



メインテーマ

「現場環境の改善に向けて」

第33回
全地連「技術フォーラム2022」那覇

論 文 集

一般社団法人全国地質調査業協会連合会

【1】

地表面式伸縮計の埋設設置事例

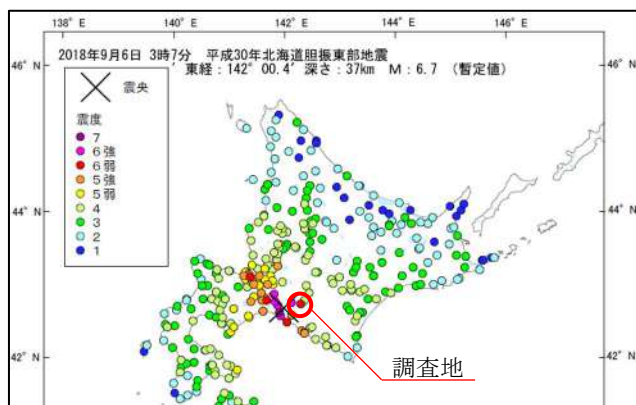
北海道土質コンサルタント株式会社 ○平松 良太, 工藤 康雅

1. はじめに

2018年9月6日03:07北海道胆振東部地方（N42.7°，E142.0°）を震源とする大地震が発生した。この「平成30年北海道胆振東部地震」（M6.7，深さ37km）により、震源地に近い厚真町では最大震度7の強烈な揺れを観測し、地震動を原因とする地すべりが発生したことで36名の尊い人命が失われた。また、北海道電力（株）苫東厚真火力発電所が被災したことで道内一円が停電するブラックアウトも発生し、道民全てが地震災害に直面した稀有な災害となった。

震源にほど近い調査地（図-1）では震度6弱の揺れを観測し、道路や住宅などに被害をもたらした。かつて地すべり防止区域に指定され、概成後には維持管理へと移行してきたこの地区でも地表面に亀裂が発生した。

本報告は地表面式伸縮計を埋設設置することとなった経緯と、その後の経過について報告する。

図-1 北海道胆振東部地震の震度階分布図¹⁾ に加筆

2. 調査地概要

(1) 地形・地質

調査地周辺の地形は、幅200～500m程度で広がる現河床堆積面とその周囲の山地との境界に発達する段丘面が発達し、調査地は現河床面に至る段丘斜面（段丘崖）に位置する。

地質は、中生代白亜紀の泥岩・シルト岩が基盤をとし、その上位に段丘堆積物が分布する。この泥岩・シルト岩は風化すると細角片状に砕ける性質がある。また風化に対する抵抗力は小さく、露頭では乾燥・湿潤の繰り返しで容易に細粒化するスレーキング現象が顕著に認められる。

(2) 被災状況と応急対策

地震動により、牧場構内に開口性の亀裂・段差が確認された（写真-1）。この直後に地表踏査を実施し、亀裂の変動状況を確認するため亀裂を挟むように応急処置とし

て地表面式伸縮計を設置した。また、地表水が亀裂から浸透することを防ぐため亀裂面を覆うようにシートによる被覆を行った（写真-2）。なお後続調査においては、挿入式孔内傾斜計や自記水位計、移動杭を設置し動態観測を行っている。



写真-1 発災直後の状況



写真-2 応急対策

3. 調査結果

(1) 伸縮計観測結果

伸縮計設置後、降雨に応じて1～2mm/月程度の変動を示していた（図-2）。変動程度としては”継続観測が必要”相当と判断した。

緩慢に増加傾向を示していたものの、その傾向は2019年12月中旬から急激に変化した。2基設置したうち「伸縮計-1」が急激に負の値に振れており、不同点（機械を設置した山側）を含む移動土塊が町道側に急速に移動したことを示すと判断した。

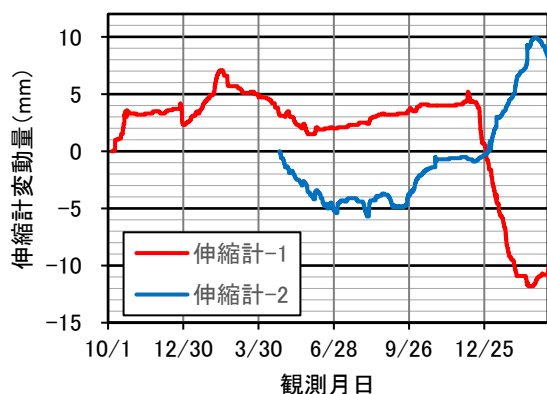


図-2 伸縮計観測結果(2018年10月～2019年12月)

(2) 伸縮計の再設置について

変動状況を正確に把握するため、移動土塊に含まれていると考えられる伸縮計-1を再設置することとなった。調査法²⁾によると、記録器からターゲットとなる杭までの距離は20m 以内とされていて、本調査地においても十分その余地はあった。しかしその余地は、農業機械等の車両の通行があるため、隣接するD型倉庫の入り口を塞がないように設置する必要がある。このため、記録器からターゲットとなる杭までの区間を埋設設置する案を立てた(図-3)。

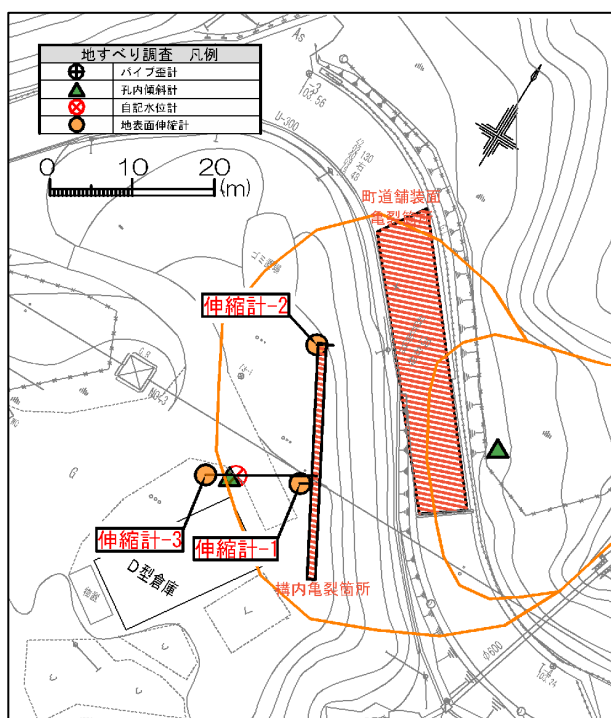


図-3 平面図

(3) 設置手順

模式断面を図-4に示す。

埋設設置に当たっては、外径89.1mm の保護管を敷設し、滑車を利用してその中にインバー線を通した(写真-3)。記録器の設置場所は、地表面式伸縮計の観測結果の他に現地踏査結果よりD型倉庫の横に決定した。



図-4 模式断面図



写真-3 埋設状況

(4) 設置後の観測結果

埋設設置後の観測結果を、正常に動作していると判断した伸縮計-2の観測結果と合わせて図-5に示す。融雪期の伸縮傾向など非常に相関性のある結果となった。

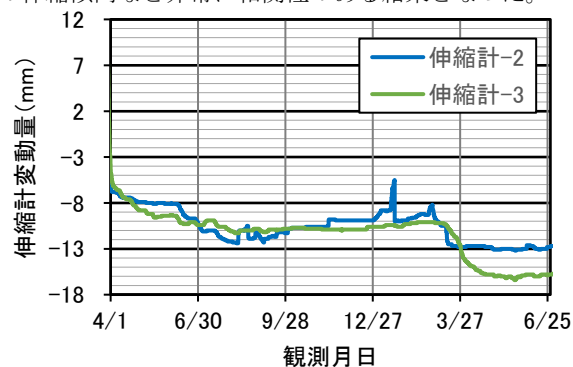


図-5 埋設した伸縮計観測結果との対比

(2021年4月～2022年6月、対比のため変動量を調整)

(5) 今後の課題

埋設設置した伸縮計は、その上部を農業機械等の車両の通行があるものの正常に動作していると考えられる。しかしながら、埋設設置したことにより観測施設として維持・管理性に難点があると考えられる。

直近の伸縮計の観測結果は若干の減少傾向にある。観測施設として、また地すべり変動としての評価をするとともに、今後も観測データを蓄積し、変動傾向の検証を行っていく。

《引用・参考文献》

- (公財)地震予知総合研究振興会:「平成30年北海道胆振東部地震 深度分布図」, 2018.9
http://202.241.68.34/kanren/Eq_data/180906.html
(確認日:2022.6.1)
- 地盤工学会編:地盤調査の方法と解説, P.833, 2013.3

【2】

小径型パイプ歪計の実用に関する事例紹介

(株)エーティック ○ 中村 健太、工藤 忠

1. はじめに

地すべりの観測には、一般的にパイプ歪計が使用される。パイプ歪計は、わずかな地中の変動も捉えることができ、すべり面の位置を判定する際に大きな判断材料になる。

しかし、経年劣化により絶縁抵抗不良による計測値の信頼性の低下や、測定範囲を超える場合の断線リスクがあり、欠測の発生が懸念されている。再計測には、新たにボーリング孔を掘削し、計測器を再設置しなければならない。これにはコストと時間を必要とする。

これらの課題に対応する手法として、既設パイプ歪計に小径型パイプ歪計を入れ、観測体制を維持する方法がある。

今回の事例は、設置から5年経過した既設のパイプ歪計(VP40)が耐用年数(2～4年)を超えたため、小径型パイプ歪計(VP25)の運用を実施した。両方の歪計を同時に計測して、計測結果を比較し、実用に関する留意点を報告する。

2. 各パイプ歪計

(1) パイプ歪計の概要

パイプ歪計は、パイプ中央部に貼り付けている歪ゲージの抵抗値の変化を歪値として計測するものである。地すべり位置や活動状況を確認することができ、複数孔に設置することで周辺の地すべりブロックの挙動を把握することができる。またパイプに地下水が流入するよう加工し、管内に水位計を設置することで、同孔位置の水位変動も同時観測ができる。

(2) 小径型パイプ歪計の概要

小径型パイプ歪計(以降小径型と称す)は、既設のパイプひずみ計(以降既設型と称す)に挿入し、パイプ間に乾燥砂等の充填を行って、一体化させるものである。

(図-1 参照)

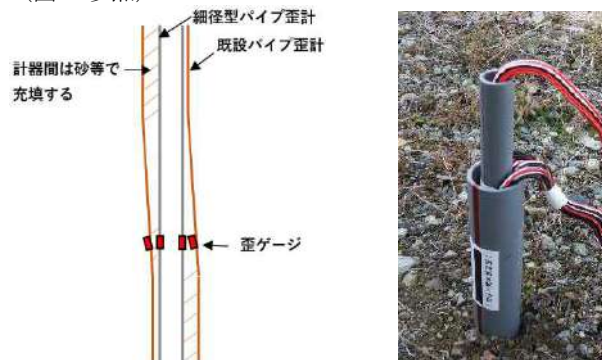


図-1 パイプ歪計概要図

小径型は、パイプ径の違いから、貼り付けているゲージ間隔が狭くなり、同じたわみ量でも、出力される歪量

には感度の違いが発生する。このため計測後に感度補正をする必要がある。

(3) 小径型パイプ歪計の室内実験報告

小径型の使用にあたり、感度補正を行うため、室内実験を行った。写真-1に実験状況を示す。



写真-1 室内実験状況

室内実験では、VP40のパイプ歪計の中に、VP13、16、20、25の各口径のパイプ歪計を設置し、隙間を砂で充填してVP40と一体化させる。水平に置いたパイプ歪計に対し上部から載荷するため、歪ゲージが上部になるよう台座に固定し、5kgまで1kg毎に加圧する。VP40のパイプ歪計計測値を基準とし、各口径のパイプ歪計の出力値と比較し、1～5kgの平均感度値を補正值として採用した。表-1に管径毎の平均感度を示す。¹⁾

表-1 管径毎の平均感度

加重kg\管径	VP13	VP16	VP20	VP25
1	34%	40%	43%	54%
2	34%	39%	41%	56%
3	33%	39%	40%	54%
4	33%	39%	40%	55%
5	33%	39%	40%	54%
感度平均	33%	39%	40%	55%

※水位計設置可能径はVP20以上となる

以上の結果から、平均感度が高く、水位計設置可能な口径であるVP25を実用化する小径型パイプ歪計として採用した。

3. 計測結果

(1) 両計器の経時計測結果

現地の観測孔1、2の計測結果と気象データ²⁾を図-2に示す。グラフ内の赤線は既設型(VP40)、緑線は小径型(VP25)を示す。

小径型は2018年9月から計測を開始し、両計測器共に融雪期に大きく変動する傾向が得られた。特に積雪量が

多い2018年では観測孔1で2395 μ 、観測孔2で4931 μ となり、例年の約3倍以上の出力値となった。このことから、積雪量と、歪量は強い関係性を持つことが示唆される。

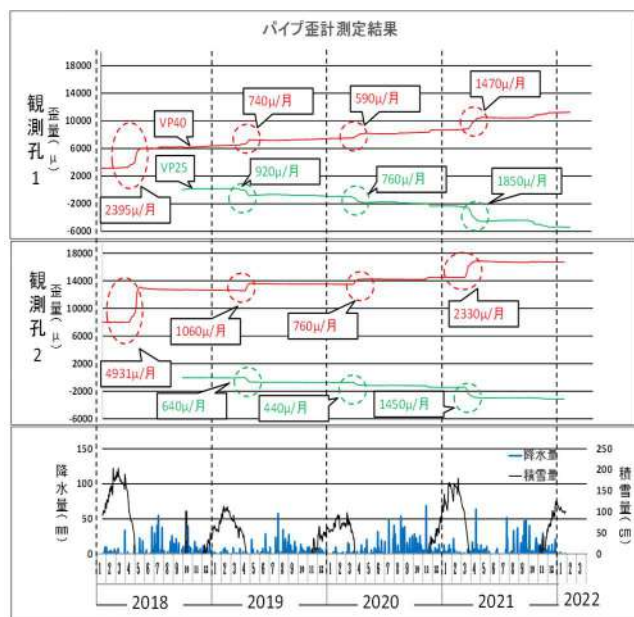


図-2 計測結果

(2) 既設型と小径型の感度比較

次に現地で計測した既設型と小径型の感度比較結果について述べる。歪変動が大きい融雪期（3～5月）を比較対象とし、既設型の計測値を基準として小径型の感度を算定した。計測結果を表-2に示す。

表-2 歪計の感度比較表

	深度 (m)	孔径	2019年度 (3～5月)		2020年度 (3～5月)		2021年度 (3～5月)	
			歪量 (μ/月)	感度 (%)	歪量 (μ/月)	感度 (%)	歪量 (μ/月)	感度 (%)
観測孔 1	19	VP40	740	124%	590	129%	1470	126%
		VP25	920		760		1850	
	既設孔に対する感度：126%							

	深度 (m)	孔径	2019年度 (3～5月)		2020年度 (3～5月)		2021年度 (3～5月)	
			歪量 (μ/月)	感度 (%)	歪量 (μ/月)	感度 (%)	歪量 (μ/月)	感度 (%)
観測孔 2	17	VP40	1060	60%	760	58%	2330	62%
		VP25	640		440		1450	
	既設孔に対する感度：60%							

観測孔1では、小径型の歪量が既設型の歪量を上回り3年間の平均感度が126%となった。しかし、既設型より内側に設置した小径型の歪量が上回る結果は、室内実験値の傾向と異なるため、補正值として利用するには留意しなければならない。

観測孔2は大きなばらつきもなく3年間の平均感度が60%となった。室内実験の平均感度との差も小さく、高い再現性を得ることができた。

4. 小径型パイプ歪計の課題

パイプ歪計の感度の精度について、観測孔1では室内実験とは異なる結果となった。以上の結果から小径型の課題を記載する。

(1) 内外のパイプ設置位置誤差

歪量が上回った要因として、内外のパイプ歪計の設置深度誤差が影響した可能性がある。既設型のひずみ計は設置深度が正確に把握できないため、今回設置した小径型の歪計の位置とズレが生じていた可能性がある。

図-3のように既設型が曲がっていなければ室内試験の結果と同様となるが、既設型は、すでに曲がっており、小径型との距離の違いが感度誤差に影響する。

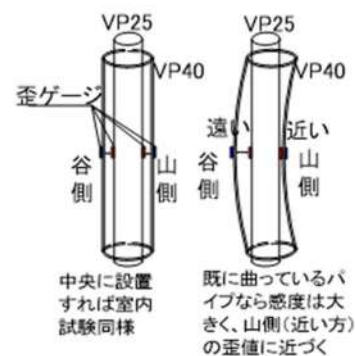


図-3 パイプ歪計の設置状況

(2) 累積歪量による影響

既設型は累積歪が発生した状態から観測を開始していくため、小径型のように歪が発生していない計器と比較して外圧による変形量に差が生じる可能性がある。この点が今回室内実験で比較した結果と異なる点である。

今後は既設型の状況に応じた検証が必要であり、例えば、歪量の大きさと感度の違いの比較や、ばらつく条件を絞り込む分析方法も有効である。

(3) パイプ歪計のゲージ劣化

外側（既設型）のパイプ歪計は経年劣化により、ゲージ劣化し、観測値が正しく出力されない可能性がある。

今回掲載できなかったパイプ歪計（既設型）の中には、設置から5年未満であっても、特定の深度で劣化による異常値が確認された箇所もある。

5. 結論

今回の事例紹介では、小径型を現場で使用した際の、室内実験との感度比較を行った。当現場においては、既設型との同時計測を行っているため、感度の違いを把握した上での運用が可能であった。一方で、同時計測を行えない場合は、感度の違いを評価することができないため、運用には注意が必要である。今後は上記の課題解決や、現地実績の蓄積、さらなる工夫に取り組み再現性の高いデータ取得に向け、検証を加えていきたい。

《引用・参考文献》

1) 実験データ：株式会社東京電機

2) 気象庁ホームページ

(<https://www.data.jma.go.jp/obd/stats/etrn/index.php>)

地すべり調査における動態観測事例

(株)構研エンジニアリング 久保 雅臣

1. はじめに

地すべり調査は、地すべり機構を解明するため、地形判読や地表地質踏査、ボーリング調査、地すべり観測等の様々な手法を用いた調査が実施されている。このうち、地すべり変動は融雪や降雨等による地下水位の上昇に起因して認められる事例が多いことから、地すべり観測で地下水位変動と地すべり変動の連動性を確認することは、地すべりの分布や滑動状況を把握する上で重要である。

本稿では、パイプ式歪計と自記水位計を用いた地すべり動態観測により地すべり滑動状況を確認した事例について報告する。

2. 対象地の概要

(1)変状状況の概要

対象地では、丘陵地の斜面中腹を片切片盛形状で通過する道路のうち、盛土区間で路面変状が認められた。路面変状は、段差や弧状の開口亀裂等が認められたことから、盛土すべりによる変状が疑われた。地表地質踏査の結果、現道上の変状の他に、現道山側に弧状を呈する段差や、法面末端部に擁壁のズレ等の変状が認められた。地山を含めた幅50m、長さ60m程度の範囲で変状が認められるため、地すべりが分布すると想定した（図-1）。



図-1 対象地平面図

(2) 地質概要

対象地の地質は、BV-1孔～BV-4孔のボーリング調査により、泥岩を基盤として上位に礫質土主体の崖錐堆積物とシルト混じり礫主体の盛土を確認した（図-2）。このうちBV-1孔～BV-3孔では、崖錐堆積物と泥岩の境界部に粘土層を確認したため、この境界をすべり面と想定した。

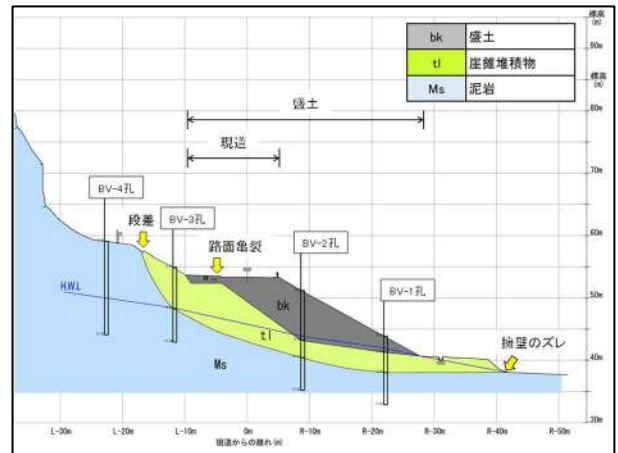


図-2 地質断面図

3. 地すべり観測結果

対象地の変動状況を確認するため、地すべり観測を実施した。

地すべり観測は、ボーリング調査を実施した BV-1 孔～BV-4 孔にパイプ式歪計および自記水位計を設置し、歪変動および地下水位変動を観測した。

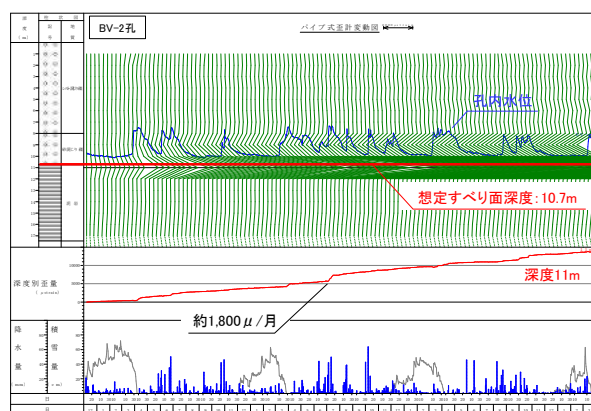
(1) 歪変動状況

地すべり観測の結果、BV-1 孔～BV-3 孔の想定すべり面深度付近で、明瞭な累積歪変動が認められた（表-1、図-3）。最大歪変動量は、BV-1 孔の深度 6m で約 600μ / 月、BV-2 孔の深度 11m で約 $1,800 \mu$ / 月、BV-3 孔の深度 5m で約 300μ / 月程度である。一方、BV-4 孔では、いずれの深度においても明瞭な歪変動は認められなかった。

想定地すべりブロック内に位置する BV-1 孔～BV-3 孔では想定すべり面深度付近で歪変動が認められ、それ以外の観測孔および観測深度では歪変動は認められない。このため、本歪変動は地質調査結果と整合する。

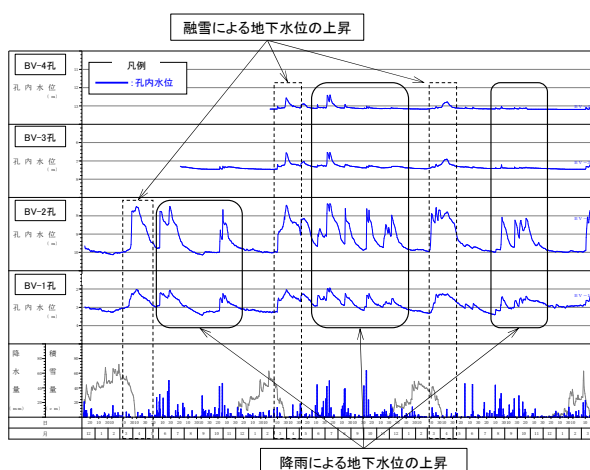
表-1 想定すべり面深度と歪変動深度の関係

調査孔	ボーリング調査	地すべり観測	
	想定すべり面	歪変動深度	歪変動量
BV-4孔	無し	-	変動なし
BV-3孔	GL- 4.5m	GL- 5m	300μ / 月
BV-2孔	GL- 10.7m	GL- 11m	$1,800 \mu$ / 月
BV-1孔	GL- 5.8m	GL- 6m	600μ / 月

図-3 歪変動図(BV-2孔)¹⁾

(2) 地下水位変動状況

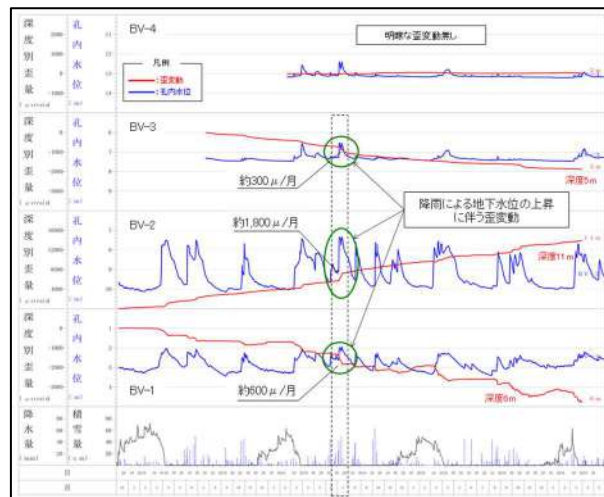
対象地は、6月～10月が降雨期に該当し、概ね20mm/日～60mm/日程度の日降水量がみられる。融雪期は3月～5月頃で、概ね60cm程度の融雪がみられる地域である。地下水位は、融雪期や降雨後に顕著に反応し、上昇する傾向を示す。特にBV-2孔では、積雪量や降雨量が多い場合や長雨となった場合には、短期間に2m以上の水位上昇を記録した(図-4)。

図-4 地下水位変動図¹⁾

4. 考察

対象地の地すべり観測の結果、歪変動と地下水位変動の関係に着目すると、融雪や降雨による地下水位上昇に伴い、歪が累積する傾向が認められる(図-5)。特に、融雪期やまとまった降雨のあとは、他の時期と比べて歪変動量や地下水位の上昇幅が大きい傾向にある。以上の変動傾向より、対象地の地すべりは、地下水位の上昇に伴い滑動すると考えられる。

また、歪変動が認められたBV-1孔、BV-2孔、BV-3孔のいずれの観測孔も、概ね同一の観測日に地下水位の上昇と、歪変動が認められることから、各孔で観測される歪変動は、同一地すべりブロックの滑動を捉えていると考えられる。

図-5 地下水位の上昇と歪変動の関係¹⁾

上記のことから、対象地の路面変状は、①想定すべり面付近で累積歪変動が認められ、②地下水位の上昇に連動して歪が累積する傾向を示し、③斜面の変状区間全体で変動傾向が認められることから、緩慢に滑動している地すべりによるものと評価した。

また、地すべり調査結果を総合的に勘案し、地すべりの断面形状を推定した(図-6)。地すべりの頭部および末端部は、地表地質踏査で確認された変状地形とした。地中を通過する想定すべり面は、ボーリング調査で評価されたすべり面や、地すべり観測で確認した歪変動深度、変動の連動性を踏まえ設定した。なお、BV-4孔は変状範囲外であり、歪変動も認められないことから、地すべり範囲外として評価した。

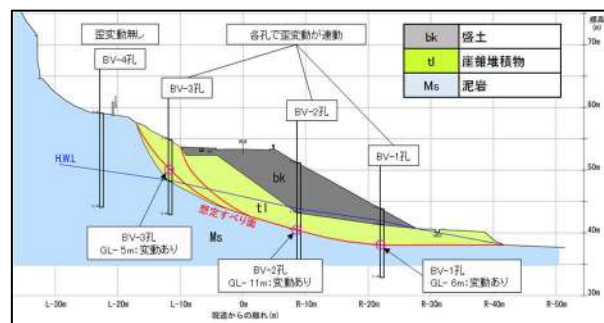


図-6 地すべり断面図

5. おわりに

歪変動と地下水位変動の連動性を検討することで、地すべり滑動状況の評価を行うことができた。対象地の地すべりは緩慢に滑動中であるため、今後も地すべり観測を継続し、対策工効果の検証をしていきたい。

《引用・参考文献》

- 1) 気象庁アメダス：観測地点「網走」(確認2022.7.1)
<https://www.jma.go.jp/jma/index.html>
- 2) (社)斜面防災対策技術協会編：地すべり観測便覧，pp.329-345，2012.10.
- 3) (社)日本道路協会編：道路土工「切土工・斜面安定工指針」，pp.369-397，2009.6.

