3. 試作型の開発

図-2に試作型ワイヤーラインコアバーレルとロッドを示す。試作型ワイヤーラインコアバーレルは、従来のワイヤーラインコアバーレル（HQ-3）の内管であるインナーチューブ（外径73.0mm、内径66.9mm）を使用することにした。一方、その外管であるアウターチューブおよびロッドについては、最大削孔深度が30mと浅く、従来のロッドに要望されていた強度は不要であることから薄肉化し、ロッドジョイントのネジ強度不足対策として、カップリング接続方式を採用した。

従来のワイヤーラインコアバーレル先端には、コアリフターケースおよびコアリフターを取り付けるが、当該コアバーレルでは、スプリングにより突出稼働するシューを取り付けることにより、常にビットから先行するシューにより土砂の流出を防ぎ、コア採取率の向上を図るようにした。

コア切りの際には、従来のワイヤーラインコアバーレルと同様にスプリングによって接続されたインナーチューブ全体がビット方向にスライドし、ビット内面の所定位置にコアリフター先端部が係合してコア切りの荷重を受ける構造とした。

### 4. 改良型の開発

全自動ボーリングマシンの試作実験機の作業性から、試作型ワイヤーラインコアバーレルの短尺化が必要とされた。対策として、ヘッド部の短尺化を行い、改良型コアバーレルを開発した。図-3に試作型と改良型のヘッド部の機構を、図-4に改良型ワイヤーラインコアバーレル

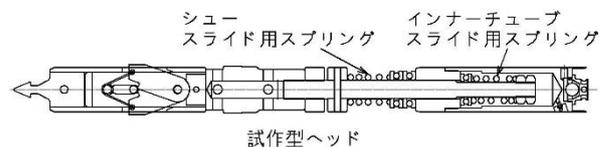


図-3 試作型と改良型のヘッド部機構

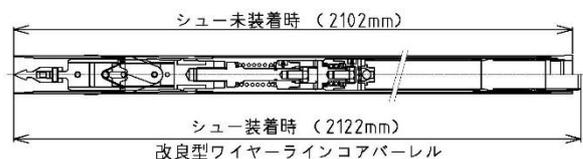


図-4 改良型ワイヤーラインコアバーレル

改良型では、試作型において採用した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新機構を採用している。

改良型では、試作型とスプリング、給水孔等が異なるため、これまでの試作型を用いて求められた最適仕様での適用性等について確認することが必須であったため、改めて削孔試験を実施した。

### 5. 削孔試験

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の社有地で実施した。当該地盤は、一級河川松浦川の氾濫原に位置し、均質なゆるい砂質土が厚く分布する。

図-5に事前のボーリング結果、図-6に削孔位置図を示した。

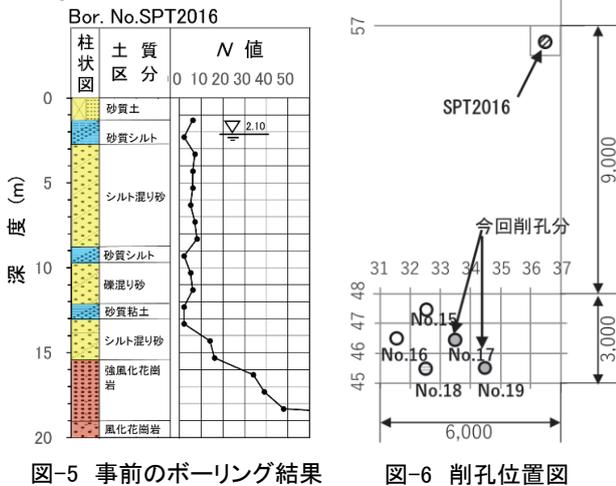


図-5 事前のボーリング結果

図-6 削孔位置図

表-1 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)	コアバーレル	使用ビット
17	15	15	30	改良型	メタル
19	15	45	20	改良型	メタル

表-1に試験ケースを示す。当該試験では、改良型ワイヤーラインコアバーレルでの削孔特性を確認するため、2018年度に求めた削孔仕様の最適順位が1位の最適値と第5位の2つの仕様で削孔し、品質工学による SN 比で評価した<sup>2)</sup>。ここに、No. 17が第5位、No. 19が最適値の仕様である。

削孔に使用するボーリングマシンは、今回開発の試作実験機<sup>3)</sup>を用い、GL-2.0~GL-5.0m 間でのトルクの分布を比較する。また、No. 19については、継続してその下層まで削孔した。コアバーレル先端にはメタルビットを装着し、削孔水にはポリマー系泥材を0.1%添加した。

図-7に深度とトルクの関係を示す。SN 比は、No. 17の17.0db に対して、No. 19では20.3db と大きく、最適値仕様である No. 19の方がボーリングは良好であると判定でき、これまでの削孔試験結果と同様の傾向を確認した。

図-8に深度と回転トルクおよび採取率の関係を示す。従来の最適値 (削孔速度15min/m、回転数45rpm、送水量20L/min) にて15.8m までの削孔を行った。

GL-1m~10m 間およびGL-12m~14m は採取率90%以上を

確保し、良好なボーリングが行われている。

GL-11m の細粒分が極めて少なく、2~5mm の亜円礫からなる層では、コアバーレル引上げ時に試料が脱落した。また、15.8m では、φ30mm 以上の亜円礫からなる層にて削孔困難となり、削孔試験を中止した。

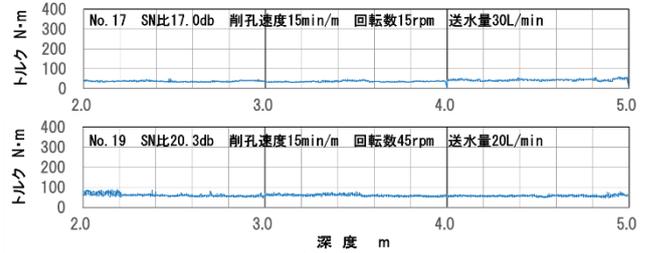


図-7 深度とトルクの関係

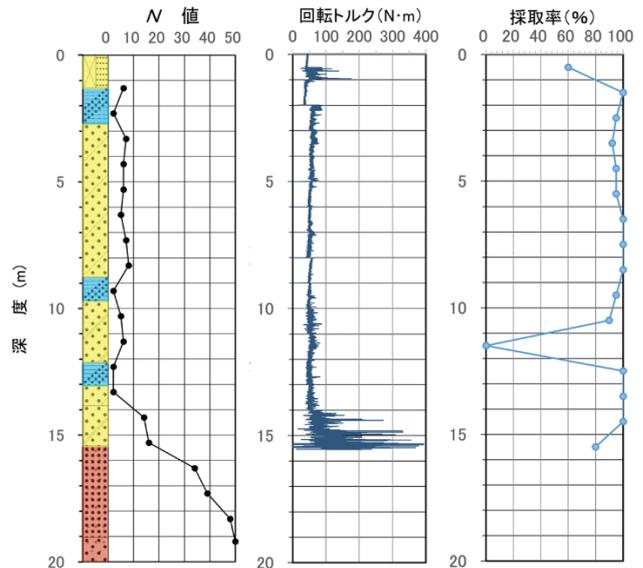


図-8 深度と回転トルクおよび採取率の関係

### 6. まとめ

今回、全自動ボーリングマシンの開発の一環として、土砂削孔に適した改良型ワイヤーラインコアバーレルを開発した。削孔試験の結果、2018年度に求めた最適削孔仕様に適用し、緩い砂地盤以外でも削孔可能であることが確認できた。一方で、礫層での削孔については、試料の脱落や削孔が困難となり課題が残った。

今後も、全自動ボーリングマシンの開発と連携し、地質調査専門家の意見なども交えながら、ワイヤーラインツールの普及に向けて改良を継続していく所存である。

#### 《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,65-3,2017.5
- 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) 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 その2 —, 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

## 一 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 一

(株)ワイビーエム ○矢羽田 祥貴 奈須 徹夫  
 (株)クリステンセン・マイカイ 宮本 哲臣 松熊 晋也  
 川崎地質(株) 近藤 勉 濱田 泰治

### 1. はじめに

地盤調査業界における、熟練オペレーターの退職と担い手の入職減少によるオペレーター不足<sup>1)</sup>が深刻化する中、その対策として、全自動ボーリングマシンの開発を進めている<sup>2)</sup>。全自動運転に必要な自動化プログラムの作成に際して、試作実験機を使用した削孔試験により、作業フローの確認、プログラムの検証を行った。また、発生トラブルの対処動作についても同様に確認した。本報では、その削孔試験での検証結果について報告する。

### 2. 自動制御について

従来のボーリングマシンでは、レバー操作やコックの開閉など全ての操作をオペレーターの手動操作で行い、油圧や送水量の調整をしながら削孔作業を行ってきた。今回、これらの動作を自動化するために、試作実験機には、機械全ての動作を電子制御できるよう、電磁油圧機器とそれを制御するためのコンピュータ(PLC)を搭載し、また、将来の無人化を見据え、コントローラは無線方式とした。さらに、計測センサーの搭載およびモニター付きコンピューターにより、削孔速度や回転数などの削孔に伴う計測データの取得や監視を可能とした。ボーリングマシンの制御機構について従来マシンとの比較表を表-1に示す。

表-1 ボーリングマシンの制御機構の比較表

	従来のボーリングマシン	電子制御ボーリングマシン
運転	手動	自動・電子制御
操作	レバー・コック操作	無線コントローラ
足回り	接地	キャタピラ
運転状態監視	目視	管理装置
削孔記録	写真・日報	管理装置

マシンセットからの削孔フローを図-1に示す。今回は「③削孔」における通常作業および削孔中のトラブル回避のための動作対応の自動化について実証試験を行った。

全自動による通常削孔時の制御フローを図-2に示す。マシン搭載の管理装置に削孔仕様(削孔速度V、回転数R、送水量Q)を入力しておき、削孔開始状態にセット後、無線コントローラから削孔開始操作を指示すると自動制御が始まる。はじめに、送水により孔内土砂を排出し、回転動作を行った後、削孔仕様(V、R、Q)を満たす一定速度制御により削孔を行う。削孔長が1m(ロッド長)に達するとコア切りのためのロッド上昇、続いて孔内土砂を排出するための送水・回転を行う。これら一連の動作を一括して制御することが可能である。

土砂排出動作終了後、セントラライザとスイベルヘッドの動作により、ロッド切り・ロッド脱着まで自動で行う。図-1に示すその後の工程となる④オーバーショット落下～⑧ロッド追加装着の動作は手動で対応しており、⑧の作業終了後、自動運転による削孔を再開する。

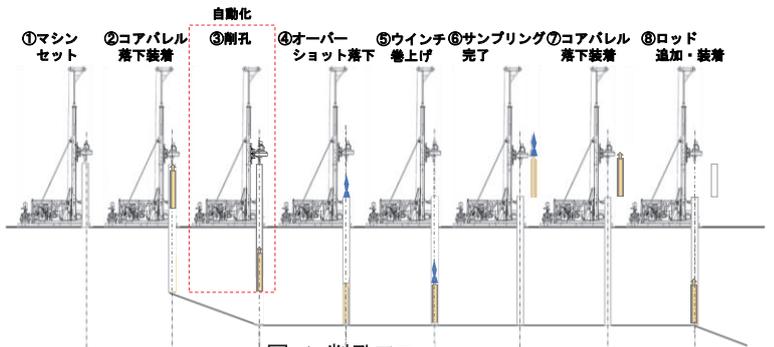


図-1 削孔フロー

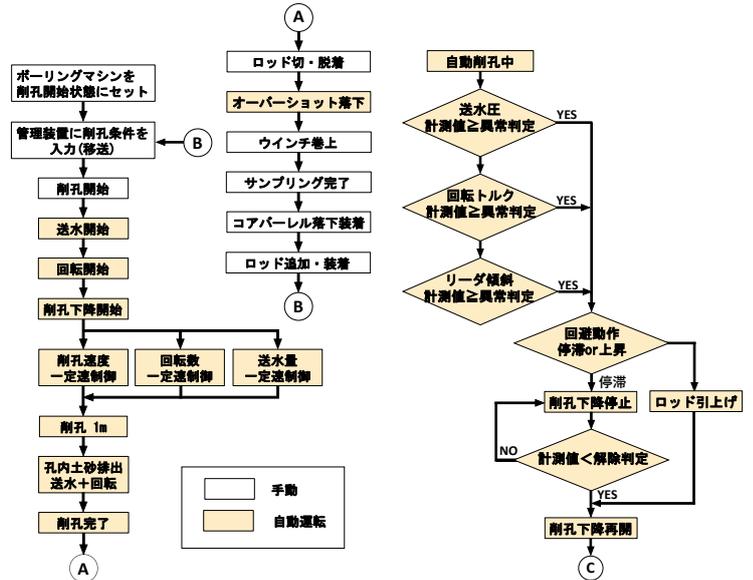


図-2 制御フロー(通常削孔)

図-3 制御フロー(トラブル時)

削孔中には、回転拘束や掘進不可(機械浮き上がり)、送水圧上昇などのトラブルが想定されるが、これらを回避するための制御フローを図-3に示す。

「回転トルク」「リーダ傾斜角度」「送水圧」の上限値を各々設定し、自動削孔中に上限値を超過した時点で、自動削孔の停止またはロッド引上げによるトラブル回避を制御できるようにした。監視している計測値が上限値から回避動作解除値まで下がると削孔を再開する。

### 3. 削孔試験

試作実験機の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所有地で実施した。

計測システムを図-4に示す。ボーリングマシンの操作は無線コントローラで行い、ボーリングマシンに搭載された各種センサーをコンピューターに取り込み、管理装置でデータ計測（回転数・回転トルク・削孔速度・給圧力・送水量・送水圧・時間）を行う。計測状況はSIM搭載の遠隔モニターで監視し、自動化プログラムの調整を専用のPCで行った。

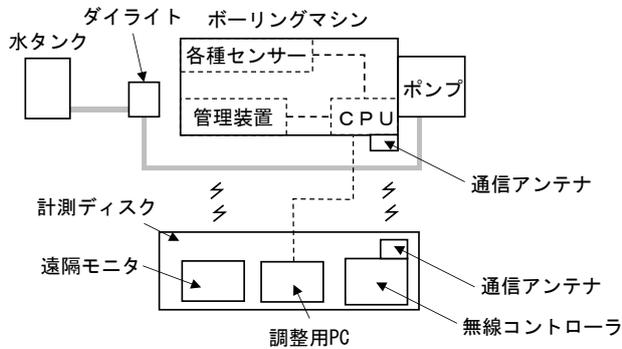


図-4 計測システム

削孔中のトラブルが起きやすい硬質地盤（深層混合処理工改良柱体）に対してメタルビットを使用して削孔試験を行った。ボーリングの3要素（回転・貫入・送水）のいずれかが上限値に達した場合のみをトラブルと判定し、逸水についてはトラブル対処から除外した。

削孔諸元の深度方向の変化を図-5に示す。軟岩相当の強度を有する改良地盤に対して、土砂削孔で得た最適仕様（V=15min/m, R=45rpm, Q=200/min）で、メタルビットを装着し、自動制御による一定速度削孔を行った。コア観察の結果、平均採取率は97%、平均RQD値は84%であった。最適仕様は改良地盤に対しても有効であることが確認できた。

当初、コア切りのためのロッド引上げ動作を5cm、削孔前・削孔後の孔内土砂の排出のための送水動作を200/min×30秒と設定していたが、削孔開始時の回転トルクと送水圧に上昇が見られる場合があった。土砂の排出不足と見られ、深度・対象土等により、送水動作の時間設定を変えるようプログラム修正する必要がある。

次にトラブル対処への上限値として、回転拘束の判定は発生トルク  $T \geq 300\text{N}\cdot\text{m}$ 、貫入不可（機械浮き上がり）の判定をリーダ傾斜角度  $\phi \geq 0.5^\circ$ 、送水圧上昇の判定を送水圧  $P \geq 0.5\text{MPa}$  とした。異常判定後の回避動作を図-6に示した。GL-15.2m～-15.4mにて、トルク上昇が2回、機械の浮き上がりが2回発生した。この間の異常判定から異常解除判定までに、合計8分程度の時間を費やした。今後、削孔時間を予測する場合、土質や地盤強度等により、作業効率を設定するなどの対応が必要である。

当該削孔試験で採取したコアの一軸圧縮試験結果から、当該仕様では  $q_u \leq 5,000\text{kN/m}^2$  までは、削孔可能であることが判明した。地盤強度が高くなる場合、ダイヤモンドビットへの変更も必要と考える。

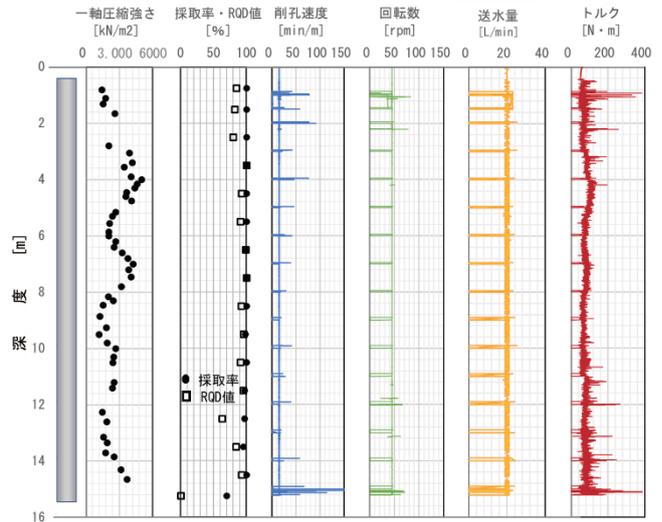


図-5 削孔諸元の深度方向の変化

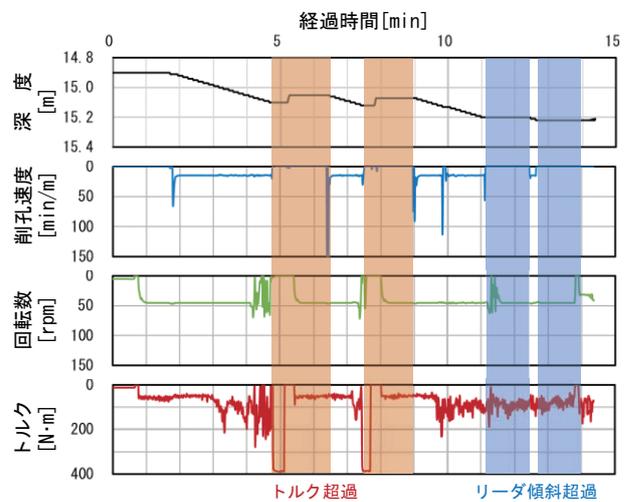


図-6 異常判定後の回避動作（15m～15.2m）

#### 4. まとめ

試作実験機で削孔試験を実施した結果、土砂地盤の最適仕様（メタルビット、削孔速度 V=15min/m、回転数 R=45rpm、送水量 200/min）の場合、改良強度  $q_u \leq 5,000\text{kN/m}^2$  の範囲で削孔できた。削孔時の制御としてコア切り動作、土砂排出のための送水動作が必要であることが確認できた。また削孔負荷に対して、トルク、リーダ角度、送水圧を監視し、設定した上限値を超えた場合に停滞、ロッド上昇動作が有効であることが分かった。

オーバーショットの挿入やロッド追加等も含めた全自動化に向けて、今後も引き続き開発を進めていく所存であり、特に削孔負荷が高い時の適切な対処、泥水や逸水管理等の自動化については地質調査専門家の知見収集と応用が必要と考える。

《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,65-3,2017.5
- 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― その2ー，全地連「技術フォーラム2021」大阪，2021.9

# サウンディング試験から得られる $N$ 値の換算リスク

関東地質調査業協会 技術委員会 ○水江 邦夫, 橋 久生, 調 修二  
中川 渉, 河野 寛

## 1. はじめに

各種サウンディング試験は、試験別、土質別による実証実験や研究成果などから  $N$  値との相関式が提案されている。しかしながら、土質や試験機構などの条件によって、相関性にかなりのばらつきがあることが見受けられる。この相関式を利用して得られた換算  $N$  値から、設計用の地盤定数が設定されるケースも多くみられる。

本報は、各サウンディング試験から得られる換算  $N$  値の比較結果や、ばらつきの影響要因から、換算値の適用について提言するものである。

## 2. サウンディングと標準貫入試験との相関式

動のおよび静的なサウンディング試験から得られる  $N_d$  や  $q_c$  と標準貫入試験の  $N$  値との相関式は、以下の表にまとめられる (表-1, 表-2)。表に示すように土質の違いや、試験器によっては相関式が複数提案されており、その範囲も幅で示されるなど、相関性にばらつきがあるといえる。

表-1 動的サウンディング試験と  $N$  値の相関式<sup>1)</sup>

仕様	試験名	$N$ 値相関式
動的サウンディング	鉄研式動的コーン貫入試験	大型 $N = 0.87N_d$ 中型 $N = 0.1N_{d35/30}$ $2N_{d35/30} = N_{d70/30}$
	オートマチックラムサウンディング	$N = N_d$
	大型貫入試験	$N = 1.5 N_d$ (砂)
		$N = 2.0 N_d$ (砂礫)
		$N = (N_d - 2.7) / 1.54$ もしくは $N = (N_d - 2.8) / 0.9$ (砂質土)
		$N = (N_d - 0.7) / 3.17$ もしくは $N = (N_d - 3.1) / 1.65$ (粘性土)
中型貫入試験 (ミニラムサウンディング)	$N = (N_d - 3.5) / 1.62$ (粘性土) $N = (N_d - 3.1) / 0.95$ $N = (N_d - 2.5) / 0.97$ もしくは $N = (N_d - 3.9) / 0.89$ (砂質土)	
土研式動的コーン貫入試験	$N = 0.8N_d$	
簡易動的コーン貫入試験	大久保ら	$N = (0.33 \sim 1) N_d$
	新岡田ら	$N = 0.67N_d$
	$N_d \leq 4$ : $N = 0.50N_d$ (礫質土)	
	$N = 0.66N_d$ (砂質土)	
	$N = 0.75N_d$ (粘性土)	
$N_d > 4$ : $N = 0.7 + 0.34N_d$ (礫質土)		
$N = 1.1 + 0.30N_d$ (砂質土)		
$N = 1.7 + 0.34N_d$ (粘性土)		
甚野ら	$N = 1.50\sqrt{N_d + 0.75}$	

表-2 静的サウンディング試験と  $N$  値の相関式<sup>1)</sup>

仕様	試験名	$N$ 値相関式
静的サウンディング	機械式コーン貫入試験	$N = 0.25 q_c$ ( $\text{MN/m}^2$ )
		Kruizinga $N = (2 \sim 5) q_c$ ( $\text{MN/m}^2$ ) (粘性土)
		$N = (1 \sim 5) q_c$ ( $\text{MN/m}^2$ ) (砂質土)
		$N = (0.56 \sim 5) q_c$ ( $\text{MN/m}^2$ ) (礫質土)
	室町	$qc/N = 5.48 + 1.36 \log D_{50}$ ( $\text{kg/cm}^2$ )
	スクリーウエイト貫入試験	福田
$N = 0.003\#_{sw} + 0.050N_{sw}$ (粘性土、線混じり粘性土)		
上田		$N = 0.318N_{sw}^{0.755}$
三木		$N = 1/12N_{sw}$ (砂)
$N = 1/9N_{sw}$ (赤土) $N_{sw} < 90$		
立元	$N = 0.27N_{sw} - 2$ (鉞さい) $N_{sw} < 90$	
新納	$N = 0.300N_{sw}^{0.604}$ (粘性土)	
$N = 0.755N_{sw}^{0.345}$ (砂質土)		
電気式コーン貫入試験	$N = 0.341L_c^{1.94} (0.001q_c - 0.2) (1.34 - 0.0927L_c)$	

## 3. 各種コーン貫入試験の整理

(標準貫入試験の  $N$  値と動的貫入試験  $M_d$  の比較)

$N$  値と各種コーン貫入試験結果の相関性について以下に述べる。

各動的貫入試験は、土質によって  $N$  値との相関が大きくばらついている (図-1参照)。粘性土 (青色系統) の  $M_d$  が大きく、礫質土 (オレンジ系統) の  $M_d$  が小さい傾向で、砂は粘性土、礫質土との中間的な傾向になることが図から判断される。また、静的コーン貫入試験結果の  $q_c$  値との相関にも大きなばらつきが認められる。試験種別では、 $N$  値に対して機械式コーン (ダッチコーン) 結果の  $q_c$  値より電気式コーン (CPTU) の  $q_c$  値が大きい傾向がある (図-2参照)。



図-1  $N$  値と動的貫入試験  $M_d$  との相関図

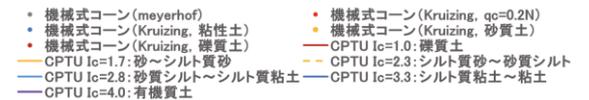


図-2  $N$  値と静的コーン貫入試験  $q_c$  の相関図

また、土質的にみると、動的貫入試験の場合と同様に、粘性土→砂質土→礫質土の順に  $q_t$  が大きくなる傾向も認められる。

#### 4. 動的貫入試験の打撃エネルギーでの比較

動的貫入試験では、試験方法によってハンマーの重量、落下高さ、コーン断面積などが一様ではないため、各種動的貫入試験結果を直接的に評価することには問題がある。そこでここでは、打撃エネルギーに着目してラムサウンディングの打撃エネルギーを標準とした正規化を試みた(図-3)。

正規化打撃エネルギー

各種サウンディングの単位断面積あたり打撃エネルギー  
 =  
 ラムサウンディングの単位断面積あたり打撃エネルギー  
 正規化エネルギーで比較しても、各種サウンディング結果はばらつきが大きい。このばらつき原因は  $N_0$  のばらつきによるものか、 $N$  値によるものかは不明である。

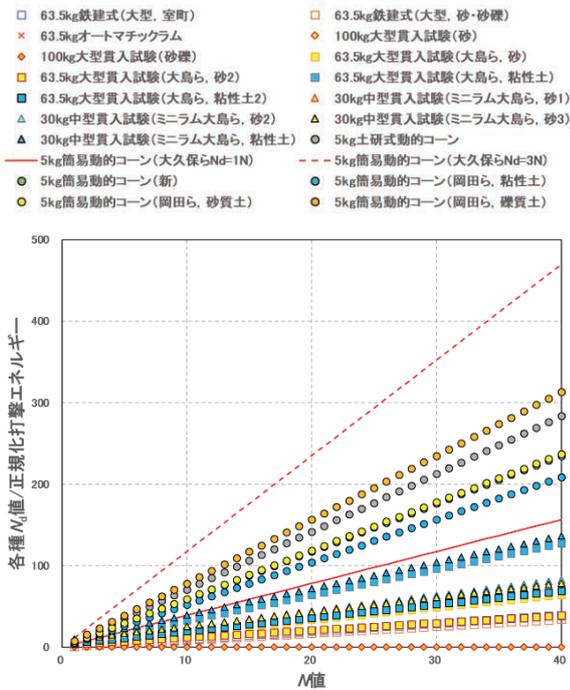


図-3 正規化打撃エネルギーと  $N$  値の比較

#### 5. 静的サウンディングと動的サウンディングの $N$ 値換算に関する留意点

地盤のせん断強度は、土質、水分保持状態、密度、ひずみ速度などに支配されている。特に、地盤内でのせん断中の排水条件によって同じ地盤でもせん断強度の発現に大きな違いが生じる。そこで、ここでは、静的サウンディングと動的サウンディングにおける排水条件の違いに着目して  $N$  値換算における留意点をまとめる。

静的サウンディングは、その試験方法からひずみ速度が比較的遅く、砂・礫質土については排水条件に近いと考えられ、粘性土については非排水条件に近いと考えられる。一方、動的サウンディングは、ランマーを自由落下させる試験方法であることからひずみ速度が速く、砂・

礫質土においても非排水条件に近いと考えられる。

前掲の図-1は各種動的コーン貫入試験結果の  $N_0$  値と  $N$  値の相関を土質別に示したものである。全般に、粘土→砂→砂礫の順に  $N_0$  値に対して  $N$  値が大きくなる傾向を示している。砂・礫質土においては、標準貫入試験サンプラーが開放型のため、地盤内に貫入するには土粒子を破碎させる必要がある。それがエネルギー損失の要因と想定され、過大な過剰間隙水圧を発生させていることも考えられる。

次に、静的コーン貫入試験結果と  $N$  値との関係については、鈴木ら<sup>2)</sup>により平均粒径、細粒分含有率、ロバートソン<sup>3)</sup>の土質性状指数  $I_c$  との関係が整理されている。

図-4によれば、平均粒径が小さくなると先端抵抗  $q_t$  に対して  $N$  値が大きくなる傾向にある。このことは、動的コーン貫入試験結果の  $N_0$  値と  $N$  値の関係を整理した図-1とも符合するものである。

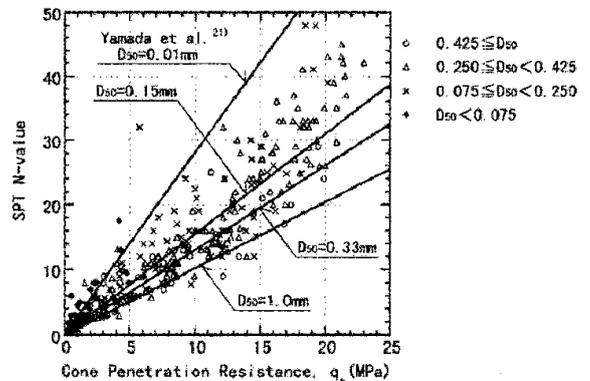


図-4 平均粒径で整理した  $N$  値と先端抵抗の関係<sup>2)</sup>

#### 6. まとめ

標準貫入試験の  $N$  値と各サウンディングとの相関補間的な要素で用いられる場合などでは、 $N$  値を基準とした柱状図と同等にその信頼性を確保することはできる。

ただし、サウンディングの方法によっては簡易的であるが故に試験荷重が限定される面があり、試験深度、対象地盤の土質および締め具合によって適用に限界があると考えられる。このように、各種試験には一長一短があるため、試験結果を利用する上では、適用する試験方法の特徴を理解したうえで適切な手法を用いて地盤物性値との関係を検討することが強く求められる。

これらの内容を踏まえ、 $N$  値と各種サウンディング結果との相関式は絶対的なものではなく、一つの指標として扱うのが望ましいと思われる。

#### 《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,2021発行予定 3章  $N$  値の換算リスク,pp28~38
- 2) 鈴木康嗣・時松孝次・實松俊明:日本建築学会構造系論文集第566号, 2003. 4, pp73~80
- 3) Robertson, P. K. : Canadian Geotechnical Journal, Vol. 27 No. 1, 1990, pp. 151~158

# 羽根付きコーンを利用した新しいサウンディング試験の開発

(株)東京ソイルリサーチ ○関根 さやか  
 穴井 和孝  
 吉田 正  
 時松 孝次

## 1. はじめに

日本国内における重量構造物のための地盤調査では標準貫入試験併用のボーリング調査が広く用いられているが、連続データが得られない等の問題点が指摘されている。これに対し、サウンディング試験（例えば、電気式静的コーン貫入試験、オートマチックラムサウンディング試験、スクリュウウェイト貫入試験）は、連続データを取得できることやコスト面、作業効率でボーリング調査に優るものの、適応土質や適応深度の点でボーリング調査に及ばないのが現状である。

本報文では、サウンディング試験の長所を維持しながら、適応深度・作業能率を高めた新しいサウンディング試験である羽根付きコーン貫入試験<sup>1)</sup>（以下、「HCPT」と称す）の開発について報告する。

## 2. HCPT の概要

HCPT は、荷重した軸力と回転トルクによって、写真-1に示すような羽根付きコーンを地盤に回転貫入させるサウンディング試験である。

羽根付きコーンを地盤に回転貫入させる際に羽根付きコーンに作用する軸力、トルクおよび1回転当たりの貫入量に基づいて、地盤の貫入抵抗を測定することができる（図-1）。



写真-1 羽根付きコーン

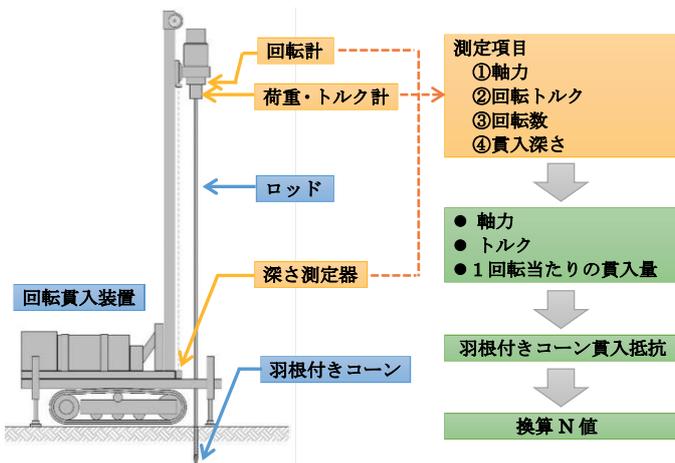


図-1 装置の基本構成、測定項目

## 3. 地盤の貫入抵抗の評価方法

図-2は、HCPTにおける荷重軸力、荷重トルクと、それによってロッドおよび羽根付きコーンに生じる力とトルクの模式図である。ロッド上部に荷重軸力と荷重トルクを与えたとき、羽根付きコーンには作用軸力  $L_b$ 、作用トルク  $T_b$  が働く。作用軸力  $L_b$  と作用トルク  $T_b$  により羽根付きコーンに生じる力とトルクは、貫入抵抗  $R_p$ 、貫入摩擦抵抗トルク  $T_p$ 、羽根推進力  $P_w$ 、羽根摩擦抵抗トルク  $T_w$  の4つである。

これらのうち、 $R_p$  は地盤の貫入抵抗力で、コーン貫入試験のコーン貫入力  $Q_c$  とほぼ同じ性質を有し、地盤の強さを示す指標のひとつであると考えられる。そこで、力のつり合いおよびエネルギーのつり合いから、貫入抵抗  $R_p$  を HCPT の測定値（作用軸力  $L_b$ 、作用トルク  $T_b$ 、

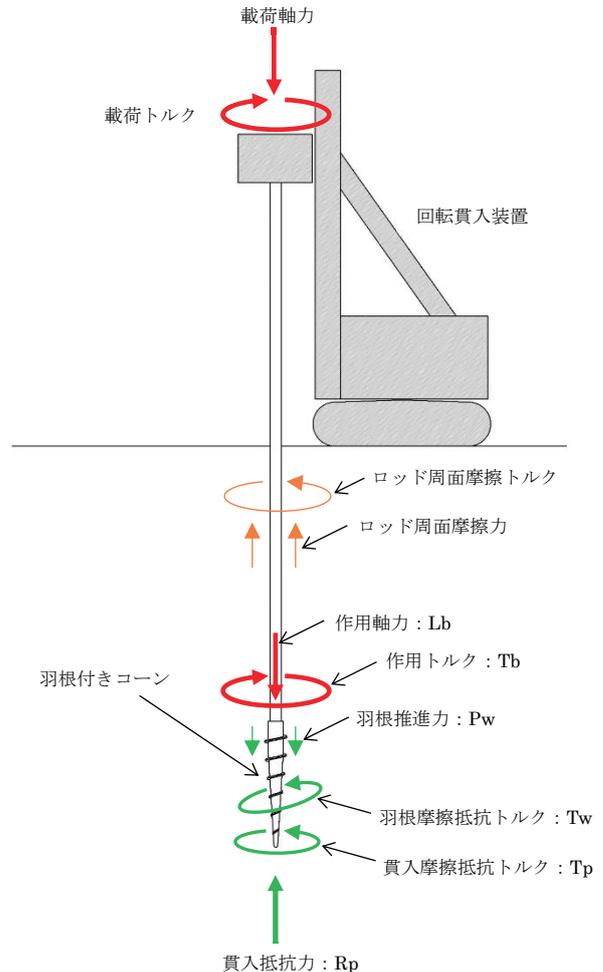


図-2 HCPTにおける力とトルクの模式図

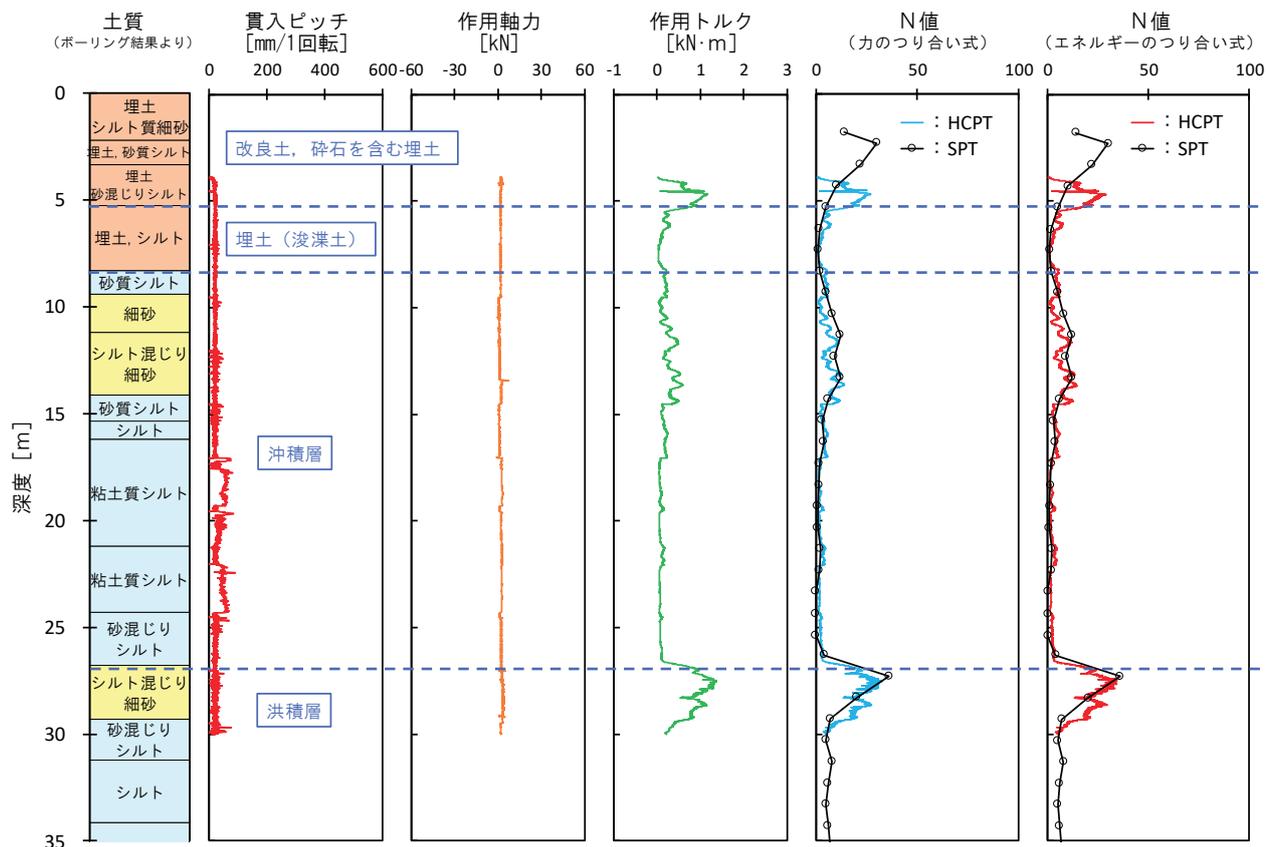


図-3 HCPT 結果とボーリング調査結果(土質、N 値)の深度分布の比較

1回転当たりの貫入量)で表す算定式<sup>1)</sup>と、貫入抵抗力  $R_p$  をコーン貫入試験のコーン貫入抵抗  $q_c$  や標準貫入試験の N 値に換算する換算式<sup>1)</sup>を開発した。

#### 4. 現場実験結果

臨海部の埋立地における既存のボーリング調査(標準貫入試験併用)地点の近傍にて、HCPT(深度30m)を実施した。図-3は、HCPT 結果と既存ボーリング調査結果の深度分布図を比較したものである。

図中の土質はボーリング調査結果で、当該地の地層構成は、地表から埋土、沖積層、洪積層である。また、N 値欄における HCPT は HCPT 結果より求めた換算 N 値、SPT は標準貫入試験による実測 N 値である。同図より、HCPT による換算 N 値の深度分布は実測 N 値の深度分布と比較的良く一致していることが分かる。

図-4は、実証実験サイト(11地点)の粘性土・砂質土における、HCPT による換算 N 値と標準貫入試験による実測 N 値の関係を示したものである。両者はほぼ1対1の関係を示しており、換算 N 値と実測 N 値の間には良好な相関があると評価される。

#### 5. まとめ

本報告では、羽根付きコーン貫入試験の概要と、HCPT による換算 N 値とボーリング調査の実測 N 値との比較結果について示した。HCPT による換算 N 値と実測 N 値の間には良好な関係が認められ、地盤の貫入抵抗を確認する目的において、HCPT は標準貫入試験を補足する地盤調査になり得ると考えられる。

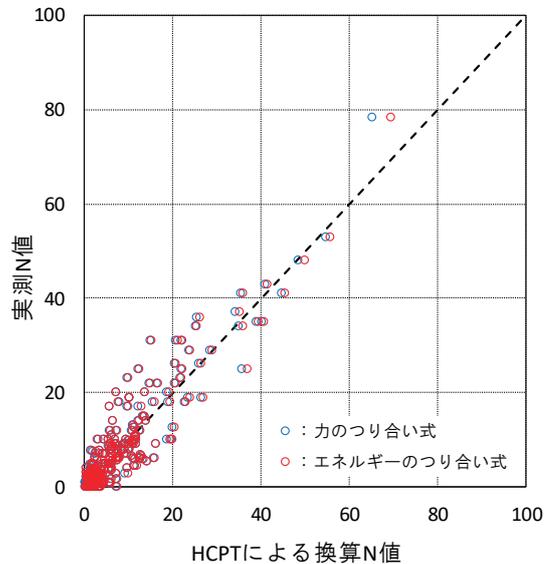


図-4 HCPT による換算 N 値と実測 N 値の比較

一方、HCPT では砂礫・玉石地盤を貫入することが難しい。また、直接・間接ともに土質の観察が行えないため、現状では土質の判別ができない。この点では標準貫入試験用のボーリング調査に及ばない。

今後は、砂礫・玉石地盤にも適用可能となること、土質判別ができることを目標として、本試験の開発・改良を進めていく予定である。

#### 《引用・参考文献》

- 1) (株)東京ソイルリサーチ, 佐伯英一郎:「地盤調査方法と羽根付きコーン」, 特許第6532637号, 2019.6.19

## 滋賀県における斜面崩壊調査の事例

双葉建設(株) ○堅田 真路, 國本 次郎, 岩崎 哲雄

### 1. はじめに

近江盆地は、四方を比良・野坂・信楽山地、比叡山、鈴鹿山脈に囲まれた断層盆地で、中央の低地が日本最大の湖である琵琶湖となっている。山地は、主として丹波帯の古期堆積岩類(中・古生界)を基盤とし、そこへ中生代白亜紀以降に貫入してきた花崗岩類からなっている。丘陵地には古琵琶湖層群と呼ばれる鮮新～更新統の堆積層と段丘層が分布する。(図-1参照)

近年の台風等の豪雨時に滋賀県内でも山地や丘陵地で斜面崩壊が頻発している。これらのうち我々が携わった斜面崩壊調査の事例を紹介する。図-1に示す丹波帯山地での表層崩壊、古琵琶湖層群の地すべり性崩壊、花崗岩山地での盛土体の崩壊の3事例である。



図-1 近江盆地地域の地質<sup>1)</sup>

### 2. A地区の斜面崩壊

A地区には中生代ジュラ紀の丹波帯の泥岩砂岩互層が分布する。当地区での斜面崩壊は地表面下の崩積土層及び強風化岩の表層崩壊的なものであった。この地層分布

を明確に把握するために斜めボーリング及び弾性波探査を行った。調査結果は図-2に示すとおりである。崩積土層とD級岩盤(強風化岩)の明瞭な分布を把握することができ、対策工法の検討が確実に進めた。対策工法としては、現場吹付法砕工と鉄筋挿入工を提案した。

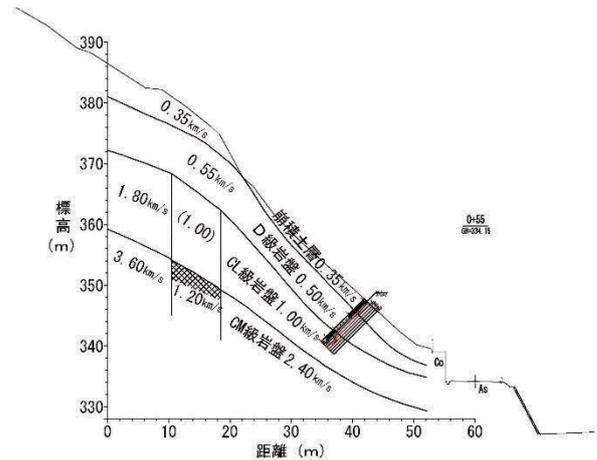


図-2 A地区の調査結果(速度層断面図)

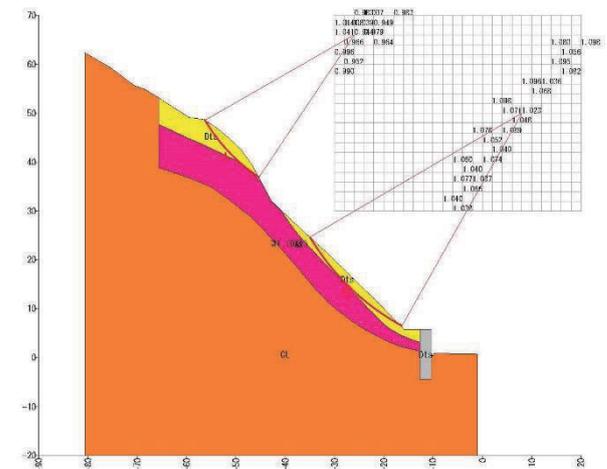


図-3 A地区の安定解析計算結果(最小安全率)

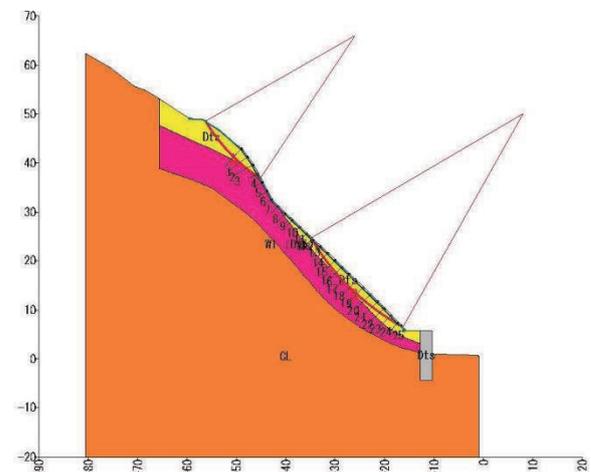


図-4 A地区の対策工法(鉄筋挿入工)

### 3. B 地区の斜面崩壊

B 地区には鮮新世から更新世中期の堆積層である古琵琶湖層群と呼ばれる地層が分布する。河川成～沼沢成の堆積物が卓越して砂礫、砂、粘土～シルトの互層よりなる。未固結であるが良く締まった地層で、固結粘土も多く分布するが、滋賀県内ではこの古琵琶湖層群分布地域では主として粘性土層における地すべりが多く発生している。当地区でも同様な地すべりが発生した。地すべりの崩壊の後、ボーリング及びパイプ歪計観測を行った。

ボーリング結果による地層推定断面図は図-5 に示すとおりで、移動土塊(sm)、古琵琶湖層群の砂質土層(Ks)と粘性土層(Kc)の分布が確認された。移動土塊(sm)は元々は古琵琶湖層群の粘性土層(Kc)と見られ、豪雨時にKc層で崩壊が生じたと推定された。

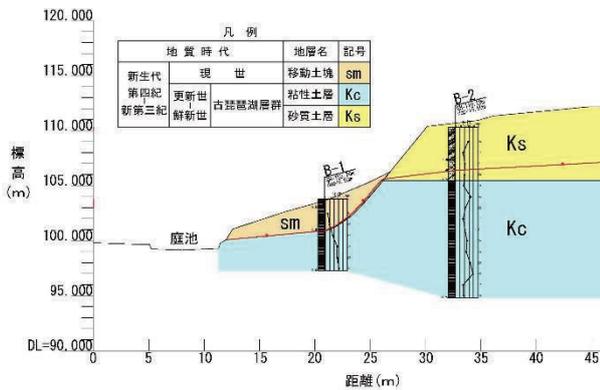


図-5 B地区における地層推定断面図

パイプ歪計の観測(図-6)においても GL-3.00m までの変位が確認され、sm 層及び Ks 層の滑落崖に対する対策工の検討が必要であると判断された。対策工法としては、鉄筋挿入工を提案した。

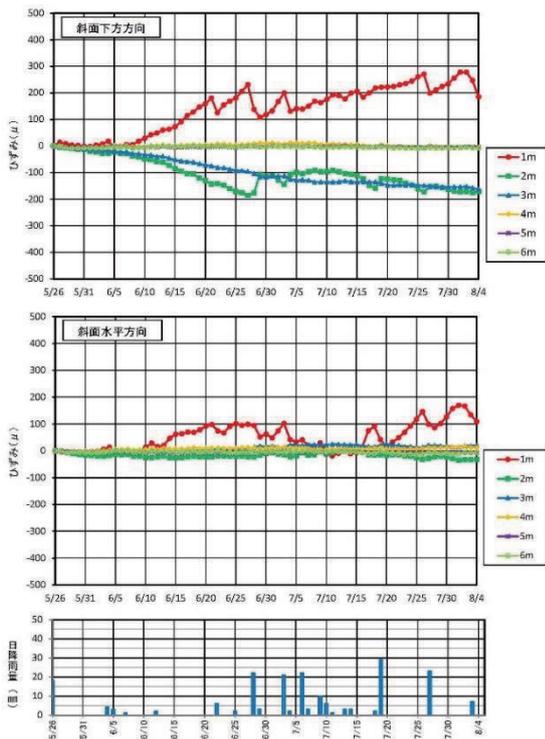


図-6 B地区におけるパイプ歪計観測結果<sup>2)</sup>

### 4. C 地区の斜面崩壊

C 地区には中生代白亜紀の花崗岩が分布する。崩壊は当該地区の盛土造成部で発生した。崩壊規模は滑落崖の幅 30m、最大斜面長さ 40mであった。崩壊した盛土法面でボーリング及び地下水位観測を行った。

ボーリング結果による地層推定断面図は図-7 に示すとおりで、地下水位観測結果からの最高水位も記入した。盛土層(B)が層厚 6.35～13.70mと厚く分布し、その下位は基盤岩である風化花崗岩層(Gr)が分布する。崩壊は盛土層内で発生したと推定された。また、盛土法面の上方での地下水位が高いことも確認された。

調査結果のN値より内部摩擦角φを推定し、現況の安全率を 0.95 として逆算法で粘着力cを求めて、必要安全率 1.20 を確保できる対策工法の検討を行った。

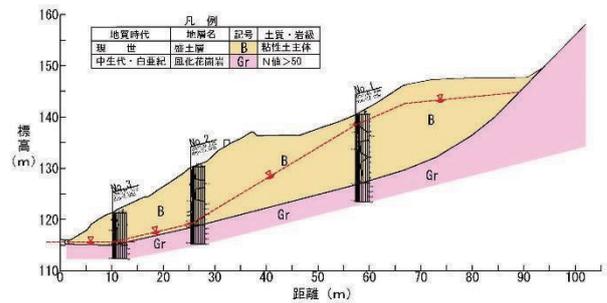


図-7 C地区における地層推定断面図

対策工法としては、安定勾配(緩勾配)を確保するための切土工と盛土層内の水位を下げるための水抜き横ボーリング工や盛土層内への浸透水を少なくするように法肩排水溝、斜面内排水溝、縦排水溝などの表面排水工を提案した。

### 5. おわりに

分布地層や斜面崩壊の形態が異なる 3 地区でボーリング調査を主として、弾性波探査、パイプ歪計観測、地下水位観測など状況に応じた調査を行い、最適と思われる対策工法を提案した。各地区とも崩壊後の現地踏査や既存資料の検討により必要最小限の調査を行えたものと思っている。斜面崩壊調査においては現地の状況に応じて種々の調査や観測により速やかに対策工法を提案することを今後も行っていきたいと思っている。

### 《引用・参考文献》

- 1) KG-NET・関西圏地盤研究会：新関西地盤-近江盆地-，口絵2，2014. 9
- 2) 日降雨量は滋賀県土木防災情報システムの観測点「上砥山」の観測データ

# 地すべり地形における不安定のり面の変形機構の考察

(株)ダイヤコンサルタント ○阿部 大志, 春口 孝之, 東 篤義, 辻野 守茂, 日小田 稜介

## 1. はじめに

平成 30 年 7 月豪雨直後、近接する 2 箇所の高速道路路切土のり面で変形が顕在化した。本稿では、調査によりすべり面を確認し、変形解析及び対策工の設計を行った事例について示す。

## 2. 被災時の降雨状況

平成 30 年 7 月 5 日から 7 月 7 日にかけて「平成 30 年 7 月豪雨（西日本豪雨）」が発生し、累積約 450mm の降雨が観測された。（現地設置の雨量計による）

## 3. A 地点の変形

### (1) 概要

事前の変形観察により、地すべり範囲や深さなどを推定していた斜面である。その直後、平成30年7月豪雨で推定したエリアが大変形を起こし、幅約45m の地すべり変形が発生した。（写真-1）



写真-1 豪雨後の A 地点のり面の様子

### (2) 変形観察結果

A 地点は高速道路建設時にも変形が発生していたのり面で、その際に鉄筋挿入工、アンカー工、鋼製かご枠工が施工されていた。A 地点の変形解析結果を図-1に示す。

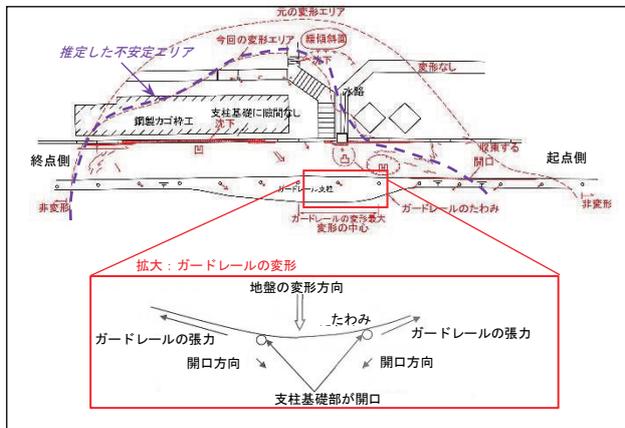


図-1 豪雨前に確認した構造物の変形状況

側道の舗装面では雁行亀裂を確認した他、舗装面の微小な陥没、水路と舗装面との接合部の開口など系統的な変形が認められた。

特に側道の本線側に設置されたガードレールは約20mにわたって本線側に屈曲していた。また、ガードレール支柱には本線側に隙間が形成されているのを確認した。

舗装面の雁行亀裂は、起点側では左ずれ、終点側では右ずれの変形センスを確認した。

本線脇のり面の法尻付近では、僅かではあるが、盛り上がりを確認し、本線脇を末端とする変形形状を推定した。これらの事象から、変形の方角及び範囲を想定した。

### (3) 豪雨後の変形状況

平成30年豪雨後の現地観察結果を図-2に示す。雁行亀裂を確認していた地点は、変形により大きく開口し、段差も明瞭となった。また、側道の路面は陥没し、ガードレールの屈曲も明瞭となった。変形の末端と想定していた本線脇のり面に隆起が見られ、この付近にすべり面が抜けあがったことが確認できる。

さらに側道山側の縦排水は、大きく開口し段差が明瞭となった。豪雨前に確認していた、微細な亀裂などの系統的な変形を確認していた箇所に沿って大変形が発生していることがわかった。

つまり、豪雨前から進行しつつあった側道の沈下と本線脇へ跳ね上がる変形が、豪雨に伴い加速し、大変形に至ったものと解釈できる。

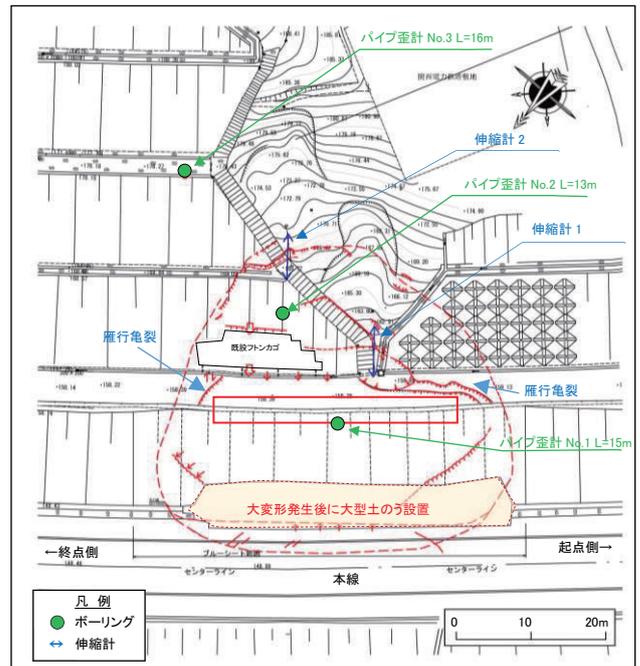


図-2 構造物の変形状況と不安定エリア  
（ボーリング調査は豪雨後に実施）

(4) 地質調査及び動態観測によるすべり面の確認

すべり面の確認のため、ボーリング調査を3地点にて実施した。ボーリング調査の結果、および動態観測の結果より総合的に判断し、GL-5.6m 付近がすべり面であると判断した。

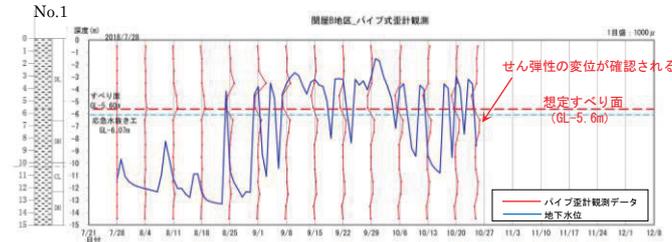


図-3 パイプ歪計観測結果

(5) 対策工施工後

地質調査により、すべり面を特定し、グラウンドアンカー工と地下水排除工による斜面对策を実施した。対策工施工後、約1年間、変形観測をおこなったが、変形は確認されていない。

4. B 地点の変形

(1) 概要

B 地点は高さ約80m、8段の長大のり面である。平成30年7月豪雨の直後、のり面の表層崩壊（幅20m程度）が発生した（写真-2）。このり面では平成23年台風2号の際にも、のり面の小崩壊が発生していた。

先に発生した小崩壊は、崩壊の輪郭が直線の組み合わせで構成されおり、亀裂系に規制されたくさび崩壊であった。今回のB地点の崩壊は、先に発生した亀裂系の延長部で発生した。このため再度、地形判読、のり面観察を行い、変形が一定のエリアに集中していることがわかった。



写真-2 豪雨後のB地点のり面の様子

(2) 不安定エリアの推定

B地点の切土前の地形図判読結果を図-4に示す。図に示すように、B-1、B-2、B-3の凸状の張り出し地形があることが解った。崩壊箇所は、この中のB-1ブロックに集中しており、施工時の崩壊箇所もB-1の輪郭部に沿っていることがわかった。さらに、のり面の微細な押し出しや小段の変形もこのブロックに集中していることを現地観察により確認した。

この結果より、B-1ブロックが変形している可能性が

高いと判断し、詳細な地質調査を実施した。

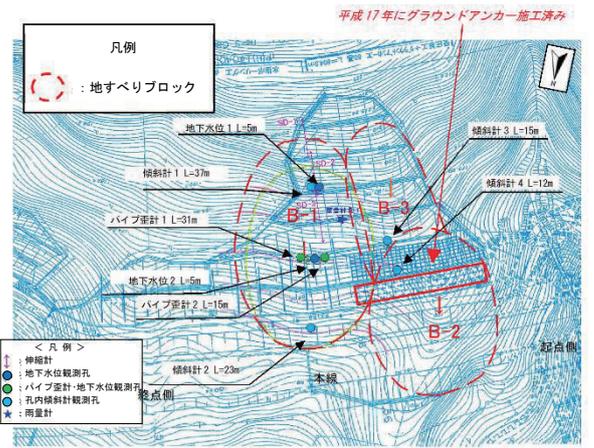


図-4 B地点の切土形状と旧地形

(3) 地質調査及び動態観測によるすべり面の確認

平成30年豪雨前にボーリング調査を実施し、パイプ歪計を設置し、動態観測を行っていた。平成30年7月豪雨時にはパイプ歪計のGL-5.5m付近にて13,200(μ/月換算)を確認した。

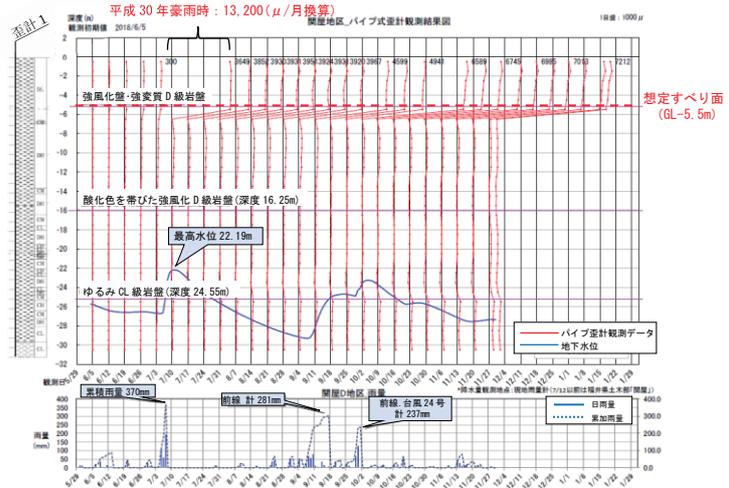


図-5 パイプ歪計観測結果

(4) 対策工施工後

地質調査によりすべり面を特定し、現在、グラウンドアンカー工と水抜きによる対策工が完了している。また、対策工完了後の観測により、変形が収束していることを確認している。

5. まとめ

斜面の変形には、必ずその前兆となる現象がある。変形の前兆をとらえるには現地での詳細な変形観察とその結果を踏まえ、地形判読を実施することが不可欠である。

現地観察結果にもとづく地形判読を行い、再度現地を観察する。これを何度も繰り返すことにより精度の高い変形予測が可能となる。

# 令和2年7月豪雨により愛媛県大洲市で発生した土砂災害における地すべり調査事例

(株) ダイコンサルタント ○橋之口 剛 春口 孝之 岸本 弘樹 伊藤 通和

## 1. はじめに

令和2年7月の豪雨により、愛媛県大洲市矢の口地区で、地すべり災害が発生した。

本稿では、発生した地すべり災害に伴い実施した初動調査と応急対策について報告する。

## 2. 愛媛県における降雨概要

停滞していた前線の影響により、九州から東日本にかけて広い範囲で記録的な大雨が発生した。<sup>1)</sup>

愛媛県では、6月10日から7月14日にかけて断続的な降雨が続き、6月と7月の雨量は、それぞれ383mm、483mmに達した。これは2010～2019年に記録した6月、7月の累積雨量342mm、256mmと比較してもかなり多い<sup>2)</sup>。

6月末から降雨が始まり、7月3日から8日に地すべりが発生した。降始めから地すべり発生時までの総雨量は325mmであり、観測後最大時間変異を記録した時点での総雨量は407mmであった<sup>2)</sup>。

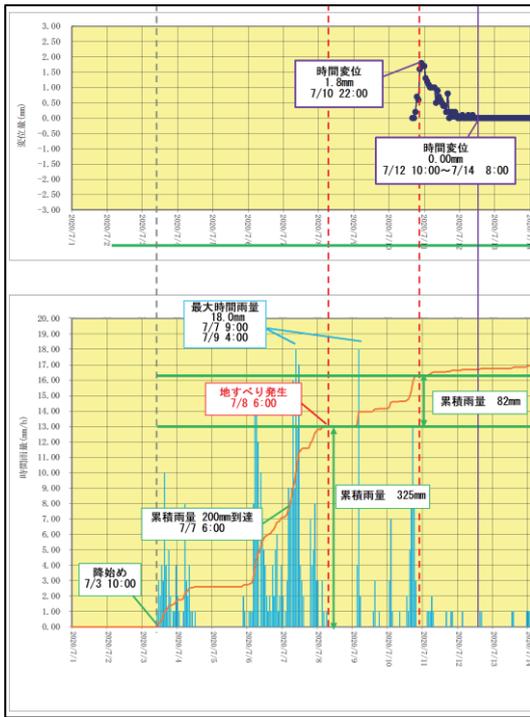


図-1 降雨と変位の関係

## 3. 災害箇所概要

災害箇所は、一級河川肱川の支流である久米川上流にあたり、河川は南西から北西へ流下している。保全対象人家は6戸である。

## 4. 初動調査概要

### (1) 空中写真判読結果

空中写真判読結果を図-2に示す。当該箇所は凸状に張り出した斜面となっており、この斜面の対岸には、これと対照的な凹状の低地が広がっていることがわかる。

図-2の①の破線で示すかつての河道により右岸斜面が浸食され、足元をすくわれた。このため、斜面は川側へ大きく変形した。この結果河川は対岸へ流路を改変され、地斜面とは対称的な地形が形成された。

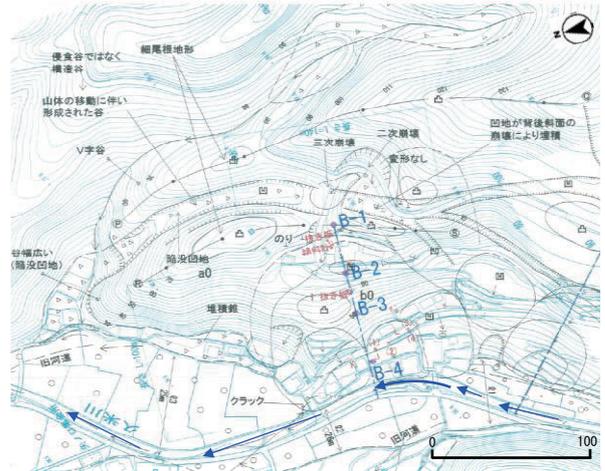


図-2 地形判読結果およびボーリング調査位置図

変が発生した斜面は、複数の凸状の押し出し地形が確認され、全体として凸状の押し出し地形をなしている。

押し出し地形の河川上流側は浸食されており、非対称な押し出し地形となっている。ただし、押し出し地形頭部の川側への張り出しは明瞭で、ブロックの変形方向はこの張り出し地形の凸の方向と判断した。つまり現状の斜面は多丘状の凹状台地地形をなしており、変形がこれまでに何度も繰り返しておこっていることがわかる。地形判読結果及び現地観察結果をもとに地すべり範囲を決定した。

### (2) 被災原因および対策工方針

本箇所は図-3に示すように、降雨に連動して変位が拡大する傾向が明確であった。このため、地下水位を下げることによって変位を抑えることが急務であると判断した。

さらに、斜面下方の擁壁上部が川側に傾倒しているという事実から、地すべり末端が擁壁位置付近にあると判断した。

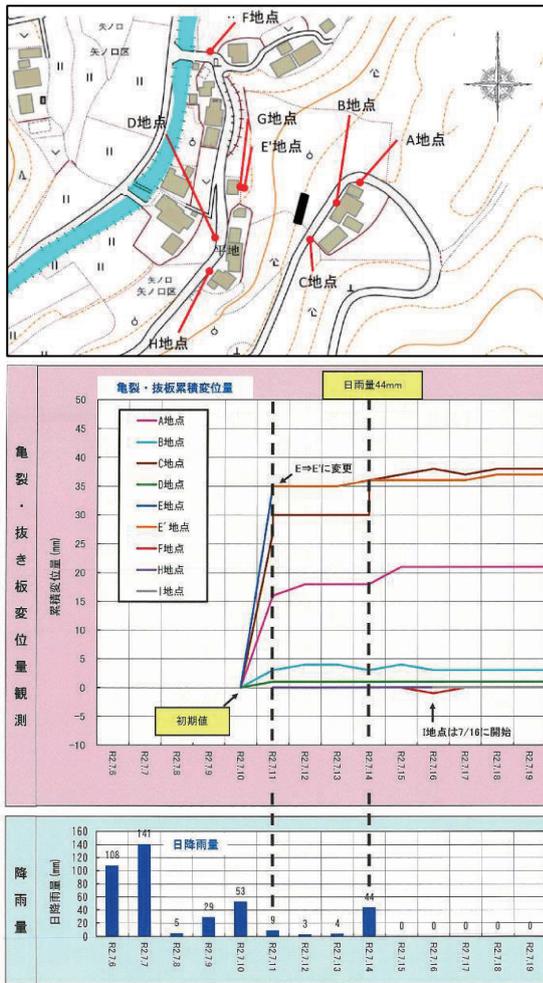


図-3 計測結果と降雨の関係

### 5. 判読結果の検証

図-2に示す位置でボーリング調査を実施した。また、これと並行し、雨量計、伸縮計、パイプ歪み計及び地下水水位計を設置し、動態観測を実施し、ボーリングで推定したすべり面などの検証を行った。さらに計測データは、遠隔自動計測とし、大変形後の変形傾向をリアルタイムに把握した。図-4に示すように B-2孔において地すべり幅の約1/5の深度に相当する約23mに地すべり面を確認し、計測の結果もこの面での活動を示している。また、最下部の B-4には変位が認められないことから、当初想定した擁壁壁面付近を地すべり端部とする地すべり形状であることを確認した。

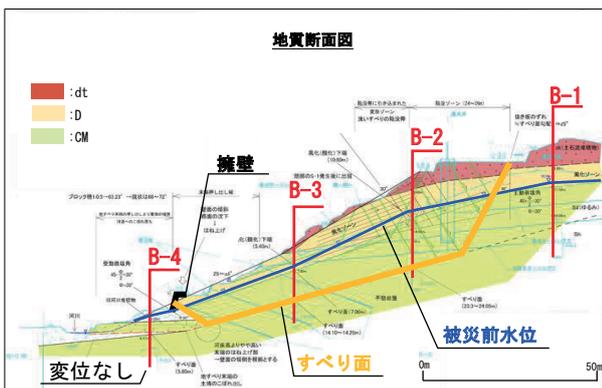


図-4 地質断面図

### 6. 応急対策工の検証

地形判読結果、踏査結果及び地下水位観測結果から、図-5に示すような地下水供給経路を推定し、これをもとに地下水排水工を実施した。その結果、図-6より地すべり頭部の地下水位が約6m低下したことを確認した。

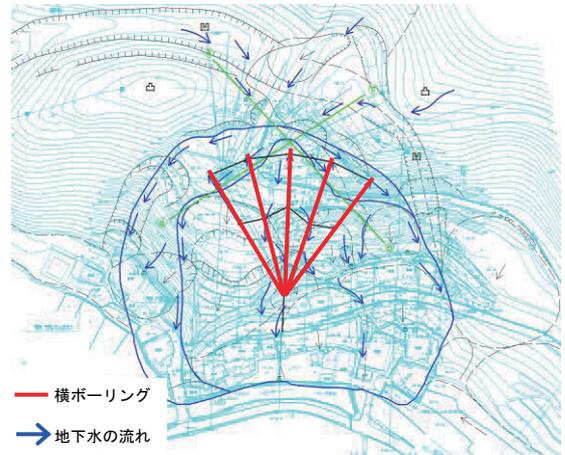


図-5 地下水供給イメージと横ボーリング

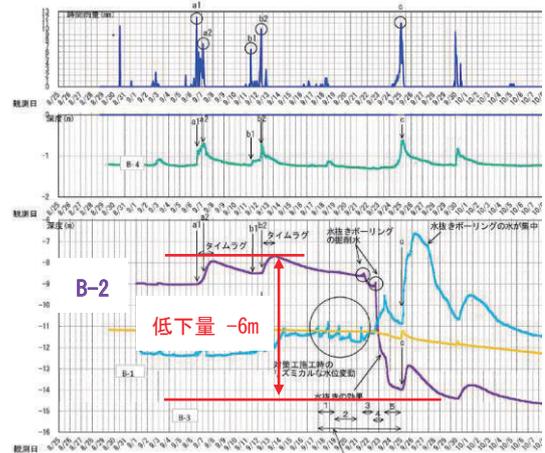


図-6 対策後の地下水位低下状況図

### 7. おわりに

初動調査で地形を判読することで、的確なボーリング調査が可能となった。また、地形判読結果とボーリング結果、現地観察結果を精度よく行うことで、地下水供給イメージを推定できたことにより、応急対策(横ボーリング工)で非常に効果的な地下水位低下が実現できた。災害時の初動で課題となるのは、地形判読等の解析に使用するデータがそろわないことである。本ケースではこれを補うためドローンを使用し地形画像を取得することで地形判読を効果的に補うことができた。短時間での正確な対応が要求される災害対応に関しては、最新技術を活用し初動調査の精度向上が不可欠であると考える。

#### 《引用・参考文献》

- 1) 令和2年7月豪雨 令和2年(2020年)7月3日～7月31日 <https://www.data.jma.go.jp/obd/stats/data/bosai/report/2020/20200811/20200811.html>
- 2) 国の水門水質データベース 平野観測所 <http://www1.river.go.jp/>

# トンネル坑口掘削に伴う傾斜センサーを用いた斜面モニタリング事例

中央開発株式会社 森 大器

## 1. はじめに

近年、工事現場の安全管理や構造物の維持管理の一環として、計測機器を用いた遠隔モニタリングの需要が拡大している。

A トンネルの坑口部では、先行調査により地すべりブロックの存在が判明し、トンネル掘削に伴う地すべりブロックの滑動が懸念されることから、2019年3月から傾斜センサーを地すべりブロック内に設置して斜面モニタリングを実施している。

傾斜センサーはトンネル掘削によって坑口背後斜面の表層部に変動が発生した際に、累積傾斜角度や傾斜角速度によりその滑動性を把握することができる。

そこで、本稿では傾斜センサーと地すべりブロックの深部の変動を計測できるパイプ歪計とを組み合わせ、トンネル坑口掘削に伴う地すべりブロック全体の挙動を評価した事例を紹介する。

## 2. モニタリングの概要

傾斜センサーは、斜面の緩みや地すべり等を要因として徐々に変動する地表面の傾斜角度を経時的に計測するために、トンネル坑口背後斜面に分布する地すべりブロック内に計10箇所設置した。センサーモジュールは、地中50cm程度の位置に埋設し、地上部には無線通信機を設置した。地盤が変動すれば、地表面が傾斜するため、その傾斜角度(θ)を経時的(標準10分間隔)に測定し、傾斜角度の累積や、傾斜速度の変化等で、地すべり変動の前兆をリアルタイムで把握することができる。

傾斜センサーは地すべりブロックの主測線上付近(K-1, K-2, K-4, K-5, K-7, K-8, K-9, K-10)と、地すべりブロックの末端翼部(K-3, K-6)に設置した(図-1)。

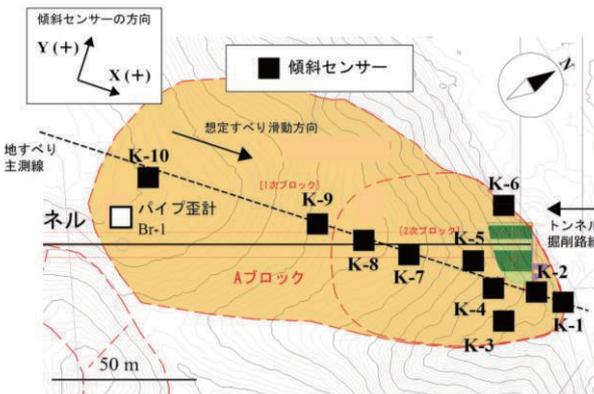


図-1 傾斜センサーの設置位置

## 3. モニタリング結果

図-2は地すべりブロック内に設置した傾斜センサーのうち、K-5, K-6, K-7, K-8, K-8, K-10の累積傾斜角度の変化図(X軸・Y軸)である(9月中旬の空白は欠測)。

モニタリングの結果、2020年6月から8月にかけて、トンネル掘削経路直上付近に設置した傾斜センサーK-5, K-7, K-8, K-9に明瞭な累積角度の変動が認められた。

なお、この期間中に地すべりブロックの末端部の傾斜センサー(K-1・K-2・K-3・K-4・K-6)および地すべりブロックの冠頭部のK-10には累積傾斜角度の顕著な変動は認められなかった。

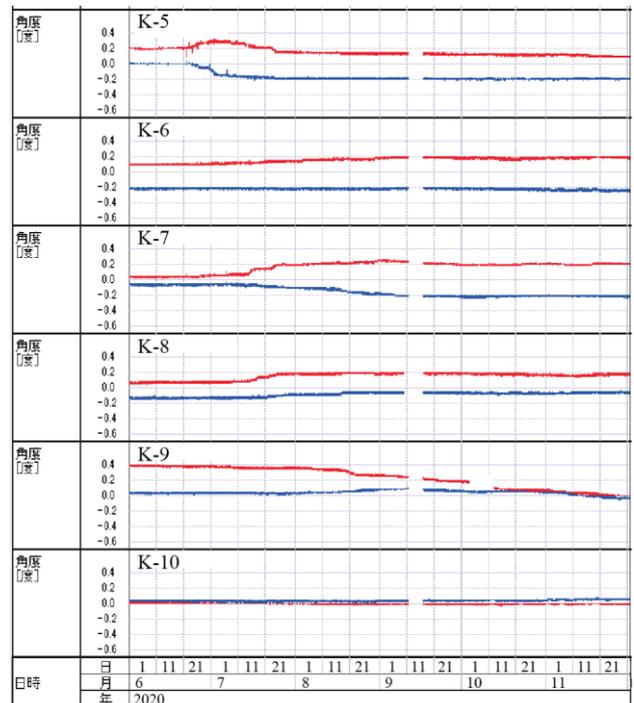


図-2 累積傾斜角度の変化図(2020年6~12月)

## 4. 検討・考察

### (1) トンネル坑口掘削の影響

A トンネル坑口の掘削は2020年6月より開始された。トンネル掘削の進捗と傾斜センサーの変動を比較した結果、傾斜センサーに変動がみられた時期(2020年6~8月)とトンネル掘削の開始時期は一致している。傾斜センサーの分解能(±0.02°)を考慮し、2020年6月1日0時00分00秒の値を基準として±0.05°以上の変動を記録した日を変動開始日とした(図-3)。各累積傾斜角度の変動開始日とトンネル掘削の進捗を比較することで、坑口背後斜面への影響を検討した。

傾斜センサーからトンネル掘削路線までの離隔距離と傾斜センサーと切羽までの離隔距離を比較すると、累積傾斜角度は掘削が傾斜センサーに接近した際に変動していることがわかった(表-1)。トンネル掘削が各傾斜センサー直下周辺を通過後は傾斜センサーの変化の収束が認められることから、2020年6～8月の変動はトンネル掘削による影響であると判断される。

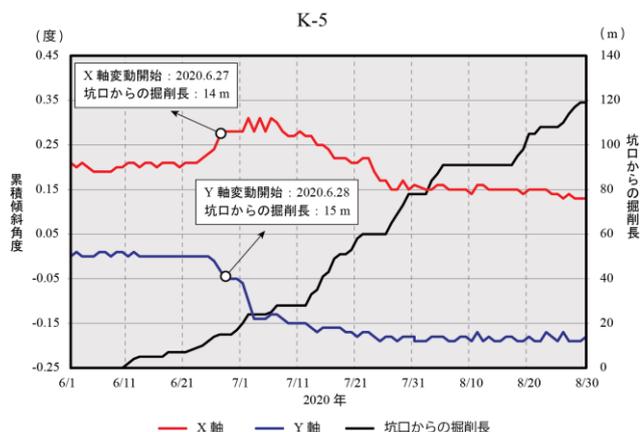


図-3 K-5 累積傾斜角度の変動(2020年6～9月)

表-1 傾斜センサーの離隔距離

	K-5		K-7		K-8		K-9	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
傾斜センサーとトンネル掘削路線との離隔距離 (m)	11.26		25.90		29.00		37.92	
傾斜センサーと切羽との離隔距離 (m)	11.26	11.28	26.56	35.93	29.74	37.27	40.66	56.84

## (2) 地すべりブロックへの影響

トンネル掘削の地すべりブロックへの影響を評価するため、既設パイプ歪計 Br-1 の計測結果(図-4)と傾斜センサーの計測結果との比較検討を行った。

パイプ歪計 Br-1 はトンネル掘削が近傍を通過した9月中旬から10月上旬頃にトンネル掘削深度に近い深度50～60m付近で顕著な変位がみられた。一方、パイプ歪計に最も近い傾斜センサーK-10には同時期に明瞭な変動は見られなかった。

また、トンネル掘削直上の傾斜センサーK-5、K-7、K-8、K-9に変動が認められた時期には、パイプ歪計 Br-1 に変位がみられないことから、傾斜センサーで認められた傾斜角度の変化は地すべり挙動に起因したものではなく、トンネル掘削に起因した局所的な地盤のゆるみの影響であったと考えられる。

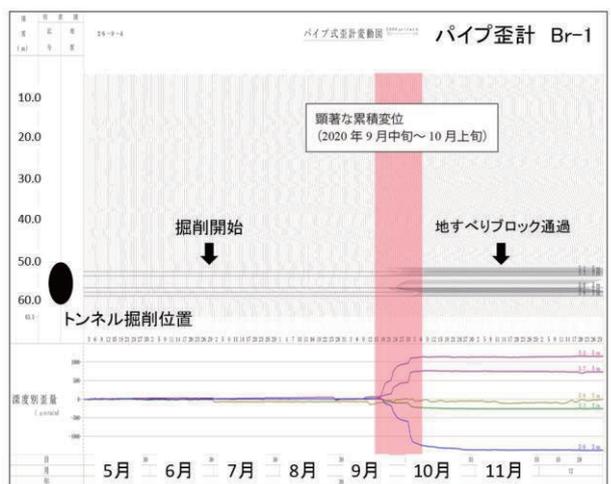


図-4 パイプ歪計 Br-1 変動図  
(2020年7月～12月)

## 5. おわりに

A トンネルの坑口掘削に伴う傾斜センサーを用いた斜面モニタリングの結果、トンネル掘削路線の直上付近に設置した傾斜センサーの累積傾斜角度の変化は、トンネル掘削の影響であると判断した。また、パイプ歪計の計測結果と比較すると、表層部と深部にそれぞれ発生した値の変化は地すべりブロック滑動に起因したものではなく、トンネル掘削による局所的な地盤のゆるみに起因したものであると推察した。

傾斜センサーはパイプ歪計などの計測機器と比較して設置が容易であり、また安価であるなどのメリットがある。今後同様のトンネル掘削などの現場での安全管理を目的とした傾斜センサーの運用が期待される。

また、本事例のように傾斜センサーを他のセンサーと組み合わせることで変位の推定に活用できる可能性も示された。

# 島根県西部に分布する都野津層切土法面における調査・対策事例

(株)エイト日本技術開発 ○近藤 壮, 牧岡 健一

## 1. はじめに

島根県西部には新第三紀鮮新世～第四紀更新世の堆積層である都野津層が分布する。都野津層は半固結の粘土層、砂層、礫層で構成されるが、降雨等による表流水の浸食に対し非常に弱い特性を持つ。そのため、道路切土等の土工において、切土勾配をかなり緩くしたとしても、土砂流出や表層崩壊及び湧水による変状事例が多く報告され、対策検討を余儀なくされている。

本稿では、都野津層の地質的特徴を交えて、都野津層分布域の完成道路法面对策事例の報告を行う。これに加えて、都野津層分布域内のガリ浸食が顕著な造成地切土の調査・対策事例を示す。以上2点の情報を整理し、都野津層分布域での切土施工時における留意点をまとめ、これを報告する。

## 2. 都野津層とは

島根県江津市都野津を模式地として島根県益田市周辺から島根県大田市周辺と広範囲に分布する新第三紀鮮新世～第四紀更新世の堆積層である<sup>1)</sup>。都野津層は河川が流入する潟湖ないし外浜の環境に堆積した碎屑物堆積物(主に未固結から半固結の礫層・砂層・泥層)から構成されており、中新世以前の地層岩体を不整合に覆う<sup>2)</sup>。

都野津層分布地域では、降雨や地下水の影響を受け、切土法面ではガリ浸食、表層崩壊、土砂流出等の変状が発生している事例が多く確認される(写真-1、写真-2)。

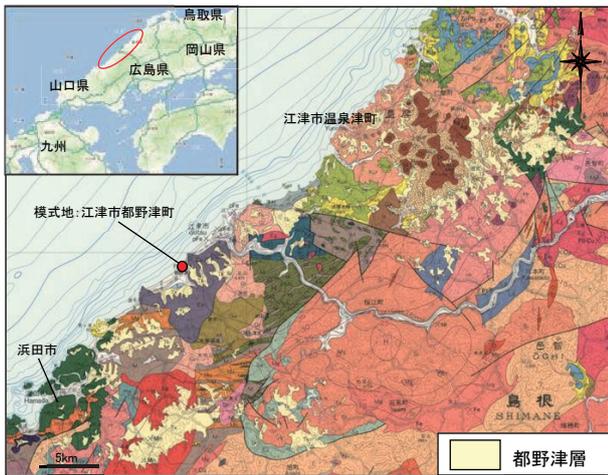


図-1 都野津層分布地<sup>3)</sup>



写真-1 ガリ浸食状況



写真-2 土砂流出状況

## 3. 都野津層分布域内における道路法面の対策事例

都野津層分布域内における道路法面の対策事例を写真-3～写真-5に示す。

写真-3の地点は切土高5m以下、切土勾配1割2分の一般的な切土法面であり、表面保護として植生工が行われている。しかし、植生工のみでは切土法面表層の安定が保たず、土砂が流出している様子が伺える。

写真-4の地点は切土高5～10m程度、切土勾配1割で、法枠工+鉄筋挿入工+水抜きパイプが設置されており、法枠内は石張りされている。切土施工中に表層崩壊が発生した箇所、湧水も豊富なため、1割の切土勾配法面で安定が保てなかった。そのため、法枠工に加えて、鉄筋挿入工が併用されるなど、複数の対策工が併用されている。

写真-5の地点は切土高10～15m程度で切土勾配1割8分であるが、法枠工+排水ボーリングがなされている。当該地は切土工・斜面安定工指針<sup>4)</sup>に示している砂質土の標準法面勾配8分～1割5分(以下標準勾配)よりも緩く切られている。それにも関わらず、法枠工+排水ボーリング孔が施工されているため、非常に軟弱な地質が分布していることが伺える。

この他にも、グラウンドアンカー工やブロック張工が行われている箇所も確認されており、都野津層分布域では、切土勾配を標準勾配より緩くしても、切土法面の安定が保てない場合も確認される。



写真-3 都野津層分布域における道路法面-1(江津市浅利)



写真-4 都野津層分布域における道路法面-2(大田市祖式)



写真-5 都野津層分布域における道路法面-3(江津市浅利)

#### 4. 都野津層分布域内における切土法面对策工事例

##### (1) 調査概要

都野津層分布域内の造成地切土の調査・対策事例を示す。当地では、既往調査ボーリング結果より未固結の砂質土・シルト層、粘性土層が確認された。そのため、地質的特性を考慮し、標準勾配よりも緩い1割8分の法面勾配が計画されていた。しかし、切土施工中の降雨により砂質土・シルト層部でガリ浸食が広範囲で確認され、緩みの進行による小崩壊が懸念された(写真-6)。法面の地層分布を現地にて確認したところ、砂質土・シルト層と粘性土層が数10cm～数m毎に互層状に堆積しているのが確認された。このため、ガリ浸食が顕著な砂質土・シルト層の緩みの層厚を把握すべく、簡易貫入試験を実施した。調査は切土高が最も高くなる測線1と砂質土・シルト層の分布が広範囲に広がる測線2を対象とした(写真-7)。簡易貫入試験結果より、硬軟区分を行った後、地質断面図(図-2)を作成した。



写真-6 切土法面 ガリ浸食状況



写真-7 現地状況及び簡易貫入試験実施位置

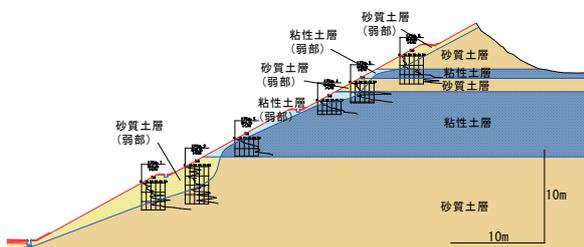


図-2 測線1 地質断面図

##### (2) 調査結果及び対策検討結果

簡易貫入試験結果より、砂質土・シルト層の緩みの層厚は厚い箇所では2～3m程度分布しており、緩み層が比較的厚く分布していることが判明した。そのため、無対策のまま放置すると、降雨、表流水及び地下水の影響でさらに緩みが進行し、法面が崩壊することが懸念された。これ以上の緩みを防止するため、簡易法枠工に植生工を併用した対策工法を採用した。法枠施工後は特に変状はなく安定している。

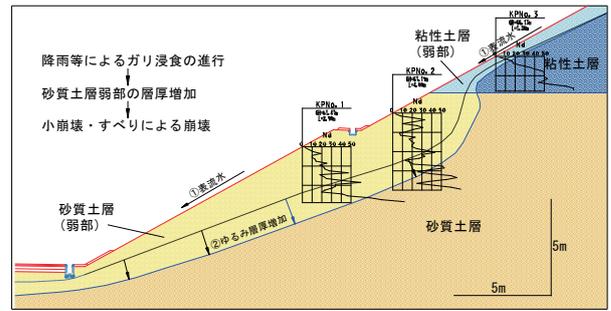


図-3 切土法面 崩壊機構図



写真-8 施工後状況写真

#### 5. 都野津層分布域での切土施工の留意点

都野津層分布域内では、切土施工時に表流水及び地下水の影響を受け、ガリ浸食や土砂流出、小崩壊が発生し問題になるケースが多い。そのため、前述のように標準勾配よりかなり緩く計画した法面でも変状発生事例が認められる。したがって、都野津層分布域内で切土施工を行う場合、切土勾配の検討だけではなく、設計段階から法枠工等の表面保護を検討するとともに、表流水による浸食の防止に努めることが重要であると考えられる。また、降雨による地下水位上昇に伴い、土が飽和状態に近づくほど粘着力が低下するため、法面の崩壊が引き起こされる可能性も高い。そのため、排水ボーリング等による地下水排除も設計段階で検討することが望ましい。

また、切土高が1段程度と低い場合でも、ガリ浸食に伴う土砂の流出及び表層崩壊を起こしている事例がある。このような場合、切土法面下部にかご工のような排水性に富み、土砂流出を抑制する対策工を検討することが望ましい。

##### 《引用・参考文献》

- 1) 島根県:島根県の地質,S60.8.1 P121～P126
- 2) 地質調査所:温泉津及び江津地域の地質,H13.3.23  
[https://www.gsj.jp/data/50KGM/PDF/GSJ\\_MAP\\_G050\\_12037\\_2001\\_D.pdf](https://www.gsj.jp/data/50KGM/PDF/GSJ_MAP_G050_12037_2001_D.pdf) 一部抜粋(確認日:2021.5.30)
- 3) 地質調査所:20万分の1地質図福 浜田 S63.3.25  
<https://www.gsj.jp/Map/JP/geology2-5.html> 一部抜粋・加筆(確認日:2021.5.30)
- 4) 道路土工 切土工・斜面安定工指針 H21.6 P136

【022】

# 崩壊のり面におけるボーリング調査等による崩壊メカニズムの検討

川崎地質(株) ○川口 慶一郎, 直本 啓祐

## 1. はじめに

本報告では高速道路の拡幅工事中のり面崩壊に伴い、のり面対策工法検討に必要な基礎資料を得ることを目的とした調査、検討を行った事例である。

調査地は中央構造線の南側約1.5kmに位置し、周辺には和泉層群が分布している。

当該のり面は20年以上変状もなく安定していたのり面であったが、道路の4車線化に伴い、1:1.2勾配の既設のり面のり尻を1:0.5勾配に切り直し、ロックボルト施工を行っている最中に崩壊が生じているが、共用道路には影響はなかった。

崩壊発生時の前日には日雨量にして22mm程度の降雨が生じており、崩壊のり面は幅約40m、高さ約18m 程度となる。

## 2. 調査内容

以下に本調査におけるフロー図を示す(図-1)。

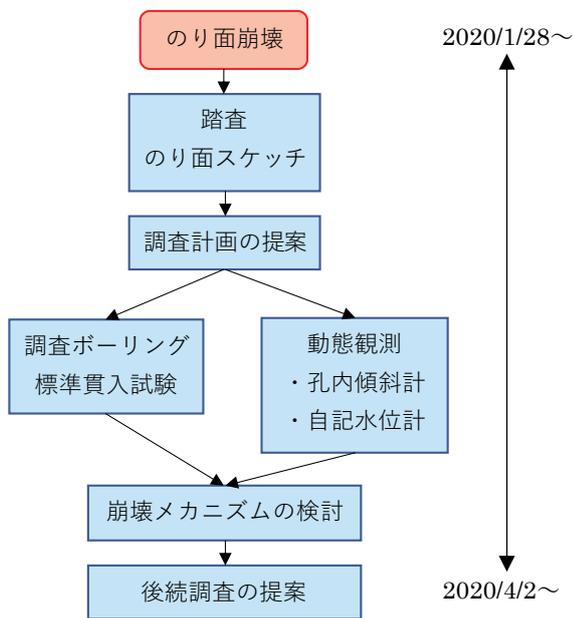


図-1 調査フロー図

本調査では、踏査及び崩壊のり面のスケッチ等を基にボーリング位置の選定を行い、地盤性状の把握を目的としたボーリング調査に加え、ボーリング孔を利用して斜面の地中変位と地下水水位を把握するために動態観測を実施し、斜面崩壊のメカニズムの検討を行った。検討結果をふまえて、当該のり面における対策工の考え方および、施工までの監視体制の提案を行った。

## 3. 調査結果

### (1) 踏査およびのり面スケッチ

調査により以下のことが確認された。

- ① 崩壊箇所は幅約40m、高さは約18m 程度で高速道路に対し直交方向に崩壊している。
- ② のり面周辺には旧地すべり地形と考えられる緩い滑落崖跡が高速道路に対し北東方向へ斜交するが、新規に発生した亀裂は確認されなかった。

### (2) 調査計画の提案

地すべりに起因した崩壊での注意点を以下に示す。

- ① 地すべり対策のために対策工の範囲が拡大し、アンカー工法などのより高コストな工法が必要となる。
- ② 梅雨の時期からの降雨量の増加により、崩壊のり面の背面および周辺に広がること。

上記の注意点をふまえて、以下の調査を提案した。

- ① のり面内部の性状の把握のため、崩壊箇所と周辺の旧地すべり地形内にボーリング調査孔を配置する。
  - ② ボーリング孔を利用し、地すべり地形とのり面崩壊の2方向に孔内傾斜計観測孔を配置し、地中変位を観測する。
  - ③ 地山の地下水水位の確認のため、崩壊箇所とのり面背面側に地下水水位観測孔を設置し、観測を行う。
- 調査結果をふまえて調査計画図を以下に示す(図-2)。

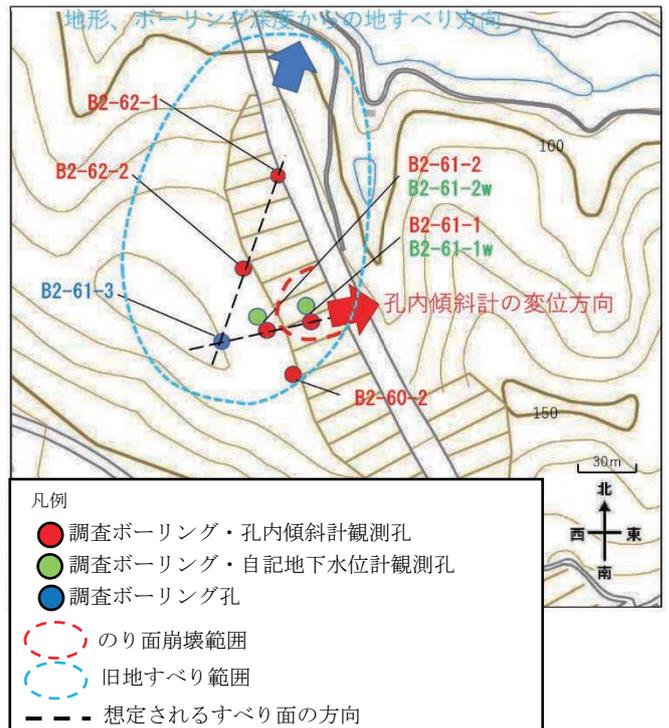


図-2 調査計画図

(3) ボーリング調査

崩壊個所の南側を境界として、のり面全体を覆う旧地すべりブロックと推定される境界面が確認された。

風化岩を主体とする地すべり土塊と新鮮岩を主体とする不動岩盤が確認し、境界部には礫混じり粘土が確認した(写真-1)。

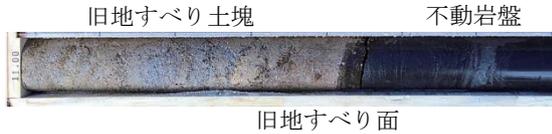


写真-1 のり面内部の状況 (B2-61-2)

(4) 動態観測結果

①挿入式孔内傾斜計観測

動態観測結果から、崩壊個所での地中変位は高速道路に対し直交方向で、時間をかけて徐々に変位量が小さくなる傾向を確認した (B2-61-1)。

また、崩壊箇所から離れた箇所を設置した観測孔には地中変位は確認されなかった。

②自記地下水位観測

背面地山の地下水位は降雨に鋭敏に反応し、日雨量38mmで最大で7m程度上昇している。

4. 考察

(1) 素因と誘因

のり面崩壊の素因と誘因は以下のことが挙げられる。

素因：のり面は旧地すべり土塊の中心に位置する可能性があり、軟質な岩組織で不明瞭なものが分布していた。また、旧地すべり面の端部がのり尻付近に分布していた。

誘因：切土により末端部を除去したことで斜面が不安定な状態となり、降雨により背面地山の地下水位が上昇し、斜面崩壊が発生したと考えられる。

(2) 崩壊のメカニズム

以下に崩壊のメカニズムを示す(図-3)。

- ①掘削により、のり尻の一部に旧地すべり面が分布していた。
- ②降雨により、のり面背面の地下水位が上昇したことにより、のり尻部分に旧地すべり面が存在した部分へ地下水が集中した。
- ③切土の崩壊後、上方に崩壊が進み、安定勾配まで崩壊した時点で崩壊が止まったものと判断される。