【4】

地すべり観測孔の再設置における既往資料の活用事例

大地コンサルタント(株) ○佃 芽衣, 秋山 道生

1. はじめに

地すべり観測において、歪計、孔内傾斜計、地中伸縮計はよく用いられる計器である。いずれの計器も、設置後の地すべりの発生等により変形するため、永久的な使用はできず、また、設置時にグラウトによる固定を行うために同じ孔での計器の交換はできない。

そのため、対象とする地すべり地で継続して観測を行うためには、新規にボーリング孔を掘削し、計器を再設置する必要がある。

再設置業務の特徴として以下の2点が挙げられる。

- ・既往孔の掘削から年数が経過している場合、再設置時にもオールコアボーリングで良質なコアを採取し、すべり面の確認等を求められる場合がある。
- ・既往孔についての資料を参考にできる場合が多い。

本稿では、地すべり観測孔の再設置において既往資料を活用した事例およびその効果を示し、さらに既往資料の活用についてオペレーターへのアンケート調査を行い、その結果についてまとめた。

2. 調査概要

令和3年度に行った調査では、北海道三笠市のダム貯水池周辺の地すべりブロックにて、孔数4本、計102mのボーリング掘削を行った。これらの孔は8～15年前にオールコアボーリングを行い、地すべり観測機器を設置している箇所である。

設置計器はパイプ歪計・地下水位計、孔内傾斜計・地中伸縮計の4種類2セットであり、設置のための孔径は前者でφ66mm、後者でφ86mmである。表-1に各孔の概要を示す。

表-1 各孔の概要¹⁾

孔番 (便宜的)	延長 (m)	孔径 (mm)	設置観測機器 (略称)
1	26	86	傾斜計・伸縮計
2	26	86	傾斜計・伸縮計
3	30	86	傾斜計・伸縮計
4	20	66	歪計・水位計

地質は泥岩優勢の泥岩砂岩互層である。移動層は礫～玉石混じりの粘土または、亀裂の発達した棒状コアであり、不動層は比較的亀裂の少ない棒状コアだが、数ミリ～十数cmの角礫層や粘土層を挟むこともある(図-1、図-2)。このような地質で無水掘削を行った場合、移動層と不動層の判別が付きにくい場合送水掘削が必要であるが、送水量が多い場合などは移動層のマトリクスが流出する恐れがあり、送水量や回転数の調節が必要である。

また、コアの硬軟に応じてビットの交換が必要であり、コア状況に応じた掘削方法が求められる。



図-1 移動層の例。礫や玉石が粘土によって固結された部分や、亀裂の多い棒状コア。



図-2 不動層の例。主に亀裂の少ない棒状コアだが、部分的に角礫層や粘土層を挟む。

3. 使用した既往資料

用いた既往資料は、柱状図、コア写真、観測結果であり、各既往資料を事前にオペレーターに通知した。記載、表現されている内容について以下に示す。

・柱状図

岩種区分(土・岩質区分、境界深度)、記事(すべり面や土・岩質境界、部分的な不良部深度)、地下水位、掘進状況(ビット、給圧、回転数、送水圧、送水量、排水量)

・コア写真

コア状況(割れ目の頻度や状態、風化・変質状態)

・観測結果

地下水位計設置孔では地下水位変動グラフ

4. 結果

(1) コア品質

コア品質は、移動層において良質なもの(図-3)からマトリクスの流出等の不良部が発生したもの(図-4)まで様々であった。

図-3 移動層のうち、良質部の例
(マトリクスも含めて採取できている)

図-4 移動層のうち、不良部の例(マトリクス流出)

(2) 掘削期間

掘削期間について、表-2に示す。延長は孔番1のみ R3 調査孔の方が1m 長い、その他の孔は同延長である。なお、既往調査と本調査ではオペレーターや掘削時期が異なり、また孔によっては既往孔のみ標準貫入試験を行っ

ている。

一部の孔で、既往資料を用いた本調査の方が短期間での掘削となったが、既往資料を用いることによる掘削期間の短縮は示されなかった。

表-2 既往調査と本調査の掘削期間

孔番		期間	日数	備考
1	既往	2/10～2/20	8	標準貫入試験あり
	R3調査	2/15～2/19	5	
2	既往	10/24～10/29	5	標準貫入試験あり
	R3調査	2/3～2/10	6	
3	既往	10/19～10/21	3	
	R3調査	2/24～3/4	7	
4	既往	9/27～10/4	6	
	R3調査	1/25～1/28	4	

以上のとおり、既往資料の活用がコア品質や掘削期間にどの程度影響を与えているかを示すことは難しい。そのため、オペレーターに既往資料の活用についてのアンケート調査を行った。

(3) アンケート調査

令和3年度調査に従事したオペレーターを含む、再設置業務の経験がある4名のオペレーターに対して、既往資料（柱状図、コア写真、観測結果）の要不要および、必要な場合特に着目する点についてのアンケート調査を行った。表-3に結果の概要を示す。なお、岩種区分は土・岩質の内容および境界深度を、掘進状況は掘進速度、コアチューブ／ビット、給圧、回転数、送水圧、送水量、排水量を示す。

表-3 アンケート調査結果

		オペ A	オペ B	オペ C	オペ D
柱状図	岩種区分	必要	必要	必要	必要
	記事	必要	必要	必要	必要
	孔内水位	必要	必要	必要	必要
	掘進状況	必要	不要	不要	不要
コア写真		必要	必要	必要	必要
観測結果	地下水位	必要	不要	不要	不要
	地すべり観測	不要	不要	不要	不要

また、以下に各オペレーターから得られた意見を示す。

- ・柱状図やコア写真の情報から、ケーシングの挿入計画や、ビット交換・送水量・泥水濃度の調整を行う。

- ・掘削を進める中で、岩種区分等に変化が見られたとき、既往の柱状図と照らし合わせ、確認する。

- ・掘進状況のうち、送水量と排水量に特に注目する。記事欄に逸水深度や量の記載があるとなお有益。

また、以下の2点について質問を行い、回答を得た。

質問①：掘進状況について、既往調査と再設置調査ではビットの交換や送水量の調整等のタイミングが一致していることが少ないのはなぜか。

質問②：既往孔と距離が1m程度離れた位置でのボーリングであっても、岩種区分が既往調査結果と異なる場合がある。そのような場合には既往資料は逆に混乱を生まないか。

回答①：ボーリング機械やビットは既往調査実施時と異なる場合が多く（改良されている場合もある）、掘削方法にはオペレーターの癖も出るため、掘削状況は参考にしても真似をするということはない。

回答②：回答①のとおり、掘削方法を真似ているわけではなく、柱状図やコア写真から自分流の掘削計画を立てて掘削を行うため、掘削中のボーリングコア状況が既往調査結果と異なっても作業に支障をきたすことはない。

5. まとめ

本調査では、地すべり地の観測孔再設置において、既往資料（柱状図、コア写真、観測結果）を活用した事例を示した。活用結果及びオペレーターへのアンケート調査結果を以下にまとめる。

- ・既往資料を活用した場合においても、コア品質の向上や掘削期間の短縮が達成されるとは言えない。
- ・既往調査の掘進状況を真似ることはないが、柱状図およびコア写真は非常に有益な情報である。
- ・送水排水に関する掘進状況は、特に参考にする（有益と考える）オペレーターが多いため、柱状図作成時には記事欄を含め、正確に記載することが求められる。

既往調査は自社で行っているものばかりではないため、既往資料を得る際には発注者や既往調査の実施業者に問い合わせる必要がある。今後、再設置業務を行う際には、本アンケート調査で得られた内容を基に、どのような情報が必要かを先方に伝え、既往調査結果を得ることが重要であると考ええる。

《引用・参考文献》

- 1)「幾春別川稲荷沢地区外地質調査業務」成果品(R3,大地コンサルタント(株))

鳥海山麓に分布する泥岩の風化特性と地すべり

奥山ボーリング(株) ○中野史明, 藤井登, 宮澤駿太郎, 鈴木聡

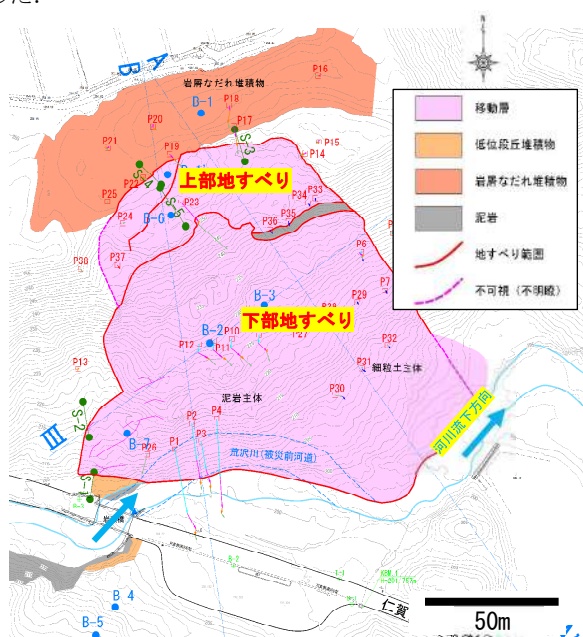
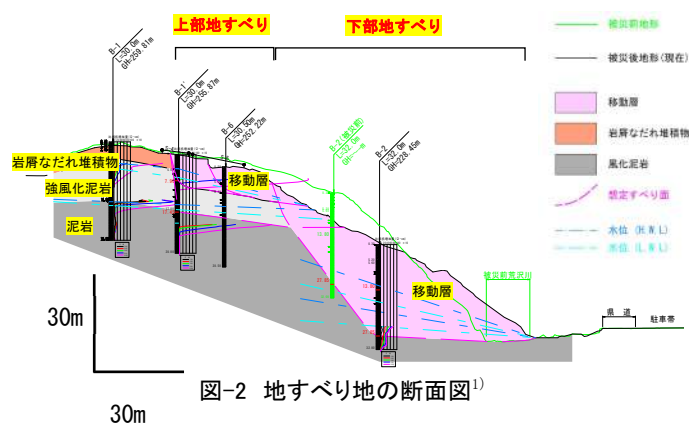
1. はじめに

秋田県南部に位置する鳥海山の北麓で、河道を閉塞する地すべりが発生した。この地域に分布する新第三紀の泥岩はスレーキングなどにより深部まで脆弱化しており、このことが地すべり発生の素因であると推察される。本発表では、調査地の地形や地質構造の特徴や、採取されたボーリングコアの風化特性について調査し、深層まで脆弱化した要因と地すべり発生の関連性について考察した結果を報告する。

2. 地すべり地の概要

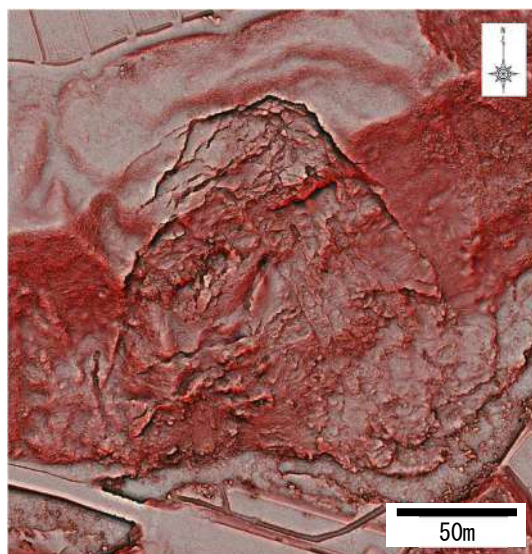
(1) 地すべり地の概要

地すべりは下部と上部に区分される(図-1, 図-2)。下部すべりは幅約120m, 長さ約100m, 上部すべりは幅約85m, 長さ約40mの規模である。この地すべりにより移動土塊が下方の河川に到達し、河川断面の50%から100%埋塞した。

図-1 地すべり地の平面図¹⁾図-2 地すべり地の断面図¹⁾

(2) 地形・地質概要

防災科学技術研究所の地すべり地形分布図データベース²⁾によると、被災地周囲は地すべり地形が密集するエリアとなっており、今回の被災地も地すべり地形の末端部に該当する。図-3に示す地すべり地の赤色立体図によると、地すべり頭部から側方にかけて滑落崖が明瞭にみられ、すべり地内の表層部はすべり地外の表層部に比較して不規則な凹凸や下方に垂れ下がったような微地形が顕著に発達する。

図-3 地すべり地の赤色立体図¹⁾

地質は、新第三紀鮮新世から第四紀更新世前期の暗灰色の塊状な泥岩やシルト岩から成る天徳寺層である。その上位には、写真-1に示す第四紀更新世中期の鳥海火山噴出物である由利原岩屑なだれ堆積物が分布し³⁾、本地すべりの上部に緩い沢地形を覆うような分布形態を確認できる。



写真-1 地すべり頭部に分布する岩屑なだれ堆積物

また、当地の東方1kmには背斜軸の存在が推定されており、当該箇所は背斜構造の背斜翼部に位置する³⁾。

3. 地すべり泥岩の物性

(1) 泥岩露頭の状況

現在、上部すべりでは頭部排土工が施工中であり、排土した切土法面には泥岩の露頭が確認できる。切土間もない露頭の新鮮部は暗灰色を呈する一方、写真-2に示すような細粒化を示す部分も多く認められる。



写真-2 スレーキングにより細粒化した泥岩

4. 泥岩の物性

(1) 試験方法

上部すべりで実施した機械ボーリングのコアを用いて、以下の試験を実施した。針貫入試験（JGS 3432）は10cm単位で行い、一軸圧縮強度の推定と鉛直方向の強度分布特性を把握した。さらに、強度と吸水量増加率との関係を把握するため4つに強度区分し、各々のコアについて岩の乾湿繰返し試験（JHS 111-2006）を行った。これらの試験より、強度と崩壊性に関する定量データを得た。また、スレーキングを発生させる素因を究明するため、風化し一軸圧縮強度が0.12MN/m²のコア（A）と、新鮮で一軸圧縮強度が1.5MN/m²のコア（D）を用いてX線回折による造岩鉱物の同定を実施した。

(2) 試験結果

ボーリングコアの深度方向と針貫入試験で得られた一軸圧縮試験結果の関係を図-4に示す。深度4.5mまでは、一軸圧縮強度が極めて小さくゼロに近い値である。この部分の岩相はすべり面上部の移動土塊と一致している。深度4.5m以深では、深度と一軸圧縮強度が正の相関性を示し、深度12.0m以深では約0.5～2.0MN/m²となる。

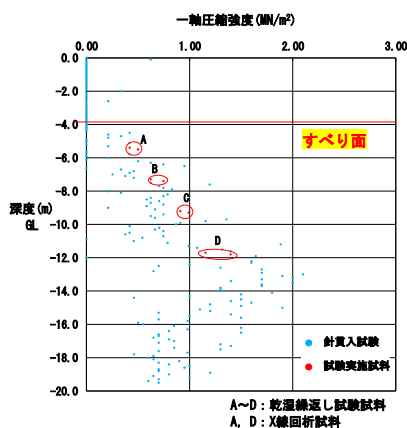


図-4 ボーリングコアの深度と一軸圧縮強度の関係

吸水量増加率は深度及び一軸圧縮強度とは負の相関性を示し、深度5.7～7.4m（AとB）では180%以上だが、深度9.2mでは128%である。深度11.8m（D）では25%程度となる（図-5）。

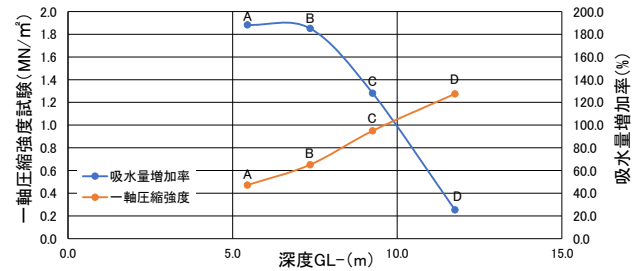


図-5 ボーリングコア深度及び一軸圧縮強度と吸水量増加率の関係

また、粉末X線回折のプロファイルを図-6に示す。分析した結果、風化部（A）及び新鮮部（D）もスレーキングの素因となる膨張性粘土鉱物であるスメクタイトのピークが明瞭に認められる。

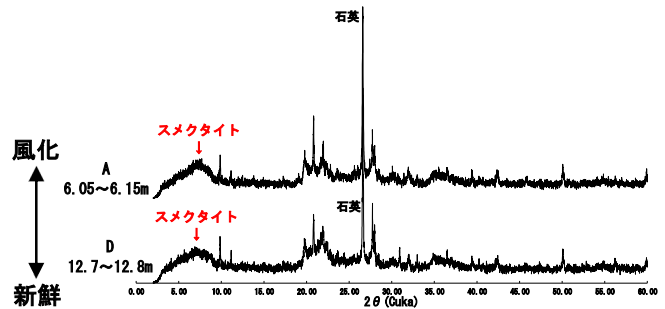


図-6 粉末X線回折結果

5. まとめ

当該箇所（天徳寺層）の泥岩はスメクタイトを含み、深部までスレーキングによる強度低下が進行している。スレーキングの程度は表層部に近いほど顕著で、泥岩新鮮部の深度まで徐々にスレーキングが進行している。また、当該地域において背斜構造が認められることで、地層中に潜在的な引張亀裂が存在したことがスレーキング促進の要因となっている可能性がある。さらに、岩屑なだれ堆積物が地すべり頭部の凹地形を埋めたような形態で堆積している。この岩屑なだれ堆積物は岩塊や礫を多く含むことから透水係数が高く、地すべり地内へ水が供給しやすい特徴を有する。以上のことが地すべり発生の要因となった可能性がある。

本報告に際し、秋田県由利地域振興局から当該箇所の資料を提供いただいた。ここに感謝の意を表する。

《引用・参考文献》

- 1) 秋田県 由利地域振興局(2019), 一級河川荒沢川地すべり災害資料
- 2) 国立研究開発法人 防災科学技術研究所, J-SHIS マップ, <https://www.j-shis.bosai.go.jp/map/> (閲覧日 2022年6月3日)
- 3) 大沢穠(1988), 5万分の1地質図幅「矢島」, 地質調査所

平成 30 年 7 月豪雨による地すべり発生箇所の解析事例

中央開発（株） 青木 拓

1. はじめに

対象地は、平成30年7月豪雨による地すべり発生箇所である。当地では、地すべり特性把握を目的とした各種調査が被災直後から行われており、現在も動態観測を実施中である。本論文では、地すべり解析及び対策工検討内容について報告する。

2. 調査地概要

地すべり発生箇所は、丘陵地の北側斜面であり、丘陵尾根部から末端部にかけては家屋や神社が分布する。

当地では、平成30年7月5日から7月7日の大雨（期間中の累積雨量：502.0mm）（図-1）により、7月6日の夕方から夜の間に地すべりが発生し、住宅地内の複数地点に段差地形が発生したほか、土砂の流出、斜面末端部の法枠工に変状が生じた（写真-1、写真-2）。

調査地の地質は、古第三紀の砂岩、泥岩および礫岩からなり、一部に炭層を挟む。なお当地では、戦前から高度経済成長期にかけて採炭が盛んに行われてきた。

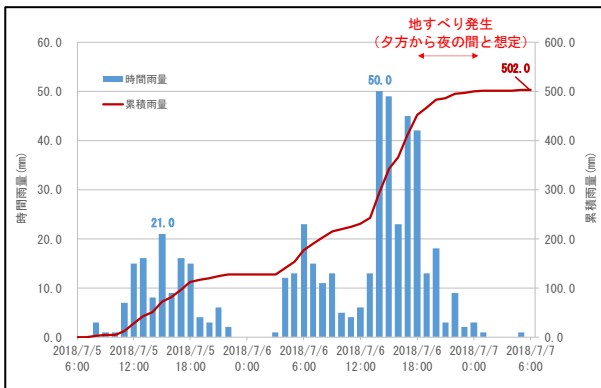
図-1 被災時の降雨状況¹⁾

写真-1 段差地形



写真-2 法枠工変状状況

3. 地すべり調査

当地では、これまでに表-1に示す地すべりに関する各種調査が実施されている。

ボーリング調査の結果、地すべりブロック内の地質は上位から表土、崩積土、砂岩・泥岩（DH～CL 級）であることを確認した。崩積土は礫状から粘土状を示し、N値は50未満である。また砂岩・泥岩の DH～CL 級（風化部）は、原岩構造を残しており N 値は50以上を示す。コ

ア観察に基づく弱部は、崩積土と砂岩・泥岩の DH～CL 級の境界付近（深度4.5～1.0m）である。

ボーリング地点では、挿入式孔内傾斜計観測及び地下水位観測を実施しており、このうち地下水位観測の結果によると、地下水位は大雨時には地表付近まで上昇することが確認されている。

表-1 地すべり調査実施内容

調査概要	調査内容	実施ポイント
地形調査	・空中写真判読 ・地形図判読 ・現地踏査	適切な資料を用いた地すべりブロック設定
地質調査	・地表地質踏査 ・ボーリング調査	
すべり面調査	・挿入式孔内傾斜計観測	変位量や変位方向に着目した移動方向把握
地表変動調査	・地盤伸縮計観測 ・土間コンクリート計測	
地下水調査	・自記水位計観測	
土質試験等	・標準貫入試験	

4. 調査結果整理時のポイント

各種調査結果の取りまとめにあたり、地すべりブロックの設定と地すべりブロックの移動方向が要点であると考えた。結果整理時のポイントについて以下に示す。

(1) 地すべり地形判読に基づく地すべりブロック設定

地形判読を行うため、調査地が樹木に覆われていない昭和50年撮影の空中写真と、令和2年度に作成された砂防基盤地図を使用した。地形判読により地すべりブロックは、複数の小ブロックを包括する幅75m、長さ115mのAブロックと、Aブロックに隣接する幅25m、長さ35mのJブロックからなると評価した（図-2）。また、地すべりブロック末端部は、地形の特徴から河川の攻撃斜面であった可能性があることを確認した。

(2) 挿入式孔内傾斜計観測結果に基づく移動方向把握

Aブロックの移動方向は、当初は頭部滑落崖に対して直交方向と想定していたが、現地踏査による亀裂分布等の確認から、再検討する必要があると判断した。そこで、移動方向を評価するため、挿入式孔内傾斜計の2軸方向の変位量から合成変位量を算出し、その時に求まる実際の変位方向を求めた。その結果、Aブロックの移動方向は、小ブロックの滑落崖に対して直交方向であると評価した（図-2）。Jブロックについても同様の評価を行い、ブロック内の段差地形や亀裂の延長方向と直行する方向を移動方向とした。

また、一部観測孔の想定すべり面深度（深度4.5～0.5m）では、降雨後に潜在変動（0.5～2mm/月）から準確定変動（2～10mm/月）を確認した。

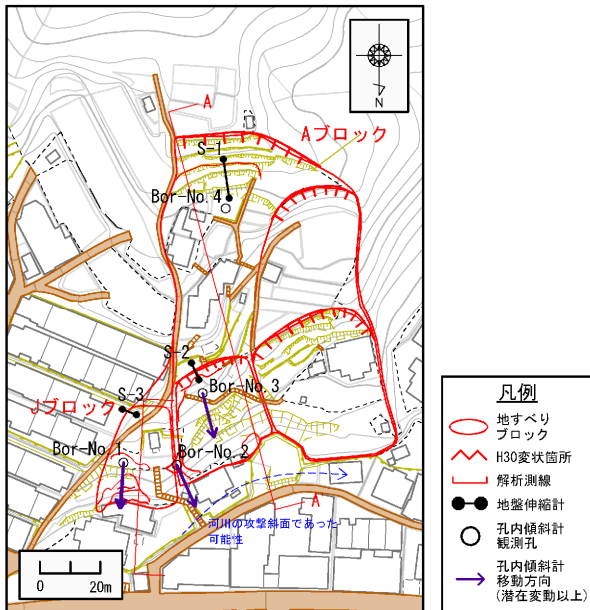
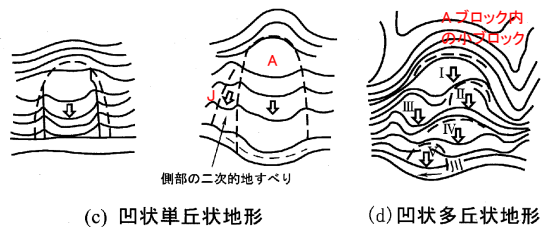


図-2 調査位置平面図

5. 地すべり解析と対策工検討

当地の地すべりは、丘陵が発達する中、河川の営力による攻撃斜面の形成や岩盤の風化といった素因や、降雨による地盤中の地下水位上昇等の誘因によって初生的なすべりが発生し、その後複数回の崩壊を繰り返すことで、現在のブロックが形成されたと推察される（図-3）。

図-3 地すべり地形分類²⁾

現在の地すべりブロックには、地形や地質の観点から風化岩地すべり～崩積土地すべりの要素が認められるが、本地すべりは崩積土と風化岩の境界付近に想定すべり面を設定したことから、崩積土地すべりとして整理した。

すべり面の形状は、想定すべり面や地質の分布が斜面に対して調和的であることから、層状すべり面とした（図-4）。

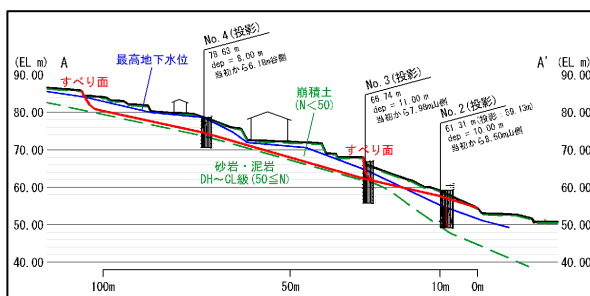


図-4 地質断面図(Aブロック解析測線)

上記解析結果を基にした対策工法は、水抜きボーリング工による抑制工と抑止工の組み合わせとした。このうち抑止工については、AブロックとJブロックでそれぞれ3案比較を行い、両ブロックともアンカー工を採用した（図-5）。特に、Aブロックにおけるアンカー工の採用は、小ブロックの抑止を考慮した場合に他工法よりも優位であることが要因の一つであった。比較対象は、下記のとおりである。

Aブロック：①アンカー工、②鋼管杭工、③頭部排土工併用アンカー工

Jブロック：①アンカー工、②鋼管杭工、③鉄筋挿入工

なお、鋼管杭工を適用した場合、施工箇所が狭隘なため資機材搬入が難しいことや、鋼管杭を地すべりブロック末端部に設置したのみでは受動破壊の発生が懸念された。頭部排土工併用アンカー工や鉄筋挿入工は、アンカー工よりも経済性に劣ると評価された。

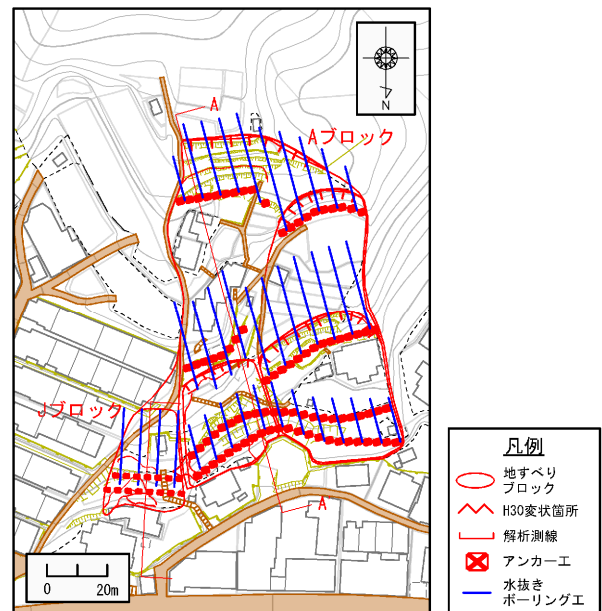


図-5 解析結果を基に設定した対策工

6. おわりに

当地では、地すべり対策事業の実施が予定されている。今後は更なる地質調査や詳細設計、その後に対策工事が行われることとなる。その際には、住民説明会等で現地状況を分かりやすく示すための3次元モデル作成や、生産性向上や人手不足を考慮した設計、施工が望まれる。

《引用・参考文献》

- 国土交通省：水文水質データベース <http://www1.river.go.jp> (確認日:2021.12.10.)
- 国土交通省砂防部 独立行政法人土木研究所:地すべり防止技術指針及び同解説, p135, 2008.

道路事業における土石流対策に関する一考察（その3）

中央復建コンサルタンツ（株） 本山 普士

1. はじめに

道路事業における土石流対策は、砂防・治山事業と異なり、積極的な発生土砂の抑制や捕捉が難しい。一方で、最低限の防災対策として道路本線への氾濫被害を防止する必要がある。その1の報告¹⁾では、既設路線の「道路と溪流の位置関係」と「横過部の構造」に着目した溪流の分類を行い、その分類に適した土石流対策案を紹介した。その2の報告²⁾では、横過地点より上流側に対策工が設置されている場合の対策工形式やそれら対策施設の現況についてとりまとめ、対策工の管理方法と管理のための日々の点検のポイント等について述べた。本報告では、道路事業での土石流対策箇所の実際から適した対策方法とその実例を示し、対策にあたっての考え方や調査すべき点などについて述べる。

2. 道路事業における土石流対策の基本

道路事業における土石流対策の基本は、「道路土工 切土工・斜面安定工指針」（以下、道路土工指針³⁾）に示される。要約すると、以下のとおりである。

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

3. 横過部対策の実際と目指すべき方向性

道路土工指針³⁾では、土石流は基本的に「流下させる（流下できる）」ものと考えて、道路構造物をスルージグさせることが最も適切な対策とされている。ただし、道路面よりも溪流が低い位置にあり、かつ有効な流下断面を確保できること、もしくは安全に上越しできることが有効なスルージグの前提である。その1¹⁾・その2²⁾報告におけるモデル路線では、下越し構造となる箇所は全体の75%に達するものの、横過地点直上流に落差や勾配の急変点があったり、管渠断面が小さかったりと、土石流の流下に適した構造となる箇所は少ないことが示されている。つまり、多くの溪流においては、大規模な構造物の改築を行わない限りは、単純なスルージグで解

決を図ることは難しいと見て差支えない。

一方で、止むを得ず捕捉を前提とした構造物を設置すると、捕捉施設の管理（端的に言うと堆積土砂・塵芥の除去）が半永久的に続くこととなる。その維持管理は、長期的に見ると決して安価、かつ容易ではないことが推察される。

管理手間を減らすとなると、次のような方針で構造物を計画する必要がある。

- ①メンテナンスフリーに近い管理形態
 - ②メンテナンスが必要であったとしても、その頻度が少ない形態
 - ③道路本線に近接した維持管理作業が容易な形態
- ①については、あくまでスルージグ化を図るか、もしくは流出物を発生させないことが重要である。

②については、管理頻度の減少に着目して、砂防事業でいうところの透過型構造物を使用することが解決策の1つとして挙げられる。すなわち、中小出水による移動土砂はスルージグさせ、頻度が少ないと想定される土石流発生時には確実に巨礫・流木等を捕捉することができるとするものである。一般的に道路の排水として考えられる計画規模(超過確率年)は、土石流の計画規模よりも十分に小さいため、最も理にかなった考え方であると思われる。なお、道路土工指針³⁾には透過型構造物を推奨する旨の記述も認められる。

③については、維持管理作業はやむを得ないとしても、道路際での作業や対象範囲を狭くすることにより作業性の向上を図り、比較的容易かつ速やかに機能回復を行うものである。

4. 目指すべき方向性に沿った対策事例の紹介

第3章の①に相当し、溪床不安定土砂を抑制することにより土砂流出に防備した事例と、第3章の②に相当し、その1¹⁾・その2²⁾報告に示す「函渠等の閉塞軽減」に資する構造物の配置を行った事例の2例について示す。

溪床不安定土砂の発生を抑制する事例として、溪床不安定土砂の分布範囲を「ふとんかご」によって覆った例を示す(写真-1参照)。対策溪流は、溪流河道の勾配が緩く、不安定土砂の分布範囲が狭小であった。加えて、当該溪流の上流側において治山事業が実施されており、源頭部から事業分界点までは治山事業によって完全に整備される計画であった。このような事業間の連携により、当該道路事業で対象とする流出量を大幅に少なくすることができたために実施できた対策である。



写真-1 不安定土砂の発生抑制を図った例

函渠等の閉塞軽減に資する事例として、函渠呑口直上流に鋼製スリットを設置した例を示す(写真-2、3参照)。事例の溪流では、中流域で他事業による整備が見込まれたため、他事業での対象流出量と道路事業での流出量をそれぞれ計上し、道路事業での流出量のみ捕捉できる容量を考慮してスリット高さを設定した。巨礫・流木はスリットにより土石流から分離され、水のみが流下するものと考え、下流の函渠は清水流量を対象として断面を決定した。維持管理時には、現道を片側交互通行とした上でラフテレーンクレーンを設置し、クレーンの動作範囲内で土砂の搬出ができるよう、透過部を可能な限り道路に近接させた。



写真-2 閉塞軽減工を設置し函渠に導流する例(その1)



写真-3 閉塞軽減工を設置し函渠に導流する例(その2)

5. 道路防災としての対策と調査に関する考察

防災対策施設の整備にあたっては対象とする災害とその規模を定める必要がある。土石流に対しては、道路土工指針³⁾に示される「流出量」がこれに当たる。

点検要領⁴⁾や道路防災点検の手引き⁵⁾によると、道路防災点検にかかる種々の様式では、溪流から発生する流出量を記載する項目はない。しかし、空き容量（未満砂高）を有した既存施設の有無が安定度調査表における評点の1つの材料となっている。しかし、その空き容量（未満砂高）が流域からの流出量に対して有効であるかどうかの判断は、現段階では実施されていない。

1つの考えとして、溪流の評価にあたっては、空き容量の変化よりも、溪流の規模に見合った対策であるかどうか

かを判断することを目的として「流出量に対する空き容量（未満砂高）」の評価を行うべきと考える。そのためには溪流の調査が必要となる。流出量の調査は、道路土工指針³⁾に示される程度の内容で、安定度調査の段階か、少なくとも防災カルテ作成段階で実施しておくことが望ましい。近年はLPデータを用いた解析・分析も盛んに行われているため、この技術を活用して流出量を推定することも考えられる。

なお、事業によっては「予め空き容量を有さない施設を配置することにより、当該事業の施設効果を得ている」場合もある。つまり、空き容量（未満砂高）の存在は、必ずしも溪流の安全性を担保するものではない、と考えられる。しかし「防災」の観点から、各事業間において手法は異なるにせよ恒久的に到達すべき目標はほぼ同じであると思われるため、事業間の相違を理解した上で、他事業における効果を最大限尊重し、それを前提とした「道路事業として対処すべき事象・量」を適切に見積り、道路事業としての整備目標とすることが望まれる。

6. おわりに

道路における土石流対策は「横過地点を土石流が無害で通過すること」が基本であるが、大規模な改築を伴わず理想的な横過形態を得ることは難しい。このため、部分的な流出量の捕捉等を考える必要がある。一方で、現在の道路防災点検では流出量の把握は行っていない。このため、溪流調査によってこれを把握するか、LPデータ等を用いた解析によりこれらを把握し、現況評価および対策計画の一助とする必要がある。また、事業間連携を進め、道路事業として対処すべき事象と対象量を絞り込むことにより、道路事業の管理形態に沿った対策を実施することが望ましいと考える。

《引用・参考文献》

- 1) 本山 普士ほか、「道路事業における土石流対策の一考察」、全地連技術フォーラム2016論文集、論文No.131、2016.8。
<http://www.web-gis.jp/e-Forum/2016/PDF-131.pdf>
(確認日:2017.6.12.)
- 2) 本山 普士:「道路事業における土石流対策の一考察(その2)」、全地連技術フォーラム2017論文集、論文No.011、2017.8。
<https://www.zenchiren.or.jp/e-Forum/2017/PDF/2017-A3-011.pdf>
(確認日:2022.7.18.)
- 3) 日本道路協会:道路土工一切土工・斜面安定工指針、pp.439～456、2013.3.
- 4) (一社)全国地質調査業協会連合会:「道路防災点検の手引き(豪雨・豪雪編)」、pp.113～123、2022.3.
- 5) 国土交通省道路局:「点検要領」、平成18年9月29日付け事務連絡の参考資料、pp.109～115、2006.9.

激甚化した道路斜面災害での災害レジリエンス（対応力）

(株)東建ジオテック ○ 太田 博之, 清水 史也, 愛甲 健太

1. はじめに

近年、気候変動の影響によって、豪雨による土砂災害が激甚化している。山口県においても平成30年7月豪雨（西日本豪雨）の土砂災害で甚大な被害が生じた。本稿では平成30年7月豪雨により発生した大規模な国道斜面災害の復旧における、災害レジリエンス（対応力）について紹介するとともに今後の災害レジリエンスのあり方と地質技術者の役割について考察する。

2. 災害レジリエンスとは

災害レジリエンスのモデルは一般的に図-1のように模式化されている。災害により被害が発生し、機能の一部あるいは全部が喪失する。そこから機能回復しようとするプロセスが開始される。この災害を乗り越えるプロセスが災害レジリエンスである。

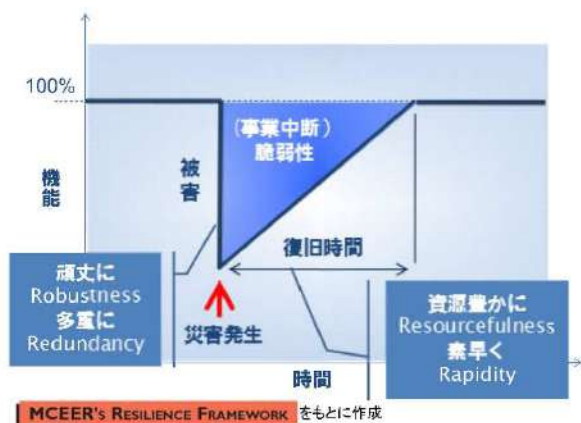


図-1 災害レジリエンスの定義¹⁾

3. 道路斜面の崩壊状況

道路斜面の崩壊状況は写真-1に示すとおりであるが、その概要を以下に示す。

- ①発生した崩壊は国道山側の自然斜面の岩盤崩壊である。
- ②斜面尻には落石対策工として落石防護棚工（ロックキーパー）が設置されていたが、崩土は落石防護棚を乗り越え、また損傷させながら道路に堆積し、国道は通行不能となった。
- ③崩壊幅は75.2m（道路部分）で、崩壊頭部は道路面から約70mと非常に高い。崩壊斜面の勾配は45°程度であり、斜面長は100mを超える、極めて大規模な崩壊である。
- ④崩壊頭部（最上部）は幅約10mと崩壊末端部に比べ非常に狭くなるが、両サイドに滑落段差がそれぞれ7～8m程度連続している。
- ⑤崩壊斜面内（主に上部）には風化し亀裂の発達した玖

珂層群の泥質岩が露出しているが、全体に破碎質で粘土化した部分も見られる。また、周辺に比べ硬質な部分が岩塊状に点在している。

⑥崩壊斜面は末端部を除き自然斜面であったが、その大部分は杉の植林地であり、そのため崩壊による倒木が非常に多い。

⑦崩壊斜面内に堆積している崩土は非常に不安定で、まとまった降雨等の誘因が作用すれば、崩土が崩壊する可能性が高く、道路面に堆積した崩土は取り除きにくい状況となっている。



写真-1 斜面崩壊状況

4. 崩壊の特徴と崩壊発生機構

(1) 崩壊の特徴

今回発生した崩壊を総合的に判断すれば、第一崩壊から第二次および第三次崩壊へと、三回にわたって後方波及した特徴が推察され（写真-2参照）、このため、本来比較的小規模であったものが、甚大な災害に発展したものと考えられる。



写真-2 写真判読による崩壊の進行状況

(2) 崩壊発生機構

今回の崩壊の発生機構は以下のように推察される。

崩壊発生斜面は断層破碎帯の軟質層を主体とする斜面で、地質的にも地質構造的にも不安定な斜面であった。その不安定な斜面に、今回記録的ともいえる降雨により、多量の地表水・地下水が地質的集水域から岩塊混じり砂礫状の地層を中心に浸透・流入し、岩塊混じり砂礫状の地層では

過剰間隙水圧が発生し、軟弱層は強度低下し、岩塊混じり砂礫状の地層を頭部滑落崖として崩壊が発生した。崩壊はまず斜面下方側の岩塊混じり砂礫状の地層を頭部とした崩壊が発生し、順次上方に崩壊が波及したものと推察される。

5. 応急対策(道路機能の一部回復)

斜面崩壊により、国道(交通量: 約3,000台/日)が全面通行止めとなった。迂回路はあるものの、道路利用者にとっては不便であったため、早期の交通開放(片側交互通行)に向けて応急対策を検討する必要がある。

対策としてまず、道路に堆積している崩土および倒木をある程度除去し、仮設防護柵を道路中央に設置し、片側交互通行とする案を検討したが、崩壊斜面内にある非常に不安定な崩土が斜面下側の崩土および倒木の除去に伴い、崩壊する恐れがあったため、取止めとした。

そこで、不安定崩土の崩壊を引き起こさないように(斜面下側の崩土および倒木の撤去を行わない)川側に仮設橋を設置し、片側交互通行する案とした。

上記、応急対策を実施し、災害発生から通行止め解除までに要した期間は約2ヶ月で比較的早期に道路機能の一部を回復することができた(片側交互通行)。

6. 本復旧対策

本復旧対策については比較検討を行い、法面対策についてはアンカー工+吹付砕工とした。路側に設置されていたロックキーパが倒壊した(と思われる)箇所は落石防護柵を併用した重力式擁壁を設置することとしたが、崩壊斜面周辺(特に終点側崩壊頭部)には落石防護柵では対抗できない大きな転石が分布していたため、静的破砕剤を併用し、人力で転石破砕することにした。

本復旧対策の施工に際しては以下のことが問題となった。

- ①崩壊斜面高が高く、斜面勾配も急なため、斜面上部までパイロット道路を設置することが困難で、通常のバックホウで掘削・整形できない箇所がある。
- ②崩壊斜面内の崩土(N値3~4主体)およびその直下に分布する強風化破碎質泥岩(N値7~19主体)は非常に不安定な状態で、まとまった降雨があれば、崩壊する可能性が高かった。また、斜面内には風化し亀裂の発達した泥質岩が岩塊状に点在していた。このため、対策工施工時の安全性が懸念された。

①の問題に対しては高所法面掘削機(RCM)を使用することで迅速かつ安全な施工ができた。

②の問題に関しては図-2に示すように崩壊頭部付近および崩壊斜面内の5箇所に地盤傾斜計を設置し、斜面の変状をとらえた場合には斜面下部に設置した3箇所の警報器(回転灯)を回転させるとともに、サイレンを鳴らして斜面崩壊の危険を知らせる体制を整えることで安全に施工を行った。なお、この警戒体制は施工時の安全対策

だけでなく、道路利用者への安全対策としても利用した。

災害発生から本復旧工事完了(規制を伴わない通行機能回復)までに要した期間は約2年半である。

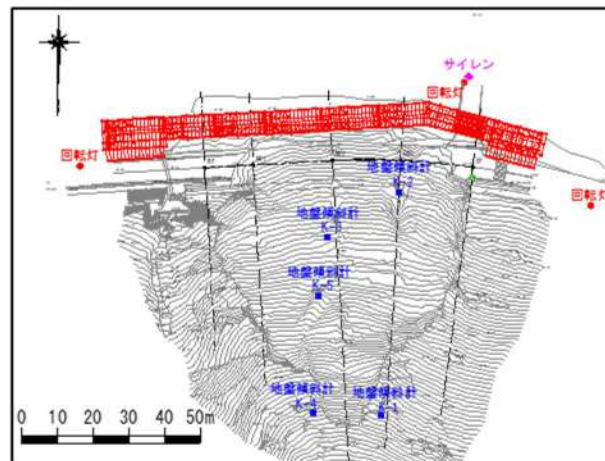


図-2 地盤傾斜計による警戒体制

7. おわりに

災害レジリエンスを向上させるには図-1で示したように2つの方法がある。一つは予防力の向上で、もう一つは回復力の向上である。

本稿では後者の回復力の向上について紹介したが、崩壊規模が大きかったことから、本復旧までには時間も費用も要した。前述のことを考慮すると、今後は予防力を向上させていく必要があると考える。

予防力を向上させる方法としては「道路防災点検」、「道路土工構造物点検」等を適切な頻度で行い、危険箇所を抽出し、予防対策を実施することである。

ただし、道路防災点検の安定度評価には課題も多い。

例えば、今回斜面崩壊した箇所の斜面尻には落石対策工として落石防護柵工が設置されていたが、想定外の斜面崩壊であったため、既設対策工の効果が発揮されなかった。つまり、既設対策工の効果を評価するときの想定と実際の災害形態・規模等が異なっていた。

したがって、点検時には既設対策工の効果の前提となる災害の形態・規模をどう想定するかが重要であり、課題といえる。

この課題の解決に地形・地質を適切に評価することのできる地質技術者の役割は大きく、点検時にいかに危険箇所を抽出して、予防対策を実施できるかが道路災害レジリエンスの向上につながると考える。

《引用・参考文献》

- 1) 林春男: 災害レジリエンスと防災科学技術, 京都大学防災研究所年報 第59号 A, p.35, 2016

地下水調査で出現した黒色粒子の発生要因と工事との関係性

国際航業株式会社 ○長谷川 友祐, 美村 泰裕, 増山 孝行, 栗原 健

1. はじめに

道路事業において、建設工事に伴う地下水への影響予測に必要な基礎資料を得る目的として、水文観測（モニタリング）が実施される。観測において確認された事象（地下水位低下、濁りの発生等）が建設工事の影響によるものか、または、他の要因によるものか判断することが重要である。

本報告において確認された事象は、トンネルの施工中から施工後のモニタリングにおいて、周辺井戸の排水口から井戸水と共に黒色粒子の流出を確認した（写真-1）。

これより、黒色粒子の成分を分析し、井戸周辺の情報を踏まえて、その発生機構とトンネル工事との因果関係について、考察した事例を紹介する。

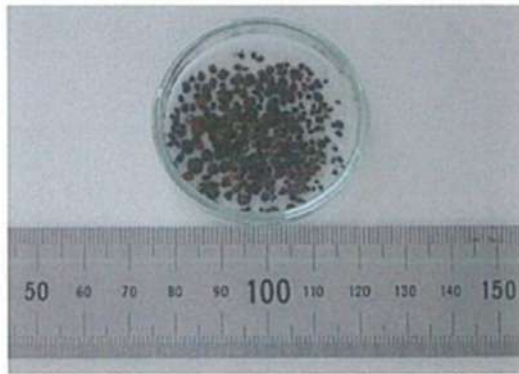


写真-1 井戸水から検出された黒色粒子

2. 調査地の概要

(1) 地形・地質

当該地域は、標高200m程度の丘陵地が主体であり、周辺には小規模な谷が発達し、沖積低地が広がっている。

丘陵地は、主に花崗岩類から成る。なお、トンネルは花崗岩内に計画され、貫通した状況にある（図-1）。

(2) 井戸の仕様

当該井戸は丘陵地内に位置している。井戸水は一旦ポンプで揚水した後、タンクに貯水して利用している。

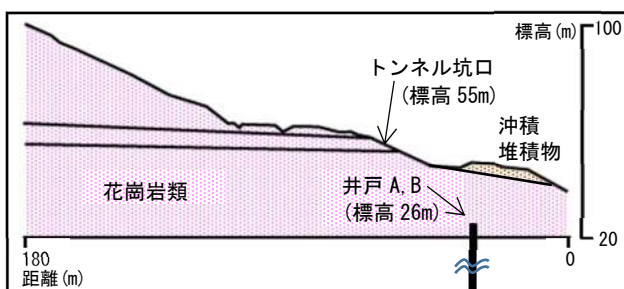


図-1 トンネル付近の模式縦断面図

水源管理者へのヒアリングから、当該井戸は古い井戸（以下、井戸A）と新しい井戸（以下、井戸B）の2基が存在する。各井戸の配管は独立しており、タンクに貯水する前に、汲み上げた地下水が合流することはない。

3. 黒色粒子の排出状況

黒色粒子が排出された井戸Aのみである。その長径は1mm程度であり、概して硬質で角張った形状である。

4. 調査方法

(1) 調査方針

今回確認した黒色粒子の発生機構とトンネル工事との因果関係を検討するため、以下の点より考察を行った。

- 1) 工事前後の観測データの比較
- 2) 井戸水の水質及び流出した粒子の成分分析
- 3) 周辺状況（地形、地質、取水深度）との総合解析による工事影響の有無

(2) 調査内容

調査内容を以下に示す。2)水質分析試験の項目に関し、黒色粒子の外観から推定して、鉄とマンガンを追加した。

- 1) 簡易水質測定（水温、pH、電気伝導度、濁度）
- 2) 水質分析試験（主要イオン分析と鉄、マンガン）
- 3) 黒色粒子の成分分析（EDS分析）

5. 調査結果

(1) 簡易水質測定結果

井戸A、井戸Bから採取した試料で実施した簡易水質測定結果を表-1に示す。測定結果を比較した処、両井戸に顕著な差は認められなかった。また、周辺井戸の観測結果からも、トンネル工事の前後期間中で、簡易水質の測定値に顕著な変化は認められなかった。

表-1 簡易水質測定結果

測定項目	井戸A（古い）	井戸B（新しい）
水温（℃）	18.9	18.2
pH	7.27	7.17
EC（電気伝導度）（mS/m）	18.35	21.70
濁度（NTU）	0.0	0.0

(2) 水質分析試験結果

黒色粒子が排出した井戸Aを対象に、主要イオン8項目に加えて、鉄とマンガンの水質分析を行った。

水質分析結果より、カルシウムイオン、炭酸水素イオンに富んだCa-HCO₃（炭酸カルシウム）型の地下水であることが分かった（図-2）。

また、鉄、マンガンの濃度はそれぞれ0.07mg/L、

0.02mg/L であり、微量ながら井戸水中に溶存していることを確認した。

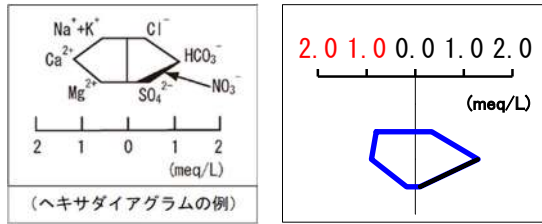


図-2 ヘキサダイアグラム(左:例、右:水質分析結果)

(3) 成分分析(EDS による元素分析)結果

EDS による元素分析結果を図-3に示す。

黒色粒子の主な成分は鉄と酸素であり、全体の約9割を占めていた。その他、炭素やケイ素、カルシウム、マグネシウム等が検出された。なお、一般的に花崗岩に含まれる鉱物の主要元素(図-4)であるケイ素やアルミニウムの混入率は低かった。