崩壊土砂の最終勾配は1:1.2程度であり、施工前の安定していたのり面勾配とほぼ同じである。

5. まとめ

(1) 調査結果

調査・検討結果により以下のことが判明した。

- ・のり面周辺に旧地すべり土塊(軟質な岩組織)と不動岩盤(泥岩)が分布していた。
- ・旧地すべり面がのり尻付近に分布していた。

- ・少量の降雨でも地山水位が上昇しやすい地盤であった。

以上のことから、切土施工でのり尻付近が除去され、降雨により地山水位が上昇し、斜面が不安定化したことにより、のり面の崩壊につながったと判断した。

(2) 監視体制の提案

対策工が施工されるまでの監視体制として以下のことを提案した。

- ・定期的な地中変位および地下水位観測の継続。
- ・当該のり面周辺にばらまき型傾斜計を設置し、地表面の変位をリアルタイムで監視する。

また、対策工については崩壊箇所の切土(安定勾配で切り直し、アンカーでの補強)が検討されている。

(3) 今後の調査について

現場施工に伴い、観測以外にもスケッチ等を行うことを依頼されている。崩壊箇所の掘削時の状況や対策の工施工状況を確認できることから、のり面の性状、地質状況等を調査結果との比較を行い、技術者としての知見を深めたい。

《引用・参考文献》

- 1) 国交省：水文水質データベース  
<http://www1.river.go.jp/>(確認日：2020.6.5)
- 2) 理工図書：地すべり地における挿入式孔内傾斜計計測マニュアル, pp. 107~168, 2010.7

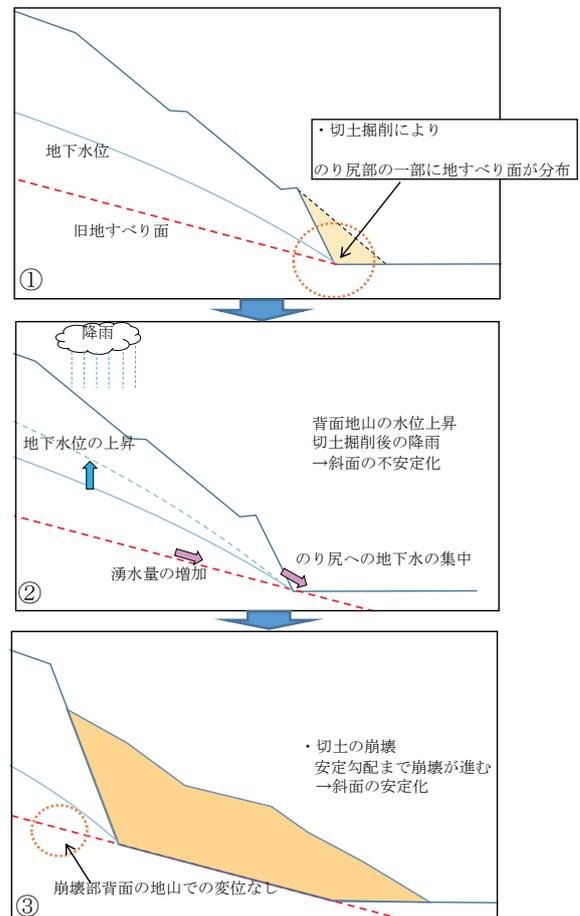


図-3 崩壊のメカニズム

# 結晶片岩分布地域における裸地率の高い切土のり面条件と 裸地化による変状発生メカニズム

基礎地盤コンサルタンツ株式会社 ○高林 健太, 望月 敦人, 近藤 光広  
中日本ハイウェイ・エンジニアリング名古屋株式会社 関口 将司

## 1. はじめに

紀勢自動車道の勢和多気 JCT～紀勢大内山 IC 間は、紀伊半島東部の志摩半島の付け根を南北に横断しておりトンネル区間が多い路線である。

この区間の切土のり面では、のり面の植生工の定着が悪く、地山が露出している箇所（以下、裸地と呼称する）が多く認められている。のり面の裸地化が進行すると、地表面浸食が促進され、表層崩壊等が発生する危険が高まることが懸念される。本発表では、紀勢自動車道の勢和多気 JCT～紀勢大内山 IC 間における切土のり面の裸地化の原因とメカニズムについて報告する。

## 2. 地質概要

紀勢自動車道の勢和多気 JCT～紀勢大内山 IC 間では、三波川帯の結晶片岩が分布する（図-1）。

三波川帯は、中央構造線に沿う西南日本外帯にほぼ連続して分布する高圧低温型の変成帯であり、主に結晶片岩（黒色片岩、緑色片岩）・苦鉄質片岩からなる。調査地域では、主に黒色片岩が分布する。黒色片岩は泥質岩起源の低変成度の岩石であり、片理が発達しているため剥離性が高い特徴を有する。このため、切土による応力開放に伴って、片理面で剥離しやすく、板状・ブロック状・細片状に崩れやすい。また、片理面沿いに地下水が浸透することで、風化が促進されやすい特徴がある。

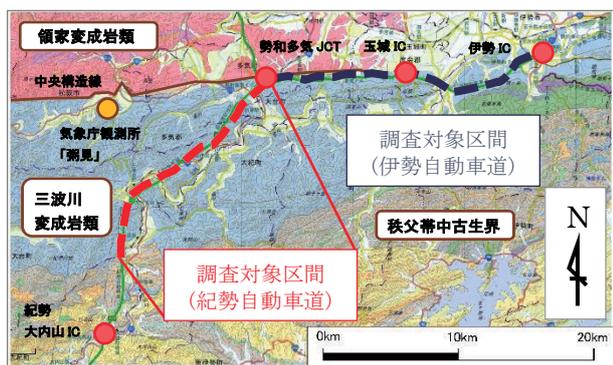


図-1 調査地域周辺の地質図<sup>1)</sup>

## 3. 調査内容

紀勢自動車道の三波川帯結晶片岩分布区間（勢和多気 JCT～滝辺 TN 北坑口間）にある切土のり面を対象に、分布する地質とその構造・風化の程度・変状の発生・湧水の状況を把握するための現地調査を行い、切土偶数段目では硬度測定・簡易 pH 測定を実施した。

また、紀勢自動車道に隣接し、同様の結晶片岩が分布する伊勢自動車道の勢和多気 JCT～伊勢 IC 間についても、比較のため各種調査を行った。

調査地域周辺の気象状況については、気象庁観測所(粥見)の2010～2019年の10年間の観測記録を取りまとめた。また比較のため、名古屋気象台における結果も合わせて取りまとめを行った。

## 4. 調査結果

### (1) 気象状況

調査地域の年間降水量はばらつきがあるものの10年平均で2,230mm/年、最大日降水量は200mm 以上の年が多く、降雨が多い地域である。また月別降水量では、6～10月に降水量が多い傾向にあることが確認された。

調査地域の風向きは、年間を通して西北西～西南西の風が多いが、降雨の多い6～10月に注目すると、南～南南東の風向きが多い傾向にある。よって、降雨期(6～10月)の雨は、南向き斜面に対して強く降っていると想定される。

### (2) 現地調査結果

土壌硬度は、裸地箇所では11～40mm、植生箇所では9～40mmを示し、裸地箇所と植生箇所による土壌硬度の差は認められなかった。また、pHは裸地箇所では4.1～8.9、植生箇所では4.4～8.7を示し、土壌硬度同様に裸地箇所・植生箇所との差は認められず、土壌硬度・pHは、裸地・植生試料を区分する指標にはならなかった。

のり面全体の裸地が多い状態の切土のり面（本発表では裸地率60%以上とした）は、紀勢自動車道で調査を行った67のり面のうち5のり面で確認された（図-2）。また、5のり面は全て南向き斜面であり、片理面の見かけ傾斜が受け盤構造を有していた。

さらに、南向き斜面かつ受け盤構造ののり面について、のり面勾配別の裸地率を見ると、のり面勾配1:1.2(40°)以上かつ5段以上ののり面で、裸地率60%以上の箇所が多く見られることが確認された（図-3）。

以上より、のり面全体の裸地率60%以上の切土のり面は、表-1に示す4条件を満たす切土のり面であることが確認された。

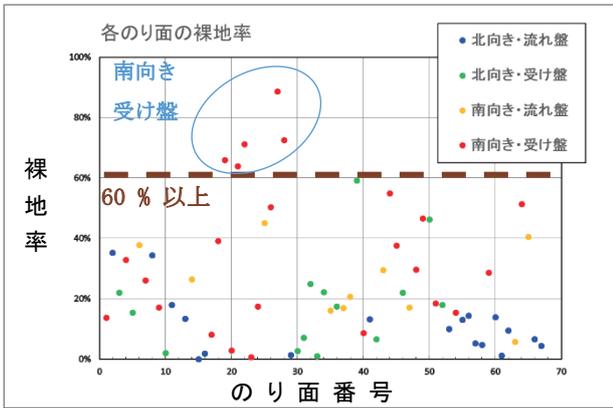


図-2 各のり面の裸地率

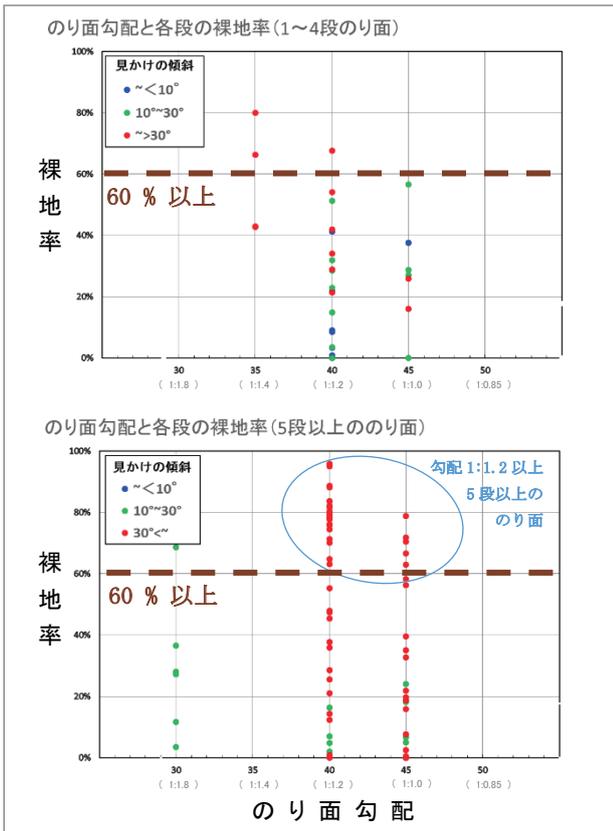


図-3 のり面勾配と各段の裸地率(南向き・受け盤)

表-1 裸地率の高い切土のり面の4条件

条件	原因と影響	備考
1 南向き斜面	降雨期(6~10月)の強い雨と長時間の日射により、風化および地表面浸食が助長される。	図-2
2 高角受け盤	流れ盤や低角受け盤に比べ、地表水が片理面に浸透しやすいため、風化が促進される。	図-2 図-3
3 5段以上ののり面	下部で露出した新鮮岩が、急激な応力開放により片理面や亀裂の発達が進行し、植生の定着を阻害する。	図-3
4 のり面勾配 1:1.2 以上	急勾配ののり面は新鮮岩が露出しており、亀裂が発達し植生の定着を阻害する。	

### (3) 伊勢自動車道の調査結果

伊勢自動車道では、いずれの切土のり面でも裸地率が0~1.9%と低く、紀勢自動車道で確認された「裸地率の高い切土のり面の4条件」を全て満たすのり面は確認されなかった。また、土壌硬度・pHについても、紀勢自動車道の結果と差は認められなかった。よって、紀勢自動車道の調査結果から設定した「裸地率の高い切土のり面の4条件」は、妥当であると評価した。

### 5. 裸地化による変状発生メカニズム

調査結果より、切土のり面の裸地化による変状発生メカニズムについて、以下のように推察した。

- ①5段以上の急勾配(1:1.2以上)のり面の施工  
(特に第1のり面等が、新鮮岩の急激な応力開放により片理面や亀裂の拡大・発達)
- ②植生基材吹付、緑化が進行(根の伸長:特に春から夏)
- ③根の伸長期(定着前)に強い雨量強度・長い降雨日数により植生基材の流出
- ④地表面の風化進行、地表水浸透で片理面や亀裂の拡大
- ⑤片理面の剥離等(細片化・ブロック化)の促進
- ⑥植生の根が切れることで定着できず(緑化の衰退)
- ⑦降雨等により④~⑥を繰り返す
- ⑧植生基材の流亡、ラスの腐食
- ⑨裸地化の進行
- ⑩地表面のさらなる風化進行
- ⑪表層崩壊やブロック状岩塊の抜け落ち等の発生

### 6. まとめ

結晶片岩が分布する紀勢自動車道の当該区間において、裸地率の高い切土のり面は、4条件を満たしていることが確認された。今後、すでに裸地率の高い切土のり面や4条件を満たすのり面で対策を行っていくことが望まれる。

また、現状では裸地率の低いのり面も、いずれ裸地化し変状が発生することが懸念されるため、これらのり面も対策が必要と考える。

### 《引用・参考文献》

- 1) 地質図 navi、シームレス地質図 V2  
<https://gbank.gsj.jp/geonavi/geonavi.php#10,34.44113,136.27101>(確認日:2021.05.21)

# 現地計測に基づく斜面崩壊時の雨水浸潤挙動の推定

(株) ダイヤコンサルタント ○柳田寛, 坂東聡, 鏡原聖史, 岡崎敬祐  
 兵庫県森林林業技術センター 藤堂千景

## 1. はじめに

近年、集中豪雨の増加により、各地で斜面災害が多発している。降雨時の斜面崩壊では、表層すべり型崩壊が多く、雨水の浸透による土塊自重の増加や土のせん断強度低下、湧水によるパイピングなど地下水に起因した発生が考えられる。したがって、斜面災害の発生条件や場所を予測し、適切な対策工を実施するためには、雨水の浸透挙動を把握することが不可欠である。

深川ら<sup>1)</sup>は、テンシオメータを用いて斜面における地下水流動を調査し、降雨条件の違いによる浸透挙動への影響を考察している。しかしながら、斜面内の地下水の流れは、降雨の鉛直浸透と斜面に沿った地下水流動の両方が存在するため、複雑な流れ場を形成しており、現象を理解するためには同時に2方向あるいは3方向の流れを考えなければならない。

本報告では、鉛直方向の降雨浸透が存在しない被覆工直下において、現地計測結果を再現できる水理条件を検討することで、2次元断面における斜面に沿った流れに着目した。さらに、検討した水理条件を別の斜面に適用することで、降雨条件や地形による斜面の水分状態の違いを考察し、豪雨時の崩壊に寄与する土中内の水分状態の推定を行った。

## 2. 崩壊地の概要

本報告における調査地は、神戸市北区有野町唐櫃に位置する山腹斜面で、調査地1~3は南西向き、調査地4は北西向きの自然斜面である(図-1参照)。調査地の表層は、花崗岩が風化したマサ土が分布していた。調査地1は、2014年8月豪雨により崩壊しており、2次災害防止のための応急対策として、崩壊地をビニールシートで覆う被覆工が施されている<sup>3)</sup>。また、調査地2、3は、調査地1と同様に2014年8月豪雨により崩壊しており、崩壊後の状況のままである。調査地4は、2018年7月豪雨により崩壊した。降雨の特徴として、2014年8月豪雨は、短時間に強い降雨(総雨量500mm、最大時間雨量80mm)<sup>4)</sup>があったのに対し、2018年7月豪雨は、弱い降雨が長時間継続(総雨量600mm、最大時間雨量30mm)<sup>4)</sup>した点が挙げられる。



図-1 調査地<sup>2)</sup>に加筆

## 3. 現地計測結果の再現解析

調査地1において、被覆工が施された崩壊後の斜面をモデル化し、飽和・不飽和2次元浸透流解析を実施することで、被覆工の直下(図-2、C-1)の現地計測値の体積含水率の変化に整合する水理定数を検討した。降雨条件は、2020年7月における現地計測値<sup>5)</sup>を用いて設定した。被覆工はC-1のGL-0.2mのセンサの反応がまったくないことから、降雨の地下浸透を完全防止していると考え、被覆工に降った雨水は被覆工の下流に浸透させた。

水理定数のうち、透水係数は室内試験結果および現地計測の体積含水率の反応から推定した値を使用した(表-1参照)。岩盤層は難透水性と考え、崩壊土層下部を不透水境界とした。有効間隙率および比貯留係数は室内試験結果および既往検討から設定した。

表-1の透水係数を調査地1の解析モデルに設定し、浸透流解析を実施した。図-3に被覆工直下における体積含水率の現地計測値および数値解析結果を示す。現地計測結果は、被覆工直下でもまとまった降雨後すぐに体積含水率が上昇しており、斜面に沿った流れ場が想定される。なお、現地計測値は土壌水分計から出力された電圧値をメーカー公表の校正式を用いて変換しており、現地斜面の体積含水率と必ずしも一致しないため、絶対値での議論はせず反応のタイミングに着目した。透水係数に室内試験値を使用したケース1では、降雨による体積含水率の反応を模擬できなかったのに対し、降雨と現地計測値の反応のタイミングから推定した透水係数を使用したケース2では、これを再現できる結果が得られた。

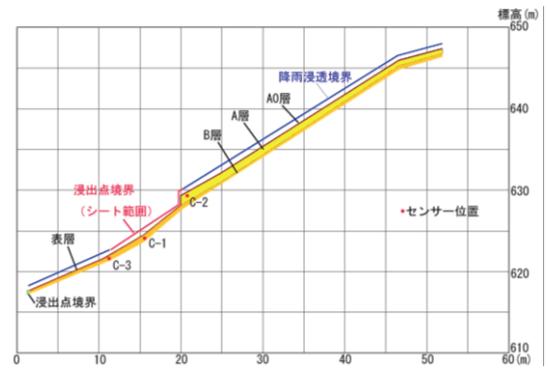


図-2 調査地1の解析モデル

表-1 解析ケース

地層名	透水係数(m/s)				
	ケース1 室内試験値		ケース2 現場計測値から推定		
	水平	鉛直	水平	鉛直	
A0層	植生層	5E-5	5E-5	1E-2	1E-3
表層	崩壊箇所の表層	1E-4	1E-4	1E-3	1E-3
A層	崩壊土層 (根系侵入あり)	1E-4	1E-4	1E-2	1E-3
B層	崩壊土層 (根系侵入なし)	1E-4	1E-4	1E-3	1E-3

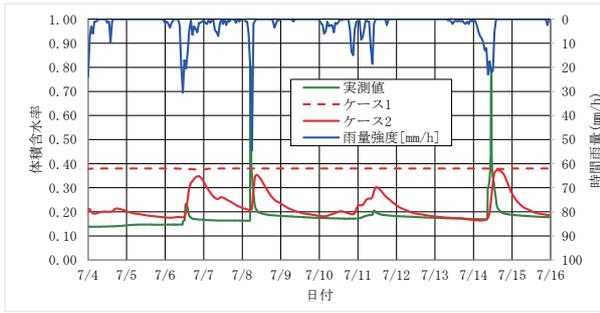


図-3 体積含水率の経時変化(C-1、GL-0.8m)

#### 4. 崩壊時の飽和度分布の予測解析

調査地1の再現解析で得られたケース2の水理条件を調査地4に適用し、2014年8月豪雨時（非崩壊）および2018年7月豪雨時（崩壊発生）の飽和度分布の予測解析を実施した。なお、降雨条件は、水文データベースの有馬川における計測値を使用した<sup>4)</sup>。調査地4は、調査地1～3と比較し、崩壊土層が厚く、傾斜が途中から緩やかになる特徴がある（図-4参照）。そのため、雨水が降雨後も傾斜の緩やかな領域に保持される様子がみられた（図-5参照）。図-5の矢印の位置における水位の経時変化を図-6に示す。水位の最大値は2018年7月豪雨のほうが高く、また水位の高い状態が長く継続する結果となった。斜面崩壊に至る前に、斜面内は飽和状態に長時間さらされていると考えられており、壇上ら<sup>6)</sup>は計測地点で最初に飽和帯が形成されてからの継続時間と降雨強度の関係を考慮した雨量指標を用いることで崩壊の予測精度が向上されると報告している。本調査地においても、水位上昇後の継続時間の差異と崩壊発生の有無には関連性が示唆される。

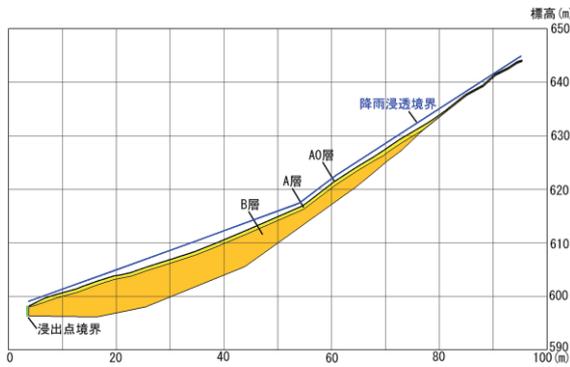


図-4 調査地4の解析モデル

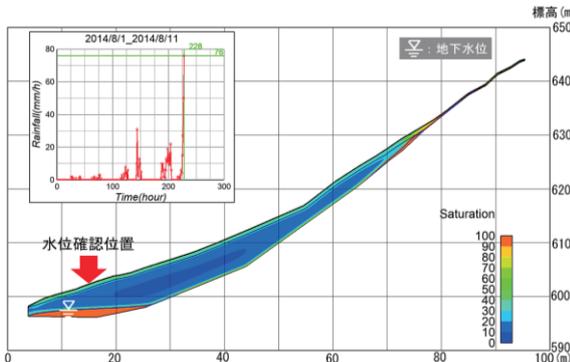
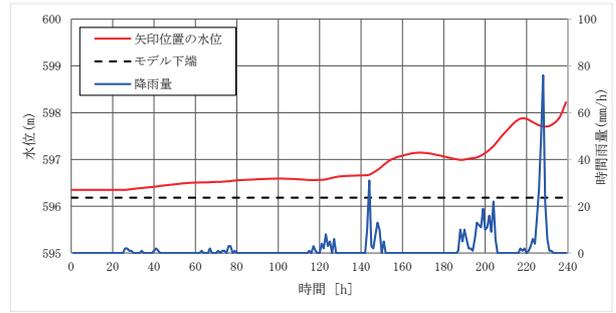
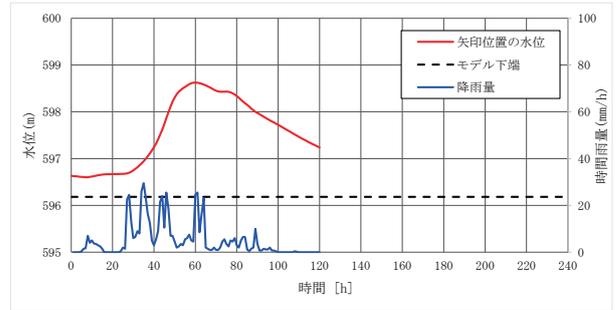


図-5 調査地4における飽和度カウンター  
(2014年8月最大降雨時)



(a)2014年8月豪雨時(非崩壊)



(b)2018年7月豪雨時(崩壊発生)

図-6 調査地4における水位変化

#### 5. おわりに

降雨に対する被覆工直下の現地計測された体積含水率の反応のタイミングに整合するように水理定数を設定し、飽和・不飽和二次元浸透流解析による飽和度分布の推定を行った。その結果、降雨条件の違いにより地下水位の高い状態が継続する時間に差異が発生し、これにより崩壊発生の有無が分かれたことが推察された。

#### 《引用・参考文献》

- 1) 深川ら：降雨時斜面災害防止のための重要文化財周辺斜面における現地多点モニタリング、歴史都市防災論文集、Vol.2、pp.99-104、2008
- 2) 国土地理院 HP：  
<https://maps.gsi.go.jp/#16/34.780100/135.235147/&base=std&ls=std&disp=1&vs=c0j0h0k0l0u0t0z0r0s0m0f0>  
(2021.6.1 閲覧)
- 3) 鏡原ら：崩壊地に設置した被覆工の雨水浸透防止効果、Kansai Geo-Symposium2020、pp.221-226、2020
- 4) 国土交通省水文水質データベース(有馬川観測所)：  
<http://www1.river.go.jp/cgi-bin/SiteInfo.exe?ID=106111286612250> (2020.3.9 閲覧)
- 5) 高橋ら：神戸市北区有野町を対象にした土壌水分計測と飽和・不飽和浸透流解析による評価の事例、砂防学会研究発表会概要集、pp.537-538、2021
- 6) 壇上ら：テンシオメータの計測結果を加味した雨量指標による計測斜面での斜面崩壊予測精度向上に関する検討、土木学会論文集 C(地圏工学)、Vol.77、No.1、pp.87-102、2021

【025】

挿入式孔内傾斜計ガイド管のねじれ測定の精度向上に向けた取り組み

応用地質株式会社 ○堂井百花, 千葉伸一, 伊藤義行

1. はじめに

地すべり対策の検討には、すべり面の深度や変位方向の把握が必要である。それらの情報を把握するための調査手法の一つとして挿入式孔内傾斜計がある<sup>1)</sup>。孔内傾斜計計測では、測定方向をガイドするための溝を有するガイド管が必要となるが、この溝が深度方向に適切な方位（主側線）に向いて設置されているか確認する必要がある。方位の確認は、方位磁石を用いて行われている場合があるが、この測定値にばらつきが生じることがある。ばらつきの要因の一つとしては、深尺のガイド管の設置時にガイド管と共に設置される吊り下げ用のワイヤが磁性を有するためと考えられている<sup>1)</sup>。

本発表では、ガイド管の設置時に使用する複数種類の吊り下げ用ワイヤを用いた場合の方位測定実験を行い、ワイヤの種類と方位測定データに与える影響について得られた知見を述べる。

2. 実験方法

実験は、鋼材などの磁性体を含んだ建築物から数十メートル以上離れた平地に位置する内径φ110mmの塩ビ管からなる検定孔で行った。検定孔には、表-1に記載の条件でアルミ製のガイド管を5.85mまで挿入した。そのガイド管の溝の方向を図-1に示す。ねじれ測定器(Qスコープ方式)を用いて、図-2に示すような方位画像を0.5m毎に撮影する方式で測定した。

実験では、初めにワイヤなしの状態での測定し、バックグラウンドの位置づけで方位を記録した。次にA~Dワイヤをガイド管に沿わせて撮影した。なお、A0方向は図-1に示した位置関係に設定し、ガイド管挿入時はA0方向が常に一定となるよう留意した。各ワイヤの写真を図-3に、測定時の状況を表-2に示す。

表-1 各条件とワイヤの仕様

条件	
ワイヤなし	ガイド管のみ
Aワイヤ	φ2mm 鉄製, 3回測定
Bワイヤ	φ2mm ステンレス製(材質:SUS304)
Cワイヤ	φ3mm ステンレス製(材質:SUS304)
Dワイヤ	φ3mm ステンレス製(材質:SUS316)

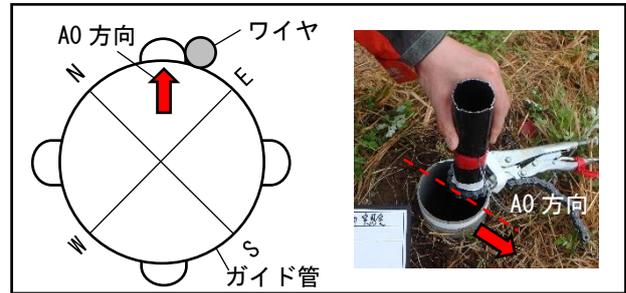


図-1 ワイヤ設置状況、ガイド管挿入状況



図-2 方位画像(ワイヤなし、GL-0.5m 地点)



図-3 ワイヤの外観

表-2 測定時の状況

条件	測定状況
ガイド管のみ	6mのガイド管を挿入し、初期値を測定。
Aワイヤ1回目	5m以深で方位磁石がぶれる。
Aワイヤ2回目	変化なし。
Aワイヤ3回目	2~2.5m、5~5.5mで方位磁石がぶれる。
Bワイヤ	変化なし。
Cワイヤ	変化なし。
Dワイヤ	変化なし。

### 3. 実験結果

撮影した画像を方位解析ソフト(Q スコープビューアー)を用いて方位を解析し、ばらつきの程度を把握した。方位は-0.5m を0° とした場合の相対的な方位の変化量とした。各条件のA軸の方位のグラフを図-4に、深度毎の方位や方位の標準偏差を表-3に示した。各条件の測定結果の概要を以下に述べる。

(1) ワイヤなし(バックグラウンド)

A0方向は、GL-1.50~2.00m, GL-3.50~5.85mの間で2°のわずかな方位の変動が確認できた。

(2) A ワイヤ (φ2mm 鉄製)

A ワイヤではワイヤの区間を変えて3回測定を行った。1回目はGL-4.50~5.85mの間で方位の変動が確認され、GL-5.00mで最大53°の変動が生じ、2回目は-6~3°のわずかな方位の変動、3回目はGL-1.50~3.50m, GL-4.50~5.85mの間で方位の変動が確認され、GL-2.00mで最大45°のずれが生じた。

(3) B ワイヤ (φ2mm ステンレス製 材質:SUS304)

A0方向は、GL-1.00~1.50m, GL-2.50~3.00m, GL-4.00~5.85mの間で方位の変動が確認され、最大でGL-1.00mの3°のずれが生じた。

(4) C ワイヤ (φ3mm ステンレス製 材質:SUS304)

A0方向は、GL-1.00~3.50m, GL-4.50~5.85mの間で方位の変動が確認され、最大でGL-2.50mの8°のずれが生じた。

(5) D ワイヤ (φ3mm ステンレス製 材質:SUS316)

A0方向は GL-1.00~5.85mの間で方位の変動が確認され、最大でGL-1.50mの4°のずれが生じた。

方位の標準偏差はガイド管のみが0.76と最も小さく、次いでD ワイヤ, B ワイヤが小さい。それに対してA ワイヤの1回目が20.44, 3回目は14.22と大きい。

表-3 方位測定結果一覧表

測定深度(m)	ガイド管のみ	Aワイヤ1回目	Aワイヤ2回目	Aワイヤ3回目	Bワイヤ	Cワイヤ	Dワイヤ
-0.5	0.0	0	0	0	0	0	0
-1.0	0.0	0	-1	0	-3	3	3
-1.5	-1.0	-4	0	4	2	1	4
-2.0	-1.0	-6	1	-45	0	5	3
-2.5	0.0	1	-3	3	1	8	3
-3.0	0.0	4	-2	1	2	7	3
-3.5	-1.0	-3	-5	9	0	4	3
-4.0	-1.0	1	-1	0	-1	0	2
-4.5	-2.0	13	3	2	2	1	2
-5.0	-2.0	-53	-6	-2	2	2	2
-5.5	-1.0	-5	3	-16	-2	6	2
-5.85	-2.00	44	-4	-19	2	6	1
標準偏差	0.76	20.44	2.77	14.22	1.66	2.69	1.03

以上の結果から、ワイヤの磁性が与える影響について明らかになったことを述べる。

- ①非磁性であるステンレスワイヤ(材質:SUS316)の方位のばらつきが最も少なく、次いで2mmのステンレスワイヤ(材質:SUS304)である。
- ②鉄製ワイヤとステンレス製ワイヤでは、方位のばらつきに差が生じている。
- ③ステンレスワイヤ(材質:SUS304)はばらつきが相対的に小さいが、径が2mmに対し3mmの方が方位のばらつきが若干大きい。
- ④区間を変えて実施した鉄製ワイヤでは、方位がばらつく(磁性を有する)区間は特定の深度であった。

### 4. 今後の提案

これまで、ねじれ測定時に見られる方位のずれはワイヤ取り付け位置や局所的に磁性の強い地質などの影響により発生すると考えられていた。しかし、今回の実験により、ワイヤの素材の種類と磁性の局所性が明らかとなった。鉄製ワイヤは方位に大きなばらつきが生じるため、方位測定を行う場合は使用しない方がよい。材質がSUS304のステンレス製ワイヤは、磁性の影響は相対的に小さいが、材質がSUS316のステンレスワイヤは磁性の影響がさらに小さい。

したがって、深尺のガイド管設置で方位測定が重要となる孔内傾斜計観測孔については、使用する吊り下げ用ワイヤは最も磁性の影響が少ない「SUS316製のステンレスワイヤ」の使用を推奨する。

#### 《引用・参考文献》

- 1) 地すべり地における挿入式孔内傾斜計測マニュアル(2010), 土木研究所他

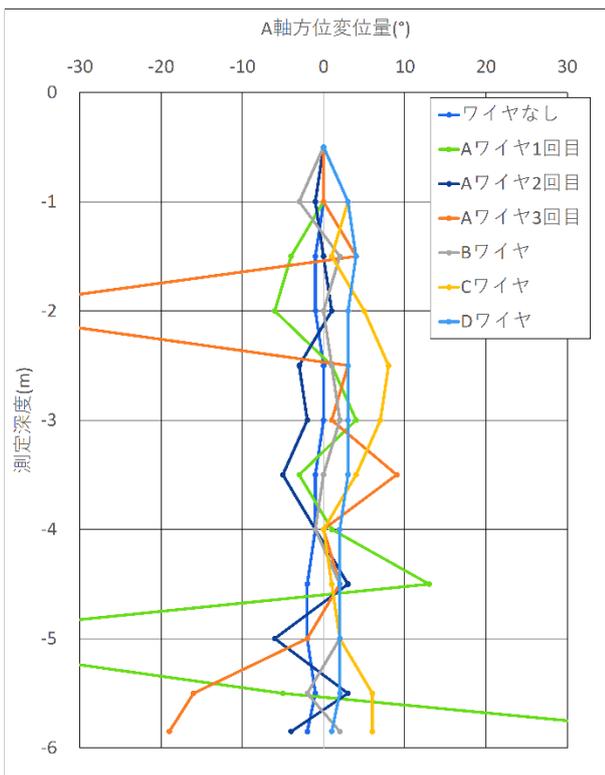


図-4 A軸の方位グラフ

## 傾斜センサーを利用した構造物挙動のモニタリング事例

中央開発株式会社 折原浩平

## 1. はじめに

崩壊する恐れのある斜面において傾斜センサーを設置する場合、通常は地中に埋設して設置する。しかし、近年はニーズ増大により、設置が多様化しており、各種構造物の表面に設置する事例が増加している。この場合で問題となるのは、温度変化による影響である。傾斜センサー自身は温度補正をしており、温度による影響を減少させているが、設置周囲の構造物の体積変化により、傾斜角度の測定値に影響を及ぼすことが懸念される。今回は構造物の表面に傾斜センサーを設置した事例を5つ紹介し、一部の事例で温度変化による影響をどのように対処し、観測を実施しているのかを述べる。

## 2. 事例紹介

## (1) 法枠

寒冷地における法枠の凍上被害の有無や挙動を観測するため、法枠に傾斜センサーを設置した。傾斜センサーは鉄製プレートをアンカーボルトで法枠に固定した（写真-1）。設置後は、直射日光や積雪の影響を防ぐためにプラスチック製の箱と断熱シートで覆った。

観測結果としては、これまでに凍上に起因するような変化は認められていない。



写真-1 法枠への設置状況

## (2) 道路盛土の擁壁

路面沈下と谷側滑動がみられる市道でコンクリート擁壁の挙動を観測するために傾斜センサーを設置した（写真-2）。傾斜センサーは、擁壁天端コンクリートに鉄製のL型のプレートをアンカーボルトで固定し、このプレートにネジで取り付けた。設置後は、獣害や接触防止、積雪の影響や直射日光の影響を防ぐために鉄製のカバーと断熱シートで覆った。

観測結果としては、温度変化の影響も少しみられたが、安定した結果が得られた。



写真-2 擁壁への設置状況

## (3) 仮設防護柵

国道および鉄道に沿う斜面の崩壊現場に応急設置された仮設防護柵において、その挙動を観測するために設置した。傾斜センサーはJ型の鉄製プレートをH鋼に接着剤と万力で固定し、このプレートにネジで取り付けた（写真-3）。設置後は、直射日光の影響を防ぐために鉄製のカバーと断熱シートで覆った。

観測結果としては、対策工事や鉄道の振動によるブレを除けば、長期的に安定した結果が得られた。



写真-3 仮設防護柵への設置状況

## (4) 仮設土留め

国道に面する斜面の崩壊現場に応急設置された仮設土留めの挙動を観測するため、仮設土留めのH鋼に傾斜センサーを設置した（写真-4）。傾斜センサーは、まずH鋼の上端にJ型の鉄製プレートを接着剤と万力で固定し、このプレートにネジで取り付けた（写真-5）。設置後は、獣害や工事中の接触防止、また直射日光を防ぐために鉄製のカバーと断熱シートで覆った。

観測結果としては、温度変化の影響がみられるものとなっていた（図-1）。傾斜角度とセンサー温度の経時変化を比較すると明確に正の相関を示したため（図-2）、傾斜

角度と温度の相関から求められる回帰直線を用いて、温度から予測される角度（推定角度と呼ぶ）を求めた。そこで、実際の角度（実角度と呼ぶ）と推定角度の差をとることによって（図-3）、変状が発生した場合は、プラス側に継続して増大すると考えられたため観測項目に追加した。図-3に示す観測結果から長期的な変状は発生していないと考えられる。



写真-4 仮設土留めの全景



写真-5 仮設土留めへの設置状況

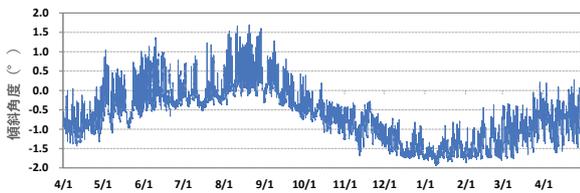


図-1 傾斜角度の観測結果(X軸)

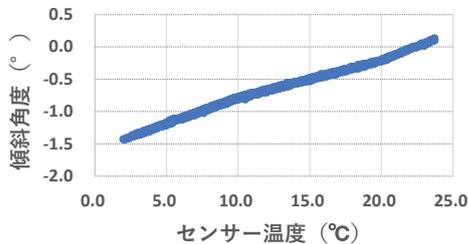


図-2 傾斜角度とセンサー温度

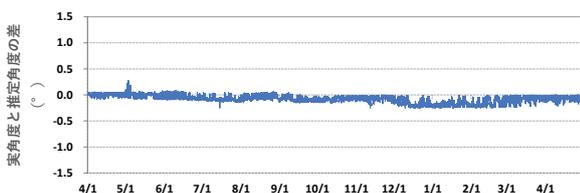


図-3 実角度と推定角度の差(X軸)

### (5) 石垣

はらみ出しの変状が認められる石垣において、その挙動を観測するために傾斜センサーを設置した。傾斜センサーの周囲および底面を石膏で固め、さらに両面テープ等で石垣に固定し、設置した(写真-6)。設置後は、直射日光を防ぐために断熱シートで覆った。

観測結果としては、温度変化の影響がみられるものとなっており、傾斜角度とセンサー温度の経時変化には相関関係がみられた。そこで(2)の仮設土留めのとときと同様に、実角度と推定角度の差を用いて観測を行った(図-4)。実角度と推定角度の差からは長期的に安定していることが考えられる。



写真-6 石垣への設置状況

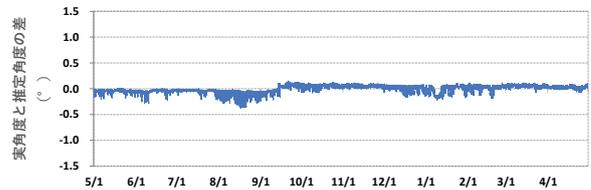


図-4 実角度と推定角度の差(X軸)

### 3. まとめ

構造物に傾斜センサーを設置する場合は、温度変化の影響による傾斜角度の変化に注意する必要がある。現在、その影響を低減させるために、傾斜センサーを設置する際に鉄製のカバーや断熱シートで覆う対策を実施している。また、傾斜角度と温度に顕著な相関関係が示される場合には、温度データを用いて補正することで構造物の挙動を観測することが可能と考えられる。

### 4. おわりに

土木工事の安全管理の観点から仮設構造物に傾斜センサーを設置する業務はこれから増加していくことが考えられる。また、構造物の老朽化進行の観点から橋脚や道路の擁壁などに設置するニーズも増加すると考えられる。このため、これらの事例を参考にして臨機応変に工夫して対応していく所存である。

## 表層傾斜計の開発と現場での適用性

応用地質株式会社 ○今野 信一、八木 雅

### 1. はじめに

近年の豪雨災害および土砂災害は、激甚化・頻発化・広域化が顕在化している。一方で、「労働人口の減少」「働き方改革関連法」への対応にともない、現場技術者が担ってきた点検作業の効率化、斜面監視手法の革新が求められている。このような動向は、国が注力しているDX推進施策に通じるものである。

このような社会的課題を解決するためには、管理対象斜面にモニタリング機器を多点配置し、斜面の動態を常時監視することで、崩壊に至る前兆現象をとらえ、ハード・ソフト対策を講じていくことが有効である。

本稿では、斜面監視手法の革新に資するモニタリング機器の開発と現場での適用性について、検討結果を報告する。

### 2. 既存の斜面モニタリングの問題点

地表面の変状を観測する計測機器として、地表面伸縮計、地盤傾斜計などが使用されているが、以下の問題点がある。

- ①設置に熟練技術や多くの時間、資材を要し、全体のコストが高額になるため地表面伸縮計の多数設置は困難
- ②従来の地盤傾斜計では温度変化の影響により温度補正が必要で安定した精度の高いデータの取得が困難
- ③長期観測では、太陽光パネルの設置もしくはある頻度でのバッテリー交換や機能追加・更新等の現地作業が必要

### 3. 表層傾斜計の開発

既存モニタリング機器の問題点を解決すべく、設置が容易でかつ温度など環境ノイズの影響を低減した表層傾斜計（以下、クリノポールと表記）を開発した<sup>1), 2)</sup>

(図-1)。

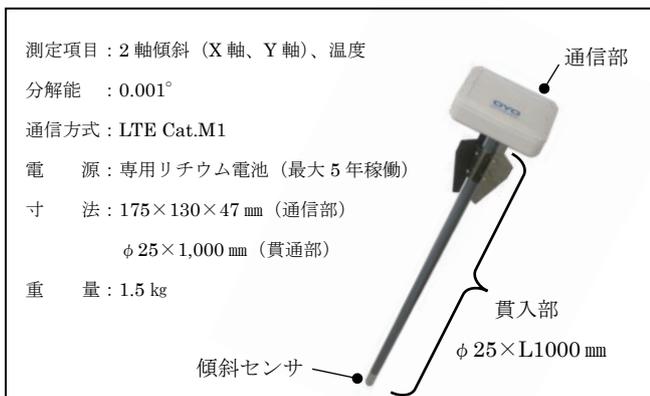


図-1 仕様と概形

本機の主な特長を以下に述べる。

#### (1) 設置が容易

設置方法は孔を掘り、本機を差し込むのみのと、非常に簡便である（図-2）。熟練した技術も不要で、1日に10台以上設置することも可能である。



図-2 設置イメージ

#### (2) 温度変化による影響低減

地表面は温度変化の影響が大きくなることから、傾斜センサを地中に埋設することを考えた。

傾斜センサを深度1m に設置する構造とすることで温度変化を低減し、高精度な傾斜角データを安定的に得ることができた。図-3に検証結果を示す。

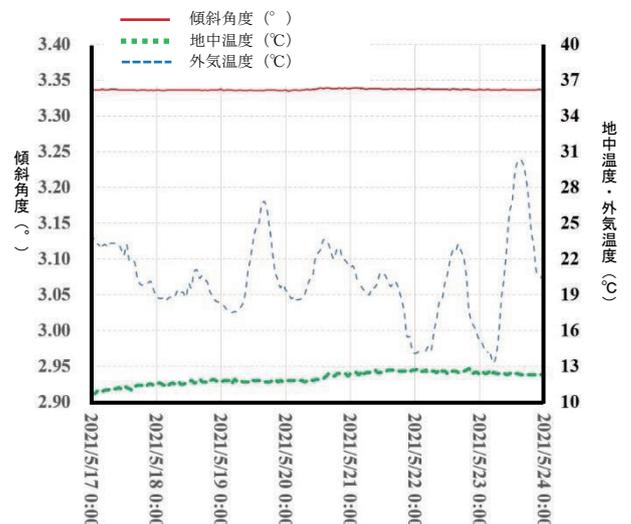


図-3 実験サイト測定データ

(3) 最大5年間メンテナンスフリー

角速度量に応じて送信回数を調整できるような機能を設けることで省電力化を図り、最大5年間稼働可能とした。さらに、サーバから本機に対し、設定の変更指示や遠隔操作によるファームウェアアップデートを実施できるようにし、現地でのメンテナンスを省力化した。

4. 現場での適用例

(1) 測定結果例

地すべりブロック内に設置した本機において、降雨と連動した斜面変位を確認した(図-4、図-5)これは、変位速度一定の2次クリーブをとらえたものであり、このことは早期の避難判断に有効であると考えている。



図-4 地すべりブロックに設置された計器

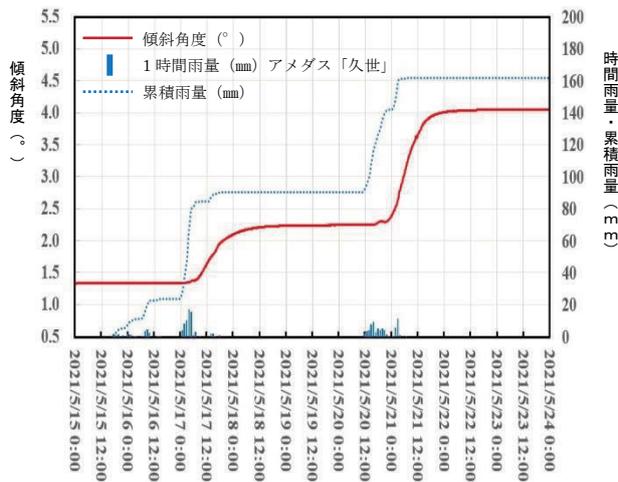


図-5 雨量と傾斜値の関係

(2) 岩盤への適用例

岩盤の削孔は人力では困難なため削岩機を用いた。岩盤に設置する場合、孔壁と本機とにある程度クリアランスがないと本機を挿入することは難しい。しかし、クリアランスを確保しすぎると本機が孔壁としっかりと固着されず、データが不安定になることが確認された。そこで、グラウト材をあらかじめ孔内に充填し、本機を挿入・設置し固着させることで本問題を解決した。図-6、図-7に本機を岩盤へ設置した際の状況を示す。



図-6 削岩機による削孔



図-7 設置完了図

削岩機を使用するには、一般的に油圧または空圧コンプレッサーが必要である。ただし、コンプレッサーは大きく重量もあるため可搬性に劣り、狭所や山間部での使用は困難である。今後、コンプレッサーが不要な削岩機の選定を進める必要がある。

(3) 多点設置の適用例

図-8は長大のり面において、本機を多数設置した例である。長大のり面全体の動態把握に通常実施される光波測量と比較し、天候に左右されず高い精度で詳細に斜面の動きを把握することができた。また、測定データ送信や設定変更等が個々に、かつ一括して遠隔から実施可能で、測定地点ごとの現場作業が不要となり、安全面、コスト面ともに改善を図ることができた。



図-8 長大のり面における計器設置例

5. おわりに

今回、クリノポールの開発により、モニタリング機器の多数配置が実現し、高精度で詳細な斜面監視を遠隔・自動で行うことが可能となった。この技術は、斜面管理手法を大きく前進させる可能性を秘めており、DX 推進の一助となすものである。

今後は観測データを蓄積し AI 解析を用いて崩壊予測をするとともに、崩壊前の前兆現象を早期に捉え適切な対策を講じることで被害低減を図っていきたい。

《引用・参考文献》

- 1) JACIC 情報123号, Vol.35, No.2, pp.114-119, 2021.
- 2) 計測技術2021年6月号, Vol.49, No.7, pp.21-24, 2021.

# 複数のプログラム言語を用いた地すべり監視システムの開発

株式会社藤井基礎設計事務所 新宮 直人

## 1. はじめに

地すべり災害において、迅速な状況把握のための現地計測は、被害状況の把握、危機管理体制の構築、および対策工の早期計画に重要な役割を果たす。そして近年、IT 技術の発達により、地すべり観測においてもリアルタイム観測技術の向上が可能となった。

当社では平成13年からインターネットによる観測を行ってきた。そして、その観測機器と観測システムは自社での開発を継続している。自社開発では機器の開発と処理を行うプログラム開発が重要であった。私は入社してまだ数年であるが、現在この地すべり観測システムの開発に携わり、様々なプログラム開発を行っている。地すべり観測のそれぞれの場面でそれに適したプログラム開発を行っており、本稿ではそれを紹介する。

## 2. 地すべり観測の場面

図 - 1 は地すべり監視システムのフローである。地すべり観測において、ここでは主に伸縮計観測を事例として観測システムの要素を以下に挙げる。

### (1) 現場観測

センサーの値を観測し、それを蓄えたり、通信機器をつかって会社へ送信するシステムが必要であり、それは省電力で長期観測に耐え、耐候性に優れている必要がある。

### (2) サーバー側の処理

サーバーはLinux サーバーを使い、Http プロトコルや ftp などデータを受信し処理を行っている。サーバー側は、データの受信、データの保存、データによる図化、速度や変位の分析を行う。図化結果や分析結果は Web サーバーで公開する。また必要に応じて関係者に通知を行う。

### (3) 関係者

平常時は専用サイトで地すべりを監視する。非常時には警報メールを受信し警戒体制をとる。

## 3. 必要な処理と開発言語

### (1) 現場観測

地すべりの変動を観測しており、ゲートウェイ装置としてアルマジロを使用している。

当社では数年前から mRubyC という組み込み用 Ruby 言語を使った観測機器を開発している。

### (2) サーバー側の処理

#### ① データ受信

データ受信はLinux サーバーの機能を使って行っている。データを受信した際に破損している可能性があるた

め、エラーが起きてもクラッシュしないプログラムの記述の為に Ruby を使用している。

#### ② データ整形

伸縮計の生値をグラフや警報メールに使用可能な形にする。また AI による運動予測の為に整形作業は Python と C++を組み合わせで行っている。

#### ③ 図化処理

図化処理にはライブラリの豊富な言語を使用している。Python はライブラリが豊富で最初は主に Python を好んで使っていたが、Python はインタプリタ式の言語であるため動作は遅く、システムにかかる負荷も大きい。ライブラリの自作やあるいはループの改善でかなり高速にもできるが、どうしても必要な場面では C++を使用している。

#### ④ 警報メールの発信

伸縮計の現在の値が閾値を越えた場合に警報が流れるようにしており、現場によって閾値の変更ができるようにしている。警報はメール、Line、社内 SNS などで通知を行っている。

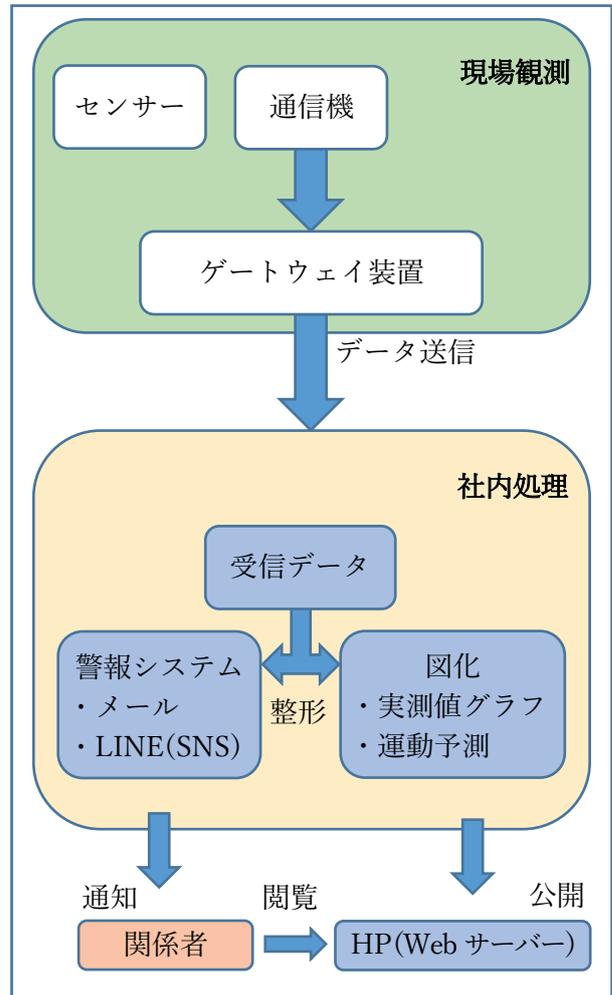


図-1 地すべり監視システム

#### 4. 開発言語の特性および注意点

地すべり監視システムにおいて、データ通信・図化や、特に変位発生時の関係者への伝達といったものは高速である必要がある。その為、プログラムの実行・処理といった部分もそういった速さが重要視されており、様々な言語の中から用途に適したものを選ばなければならない(表-1)。

今回は実際の監視システムで使用しているプログラミング言語の長所と短所、具体的な使用例について述べていく。

##### (1) mRubyC

mRubyC とは、組み込みシステム向けの軽量な Ruby 言語であり、Ruby の様にコーディングをすることが可能となっている。

長所として、記述がしやすいこと、可読性が高いことが挙げられる。その為、データ通信部分などといった今後も度々修正する可能性が高く複雑な処理を行う部分をライブラリで扱うことができる。

短所としては、インタプリタ式である場合、実行速度が遅くなってしまうことが挙げられるが、数分ごとに実行する程度のものであれば遅さをそこまで感じることはない。

##### (2) C・C++

C・C++言語の長所として処理速度が高速であることが挙げられる。その為、伸縮計・歪計などの観測を続けているうちに膨大になってくるデータの処理や整形に適している。また、OSの制御が簡単であることから、地すべりに動きがみられた際の関係者にメールを一斉送信させる部分もこの言語で作成している。

短所としては、自由度が高いためコーディングの際に書き方を統一していないと可読性が低いものになってしまうがちで、第三者が修正を行う場合に時間がかかってしまう可能性がある。

##### (3) Python

Python の長所として、豊富なライブラリがあることが挙げられる。また、AIによる予測などといったものを比較的容易に行うことが可能であり、現在地すべりの崩壊予測を行っている。また、地すべりデータの可視化として、図化を行う際、GNUPLLOT と併用して Python を使用し

ている。

Python の短所として、インタプリタ式である為、実行速度が遅いことが挙げられる。その為、C, C++で作成したライブラリを使うなどして速度面の改善を図る必要がある。

##### (4) Go

Google が開発した比較的新しい言語である。

長所として処理速度が速く、並列処理が容易であることが挙げられる。また、Windows と Linux などといった OS 間での移行も簡単なことから、社内ソフトなどの作成に活用しており、地すべり監視システムにおいて、LINE などといった SNS の通知連動アプリを作成している。

短所としては、ライブラリが他の言語と比べて乏しく、計算処理部分などを自作する必要があることが挙げられ、他の言語と比べるとまだまだ未熟な点も多い。

#### 5. まとめ

今回の発表では地すべりの監視システムについて述べてきた。自社開発のメリットとしては、警報にしても時間何ミリか、月何ミリかといった様に発注者の注文に柔軟に対応できることである。また、自社で作成したプログラム資産が蓄積されることで、今後の作業の効率化を図ることができる。

ただ、観測において、データの誤りは許されないことや、サーバー内のデータを定期的にバックアップをとるといった保守が必要になってくる。今後もインターネット観測を続けていくにあたって、こういった点に注意しながら観測業務を行っていきたい。

#### 《引用・参考文献》

- 1) 新宮直人 齊藤龍太 木村忍：「機械学習による地すべりの崩壊予測プログラムの紹介」, 全地連技術フォーラム論文集, 論文 No. 64, 2019. 9.  
[https://www.zenchiren.or.jp/e-Forum/2019/PDF/2019\\_064.pdf](https://www.zenchiren.or.jp/e-Forum/2019/PDF/2019_064.pdf) (最終閲覧日 2021年6月4日)
- 2) プログラミング言語をいろんな視点で分類してみた  
<https://atmarksharp.v01.jp/posts/programming-compare.html> (最終閲覧日 2021年6月4日)

表-1 プログラミング言語の使い分け

場所	項目	目的	使用言語
現場	データ通信	センサーデータの取得など	mRubyC
	データ送信	データを社内サーバーに転送する	mRubyC
社内	データ受信	現場から送信されたデータを受信する	Shell, Ruby
	データ整形	CSV といった後処理しやすい形に整形する	C++
	図化	伸縮計データと雨量データを読み込みグラフ化する	Python
	速度の計算	伸縮計の変位データから速度を計算する。	C++
	警報メール配信	基準値を超えた場合、関係者へメールや LINE を行う	C++, Go
	運動予測	運動予測を行う	Python

## 道路防災点検における変状箇所の特徴

基礎地盤コンサルタンツ（株） ○前田 達樹，樽石 静，田中 慎吾，東風平 宏

### 1. はじめに

道路防災点検は、防災対策事業や日常の道路管理を通じて活用することで、災害の発生をできる限り未然に防止し被害を最小限に抑えることを目的とする<sup>1)</sup>。

大分県玖珠町では、これまでに防災対策が順次実施されているものの、斜面等で認められる変状が徐々に進展するなど、災害危険箇所を依然、多く抱えている。このため、平成10年度から現在に至るまで約5年に1回の周期で道路防災点検による変状箇所の点検・監視を行っている。

本報告では、カルテ作成から約20年間における構造物および斜面等の変状の経年変化の特徴について得られた知見を報告する。

### 2. 玖珠町における道路防災点検

#### (1) 地形地質概要

玖珠町の町道は、主に標高500～600m程度の山体裾あるいは標高350～500m程度の谷地形部に位置し、市街地や玖珠川周辺では標高350～400mの低地に位置する。玖珠町の特徴的な地形として、山頂が平坦で台形状を呈するメサ地形が分布することが挙げられる。

地質は耶馬溪溶結凝灰岩、筑紫溶岩および扇状地堆積物等が分布する<sup>2)</sup>。溶結凝灰岩は特徴的な垂直な節理面が発達し、岩盤崩壊や落石の要因となりやすい。写真-1に玖珠町に特徴的な溶結凝灰岩による奇岩の写真を示す。



写真-1 玖珠町における斜面上の奇岩

#### (2) 点検概要

大分県玖珠町では、路線は概して地形に沿い、部分的に切土によって路線を設置している。対策工はモルタル吹付工が多く行われており、他の対策工としては落石防護網工、擁壁工（大部分がブロック積み擁壁工）が主に行われている。平成10年（一部平成11年）にカルテ箇所

の抽出を行って以降、平成13年、22年、27年、令和2年の4回カルテ点検を実施している。点検対象項目は「落石・崩壊」が40箇所、「岩盤崩壊」が5箇所の計45箇所である。

防災カルテの総合評価は「対策工が必要」「カルテ対応」「その他（対策不要）」の3つのランクに区分を行い、令和2年度の点検における総合評価は「対策工が必要」が24箇所、「カルテ対応」が21箇所であった。

### 3. 変状箇所の経年変化の特徴

#### (1) 変状状況

防災カルテ点検では、災害に至る可能性のある箇所について、着目すべき変状として着目点や変状、点検方法等の記載を行う。この着目すべき変状は追跡点検によって、変化の有無等についての経年変化のデータが蓄積されている。

令和2年度のカルテ点検において変状の進展が見られた箇所の内、代表的な変状を以下に示す。

モルタル吹付工では主に剥離の進行やラス金網の露出、にじみ出し湧水等が見られ、一部でははらみ出しや亀裂の進行が見られる。写真-2に、モルタル吹付工の変状状況を示す。



写真-2 モルタル吹付工の剥離進行・ラス金網の露出

落石防護網工では、網工の破損や網工内への落石が見られる。ブロック積み擁壁は擁壁自体の変状は確認されなかったものの、擁壁上方の斜面で崩壊等が見られる。切土のり面では、のり面内の小崩壊、それに伴う側溝内や道路脇への落石が見られる。切土による急崖露頭では、浮石の不安定化や岩の抜け落ち、それに伴う側溝内や道路脇への落石が見られる。写真-3に、切土による急崖露頭の変状状況を示す。

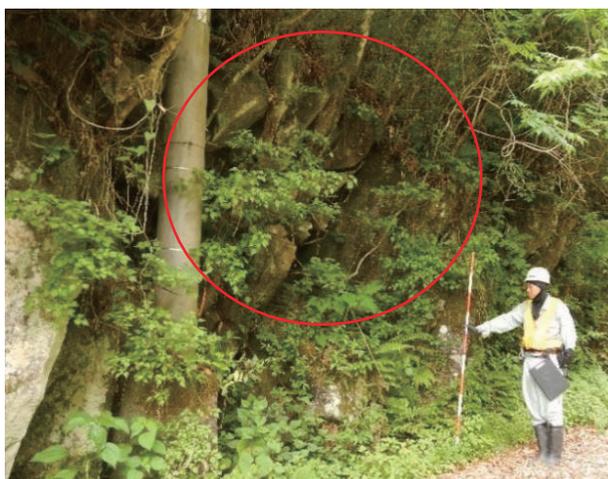


写真-3 切土による急崖露頭の浮石の不安定化

## (2) 変状の分類

点検の結果、前述した通り、構造物や切土のり面等に変状の進展が多く認められたことから、着目すべき変状に焦点をあてて検討を行った。

45箇所の点検箇所、着目すべき変状は合計116個ある。それぞれの着目すべき変状については現地の状況や地形的特徴に応じて、図-1に示すように10項目に分類した。更に経年変化の傾向を把握するにあたり、全3~4回の追跡点検記録のうち、前回点検時からの差異をもとに変化の分類を行い、「前回から変化ありが2回以上」、「前回から変化ありが1回のみ」、「全期間において前回からの変化なし」の3パターンに分類した。

図-1に各項目と各変化パターンにおける着目すべき変状数を示す。

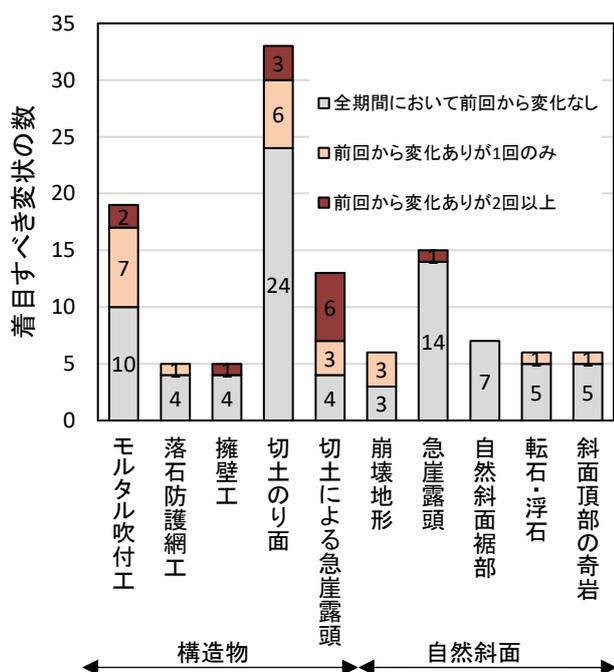


図-1 各項目と各変化パターンの着目すべき変状の数

分類の結果、モルタル吹付工では約半数で「変化あり」を示し、落石防護網工と擁壁工では一部で「変化あり」

を示す。切土のり面は、約30%の箇所「変化あり」を示す。切土による急崖露頭では、約70%の箇所に変化が見られ、「前回から変化ありが2回以上」が他の項目に比べて多く、約半数を占めている。急崖露頭、転石・浮石、斜面頂部の奇岩の項目は、一部で変化が見られるものの、大半は「変化なし」を示す。自然斜面裾部では、これまでの点検で変化は確認されていない。

## (3) 経年変化の特徴

各項目の着目すべき変状は、大きく構造物と自然斜面に分けられ、大局的に見ると構造物では「変化あり」を示す割合が約40%、自然斜面では「変化あり」を示す割合が約15%と、構造物の方が「変化あり」を示す割合が多く、構造物および自然斜面の変状の進展に傾向の差異が確認された。

これはモルタル吹付工や切土のり面、切土による急崖露頭は人工的に形成されており、短期間のうちに斜面等に人工的に改変を行っているため、経年変化が進行しやすいものと考えられる。対して、急崖露頭や自然斜面裾部等の自然斜面は人工的な改変は受けておらず、長年にわたって自然に形成されてきたため、点検を行ってきた数十年程度の期間では経年変化はほとんど生じなかったものと考えられる。

## 4. まとめ及び今後の維持管理

本稿では着目すべき変状に焦点を当てて検証を行った結果、斜面や構造物の特徴によって経年変化に差異があることが確認された。

玖珠町における町道は山あい敷設された道路であり、大規模な切土のり面や構造物は少ないものの、点検箇所としては切土のり面等の構造物が自然斜面に比べて多く、変状の進行は構造物（人工的に形成された箇所）の方が顕著という結果が出ている。構造物の方が自然斜面に比べて変状は顕在化しやすく、変化を捉えやすいという側面はあるものの、カルテ点検および検討結果をもとにすると、玖珠町においては構造物箇所に特に留意して維持管理に努める必要があると考える。

また、異常気象が頻繁に発生する昨今においては、適切な維持管理が必要である。5年に1回実施しているカルテ点検と併せて、今回判明した当該地域の変状箇所の経年変化の特徴を踏まえた着目点に特に留意したパトロールの実施等が効果的であると考えられる。

## 《引用・参考文献》

- 1) 財団法人道路保全技術センター：防災カルテ作成・運用要領, p1, 1996. 12.
- 2) 産業技術総合研究所地質調査総合センター：1:200,000地質図幅大分（第2版）, 2015. 2.

# UAV レーザ測量による斜面上の微地形分析とその活用事例

株式会社昭和土木設計 ○菅原 弘、栗澤 尚也、松村 春道

## 1. はじめに

道路脇の急崖地は、斜面崩壊や落石が発生すると道路利用者に危険が及ぶため、適切な斜面崩壊対策や落石対策が必要である。斜面崩壊対策や落石対策の計画・設計にあたっては、発生し得る斜面崩壊や落石について、これらの規模や発生源の分布を現地の斜面調査によって確認することが基本である。しかし、急崖地においては、現地の斜面調査自体が非常に危険であるため、ロープワークやクライミング調査などにより、多くの時間や労力を必要とすることが多い。

こうした現状に対し、近年、UAV等を活用することで危険な急崖地での斜面調査において、省力化と安全性の向上を図りつつ、詳細調査を行う試みが増えている。

本報告は、高さ約100m、斜面勾配が60～70度以上の道路脇の急崖地において、UAVレーザ測量を実施し、得られた地形モデルから斜面上の微地形を分析することで斜面調査の省力化と安全性の向上を図り、その調査結果を斜面对策の計画・設計に活用した事例を紹介するものである。

## 2. 対象とした急崖地の状況

図-1に、UAVで撮影した急崖地の斜め方向撮影写真を示す。斜面中腹で表層崩壊が発生し、道路は片側交互通行になっている。



図-1 対象とした急崖地(概ね S=1:2,000)

### (1) 現地踏査結果

詳細な斜面調査には危険が伴うため、踏査が可能な範囲で現地調査を行った。その結果、急崖地の斜面には、過去に生じた表層崩壊跡と、割れ目が多いために浮き石を伴って落石の発生源となる露岩箇所が複数確認された。図-2と図-3に、代表的な現場状況を示す。



図-2 現地調査で確認した表層崩壊跡



図-3 現地調査で確認した浮き石を伴う露岩

### (2) 弾性波探査結果と地盤構成

ロープ足場による弾性波探査を実施した。得られた弾性波速度を踏まえて地盤構成を整理した。図-4に地質断面図を、表-1に地質構成表を示す。表層崩壊や落石は風化安山岩(An-w2)で発生していると推定した。

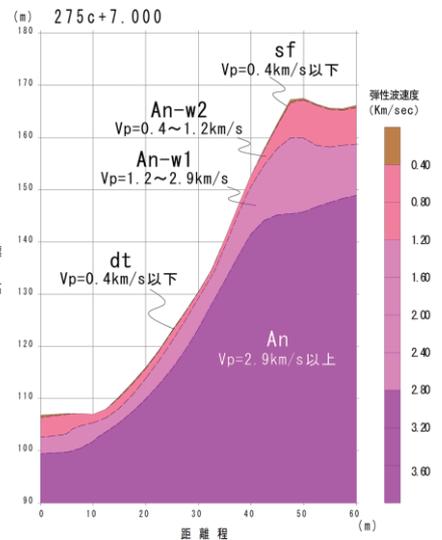


図-4 地質断面図

表-1 地質構成表

記号	土質・地質	分類	弾性波速度 Vp (km/sec)
sf・dt	表土・崩積土	土砂	0.4 以下
An-w2	風化安山岩	軟岩 I	0.4～1.2 以下
An-w1	弱風化安山岩	軟岩 II	1.2～2.8 以下
An	安山岩	硬岩	2.8～

### 3. UAV レーザ測量

レーザ測量は、樹木などの障害物があっても、比較的正確に地形を把握できる特徴がある。

今回は、UAV (DJI 社製: Matris600) にレーザスキャナ (Yellowscan 社製: Yellowscan surveyor ultra) を搭載し、急崖地の三次元点群データを取得した (点密度は400点/m<sup>2</sup>を標準とした)。その後、フィルタリングを行って作成したグラウンドデータからグリッド (TIN) データと等高線データを作成した。なお、撮影は、落葉後の12月に実施した。

### 4. 斜面对策計画上のポイント

斜面对策を計画する際の技術的課題は、落石対策や斜面崩壊対策範囲を如何に適切に計画するかであった。

斜面崩壊対策範囲は、現地踏査結果から斜面上の表層崩壊跡に着目し、表層崩壊跡が多く存在する範囲が今後も崩壊する危険性が高い範囲に見なすことができると判断した。また、落石対策の範囲は、割れ目が多い地質状況から、斜面上の露岩箇所が落石の発生源に見なすことができると判断した。

以上より、踏査が危険な範囲を含めた急崖地の斜面全体で、崩壊跡や露岩箇所の微地形の分析を試みた。

### 5. 地形モデル図を用いた微地形の分析

#### (1) 表層崩壊跡および露岩箇所の微地形の特徴

図-5のように、崩壊跡は、急斜面と緩斜面の組合せからなると考えられる。また、露岩箇所は、周囲よりも急な斜面からなると考えられる。

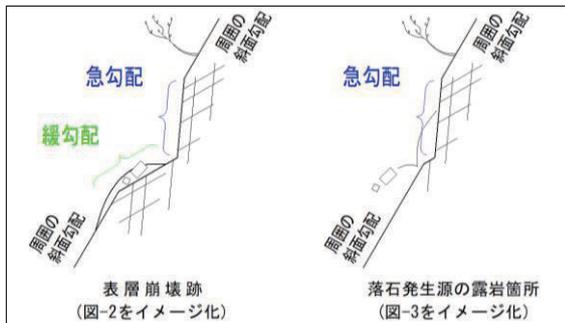


図-5 微地形の特徴

#### (2) 地形モデル図を用いた微地形の分析

等高線データによる地形モデル図では、急勾配地形の等高線が密に、緩勾配地形の等高線が疎に表現される。また、グリッド (TIN) データによる地形モデル図では、急勾配地形のグリッド面積が大きく、緩勾配地形のグリッド面積が小さく表現される。

これらの地形モデル図の特徴を用いて、周囲の斜面より急勾配な地形部分および緩勾配な地形部分を抽出した結果を、斜め上方からの視点で示す (図-6、図-7)。

また、この結果から、急勾配地形の直下に緩勾配地形がある場所は、表層崩壊跡を示す微地形であると判断して抽出した (図-7に併記)。

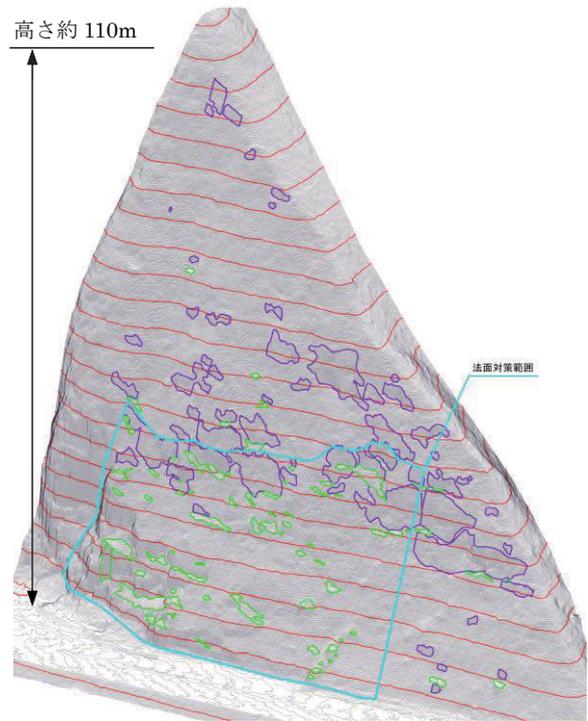


図-6 等高線データによる地形モデル図

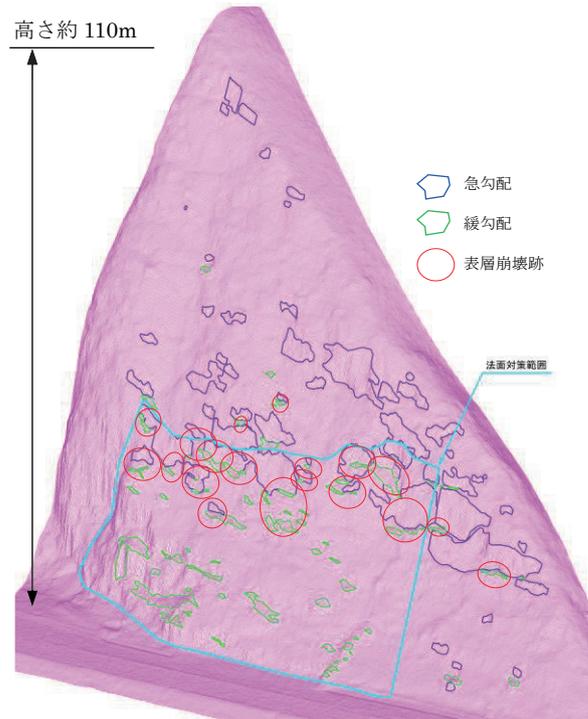


図-7 グリッド(TIN)データによる地形モデル図

### 6. 斜面对策の計画・設計への活用

斜面崩壊対策は、今後も崩壊を生じる危険性が高いと判断される、表層崩壊跡が特に多く存在する範囲を包括する範囲に計画するものとした。

また、落石発生源となる露岩箇所が斜面の上方にまで広く存在するため、斜面崩壊対策と併せて、ポケット式ロックネットによる落石対策を併用する計画とした。

#### 《引用・参考文献》

- 1) UAV搭載型レーザスキャナを用いた公共測量マニュアル(案);平成30年3月、国土地理院

# GIS を活用した切土のり面の維持管理の優先度の検討

西部技術コンサルタント株式会社 ○近藤 竜也, 田邊 信男, 大嶋 優斗

## 1. はじめに

平成 25 年 2 月, 道路のり面工や斜面安定対策工の道路施設を対象とした総点検実施要領 (案)<sup>1)</sup>が策定された。この道路施設の中で, 道路のり面工や土工構造物は, 橋梁などの構造物と比べ, 自然地形を直接的, あるいは間接的に利用している。このため, 場所的な地盤特性や地盤の不均一性などの違いによる特徴が, 維持管理上の課題として指摘されている。<sup>2)</sup>

そこで, 本稿では, 道路のり面工や土工構造物に着目し, 道路施設一次点検データ及び GIS を用いて, 第三者被害に影響を及ぼす環境要因や維持管理の優先度を分析する。さらに, 分析結果の考察を通して, 今度の効率的, 効果的な維持管理を検討する際の知見を得ることを目的とする。一次点検データは, 弊社が岡山県から道路施設総点検業務委託<sup>3)</sup>により実施した結果である。なお, この分析結果は岡山県全体の傾向を示しているものではない。

## 2. 点検方法と分析データ

点検対象と点検方法は, 総点検実施要領 (案)<sup>1)</sup>に基づき実施した。また, 分析に使用したデータは, 目視点検により異常判定の有無を評価した N=1999 サンプルとした<sup>3)</sup>。異常判定に影響する変状要因として, 点検帳票や斜面安定度の一次評価の項目<sup>4)</sup>を参考に, 「道路施設種別」, 「災害履歴」, 「要対策」, 「表層地質分類」, 「漏水状況」, 「降雨量」, 「最高最低気温差」の 7 つの要因を抽出した。なお, 「要対策」については, 道路防災点検により判定された評価である。分析方法には, 二項ロジスティック回帰分析および GIS を使用した。まず, 表層地質分類は, 国土調査の表層地質図<sup>5)</sup>を用いて GIS で作成した。漏水状況については, 調査記録表のコメント及び現状写真を参考に漏水有, 漏水跡, 浸み出し, 漏水無の 4 つの状況に分類した上で, 「漏水有 (漏水有, 漏水跡, 浸み出し)」と「漏水無」の 2 つのカテゴリーに分類した。また, 年平均降雨量及び年平均最高最低気温差は, 1988 年~2018 年の 30 年間の気象庁の観測データを用いて算出した。分析に使用したデータを表-1<sup>3), 6)</sup>に示す。

## 3. 道路土工構造物の異常判定に影響を及ぼす要因

第三者被害に影響を及ぼす道路土工施設や環境要因を分析するため, 一次点検による異常判定の評価項目を用いて二項ロジスティック回帰分析を行う。各変数が及ぼす影響の強さは「オッズ比」によって評価する。このオッズ比は, 他の変数を一定として, 特定の変数が 1 単位増加した際の「異常」と判定された確率を示す指標である。目的変数は「異常」の有無とし, 説明変数は表-1 に

表-1 一次点検分析データ

表層地質分類	分析データ	施設種別	分析データ	
沖積層(砂質土)	未固結土 ダミー変数	カルバート工	カルバート工 ダミー変数	
沖積層(粘性土)		コンクリート擁壁工	擁壁工ダミー変数	
沖積層(礫質土)		ブロック擁壁工		
崖錐堆積物		石積み擁壁工		
崖錐堆積物(礫質土)		組立歩道		
扇状地堆積物		張り出し歩道		
段丘堆積物	段出歩道			
山砂り層	半固結土 ダミー変数	グラウンドアンカー工	切土工ダミー変数	
砂岩(三疊紀)	堆積岩 ダミー変数	のり枠工		
砂岩粘板岩互層(超丹波帯)		プレキャスト法枠		
砂岩粘板岩互層(舞鶴層群)		ブロック張工		
石灰岩(三疊帯)		ロックボルト工		
粘板岩(三疊帯)		吹付工		
粘板岩(舞鶴層群)		盛土工		盛土工ダミー変数
頁岩(下部三疊紀)		落石防護柵工		落石対策工 ダ ミー変数
頁岩砂岩互層(三疊紀)		落石防護網工		
礫岩(三疊紀)		落石防護擁壁		
流紋岩質火砕流堆積岩類		火山岩 ダミー変数	漏水有(漏水, 漏水跡, 浸み出し), 漏水	漏水ダミー変数
流紋岩質凝灰岩				
石英閃緑岩	深成岩 ダミー変数	年平均降水量(年平均最高最低の気温差) (1988-2018: 30年間)		
細粒花崗岩		虫明観測所	1173.1mm(9.4°)	
粗粒花崗岩		高梁観測所	1247.5mm(10.4°)	
		津山観測所	1450.2mm(11.3°)	
		恩原観測所	2435.8mm(10.5°)	
風化細粒花崗岩	変成岩 ダミー変数	災害履歴の有無	災害履歴ダミー変数	
砂質片岩(舞鶴層群)		要対策の有無	要対策ダミー変数	
泥質片岩(舞鶴層群)				
盛土(礫質土)	盛土 ダミー変数	総点検実施要領(案) に基づく判定: 異常有 (×, △), 異常無(○)	異常有無ダミー変数	

示す。分析した結果, 回帰式は, 有意水準 1% でモデル式に適合している。説明変数の分析結果を表-2 に示す。説明変数の評価については, 「異常有」の影響を及ぼす正の偏回帰係数での「オッズ比:1 以上」に着目して考察する。この表より, 「切土工」は, 「有意水準 5%」で異常有と判定される確率が約 42 倍程度高くなる。また, 「漏水」は「有意水準 1%」で異常有と判定される確率が約 152 倍と高いことがわかった。「漏水」は, すべての道路施設において, 鋼材の腐食やコンクリートの劣化, 土工構造物の安定性の低下に, 水が大きく影響しているものと考えられる。また, 「切土工」は, 他の土工構造物に比べて, 地山そのものの風化や変質による強度劣化等の影響を受けやすいことが要因の 1 つとしてあげられる。

## 4. 切土工の維持管理の優先度の検討

3 章の分析結果を踏まえ, 道路土工施設の中で異常有と判定される確率が最も高い「切土工」に着目し, 維持管理の優先度を検討する。「切土工」は, 一次点検で異常有と判定された n=58 サンプルを使用した。維持管理の優先度を検討する項目については, 表-3 に示すように, 切土工を維持管理していく上で, 重要な要素として考えられる 6 つの項目を抽出した。分析方法は, 6 つの項目を用いて, GIS によるデータベースにより, それぞれの該当する項目の個数の大きさで維持管理の優先度を評価する。分析結果を図-1, 図-2 に示す。優先度の高い順に見ると, 「優先度 1」については 1 箇所が該当する。次に, 「優先度 2」では 14 箇所, 「優先度 3」は 13 箇所, 「優先度 4」

表-2 二項ロジスティック回帰分析

変数	偏回帰係数	標準誤差	標準偏回帰係数	偏回帰係数の95%信頼区間		オッズ比	オッズ比の95%信頼区間		偏回帰係数の有意性検定 Wald	P値	判定
				下限値	上限値		下限値	上限値			
要対策ダミー	-0.8929	0.6120	-0.2402	-2.0923	0.3065	0.4095	0.1234	1.3587	2.1289	0.1445	
災害履歴ダミー	0.7040	0.8153	0.1201	-0.8939	2.3019	2.0217	0.4090	9.9929	0.7456	0.3879	
盛土ダミー	-1.7149	0.8713	-0.4347	-3.4226	-0.0072	0.1800	0.0326	0.9929	3.8738	0.0490	*
未固結土ダミー	-1.9230	0.5134	-0.9342	-2.9292	-0.9168	0.1462	0.0534	0.3998	14.0309	P < 0.001	**
半固結土ダミー	-2.1390	0.8966	-0.3308	-3.8963	-0.3817	0.1178	0.0203	0.6827	5.6914	0.0170	*
堆積岩ダミー	-1.3300	0.5260	-0.5585	-2.3609	-0.2991	0.2645	0.0943	0.7415	6.3935	0.0115	*
火山岩類ダミー	-2.3011	0.6462	-0.6384	-3.5675	-1.0346	0.1001	0.0282	0.3554	12.6819	P < 0.001	**
深成岩類ダミー	-1.6186	0.5407	-0.6408	-2.6784	-0.5588	0.1982	0.0687	0.5719	8.9612	0.0028	**
切土工ダミー	2.0548	0.8588	0.7278	0.3715	3.7381	7.8052	1.4499	42.0166	5.7243	0.0167	*
盛土工ダミー	-1.6726	1.3247	-0.5357	-4.2690	0.9238	0.1878	0.0140	2.5187	1.5942	0.2067	
擁壁工ダミー	0.2469	0.8356	0.1218	-1.3909	1.8847	1.2800	0.2488	6.5843	0.0873	0.7677	
落石対策ダミー	0.3734	0.9525	0.1224	-1.4934	2.2402	1.4526	0.2246	9.3951	0.1537	0.6950	
漏水ダミー変数	4.0654	0.4889	0.5257	3.1071	5.0236	58.2871	22.3570	151.9602	69.1435	P < 0.001	**
平均降水量/年	0.0004	0.0003	0.1867	-0.0001	0.0010	1.0004	0.9999	1.0010	2.3650	0.1241	
気温高低差/月	-0.2762	0.0993	-0.1691	-0.4709	-0.0815	0.7587	0.6245	0.9218	7.7277	0.0054	**

P値判定: \*: P<0.05 \*\*: P<0.01

は13箇所が該当した。「優先度5」の17箇所については、すべての検討項目への該当は見られなかった。それぞれの優先度項目の集計結果を図-1に示す。

「優先度1」の内容については、「要対策」, 「15m以上」, 「土砂災害危険区域」, 「漏水」の4項目が該当した。

表-3 維持管理優先度の検討項目

項目	内容
①要対策	道路防災点検の評価
②15m以上(重要度1)	特定道路土工構造物: 15m以上
③土砂災害危険区域	土砂災害防止法
④緊急輸送道路	点検帳票より
⑤災害履歴	点検帳票より
⑥漏水	二項ロジスティック回帰分析より

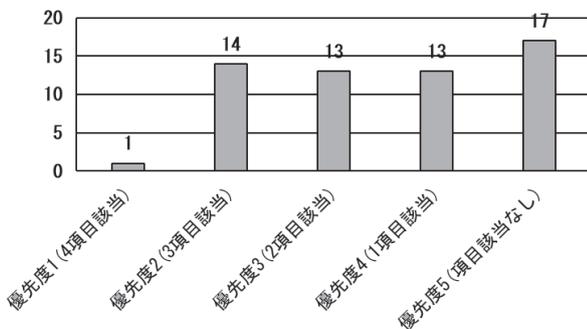


図-1 維持管理優先度項目の集計結果

## 5. まとめ

道路施設点検データを用いて分析した結果、第三者被害に影響を及ぼす要因として、「漏水」及び「切土工」が異常有と判定される確率が高いことが分かった。また、この中で「切土工」の維持管理の優先度をGISによるデータベースにより可視化することができた。さらに、GISの活用は優先度を単純に可視化するだけでなく、危険箇所の分布状況や傾向の把握、今後発生する可能性のある異常箇所の予測にも繋がると考えられる。今後はさらなる



図-2 切土工の維持管理の優先度箇所(一部抜粋)

データの蓄積や各項目の重要度を統計的検定(重回帰分析, 数量化2類分析等)によって定量化し, 評価できる手法の検討が必要であると考えられる。

### <<引用・参考文献>>

- 国土交通省道路局：総点検実施要領(案) 道路のり面工・土工構造物編, 2013. 2
- 建設コンサルタント協会：公共土木施設の維持管理に関する研究委員会報告書, 2012. 7, p2-3-1
- 岡山県：公共道路施設総点検業務委託, 県道岡山牛窓線, 国道 313 号, 国道 374 号, 県道加茂奥津線, 2015, 2017
- 地盤工学会：切土法面の調査・設計から施工まで, pp125-128 2008. 6
- 国土交通省国土調査： <http://nrb-www.mlit.go.jp/kokjo/inspect/inspect.html>
- 田邊信男, 上坂未希, 水野正行：目視点検による道路施設の「第三者被害」に影響する要因, 土木学会第72回年次学術講演会集, I\_251-I\_260, 2016
- 国土数値情報： <http://nlftp.mlit.go.jp/ksj/>

# 地質踏査とボーリングを組み合わせた活断層の平均変位速度の算出

## 雫石盆地西縁断層帯北部の例

(株)ダイヤコンサルタント ○岩崎 将明、齋藤 勝、亀高 正男  
(国研)産業技術総合研究所 丸山 正

### 1. はじめに

雫石盆地西縁断層帯は、岩手県雫石町玄武温泉東方から同町鶯宿にかけて約17km にわたって南北に延びる断層帯で、M6.9程度の地震が生じるとされているが、平均変位速度は不明であった<sup>1)</sup>。今回、断層帯北部の雫石町長山地点において、平均変位速度を求めるために地表踏査とボーリング調査を主体とした調査を行った。本発表では、平均変位速度の算出方法と、算出する上で有効性が確認された調査手法を中心に説明する。なお、本調査は令和2年度文部科学省委託事業「活断層評価の高度化・効率化のための調査」の一環として実施したものである。

### 2. 平均変位速度の算出と調査手法

断層の平均変位速度は、断層を横断して分布する段丘面や段丘崖などの変位基準の形成年代とその変位量から求められる。また、一回当たりのずれの量と活動間隔が分かれば、それらを基にしても算出可能である。雫石盆地西縁断層帯のような縦ずれの断層の場合は、断層を挟んだ両側の地層や地形面の落差とその年代を把握し、上下方向の平均変位速度を求めることが多い。今回の調査では、この上下方向の平均変位速度を求めるために、空中写真判読による地形面区分、地表踏査、地形測量による地層および地形面の正確な分布調査、コア試験を含むボーリング調査、火山灰分析および岩石の年代測定を実施した。また、ボーリングコアの固結度に着目し、針貫入試験を実施し、礫層を2層に区分した。



図-1 雫石盆地西縁断層帯北部の地質図<sup>3)</sup>と調査位置(基図は地理院地図、断層位置は1)による)

### 3. 調査地周辺の地形・地質

#### (1) 地形・地質概要

調査地周辺には、主として岩手山や高倉山などの火山噴出物や葛根田川およびその支流の河川堆積物が分布し、火砕流堆積物の堆積原面、段丘面および氾濫原等の地形面が確認される<sup>2)</sup>。図-1に調査地周辺の地質図を、図-2に調査地付近の地形面および地層の分布を、さらに地質層序を表-1に示す。図表に示される地形・地質のうち、今回の調査で着目した変位基準は、篠ヶ森火砕流堆積物の堆積原面(地形面1)、玄武温泉溶岩、玄武温泉礫層および高倉火山噴出物の上面である。

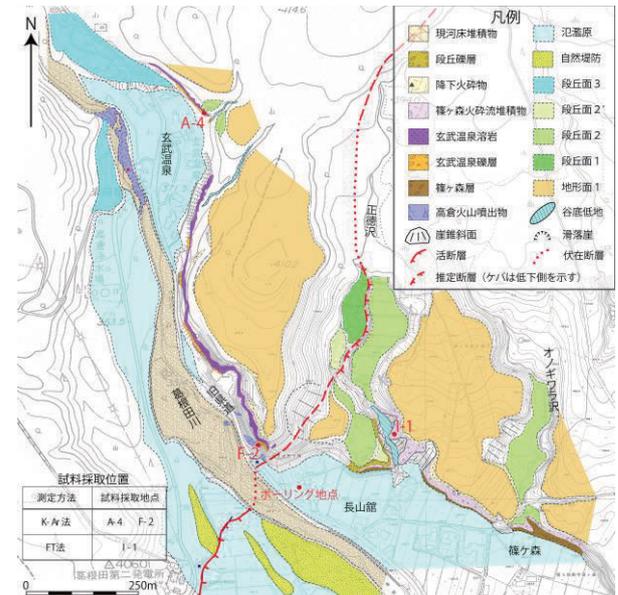


図-2 地表踏査結果(基図は雫石町発行の都市計画図)

表-1 調査地で見られる主な地質

地層名	層相
段丘礫層	砂質礫からなる。礫は新鮮な径20~50cm程度の安山岩の垂円礫~円礫主体。基質は、葛根田川沿いは粗粒砂、正徳沢沿いはシルト質中粒砂からなる。
篠ヶ森火砕流堆積物	断層上盤側では玄武温泉溶岩を被覆し、層厚5m程度で分布する。断層下盤側では篠ヶ森層を被覆し、層厚15~20m程度で分布する。径3~20cm程度の安山岩質軽石、火山礫および火山灰からなる。主要部は基質支持である。
玄武温泉溶岩	安山岩質溶岩。主要部は柱状節理が発達する。上部の数m区間は板状の節理が発達し、揮発成分が抜けたとみられる扁平な孔が多数確認される。最下部には、層厚40~100cmの角礫と砂状部からなるクリンカー部が分布する。
玄武温泉礫層	断層上盤・下盤ともに層厚は6~8mで概ね等厚である。砂質礫からなる。礫は径10~100cm程度の安山岩の垂円礫~円礫を主体とし、覆瓦構造が確認される。基質は粗粒砂で半固結状である。
篠ヶ森層	断層下盤側の篠ヶ森付近の篠ヶ森火砕流堆積物に覆われて分布する。砂質礫、粗粒砂層、火山礫凝灰岩層からなる。
高倉火山噴出物	玄武温泉西方の葛根田川の河床および県道沿いの崖に露岩する。安山岩質の溶岩、凝灰角礫岩、火山角礫岩および凝灰岩からなる。凝灰角礫岩と火山角礫岩が主体をなし、厚さ数mの安山岩溶岩と火山礫凝灰岩が挟在する。

#### (2) 変位基準の分布・年代と課題

地表踏査、ボーリングコア観察から得られた各変位基準の分布と、既往文献等による年代およびそれらを求めるうえでの課題を表-2に示す。

表-2 変位基準の分布・年代と課題

変位基準	分布	既往文献等による年代	課題
篠ヶ森火砕流堆積物	断層を挟んだ両側に分布し、その堆積原面は地形面1を形成している。	フィッシュン・トラック (FT) 法年代が測定されている岩手・雪浦軽石に対比されている <sup>4)</sup> が、直接的な年代値は得られていない。	精度の高い堆積原面の落差と年代測定による年代値の把握が課題である。
玄武温泉溶岩	断層上盤側の葛根田川谷壁に分布し、ボーリングコアでは確認できなかった。	全岩でカリウムアルゴン (K-Ar) 法年代測定が実施され、約1Maの年代値が報告されている <sup>2)</sup> 。	岩手火山の噴出物である <sup>5)</sup> ことから、より若い年代値が推定され、精度の高い年代測定による年代値の把握が課題である。
玄武温泉礫層	断層上盤側の葛根田川谷壁およびボーリングコアに分布が確認された。	下位の高倉火山噴出物より若く、上載する玄武温泉溶岩より古い。	ボーリングコアにみられる礫層のうち、どの区間が本層に相当するの特定することが課題である。
高倉火山噴出物	断層上盤側の葛根田川河床・谷壁およびボーリングコアに分布が確認された。	-	精度の高い年代測定による年代値の把握が課題である。

4. 課題解決手法と結果

(1) 地形測量

柱状図を作成する露頭に任意の測量点を設け、トータルステーションを用いて、その点の座標値および標高値を求めた。さらに、測量点を基準に、コンベックスやレーザー距離計を用いて、地層境界の分布高度を把握した。

(2) 針貫入試験

ボーリングコアで確認された礫層を区分する必要があるが、掘削地点は過去において堆積の場が一貫して葛根田川の河床であったことから、侵食面が不明確であり、礫種、礫径および基質の粒度に明確な変化が確認できなかった。一方、ボーリング掘削班により、ある深度を境にしてコア詰まりが少なくなり、コアがしっかりするようになったとの感触が得られたことから、コアの固結度に着目し、それを定量的に評価するために針貫入試験を実施した。本試験は、10mmの針を貫入させたときの貫入力 (N) を測定し、針貫入勾配 (貫入力÷貫入深度) を求めるものである。最小目盛は10Nであるため、測定時は1Nまで読み取った。測定点は、20cm間隔で設け、礫にあたる場合は直近の基質を対象とした。図-3に針貫入試験結果を示す。図中の①と③はばらつきが比較的小さく、平均値が2.5倍以上を取り、有意な差が認められる。また、②は6m程度の区間で漸的に値が大きくなっているのが分かる。

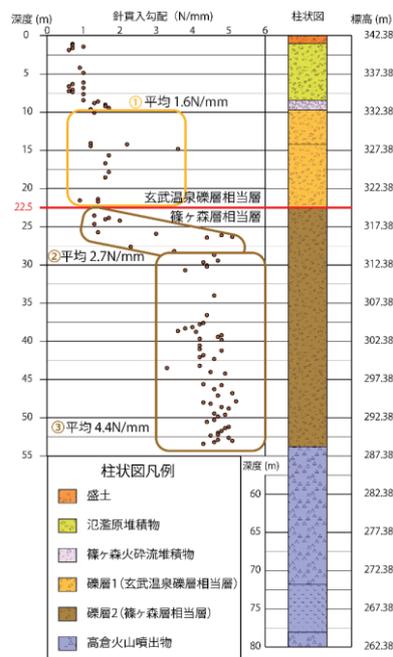


図-3 ボーリング柱状図および針貫入試験結果

この結果、深度22.5mを境として固結度に差があることが確認できた。

地表に露出しており、コアとは条件が異なるが、参考として玄武温泉礫層および篠ヶ森層の露頭で針貫入試験を実施したところ、整合的な値が得られた。

(3) 年代測定

K-Ar 法年代測定用に A-4地点から玄武温泉溶岩、F-2地点およびコアから高倉火山噴出物の安山岩質溶岩を採取した。1 Ma より若い年代値が推定されたことから、よりガラス質な部分を選定し、石基のみで測定を行った(写真-3)。



写真-3 玄武温泉溶岩(A-4)

I-1地点において、FT 法年代測定用に篠ヶ森火砕流堆積物から高温で酸化した黒色を呈する軽石を採取した。採取後は、軽石に付着した火山灰を丁寧に洗い流し、試料の総量を把握するために、現地で質量を計測した(写真-4)。想定よりジルコンの含有量が少なく、試料を追加して計120粒子のジルコンを抽出して年代測定を行った。



写真-4 篠ヶ森火砕流堆積物中の軽石(I-1)

これらの結果、得られた年代値を表-3に示す。

表-3 各地質における年代測定結果

対象地層 (測定方法)	篠ヶ森火砕流堆積物 (FT法)	玄武温泉溶岩 (K-Ar法)	高倉火山噴出物 (K-Ar法)
年代値 (採取位置)	0.07 ± 0.03Ma (I-1地点)	0.16 ± 0.07Ma (A-4地点)	0.64 ± 0.06Ma (F-2地点) 0.54 ± 0.07Ma (ボーリングコア)

(4) 断層帯の平均変位速度

地表踏査、地形測量等により変位基準の落差を把握し、精度の高い岩石の年代値が得られたことにより、同断層帯の上下方向の平均変位速度が0.4 ± 0.2m/千年であることがわかった。

5. まとめ

いままで平均変位速度が不明であった雫石盆地西縁断層帯を対象として調査を実施したところ、上下方向の平均変位速度が算出され、同断層帯がB級中位であることが判明した。また、礫層を区分する上で針貫入試験が有効であること、および若い岩石の年代測定には工夫が必要であることが分かった。

《引用・参考文献》

- 地震調査研究推進本部：雫石盆地西縁-真昼山地東縁断層帯の評価、2005. 3.
- 須藤 茂・石井武政：雫石地域の地質、地域地質研究報告 (5万分の1地質図幅)、地質調査所、p142、1987.
- 産業技術総合研究所：20万分の1日本シームレス地質図 V2、2019. 5.
- 伊藤順一・檀原 徹・岩野英樹：岩手-雪浦軽石 (生出黒色火山層群下部) の FT 年代値、日本火山学会2007年秋季大会講演要稿集、44、2007.
- 伊藤順一・土井宣夫：岩手火山地質図 (1:25,000)、火山地質図 no.13、地質調査総合センター、p8、2005.