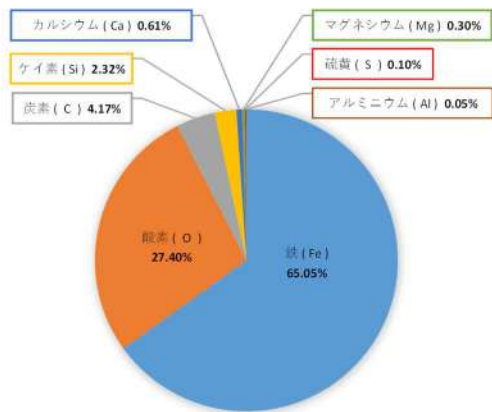


図-3 EDS 分析結果

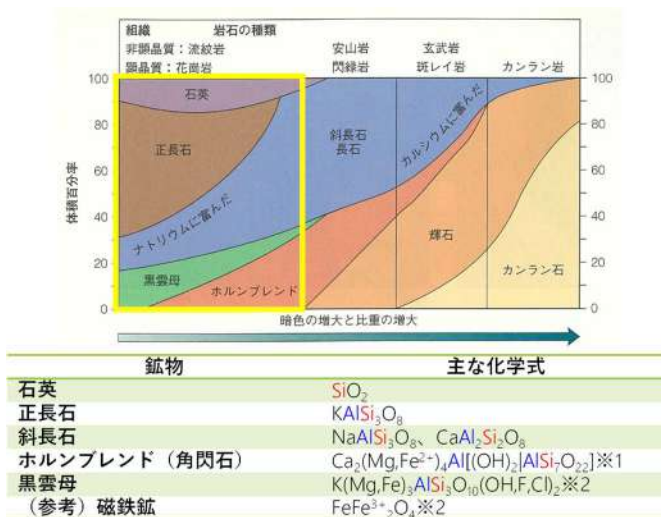


図-4 岩石の種類と主な鉱物¹⁾

6. 黒色粒子の発生要因及び影響評価

当該井戸で確認した黒色粒子の発生機構を井戸周辺の情報(井戸仕様や周辺環境、地形・地質等)や水文観測結果から推定し、トンネル工事に伴う影響を評価した。

(1) 地形、地質

当該井戸は丘陵地内に位置している。周辺の地質構成から、この井戸の取水帯水層は花崗岩中の裂か水であると推定されることから、黒色粒子が花崗岩由来の物質である可能性も考えた。しかし、花崗岩を構成する鉱物の主要元素は、ケイ素やアルミニウム、酸素である一方、黒色粒子の主要構成元素は、鉄、酸素が主体である。

このことから、岩盤中の裂か水から鉄が析出する可能性は低いと考えた。

(2) 取水深度

当該井戸周辺の主な建設工事はトンネル工事であり、標高55m 付近(トンネル坑口)に位置している。

一方、当該井戸は標高26m 付近に位置しており、取水標高は約-225m(井戸深さ250m) 付近となる。

これより、トンネル工事で生じる湧水と当該井戸での取水深度は明らかに異なると考えた。

(3) 井戸の水質

両井戸の諸元(井戸深さなど)がほぼ同じであること、簡易水質測定でも水質の差が認められないことから、仮にトンネル工事に伴い黒色粒子が排出するのであれば、井戸の新旧を問わず、両井戸から黒色粒子が排出されるものと考えた。しかし、黒色粒子は設置時期が古い井戸 A のみ確認された。

(4) 黒色粒子の発生機構及び影響評価

上記の要素(地形地質、取水深度、井戸の水質)等を踏まえて、黒色粒子の発生機構を以下に推察する。

①地下水に溶存した鉄が空気中の酸素と反応し、井戸配管の内壁に酸化鉄として付着する。

②長年の井戸利用により、酸化鉄の付着量が徐々に増加し、時間経過とともにその一部が剥離することで、井戸水と共に蛇口から流出する。

以上の考察結果から、地下水と共に流出した黒色粒子については、周辺でのトンネル工事に伴う影響ではないと判断した。

7. まとめ

今回の事例では、井戸水の水質調査に加え、地形地質の他、地下水に関する情報と排出された黒色粒子の成分分析を直接に実施することで、黒色粒子の発生機構を明らかにして、トンネル工事による建設影響について評価することができた。今後は、今回の評価プロセスを参考にして、地下水に関する観測結果(地下水位や水質等)だけでなく、対象物質の直接的な分析を行うことで、発生機構のより正確な把握が可能になり、工事影響の評価においても有効である。

以上

《引用・参考文献》

- 1) B.W.ピプキン、D.D.トレント(2003). シリーズ 環境と地質 I 環境と地質

庄内砂丘の冠水被害と地下水構造

(株)新東京ジオ・システム ○後藤 啓太, 瀬野 孝浩, 中臺 直之

1. はじめに

庄内砂丘地区では、平成23年6月から9月にかけての豪雨や台風等により、砂丘畑地で広範囲の冠水被害が発生した。

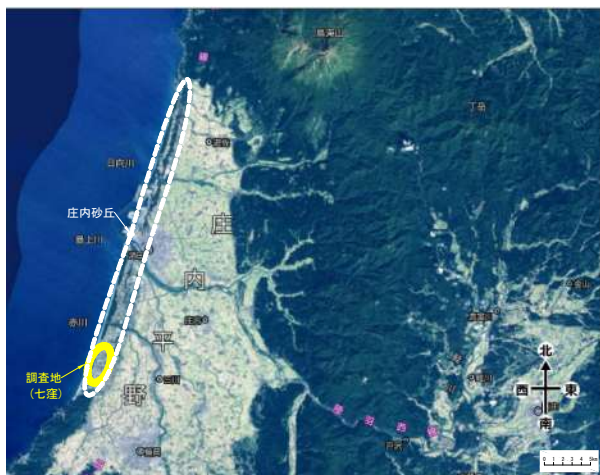


図-1 全体平面図¹⁾

それを受け、地域内の地下水の経年変動を把握するために平成24年より水位観測を実施し、対策工により冠水被害の抑制を図っている。

今回は、庄内砂丘の冠水被害の経緯と地質的な構造の概要を整理し、継続した水位観測によって得られた水位変動の特徴と対策工による地下水位の変化について報告する。

2. 調査地概要

(1) 地質・土質概要

砂丘の微地形は、海側に標高15～20m 程度の人工砂丘が位置し、内陸側に標高50～60m の旧期砂丘及び新期砂丘が配列されており、両者の間に今回の調査地となる「砂丘列間低地」と呼ばれる窪地が形成されている。

対象となる砂丘堆積物の、砂の粒子は淘汰のよい細砂～中砂からなる風成砂であり、透水性を左右する砂の粒径は0.4mm程度を主とし、透水係数は $k=10^{-3} \sim 10^{-4} (m/sec)$ 程度を示す。

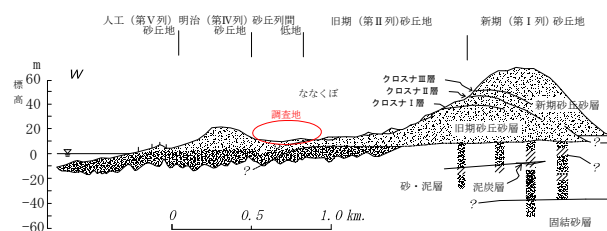


図-2 庄内砂丘地帯の地形・地質断面図²⁾

(2) 地質状況

調査深度内の砂丘堆積物は砂の粒径は概ね均一な細砂～中砂であり全体的に緩く、下位ほど締まりが良くなることが判明した。

なお、図-2に示すような新期砂丘と旧期砂丘を区分する明瞭な境界は確認できなかった為、打ち込みサンプリング時の貫入抵抗の大小により区分した。

当地区の水位観測孔は深度10～15m 程度とし、掘削孔径φ66mm でオールコアボーリングを実施し、VP50のストレーナー管を用いて設置した。

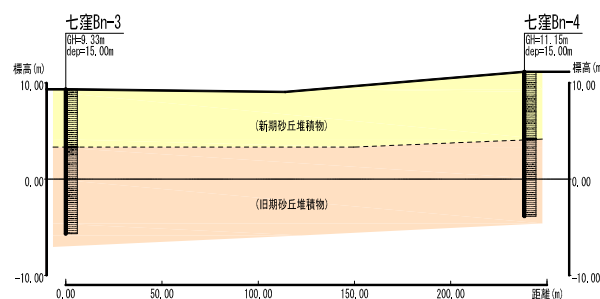


図-3 土層推定断面図(代表断面)

3. 水位観測関連実施状況

(1) 水位観測孔設置状況

水位観測孔は図-4に示すように、各対策工事計画路線沿いに水位観測孔(Bn-1～Bn-7)を配置した。

観測方法に関しては初年度のみ通年の水位変動を連続的に採取するために、投げ込み式自動水位計を用いて1日毎に水位観測を行い、その後は原則2週間に1回程度の間隔で触針式水位計による水位観測を実施した。

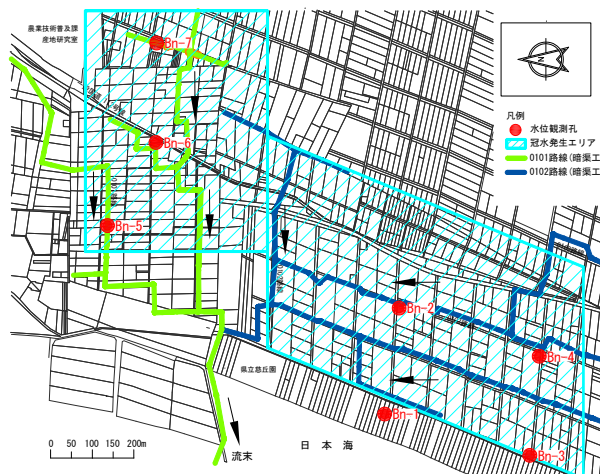


図-4 観測孔設置状況

(2) 対策工事実施状況

平成 30 年より流末方向から順次実施され、0102 路線は令和元年 4 月から 9 月、0101 路線は同年 10 月から翌年 3 月までの期間で主たる対策工事が実施され、その後令和 2 年から 3 年の間で枝線が整備され、現在では予定区間の 9 割が施工完了した状況にある。

対策工事の内容は大まかにφ100～800mm 程度のポリエチレン製波状管(主に有孔管)を GL-1.50～4.00m 程度の区間に埋設し水位上昇の抑制を図っている。

4. 水位観測結果

(1) 水位変動状況

年間の水位変動は降水量が例年並みの場合、緩いサインカーブを描き変動し、最低水位を10月に記録し、その後、秋雨期間を経て上昇に転じ、12月から3月の冬期間に最高水位を記録する。3月以降は再び最低水位に向かうという変動を示すことが確認できた。

冠水被害を発生させた平成23年の8/18には日雨量280mm、9/20～9/21の2日間は計150mmの降雨が確認されている。観測開始以降の平成25年7/11～7/12の2日間でも計150mmの降雨が確認され、同様に冠水被害が発生していることから、冠水被害は降雨と明確な相関を有しており、累積雨量が100mmを超えるようになると急激に水位が上昇し、場合によっては冠水被害を発生させるものと判断される。

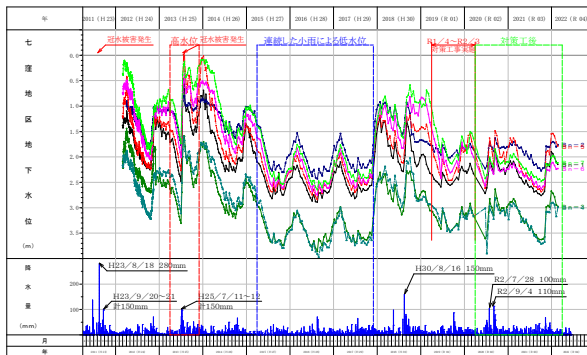


図-5 水位変動状況

(2) 対策工事の効果について

令和元年の対策工事以降は地下水位が年間を通して低く推移し、令和2年の7月や9月の日雨量100mmを超える降雨の際にも、冠水被害は発生しておらず、対策工事で設置した排水管からも多量の排水が確認された。

以上のことより、対策工事の効果が発揮されているものと推測されるが、平成25年以降は、過去に冠水被害を発生させたような降雨は観測されていない為、他の対策効果の評価材料として回帰分析を行った。

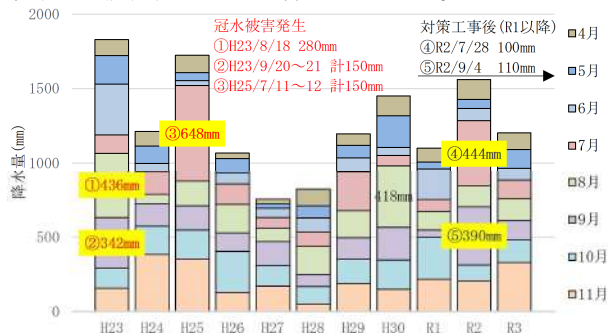


図-6 年度毎の月別降水量

5. 回帰分析

今回は平成24年の自動水位観測データのうち、水位低下の傾向を把握するために最低水位を記録する1か月前の9月から降雨により水位が急上昇した11月までの3か月間に期間を絞り回帰分析を実施し、得られた回帰式を用いて以降の降雨に対する水位変動を推定した。

(1) 分析条件

解析に用いた降水量のデータは調査箇所付近に近接する庄内空港に設置されているアメダス浜中³⁾のデータを使用し、9月1日～11月30日までの91日間の降雨に対する水位変動から実効雨量の算出を行った。

なお、実効雨量は以下に示す条件の組み合わせから、最も大きい相関係数を得られた結果を用いた。

- ・通減係数(α): 0.800～0.900 (0.010刻みで計算)
- ・累積日数(n): 1～30日 (1日刻みで計算)
- ・遅延日数(d): 0～20日 (1日刻みで計算)
- ・回帰式: 直線回帰式および指数回帰式の両方

(2) 分析結果

相関係数は0.89～0.92を示しており、通減係数や累積日数及び遅延日数も、概ね妥当な数値を示すことから、今回の解析結果から推定される水位は対策工事を実施しなかった場合を再現できているものと推測される。

表-1 回帰分析結果一覧

地下水水位データ	通減係数 α	累積日数 n	遅延日数 d	回帰式	相関係数	判定
Bn-1	0.90	23	8	$Y=\exp(0.93107-0.00484x)$	0.91873	◎
Bn-2	0.90	22	7	$Y=\exp(0.69617-0.00443x)$	0.91339	◎
Bn-3	0.90	21	8	$Y=\exp(1.05221-0.00293x)$	0.91269	◎
Bn-4	0.90	21	8	$Y=\exp(1.20030-0.00226x)$	0.89752	◎
Bn-5	0.90	22	8	$Y=\exp(0.90064-0.00433x)$	0.92343	◎
Bn-6	0.80	22	7	$Y=\exp(0.80497-0.00455x)$	0.91087	◎
Bn-7	0.90	22	10	$Y=\exp(0.69095-0.00436x)$	0.89182	◎

6. 考察

水位推定結果の一例を以下に示すが、平成25年の冠水被害を発生させた豪雨や、対策工事前の多雨に対する実測値と推定値は近似しており、対策工事以降になると降雨に対しての実測値と推定値に50～75cm程度差があることが確認できた為、今回の解析は対策工事の効果が発揮されていることを確認できる評価材料の一つとなりうると考えられる。

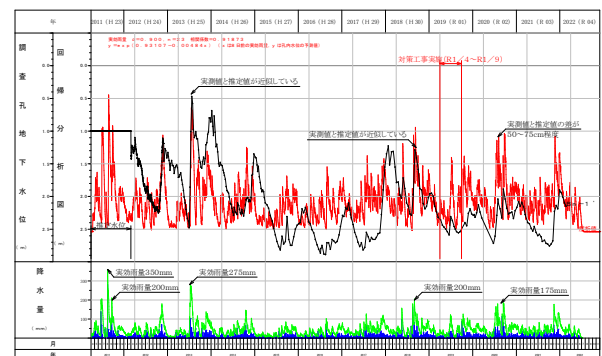


図-7 Bn-1実測水位と推定水位の比較

《引用・参考文献》

- 1) 国土地理院(写真+注記) ※一部追記
- 2) 角田清美:「日本海および東シナ海沿岸の主な海岸砂丘地帯の形成期と固定期について」第四紀研究14巻(1975)4号 P255
- 3) 国土交通省 過去の気象データ, <https://www.data.jma.go.jp/obd/stats/etrn/index.php> (2022.06.21)

地下水利用が盛んな扇状地における地下水位変動因子分析

株式会社建設技術研究所 ○安富達就, 南部卓也

1. はじめに

持続的な地下水利用や将来的な地下水位を予測するには、地域における地下水位変動の特徴を適切に評価することが重要である。本稿では、地下水利用の盛んな扇状地における地下水位変動の特徴を理解するため、対象地の水文地質環境を整理し地下水位変動因子を抽出した後、重回帰分析によって各因子の影響度を考察した。

2. 水文地質環境の整理

(1) 地形地質概要

調査地は、濃尾平野北端に位置する岐阜市域の低地部である(図-1)。地形は、長良川起源の扇状地が広がり、上位に長良川・木曽川等による氾濫平野が形成されている。地質は、第四紀更新世後期および完新世に堆積した砂礫層が50m以上の厚さで分布し、その上位を粘性土層が数m～10m程度の厚さで覆う。砂礫層は不圧帯水層を形成し、透水係数は $10^{-4} \sim 10^{-3} \text{m/s}$ オーダーと大きい。

(2) 地下水利用状況

調査地は、金華山から忠節観測所の間に長良川から豊富な河川表流水が地下へ浸透する地域であり¹⁾、行政届出義務のある大規模な井戸のみでも岐阜市内に1,000箇所近く分布し、年間1億 m^3 近くの地下水が利用されている。荒田川より南側の低地部では、農業井戸等の大規模揚水施設が夏期に稼動する影響で6～9月の揚水量が多い²⁾。



図-1 調査地周辺の治水地形分類と主要な観測地点

(国土地理院 治水地形分類図に加筆)

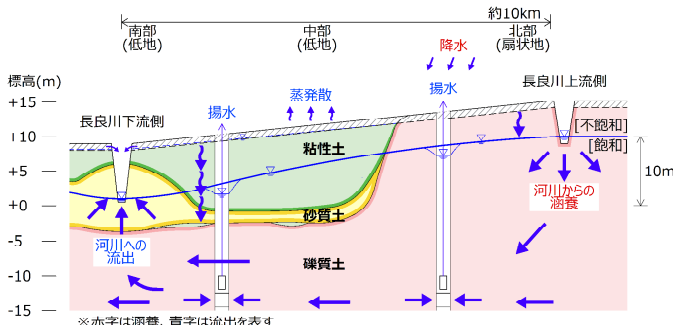


図-2 調査地の水循環機構概念図

(3) 地下水位変動因子の選定

地形地質や地下水利用状況から想定される扇状地内の水循環機構の概念図を図-2に示す。この循環系の中で地下水位変動に影響を与える主要事象として、降水・揚水・河川水位の3つを因子分析で取り扱う対象データとした。

3. 検討対象地点および期間

検討対象は、岐阜市の地下水位連続観測地点のうち、扇状部に位置する「明德」・扇端部に位置する「天満」・低地部に位置する「華陽」の3地点を対象とした(図-1)。検討対象期間は10年間を基本とし、各地点の観測開始時期を考慮して決定した。

4. 検討方法

(1) 収集データ整理

収集データは、データ間で測定間隔が異なるが(河川水位・降水量:1時間間隔、揚水量:1ヶ月間隔)、本検討では中～長期的な地下水位変動に着目し、全データを日単位間隔に整理した。揚水量は使用者申告に基づくため年によっては情報の欠落を含む可能性があるが、集計結果より揚水量の変動特徴は年によって大きく変わらないと判断し、集計期間の平均的な月間変動パターンを揚水量の時系列データとして取り扱った。

(2) 解析手法

地下水位変動因子の分析には、線形重回帰分析を用いた。ある時間 n (日)の観測地下水位 $y_n(\text{m})$ は降水量の影響 R_n 、揚水量の影響 P_n 、河川水位の影響 L_n 、定数 C 、ランダムホワイトノイズ ε_n の和で表現できると仮定する。

$$y_n = R_n + P_n + L_n + C + \varepsilon_n \quad (1)$$

ここで、降水量、揚水量、河川水位は、時間遅れを伴いながら一定の期間地下水位に影響を及ぼすと考えられる。この時間遅れを考慮すると式(1)は次式となる。

$$y_n = \sum_{i=1}^{M_1} a_i r_{n-i} + \sum_{i=1}^{M_2} b_i p_{n-i} + \sum_{i=1}^{M_3} c_i l_{n-i} + C + \varepsilon_n \quad (2)$$

ここで、 r_n :降水量($\text{mm}/\text{日}$)、 p_n :揚水量($\text{m}^3/\text{日}$)、 l_n :河川水位(m)、 a_i 、 b_i 、 c_i :偏回帰係数、 $M_{1\sim3}$:各因子が地下水位に影響を及ぼす期間(日)である。

式(2)を地下水位の時系列変動の実測値(実測地下水位)に近づくよう最小二乗法により各説明変数(因子)の偏回帰係数を求め、降水量 r_n 、揚水量 p_n 、河川水位 l_n と偏回帰係数の積から、降水量の影響 R_n 、揚水量の影響 P_n 、河川水位の影響 L_n を求めた。

(3) 地下水位変動への各因子の影響度評価方法

降水量、揚水量、河川水位の3つを説明変数として重回

帰分析を実施する場合、多重共線性の影響により、降水量の影響と河川水位の影響は正確に分離できない。一方で、揚水量は、人為的な行為に依存し、降水量や河川水位との間に相関関係のない説明変数であることから、揚水量の影響は他の説明変数の与える影響から独立した変動とみなせる。そこで、本検討では降水量の影響と河川水位の影響を合成し、その時系列変化の標準偏差を「自然的影響度」、揚水量の影響の時系列変化の標準偏差を「人為的影響度」として評価した。

5. 検討結果

自然的影響および人為的影響の時系列変動の例を図-3に、影響度（式（1）各項の標準偏差）を図-4に示す。

(1) 自然的影響度(降水量+河川水位)

自然的影響度は、全3地点で人為的影響度よりも大きく、特に扇中央部に位置する「明德」では他の地点に比べて自然的影響度が大きかった。

(2) 人為的影響度(揚水量)

人為的影響度は、自然的影響度と比較して小さく、地点毎の差が大きい。扇中央部から低地部へ向かう方向に大きくなる傾向を示した。

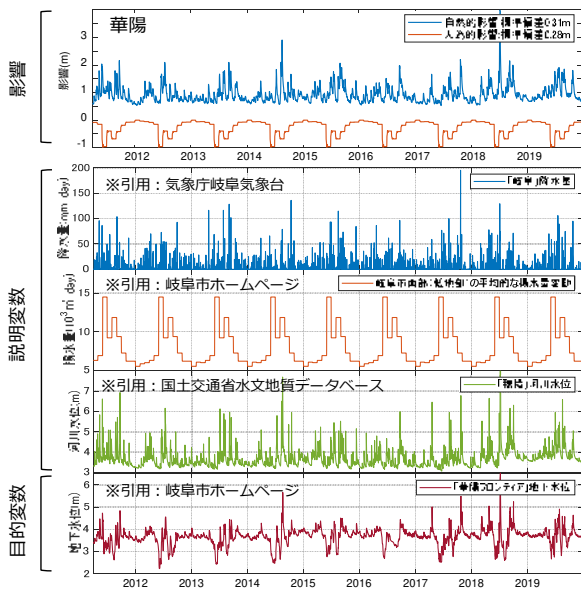


図-3 各因子と地下水位への影響の時系列変動(華陽)

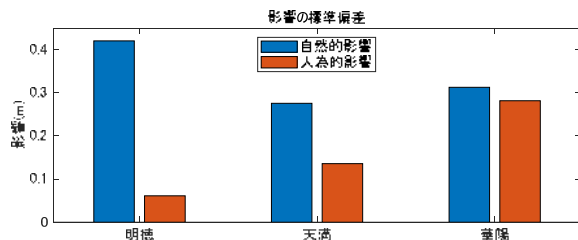


図-4 地下水位変動における各因子の影響度

6. 検討結果に対する考察

(1) 自然的影響度の変動要因

降水量と河川水位の影響の合成である自然的影響度を決定づける要因について考察した。

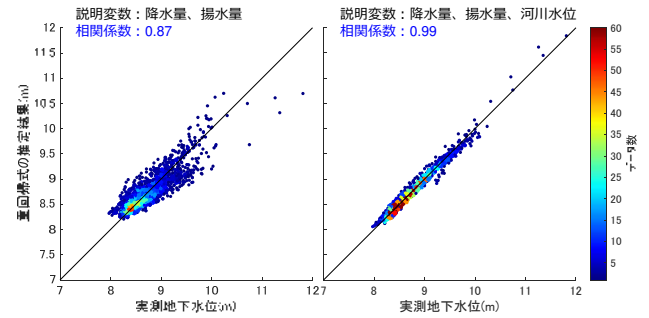


図-5 実測値と再現値の相関図比較(明德)

まず、最も自然的影響度の大きい「明德」は、既往文献¹⁾にて長良川の失水区間(涵養区間)に隣接し、多量の河川水が地下浸透することが示されてた扇中央部に位置する。さらに「明德」の地下水位観測データを重回帰式で再現する場合、説明変数に河川水位を加えることで再現性が飛躍的に向上した(図-5)。これらのことから長良川扇中央付近の地下水位変動は涵養源である河川水位の影響を強く受けていると想定される。

次に、降水量と河川水位変動を境界条件とした断面2次元非常定浸透流解析により降水量と河川水位の影響を定性的に分離した結果、長良川から2km以上離れると河川水位の影響が減少し、降水量の影響が支配的となった。このことから、自然的影響度は河川との距離に左右されるが、河川から離れても降水量の影響を受け一定程度の影響度を有すると考えられる。

(2) 人為的影響度の変動要因

人為的影響度は、地下水利用に伴う地下水位の低下として現れ、その大きさは地下水位観測箇所周辺の地下水利用形態(揚水状況)に依存すると考えられる。人為的影響度の小さい「明德」の位置する扇中央部には上水道水源井戸等があり、年間を通して揚水量の絶対量は多いものの季節変動は小さい。一方、人為的影響度の大きい「華陽」の位置する低地部では、農業井戸等の大規模揚水施設が夏期に稼動する影響で、揚水量の季節変動が大きい。これらのことから、人為的影響度は、地下水位観測箇所周辺における揚水量の季節変動幅に依存すると考えられる。

6. まとめ

地下水利用の盛んな岐阜市域の扇状地における地下水位は、河川に近い扇中央部では河川水位の影響を強く受ける一方、低地部では揚水による人為的な水利用の季節変動の影響を強く受けていることがわかった。

《引用・参考文献》

- 1) 大橋他(2018):扇状地河道における失水現象に着目した表流水および地下水の統合解析,土木学会論文集 B1, Vol.74, No.5, pp.1,325-1,330, 2018.
- 2) 神谷他(2014):溶存イオンデータの多変量解析に基づいた広域地下水流動系の評価,地盤工学ジャーナル, Vol.9, No.2, pp.219-231.

調整池の漏水要因を特定するための複合調査例

中央復建コンサルタンツ(株) ○今井 千鶴、岡島 信也、金村 和生、木山 修
西日本高速道路(株) 野本 太一

1. はじめに

一般に、ため池の漏水は堰堤部から生じることが多い。漏水対策を検討する際、漏水の条件、範囲、形態および漏水量を詳細に把握することが不可欠である。また、漏水対策を確実にを行うためには、考えられる漏水の要因を抽出したうえで効果的な調査計画を立て、要因を絞り込むことが重要である。今回、複合的な調査を行い、漏水の要因を分析・評価した事例を報告する。

2. 調査地概要

調査地の地形・地質概要として、北側には上部白亜紀の堆積岩からなる山脈が連なり、南側には沖積平野と鮮新世末から更新世前期の堆積層ならびに段丘堆積層が分布する。対象のため池はその南側斜面山裾に位置する。

既往地質調査結果から、ため池堤体は、段丘堆積物、谷底堆積物上に設置されたことが確認されていた。

3. 調査計画および内容

(1) 課題

道路建設に伴う調整池としての改修工事完了後、堤体のり尻付近から約30L/minの漏水が確認された。樋管付近が水みちと推定されたため、薬液注入を実施したところ、漏水は一旦停止した。しかしながら、半年後、樋管下流の用水路から約3L/minの漏水が確認され、その後も、貯水側堤体のり尻に鋼矢板を打設する等の対策工を実施したが、現在も約1.5L/minの漏水が確認されている。

これらの状況を踏まえ、現在も継続する漏水メカニズムを解明するための調査計画を立案した。

(2) 調査内容

図-1に調査計画位置図を、また、表-1に主な調査内容を示す。電気探査については、満水の状態(降雨時期:5月下旬)と池の水を抜いた状態(無降雨時期:11月中旬)、計2回実施する計画とした。さらに、比較的表層の水みちを捉えることを目的に、1m深地温探査も実施することとした。その他、ボーリング調査、原位置試験、室内土質試験、水位観測等を実施した。



図-1 調査計画位置図

表-1 主な調査内容

調査ボーリング	φ86mm×8m:2孔
物理探査	電気探査[差分法]:0.102km(2回)
	1m深地温探査:100地点
原位置試験	標準貫入試験:16回
	多点温度検層(8m):2孔
室内土質試験	土粒子の密度、土の粒度、土の液性・塑性、土の湿潤密度、土の透水(変水位)
水位観測	貯水位、地下水位(2孔):5か月

4. 調査結果

(1) 電気探査

電気探査(差分法)は、貯水位の変化に伴う堤体漏水箇所での含水率の変化を、比抵抗値の差分として把握するために実施した。

図-2に、電気探査結果の差分断面図(各電気探査測線結果の合成図)を示す。差分の値が大きいほうが漏水の可能性が大きいことを表す。樋管設置の開削範囲内に数箇所、貯水位の変動による影響で比抵抗値が変化しと思われるゾーンが確認された。

(2) 1m深地温探査

1m深地温探査は、地下浅層を流れる水みちによって周辺の地温が変化する現象を利用したものである。1m深地温探査の実施日、緯度・経度、標高から推定される1m地温と調査時の池水温を基に、3測線の各地点で計測した地

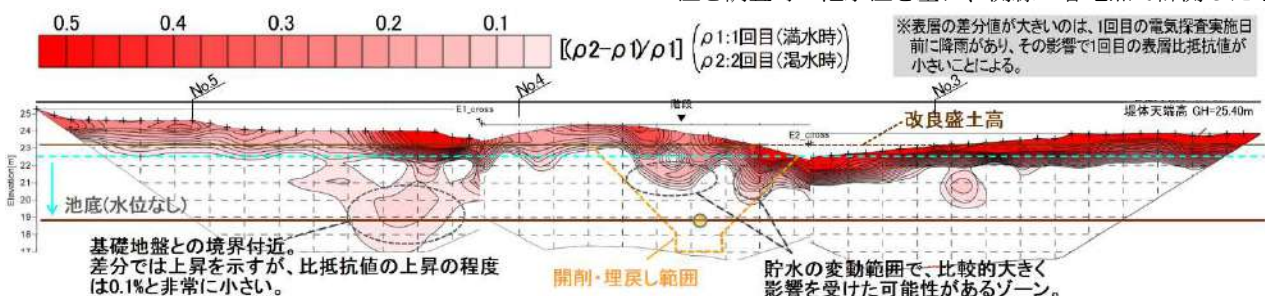


図-2 電気探査差分断面図(1回目の値を初期値とする)〔縦横比 1:1〕

温に対し、測温体、経日変化、地状について補正を行い、地温を断面上に整理した後、平面図上にプロットした。

図-3に、1m 深地温探查結果を示す。同図によると、堤体のり肩からのり尻にかけて、4条の水みちが確認された。



図-3 1m 深地温探查結果平面図

(3) 調査ボーリング・原位置試験・室内土質試験

R2-B-1は樋管設置時の開削・埋戻し範囲を、R2-B-2は非開削範囲を対象に、ボーリングを行った。

開削・埋戻し範囲と非開削範囲のいずれも、N 値に大きな違いはなく、また、室内土質試験結果の粒度組成も概ね似た傾向を示し、細粒分が多く透水性が低いことが確認された。

図-4に、湯投入から30分間の多点温度検層結果を示す。同図によると、R2-B-1はGL-4.7m 付近（堤体盛土：樋管開削・埋戻し範囲）とGL-7.4m（段丘堆積物）で、R2-B-2はGL-7.3m（段丘堆積物）で弱い地下水流動箇所が検出された。

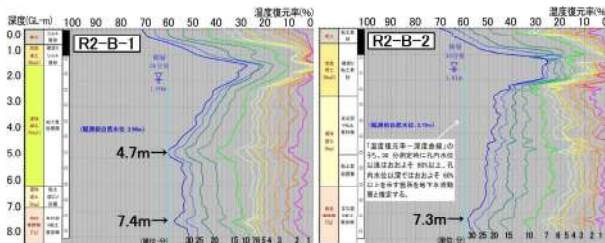


図-4 多点温度検層結果図(30分間経過)

(4) 水位観測

2回目の電気探査を実施するにあたり、池貯水位を段階的に下げており、この時の貯水位、観測孔水位と漏水量の関係を整理した。

図-5に、水位観測結果を示す。同図によると、池貯水位が標高水位21.5m より低下すると、漏水量も減少する

関係性が確認された。さらに、貯水位と R2-B-1の孔内水位は、降雨の影響がない時は似た変動を示し、その傾向は人為的に貯水位を下げた期間と水位が回復する期間で特に顕著であった。

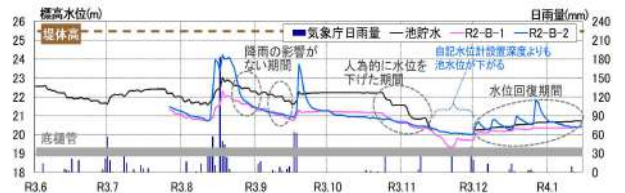


図-5 水位観測結果図(貯水位・孔内水位)

5. 考察

現地調査結果、水位観測結果から判明した事項を整理すると、以下のとおりである。

- ・電気探査結果より、樋管周辺は貯水位の違いで比抵抗値の違いが生じていることから、貯水位の影響を受けており、相対的に貯水との関連性が高い。また、右岸側は地下水が飽和している。
- ・1m 深地温探查結果より、地表面付近に貯水を起源とする水みちが形成されている。
- ・調査ボーリング、原位置試験、室内土質試験結果より、明瞭な透水層は確認されないが、一部に弱い地下水流動箇所が確認される。
- ・水位観測結果より、R2-B-1付近（樋管埋戻し部）では、貯水が堤体内（開削・埋戻し範囲）に浸透している可能性がある。

現地調査以外に、残っている工事記録についても検証を行った。池改修工事は樋管設置だけでなく、余水吐の付替えも行われており、堤体の位置によっては施工ヤードのための大規模な掘削が行われた経緯がある。埋戻し時の締め固めの程度も無視できないと考えられた。

以上より総合的に考察した結果を、図-6に解析結果図（堤体正面図）として示す。地下水に関しては、堤体材料は透水性が低いため、均一な自由地下水面が形成されているとは考えにくいものの、局所的な導水経路に伴う水みちを形成すると考えられる。樋管施工時に開削・埋戻しを行った範囲で局所的な水みちが形成している可能性が高いと結論付けた。

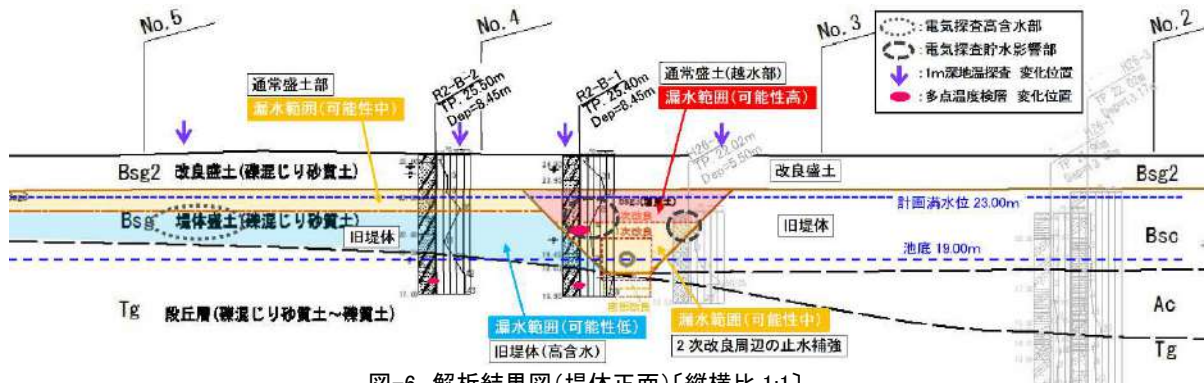


図-6 解析結果図(堤体正面)〔縦横比 1:1〕

ため池レベル1耐震性能照査業務における簡易的な堤体土の土質定数と安全率の傾向把握

基礎地盤コンサルタンツ(株) ○ 福本 祐太, 久賀 真一, 戸田 陸斗

1. はじめに

近年、多くのため池が老朽化により漏水、侵食等の危険箇所が発生し、大雨や地震を契機に決壊するリスクがあり、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、9箇所の農業用ため池において、所定の耐震性能を有しているかを、照査するために必要な土質調査およびレベル1耐震性能照査を実施した事例を基に、各ため池堤体の土質定数とすべり安全率を比較し、傾向の把握を行った。

2. 土質調査およびL1耐震性能照査結果

本調査では、9箇所の農業用ため池(A~I)を対象に、土質調査(機械ボーリング、現場透水試験、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を実施している。円弧すべり解析については、上流側と下流側においてそれぞれ、FWL(常時満水位)、HWL(設計洪水水位)、水位急降下の3ケース実施している。今回は、下流側のHWLのケースに着目し比較検討を行った。

(1) 各ため池の土質定数

表-1に各ため池における堤体盛土の土質定数を示す。A・E・F・Hため池の土質は、砂質粘土・砂質シルトであり、B・C・D・G・Iため池では、細粒分を含む砂質土であった。「土地改良事業設計指針ため池整備」¹⁾による堤体材料としての物性値の目安によると、① $\rho_s \geq 2.6(\text{g/cm}^3)$ (2.6以下であれば有機質を含む可能性があるため)、②0.075mmの細粒分を10~15%程度以上保有している、③透水係数 $k \leq 5.0 \times 10^{-7}(\text{m/s})$ とある。今回の調査では、土粒子密度と細粒分含有率に関しては、いずれのため池の堤体材料でも、物性値の目安を満たす結果であった。一方、透水係数についてはA・B・Eため池で物性値の目安に満たない結果であった。

表-1 各ため池の土質定数

ため池	N値	土粒子密度 ρ_s (g/cm^3)	透水係数 k (m/s)	粘着力 c (kN/m^2)	内部摩擦角 ϕ ($^\circ$)	細粒分含有率 FC (%)
A	8	2.705	6.15×10^{-6}	0.0	38.0	51.5
B	2	2.698	6.87×10^{-6}	2.7	35.2	31.8
C	2	2.664	2.88×10^{-7}	0.7	31.8	43.8
D	4	2.687	3.73×10^{-7}	2.3	33.3	48.3
E	3	2.750	1.78×10^{-6}	1.0	35.1	92.3
F	3	2.750	1.27×10^{-7}	1.3	33.6	67.7
G	7	2.701	5.39×10^{-8}	1.3	36.2	39.8
H	2	2.685	4.87×10^{-8}	3.4	34.6	65.0
I	7	2.728	3.33×10^{-7}	0.3	35.0	34.5

(2) 各ため池のすべり安全率

今回、堤体の安定計算は、「土地改良事業設計指針ため池整備」¹⁾に従い、図-1に示すH26年農地管理課長通知²⁾での条件(①・②)で解析を実施している。また、堤体の安定計算のケースについては下流側HWLに着目した。基

準の安全率は「土地改良事業設計指針ため池整備」¹⁾に従い、 $F_s \geq 1.2$ としている。表-2に各ため池の円弧すべり解析結果(下流側HWL)を示す。A・C・E・F・G・Hため池では基準の最小安全率 $F_s 1.2$ を上回り、すべり破壊の危険性がない結果となった。一方、B・E・Iため池では基準の最小安全率 $F_s 1.2$ を下回り、すべり破壊の危険性がある結果となった。

2 解析方法
 実際起こりうる滑りを考慮し、①及び②の設定条件により解析を行うこととする(別添「参考図」参照)。
 ①円弧すべりを、堤頂をとり堤体内で収まるように設定する
 ②円弧すべりを、堤体下面より1m、法尻より1mの範囲内に収まるように設定する

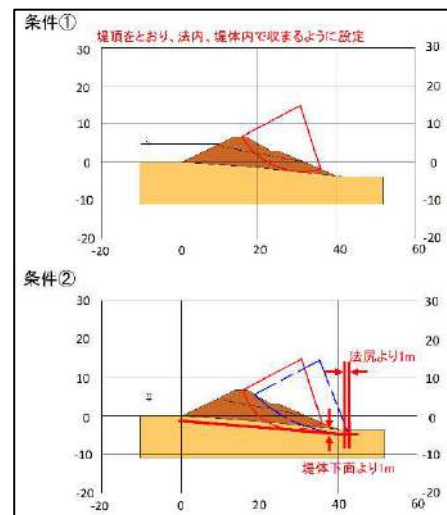


図-1 農地管理課長通知での条件に加筆²⁾

表-2 各ため池のすべり安全率(下流側HWL)

ため池	円弧規制なし	H26年農地管理課長通知 条件① (円弧すべりは、堤頂をとり堤体内で収まるように設定)	H26年農地管理課長通知 条件② (円弧すべりは、堤体下面より1m、法尻より1mの範囲内に収まるよう設定)
		安全率 F_s	
Aため池	1.080	1.654	2.273
Bため池	0.588	0.906	0.922
Cため池	1.256	1.714	2.139
Dため池	1.146	1.067	2.766
Eため池	1.255	1.255	4.332
Fため池	0.532	1.208	0.487
Gため池	1.337	1.830	1.313
Hため池	1.351	1.351	1.309
Iため池	0.676	1.061	1.387

: $F_s < 1.20$

3. 土質定数と安全率の傾向

ここでは、各ため池盛土の土質定数と最小安全率を比較し、傾向の把握を行った。今回、円弧の形状については農地管理課長通知の条件①に着目した。

(1) 土粒子密度

図-2に土粒子密度と安全率を示す。本調査におけるため池盛土の土粒子密度は、いずれのため池でも $2.6(\text{g/cm}^3) \sim 2.8(\text{g/cm}^3)$ の範囲にあり、これは、一般的な砂質土または沖積粘土の値³⁾である。また、値にもそれほどの差異が確認できなかったことから、今回の調査結果から、土粒子密度と安全率の傾向を確認することはできなかった。

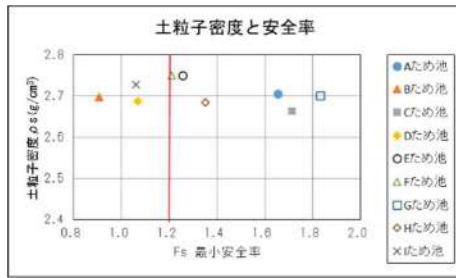


図-2 土粒子密度と安全率

(2) 透水係数

図-3に透水係数と安全率を示す。本調査結果では、いずれのため池でも一般的に低い～非常に低い透水係数の範囲にある⁴⁾。B・D・I・F・Hため池に着目すると、透水係数が低くなるにつれ、安全率が高くなる傾向にある。ただし、Aため池のように、透水係数が大きくても安全率が高いケースがあるため、この限りではない。

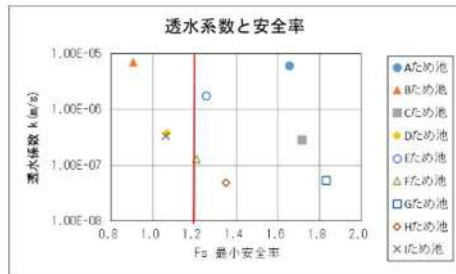


図-3 透水係数と安全率

(3) 粘着力

図-4に粘着力と安全率を示す。本調査結果では、いずれのため池でも、低い粘着力を示す土質(砂質粘土・砂質シルト・砂質土)であることから、粘着力と安全率の傾向は確認できなかった。

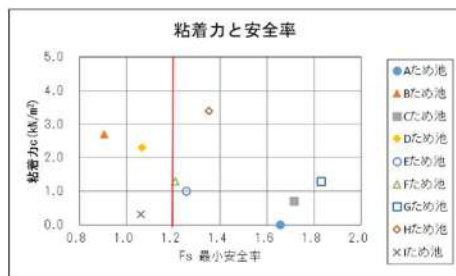


図-4 粘着力と安全率

(4) 内部摩擦角

図-5に内部摩擦角と安全率を示す。本調査結果の中では、内部摩擦角と最小安全率の傾向にばらつきがみられたため、内部摩擦角と安全率の傾向を把握することはできなかった。

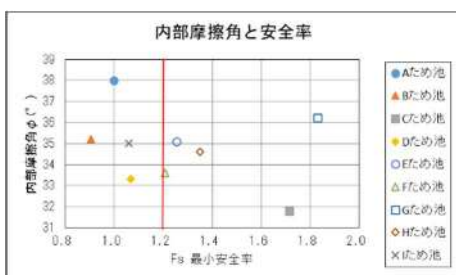


図-5 内部摩擦角と安全率

(5) 細粒分含有率

図-6に細粒分含有率と安全率を示す。細粒分含有率が50%以上であるA・E・F・Hため池では、Fs1.2を上回っている。一方で、細粒分含有率が50%以下であるB・D・Iため池では、Fs1.2を下回っている。これより、細粒分含有率が高いと安全側の傾向を示すと示唆される。

また、C・Gため池は、細粒分含有率が50%以下であるが、Fs1.2を上回っている。Cため池については、表-3に示すように堤体の法勾配が最も緩やかであることに起因していると考えられる。また、Gため池はN値が7と、他のため池より比較的大きいN値であることに起因していると考えられる。これより、細粒分含有率が低くてもN値が高ければ安全側の傾向を示すことが示唆された。一方、Iため池は、法勾配も緩やかであり、N値も高いにも拘らず、Fs1.2を下回っている。また、F・Hため池は法勾配が急であり、N値が低いにも拘らず、Fs1.2を上回っている。これより、すべり破壊において細粒分含有率の与える影響が大きいことが示唆される。

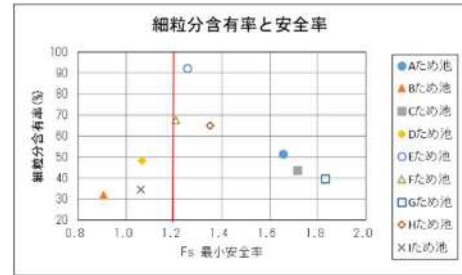


図-6 細粒分含有率と安全率

表-3 法勾配と安全率と土質定数

	ため池名								
	A	B	C	D	E	F	G	H	I
法勾配	2.2	1.5	2.6	1.7	2.3	1.7	2.2	1.2	2.0
最小安全率	1.654	0.906	1.714	1.067	1.255	1.208	1.830	1.351	1.061
細粒分含有率(%)	51.5	31.8	43.8	48.3	92.3	67.7	39.8	65	34.5
N値	8	2	2	4	3	3	7	2	7

:Fs<1.20

4. まとめ

本論文のまとめを以下に示す。

- ・細粒分含有率が高いと、すべり結果が安全側の傾向を示すことが示唆される。
- ・細粒分含有率が低くてもN値が高ければ、安全側の傾向を示すことが示唆される。
- ・すべり破壊において、細粒分含有率の与える影響は大きいことが示唆される。

《引用・参考文献》

- (社)農業農村工学会；土地改良事業設計指針「ため池整備」,2015年5月
- 農地管理課長通知 震災対策農業水利施設整備事業(耐震性調査)における留意事項について,2014年10月
- 地盤材料試験の方法と解説,2020年12月,公益社団法人地盤工学会, p118
- 地盤材料試験の方法と解説,2020年12月,公益社団法人地盤工学会, p468

旧河道部の河川事業における地質リスク

基礎地盤コンサルタンツ株式会社 ○関口 達也, 星野 笑美子, 赤坂 幸洋
新潟県上越地域振興局 齋藤 雅弘, 樋口 航

1. はじめに

本報告の対象河川は川幅が狭く蛇行しており、現在、安全に流下させるため、河川改修を計画・実施している。対象河川のある区間で河道掘削に伴い法面変状が発生した。そのため、法面変状の原因究明および対策工検討のための事後調査を実施した。本報告では、変状箇所の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. 地形地質概要

対象河川は、新潟県上越市の高田平野を流れる関川の支流である飯田川である。対象地周辺の空中写真を図-1に示す。対象地は沖積面であり、氾濫平野が広がり、旧河道に位置する。対象地の沖積層は層厚50m程度分布しており、粘性土・砂・礫の互層からなり、粘性土層が厚く堆積している。また、粘性土層の N 値は小さく、軟弱な地層を形成している。

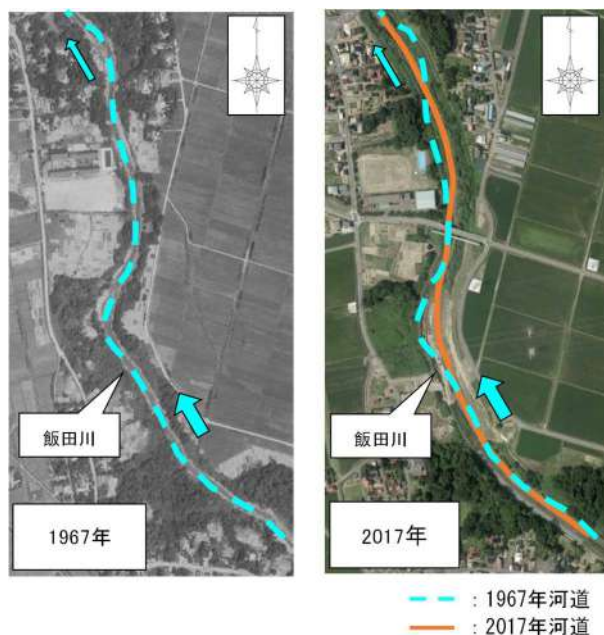


図-1 対象地周辺の空中写真
(左が1967年撮影, 右が2017年撮影)¹⁾

3. 事後調査に至った経緯

飯田川では、現在、安全に流下させるため、河道掘削を伴う河川改修を計画・実施している。対象地では、過去に地質調査を実施しており、地質調査結果に基づいて施工計画が立てられている。変状過程の模式図を図-2および図-3に示す。掘削した直後の断面のイメージ図(図-2)から、時間の経過とともに、沈下・はらみ出し等の

変状(図-3)をしているところが延長40m程度でみられた。変状箇所は、 N 値=0~2程度の軟弱な粘性土層(Ac1)が分布して、小段に沈下が発生し、法面がはらみ出していることから、軟弱地盤で生じる円弧すべりが変状の主因であると想定し、変状原因を明らかにするため、事後調査を実施した。

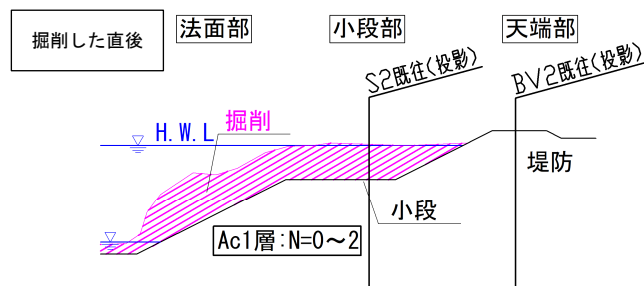


図-2 掘削した直後の断面のイメージ図

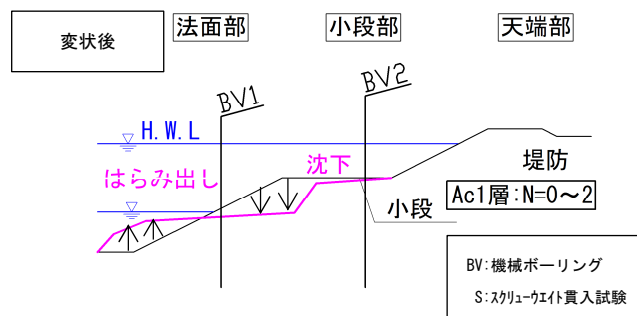


図-3 変状後の断面のイメージ図

4. 調査結果

事後調査では土質調査(機械ボーリング, サウンディング, 室内土質試験)を実施した。

(1) 地層について

機械ボーリングおよびスクリューウェイト貫入試験の結果より地層判別を行った。

既往調査結果の推定地層縦断面図を図-4に、事後調査結果の推定地層縦断面図を図-5に示す。既往調査結果の推定地層縦断面図では、図-4のように主に粘性土層(Ac1層およびAc2層)が主体で、両層の境に砂質土層(As層)または礫質土層(Ag層)が分布する地層構成となっている。一方、事後調査では、図-5のように砂質土層(As層)は粘性土層(Ac2層)の挟み層として上流側にみられる程度で、下流に向かって出現しないまたは不連続であることが判明した。既往調査の推定地層横断面図を図-6に、事後調査の推定地層横断面図を図-7に示す。事後調査結果では、横断方向では砂質土層(As層)または礫質土層(Ag層)が出現しないことが判明した。

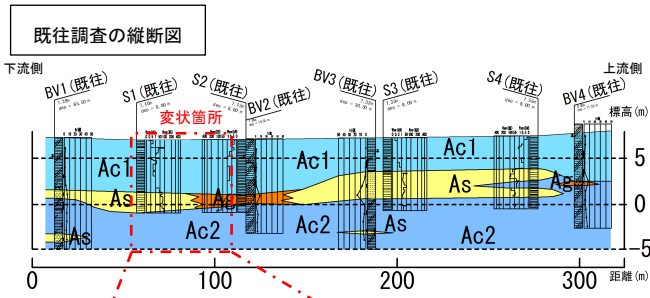


図-4 既往推定地層縦断面図(既往調査)