【033】

冬季路面で定点カメラを用いて地吹雪の視程障害状況を撮影した事例

(株)ダイヤコンサルタント ○清元陽介、渡辺一樹、原享

1. はじめに

積雪寒冷地では、吹雪や地吹雪により視界不良となる視程障害や吹溜りが発生し、通行止や多重衝突事故を引き起こす問題がある。これらの災害を未然に防ぐため、道路防災点検では冬季に地吹雪による走行上の問題を有している箇所については、防災カルテに基づく点検を行っている。しかし、視程障害は突発的・局所的に発生するため現地調査が極めて困難である。写真-1に視程障害が生じている道路状況を示す。



写真-1 視程障害発生時の道路状況<sup>1)</sup>

実際には、降雪だけでは視程が100m以下になることはめったにないが、吹雪になると降ってくる雪に雪面から舞い上がる飛雪が加わり(地吹雪)、10m以下にまで低下することがある。したがって、視程障害防止対策の立案を行うには、どのような場所で、またどのような気象条件のもとで視程障害が発生しやすいかを把握することが必要である。

本論では、視程障害発生履歴のある国道に定点カメラを設置して現象の実態を把握し、気象観測データとの関連性を整理して対策工検討のための基礎資料とした事例について述べる。

2. 観測概要

(1) 観測区間

今回の調査対象区間は、積雪寒冷地の国道沿いで過去視程障害により通行障害が発生した2区間(区間A、区間B)である。両区間共に自発光式視線誘導柱が設置済であるが、防雪柵や防雪林等の有効な対策が行われていない平坦地である。

(2) 観測方法

本観測では、定点カメラを視線誘導柱に設置(区間A: 箇所a-1、a-2、a-3の計3箇所、区間B: 箇所b-1)し、道路沿いに設置した視程板を各々10分間隔で撮影した(R2.12.23~R3.3.13)。定点カメラと視程板設置位置は、過去に地吹雪・吹溜りの発生が確認された箇所を参考に

選定し設置した。電源はバッテリーとし、バッテリー交換時(1~2週間に1回)に画像データの回収を合わせて実施した。設置高さについては、除雪の影響を考慮し地上高1.6m前後とした。視程板については、道路標識の大きさに準拠して60cmとし、黒色に着色した。また、視程板の設置は視程不良時の交通状況(図-1)を基に定点カメラから50mおきに200mまでとし、定点カメラ1台につき4箇所を設置した。図-2に視程板設置模式図、写真-2に視程板設置状況を示す。本論では、視程50m未満の状態を、視界不良を引き起こす程の視程障害とみなす。



図-1 視界不良時の交通状況<sup>2)</sup>

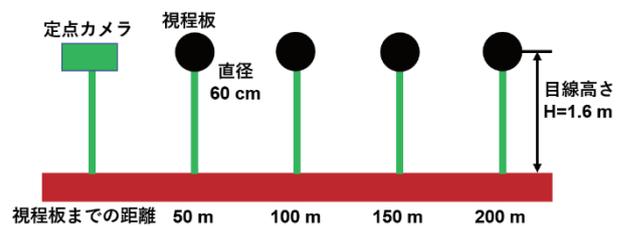


図-2 視程板設置模式図



写真-2 視程板設置状況

3. 観測結果

表-1~3に視程50m以下の視界不良が確認された時の観測結果、写真-3に本観測における視程障害時の一例として、箇所b-1における視程障害時(R3.2.8)の画像データを示す。気象データについては、それぞれ調査区間に近い気象観測所のデータを用いた。

表-1 R2.12の視程障害実績(視程50 m 以下)

箇所	月日	時間	平均風向	平均風速 (m/s)	気温 (°C)
b-1	R2.12.19	12:50	西	3.4	-8.1

表-2 R3.1の視程障害実績(視程50 m 以下)

箇所	月日	時間	平均風向	平均風速 (m/s)	気温 (°C)
a-3	R3.1.29	15:10	南東	3.2	-1.5

表-3 R3.2~3の視程障害実績(視程50 m 以下)

箇所	月日	時間	平均風向	平均風速 (m/s)	気温 (°C)
a-1	R3.2.23	12:50	北西	9.8	-2.7
a-3	R3.2.2	8:30	北西	7.8	-1.3
		8:40	北西	7.8	-1.3
	R3.2.23	12:40	北西	9.8	-2.7
	R3.2.24	8:10	西北西	6.9	-5.8
	R3.3.2	7:30	北	5.2	-4.5
b-1	R3.2.8	13:10	南西	4.3	-7.1
		15:20	西北西	3.6	-6.8
		16:10	西	5.2	-7.3
		16:30	西	4.2	-7.7
	R3.2.23	7:40	南西	3.7	-2.3



写真-3 箇所 b-1における視程障害時(R3.2.8)の画像データ (視程50 m 以下)

本観測では、視程障害は概ね気温が氷点下で、風向が北北西、風速が5 m/s 程度以上の時に発生していることが確認され、発生回数は13回となった。昨年度でも同区間で観測を行っており、50 m 以下の顕著な視程障害は17回確認されている。

一般に、温度が低ければ低いほど、風速が大きければ大きいほど地吹雪が発生しやすい。図-3に風速と気温による吹雪障害内容の違いを示す。図-3によると、交通が困難な視程障害(視程50 m 以下)については、氷点下で風速がおよそ11 m/s 以上で発生するとされている。しかし、本観測では気温は概ね氷点下ではあるが風速5 m/s 程度以上で視程50 m 以下が確認されている。これは気象観測所のデータとして1時間毎の平均風速を用いており、現地の突発的な風速を観測できていないためである。したがって視程障害の実態をより正確に把握するには、今後風速のリアルタイム計測等の観測手法が必要である。

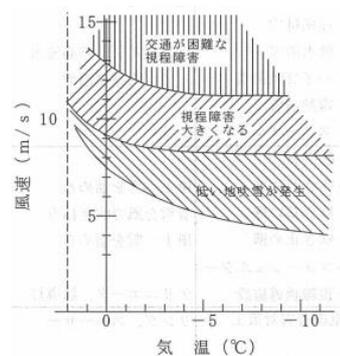


図-3 風速と気温による吹雪障害内容の違い<sup>3)</sup>

地吹雪については、積雪寒冷地での地吹雪の実態調査<sup>4)</sup>によると、視界不良となる地吹雪は、気温に関係なく風速が8 m/s 以上で発生し始め、風速が12 m/s 以上でほとんどの場合が地吹雪となることが指摘されている。気象データによると、区間 A では平均風速8 m/s 以上が59回、12 m/s 以上が2回、区間 B では8 m/s 以上が61回、12 m/s 以上が1回確認された。これらの結果より、視界不良を引き起こす程の視程障害(視程50 m 以下)の発生回数に対して頻繁に地吹雪が発生していることが分かる。

積雪寒冷地での視程障害時の道路管理水準<sup>5)</sup>では、視程50 m 以下は通行止めも視野に入れた管理、50~100 m では視界不良の防止を目標とした管理となっている。今年度、本区間では視界不良に絡む多重事故は発生していないが、観測期間内において周辺の国道では視界不良による車約10台が絡む多重衝突が発生しており、本区間では視程50 m 以下の視程障害は多く確認されていることから防雪対策の検討が必要と考えられる。

#### 4. まとめ

突発的に発生する気象災害である視程障害について、障害発生履歴のある国道に定点カメラを設置し、観測結果と気象データとの関連性の整理を行うことで対策工検討のための基礎資料とした。観測の結果、視程障害による通行障害の発生履歴がある道路では、地吹雪が発生し始めるとされる風速8 m/s が頻繁に観測されることが分かった。今後は、現地での風速のリアルタイム計測等を行うことで視程障害の実態の更なる把握が可能となるだろう。

#### 《引用・参考文献》

- 1)武知洋太(2012):冬季道路の吹雪時における視程障害度の評価に関する研究, 寒地土木研究所月報, (706), 20-29
- 2) (独)寒地土木研究所, 寒地土木研究グループ『吹雪視程障害に関する研究』
- 3) 「2005 除雪・防雪ハンドブック(防雪柵)」(社会法人日本建設機械化協会、雪センター)
- 4) 北海道警察本部交通部交通企画課、2014:「吹雪など視界不良時における交通事故の実態」, 北海道警察 HP
- 5) 「2011 道路吹雪対策マニュアル」((独)寒地土木研究所)

# 火山灰土の再液状化に関する実験的考察

日本地研(株) ○石橋慎一郎, 永池誠一, 栗巢吉文, 佐々木泰介

## 1. はじめに

平成 28 年 4 月に発生した熊本地震では、最大震度 7 を含む地震が 28 時間以内に連続して発生した。熊本地方を中心とする多くの地点で火山灰土を主とする噴砂が確認され、強い地震動の連続発生で再液状化を引き起こし、さらなる被害を拡大させた。一方、震源からの距離やマグニチュードを考慮すると、地盤の年代効果などで被害はさほど大きくなかったといわれている。しかしながら、火山灰土は堆積時の固結作用や粗粒分の粒子破砕性といった通常の砂質土とは異なる力学特性を示すことに加え、火山や噴火時期でその化学組成等が異なることから特殊な挙動を示すことが多い。<sup>1)2)</sup> 本検討は、火山灰土に対して連続地震動を与えたときの強度変化の把握を目的とした基礎的実験の報告である。

## 2. 火山灰土の物理特性

実験には、熊本県内の火砕流堆積物層から採取した試料を使用した。その物理特性を表-1に、粒径加積曲線を図-1に示す。

表-1 物理試験結果

湿潤密度	$\rho_t$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.682
乾燥密度	$\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.112
土粒子の密度	$\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.582
含水比	$w$ (%)	51.2
間隙比	$e$	1.323
粒度特性	礫分 (%)	19.2
	砂分 (%)	49.1
	シルト分 (%)	25.4
	粘土分 (%)	6.3
	平均粒径 $D_{50}$	0.3364
液性限界	$w_L$ (%)	NP
塑性限界	$w_P$ (%)	NP
塑性指数	$I_p$	NP
地盤材料の分類		火山灰質礫質砂(SVG)

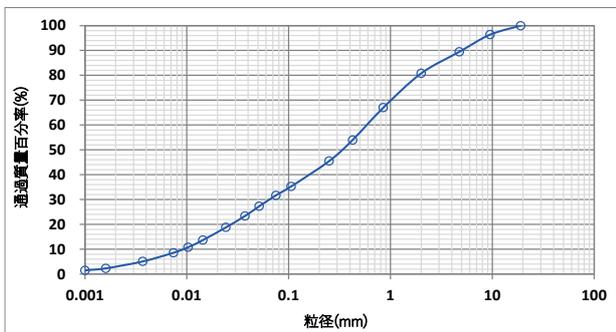


図-1 粒径加積曲線

対象土の粒度構成は、主体である砂分が約50%を占め、2~19mmの軽石等を20%程度伴い、細粒分は非塑性シルトを多く混入する。乱れの少ない状態では、インターロッキングや化学的作用等の影響から固結した状態で、強指圧で土砂化する程度の硬さであった。

## 3. 繰返し非排水三軸試験の方法

繰返し非排水三軸試験は図-2に示す手順で実施し、供試体寸法は直径65mm、高さ約130mmの円柱状とした。



図-2 試験手順

### (1) 乱れの少ない試料

三重管サンプラーで採取した試料を用い、直径は原形状態(直径65mm)で、高さ約130mmにコアカッターで切断し、端面に形成された被膜を直ナイフで削り取って供試体とした。試験は間隙水圧係数  $B > 0.95$  を確認し、設定した等方圧密圧力を与えて体積変化が平衡状態となるまで圧密し、複数の供試体で異なる繰返し軸差応力を載荷して繰返し応力振幅比  $\sigma_d/2\sigma'_o$  と繰返し載荷回数  $N_c$  の関係を求めた。強地震動が連続して発生した条件を再現するために、各供試体で1回目の試験を行った後の供試体に対して、さらに24時間の圧密を行った。2回目の繰返し載荷では挙動の相違を的確に捉えるために、同程度の繰返し軸差応力を作用させて液状化強度の変化を把握した【CASE1】。

### (2) 再構成試料(乱した試料)

三重管サンプラーで採取した試料を手作業で解砕し、乱れの少ない試料の密度条件で再構成し、火山灰土が造成や災害復旧工事で盛土材として利用された場合を再現した。試験は(1)と同一条件で試験を実施した【CASE2】、過剰間隙水圧が消散する前に地震が発生することを想定した【CASE3】の2ケースで行った。

## 4. 試験結果

### (1) 乱れの少ない火山灰土の液状化強度【CASE1】

図-3にCASE1条件での試験結果から得られた繰返し応力振幅比  $\sigma_d/2\sigma'_o$  と繰返し載荷回数  $N_c$  の関係を示す。液状強度比を求めるために利用されることが多い  $DA=5\%$  時の液状化強度を比較すると、1回目の繰返し載荷に対し2回目では液状化抵抗が増加しており、この傾向は後述するCASE2も同様である。これは過剰間隙水圧消散過程で土粒子が再配列し、さらに再圧密されたことで密度が高まり、液状化強度が上昇したと考えられる。一方、ひずみが小さい領域  $DA=1\sim2\%$  では、逆の現象(液状化抵

抗の低下)が生じている。長い年月を経て形成された火山灰質土は年代効果で安定し、液状化強度が増大することが知られているが、一度液状化したことでこの効果を失ったことが要因であると考えられる。この後ひずみが進行する過程で液状化抵抗が増大するのは、载荷初期の段階で粒子再配列がさらに進行したためであると推察する。なお、図-3 から  $R_{120} \approx 0.6$  程度と考えられる。

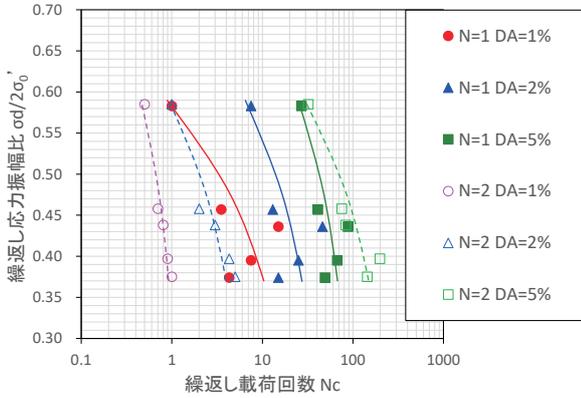


図-3 繰返し応力振幅比と繰返し载荷回数【CASE1】

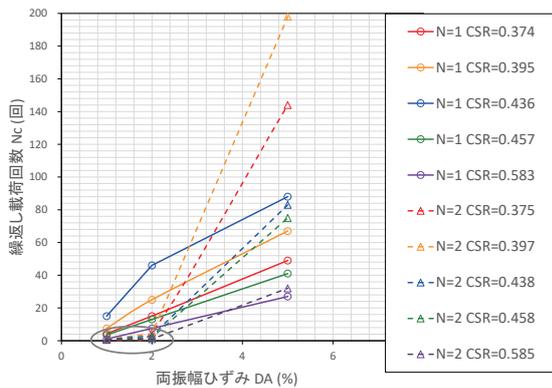


図-4 繰返し载荷回数と両振幅ひずみ

(2) 再構成試料での火山灰土の液状化強度【CASE2】

図-5 に再構成供試体での試験結果を示す。液状化強度比  $R_{120}$  は CASE1 と比較して約 80% の強度低下を示し、これは年代効果の消失が要因であると考えられる。再液状化の比較では、CASE1 での繰返し载荷 2 回目のような初期の大きな変形はなく、全体的な強度の増加が見られ、液状化後の再配列と十分な再圧密で剛性が増加することが確認された。

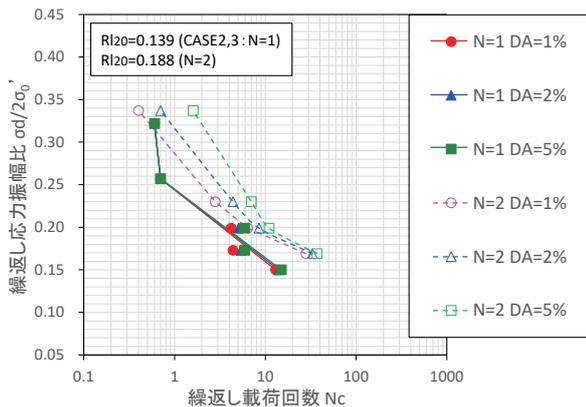


図-5 繰返し応力振幅比と繰返し载荷回数【CASE2】

(3) 過剰間隙水圧が未消散での液状化強度【CASE3】

図-6 に過剰間隙水圧が残存した場合の再構成試料における試験結果を示す。CASE2 の 2 回目の繰返し载荷と比較して液状化強度比  $R_{120}$  は約 27% の低下が見られた。このことから、連続した地震動が作用するタイミングで、造成地盤に与える影響が大きく変化することに留意が必要であるといえる。

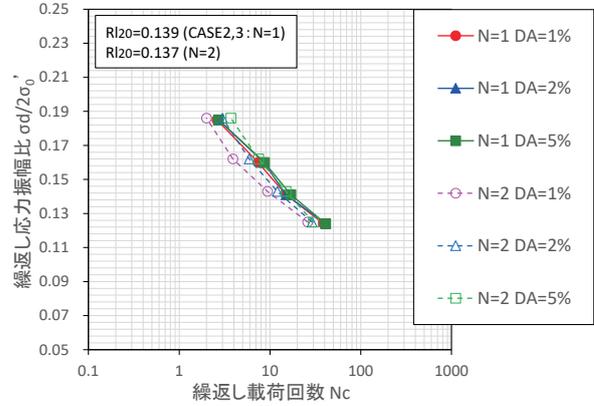


図-6 繰返し応力振幅比と繰返し载荷回数【CASE3】

5. まとめ

本検討では以下のことが確認できた。

- 乱れの少ない火山灰土は、年代効果での大きな液状化強度を持つ。一方、再構成試料は年代効果を失っているため液状化強度は小さくなる。
- 乱れの少ない火山灰土は、過剰間隙水圧消散後に再液状化すると载荷初期にせん断剛性が大きく低下し、その後ひずみが緩やかとなり剛性を保つ。再構成試料では初期から剛性が増す。
- 液状化した後、過剰間隙水圧消散に伴う土粒子の再配列と再圧密で密度増加し、液状化強度比は大きくなる。
- 但し、液状化後の過剰間隙水圧が完全に消散する前に同程度の地震動が加わると、液状化強度は低下する。
- 地震動を繰り返し受ける場合は、次の地震動を受けるまでの間隔が液状化強度に大きく影響を及ぼす。

今回の実験では、火山灰土における基礎的な挙動変化を観察することができた。再圧密時の供試体条件の見直しや評価手法の検討等は新たな検証課題として、今後の実務に活用できるように究明していきたい。

《引用・参考文献》

- 1) Hazarika, H., Kokusho, T., Kayen, R.E., Dashti, S., Fukuoka, H., Ishizawa, T., Kochi, Y., others. (2017): Geotechnical Damage due to the 2016 Kumamoto Earthquake and Future Challenges, Lowland Technology International, Special Issue on Kumamoto Earthquake & Disaster, 19(3), 189-204.
- 2) 石橋慎一郎, ハザリカ・ヘマンタ, 小合克也, ピョ・ミヤミヤピョ, 國生剛治, 山本茂雄: 不攪乱火山灰土の再液状化によるひずみと過剰間隙水圧の挙動変化の分析, 地盤工学研究発表会2019

# 飛騨川周辺における令和2年7月豪雨災害調査報告

中央開発株式会社 ○下梶 秀則, 遠藤 彰博, 世良 賢司  
山下 大輔, 家木 光晴

## 1. はじめに

岐阜県内では2020年7月7日から翌7月8日にかけての記録的な大雨が認められており、7月8日6時30分には飛騨川周辺の地域を含む6市を対象として、大雨特別警報が発表された。この大雨によって飛騨川やその支流の白川など計7河川で河川氾濫が確認されており、他にも河川増水時の河岸浸食に伴う護岸や道路の崩壊、大雨による土砂災害などが複数の地域で発生した。本発表では、被災時の降雨量や飛騨川の河川状況を取りまとめ、現地確認された特徴的な災害（河川氾濫・斜面災害・河岸浸食）の状況調査の結果を報告する。

## 2. 降雨量状況

飛騨川より北方の地域における7月7日から8日の降雨量は、高山観測所で各日75mm程度と突出して多い雨量は確認されていない。一方、飛騨川上中流域の船山観測所では7日に226mmと多く、萩原観測所では7日に265mm、8日には160mmと突出して多い雨量が確認されている。またこの地点は前日6日も142mm程度の雨量が確認されている。なお飛騨川下流域については金山観測所で7日前後では76~93mm程度の日降雨量は確認されているが、飛騨川上中流域ほどの多い雨量は確認されていない。

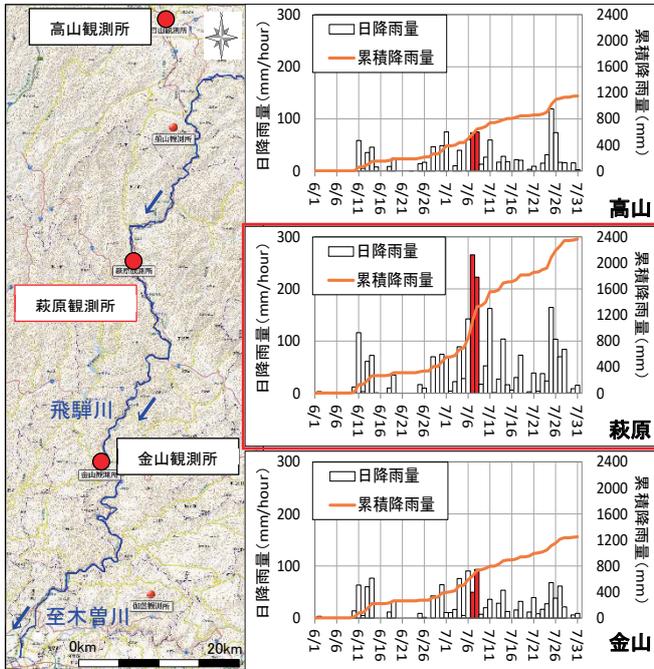


図-1 飛騨川周辺の降雨量状況  
(引用・参考文献<sup>1)2)</sup>を引用・加筆)

## 3. 災害状況調査

本章では河川氾濫、斜面災害ならびに河岸浸食につい

て、特徴的な箇所を抜粋し報告する。

### (1) 河川氾濫

現地調査で飛騨川周辺に伴う河川氾濫の痕跡は白川と飛騨川合流部で顕著に確認できた。この氾濫は飛騨川の支流である白川の氾濫であり、これら河川の合流部に分布する河川段丘上のおよそ30棟で浸水被害が生じている。



写真-1 白川氾濫の形跡

図-2に飛騨川-白川合流部付近の白川口水位観測所<sup>3)</sup>とその上流である上呂水位観測所<sup>3)</sup>の水位を示す。これら水位の変動は相関性が良く、上呂で水位のピークが確認された場合、1~2時間後に白川口でも水位ピークが認められる。一方、上呂の水位変動幅が約6.2mに比べて、白川口は水位の変動幅が約10.3mと大きく、白川口については増水時の水位上昇が顕著である。また浸水被害が発生した7月8日は上呂で水位ピークが確認されてから8時間後に白川口で水位のピークが認められる。このことは当該地域下流の地形が両河岸は切り立った基盤岩が露出し、かつ10mほどの短い川幅であるため、河川水の流下が阻害されて急激な水位上昇が生じたと考えられる。また図-3に7月8日の白川口で確認された最高水位11.4mを白川の氾濫地域ならびに白川観測所の地形断面図に投影すると、氾濫箇所の段丘面あたりまで飛騨川が増水している。このことから飛騨川の著しい水位上昇により白川の流下が規制されていると推察され、バックウォーター現象が生じていたと考えられる。

以上のことから、本地域の河川氾濫は、以下のメカニズムが推定される。①大雨に伴い、飛騨川の水位上昇が生じる。②水量の増加に伴い、下流域の顕著な峡谷部に流下が阻害され、さらに水位上昇が加速する。③飛騨川の水上昇により白川における河川水の流下が阻害、バック

クウォーター現象が生じ、浸水被害が生じる。

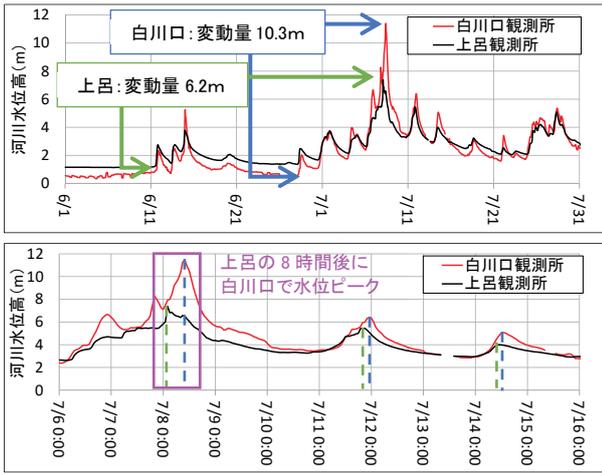


図-2 飛騨川の河川水位状況  
(引用・参考文献<sup>3)</sup>を引用・グラフ化)

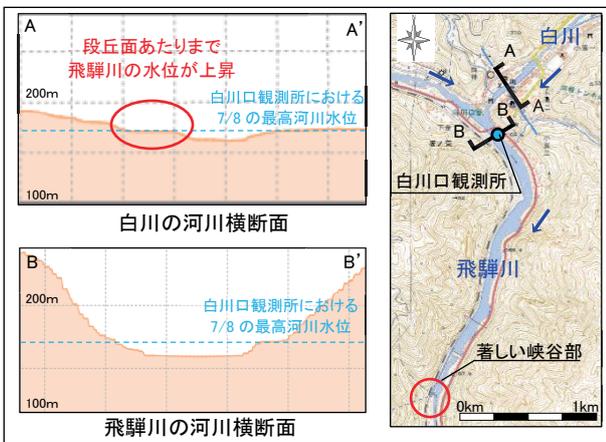


図-3 飛騨川-白川合流部周辺の状況  
(引用・参考文献<sup>1)</sup>を引用・加筆)

## (2) 斜面災害

飛騨川流域周辺で一番多い降雨量が確認された萩原地区では斜面災害が確認されている。当箇所は道路斜面であり、現地調査時には緊急対応として、大型土嚢が設置されているが、山腹では滑落崖、ならびに多くの岩塊を含む崩積土が確認された。



写真-2 斜面災害の状況

当該地は谷底平野部と山体部の境界であり、地形の形状に基づくと、旧河岸が成す急傾斜斜面が認められ、背後地は集水地形を形成している。

以上のことから、本地域の斜面崩壊は、以下のメカニズムが推定される。①過去に河川浸食に伴って、急傾斜地を形成する。②浸食作用によって露岩した岩石が風化作用を受ける。③被災当日の大雨によって、地下水が集まり斜面が不安定化、崩壊する。

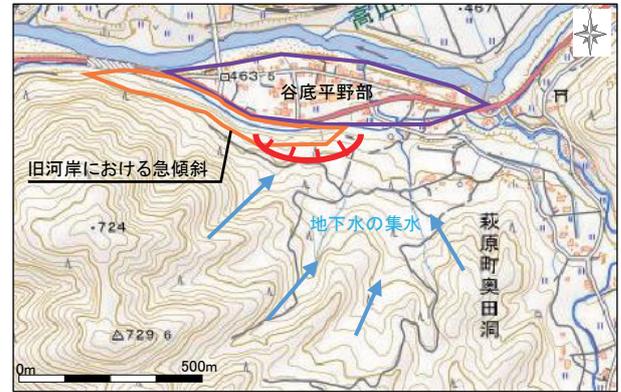


図-4 崩壊斜面の周辺状況  
(引用・参考文献<sup>1)</sup>を引用・加筆)

## (3) 河岸浸食

図-5に示す河岸浸食は、飛騨川支流の小坂川で確認され、15mにわたって護岸の崩壊が認められた。当該地は河川の攻撃斜面にあたり、河床部の護岸が削られて崩壊に至ったと考えられる。

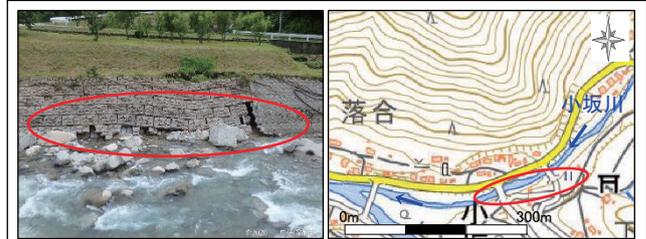


図-5 河岸浸食に伴う護岸崩壊状況  
(引用・参考文献<sup>1)</sup>を引用・加筆)

## 4. おわりに

ここ近年は記録的豪雨や災害が発生しており、災害状況調査で確認された事項を整理することで、激甚化する災害の動向把握につなげていきたい。

### 《引用・参考文献》

- 1) 国土交通省:地理院地図, <https://maps.gsi.go.jp/#5/36.120128/140.075684/&base=std&ls=std&disp=1&vs=c1j0h0k0l0u0t0z0r0s0m0f1>,確認日:2021/6/3
- 2) 国土交通省:過去の気象データ, <https://www.data.jma.go.jp/gmd/risk/obsdl/index.php>,確認日:2021/6/3
- 3) 国土交通省:水文水質データベース, <http://www1.river.go.jp/>,確認日:2021/6/3

# 地下空洞調査におけるS波弾性波探査の有用性

東邦地水（株） 磯村 隆文

## 1. はじめに

### (1) 地下空洞とは

地下空洞には、戦時中における防空壕掘削や、亜炭・磨き砂等の地下資源掘削による人工的なものがある(写真-1参照)。このうち、名古屋市近郊では明治時代から、家庭用あるいは工業用燃料として亜炭掘削が行われた記録が多く残されている。



写真-1 地下空洞の例<sup>1)</sup>

採掘箇所では、地下空洞が残ったままの状態であることが多く、地下空洞上における構造物建設および既設構造物の維持管理では空洞壁や天井の崩落によって、地表に変状や陥没を生じたり、空洞の周辺地盤が緩んで支持力不足となったりするなどの問題が発生するリスクがある。

そのため、地下空洞の有無や規模を詳細に把握することは、事業を進める上で非常に重要である。地下空洞に伴う地表付近陥没の概念図を図-1に示す。

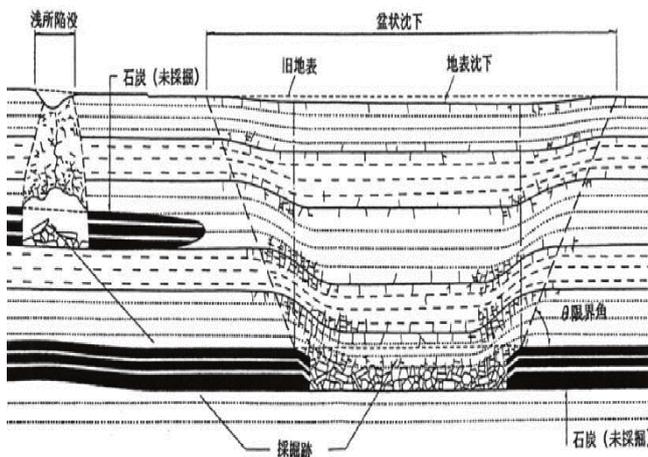


図-1 地下空洞に伴う地表付近陥没の概念図<sup>2)</sup>

### (2) 地下空洞調査方法の概説

地下空洞調査は、まず机上調査で空洞の存在について情報を取得し、現地調査等によって地盤状況・特性を把握して、調査計画を策定する。その後、調査計画に基づいて、土質・空洞調査を行い得られた結果から充填工法などの対策工やモニタリングの仕様書が作成される。地下空洞調査手法例を図-2に示す。

土質・空洞調査には様々な調査方法があるが、各調査法とも適用限界がある。単独では地下空洞の把握が難しく一般に複数の調査方法を組み合わせて実施し、結果を対比した総合的な判断から地下空洞を把握する手法がとられている。

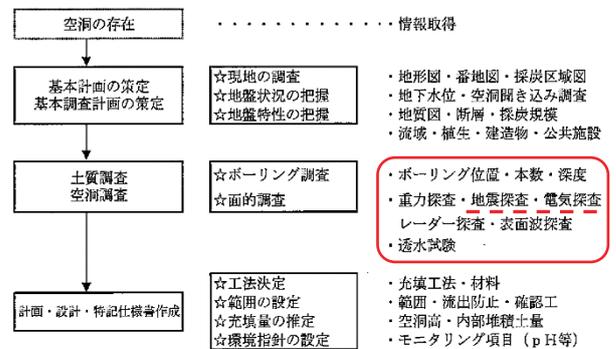


図-2 地下空洞調査手順例<sup>2)</sup>

### (3) 今回の事例について

名古屋市東部丘陵地の宅地開発に当たり、地下空洞充填工事に伴い、充填工法の仕様を決定するために調査地の地下空洞を把握する必要があった。調査地の地形は切土造成による平坦地で、既往調査によれば地質は地表から鮮新統の粘性土、亜炭、砂質土が分布する。地下水位は標高 53.50m 付近に分布する。調査地には、断層分布や地質構造の変化が無いと判断される。

また、近隣造成時の情報から地下空洞は幅 2m 弱、高さ 2m 弱で、標高 48.50~50.50m 付近に存在する。このような状況から、地下水の影響が少なく平野等比較的弾性波速度が遅い場所でも速度変化を捉えやすいS波弾性波探査による空洞調査を計画し、結果検証のためにボーリング調査を行った事例である。

## 2. 地下空洞調査におけるS波弾性波探査

### (1) 探査諸元や状況

調査対象地は35m×77mの広さである。空洞分布を詳細に捉えるために測線間隔は5m、解像度を確保するために受振点間隔は2mとした。S波弾性波探査の測線配置図を図-3に、諸元を表-1に示す。

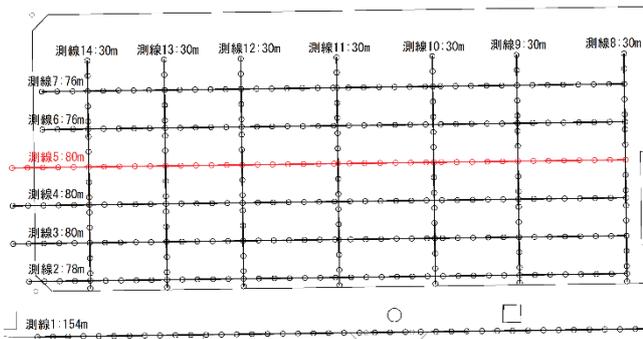


図-3 S波弾性波探査の測線配置図

表-1 本調査のS波弾性波探査の諸元

測線数	14 測線
測線長	30～154m
測線間隔	5m
受振点間隔	2m
発振方法	板叩き法

(2) 探査結果

図-3中に赤線で示した測線5におけるS波弾性波探査の結果を図-4に示す。調査地の地盤は標高54～55m以深に分布する $V_s=320\sim350\text{m/s}$ の「新鮮な地盤」、標高54～57m間に分布する $V_s=200\sim220\text{m/s}$ の「弱風化地盤」、標高57m以浅に分布する $V_s=120\sim150\text{m/s}$ の「強風化地盤」の3つに区分できた。そして「新鮮な地盤」中に、 $V_s=200\sim220\text{m/s}$ の低速度部「はざとり法における段差(時間の遅れ)」を検出した。

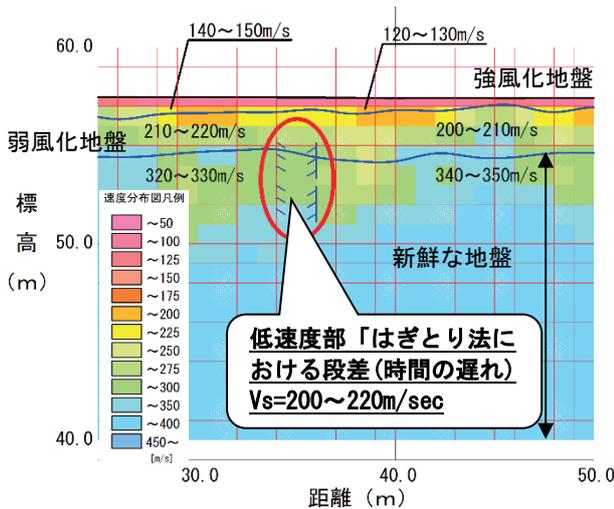


図-4 S波速度断面図

(3) 結果の評価

調査地には、断層分布や地質構造の変化が無いこと、低速度部の分布深度や幅が想定していた空洞状況と似通っていることから、今回検出した15箇所の低速度部は地下空洞、あるいは空洞周辺地盤の緩みを捉えたものと判断した。

(4) 検証

S波弾性波探査で検出した低速度部が地下空洞を捉えたものであるかどうかの検証と、地下空洞の規模や状況の把握のため、15箇所の低速度部の内、既設住宅に近接する箇所を除く12箇所でもボーリング調査を実施した。

(5) 検証結果

12箇所のボーリング調査の結果、6箇所で明瞭な地下空洞を確認した。空洞の高さは0.80～1.30m程度であり、想定していた2mより小さかった。ボーリング柱状図とS波速度断面図との対比図を図-5に示す。

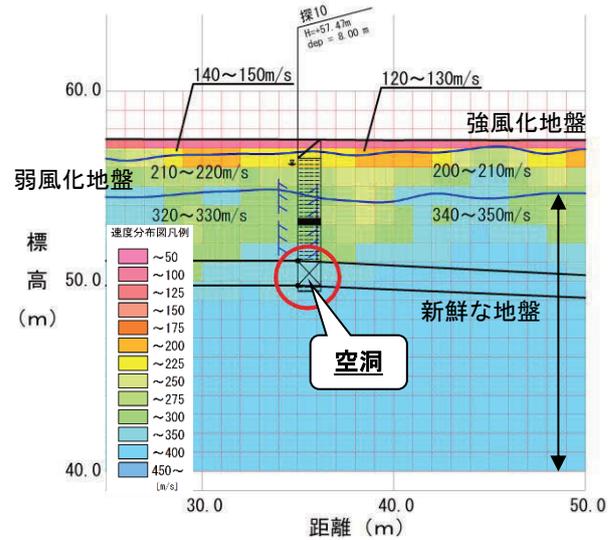


図-5 S波速度断面図と柱状図の対比図

3. S波弾性波探査の有用性検討

低速度部が地下空洞であるかどうかの検証のため行ったボーリング調査で、明確な地下空洞を確認したのは12箇所中の6箇所です。確率は5割であった。残り6箇所については、以下のように評価した。

- ・ボーリング位置が空洞からわずかに外れており周辺の緩んだ地盤を掘削した。
- ・既に空洞が崩落して閉塞したものの、緩み域が上部に広がっている地盤を掘削した。

以上のことから、S波弾性波探査は平野部における比較的浅い深度に分布する地下空洞調査として有用であった。ただし、低速度部の全てが地下空洞とならなかったことから、他の調査結果を考慮して、総合的な見地からの判断が必要である。

今後は、S波弾性波探査を異なる地形・地質条件で実施して多くのデータを収集し、適用限界を把握するとともに、他の調査方法との組み合わせを検討し、地下空洞調査の効率化および精度向上を図っていく所存である。

《引用・参考文献》

- 1) 日本充填協会：改訂版空洞充填施工マニュアル 写真-3, 2004. 11.
- 2) 一般社団法人 充填技術協会：空洞充填調査マニュアル, p. I-7, p. I-17, 2016. 5.

# 鉛直磁気探査による埋設管調査事例

日本物理探査株式会社 ○岩下 昂 大垣 泰宏

## 1. はじめに

本稿は既設埋設管を対象とした磁気探査及び探針ボーリングの調査事例を述べたものである。結果から探査精度が分かり、今後の技術向上に繋がると考えた。

## 2. 探査概要

本調査は、土留鋼矢板打設延長上にあると想定される既設埋設管の平面的な位置と深度の把握を目的としたものである。

対象となる埋設管は外径 $\Phi 1,372\text{mm}$ 、南東から北西方面に敷設してあると予想され、鋼矢板打設工事がこれに直交する方向で検討されていた。

鋼矢板打設工事上のどこに埋設管が存在しているのかを把握するため、想定される埋設管位置の近傍で鉛直磁気探査を行い、その解析結果から探針ボーリングの位置を決定した(図-1)。

探査は設計埋設管位置の北西側と南東側でそれぞれ挟むように磁気探査孔を2点ずつ計4点設定し、その磁気探査の結果から、探針ボーリング孔を北西側(検断面 A)と南東側(検断面 B)でそれぞれ4点ずつ計8点を設定し行った。磁気探査No. A1

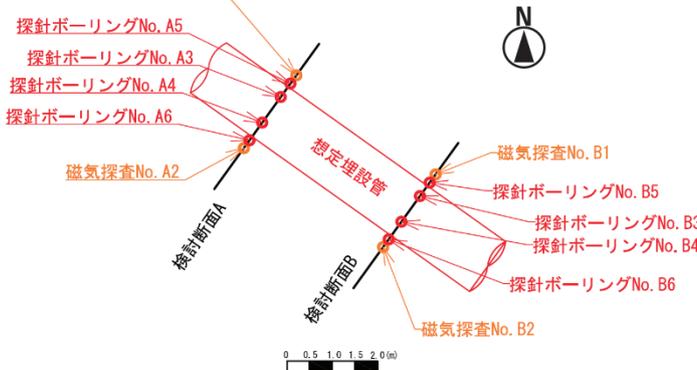


図-1 調査位置平面図

## 3. 探査方法

### (1) 鉛直磁気探査

鋼管やダクタイル鋳鉄管、シールド工法によるスチールセグメントで覆われた埋設管等は、製造時の残留磁化及び地球磁場の誘導により磁化している。鉛直磁気探査は、磁化した埋設管近傍に設けた探査孔内で磁気傾度センサーを移動させ、埋設管近傍の磁場変化率を検知し管芯を求める調査である。

解析結果から得られた管芯深度に管径を考慮することで、埋設管位置を求めることができる(図-2)。

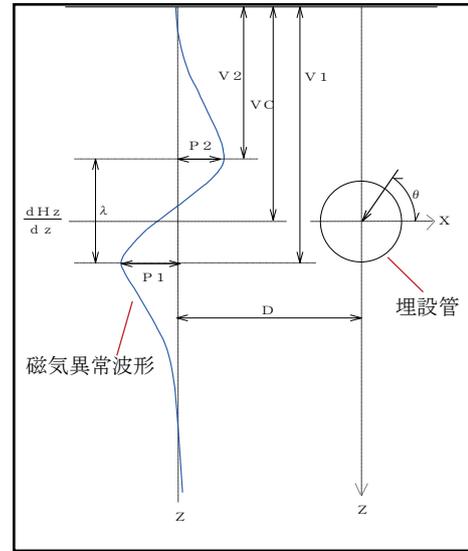


図-2 埋設管の磁気異常波形概略図

埋設管の平面的な位置は、管を挟むように設けた2つの探査孔から、それぞれの反応距離を円で描いた時の交点を通る線分と、探査孔間を結んだ線分との交点から求めることができる。

### (2) 探針ボーリング

探針ボーリングとは、ボーリングロッドを用いて埋設管に「当てていく」及び「当たらないことの確認」作業のことである。

「当てていく」作業では、埋設管とボーリングロッドの接触深度を2点以上精度よく求めることで、その接触深度に外接する埋設管径( $\Phi 1,372\text{mm}$ )の円弧を描き対象の位置を求める。

「当たらないことの確認」作業では、想定される埋設管位置の横を掘削し、対象に接触しないことの確認をする(図-3)。

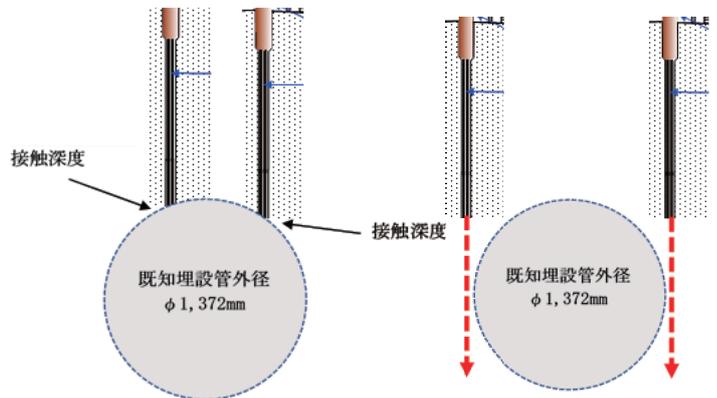


図-3 探針ボーリング概略図

## 4. 結果

### (1) 埋設管の位置

黒円は探査当時の設計埋設管位置を、赤円は磁気探査によって求められた埋設管位置を示す。緑円は磁気探査の結果と探針ボーリングの結果をもとに、想定される埋設管位置を示したものである(図-4)。

深度は設計位置(黒円)よりも750mm 深い位置にあると求められた。

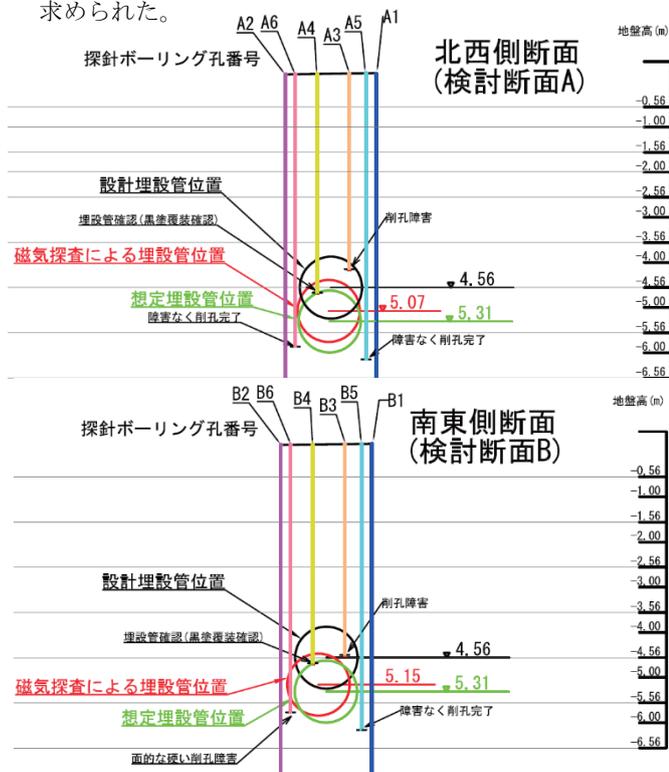


図-4 探査結果図

### (2) 磁気探査結果の誤差

探針ボーリングの結果、埋設管は磁気探査の結果位置(赤円)よりも深い位置(緑円)にあるということが分かった。また検討断面 Bにおいて、当初は探針ボーリング孔番号 B6で、埋設管に接触すると予想された磁気探査の結果であったが、ボーリングロッドは埋設管に接触せず通過した。従って、磁気探査の結果からは水平方向の解析誤差があることになる。

磁気探査の結果と探針ボーリングの結果を比較すると、北西側では水平方向に20mm、深度方向に240mm のずれが見られる。南東側では水平方向に190mm、深度方向に160mm のずれが見られる。

## 5. 考察

ここでは、磁気探査結果の誤差が生じた要因について触れていきたいと思う。

まず、探針ボーリングの結果と比較して、水平方向及び深度方向ともに大きくずれが生じている南東側の磁気探査の測定記録の一部を示す(図-5)。

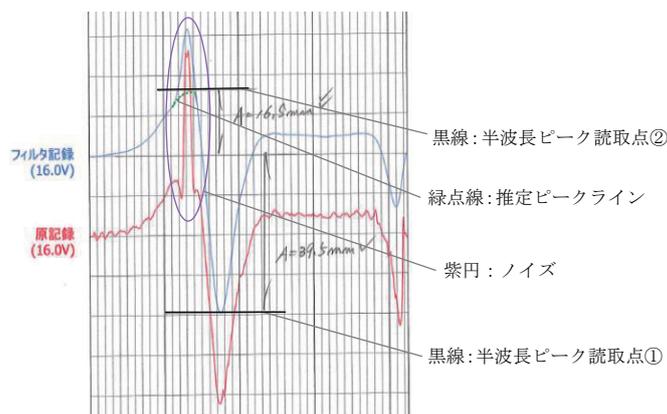


図-5 南東側の磁気記録

磁気記録から管芯並びに探査孔からの距離を求めるには、半波長のピーク2点の読取が必要になる。

図-5の磁気記録では、管の磁気信号上(原記録)に紫円で囲ったノイズが重畳している。この場合、本来のピーク点が不明瞭になり、対象の深度並びに距離にずれが生じてしまう。では北西側の磁気記録もノイズがのっているのかと問われるとそうではなく、比較的読取易い記録であった。よって読取時の誤差はほとんど考えられない。となると、解析誤差が生じた原因はノイズだけでなく、例として「そもそも埋設管が必ずしも理論モデルのように磁化しているとは限らない」等挙げられるが、実際のところは不明である。いずれにしても、磁気探査の精度としては±300mm の解析誤差を見込まなければならぬと考える。

## 6. おわりに

探査結果の精度を悪くする要因は様々にある。探査範囲に潜む測定障害は目視で分かるものもあれば、地中下で見えないものもある。実際の現場では後者が多い。

磁気探査結果の誤差要因はいくつか考えられる。

埋設管の目地部やフランジ部は本管と異種鋼製品であるため、それらがノイズ源となり解析精度の確保を阻害する。磁気波形がモデル波形に近似する限り、技術者間の解析に相違は生じない。しかし、当該事例のようにモデル波形を逸脱する場合は、その磁気波形をどのように評価するかでおのずと結果は異なってくる。

実験場で理想的な精度を出せていても、実際の現場で磁気波形モデルに沿うような測定条件ということはほぼない。そのような条件下で、対象となる見えないものの“影”を測定障害の中からどれだけ精度良く求められるのか、これが技術者に課せられたテーマである。

我々技術者がすべきところは、解析精度向上のためのデータと経験の蓄積であると考え。換言すれば、磁気波形の読取に対する客観的な評価の構築ともいえる。そして、可能な限り調査結果を検証する場に臨場し、良くも悪くも技術向上の糧とすることが重要であることを述べて本稿の結びとする。

# 鉄筋布設域への路面下空洞調査(地中レーダ探査)の適用事例

応用地質(株) ○上田 拓哉, 橋本 裕司, 村岡 直

## 1. はじめに

路面下空洞調査は、地中レーダ技術を用いて、地中の空洞発生状況を把握することを目的とする調査である。地中レーダ探査では、アンテナから電磁波を地中に放射し、その反射波を解析することで、地中の空洞を非破壊で可視化する事が可能である。

本稿では、築約50年が経過し、吸出しによる陥没が懸念される港湾施設のエプロンに対して、路面下空洞調査を実施した事例を紹介する。

本対象地には鉄筋が等間隔に布設されており、電磁波を用いる本手法では、鉄筋による電磁波反射像の影響により空洞からの反射像を見逃す恐れがあった。そこで本事例では、距離方向の移動平均値を各サンプル値から取り除く処理(以下、背景除去処理)により、空洞からの電磁波反射像を強調し、抽出する手法を取った。

本事例は、鉄筋コンクリート版下に発生する大規模な空洞による陥没被害を未然に防ぎ、施設維持管理を効果的に進めていくために非常に重要であると言える。

## 2. 調査の概要

### (1) 地中レーダ探査原理

地中レーダ探査では、アンテナから電磁波を路面下に向けて放射し、誘電率が異なる媒質の境界により生じた反射波を受信する。図-1に異なる媒質による電磁波の透過と反射の様子を示す。電磁波が境界面に入射する場合の反射係数  $R$  は以下の式で書ける<sup>1)</sup>。また、表-1に主な材料の比誘電率の値を示す。

表-1と式-(1)より、空気の比誘電率が1であるため、空洞箇所において反射係数の絶対値が最大になることがわかる。また、空洞上面からの反射係数は必ず正になることがわかる。これらの特徴を基に、空洞の抽出を行う。

$$R = \frac{E_r}{E_i} = \frac{\sqrt{\epsilon_1} - \sqrt{\epsilon_2}}{\sqrt{\epsilon_1} + \sqrt{\epsilon_2}} \quad (1)$$

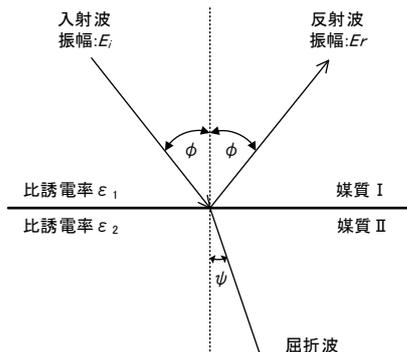


図-1 境界面における電磁波の反射と透過のイメージ<sup>1)</sup>

表-1 主な材料の誘電率および比誘電率<sup>1)</sup>

材料名	比誘電率	比抵抗(Ωm)	備考
アスファルト	4.5~9	数1000~数10000	材質、含水条件により変化
コンクリート	5~7	50~200	同上
砕石	7.5~18	10~数1000	種別、含水条件により変化
土砂	10~36	20~数1000	同上
空気	1	∞	

なお、鉄筋(金属)の比誘電率は無限大であり、式-(1)より反射係数は1となる。そのため、アンテナから放射した電磁波は鉄筋の上面で全て反射し、記録上に非常に強く現れ、空洞抽出の妨げとなる。対象としたエプロン舗装版の構造を、表-2に示す。

表-2 エプロン舗装版の構造

コンクリート厚	約0.20m
鉄筋間隔	約0.15m
鉄筋構造	1重、格子状(径は不明)

### (2) 現地測定方法

地中レーダ探査の測定模式図を図-2に示す。測定時は、現地状況を考慮し、設定した探査測線位置に巻き尺を張り、それに沿って測定を実施した。使用した機器や測定条件を表-3に示す。

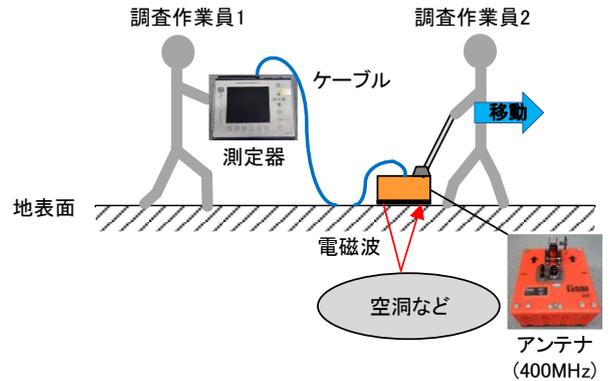


図-2 地中レーダ探査模式図

表-3 測定機器および測定条件

名称	仕様、測定条件など	製作会社	
測定器(SIR-3000)	スキャン	:100scan/m	GSSI
	フィルター	:FIRフィルター100MHz, 800MHz	
	表示部	:8.4in カラーTFT液晶	
	プロセッサ	:32bit RISC 206MHz	
	寸法	:315×220×105mm	
アンテナ(Model-50400S)	重量	:4.1kg(バッテリー含む)	GSSI
	中心周波数	:400MHz	
	寸法	:30×30×20cm	
	重量	:4.6kg	

(3) 背景除去処理の実施

本調査地の鉄筋は、格子状に等間隔で布設されているため、電磁波反射像は、同様に等間隔で現れると推定された。そこで、距離軸方向の移動平均値を計算し、各サンプル値から取り除くことにより、規則的に現れる鉄筋による電磁波反射像の影響を軽減し、空洞のように局所的に現れる電磁波反射像を強調する処理を行った。

背景除去処理のイメージを図-3の記録断面模式図に示す。上図が背景除去処理前の記録断面図、下図が背景除去処理後の記録断面図である。

図-3内の距離軸方向に等間隔に並ぶ赤線および水平方向の青線は、布設されている鉄筋による電磁波反射像および多重反射像を示す。これらが背景除去処理後には軽減され(図中では色を薄くして表現)、空洞による局所的な反射像が強調されることを示している。

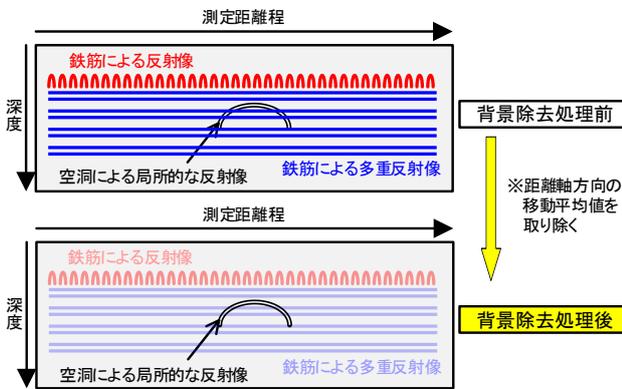


図-3 背景除去処理のイメージ

3. 調査結果

背景除去処理の適用結果(地中レーダ記録断面図)を図-4に示す。図-4の浅部に見える、上に凸状の白色の反射(約0.15m 間隔)が鉄筋による電磁波反射像であり、深部まで続く水平方向の反射が多重反射像である。また、黄色い枠で囲んだ幅約5m の上に凸状の電磁波反射像が空洞によるものである。これを見ると、処理前では鉄筋による影響で不明瞭であった記録が、処理後は強調できていることが分かる。特に水平方向の多重反射像は、ほぼ除去できている。

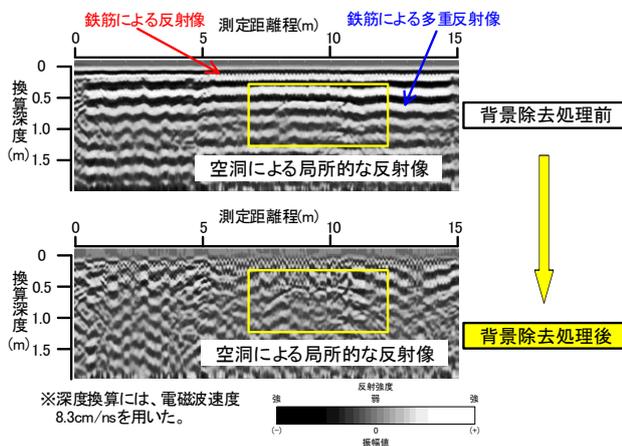


図-4 測定記録例

本地点について、削孔および孔内カメラ観察を実施したところ、空洞の存在を確認した。孔内カメラの観察結果(孔壁展開画像等)を図-5に示す。

本事例では、布設間隔約 0.15m の鉄筋について背景除去処理を実施し、空洞による電磁波反射像を抽出したが、鉄筋による影響はその布設間隔や径、また用いるアンテナの種類に依存することに留意する必要がある。また、本事例では鉄筋による多重反射像内の異常信号を抽出したが、浅部の鉄筋そのものの反射像内にある信号を抽出できるかについては今後のノウハウ蓄積が必須であると考える。

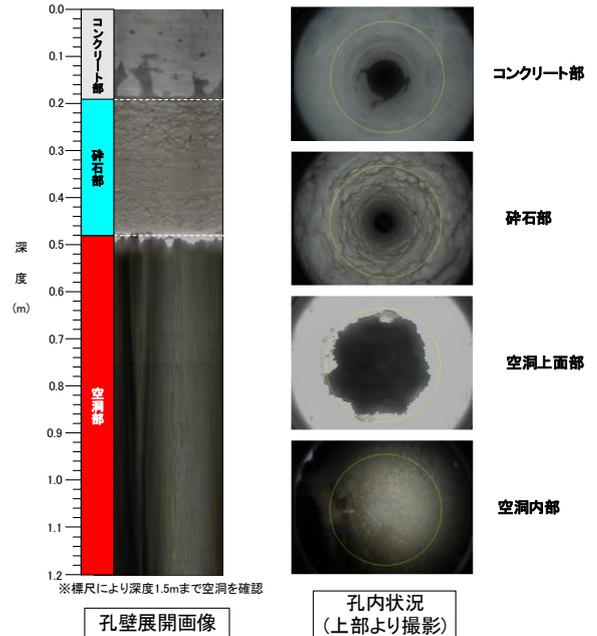


図-5 孔内観察結果

4. まとめ

本稿では路面下空洞調査(地中レーダ探査)の鉄筋布設域(港湾施設のエプロン)への適用事例を紹介した。

解析過程で背景除去処理を適用し、鉄筋による電磁波反射像を軽減し、空洞による電磁波反射像を強調することで、調査地内(測線長 19.6km)で 26 箇所の空洞を確認した。多くのエプロン舗装には鉄筋が布設されているため小規模な陥没が発生する可能性は低いものの、空洞が大きく成長した場合、大きな陥没が突然発生するリスクは高いと言える。そのため、これまで適用が困難であると考えられてきた鉄筋コンクリート版下の路面下空洞調査に背景除去処理を適用することは、大規模な陥没被害を未然に防ぎ、施設維持管理を効果的に進めていくために非常に重要であると言える。さらに、本事例の様なノウハウを継続的に蓄積し教師データとすることで、AI(人工知能)による自動抽出の発展にも寄与できると考える。

《引用・参考文献》

1) 路面下空洞探査車の探査技術・解析の品質確保コンソーシアム編:路面下空洞探査技術マニュアル(案), p.3, 2017.9

【039】

# 地中レーダー探査と表面波探査を併用した空洞および陥没調査

榎日さく ○堺田 佳人, 石川 恵司, 小野 篤, 鮎 沁

## 1. はじめに

地中レーダー探査は、空洞や埋設物、地盤構造等を電磁波の反射波画像で可視化できる手法<sup>1)</sup>である。一方、表面波探査はS波速度構造から地盤の構造や強度を把握できる手法<sup>2)</sup>である。

本事例は、豪雨に伴い地盤の陥没が発生したサイト内において、地中レーダー探査により空洞の有無を、2次元表面波探査により地中レーダー探査で捉えられない地盤構造と緩みの有無を把握し、両者を統合した解釈により地盤状況や変状の原因について検討したものである。

## 2. 地盤条件と変状発生状況

### (1) 調査地周辺の地盤条件

調査地は河川左岸側の氾濫原上に位置する。背後には段丘があり、河川により両岸が深く浸食された崖には更新世前期の基盤層が露出している。調査地の表層に深には礫質土層が分布すると推定される。上記地盤条件から、調査地周辺には河川の伏流水や段丘からの地下水流動の影響が懸念される。

### (2) 変状発生状況

調査地周辺は、2017年7月の梅雨前線豪雨と2019年10月の台風19号により地表面が冠水し、これらの豪雨の後に陥没の発生が確認された（写真-1）。

陥没箇所は大部分が既設構造物の近傍に分布する。また地表面は砂利敷きで、水路や暗渠等は設置されておらず、降雨時には構造物や上方からの雨滴が滴下し、地盤に浸透しやすい状態である。なお、これら陥没箇所は砂利による埋戻しが行われている。



写真-1 陥没発生状況

## 3. 課題と調査方針

サイト内で発生した陥没はいずれも小規模であるが、既設構造物の各所に点在しており、広い範囲を限なく効率的に把握する必要があった。また、ボーリングやサウンディングといった直接的な確認手法は、既設構造物に影響を与える可能性があり採用できなかった。

上記課題を踏まえ、地盤条件を面的かつ効率的に把握する方法として非破壊手法の地中レーダー探査と2次元表面波探査を併用し、間接的ながら、サイト内を効率的

かつ多面的に検討することで、調査精度の向上を図った（図-1）。

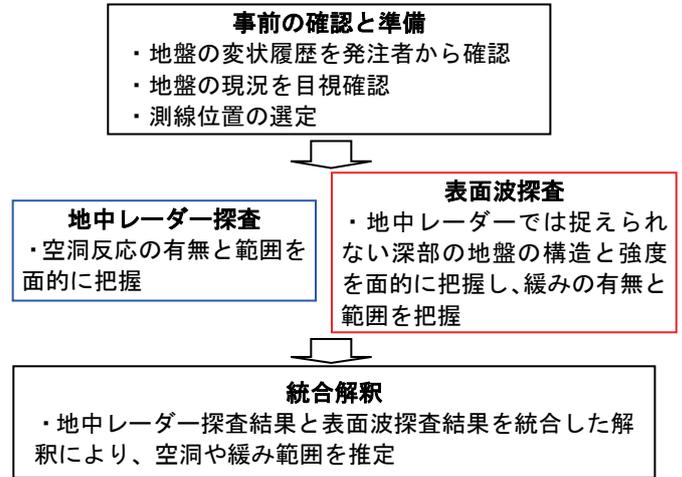


図-1 調査方針

探査測線は図-2のように、長辺最大125m×短辺最大65mの格子状に配置した。その他、陥没発生箇所付近は測線を密に配置する等、現地状況に合わせて配置した。調査作業は2017年12月（2017年豪雨後）と、2020年11月（2019年台風19号後）に実施したが、陥没箇所はいずれも埋め戻された状態であった。

なお、既設構造物の位置や形状等の情報について本報告では記載しない。

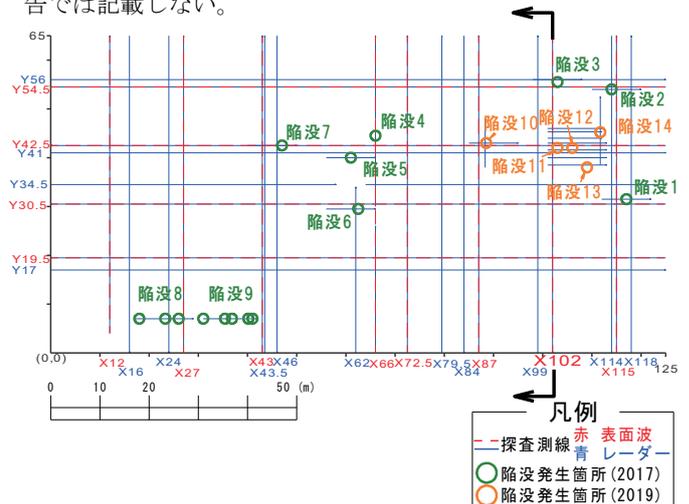


図-2 測線配置状況図

## 4. 調査結果

本報告では陥没が多く発生した X102断面（図-2中の黒太矢印の位置）を代表的な結果として示す。

X102測線周辺には、陥没3、11、12、13が分布する。

### (1) 地中レーダー探査結果

図-3の地中レーダー探査結果によると、いずれの陥没箇所も埋め戻されたためか、地中レーダー画像に空洞反

応などの変化は見られなかった。しかし、深度約2m 以浅で散乱波が卓越する箇所は、不飽和帯において空隙が増加して不均質化している可能性がある。

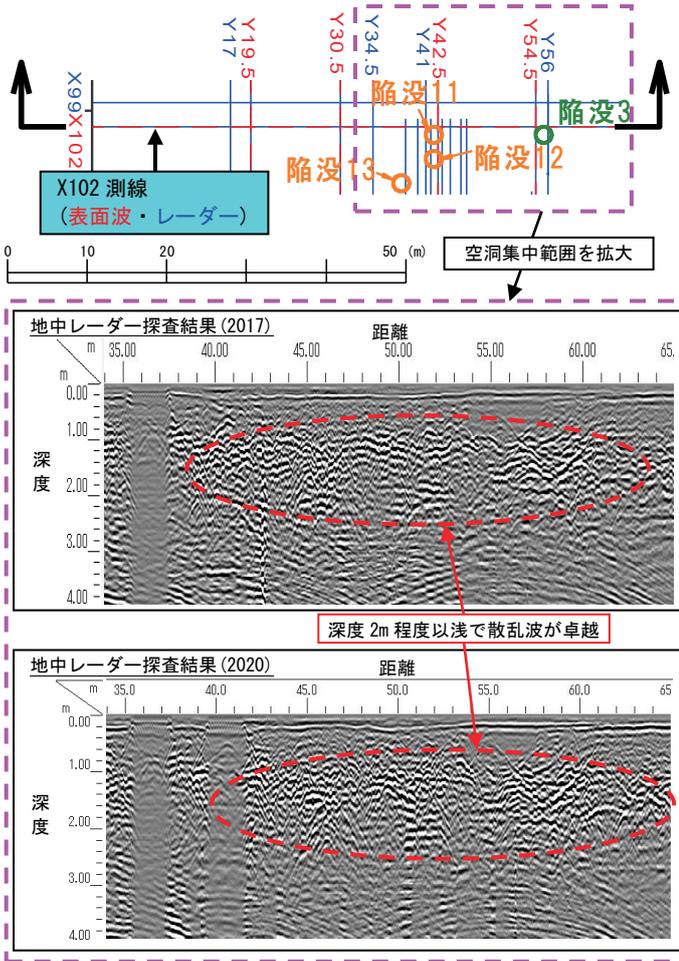


図-3 地中レーダー探査結果(X102測線)

(2) 表面波探査結果

図-4には、表面波探査による S 波速度断面図を示す。加えて、2時期(2017年および2020年)の間の S 波速度の変化率も断面図として示した。なお、地下水面は、隣接する水路の水位から推定したものである。

陥没集中箇所では、陥没地直下から深部へ連続的に速度が低下する部分が見られ、雨食によるパイピングなど、緩みの進行を反映した可能性がある。

また、表層部以深の S 波速度変化率は、地下水面を境に上位でマイナス側に大きく、下位で低い。これは、豪雨時での河川水位や地下水面の変動に起因した地盤強度の変化を反映した可能性がある。

(3) 統合解釈

2時期の S 波速度構造と地中レーダー画像に、それぞれ大きな変化はないことから、地盤条件がともによく再現されていると考えられる。

上記の探査原理の異なる2つの結果を統合的に解釈すると、深度約2m までの浅層部では散乱波が卓越し、かつ S 波速度変化率がマイナス側に大きい。これは構造物基礎に沿って雨滴の浸透によるパイピングが発生し空隙増

加している可能性が考えられる。

一方、地下水位以浅の不飽和帯においても S 波速度低下がみられ、地下水面までの空隙増加や緩みは、基礎直下の地下水流動部に沿う水位変動による吸出しに伴う細粒分の移動が考えられる。

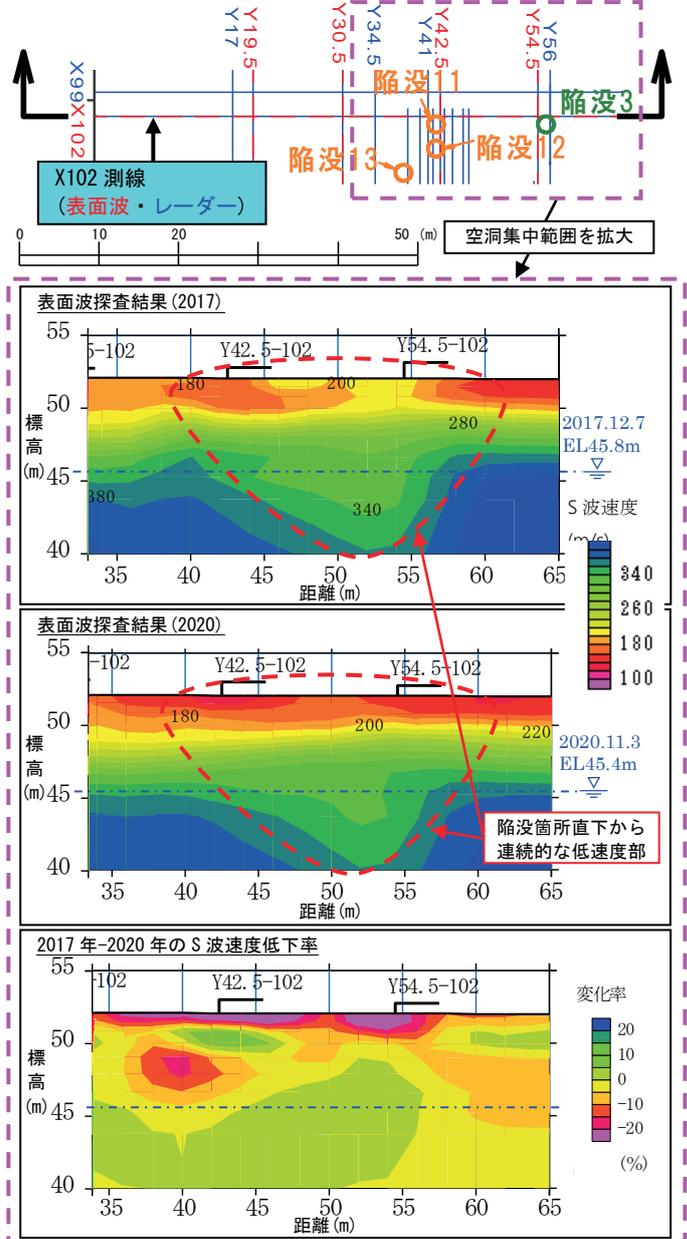


図-4 表面波探査結果(X102測線)

5. まとめ

本報告では、複数の物理探査手法を組み合わせることにより、地盤状況を間接的ながら広範囲に把握し、陥没の素因となる箇所を把握することができた。

各種の土構造物への応用や、物理探査と調査ボーリングやサウンディング等との組み合わせにより、調査コストの縮減や精度の向上に寄与できるものとする。

《引用・参考文献》

- 1) 地盤工学会編:地盤調査の方法と解説, p.127, 2013.3.
- 2) 地盤工学会編:地盤調査の方法と解説, p.146, 2013.3.

## 海底微動アレイ探査の調査事例

応用地質株式会社 ○井上雄介, 今井幹浩, 江波戸昌徳

## 1. はじめに

2019年4月から施行された「海洋再生可能エネルギー発電設備の整備に係る海域の利用の促進に関する法律（再エネ海域利用法）」により、一般海域での洋上風力発電の開発環境が整った<sup>1)</sup>。これにより、洋上風力発電施設に係る地盤調査市場は大幅に拡大している。地盤の支持層の分布あるいは工学的基盤深度の把握にはS波速度の測定が必須であるが、洋上においてはボーリング孔を利用したサスペンション PS 検層が一般的に行われている。しかしながら、洋上風力発電（着床式）は年平均風速7m/s以上、水深10～40m程度の海域を対象としており、厳しい環境下でのボーリング作業は容易ではない。著者らはこのような厳しい環境下でも短時間でS波速度構造を把握することができる海底微動アレイ探査システムを開発した。海底微動アレイ探査のニーズは高く、著者らは昨年までに計8サイト、56地点で探査を実施した。本稿ではこれまでに実施した調査のうち標準的な1サイトを選び、PS 検層結果と対比させた事例について報告する。

なお、当手法については2021年3月にNETIS登録を行っている。

## 2. 調査方法

本調査は海底地盤のS波速度構造を把握することを目的として、水深約13mの地点で実施した。海底は砂主体の地盤であり、地盤構造は広範囲で水平成層構造であることが既往の調査で確認されている。また、本調査地点は事前にPS検層により速度情報が得られている。

アレイ配置は4点正三角形配置とし、アレイ底辺長は50m、100m、200mの3パターンとした。

測定システムは海底地震計（2Hz）、Geometrics社製の独立型データ収録器（Atom）、Atomを海上に浮遊させるためのブイ、海底地震計とAtomをつなぐ信号ケーブル等で構成した。

海底地震計の設置はTrimble社製のRTK-GNSSを用いて船舶を目標座標に誘導し、海底地震計およびAtomを搭載したブイを海中に投入した。主な測定機器を図-1に、海底微動アレイ探査の測定模式図を図-2に示す。



図-1 主な測定機器（海底地震計（左）、独立型データ収録器 ATOM（中）、RTK-GNSS アンテナ（右））

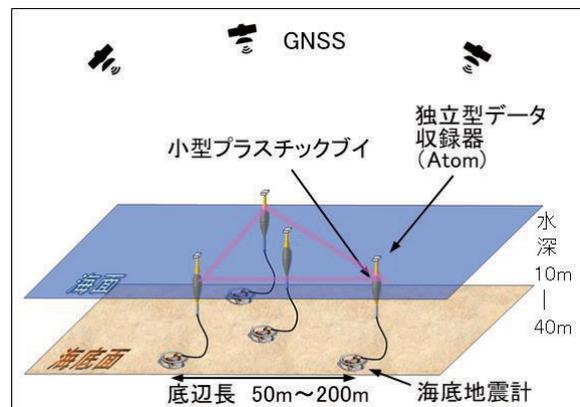


図-2 海底微動アレイ探査測定模式図

設置後の海底地震計の設置位置を特定するために、微動観測を1～2時間行った後、ブイの外周を船舶で航行しながら、船舶に取り付けた音波発振装置（OWS振源<sup>2)</sup>）を複数ヵ所で起振した（図-3）。

これらの一連の作業は人員4～5名、1地点あたり1～2日で実施できるが、有義波高1.0mを超える海象条件では作業が難しく、有義波高0.5m程度の穏やかな海象条件が測定実施の目安になる。

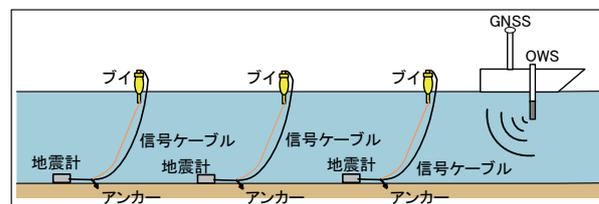


図-3 海底地震計の設置位置特定 概念図

## 3. 調査結果

海底微動アレイ探査により得られた観測波形のフーリエスペクトルを図-4に示す。各地震計のスペクトル分布は整合的であり、良好な波形記録が得られたと考えられた。各地点の観測波形から空間自己相関関数法（SPAC法<sup>3)</sup>）を用いて作成した周波数領域の位相速度イメージを図-5に示す。この図より0.7～2.9Hz付近で位相速度が滑らかに繋がる観測位相速度曲線が得られた。これにより、海底面においては波浪や海流による振動ノイズの影響が少ない良好な結果が得られたことを確認できた。

S波構造の算出方法は、遺伝的アルゴリズム<sup>4)</sup>による逆解析手法を用いた。観測で得られた位相速度曲線と得られたS波速度構造から求めた理論位相速度曲線を図-6に、またS波速度構造を図-7に示す。位相速度曲線は観測と理論で整合する結果となった。

得られた S 波速度構造は最小アレイ底辺長の関係から深度30m 以浅の S 波速度構造は既往の PS 検層結果とやや乖離するものの、深度30m 以深の S 波速度構造及び工学的基盤深度 (S 波速度  $\geq 400\text{m/s}$  に相当する深度) は既往のボーリング孔内での PS 検層結果と整合的する結果が得られた。

#### 4. まとめ・今後の課題

海底微動アレイ探査を実施したサイトのうち、PS 検層結果と対比させた事例を示した。海底微動アレイ探査で求めた S 波速度構造は PS 検層結果と整合的であることから逆解析によって得られた S 波速度構造の妥当性を示すことができた。

一方で長いケーブルを扱う作業の安全上、最小アレイ底辺長は50m が限界であるために極浅部の位相速度を捉えきれていないという課題が残った。今後は地盤条件、水深、波浪などさまざまな条件が異なる海域における適用事例を蓄積していくとともに、極浅部層の S 波速度構造を把握するためのシステムを新たに開発していく予定である。

#### 《引用・参考文献》

- 1) 牛山泉 (2020) : 急進展する洋上風力発電、基礎工、**48**, 12, 1.
- 2) 小倉公雄・荘司泰敬・大橋武一郎 (1999) : 多層円盤を用いた孔中振源の開発、物理探査, **52**, 2, 141-152.
- 3) Aki., K., 1957, Space and time spectra of stationary stochastic waves, with special reference to microtremors: Bulletin of the Earthquake Research Institute, **35**, 415-456.
- 4) 山中浩明・石田寛 (1995) : 遺伝的アルゴリズムによる位相速度の逆解析, 日本建築学会構造系論文集, **468**. 9-17.

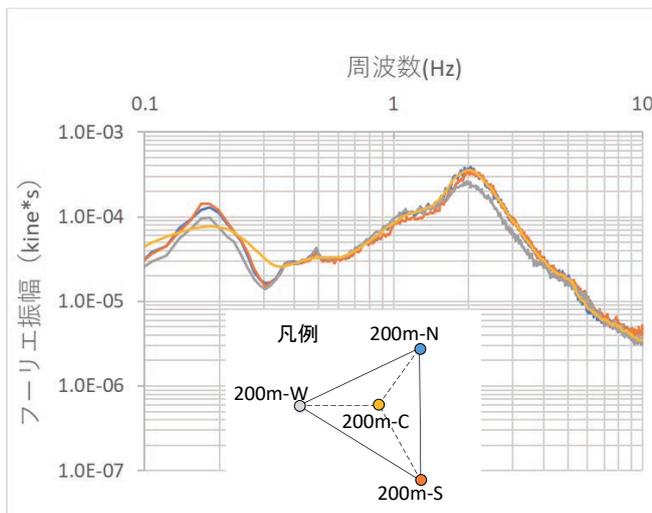


図-4 200m アレイにおけるフーリエスペクトル

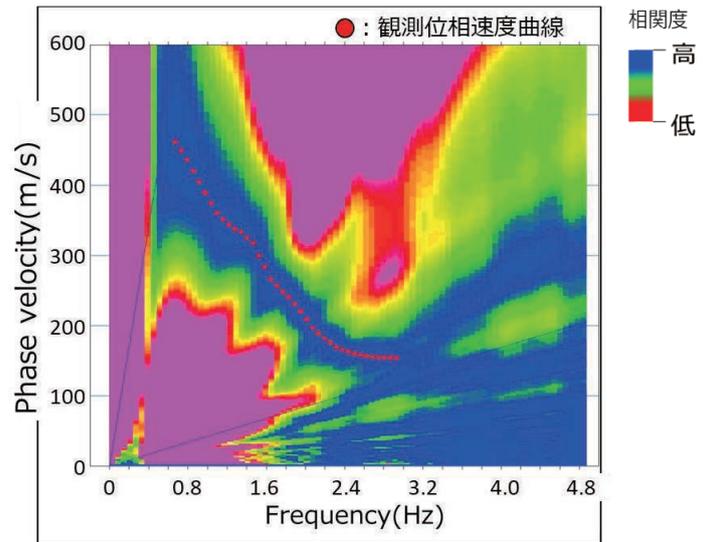


図-5 周波数領域の位相速度イメージ  
(赤丸: 観測位相速度曲線)

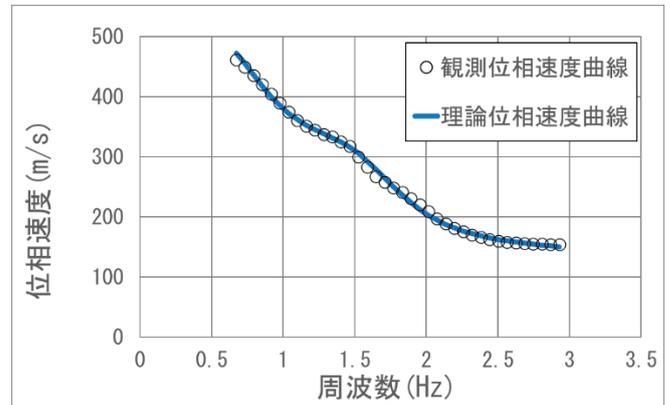


図-6 観測位相速度曲線および理論位相速度曲線

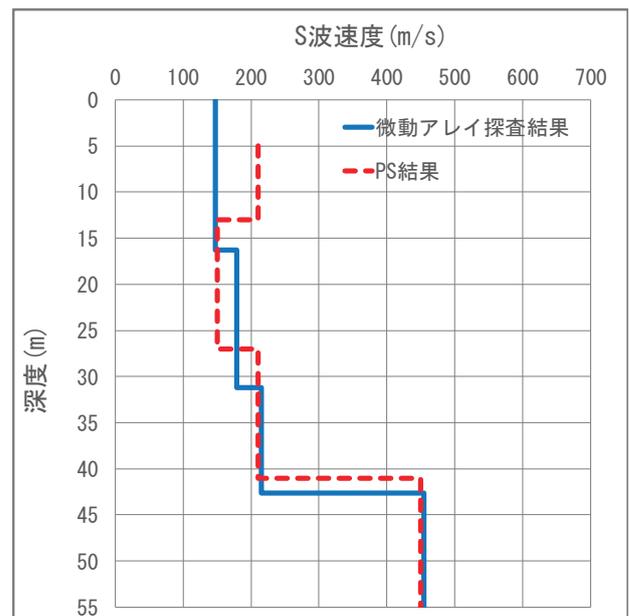


図-7 S 波速度構造

【041】

# 三軸磁気探査装置による鋼管杭の先端深度と方向の特定について

株式会社メーサイ ○山口博久, 中野真治, 塩崎宜史

## 1. はじめに

従来の磁気探査装置には、鉛直方向(Z軸)の磁気センサーを内蔵したプローブが用いられてきた<sup>1)</sup>。これに加えて、水平方向(X軸,Y軸)の磁気センサーを内蔵したプローブを用いる三軸磁気探査装置が開発された。この三軸磁気探査装置を用いれば、従来の磁気探査装置では困難であった磁気物の方向が特定できる。報文は、既設の支持杭(鋼管杭)に近接して打設された防護杭(鋼管杭)を対象として、先端の深度と調査孔からの方向を特定した事例である。

## 2. 三軸磁気探査装置の概要

三軸磁気探査装置<sup>2)</sup>(MAGLog-3、ジオファイブ)を使用した。先端のプローブ(直径:34mm)には、三軸の磁気センサー(X軸,Y軸,Z軸)を採用している(写真-1)。



写真-1 プローブ先端

## 3. 上下端深度の検出実験

離隔50cm離れた位置の鉄パイプ(直径:40.5mm, 深度:2.5~3.5m)の上下端を検出する実験を実施した(図-1)。

鉛直方向(Z軸)の差分値(上下0.5m)のピークは、鉄パイプの上下端深度と一致している。

水平方向(X軸,Y軸)に着目する方法がある。X軸とY軸の方向を固定できない場合には、水平方向の合成値 $[H=\sqrt{(X^2+Y^2)}]$ に着目する。水平方向の合成値(H)のピークは、鉄パイプの上下端深度と一致している。

鉛直方向(Z軸)の差分値と水平方向(X軸,Y軸,H合成値)のピークを併用することで上下端深度を正確に検出できる。

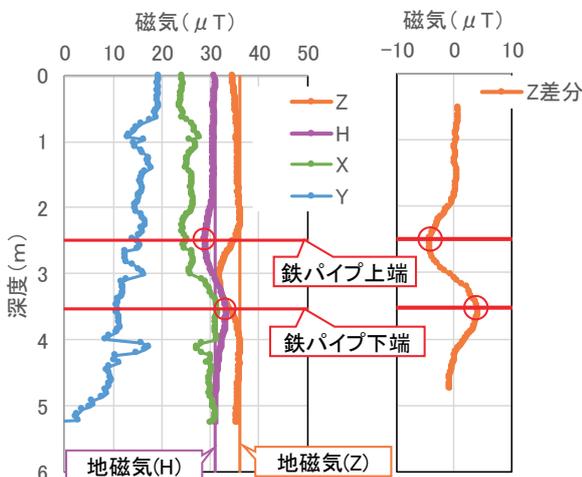


図-1 磁気探査結果

## 4. 磁気物の埋設方向の特定実験

磁気物(鋼管杭等)の埋設方向を特定するためのモデル実験を実施した。大型バケツの中央に、磁気探査プローブを設置し、X軸を磁北方向に合わせた。Y軸方向は、東方向となる。磁気物は、地磁気によって、上端はS極(マイナス)、下端はN極(プラス)の磁気を帯びる(図-2)。

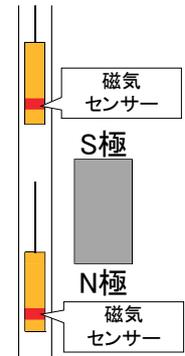


図-2 磁気物端部の磁気



写真-2 埋設方向の特定実験

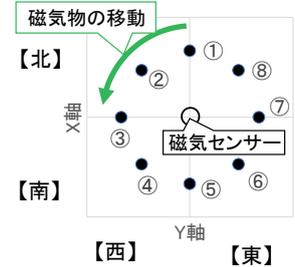


図-3 重錘の設置方向

標準貫入試験の重錘(63.5kg)が磁気センサーより上方にある場合(N極)と下方にある場合(S極)の2ケースで実施した。重錘を大型バケツの①(磁北方向)に設置し、②~⑧まで順次移動させながら、磁気(X軸,Y軸)を測定した。重錘を離れた位置においた状態で地磁気を測定し、測定値から地磁気の値を引いた補正值を表示する。

### (1) 磁気物(N極)を感知した場合(図-4)

『磁気物の埋設方向』と『磁気センサー(補正值)表示の方向』の象限が一致を示す。

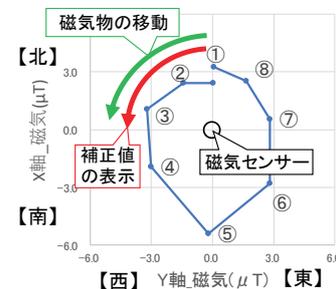


図-4 磁気センサーの表示  
(磁気物:上方、N極)  
【象限が一致を示す。】

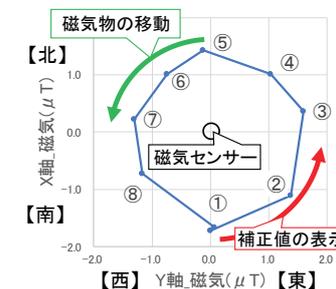


図-5 磁気センサーの表示  
(磁気物:下方、S極)  
【象限が反対を示す。】

(2) 磁気物(S 極)を感知した場合(図-5)

『磁気物の埋設方向』と『磁気センサー(補正值)表示の方向』の象限が反対を示す。

5. 鋼管杭の深度と方向の特定実験

河川内の支持杭(鋼管杭 直径:812mm)とその周囲に配置された防護杭(鋼管杭 直径:412mm)を対象に実施した(写真-3)。

磁気探査調査は、河床より8.2mの高さにある河川上の足場から実施した。調査孔としては、塩ビパイプ(VP-50)を使用した。孔口の高さは、河床から8.55mである。孔口から11.2m区間は、保護用のケーシングパイプ(直径:116mm)内に塩ビパイプを設置した。

調査孔の位置を中心に、鋼管杭(支持杭と防護杭)の方向を図-6に図示する。磁気物は④~⑦方向にある。

磁気検層プローブに角ロッドを取り付け、X軸を磁北方向に合わせて、回転しないように、調査孔に貫入する。引抜ながら、磁気探査を実施した。磁気探査結果を図-7に示す。深度11.2mまでは、ケーシングパイプ内であり、磁気物の影響を受けない。

磁気探査結果の鉛直方向(Z軸)に着目すると、深度18mに変曲点があり、防護杭の下端に相当する。これ以浅では支持杭と防護杭、これ以深では支持杭がそれぞれ磁気物となる。防護杭の下端については、鉛直方向(Z軸)の差分値、水平方向(X軸)のピークの深度が一致している。

図-8は、防護杭の下端深度より上下部1m区間の測定値から地磁気<sup>3)</sup>を引いた補正值を表示したものである。下端は、N極であることから、図-4に示すように、表示される象限が一致する。磁気物(鋼管杭)は、図-6に示すように④~⑦方向にあることから、図-8の表示は正しい。

6. おわりに

三軸磁気探査装置を用いた磁気探査により、鉛直方向(Z軸)の差分値と水平方向(X軸,Y軸,H合成値)のピークを併用することで、磁気物の上下端深度を正確に検出できる。水平方向(X軸,Y軸)の測定値から地磁気の値を引いた補正值を表示することで、調査孔を中心に全方向で、磁気物の方向を特定できる。三軸磁気探査装置に用いられる磁気センサーは感度が高く、地中の磁気物に加え、地表面の磁気物からの磁気にも反応する。適用事例は、周辺に磁気物が無い場合と深度が深く地表面の磁気物の影響が無い場合である。今後、適用事例を増やし、地中の磁気物の調査孔からの方向に加えて距離についても把握できるように知見を得たいと考えている。

《引用・参考文献》

- 1) 関東地質調査業協会編:「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.315~322、1995.10
- 2) 小川光喜他:「高分解能3軸磁気検層装置の開発と適

用」、全地連技術フォーラム2015論文集、論文 No.26、2015.9

- 3) 国土地理院地磁気測量([https://vldb.gsi.go.jp/sokuchi/geomag/menu\\_04/index.html](https://vldb.gsi.go.jp/sokuchi/geomag/menu_04/index.html))[確認日:2021.5.1]



写真-3 鋼管杭(支持杭と防護杭)の設置状況

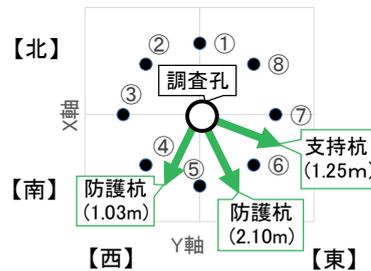


図-6 鋼管杭(支持杭と防護杭)の調査孔からの設置方向

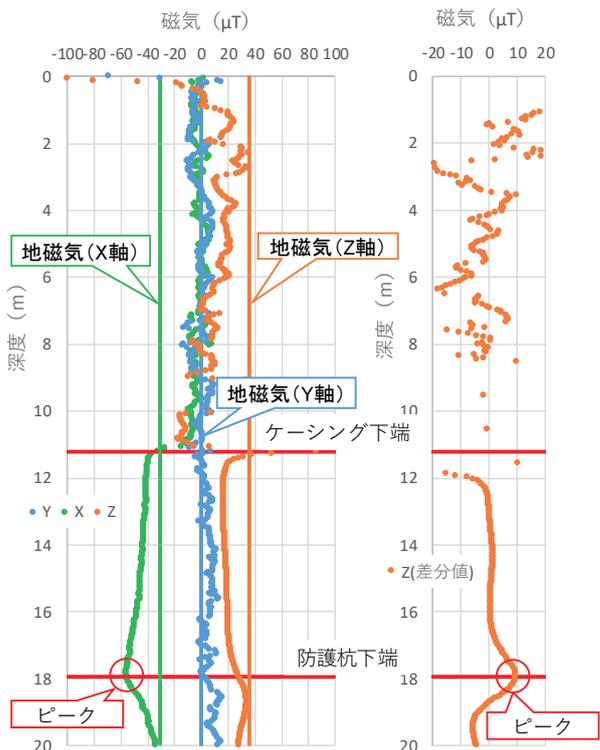


図-7 磁気探査結果

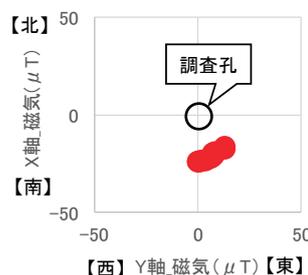


図-8 磁気センサーの表示(磁気物:N極)【象限が一致を示す。】

## 電磁ハンマーの開発と適用例

株式会社ジオファイブ ○鎌田 晋哉, 高橋 亨, 五江 潤 通

### 1. はじめに

近年、各種社会インフラの老朽化が大きな社会問題になっている。各種構造物の健全性を調べるために人力によるハンマー打撃(打音検査)が広く用いられているが、これに替わるものとしてソレノイドを応用した小型振源を開発した。この振源は起振力が大きく、かつ高い周波数特性に加え、繰返しレートも速いのでトンネル背面の空洞調査の他、コンクリート壁の剥離や杭・鋼矢板等の根入れ深さ測定等への適用が期待できる。

今回、開発した振源の性能を評価することを目的に、重力式コンクリートダム堤体にて、弾性波の伝搬試験等を行ったので、以下、その結果について述べる。

### 2. 電磁ハンマーの概要

開発した電磁ハンマー(ポータブル振源と呼ぶ)の構成と動作について、以下に述べる。

#### (1) 電磁ハンマーの構成

ポータブル振源は、ソレノイドを駆動する高電圧パルス生成する制御装置部と、高電圧パルスを受けて打撃を行うソレノイドハンマー振源部から構成されている。振源には、使用状況に則して、簡易かつ効果的に弾性波を発生させるため、原動力の小さいタイプ(小型と呼ぶ)と大きいタイプ(大型と呼ぶ)の2種類を用意している。制御装置は共通である。図-1に装置一式の写真を示す。



図-1 ポータブル振源の写真

#### (2) ポータブル振源の動作

制御装置のPOWERを入れると昇圧が始まり、昇圧が完了するとREADY LEDが点灯する。この状態でHITスイッチを押すと打撃が行われる。打撃は約5秒間隔で行うことができる。また、トリガー検出用に圧電素子を内蔵しており、起振時には、アナログ信号で瞬時に出力し、データ収録装置にトリガー信号として入力することが可能である。表-1に仕様を示す。

表-1 ポータブル振源の主な仕様

仕様	
<b>制御装置</b>	
駆動電圧、パルス幅	300V、10~80msec (可変)
繰返しレート	4~5sec
寸法・重量	151×101×200mm、2.2kg
<b>振源 (大型)</b>	
ストローク	50mm
プランジャー重量	1kg
寸法・重量	80×90×350mm、5.1kg
<b>振源 (小型)</b>	
ストローク	18mm
プランジャー重量	0.09kg
寸法・重量	φ80mm×300mm、1.6kg
<b>振源共通</b>	
トリガー検出方式	圧電素子

### 3. 適用性の検証

ポータブル振源の適用性の検証のため、重力式コンクリートダムの監査廊と法面を利用して弾性波の伝搬・透過試験を行った<sup>1)</sup>。

#### (1) ダム監査廊における伝搬試験

監査廊底盤上にて、ポータブル振源(小型)により表面波を発生させ、コンクリート面上での伝搬性能を確認した。比較のため、木製かけやによる起振も行った。測定条件は以下の通りである。

受振点：40cm 間隔で24個  
 受振器：固有周波数4.5Hz、上下動ジオフォン  
 振源距離：49.6-59.2m  
 振源：ポータブル振源、木製かけや

図-2に波形記録例を示す。卓越する波形が表面波である。この結果が示す通り、小型のポータブル振源でも、50mを超える震源距離でも十分なS/N比が得られていることがわかる。

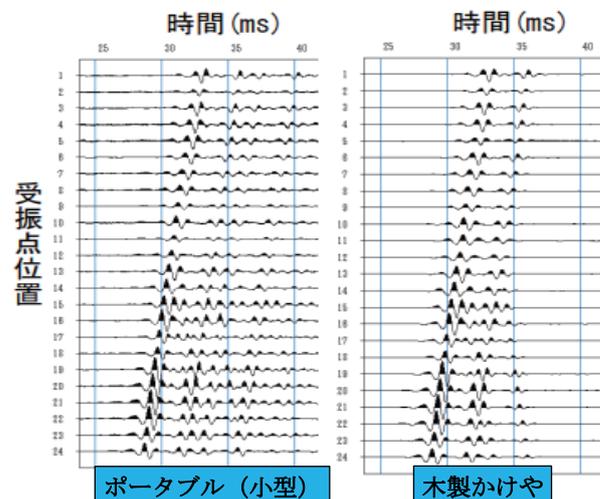


図-2 ポータブル振源と木製かけやの比較

(2) 監査廊-法面間の透過試験

透過試験は、監査廊内で起振し、対抗する下流側法面上の水平ひび割れの上下に平行に設置した測線長9.2mの2測線で受振する試験を行った。比較のため、木製かけやによる起振も行った。測定条件は以下のとおりである。

受振点：水平2測線（間隔0.8m）、40cm 間隔、24個  
 受振器：固有周波数40Hz、上下動ジオフォン  
 起振点：監査廊壁（水平打撃）  
 起振源：ポータブル振源（小型、大型）、木製かけや

図-3に、ポータブル振源（小、大）と木製かけやの1回の起振時の記録例を示す。距離25m の堤体を透過した弾性波（P波、S波）が確認できる。記録されたS波の最大振幅を比較すると、ポータブル振源（小、大）、及び木製かけやの比率は、1：3：19であった。大型では1回の起振で、木製かけや同様、P波、S波が確認出来、小型でも、加算をすれば検出可能であることがわかった。

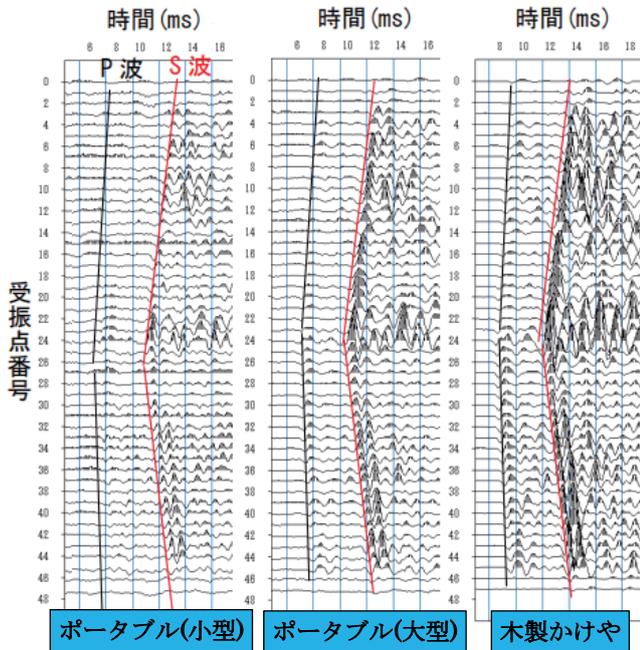


図-3 各振源の記録波形の比較

(3) ポータブル振源の周波数特性

ポータブル振源の地層分解能を決める周波数特性を確認するため、振源近傍でコンクリート面を打撃したときに発生する弾性波（表面波）を加速度センサーで受振し、スペクトル解析を行った。その結果を図-4に示す。卓越周波数は7kHz程度であった。

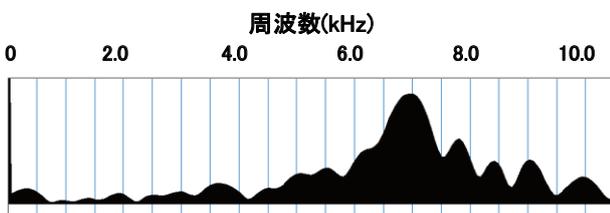


図-4 小型振源の近傍パワースペクトル

次に、大規模ダム調査での適用性を確認するため、監査廊で起振し、コンクリート堤体法面上の振源距離2-4mに設置された、固有周波数40Hz のジオフォンで弾性波（表面波）を受振してスペクトル解析を行った。比較振源は鉄ハンマーとし、それぞれの発振波の周波数特性を確認した結果を図-5に示す。卓越周波数はそれぞれ、小型2.0kHz、大型は1.1kHz、鉄ハンマーは1.5kHz程度であった。コンクリートの場合、弾性波速度は、P波が4.3km/s、S波は2.6km/s程度であるので、小型のポータブル振源を使用すれば、1m程度以下の分解能で探査が可能であることがわかる。

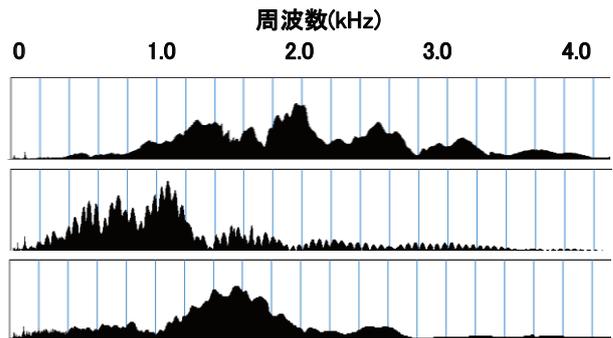


図-5 発振波形のパワースペクトルの比較  
 (上:ポータブル(小)、中:ポータブル(大)、下:鉄ハンマー)

4. まとめと今後の展望

コンクリートダム堤体で弾性波の伝搬・透過試験を実施した結果、発振力、周波数特性とも大規模なダムの非破壊調査でも適用可能なことが確かめられた。本振源は、小型軽量で可搬性に優れており、鋼板打撃時の卓越周波数が約50kHzというデータも別の実験で得ている。今後、トンネル覆工コンクリート背面調査の他、鋼矢板の根入れ調査等の非破壊調査での適用性についても検討を進めていく予定である。

謝辞

本稿は、国土交通省の公募研究「平成30年度河川砂防技術研究開発」における「低周波の弾性波を用いたコンクリートダムの亀裂検知および強度分布把握手法の研究開発」の成果の一部である。本研究の共同研究者である東京都立大学の小田義也教授、国立研究開発法人土木研究所の尾西恭亮博士、公益財団法人深田地質研究所の磯真一郎博士、ならびに本研究を進めるにあたりお世話になった国土交通省国土技術政策総合研究所ならびに現地ダム事務所の関係者の皆様に感謝いたします。

<<引用・参考文献>>

- 1) 小田義也・高橋亨・尾西恭亮：弾性波を利用したコンクリートダム堤体の亀裂および強度分布評価手法に関する研究開発－研究開発の概要－、物理探査学会第141回学術講演会論文集、35-36。(2019)

## 高周波交流電気探査装置を用いた実証実験

日本物理探査（株） ○古賀 遼平, 天野 量稀, 千鳥 雅由  
河野 秀紀, 金田 朋之

### 1. はじめに

日本では 1970 年代までの高度経済成長期に多くの水道管が敷設・普及し、その多くの水道管が法定耐久年数 40 年を超えつつある。しかし、更新が進んでおらず、老朽化に伴う漏水や破損事故が発生している。老朽化の原因の一つに水道管の腐食がある。周囲土壌の比抵抗が腐食に影響を与えることはよく知られている。

弊社は（国研）産業技術総合研究所が開発した技術を提供いただいて高周波交流電気探査装置を製作した。この装置を用いることにより、舗装道路上でも地盤に電極を打ち込むことなく水道管周囲の土壌の比抵抗分布を把握することができる。今回日立市の協力のもと実証実験を行った結果について報告する。

### 2. 水道管の腐食と比抵抗

ダクタイル鋳鉄管の腐蝕性の指標として、アメリカの国家規格（ANSI / AWWA C105 / A21.5）があり（表-1）、わが国でも腐食に関する標準的な評価指標として用いられている。各項目の評価点の合計が 10 点以上になる場合、対策が必要となる。この中で、比抵抗値は  $15 \Omega \cdot m$  以下で 10 点となり、腐食に対して影響が大きい指標であることがわかる。

表-1 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  $\Omega \cdot cm$  から  $\Omega \cdot m$  に修正）<sup>1)</sup>

調査項目	測定値	評価点数
比抵抗 ( $\Omega \cdot m$ )	< 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

### 3. 高周波交流電気探査装置について

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効率よく求めることができる。

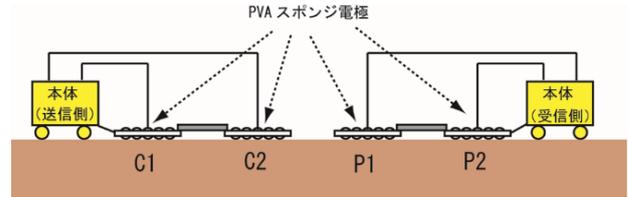


図-1 高周波交流電気探査装置概念図

高周波交流電気探査は、ダイポール・ダイポール法に準拠した測定を行う<sup>2)</sup>。原理は二つの電極間（送信ダイポール）に交流の電流を流すことで地中に発生する電位変化を他の二つの電極（受信ダイポール）で受信する（図2）。この送信・受信ダイポールの位置を変化させることにより、深度方向の比抵抗を取得することができる。基本的には送信ダイポールを固定し、受信ダイポールを移動して測定する（図-3）。

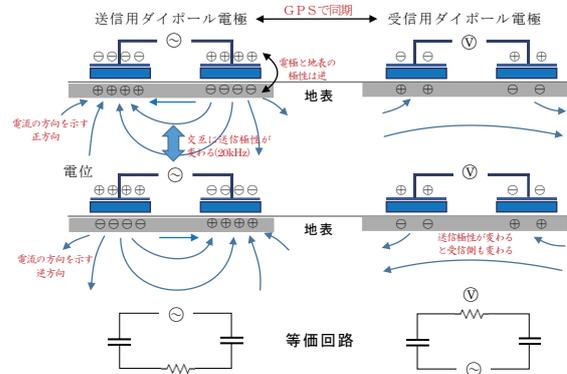


図-2 高周波交流電気探査の原理の概念図

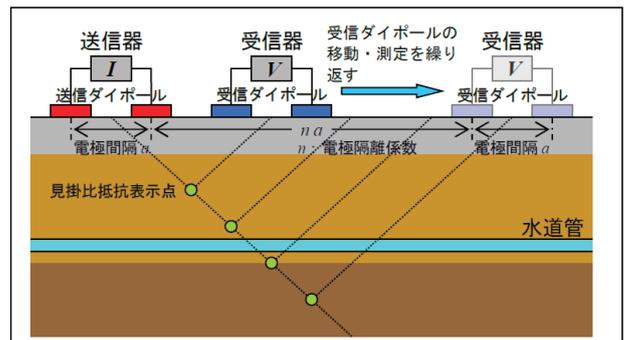


図-3 高周波交流電気探査の測定法

4. 日立市における実証実験

日立市内5か所のアスファルト舗装道路上において高周波交流電気探査による検証実験を実施した(表-2)。従来の電気探査と比較するため④地点において、道路脇の土壌部分において電極打設による直流電気探査を実施した。

表-2 日立市における実証実験内容

地点番号	探査数量		
	探査手法	数量	備考
①	高周波交流電気探査	50m×2測線	令和2年漏水事故
②	高周波交流電気探査	100m×1測線	平成18, 30年漏水事故
③	高周波交流電気探査	100m×1測線	
④	直流比抵抗法電気探査	95m×1測線	平成27年漏水事故
	高周波交流電気探査	100m×1測線	
⑤	高周波交流電気探査	50m×2測線	



図-4 実験場所位置図<sup>3)</sup>

5. 結果

各地点において得られたデータを解析して比抵抗モデルを求めた。例として最もリスク評価点数の高かった②地点の評価比抵抗断面図を示す(図-5)。断面データより、水道管の埋没深度周辺の比抵抗値を抽出して、各側線上にプロットしたグラフを図-6に示した。ANSIによる評価基準をもとに(表-3)、その地点における腐食リスクをランク付けした(表-4)。

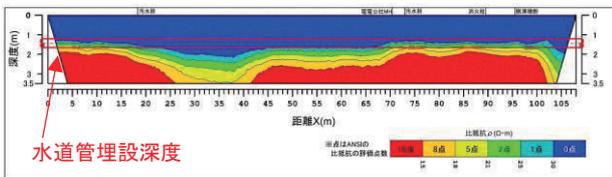


図-5 ②地点のANSI評価比抵抗断面図例

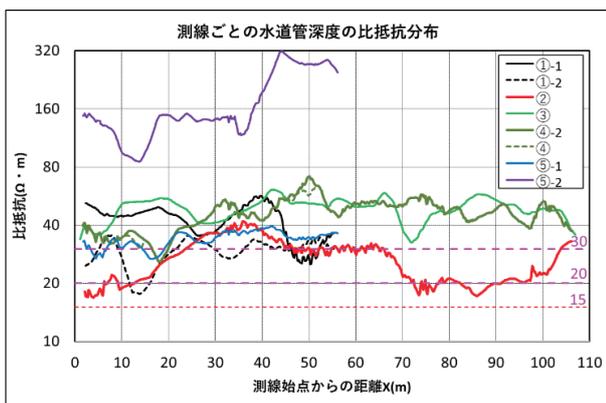


図-6 水道管深度の比抵抗分布

表-3 ANSI基準による腐食リスクランク付け

ランク	概要
A	腐食土壌の分布が懸念され、管の更新・詳細調査の優先箇所。漏水履歴がある場所。比抵抗値が20Ωm未満
B	腐食進行は中位と想定。管の更新・詳細調査の優先度は中位。比抵抗値は20~30Ωm未満
C	腐食は遅いと推定され、管の更新・詳細調査の優先度は低い。比抵抗値は30Ωm程度
D	腐食進行は十分遅い。管の更新・詳細調査の優先度は極低い。比抵抗値は30Ωmより十分大きい。

表-4 各地点における腐食リスクの評価

地点番号	水道管深度の比抵抗		評価
	最低比抵抗値(Ωm)	ANSI評価基準	
①-1	25	1	A
①-2	18	5	
②	17	8	A
③	32	0	C
④	26	1	B
⑤-1	27	1	B
⑤-2	85	0	D

6. まとめ

日立市において、高周波交流電気探査装置の実証実験を実施した。

その結果、舗装路面下の水道管周囲の地盤比抵抗分布を得ることができた。ANSI基準による腐食地盤の評価を行ったが、履歴や地盤状況から判断して、ほぼ妥当な評価ができた。

謝辞

本実験にあたり、日立市企業局様、株式会社管総研様には、実験場所や水道関係の資料をご提供していただいた。ここに深く感謝する。

<<引用・参考文献>>

- 1) 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
- 2) 千鳥・河野・鈴木・河村・鶴川・狩野・神宮寺(2020):高周波交流電気探査装置を用いた基礎実験,物理探査学会第143回(2020年度秋季)学術講演会講演論文集,143, 79-82.
- 3) 国土地理院地図(電子国土 Web)  
https://maps.gsi.go.jp/より作成

# 濁水中で良質なボアホールカメラ画像を取得するための工夫

株式会社レアックス ○流 喜彦, 狩野 正也, 喜多 淳滋

## 1. はじめに

地質調査におけるボアホールカメラ観察では、地質構造や割れ目等の性状を明瞭に把握するため、良質な画像の取得が求められる。しかし、観察時に、孔内水が濁っていると孔壁を明瞭に観察できない。そのため、濁水対策を講じる必要があり、一般に清水による孔内洗浄や凝集剤によって細粒分を沈降させる方法が用いられる。しかし、脆弱な地質においては、過剰な洗浄によって孔壁崩壊を誘発するおそれがある。また、孔壁から細粒分が孔内に供給され続ける場合、凝集剤の効果は期待できない。

本稿では、このような課題への具体的な対応策として、①孔壁とのクリアランスを狭めることで濁水の影響を軽減させる器具(以下、『透明アタッチメント』と称す)と、②地上から清水をカメラ部に送ることで濁水を排除させる器具(以下、『送水用アウターケーシング』と称す)を紹介する。

## 2. 概要

### (1) 透明アタッチメント

透明アタッチメントは、孔壁とのクリアランスを狭めるための器具である。この器具をアクリル窓付近に取り付け、内部を清水で満たすことで、濁水の影響を軽減した観察が可能となる(図-1)。

表-1 に透明アタッチメントの特徴を記す。

表-1 透明アタッチメントの特徴

特徴	<ul style="list-style-type: none"> <li>孔壁とのクリアランスを狭める</li> <li>適用孔径φ66~100mm程度(サイズ変更可)</li> <li>材料は安価な透明PVCシート(円筒)とプラスチックカップで容易に作成可能(図-2)</li> <li>柔軟な部材で構成されるため、孔壁から落下物や突起がある場合でも、形が変形して引っ掛かり等のトラブルを回避しやすい</li> <li>観察時にボーリングマシンが不要</li> </ul>
留意点	<ul style="list-style-type: none"> <li>孔壁が広がっていた場合、クリアランスも広がるため効果が低減する</li> </ul>

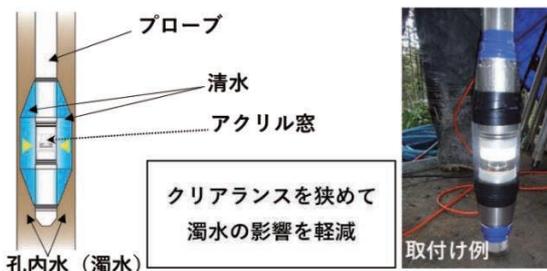


図-1 透明アタッチメント模式図



図-2 透明アタッチメントの部材

### (2) 送水用アウターケーシング

送水用アウターケーシングは、地上から送水した清水をアクリル窓直上に供給するための器具である。この器具は、アクリル窓より上部を二重管構造とすることで、清水をアクリル窓直上に供給することができる仕組みとなっている(図-3)。

これにより、事前の孔内洗浄を要せずに、孔壁状況と濁水除去の状況をカメラでモニタリングしながら観察することが可能となる。表-2 に送水用アウターケーシングの特徴を記す。

表-2 送水用アウターケーシングの特徴

特徴	<ul style="list-style-type: none"> <li>アクリル窓直上に清水を供給</li> <li>適用孔径φ86~120mm程度</li> <li>洗浄状況をモニタリングして過剰な洗浄による孔壁崩壊を防止</li> <li>送水量は地上のポンプでコントロール</li> <li>全てステンレスで構成されるため、プローブ内部の地磁気センサーに影響を及ぼさない</li> </ul>
留意点	<ul style="list-style-type: none"> <li>送水に必要な水量(約2m<sup>3</sup>/10m区間)の確保</li> <li>ボーリングロッドと接続するため、観察時にボーリングマシンが必要</li> </ul>



図-3 送水用アウターケーシング模式図

### 3. 観察事例

#### (1) 事例 1: 透明アタッチメント

割れ目が多数発達した砂岩で、孔壁が角礫状となっていた。このため、孔壁崩壊のリスクを回避するため、事前洗浄は行わずに観察した。しかし、孔内水の濁りにより孔壁を明瞭に視認できなかったため、透明アタッチメントを装着し、再観察を実施した。

取得画像を比較すると、透明アタッチメントを装着することにより、濁水の影響が軽減されていることが確認できる(図-4)。

#### (2) 事例 2: 送水用アウターケーシング

粘土化した破砕区間を有する泥岩で、孔壁崩壊のリスクを回避するため事前洗浄は行わずに観察した。しかし、孔内水は顕著な濁水状態にあり、孔壁から細粒分が供給され続けていることが想定された。

そこで、送水用アウターケーシングを装着し再観察を実施した結果、濁水の影響を解消することができ、明瞭な孔壁画像を取得できた(図-5)。

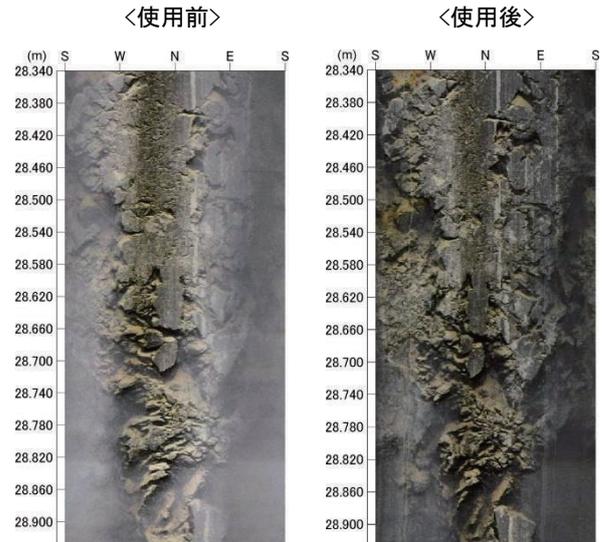


図-4 透明アタッチメントの効果比較(孔壁展開画像)

### 4. 濁水対策フローと今後の展望

脆弱な地質におけるボアホールカメラ観察では、清水による孔内洗浄や凝集剤を用いる従来の方法では、濁水を解消できないことが度々ある。また、度重なる再洗浄によって孔壁崩壊が生じ、元来の孔壁状態を観察できないことや、修復不能な孔内閉塞を誘発し、観察自体が中止となってしまうこともある。

これらの問題に対して、本稿で紹介した透明アタッチメントや送水用アウターケーシングを濁水の状況に応じて選択し、使用することが問題解決の一助になると考えている。図-6に良質な画像を取得するのに有効な観察手順の一例を示す。

今後は、更なる良質な画像の取得に向けて、濁水対策以外の問題点(孔壁の付着物除去等)にも着目したい。

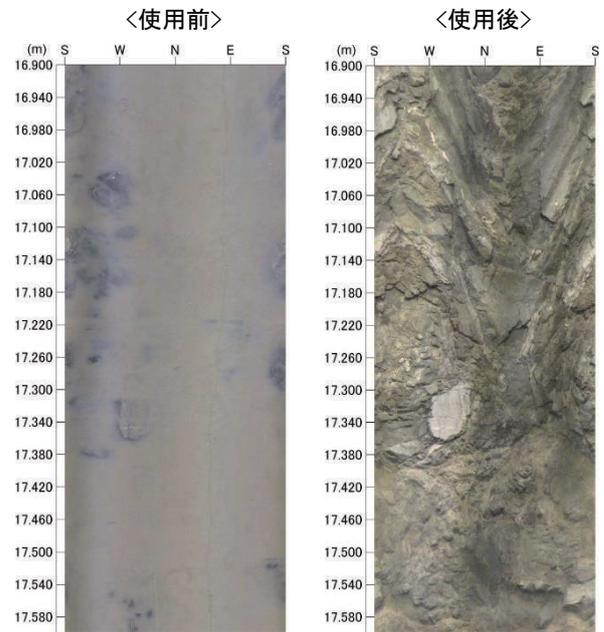


図-5 送水用アウターケーシングの効果比較(孔壁展開画像)

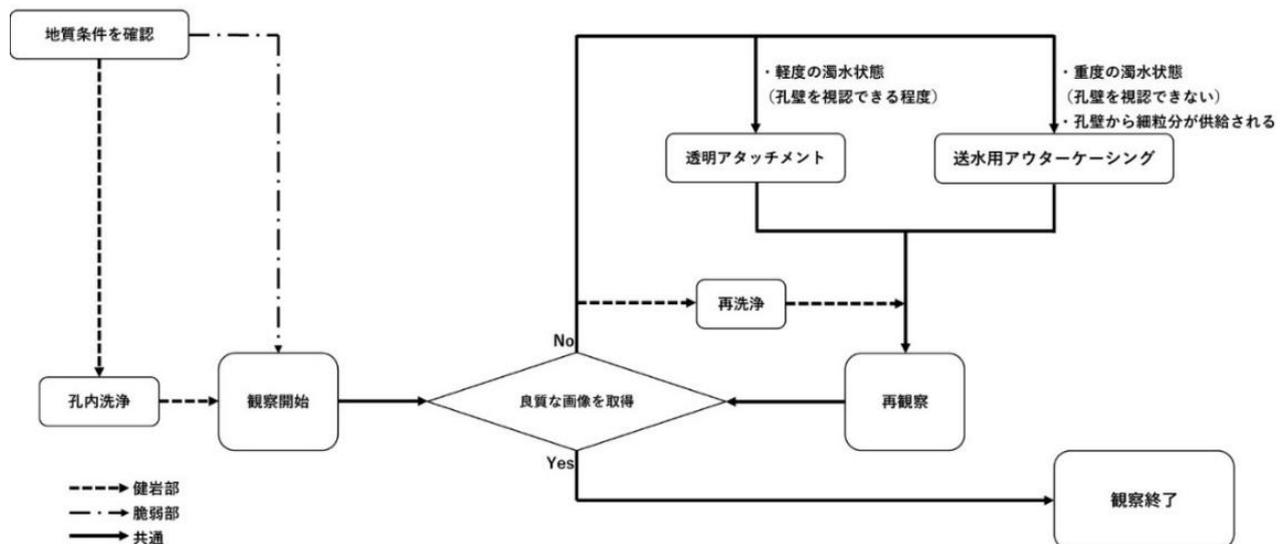


図-6 濁水中の観察フロー一例

# 信号伝播モデル法を用いた トンネル覆工厚及び空洞厚の高精度解析システム

株式会社ソイル・ブレーション    ○駒崎 友晴, 渡邊 一  
山口大学名誉教授    田中 正吾

## 1. はじめに

一般に、電磁波レーダによるトンネル覆工厚及び空洞厚の解析は濃淡画像目視方式(以下、「B モード画像法」という)で行われているが、熟練者でないと精度のよい解析は困難である。加えて、空洞の存在が確認できても、覆工表面及び空洞の上面・下面からの反射波のダブリにより、空洞厚は正しく読み取れない。そこで、解析経験が少ない者でもトンネル覆工厚及び空洞厚を高精度に解析して図化するシステム(以下、「本解析システム」という)を開発した。以下では、従来の B モード画像法による解析方法について概説した後、本解析システムの原理・解析方法について述べる。また、本解析システムによるコンクリート試験体及び山岳トンネルでの検証結果例について紹介する。

## 2. B モード画像法による解析方法

B モード画像法では、図-1に示すような濃淡画像(受信器に得られた反射波形の振幅にしきい値を設け、振幅に応じて色分けして濃淡表示した画像)から、受信信号波形(A モード信号)も参考にしながら、トンネル覆工厚や空洞厚を経験的に読みとっている。

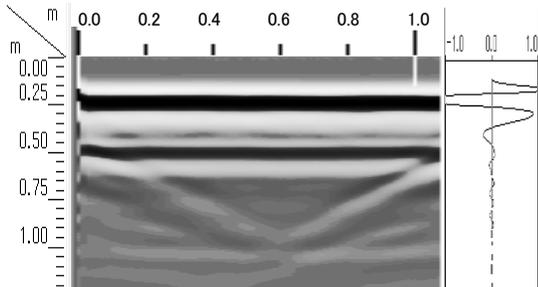


図-1 Bモード画像及び A モード信号の例

上図は、周波数400MHz のレーダを用いて、覆工コンクリート厚32cm, 空洞厚30cm のコンクリート試験体を対象に計測した B モード画像及び A モード信号を示したものであるが、熟練者でないと、両画像から覆工底面深度及び空洞底面深度を正確に読みとるのは困難である。

## 3. 本解析システムの原理・解析方法

### (1) 本解析システムの原理

本解析システムは、山口大学名誉教授田中正吾博士開発による信号伝播モデル法を用いている。この解析手法は、レーダにより得られる受信信号を、表面波、覆工底面波、空洞底面波の3つの反射波の1次結合(つまり重ね合わせ)で作られる合成波形でマッチング(合致)させることにより、3つの反射波を分離し、このときの各反射波の

伝播時間と極性により、レーダ走査線上の各ポイントで覆工厚・空洞厚を求めるものである(図-2 参照)。つまり、表面波、境界面波(覆工底面波, 空洞底面波としての)を適切なコンクリート試験体を用いて予め作成しておき、これらを適宜時間シフトしつつ、大きさを調整の上重ね合わせた合成波形を用いて実際の受信信号に合わせるように最適な伝播時間を求め、覆工厚及び空洞厚を計算する解析システムである。

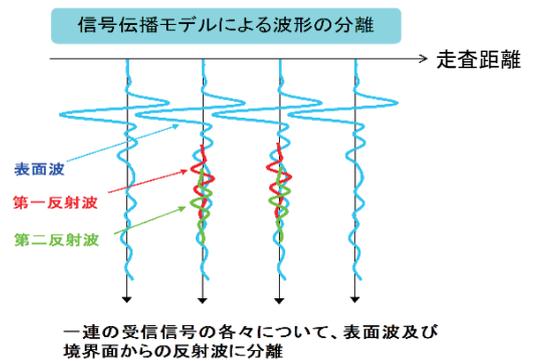


図-2 信号伝播モデルによる波形の分離

### (2) 本解析システムによる解析方法

本解析システムは、標準仕様として、周波数400MHz, サンプル数512, 収録時間25ns(解析対象深度:最大1m 程度)のレーダデータに対応したものである。データ解析は、最初に「状況把握解析(MODE0)」を行い、その次に「詳細解析(MODE1)」を行う。

#### ① 状況把握解析(MODE0) ; 図-3参照

まず、解析にあたって状況把握解析を行う。つまり、解析時間を大幅に短縮化するため、覆工底面深度をほぼ正確に予測できる「かい離度」画像(受信信号に表面波と食い違う波形が現れる深度を表示させるための尺度[単位は deg]を画像化したもの)を考案した。このかい離度画像で濃度が濃くなる(濃い朱色となる)上端の際を点で結んで折れ線の「覆工底面深度プロファイル」を作成する。この際、支保工がある箇所では丸っぽい(上に凸の)濃淡画像が出現するが、この部分は無視する。次に、ミスマッチ角(受信信号と基本表面波の食い違いの尺度[単位は deg])のグラフから空洞の有無判定を行う。ミスマッチ角が小さければ「空洞なし」、大きければ「空洞あり」と判定するが、覆工厚が30cm 前後であれば、ミスマッチ角の閾値としては25(deg)程度が妥当である。覆工厚がそれ以上であれば若干小さめの値を採用するのが妥当であるが、あくまでこの値を参考にしつつ、走査方向のミスマッチ角の変化をみて閾値を決めるのが合理的である。

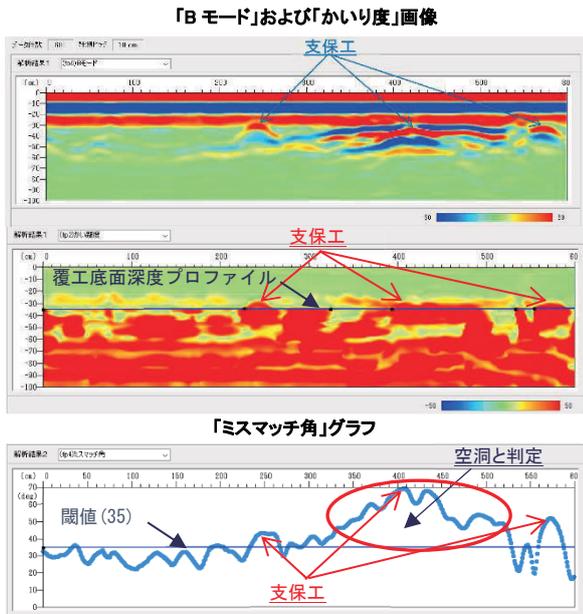


図-3 状況把握解析(MODE0)

② 詳細解析(MODE1)：図-4参照

状況把握解析後に【解析実行】を選択すれば、覆工底面と空洞底面の生の計測値のみならず平滑深度が表示される。なお、支保工位置付近では、支保工波の影響で覆工底面と空洞底面の深度計測値に誤差が生じるので、そのときは支保工前後の計測値で内挿することが合理的である。ところで、先に、空洞箇所決定についてミスマッチ角を参照する方式を述べたが、空洞を仮定したときの覆工底面波と空洞底面波の振幅を出力した図の符号によっても、空洞箇所の妥当性が検証可能である。例えば、図-4の例では、走査距離にして270cmから530cm辺りまでの範囲で覆工底面波の振幅が正の値となっており、空洞があることを示している(通常は比誘電率の違いで空洞無しの場合ではゼロ近辺の値、あるいは負値)。

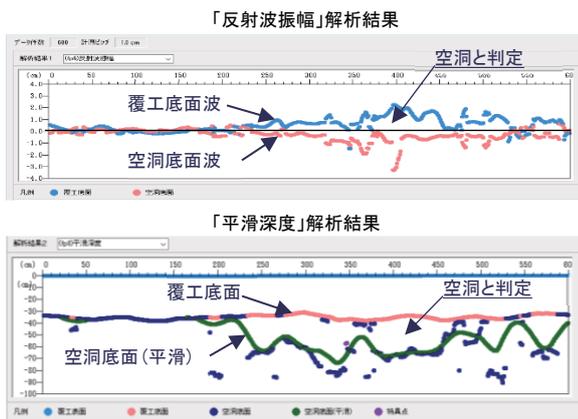


図-4 詳細解析(MODE1)

4. 本解析システムによる検証結果例

本解析システムによる検証結果例を以下に示す。

(1) 検証例①:コンクリート試験体での検証例

コンクリート厚32cm, 空洞厚30cm のコンクリート試験体に対し、エッジ効果の大きい両端を除く中央部の覆工厚計測値は31.8cm で、実測値(32.0cm)に対する誤差は

0.2cm, 空洞厚計測値は28.3cm で、実測値(30.0cm)に対する誤差は1.7cmであった。

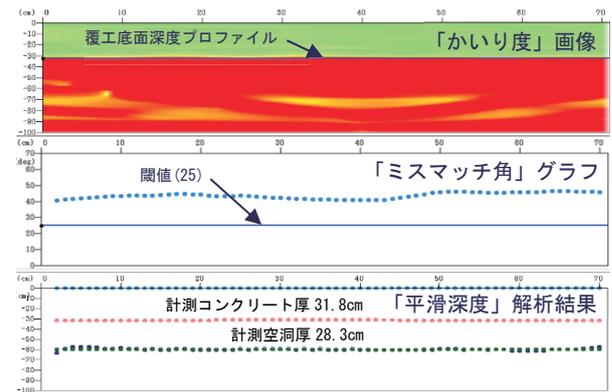


図-5 コンクリート試験体による検証結果

(2) 検証例②:山岳トンネルでの検証例

コア抜き位置(走査距離250cm)での覆工厚計測値は31.7cm で、実測値(24.5cm)に対する誤差は7.2cm, 空洞底面深度計測値は71.7cm で、実測値(74.0cm)に対する誤差は2.3cm。コア抜き位置と走査ラインの隔たりが40cm あるので、かなりの高精度計測。また、ここではミスマッチ角の閾値は23(deg)としたが、基準値25(deg)でもほとんど同一であった。

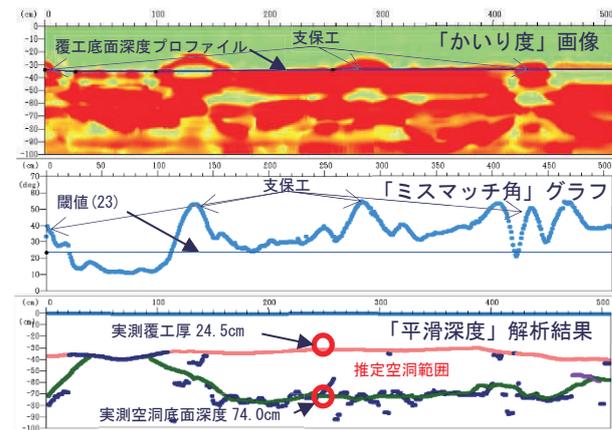


図-6 山岳トンネルでの検証結果

5. おわりに

上記の検証結果から、本解析システムが高精度であることが立証できた。本解析システムによれば、検査経験が少ない者でも短時間講習による教育・訓練で使用することができ、省人化・省力化によるコスト削減・工期短縮が可能である。今後は、周波数400MHz 以外のレーダデータ(300MHz, 800MHz 等)を対象とした解析システムへの拡張や支保工波の影響を除いた解析システムへの改善を行っていく予定である。なお、本解析システムは現在、NETIS(新技術情報提供システム)に登録申請中である。

《引用・参考文献》

- 1) トンネル覆工厚及び空洞厚の図化解析ソフト開発事業研究会((一社)全国地質調査業協会連合会):「覆工コンクリート厚・空洞厚解析システム」取扱説明書(案), 2021.1
- 2) 田中正吾:電磁波レーダーを用いた先端的非破壊検査技術,(社)日本非破壊検査協会, 2010

## レーザースキャナと AI を活用したトンネル点検の効率化

応用地質株式会社 ○佐藤 元紀, 大塚 弘貴, 莖澤 絵理架, 張 予坤

### 1. はじめに

我が国では、高度経済成長期に整備したインフラが今後一斉に老朽化することが見込まれているため、計画的にインフラを維持管理、更新することでトータルコストの縮減や平準化を図ることが求められている。その一つの手法として、社会インフラの状態の効率的な把握を可能とするモニタリング技術の開発と導入が推進されている。トンネル点検において時間とコストを要する変状のスケッチ作業を高精度かつ効率化するために、筆者らは3D トンネルレーザー計測システム（以下、本システムとする）と AI による自動化手法を開発した。

### 2. 3D トンネルレーザー計測システムの開発

本システムの類似技術として走行型計測が開発されているが、道路トンネル点検要領<sup>1)</sup>では交通規制を伴う点検作業が基本となっていることから、走行型計測は通常点検に含まれず、調査費用が別途必要となる。そこで本システムは、以下の点を重視して開発した。

- ① 三次元点群データを得ることができ、トンネルのアーチや側壁部の変形や路面変位を捉えることができること
- ② 三次元点群データを活用し、高精度の二次元覆工展開画像を生成することで、変状のスケッチ作業を省略でき、作業の効率化と変状展開図の高精度化を両立すること
- ③ 点検作業に追従してレーザー計測を行い、点検作業と同時に完了できること
- ④ 計測機器は一般的なレーザースキャナとし、専用計測車両を用いる走行型計測と比べて安価に計測できること

本システムでは市販のレーザースキャナを使用し、予め計測条件を設定しておくことで、計測における熟練した技能は不要となり、トンネル内で簡易に計測作業が実施できる。また赤外線レーザーを使用していることから、計測時にトンネル覆工面を照らす必要はなく、トンネル照明の逆光も計測の障害とならない。本システムの計測状況を図-1に、計測仕様を表-1に示す。

### 3. 三次元点群データの計測および AI による覆工展開画像の解析手順

本システムでは三次元点群データを解析し、二次元覆工展開画像を生成する。一般的にトンネル点検で作成される手書きの変状スケッチと比較して、三次元座標を持つ点群データを解析して生成した覆工展開画像の位置精度は高く、また附属物や対策工など変状以外の対象物も

記録でき、かつ画像同士を合成する必要がなくシームレスな展開画像を得ることが可能である。さらに、この画像を活用し高精度な変状展開図を作成でき、次回点検時の変状の進行性の確認に有効である。図-2～図-5に計測および解析手順を示す。



図-1 計測状況

表-1 計測仕様<sup>2)</sup>

計測頻度	10m 程度毎に 1 回
測定時間	2 車線道路トンネル 10m あたり 3 分程度
使用時間	最大 5 時間（バッテリー交換可能）
周囲温度	5～40℃
計測条件	トンネル内に濃霧なし 計測器レンズに結露なし
計測器	重量：7.2kg 寸法：幅 1.2×奥行 1.1×高さ 1.75m 三脚を別途使用
センサー	精度 0.015°；測定範囲±5°
測定誤差	±2mm（測定距離 25m）

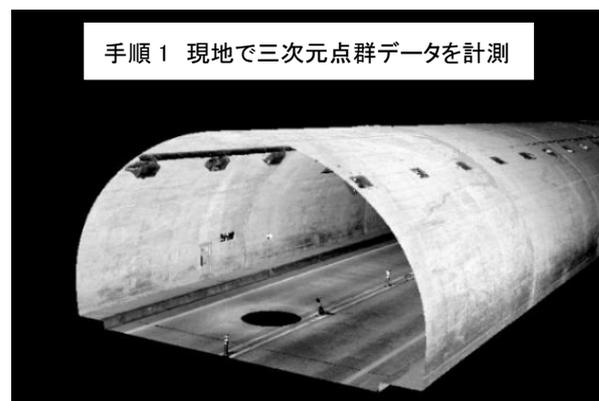


図-2 三次元点群データ例



図-3 覆工展開画像生成

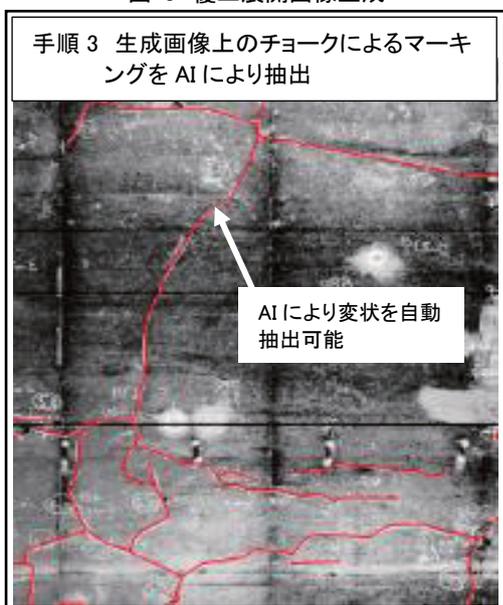


図-4 AI による変状抽出

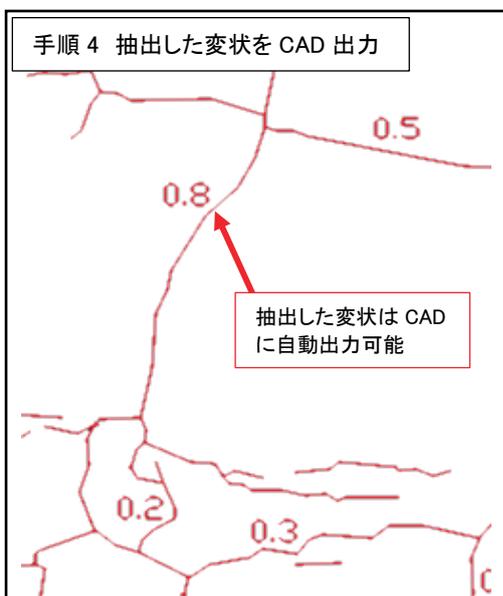


図-5 CAD 出力

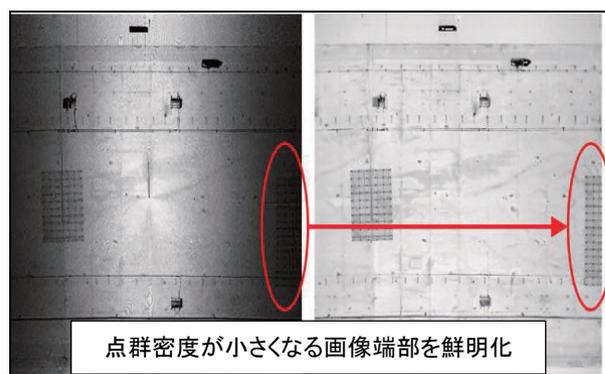


図-6 圧縮センシング技術による画像の鮮明化<sup>3)</sup>

**手順1** トンネル坑内でレーザースキャナを用いて、トンネル覆工および路面の三次元点群データを計測する。計測間隔は10m 程度とし、トンネル全線を計測する。

**手順2** 専用ソフトで三次元点群データを自動解析し二次元覆工展開画像を生成する。このとき10m ごとに計測した点群を合成する必要はなく、計測回数ごとの画像を生成できる。また画像解析技術の「圧縮センシング技術」を応用し、画像の端部に発生する陰影を補正し、鮮明な画像を取得することが可能である。

**手順3** 生成した覆工展開画像には現地でチョークによりマーキングした変状が記録されており、それを AI により自動で抽出する。AI には予め変状データの教師ラベルを学習させ、変状（ひび割れ）のみを抽出できる。

**手順4** 抽出した変状は、覆工展開画像上で強調表示できる。さらに抽出した変状のみを CAD に自動で出力することが可能であり、点検調書（変状展開図）作成を効率化できる。

#### 4. おわりに

レーザースキャナにより計測したトンネルの三次元点群データから高精度な二次元覆工展開画像を生成し、AI により変状を自動図化する手法を開発した。これは熟練した点検員でなくとも作業ができ、トンネルの変状を効率的、高精度に把握することが可能である。今後、検証を深め、より高度なシステムの開発を目指す。

#### 《引用・参考文献》

- 1) 国土交通省道路局国道・技術課：道路トンネル定期点検要領, 2019.3.
- 2) 公益社団法人土木学会：3D トンネルレーザ計測システムの開発と計測事例報告, 令和2年度全国大会 第75回土木学会年次学術講演会講演概要集, 2020.9.
- 3) 応用地質株式会社：News Release トンネル点検を効率化・高精度化する AI システムを開発, 2020.9.  
[https://www.oyo.co.jp/oyocms\\_hq/wp-content/uploads/2020/09/20200910\\_news-release\\_oyo.pdf](https://www.oyo.co.jp/oyocms_hq/wp-content/uploads/2020/09/20200910_news-release_oyo.pdf)(確認日:2021.6.4)

## トンネル路盤下の地山性状について

株式会社北杜地質センター 村上 利之

## 1. はじめに

東日本地域における鉄道の山岳トンネルは、供用開始から40年近く経過するため、構造物を支持する地山の状態を評価しておくことは必要と考えられる。こうしたことから、トンネル路盤下の地山状況を確認するため、路盤調査を2018年より2年に亘って実施している。そこで、2019年度までのボーリング調査及び室内試験の結果を整理し、トンネル路盤下の地山の性状について検討した結果を報告する。

## 2. 地山性状の評価で着目した現象

地山の経年劣化に伴って生じる現象としては、主に地圧の発生や地山の流出等があげられる。このうち、地山の流出は岩石自体の密度低下や劣化によって強度が低下し、粒子が移動・流出してしまうことが原因とされる。

トンネル標準示方書(2016)では、地山が流動化する指標として、①均等粒径の砂(細粒分含有率 $\leq 10\%$ 、均等係数 $\leq 5$ 、飽和砂)②地下水位の高い砂及び砂礫層、③不透水層中に介在する帯水砂層からなる地山、④単位体積重量(乾燥) $\leq 1.70\text{g/cm}^3$ 、⑤土粒子の密度 $\leq 2.65\text{g/cm}^3$ 、⑥均等係数 $\leq 4$ 、⑦D50 $\leq 1.50\text{mm}$ 、⑧D10 $\leq 0.15\text{mm}$ に該当する土砂である等としている。

## 3. 調査対象箇所

路盤調査は東北地区の8トンネル(以下、TN-A~TN-H)で実施した。調査は削孔箇所を1エリア3孔(上り線側1孔、下り線側2孔)とし、路盤下の地山条件が異なる13エリアを設定した。トンネル周辺の地山は前期白亜紀の花崗岩類、新第三紀中新世及び第四紀更新世の凝灰岩類や砂岩類より構成される。

## 4. 調査内容

コアボーリングは電動コアドリルで $\phi 66\text{mm}$ のダブルコアチューブを使用し、鉛直下方に最大深度3.0mまで削孔した。採取したコアから各種岩石試験に用いる供試体を選定し、岩石の一軸圧縮強度試験、浸水崩壊度試験、土の粒度試験を実施した。

## 5. 調査結果

## (1) コアボーリング

コアボーリングの結果、コンクリートの厚さは路盤面から0.3~1.1m位の範囲であった。地山との境界部には一部注入痕の存在が認められたが、掘進時に試験機が急激に抜け落ちるような明瞭な空隙の存在は確認されなかった。また、測定された地下水位は路盤面より0.1~1.1m

の範囲にあり、全地点のうち約6割弱の地点において地山上部のコンクリート内で地下水位が確認された。

## (2) 岩石の一軸圧縮試験

トンネル路盤下の地山の圧縮強度を把握するため、計133供試体を用いて試験を実施した。図-1に採取深度と一軸圧縮強さの関係を示す。一軸圧縮強さ( $q_u$ )は、 $1.2 \times 10^2 \leq q_u \leq 2.1 \times 10^2$  ( $\text{MN/m}^2$ )の範囲にあり、全供試体のうち約7割弱の供試体が $q_u \leq 15$  ( $\text{MN/m}^2$ )の「軟岩~土砂相当」に区分された。このうち、特にTN-Hは固結度の小さい地山となっているが、これは主に新第三紀中新世の砂岩類からなり、全体的に土被りが小さい上に、トンネル付近まで風化が進行していることが要因として考えられる。

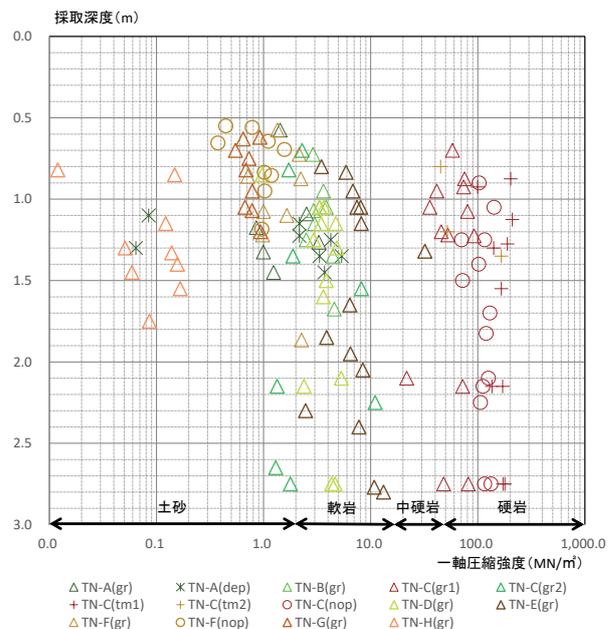


図-1 採取深度と一軸圧縮強さの関係

## (3) 浸水崩壊度試験

固結度の小さい地山は、車両通過時の振動とともに地下水位の変動に伴って繰り返される間隙水圧等の応力作用に脆弱であると推察される。そこで、上記一軸圧縮試験より「軟岩~土砂相当」に区分された地山を対象に、直接的な応力の他に、水浸等の作用による岩石の崩壊のしやすさを把握するため、試験片を3個用いて計46試料の浸水崩壊試験を実施した。図-2には各試料の浸水崩壊度区分を示すが、これは水浸開始24時間後の岩石の状態を試験片毎に崩壊度区分し、2軸マップ上で該当する位置に各試料の結果をプロットしたものである。当区分より、全試料のうち約3割弱の試料が、3つの試験片のうち2つ以上が原形をとどめない「D判定」となった。このことか

ら、これらの地山は岩種に関わらず、地下水の影響を受けやすいことが分かった。

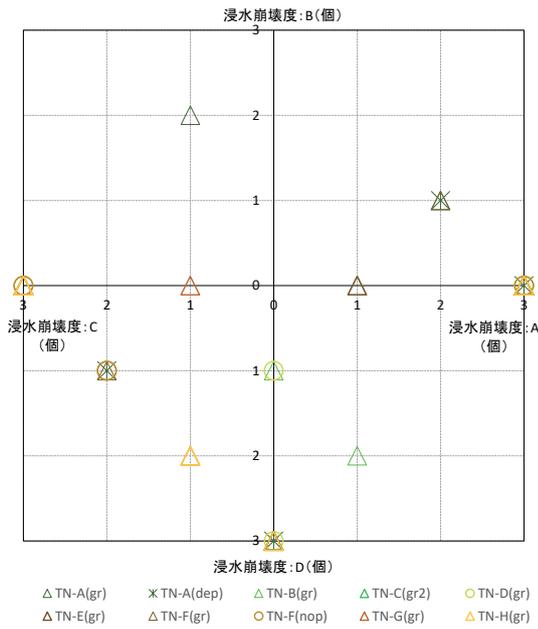


図-2 浸水崩壊度区分

(4) 土の粒度試験

地山の流出のしやすさを検討するために、上記浸水崩壊度試験で「D判定」となった4トンネルの地山を対象に粒度試験結果を整理し、粒径加積曲線に示した(図-3)。両図の比較より、凝灰岩類からなる地山は、粒度組成に極端な偏りが無く、礫分を含む粗粒土から細粒土までの範囲に亘って含有するため、粒径幅の広い曲線となっている。しかし、砂岩類からなる地山は、砂分の含有量が突出しているため、粒径幅が狭く、急立した曲線を示している。両曲線から砂岩類からなる地山は、凝灰岩類からなる地山よりも地下水の浸入によって流動化しやすい性質にあるといえる。

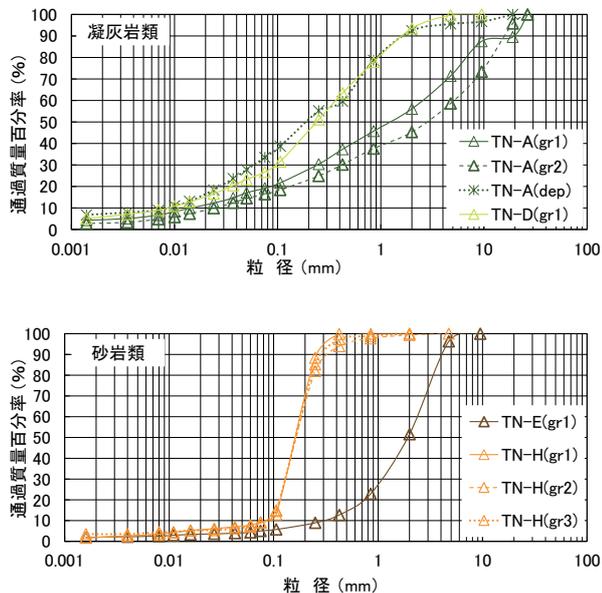


図-3 粒径加積曲線

6. 考察

各地点の室内岩石試験の結果を整理し、地山の流動化を示す指標として、図-4にヘキサダイアグラムとして示した。

地山の流動化の主な指標となる6項目のうち、TN-Dは4項目、TN-Hは3~4項目が指標値を下回った。この理由として、凝灰岩類からなる TN-D の地山は、低密度である上、砂分の含有がやや多くなっていること。一方、TN-Hは地山の基質が主に分級された中~細砂分より構成される上、細粒分の含有が非常に少ないことがあげられる。これにより、両トンネルにおいては地山内に水分を含みやすい特性にあるといえる。

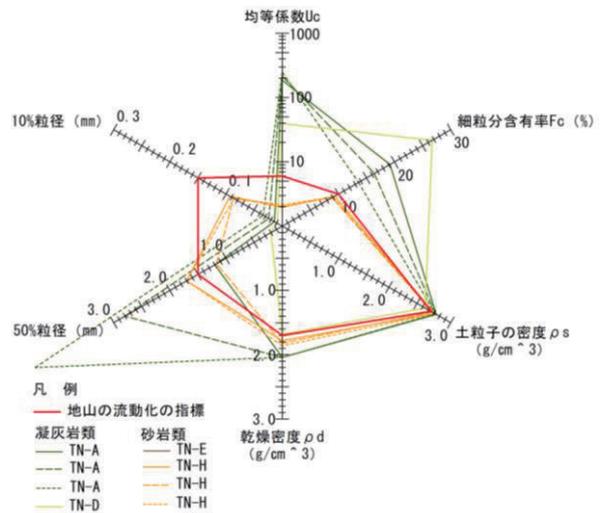


図-4 ヘキサダイアグラム

7. おわりに

8トンネルを対象に各種試験結果を整理し、トンネル路盤下に分布する地山の性状について検討した。その結果、「軟岩~土砂相当」に区分された4トンネルのうち、特に砂岩類の地山は粒度組成より、流動化しやすい性状にあることが分かった。しかし、凝灰岩類の地山は全般的に流動化の指標にあまり該当しない結果となったが、TN-Dに関しては、低密度な上、基質内に孔隙やフラクチャー(微細な割れ目)が発達していることが考えられるため、地下水の影響に対して脆弱になっているものと推察される。このような条件にある地山で発生する流出現象は、地下水位の変動、地山上部からの振動等といった外力要因や風化の進行度合いといった環境要因等が複合的に関係して発生する。このことから、今後もデータの集積を継続するとともに、低密度の要因として推察される孔隙やフラクチャーの分布との関係を把握すること等といった課題も含め、更なる検討を進めていく所存である。

《引用・参考文献》

- 1) 土木学会 トンネル工学委員会編:2016年制定トンネル標準示方書[山岳工法編]・同解説、P44、2016.8.

# 朝日温海道路における膨潤性地山の地質調査事例

(株) ダイヤコンサルタント ○小林 卓矢、篠原 良彰

## 1. はじめに

朝日温海道路施工が予定されている新潟県村上市基石地区を対象に地質調査を実施した。調査対象地(図-1)は、標高50~70mの小規模山岳地帯であり、新第三紀の泥岩が広く分布する。泥岩は風化が著しく、膨潤性を示すことが既往調査結果により報告されていた。

本報告では、新第三紀の泥岩を対象とした道路設計・施工に必要な地質情報を得るために実施したボーリング調査、弾性波探査等の地質調査結果を示す。また、切土工、トンネル施工の観点での検討事項を示す。

さらに、泥岩の乾湿繰返し吸水試験の結果、繰返し回数が2~3回で土砂状となり、吸水量増加率は46.6~99.2%を示し、吸水膨張率に富むことが判明した。このことから、泥岩層は吸水に伴う体積増加の影響により、地山強度が低下することが示唆された。

## (2) 地すべりブロック

図-1に示すように、調査地の南方には地すべりブロックが判読された。地すべりブロックを対象としたボーリング調査の結果、GL-8.5m付近にすべり面と考えられる黄褐色粘土を挟在し、この面に鏡肌が認められた。

また、孔内傾斜計観測の結果、2018年7月以前は明瞭な変化を示さなかったものの、同年8月以降の日降水量100mm以上の大雨や、2019年6月の震度6の地震を起因とした変位が認められた。ただし、地すべりブロックの変位量は2年間で約5~7mmであり、現時点では活発な動きを示すものではないと推定される。

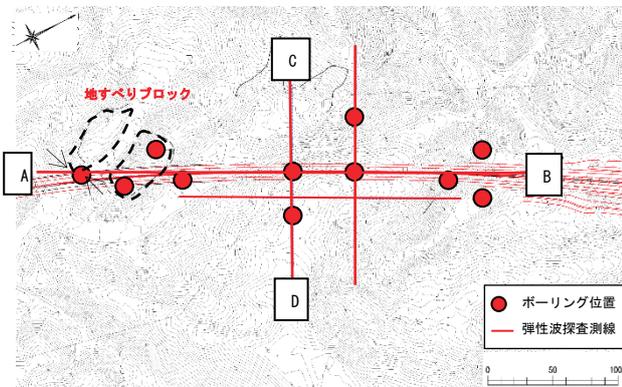


図-1 調査位置平面図

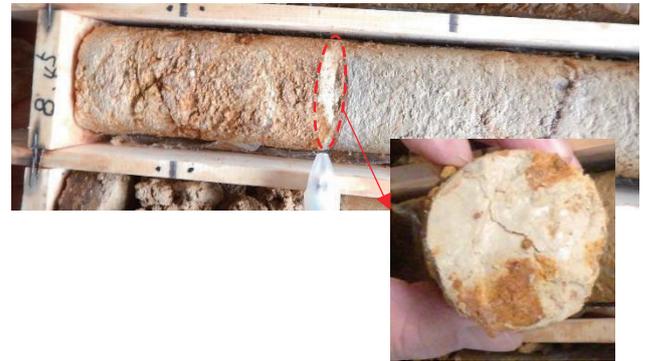


写真-1 ボーリングコアで認められた鏡肌

## 2. 調査結果

### (1) 地質構成

図-2に地質縦断面図を、図-3に弾性波速度縦断面図を示す。

調査地には、新第三紀中新世後期上郷層上部層の泥岩が広く分布する(図-2参照)。泥岩の表層から標高50m付近は特に風化が著しく、弾性波速度は0.8~1.2km/sec( $V_p$ )を示し(図-3参照)、スメクタイトを多く含む。

時代	記号	名称
第四紀	B	盛土
	rd-c	砂混じりシルト
	LS	地すべり土塊
新第三紀	KU・m	上郷層上部層 弱風化泥岩
	KU・m	上郷層上部層 風化泥岩
	KU・cg	上郷層上部層 風化砂岩・礫岩
中新世後期	ATpy	温海岳火山岩類

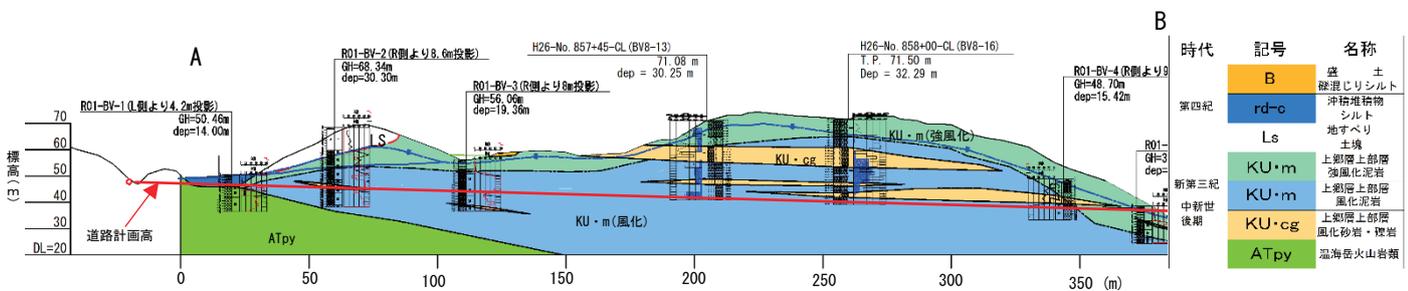


図-2 地質縦断面図

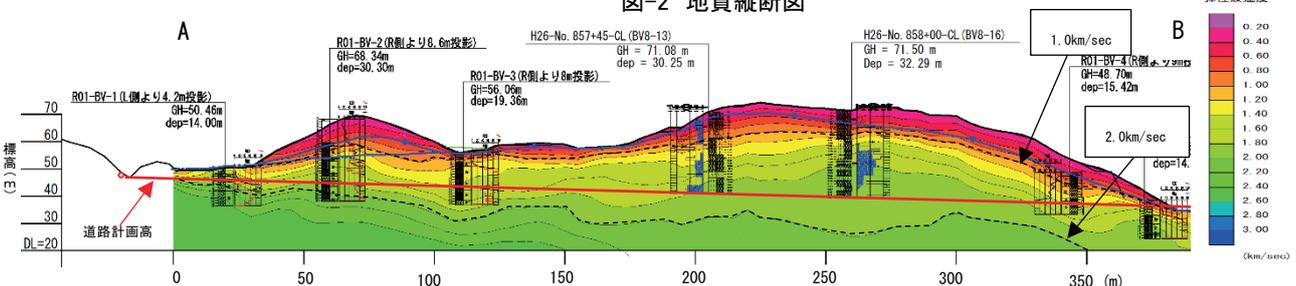


図-3 弾性波速度縦断面図

以下に、「切土案」及び「トンネル案」それぞれの検討結果、設計・施工上の留意点を述べる。

### 3. 切土案の検討

切土工は、L側5段、R側3段が計画された。以下に検討事項を示す。

#### (1) 切土勾配

上郷層上部層の泥岩の自然斜面勾配は、 $30^{\circ} \sim 55^{\circ}$ （データ数=19）であり、その平均は  $39.9^{\circ}$  である（勾配； $1 : 1.95 \div 1 : 1.2$ ）。

各指針<sup>1), 2)</sup>によると、当該斜面の切土勾配は  $1 : 0.5 \sim 1.5$  の範囲となっている。定量的判断は  $1 : 1.5$  となるが、自然斜面勾配が  $1 : 1.2$  であることを考慮すると、「 $1 : 1.2$ 」が最適勾配であると判断した（図-4参照）。

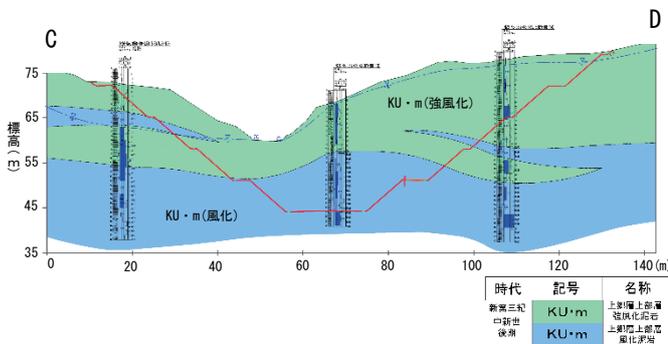


図-4 想定切土断面

#### (2) 設計・施工上の留意点

切土工における設計・施工上の留意点を以下に示す。

- ①上郷層上部層は風化が著しく、浸食を受けやすいと考えられる。そのため、時間経過とともにのり面の強度低下が懸念されるため、経年劣化を防ぐようなのり面保護工を選定する必要がある。
- ②道路起点側では地すべりブロックが認められ、切土掘削に伴い斜面の不安定化が懸念されるため、切土施工に伴う安定度評価を行い、その結果に応じて対策工を実施する必要がある。
- ③全体として地下水位が高いため、のり面からの湧水が懸念される。そのため、水抜きボーリング等による地下水対策を施す必要がある。

### 4. トンネル案の検討

トンネル延長は、約 350m が計画された。図-5 にトンネル周辺の3次元地質モデルを示す。

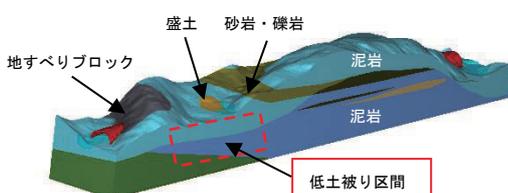


図-5 3次元地質モデル

#### (1) 特殊地山

- ①起点側坑口の約50mの区間は、トンネル施工深度及びトンネル天端上方に地すべりブロックが存在する（図-6参照）。現時点では活発な活動は認められないが、トンネル掘削に伴う再活動が懸念される。

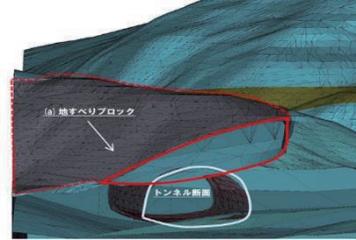


図-6 地すべりブロックとトンネル坑口付近の関係

- ②図-5に示すように、土被り10m未満の低土被り区間が連続する。この区間は強風化泥岩が分布し、弾性波速度は  $1.0 \text{ km/sec}$  ( $V_p$ ) 程度である。

#### (2) 設計・施工上の留意点

- ①地すべりブロックの掘削に際し、地山の緩みが発生し強度が低下した場合、地すべりが再活動する可能性がある。そのため、継続的な地下水位観測や孔内傾斜計観測を実施するとともに、水抜きボーリングやアンカー工等を検討する必要がある。
- ②低土被り区間には、強風化泥岩や平均N値1.8の盛土が分布するため、掘削時に天端崩落や地盤沈下が懸念される。そのため、対象区間を地盤改良し、地盤強度の増加が望まれる。

### 5. おわりに

当該地区の工法の選定に当たっては、今後以下の検討を行い、最終的な工法を確立することが望ましいと考える。

- ①地すべりブロックにおいては、継続的な地下水位観測及び孔内傾斜計観測を実施し、水位変動と地すべりブロックの変位量の相関を把握する。
- ②膨潤性を示すことや表層部の風化が著しいことを念頭に、斜面安定性評価を適切に行う。
- ③対策工の選定に当たっては、ライフサイクルコストを比較した上で、安全かつ経済的な工法を選定する。

#### 《引用・参考文献》

- 1) 日本道路協会：道路土工一切土工・斜面安定工指針，p.83，2009.6.
- 2) 地盤工学会編：切土法面の調査・設計から施工まで，p.141，1998.1.

## ため池堤体の調査ボーリング

株式会社日さく ○岡野和也, 伊藤健二, 岡部顕

### 1. はじめに

本業務は、農業用ため池の堤体構造と、基礎地盤の地質状況等を把握することを目的として実施された。内容としては、機械ボーリング(φ66mm)3地点延21.4m、標準貫入試験延21回、サンプリング10回であった。

本業務のサンプリングはφ100mmを要求されたため、φ140mmの大型サンプラーを使用したため、業務実績としてこれを報告する。

### 2. 地形地質概説

本業務地近傍の地形地質について述べる。

#### (1) 地形概説

本業務のため池は、愛知県南部に位置する渥美半島の先端部にあたり、南は遠州灘、西は伊勢湾、北は三河湾に面している。半島部は西南西方向に伸びた約24km、幅約7kmの形状をしており、半島先端部が伊良湖岬と呼ばれる。(図-1)

渥美半島は、東西方向に連続する山地が骨格となり、その山地間を埋めるように台地や低地が広がる。山地の多くは標高200~300m程度である。山地と台地の境界部は扇状地や崖錐からなる緩斜面の地形がみられ、調査地は扇状地上に位置する。



図-1 周辺の地形<sup>1)</sup>

#### (2) 地質概説

本業務のため池は、山地と台地の境界部にあり、第四系が分布する。第四系は、扇状地堆積物と低位段丘堆積物が分布する。扇状地堆積物は、山地から供給された角~亜角礫によって主に構成される。低位段丘堆積物は、調査地近傍の野田台地のほか、赤羽根台地、土田台地、八王子台地の縁辺部に分布する。岩相は、おもに垂円~亜角礫によって構成される。(図-2)

野田台地における低位段丘堆積物は野田層と言われ、腐食質な泥層からなり、複数の火山灰層を挟む。野田層の下位には、中位段丘堆積物である福江層が分布する。

福江層は、炭質物や貝殻片を含む陸成及び海成の泥岩である。

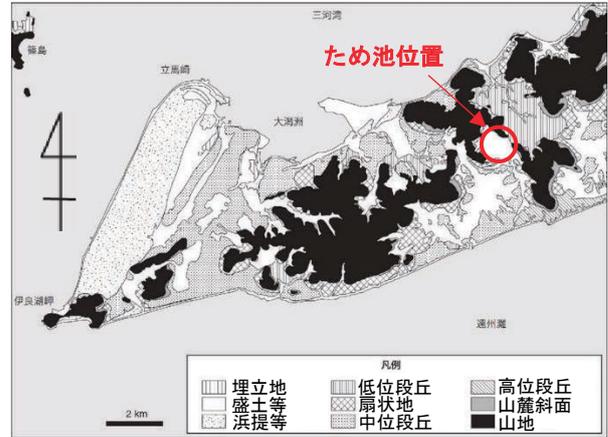


図-2 周辺の地質<sup>1)</sup>

### 3. 調査方法

本業務の調査方法について、概要を述べる。

#### (1) 機械ボーリングと標準貫入試験

調査位置は、堤体内側、堤体内縁部、堤体外縁部で実施した。

#### (2) サンプリング

調査対象の堤体を構成する土層において、乱れの少ない試料を採取する目的で実施した。試料採取方法については、ロータリー式三重管サンプラー(トリプルサンプリング)とした。

ロータリー式三重管サンプラーは、外側の回転するアウターチューブで土を切削しながら、内側の回転しないサンプリングチューブを地盤に押し込み、土試料を採取する構造となっている。(図-3)

ライナーは JIS K 6714「硬質塩化ビニル管」に規定する、呼び径100または

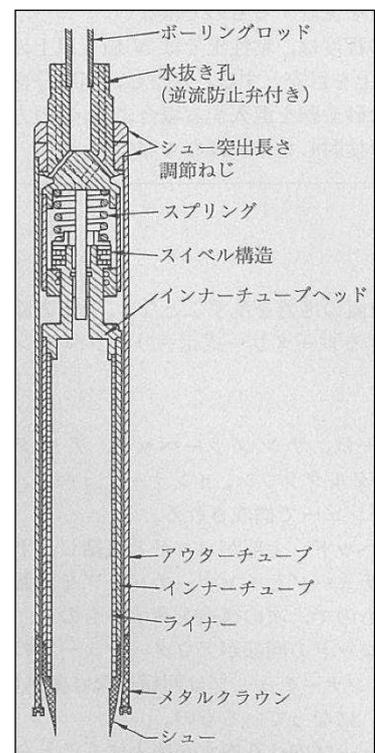


図-3 ロータリー式三重管サンプラー<sup>2)</sup>

それと同等の形状を有するアクリル樹脂性のものを使用した。



写真-1 ロータリー式三重管サンプラー

#### 4. 調査結果

##### (1) 機械ボーリングと標準貫入試験

調査ボーリング3点のうち、最も深い孔の結果を図-4に示す。

掘進長は16.0m、孔内水位は5.0mで確認した。

N値は、上部層のシルト質砂礫で4~11、中部層の砂礫層で17~38、有機質粘土と砂質シルト~粘土で1~4であった。

深度6~9mに、旧表土と思われる有機質粘土層を確認した。

##### (2) サンプリング

調査ボーリング3点で実施したサンプリングは、表-1のとおりである。

孔番号 No.1は、堤体部を対象にサンプリングを実施した。埋設物の関係で、採取量は0.25m程度となった。

孔番号 No.2は、当初堤体部および自然地盤部でサンプリングを予定したが、旧表土と思われる粘土層が確認されたため追加採取した。堤体部および自然地盤部では採取量0.7~1.0mと順調であったが、旧表土の粘土層では採取量0.15mとなった(試料番号2'-5)。粘性の高い緻密な粘土であったことから、ライナー内に

試料を保持しきれず抜け落ちたものと考えられる。採取深度直下で再度採取を試みたものの、掘進1.0mに対して採取量はゼロだった。

孔番号 No.3は、堤体部を対象にサンプリングを実施した。非常に緩いシルト部では、サンプラー引上げ時に抜け落ちてしまい、うまく採取できないケースがあった(試料番号3'-3)。

表-1 サンプリング深度

試料番号	採取深度	想定される地層	
No.1 1'-1	0.60 ~ 0.85	盛土(礫混じりシルト)	
No.2 2'-1	1.00 ~ 1.70	盛土(シルト質砂礫)	
	2'-2		2.00 ~ 2.70
	2'-3		3.00 ~ 3.80
	2'-4		4.00 ~ 4.50
	2'-5	6.50 ~ 6.65	有機質粘土
	2'-6	8.80 ~ 9.80	砂礫
No.3 3'-1	0.80 ~ 1.40	シルト混じり砂礫	
	3'-2		1.40 ~ 2.00
	3'-3		2.00 ~ 2.30

#### 5. まとめ

調査結果を取りまとめ、断面図と合わせて図-5に示す。

基礎地盤部は、更新世の粘土と砂礫の互層である(No.2深度8.8m以深)。この層は、扇状地堆積物と、腐食質な泥層で構成される野田層及び福江層に相当する。自然地盤部の上位には、有機質粘土が分布し、層厚約3m、N値2~4を示す。堤体はシルト質砂礫から構成され、N値4~19を示す(No.1深度0~1.4m、No.2深度0~8.8m、No.3深度0~4m)。

##### 《引用・参考文献》

- 伊良湖岬地域の地質 p2 (独)産業技術総合研究所より一部加筆
- 地盤工学会(2005).地盤調査-基本と手引- p246 (社)地盤工学会

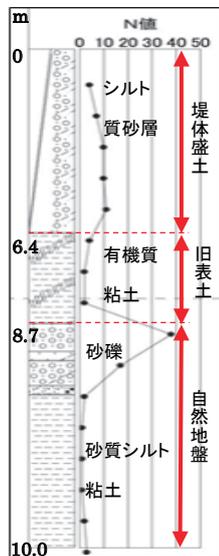


図-4 No.2 簡易柱状図

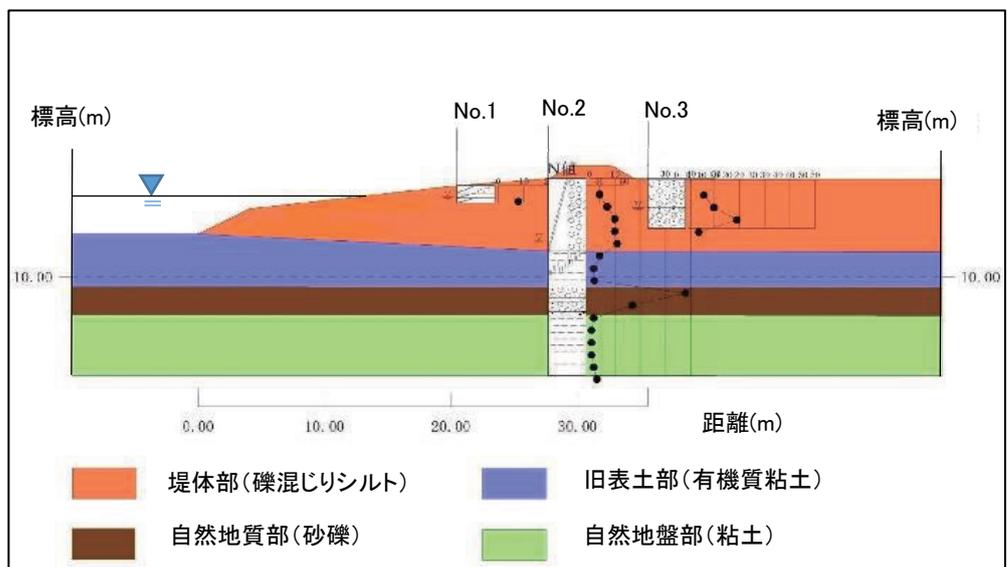


図-5 堤体断面図

# ため池堤体を構成する土質に関する考察

基礎地盤コンサルタンツ株式会社 ○宮地 恵一朗, 栃尾 健, 八百山 孝, 伊藤 恵輔

## 1. はじめに

日本全国にため池は約 16 万箇所存在し、そのうち約 70%のため池は江戸時代以前に築造されたものとされている。近年、大規模地震や集中豪雨等によりため池が決壊する等の被害が生じたことが問題視され、全国的に防災のための点検や調査が進められている。本報告は築年数が古く老朽化が懸念される佐賀県内の 6 ため池を対象にレベル 1 地震動に対する耐震性照査を実施した事例を基に、堤体構造が均一型のため池堤体を構成する土質およびその性質について、考察した結果を紹介する。

## 2. 調査結果

本調査では佐賀県内の山地に位置する 6 ため池(A~F)を対象に、土質調査(機械ボーリング、透水試験、室内土質試験等)を実施し、レベル 1 地震動に対する安定性の照査(浸透流解析、円弧すべり解析、液状化判定)を実施した。

本調査で対象としたため池は築造年不明とされており、古くに築造されたものと推定される。

また、表-1に示す通り調査対象ため池の堤高は最も低いもので5.0m、最も高いもので14.7m である。いずれのため池も堤体構造は遮水性ゾーン(刃金土)を設けておらず、堤体が均一の土質で構成されている均一型に該当する(図-1、2参照)。

ため池堤体の材料はすべり破壊や浸透破壊が生じないために、適切な水密性と強度を有している必要があるとされている。今回は堤体材料の水密性に着目し考察を行った。

表-1 調査対象ため池

	堤高	堤長	堤体構造
ため池A	9.3m	162.0m	均一型
ため池B	13.3m	145.0m	
ため池C	7.7m	215.0m	
ため池D	5.0m	221.0m	
ため池E	14.7m	189.0m	
ため池F	7.5m	109.0m	

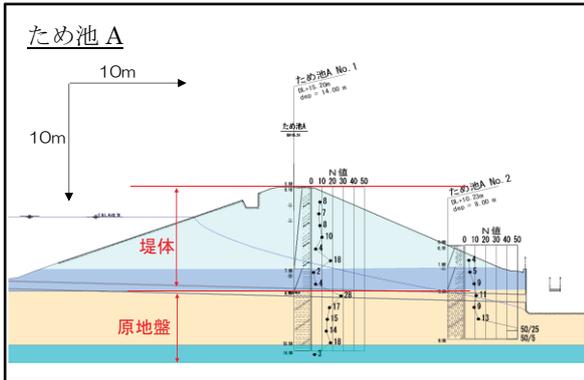


図-1 ため池 A の土質断面図(任意縮尺)

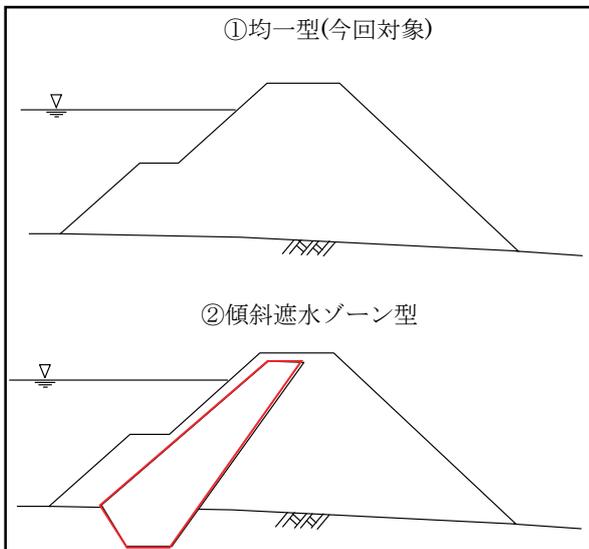


図-2 ため池の堤体構造<sup>1)</sup>

### (1) 透水試験結果について

本調査で実施した現場透水試験および室内透水試験より得られた透水係数を図-3に示す。

調査対象の 6 ため池の堤体材料の透水係数  $k$  は  $10^{-8}$  ~  $10^{-5}$  (m/sec) の範囲であった。この値は「ため池指針」<sup>1)</sup> の区分によると図-3のように「遮水性材料~半透水性材料」

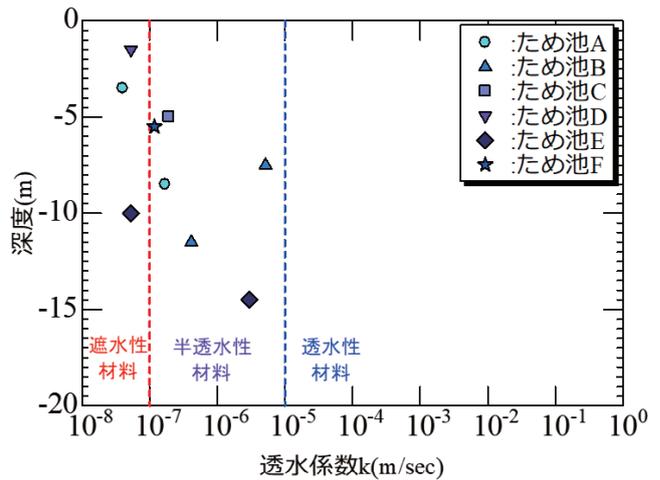


図-3 透水係数の深度分布図

透水係数 $k$ (m/sec)	10 <sup>-11</sup>	10 <sup>-9</sup>	10 <sup>-7</sup>	10 <sup>-5</sup>	10 <sup>-3</sup>	10 <sup>0</sup>
透水性	実質上不透水	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)		砂及び礫 (GW)(GP) (SW)(SP) (G-F)	清浄なれき (GW)(GP)	

図-4 透水係数の一般値<sup>2)</sup>

に該当する。均一型ため池は堤体の全断面で遮水するため、半透水材料のようなやや透水性の高い材料が使われていると推測される。

また、今回得られた透水試験kの値を図-4に示す一般的な値と比較すると、堤体材料の透水係数は「微細砂、シルト、砂～粘土混合土」に相当する値であるとわかる。しかしA～Fため池では「礫あるいは砂混じり粘性土」あるいは「砂質粘土」のような粘性土主体の堤体材料が使用されていると確認しており、比較的透水係数の高い粘性土がため池堤体に使われているといえる。

(2) 粒度試験結果について

ため池の堤体材料の粒度範囲と水密性の関係の一般的な目安<sup>1)</sup>と、調査対象ため池堤体の粒度試験結果を比較した(図-5参照)。

図-5より、ため池A～Fの堤体材料は遮水性ゾーンの粒度範囲と比較すると、細粒分を多く含み粒径加積曲線は透水性が低い(水を通しにくい)傾向に位置することがわかる。ため池A～Fの粒度分布は遮水性の高い材料に該当するが、実際の透水係数が、粒度に対して高い値を示していることがわかる。

このことから古くに築造されたため池は、築造当時の施工で十分に締固めがされていないことや、堤体内部が長い期間浸透流の影響を受け、土粒子が排出されて侵食されることなどによって、間隙の多い状態になったために、粒度に対して十分な透水係数が発揮されていないと考えられる。また、このような古くに築造されたため池堤体においては粒度から透水係数を推定する方法は適さないと考えられる。

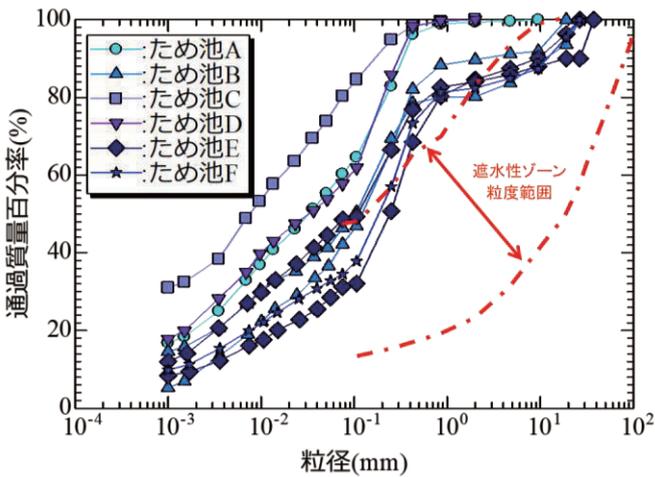


図-5 ため池堤体の粒径加積曲線

3. 浸透流解析結果

本調査で得られた透水係数をはじめとする物性値を用い、ため池堤体内部の浸透流解析をおこなった。対象6ため池のうち、代表としてD,Fため池の浸透流解析結果を図-6に示す。

6ため池いずれも図-6のように浸潤線は堤体内上流側にて弧を描く様に低下し、その後直線的に緩やかに

下流側に向かって下降する傾向がみられる。また、ため池B,Fと比べて、ため池A,C～Eは堤体上流側で浸潤線が大きく低下している。この現象は、ため池B,Fは堤体直下の原地盤に透水係数  $k=10^{-8} \sim 10^{-7}$  (m/sec) 程度の比較的透水係数の低い粘性土層が堆積しているのに対し、その他4ため池では原地盤に  $k=10^{-6} \sim 10^{-5}$  (m/sec) の比較的透水係数が高い礫質土層が分布している影響によるものだと考えられる。したがって、今回対象ため池の様に堤体材料が図-3に示す「半透水性～遮水性材料」程度の透水性を有し、原地盤に透水性の高い層が堆積する場合には、堤体内部の浸潤線は原地盤の透水性の高い層の影響を受け低下すると考えられる。

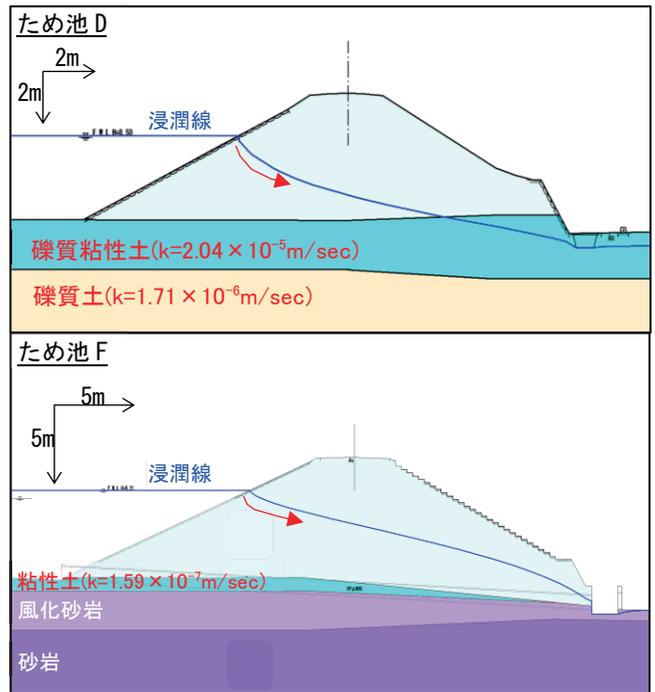


図-6 浸透流解析結果(任意縮尺)

4. まとめ

古くに築造され、老朽化が懸念されるため池について以下のような特徴の確認および考察を行った。

特徴1: 堤体粘性土は一般的な粘性土と比べ高い透水係数を示す。

特徴2: 堤体材料の粒度分布は遮水性の高い堤体材料と同様の傾向を示す。

以上より、

考察1: 堤体は経年劣化や締固め不足により間隙が多い状態になっているものと考えられる。

考察2: 堤体材料が  $k=10^{-8} \sim 10^{-5}$  (m/sec) 程度の透水性を有する場合、堤体内の浸潤線は原地盤の透水性の高い層の影響を強く受けるものと考えられる。

《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」, p18～41,2015.5.
- 2) 地盤工学会編:地盤材料試験の方法と解説[第一回改訂版], p.468, 2020.12.

# ため池耐震性能照査に関する解析条件の設定事例

川崎地質株式会社 ○中川翔太, 太田史朗, 住武人

## 1. はじめに

本報告は、防災重点ため池である宮城県の農業用ため池に対してレベル2の安定性検討を行うために、地質調査、地盤定数の設定、地震動の作成を行った事例である。

## 2. 概要

### (1) ため池概要

当該ため池は、築堤年度は不明であるが、平成初期に腹付けの築堤工事(砂質土 (Bs1) 層)が行われている均一型形式、堤高約13mの大型のため池である。既往ボーリングにより、各盛土層で三軸圧縮試験が行われており、レベル1の安定解析が実施されている。

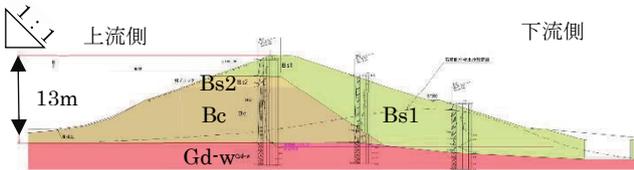


図-1 既往調査における断面図(凡例は図-3を参照)

### (2) 調査前の課題

既往業務によるレベル1の安定計算結果が、安全率Fs<1.0以下(常時満水位条件で上流Fs=0.86)となっているが、既往地震による履歴では変状が確認されておらず、実現象と解析結果に乖離がみられる。また、レベル2地震動に使用する波形が決定していないため、作成する必要がある。

## 3. 解析に使用する断面図及び地盤定数の精査

### (1) 既往文献調査

既往文献調査により、平成初期の腹付け築堤工事の履歴が確認された。Bs1層が腹付け層であるが、図-1の断面図と施工断面図が異なる形状となっていたため、施工断面図の土層構成を反映した断面となるように見直した。

### (2) 調査結果の反映

レベル2耐震性能照査(安定解析)に必要な強度特性、液化化特性、変形特性把握のためのサンプリングを目的としたボーリング調査を各層で実施し、併せて地層構成を見直した。粘性土(Bc)層は、上部と下部でN値の傾向が異なり下部の方が大きいため、上部(Bc1層)、下部(Bc2層)に分けて地盤定数を設定した。

また、既往の三軸試験結果と今回実施した三軸試験結果でモールの重ね合わせを行い、破壊包絡線を見直す

ことで適切な地盤定数を設定した。

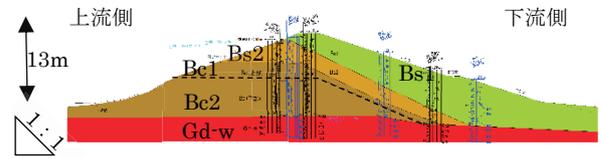


図-2 見直し後の断面図(凡例は図-3を参照)

### (3) 地震履歴を考慮した検討

気象庁の震度データベースより確認した当該ため池付近における近年の大規模地震時の地震履歴(最大計測震度)を表-1に示す。

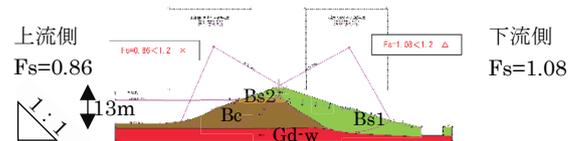
表-1 地震履歴と最大計測震度

西暦	和暦	時間	震央地名	観測所		
				最大計測震度	最大加速度 (gal)	設計水平震度 (換算Kh)
2005/08/16	H17.08.16	11:46	宮城県沖	5弱	181.4	0.19
2011/03/11	H23.03.11	14:46	三陸沖	6弱	426	0.25
2011/04/07	H23.04.07	23:32	宮城県沖	5弱	285.4	0.22

土木学会が定義するレベル1地震動は、供用中に1~2回発生する確率を有する地震動であり、当該地の既往の地震履歴では、震度5弱の地震が相当する。当該地震では、これまでに大きな変状やすべり破壊が発生していないことから、少なくともレベル1地震時のすべり安全率は、1.0以上は有するものと考えた。

### (4) レベル1地震動に対する安定性検討結果

既存の断面及び地盤定数(図-3)では、上流側の解析において、安全率Fsが1.0を下回っているが、本業務で設定しなおした断面及び地盤定数(図-4)では、Fsが1.0以上となることを確認した。地震履歴と堤体の現状から、より実現象を反映した妥当な断面となっていると判断した。



地層区分	土層名	設計N値	粘着力 C' (kN/m <sup>2</sup> )	内部摩擦角 φ' (度)	単位体積重量 γt (kN/m <sup>3</sup> )
堆積土	-	-	-	-	16
Bs1	盛土・砂質土 盛土・礫混り砂質土	9	0.0	37.2	17.9
Bs2	盛土・礫混り砂質土	3	47.1	6.7	19.3
Bc	盛土・粘性土	4	9.0	22.0	18.3
Gd-w	風化花崗閃緑岩	208	87	41	21

図-3 既往の地盤定数とレベル1安定計算結果

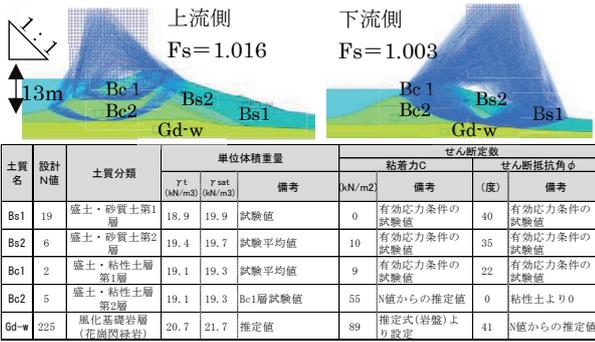


図-4 見直し後の地盤定数とレベル1安定計算結果

4. レベル2耐震性能照査に使用する地震動の作成

(1) 入力地震動の設定

土地改良事業設計指針「ため池整備」<sup>1)</sup>に記載の通りタイプI(プレート境界型)とタイプII(内陸直下型)を想定した2種類の波形を設定した。設定方法は、「大規模地震に対するダム耐震性能照査指針(案)・同解説」<sup>2)</sup>(以下、指針(案))に準じたほか、近傍の地震動観測所における地震波を考慮して、地震波を設定した。図-5に検討フローを示す。

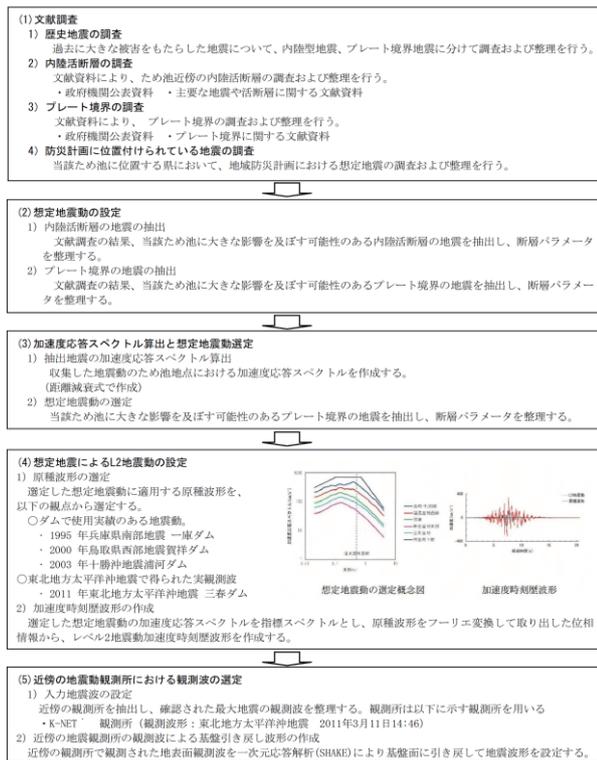


図-5 地震動の設定フロー

(2) 指針(案)に準じた地震波の作成

以下に示す①～④を行い、地震波を作成した。

- ①：文献調査から当該ため池に大きな影響を及ぼす可能性のある地震を抽出し、抽出地震の加速度応答スペクトルを作成した。加速度応答スペクトルの作成は、国土技術政策総合研究所によるダムの距離減衰式<sup>3)</sup>を用いた。
- ②：想定地震動は作成した加速度スペクトルから、ため

池の固有周期に着目して選定した。ため池の堤体高さ、S波速度Vsより、固有周期TGを算出し、ため池の固有周期周辺の加速度応答スペクトルが大きい地震動を以下に選定した。

【タイプI】東北地方太平洋沖地震(最短)

【タイプII】福島盆地西縁断層帯(等価)

③：レベル2地震動の設定で原種波形の選定を行った。選定した想定地震動に適用する原種波形を、A.ダムで使用実績のある地震動、B.東北地方太平洋沖地震で得られた実観測波を使用した。

【タイプI】A.2003年十勝沖地震 浦河ダム

B.2011年東北地方太平洋沖地震 三春ダム

【タイプII】A.1995年兵庫県南部地震 一庫ダム

A.2000年鳥取県西部地震 賀祥ダム

④：選定した想定地震動と原種波形から以下の手順で加速度時刻歴波形を作成した。

- 1. 原種波形をフーリエ変換し、位相情報を取り出した。
- 2. 目標スペクトルと1の位相情報を用い、作成した波形の応答スペクトルと目標とする応答スペクトルが所定の一致度を満たすまで、繰り返し修正を行った。

(3) 近傍の地震動観測所における観測波の作成

現地条件に則した地震波を照査に使用するため、調査地に近傍であるK-NETの地表面の観測波を用いて一次元応答解析(SHAKE)を行い、基盤面に引き戻した地震波を作成した。

(4) レベル2地震動に対する安定性検討結果

結論として、近傍の地震動観測所から作成した地震波を使用し解析した結果が、最も変位量が大きい結果となった。

5 まとめ

解析モデルや地盤定数を検討する場合は、実現象と乖離のないよう、築堤履歴、地震履歴等を考慮すると良い。

地震動は、指針(案)に準じ作成したものと、近傍観測所の最大観測波から作成したものを併用し検討することで、安全側の照査が可能である。

《引用・参考文献》

- 1) 農林水産省農村振興局整備部監修, 公益社団法人農業農村工学会発行: 土地改良事業設計指針「ため池整備」, p.128, 2015.5.
- 2) 国土交通省河川局: 大規模地震に対するダム耐震性能照査指針(案)・同解説, p.6, 2005.3.
- 3) 国土砂防技術総合研究所 河川研究部 ダム研究室: 大規模地震に対するダムの耐震性能照査に関する資料参考資料1 指針(案)・同解説の補足説明資料, p.34, 2005.3.