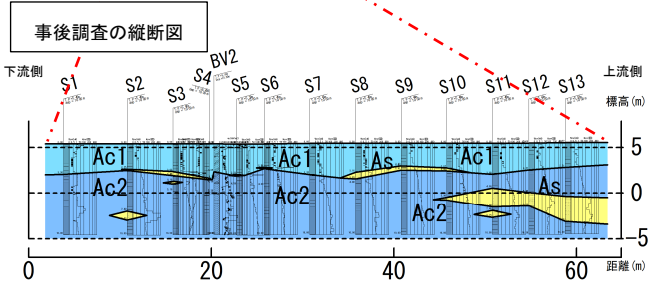


図-5 推定地層縦断面図(事後調査)

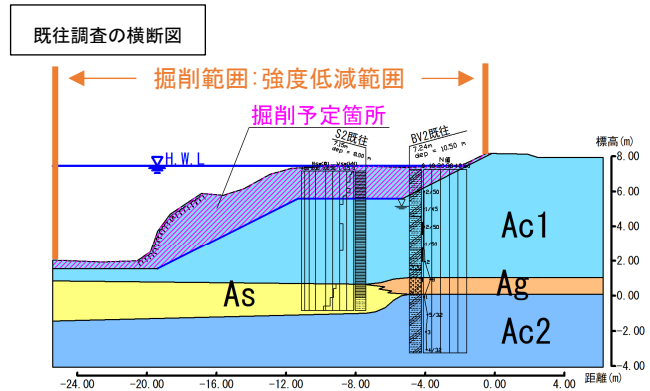


図-6 推定地層横断面図(既往調査)

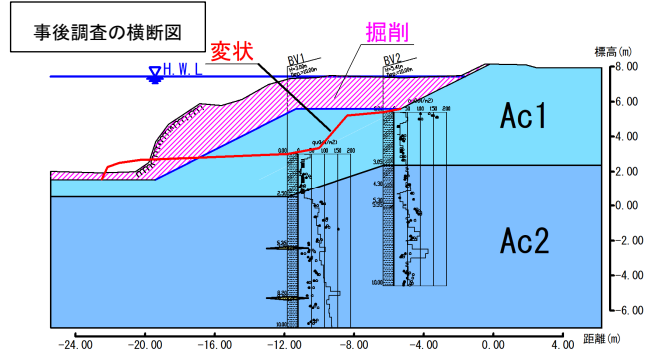


図-7 推定地層横断面図(事後調査)

BV:機械ボーリング
S:スクリューウェイト貫入試験

(2) 室内土質試験結果

物理特性・強度特性の把握を目的として実施した。粒径加積曲線を図-8に、一軸圧縮試験より求めた粘着力($q_u/2$)の深度分布図を図-9に示す。粒径加積曲線よりAc1層およびAc2層共に粒度にばらつきがみられ、Ac1層はAc2層よりシルト分がやや多い傾向にあることがわかる。一軸圧縮試験より求めた粘着力($q_u/2$)の深度分布図より、Ac1層の粘着力およびAc2層の粘着力は同一深度でばらついており、Ac2層は既往調査結果と概ね同程度であったが、Ac1層は既往調査結果より2割程小さい値であった。

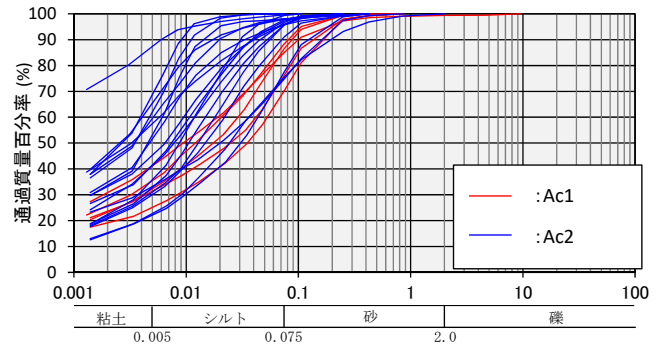


図-8 粒径加積曲線

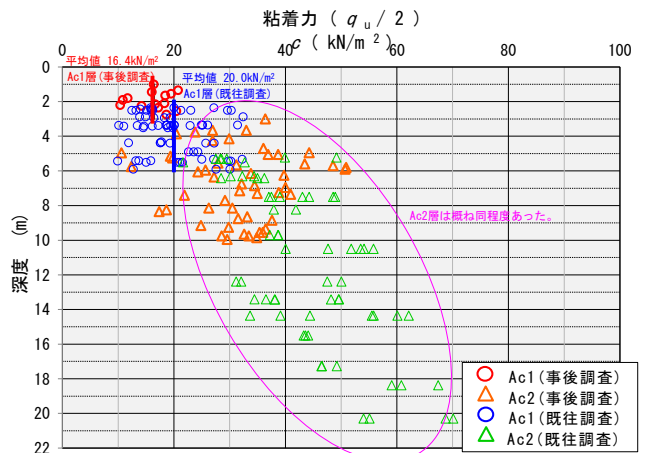


図-9 一軸圧縮試験より求めた粘着力($q_u/2$)の深度分布図

5. 変状原因について

既往調査設計では、河道掘削範囲において応力解放に伴う粘性土の強度低減を考慮して、掘削法面の安定性を確保していた。事後調査より砂質土層および礫質土層が確認されず、設計で見込んでいた強度よりも小さかったため、変状が生じたと推測する。

6. おわりに

河川の氾濫や流路変化の影響を直接的に受けて堆積した地層は、土の性状が極めて複雑であり軟弱である。対象地は旧河道に位置して、不均質な土質であり、地層判別および強度設定が難しい地質である。本変状箇所の復旧としては、事後調査結果より判明した地層構成と強度定数を用いて、法尻部に袋詰め玉石を設置することとなった。今後継続する河道掘削を伴う河川改修でも、不均質な地盤では正確に地層構成を把握し、適切な土質定数の設定を行うことで地質リスクを回避できると考える。

《引用・参考文献》

- 国土交通省:「国土地理院」, 地図・空中写真閲覧サービス. <https://mapapps.gsi.go.jp/>(確認日:2022.6.7.)

災害環境による災害発生リスクの抽出・評価

～地形災害検索システムの再構築～

国際航業株式会社 ○小宮賢祐, 鈴木隆介, 向山栄
秋山泰久, 丹野正浩

1. はじめに

自然災害から人命や財産を守るためには、任意地点において発生しうる自然災害を予測した上で、防災対策を検討することが望ましい。

鈴木¹⁾は災害事例を論拠とし、任意地点の災害環境(=地形条件)において、各種の自然災害が発生した場合にどの程度の被害をもたらすかを系統的に検索する地形災害検索システム(以下、EADaS という)を考案し、自動的に自然災害リスクの評価を行うことを可能とした。

しかし、EADaS によるリスク評価は、災害環境特定の難易度が高く、また時間を要するため、1地点の災害リスク評価に非常に労力を要するという課題がある。

そこで今回は、リスク評価精度の低下に配慮しながら、災害環境の特定に関する部分の簡易化を行い、EADaS 簡易版として再構築を行った。

2. EADaS による自然災害リスク評価方法

(1) 自然災害リスク値の算出方法

自然災害リスクの評価は、その自然災害の素因的危険度と対象地点における各自然災害の発生頻度とを掛け合わせることで算出する。

$$A \text{ 地点における自然災害 } B \text{ のリスク} = B \text{ の素因的危険度} \times A \text{ 地点における } B \text{ の発生頻度}$$

(2) 自然災害の素因的危険度

Undro²⁾を参考に鈴木¹⁾は、10項目の評価項目を元に各自然災害の素因的危険度を点数付けしている。

具体には評価対象としている90種類の自然災害それぞれに表-1に示す10項目への重み付けを行い、重み付けの合計値を素因的危険度として扱っている。

表-1 自然災害の素因的危険度を規定する10評価項目

No	評価項目	No	評価項目
1	同じ場所での再現期間	6	予報の時間的余裕
2	発生予測の可能性	7	継続する時間
3	ハード対策の有効性	8	影響する範囲
4	発生原因の解明	9	復旧の難易度
5	襲来する速度	10	避難の難易度

(3) 自然災害の発生頻度

対象地点における自然災害の発生頻度は、対象地点の災害環境特性(地形条件)に制約されるとしている。

災害環境特性ごとの自然災害の発生頻度は、5段階に区分して評価点を与えている。例として、異なる5種類の災害環境特性の地点に対し豪雨が発生した場合の「河川水位の急上昇」の発生頻度を表-2に示す。

(3) 自然災害リスク評価方法

過去の災害発生事例より、各自然災害に閾値を設定し

ており、閾値を超えれば発生の可能性が高く、逆に閾値を下回れば、災害は軽微または発生しないであろうと判断している。

表-2 災害環境特性と災害発生頻度の関係性と例示

点数	内容	災害環境特性の例
3点	必ず発生	盆地尻の峡谷
2点	しばしば発生	扇状地の扇央
1点	例外的に発生	砂礫段丘面上の名残川
0点	絶対に発生しない	砂丘間凹地
-	無関係	活火山の火山域に位置

3. 災害環境(=地形条件)の特定方法

災害環境を19種に大別し、その中分類(計230種)を質問事項とし、質問の回答の選択肢として数個の災害環境特性を設定(選択肢総計:1,483個)している(表-3)。

EADaS は1つの質問に回答すると、選択肢に応じ自動的に次の質問が決まるすごろく形式となっており、質問に回答することで災害環境特性が順次特定される(図-1)。

表-3 災害環境の分類表と質問数(Nq)および各質問で区分した災害環境特性(選択肢)

災害環境の大分類		災害環境の中分類		特性 (=選択肢)
大分類	略号	質問	個数	選択肢総数
気象環境	W	W1~W2	2	40
海岸環境	C	C1~C14	14	99
河川環境	R	R1~R15	15	98
地形環境	L	L1	1	10
低地	P	P1~P25	25	133
段丘	T	T1~T41	41	217
丘陵・山地一般	Hg	Hg1~Hg13	13	68
斜面	Hs	Hs1~Hs12	12	79
河谷	Hv	Hv1~Hv16	16	77
集動地形	M	M1~M10	10	84
湖沼地形	K	K1~K8	8	55
地底地形	U	U1	1	7
人工地形	J	J1~J5	5	35
火山	V	V1~V25	25	158
変動地形	F	F1~F8	8	57
地質	G	G1~G20	20	163
植生	B	B1~B7	7	71
その他	X	X1~X5	5	32
合計	18		230	1483

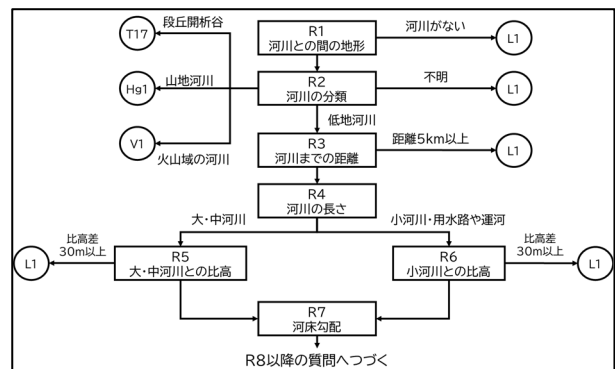


図-1 河川環境(R)の質問の流れ

4. EADaS の簡易化方法と簡易化結果

(1) 簡易化の実施方法

EADaS の考案者を交え、全13回の検討会を実施し230問に及ぶ質問を精査、必要に応じて簡易化の検討を実施した。以下に簡易化の方法を記す。

① 質問の削除

現地調査が必要な質問や、高度な地形判読技術を要する質問は簡易版では扱わないこととした。

② 質問の省略

回答難易度が高い質問に対し、回答を画一的に決めて質問の省略を行った。回答選択肢である災害環境特性ごとに自然災害の発生頻度の点数は異なることは前述の通りであるが、画一的に回答を決めることで発生頻度が低く抽出されないよう、すべての回答選択肢の中から自然災害の発生頻度の値が最大化されるように最大値を適用するようにした。

(2) 簡易化の結果

①質問の削除の対象は60問あり、簡素化後は総質問数が170問となった。また、②質問の省略では27問の省略が行われた。この結果、簡易な地形判読が可能な技術者であれば自然災害リスク評価を実施可能となり、また1箇所当たり30分程で評価が行えるようになり、簡易化前と比較し約半分程度の時間で評価可能となった。

5. EADaS と簡易版の自然災害リスク評価の検証

災害発生履歴のある18地点を対象に評価の検証を実施した。今回は過去に土石流災害が発生した長野県岡谷市岸東2丁目（図-2）における評価事例を紹介する。



図-2 長野県岡谷市岸東2丁目³⁾

90種類の自然災害リスク評価結果すべてを記載した結果を表-4に、表-4から土砂災害と河川災害を抜粋したものを表-5に示す。表-5中、自然災害リスクの評価値が閾値以上となる自然災害については評価値を赤色塗りつぶしで示している。

土石流が発生した対象地において、EADaS と簡易版ともに、土石流のリスク値が閾値を上回る結果となった。また、その他の土砂災害と、河川近傍であることが反映され、河川災害の自然災害リスク値が高く算出されており、評価結果として妥当である事が確認された。また、数値に多少の違いは見受けられるが EADaS と簡易版は概ね同じような評価となっており、簡易化についても妥当である事が確認された。

表-4 EADaS と簡易版の自然災害リスク評価結果

自然災害名	No	EADaS 評価値	簡易版評価値	閾値
布状侵食	A ²⁶	0	0	50
ガリー侵食	A ²⁷	0	0	90
河川流量の急増	A ²⁸	323	323	300
河川水位の急上昇	A ²⁹	336	336	400
谷頭侵蝕	A ³⁰	0	0	400
岩盤下刻	A ³¹	0	0	500
岩盤側刻	A ³²	0	0	500
砂礫床洗掘	A ³³	0	0	300
砂礫地盤側刻	A ³⁴	0	0	300
砂礫堆積	A ³⁵	0	0	400
外水氾濫	A ³⁶	1295	1295	800
内水氾濫	A ³⁷	0	0	500
流木堆積	A ³⁸	0	0	400
匍行	A ³⁹	0	0	300
転落型落石	A ⁴⁰	630	595	500
剥落型落石	A ⁴¹	697	656	600
土砂崩落	A ⁴²	969	918	700
岩盤崩落	A ⁴³	1003	944	1200
急激な地すべり	A ⁴⁴	1062	1062	1400
緩慢な地すべり	A ⁴⁵	396	418	500
土石流	A ⁴⁶	1617	1813	1200
土砂流	A ⁴⁷	1258	1258	1000

表-5 EADaS と簡易版の自然災害リスク評価結果

河川災害と土砂災害抜粋

区分	自然災害名	No	EADaS 評価値	簡易版評価値	閾値
河川災害	布状侵食	A ²⁶	0	0	50
	ガリー侵食	A ²⁷	0	0	90
	河川流量の急増	A ²⁸	323	323	300
	河川水位の急上昇	A ²⁹	336	336	400
	谷頭侵蝕	A ³⁰	0	0	400
	岩盤下刻	A ³¹	0	0	500
	岩盤側刻	A ³²	0	0	500
	砂礫床洗掘	A ³³	0	0	300
	砂礫地盤側刻	A ³⁴	0	0	300
	砂礫堆積	A ³⁵	0	0	400
	外水氾濫	A ³⁶	1295	1295	800
	内水氾濫	A ³⁷	0	0	500
	流木堆積	A ³⁸	0	0	400
土砂災害	匍行	A ³⁹	0	0	300
	転落型落石	A ⁴⁰	630	595	500
	剥落型落石	A ⁴¹	697	656	600
	土砂崩落	A ⁴²	969	918	700
	岩盤崩落	A ⁴³	1003	944	1200
	急激な地すべり	A ⁴⁴	1062	1062	1400
	緩慢な地すべり	A ⁴⁵	396	418	500
	土石流	A ⁴⁶	1617	1813	1200
	土砂流	A ⁴⁷	1258	1258	1000

6. 今後の課題

今後の課題として以下の3点が挙げられる。

- ・ EADaS で利用されている閾値を、再構築した簡易版に適した設定とする必要がある
- ・ 回答の自動化やデータベース化によるさらなる作業の効率化
- ・ 気候変動要素などを組み込み、時系列でリスク評価結果が変化する動的な仕組みへの対応

《引用・参考文献》

- 1) 地形災害検索システム(通称:EADaS)の構築と課題, 特集 地形学と土砂災害: 故奥田節夫初代会長追悼シンポジウム
- 2) UNDRO (1979) Natural disasters and vulnerability analysis: report of Expert Group Meeting (9-12 July 1979) by Office of the United Nations Disaster Relief Coordinator.
- 3) 国土地理院発行2.5万分1地形図, (最終閲覧日2022年7月14日)

人工地盤の土質の不均一性に関する検討

明治コンサルタント株式会社 ○ 後藤誠典, 高橋宏文

1. はじめに

地質・地盤の性状は、不均質かつ多様であり、大半は直接確認することができない。このため、限られた地質調査から、地質・地盤条件を推定することが一般的である。一方、推定した地質・地盤には不確実性があり、施工段階で推定した地質・地盤条件と実際の条件に相違が明らかになることにより、それが事業全体に大きな影響（費用や工程等）を与えることが懸念される場合もある。

また、自然地盤のみならず、人工地盤においても、施工の不確実性等、人為的な要因による地質・地盤の不確実性について考慮する必要があるとしている。¹⁾

今回、港湾における土質の不均一性の事例をあげ、人工地盤（改良地盤）での不均一性を判断する上で考慮した点について発表する。

2. 事例について

過去に地盤改良が実施されている港湾内の地盤特性把握を行うためにボーリング調査を実施した。

(1) 既存の情報

設計図書や施工記録等から調査予定地点では、自然地盤の上位に砂質土による SCP（サンドコンパクションパイル）改良土層（改良率80%, 砂杭 $\Phi=2.0\text{m}$ ）が GL-21.25m ～30.25m に存在することが想定された。

(2) 調査結果

ボーリング調査の結果、1地点（簡易柱状図 R03-2）では施工記録のとおり、改良土層が出現する深度で砂質土が確認されたが、34m ほど離れた地点（簡易柱状図 R03-1）では改良土層が出現する深度において、砂質土と粘性土層の互層が確認された。

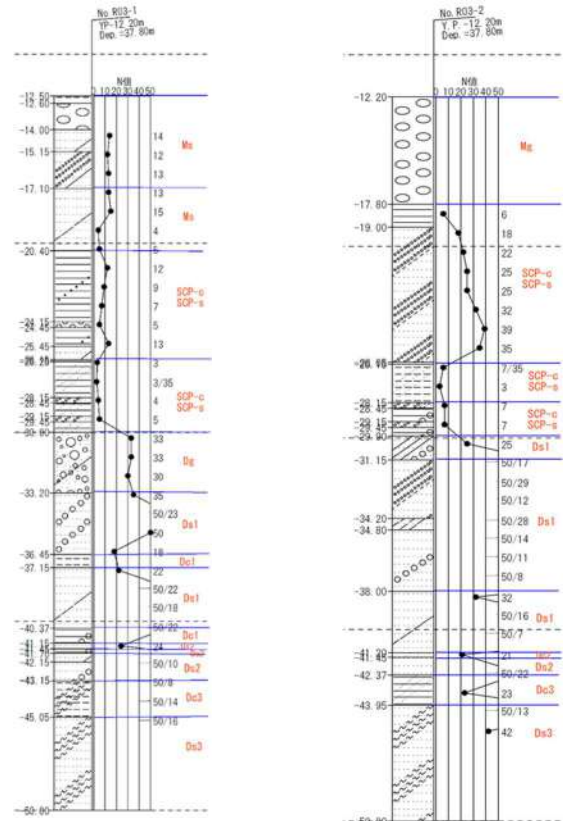


図-1 簡易柱状図(左 R03-1、右 R03-2)

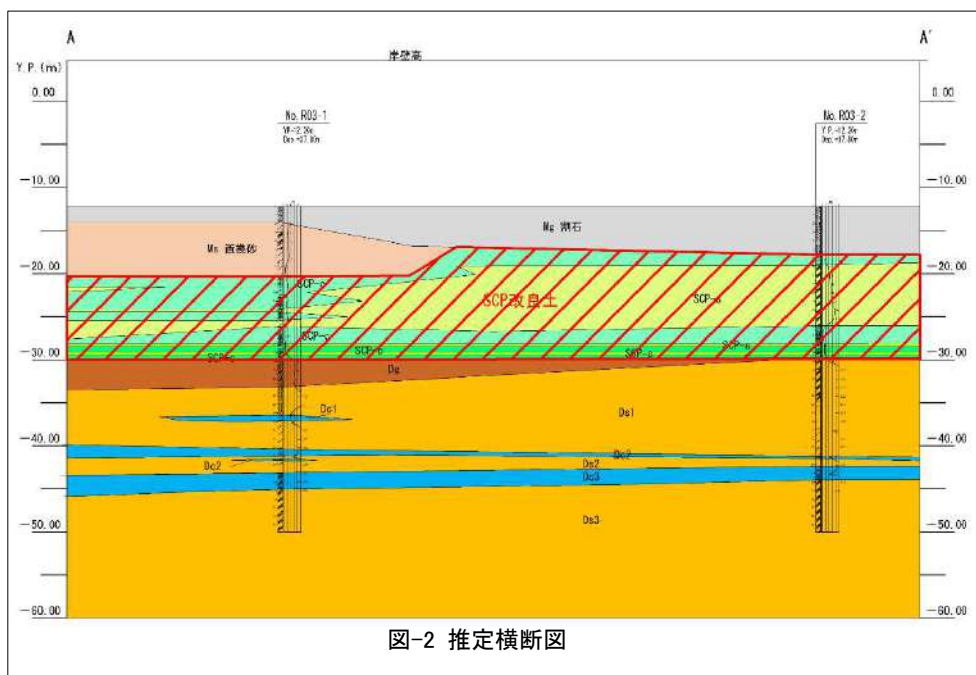


図-2 推定横断面図

(3) 調査結果の解釈

調査結果の解釈として、下図に示すようにボーリング調査地点が砂杭に一致した場合（R03-2）は、調査結果として均一な砂層と評価し、砂杭からボーリング地点がズレた場合（R03-1）には、調査結果が砂と粘性土の互層となると評価した。

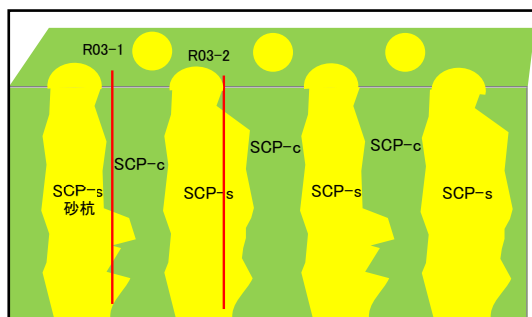


図 3 推定図

(4) 考察

上記の砂杭からズレた地点で、互層となる理由としては、軟弱な粘性土層に締まった砂を強制的に柱状に入れた際に、砂杭が周りの粘性土層を押し、周辺部の土質が混ざってしまう影響によるものもしくは、SCP 施工後、盛り上がり土をクラブ船で掘削した際、掘削面周辺の土質が乱されたことに起因すること等によるものと考察した。

考察の際、以下の点に留意し、判断の材料とした。

1)地質・地盤の不確実性の整理

- ・施工前の粘性土層の広がり、改良時に砂杭を挿入。

2)設計・施工時の不確実性の整理

- ・一般的な SCP 工法の原地盤への施工影響（土質の乱れ、側方変異、盛り上がり）

3)既設の施工記録

また、改良土層を対象とした液状化判定が別途、設計業務で必要であったため、その際に土層内が不均一であること等を設計者への留意点とし、申し送り事項とすることで、発注者を含む関係者との情報共有を図った。

3. 地盤の不均一性と地質・地盤リスクについて

前述に示すように確認された地盤の不均一性が SCP 工法に起因するものと判断できなかった場合、SCP 改良層と自然地盤の軟弱層が隣あう地点として判断し、追加の地盤改良を提案する等の地質・地盤リスクを被ることも考えられた。

このような提案をしてしまった場合、地盤特性の解釈・工学的誤りにより、工事費等の増大を招きかねない地質・地盤リスクとなる。

今回の調査のように、地盤調査の結果が不均一な土質や土層であった場合、調査そのものの不確実性の要因を分析し、その土層が自然地盤なのか人工地盤なのかの判断、地盤や土質の不均一性等から地質・地盤リスクとなるかを判断（マネジメント）することが重要である。

4. まとめ

今回の事例では、砂層で均一と想定した改良地盤が実際のボーリング調査結果では、砂と粘性土が互層になっている不均一な地盤が確認された。このため、地盤の不確実性や施工の不確実性を整理したことや施工記録（施工範囲や施工方法）を整理したことが土質の不均一性の要因を分析する上で重要な判断材料となった。

今後も調査結果が当初の想定と異なる地盤であった場合や不均一な土質となった場合、その要因を分析し、地質・地盤リスクが存在する不均一な土層なのかを判断し、マネジメントしていく必要があると考える。

《引用・参考文献》

- 1) 土木事業における地質・地盤リスクマネジメントのガイドライン, 国立研究開発法人 土木研究所 p.10-21, 2020.