## 開削調査結果を踏まえた浸透に対する堤防の安全性の確認

応用地質株式会社 ○高橋 耀介, 倉田 大輔

### 1. 堤防開削時の調査とは

河川堤防は長い歴史の中で嵩上げや拡幅を繰り返されて現在の姿となっており、土層構造が複雑であるという特徴がある。浸透に対する堤防の安全性を評価する上で、土層構造を把握することは非常に重要である。このため、樋門等の河川構造物の新設・撤去の際には堤防開削調査が行われる。堤防開削時の調査の目的は、築堤土の土層構造を把握することで、健全度の把握や堤防の質的検討等に資することである。

通常、河川堤防の土層構造は、複数箇所ボーリング調査より推定するが、それぞれ1次元的に把握した土層構成に基づくものである。対して、堤防開削時の調査では、堤防の断面を目視による観察することで、築堤土の土層構造を面的（2次元的）に把握することができる。

### 2. 堤防開削時の調査方法

#### (1) 調査手順

堤防開削時の調査は、事前調査、開削時調査の順に行われる。以下に調査の概要を示す。

#### 【事前調査】

事前調査とは、堤防を開削する工事の前に、堤防に発生している変状を外観調査することである。例えば、工事の目的が樋管の撤去である場合、樋管周辺の抜け上がりやクラックを外観調査することが多い。

#### 【開削時調査】

開削時調査とは、堤防を開削した後に、堤防の断面を調査することである。堤防の断面は、重機による掘削で乱れている。そのため、堤防の断面に鋤簾等を使用し、人力にて整形を行った後に、スケッチや写真撮影、試料採取を実施する。

また、工事の目的が、河川堤防に埋設された構造物（樋管等）の撤去である場合は、構造物の観察を実施する。

#### (2) 堤防断面観察時の留意点

河川堤防は、繰り返し嵩上げや拡幅が行われており、断面が大きな堤防であるほど築堤履歴が複雑である。また、同一時期の堤体材料も一様ではないと考えられる。そのため、現場での断面観察のみでは正確な築堤履歴の評価は困難な場合がある。

堤防断面観察を効果的に実施するためには、事前の資料調査により築堤履歴を推定することが必要である。これにより、築堤土の土質構造の特徴をとらえた断面観察を行うことができる。また、築堤履歴を推定しておくことで効果的に試料採取が計画できる。

事前の築堤履歴の把握には、下記に示す資料を収集整理することが有効である。

- ・過去の空中写真、横断測量で当該地の堤防の変遷を把握する。
- ・当該地の河川の治水史(改修計画等)を整理する。
- ・時代による築堤の仕方を理解する。

最近では、スケッチと合わせて、SfM(Structure from Motion)技術を使って、オルソ化写真(正射投影)を作成することで、築堤土の土層構造が分かりやすい成果を作成することができる。

### 3. 堤防開削時の調査結果

堤防開削時の調査結果の例を示す。

写真-1は、実際の開削調査の様子である。堤防断面に対して鉛直・水平方向に1m間隔で格子を設置して、図-2に示すように観察結果をスケッチに記録した。スケッチは実物の1/20スケールとした。写真-2は堤防の断面のオルソ写真であり、図-2は全体のスケッチから、土質ごとに着色したものである。この堤防開削時の調査結果の概要は、下記に示す。

- ・築堤当初は、粘性土(ローム)が主体であった。土層構造が、斜になっていること(写真-3参照)から、まきこぼしによる築堤をしていたと推定される。
- ・堤防の拡幅の際も、現在の計画高水位までは粘性土によって、まきこぼして築堤していたと推定される。
- ・築堤年代が比較的新しい箇所は、適切に締固めが行われていたと推定される。締固めやすい土質であり、硬質であった。

前述の「斜になっている」土層構造は、堤防開削時調査において、よく確認される。これは、昭和30年代以前の築堤の特徴である。当時は、築堤土をトロッコ等で運搬し、堤防の天端付近からまきこぼして築堤していた。そのため、この時代の築堤土の土層構造は、斜の構造になっていることが多い。当該地では、資料調査により斜の土層構造部分は昭和28年以前に築堤されたものと推定した。



写真-1 現場状況

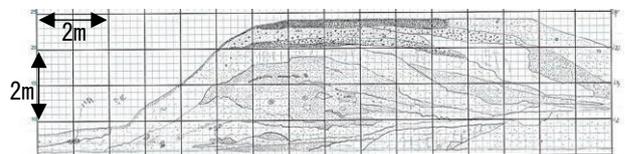


図-1 スケッチの一部



写真-2 開削断面のオルソ写真

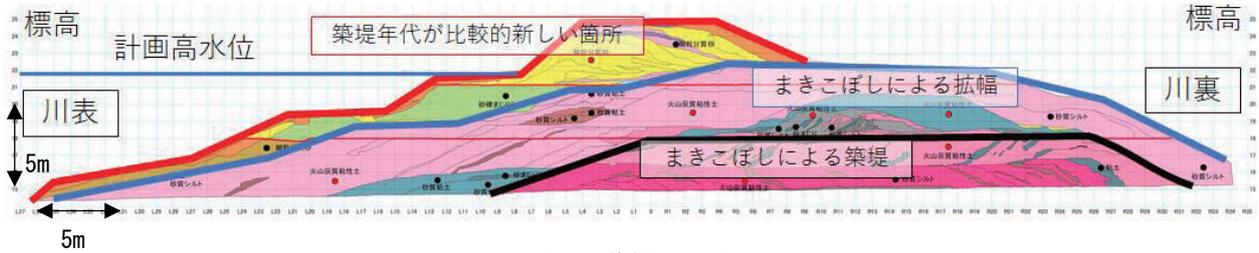


図-2 着色したスケッチ

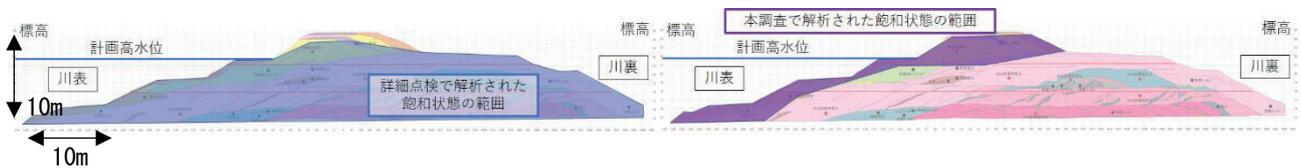


図-3 浸透流解析結果

このような土質分布を観察できることが、堤防の断面を面的に把握できる堤防開削時の調査の利点である。

#### 4. 安全性の再確認

##### (1) 解析方針

堤防開削箇所を含む区間では、堤防の浸透に対する安全性の照査(以下、詳細点検と称す)が実施されている。詳細点検では、限られたボーリング調査に基づき推定した堤防モデルに対して、浸透流解析と安定解析によりすべりやパイピングの照査が行われる。

本調査で、築堤土の土質分布を詳細に把握し、土質ごとに乱れの少ない試料を採取し室内土質試験を実施した。この開削調査に基づいた堤防モデルに対して浸透流解析を行い、浸潤線の違いから安全性を確認した。

詳細点検と本調査の解析条件の概要を以下に示した。

- ・解析に使用したモデルは、粘性土を主体としていた。
- ・本調査のモデルでは、詳細点検の土質より、透水性の低い層を分布させた。

##### (2) 解析結果

図-3は、図-2に、「詳細点検」と「本調査結果」による浸透流解析を併記したものである。

図-3より、詳細点検における浸透流解析結果では、計画高水位の時に、堤防全体が飽和した状態であった。本調査結果における浸透流解析結果では、計画高水位の時においても、川表側の堤体の一部のみ飽和した状態であった。なお、計画高水位より標高が高い位置で飽和しているのは、降雨が影響している。これにより、当該地の河川堤防は、詳細点検での想定より河川水が浸透しにくい築堤土で構成されていることが判明した。そのため、河川水によるのり面すべりの安全性への影響は少ないと



写真-3 斜になっている土層構造

判断できる。

#### 5. まとめ

本論文のまとめを以下に示す。

- ・既往資料により築堤履歴を推定することで効果的な断面観察が行える。
- ・開削断面の土質分布状況から築堤方法が推定できる場合があり、築堤履歴を整理する上での重要な指標となる。
- ・本事例では、堤防開削時の調査により、河川水が浸透しづらい築堤土で構成されていることが確認されたが、限られたボーリング調査により推定された堤防モデルと開削調査により確認された堤防モデルは大きく異なる場合があるため、浸透に対する堤防の安全性照査にフィードバックすることが重要である。

#### 《引用・参考文献》

- 1) 河川堤防開削時の調査マニュアル(平成23年 国土交通省 河川局治水課)
- 2) 河川堤防の構造検討の手引き(平成24年 財団法人 国土技術センター)

# ダムにおける堆砂の土質特性に着目した利用検討事例

中央開発株式会社 ○小野 貴裕, 栗原 朋之, 西村 修一, 粕谷 剛, 山田 忠利

## 1. はじめに

近年、気候変動の影響による豪雨災害により各地で甚大な被害が発生していることから、氾濫域も含めて一つの流域として捉え、その河川流域全体のあらゆる関係者が協働し、流域全体で被害を軽減させる治水対策「流域治水」への転換が進められており、各地のダムでは、洪水調節機能を最大限に発揮するために貯水容量確保(再生)が求められている。

今回対象とした既設ダムでは、令和元年東日本台風(台風19号)によってダム上流部に大量の土砂が流入、堆積しており、洪水調節機能を十分に発揮できない可能性があり、早急な堆砂除去が必要であった。除去された堆砂は既設道路盛土沿いに腹付け盛土として仮置きすることが計画された。本稿では、堆砂の工学的特性に着目した調査計画を立案し、仮置き盛土の安定性に関する検討を行った事例について紹介する。

## 2. 堆砂の利用検討に関する調査計画の立案

事前の現地確認の結果、河川の上流から下流に向かい礫質砂(A1)、細砂(A2)、細粒分質砂(A3)と粗粒なものから細粒なものに遷移しており、粒度特性に違いが認められた(図-1)。粒度特性を踏まえた調査計画を表-1に示す。粒度特性に応じて対象範囲を A1, A2, A3に区分し、オーガーボーリング及び室内土質・土壌分析試験によって、土質性状や物理特性、締固め特性、強度特性を把握するとともに、ポータブルコーン貫入試験を実施し、施工時のトラフィカビリティについて確認した。

## 3. 調査結果

### (1) 堆砂の粒度特性

室内土質試験一覧表を表-2、粒径加積曲線を図-2に示す。試験の結果、礫質砂(A1)は礫分～砂分までをある程度幅広く含んでいるが(均等係数  $U_c=5$ )、細砂(A2)はほぼ粒径が揃った砂( $U_c=2$ )で構成されていることが判明した。また、細粒分質砂(A3)は、A2と同様に砂分が主体であるが、細粒分を多く含んでいる。

### (2) 堆砂の締固め特性

A2、混合土①の締固め曲線を図-3に示す。いずれの試料も、自然含水比は最大乾燥密度  $\rho_{dmax} \times 90\%$  の範囲内にある。しかし、A2の締固め後の密度は、一般的な砂質土の値に対して小さな値を示しており、ゼロ空隙間隙曲線からも離れていることから、粒径が揃っているために十分に締固めることができていないことが分かる。そこで、締固め後の密度を上げ、

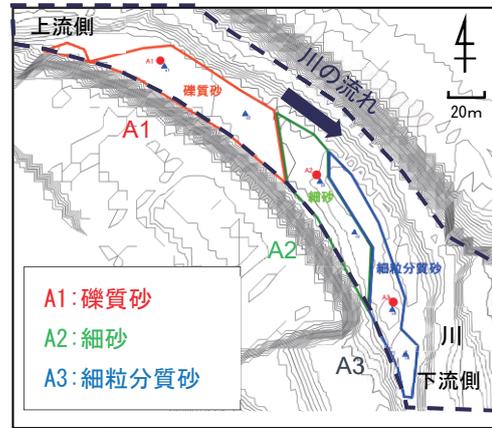


図-1 堆砂状況平面図

表-1 調査項目一覧

調査項目	目的	
オーガーボーリング	土質確認・試験試料採取	
ポータブルコーン貫入試験	トラフィカビリティの判定に用いられるコーン指数の確認	
室内土質試験	土粒子の密度試験 土の含水比試験 土の粒度試験	採取した試料の物理特性の把握
	突き固めによる土の締固め試験	採取した試料の締固め特性の把握
	締め固めた土のコーン貫入試験	建設発生土とする場合の土質区分の判定
	三軸圧縮試験Ob 三軸圧縮試験Cd	採取した試料の締固め後の強度特性の把握

表-2 室内土質試験一覧表

試料番号		A1	A2	A3	追加提案 混合土① (A1 A2 A3)
		(1.00m)	(2.00m)	(2.00m)	(1.00m)
一般	土粒子密度	2.735	2.781	2.670	2.750
	自然含水比	5.4	11.1	36.7	14.5
	水分	41.9	0.0	0.0	14.2
粒度	砂分	57.4	96.9	60.2	75.4
	細粒分含有率	0.7	3.1	39.8	10.4
	均等係数	5.22	2.2	-	-
	曲率係数	0.67	1.02	-	-
分類	地盤材料の分類名	分級された礫質砂	分級された砂	細粒分質砂	細粒分質砂
	分類記号	(SPG)	(SP)	(SF)	(S-FG)
締固め	締固め試験方法	A-b	A-b	A-c	A-b
	最大乾燥密度	1.612	1.396	1.251	1.552
	最適含水比	11.9	24.9	35.8	21.1
せん断	試験条件	CD 三軸	CD 三軸	CU 三軸	CD 三軸
	全応力	4.4	0.9	34.4	2.5
	有効応力	35.4	30.3	15.3	34.6

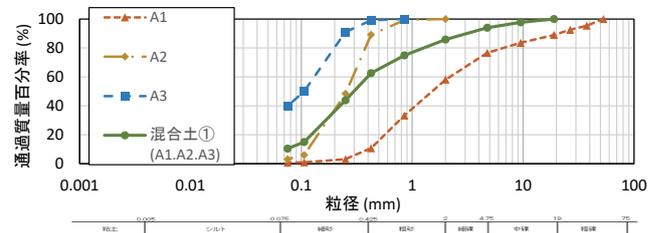


図-2 粒径加積曲線

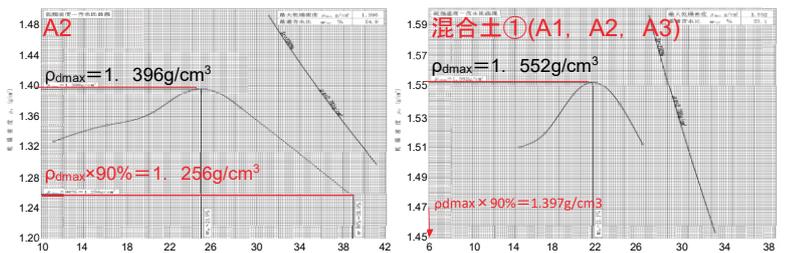


図-3 締固め曲線(A2, 混合土①)

強度や剛性を高めるため、各地点の材料を混合(1:1)して粒度特性の改善を行った。混合土の締め固め特性では、最大乾燥密度が混合前の材料に対して相対的に大きい値となり、改善効果が認められた。

#### 4. 仮置き期間中の安定性に関する検討

##### (1) 検討事項

盛土の施工断面(解析断面)を図-4に示す。堆砂の道路盛土への利用は、図に示す通り、既設道路の腹付けとして貯水池内に施工し、運土計画により段階的な施工が計画されている。上記材料の盛土としての安定性の検討を行った。なお、安定検討は、既設道路盛土と一体となるため、道路土工 盛土工指針<sup>1)</sup>に準拠し、施工段階を踏まえた検討を行った。

##### (2) 検討条件

土質定数は、材料堆砂調査結果に基づいて設定した。定数一覧を表-3に示す。また、当該盛土は仮置き土であることから、検討ケースは施工時とした。ただし、第4期の盛土では盛土立ち上げ完了後、相当の期間放置される予定であることから、参考として常時及びL1地震時の作用に対する検討も行った。

##### (3) 検討結果

盛土材料ごとの安定照査結果を表-4、図-5に示す。施工時及び常時については、全ての盛土材において許容安全率を満足する結果となった。しかし、L1地震時については、A2の盛土材のみ使用したケースで許容安全率を満足できない結果となった。一方、粒度特性の改善を行った混合土①を採用したケースでは、L1地震時に対しても許容安全率を満足することが確認でき、L1地震時に対応できる材料であることが確認できた。今回は、この結果を受け、盛土の安定性がより高い、混合土による盛土施工を提案した。

#### 5. まとめ

本業務では、ダムの堆砂除去を目的とした調査計画及び道路盛土の安定性を検討し、粒度分布の改善を行うことでL1地震にも耐えうる盛土材となることを確認し、最適な利用方法を提案できたと考えている。

今後は、流域治水への対応としてダム内の堆砂除去を目的とした構造物調査や今回のような材料調査なども増えることが想定されるため、ダムごとの各種課題を抽出した上で、堆砂の運用方法を踏まえた調査項目の提案を行うことが重要と考える。

#### 《引用・参考文献》

- 1) 公益社団法人：日本道路協会，道路土工 盛土工指針，p109-125，H22.4，

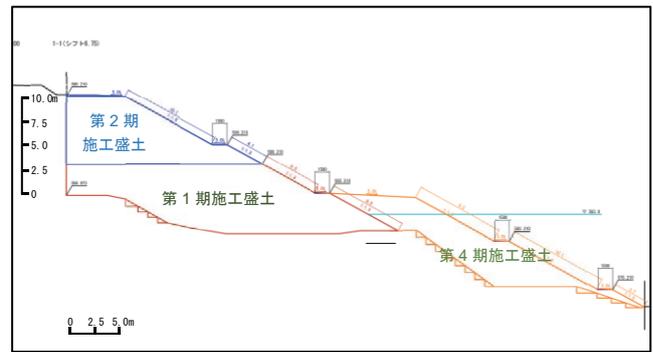


図-4 解析断面図

表-3 盛土の安定性照査に使用した定数(試験値)

盛土材	単位体積重量		せん断抵抗角 $\phi$ (°)	粘着力 c(kN/m <sup>2</sup> )
	$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )		
A1	18.8	15.4	35.0	4.0
A2	17.7	13.7	30.0	1.0
A3	16.7	15.1	33.0	2.0
B1	19.0	15.8	35.0	2.0
混合土①	18.5	15.7	34.0	2.0

表-4 各盛土材料に対する安定照査結果一覧

施工段階	作用	盛土材	最小安全率	許容安全率	判定
			$F_{smin}$	$F_{sa}$	
1期	施工時	A1	1.872	1.100	OK
		A2	1.115	1.100	OK
		A3	1.521	1.100	OK
		B1	1.671	1.100	OK
		混合土①	1.606	1.100	OK
2期	施工時	A1	1.700	1.100	OK
		A2	1.258	1.100	OK
		A3	1.465	1.100	OK
		B1	1.587	1.100	OK
		混合土①	1.529	1.100	OK
4期	施工時	A1	1.788	1.100	OK
		A2	1.258	1.100	OK
		A3	1.528	1.100	OK
		B1	1.621	1.100	OK
		混合土①	1.572	1.100	OK
	常時	A1	1.845	1.200	OK
		A2	1.261	1.200	OK
		A3	1.567	1.200	OK
		B1	1.661	1.200	OK
		混合土①	1.617	1.200	OK
	L1地震時	A1	1.299	1.000	OK
		A2	0.875	1.000	NG
		A3	1.030	1.000	OK
		B1	1.141	1.000	OK
		混合土①	1.096	1.000	OK

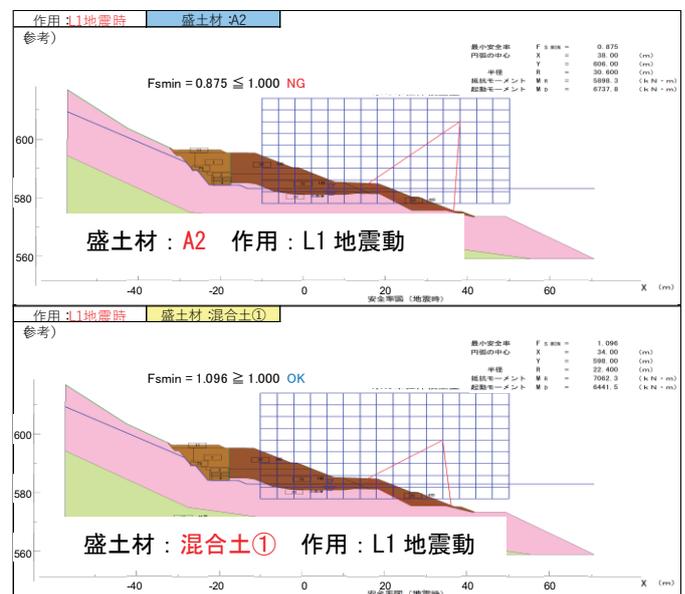


図-5 各盛土材料に対する安定照査結果(L1地震時)

# アンカー残存引張力の低下原因についての考察

(株)藤井基礎設計事務所 ○岡 淳一, 藤井 俊逸

## 1. はじめに

高速道路の長大切土法面にアンカーが約400基設置されており、その内の20基にアンカー荷重計が設置されている。これらアンカー荷重計のうち、2基はアンカー設置後に残存引張力が著しく減少した。周辺アンカーのリフトオフ試験を行った結果、礫岩内に定着された複数のアンカーで、残存引張力の著しい低下が確認された。リフトオフ試験結果と既往ボーリングデータから、残存引張力の低下範囲、低下原因について考察した。

## 2. 地形地質概要

現場は日本海に近い標高100~200m程度の低山地であり、地質は新第三系大森層の海成堆積物由来の堆積岩や、安山岩~デイサイト溶岩が広く分布している。堆積岩の層界面は北傾斜であり、道路の南側法面は流れ盤構造となる。既設のり面にはアンカー工等の地すべり対策が多数施工されており、本法面も南側の切土法面である。

## 3. 調査結果

法面観測は、孔内傾斜計観測、自記水位計観測、アンカー荷重計観測を実施した。

図-1はNo. 17, 18のアンカー荷重計の観測結果で、図-2にNo. 17, 18の位置を示す。設計荷重で定着されたアンカーの残存引張力は、1ヶ月半で設計荷重の85%、10ヶ月目には65~80%に低下した。これら2基の周辺のアンカーも含めリフトオフ試験を行った結果、図-2のオレンジ枠と赤枠に示すように、残存引張力の著しい低下がみられた。これらのアンカーは、R1年7月に設計荷重まで再緊張した。その後、No. 17, 18の残存引張力は設計荷重の93%程度で落ち着いた。

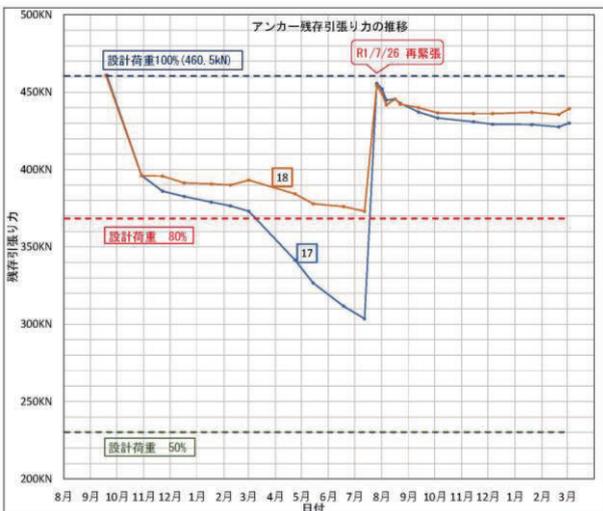


図-1 アンカー荷重計観測結果(No.17, 18抜粋)

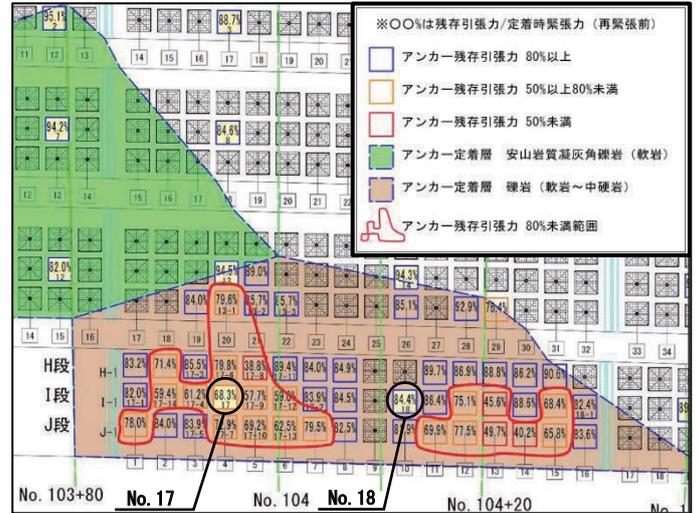


図-2 リフトオフ試験結果

## 4. 残存引張力の低下原因について

残存引張力が低下している原因として、受圧板の沈下(支持力不足)あるいは定着体の抜け出しが考えられる。

### (1) 受圧板の沈下について

再緊張後、図-3の写真のようにNo. 17の受圧板にダイヤルゲージを取り付けて、受圧板の沈下量を経過観測した。図-3の観測結果グラフより、沈下は見られなかったので支持力的には問題ないと判断した(図-3参照)。

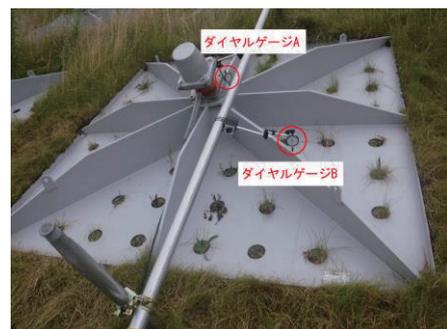
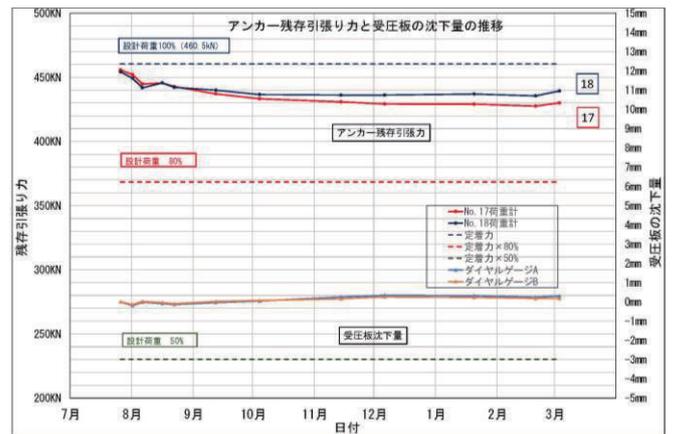
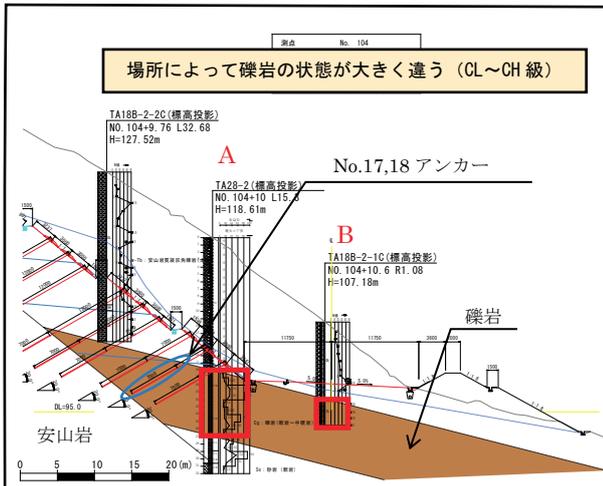


図-3 残存引張力と受圧板の沈下量

(2) 定着体の抜け出しについて

図-2の茶色のハッチング箇所は、アンカー定着地盤が礫岩となっている箇所である。緑色は凝灰角礫岩で、色の無い箇所は安山岩である。残存引張力が低下した範囲は、定着地盤が礫岩であった。礫岩中でも残存引張力には差が見られる。図-4の横断図は、茶色が礫岩で、赤枠部A・Bのコア写真を下に示す。礫部は硬質だが、マトリクスの砂岩は硬さに差が見られる。



(A のコア写真)



(B のコア写真)

図-4 横断図とボーリングコア

図-5は、礫岩内のアンカー定着部の模式図である。初期緊張時は、砂岩部にもせん断力が作用し、一般的なせん断力分布(青線)となる(図-5上)。時間経過と共に、砂岩部が風化し、せん断抵抗力が低下した(図-5下)。砂岩のせん断抵抗力が低下すると、礫部のせん断抵抗力が大きくなる(黄線)。この時、定着部のグラウトにクラックが入り、定着長が伸びて残存引張力が低下する。再緊張時は、礫部にせん断抵抗力が集中する。礫部は時間経過によるせん断抵抗力の低下は少ないので、残存引張力が変化しないことになる。

図-6は、図-5を簡易実験で検証したものである (QR コ

ードから実験動画が確認できる)。実験の結果、定着部の一部のせん断抵抗を低下させると、定着部が伸びてせん断抵抗が再配分されることがわかる。

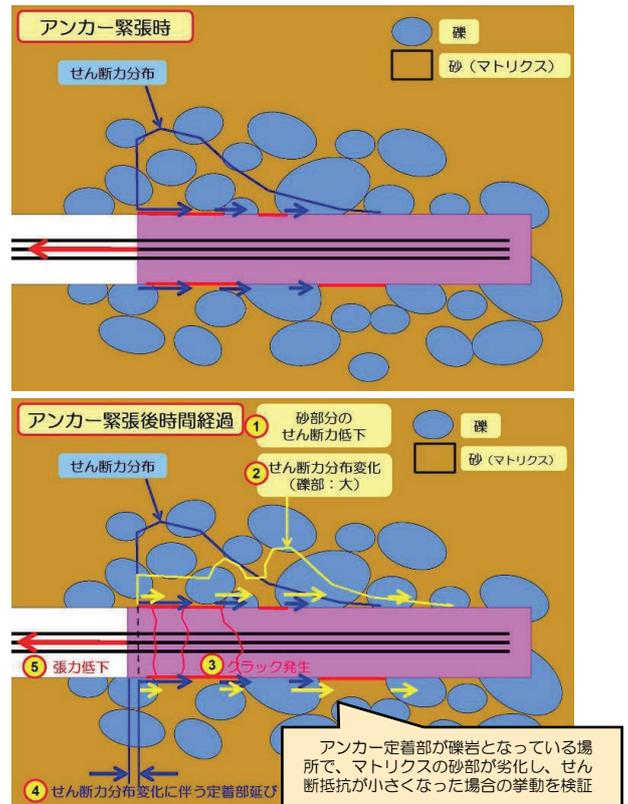


図-5 礫岩内のアンカー定着部の模式図

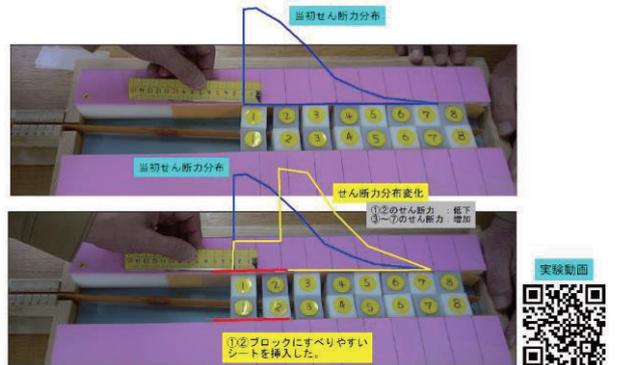


図-6 礫岩内のアンカー定着部の簡易実験

5. まとめ

定着部が礫岩の場合、マトリクスの砂岩が風化しやすいと、時間経過に伴いせん断抵抗分布が変化する。砂岩部が低下し礫部が増加することで、残存引張力が低下していく場合があることがわかった。礫部のせん断抵抗が大きい場合は、今回のように再緊張後に残存引張力が低下しないケースもある。

今までアンカーの残存引張力を長期的に観測し、変化を確認することは経験が無かった。今回、アンカーの設置時から継続的に観測し、データを収集できたことは、残存引張力の低下の推移を知る上で貴重だと思われる。

# 設置年度の古い孔内傾斜計観測孔の孔内付着物による挿入不能事例

株式会社エイト日本技術開発 室 大作

## 1. はじめに

本事例は、徳島県西部の地すべり防止区域において、過去に設置された孔内傾斜計の挿入不能原因について考察を行ったものである。対象の地すべりブロックは、斜面上下方向に連なる複合型の地すべりブロックのFブロック群およびGブロック群（図-1）で、ブロック頭部付近に、地すべりに起因する変状が明瞭である。

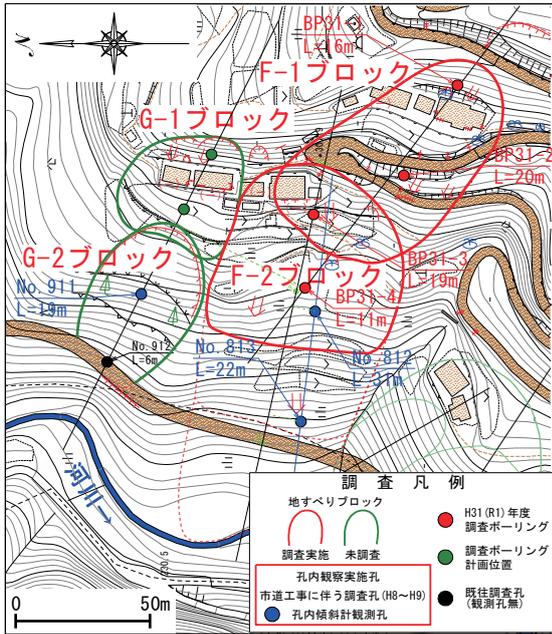


図-1 調査位置平面図

地すべり調査業務では、Fブロック群を対象にした地すべり調査（調査ボーリング、地下水観測、孔内傾斜計観測）と、Gブロック群において、踏査・ブロック設定、近傍の既設観測孔の動態観測を行った。

F、Gブロック群ともに、地すべり調査業務としての詳細調査は未実施であったが、斜面下部の市道新設工事に伴う地質調査でH8～H19年度に調査ボーリングや孔内傾斜計による動態観測が行われており、F、Gブロック下部にH8、H9年度に設置された既設観測孔が残存している。このため、新設孔の動態観測に併せて、①F-2ブロックの末端部より下方斜面での変位の確認（F-1、F-2）を包括するブロックの存在の確認）や、②豪雨を経た後のGブロック群の活動性を把握することを目的として、既設観測孔の動態観測を行った。

観測において傾斜計プローブを挿入したところ、既往調査では地すべり性の変位が確認されていない観測孔や、既往調査で確認された滑動すべり面より深部で挿入不能となったため、挿入不能深度付近の孔内状況の確認を目的として、孔内カメラ（Q スコープ）による孔内観察を実施した。

## 2. 孔内観察対象孔概要

### (1) F-2ブロック

孔内観察対象孔は H8年度に設置された孔内傾斜計観測孔（No. 812（L=31m）、No. 813（L=22m））で、H19年度まで観測が行われていた（図-2）。既往観測時の活動性は低く、斜面中腹部のNo. 812では表層付近のGL-3mで潜在変動程度、斜面下部のNo. 813では変位は認められていない。

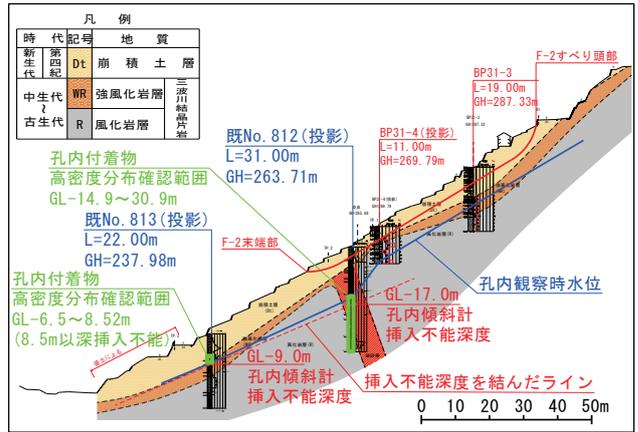


図-2 F-2ブロック断面図

### (2) G-2ブロック

孔内観察対象孔は H9年度に設置された孔内傾斜計観測孔（No. 911（L=19m））で、ブロック中腹部に位置し、H18年度まで観測が行われていた（図-3）。既往観測では、すべり面（GL-8.7m）にて潜在変動程度の剪断性変位が確認されているが、以深では変位は認められていない。

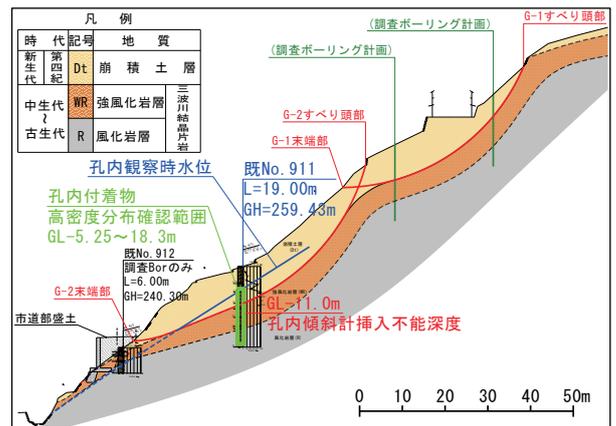


図-3 G-1,G-2ブロック断面図

## 3. 孔内観察結果

孔内観察の結果、傾斜計挿入不能深度付近に地すべり変位による孔曲がりや肥大による孔壁の狭窄やガイド溝の閉塞によるものと考えられる（図-4）。傾斜計

挿入不能深度付近では付着物の肥大が著しく、孔内カメラ挿入時にやや引っ掛かりはあったが、孔内カメラが小径で短いため、付着物の顕著な F-2ブロック下方の No. 813を除いて、孔底付近まで挿入可能であった。

孔内付着物は、水位付近や、地下水の流入するガイド管の継目・有孔部等で肥大化する傾向がある。形状は鱗状、かさぶた状、瘤状等様々であり、主として白色(他、帯褐色・黒色)を呈する。また、固化した外観のものと同程度程度の弱いものが混在し、脆いものは孔内カメラに接触した程度の衝撃で細かく砕けて水中に分散・沈降する。

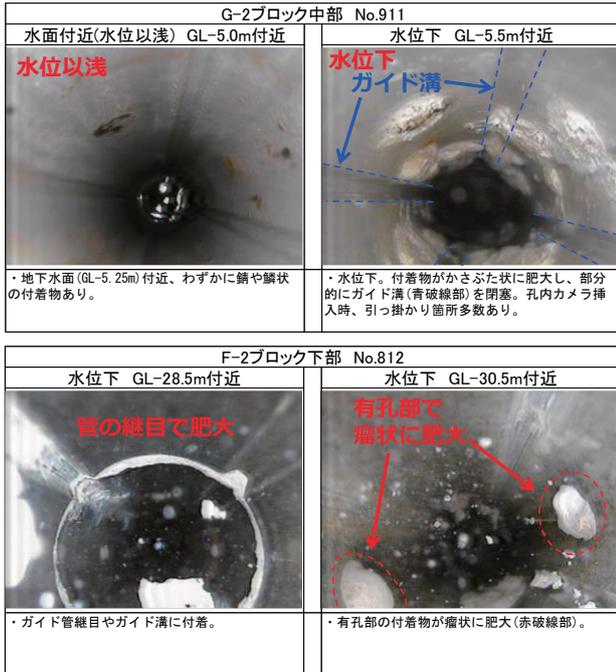


図-4 孔内観察画像(上:No.911、下:No.812)

#### 4. 孔内傾斜計観測結果

最新の観測では、No. 812は既往観測時に変位の確認された浅部 (GL-3m) のすべり面で、新設孔の地すべり変位に連動する様な潜在変動程度の変位が確認されたが、ブロック下方の No. 813では変位は認められなかった。

G-2ブロック中腹部の No. 911では、既往観測時に潜在変動程度の変位が確認されたすべり面 (GL-8.7m) において、最新の観測では地すべり性変位は認められなかった。

孔内観察、孔内傾斜計観測等の地すべり調査結果より、変位状況は下記の様に判断される。

##### ①F-2ブロック

- ・浅部の滑動すべり面において潜在変動程度の変位。H8年以降、孔曲がりを生じる様な著しい変位はない。
- ・ブロック末端部より下方斜面において、H8年以降の観測で活動性を示す様な崩積土すべりは存在しない。

##### ②G-2ブロック

- ・H9年以降、孔曲がりを生じる様な著しい変位はない。

#### 5. 孔内付着物についての考察

孔内付着物は、水位変動に伴う乾湿繰り返しが多い孔内水位付近や有孔部等の地下水流入部付近に多く分布することから、空気中の酸素・二酸化炭素等と地下水中の

溶存成分、または管材・充填材等との化学反応により生成されたものが沈殿・析出した可能性が高いと考えられる。また、固結したものと固結程度の弱いものがあり、形状は様々であるが、これらの差異は成分の違いや生成後の経過年数の違い等に起因するものと考えられる。

本件では、孔内観察で確認された付着物の採取・成分分析や孔内水の水质分析は行っていないため、文献調査により同様の事例がないか確認を行った。文献事例としては、グラウト充填型の観測孔において、観測孔周辺のコンクリートの亀裂を通り pH の高くなった地下水がガイド管のアルミニウムを溶出させ、乾燥による中性化(二酸化炭素との炭酸化反応による pH 低下)で水酸化アルミニウムが析出して閉塞した事例<sup>1)</sup>がある。文献事例はグラウト充填型であり、設置翌年に閉塞が発生している点等が本件とは異なるが、流入している地下水の pH が元来高い場合は、経年的に水酸化アルミニウムが析出し、徐々に肥大していった可能性も考えられる。また、文献事例では高圧洗浄による付着物の除去が試行され、その後の再測定が可能となっている。

その他、地下水中に Ca、Mg 等が多く含まれる場合、二酸化炭素等と結合して炭酸カルシウム、硫酸カルシウム、シリカ (SiO<sub>2</sub>) 等が析出している可能性がある。これらは非常に硬く難溶性であり、人力での切削除去は難しく、除去薬剤は毒性が高いこと等から、管材や環境面への影響を考慮すると除去は困難であると考えられる。

#### 6. 今後の課題

孔内傾斜計プローブが挿入不能となった場合、孔内カメラによる視認観察を行うことは、変状要因を特定するうえで有用であり、地すべり性の変位か否かを判断する際の重要な判断材料となる。特に、設置年度の古い既設観測孔では、本事例と同様の症状により孔内水位付近で挿入不能となる可能性があり、水位下にすべり面が存在する場合、変位状況の確認が不能となる点が問題となる。

今後の課題として、第一に、同様の事例に関する文献調査や付着物の採取・分析等による孔内付着物の種類の特定、発生要因の推定が挙げられる。除去方法については、環境面や管材への影響に配慮し、付着物の種類に応じた除去方法を検討する必要がある。第二に、付着物の発生した観測孔で除去方法を試行し、除去作業の前後で孔内カメラと孔内傾斜計による観測を行い、測定の有効性を確認する必要がある。今後の地すべり調査業務等に際して試行的に孔内洗浄等を行い、効果判定の結果、測定の有効性が確認されれば、付着物による閉塞への対処法として活用していきたい。

##### 《引用・参考文献》

- 1) 鳴瀬川総合開発工事事務所 調査設計課 沢田 健, 中正 裕史, 澤 駿人:「地すべり調査で実施される孔内傾斜計の観測について」,平成30年度 国土交通省 東北地方整備局 管内業務発表会, 発表論文 2018.6.25

# 全天球カメラと VR ゴーグルを用いた集水井点検事例

基礎地盤コンサルタンツ株式会社 星元 誠斗

## 1. はじめに

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ているため、施設の維持管理が重要である。

集水井の点検は、従来は重要度に応じて地表からの目視もしくは点検者が集水井内に入り目視にて観察する手法が用いられてきた。しかし地表からの目視では確認できない部分が多く、集水井内に入る場合は酸欠や有毒ガスの充満、階段からの滑落等、多くの危険が存在している。

本稿では、安全かつ効率的に点検することを目的として、地表より集水井内部に全天球カメラを挿入し、撮影した動画及び画像をもとに PC や VR ゴーグルを用いて目視点検を実施した事例を紹介する。

## 2. 点検方法

点検方法については「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、全天球カメラの性能を表-2に示す。

表-1 使用機材一覧

名称	型式・性能
全天球カメラ	① RICOH 製 THETA V
	② KANDAO 製 QooCam8K
タブレット端末	③ Apple 製 iPad Air
巻尺	④ 50m
ランタン	⑤ GENTOS 製 EX-000R
リボンロッド	⑥ 20m×2 本
ポール	⑦ 2m(フック付)



写真-1 使用機材一覧

表-2 使用カメラの性能

	THETA V	QooCam8K
外形寸法	130.6×48×29.7 (mm)	145×57×33 (mm)
重量	121g	245g
静止画解像度	5K (5376×2688 ピクセル)	8K (7680×3840 ピクセル)
動画解像度	4K (3840×1920 ピクセル)	8K (7680×3840 ピクセル)
内蔵ストレージ	19GB	64GB
外部メモリ	対応なし	microSDカード (256GB迄)
防水性	無し (防水ケース有)	無し (防水ケース有)

### (2) 点検手順

点検手順を以下に示す。

- ①全天球カメラとタブレット端末を Wi-Fi 接続する。
- ②天蓋中心付近から吊紐(巻尺)を垂らし、撮影装置(ランタンと全天球カメラを固定)を吊紐先端に繋ぐ。
- ③フック付きポールを使い、点検口から撮影装置を集水井内の中央付近に垂らす。
- ④作業員 A が撮影装置を下ろしながら、作業員 B がタブレット端末を操作し静止画を1~2m 毎に撮影する。
- ⑤集水井の底部水面付近まで着いた所で動画撮影に切り替えゆっくり引き上げる。
- ⑥PC や VR ゴーグルを用いて撮影した動画や画像を目視観察する。



写真-2 点検状況(手順②) 写真-3 点検状況(手順③)



写真-4 点検状況(手順④)

### (3) 点検方法の比較

従来の集水井内に人が立ち入る目視点検と全天球カメラ撮影画像による目視点検の比較を行った。(表-3)

全天球カメラ撮影画像による点検は初期投資が必要のため、点検対象の集水井が1基のみの場合は、従来の点検方法が安価となるが、2基以上では全天球カメラ撮影画像による点検の方が安価となり、点検効率・安全性でも優れている。

表-3 従来の点検手法との比較表

	全天球カメラ撮影画像による点検	集水井内に人が立ち入る目視点検
経済性	初期費用+人件費	費用：約10万/基(仮設費含む)
必要人員	2名程度	3名程度
点検効率	4~6基/日程度	2~3基/日程度
安全性	資材の落下等の危険はあるものの、人命にかかわる危険性はない。	酸欠、有毒ガス充満及び転落等、人命にかかわる危険性がある。

### (4) VRゴーグルでの点検

本点検における動画や画像での目視点検は、PCでの確認作業のほかに、VRゴーグルを用いた目視点検も実施した。(写真-5)

全天球カメラで撮影した360度のパノラマ画像・動画をVRゴーグルに表示して観察することで、自分がその映像内にいる感覚(没入感)で見回せるため、実際に集水井内にいるような感覚で点検を行うことが可能となる。



写真-5 使用したVRゴーグル(Oculus製 Oculus Go)

### 3. 点検結果

全天球カメラ撮影画像による集水井点検を実施した結果、ライナープレートの変形(写真-6)や、今後集水管や排水管の閉塞が懸念される箇所(写真-7)を確認することができた。



写真-6 ライナープレートの変状(せり出し)



写真-7 集水管の閉塞(植生)

### 4. 点検実施上の留意点

今回点検を実施した結果、以下の課題・留意点が確認された。

- ・静止画の撮影可能深度は、使用するカメラのWi-Fi通信可能距離に依存する。一般的な全天球カメラのWi-Fi通信距離が10m前後であるため、それ以上でカメラ操作を行う場合は、通信距離を延ばす機器(Wi-Fiエクステンダー)が必要となる。
- ・集水量が多く、水滴を浴びる状況で撮影する際には、水滴がレンズやケースに付着して画像に写りこむ場合があり、視認性が低下する。(写真-8)
- ・集水ボーリングの受け口にコルゲート管や植生等があると、孔の詰まり具合を画像で確認することが困難な場合がある。(写真-9)
- ・防水ケースを通して撮影すると、ケースによっては画像に歪みが見られる場合がある。(写真-10)



写真-8 水滴の付着



写真-9 集水孔口確認不可



写真-10 画像の歪み(防水ケース使用時)

### 5. まとめ

地すべり等防止法が施行されてから、集水井を含む多くの地すべり対策施設が施工されてきたが、長期間の運用により老朽化が進んでおり、今後施設の維持管理が重要となってくる。今回紹介した点検方法を活用していくことで、安全かつ効率的に点検を実施することが可能と考える。

ただし、全天球カメラ撮影画像による点検結果から施設機能に大きな影響を及ぼす変状を確認した場合や、カメラ撮影画像での点検が困難な場合は、必要に応じて集水井内での目視点検を含む詳細点検を実施されることが望ましい。

### 《引用・参考文献》

- 1) 国立研究開発法人土木研究所他：地表からの効率的な集水井内点検手法共同研究報告書,P15,2019.6.

## 沈降分析における測定自動化への試み（その2）

（協）関西地盤環境研究センター ○三好 功季、藤村 亮、林 峻平  
中山 義久、松川 尚史、澤 孝平、西形 達明

### 1. はじめに

我々は2017年<sup>1)</sup>より沈降分析<sup>3)</sup>時の浮ひょう読取の自動化をレーザー測器で試みている。成果の一部に JIS 法と提案法で得られた試験結果に乖離のある場合も発生した<sup>2)</sup>。その要因として、浮ひょう浮遊防止用のプラスチック製のフタと浮ひょう竿部の接触により生じる摩擦や静電気の影響（図-1）が考えられた。

本報告では、浮遊防止用フタの材質の違いが浮ひょうの挙動に与える影響について検討した。

### 2. 事前実験の方法及び結果

事前実験として、図-2に示す4種類（アルミ、プラスチック、ガラス、樫の木）のフタを用いて、浮遊防止用フタの材質が浮ひょうの挙動に与える影響を調べた。事前実験は、図-3に示す様に濃度分布が一定である液体を入れたメスシリンダーの下部から一定の速度で液体を排水させ、その時の浮ひょうの移動量と時間の関係を計測した。それらの結果を図-4に示す。その結果より、プラスチック製のフタは浮ひょう読み値に大きな影響を与えることが確認できた。一方、樫の木及びガラスのフタは、浮ひょうの挙動に与える影響は小さく、フタ無と同等の結果が得られた。事前実験から、本実験で使用する浮遊防止用のフタを樫の木及びガラスに決定した。なお、2020年度<sup>2)</sup>に実施している、レーザーで計測した結果（提案法）と従来の試験方法（JIS 法）の比較実験ではプラスチック製のフタを使用している。

### 3. 本試験の方法及び結果

本実験において使用した試料は、表-1に示す物理的性質の異なる5種類の粘性土である。これらは、従来からの実験で用いている試料と同じである。実験は、メスシリ

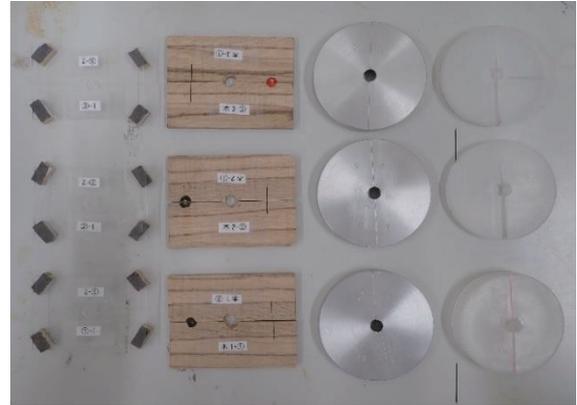


図-2 フタの材質の違い  
（左からガラス、樫、アルミ、プラスチック）

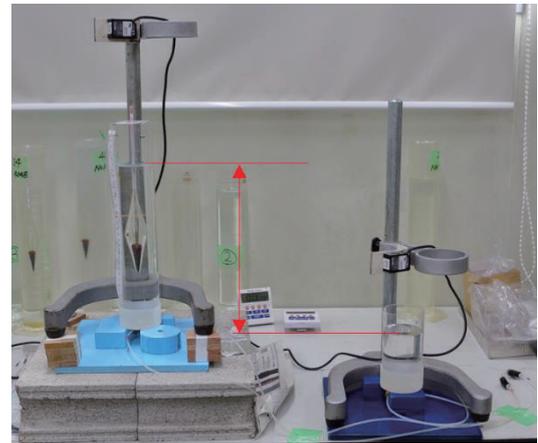


図-3 事前実験の様子

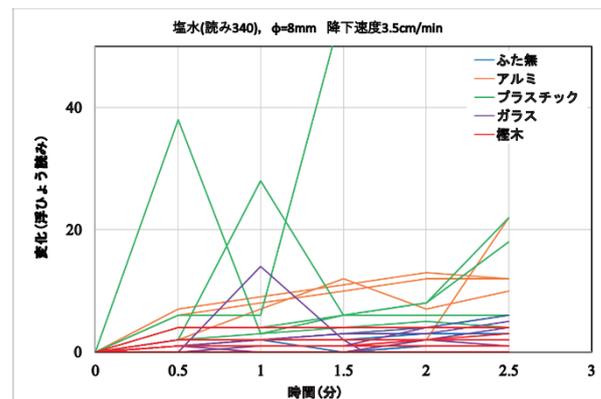


図-4 事前実験結果

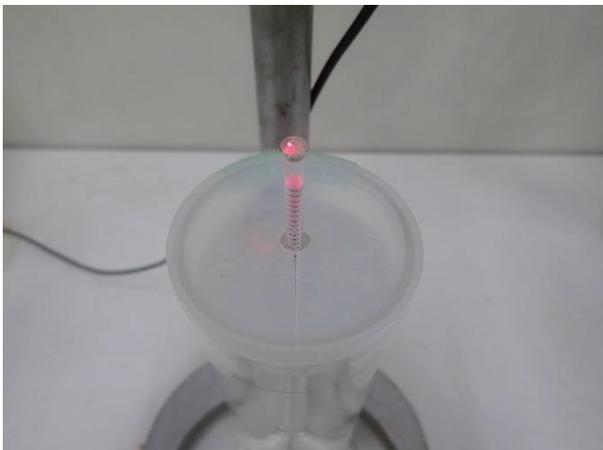


図-1 ターゲット板に当たるレーザー光線と浮遊防止のフタ  
写真は2019年、プラスチック製

表-1 試料の種類と物理試験結果

試料名	土粒子の密度 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	液性限界 $w_L$ (%)	塑性限界 $w_P$ (%)	塑性指数 $I_P$
カオリン1	2.765	59.9	32.5	27.4
カオリン2	2.652	24.2	17.6	6.6
笠岡	2.672	57.5	21.7	35.8
荒木田	2.713	46.5	24.0	22.5
藤ノ森	2.672	39.8	19.7	20.1

表-2 レーザー測器の諸元

メーカー	OPTEX FA/CD22-100V2
測定範囲	±5cm, 最大10cm
最小読み取り値	6μm

ンダーに炉乾燥試料を50g ずつ入れ、1l の懸濁液として分散・攪拌後、沈降分析を実施した。

浮ひょう頭部の変位量測定は前回<sup>2)</sup>と同じく、レーザー測器（諸元は表-2参照）を用いた。今回の実験において浮ひょう頭部に取り付けたターゲット板は直径が6mmで、接着剤で頭部に直付けした。この改良によりターゲット板付加による質量増加は約0.01g 程度とすることが出来た。実験は1試料について、3サンプルずつ測定し、その平均値を測定値とした。

本実験で得られた粒径加積曲線を図-5～9に示す。図中には従来の試験方法（JIS法：フタ無）と提案法の試験結果を示している。図中の曲線は各方法の3回測定の平均値で示している。カオリン1、笠岡、荒木田の試験結果からは全ての方法において顕著な差は見られず JIS法とほぼ同等の結果が得られた。カオリン2は、プラスチック製の結果が他の材質、方法と比べ少し上位（細粒側）に位置している。さらに、藤ノ森ではプラスチック製の結果が下位（粗粒側）に位置している。この要因としてプラスチックと浮ひょう竿間の静電気による引き付け力により、浮ひょうの動きが阻害されていることも考えられる。このことは事前実験の結果からもプラスチック製は浮ひょう読み値のバラツキが大きく一番安定していないことが考察出来る。

#### 4. まとめ

レーザー測器による沈降分析時の浮ひょう読取の自動化に必要な、浮ひょう浮遊防止用のフタの材質を変えて実験を試みた結果、静電気の発生の少ない材質を選ぶことが重要であることが分かった。

沈降分析の浮ひょう読取りの自動化は、作業効率の面、働き方改革の実践面から考えても、有効な手法になりうる。今後は浮ひょう傘部の改善・改良とともに、より幅広い種類の土試料に対して実験し、実務レベルでの沈降分析の自動計測化を実現したい。

#### 《引用・参考文献》

- 1) 粒度（沈降分析）試験の測定方法の検討：藤村亮，松川尚史，三好功季，澤孝平，中山 義久，第54回地盤工学研究発表会，pp.19～20，2019.
- 2) 沈降分析における測定の自動化への試み：三好功季，藤村亮，松川尚史，中山義久，澤孝平，西形達明，全地連技術フォーラム2020論文集，論文 No.26，2020.
- 3) 地盤工学会編：地盤調査の方法と解説、二分冊の1、pp. 115-136，2013.

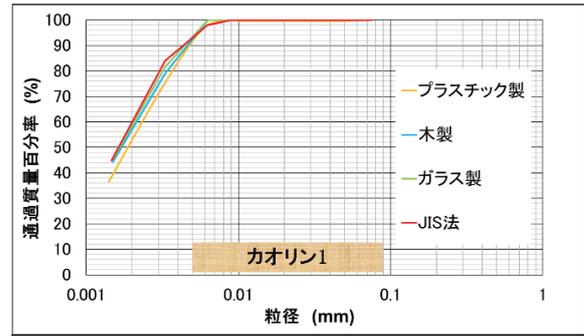


図-5 JIS法と異なる材質の粒径加積曲線(カオリン1)

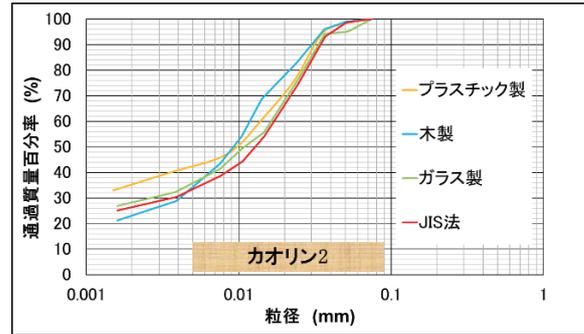


図-6 JIS法と異なる材質の粒径加積曲線(カオリン2)

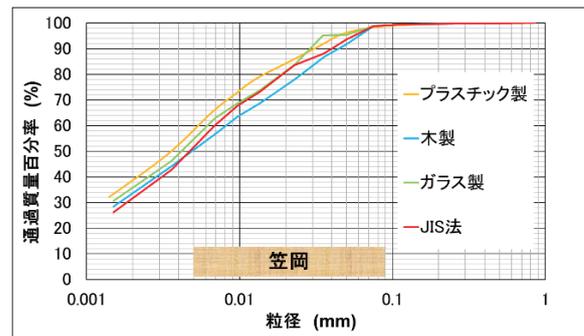


図-7 JIS法と異なる材質の粒径加積曲線(笠岡)

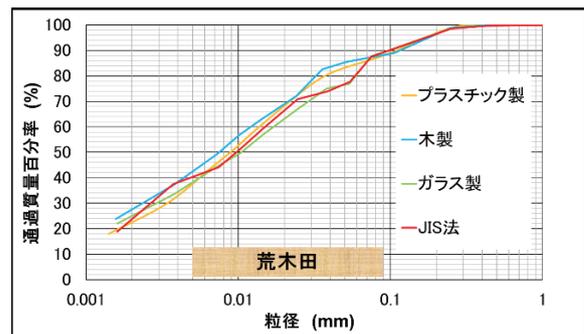


図-8 JIS法と異なる材質の粒径加積曲線(荒木田)

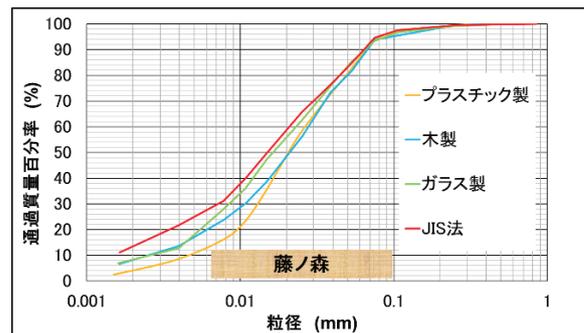


図-9 JIS法と異なる材質の粒径加積曲線(藤ノ森)

## 現場で測定した砂質土の湿潤密度と室内試験値の比較

(株)ダイヤコンサルタント ○中西 智哉、小川 尚之

### 1. はじめに

土の湿潤密度は、地盤の支持力、圧密沈下、土圧や安定解析等の構造物設計に必要な土の単位体積重量の算定に利用される<sup>1)</sup>。地下水位以深の砂質土層については、室内試験で得られた湿潤密度は、飽和度100%として補正して用いられる。これは、ボーリング現場において、サンプリングした砂質土試料は、運搬時の振動による攪乱防止のために、間隙水を十分に排水後凍結して運搬することが多く<sup>2)</sup>、排水の影響により、砂質土試料の含水比が減少し、室内試験での湿潤密度は実際より小さく測定されるからである。

サンプリング直後の砂質土試料の湿潤密度は、飽和度100%として補正した値と近い値を示すと想定される。しかし、細粒分含有率が小さい試料では試料引き上げの際に水が抜けてしまい、サンプリング直後の湿潤密度は飽和度100%として補正した値より小さく測定されることが考えられる。

以上から、本稿では、①「現場でサンプリング直後に測定した排水前の砂質土の湿潤密度（現場測定値）」、②「排水後に室内試験で測定された湿潤密度（室内試験値）」、③「室内試験値を飽和度100%として補正した湿潤密度（補正値）」を比較し、その関係を確認した結果を報告する。

### 2. 試料採取・湿潤密度の測定方法

サンプリングの対象は、地下水位以深の下総層群を構成する洪積砂質土層（ $N$ 値=11~40）とそれを覆う沖積砂質土層（ $N$ 値=1~5）である。試料のサンプリングは、ロータリー式三重管サンプラー（JGS 1223）で行うことを基本とし、砂質土が緩く採取が困難である場合は、固定ピストン式シンウォールサンプラー（JGS 1221）により試料を採取した。

#### (1) サンプリング直後の試料の湿潤密度測定

ボーリング現場で、サンプリング直後に間隙水排水前の湿潤密度の測定を以下の手順で行った。

- ① 使用するサンプリングチューブの質量、全長を測定。
- ② 試料採取直後に、サンプリングチューブ端から試料端の長さを測定し、採取試料の全長を測定（図-1）。採取試料全長とチューブの内径から採取試料の体積  $V$  (cm<sup>3</sup>)を算出。
- ③ 試料の入ったサンプリングチューブの質量を測定（図-2）。事前に測定したチューブの質量を引いて試料の質量  $m$  (g)を算出。

- ④ ②、③で測定した試料の体積  $V$  (cm<sup>3</sup>)と質量  $m$  (g)から現場測定値  $\rho_t$  (g/cm<sup>3</sup>)を算出。

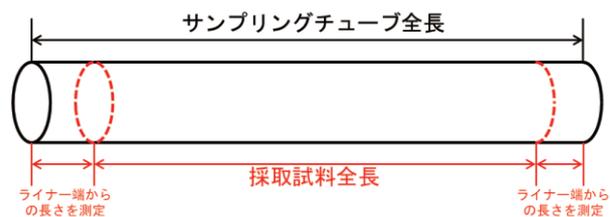


図-1 サンプリング試料全長測定の様式図



図-2 現場での試料の質量測定状況

#### (2) 採取試料の凍結・運搬

採取した試料の凍結は以下の手順で行った。

- ① サンプリングチューブの先端の隙間にスポンジ等を詰め、先端をメッシュで蓋をする。
- ② チューブ先端を下にして鉛直に立て、約24時間かけて排水する。排水状況を把握するために、先端にビニール袋を装着する。
- ③ 排水完了後、試料を、ドライアイスを敷いた凍結箱に入れ、1~2時間置いて凍結する。（図-3）
- ④ 凍結完了後、試験室へ運搬する。



図-3 採取試料の凍結状況

#### (3) 室内試験での湿潤密度の測定

凍結運搬した試料を用いた試験は、各物理試験（土粒子の密度試験、含水比試験、粒度試験、湿潤密度試験（ノ

ギス法))は、JIS規格に則り実施した。

対象とする砂質土は、地下水以深の試料であるため、以下の式を用いて、室内試験値を飽和度が100%として補正した湿潤密度  $\rho_t'$  も算出した。

$$\rho_t' = \frac{\rho_s + e \cdot \rho_w}{1 + e} \dots (1)$$

$\rho_s$  : 土粒子の密度、 $\rho_w$  : 水の密度 (1 g/cm<sup>3</sup>)、 $e$  : 間隙比

### 3. 現場測定・室内試験結果および考察

サンプリング試料を用いた物理試験の結果一覧表を表-1に示す。

湿潤密度について、現場測定値、室内試験値、飽和度100%とした補正値を比較した結果を図-4に示す。

室内試験値は、現場測定値よりも小さい値を示す傾向がある。これは、凍結前の間隙水の排水により試料の含水比が減少した影響であると考えられる。

補正値は、大小関係でバラつきはあるが、現場測定値と概ね同じ値を示す傾向がある。この傾向は、細粒分含有率に関わらず認められた (図-5)。

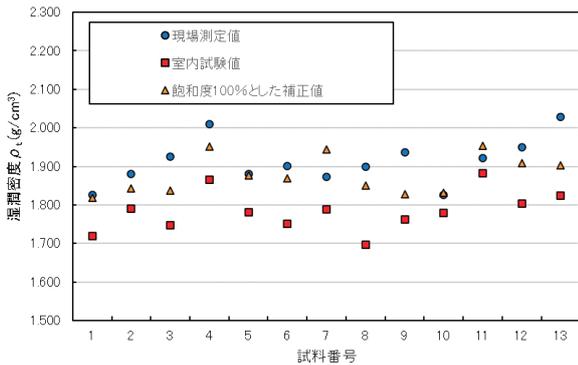


図-4 湿潤密度の現場測定値、室内試験値、補正値の比較

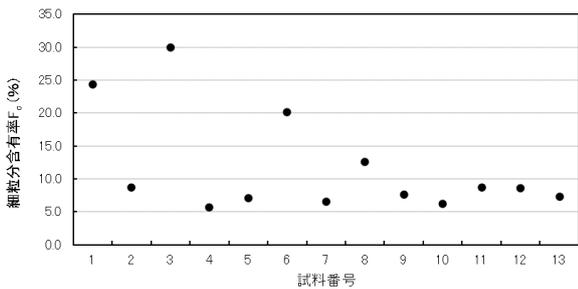


図-5 各試料の細粒分含有率

参考として、湿潤密度試験の供試体毎の含水比を図-6に示す。試験に使用した供試体のサンプリングチューブ内での位置により含水比が異なる傾向がある。これは、凍結前の間隙水の排水ムラを反映していると考えられ、室内試験値、補正値に影響している可能性がある。

今回、排水時間を約24時間としたが、より長い時間排水することで、排水ムラは小さくなると推定される。今後、よりよい比較検討をするために排水時間を検討する必要があると考えられる。

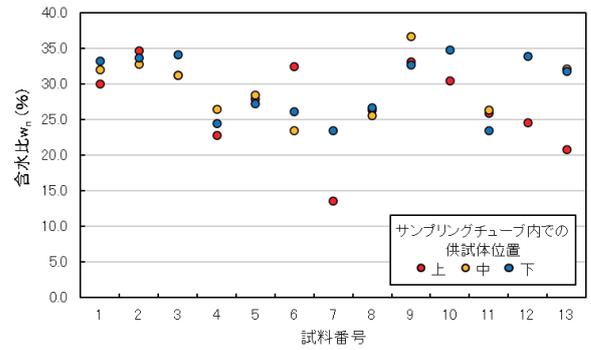


図-6 供試体毎の含水比

### 4. まとめ

今回、地下水以深の砂質土試料の湿潤密度について、現場測定値と飽和度を100%として補正した値は、細粒分含有率に関係なく、概ね近い値を示す傾向が確認された。

このことから、地下水位以深の砂質土試料について、湿潤密度を早急に把握したい場合には、現場測定値を参考値として使用できる可能性があると考えられる。

ただし、今回検証した試料数が13試料と少ないこと、試料の排水ムラが試験値に影響している可能性があることから、使用の際には注意が必要である。

今後、砂質土試料の湿潤密度について、現場測定値との比較を蓄積し、排水、凍結の影響について考察を深めたいと考えている。

### 《引用・参考文献》

- (社)地盤工学会:地盤材料試験の方法と解説[第一回改訂版], p.199-209, 2020.12.
- (社)地盤工学会:地盤調査の方法と解説, p.201-208, 2013.4.

表-1 物理試験結果一覧表

試料番号	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	
含水比 $w_n$ (%)	31.7	33.7	32.2	24.6	27.8	27.4	18.6	26.2	34.2	32.7	25.3	29.3	28.2	
湿潤密度 $\rho_t$ (g/cm <sup>3</sup> )	現場測定値	1.826	1.881	1.926	2.010	1.880	1.901	1.873	1.900	1.936	1.826	1.922	1.949	2.029
	室内試験値	1.720	1.790	1.747	1.866	1.782	1.751	1.788	1.696	1.763	1.780	1.882	1.805	1.825
	飽和度100%とした補正値	1.819	1.844	1.829	1.951	1.876	1.869	1.944	1.851	1.827	1.832	1.954	1.909	1.903
乾燥密度 $\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.306	1.339	1.322	1.497	1.394	1.376	1.486	1.344	1.315	1.36	1.503	1.387	1.426	
土粒子の密度 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.687	2.705	2.684	2.746	2.691	2.72	2.737	2.729	2.702	2.715	2.74	2.659	2.734	
間隙比 $e$	1.059	1.020	1.031	0.836	0.930	0.978	0.815	1.031	1.057	1.024	0.825	0.905	0.921	
飽和度 $S_r$ (%)	80.6	89.4	83.7	81.5	80.6	75.8	61.9	69.4	87.4	86.5	84.0	85.4	83.0	
細粒分含有率 $F_c$ (%)	24.3	8.7	30.0	5.7	7.1	20.1	6.5	12.6	7.6	6.2	8.7	8.6	7.3	
分類名	粘性土質砂	粘性土まじり砂	粘性土質砂	粘性土まじり砂	粘性土まじり砂	粘性土質砂	粘性土まじり砂							
分類記号	(SCs)	(S-Cs)	(SCs)	(S-Cs)	(S-Cs)	(SCs)	(S-Cs)	(S-Cs)	(S-Cs)	(S-Cs)	(S-CsG)	(S-Cs)	(S-Cs)	

## コーン指数に寄与する因子について

協同組合 関西地盤環境研究センター ○李 俊憲, 服部 健太  
松川 尚史, 中山 義久

### 1. はじめに

地盤の強さを表す指標の一種であるコーン指数  $q_c$  (kN/m<sup>2</sup>) は、一般的に宅地盛土等の品質管理<sup>1)</sup>、建設機械のトラフィカビリティーの指標<sup>2)</sup>、また、建設工事で発生する建設発生土の土質区分<sup>3)</sup>の分類等に利用されている。このように、コーン指数を用いた土質区分基準や強度基準値は規定されているものの、コーン指数に寄与する因子については研究事例が数少ないのが現状である。

そこで、実現場で施工実績がある多様な試料を用いて含水比、粒度分析、乾燥密度等に着目し、どのような因子がコーン指数に影響を与えるのかについて報告する。

### 2. 土試料

本研究で用いた試料は、図-1にプロットされる粒度特性を持つ120個である。また、火山灰粘土、有機質粘土等の特殊土を除いた試料（粘性土から礫質砂まで）であり、粒径幅が広い試料や分級された試料も含まれる。

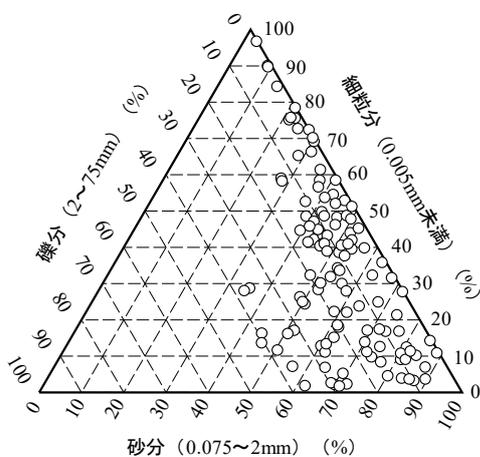


図-1 試料における三角座標

### 3. 試験方法および試験装置

室内試験は、土粒子の密度試験<sup>4)</sup> (JIS A 1202-2009)、土の粒度試験<sup>4)</sup> (JIS A 1204-2009)、土の液性限界・塑性限界試験<sup>4)</sup> (JIS A 1205-2009) および締固めた土のコーン指数試験<sup>4)</sup> (JIS A 1228-2009) に準じて実施した。締固めた土のコーン指数試験の供試体は、4.75mm ふりを通り、通過した自然含水比状態の試料を用いて JIS A 1210 の突固め方法の呼び名 A (2.5kg ランマー落下高30cm、各層25回/3層突固め) によって作製した。

一方、図-2にはコーン指数試験装置を示している。試験装置は、荷重計、変位計、ロッド、先端コーンから構成され、供試体はモーターで下から上に持ち上げる仕組

みになっている。試験方法としては、供試体につり下げたコーンの先端が供試体上端中央部に鉛直に立てるように調整した。その後、1cm/s の速度でコーンを貫入させ、先端コーンの貫入深さが5cm、7.5cm および10cm の時の荷重を読み取り、平均貫入抵抗力 ( $Q_c$ ) から式-1により、コーン指数 ( $q_c$ ) を求めた。ここで、A はコーン先端の底面積である。

$$q_c (\text{kN/m}^2) = Q_c (\text{N}) \div A (\text{cm}^2) \times 100 \quad (\text{式-1})$$

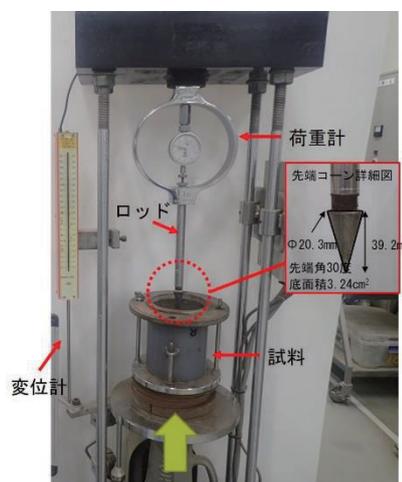


図-2 コーン指数試験装置

### 4. 試験結果および考察

試験から求めた全試料の湿潤密度 ( $\rho_t$ ) とコーン指数 ( $q_c$ ) の関係を図-3に示している。 $q_c$  は湿潤密度が大きくなるにつれ、大きくなる傾向を示しているが同様な湿潤密度であっても  $q_c$  のばらつきが段々大きくなっている。

それは、それぞれの試料が持つ含水状態、つまり飽和度と強度に関係していると考えられる。そこで、含水比の影響を除くため、飽和状態である供試体のみを考察した。本論文では、それぞれの試料における飽和度が90%以上であれば飽和しているとした。

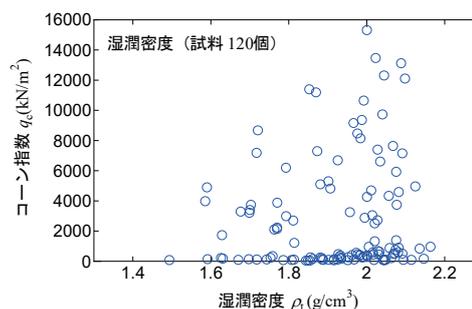


図-3  $\rho_t$  と  $q_c$

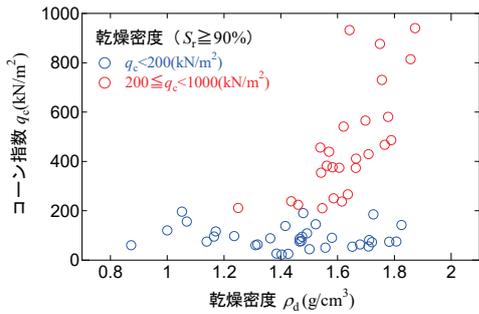


図-4  $\rho_d$  と  $q_c$

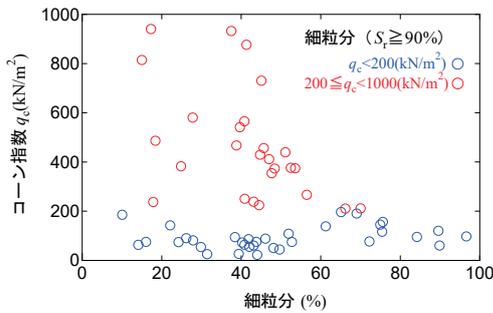


図-5 細粒分と  $q_c$

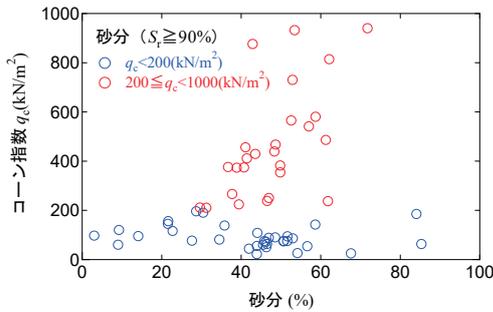


図-6 砂分と  $q_c$

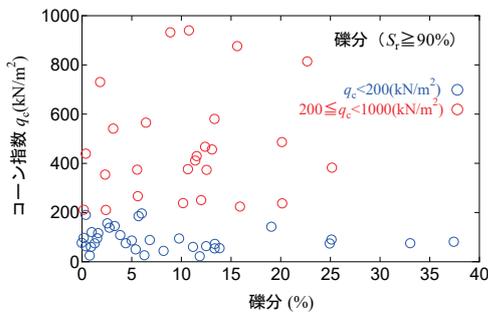


図-7 礫分と  $q_c$

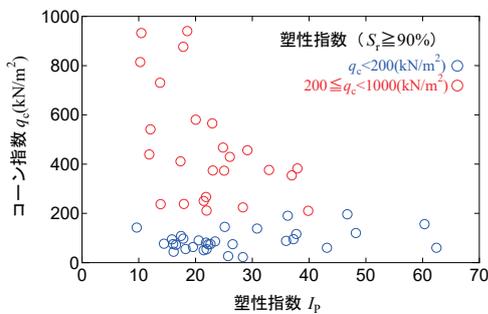


図-8  $I_p$  と  $q_c$

飽和状態 ( $S_r \geq 90\%$ ) の試料の数は60個である。図-4～図-8は、飽和状態における  $q_c$  と乾燥密度  $\rho_d$ 、細粒分、砂分、礫分、塑性指数の関係を示している。対象とした試

料は試料分類名に関係なく全ての  $q_c$  が  $1000\text{kN/m}^2$  以下になることが分かった。図中のオレンジ色は、 $q_c$  が  $200$  以上～ $1000\text{kN/m}^2$  以下で、青色は、 $q_c$  が  $200\text{kN/m}^2$  未満を示している。図-4の  $q_c$  と  $\rho_d$  の関係では、 $q_c$  が  $200\text{kN/m}^2$  以上の場合、 $\rho_d$  が増加するにつれ、ばらつきはあるが  $q_c$  は増加する傾向を示している。しかし、 $q_c$  が  $200\text{kN/m}^2$  未満では、 $\rho_d$  と  $q_c$  の関係は低かった。図-5の  $q_c$  と細粒分の関係では、 $q_c$  が  $200\text{kN/m}^2$  以上の場合、細粒分が約  $20\% \sim 40\%$  間で、 $q_c$  は最も大きい値を示すが細粒分が  $40\%$  以上では、ばらつきはあるが減少する傾向を示している。

しかし、 $q_c$  が  $200\text{kN/m}^2$  未満では、細粒分と  $q_c$  の関係は低かった。図-6の  $q_c$  と砂分の関係では、 $q_c$  が  $200\text{kN/m}^2$  以上の場合、砂分が増加すると  $q_c$  は増加する傾向を示すが、 $q_c$  が  $200\text{kN/m}^2$  未満では、砂分と  $q_c$  の関係は低かった。

図-7の  $q_c$  と礫分の関係では、 $q_c$  のばらつきが多きいことから砂分と  $q_c$  の関係は低かった。図-8の  $q_c$  と  $I_p$  の関係では、 $q_c$  が  $200\text{kN/m}^2$  以上の場合、ばらつきはあるが  $I_p$  が  $10 \sim 20$  間で、 $q_c$  最も大きい値を示し、 $I_p$  が増加すると  $q_c$  は減少する傾向を示す。一方、 $q_c$  が  $200\text{kN/m}^2$  未満では、 $I_p$  と  $q_c$  の関係は低かった。 $q_c$  が  $200\text{kN/m}^2$  未満で、それぞれの因子と  $q_c$  との関係が低かった原因として確かではないが、試料に突固めを実施しても締固まりづらい状態での貫入抵抗力は小さく、その影響でばらつきが大きくなったと考えられる。その理由で、土質区分に対応した適応用途標準<sup>3)</sup>でも、適切な土質改良を行う必要があることを指摘したと考えられる。

## 5. 結論

試料におけるコーン指数と飽和状態、礫分、砂分、細粒分、乾燥密度および塑性指数との関係をまとめると

- (1) 飽和状態を考慮しない場合には、湿潤密度が増加すると  $q_c$  も増加する傾向であるがばらつきが大きい。
- (2) 飽和状態 ( $S_r \geq 90\%$ ) では  $q_c$  は試料分類名に関係なく  $q_c$  が  $1000\text{kN/m}^2$  以下になる。
- (3)  $q_c$  が  $200\text{kN/m}^2$  未満では、 $\rho_d$ 、細粒分、砂分、礫分、 $I_p$  と  $q_c$  との関係は低かった。
- (4)  $q_c$  が  $200\text{kN/m}^2$  以上では、明確ではないが  $\rho_d$ 、細粒分、砂分、 $I_p$  と  $q_c$  との関係性がある。

## 《引用・参考文献》

- 1) 宅地防災研究会:宅地防災マニュアルの解説(I), 第二次改訂版, pp.125-178, 2007.
- 2) 日本道路協会編:道路土工要綱(平成21年度版), p.287, 2009.
- 3) 土木研究センター編:建設発生土利用技術マニュアル(第4版), pp.27-35, 2013.
- 4) 地盤工学会 地盤調査法改訂編集委員会:地盤材料試験の方法と解説一二分冊の1一, 社団法人 地盤工学会, 2009.

# 各種圧密試験による圧密特性の比較

基礎地盤コンサルタンツ(株) ○上野 佑基, 深井 晴夫, 島田 徹也, 荘 徳泉

## 1. はじめに

大阪湾周辺には鮮新世～更新世に堆積した土砂層が広く分布し、砂礫と粘土が互層状に厚く何層にも堆積している。関西国際空港やポートアイランドはこのような海底地盤上に造成され、長期的な圧密沈下現象が継続している。本報告は大阪湾に位置するA海域で洪積粘性土を対象に乱れの少ない試料を採取し、段階载荷による圧密試験の他に繰返し多段階圧密試験、及び定ひずみ速度载荷による圧密試験を実施し、試験方法による試験結果の差異を比較した。さらに圧密沈下解析を実施し、圧密試験方法による沈下量や沈下時間の差異を比較した。

## 2. 試料採取

大阪湾沿岸部の地質断面図を図-1に示す。海底面付近には完新世に堆積した非常に軟弱な沖積粘性土層(Ma13)が分布し、Ma13以下は鮮新世～更新世に堆積したDg層と海成粘性土層 Ma1～12が互層状に分布する。本研究ではDg層内に分布するDc層及びMa11層を対象にロータリー式二重管サンプラーにより乱れの少ない試料を採取した。

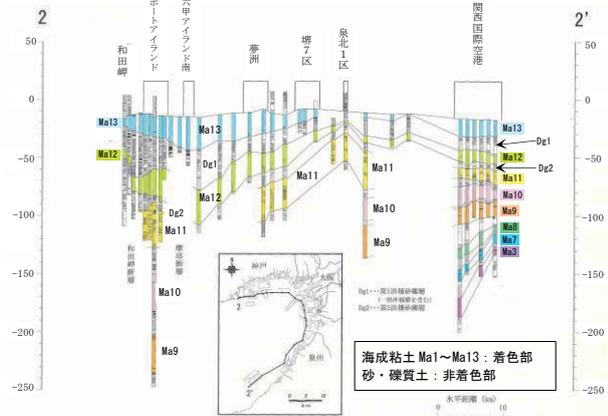


図-1 大阪湾沿岸部の地質断面図<sup>1)</sup>に加筆

## 3. 物理特性

表-1にDc層及びMa11層の物理試験結果一覧を示す。

表-1 物理試験結果一覧表

地層記号		Dc			Ma11	
試料番号		試料A	試料B	試料C	試料D	
中心標高	(CDL m)	-37.40	-38.40	-38.90	-48.40	
土粒子の密度	( $g/cm^3$ )	2.699	2.688	2.718	2.689	
自然含水比	(%)	48.1	44.6	49.0	64.0	
粒度	礫分	(%)	0.0	0.0	0.0	0.0
	砂分	(%)	1.2	13.7	0.7	1.1
	シルト分	(%)	41.0	33.9	48.4	30.8
	粘土分	(%)	57.8	52.4	50.9	68.1
	細粒分含有率	(%)	98.8	86.3	99.3	98.9
平均粒径	(mm)	0.0031	0.0043	0.0048	0.0022	
コンシステンシー	液性限界	(%)	69.0	71.1	67.4	94.6
	塑性限界	(%)	23.3	23.8	21.9	29.1
	塑性指数		45.7	47.3	45.5	65.5
	湿潤密度	( $g/cm^3$ )	1.734	1.762	1.732	1.617
乾燥密度	( $g/cm^3$ )	1.171	1.219	1.162	0.986	

Ma11とDcではMa11層の方がDc層より粘土分含有率が多く、含水比が高い結果が得られた。またMa11層の方が小さな湿潤密度及び乾燥密度が確認された。

## 4. 圧密試験

### (1) 圧密試験概要

Dc層及びMa11層を対象に、同一深度の試料を用いて段階载荷による圧密試験、繰返し多段階圧密試験、定ひずみ速度载荷による圧密試験を実施した。一般的に洪積粘性土を対象に段階载荷による圧密試験を実施した場合に以下の2点が問題となる。一つは土中の深くで採取した試料を用いることから、少なからず応力開放の影響を受けることである。この点の解決策としては圧密試験前に有効土被り圧まで载荷し、一旦除荷した後に再度载荷をすることで応力開放の影響を削除出来ると考えた。二つ目の問題点としては、洪積粘性土は比較的圧密降伏応力が大きいため、段階载荷による圧密試験では荷重ピッチが粗くなり、圧密降伏応力の設定精度が低くなることである。この点の解決策としては、通常よりも細かいピッチで载荷する、又は連続的に载荷することでe-logP曲線の屈曲をより明確に出来ると考えた。

### (2) 圧密試験条件

表-2に圧密試験条件を示す。载荷条件以外については全て同様の条件を設定した。

表-2 圧密試験条件

圧密試験名	供試体		载荷条件
	直径	高さ	
段階载荷による圧密試験	6cm	2cm	荷重増分比1にて段階的に载荷する。1段階における载荷時間は24時間とする。
繰返し多段階圧密試験	6cm	2cm	以下①～③の順番・手順にて载荷・除荷する。 ①有効土被り圧付近まで载荷(荷重増分比1) ②除荷(①と同様のピッチで除荷) ③再び载荷(荷重増分比1、圧密降伏応力付近より0.5) なお1段階における载荷時間を24時間とする。
定ひずみ速度载荷による圧密試験	6cm	2cm	0.01%/minで連続的に载荷する。

### (3) 圧密試験結果

図-2に圧密応力と間隙比の関係図を示す。繰返し多段階圧密試験では、過圧密領域における傾きが小さい傾向が確認された。

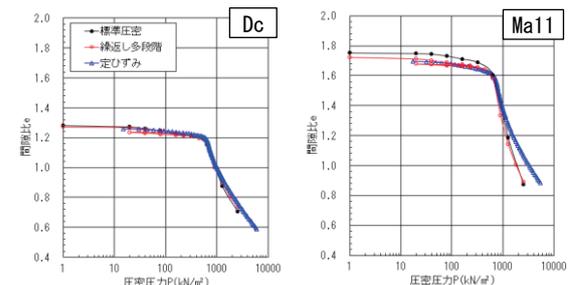


図-2 圧密応力と間隙比の関係

図-3に平均圧密応力と体積圧縮係数  $m_v$  の関係図を示す。繰返し多段階圧密試験では、過圧密領域において  $m_v$  が小さい傾向が確認された。

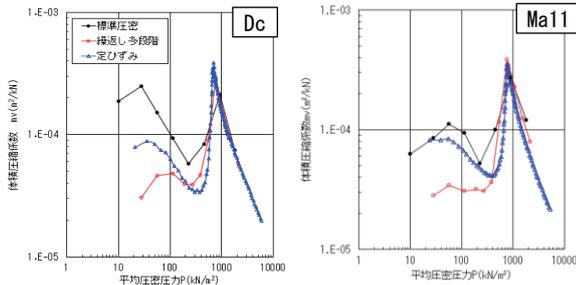


図-3 平均圧密応力と体積圧縮係数の関係

図-4に平均圧密圧力と圧密係数  $C_v$  の関係図を示す。定ひずみ速度載荷による圧密試験で得られた  $C_v$  は相対的に小さい傾向が確認された。

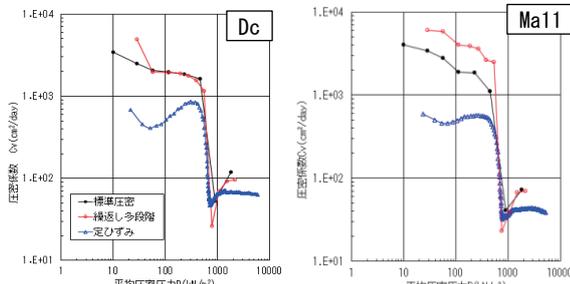


図-4 平均圧密圧力と圧密係数  $C_v$  の関係

表-3に圧密降伏応力と圧縮指数の一覧表を、図-5に圧密降伏応力の深度分布図を、図-6の圧縮指数  $C_c$  の深度分布図を示す。段階載荷による圧密試験では相対的に圧密降伏応力  $P_c$  が小さく求められる傾向が確認された。圧縮指数は概ね段階載荷<繰返し多段<定ひずみの関係が確認された。

表-3 圧密降伏応力及び圧縮指数一覧

地層記号		Dc		Ma11		
試料番号		試料A	試料B	試料C	試料D	
中心標高 (CDL, m)		-37.40	-38.40	-38.90	-48.40	
圧密降伏応力	$P_c$ (kN/m <sup>2</sup> )	段階載荷	616.8	602.6	548.5	627.5
		繰返し多段階	621.7	603.6	572.8	629.4
		定ひずみ	643.5	579.0	658.3	648.5
圧縮指数	$C_c$	段階載荷	0.910	0.807	0.711	1.203
		繰返し多段階	1.045	0.930	1.052	1.849
		定ひずみ	1.285	1.143	1.378	1.955

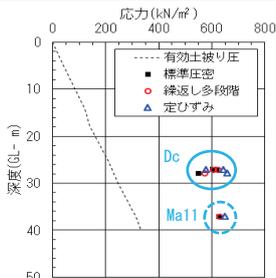


図-5  $P_c$  深度分布図

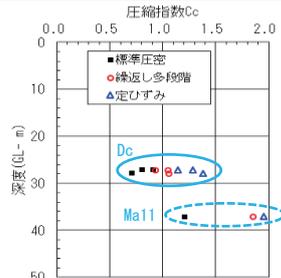


図-6  $C_c$  深度分布図

### 5. 圧密沈下解析

これらの圧密試験から得られた結果を用いて仮想モ

デルにて圧密沈下解析を  $\Delta e$  法にて実施した。荷重条件としては、過圧密領域内のものと正規圧密領域内の2種類とした。図-7に過圧密領域内の荷重による経過日数と沈下量の関係を、図-8に経過日数と圧密度の関係を、最終沈下量は24cm~47cmと予測された。また圧密度80%までの経過日数については1.6~7.2年と予測された。次に荷重を正規圧密領域に達した場合について計算したところ、最終沈下量は577cm~760cm、圧密度80%までの経過日数は21.0~24.2年と予測された(図-9、図-10)。

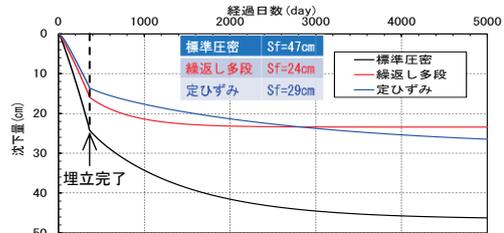


図-7 経過日数と沈下量(過圧密領域)

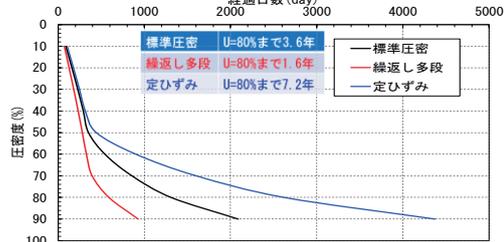


図-8 経過日数と圧密度(過圧密領域)

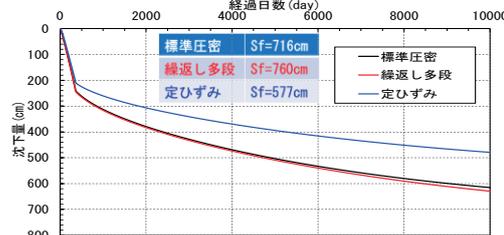


図-9 経過日数と沈下量(正規圧密領域に達した場合)

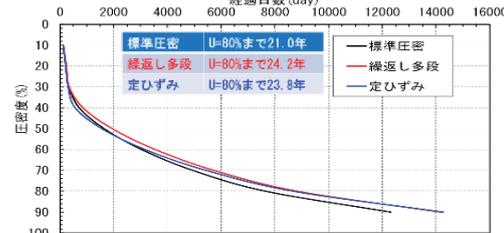


図-10 経過日数と圧密度(正規圧密領域に達した場合)

### 6. まとめ

①圧密降伏応力及び圧縮指数については概ね以下の関係が示されたが、引き続きデータを蓄積し他の試料でも検証する必要があると考えられる。

圧密降伏応力  $P_c$  : 標準圧密  $\leq$  繰返し多段階  $<$  定ひずみ  
 圧縮指数  $C_c$  : 標準圧密  $<$  繰返し多段階  $<$  定ひずみ

②荷重条件により異なるが、過圧密領域では試験法による沈下量や沈下時間が倍・半分の差が確認された。

### 《引用・参考文献》

- 1)大阪湾地盤情報の研究協議会：バイエリアの地盤と建設 -大阪湾を例として-, pp 口絵10, 2002. 12

【061】

# Torsion Wave 方式の Vs アクチュエータを内蔵した中空ねじり試験装置

基礎地盤コンサルタンツ株式会社 ○中村 李緒音, 山田 眞一

## 1. はじめに

近年地盤より採取した乱れの少ない試料の品質を評価する方法として原位置で測定された S 波速度と室内のそれとを比較する手法の問い合わせ、依頼が増加している。中空ねじり試験においても同様である。

そこで、三軸試験用に開発した Vs, Vp 圧電アクチュエータ<sup>1)</sup>を中空ねじり試験仕様に改造した。本報告は同装置の概要及び、同装置を用いて実施した S 波速度測定結果である。

## 2. 試験方法

### (1) 試験装置

中空ねじり試験装置のシステム図を示す(図-1, 写真-1)。図に示すようにセルのキャップ内に S 波, P 波用の圧電アクチュエータを内蔵し、供試体の上端に Torsion Wave (せん断波) (S 波)あるいは鉛直 (P 波) 衝撃を加える。その振動を供試体の下端のペダスタルに内蔵された加速度計により感知し、その波動の伝播時間と供試体の高さから S 波速度 Vs および P 波速度 Vp を求めている。

### (2) 試験方法

- ①試料：豊浦砂  $D_r=50, 90\%$
- ②供試体寸法：外径70mm, 内径30mm, 高さ70mm
- ③飽和, 排水条件：B 値 $\geq 0.95$ , 背圧=100kN/m<sup>2</sup>
- ④Vs, Vp トリガー波形：矩形波
- ⑤応力条件：等方応力状態。詳細を図-2, 表-1に示す。
- ⑥供試体作製方法：5層湿潤締め

## 3. 試験結果

(1) 図-3に Vs, Vp の測定例を示す。図からわかるように Vs, Vp 及びトリガーの各波の立ち上がりを明確に把握できる。

(2) 図-4に Vs- $\sigma'_c$  の関係を示す。記号○□は载荷, ●■は除荷した際の Vs の測定結果を示している。 $D_r=50\%$ については、载荷方向と除荷方向の  $\sigma'_c$  の相違による Vs の違いはほとんど見られなかった。一方  $D_r=90\%$ では、除荷方向の  $\sigma'_c = 100, 70, 50, 30\text{kN/m}^2$ では载荷方向のそれより Vs が高めに結果となった。これは一度  $\sigma'_c = 400\text{kN/m}^2$ まで载荷した後に除荷したことから過圧密状態になったことが原因であると考えられる。 $D_r=50\%$ については明確な事はいえないが、湿潤締めによって作製された緩く不安定な初期構造が圧密により破壊され、密実化による Vs の増加と相殺されたのかもしれない。

(3) 図-5に三軸試験と中空ねじり試験の Vs- $\sigma'_c$  の関係を示す。 $D_r=50, 90\%$ とも多少のばらつきはあるがほぼ同一の傾向であり、Vs の差は  $D_r=50, 90\%$ ともに最大でも10%

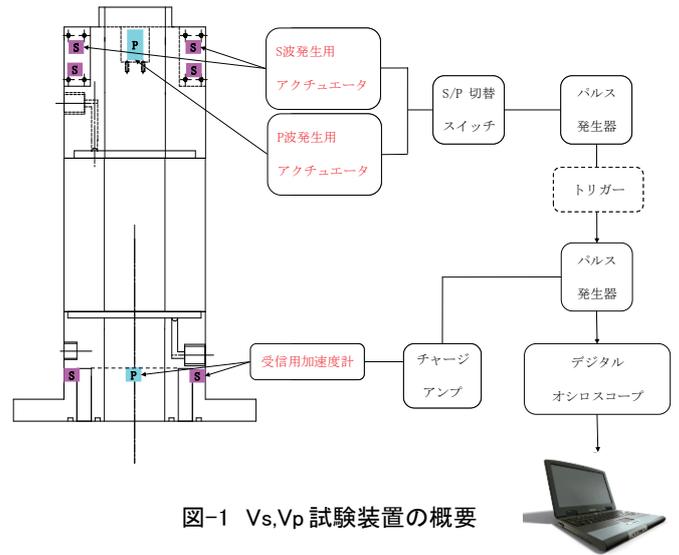


図-1 Vs, Vp 試験装置の概要



写真-1 試験状況

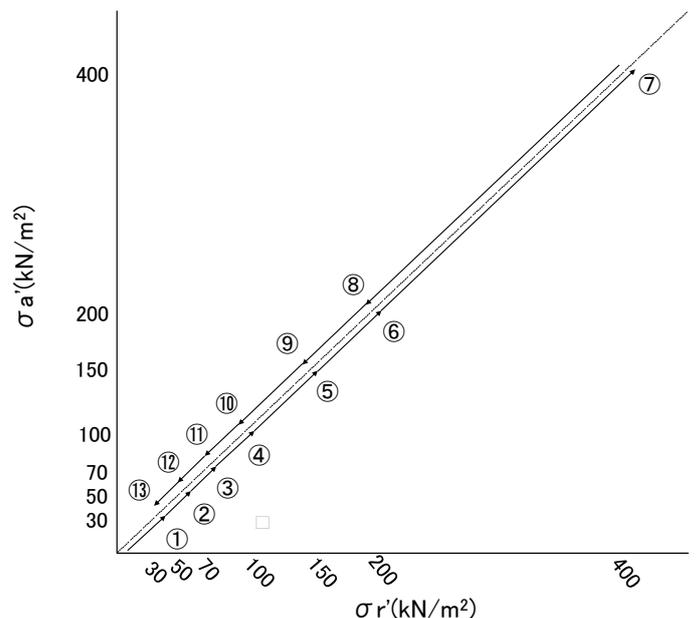


図-2 応力経路

程度である。供試体作製方法は同一であるが供試体形状（円柱状と円筒状）による締固め条件の影響も少なくない。以上のことを考慮しても、全体的にみれば三軸試験と中空ねじり試験の  $V_s$  に大きな相違は見られなかった。

4. まとめ

中空ねじり試験機で  $V_s$  を測定した結果、三軸試験機のそれとほぼ同等の結果を得ることができた。今後、二連式中空ねじり試験装置に同装置を導入し、乱れの少ない試料への適用上の問題点の有無を検討する予定である。

表-1  $V_s$  測定の応力条件

	$\sigma_a'$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_r'$ (kN/m <sup>2</sup> )
①	30	30
②	50	50
③	70	70
④	100	100
⑤	150	150
⑥	200	200
⑦	400	400
⑧	200	200
⑨	150	150
⑩	100	100
⑪	70	70
⑫	50	50
⑬	30	30

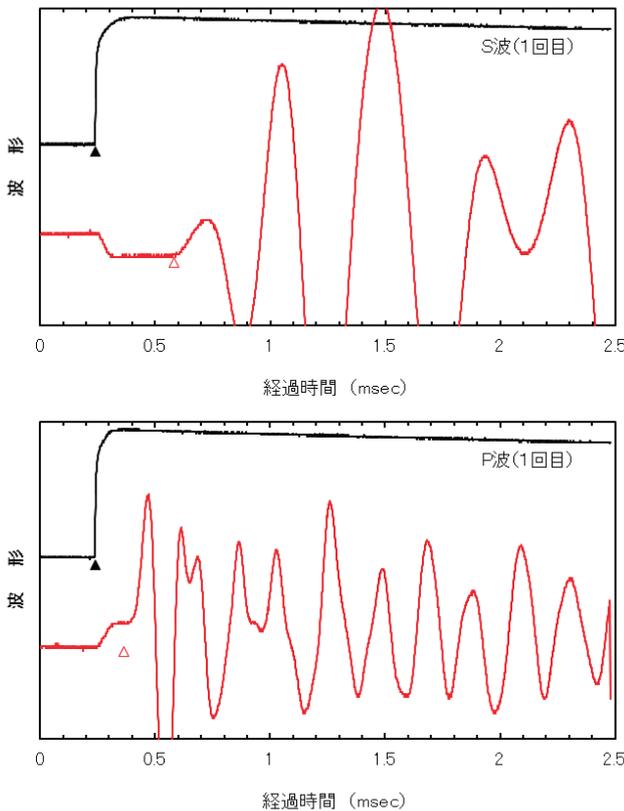


図-3  $V_s, V_p$  の測定例

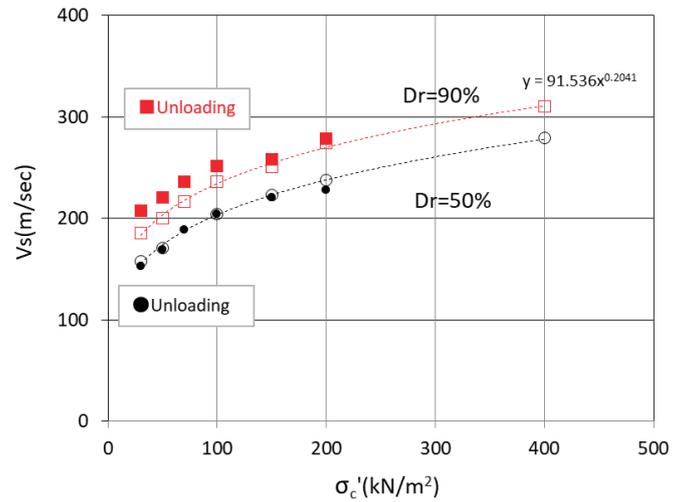


図-4  $V_s - \sigma'_c$  の関係

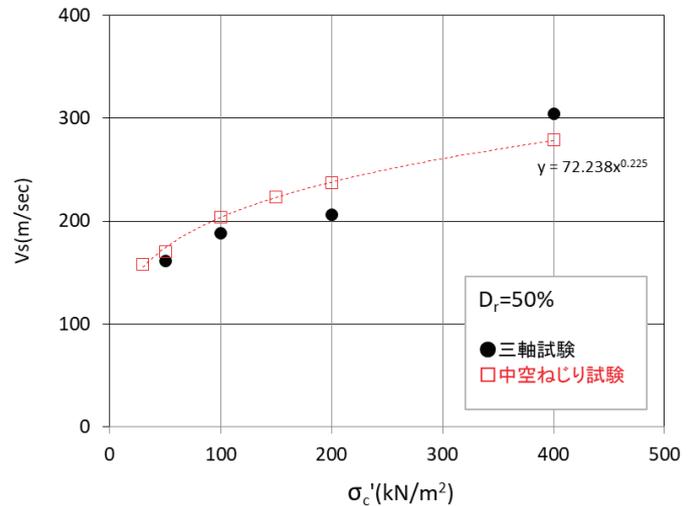
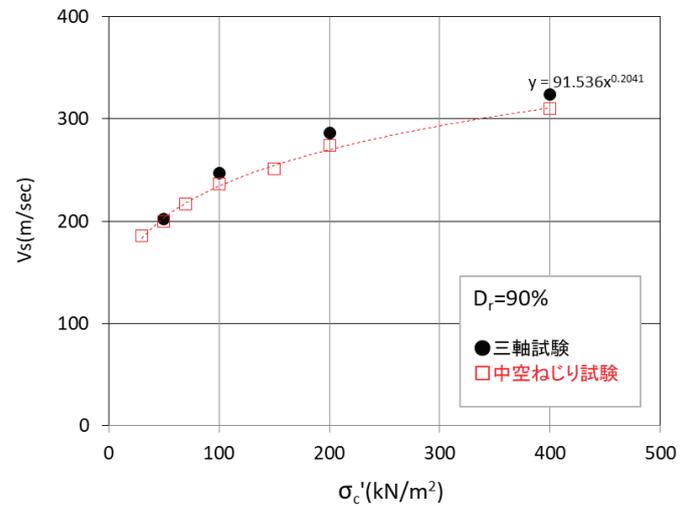


図-5 三軸試験と中空ねじり試験の比較

《引用・参考文献》

- 1) 田中 猛, 山田 眞一:「Torsion Wave 方式の  $V_s$  アクチュエータを用いた様々な応力条件下の S 波速度」, 全地連技術フォーラム 2015 論文集, 論文 No.010, 2015.9. <https://www.zenchiren.or.jp/e-Forum/2015/PDF/2015-010.pdf> (確認日: 2021.5.31)

# 多段階三軸圧縮試験結果による地盤定数設定の適用

サンコーコンサルタント(株) ○西菌隼太郎, 平木伸明, 内田昇一

## 1. はじめに

設計のためのボーリング調査は、単位体積重量、せん断定数(c,  $\phi$ )、変形係数など、地盤定数の設定が求められる。その設定方法として、室内試験や原位置試験の試験値、N値からの推定値、一般値を参考とする方法が一般的である。土質地盤のせん断定数(c,  $\phi$ )は、「乱れの少ない試料採取」によるサンプリング試料を用いて、三軸圧縮試験(JIS規格)を行うことが多い。一方、亀裂性岩盤のせん断定数(c,  $\phi$ )では、無亀裂の供試体から求めたせん断力を亀裂係数で低減して地盤定数を設定する方法がある。しかし、この亀裂係数は、地山の弾性波速度と供試体(無亀裂)の超音波速度から求めるため、弾性波探査、超音波測定が必要となってくる。このため、岩種・岩級区分別の推定値(一般値)から設定することが多い。それ以外の室内試験としては、JIS規格でないものの、亀裂性のボーリングコアを用いた供試体で実施する多段階三軸圧縮試験がある。この試験は、亀裂性のボーリングコアを成形した供試体で実施することから、他の試験等を必要とせず直接的に地盤定数を求めることができる。今回は、多段階三軸圧縮試験結果をまとめた事例について示す。

## 2. 多段階三軸圧縮試験方法

### (1) 試験準備(供試体成形～B値測定)

試験に供する試料について亀裂面がずれないように端面カット、研磨を施した供試体の密度を測定し、三軸室に設置する。CUB条件で試験を実施する場合、供試体の飽和を行った後B値を測定する。

### (2) 圧密～載荷

所定の圧密圧力で1段階目の圧密を実施した後、載荷を行い圧縮力のピーク直前で除荷を行う(載荷時には圧縮力及び間隙水圧(UU, CU, CUB)の変動を直視しながら進める)。次に2段階目のB値測定をした後、圧密圧力を上乗せし、1段階目と同様に載荷を実施する。最終段階までこれらを繰り返し(通常は3～4段階)、最終段階は供試体が破壊するまで載荷を行ってピーク強度を求める。残留強度を測定する場合、供試体破壊後の軸圧縮力が一定となるまで載荷を続けた後除荷を行う。段階毎のピーク強度の測定を逆に辿って圧密圧力を減少させて圧密(減圧)-載荷-除荷を繰り返す。試験結果の例を、図-1に示す。

### (3) 試験の注意点

亀裂が多い試料で試験をする際、供試体の作成が非常に困難である。そのような場合、スリーブを残したままビニールテープで被覆して成型する。時には凍結させての作成も行う。成型した供試体を凍結させて試験機に設

置する場合もある。現場でコア採取した時点で試験に供する部分の保護が大切で、できれば現場でスリーブの上からビニールテープを巻いておき、必要部分を切断して運搬する。供試体作成時にも最大限の注意もって行う。亀裂面のズレを極力無くすることが重要である。

また、載荷時のピークの見極めも非常に難しい。各段階の載荷後にB値が下がってしまうことがある。供試体外部と通じていなかった微小の空隙が、載荷によって亀裂が増し、外部と通じて飽和度が下がるため間隙水圧が下がってしまうと考えられる。またその場合、有効応力でのモールの漸近線の傾きが小さくなる。<sup>1)</sup> 低速度での載荷や、前述した圧縮力と間隙水圧の変動の注視が非常に大切である。段階ごとに再飽和を行うことで多少は飽和度を上げられるが、その場合亀裂面がずれてしまう恐れがあるので注意が必要となる。また、載荷時に生じた亀裂には対応できないため、将来的には何らかの方法で補正方法を求めておく必要がある。

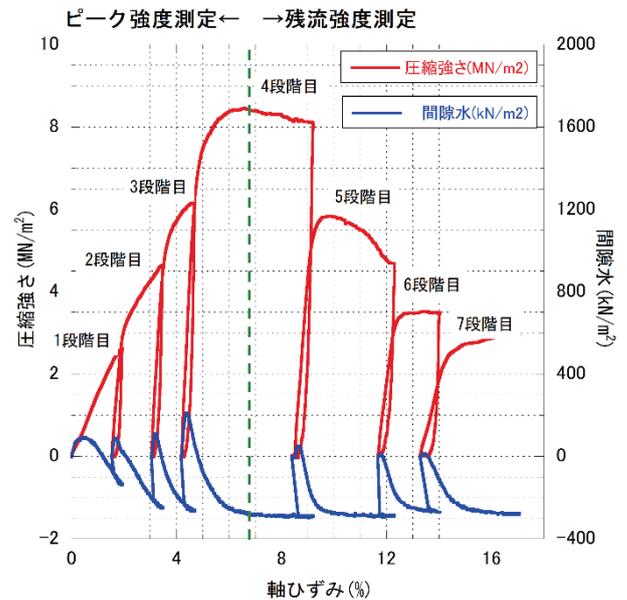


図-1 圧縮強さ・間隙水圧-ひずみ曲線

### 3. 多段階三軸圧縮試験結果の例

様々な岩種（堆積岩）の全応力（ピーク強度）を岩級区分ごとに整理した（写真-1～写真-3）。なお、亀裂性の供試体が対象であるため、岩級区部は、D 級,CL 級,CM 級である。



写真-1 多段階三軸圧縮試験前後の供試体(D 級)



写真-2 多段階三軸圧縮試験前後の供試体(CL 級)

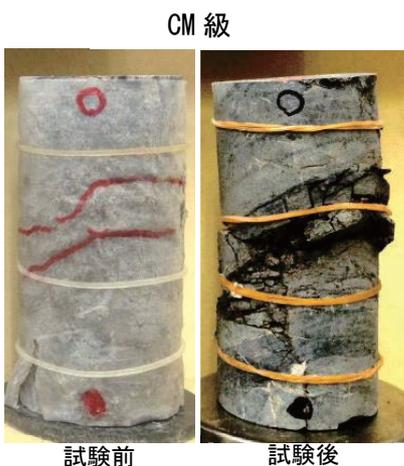


写真-3 多段階三軸圧縮試験前後の供試体(CM 級)

それぞれの岩級区分における粘着力 C を図-2に、岩級区分-内部摩擦角  $\phi$  を図-3に示す。

この図には、一般値として、粘板岩のダムサイトににおける測定例を併記した。

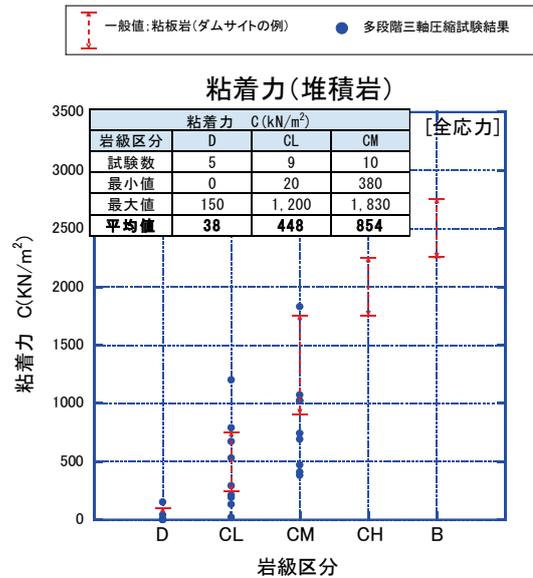


図-2 岩級区分-粘着力 C

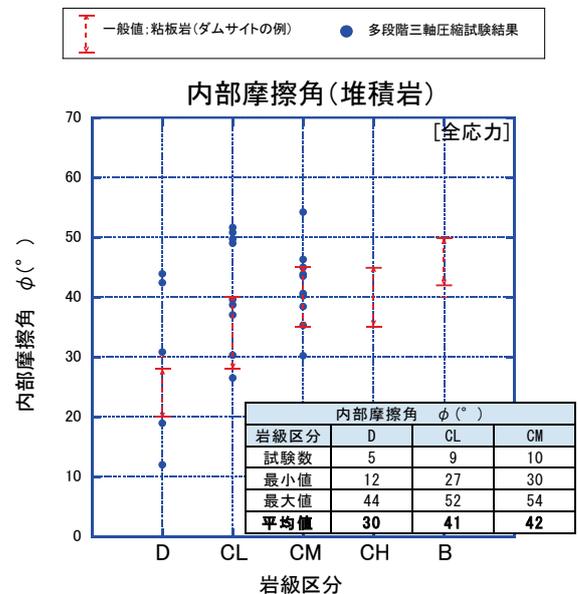


図-3 岩級区分-内部摩擦角  $\phi$

### 4. まとめ

本試験結果を見ると、おおよそ一般値と近い結果が得られているが、直接的に得られたデータであるため過大設計になることを防ぐことができる。また、本試験は一本の供試体から複数の試験結果が得られるため時間的、経済的に有利である。

### 《引用・参考文献》

- 1) 小高猛司:第5回 中部支部 地盤力学・工学講習会(初級編③)「せん断」名城大・小高【土の破壊基準(垂直応力とせん断応力の重要性)】,2009.9.
- 2) (株)高速道路総合技術研究所:中日本高速道路株式会社 設計要領 第二集 橋梁建設編,2014.7

# 石灰系固化材添加後の養生時間が地盤材料特性に及ぼす影響

中部土質試験協同組合 ○伊藤 康弘, 法安 章二  
清水 亮太, 伊吹 卓紘

## 1. はじめに

石灰系固化材による安定処理は関東ロームなどの高含水比の土に対して行われることが多く、その主な目的として含水比の低下と強度増加が挙げられる。室内試験において、生石灰を用いた安定処理の場合では、吸水効果により含水比の著しい低下が見込まれる反面、添加量によっては試料が非常に高温になるため、取り扱い際に危険を伴う。養生時間の目安は長くとも24時間以内とされているが<sup>1)</sup>、試料の含水比や添加量によっても異なるため、試料の温度から消化の進行具合を推し量る必要がある。

本研究では、典型的な粘性土に対して生石灰を添加し、仮置き養生時間を変えることで試料の締固め特性および一軸圧縮強度に与える影響について比較を行った。

## 2. 試験条件

### (1) 試験に用いた試料

青粘土の含水比を液性限界近傍になるように調整し、0~5mm以下の粉状または粒状の生石灰を湿潤土に対して200kg/m<sup>3</sup>となるように粉体添加した。本研究で用いた青粘土の物性値を表-1に示す。

表-1 青粘土の物性値

土粒子の密度 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	含水比 $w$ (%)	粒度 (%)			液性限界 $w_L$ (%)	塑性限界 $w_P$ (%)
		砂分	シルト分	粘土分		
2.758	41.0	10.0	51.7	38.3	42.6	19.8

### (2) 練り混ぜおよび仮置き養生時間

青粘土と生石灰を約1分間と約2分間の2回に分けて合計約3分間練り混ぜた後、室温約20℃の部屋で仮置き養生を行った。仮置き養生する際は外気の影響を避けるために容器内に試料を広げ、袋の中に入れて密封した。仮置き養生の時間が0, 1, 3, 6, 24, 168時間の6種類の試料を用意した。

### (3) 試料温度と含水比の経時変化

練り混ぜ直後の試料は非常に高温になり、含水比が著しく変化する。そこで、仮置き養生中の試料の温度と含水比がどのように変化するか計測を行った。

### (4) 締固め試験および一軸圧縮試験

試験工程を図-1に示す。まず、所定の仮置き養生の時間経過後に締固め試験(A-c法)を実施した。締固め試験で作製された各含水比での供試体をモールドから取り出してから空气中で7日間養生し、一軸圧縮試験を実施した。なお、生石灰による安定処理を行うと供試体を膨張させる可能性があることから、一軸圧縮試験を実施する際に供試体の体積を測定し、7日間養生前の供試体の体積から体積膨張比を算出した。

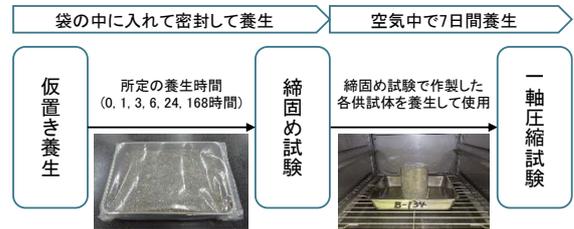


図-1 試験工程

## 3. 試験結果

### (1) 試料温度と含水比の経時変化

試料温度と含水比の経時変化を図-2に示す。試料の温度に着目すると、仮置き養生開始時には約75℃まで発熱していることが見て取れる。また、仮置き開始から約5分間で急激に温度が低下し、それ以降は緩やかに温度が低下していることが確認できる。

次に、含水比に着目すると、仮置き養生開始から約5分間で急激に含水比が低下していることが分かる。また、それ以降で含水比の低下が緩慢になることから試料温度と同様の傾向を確認することができる。

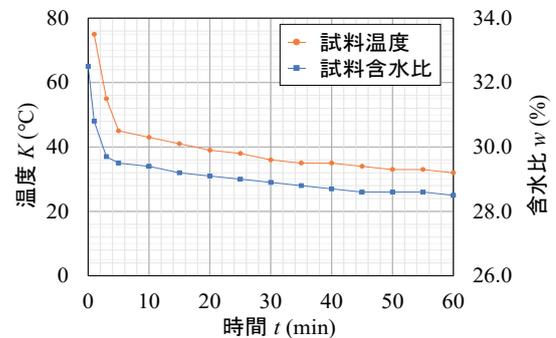


図-2 試料温度と含水比の経時変化

### (2) 締固め試験結果および一軸圧縮試験結果

各試料の締固め曲線を図-3に示す。仮置き養生の時間が長いほど最大乾燥密度が小さく、最適含水比が大きくなる傾向が確認できる。また、仮置き養生時間が6時間を経過した頃から類似した締固め曲線が得られていることが分かる。

次に、含水比と一軸圧縮強度の関係を図-4に示す。仮置き養生0時間の試料に着目すると、一軸圧縮強度が全体的に低く、強度のばらつきが大きいことが見て取れる。また、各試料の初期含水比における一軸圧縮強度を比較すると、仮置き養生1, 3時間の試料は仮置き養生時間をそれ以上長くした試料に比べて強度がやや低い傾向にあることが分かる。加えて、仮置き養生を6時間以上行った試料はほぼ同程度の強度が得られていることが分かる。

仮置き養生0時間の試料について、初期含水比における供試体の様子を写真-1に示す。写真-1を見ると、供試体にひび割れが多数生じていることが確認できる。また、各試料の平均体積膨張比を図-5に示す。仮置き養生0時間の供試体の平均体積膨張比は約1.07であり、顕著に膨張していることが分かる。その中でも初期含水比における体積膨張比は約1.12で最大値となり、その際の一軸圧縮強度は最小値となった。一方、仮置き養生1時間以上の供試体に着目すると、大きな膨張は見られず、時間経過とともに体積膨張比が小さくなる傾向が確認できる。

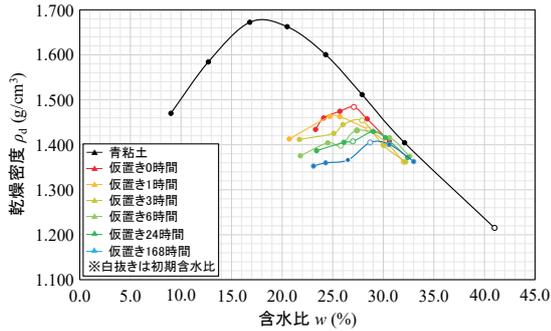


図-3 各試料の締固め曲線

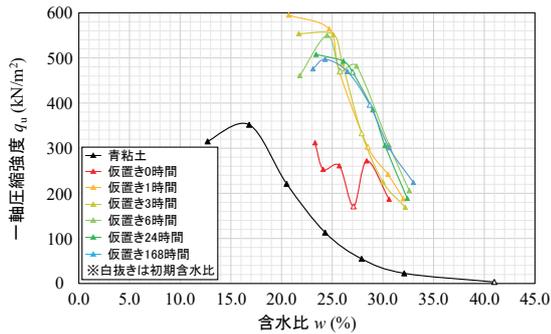


図-4 各試料の含水比と一軸圧縮強度の関係



写真-1 供試体の状況(仮置き 0 時間)

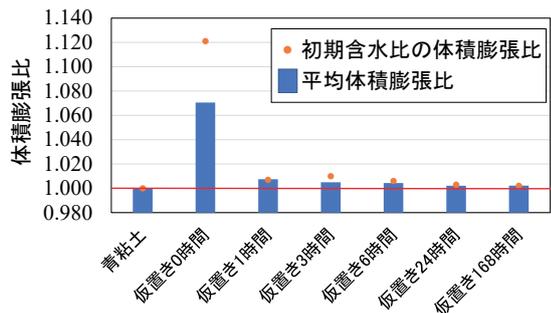


図-5 各試料の平均体積膨張比

## 4. 考察

### (1) 試料温度と含水比の経時変化

生石灰を添加することで土中の水分と生石灰(CaO)が反応を起こし、消石灰(Ca(OH)<sub>2</sub>)が生成される。この反応で、土中水が水和水として取り込まれ、かつ発熱反応により蒸発することで試料の含水比を大きく低下させている。この反応は消化吸水反応<sup>2)</sup>と呼ばれ、以下の式で表される。



はじめに述べた通り、消化の進行具合は試料の温度で推定することが必要となる。図-2を見ると、仮置き養生開始から約5分までに含水比が著しく低下していることから、消化吸水反応が非常に短期間で生じることが確認できる。試料の温度のみに着目すれば、仮置き養生時間を10分程度で取り扱いやすい温度まで落ち着くが、締固め特性と一軸圧縮強度を見れば、養生時間として不十分であることが分かる。

### (2) 締固め試験結果および一軸圧縮試験結果

仮置き養生の時間を増やしていくと、締固め曲線は消化吸水反応によって生成された水化合物が時間経過とともに増加していくので、最大乾燥密度が小さくなる。締固め特性は仮置き養生6時間以上の場合に概ね定常となることが分かった。

また、消化が十分に進行していない状態で供試体作製を行うと、膨張によって供試体がひび割れてしまい、一軸圧縮強度を著しく低下させる要因となることが分かった。仮置き養生6時間以上の供試体では一定の強度が得られ、値のばらつきも小さくなった。締固め試験結果との関係性からも仮置き養生時間が少なくとも6時間は必要であることが分かった。

## 5. まとめ

本研究では、青粘土に対して生石灰を添加し、仮置き養生時間を変えることで試料の締固め特性および一軸圧縮強度に与える影響について比較を行った。その結果、仮置き養生を6時間以上とすれば、消化が十分に進行し、締固め特性および一軸圧縮強度への影響が小さくなることが分かった。消化の進行具合は試料の種類や含水比、添加量によっても異なるため、温度によって推定することが重要となる。試料温度は仮置き養生を開始してから短時間で取り扱いやすい温度まで低下するが、試料温度のみで判断せず、地盤材料特性への影響を十分に留意する必要がある。

### 《引用・参考文献》

- 1) 地盤工学会：地盤材料試験の方法と解説-二分冊の1, p. 433, 2020.
- 2) 日本石灰協会：石灰による地盤改良マニュアル, pp. 7~35, 2012.

# 不等分布荷重下における類岩材料の力学特性と

## AE 特性に関する研究 (その 2)

基礎地盤コンサルタンツ(株) 黄 はお

### 1. はじめに

近年、アコースティック・エミッション (AE) 技術は岩石力学問題の解決に広く応用されている。不等分布荷重下における岩石の力学特性と AE 特性を解明するために、既往 (その1) <sup>1)</sup> の研究によって初期鉛直応力が大きくなると岩石材料の強度ピークおよび破壊ひずみが小さくなる傾向が現れた。さらに最大発生数が少なく、最大発生数出現までが早くなることが分かった。本研究では、岩石の力学特性及び AE 及び岩石損傷関係を深く理解するために、AE 計測器及び採動応力測定システム<sup>1)</sup> を使用して一連のシミュレーション実験に対する測定を行った。その結果を用いて対象試料の力学特性と AE 特性を比較することにより、異なる試験条件の影響を分析し、岩石の力学特性と AE 特性の検討を行った。

### 2. 試験システム、試料及び試験方法

本研究で使用した採動応力測定システムは図-1に示すように、垂直方向及び水平方向に荷重を載荷する機構を備えて、初期の垂直応力を変化させることで、異なる深度での岩石 (炭鉱) の採掘状態をシミュレートすることができる。AE 計測器は図-2に示す。この装置は力学試験中に試料が損傷と破壊の過程で生じた AE を測定することができる。

試料は石膏と水を2:1の割合で混合し作製した (その1の研究試料と同じである)。試験試料は300mm×150mm×150mmの直方体で、これを図-3に示す A、B、C の3領域に分け、それぞれを縦方向応力 P1、P2、P3 に対応するブロック断面とした。

本試験は平均的な地盤の密度を2000kg/m<sup>3</sup>と仮定して、表-1に示す3種類の初期垂直応力条件を採掘深度 (200m、300m、400m) に対応する4、6、8MPa に設定して、実施した。試験中応力荷重率は0.067、0.200、0.333MPa/s とし、また、A 領域と B 領域の初期水平応力は4MPa、ひずみ速度は0.5 mm/min を設定した。載荷中に AE の連続観測を行った。

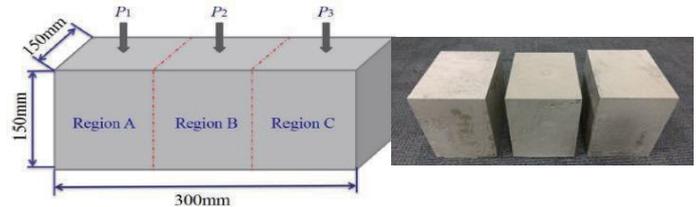


図-3 試料体

表-1 初期垂直応力条件

ケース	初期垂直応力 (MPa)	応力増加率 (MPa/s)
#1	4	0.067
#2	6	0.067
#3	8	0.067
#4	4	0.2
#5	6	0.2
#6	8	0.2
#7	4	0.333
#8	6	0.333
#9	8	0.333

### 3. 力学特性試験結果

その1研究で初期垂直応力は、岩石系材料のピーク強度とピークひずみの両方に影響を与えることが分かった。本研究で岩石の力学的特性をよりよく分析するために、応力増加率の影響を分析した。

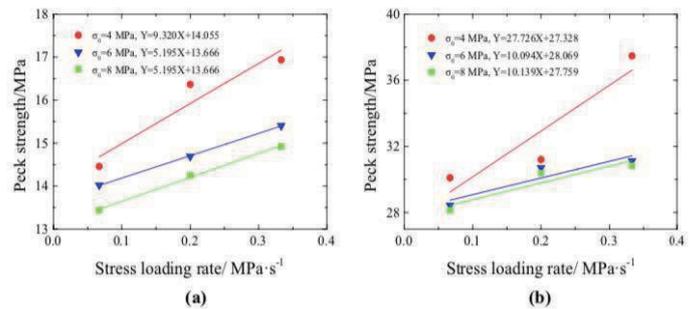


図-4 ピーク強度と応力増加率の関係

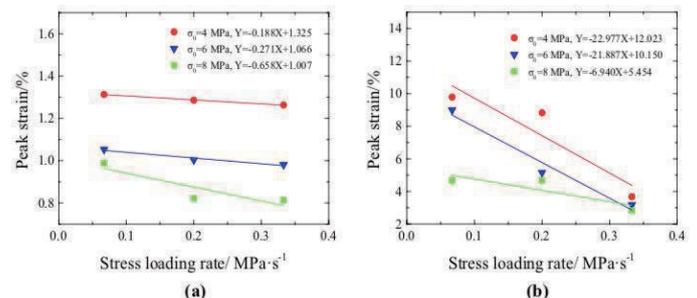


図-5 ピークひずみと応力増加率の関係



図-1 試験装置



図-2 AE 計測器

図-4に示すように、初期の垂直応力が一定の場合、領域 A と領域 B の両方で応力増加率の増加に伴ってピーク強度が増加する。岩石の損傷の程度と形態は、異なる応力増加率で異なる。応力増加率が増加すると、岩石にかかる応力がより強く作用するようになり、岩石への瞬間的な損傷が大きくなる。そして、応力増加率の変化が領域 A と B のピーク強度に与える影響は異なることがわかった。

図-5は、異なる応力増加率で領域 A と B のピークひずみがどのように変化するかを示す。初期垂直応力が一定の場合、領域 A、領域 B ともに、応力増加率の増加とともにピークひずみが減少する。その理由は、応力増加率が高いほど、岩石にかかる瞬間的な応力が大きくなり、岩石があまり変形せずに損傷するためである。同じ初期垂直応力条件下では、ピークひずみと応力荷重率の曲線の傾きが異なる。そして、応力増加率の変化は、領域 A と B のピークひずみに異なる影響を与えることが明らかになった。

#### 4. AE 特性に基づく岩石損傷分析

材料損傷を力学変数によって表現しようとする損傷理論は Kachanov によってはじめて提案された<sup>2)</sup>。その後 Rabotnov (1969) は “Damage variable” (損傷変数) を使用し、材料の内部劣化の状態を力学的に示した。その1研究では、AE のヒットパラメータが損傷変数 D の解析に使用できることを示した<sup>1)</sup>。表-2に A 領域と B 領域の AE の最大発生数とその発生時間を示す。この結果を用いて応力-時間-AE 発生数を図示する事によりその特徴的な傾向を確認することができた。

表-2 AE の最大ヒット数とその発生時間

ケース	最大ヒット数		発生時間/s	
	Region A	Region B	Region A	Region B
#1	3350	1939	153.6	569.6
#4	1411	1080	62.4	212.2
#7	853	579	40.8	117.6

表-2のデータから初期垂直応力と応力増加率が固定されている場合に、領域 A の最大 AE ヒット値は、領域 B の値の約1-2倍になったことが分かった。図-6、図-7、図-8に示すように、不等分布荷重下におけるケース1、ケース4、ケース7の領域 A と B の損傷変数で損傷の進化を表示されている。損傷変数に基づいて、領域 A は領域 B よりも早く損傷し、ピーク応力段階でのダメージ加速の度合いが大きくなった。また、初期垂直応力が一定で、応力増加率が増加すると、領域 B の損傷率は徐々に増加し、領域 A の損傷変動曲線の形状は大きく変化しなかったことが分かった。

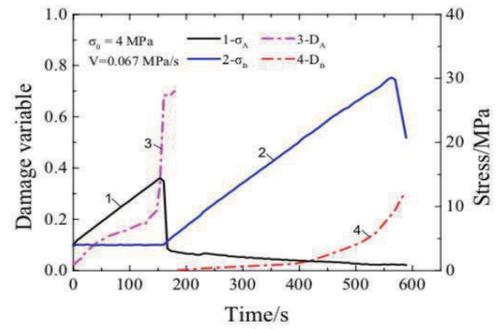


図-6 ケース1の応力-時間-ダメージ

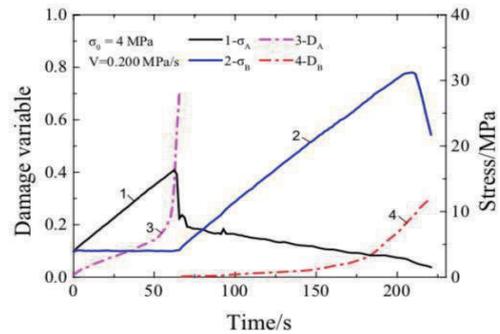


図-7 ケース4の応力-時間-ダメージ

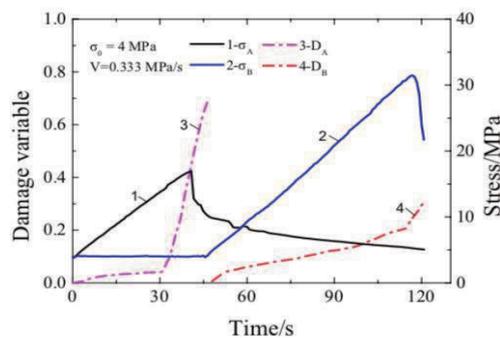


図-8 ケース7の応力-時間-ダメージ

#### 5. 結論

本研究から応力増加率の変化が岩石のピーク強度とピークひずみに影響を与えることが明らかになった。

初期垂直応力が一定の場合に、応力増加率が大きいほど、AE のヒット最大発生数が少なく、最大発生数出現までが早くなる。また、領域 B の損傷率は徐々に増加するが、領域 A の損傷率は大きく変化しない。このことにより、損傷状況の解析を行う際に、AE 発生数を一つの指標として用いる事ができる。しかしながら、現状では実際の岩石 (炭鉱) の採掘を行う場合に地下構造、応力環境などの影響も考慮しなければならない。

#### 《引用・参考文献》

- 1) 黄 はお:「不等分布荷重下における類岩材料の力学特性とAE 特性に関する研究」, 全地連技術フォーラム2019 論文集, 論文 No.128, 2019.9.
- 2) Kachanov, L.M., Izv. Akad. Nauk USSR, Otdgel. Tekh. Nauk, No. 8, 26 (1958).

# 現場浸透試験実施事例

株式会社東建ジオテック 長谷川 亮典

## 1. 調査の経緯

愛知県某所の160m×70m程度の敷地に40m×20m程度の雨水貯留槽の設置が計画されていた。当初は、3箇所実施のボーリング孔の内の1孔を利用した現場透水試験を指示され、実施を予定していた。

ところが、現場着手前に「現場浸透試験」の実施を指示された。

## 2. 現場浸透試験について

### (1) 雨水浸透阻害行為について

宅地や商業施設に造成される前は、雨水は地下に浸透し、地表を流れる水は抑制されていた。しかし、開発行為によりコンクリートなどに土地が覆われたことで、短時間に多量の地表水が河川へ流入するようになった。これらの開発行為のことを雨水浸透阻害行為という。

この地表水の増加を抑えるために、ある一定規模（愛知県は500m<sup>2</sup>以上、国土交通省や東京都や大阪府では1000m<sup>2</sup>以上）の開発を行う場合、雨水浸透阻害行為許可の判断し、許可の申請が必要とされた場合、雨水を貯留・浸透させる対策の実施が必要となる。許可対象となる阻害行為は、宅地以外の土地を宅地などにする行為である（表-1）。

表-1 雨水浸透阻害行為にあたる土地の一例

宅地以外の土地	宅地等に含まれる土地
山地・林地・耕地・草地 締め固められていない土地	宅地・道路・池（ため池） 水路・鉄道線路・飛行場

### (2) 現場浸透試験とは

本調査で基準としたものは、「雨水浸透阻害行為許可等のための雨水貯留浸透施設設計・施工技術指針（新川・境川（逢妻川）・猿渡川流域編）（愛知県）<sup>1)</sup>」であるが、その中に、「浸透試験の設計に使用する単位浸透量（単位設計浸透量）は、日浸透量に土壤の飽和透水係数と各種影響係数を乗じて算定する（資料-1参照）」とある。この中の飽和透水係数を求めるための試験が、現場浸透試験である。

#### 資料-1 設計に使用する浸透施設の浸透量の算定方法<sup>1)</sup>

浸透施設の設計に使用する単位浸透量（単位設計浸透量） $Q$  は、比浸透量  $K_f$  に土壤の飽和透水係数  $k_0$  と各種影響係数  $C$  を乗じて算定するものとする。

また、比浸透量  $K_f$  は、現地透水試験結果を参考に、浸透施設の形状と設計水頭をパラメータとする簡便式を用いて算定する。

施設の単位設計浸透量  $Q$   

$$= \text{比浸透量 } K_f \times \text{飽和透水係数 } k_0 \times \text{各種影響係数 } C$$

$Q$  : 設計に用いる浸透施設単位（1m、1個あるいは1m<sup>2</sup>）当たりの浸透量（m<sup>3</sup>/hr）

$K_f$  : 浸透施設の形状と設計水頭により簡便式で算出した比浸透量（m<sup>3</sup>）

$k_0$  : 土壤の飽和透水係数（m/hr） ← 現場透水試験で求められる値

$C$  : 各種影響係数

なお、現場浸透試験の実施方法は、「雨水浸透施設技術指針（案）調査・計画編（公社）雨水貯留浸透技術協会<sup>2)</sup>」を参考にしている。

### (3) 現場浸透試験方法

「雨水浸透阻害行為許可等のための雨水貯留浸透施設設計・施工技術指針（新川・境川（逢妻川）・猿渡川流域編）（愛知県）<sup>1)</sup>」に記載のある、現場浸透試験の試験施設と作成手順、試験状況の手順・概要を図-1～図-3に示す。

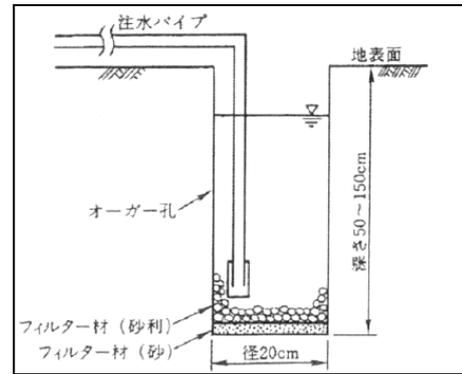


図-1 ポアホール法で用いる試験施設<sup>1)</sup>

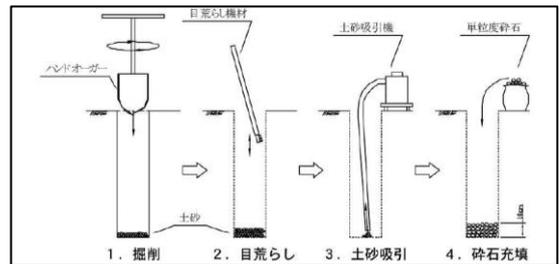


図-2 ポアホール法で用いる試験施設作成手順<sup>1)</sup>

#### (iv) 定水位注水法の手順

- イ) 実施施設の設計湛水深に相当する水位まで注水し、初期条件とする。
  - ロ) 水源からの注水量を調整し、上記湛水深を維持する。
  - ハ) 経過時間毎に流量計などで注水量を測定する。測定時間間隔は10分間隔を目安とするが、変化の著しい場合には間隔を細かくする。
- ニ) 注水量がほぼ一定になるまで、ロ)～ハ)を継続する。試験継続時間の目安は2時間程度である。



図-3 浸透試験状況概要<sup>1)</sup>

図-1で示した試験孔は、図-2で示したように以下の手順で作成する。①ハンドオーガー等で掘削②熊手などで孔壁の目荒らし③掃除機により土砂を吸引④フィルター材として砂・砂利を充填。

試験手順は、図-3に示すとおり、試験に使用する水は、蛇口などから採水し、バルブで流量を調整しながら、経過時間ごとの注水量を流量計で測定する。

これらを実施する前には、①掘削径・深度（表層から何mまでの深度で試験を実施するか）と②設計湛水位（設置する施設のための水の水位）を設計者に確認しておく必要がある。

また、現地作業時の注意点として、①試験に必要な面積（20m<sup>2</sup>程度以上）が確保できるか②近くに使用できる水源があるか③浸透を阻害する地下埋設物が近くにあるか④実施する位置の地層が浸透地盤を代表しうる位置かどうか、などを確認しておく必要がある。

なお、本論文で紹介する現地観測は、透水性のよい地盤ではなかったため、①蛇口などの水源は必要なく、200Lタンクで持参した水で対応した②水源を使用していないことで、流量計も使用せず、流入量の方分かるビーカーを使用して試験を実施した。

### 3. 調査結果

#### (1) 地形地質概要

調査地は、丘陵地上に位置しており、表層から粘性土をやや多く混入する砂礫層が確認される地域であった。

これは、ボーリング調査結果でも確認されている。

#### (2) 現場浸透試験結果

現場浸透試験結果について、図-4内に示す算定式より、試験孔の浸透能力（土壌の飽和透水係数  $k_0$ ）を算定した。

飽和透水係数は、浸透試験結果から得られる試験施設の形状と湛水深に対応した最終浸透量をもとに算定される。

このように測定結果を飽和透水係数に換算することによって、種々の条件下の浸透試験結果を同一の指標で評価することが可能となる。なお、湛水深（H）は砕石を設置した深度（GL-1.0m）からの立ち上がりとした。

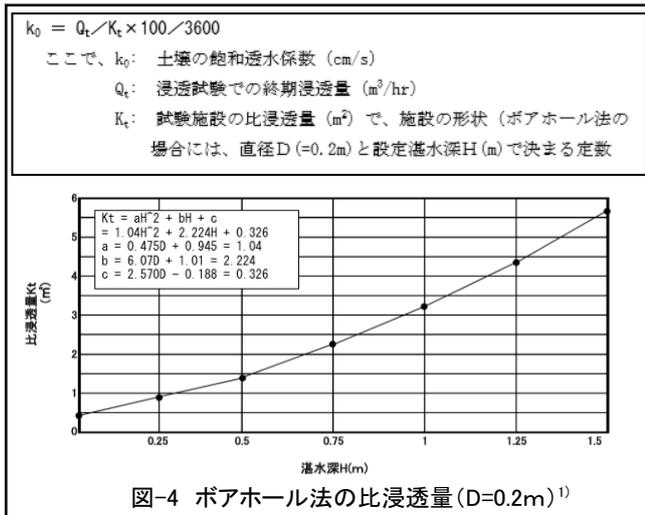


図-4 ボアホール法の比浸透量(D=0.2m)<sup>1)</sup>

本調査では、2箇所試験を実施し、そのうちの1箇所の結果をまとめたものを表-2・図-5に示す。

試験結果と試験施設から求められる定数から、飽和透水係数は、 $k_0 = 1.3 \times 10^{-6} \sim 1.8 \times 10^{-6}$  (平均  $k_0 = 1.5 \times 10^{-6}$ ) (m/s) と算出された。

表-2 現地浸透試験ボアホール法注入法結果まとめ表

調査地点	浸透試験-1
浸透面の土質	シルト質砂礫
湛水深 H (m)	1.00
最終浸透量 (L/min)	0.28
最終浸透量 $Q_t$ (m <sup>3</sup> /hr)	0.0168
施設直径 D(m)	0.20
a	1.040
b	2.224
c	0.326
試験施設の比浸透量 $K_t$ (m <sup>2</sup> )	3.590
飽和透水係数 $k_0$ (cm/s)	0.00013
飽和透水係数 $k_0$ (m/s)	0.0000013

試験により  
←求める値  
試験孔により  
決まる値  
←解析結果

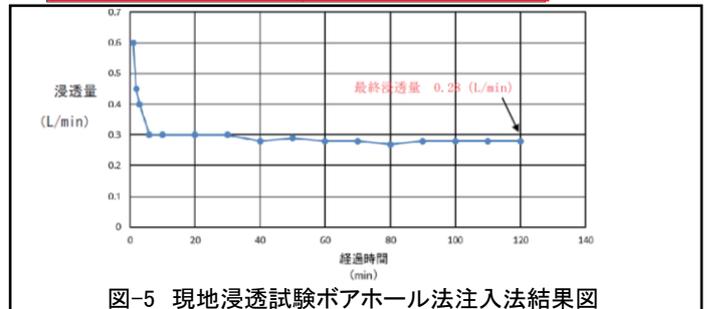


図-5 現地浸透試験ボアホール法注入法結果図

### 4. 本業務での結論と学んだこと

#### (1) 結論

本試験で調査地の表層1m程度までの飽和透水係数は、平均  $k_0 = 1.5 \times 10^{-6}$  (m/s) 程度を示した。この値は、この地域一帯の一般値として本調査で用いた指針内で記載のある  $k_0 = 0.01$  (m/hr)  $= 2.8 \times 10^{-6}$  (m/s) よりも小さい値を示した。

地形地質的な特徴から、試験前の段階である程度予想はされていたが、地盤に粘性土の混入が多かったことで、一般的な透水性よりも小さい値を示す結果となった。

また、粘性土の混入量にややばらつきのある可能性も考えられるため、本調査結果と土質のばらつきを踏まえて、浸透施設の設置・設計をされたいと設計者に注意を促した。

#### (2) 反省点と学んだことおよび今後の課題

- ①本業務が、現場浸透試験に関わる最初の事例であった。そのため、試験の現場実施および解析に関しては、全く無知であり、実施したすべてのことがよい経験となった。
- ②今回実施した調査地は、透水性が小さかったため、蛇口などの水源から大量の水を送る必要はなかった（実際に使用した水は50L/1箇所程度）。しかし、今後透水性の大きな地盤（粗い砂や砂礫）で実施する場合は、水源の確保は確実に必要であると感じた。
- ③今後は同じような地盤で、現場浸透試験の結果が、現場透水性試験結果や粒度試験から推定される透水係数との関連について考察することで、調査手法の幅が広がる可能性があると感じた。

#### 《引用・参考文献》

- 1) 愛知県建設部河川課: 雨水浸透阻害行為許可等のための雨水貯留浸透施設設計・施工技術指針(新川・境川(逢妻川)・猿渡川流域編)設計資料編, p.2-44 ~ 2-48, 2017.10
- 2) 雨水貯留浸透技術協会編: 雨水浸透施設技術指針(案)調査・計画編, 2019.11

## 岩盤中における帯水層の評価事例

株式会社エイト日本技術開発 ○東原 壮汰、原 伸匡、花木 勇太、大嶋 篤

### 1. はじめに

花崗岩類及び安山岩類の分布する地域において、新たな水源確保を目的として、新設井戸が計画された。

本稿では、地表地質踏査や高密度電気探査等の結果に基づき、周囲の水理地質を把握した上で、岩盤中の地下水脈及び、帯水層の評価を行った。

### 2. 調査の流れ

岩盤中における帯水層の評価を行う方法としては、まず、既往資料や地形・地質情報から水源候補となる地点を選定し、現地確認により電気探査測線の位置を決定した。電気探査実施後、その結果に基づき、水源候補地を選定し、調査ボーリング、現場透水試験、電気検層を行い、岩盤中の帯水層を評価した上で、最終的な井戸の掘削深度及び有孔管の位置を決定した。

図-1に調査フローを示す。

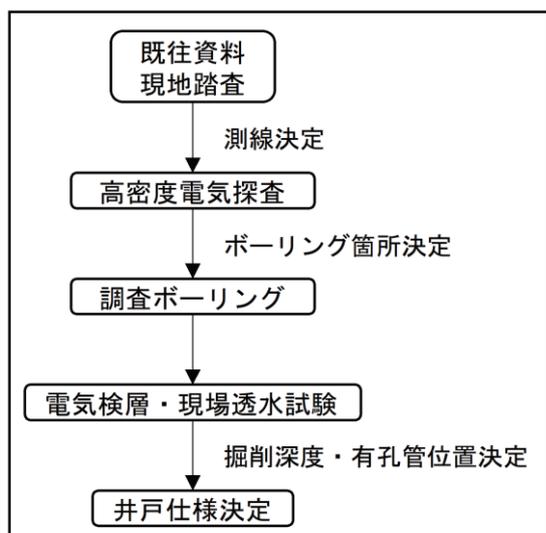


図-1 調査フロー

### 3. 高密度電気探査

#### (1) 調査方法

電気探査とは、地盤を構成する物質の電気的性質の相違を測定することにより、地盤状況や地層の性状を把握する方法である。特に、人為的に地盤に電流を流し、地盤の電気比抵抗分布を測定する方法を比抵抗電気探査と呼ぶ。求められた地盤の比抵抗分布により、帯水層の厚さや深さを推定する。

本調査では、地盤及び地下水性状を把握することを目的とし、2極法電極配置による測定を実施した。

#### (2) 測線位置の選定

電気探査測線の位置の選定は、既往資料や現地踏査から得られる地形・地質情報によって、1測線(測線長:400m、

電極間隔:5.0m)を選定した。

#### (3) 電気探査結果

電気探査の結果、得られた比抵抗断面図を図-2に示す。

① I層は比抵抗値2000 [ohm-m]以上の高比抵抗を主体とする崖錐堆積層で主に右岸の急傾斜面と左岸の段丘面にも分布する。極めて高比抵抗値であることから空隙が多く、飽和していないものと考えられる。

② II層は比抵抗値600~2000 [ohm-m]を示す中位比抵抗域で右岸の急傾斜面の地下に広く分布する。比抵抗値の分布は概ね均質であるが、河床付近から測線起点方向にかけて1000 [ohm-m]以下の低比抵抗域へ漸移する。岩盤の亀裂の発達や地下水の浸透によるものと考えられる。

③ III層は比抵抗値300~500 [ohm-m]を示す低比抵抗域で、河床部と測点140m付近の深部を中心に分布する。この低比抵抗域はある程度広範で、岩盤部の亀裂帯はもとより地質境界の不連続に起因する比抵抗表現と推察される。I層、II層に比べて、地下水胚胎の可能性が期待されることから、水源候補地として選定する。

④上記以外で比抵抗値200 [ohm-m]以下を示す低比抵抗域で測線起点側の平坦面の地下に水平に分布する。比抵抗値や周辺のボーリング結果から概ね未固結の土層で粘性土主体の状態と考えられる。

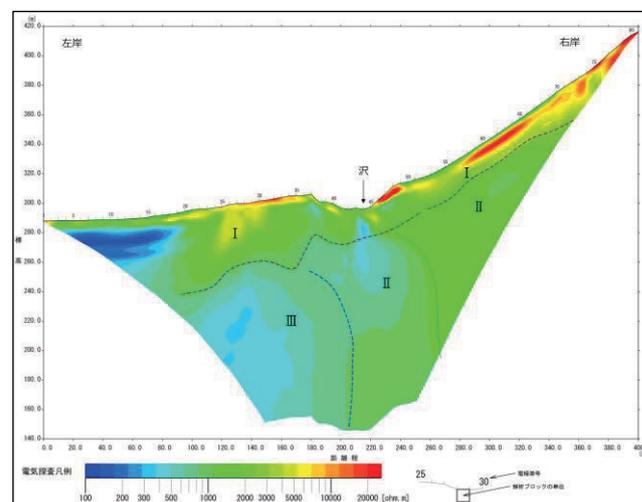


図-2 比抵抗断面図

### 4. 調査ボーリング

水源候補地で実施した鉛直ボーリング(掘進長:150m)の結果より得られた推定地質断面図を図-3に示す。

#### (1) ボーリング結果

ボーリングの結果、概ね軟質で破碎された安山岩質の岩盤が連続し、所々硬質な岩盤が出現する。

なお、透水区間については、弾性波探査より得られる低速度帯及び地表地質踏査結果による地層の傾斜から推

定し、ボーリングにより確認された区間を第1透水区間、電気探査による推定区間を第2透水区間とした。

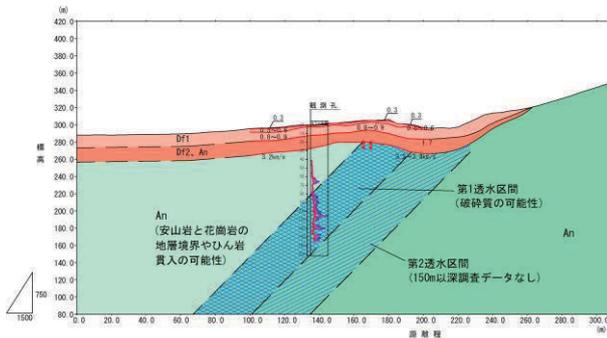


図-3 推定地質断面図

(2) 電気検層・現場透水試験結果

電気検層及び現場透水試験の結果より推定される帯水層の分布を図-4に示す。電気検層区間は GL-40~135m、透水試験は GL-60~120m 間で実施している。

GL-40~80m は、電極間の比抵抗値に差がなく、概ね難透水である。GL-80~100m は、電極間の比抵抗値に差が出始めるが顕著ではなく、やや透水性のある地層である。GL-90m での透水試験の結果は、 $6.5 \times 10^{-7} \text{m/sec}$ 。GL-100m 以深は、電極間の比抵抗値の差が明瞭に表れる。GL-120m での透水試験の結果は、 $2.3 \times 10^{-6} \text{m/sec}$ 。GL-120m 付近から地下水の流動区間が大きくなる。

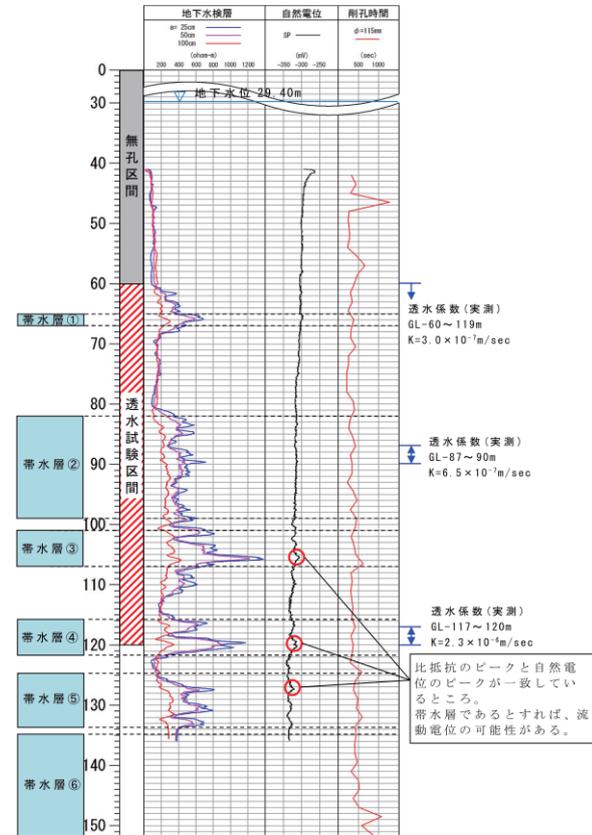


図-4 帯水層の分布

(3) 取水の見込み

透水性のある帯水層としての可能性が高い帯水層③以深の帯水層を対象に取水量を計算する。GL-135m 以深については、比抵抗値がないため、半分の割合で帯水層が

分布すると仮定する。水位低下量については、湛水深さに対して3割を想定する。

井戸深さを210m とすると224L/分となり、連続揚水量を70%目安とすると、取水量は156L/分と推定される(表-1)。

表-1 取水の見込み

項目	帯水層③ 101.0m~107.0m	帯水層④ 116.0m~122.0m	帯水層⑤ 126.0m~134.0m	帯水層⑥ 135.0m~210.0m
平衡水位 (GL-m)	29.4	29.4	29.4	29.4
帯水層厚 (m)	6.0	6.0	8.0	37.5
水位下端 (m)	83.6	83.6	83.6	83.6
透水係数 (m/sec)	$1.5 \times 10^{-6}$	$1.5 \times 10^{-6}$	$1.5 \times 10^{-6}$	$1.5 \times 10^{-6}$
水位低下見込み量 (m)	54.2	54.2	54.2	54.2
推定取水量 (L/min)	23.3	23.3	31.1	145.8
備考	GL-120mの透水係数×0.65	GL-120mの透水係数×0.65	GL-120mの透水係数×0.65	半分の区間で帯水層と想定 GL-120mの透水係数×0.65

5. 本井戸

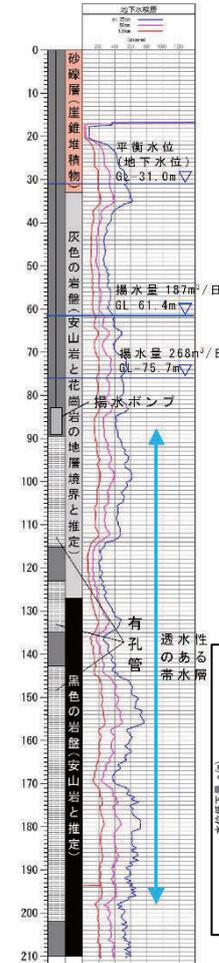


図-5 本井戸

本井戸(井戸深さ:210m)は、観測孔より5m 谷側の位置に設置した(図-5)。地下水位はGL-31m、透水性のある帯水層はGL-91m 付近から現れ、GL-202m 付近まで断続的に続く。透水性のある帯水層を対象に延長96.75m の有孔管を設置した。段階揚水試験の結果(図-6)、明瞭な限界揚水量(急激な水位の変化点)は確認できなかったが、186L/分で水位の変化量が変わり始めていることから、186L/分を限界揚水量とする。連続揚水量は、限界揚水量の70%を目安とすると130L/分となり、取水量の見込みと概ね一致した。

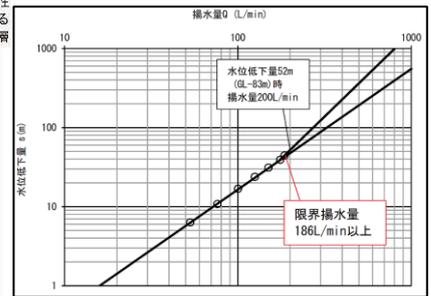


図-6 段階揚水試験

6. まとめ

深井戸による水源確保では、費用が高額になる場合が多く、確実な水量が求められる。そこで、電気探査、電気検層、現場透水試験等の結果を総合的に評価することで、高い精度で水量を推定することが可能となる。

課題点は、調査ボーリングを実施した区間において、確実に調査を行うことが出来れば、調査精度をさらに高めることができ、より確実な水量の推定が可能になると考えられる。

# 地下ピット浸水対策における地質調査の実施事例

(株)日さく ○小山祥代, 佐藤俊介, 長谷川智史

## 1. はじめに

地下ピット浸水を防止するために対策井戸(ディープウェル)での揚水を行っている。今後の対策方針の検討にあたり、周辺地下水の自然水位やピット侵入水の由来を把握するための地下水調査を実施した。

## 2. 対策井戸の概要と調査経緯

東日本大震災後、降雨により建屋の地下ピット内に浸水がみられたため、応急対策として、建屋外周に DW1~DW7の7本の対策井戸<sup>1)</sup>を設置し、地下水の揚水を実施した。対策井戸は、主に沖積層(Ac層・Ap層)から取水している DW2、DW5(Aグループ)と洪積砂礫層(Dg層)までを取水対象とする井戸(Bグループ)に分けられる。ポンプの運転は、井内に設置した運転開始センサ、運転停止センサにより制御している。対策実施後、ピット浸水はなく、一定の浸水防止効果が確認されている。一方で、応急対策であったことから、ポンプの運転状況や地下水位は十分把握されておらず、過剰な揚水も懸念されたため、今後のメンテナンスや対策を検討するための調査を行った。

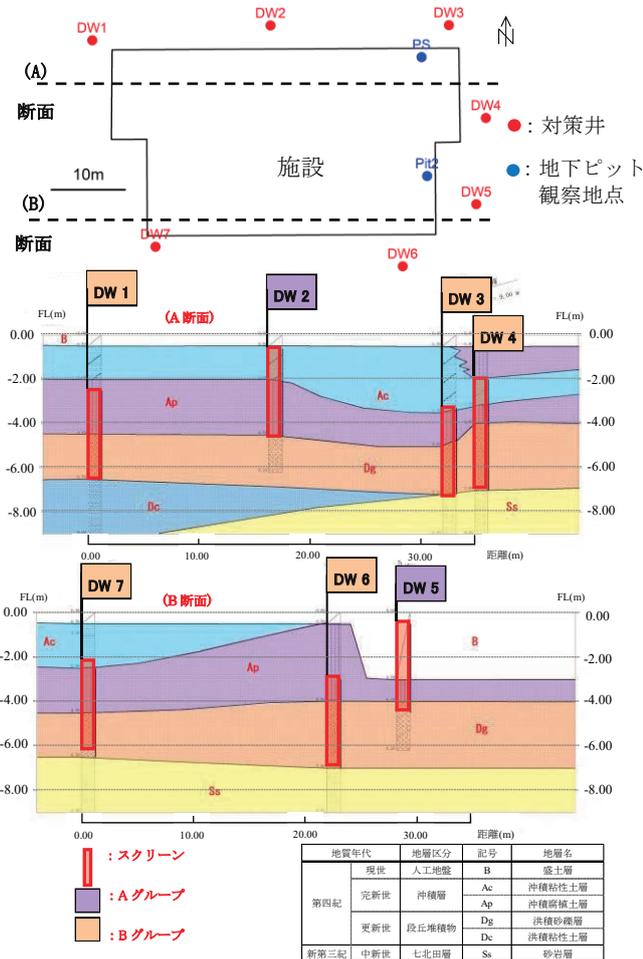


図-1 位置図および各井戸の地層断面図

## 3. 調査項目

### (1) 自記水位計による地下水観測

ポンプ運転による水位変動の確認ため、対策井戸7か所および浸水が生じた地下ピット2箇所(PS、Pit2)を対象に自記水位計を設置し、地下水位の連続観測を実施した。また、自然水位把握のため、ポンプ停止時の水位を測定した。

### (2) 水質分析

ピット内水の由来を把握するため、水質分析を実施した。洪積層対象としてBグループのDW3、DW7、沖積層対象としてAグループのDW5で水質分析を実施した。地下ピット湧水は常に認められるわけではないため、参考として、地下ピットのPit2内の溜水についても水質分析を実施した。なお、採水及び水質分析は8月に実施した。

分析項目は、pH、電気伝導度、鉄、亜鉛、主要イオン8項目とした。

## 4. 調査結果

### (1) 地下水位観測結果

#### ① ポンプ運転時の水位

運転開始水位センサが自然水位以上である DW2、DW5は降雨時<sup>2)</sup>のみ稼働し、センサが自然水位以下であるその他の井戸は常時稼働している(図-2中の a)。

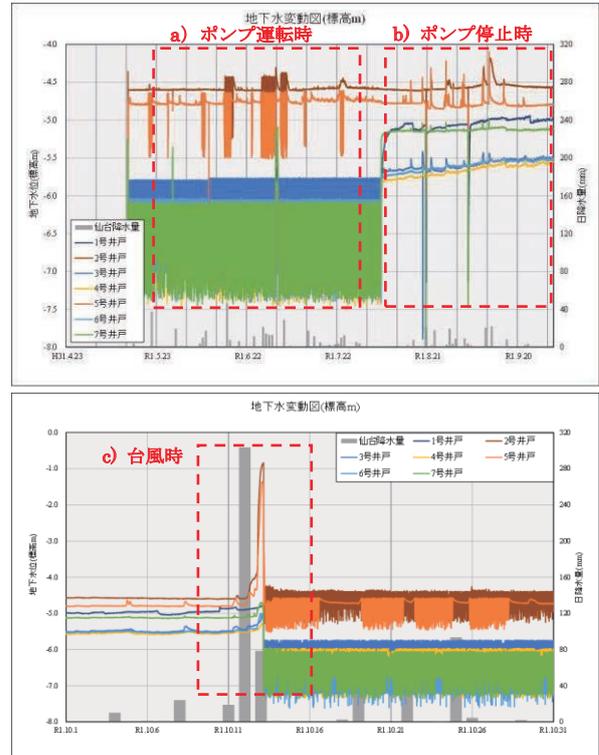


図-2 地下水変動図

#### ② 自然水位

ポンプを停止させ、自然状態での水位を把握した(図

2中のb)。自然水位の測定から、Bグループの地下水は、西から東へ流動している(図-3)。なお、通常時と台風による集中的な降雨時とで、流向に変化はみられない。

Aグループについても、西側のDW2の水位がDW5より高いため、地下水流動方向は西から東であると推定される。両グループとも、地下水流動方向に季節変化はみられない。なお、Aグループは降水時以外の水位変動に乏しく、水位はスクリーン下端に位置することから、定常的には泥溜り管の孔内滞留水となっていると考えられる。

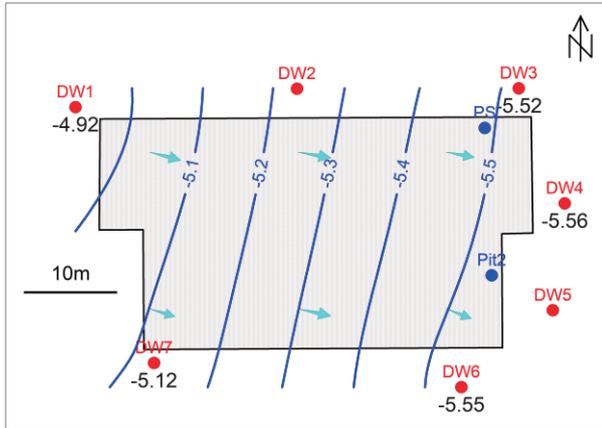


図-3 地下水位等高線図(R2.10.10台風前:Bグループ)

当該地の旧地形は谷地形であり、谷の中軸部の方向は、地下水流動方向と概ね一致することから、旧地形に沿って地下水が流動していると考えられる。

③台風降雨時の水位

令和元年(2019年)10月の台風時に地下ピット PS において浸水が見られた。この際にピット底板まで水位が上昇した井戸は、DW2、DW5のみである。浸水確認後、全対策井戸が稼働し、浸水は停止した。その後、地下ピット内に残留した水はポンプにより排水を行った。

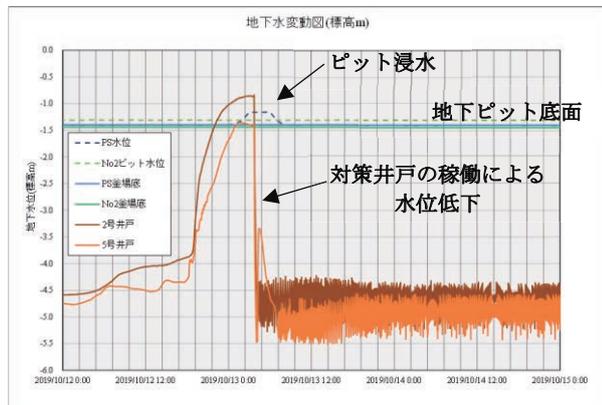


図-4 地下ピット浸水発生時の地下水変動図

(2) 水質分析結果

DW3、DW7と比べて、Aグループに属するDW5の鉄の含有量が少ない。また、井戸内の酸化物の付着量もDW2、DW5で少ない傾向にあることから、洪積層よりも沖積層で鉄の含有量が少ないことが考えられる。一方、地下ピット

のPit2の溜り水も鉄が少なく、浸水後の酸化鉄(赤錆)などは確認されていないことから、ピット浸入水には鉄が少ないと考えられる。これらの点から、地下ピットの水がDW2、DW5と同様の鉄分に乏しい沖積層中の地下水に由来する可能性が考えられる。

表-1 水質分析結果

地点	地下ピットNo2	5号井	3号井	7号井
採水日	2019.8.21	2019.8.21	2019.8.21	2019.8.21
pH	9.4	7.2	6.8	6.7
電気伝導度	468	54.2	34	42.9
鉄	0.05	1.98	12.9	13.1
マグネシウム	25.1	8.6	6.1	4.8
ナトリウム	922	23.5	19	30.2
カリウム	442	11.6	4.8	15.6
カルシウム	9.8	73.9	38.2	42.5
炭酸水素イオン	1780	209	96	104
硫酸イオン	544	28.9	15.3	32
硝酸イオン	23.9	1.1	3.3	1.9
亜鉛	<0.1	0.7	0.2	0.3
塩化物イオン	54	35	33	39

5. 考察

水質分析結果と自然水位から、DW2、DW5に代表される沖積層の地下水が地下ピットに侵入していると考えられる。ただし、DW2、DW5に代表される沖積層の地下水は定常的にピット底面よりも低く、地下ピット内浸水が懸念されるのは、降雨時のみである。

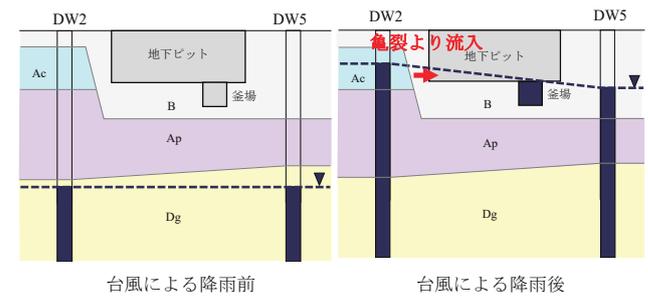


図-6 台風流入前後における地下水流入の模式図

6. まとめ

令和元年(2019年)の台風19号通過時の地下水ピット浸水における地下水位変動および水質の比較から、地下ピットに侵入する地下水は沖積層の地下水(Aグループ)に由来する可能性が高い。

A、Bグループの井戸はともに、無降雨時の水位は地下ピット底板以下であり、降雨時に水位が地下ピット底板より高くなる地点はDW2、DW5(Aグループ)のみである。そのため、DW2、DW5の運転については、浸水防止効果があるため運転条件は現状通りとした。他の井戸については、無降水時には過剰な揚水となっていることから運転水位の引き上げを提案した。

《引用・参考文献》

- 1) 液状化対策の調査・設計から施工まで(1997,6,10,地盤工学会),3.3章ディープウェル工法,p.285-298.
- 2) 気象庁ホームページ 過去の気象データ(降水量) (<https://www.data.jma.go.jp/gmd/risk/obsdl/>)

# 主成分分析による地下水の水質特性の把握

株式会社エイト日本技術開発 ○花木 勇太、原 伸匡  
風見 健太郎、大嶋 篤

## 1. はじめに

主成分分析は、多くのデータを統計解析することでデータがどのような傾向があるか整理することが出来る検討手法である。主成分分析は多くのデータを処理し、得られた結果により総合的に解釈することが出来る。

トンネル施工箇所付近の井戸や湧水で実施された施工前後の水質分析結果を用いて主成分分析を実施した結果、水質の変化が認められたため、以下にその事例について報告する。

## 2. 調査概要

### (1) 調査目的

本調査は、水質試験結果を用いて主成分分析を実施し、トンネル施工前の水質特性を把握し、施工影響による水質特性の変化を把握するものである。

### (2) 使用データ

ナトリウム、カリウム、カルシウム、マグネシウム、硫酸、炭酸水素、塩化物各イオン、pH、電気伝導率 (Ec) の水質分析結果を用いて分析を行う。

### (3) 分析手法

主成分分析は図-1に示すとおり、ばらつきの大きい散布図があり、新たに分散が最大（ばらつきが大きいところ）となるように軸Aを引く、次に軸Aに直角になるように軸Bを引くことにより新たな相関性を得ることで、データに最大限の意味を与える手法である。

地下水については、その水質に着目した場合、地下水成分がどのような傾向を示すのか統計手法を用いることで多量のデータを分かりやすく表現するために用いられる。

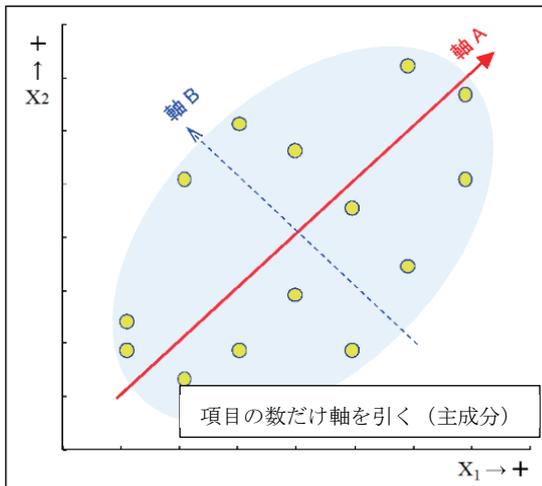


図-1 主成分分析について

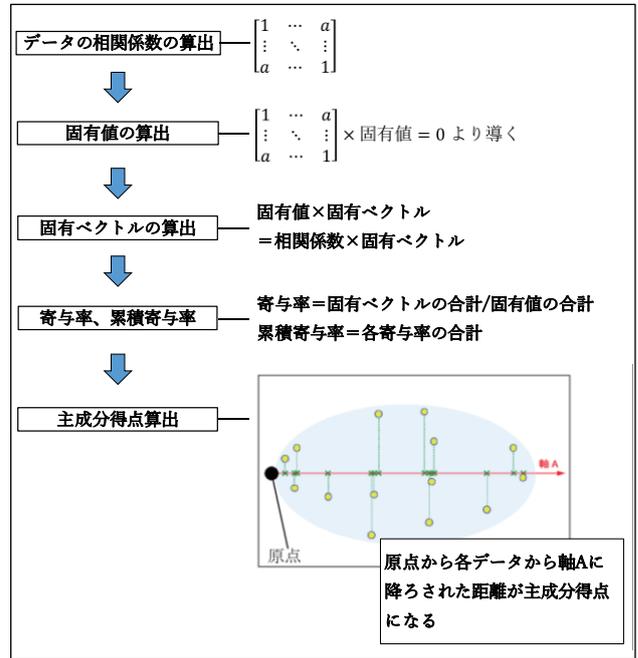


図-2 主成分分析の方法

## 3. 分析結果

トンネル施工に伴う地下水への影響を推定するために施工箇所周辺の井戸や湧水の施工前後の水質分析結果を用いて主成分分析を実施した。

主成分分析結果から得られた固有ベクトル（各主成分の性質）、固有値（各主成分が有するデータ数）、寄与率（各主成分がデータを表現できる割合）、累積寄与率を表-1に示す。表-1（第6主成分以降は省略）に示すとおり、第2主成分までで全データの約70%を表現できる結果となった。

表-1 固有ベクトル、固有値、寄与率、累積寄与率

固有ベクトル	第1主成分	第2主成分	第3主成分	第4主成分	第5主成分
ナトリウムイオン	0.237	0.387	0.483	0.460	0.371
カリウムイオン	0.173	-0.593	0.186	0.416	-0.570
カルシウムイオン	0.391	-0.090	-0.083	-0.501	0.027
マグネシウムイオン	0.339	0.019	-0.538	0.150	0.086
硫酸イオン	0.246	-0.249	0.602	-0.424	0.149
炭酸水素イオン	0.423	0.176	-0.205	-0.110	-0.059
塩化物イオン	0.397	-0.171	-0.069	0.380	0.298
pH	0.225	0.599	0.166	-0.013	-0.643
Ec	0.446	-0.093	-0.007	-0.073	-0.030
固有値	4.810	1.521	1.079	0.874	0.397
寄与率	53.45%	16.90%	11.99%	9.72%	4.41%
累積寄与率	53.45%	70.35%	82.34%	92.06%	96.47%

#### 4. 考察

##### (1) 第1主成分

図-3、図-4に示すとおり、第1主成分の固有ベクトルは、塩化物イオン、炭酸水素イオン、硫酸イオン、マグネシウムイオン、カルシウムイオン、カリウムイオン、ナトリウムイオン、Ec がプラス側であり、第1主成分得点とEc は正の相関となっていることから、第1主成分得点は岩石からの溶出特性を示しており、得点が高いほど地下水、低いほど表流水起源であると考えられる。

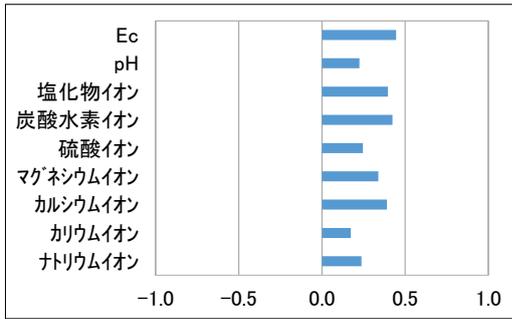


図-3 第1主成分の固有ベクトル

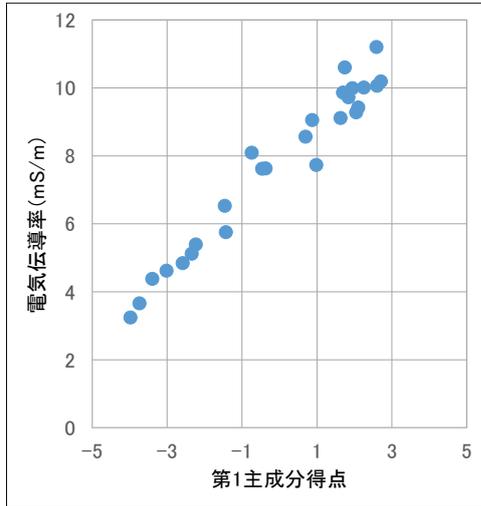


図-4 第1主成分得点と電気伝導率の関係

##### (2) 第2主成分

図-5に示すとおり、第2主成分の固有ベクトルは、炭酸水素イオン、マグネシウムイオン、ナトリウムイオン、pH がプラス側となっている。高 pH やナトリウム成分が多い地下水は、一般的に深層地下水の特徴的を示し、施工前に第2主成分得点が高かった地点は深層地下水の特性を示していたことから、第2主成分得点が高いものは深層地下水に分類し、低いものは浅層地下水に分類した。

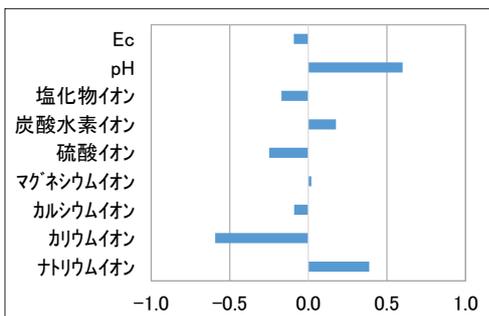


図-5 第2主成分の固有ベクトル

##### (3) 調査地周辺の地下水成分

第1主成分得点と第2主成分得点の関係図を図-6に示す。施工箇所周辺の地下水は三角形ABCで示すように、第1主成分が低い A：表流水系、第1主成分得点が高く、第2主成分得点の高い B：深層地下水系、第1主成分得点が高く、第2主成分得点の低い C：浅層地下水系の3成分で形成されているものと考えられる。

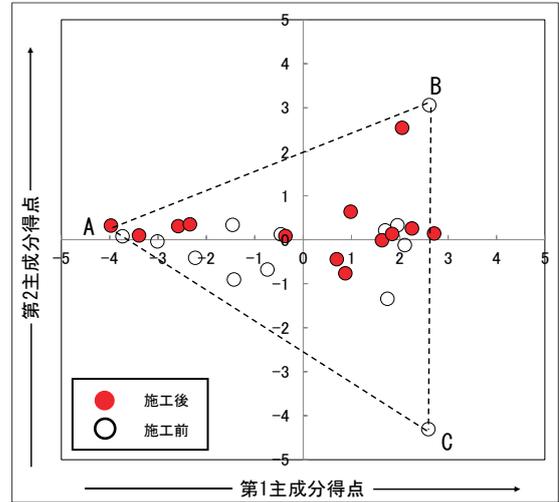


図-6 第2主成分の固有ベクトル

##### (4) 施工前後の成分比較

図-7に施工前後の第1主成分得点の関係図を示す。第1主成分得点は濃度変化を示していることから、地点 A、B では施工後に濃度が高まっている一方で、地点 C、D、E、F では施工後に濃度が低下している。これはトンネル施工により施工箇所付近の水質特性が変化していることを示している。

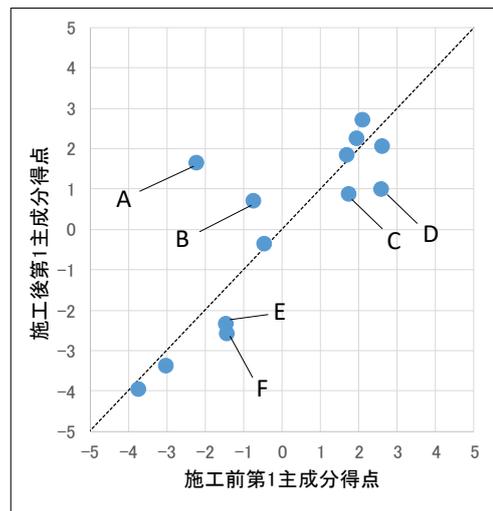


図-7 施工前後の第2主成分得点の関係図

#### 5. 最後に

本稿では、トンネル施工前後の水質試験結果を用いて主成分分析を実施し、地下水の水質変化を把握することが出来た事例を紹介したが、工事に限らず、土地利用の変化等による水質の変化も把握することが可能であり、活用の幅を広げていきたい。

# 表計算ソフトを利用した現場透水試験（曲線一致法）の半自動解析

川崎地質株式会社 ○相澤 穂高, 内田 秀樹

## 1. はじめに

単孔を利用した透水試験方法（現場透水試験法）は、ボーリング調査の一貫として実施される比較的簡易な透水試験法で、我が国でも多くの適用実績があり、地盤工学会では JGS 1314-2012 に標準化されている。その基本となる手法は、1951年に Hvorslev の表した技術報文<sup>1)</sup>に従って構築された試験方法で、その後、1976年に Cooper らの表したスラグ試験法<sup>2)</sup>で改良が行われた。非定常法による試験結果の解析方法として、直線勾配法 (Hvorslev 法) と曲線一致法 (Cooper 法) が、JGS 基準<sup>3)</sup>の附属書 A に記載されている。

本報告では、表計算ソフト (EXCEL) を用いて曲線一致法の非定常解析で、水理定数を半自動解析するツールを開発したので、現場事例を用いて紹介する。

## 2. 解析ツールの概要

解析ツールは EXCEL のマクロ記述言語 VBA を用いて作成し、標準曲線と測定データを PC 画面上でマッチングさせて水理定数を求めるものであり、2枚の片対数紙 (データ曲線と標準曲線) を用いて行う作業と同じである。マッチング指標には観測データとそれに対応する標準曲線の値との誤差二乗和を用い、これが最小となった時にマッチングと判定する。解析ツールとして EXCEL を利用したのは、下記のような利点があるからである。

- ①統計関数などは EXCEL の組み込み関数を利用することでプログラム開発を省力化できる。
- ②標準曲線の計算をユーザ定義関数にすることにより、関数の引数となるセルの値を変更するだけで、自動計算が行われる。
- ③解析結果は EXCEL のグラフ機能を用いるので解析者が自由に作成あるいはカスタマイズできる。

## 3. 曲線一致法の解析手順(手動解析)

JGS 基準では、試験結果が地盤の貯留性の影響を受けていないと判断される場合は直線勾配法を、地盤の貯留性を受けて  $\log s-t$  曲線に明瞭な直線が見られないと判断される場合は曲線一致法を適用するとしている。

Cooper ら (1967) は、被圧帯水層に設置された完全貫入井戸で実施した透水試験 (スラグ試験) における井戸の中の水位変化 (低下あるは上昇) 量の一般解として次式を示している。

$$\frac{H_w}{H_0} = F(\alpha, \beta) \quad \dots \dots (1)$$

$$F(\alpha, \beta) = \left(\frac{8\alpha}{\pi^2}\right) \int_0^\infty \frac{\exp(-\beta y^2/\alpha)}{y^2 \Delta(y)} dy \quad \dots \dots (2)$$

$$\alpha = Sr_w^2/r_c^2 = SsBr_w^2/r_c^2 \quad \dots \dots (3)$$

$$\beta = Tt/r_c^2 = K B t/r_c^2 \quad \dots \dots (4)$$

$$\Delta(y) = [uJ_0(y) - 2\alpha J_1(y)]^2 + [yY_0(y) - 2\alpha Y_1(y)]^2 \quad \dots \dots (5)$$

ただし、 $J_0, J_1, Y_0, Y_1$ : 第 1 種及び第 2 種ベッセル関数  
ここに、 $H_w$ : ケーシング内水頭、 $H_0$ : 初期水頭、 $r_w$ : 試験区間半径、 $r_c$ : ケーシング半径、 $S$ : 貯留係数、 $Ss$ : 比貯留係数(=S/B)、 $T$ : 透水量係数、 $K$ : 透水係数、 $B$ : 被圧帯水層の厚さ、 $t$ : 時間:

$F(\alpha, \beta)$  は井戸関数で、図-1 に示すような一連の曲線群となる。

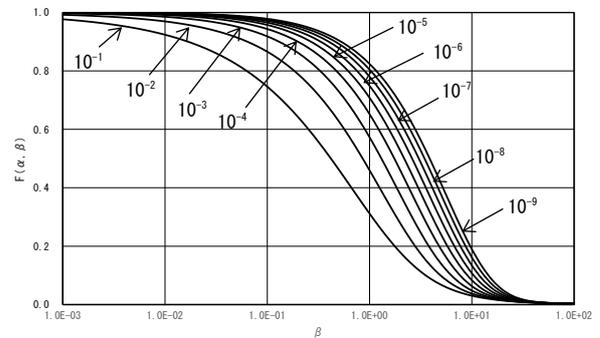


図-1 井戸関数  $F(\alpha, \beta)$

上記の一般解は試験井戸が完全貫入井戸であるが、現場透水試験で行われるような不完全貫入井戸の場合は、帯水層厚さ  $B$  を試験区間長 (有効スクリーン長)  $L$  に置き換えることで用いることができる。ただし、不完全貫入井戸の透水試験では、 $\alpha$  あるいは試験区間のアスペクト比が大きい場合は、帯水層の実際の透水係数より大きな値を与えることが検証されており (Hyder ら 1994)、透水係数の上限値と見なす方がよいとされている。<sup>4)</sup>

曲線一致法の解析手順は以下の5つのステップからなる。

- 1) 経過時間  $t$  を対数スケールで横軸 (X 軸) に、水位差比  $H_w/H_0$  を縦軸 (Y 軸) にとって試験結果をプロットする。
- 2) データ曲線と同じスケールで作成した標準曲線を重ねて、X 軸方向に平行移動させながらデータプロットに最も一致する標準曲線 ( $\alpha_m$ ) を選ぶ。
- 3) 任意のマッチポイントを選択する。計算を簡略化するため  $\beta=1.0$  に対応する実時間 ( $t_m$ ) をデータプロットの X 軸から読み取る。
- 4) 透水係数  $K$  を  $\beta$  の定義式から計算する。
- 5) 比貯留係数  $Ss$  を  $\alpha$  の定義式から計算する。

## 4. 解析ツールによる解析手順(半自動解析)

### (1) 地盤構成と試験の概要

試験地は第三紀泥岩層を主体とする丘陵地で、透水試

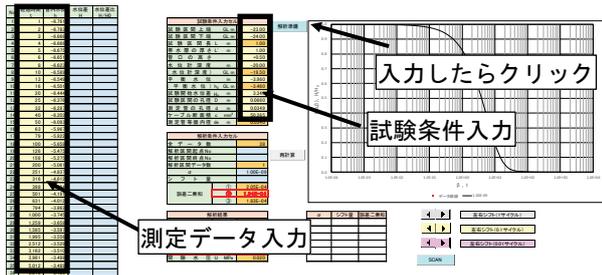
験は泥岩層の GL-23m~24m 間に挟在する厚さ1m の砂層で実施した。試験区間はは GL-25m まで掘削して、砂層の厚さを確認した後、砂層の上端部をバッカーで締め切って区間設定を行った。なお、試験区間は裸孔である。試験条件を表-1に示す。

表-1 試験条件

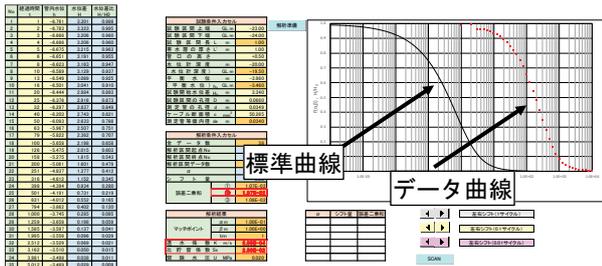
試験方法	試験区間の深さ (GL-m)	試験区間長 L (m)	試験区間孔径 D (m)	ケーシング内径 d (m)	平衡水位 (GL-m)
非定常法 (水位上昇)	23.00~24.00	1.00	0.066	0.034	3.460

(2) 解析ツールの操作手順

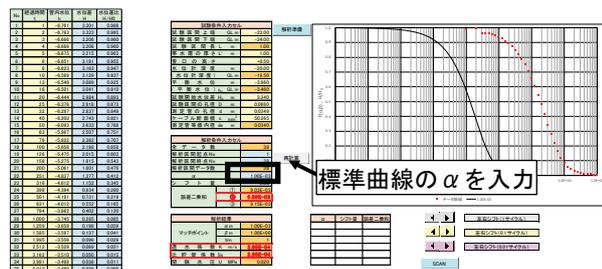
手順①：別のシートで整理した透水試験の測定データと試験条件入力セルに入力し、解析準備ボタンをクリックする。



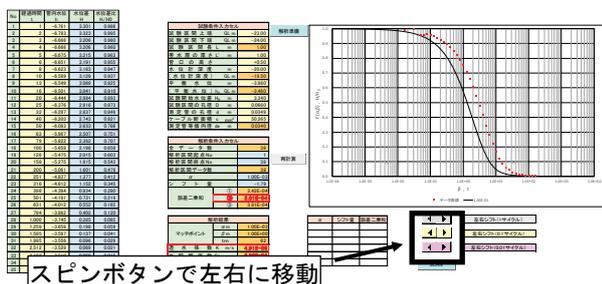
手順②：標準曲線 ( $\alpha=1E0, 1E-1, 1E-2$ ) とデータ曲線が表示される (初期画面)。



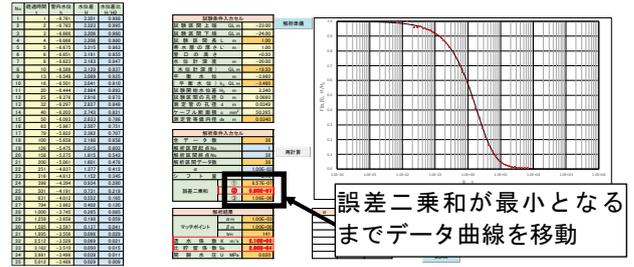
手順③：描きたい標準曲線の  $\alpha$  値を該当セルに入力すると、グラフの標準曲線が描き直される。



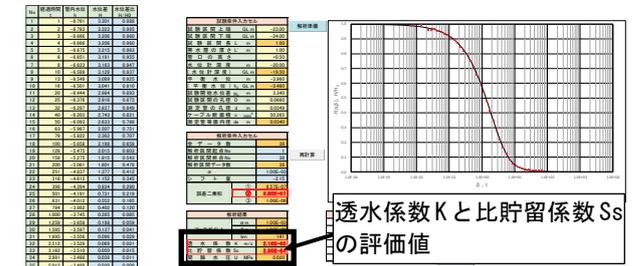
手順④：グラフ下のスピノボタンをクリックするとデータ曲線が左右に移動するので、標準曲線と最も一致する箇所を探す。データ曲線のシフト量は直接セルに値を入力することも可能である。



手順⑤：データ曲線と標準曲線の誤差二乗和が最小となるまで、データ曲線をシフトする。



手順⑥：標準曲線の  $\alpha$  を変えて、同様に最適フィットを探す。最も小さな誤差二乗和を示した  $\alpha$  の標準曲線が最適フィットであり、その時の透水係数、比貯留係数が透水試験結果による評価値である。この試験では  $\alpha=1-3$  の時に誤差二乗和が最小値となり、透水係数  $K=2.16E- (m/sec)$ 、比貯留係数  $S_s=2.80E-4 (m^{-1})$  が得られた。



5. 今後の改良点

算は複雑であり、EXCEL VBA でプログラミングしている関係で、CPU 性能によっては計算に多少時間を要する場合があります。よって、今後の改良点としては井戸関数の外部プログラム (DLL: Dynamic Link Library) とすることにより、処理速度と計算精度の向上が期待される。

《引用・参考文献》

- 1) Hvorslev, M. (1951): Time lag and soil permeability in ground-water observation, Waterways Experiment St. Corps of Eng., U.S. Army, No. 36
- 2) Cooper, H.H. Jr., Bredehoeft, J.D., Papadopoulos, S.S. (1967): Response of a finite-diameter well to an instantaneous charge of water. Water Resources. Research, 3(1), 263-269.
- 3) 地盤工学会：改訂版(2013)：地盤調査の方法と解説-二分冊の1-, 512-614
- 4) Butler, J. J. Jr. (2020): The Design, Performance, and Analysis of Slug Tests. CRC Press, 266p.