島尻泥岩の色彩と鉱物の相関

株式会社エイト日本技術開発 石川 敦代

内閣府沖縄総合事務局 開発建設部 伊佐 真幸、備瀬 知康、安里 隆、中園 幸樹

1. はじめに

島尻層群の泥岩分布地域では、地すべりが多発している。ボーリング調査では、コアの曝露後に膨張や変色などの変化が起こっている¹⁾。今回、色彩色差計を用いてボーリングコアを測定し、L*a*b*座標系の数値化を行った。また、樹脂固定した薄片の顕微鏡拡大写真を用い、鉱物ごとの色彩値を測定した。

合わせてX線回折分析を実施し、島尻泥岩の構成鉱物の同定・定量を行った。その結果、スメクタイト量と色彩変化に関係が見られたため、報告する。

2. 測定方法

色彩測定は、FUSOU 製 PRISMO-MIRAGE 分光測色計を使用した。コアを測定する際は、表面を霧吹きで濡らして測定した。鉱物ごとの測定には、顕微鏡写真を拡大印刷したものを使用した。X線回折分析はRigaku 製 MiniFlex600を用い、水簸処理により粘土鉱物を同定し、リートベルト法による鉱物重量%を算出した。針貫入試験は、霧吹きでコアに水を吹きかけた後に実施し、針貫入勾配 N_p を求めた。

3. 針貫入試験と色彩測定結果

針貫入試験結果と色彩測定結果を図-1に示す。色彩値は深度により傾向が異なり、a*b*の色彩の特徴から、4層に区分した。針貫入試験では、多くは $N_p1 \sim 4N/mm$ を示した。 $N_p < 0 \sim 1$ を示す区間は、色彩値から Zone3 紫化区間に多く対応する傾向が確認できた。

4. 鉱物ごとの色彩測定結果

薄片の顕微鏡写真を拡大印刷し、鉱物ごとに色彩測定を行った。その結果、鉱物ごとに特有の色彩範囲が認められた。測定結果のグラフを図-2に示す。

赤色側を示す+a*に寄与するのはイライト、黄鉄鉱、有機物と考えられる。青色側を示す-b*に寄与するのは方解石、黄鉄鉱、有機物と考えられ、これらの混合が紫化に関与していると思われる。X線回折分析で行った定方位法分析では、イライト/スメクタイト混合層鉱物が確認できた。スメクタイトは顕微鏡下では確認できないが、イライト分布と同領域になると思われる。

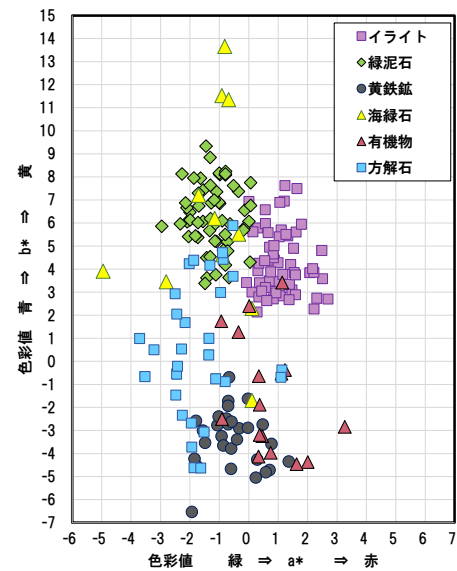


図-2 各鉱物の a*b*値

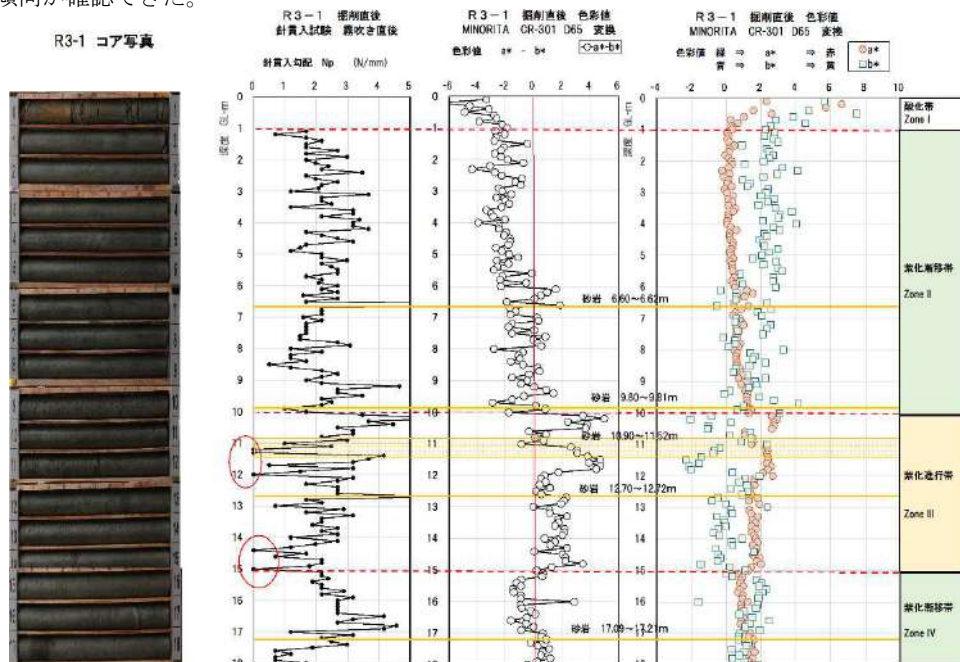


図-1 色彩分布と N_p 分布状況

5. コアの色値と鉱物含有量の相関

X 線回折分析を行い、リートベルト法を用いて鉱物ごとの含有量を算出した。算出した結果から、色値と鉱物の相関式を作成し(図-4)、相関式から鉱物含有分布を推定した(図-3)。色値から Zone3紫化区間とした範囲では、相対的にスメクタイトや緑泥石、炭化物が多く認められた。反対に、イライトは減少していた。スメクタイトと色値を検証すると、紫化が進む箇所ほど多くなる傾向が認められた。

スメクタイトとその他鉱物の含有量と色値の関連性を見るため、スメクタイトと各鉱物の相関図を検証した(図-5~7)。これによると、他区間においても、イライトの減少とスメクタイトの増加が認められ、逆相関となった。続成作用では高温になるほどスメクタイトからイライトへ変質すると考えられている²⁾。Zone3は、イライト化が進行せずスメクタイトが多く残されている区間の可能性がある。

6. 謝辞

本発表にあたり、岡山大学理学部鈴木茂之名誉教授には、薄片鑑定を依頼し有益な助言を頂きました。深くお礼申し上げます。

《引用・参考文献》

- 1) 津田涼太・廣瀬孝三郎・上原盛久・松原仁,島尻層群泥岩の物理・化学的な風化の実態と進行プロセスに関する調査・分析的検討,土木学会論文集 C(地圏工学),Vol75,No.4,386-397,2019
- 2) 井上厚行,スメクタイトからのイライトの生成機構,鉱物学雑誌第19巻特別号,53-61,1990

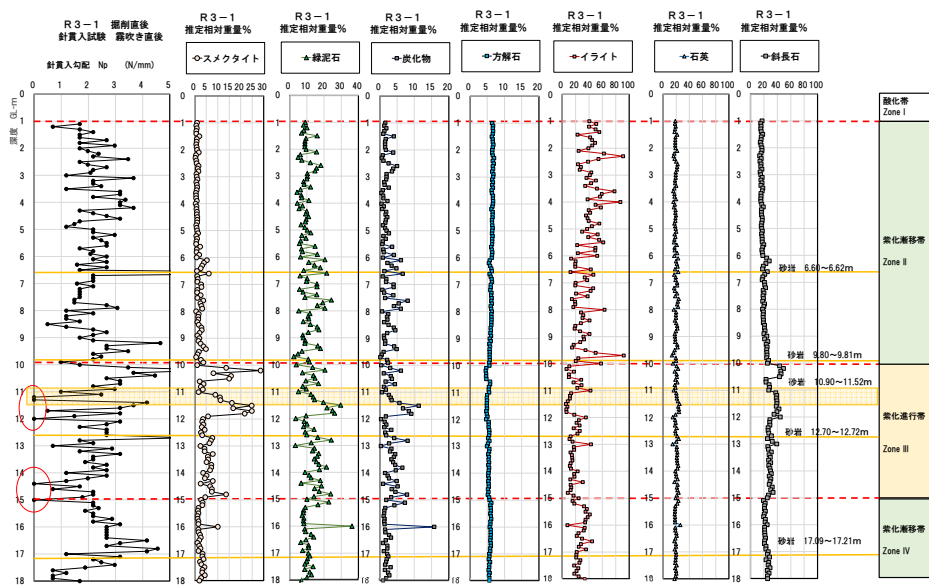


図-3 Np 分布と鉱物含有分布

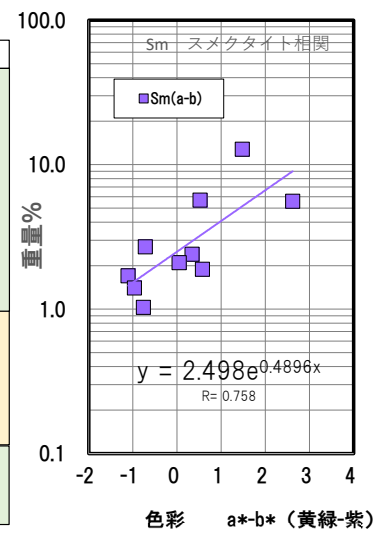


図-4 色値と Sm 含有量

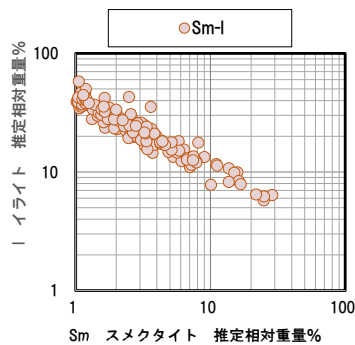


図-5 Sm-I 相関図

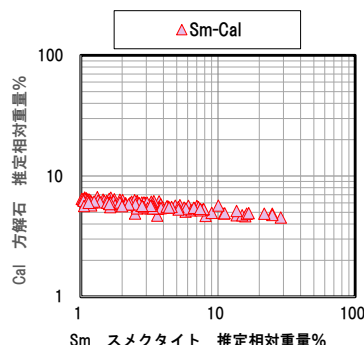


図-6 Sm-cal 相関図

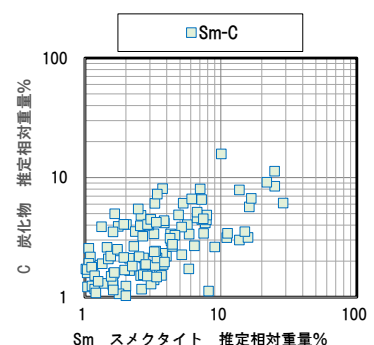


図-7 Sm-C 相関図

電気検層を用いた琉球石灰岩の比抵抗特性とコア形状評価

株式会社日さく ○ 神庭 崇彰, 久保 範典

1. はじめに

本報告の背景について、琉球石灰岩を帯水層とする複数の揚水井の揚水能力を把握するため、揚水試験を実施した結果、帯水層中の鉛直方向で透水性の違いが確認された。琉球石灰岩における帯水層中の透水性は、帯水層の性状（コア形状、流入粘土等）の違いが示唆され、新設した観測孔ならびに既設観測孔を用いて電気検層を実施し、地盤の電気的特性を把握することにした。

本発表では、電気検層の結果である比抵抗分布ならびに透水性状を、各調査地点のボーリング結果であるコア形状区分を基に、鉛直方向の透水性状の違いを比較・検討し、定量的にとりまとめた。

2. 調査の概要と諸元

(1) 調査地点の概要

調査地は、沖縄県内の地下ダム流域内における琉球石灰岩帯を対象としている。対象孔は、新設および既設孔の18孔で、調査孔の端から端までは約4km に渡る。

(2) 調査ボーリング孔の諸元および評価基準

電気検層を実施した新設および既設孔の諸元を表-1に示す。

表-1 調査孔の諸元

対象孔	18 孔(新設孔：6 孔/既設孔：12 孔)		
孔径	φ 50 / φ 65 / φ 100		
削孔水	清水		
観測孔	材質	ポリ塩化ビニル管	
	開口率	10%以上	
	その他	砂防ネット巻き	

(3) 流入粘土とコア形状

通常の地質判読に加えて、「流入粘土区分」と「コア形状区分」を評価している。コア観察結果から、帯水層の性状を流入粘土とコア形状の特徴から区分した。表-2に流入粘土区分、表-3にコア形状区分を示す¹⁾。

表-2 流入粘土区分一覧表

区分	流入粘土の特徴等	記号
粘土のみ	コア形状区分：e「粘土」と同じ	a
粘土充填	空隙・割れ目・基質が粘土で完全に充填されている	b-1
粘土付着	空隙・割れ目・基質に粘土がフィルム状に付着する（張付く程度で空隙間を閉塞していない）	b-2
粘土なし	粘土を含まない（コア形状区分：f「空隙」もこれに含まれる）	c
不明	コアが採取されていないため区分不可能なもの	?

表-3 コア形状区分一覧表

区分	コア形状名・特徴等	記号
記号 a 棒状：コア長10cm以上で概ね0.5m以上の区間に連続するグループ	棒状 — 極めて多孔質 — （化石の溶脱等）不規則な形状の空隙が発達（空洞が互いに連結）	a-1-1
	棒状 — 極めて多孔質 — 粒子間空隙が発達	a-1-2
	棒状 — 多孔質 — （化石の溶脱等）不規則な形状の空隙が発達	a-2-1
	棒状 — 多孔質 — 粒子間空隙が発達	a-2-2
	棒状 — 緻密（空隙がほとんど無い）	a-3
礫・岩片状	：コア長10cm以下で細粒分（マトリックス）をあまり含まない	b
土砂状	：bと比較して細粒分を多く含む（砂・シルト・粘土の混在するもの）	c
砂状	：ほとんどが砂粒子からなる（碎屑性の砂、有孔虫等で未固結、指で容易に崩せる）	d
記号 e 粘土：石灰岩中の空洞を2次的に充填しており、粘土のみからなる	粘土（流入粘土）：褐色の粘土のみからなる（岩片をほとんど含まない）	e-1
	粘土（風化粘土）：白色の石灰岩風化起源の粘土のみからなる	e-2
空隙	：粘土に充填されていない状態の空洞で掘削時のボーリングロッドの落ち込みにより確認されたもの	f
不明	：コアが採取されていないため区分不可能なもの	?

(4) 電気検層

電気検層は、ノルマル検層で実施した。ノルマル検層の電極間隔は、0.25m（青色）、0.50m（緑色）、1.00m（赤色）を表す。測定は、ボーリング孔内でゾンデを昇降させ、往路と復路で計測し測定の精度を高めた。

3. 調査結果

(1) コア判読結果

a) 流入粘土区分

新設した6孔の採取したコアから、コアの流入粘土状況を一覧表の特徴をもとにとりまとめた。

評価したコアの流入粘土状況は、表-2 で区分した特徴に適した代表となるコア写真状況を表-4 に示す。

表-4 流入粘土区分結果(代表)

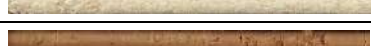
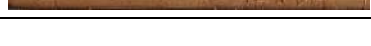
粘土のみ	
粘土充填	
粘土付着	
粘土なし	

b) コア形状区分

調査対象地の地質区分は、上位から「粘土層」、「琉球石灰岩」、「含不純物石灰岩」、「島尻泥岩」に大別される。

加えて、前述の流入粘土区分とコア形状の違いによる組合せに分けられる。表-5に、表-3で区分した特徴に適した代表となるコア写真状況を示す。

表-5 コア形状区分結果(代表)

棒 状	a-1	
	a-2	
	a-3	
礫・岩片状	b	
土砂状	c	
砂 状	d	
粘 土	e	

(2) 電気検層結果

電気検層の結果を、ボーリング柱状図と併記してとりまとめ、代表地点の結果を図-1に示す。新設孔の柱状図および既往柱状図のコア状況を踏まえ、調査地域の比抵抗特性とコア形状評価として以下の特徴が判明した。

a) 地質区分について

検層を実施できた地下水面以下の地質は、「琉球石灰岩」、「含不純物石灰岩」、「島尻泥岩」であり、比抵抗値の範囲は、以下の結果となった。

- ①琉球石灰岩：100～1,000 ($\Omega \cdot m$)
- ②含不純物石灰岩：50～100 ($\Omega \cdot m$)
- ③島 尻 泥 岩：50 ($\Omega \cdot m$) 以下

なお、それぞれの一般的な比抵抗値²⁾は、石灰岩で60～500,000 ($\Omega \cdot m$)、泥岩で100 ($\Omega \cdot m$) 以下とされており、大別的な括りでは経験値内に収まる結果となった。

b) コア形状区分および流入粘土の関係について

コア形状および流入粘土の分布が、比抵抗値と最も相関関係がある結果が得られた。以下にコア形状と流入粘土における比抵抗値の特徴を示す。

- ①比抵抗値の範囲は、コア形状区分の土砂状(c)～礫・岩片状(b)と棒状(a)とに大別でき、粘土の有無によっても変化する傾向を示した。

具体的な数値の変化は、表-6に示した。

- ②コア形状区分が、土砂状(c)～礫・岩片状(b)かつコア状態が一様であれば、グラフは低比抵抗かつ直線系を示す。
- ③コア形状区分が、棒状(a)であれば、緻密の程度で150～500 ($\Omega \cdot m$) の範囲で変化する傾向を示す。
- ④全体的な傾向として、粘土の付着が無くなると、比抵抗値が100 ($\Omega \cdot m$) 程度ベースアップする。
- ⑤水みちとしての帯水層(推定)は、同一コア形状・同一粘土区分でありながら、比抵抗値が150～300 ($\Omega \cdot m$) の範囲でグラフが凸状に示されると考えられる。

4. まとめ

琉球石灰岩に対し電気検層を実施した結果、流入粘土の付着状態やコア形状の違いで、比抵抗値は比較的定量的に区分できる特徴を示すことが明らかとなった。また、それら種々の特徴から、コア判読以外で透水性状の違いを判別できる可能性が示唆された。

今後、調査数や流入粘土とコア形状の組合わせの母数が増えると、比抵抗値および帯水層区分の精度を向上させることができると考えられる。

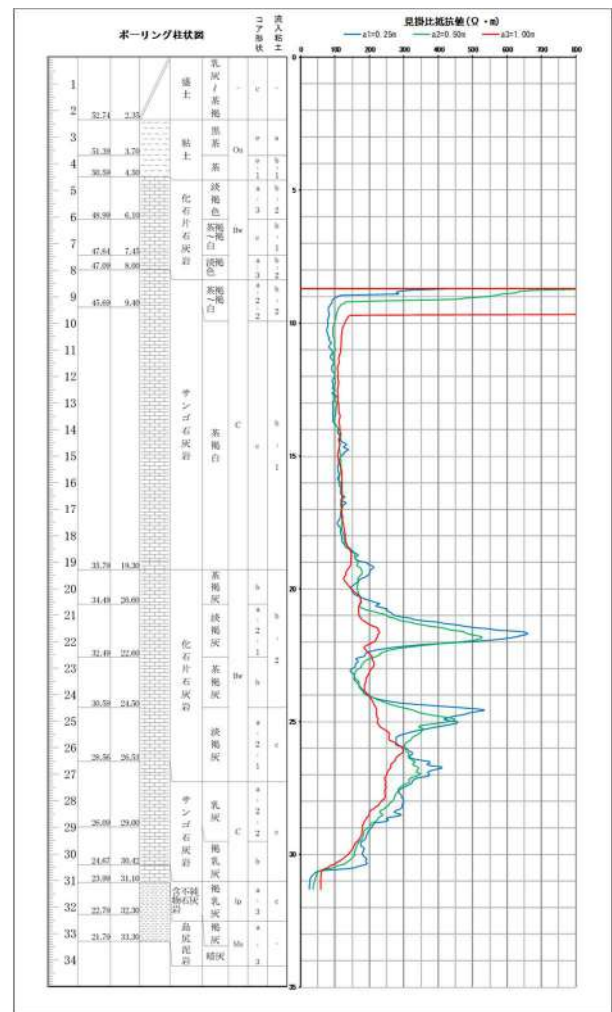


図-1 ボーリング柱状図-比抵抗図(代表)

表-6 比抵抗値と地質(流入粘土・コア形状区分)の関係

地質区分	コア形状区分	流入粘土区分	推定比抵抗値 ($\Omega \cdot m$)	推定帯水層区分
琉球石灰岩 (B,C)	b～c	a～b	100～200	帯水層 150～300
		c	100～400	
	a-1,a-2,a-3	a～b	150～400	帯水層～裂か帯水層
		c	200～500	
琉球石灰岩(岩塊)	a-2,a-3	c	500～1000	裂か帯水層～難帯水層
含不純物石灰岩(lp)	b～c	-	50～100	難帯水層
	a-1,a-2,a-3	-	50以下	
島尻泥岩(Ms)	-	-	50以下	

《引用・参考文献》

- 1) 宮古伊良部農業水利事業所:宮古伊良部地区ボーリング柱状図の記載について, p.4～7, 2017.3
- 2) 志村 馨:電気探査法[第3版], p.64, 1969.4

砂丘地における現地浸透試験

株式会社ウエスコ ○ 浅井 瞳, 今西 将文, 渡部 海

1. はじめに

本調査は鳥取県中部に位置する砂丘地（北条砂丘）において、計画される駐車場の雨水浸透施設の設計に伴い、必要となる飽和透水係数を求めることを目的として現地浸透試験を行ったものである（図-1）。試験は直線距離で300m程度離れた2か所（BP.1、BP.2）で実施した。

調査地は2か所とも砂丘地であり粒度組成もほとんど変わらないが、試験結果の飽和透水係数に3倍近くの差が生じた。このことに疑問を持ち、砂の密度の違いが飽和透水係数の差の原因ではないかと考え、現場密度試験、砂の最大密度・最小密度試験を行い、砂の相対密度の違いによる透水係数の差について考察した。

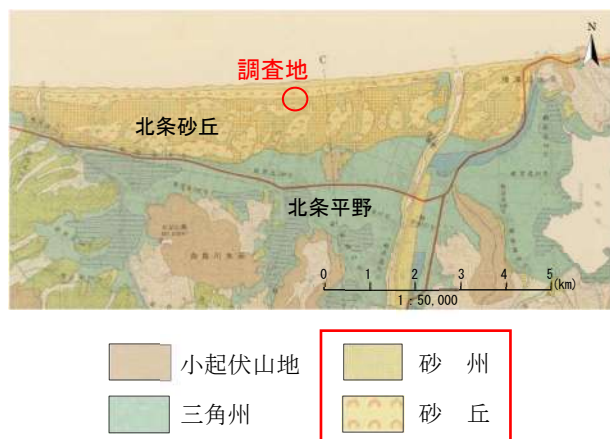


図-1 調査地周辺の地形分類図¹⁾

2. 調査方法

雨水浸透施設の設計に必要な飽和透水係数を求めることを目的とし、雨水浸透施設技術指針[案]調査・計画編²⁾に従い、現地浸透試験を行った。雨水浸透施設技術指針の現地浸透試験には、ボアホール法、土研法、実物試験の3種の試験方法が挙げられているが、当地は砂地盤であり、現地条件に対応する土研法を用いて試験を実施した（図-2）。

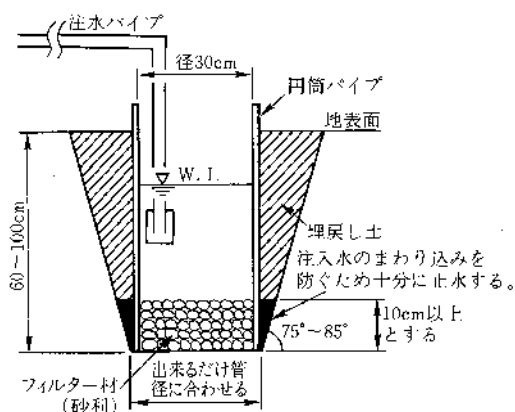


図-2 土研法の試験施設²⁾

また、試験は湛水深1.0mで行い、精度向上のため湛水深1/2Hでも実施することとなっているが、その順番は記載されていなかった。そこで、本試験では①湛水深1.0mと②湛水深1/2Hの順序を変えることで結果に影響が出るのかを確認することとした。

BP.1では②湛水深1/2Hの試験後に①湛水深1.0mを行い、再度②湛水深1/2Hで試験を行った。

BP.2では①湛水深1.0mの試験後に、②湛水深1/2Hで試験を行うパターンの2パターンで試験を行った。

対象地盤は不飽和な状態であるため、試験孔内に水を注入し、定水位（飽和状態）になるように注入量を調整し、経過時間毎に注入量を測定・記録する。注入量が安定したら終期浸透量として、式-1を用いて飽和透水係数を算出する。

$$k_0 = Q_t / K_t \quad \text{式-1}$$

ここで、 k_0 : 飽和透水係数 (m/hr)

Q_t : 浸透試験での終期浸透量 (m³/hr)

K_t : 試験施設の比浸透量 (m²) で施設の形状（直径 D (m)と設計湛水深 H (m)）で決まる定数。図-3を用いて求める。

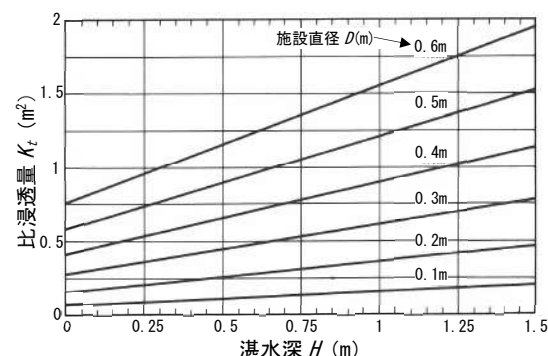


図-3 土研法の比浸透量と飽和透水係数の算定式³⁾

3. 調査結果

(1) 粒度試験結果

各試験孔で深度10cmごとに試料を採取し、粒度試験を行った。試験結果を図-4に示す。BP.1とBP.2で粒度組成にほとんど変化は無く、深度が変わっても粒度分布に違いは見られない。また、20%粒径はBP.1とBP.2ともに $D_{20}=0.12$ mm程度であった。

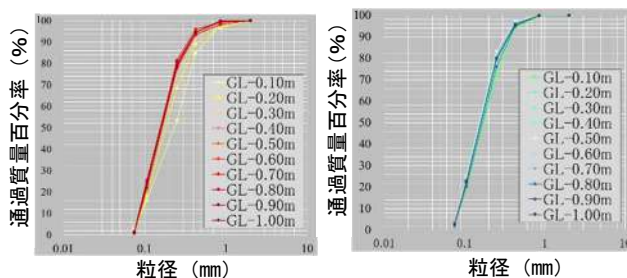


図-4 BP.1およびBP.2の粒度加積曲線

(2) 現地浸透試験結果

現地浸透試験の結果、BP.1では1回目の②1/2H 湛水深での終期浸透量と、2回目の①湛水深1.0m での終期浸透量 (2.56l/min) は類似する結果となったが、3回目の②1/2H 湛水深での終期浸透量はやや少ない終期浸透量を示した。また、BP.2でも1回目の①湛水深1.0m での終期浸透量 (7.59l/min) より、2回目の②1/2H 湛水深の終期浸透量の方がやや少ない終期浸透量を示した。式2-1より当地の飽和透水係数は BP.1で 6.8×10^{-3} cm/sec、BP.2で 2.0×10^{-2} cm/sec となり、両孔の透水係数には3倍程度の差がある結果となった。