# 隣接孔地下水位測定を併用した透水試験による透水連続性の検討

株式会社地圏総合コンサルタント ○海老原 直暉, 藤本 泰史, 徳留 亮, 田村 正春

## 1. はじめに

ダム建設事業に際して、止水処理方法を設計・施工するために、ダム基礎岩盤及び貯水池周辺地山の水理地質構造を把握することが重要である。一般に、水理地質構造は複数のボーリング調査により与えられる地質情報および透水性状に加え、初生的な地質構造や営力の影響をふまえて構築される。

ダム建設事業におけるダムサイトの地質調査は、一般に想定ダム軸に平行および直行する調査測線を設定し、測線の交点で調査を行うグリッド方式が採用される<sup>1)</sup>。地山の透水性の把握は、ボーリング孔を利用する注水式の透水試験であるルジオンテストで行われることが一般的である。

グリッド方式の調査では、等間隔で平均的に水理地質情報の収集が期待される一方で、測線間の水理地質構造は、地質構造や営力を考慮して補完されることとなる。

我々はダム基礎岩盤における透水帯の連続性把握の一助となることを期待し、ルジオンテスト実施期間中、隣接する既設地下水位観測孔での水位観測を実施した。ルジオンテストによる注入水によって、隣接孔で水位上昇が認められれば、試験孔の試験区間の透水帯が隣接孔へとつながっている可能性が高いと判断することができる。本発表では、ダム基礎岩盤の水理地質構造調査において、ルジオンテスト実施中における隣接観測孔水位観測の有効性を確認した調査事例について報告する。

## 2. 調査結果

### (1) 地質概要

本調査で新規掘削した D-R2-1孔および D-R2-2孔ではともに地表面から未固結の崖堆積物、上位凝灰岩類ユニット、溶岩・火山角礫岩ユニット、凝灰岩類・自破碎溶岩類ユニットを確認した。調査地の岩盤はB級を主体とし、一部で脆弱化したC～D級岩盤が確認される。

### (2) 孔内観察

孔内観察は、ボアホールスキャナを用いて実施した。比較的透水性の高い区間では、開口亀裂の存在や亀裂の密集などが確認された。

### (3) 岩盤透水試験(ルジオンテスト)

ルジオンテストは「JGS-1323-2012 ルジオン試験方法」<sup>2)</sup>および「ルジオンテスト技術指針・同解説」<sup>3)</sup>に基づき実施した。試験は1ステージ5mを原則とし、ダム天端標高以深で実施した。試験の注入圧力パターンは、低圧重視型の10段階昇圧パターンを採用した。昇圧は0→0.05→0.10→0.15→0.20→0.30→0.40→0.60→0.80→1.00MPaの昇圧パターンで実施した。また、最大の送水

量は120L/minとした。各孔のルジオンテストの結果は以下のとおりである。

D-R2-1孔は標高275.69m以浅では一部で $10 < Lu \leq 20$ を示すが、標高275.69m以深は $Lu \leq 2$ の低透水を示す。

D-R2-2孔は標高236.41m以浅では $Lu \leq 2$ を主体とし、一部で $Lu \leq 10$ を示す低透水領域である。標高211.41～236.41mで $Lu > 10$ を示す高透水領域が分布する。標高211.41m以深は $Lu \leq 10$ を示した。

## 3. 隣接観測孔での水位応答

### (1) 概要

透水帯の連続性の確認の一助となることを期待し、既往調査で設置された水位観測孔3孔に、自記水位計を設置(図-1)し、地下水位観測を実施した。地下水位の観測はルジオンテストを実施する期間中とし、測定の間隔は15分とした。

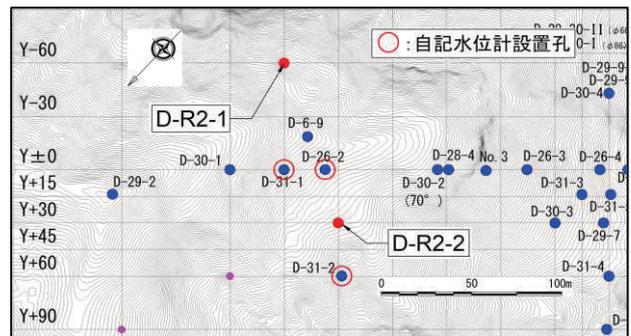


図-1 調査位置および水位観測実施孔

### (2) 結果

自記水位計を設置した3孔のうち、1孔(D-31-2孔)で、ルジオンテストによる注水期間中に水位応答が認められた。水位応答が認められた日時の直近では降雨が認められないことおよび、ルジオンテストの実施時間中に水位の応答が認められたことから、ルジオンテストの注水による水位上昇と判断される。

水位応答はD-R2-2孔の21st以降のルジオンテスト実施時に、試験孔の北西側約30mに位置するD-31-2孔で確認され、水位上昇は10cm以上であった(図-2)。他の2孔では、降雨に応じた水位上昇は確認されたが、ルジオンテスト実施時間中の水位応答は確認されなかった。

D-31-2孔で水位上昇が認められた際のルジオンテストの特徴は以下のとおりであった。

- ① 水位応答はルジオンテストの後半に生じる。
- ② 水位応答が認められたルジオンテストでは100L/min以上の流量を供給している。
- ③ 送水量が100L/min以下の場合、水位応答はない。

- ④ 21st 以降のルジオンテストでは、ルジオン値と限界圧力のいずれも低い値を示した。

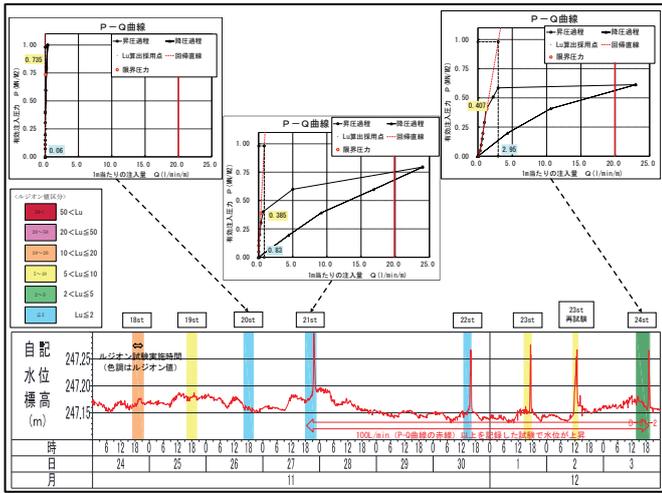


図-2 P-Q 曲線と水位応答(D-31-2孔)

#### 4. 透水連続性と亀裂性状・方向の検討

水位応答が認められた D-31-2孔での過年度調査では、標高220~250m 付近にルジオン値 $20 < Lu \leq 50$ の高透水帯(図-3中①)の分布が報告されている。

D-R2-2孔の21st 以降(標高201.41m 以深)のルジオンテスト区間で観察された水みちとなりうる開口亀裂等の姿勢をルジオンマップ断面に整理した結果、本区間に分布する開口亀裂の多くは、D-31-2孔の標高220~250m 付近の高透水帯方向に向いていることが明らかとなった。

以上より、D-R2-2孔の21st 以降のルジオンテスト区間に分布する透水帯は、D-31-2孔の高透水帯へ連続している可能性が示唆された。

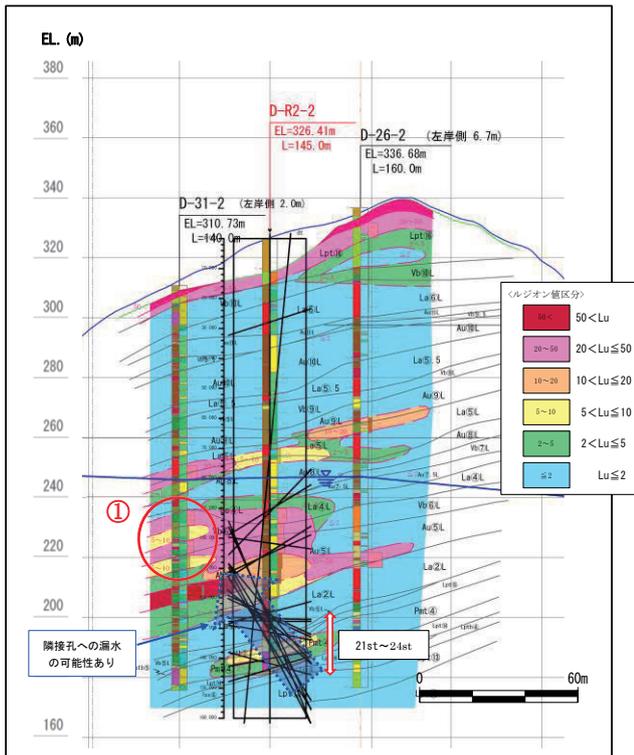


図-3 透水連続性の検討(開口亀裂の見かけ傾斜)

#### 5. まとめ

ダム基礎岩盤の調査に伴い、水理地質状況把握および透水帯の連続性の検討の一助になることを期待し、ルジオンテスト実施中に隣接観測孔での自記水位観測を実施した。結果は以下のとおりであった。

- ① ルジオンテスト実施中に隣接観測孔で地下水位観測を実施し、1孔で地下水位の応答を確認できた。
- ② 孔内観察による亀裂の方向性や性状を考慮し、透水帯の連続方向を推測することができた。
- ③ 自記水位計を用いることで、安価にかつ容易に着手可能な方法で、調査測線間(グリッド間)の透水帯の連続性を補完することができた。

#### 6. 課題と展望

本発表ではルジオンテスト実施時における隣接孔の水位観測の実施が、透水帯の連続性検討に有効である事例を紹介した。隣接孔地下水位観測を併用した透水帯の連続性の検討法が適用可能な条件として、下記の条件があげられる。

- ① 地下水位観測が可能な既設観測孔があり、透水性の把握がされていること。
- ② データ測定間隔の短い測定機器を使用可能なこと。
- ③ 孔内観察を併用し、透水性亀裂の方向を把握すること。

以上のようにこれらの手法の適用範囲には制約があるが、ルジオンテスト実施に際して、水位観測の可能な隣接孔がある場合は、水位観測を実施することで、孔内観察(ボアホールカメラ)結果も踏まえ、透水帯の連続性の適切な評価が行えると考えられる。

#### 《引用・参考文献》

- 1) 土木学会編:ダム建設における水理地質構造の調査と止水設計, p.47,2001.6.
- 2) 地盤工学会編:地盤調査の方法と解説, pp.574~586., 2013.3.
- 3) 国土技術研究センター編:ルジオンテスト技術指針・同解説, 2006.7.

# 各種物理探査による地下水の挙動傾向の推定

(株)日さく ○井上 結衣、久保 範典

## 1. はじめに

本発表は、トレンチ調査地の近隣の井戸において井戸涸れが発生したとの情報を受け、トレンチ調査と井戸涸れとの因果関係を探求することを目的として地下水調査の観点から、高密度電気探査による地下地質構造の把握、1m 深地温探査による水ミチの推定、及び自然電位探査による地下水の挙動傾向の推定を行ったものである。

## 2. 本地区の状況

### (1) 調査地形

本地区は奈良県北部に位置にする。調査地周辺は、全体的には東から西に向かって緩やかに傾斜し、調査地の中央には、東西方向の谷地形が認められる。平成初期に圃場整備が行われ、調査地内は主に水田として整備されている。

### (2) 調査地地質

既存資料による地質状況は以下のとおりである。

- ① 盛土層：上部は耕土、下部はシルト混じり真砂土
- ② 段丘層：砂混じりシルト、粘土
- ③ 岩盤層：領家花崗岩類(閃緑岩、花崗閃緑岩)

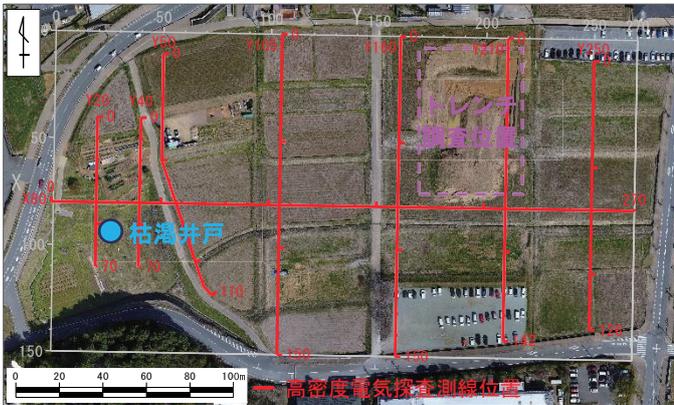


図-1 電気探査調査位置図

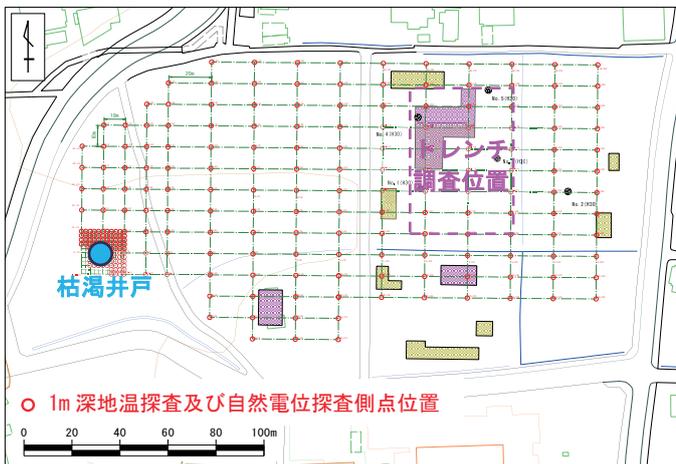


図-2 1m 深地温探査及び自然電位探査位置図

## 3. 調査方法

### (1) 高密度電気探査

高密度電気探査は、調査地の地質状況を三次元的に把握するために縦横断に測線を配置した。

### (2) 1m 深地温探査

1m 深地温探査は、地下水と地中温(深度1m)に温度差が生じることを利用し、水ミチの存在位置を推定する方法である。測定は10~20m グリッドで行った。写真-1は地温の測定状況である。



写真-1 1m 深地温探査機材

### (3) 自然電位探査

自然電位とは、地表・地中に自然に存在する電位である。自然電位探査は、地下水の流れに対して下流ほど電位が高くなることを利用し、地下水の流れの情報を得る方法である。測定は10~20m グリッドで行った。写真-2は探査に使用した電極である。



写真-2 自然電位探査電極

## 4. 調査結果

### (1) 高密度電気探査結果

高密度電気探査の結果、盛土部の高抵抗は空隙増加によるもので、浅部の低比抵抗は細粒化した強硬化岩や谷状を呈する谷底堆積物に相当することが推定された。深部で比抵抗が高・低にそれぞれ収束する比抵抗領域は基岩の不透水性基盤に相当する。この高・低比抵抗領域を分ける垂直的な比抵抗漸移帯に、裂か帯(開口した割れ目帯)が推定される。このため、地下水は谷底堆積物中を流下する浅層地下水(地層水)と、深部の割れ目帯に沿って流動する裂か水に区分される。図-3に比抵抗断面パネルダイアグラム、図-4に比抵抗断面図を示す。

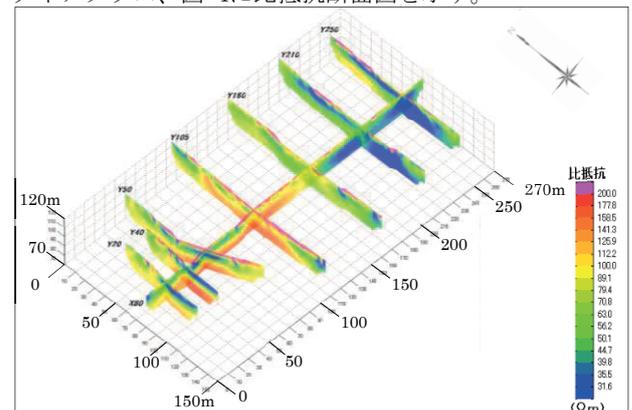


図-3 比抵抗断面パネルダイアグラム

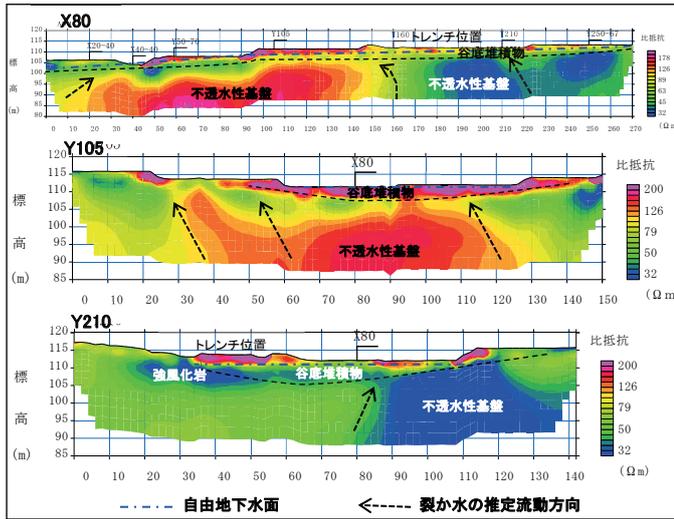


図-4 比抵抗断面図(上:X80、中:Y105、下:Y210)

(2) 1m 深地温探査結果

1m 深地温探査の結果、比較的1m 深地温が高い領域(概ね12℃以上)が、以下に示す3つの範囲で認められた。

- ① 調査範囲北東部～中央やや西寄りに延びる帯状の領域
- ② 井戸周辺およびその北西側の領域
- ③ 調査範囲南西部の領域

①～③の比較的1m 深地温が高い領域は、高密度電気探査によって認められた鉛直方向の比抵抗漸移帯の位置に概ね一致する結果が得られた。高密度電気探査結果の解釈では、この比抵抗漸移帯は、基盤岩の裂か帯(開口した割れ目帯)と推定している。このことから、基盤岩の裂か帯(割れ目)に沿って、地下深部から地下水(裂か水)が流動している可能性が考えられ、1m 深地温が比較的高い領域は、裂か水の湧水域を示していると推定される。

一方、1m 深地温が相対的に低い領域は、調査範囲の中央付近よりやや南寄りの東西方向に連続的に認められるが、これは浅層地下水の流動を反映しているものと推定される。図-5に1m 深地温探査結果平面図を示す。

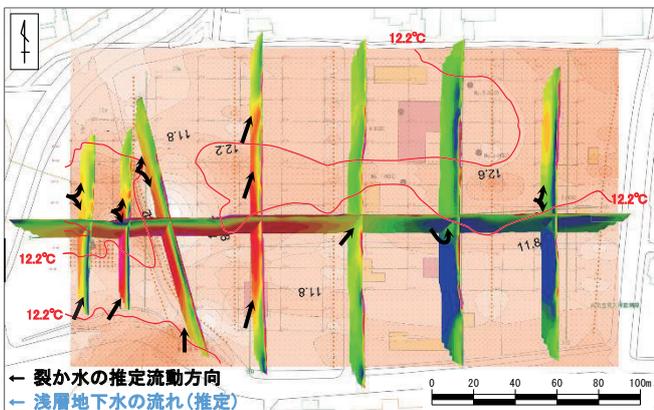


図-5 1m 深地温探査結果平面図

(3) 自然電位探査結果

自然電位探査の結果、自然電位は概ね南から北に向か

って高くなる傾向が認められた。これは、高密度電気探査の際に銅メッキ電極を用いて測定した横断測線(Y20～Y160)の傾向と同様の傾向といえる。このことから、自然電位が北側へ高まる傾向は、変成岩の構造と整合し、基盤岩の割れ目を反映するとともにこの割れ目を流動する地下水の流動方向を反映している可能性が考えられる。

図-6に自然電位探査結果平面図を示す。

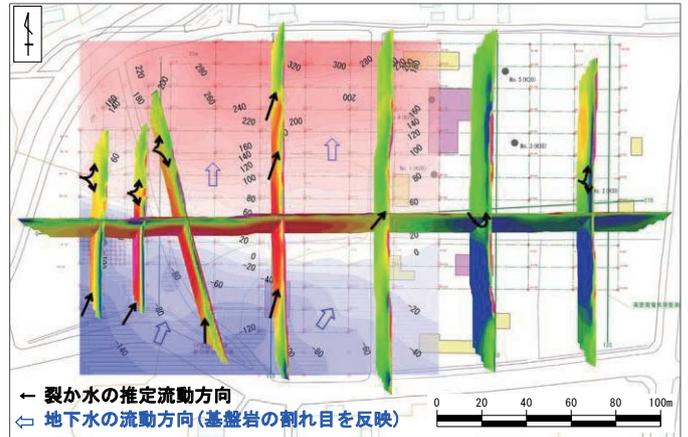


図-6 自然電位探査結果平面図

5. 調査結果考察

(1) 調査結果まとめ

高密度電気探査の結果、地下水は浅部で低比抵抗を示す難透水性層に沿った谷底堆積物中を流下する浅層地下水(地層水)と、深部で垂直的な比抵抗漸移帯を示す割れ目帯に沿って流動する裂か水に区分された。

1m 深地温探査の結果、水ミチあるいは湧水帯と推定される地温が比較的高い領域が認められ、高密度電気探査で得られた鉛直方向の比抵抗漸移帯の位置に概ね一致する結果となった。

自然電位測定結果では、調査地に分布する変成岩の構造と整合し、基盤岩の割れ目を流動する地下水の流動方向を反映する結果となった。

(2) トレンチ調査と井戸洩れの因果関係についての考察

上記の地下水流動(湧出)が推察される領域は、井戸施設近隣にも認められることから、井戸への地下水の主な供給源としては、基盤岩中の裂か水であると考えられる。

従って、調査ボーリングおよびトレンチ調査との関連性は低いと考えられる。

6. おわりに

各種物理探査による地下水調査の結果は概ね整合性が認められた。本調査内容は、既存の井戸に対する水ミチの把握だけでなく、新規の水源地開発や井戸掘削位置の検討に有効であると考えられる。

《引用・参考文献》

- 1) 竹内篤雄、地下水調査法 1m 深地温探査、2013.11.

## 簡易水質調査等による地下水流動系統区分の検討

サンコーコンサルタント株式会社 ○小平真綺, 飯野竜一, 中村静也

### 1. はじめに

地下掘削を伴う工事では、工事施工による地下水環境への影響評価を目的とした地下水モニタリング調査が実施される場合が多いが、モニタリング調査の計画立案にあたっては、あらかじめ地下水流動状況や地下水流動系統区分を行うことが重要である。

本論文では、水源調査・水質調査から上記を検討した例を紹介する。

### 2. 水源調査結果による地下水流動系統区分

山地と河川に挟まれたある地域で井戸調査を行った。地下水流動を把握するにあたっては、井戸水位測定結果による地下水面図の作成が有効であるが、本地域のほとんどの井戸は水位測定が不可能であったため、水源の種類や簡易水質測定結果から地下水流動系統を考察した。

#### (1) 水源種類分布

水源種類について、打込み井戸は○、ボーリング井戸は□、杵井戸は◇、湧水は△として図に示した(図-1)。打込み井戸かボーリング井戸か不明なものは○とした。



図-1 水源種類分布図(国土地理院地図<sup>1)</sup>に加筆)

全体的に打込み井戸が多いが、山麓部ではボーリング井戸が分布する。ボーリングによる井戸掘削は深井戸を掘ることが前提と想定されるため、ボーリング井戸の分布域周辺は深く掘る必要があったと考えられる。したがって、山麓部は平野部に比べて標高が高くなることから地下水位が低い、または地下水量が少ない可能性がある。

#### (2) 水温分布

水温について、水温が高い井戸を暖色系、低い井戸を寒色系として図に示した(図-2)。

また、近隣地区の水温定期調査結果を図-3に示す。井戸調査期間は秋季にあたり、河川水温が夏季から低下している時期である。山際の井戸5の水温は一定で井戸調査期間では最も低い。井戸調査期間では高い水温を示す井戸水は河川水からの涵養が、水温が低い井戸水は山地か

らの涵養が考えられる。これを踏まえて水温分布をみると、山麓部の井戸水の水温は低く、地下水は山地から供給されていると考えられる。河川寄りの井戸水の水温は高く、地下水は河川から供給されていると考えられる。



図-2 水温分布図(国土地理院地図<sup>1)</sup>に加筆)

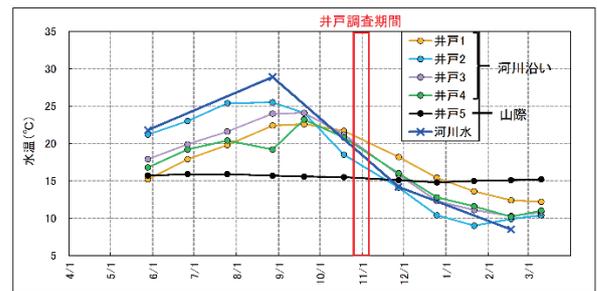


図-3 水温定期調査結果

#### (3) 電気伝導度分布

電気伝導度について、高い井戸を暖色系、低い井戸を寒色系として図に示した(図-4)。



図-4 電気伝導度分布図(国土地理院地図<sup>1)</sup>に加筆)

水の電気伝導度は溶存成分の多少をあらわすもので、雨水は溶存成分をほとんど含まず電気伝導度は低いが、地下水となって地中を流動するにつれ溶存成分が次第に増加し電気伝導度は高くなる。このことから地下水の流動系統の推定に用いられることが多い。

図-4をみると山麓部の井戸水の電気伝導度は低く、山

地の湧水の電気伝導度は低い。河川寄りの井戸水の電気伝導度は低く、河川水の電気伝導度も低い。したがって、山麓部の地下水は山地から供給されており、河川寄りの地下水は河川から供給されていると考えられる。また、中間部の井戸水の電気伝導度は高く、中間部の地形は平坦なことから、地下水の流れは遅いと考えられる。

#### (4) pH 分布

pHについては、pHが高い井戸を暖色系、低い井戸を寒色系として図に示した(図-5)。

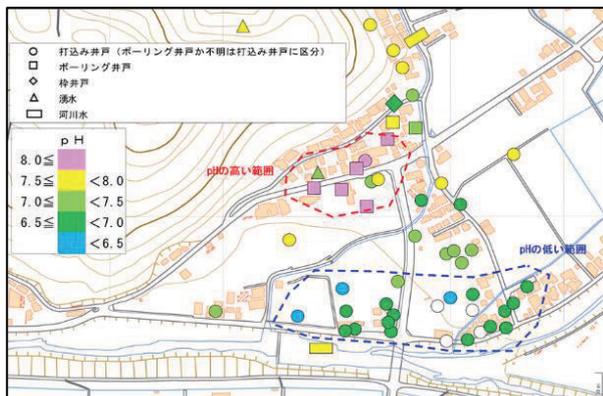


図-5 pH 分布図 (国土地理院地図<sup>1)</sup> に加筆)

深い地下水は炭酸塩鉱物の緩衝作用などにより pHが高いことが多く、浅い地下水は一般に降水の浸透や土壌中微生物活動・有機物の分解による二酸化炭素の排出などのため pHが低いことが多い。

図-5をみると山麓部の井戸水の pHは高く、河川寄り・平野部の井戸の pHは低い。したがって、山麓部の地下水は降水に影響されにくい深い地下水、河川寄り・平野部の井戸は降水の影響を受けやすい浅い地下水と考えられる。

#### (5) 地下水流動系統区分

(1)~(4)より、この地域は地下水流動状況から3つに区分される。作成した系統区分図を以下に示す(図-6)。



図-6 地下水流動系統区分図 (国土地理院地図<sup>1)</sup> に加筆)

赤色で囲まれた範囲は、ボーリング井戸が分布し、水温・電気伝導度が低く、pHが高い傾向がある。したがって、地下水が山地から供給されていると考えられる。

青色で囲まれた範囲は、ボーリング井戸の分布はみられず、水温が高く、電気伝導度・pHが低い傾向がある。したがって、地下水が河川の伏流水を主な涵養源とする

地下水域であると考えられる。

緑色で囲まれた範囲は、ボーリング井戸の分布はみられず、水温・pHが中間的な値を示し、電気伝導度が高い傾向がある。したがって、平野部の地下水であり、地下水流動は遅いと考えられる。

### 3. 水質分析結果による地下水流動系統区分

井戸調査を行った地区とは別の地区で、下記イオン項目の水質分析を行った。

分析項目:  $\text{Na}^+$ ,  $\text{K}^+$ ,  $\text{Ca}^{2+}$ ,  $\text{Mg}^{2+}$ ,  $\text{SO}_4^{2-}$ ,  $\text{HCO}_3^-$ ,  $\text{Cl}^-$ ,  $\text{NO}_3^-$

分析結果からヘキサダイアグラムを作成し、地下水系統区分を検討した。その結果を地図上に示した(図-7)。

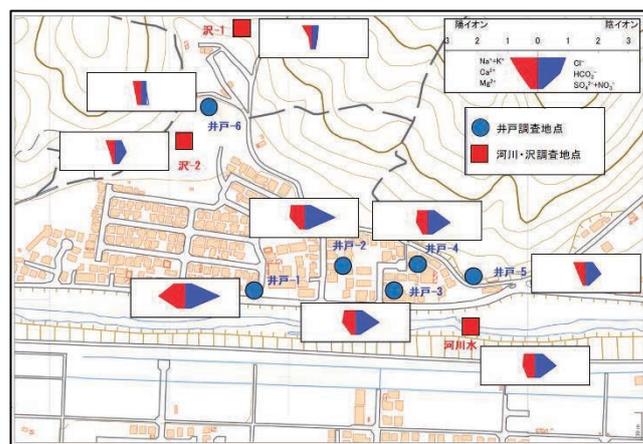


図-7 ヘキサダイアグラム平面分布図

(国土地理院地図<sup>1)</sup> に加筆)

井戸-1、井戸-2、井戸-3、井戸-4は河川水と類似しているが、井戸-5は、井戸-6、沢-1、沢-2と類似している。このことから井戸-1、井戸-2、井戸-3、井戸-4の井戸水は河川から涵養されていると考えられる。しかし、井戸-1、井戸-2、についてはカルシウムイオンの値が高く、流動経路の長い地下水の影響も受けていると考えられる。井戸-5の井戸水は、山から供給されていると考えられる。

### 4. まとめ

この結果を用いて各地下水流動系統の代表地点を選定し地下水モニタリング計画を立案した。

このように、井戸調査による水源種類や簡易水質測定結果、水質分析結果の平面分布図は、地下水流動状況を把握し、地下水系統を区分するのに有効である。今回の事例では特に、簡易水質測定により河川伏流水や山地からの供給範囲を推定することが可能であった。

地下水の水温・電気伝導度・pHは現地で簡便に測定でき、地下水現状を検討する情報を多く持っている。今後も現地データを平面的・時系列的に蓄積・検討し地下水の現況や変化を把握していきたい。

#### 《引用・参考文献》

1) 国土地理院 地図。

<https://maps.gsi.go.jp/#18/35.427388/135.336944/&base=std&ls=std&disp=1&vs=c1j0h0k0l0u0t0z0r0s0m0f0&d=m>

## 段階揚水試験における揚水量と温度変化について

(株)日さく ○高松 泉歩, 峯浦 康平, 若槻 望美

### 1. はじめに

温度検層は、ボーリング孔内における温度を深度方向に連続的に測定する検層方法である<sup>1)</sup>。温度検層によって得られた鉛直水温プロファイルは、帯水層の位置検討等に利用される。一般に帯水層では、地下水流動量が多く、水温プロファイル上で特徴的な形状を示す。また、同一帯水層内であっても、水温プロファイルに変化が生じる事例も多い。これは、地下水が帯水層中を一様に流動するのではなく、透水性が良い箇所を選択的に流動していることを示唆するものと考えられる<sup>2)</sup>。

既報(全地連技術フォーラム2019)において、揚水試験に伴う水温変化について報告した。本報では、比較的深い被圧帯水層を対象として、揚水試験時に温度検層を実施した。既報と同様、揚水に伴う水温変化が確認された。また、井戸洗浄前後に実施した段階揚水試験においても水温プロファイルの変化が確認されたので、以下に報告する。

### 2. 調査概要

#### (1) 段階揚水試験

水源開発のために新設した揚水井 W-1において、揚水能力を把握するため、段階揚水試験を実施した。揚水試験は、井戸洗浄前後とも揚水量80~480L/minの範囲内で6段階に区分し、各段階60分間の揚水を行った。

調査地における地質断面図を図-1に示す。浅層にはローム層および凝灰質粘土層が分布し、その下位に洪積層の複数の砂質土層および粘性土層が分布する。

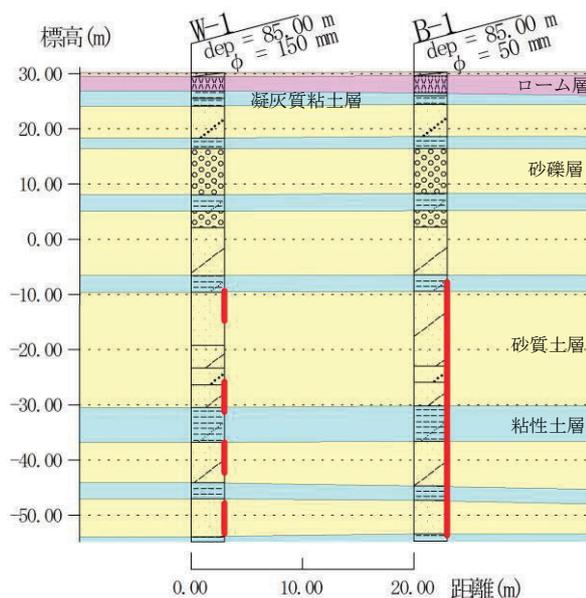


図-1 地質断面図

#### (2) 温度検層

段階揚水試験とあわせ、観測井 B-1において精密温度検層器(高分解能温度電気伝導度検層装置)を用いた温度検層を実施した。

測定方法は、精密温度検層器の温度センサを孔底まで降下もしくは引き揚げ、2cmごとに水温測定を行った<sup>2)</sup>。温度センサはできる限り低速度(2.0m/min以下)で上下させ、孔内の攪乱を防ぐものとした。

#### (3) 水質分析

段階揚水試験時に各段階の終盤に採水し、主要イオン分析を行った。

水質分析結果よりヘキサダイアグラム等を作成し、段階揚水試験における水質変化についても確認することとした。

### 3. 結果

#### (1) 段階揚水試験

段階揚水試験の結果を図-2に示す。井戸洗浄前の揚水試験における  $Q-s$  曲線の傾きは約 $55^\circ$  となった。明瞭な変曲点は認められないものの、第4段階以降で揚砂が認められたため、揚水井の限界揚水量を第4段階の320L/minと判断した。

井戸洗浄後の段階揚水試験における  $Q-s$  曲線は約 $49^\circ$  の傾きの直線上にプロットされ、明瞭な変曲点は認められなかった。また、揚砂は認められず、限界揚水量に達していないと考えられる。 $Q-s$  曲線の傾きが緩くなり、比湧出量が増加したことから、井戸洗浄の効果が確認された。

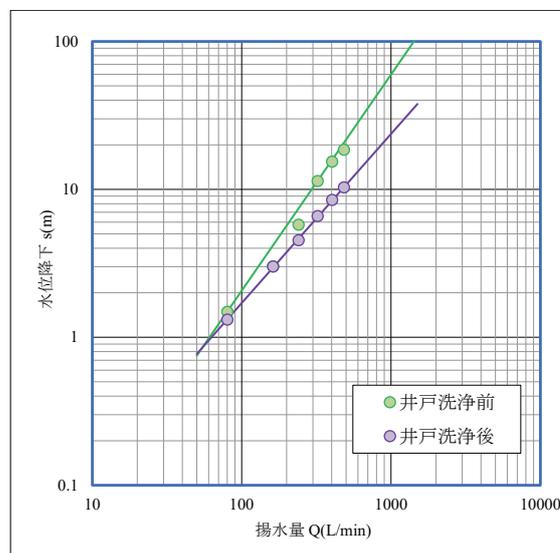


図-2 段階揚水試験結果( $Q-s$  曲線)

■ スクリーン位置

(2) 温度検層

①井戸洗浄前

井戸洗浄前の観測井 B-1における温度検層結果を図-3に示す。

深度38～50m 区間では、揚水量の違いによる温度変化はほとんど見られなかった。しかし、4段階目(揚水量320L/min)以降、60m 前後で約0.5℃の温度変化が見られた。60m 以深においては、揚水量の増加に伴い、水温が高くなる傾向が見られた。

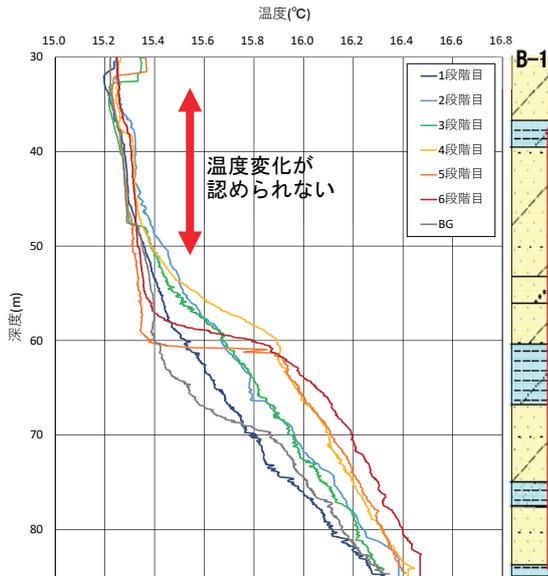


図-3 温度検層結果(井戸洗浄前)

②井戸洗浄後

井戸洗浄後の温度検層結果(図-4)では深度38～50m 区間においても、揚水量の違いによる温度変化が認められた。これは、揚水井の井戸洗浄により、スクリーンの目が開き、当該深度における地下水流動が促進されたものと考えられる。

とくに深度55～70m 区間における温度変化が大きく、1～3段階目と4～6段階目では、0.2～0.4℃程度の温度差が見られた。

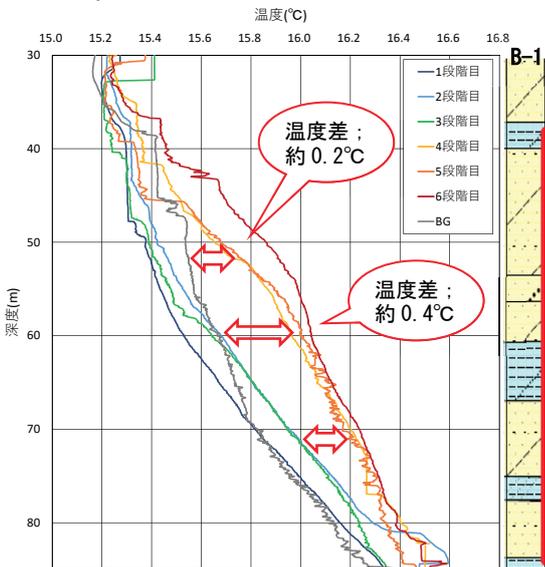


図-4 温度検層結果(井戸洗浄後)

(3) 水質分析結果

段階揚水試験の各段階時の水質分析結果を図-5に整理した。

井戸洗浄前は温度検層結果同様、段階揚水試験4段階目以降において、水質の変化が見られた。

井戸洗浄後は、各段階でほぼ同じ水質を示し、揚水量の違いによる水質変化は認められなかった。

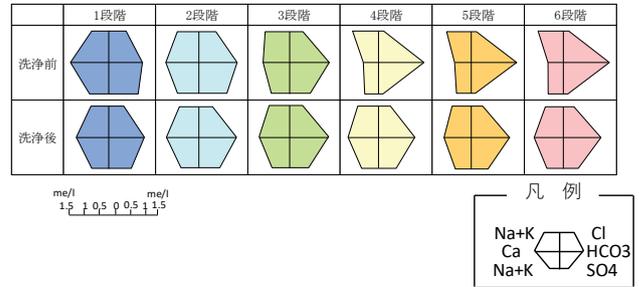


図-5 水質分析結果(ヘキサダイアグラム)

4. 考察・まとめ

深層の被圧帯水層において、井戸洗浄前後に関わらず、揚水量の増加に伴い水温が上昇する傾向が認められた。既報では、浅層地下水において同様の傾向であったことから、帯水層深度によらず、揚水量の増加に伴い水温が変化する傾向にあることが確認できた。

井戸洗浄前の段階揚水試験において、4段階目以降、深度60m 前後で水温上昇が約0.5℃と大きく、水質の変化も4段階目以降で認められた。また、井戸洗浄後の温度検層では、揚水量の増加に伴う水温上昇幅がスクリーン区間で一様ではなく、揚水量により、各帯水層からの地下水の混合割合が変化していることが示唆された。

井戸洗浄前、深度38～50m 区間においては揚水による水温変化が認められなかったが、井戸洗浄後は水温変化が見られたことから、温度検層によって、井戸洗浄の効果を確認できた。

今回、既報同様、揚水に伴う水温プロファイルの変化が確認されたが、揚水量増加に伴う水温変化のプロセスについては明らかになっていないため、今後も事例を増やし、引き続き検討していきたい。

《引用・参考文献》

- 1) 山本荘毅(1983.3.10,古今書院):新版 地下水調査法, p.119
- 2) 竹内篤雄(1996.3.12,古今書院):温度測定による流動地下水調査法,p.18,p.254

# 水道水源施設における大揚水量揚水試験の実施

榎日さく ○佐々木 元気、荒井 正、会津 隆士

## 1. はじめに

扇状地に位置する水道水源施設において、井戸の取水能力の再検討を目的として揚水試験を行った。主な取水層は2層の被圧帯水層であり、それぞれの帯水層で別々に試験を行い、水位変動を観測した。

## 2. 想定される調査地の地下水涵養機構

調査地は、西部山地から東流する河川Aが形成した扇状地の上～中部に位置するとともに、北から流下する支流が形成した扇状地の扇端部にも位置する。一般に扇状地の地下水は扇頂部で下向き、扇端部では上向きの流れを有することから、調査地周辺では支流扇状地の深層地下水が供給されている可能性も考えられる。このほか北西側の山地部が形成する小河川が平地内に流れ込んでいるが、このような低山の表流水は扇状地面に降る雨と一緒に「降水」として涵養源のひとつとなる(図-1)。



図-1 調査地の地下水供給機構の概念図<sup>1)</sup>

## 3. 調査地の水理地質構造

調査地周辺の帯水層は図-2に示すように4層に区分されている。今回の調査は被圧第1帯水層と被圧第2帯水層を取水対象とする井戸を選定し、揚水試験を行った。

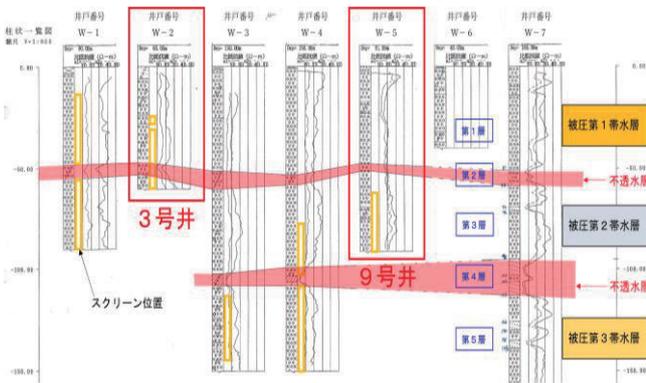


図-2 調査地周辺の帯水層区分

## 4. 実施内容

### (1) 対象揚水井

調査対象施設における、井戸分布状況を図-3に示す。このうち、今回調査対象となる「被圧第1帯水層」および「被圧第2帯水層」の地下水をそれぞれ別々に取水できる井戸を表-1の通り選定した。

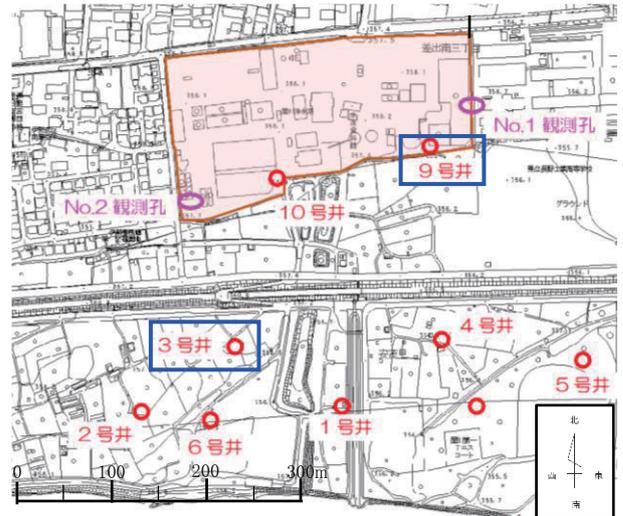


図-3 水源施設の井戸分布状況(発注者提供平面図に加筆)

表-1 対象揚水井

井戸名	井戸深度	取水層	スクリーン位置
3号井	60m	第1帯水層	32.5~56.5m
9号井	91m	第2帯水層	61~91m

### (2) 地下水位測定

揚水井本井(3号井・9号井)および水位測定管が設置されている他の揚水井に加え、施設敷地西端と東端に新設した観測孔(深度20m・50m・100m)に自記水位計を設置し、1分毎の連続観測を実施した。

### (3) 揚水試験

揚水は井戸に設置されている水中モータポンプを用い、既設の電磁流量計で流量管理を行った(写真-1・写真-2)。ポンプの運転停止等の操作は施設の集中制御室にて遠隔で行った。

表-2 揚水試験内容

予備揚水試験	揚水施設動作チェック
段階揚水試験	1時間×5段階程度
連続揚水試験	24時間揚水
水位回復試験	概ね自然水位に回復するまで計測



写真-1 電磁流量計



写真-2 流量調整状況

### 5. 調査結果

表-3、表-4に3号井、9号井それぞれの揚水試験結果を示す。

表-3 3号井(被圧第1帯水層)の揚水試験結果

段階揚水試験	実施日時	令和3年1月12日 9:00~13:00				
	自然水位	管頭-4.16m [GL-6.56m]				
		段階1	段階2	段階3	段階4	段階5
	揚水量(L/min)	3500	4000	4500	5000	5500
	揚水時間(分)	60				
	揚水水位(管頭-m)	9.20	10.13	11.03	12.01	13.10
	水位低下量(m)	5.04	5.97	6.87	7.85	8.94
	限界揚水量(L/min)	5500				
連続揚水試験	実施日時	令和3年1月12日17:00~令和3年1月13日17:00				
	自然水位	管頭-6.50m [GL-8.90m]				
	揚水水位	管頭-15.87m [GL-18.27m]				
	揚水量(L/min)	5670				
	揚水時間	1440分 [24時間]				
水位回復試験	水位回復確認時間	300分 [5時間]				

表-4 9号井(被圧第2帯水層)の揚水試験結果

段階揚水試験	実施日時	令和3年1月14日 9:00~12:00				
	自然水位	管頭-11.36m [GL-12.91m]				
		段階1	段階2	段階3	段階4	段階5
	揚水量(L/min)	5000	5500	6000	6300	-
	揚水時間(分)	60				
	揚水水位(管頭-m)	26.90	29.94	32.57	34.02	-
	水位低下量(m)	15.54	18.58	21.21	22.66	-
	限界揚水量(L/min)	6300				
連続揚水試験	実施日時	令和3年1月14日17:00~令和3年1月15日17:00				
	自然水位	管頭-9.77m [GL-11.32m]				
	揚水水位	管頭-32.88m [GL-34.43m]				
	揚水量(L/min)	6080				
	揚水時間	1440分 [24時間]				
水位回復試験	水位回復確認時間	1440分 [24時間]				

水理定数の算定は、揚水による影響圏を把握するために、水位観測孔の孔内水位の低下量を利用し、テームの式による定常流解析<sup>2)</sup>を行った。表-5に得られた水理定数を示す。被圧第1帯水層の透水係数は砂~礫層の一般値に相当し、被圧第2帯水層の透水係数は砂層の一般値に相当する。

表-5 水理定数一覧

帯水層	透水量係数(T)	透水係数(k)	
	(m <sup>2</sup> /s)	(m/s)	(cm/s)
被圧第1帯水層	2.9×10 <sup>-2</sup>	1.0×10 <sup>-3</sup>	1.0×10 <sup>-1</sup>
被圧第2帯水層	1.4×10 <sup>-2</sup>	4.6×10 <sup>-4</sup>	4.6×10 <sup>-2</sup>

### 6. 考察

表-6に揚水試験時の揚水井本井および各水位観測孔で観測した井内水位低下量を示す。

3号井は被圧第1帯水層から揚水しており、帯水層が同じ観測孔は No. 1-2と No. 2-2である。揚水井からの距離が遠いために水位低下量は小さいが、それぞれ0.41m と 0.83m の低下が生じている。この時、帯水層が不透水層によって完全に遮断されていれば、被圧第2帯水層の No. 1-3と No. 2-3では水位低下が生じないはずであるが、実際にはそれぞれ0.15m と 0.21m 低下している。

一方、9号井は被圧第2帯水層から揚水しており、同じ

帯水層の No. 1-3と No. 2-3観測孔の水位は2.56m、1.06m と大きく低下している。この時異なる帯水層の No. 1-2と No. 2-2でもそれぞれ0.67m、0.25m と水位低下が認められる。したがって、被圧第1帯水層と被圧第2帯水層は完全には分離されていないことが判明した。

また、それぞれの帯水層における影響半径はそれぞれ700m と800m 程度であった(図-4)。

表-6 揚水試験時の地下水位低下量

孔番号	3号井揚水試験(被圧第1層)		9号井揚水試験(被圧第2層)		帯水層の 深度区分
	2021/1/13 16:00		2021/1/16 16:00		
	水位低下量(m)	距離(m)	水位低下量(m)	距離(m)	
No.1-1	0.02	364	0.02	58	■
No.1-2	0.41	364	0.67	58	▲
No.1-3	0.15	364	2.56	58	●
No.2-1	0.18	166	0.01	270	■
No.2-2	0.83	166	0.25	270	▲
No.2-3	0.21	166	1.06	270	●
3号井	8.24	-	0.18	306	▲
4号井	0.59	225	0.29	213	▲
6号井	0.62	86	0.26	387	★
7号井	0.58	267	0.47	281	★
9号井	0.2	306	23.07	-	●

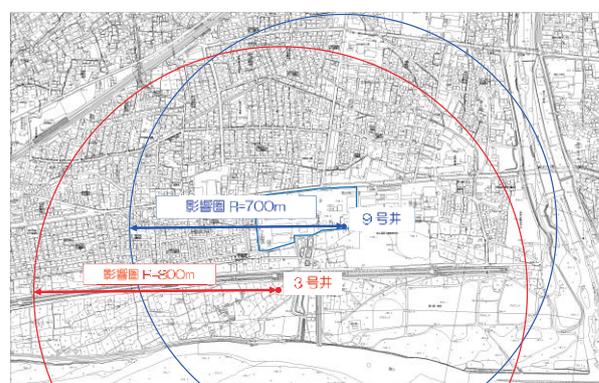


図-4 帯水層毎の影響圏平面図(発注者提供平面図に加筆)

### 7. 今後の課題

今回の帯水層毎の揚水試験により、主要な帯水層の水理定数と影響圏が判明した。対象となる水源施設には8井の稼働可能な揚水井が存在しており、施設全体の取水能力を正確に評価するためには、次の課題が考えられる。

#### (1) 各井戸の井戸ロスの評価

揚水井では、帯水層本来の地下水位よりも降下量が大きくなる井戸ロスが生じており、8井で揚水を行う場合、個々の揚水井における井戸ロスの実態を把握して、実際の水位低下量を評価する必要がある。

#### (2) 帯水層相互の干渉の評価

被圧第1帯水層と第2層の両層から同時に揚水する場合、干渉状況を把握して評価する必要がある。

### 8. おわりに

今回の技術発表に際し、調査データの公表を承認していただいた関係機関に深く感謝致します。

#### 《引用・参考文献》

- 国土地理院(電子国土Web)：地理院地図  
<https://maps.gsi.go.jp/> (確認日2021.6.2)
- 地盤工学会：地下水調査に用いる井戸理論式の整理及び解説(2017年度版),資料番号3-01  
[https://www.jiban.or.jp/?page\\_id=4519&preview=true](https://www.jiban.or.jp/?page_id=4519&preview=true) (確認日2021.6.2)

# 地下水情報をリアルタイムで検知可能なボーリング掘削工法に関する試み

ハイテック（株） ○朴 春澤, 小宮 国盛, 黒谷 愛理

## 1. はじめに

地下水環境をより正しく評価するためには、地下水位、地下水流動層などを正確に把握する必要がある。

ボーリング調査では掘削流体を用いて作業を実施するため、孔内水位という概念が存在する。孔内水位は平衡状態に回復するまで時間が必要となるため、現状としては孔内水位を地下水位とすることが多い。また、複数の帯水層あるいは岩盤の亀裂や割れ目に流れている裂か水（いわゆる水ミチ）が存在する場合、実際の地下水位と孔内水位が異なるケースが多く、孔内水位の観測だけでは複数存在する地下水位や水ミチを把握することはできないため、計測結果の信頼性がなくなる恐れが拭えない。

上記の問題点を解決するため、本研究では、一定濃度の塩水を掘削流体とし、コアチューブ内に設置する電気伝導率計（EC 計）と温度計を用いて、塩分濃度及び温度の変化を捉え、リアルタイムで地下水の流動性をキャッチし、より正確に地下水環境を評価する試みを行った。

## 2. システムの概要

本研究では掘削流体として一般的に使用されている清水、泥水などの代わりに、事前に配合した一定濃度の塩水を利用することが大きな特徴である。

掘削深度が地下水位に到達、もしくは裂か水に当たると、掘削流体の塩分濃度及び温度の変化をセンサーで検知する。迅速に地下水流動層の深度を把握することができ、複数の帯水層においても、それぞれの深度を確認できると考えられる。

### (1) 使用 EC 計と温度計について

図-1に示すように、ダブルコアチューブのヘッド部に EC 計と温度計、裏にデータ転送用の基板と専用ケーブルを設置する。そして、図2のように地上でデータロガーにデータを集約すると共に、ソフト上でモニタリングした。掘削流体の塩分濃度と温度を計測することによ

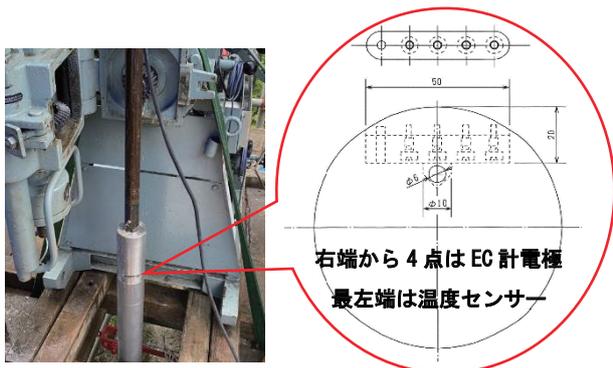


図-1 センサー設置状況

て、地中の水環境の変化をリアルタイムで捉える方法である。

また、諸データの変化をより捉えやすくなるため、水タンク

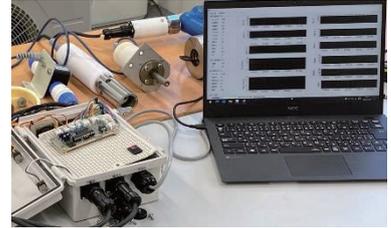


図-2 データロガーと表示画面

の中に別途 EC 計と温度計一式を入れ、参考基準値としてモニタリングを行った。

表-1は使用センサーのスペックを示す。

表-1 EC 計と温度計のスペック

EC 計	測定方式	交流4極
	材質	ステンレス
	測定レンジ	0-200mS/m
	精度	±4mS/m (温度補償なし)
	最小表示	1mS/m
温度計	測定方式	半導体センサー
	測定レンジ	0-50℃
	精度	±0.2℃
	最小表示	0.1℃

### (2) 掘削流体(塩水)

掘削流体として使われている塩水の適切な濃度について検討を行った。表 2 のように、導電率は塩分濃度と正比例している。急な数値の変化は見られないが、塩分濃度に対して非常に敏感に反応することが分かった。

また、同温度条件であれば、一定の塩分濃度に対し、導電率は非常に安定している。ただし、清水が流れ込むと、導電率はすぐに反応し、数値が下がり始める。この特徴を利用して掘削流体の初期値が分かれば、地下水脈による希釈現象が捉えられると考えられる。

本研究では、0.01%の塩分濃度を利用した。すなわち、1 m<sup>3</sup>の掘削流体に対し、100g の塩を投入した。前述のように、水タンクに別途 EC 計と温度計で参考基準値と

表-2 塩分濃度と導電率の関係

No	塩分濃度 (%)	導電率(ms/cm)
1	0	0.188
3	0.002	0.201
4	0.003	0.222
5	0.006	0.265
6	0.01	0.360
7	0.03	0.590
8	0.05	1.083
9	0.1	2.001
10	0.2	3.873
11	0.3	5.221
12	0.4	7.181
13	0.5	8.952
14	0.6	11.022
15	0.7	12.351
16	0.8	14.224
17	0.9	15.863
18	1.0	17.113

してモニタリングを行い、2 箇所の塩分濃度と温度を比較しながら、地下水環境を図ろうと試みた。これは塩分の絶対値を計測するのではなく、相対変化を捉えるため、異なる塩分濃度でも問題ないが、経済性、作業性などを考慮した上で、0.01%という濃度を採用した。海水の塩分濃度（3.4%）と比べると、かなり微量であり、周りの環境に及ぼす影響は最小限に抑えられると考えられる。

### 3. 計測状況

今回の実証テストは本研究の初期段階であるため、計測データを転送する専用ケーブルの長さが限られていた。従って、実際の対象空間は4m 以浅の地下水位以上の不飽和帯とした。また、地下水環境の変化を模擬するため、掘削流体の切換えによる検証実験を行った。すなわち、塩水と清水との切換え動作によって、地下水環境の変化を模擬させた。

#### (1) 調査地の地質状況

掘削地域の地質状況としては、深度8m 前後まで、礫混じり砂質土の段丘堆積物となり、その下部は基盤岩の超丹波帯砂岩で、頁岩と互層する箇所もある。今回の掘削深度は4m までにとどまるため、計測結果に影響するのは礫混じり砂質土の段丘堆積物となる。

#### (2) 実証テストの結果

図3と図4（①と②の縦軸は温度、③と④の縦軸は導電率、横軸は時刻となる）は、掘削流体の切換えによるモニタリング結果を示す。図3の①はコアチューブ付近の水温を示す。②は水タンク内部水温を示す。今回の掘削深度は浅く、地下水の影響が少ないため、水温の変化が見られず、①と②はほぼ同じ温度を示した。図4の①と②とも同様の結果だった。

図3の③はコアチューブ付近の導電率を示す。④は水タンク内部の導電率を示す。掘削流体を切換えする前、③と④はほぼ同じ値を示している。④は水タンク内部で安定した数値を示しているのに対し、③は回転しながら計測を行っているため、ノイズがみられる。ただし、大きなずれはなかったことが分かった。そして、塩水から清水に切り換えると（緑丸の時点）、約10分後、導電率の値が減り始め、約10.8mS/m に達すると、再び安定した横ばいの状態に回復した。10.8mS/m という数値は現地の地下水の導電率となり、掘削流体は完全に清水に変わったことが分かった。

図4の③の緑丸の箇所は、清水から塩水に切換えのタイミングであり、約2分後グラフが④の水タンク内部の導電率まで回復したことが分かった。

#### (3) 計測中の問題点について

コアチューブのヘッド部に設置するセンサーによる導電率と温度の計測は回転と振動という過酷な条件下で実施されたために、ノイズの影響は予想よりも大きかった。また、図5に示すように、センサーの電極部にスライムの

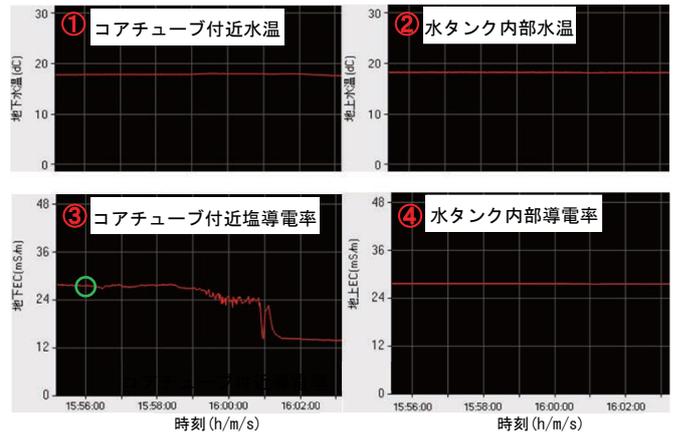


図-3 掘削流体切換え後のグラフ変化（塩水⇒清水）

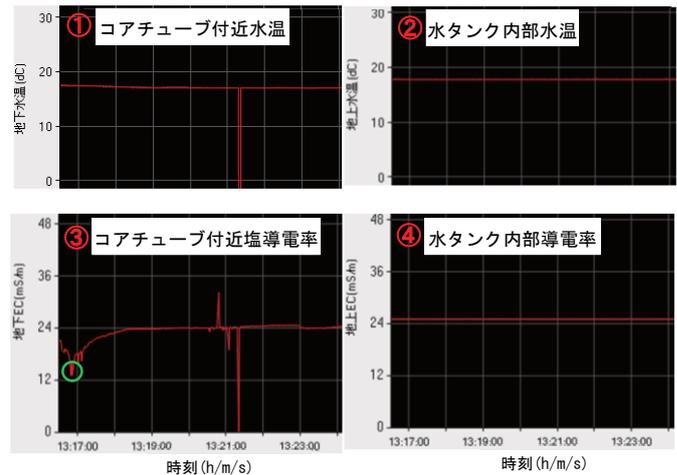


図-4 掘削流体切換え後のグラフ変化（清水⇒塩水）



図-5 センサー電極部のスライム堆積状況（左側は粘土質、右側は砂質）

堆積によって大きなノイズが発生し、計測不可に陥ることがあった。特に粘土質の地盤付近では顕著であった。

そして、掘削流体を切換え後、センサーで検知するまでに時間差が生じた。この原因としては、先端ビットからセンサーまで約130cmの距離があること、軟弱地盤の漏水による循環速度の遅れも原因の一つと考えられる。

### 4. おわりに

今回の実証テストを通じて、当初に定めた本システムの方向性は、微調整が必要であるものの、ほぼ間違っていないことが分かった。システムの構成についての再検討、資機材の改良など、問題点と課題を解決しながら、計測精度の向上が今後の目標となる。

# 地盤情報データベースを活用した 基盤面が確認されない場合の地盤種別の検討方法

キタイ設計株式会社 五十嵐 慎久

## 1. はじめに

近年、耐震設計やため池耐震照査、液状化判定等の検討を行う際に、適用する設計水平深度を設定するため、調査地の地盤種別を判定しなければならないケースが多くなっている。

その中で、耐震設計上の基盤面を探すためだけに深い深度までボーリング調査を実施することが不経済となる場合があるため、地盤情報データベースを活用したボーリングの打ち止め深度の決定、地盤種別の検討を実施した事例について紹介する。

## 2. 地盤種別の検討条件

### (1) 耐震設計上の地盤種別

一例として、農林水産省：土地改良事業設計指針「耐震設計」<sup>1)</sup>では、耐震設計上の地盤種別を三種類（Ⅰ種、Ⅱ種、Ⅲ種）に分類しており、概略の目安としては以下のように考えられている。

表-1 地盤種別の概略の目安<sup>1)</sup>

Ⅰ種	良好な洪積地盤及び岩盤
Ⅱ種	Ⅰ、Ⅲ種地盤に属さない洪積、沖積地盤
Ⅲ種	沖積地盤のうち軟弱地盤

耐震設計上の地盤種別は、原則として次式で算出される地盤の特性値  $T_G$  をもとに、表-2により区分される。

$$T_G = 4 \sum_{i=1}^n \frac{H_i}{V_{si}} \quad (4.2.1)$$

ここに、 $T_G$ ：地盤の特性値 (s)  
 $H_i$ ： $i$  番目の地層の厚さ (m)  
 $V_{si}$ ： $i$  番目の地層の平均せん断弾性波速度 (m/s)  
 $i$ ：当該地盤が地表面から基盤面まで  $n$  層に区分されるときの、地表面から  $i$  番目の地層の番号。基盤面とは、粘性土層の場合は  $N$  値が 25 以上、砂質土層の場合は  $N$  値が 50 以上の地層の上面、若しくは平均せん断弾性波速度  $V_{si}=300\text{m/s}$  程度以上の地層の上面をいう。

図-1 地盤の特性値  $T_G$  の算出式<sup>1)</sup>

表-2 耐震設計上の地盤種別<sup>1)</sup>

地盤種別	地盤の特性値 $T_G$ (s)
Ⅰ種	$T_G < 0.2$
Ⅱ種	$0.2 \leq T_G < 0.6$
Ⅲ種	$0.6 \leq T_G$

### (2) 耐震設計上の基盤面

調査地の地盤種別を検討する際に把握が必要となる耐震設計上の基盤面については、上記指針「耐震設計」の p. 66「地盤種別」の記載に基づくと、「基盤面とは粘性土層の場合は  $N$  値が 25 以上、砂質土層の場合は  $N$  値が 50 以上の地層の上面」若しくは「平均せん断弾性波速度

$V_{si}=300\text{m/s}$  程度以上の地層の上面」とされている。

従って、耐震設計等を行う際に地盤種別の判定が必要となる場合、原則として上記条件の地層をボーリング調査等で把握する必要がある。

しかしながら、岩盤や洪積地盤の礫質土等が比較的浅い深度から分布する地域でない限り、この耐震設計上の基盤面の条件を満たす地層は地下深い深度に分布するケースが多い。

一方、設計検討上の支持層や安定解析上の基礎地盤の把握に関しては、必ずしも耐震設計上の基盤面の条件を満たさなくても条件として成立する場合も多い。

例えば、日本道路協会：道路橋示方書・同解説「IV 下部構造編」<sup>2)</sup>に示される支持層としての条件「砂層、砂礫層で  $N$  値が 30 程度以上、粘性土層で  $N$  値が 20 程度以上」や、農林水産省：土地改良事業設計指針「ため池整備」<sup>3)</sup>に示されるボーリングの深度の目安としての条件「基礎地盤面（盛土と自然地盤の境界面）からおおむね 5m または堤高相当の深さのいずれか浅い方を標準とする」等がこれにあたる。

設計検討上必要な地盤条件は満足しているにも関わらず、耐震設計上の基盤面を探すためだけに非常に深いボーリング調査の実施を検討せざるを得ないケースに直面することが多々あることから、地盤情報データベースを活用した効率的・経済的な調査方法について検討した。

## 3. 地盤情報データベースを活用した調査方法

### (1) 地盤情報の公開データの活用

農林水産省：土地改良事業設計指針「耐震設計」<sup>1)</sup>、p. 58 には、以下のような記載がなされている。

(5) 地震や地盤のデータベース等の活用  
 最近では、過去の地震、強震記録、表層地質等のデータベース化が進められ、容易にそれらのデータを入手できる環境の整備が進められていることから、それらの情報を活用し、合理的かつ効率的な耐震設計に役立てることが望ましい。

近年、一般公開されている地盤情報データベースの例としては、国土交通省が提供する「国土地盤情報検索サイト KuniJiban」<sup>4)</sup>や(一財)国土地盤情報センターが提供する「国土地盤情報データベース」<sup>5)</sup>等があり、これらの HP サイトで概略ボーリング柱状図の閲覧等が可能な環境が整いつつある。

今回の発表事例においては、関西圏地盤情報ネットワーク (KG-NET：Kansai Geo-informatics Network) が提供する「関西圏の地盤情報データベース」<sup>6)</sup>(会員版)のデータを活用した検討事例を示す。

(2) ボーリング調査深度内で基盤面が確認されない場合の地盤種別の検討方法

ボーリング調査を進める中で、地表付近からN値50以上の地盤もしくは基盤岩が確認されない限り、 $T_0$ 計算上もI種地盤とはならない。ボーリング調査の進捗に伴い、地盤種別の計算を進めるとII種地盤となり、さらに地下深部まで基盤面が確認されなければ計算上やがてIII種地盤となる。

そのような状況の中で、設計検討上の打ち止め条件が満たされているに関わらず、地盤種別を判定するためだけに耐震設計上の基盤面を深い深度まで探しに行くことを回避する手法として、以下のような調査のフローを検討した。

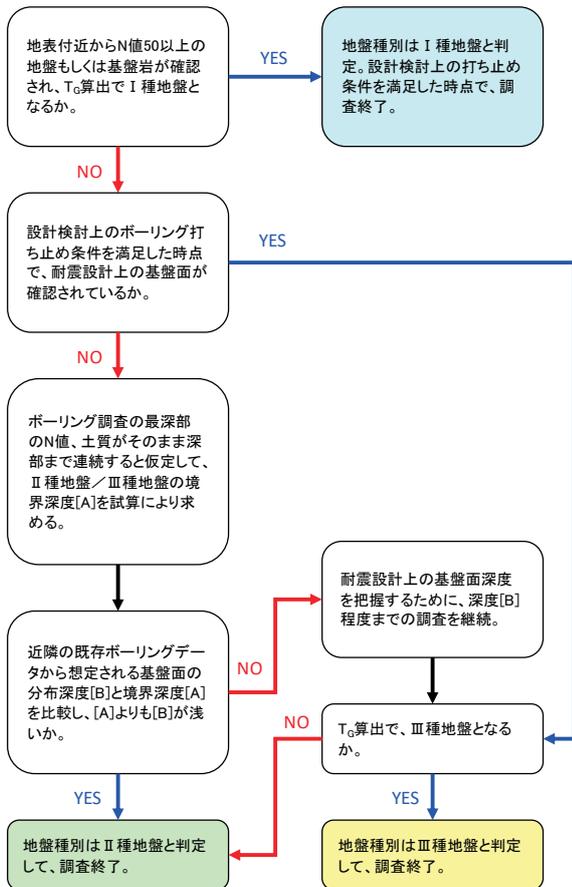


図-2 ボーリング調査深度内で基盤面が確認されない場合の地盤種別判定の調査フロー(案)

検討のポイントとしては、設計検討上の打ち止め条件が満たされた段階で耐震設計上の基盤面が把握できていない場合に、ボーリング調査の最深部のN値、土質がそのまま深部まで連続すると仮定して、II種地盤/III種地盤の境界深度[A]を試算により求め → 近隣の既存ボーリングデータから想定される基盤面の分布深度[B]と境界深度[A]を比較し、[A]よりも[B]が浅い場合には、その他の打ち止め条件が満たされた段階でII種地盤と判断して調査終了とするところにある。

逆に、[A]よりも[B]が深い場合には、基盤面深度を把握するためには深度[B]程度までの調査が必要となる。

(3) 具体的な適用事例

上記の調査フローに基づき、兵庫県内のため池において実際に打ち止め検討を実施した事例を以下に示す。

本検討事例では以下3点の確認・判断により、GL-14.45mで打ち止めとした。①GL-6.90mで盛土が抜け、GL-11.90mで基礎地盤を厚5m確認。②GL-11.15m～のN値より、N値30以上が連続したため、GL-14.45mで3mの支持層確認。③地盤種別の試算によりII種地盤と判断。

地盤種別の検討結果としては、GL-14.45m時点での試算により、II種かIII種に絞られ → GL-30.5m以深に耐震設計上の基盤面が分布すればIII種地盤となるが、近隣データでは深くともGL-23mで基盤面が認められることから、II種地盤と判断した。

表-3 耐震設計上の地盤種別の検討事例

0ため池		地盤種別判定区間: GL±0.00m ~ GL-30.40m				
記号	下限深度 GL- (m)	Hi (m)	Ni (設定N値)	粘 or 砂	Vsi (m/s)	Hi / Vsi
-	0.00					
B	1.30	1.30	3	粘土	144.22	0.0090
	2.30	1.00	4	粘土	158.74	0.0063
	4.30	2.00	2	粘土	125.99	0.0159
	6.90	2.60	4	粘土	158.74	0.0164
I	7.30	0.40	4	砂	126.99	0.0031
	9.30	2.00	3	砂	115.38	0.0173
基礎地盤 +5.0m OK	9.60	0.30	3	粘土	144.22	0.0021
	10.30	0.20	23	砂	227.51	0.0031
II	11.30	1.00	32	砂	253.98	0.0039
	12.30	1.00	32	砂	253.98	0.0039
	13.30	1.00	35	砂	261.69	0.0038
支持層確認OK	14.45	1.15	36	砂	264.15	0.0044
	試算	30.40	15.95	36	砂	264.15
ただし、粘性土: $N_i \leq 25$ , 砂質土: $1 \leq N_i \leq 50$					$\Sigma Hi / Vsi$	0.1496

$\therefore T_0 = 4 \times (\Sigma Hi / Vsi) = 0.599 (s)$  より II種地盤

地盤種別	地盤の基本固有周期 $T_0 = (s)$	概略
I種	$T_0 < 0.2$	良好な洪種地盤および岩盤
II種	$0.2 \leq T_0 < 0.6$	I, IIIのどちらでもない
III種	$0.6 \leq T_0$	沖積地盤のうち軟弱地盤

GL-14.45m時点の試算により、地盤種別はII種かIII種に絞られる。  
 最深部のN値が連続すると仮定した場合、深さ0.1mピッチで試算した結果、  
 GL-30.4mまでに基盤面が分布すれば、II種地盤となる。  
 GL-30.5m以深に基盤面が分布すれば、III種地盤となる。  
 近隣データでは深くともGL-23mで基盤面が認められることから、II種地盤と判断する。

4. おわりに

本検討事例については、あくまで調査地の「地盤種別」を効率的・経済的に判定するための提案であり、それぞれの調査地にて直接的に耐震設計上の基盤面の分布深度を把握しなければならない場合には適用できないことに留意願いたい。

《引用・参考文献》

- 1) 土地改良事業設計指針「耐震設計」、農林水産省、H27.5
- 2) 道路橋示方書・同解説「IV 下部構造編」、公益社団法人日本道路協会、H29.11
- 3) 土地改良事業設計指針「ため池整備」、農林水産省、H27.5
- 4) 国土地盤情報検索サイト KuniJiban HP : R3.6.5  
<http://www.kunijiban.pwri.go.jp/jp/>
- 5) 一般財団法人国土地盤情報センター HP : R3.6.5  
<https://ngic.or.jp/>
- 6) 関西圏地盤情報ネットワーク HP : R3.6.5  
<https://www.kg-net2005.jp/index/index.html>

# 既存データ・文献の活用による 同一深度に分布する粘性土層の地質年代の判定例

明治コンサルタント株式会社 奈良 杏子

## 1. はじめに

地質調査の調査結果のとりまとめにあたり、既存の研究結果、既発表の論文等を確認、参考および引用することは非常に重要なことと考える。本報告では、既存データや文献を確認することの重要性を再認識した事例を紹介する。

本調査は、調査地付近に計画されている下水道管きよの新設工事のための地質調査で、設計、施工に必要な地質データを得ることを目的として、同一市内において3孔のボーリング調査を実施した。

同様な沖積平野で実施した調査ボーリングであったが、調査の結果よりNo. ①孔地点とNo. ②、No. ③孔地点では地質状況に違いがあることが確認された。そこで既存文献等の収集・確認を行い、その理由を解明した。

## 2. 調査地の地形・地質

本調査地が位置する大阪平野は、淀川・大和川およびその支流から運ばれる大量の土砂が堆積し、河内湾がやがて河内湖～湿地帯を経て、現在の沖積低地が形成されたとされている。

調査地付近は上述の沖積低地(氾濫平野)に位置する。図-1に調査地付近の地形図を示すが、今回実施したボーリング孔のNo. ①孔およびNo. ②孔は黄緑色で示される氾濫平野に位置し、洪水で運ばれた砂や泥などが河川周辺に堆積したり、過去の海底が干上がったりしてできた地域であると想定される。これに対し、No. ③孔は緑色の範囲内にあり、図-1では後背湿地とされており、泥などが堆積しやすい地形に該当する。また、この地区は全体的に洪水による礫などの粒径の大きな粒子の堆積がほとんどなく、軟質な泥や砂から構成される地域であることが確認される。

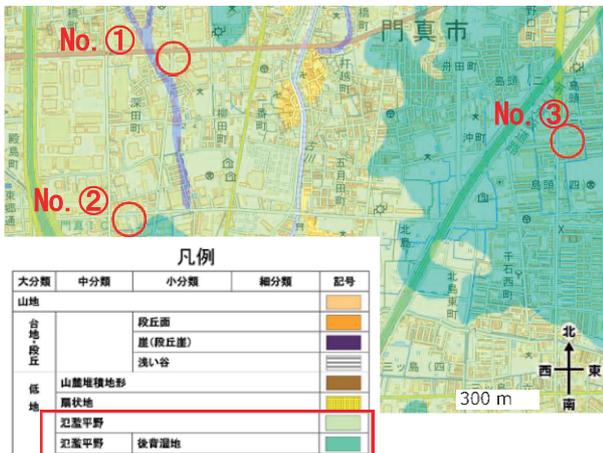


図-1 調査地周辺の地形図(国土地理院 HP)

また、一般的に調査地周辺では沖積層の基底深度は0P-15~20mとされており、以深には天満礫層と称される比較的密な洪積層最上部の砂礫層が分布し、その下位には大阪層群の砂礫層と海成粘土層が互層状に非常に厚く堆積することが知られている。

## 3. 調査結果

ボーリング調査の結果より、調査地の表層2m 前後は人工土層に覆われており、その下位では第四紀(完新世・更新世)の堆積物により構成されていることが確認された。

確認された土層は、上位より道路や公園、宅地の敷地に形成された人工土層【B】(粘性土・砂質土)が表層を覆い、その下位には沖積層【Ac・As・Ag】(粘性土・砂質土・礫質土)が分布していた。

各地点の地層想定断面図を図-2に示す。

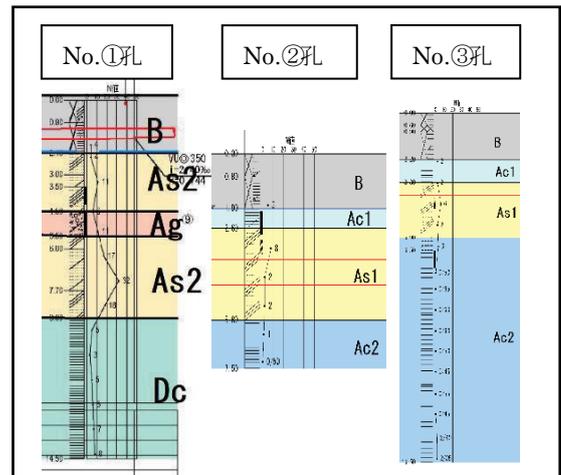


図-2 各地点の地層想定断面図

当初は、近傍で実施する調査であるため、全体的に同様な地質分布をすると思われていたが、調査結果より二点の相違が確認された。判明した相違は次の二点である。

(1) No. ①孔と他孔(No. ②孔、No. ③孔)の地質構成が大きく異なる

図-1より、当初No. ①孔とNo. ②孔は同様な地層が分布すると想定していた。しかし、調査結果よりNo. ②孔はNo. ③孔と類似した地層分布が確認された。

これは、図-1を見ると、No. ②孔付近は黄緑色の範囲にあるが、すぐ南側には緑色の後背湿地堆積物の分布範囲があり、実際はNo. ②孔付近まで後背湿地

性の堆積物が溜まる環境にあったと考えられ、今回の調査では No. ③孔と同様の地層分布が確認されたと想定した。

(2) No. ①孔の沖積砂質土層の下位に分布する粘性土の N 値は、他孔に比べやや高くなっている

沖積砂質土の下位に分布する粘性土層について、No. ②孔と No. ③孔では非常に軟質で、N 値が0~3と非常に低い N 値を記録しているのに対し、No. ①孔では N 値が3~8とやや高くなっている。

図-3に調査地付近を通過する既知の断面図を示す。

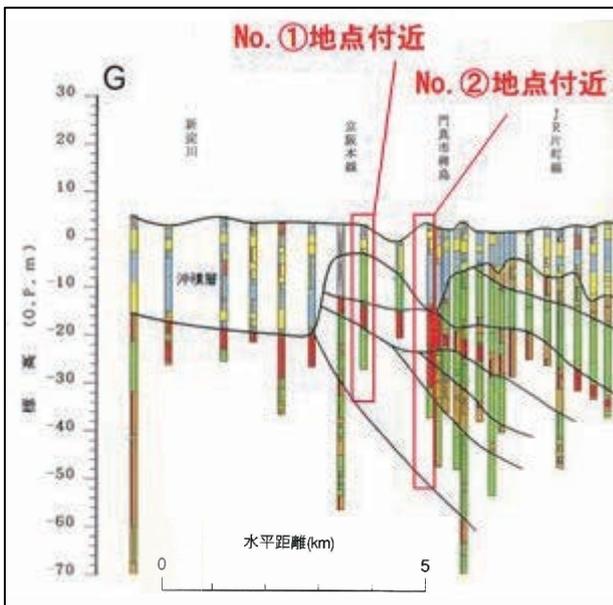
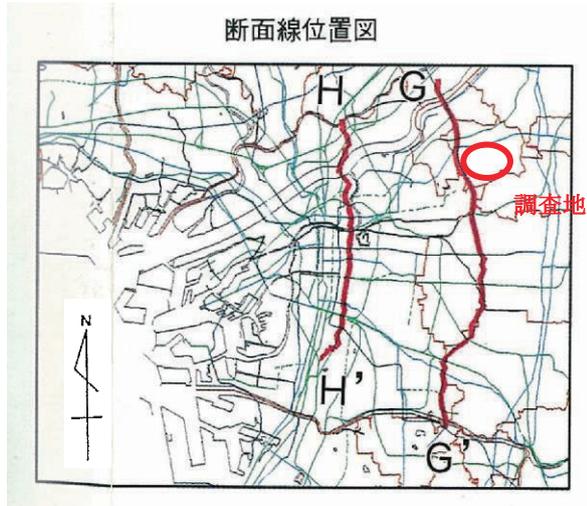


図-3 調査地周辺を通過する地質断面図(関西地盤,1992)

この図を見ると、No.②孔付近では沖積層の下面の地層境界線が O.P.-15m 付近に確認されるが、No.①孔付近では地層境界線が O.P.-6m 付近まで上昇していることが確認される。また、図-3の断面図では、No.①孔付近の地層境界線の下位には、更新世の粘性土層が分布するとされており、今回調査結果でも粘性土が出現していることと合致する。

また、No. ②孔と No. ③孔の下位の軟質な粘性土の色調は暗灰色を主体とするのに対し、No. ①孔の粘性土は緑灰色を呈しており、色調も No. ①孔のみ異なる。

これらの理由により、No. ①孔の粘性土は更新世の堆積物であると判断した。

#### 4. おわりに

本業務は、下水道管きよの新設工事に伴う設計、施工に必要な地質データを得るために実施した一般的な土質調査である。3孔のボーリング調査を実施したところ、近傍で実施したボーリング調査であったが、地層分布、下位に分布する粘性土層の N 値に違いがあることを確認した。

既存の文献やデータと、今回得られた調査結果を照らし合わせることにより、地質的な見解より各地点に分布する地層がどういったものなのかという根拠を明瞭にすることができた。

工学的な違いにより土質定数を設定するだけでなく、N 値の違いが何なのか、なぜこの地点だけ地層の分布が違うのかを考え、自分なりに調べ、解釈することができた。

以上のことから、既存データや文献を確認することの重要性を再認識した。

#### 《引用・参考文献》

- 1) 国土地理院地図 <http://maps.gsi.go.jp>
- 2) 関西地盤 1992 P47, P48
- 3) 発表要領集 p8

# 地質モデル作成における照査について

株式会社エイト日本技術開発 澤田 弦一郎

## 1. はじめに

一般的に構造物設計や地盤解析に用いる地質モデルは、現地調査の結果や既往資料、文献等に基づきモデル化する。

地質構造をモデル化した場合、設定した地層境界線や地盤定数等の物性値には何らかの設定根拠（設定条件）があるはずだが、設定根拠不明なモデルが見受けられることがある。

このような地質モデルは、第三者による再現が困難となり、モデルの精度が保証できない。そのため、本稿では、地質モデルの精度担保のため実施する主な照査ポイントや地層線の設定根拠記載例について、特に若手技術者向けに述べる。

## 2. 地質モデル作成における照査の重要性

地質モデル作成にあたり、作成根拠を残すことや、照査を行うことの重要性について、以下に整理した。

### (1) 後工程への影響

構造物設計や地盤解析のために作成された地質モデルに致命的な誤りや設定根拠不明点があると、設計や解析の見直しを行う可能性があり、大きな手戻りが生じる可能性がある。

### (2) 第三者がモデル作成を引き継ぐ場合の影響

やむを得ない事情で担当者が変更になる場合、前担当の方針を踏襲し、モデルを作成せざるを得ない場合がある。

このような場合、過去のモデル作成方針に不明瞭な点があると、モデルの作成根拠に一貫性を持たせることが不可能となる。結果、モデルの信頼性を問われることとなる。

## 3. 具体的な事例

### (1) 飽和-不飽和浸透流解析による河川堤防の安定性検討

1級河川沿いに計画されている高規格道路の施工時・完成時における浸透に関する河川堤防の安定性検討のため、飽和-不飽和浸透流解析を行い、それから得られる浸潤面を用いた円弧すべり、パイピングによる堤防の安全性の検討を行った。

これらの検討を行うにあたっては、河川堤防および基礎地盤を適切にモデル化することで、検討結果の信頼性を高めることにつながる。

河川堤防および基礎地盤をモデル化する場合、おおよそ以下の表-1に示す事項に留意する必要があると考える。

表-1 モデル作成における留意事項(河川堤防の場合)

対象	主な留意事項
地形	<ul style="list-style-type: none"> <li>・選定する代表断面は地形的に最も厳しい条件であるか？</li> <li>・地形データは最新のものであるか？</li> </ul>
地質	<ul style="list-style-type: none"> <li>・礫・砂・粘土・岩盤等の土層・岩相区分は適切か？</li> <li>・地形分類から読み取れる堆積環境が考慮されているか？</li> <li>・既存の地質調査データがある場合、それが考慮されているか？(図-1)</li> <li>・ボーリング位置について、座標や標高、断面図への投影方法は適切か？</li> </ul>
堤体	<ul style="list-style-type: none"> <li>・堤体の形状(天端幅、のり勾配等)は既知であるか？(図-2)</li> <li>・築堤履歴は考慮されているか？(図-3)</li> <li>・堤体の土質状況はどうなっているか？</li> </ul>
護岸	<ul style="list-style-type: none"> <li>・護岸の有無</li> <li>・護岸がある場合、その構造はどうなっているか？(根入れ深さ、護岸厚さ、勾配等)(図-4)</li> </ul>
構造物	<ul style="list-style-type: none"> <li>・最新の設計成果が反映されているか？</li> <li>・位置や深度等に間違いはないか？</li> </ul>

想定地層縦断面図(堤体)

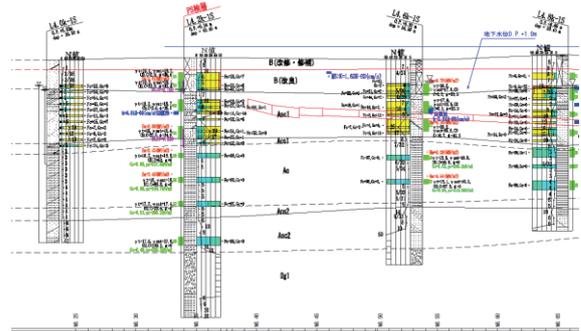


図-1 堤体の既往想定地層縦断面図

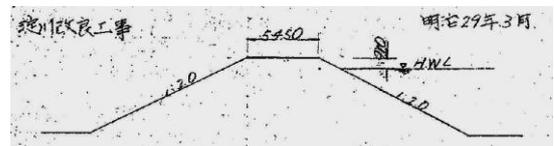


図-2 堤体の標準断面

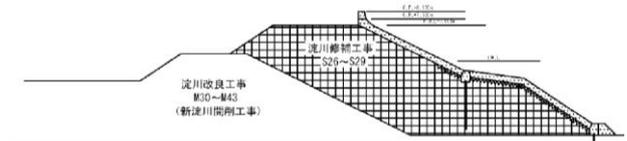


図-3 堤体の築堤履歴

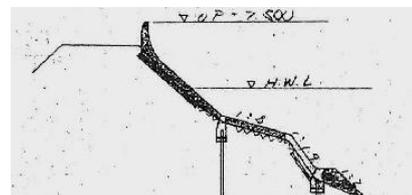


図-4 護岸の構造

#### 4. 主な照査ポイント

地質平面図や地質断面図を正確に作図するため、基本的には汎用のCADソフトを使用する。ここでは、表-2にCAD図面における主な照査ポイントを整理した。

また、図-8には土層線設定根拠の記載例を示した。

表-2 CAD 図面作成における主な照査ポイント

図面種類	主な照査ポイント
地質平面図	<ul style="list-style-type: none"> <li>座標系は適切か</li> <li>地形図は最新のものか</li> <li>方角・縮尺・凡例は示されているか</li> <li>地質断面図の作成線が示されているか</li> <li>地層境界の設定根拠は明瞭か</li> <li>地層境界の位置は地質断面図と一致するか</li> </ul>
地質断面図	<ul style="list-style-type: none"> <li>縮尺・縦横比・凡例は示されているか</li> <li>地層境界の設定根拠は明瞭か</li> <li>不確実性が大きい部分は明示されているか</li> <li>ボーリング柱状図の投影方法、投影位置は明瞭か(図-5)</li> <li>地層境界の位置は地質平面図と一致するか</li> <li>縦断面図と横断面図の交点で地層境界は一致するか(図-6)</li> </ul>
堤体	<ul style="list-style-type: none"> <li>築堤履歴や工事記録から読み取れる寸法値通りに作図されているか(図-7)</li> </ul>
護岸	<ul style="list-style-type: none"> <li>護岸構造図から推定可能な寸法通りに作図されているか</li> </ul>
共通	<ul style="list-style-type: none"> <li>境界線の端部処理は適切か</li> <li>地層のハッチング色は適切か</li> </ul>

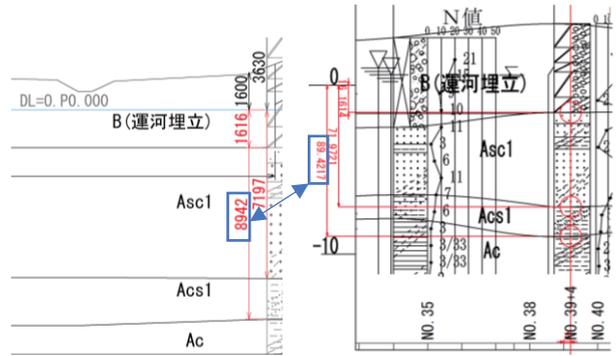


図-6 横断面(左)と縦断面(右)の地層境界のチェック例

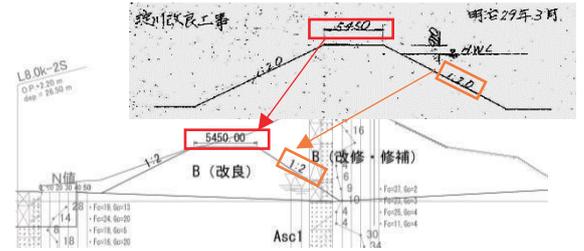


図-7 堤体の作図例

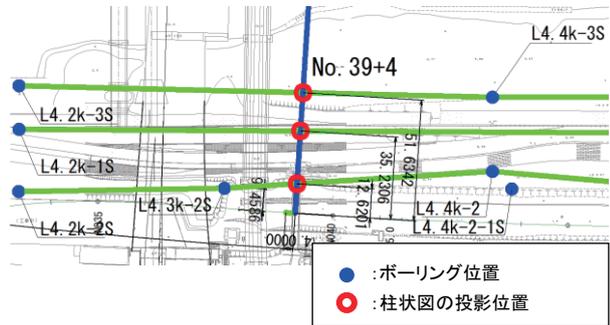


図-5 ボーリング柱状図の投影位置のチェック例

#### 5. まとめ

本稿では、主に地質モデル作成精度向上のために行う「照査」に着目し、地質平面図や地質断面図を作図する際の照査ポイントを示した。地質モデルを作成する際、どのような方針や根拠でモデル化したか明示することで、照査ポイントが明確になり、作図方針や作図ミスがあった場合に、大きな手戻りを防ぐことが可能となる。

また、不確実性が大きい箇所を明示することで、追加調査の提案がしやすくなるメリットもある(図-8参考)。

作図根拠の記載や照査を行うことは時間と手間がかかるが、作業の大きな手戻りを防ぐことにもつながる。特に繁忙期においては、照査精度や照査時間を確保することも課題といえるが、品質向上のため必ず照査を行うことが望ましい。

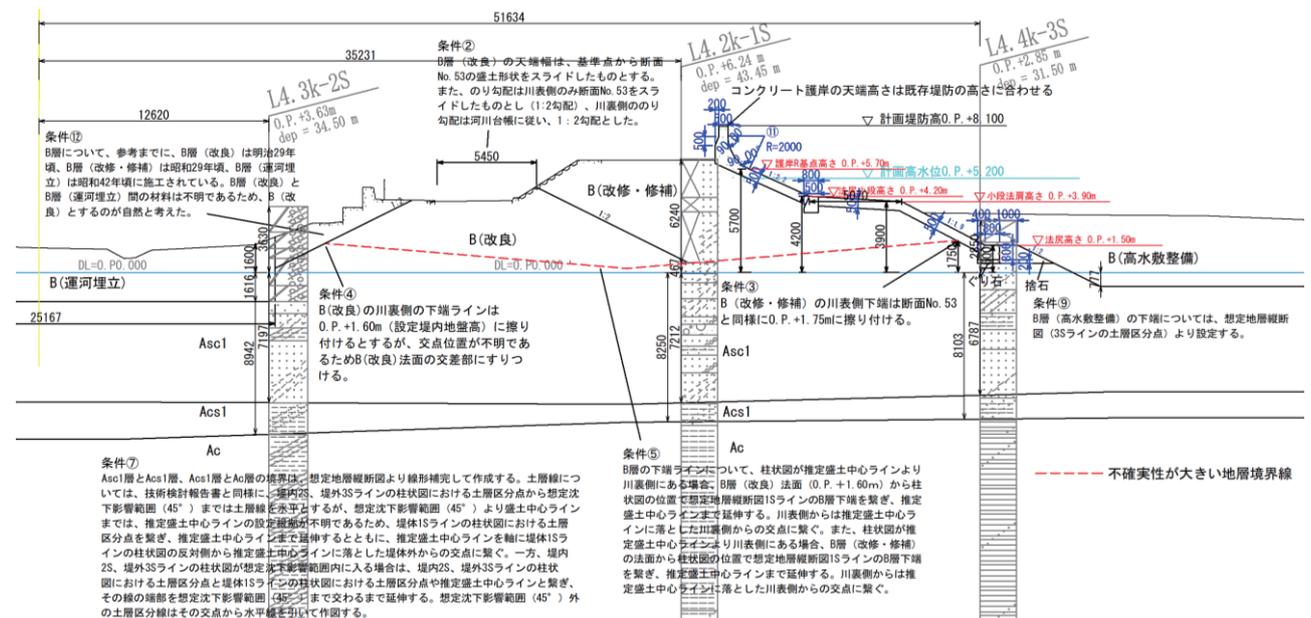


図-8 作成した地質モデルの設定条件記載例

# 中間土の性質を示す粘性土層の圧密沈下による 新設橋台変状原因の調査事例

明治コンサルタント株式会社 ○藤林真, 高橋宏文, 宮田浩志郎

## 1. はじめに

施工中の新設橋台付近で盛土を行ったところ、橋台下部工が35mm 側方へ移動していることが確認され、その原因として粘性土層の圧密沈下が想定された。

本報告は、新設橋台付近の堤防盛土に伴う地盤状況を詳細に把握することを目的とした地質調査である。

## 2. 調査地の地形・地質

### (1) 地形

当該橋台は平野部に計画されており、調査地西側を流れる河川には他河川からの流入があり、これら河川は洪水のたびに流路を移動して土砂を堆積し氾濫原を形成している(図-1)。



図-1 調査地周辺の治水地形分類図<sup>1)</sup>

### (2) 地質

調査地周辺の平野部でみられる地質は、広範囲にわたって発達した沖積層であり、表層部は砂・シルト質砂又は粘土よりなる自然堤防・氾濫原及び三角州性堆積物より形成されている。これらの沖積層の下位には洪積層の未固結堆積物が分布している。

## 3. 調査方針

### (1) 調査位置

本業務では既設橋台・橋脚周辺の5箇所で行ったボーリング調査を実施した。そのうち、橋台下部工の側方移動が確認されたA1橋台付近のボーリング位置4箇所を図-2に示す。

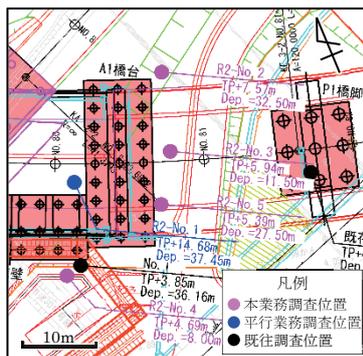


図-2 調査位置

### (2) 既往調査と調査深度

既往調査では Ac2層の N 値は0~4と低く、やや均等な粘性土層であるが、下部に向かってN値が高くなり、下位の As3層との境界付近で砂分を多く含有し、N 値がやや高くなる傾向が認められた。これより、Ac2層の土質性状の詳細な検討を行うことを目的として、Ac2層下部を「中間土としての性質をもつ Ac2' 層」として土層を区分するか否かの議論がなされている。

本業務は、より詳細な Ac2層までの地盤状況を把握することを条件として、Ac2層の下位層である As2層までの調査を実施した。

具体的な掘り止め基準を以下に示す。

表-1 ボーリングの掘り止め基準

ボーリング孔名	掘り止め条件
R2-No. 2、R2-No. 5、R2-No. 6	Ac2層下位のAs3層を確認
R2-No. 3、R2-No. 4	孔内水平載荷試験実施深度まで

### (3) 調査内容

#### ①原位置試験

標準貫入試験、孔内水平載荷試験、現場密度試験

#### ②室内土質試験

土粒子の密度試験、土の含水比試験、土の粒度試験(フルイ)、土の液性・塑性限界試験、土の湿潤密度試験、圧密試験、土の三軸圧縮試験(CUB、CD)

## 4. 結果

### (1) ボーリング調査

調査地では地表から、盛土部(B層)、第1粘性土層(Ac1層)、第2砂質土層(As2層)、第2粘性土層(Ac2層)、第3砂質土層(As3層)が確認された。

Ac2層の下部は、砂分を多く混入し、下位の As3層へ漸变的に変化していることから、別層として区別し、中間土層(Ac2'層)とした(表-2、図-3)。

表-2 地質層序表

地層時代	地質名	記号	N値	土相	
新生代 第四紀	完新世 沖積層	盛土層	B	10.80	砂礫、粘土混り砂礫、礫混りシルト(粘土)、砂混りシルト、シルト
		第1粘性土層	Ac1	4.00	シルト
		第2砂質土層	As2	17.38	砂、シルト混り砂
		第2粘性土層	Ac2	1.67	シルト、シルト質粘土
		中間土層	Ac2'	5.00	砂混りシルト、砂質シルト、シルト質砂
		第3砂質土層	As3	11.67	シルト混り砂

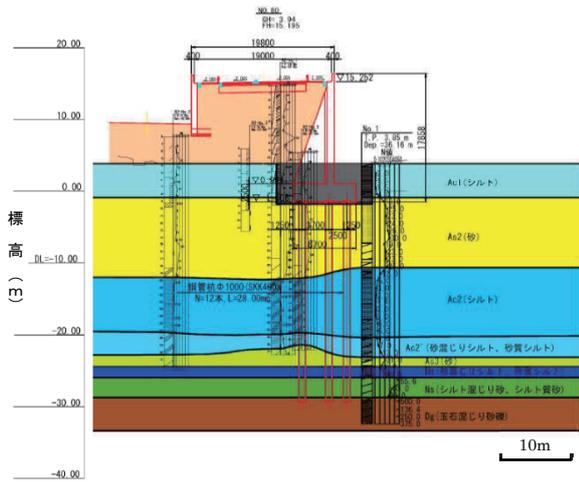


図-3 地層想定横断面図

① 標準貫入試験

調査地全体を見ると、砂質土層で N 値が高く、粘性土層で N 値が低い傾向が認められた。

Ac2層は、全体に N 値が非常に低く、N=0~3を示す。Ac2' 層も低い N 値を示すが、N=4~6であり、Ac2層と比較するとやや高い N 値を示した。

② 孔内水平載荷試験

Ac2' 層の試験値は概ね一般値 (N 値と変形係数の相関関係) の範囲内にあるが、Ac2層では一般値を上回り、Ac2層では下回る試験値が得られた。

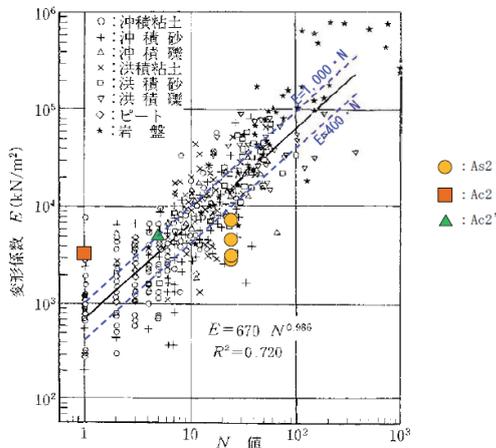


図-4 孔内水平載荷試験より得られた変形係数と N 値との関係<sup>2)</sup>

③ 現場密度試験

今回の現場密度試験結果と一般的な道路盛土の単位体積重量を比較すると、試験により得られた単位体積重量は一般的な盛土の値よりもやや低い値を示した。

(2) 室内土質試験

含水比試験では、Ac2層は一般的な沖積砂質土の含水比より少し高い値であった。Ac2' 層は砂分を多く含むが、一般的な沖積粘性土の含水比を有しており、沖積砂質土としてはやや高い値であった。

液性限界試験・塑性限界試験では、Ac2層及び Ac2' 層は乱れに対して安定していると判定されるが、Ac1層では一部乱れに対して不安定と判定された。

圧密試験では、各層において過圧密比  $OCR > 1.0$  を示し圧密降伏応力が有効応力より大きい値を示したことから、過圧密状態にあり著しい沈下は発生しにくいと判断される。しかし、Ac2層及び Ac2' 層は Ac1層と比較して過圧密比の値は低く、1.0 に近い値を示したことから、やや沈下が発生しやすい層であると想定された。

R2-No.2孔では、橋台の施工に際し Ac1層の掘削及び、掘削箇所への埋め土・盛土が行われていることから、有効応力が大きくなっており、過圧密比が低下していると想定された。

5. 考察・まとめ

ボーリング調査や標準貫入試験結果より、当初想定されていた Ac2層を2層に区分することとし、上部を Ac2層、下部を Ac2' 層として取り扱うこととした。

Ac2層及び Ac2' 層の調査結果を比較すると(表-3)、多くの調査結果において Ac2層と Ac2' 層で異なる値を示すという結果が得られた。これより、Ac2層と Ac2' 層を別の土層として区分することは妥当だと判断した。

表-3 Ac2層及び Ac2' 層の調査結果一覧

	Ac2層	Ac2'層
土質	シルト	砂質シルト~シルト質砂
N 値(叩)	0~3	4~6
変形係数 (kN/m <sup>2</sup> )	3,133	5,145
単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	17.41	18.73
含水比(%)	38.7	30.0
粒度分布 (%)	礫分	0.0
	砂分	4.0~8.0
	細粒分	92.0~96.0
塑性指数(I <sub>p</sub> )	19.7~23.6	NP~13.3
圧密降伏応力 (kN/m <sup>2</sup> )	324	510
過圧密比	1.844	2.240

また、地盤材料試験の方法と解説<sup>3)</sup>によると、「細粒分含有率40~60%、砂分混入率50~80%、 $I_p = NP \sim 30$ を示すものは中間土として取り扱い、砂質土や粘性土にはっきりと区別することが困難であり、砂質土と粘性土両方の性質を持つもの、分類上は砂質土だが工学的には粘性土としての性質が問題となる(またはその逆)場合がある」とされている。

これより、今回の粒度試験や液塑性限界試験の結果から、Ac2' 層は中間土の性質をもつと判断された。

以上から、設計上 Ac2' 層は中間土として取り扱うことが望ましいと判断し、分類上は砂質土であっても、粘性土としての特性も有するという事に留意する必要があるとして提案を行った。

《引用・参考文献》

- 1) 埼玉大学教育学部:今昔マップ <https://ktgis.net/kjmapw/> (2020.8.12)
- 2) 地盤工学会:地盤調査の方法と解説, p.687,2011.3.
- 3) 地盤工学会:地盤材料試験の方法と解説, p.63,2009.11.

栃木県日光東照宮・輪王寺周辺の調査結果に基づく地史に関する知見

中央開発株式会社 ○神田淳, 五月女寛, 神崎裕, 西村修一

1. はじめに

栃木県日光市周辺では、稲荷川と大谷川沿いには河岸段丘がいくつも形成されている(図-1)。この2つの河川は、斜面崩壊が顕著な女峰・赤薙火山と男体山を源流とし、土石の供給が頻繁に行われていることが知られている。

今回、稲荷川と大谷川流域に挟まれた日光市山内地区の高位段丘面及びその周辺山地部等でボーリング調査を実施した。その結果、これまで明らかにされていなかった以下の項目について、地質に関する新たな知見を得たので報告する。

- ① この地区で不明であった地質分布が明らかとなった。殊に段丘堆積物の地質構成及び層厚が判明した。
- ② 調査地の背後の尾根部には安山岩溶岩が広く分布する。従来の地質図<sup>1)</sup>では後期白亜紀の酸性火山岩類とその火砕流が分布することとなっており、岩相は調査地の地質状況とは異なっていた。

この安山岩溶岩を貫通して確認した下位層は、きわめて新鮮な安山岩礫を多く含む未固結な河川性堆積物の分布が確認された。このことにより、この安山岩溶岩の形成期はボーリングにより高位段丘堆積物の下位にあることがわかっているため、従来の地質図である後期白亜紀とは考えにくく更新世相当と考えられる。

以上、2つの項目について、日光市山内地区の地質調査結果を報告し、地史に関して考察する。

2. 調査地周辺の河岸段丘史

稲荷川と大谷川沿いでは、河岸段丘の地形発達史の研究が行われている。この文献<sup>2)</sup>によると周辺火山の影響により噴出される降下火砕堆積物と土壌層の有無により、高位面(H面)、中位面(M面)、低位面(L面)と分類されている。

今回、調査を行った三内地区は、約1.5万年前の降下軽石堆積物に覆われており、高位面(H面)の段丘堆積物とされている。

3. 調査結果に基づく今回の知見

(1) 段丘堆積物の地質構成と層厚

調査地は、既存文献によると何度も男体山から土砂が供給されたとされる。稲荷川によって形成された河岸段丘の層厚はある程度、把握されているが、大谷川の層厚は不明瞭であった。

今回、深掘りを行ったボーリング調査にて、段丘堆積物の層厚と地質構成が判明した。

コア観察によると、段丘堆積物の地質は、粘性土混じりの玉石混じり砂礫からなり、最大で60mの層厚が確認された(図-2)。玉石は人頭大以下の安山岩からなり、角礫～垂角礫主体である。基質部には、不規則に粘性土分を含むものとあまり含まない部分がある。粘性土分を含むものは上流部での斜面崩壊等に起因する様々な粒度の土砂が混濁した堆積物であり、あまり含まない部分は一時期に河川流路であった可能性がある。

また、土石流堆積物の上面には、約1.5万年前の降下軽石堆積物(Np)も1~2m程度確認された。

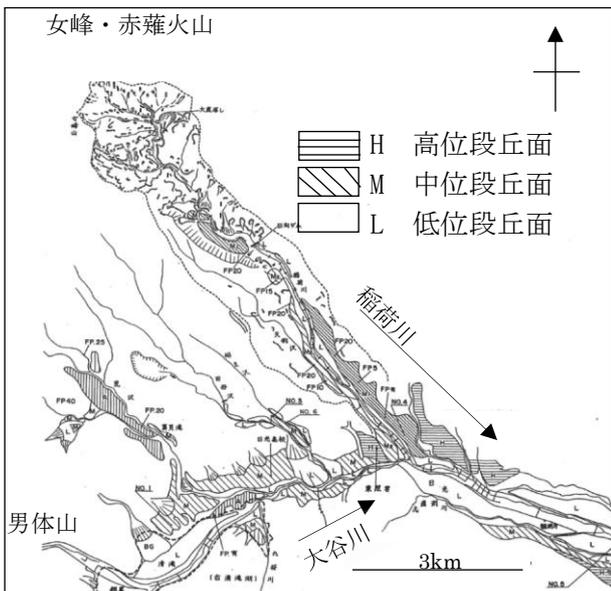


図-1 三内地区の河岸段丘<sup>1)</sup>

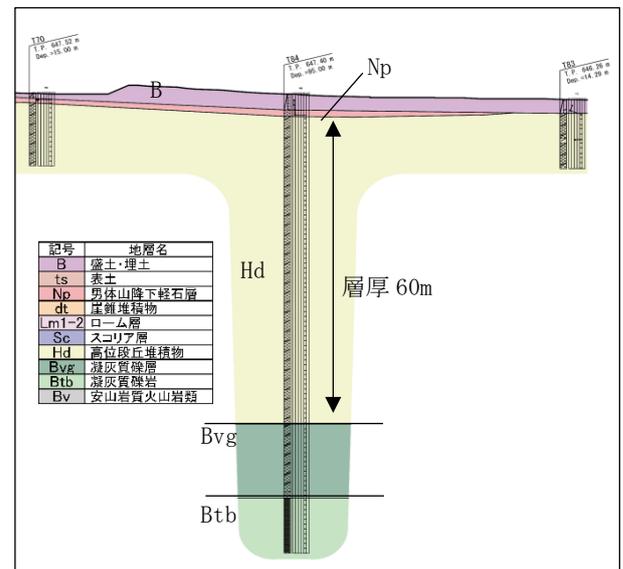


図-2 地質断面図

(2) 従来とは異なる年代の地質

地表踏査および山間部のボーリングにより、調査地の背後には、新鮮な安山岩溶岩が分布する。

地質図では、白亜紀後期の酸性火山岩類とその火砕流堆積物が分布することになっており、調査地の岩層は異なっていた。

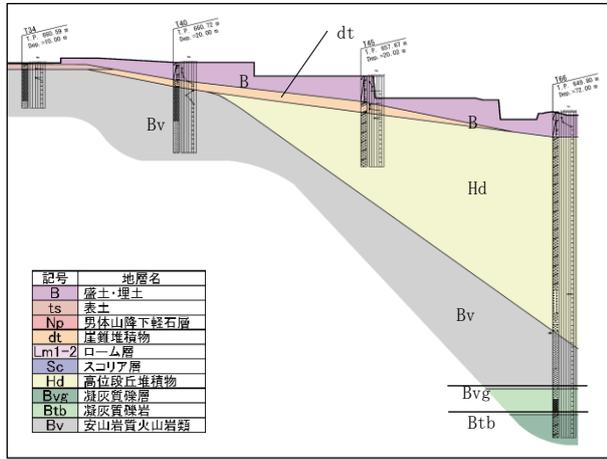


図-3 地質断面図

図-3によると、段丘堆積物 (Hd) の下位で確認された安山岩溶岩 (Bv) は、極めて新鮮で緻密な岩相であり、山間部で確認された地質と同等の可能性が高い(写真-1)。



写真-1 安山岩溶岩

この溶岩は、コア観察の結果から山間部付近より 60 度で傾斜しており、旧地形面を現している可能性がある。

溶岩の末端部は、大谷川を挟んで南側では、古第三紀の地質が分布していることから、大谷川で堰き止められていると想定される。

この溶岩を貫通して確認した下位層 (Bvg) は、極めて新鮮な安山岩礫を多く含む未固結の河川性堆積物の分布が確認された。この地質は高位段丘堆積物 (Hd) とは異なり、基質が火山灰や軽石、スコリアといった火山性の物質で占められ、褐色系の酸化色を呈している(写真-2)。



写真-2 凝灰質火山礫層

ボーリングにより確認された凝灰質礫層 (Bvg) は、未固結かつ新鮮な安山岩の砂礫層で構成されている。このことから従来の地質図で描かれている白亜紀後期とは考えにくく、更新世相当の可能性が高い。

今回の地質調査で確認された地層年代を表-1 に整理する。

表-1 今回の調査で確認された層序

地質時代	山間部	河岸段丘面
現世	盛土・埋土 (B)	盛土・埋土 (B)
完新世～現世	表土 (ts)	表土 (ts)
約 1.5 万年前	男体山軽石層 (No)	男体山軽石層 (No)
中期～後期 更新世	土石流堆積物 (Hd)	土石流堆積物 (Hd)
		火砕流堆積物 (Bvg・Btb)
	安山岩溶岩流 (Bv)	安山岩溶岩流 (Bv)
前期更新世?	不詳	河床 (Bvgの一部) 火砕流堆積物 (Bvg・Btb)

なお、正確な形成年代を特定するためには放射性同位元素などを用いた分析が必要である。

4. おわりに

本報告は、稲荷川と大谷川流域に挟まれた日光市山内地区の高位段丘面及びその周辺山地部等でボーリング調査結果に基づいて、地史について考察を行ったものである。

- ① 今回の調査結果により、山内地区における地質分布が明らかとなった。段丘堆積物は、土石流堆積物と河川堆積物の両方からなり、時間的間隔が短いため、複数回土石が多量に供給されたため層厚が 60m と厚く分布した。
- ② 従来の地質図とは異なる年代の地質が確認された。今回、確認された安山岩溶岩は、下位層に更新世相当の河川性堆積物が分布している。このことから従来の地質図である白亜紀後期とは考えにくく、更新世相当の可能性が高い。なお、詳しい年代測定については、今後の研究成果を待つ必要がある。

《引用・参考文献》

- 1) 井上公夫ほか：地形発達史からみた大谷川流域の土砂移動特性，昭和 59 年度砂防学会研究発表会講演集，p. 140～143 (1984)
- 2) 日本シームレス地質図  
<https://gbank.gsj.jp/seamless/seamless2015/2d/>  
(2021 年 3 月確認現在)

# 蛇紋岩の化学・力学特性の測定例

日本地研（株） 眞邊 一郎

## 1. はじめに

調査地の地質は、三郡-蓮華変成岩に区分され古生代石炭紀末期に地下深部で形成された変成岩が分布し、蛇紋岩や花崗閃緑岩を挟む（図-2）。

本報告は、構造物基礎の安定検討に関わる蛇紋岩の化学・力学特性や、地質リスクについて調査結果をもとに考察するものである。

## 2. 蛇紋岩の成因と特徴

海洋プレート運動に伴い大陸プレートの下に沈み込んだ堆積物や玄武岩は高圧変成岩になり、更に沈み込むとマンテルウェッジの下に達する。マンテルウェッジを構成するかんらん岩がプレート運動で運ばれた水と反応して蛇紋岩化し、体積が膨張することで相対的に密度が低下し浮力が生じる。形成された蛇紋岩と高圧変成岩は、引き伸ばされながら地殻上部に押し上げられ、地殻を突き抜けて上昇しやがて地表に達する。また、蛇紋岩は地表近くの割れ目に貫入、あるいは地表の岩盤を押し上げ割れ目を作りながら貫入してくる（図-1）。

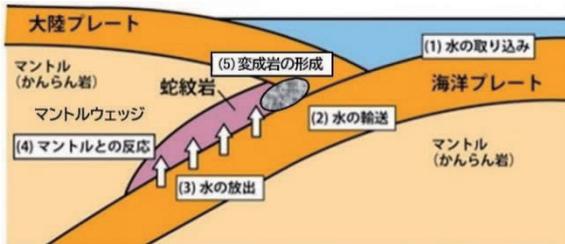


図-1 蛇紋岩と変成岩の由来を示す模式図(一部加筆)<sup>1)</sup>

蛇紋岩は、新鮮部では優黒質で塊状であるが、風化が進むと白石綿（クリソタイル）、滑石（タルク）、緑泥石（クロライト）に変質し葉片状を呈す脆弱な岩石に変化する。なお、蛇紋岩中には緑色片岩や閃緑岩の岩塊が挟まれている状況も観察できる。

## 3. 室内試験

土木工事において蛇紋岩にはさまざまな問題が指摘されており、調査地の蛇紋岩が一部粘土化した白色鉱物を伴い葉片状に細礫化した岩相を示すことから（図-3）、事前に室内試験を行って支持層としての適性を評価した。

室内試験は、①蛇紋岩の構成鉱物種、特に膨潤性粘土鉱物のスメクタイト、緑泥石/スメクタイト混合層鉱物の同定、②膨圧発生の目安となる陽イオン置換容量 CEC $\geq$ 20 (meq/100g) の確認、③地盤抵抗力（圧縮強さ $\sigma_c$ ）の測定を行った。なお、化学分析と力学試験は目的に応じて試料を選定しており、試験箇所はそれぞれ異なる。

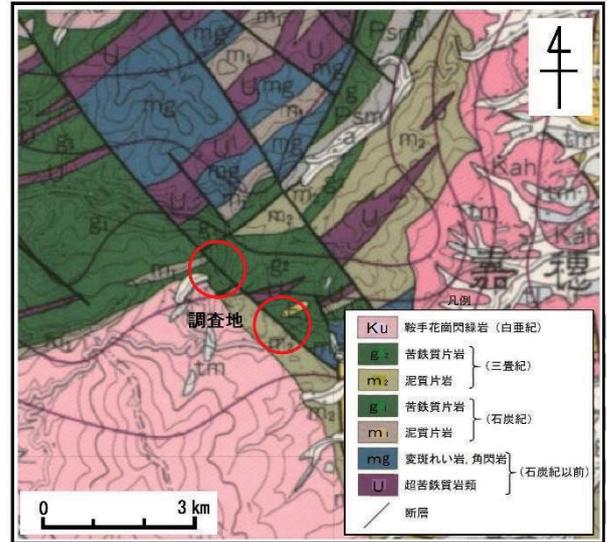


図-2 調査地周辺の地質図<sup>2)</sup>



図-3 蛇紋岩のボーリングコア

## 4. 室内試験結果

室内試験は、調査ボーリングで採取したコアから試験片を選定し、以下の化学分析と力学試験を実施した。

表-1 室内試験項目

試験区分	規格	室内試験	求められる値
化学	NEXCO 724-1997	陽イオン置換容量	CEC (meq/100g)
	NEXCO 725-1997	X線回折試験	鉱物種、石英指数
力学	JGS 2132-2009	岩石の密度試験	単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )
	JIS M 0302	岩石の圧縮強さ試験	圧縮強度 (MN/m <sup>2</sup> )

### (1) 化学分析結果

蛇紋岩の膨張性の判定に陽イオン置換容量試験を、主要構成鉱物と粘土鉱物の同定にX線回折試験（全岩分析、定方位分析）を行った。

#### ①陽イオン置換容量試験

分析結果から、CEC=19.6~27.0 (meq/100g) が確認された。いずれの試料も CEC が20meq/100g 前後またはそれよりも高い値を示しており、膨圧（膨張）の可能性があると判定される。

表-2 陽イオン置換容量試験結果<sup>3)</sup>

番号	Bor. No.	試料名	CEC 塩基置換容量 (meq/100g/dry)	判定基準 (日本鉄道建設公団、1977)
1	No.4	4-1(R1-10)	27.0	(1)膨圧発生の可能性が非常に大きいもの ①主要構成粘土鉱物がスメクタイト ②CEC $\geq$ 35meq/100g ③ボーリングサンプル中破砕部多い
2	No.4	4-2(R1-10)	19.6	
3	No.7	7-1(R1-11)	20.5	(2)膨圧発生の可能性があるもの ①主要構成粘土鉱物がスメクタイト ②CEC $\geq$ 20meq/100g
4	No.14	14-1(R1-5)	19.6	

②X線回折試験

全岩分析は、主要構成鉱物種の同定を行う目的で実施した。また、鉱物量を半定量的に把握するため、石英指数<sup>4)</sup>を用いた解析を行った(表-3)。

表-3 全岩分析結果

番号	Bor. No.	試料名	全岩分析(石英指数)										
			石英	長石	雲母	角閃石	緑泥石	緑泥石/ス멕タイト混合層鉱物	滑石	蛇紋石	滑石(タルク)	ジムソンナイト	方解石
1	No.4	4-1(R1-10)	15.0	3.3	0.4	5.0	10.9		0.3				1.5
2	No.4	4-2(R1-10)	1.5	2.9	1.8	2.8		0.6	2.3				1.4
3	No.7	7-1(R1-11)								17.8	27.0	6.3	
4	No.14	14-1(R1-5)					5.1			8.7	1.0		

定方位分析は、全岩分析で得られた構成鉱物のうち、粘土鉱物を詳細に同定するため実施した(表-4)。

表-4 定方位分析結果<sup>5)</sup>

番号	Bor. No.	試料名	定方位分析									
			角閃石	カオリナイト	緑泥石	緑泥石(2八面体型)	緑泥石/ス멕タイト混合層鉱物	ス멕タイト	滑石	蛇紋石	滑石(タルク)	
1	No.4	4-1(R1-10)	○		○	○	○	○				
2	No.4	4-2(R1-10)	○	x			○			○		
3	No.7	7-1(R1-11)			○	○		○				○
4	No.14	14-1(R1-5)		x	○							○

x:塩酸処理で検出限界以下であることを確認

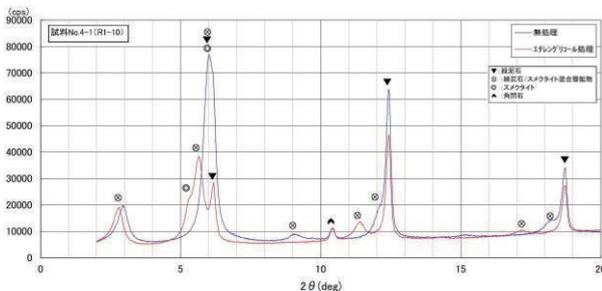


図-4 回折チャート(無処理、エチレングリコール処理)

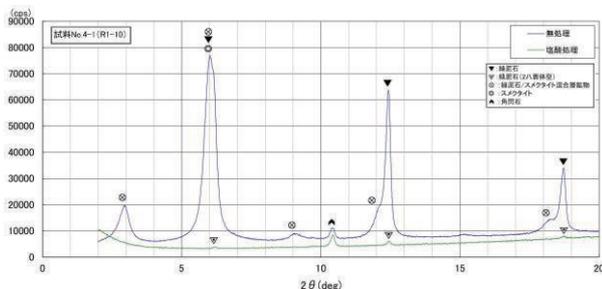


図-5 回折チャート(無処理、塩酸処理)

分析番号1~3の0定方位分析において、膨潤性粘土鉱物である緑泥石/ス멕タイト混合層鉱物およびス멕タイトが確認されたが(表-4)、全岩分析では検出限界以下~少量の検出にとどまっている(表-3)。膨潤性粘土鉱物が各試料の鉱物全体に占める割合は少ないと考えられる。

なお、分析番号4では蛇紋岩特有の含有鉱物である蛇紋石や滑石は検出されるが、全岩分析、定方位分析ともに膨潤性粘土鉱物は検出されなかった。

(2) 力学試験結果

圧縮強度 $\sigma_c=20.0\sim 100.0$  (MN/m<sup>2</sup>) が確認された。試験は棒状コアで採取された供試体を使用した。採取コアは全体に亀裂が多く、表-6の鉛直地盤反力制限値は硬岩(変位照査時1,000kN/m<sup>2</sup>、耐荷照査時1,500kN/m<sup>2</sup>)に該当する。

表-5 力学試験結果

No. ボーリングNo. (深さ)	No.5 R1-9 (7.20~7.40m)	No.6 R1-12 (4.80~5.00m)	No.10 R1-1 (7.80~8.00m)
	直 径 $D$ cm	4.825	4.841
高 さ $H$ cm	9.902	10.070	10.016
質 量 $g$	511.7	493.9	488.3
断 面 積 $A$ cm <sup>2</sup>	18.28	18.41	17.64
密 度 $\rho$ g/cm <sup>3</sup>	2.826	2.665	2.764
単 位 体 積 重 量 $\gamma_t$ kN/m <sup>3</sup>	<b>27.72</b>	<b>26.14</b>	<b>27.11</b>
破 壊 荷 重 $P$ kN	184.0	106.0	35.3
圧 縮 強 度 $\sigma_c$ MN/m <sup>2</sup>	<b>100.0</b>	<b>57.5</b>	<b>20.0</b>

表-6 基礎底面の鉛直地盤反力制限値<sup>6)</sup>

岩盤の種類	基礎底面の鉛直地盤反力度の制限値(kN/m <sup>2</sup> )		目安とする値	
	9.5.1の変位の制限の照査	9.5.2の耐荷性能の照査	一軸圧縮強度(MN/m <sup>2</sup> )	孔内水平載荷試験による変形係数(MN/m <sup>2</sup> )
硬岩	亀裂が少ない	2,500	3,750	10以上
	亀裂が多い	1,000	1,500	500未満
軟岩	600	900	1以上	

5. まとめ

化学分析の結果から、CEC では膨圧の可能性ありと判断されたが、膨潤性粘土鉱物(ス멕タイト、緑泥石/ス멕タイト混合層鉱物)は全体に少ない結果となった。他の粘土鉱物として蛇紋石、滑石や緑泥石が検出されており、特に蛇紋岩中にス멕タイト、滑石、緑泥石が混在すると周囲の岩盤との境界でせん断強度とせん断抵抗角が低下することが知られている(図-6)。

したがって、蛇紋岩を支持層とする直接基礎部では圧縮強度が硬岩に判定される場合でも、施工時の岩掘削に伴う応力開放や浸水で急激な強度低下が生じ支持力不足となるリスクがあり、浸水防止対策を含む基礎面養生や、平板載荷試験で支持力を確認すべきである。

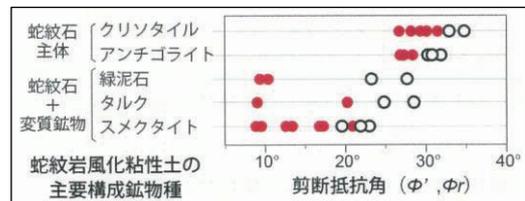


図-6 蛇紋岩の主要構成鉱物とせん断抵抗角の関係<sup>7)</sup>

また、蛇紋岩にはアスベストの主原料である白石綿が脈状に分布することが知られており、掘削に伴う粉塵の発生・人体への悪影響が懸念される。よって、アスベストの分布が疑われる場合は、コア鑑定や室内試験で事前に含有量を確認し、施工時の飛散防止対策や管理方法、掘削残土の処理方法を入念に検討する必要がある。

《引用・参考文献》

- 1) 広島大学:プレート境界で発生するゆっくりに地震は岩石中の浸透率の違いにより発生することを証明, 2012.
- 2) 産業技術総合研究所:20万分の1「福岡」, 1993.
- 3) 土木学会:トンネル標準示方書, 2016.
- 4) 林正雄:地熱井コア・スライムの定量記載、地熱学会誌, 1979.
- 5) 吉村尚久:粘土鉱物と変質作用, 2001.
- 6) 日本道路協会:道路橋示方書・同解説, 2017.
- 7) 防災地質チーム:寒地土木研究所月報, 2020.

## 湖西平野での湧水事例について

株式会社東建ジオテック 高橋 晋也

### 1.はじめに

滋賀県は琵琶湖を中心に周囲を伊吹山地、比良山地、鈴鹿山脈などの山地に囲まれ、中央部は琵琶湖を擁する近江盆地となっている。

琵琶湖の東側は湖東平野と呼ばれる低地が広く発達し、琵琶湖に流入する野洲川や愛知川などの河川の下流域では自噴するような被圧地下水が分布することが知られている。それに対し、琵琶湖の西側では北部の安曇川や石田川の下流域で分布する程度とされている。(図-1)

ここでは琵琶湖西南部の丘陵地～狭い低地で自噴する被圧地下水が認められたので、その調査事例を報告する。

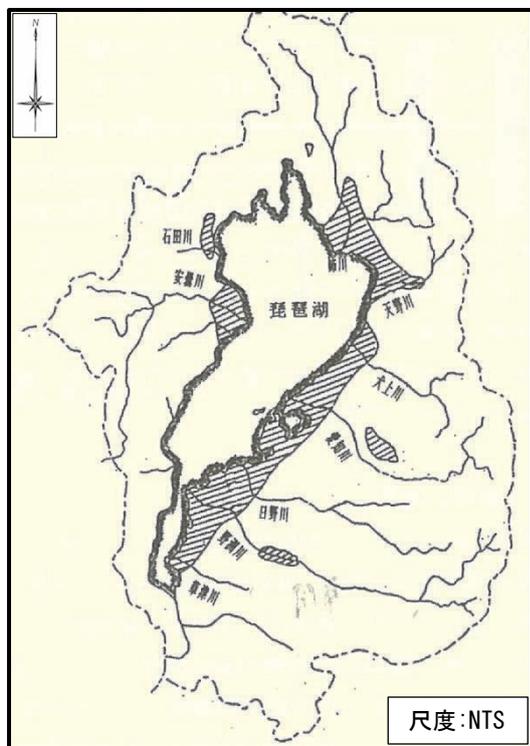


図-1 琵琶湖周辺の被圧地下水分布図<sup>1)</sup>

### 2.近江盆地の地形地質概要

琵琶湖を囲む山地は花折断層・琵琶湖西岸断層帯・鈴鹿西縁断層などの断層活動により隆起した地形である。これに対し琵琶湖を含めた盆地部は相対的に沈降しており、周辺の山地から供給された土砂が堆積する。(図-2)

近江盆地は琵琶湖西側の湖西部、琵琶湖東側の湖東部では地形や地質的な特徴が大きく異なる。

湖東部は野洲川や日野川などの河川営力により形成された沖積平野が発達する。一方、湖西部は安曇川下流域を除き大きな低地はなく、山麓は台地や扇状地が発達し、湖岸に狭い沖積低地が分布する。



図-2 近江盆地の地質図<sup>1)</sup>

### 3.湧水地-1の地盤状況

湧水地-1は琵琶湖岸から西側約200mの沖積低地に位置する。同敷地の地層は表層の沖積層が層厚10m未滿で、以深の洪積層は砂質土層(Ds)を主体とし、所々に粘性土層(Dc)を薄層状に挟む地盤となる。(図-3)

この中で湧水はGL-38mまで掘進後に確認した。(表-1)

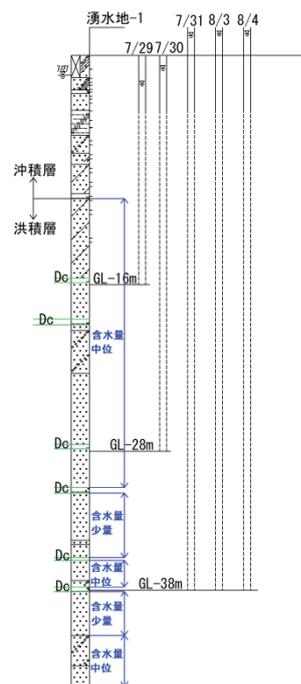


図-3 湧水地-1の地盤構成

表-1 湧水状況一覧(湧水地-1)

日付	掘進深度	湧水状況	地下水位上昇深度	ケーシング深度
7月30日	GL-38m	なし	-	GL-4.00m
7月31日	GL-38m	あり	GL+1.41m(作業後測定)	GL-4.00m
8月3日	GL-38m	あり	GL+1.51m(作業前測定)	GL-4.00m
8月4日	GL-45m	あり	GL+1.52m(作業前測定)	GL-4.00m

洪積層は砂質土層(Ds)が主体であり層厚が薄いものの、粘性土層(Dc)を多く介在する。なお、同敷地内他の2地点では粘性土層の介在がほとんど認められず、湧水は発生しなかった。

#### 4.湧水地-2の地盤状況

湧水池-2は琵琶湖岸から南側約1kmの丘陵地～台地である。盛土直下から丘陵地を構成する古琵琶湖層群となり、以深は丹波帯に相当する岩盤となる。(図-4)

湧水地点の丹波帯は細礫状に破碎され、GL-8mまで掘進後に湧水(GL+2.66m:湧水量4~5L/min)が発生した。

表-2 湧水状況一覧(湧水地-2)

日付	掘進深度	湧水状況	地下水位上昇深度	ケーシング深度
12月18日	GL-7m	なし	-	GL-3.75m
12月19日	GL-8m	あり	GL+2.66m(作業後測定)	GL-3.75m
12月20日	GL-8m	あり	GL+2.66m(作業前測定)	GL-3.75m

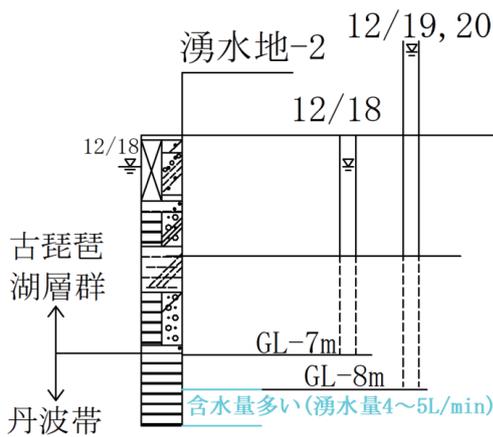


図-4 湧水地-2の地盤構成

#### 5.湖西南部地域の地形的な特徴

湖西南部地域は琵琶湖西岸断層帯に相当する断層が南北に延びており、湧水地-2付近には北西～南東に伸びた派生断層や背斜褶曲軸がある。(図-5)

また、湖東部の低地の地形勾配および地下水の動水勾配が平均で1/500程度であるのに対し、湖西部では1/150~1/80程度で湖東部に比べ圧力水頭が付きやすい地形と言える。(図-6)

以上より湧水の発生について下記の状況が推察される。

- ・ 付近を通過する断層の断層活動によって破碎された岩石が地下水を遮断して、被圧水が生じた。(破碎帯を掘削したことによる湧水)
- ・ 圧力水頭が付きやすい地形で砂質土層中に介在する多くの粘性土により見かけ上被圧水となったため、湧水が発生した。

・ 同一敷地内で数か所のボーリング調査のうち1箇所だけの湧水であり、わずかな地質条件の違いにより湧水が生じた。

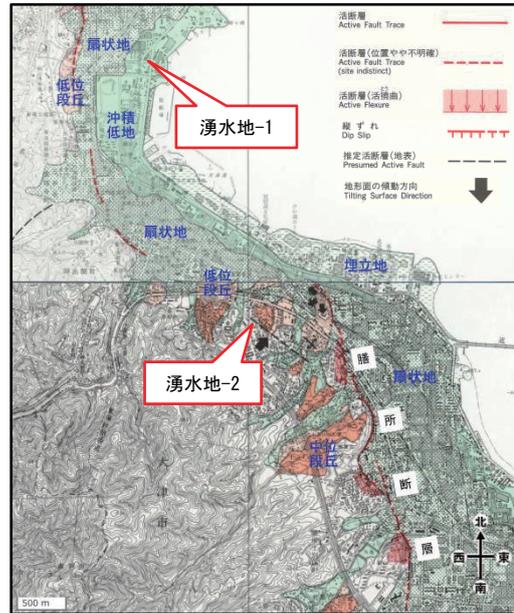


図-5 湖西南部地域の活断層図<sup>2)</sup>

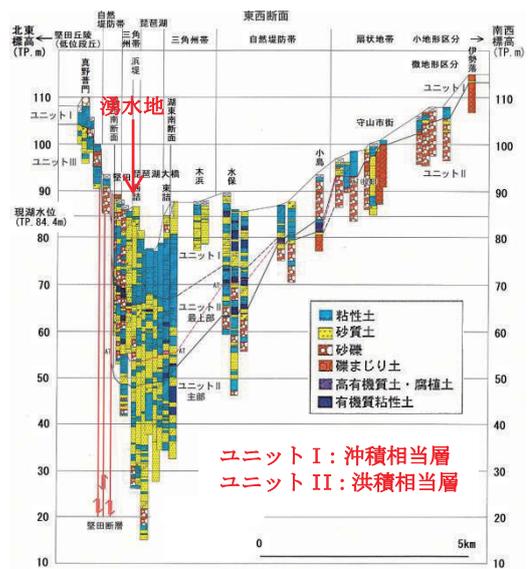


図-6 湖西南部地域の東西地質断面図<sup>3)</sup>

#### 6.おわりに

湖西南部は湖東部地域に比べ、広域的な被圧水の分布は知られていない。その中で本事例は、地形地質条件のわずかな違いにより湖西南部の低地～丘陵地で高い被圧水の発生を確認した。自噴を伴う高い被圧水は地下掘削や杭基礎施工時の地盤リスクになり、地質調査において重要な情報の1つである。そのため、今後の情報の蓄積が重要と考える。

#### 《引用・参考文献》

- 1) KG-NET・関西圏地盤研究会:新関西地盤近江盆地 2014
- 2) 都市圏活断層図:国土地理院
- 3) 関西地質調査業協会:奈良盆地地盤図・滋賀県地盤図(平成20年度版) 2009年6月

## 福島県内の有効熱伝導率測定結果について

新協地水株式会社 ○原 勝重, 藤沼伸幸, 幸田英顕

### 1. はじめに

福島県は、2011年3月に「福島県再生可能エネルギー推進ビジョン」を策定したが、東日本大震災後にエネルギー情勢が変化したことから、2012年3月に「再生可能エネルギーの飛躍的な推進による新たな社会づくり」と位置付けたビジョンに改訂し、再生可能エネルギーによる自給率100%を2040年頃までに目指すという導入目標とした。再生可能エネルギーには、太陽光発電、風力発電、バイオマス発電、水力発電、地熱発電、太陽熱利用、雪氷熱利用、温度差熱利用、地中熱利用、その他などがある。

福島県の再生可能エネルギー導入実績を図-1に示す。2019年度において34.7%の導入となっている。



図-1 福島県内の再生可能エネルギーの導入実績<sup>1)</sup>

地質調査を生業とする我々がこのビジョンに賛同して再生可能エネルギーの推進を事業として行うことを考えた場合には、これまで蓄積したノウハウを生かすことのできるボアホール方式の地中熱利用を行うことによる再生可能エネルギーの推進が可能ではないかと考えた。

この地中熱は、図-2に示すように深度10m以深においては一年中一定温度であることを利用するものであり、夏季と冬季において省エネルギーとなる。

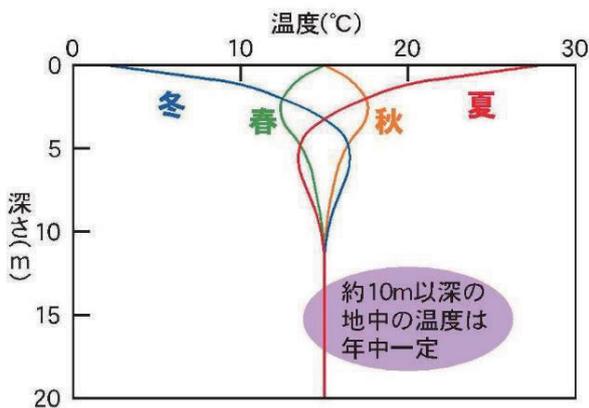


図-2 季節による地中温度の変化イメージ<sup>2)</sup>

欧米で進んでいる地中熱利用は、岩盤に100m程度のボアホールを掘削してUチューブを埋設する方法が主流である。しかし、人口の約半分が平野部に居住している我が国においては、未固結地盤にUチューブを埋設することになり、地中熱の利用可能量(ポテンシャル)を把握する必要がある。このため、図-3に示す福島県内の8地点においてサーマルレスポンス試験 (TRT: Thermal Response Test) を16回実施して有効熱伝導率 $\lambda$ を求めたのでその結果について報告する。

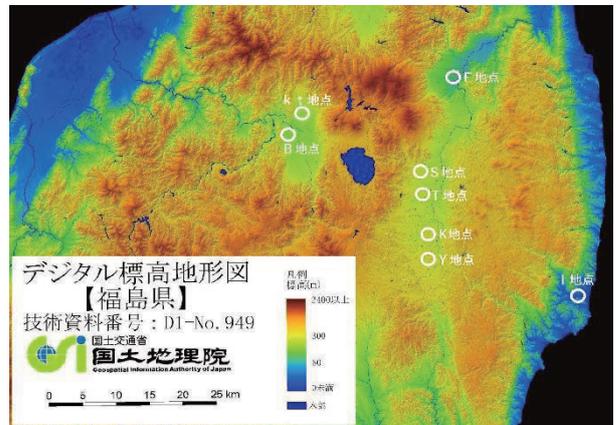


図-3 福島県内におけるTRT実施地点<sup>3)</sup>

### 2. サーマルレスポンス試験(TRT)

サーマルレスポンス試験は、熱応答試験とも呼ばれ、地中熱ヒートポンプシステムの設計において必要となる地盤の見かけの有効熱伝導率 $\lambda_a$ と地中熱交換器の熱抵抗を求めるために行うものである。今回は、ボアホール型地中熱交換器に対する加熱法による熱応答試験の標準試験法である一定加熱・温水循環方式熱応答試験(TRT)技術書<sup>4)</sup>に準拠して実施した。これは省エネ基準に基づく建築物の一次エネルギー消費量のプログラム<sup>5)</sup>の入力値である地盤の有効熱伝導率 $\lambda$ を求めることが出来るものである。用いた熱応答試験機は、(株)アグリクラスター製のAGC-003で、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>6)</sup>に則って認定されたものである。



写真-1 TRT測定状況

### 3. サーマルレスポンス試験(TRT)結果

表-1と図-4にサーマルレスポンス試験(TRT)を行った深度と得られた有効熱伝導率λ [W/(m・k)]を示す。

深度19.64~103.8m のボアホール内における有効熱伝導率はλ=1.277~2.530 [W/(m・k)]であり、深度方向のλ値の増加傾向は直線的ではなく図-4中に示すように指数関数で近似される。

表-1 ボアホール深度と有効熱伝導率

測定場所	深 度 z (m)	有効熱伝導率 λ [W/(m・k)]	測定日
郡山市 (T地点)	22.79	1.277	1月31日
	28.69	1.722	1月25日
	100.0	2.303	3月7日
郡山市 (S地点)	58.67	2.030	8月18日
	70.80	2.410	8月5日
	103.80	2.440	7月23日
会津坂下町 (B地点)	22.70	1.732	12月16日
	26.70	1.440	12月6日
	32.05	1.740	9月25日
鏡石町 (K地点)	24.50	1.552	1月16日
	24.10	1.280	1月21日
	31.38	1.990	1月27日
矢吹町 (Y地点)	19.64	1.570	2月17日
いわき市 (I地点)	28.70	1.293	2月8日
福島市 (F地点)	21.70	1.511	1月13日
喜多方市 (kt地点)	102.60	2.530	2月26日

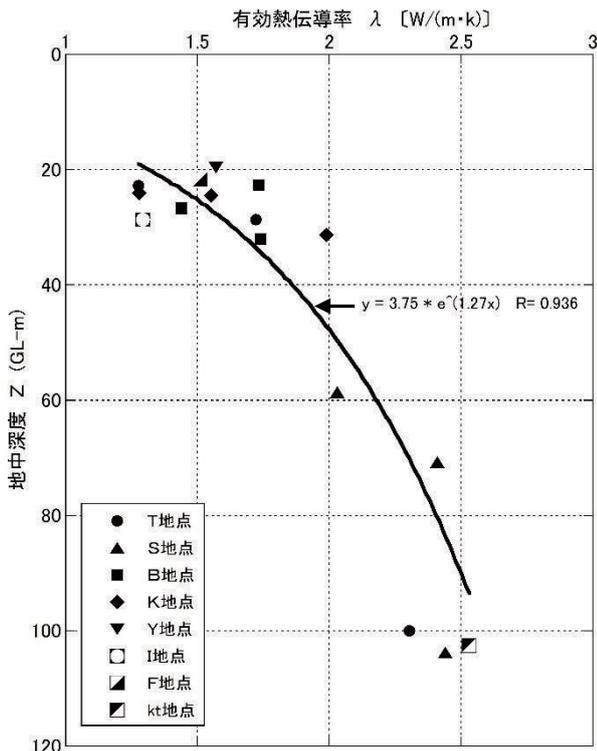


図-4 ボアホール深度と有効熱伝導率の関係

深度22.79m と深度102.60m の有効熱伝導率の比は、1.98倍であり、深度の比が4.5倍であるものの深度増加による有効熱伝導率λの増加は、小さいことが分かる。

図-4に示すように比較的浅い深度約20~32m の有効熱伝導率はλ=1.277~1.99 [W/(m・k)]の範囲であり、深度50m以上の比較的深い深度58.67~103.8mではλ=2.03~2.53 [W/(m・k)]である。深度約20~32mの比較的浅い深度のサーマルレスポンス試験結果の有効熱伝導率でもλ=1.2 [W/(m・k)]以上を示し、地中熱ヒートポンプのシステム設計に用いる有効熱伝導率λとなっている。

### 4. 今後の課題について

深度40m以上の比較的深い深度のデータ数が少ないため、深度40~100mの測定データを増やす必要がある。

深度20~32mのサーマルレスポンス試験における有効熱伝導率が設計に十分に用いることが可能であることは、平野部における地盤調査の調査深度が通常40m未満であり、概ね20~30mであることを考えると調査ボーリング孔を拡幅してサーマルレスポンス試験を行うことが可能となれば経済的となることが考えられる。

さらに、20~30mの深さであればボーリング削孔時に使用する泥水や削孔水を使わず鋼管を回転貫入させてUチューブを設置する方法も可能である。この方法は低騒音・低振動・非排水・非排土で行える利点があり、今後、Uチューブの設置方法としての可能性が考えられる。

サーマルレスポンス試験の測定日は、12月6日~3月7日の低気温時と7月23日~9月25日の高気温時であり、低気温時と高気温時における有効熱伝導率の違いの有無や季節的な地下水位変動の影響等について確認し、年間を通じた地中熱利用に関するデータの収集が必要である。

現在、S地点の深度100mのボアホールにダブルUチューブを設置したクロズドループ方式の地中熱ヒートポンプシステムを稼働中であり、夏季と冬季の省エネルギーの効果についてデータを取得中である。

### 《引用・参考文献》

- 1) 福島県：令和元(2019)年度福島県内における再生可能エネルギー導入実績, 2020.9. <https://www.pref.fukushima.lg.jp/uploaded/attachment/401460.pdf> (確認日:2021.5.15.)
- 2) 環境省 水・大気環境局 土壤環境課 地下水・地盤環境室：地中熱利用システム(2021年版), p.3, 2012.3.
- 3) 国土地理院ウェブサイト, 2019.7. <https://www.gsi.go.jp/common/000215429.jpg> (確認日:2021.5.20.)
- 4) 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.
- 5) 建築物のエネルギー消費性能計算プログラム(非住宅用)Ver.3.0.1：国立開発法人建築研究所, 2021.5.21.
- 6) TRT装置認定申請の手引き：NPO法人地中熱利用促進協会編, 2017.2.15.

### 3 本継スギ丸太杭の打設時の傾き計測

株式会社田中地質コンサルタント ○藤田 有二、梅田 幸成、本谷 峻  
福井県工業技術センター 久保 光

#### 1. はじめに

軟弱地盤上の盛土に対し、その沈下・すべり対策として打設する丸太杭の打設中の地中の傾きを計測した事例を報告する(図-1)。

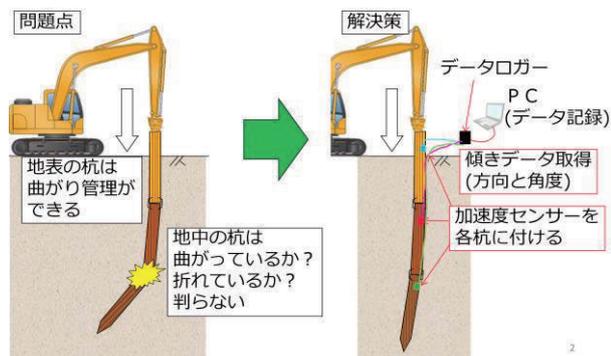


図-1 丸太杭の計測イメージ

#### (1) 概要

福井県小浜市内の江古川の内水被害対策に築造される輪中堤の軟弱地盤対策として丸太杭を用いたパイルネット工法<sup>1)</sup>が選定された。

当事案の設計では丸太杭は1セット当たり12m 必要である。福井県内で長い丸太杭(6m、2本で1セット)を必要分調達することが困難であったため、短期間に調達可能な丸太杭4m(φ18cm)を3本継いで打設する計画とした。

継手部分は、ズレ止め鉄筋(異形鉄筋φ22mm、L=500mm)を挿入し、カスガイ3本(丸鋼φ13mm、L=240mm)にて各杭間を固定した。

文献<sup>2)</sup>では、長さ8mの丸太杭を打設するにあたり、長さ8mの丸太杭と長さ4mの丸太杭を継杭として利用した場合の比較実験を行って極限支持力や沈下量等について検討しているが、丸太杭を3本継いでの検討は行われていない。また、打設中における丸太杭の地中での傾きに関する検討も行われていない。

#### (2) 地盤状況

調査ボーリングの結果、当該地の土質構成は主に軟弱な2層に区分され、N値0~2の軟弱地盤がほぼ水平に堆積している。第1層(Ac1)は、耕作土~砂混じり粘土、シルトで本層内に地下水が停滞する。第2層(Ac2)は、貝殻混じりの海成粘土であり、砂分は少ない。Ac1、Ac2を合わせた層厚は最大16mである。

#### 2. 計測方法

##### (1) 機材

使用機材は全て汎用品を用い、安価かつ手軽に計測することを目標とした。使用機材一式を図-2に示す。

傾斜を測るセンサーとして、加速度センサー(Freescale社製・MMA7361L; 検出範囲±1.5G)を用いた。

加速度センサーのX・Yの2軸を使用し、傾きと方向を計測した。

データロガーとして、マイコンボード Arduino UNO Rev3を使用し、PCに経時変化データを保存した。PCは計測系の電源も兼ねている。

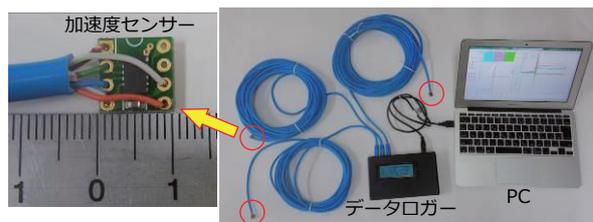


図-2 使用機材

なお、加速度センサーは地下水位以下に埋設されるため、防水加工とし、油圧ブレーカーによる打設を想定して、振動対策を施した。

##### (2) 手順

丸太杭の打設中の計測は以下の手順で行った。

- ①打設するための重機に下杭を鉛直方向にセットし、その時点を下杭の傾きゼロとする。
- ②下杭を打設する。
- ③下杭と中杭をカスガイで接合する。中杭を鉛直にセットし、この時点の中杭の傾きゼロとする。
- ④中杭を打設する。
- ⑤中杭と上杭をカスガイで接合する。上杭を鉛直にセットし、この時点を上杭の傾きゼロとする。
- ⑥上杭を打設する。

#### 3. 測定結果

測定は土堤延長568m(丸太杭打設2248箇所)のうち、A・B・Cの3地点で行った。全地点で、杭の傾き方向は3本とも同様であったため、ここでは、X軸・Y軸の合成変位を示す。図-3~図-5は、以下を示す。

左: 打設深さと各杭の傾きを水平方向のずれに換算した。

打設深さは経時変化データを変換したため、推定が含まれる。

右: 各杭打設後における変位を示す。

##### (1) A地点

油圧圧入により打設した。打設の進行と共に傾きが増した。下杭の変位は、GL-4m 時点で19cm(2.9°)、GL-8mで26cm(3.9°)、GL-12mで32cm(4.8°)であり、上杭・下杭間の変位の合計は最終的に77cmであった。

また、打設後の結果は、下の杭ほど傾きが大きい(上杭2.9°、中杭4.1°、下杭4.8°)。このことは、非直線的に杭が打設されたことを示す。

(2) B 地点

油圧による圧入とブレーカーの打撃により打設した。ブレーカー打撃中、中杭のセンサーが計測不能になった。中杭は地中に入ってから下杭と同様の挙動を示していたため、以降は下杭の挙動と同じと推定した。

A・C 地点との相違として、地中での変位の減少が見られた(上杭打設中に下杭の変位は一時的に減少した)。上杭・下杭間の変位の合計は最終的には44cm であり、3地点の中では、最も鉛直に近く打設された。

(3) C 地点

油圧圧入により打設した。結果は A 地点と類似しており、打設の進行と共に傾きが増し、非直線的に杭が打設された。最終的な上杭・下杭間の変位は68cm であった。

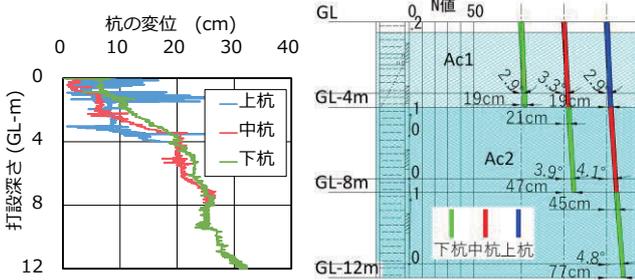


図-3 A 地点・計測結果

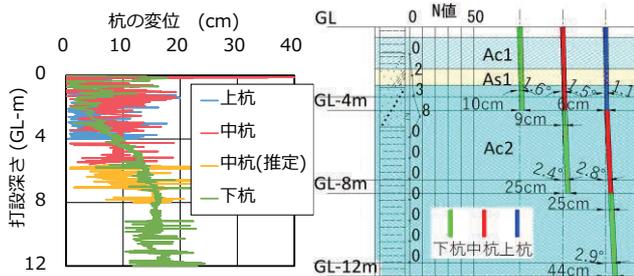


図-4 B 地点・計測結果

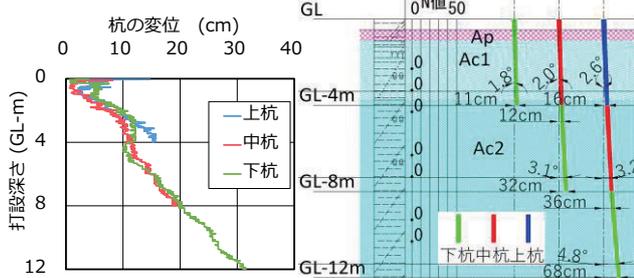


図-5 C 地点・計測結果

4. 考察

(1) 杭の載荷試験の結果との比較

同現場にて、杭の鉛直載荷試験を3箇所で行った<sup>3)</sup>。このうちC 地点では、傾き計測と同一の杭で実施した。試験の結果、3箇所とも極限支持力は、144kN 以上であり設計許容支持力(120.0~137.3kN)より大きかった。したがって、杭は傾いて打設されているが、支持力的には問題ないと考えられる。

(2) 傾きが生じた原因

杭の傾きの傾向は、下杭がまず傾いて打設され、中杭・上杭も地表では鉛直に設定しても、打設中に先行した杭と同様に傾き、最終的に3本の杭が傾いたと考えられる。

傾きが生じる原因として、以下が考えられる。

- ・先端の尖り加工(三角錐状)
- ・丸太杭の非直線性(きれいな円柱ではない)

また、図-3~図-5に見られたように、下杭の変位が最も大きく、次いで中杭となる。このことは、地中での変位の進行により、杭は非直線的に打設されたことを示し、カスガイの変形や丸太杭自体の曲がりが発生した可能性がある。

5. 今後の課題

(1) センサーの信頼性

当システムは、盛土施工時~施工後の側方流動やすべりの計測にも、利用可能な原理である。実際に、丸太杭打設の1ヶ月後に A 地点のセンサーは計測可能であった。しかし、当計測システムは、丸太杭打設中の1時間程度の計測に特化して製作しており、長期的な計測の信頼性や耐久性は考慮していない。今後、地中に埋め込んだセンサーの長期的な信頼性および耐久性を検証する必要がある。

(2) センサーの耐衝撃性能

B 地点ではブレーカーの打撃により、中杭の挙動が計測不能になった。耐衝撃加工が不十分であったため、センサー周りのショック吸収性能を向上する必要がある。

(3) 傾き・曲がりと許容支持力の低下

継ぎ丸太杭の打設時に生じる、傾斜による支持力への影響を、鉛直載荷試験により評価する必要がある。具体的な目標としては、傾斜なしの部材と同等以上もしくは設計許容鉛直支持力であろう。

6. 今後の展望

(1) センサー技術の土木分野への応用

センサーを用いた計測システムを、予算や仕様に応じて使い勝手よく自作し、用途を広げることができる。

(2) 木材利用の観点から

丸太杭の打設において、傾きや曲がりを許容できる評価が得られれば、木材利用が促進されると考える。

環境を考慮した土木技術として、木材利用の拡大は課題である。丸太杭を用いた安価で信頼性の高い軟弱地盤対策工法が普及し、木材の大幅な利用拡大が進むことを期待する。

本研究を行うにあたり、福井県嶺南振興局小浜土木事務所および福井県木材利用研究会の皆様にご指導、御助言をいただきました。心より感謝の意を表します。

《引用・参考文献》

- 1) 公益財団法人佐賀県建設技術支援機構:水路用ボックスカルバートの木杭一底盤系基礎~設計マニュアル(令和元年度改訂版)~, 2020.1
- 2) 北海道開発局石狩川開発建設部:パイルネット工法, 1977
- 3) 久保ほか:「3本継ぎ丸太杭の鉛直載荷試験結果」, 令和3年度(2021年度)土木学会全国大会, 2021.9(印刷中)

# 隠岐島後の中新統における薄片観察結果の考察

(株)藤井基礎設計事務所 ○高橋 未晴, 岡 淳一

## 1. はじめに

隠岐島後東部の海岸線沿い2箇所(A工区、B工区)の路面下斜面が崩壊等で不安定であり、災害防除業務の崩壊対策に必要な地質構造や崩壊機構の把握のため調査を行った。本稿では、ボーリングコアや露頭から薄片を作成し斜面安定に対する地質リスクを把握しとりまとめたものである。

## 2. 地質概要

調査地は、新第三紀前期中新世時張山層の安山岩溶岩～安山岩火砕岩、前期中新世の郡層の酸性火砕岩及び凝灰質砂岩が分布している。確認される時張山層の安山岩溶岩は細粒緻密で、緑泥石化した斜方輝石斑晶がみられ変質が顕著で、杏仁状に沸石や方解石などの二次鉱物が晶出している。時張山層は大久の漁港付近で上位の郡層に被われる。郡層も変質が著しく脈状に方解石が認められるなど、この地域は広範に沸石・方解石を生じる変質作用を受けている。

## 3. 薄片による観察の目的

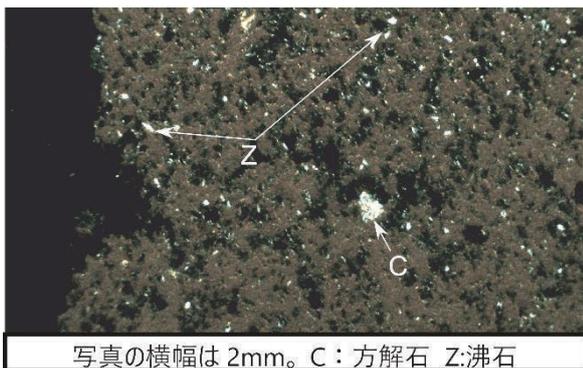
薄片とは0.03mmまで薄くした岩石プレパラートのことで、偏光顕微鏡で岩石の構成鉱物と組織の観察を行い、岩石の種類や風化・変質等を調べることができる。

これらから、定性的な側面での地質リスクを把握することができる。

## 4. A工区

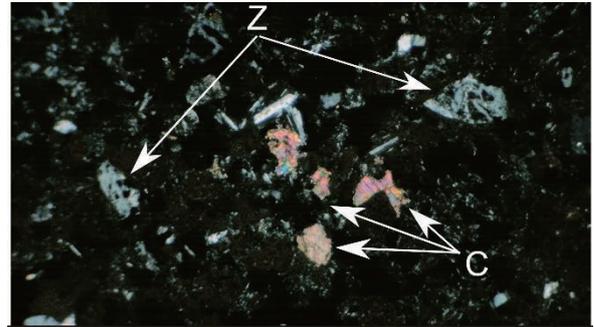
A工区付近の岩石を薄片にして調べたところ、シルト岩(写真-1)部分は、0.01～0.03mm程度の微細な粒子からなり、変質鉱物として方解石、沸石、緑泥石、黄鉄鉱がみられた。黄鉄鉱は殆どが仮晶であり、すでに水酸化鉄または褐鉄鉱になっている。

火山礫凝灰岩(写真-2)部分は0.10mm～0.20mmの岩石片からなり、方解石、沸石、緑泥石がみられる。



写真の横幅は2mm。C：方解石 Z：沸石

写真-1 シルト岩(クロスニコル)



写真の横幅は2mm。C：方解石 Z：沸石

写真-2 火山礫凝灰岩(クロスニコル)

## 5. B工区

調査ボーリング箇所のBP.2の18.1m(写真-3)と、BP.3の6.6m(写真-6)のコアを薄片にして調べた。また、B工区斜面の転石も薄片にして調べた。

結果、BP.2は安山岩で全体的に変質しておりBP.3は玄武岩質安山岩または玄武岩と分かった。また転石を調べた結果、2種類とも安山岩と分かった。主に長石(青白い鉱物)や輝石が変質してできる沸石や方解石となっている。

### (1) BP.2(18.1m 辺り): 安山岩の礫



写真-3 薄片サンプル採取箇所



写真-4 偏光顕微鏡写真(クロスニコル)

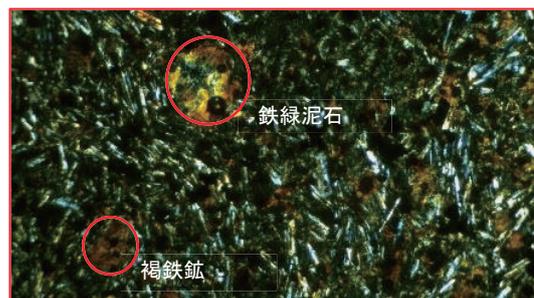


写真-5 偏光顕微鏡写真(クロスニコル)

写真-4, 5より、主に斜長石(全体にある青白い鉱物)や輝石で出来ており、茶色い部分は輝石が分解して出来た鉄緑泥石や、風化・変質して出来た褐鉄鉱となっている。

(2) BP.3(6.5~6.6m): 玄武岩の礫



写真-6 薄片サンプル採取箇所

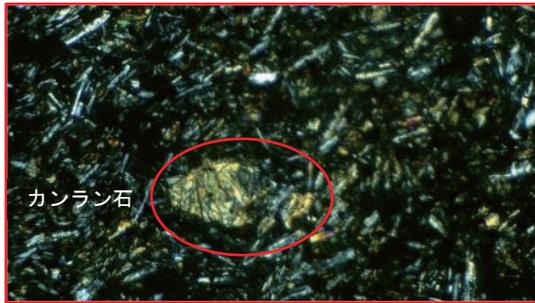


写真-7 偏光顕微鏡写真(クロスニコル)

写真-7より、主に斜長石(全体にある青白い鉱物)やカンラン石で出来ており、斜長石は既に沸石化しているものがある。輝石やカンラン石も風化部分は鉄水酸化物等に変質し、細脈状の蛇紋石も認められる。

(3) B 工区斜面の転石について

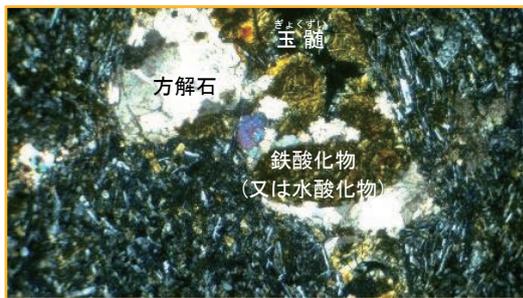


写真-8 偏光顕微鏡写真(クロスニコル)

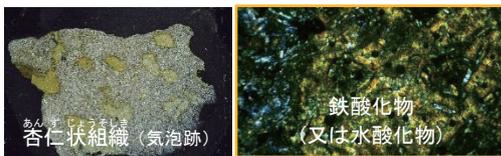


写真-9 安山岩 薄片 写真-10 偏光顕微鏡写真(クロスニコル)

岩脈内に方解石(方解石脈)ができており、黒く抜けて見えている部分は、オパール化した玉髓となっている。

また、杏仁(あんず)状組織(気泡跡)の周りの鉱物0.2~0.3mm以下の長柱状の鉱物が集合したもの(石基)もあり、気泡を避けるように配列している。これは安山岩に多いピロタキシチック組織(流理構造)である。

6. 地質リスクについて

これらの出現する鉱物より、A 工区の岩石も B 工区と同様の変質(沸石化作用)を受けていると考えられる。沸

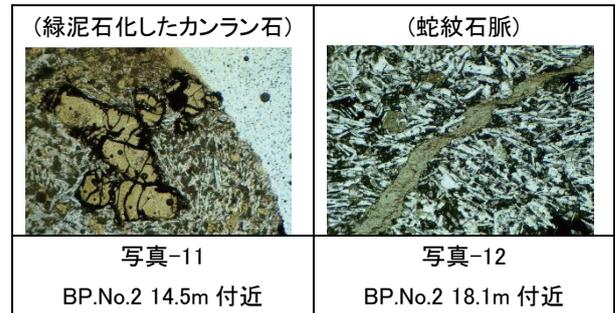
石化作用は調査地北東部隣接地域に起こった鮮新世の大久北玄武岩の火山活動によるものと推定される。

薄片観察結果より、全体的に方解石や沸石(変質箇所)を含み、風化もしていることが分かった。

長石が沸石化すると岩盤自体が脆くなる。また方解石の酸性雨での分解や、それに伴う風化の促進が考えられる。また、この方解石や沸石、あるいは薄い粘土シーム等で斜面崩壊につながる場合がある。

玄武岩に含まれるカンラン石は緑泥石化し、細脈状の蛇紋石も認められる。

蛇紋石化した細脈は玄武岩質な細脈であると考えられるが、こうした蛇紋石脈などからの分離崩壊のリスクも考えられる。



これらの変質は主に斜長石が熱水環境下で変質し、菱沸石と束沸石、方解石、カオリン粘土、石英を生じる。

この過程で、全体の体積は大きくなるので、移動できるものは移動し隙間を充填する。

例えば、石英や方解石は移動し、亀裂や気泡を埋める。また、変質鉱物で充填された杏仁状組織はそういう過程で生じたものであろう。変質で生じた石英は、玉髓の元となっている。

7. おわりに

今回の調査で初めて薄片を知り、補助資料として作成したが、薄片作成時に上手に岩片を薄く出来ず、鉱物が無くなったり、薄さが足りず観察できなかったりした。また報告書作成時には、知識不足でまとめることが出来ず、詳しい方に聞きながらまとめた。

上記より、薄片作りに慣れると同時に地質の知識や鉱物の種類はもちろん、その鉱物ができるまでの過程やどのような影響が出てくるかなど、色々な事を学んでいく必要があると感じた。これから業務を通じ学んでいきたい。

《引用・参考文献》

- 1) 独立行政法人産業技術総合研究所 地質総合センター: 地域地質研究報告(5万分の1地質図幅)西郷地域の地質, pp.69~71, 2009.8.
- 2) 鹿島出版会: わかりやすい岩石と岩盤の知識, pp13~37, 1982.5.

# 土壌ガス分析におけるキャリアガス変更による影響調査

株式会社KGS ○秋田 憲, 福岡 大知, 鍵本 司

## 1. はじめに

土壌汚染状況調査は、平成14年5月に制定された土壌汚染対策法に従い調査を行う必要がある。土壌汚染対策法で規定される特定有害物質は、第一種特定有害物質（揮発性有機化合物）、第二種特定有害物質（重金属等）及び第三種特定有害物質（農薬等）に分類されている。土壌汚染対策法では、それぞれに対し、調査手法が決められている。第一種特定有害物質に対しては、土壌ガスを採取し、その土壌ガスに含まれる第一種特定有害物質を、ガスクロマトグラフを用いて分析を行うこととされている。

通常、ガスクロマトグラフではキャリアガスを用いて分析が行われている。キャリアガスは、水素、ヘリウムなど、試料と反応性の低い不活性ガスが用いられている、水素は爆発性があるため、一般的には安全で分離性能が良いヘリウムが使用されている。

しかし、近年、半導体製造工程でのヘリウムの需要が高まっていることから価格が高騰している。また、産出地が限られている<sup>1)</sup>ことから、ヘリウムの入手が困難な状況になっていることから、代替のキャリアガスの選定が必要である。

そこで、今回、比較的入手が容易で安全性が高い窒素を代替のキャリアガスとして着目し、分離性能と検出性能について検証し、代替ガスとしての可能性について検討した結果を報告する。

## 2. 調査方法

窒素はヘリウムよりも分離性能、検出性能が劣る場合がある<sup>2)</sup>ため、本調査では、同じ分析条件下において、キャリアガスにヘリウムまたは窒素を用いて混合標準ガスの分析を行い、分離性能及び検出性能を比較検討することとした。調査に使用した装置等の共通条件は表-1のとおりである。

表-1 調査における条件

ガスクロマトグラフ	本体	GC-310C
	カラム	UA624-30W-3.0F
	検出器	PID (ベンゼン)
	検出器	ELCD (その他*)
混合標準ガス	ベンゼン	0.5mL/m <sup>3</sup>
	その他*	1mL/m <sup>3</sup>
試料注入	注入法	Direct Injection
	注入量	0.5mL
カラムオープン温度	最大 110℃	
キャリアガス	高純度窒素	99.9999%
	高純度ヘリウム	99.9999%

※：クロロエチレン、四塩化炭素、1,2-ジクロロエタン、1,1-ジクロロエチレン、c-1,2-ジクロロエチレン、t-1,2-ジクロロエチレン、c-1,3-ジクロロプロペン、t-1,3-ジクロロプロペン、ジクロロメタン、テトラクロロエチレン、1,1,1-トリクロロエタン、1,1,2-トリクロロエタン、トリクロロエチレン

## 3. 調査結果

### (1) ピーク分離性能

キャリアガスとして窒素を用いて測定を行った場合のピークの分離性能を把握するため、高濃度（定量下限値の10倍）の混合標準ガスに対して測定を行ったクロマトグラムを図-1に示す。

測定の結果、分析対象項目では明瞭なピークが得られており、ピークの分離性能は良好であった。

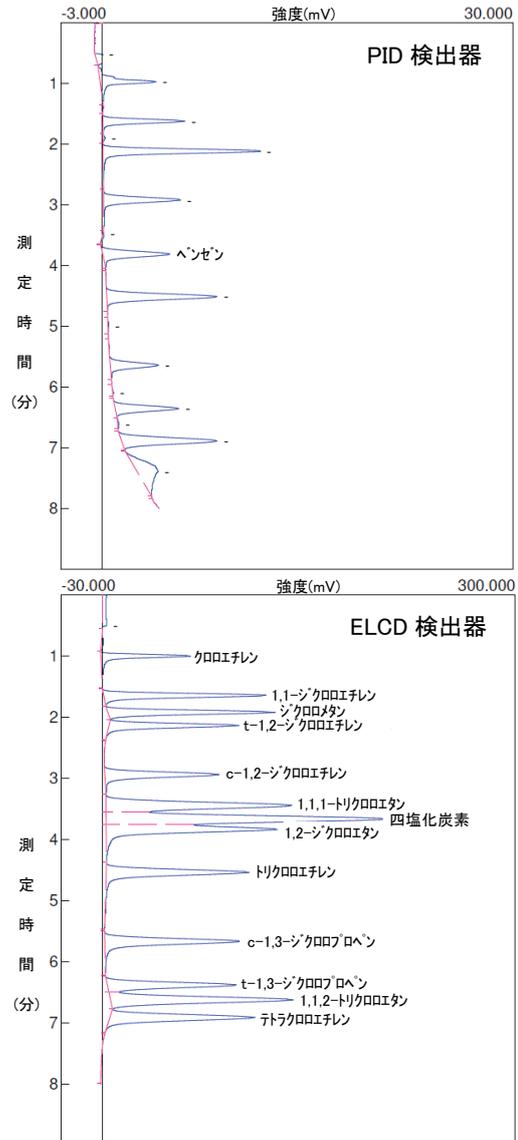


図-1 上段：窒素、混合標準ガス ベンゼン(0.5mL/m<sup>3</sup>)  
下段：窒素、混合標準ガス その他(1mL/m<sup>3</sup>)

(2) 検出性能

キャリアガスにヘリウムと窒素を用いて測定を行った場合の検出性能を把握するため、定量下限値付近の濃度の混合標準ガスに対して測定を行ったクロマトグラムを図-2、図-3に示す。

測定の結果、検出性能は窒素においてもヘリウムと同等の結果が得られた。

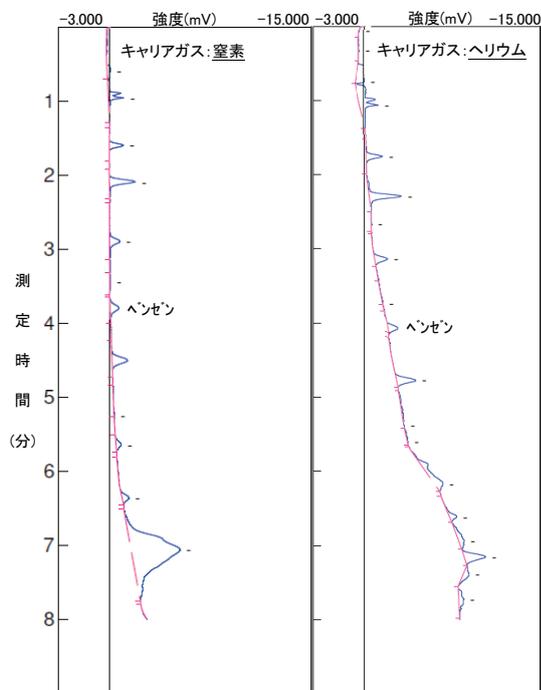


図-2 キャリアガスの種類によるクロマトグラムの差  
検出器 PID: 混合標準ガス ベンゼン(0.05mL/m<sup>3</sup>)

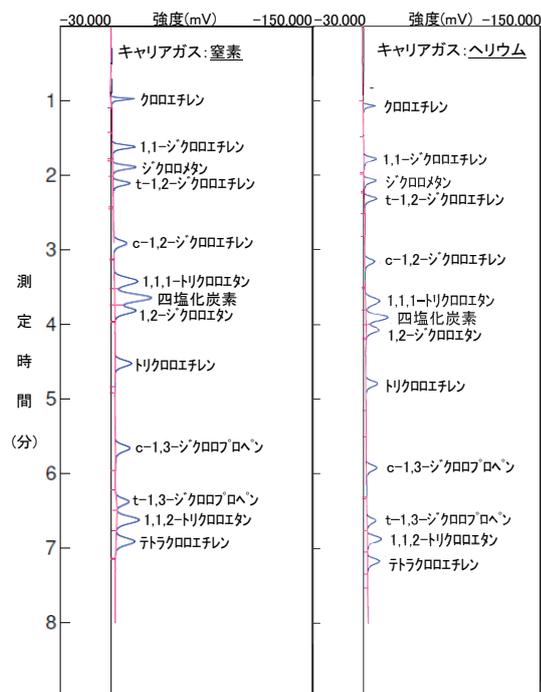


図-3 キャリアガスの種類によるクロマトグラムの差  
検出器 ELCD: 混合標準ガス その他(0.1mL/m<sup>3</sup>)

(3) 留意事項

本調査の結果、保持時間（試料の注入時からピークの頂点が出現するまでの時間<sup>2)</sup>）は、窒素の方が早かった。窒素とヘリウムを比較すると、原子（分子）半径はヘリウムの方が小さいが、温度が0℃から100℃付近では、気体の粘性が窒素の方が小さい<sup>3)</sup>ことが影響していると考えられる。保持時間が変わることから、キャリアガスを変更した場合は、あらかじめ調査対象物質の保持時間を正確に把握しておく必要がある。

また、キャリアガスをヘリウムから窒素に変更した場合、変更直後はベースラインがPID 検出器、ELCD 検出器とも安定しなかった。カラム内部の状態を安定させるため、窒素を流しながらカラム温度120℃で2時間、カラムの焼きだし調整（以下、エージングと記す）を行ったところPID 及び ELCD 検出器のベースラインが安定した。

4. まとめ

土壌汚染対策法に規定されている第一種特定有害物質を対象に、GC-310（検出器：PID/ELCD）のキャリアガスをヘリウムから窒素に変更することによる分析結果に対する影響を調査した。その結果、窒素においてもヘリウムと同等の結果が得られ、分析結果に大きな影響は見られないとの結果を得た。

ただし、キャリアガス変更時には保持時間の正確な把握とカラムのエージングが必要である。なお、エージングが必要な理由については、今後、カラムの状況も考慮した調査を継続して行う予定である。

《引用・参考文献》

- 1) U. S. DEPARTMENT OF THE INTERIOR BUREAU OF LAND MANAGEMENT : REPORT TO CONGRESS ON ITEMS REQUIRED BY SEC. 19 OF THE HELIUM STEWARDSHIP ACT OF 2013 PUBLIC LAW 113-40, AS AUTHORIZED UNDER 50 U. S. C. 167 BY THE SECRETARY OF THE INTERIOR SEPTEMBER 2015, 2015. 9
- 2) 共立出版 公社) 日本分析化学会【編】 分析化学実技シリーズ機器分析編7ガスクロマトグラフィー 2015. 9
- 3) 丸善 化学便覧基礎編II 日本化学会編 改訂第3版

## 社会資本整備における地質調査の役割を伝える取組事例

サンコーコンサルタント（株）

○小西 裕樹，赤嶺 辰之介，浅井 功，向井 理史

### 1. はじめに

地質調査業は建設事業の工事と違い、一般住民の方による認知度は低いと思われる。また、学校教育においても地学、さらに自然環境と建設技術の関わりについて教える授業が減少していると感じる。これらの問題が相まって、学生の地質調査業への関心が薄く、ひいては地質調査業の担い手不足に繋がっていると考えられる。

そこで、地質調査が持つ役割について理解と関心を持ってもらうため、学生や地元住民を対象とした課外授業を企画し、地質調査の見学会や液状化実験等の広報活動を行った事例を紹介する。

### 2. 小学生を対象とした課外授業事例

#### (1) 実施までの流れ

課外授業に至るまでの流れを図-1に示す。

まず、業務でお世話になった自治体に課外授業の主旨、内容、方法についての企画案を説明し、開催可能な学校を調整・紹介していただいた。その後、小学校と内容・日時・場所等を打合せし、準備・開催という流れで実施した。

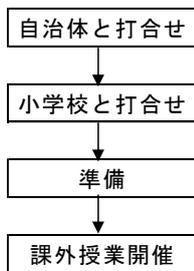


図-1 課外授業に至るまでの流れ

#### (2) 対象者

児童数や内容の難易を踏まえて学校側と調整し、高学年（5～6年生）を対象とした。

#### (3) 開催時間

学校ごとに年間のカリキュラムが決まっており、丸1日や半日の時間は難しかったため、通常授業の1コマ+休み時間の約1時間で行った。そのため、短い時間で如何にして地質調査とは何を行う職業なのかを学びつつ、楽しんでもらう工夫が必要であった。

#### (4) 課外授業の内容

##### ①座学

授業の冒頭では、大型テレビを用いてその土地の地質の成り立ち、地質調査とはどういうものか、地盤・地質問題（液状化、沈下等）、地盤・地質問題に対する地質調査の役割について説明した（写真-1）。説明中にクイズ等を入れて児童が聞くだけでなく、答えるという参加型の授業スタイルで行った。

##### ②実験

冒頭の座学に続いて、座学の中で説明した液状化現象の実験を行った（写真-2）。実験に液状化を用いた理由として、手近な材料で繰り返し実験可能であり、視覚的にも液状化前後の変化が判り易いところで選択している。液状化実験は、水槽の中に砂を入れて水で飽和させ、振

動台で揺らして液状化を再現した。なお、砂の中に予め埋めたピンポン球や家などの模型を設置し、液状化したことで構造物が受ける影響を説明した。



写真-1 大型テレビを用いた授業状況



写真-2 液状化実験の様子

##### ③ボーリングコア観察

最後に、近傍で実施したボーリングコアを並べ、粘土・砂・礫・岩盤の硬さや感触の違いについて、ボーリングコアに触れてもらいながら学校周辺の地質の成り立ちを紹介した（写真-3）。



写真-3 ボーリングコア観察状況

#### (5) 課外授業を終えて

座学・液状化実験・ボーリングコア観察の三つの内容で課外授業を実施したが、ボーリングコア観察が児童たちにとって好評であった。特にボーリングコアに混入する数万年前の貝殻片は人気があり、児童たちにとっては

楽しんでもらえたように感じた。また、一緒に参加して頂いた教師の方々からは、液状化の危険さやどのような地域で発生しやすいかなど、地震時の児童避難対策に関する質問が多く寄せられた。

### 3. 高校生～地元住民を対象とした課外授業事例

#### (1) 実施までの流れ

高校生を対象としたときの流れも小学生と同様の流れで進めたが、地元住民を対象とした際は、地区の区長から回覧板等で案内していただいた（図-2）。

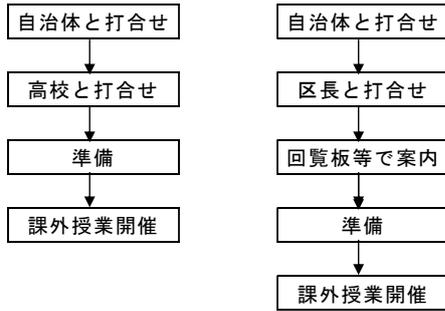


図-2 課外授業に至るまでの流れ(左:高校、右:地元)

#### (2) 対象者

高校生は工業高校の土木課で、将来を建設業・コンサルタント業を検討している生徒を対象とした。

一方、地元住民は地域に住む大人を対象とし、参加者は40～60代の方が多かった。

#### (3) 開催時間

どちらも1時間程度とした。

#### (4) 課外授業の内容

##### ①ボーリング現場見学

対象年齢を上げたことで、小学生のときは安全面を考慮して実施を見送りしたボーリング現場作業の見学を実施した（写真-4）。現地ではパネルや資料を用いて、社会資本整備におけるボーリング調査の役割、掘削方法、地盤強度の調査方法、掘削ツール等、より具体的に地質調査の内容を説明した。



写真-4 ボーリング作業見学状況

##### ②実験

実験は、小学生の課外授業と同様に、液状化実験を実施した（写真-5）。ただし、液状化などの地盤問題をより

身近に感じてもらうことを狙いに、液状化実験には現地で採取した砂を用いた。



写真-5 液状化実験の状況

##### ③ボーリングコア観察

当該地点で採取したボーリングコアを展示し、地域の地質について紹介した（写真-6）。ここでは、支持地盤となり得る地層や液状化や沈下などの地盤問題の可能性のある地層など、地質技術者の観点から具体的に説明した。



写真-6 周辺地域のボーリングコア観察状況

#### (5) 課外授業を終えて

今回の課外授業においても、ボーリングコア観察が好評であった。対象年齢が上がったため、自分たちの住んでいる地盤は良好な地盤であるか等、工学的かつ生活に密着した観点からの質問が多かった。また、高校生らは土木＝建設（ゼネコン）というイメージがあった中で、地質調査というコンサルタント業もあるということを知り、将来の進路候補の一つとして関心を抱いてくれたように思える。

### 4. まとめ

参加者からは、地質調査とは何をするのか、どういう役割を持っているのか知らなかったが、課外授業を受けて知ることができたと感謝を頂くこともあり、広報活動としての効果はあったと思われる。

おわりに、地質調査について世間の方にもっと知って貰おうと始めた取組みではあるが、課外授業を行っていくうちに、私たちも地質調査の役割の重要性を改めて認識させられた。今後も活動を続けていきたいと考える。

## 模型で伝える斜面を守るアンカー工

(株) 藤井基礎設計事務所 藤井 俊逸

### 1. はじめに

高速道路などの法面に斜面を守るアンカー工が設置されている写真を子供たちに見せると、8割程度が見たことがあると答える。ところがアンカー工の役割や、作るためにどのように調査や設計を行っているのかを知っている子供たちはほとんどいない。

アンカー工を設置している箇所は、道路掘削により斜面が不安定化する箇所である。不安定になるかどうかを判断するために調査を行い、その結果に基づいてアンカー工の設計を実施している。地盤調査は事業の最も上流側に位置するので、そうしたことを子供たちに伝えていくためには工夫が必要になる。ここでは、子供たちへの伝え方についての事例を示す。

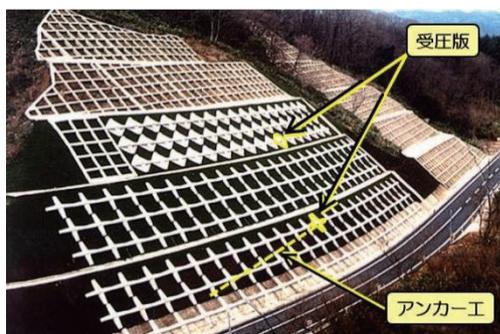


写真-1 斜面を守るアンカー工の写真

### 2. アンカー工の伝え方の手順

防災展などのイベントや小学校や中学校での防災授業のときに、以下のような手順で伝えている。

- (1) 土砂災害の種類
- (2) 地すべりが発生する理由
- (3) 地すべりを防ぐ方法
  - (ア) 排水ボーリング
  - (イ) 末端部の押え盛土・頭部の排土
  - (ウ) 杭工
  - (エ) アンカー工
- (4) 地すべりのすべり面の見つけ方

### 3. 地すべりが発生する理由を説明する実験

写真-2は、地すべりを模型で再現したものである。白い部分がすべる地盤で茶色い部分が安定した地盤である。その境界にはすべり面と言われる滑りやすい粘土がありビニールテープを張って滑りやすくしてモデル化している。この模型に水を注ぐと白い地盤が移動するが、なぜ移動したのかを考えてもらう。

図-1は、その理由を解説するイラストである。地すべりを10人のお友達で滑るすべり台に例えて、雨が降り、白い地盤に水が溜まると、浮力が発生し、浮力によって

白い地盤が移動することを解説する。

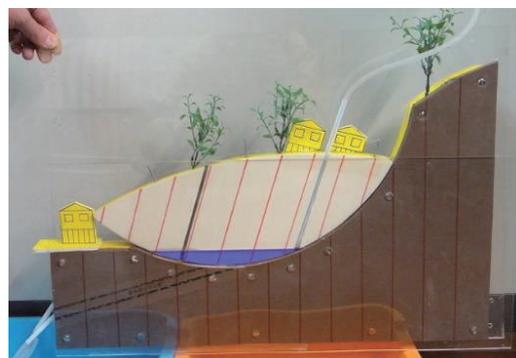


写真-2 地すべり説明模型(地下水あり)

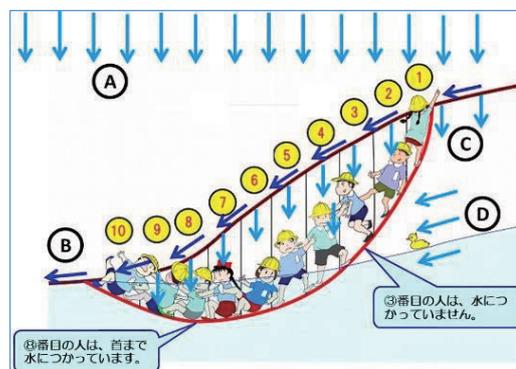


図-1 イラスト説明(地下水あり)

### 4. 地すべりを防ぐアンカー工を説明する実験

地すべりを防ぐ方法は数種類あるが、その一つにアンカー工がある。写真-3は無対策の場合の実験で、白いすべる地盤の上に錘を載せると、白い地盤は簡単に動いてしまう。

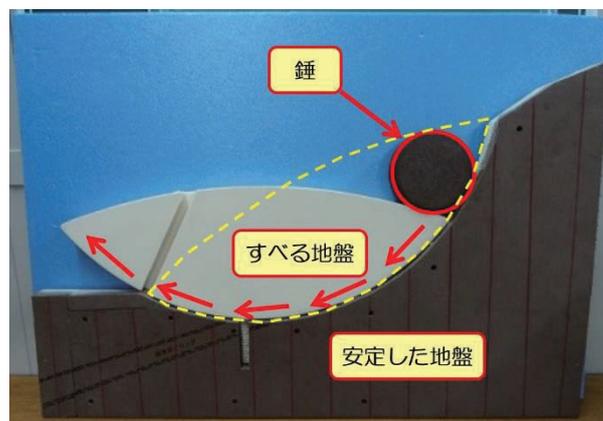


写真-3 無対策の場合の地すべり移動

写真-4はアンカー工を用いた場合の実験である。ピンクのウレタンの板を、白いすべる地盤の末端部に設置する。ピンクの板に針金の端部をL字型に加工し固定する。針金の反対側は茶色い安定した地盤にガムテープを使って固定する。錘を載せると、白い地盤は赤矢印方向に移

動しようとする。このときピンクの板は、ピンク矢印方向に移動しようとする。ところが、針金で固定されているので動くことができない。これがアンカー工の仕組みであることを伝える。

写真-1の受圧板が、写真-4のピンクの板になる。写真-1では見えないが、受圧板の中心から地盤内部に向かって鉄のワイヤーが入っている（写真-4の針金）。そして地盤の奥側でセメントミルクという接着剤で地盤とワイヤーが固定されている（写真-4のガムテープ）。このように説明し模型に触れてもらうことでアンカー工を理解してもらうことができる。

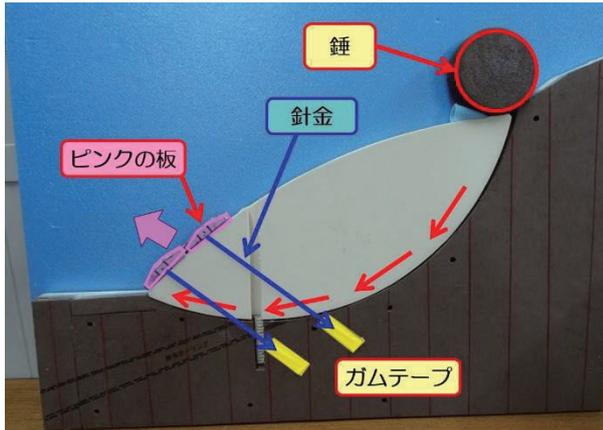


写真-4 アンカー工により地すべりは移動しない

## 5. 地すべりのすべり面の見つけ方

地すべりのすべり面の見つけ方について、一般の人が知っている医者と地質技術者を比較して説明してみる。

### (1) 診察 (図-2)

医者：質問や顔色や聴診器を当てたりして診察する。  
地質技術者：地形図や航空写真などの既存資料を整理する。そして地表踏査（地質・土質、水の流れ、すべり形跡）を行い、地すべりの範囲や可能性を調べる。

### (2) 身体の内側の検査[胃カメラ・レントゲンなど] (図-3)

医者：必要に応じて胃カメラやレントゲンなどで、身体の中を調べる。  
地質技術者：ボーリング調査を行う。地盤をくり抜いて、すべる地層や割目や硬さの程度を調べる。

### (3) 総合判断 (図-4)

医者：上記の結果から病気の診断を行う。  
地質技術者：上記の結果からすべり面や安定性の判断、地下水形態などを想定し、必要に応じて、継続的な計測を行い、より多くのデータを集めて最終判断を行う。

## 6. おわりに

地盤調査は土木施設を作る場合の最も上流側に位置する。従って一般の人に理解してもらいにくい分野となる。アンカー工などの土木施設は一般の人でも普段から目にしている。ところがその役割までは理解していないため、興味を持つ人は少ない。土木施設の役割や構造を理解し

てもらい、それを設計するために地盤調査が重要であるという説明が有効であると考えられる。地盤調査に関わる人が、自分たちの行っていることを一般の人に伝える活動を行って欲しい。

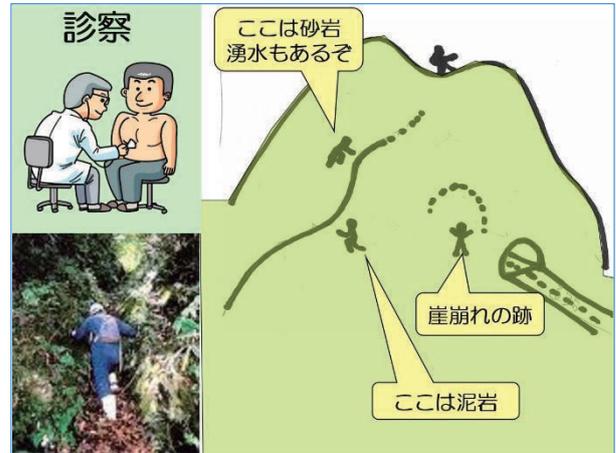


図-2 表面から診断する技術

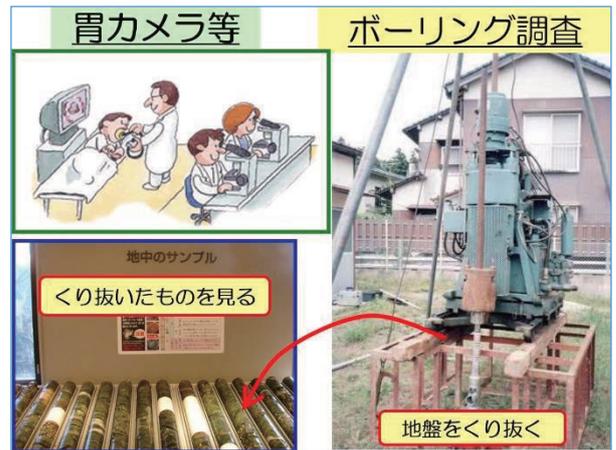


図-3 内部の検査技術

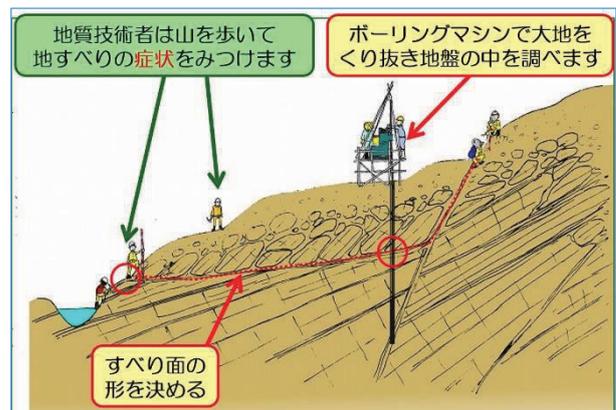


図-4 総合判断

## 《引用・参考文献》

- 1) 土木学会 地盤工学委員会 斜面工学研究小委員会:実験で学ぶ土砂災害, 土木学会, pp.29-34, 2015.
- 2) 藤井俊逸:「模型で分かるドボクの秘密」, 日経 BP社, pp.17-26, 2015.



来年こそ、沖縄一那覇であいましょう。

めんそーれ 青空へ

めんそーれ 美ら海へ

全地連「技術フォーラム 2022」那覇

2022年11月8日(火)、9日(水)

沖縄ハーバービューホテル

【写真提供：島袋 貴雄 氏】