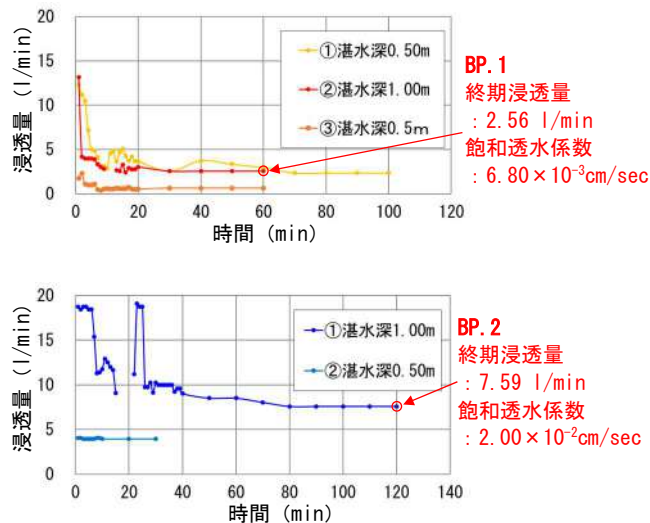


図-5 BP.1およびBP.2の終期浸透量

(3) 砂の相対密度

現場密度試験および砂の最小密度・最大密度試験を行った結果を表-1に示す。BP.1の砂の相対密度は11.92～28.18%であり、BP.2の砂の相対密度は75.32～81.50%であった。砂の相対密度は一般に、0～30%は緩い、30～70%は普通、70～100%は密な状態とされ、BP.1は緩い砂となり、N値は10以下程度と推定される。BP.2は密な砂ということになり、N値は30以上であると推定される。

表-1 BP.1およびBP.2の砂の相対密度

	BP.1	BP.2
最小密度 (g/cm ³)	1.452	1.420
最大密度 (g/cm ³)	1.726	1.713
相対密度 (%)	11.92～28.18	75.32～81.50
推定されるN値	N≤10	N≥30

4. 考察

(1) 試験方法について

BP.1、BP.2ともに湛水深1.0m の後に1/2H 湛水深で行った結果のみ、湛水深1.0m よりも1/2H 湛水深の終期浸透量が少ない結果となった。これは湛水深1.0m から1/2H 湛水深の試験に移行する際に周辺地盤の水位が下がりきっていない状態で試験を行ったため、水圧がかかり試験

結果に影響したものと考えられる。よって、現地浸透試験は1/2H 湛水深で試験を行った後に、湛水深1.0m で行うべきであると考えられる。

(2) 透水係数

BP.1およびBP.2の粒度試験結果の20%粒径はおおよそ $D_{20}=0.12$ mm であり、クレーガーの表を参考にすると、透水係数は 2.60×10^{-3} cm/sec ということになる(表-2)。しかし、現地浸透試験の結果では、BP.1の透水係数は 6.8×10^{-3} cm/sec、BP.2の透水係数は 2.0×10^{-2} cm/sec であった。しかし、クレーガーの表の微粒砂全体 (0.12mm～0.25mm) に着目すると、透水係数の範囲は 2.60×10^{-3} cm/sec～ 1.40×10^{-2} cm/sec であり、試験結果の透水係数は、これをやや上回るものはあるものの、およそ範囲内に納まる。つまり、砂の相対密度により透水係数は変化するが、クレーガーの表の土質分類の範囲内にはおよそ納まると言えるのではないだろうか。

表-2 クレーガーによる D_{20} と透水係数 k^4

D_{20} (mm)	k (cm/sec)	土質分類	D_{20} (mm)	k (cm/sec)	土質分類
0.005	3.0×10^{-6}	細粒粘土	0.18	6.85×10^{-3}	BP.1
0.01	1.05×10^{-5}	細粒シルト	0.20	8.90×10^{-3}	微粒砂
0.02	4.00×10^{-5}	粗粒シルト	0.25	1.40×10^{-2}	BP.2
0.03	8.50×10^{-5}		0.30	2.20×10^{-2}	
0.04	1.75×10^{-4}		0.35	3.20×10^{-2}	
0.05	2.80×10^{-4}		0.40	4.50×10^{-2}	中流砂
0.06	4.60×10^{-4}	極微粒砂	0.45	5.80×10^{-2}	
0.07	6.50×10^{-4}		0.50	7.50×10^{-2}	
0.08	9.00×10^{-4}		0.60	1.10×10^{-1}	粗粒砂
0.09	1.40×10^{-3}		0.70	1.60×10^{-1}	
0.10	1.75×10^{-3}	微粒砂	0.80	2.15×10^{-1}	
0.12	2.60×10^{-3}		0.90	2.80×10^{-1}	
0.14	3.80×10^{-3}		1.00	3.60×10^{-1}	細レキ
0.16	5.10×10^{-3}		2.00	1.80×10^{-1}	

5. 結論

今回の実験より、粒度分布が同じ砂地盤であっても、土の締め具合によっては透水係数に3倍の差が生じることが分かった。

クレーガーの表は20%粒径のみで透水係数を推定しているが、土質分類ごとに透水係数には幅がある。砂の相対密度が異なれば透水係数も異なるが、クレーガーの表の土質分類ごとの透水係数の範囲内におおよそ納まると考えられる。

《引用・参考文献》

- 鳥取県:5万分1地形分類図 青谷・倉吉. 1975
- 社団法人 雨水貯留浸透技術協会:雨水浸透施設技術指針[案]調査・計画編. 1998 p.24
- 社団法人 雨水貯留浸透技術協会:雨水浸透施設技術指針[案]調査・計画編. 1998 p.30
- 株式会社 建設産業調査会:改定地下水ハンドブック 1998年 p.290

土の凍上による強度低下について

北海道土質試験協同組合 ○高橋 孝輔 平 信明

1. はじめに

近年、寒冷地で土の凍上を起因とする土木構造物の被害事例が多く報告されている¹⁾。盛土構造物では、凍上現象により斜面の安定性・支持力が低下し、すべり・崩落に伴い、側溝などの付帯構造物の破損といった被害が報告され、社会的な問題となっている。凍上により土が体積膨張した後、融解する事で、土の強度低下が生じると考えられるが、土の密度や強度定数である粘着力 c や内部摩擦角 ϕ 等、凍上の影響による物性値の変化に関して報告例が少ない。

一般的に室内試験では、NEXCO 試験法 112 の「凍上性判定のための土の凍上試験²⁾」があり、凍結融解後の CBR 値をもって土の強度低下を評価する事が出来る。地盤工学会より基準化されている「JGS0172-2020 凍上性判定のための土の凍上試験³⁾」(以下: JGS 型凍上試験)では、土の強度低下を評価する方法は定められていない。

そこで本論では、JGS 型凍上試験を実施後、凍上後の融解時に土の体積が変化する事により、密度と含水比を計測可能である事に着目し、融解後の供試体条件にて三軸圧縮試験を行い、JGS 型凍上試験の強度低下の評価に関する方法として検証し報告するものである。

2. 使用材料及び試験方法

使用材料には、火山灰質砂・粘性土質砂を用い、各試料の凍上前、融解後の試験結果を表-1に示す。一般的な盛土管理基準である最大乾燥密度の90%を目安に、自然含水比で供試体を作製し、JGS 型凍上試験及び三軸圧縮試験を行った。

図-1に凍上試験経過時間と凍上量の関係を示す。JGS 型凍上試験を実施し、試料の凍上速度を測定した後、供試体の融解を行った。凍上試験の温度降下速度は $-0.05^{\circ}\text{C}/\text{h}$ で実施し、粘性土質砂の凍上速度は $0.22\text{mm}/\text{h}$ 、火山灰質砂の凍上速度は $0.16\text{mm}/\text{h}$ であった。凍結速度 U は $1\sim 2\text{mm}/\text{h}$ の範囲で凍結が完了した。凍結した供試体の両端面を $+10^{\circ}\text{C}$ で融解させ、凍上量、吸排水量が安定した後、凍上量及び吸排水量を測定し土の体積を求め、融解後供試体の乾燥密度・含水比を算出した。

次に融解後供試体の状態を再現した供試体で三軸圧縮試験を実施し、凍上前の三軸圧縮試験結果と比較を行った。実施した材料は、2試料とも砂質土に分類されているが、細粒分含有率 F_c が30%を超えており、中間土である事を考慮し三軸圧縮試験のせん断時の条件として、CD 法と UU 法の2条件で実施し、側圧は、 $\sigma=30\cdot 60\cdot 90\text{kN}/\text{m}^2$ で行った。尚、本論では凍上試験後の試料を用いて供試体作製はしていないため、凍上作用による土の細粒化等

表-1 物理・締固め試験結果一覧表

試料名	火山灰質砂 凍上前	火山灰質砂 融解後	粘性土質砂 凍上前	粘性土質砂 融解後
土粒子の密度 $\rho_s(\text{Mg}/\text{m}^3)$	2.547		2.521	
含水比 $w(\%)$	32.2	39.8	34.5	42.9
細粒分含有率 $F_c(\%)$	36.3		30.0	
最大乾燥密度 $\rho_{dmax}(\text{Mg}/\text{m}^3)$	1.402		1.345	
最大乾燥密度90% $\rho_{dmax90\%}(\text{Mg}/\text{m}^3)$	1.262	-	1.211	-
融解後乾燥密度 $\rho_d(\text{Mg}/\text{m}^3)$	-	1.220	-	1.164
供試体飽和度 $S_r(\%)$	80.8	93.3	75.2	93.0
凍結速度 $U(\text{mm}/\text{h})$	1.19 (凍結完了後)	-	1.14 (凍結完了後)	-
凍上速度 $U_h(\text{mm}/\text{h})$	0.16 (凍結完了後)	-	0.22 (凍結完了後)	-
凍上量 $\Delta H(\text{mm})$	6.37 (凍結完了後)	1.62	6.36 (凍結完了後)	1.94
膨張率 $\xi(\%)$	12.8 (凍結完了後)	3.3	12.7 (凍結完了後)	3.9

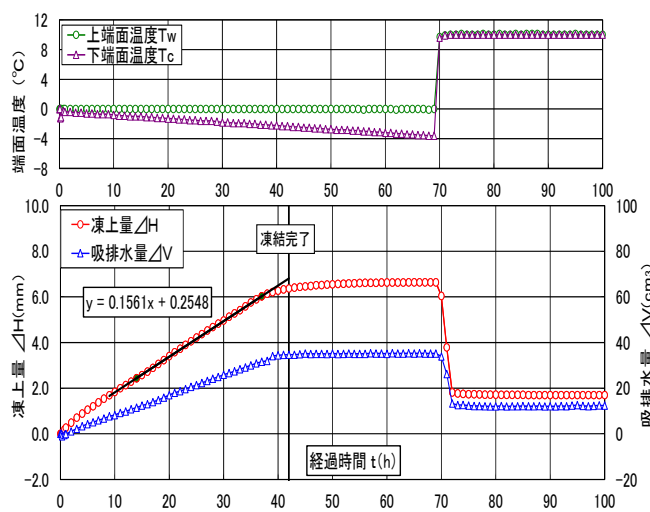


図-1 凍上試験経過時間と凍上量の関係

材料の劣化に対して考慮・検討は行っていない。

3. 試験結果と考察

(1) 三軸圧縮試験結果

三軸圧縮試験結果を表-2に示す。各試料の凍上前と融解後を比較すると UU 法では、粘着力 c は大きな変化は見られず、内部摩擦角 ϕ は、融解後の方が小さい結果となった。CD 法では、粘着力 c は、融解後に小さくなり、内部摩擦角 ϕ は大きくなる結果となった。試験結果より UU 法では、内部摩擦角 ϕ 、CD 法では粘着力 c が低下する傾向が得られた。

(2) 側圧と軸差応力の関係(火山灰質砂)

火山灰質砂の側圧と軸差応力の関係を図-2 に示す。
UU 法、CD 法ともに側圧の増加に伴い、軸差応力は大きくなる傾向にあり、凍上前と融解後を比較すると融解後の方が小さい。融解後の状態は凍上前より体積、含水比が増加し、乾燥密度が低くなるためである。融解後の UU 法では、側圧増加による軸差応力の差は小さく、凍上前と比較すると大きく強度が低下する事が確認された。CD 法の凍上前と融解後の比較では、側圧 30kN/m²の結果が最も軸差応力が低下しており、側圧が小さい程、著しい強度低下の傾向が確認された。そのため、融解後の粘着力 c が低下し、内部摩擦角 ϕ が大きくなったと考えられる。以上の結果から土被りの小さい盛土表層部において凍上による土の強度低下が懸念されると考えられる。

(3) 側圧と軸差応力の関係(粘性土質砂)

粘性土質砂の側圧と軸差応力の関係を図-3 に示す。
UU 法、CD 法ともに側圧の増加に伴い、軸差応力は大きくなる傾向にある。融解後の UU 法では、火山灰質砂と同様に側圧増加による軸差応力の差は小さく、凍上前と比較すると大きく強度が低下する事が確認された。CD 法では、凍上前より融解後の軸差応力が大きくなっており、火山灰質砂とは逆の傾向が見られている。図-4 に CD 法の側圧と圧密後間隙比の関係を示す。融解後の強度が増加した要因として、凍上前供試体よりも融解後供試体の圧密後の間隙比が低下し、より密実化した事が考えられる。火山灰質砂では凍上前、融解後供試体の圧密後の間隙比変化は比較的少ない。このことから、融解後における圧密後間隙比の変化の程度により、強度特性が異なる事が確認された。

4.まとめ

- ① UU 法では、融解後に著しい強度低下の傾向が見られた。
- ② CD 法では、低側圧領域での強度低下が見られ、粘着力 c の低下、内部摩擦角 ϕ が増加した。圧密後間隙比の変化の程度により、強度特性が異なる。
- ③ 土被りの小さい盛土表層部で凍上による土の強度低下が懸念される。

5.おわりに

今後は、種々の材料や異なる凍上性、密度の大小等が土の強度低下にどのような影響があるか検討していきたい。

《引用・参考文献》

- 1) 公益社団法人地盤工学会北海道支部 凍上対策工の調査・設計法に関する研究委員会:斜面の凍上対策の調査・設計マニュアル(案), PP4~PP13, 2016.10
- 2) 東、中、西日本高速道路株式会社:NEXCO 試験方法第1編 土質関係試験方法, PP50~PP61, 2017.07
- 3) 公益社団法人地盤工学会:地盤材料試験の方法と解説-二分冊の1-, PP253~PP256, 2020

表-2 三軸圧縮試験結果

せん断		火山灰質砂 凍上前	火山灰質砂 融解後	粘性土質砂 凍上前	粘性土質砂 融解後
UU法	c_u	14.3	15.3	24.1	23.5
	ϕ_u	36.7	7.9	28.1	9.7
CD法	c_d	22.4	6.4	15.8	10.5
	ϕ_d	37.8	41.0	38.6	41.8

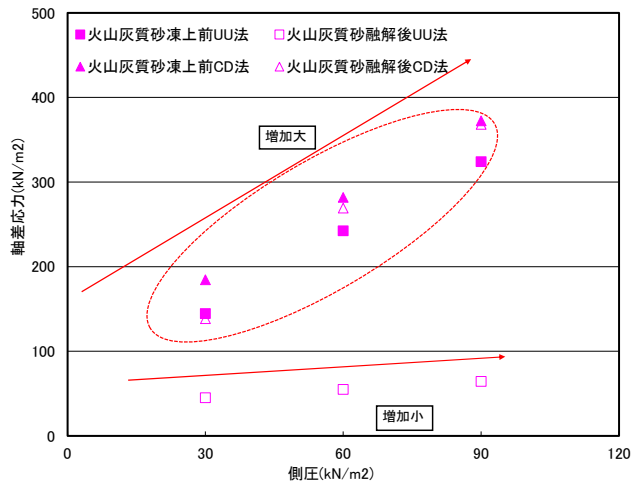


図-2 側圧と軸差応力の関係(火山灰質砂)

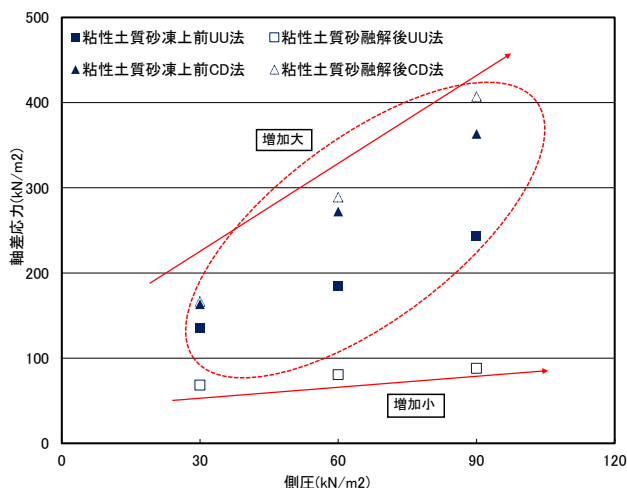


図-3 側圧と軸差応力の関係(粘性土質砂)

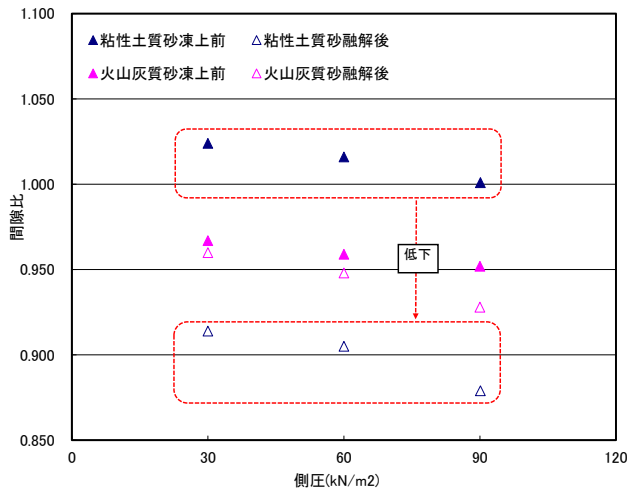


図-4 側圧と圧密後間隙比の関係

N 値のばらつきの特徴と代表 N 値の設定について

サンコーコンサルタント株式会社 ○齊藤 麻美、平木 伸明、山崎 栞奈

1. はじめに

地盤調査において最も多く用いられる原位置試験は、標準貫入試験である。標準貫入試験は、軟弱な地盤から締まった地盤と適用範囲が幅広いため、得られるN値は、地盤評価の標準的な指標となっている。N値は、地盤の固さや締まり程度を評価するだけでなく、粘着力、せん断抵抗角、変形係数等の地盤定数の設定にも用いられている。しかしながら、収集したN値には、ばらつきが伴うため、地層を代表する適切な代表N値を設定するには統計処理が重要となる。

今回、地層ごとに収集したN値のばらつきの特徴を示すとともに、ばらつきの評価方法および統計処理の仕方について考察した。

2. N 値のばらつき

N値がばらつく要因は、測定者や測定器具による誤差、不均質性等の地盤条件、地層区分や深度区分の捉え方の違い等が考えられる。これらを考慮しても、地層や深度区分ごとに収集したN値には、ばらつきが生じる。

一般的に、ばらつきを評価する指標として、標準偏差 σ と変動係数が挙げられる。標準偏差 σ は、それぞれの値と平均値の差の2乗の合計をデータ数で割った値の平方根から求められるものであり、平均値からどれくらい離れてばらついているかを示すものである。変動係数は、標準偏差 σ を平均値で割った値であり、無次元であり、他のデータとの比較検討に用いられる。変動係数の値が大きい方が、ばらついていると評価するものである。

実務において、地層や深度区分ごとに収集したN値から、標準偏差 σ や変動係数を整理した。平均N値と標準偏差 σ の関係を図-1に示す。平均N値が大きくなると、その標準偏差 σ は大きくなる傾向にある。

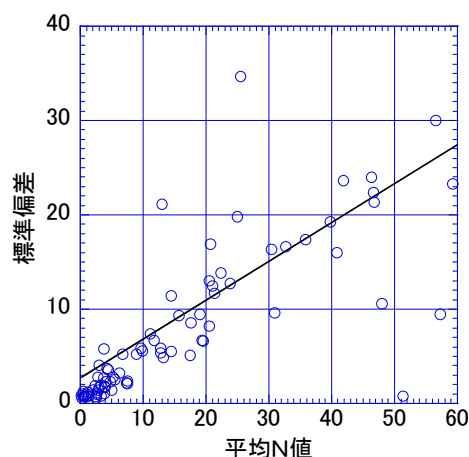


図-1 平均N値と標準偏差 σ の関係

図-2には、地層や深度区分ごとに収集した平均値N値と変動係数の関係を示す。N値 $\neq 0$ を除き、変動係数は0.6以下が多い。

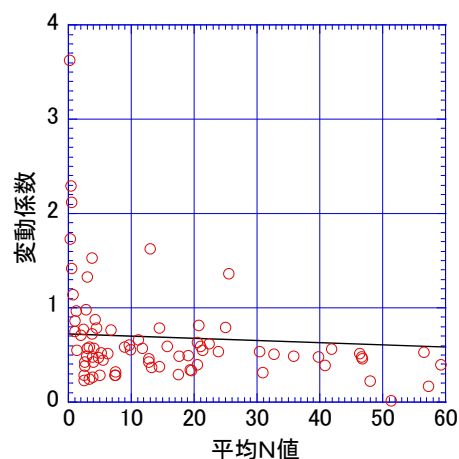


図-2 平均N値と変動係数の関係

地層や深度区分ごとに収集したN値には、“ばらつき”という不確定要素が含まれる。このばらつき程度をどのように評価するかが問題である。ある基準値を設けると評価しやすい。上記に示したように、変動係数は0.6以下が多いことから、基準値を0.6として、それよりも大きい場合は、“ばらつきが大きい”と評価する方法が考えられる。ただし、平均N値 <1 のものは除くものとする。

3. 代表 N 値の設定

地盤定数の設定にN値を用いることがある。その際、それぞれのN値を関係式に直接代入して求める方法と、統計処理した代表N値を代入して求める方法がある。前者は有効上載圧を考慮した場合等に行われ、関係式から得られた地盤定数に対して統計処理が必要となる。後者では代入前にN値を統計処理し、代表N値を決定する必要がある。

先に述べたように、地層や深度区分ごとに収集したN値には、ばらつきが伴う。そのばらつき方は様々であり、一律、同じ方法で計算すると、場合によっては、過大評価や過小評価となる。ばらつきの程度を考慮するだけでなく、ばらつき方を見極めることが重要である。適切な代表値を設定するには、頻度分布図等において、ばらつき方を視覚的に認識する必要がある。

一般的にN値の設定方法としては、①平均値、②異常値を除外したデータの平均値、③平均値－標準偏差 $\sigma/2$ 、④中央値等で行われている。以下に、実務で整理したN値の頻度分布図に、これらの方法で設定した値を示す。

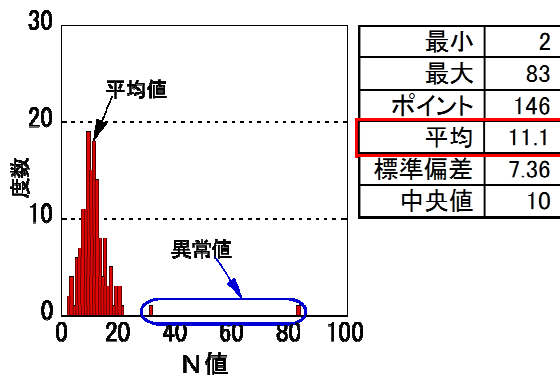


図-3 頻度分布図①(平均値)

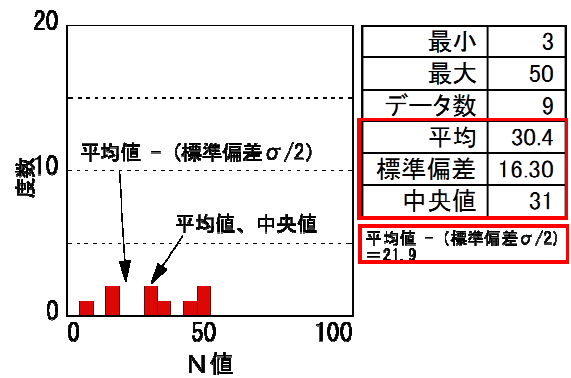


図-7 頻度分布図⑤(データのばらつきが大きい場合)

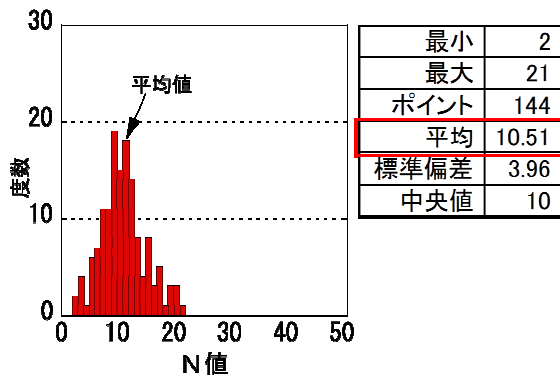


図-4 頻度分布図②(異常値を除外したデータの平均値)

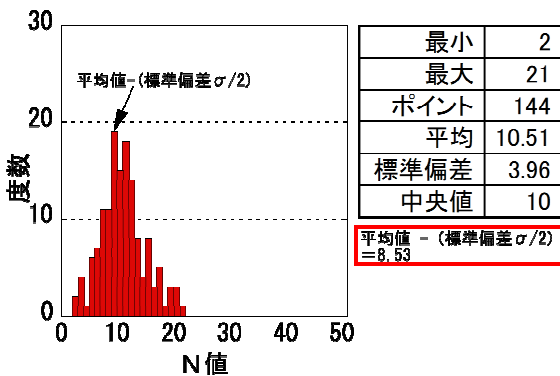


図-5 頻度分布図③(平均値－標準偏差 $\sigma/2$)

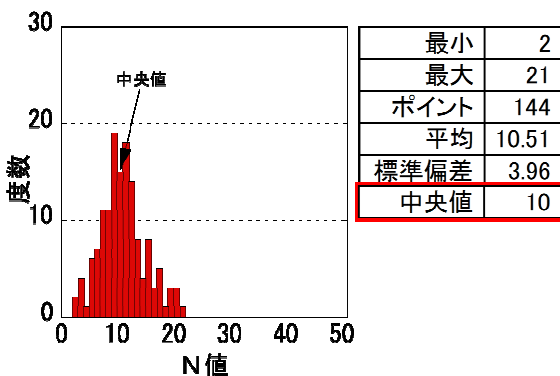


図-6 頻度分布図④(中央値)

正規分布のように明確なピークをもつデータでは、①～④においていずれもピーク付近に値が集中する（図-3～図-6）。しかしピークが不明瞭で、ばらつきの程度が大きいデータでは、①および④ではデータ中央に集中するが、③平均値－標準偏差 $\sigma/2$ では平均値に比べやや低く、安全側に寄った値となる（図-7）。

標準偏差等からデータのばらつきが大きいと判断した場合、「平均値－標準偏差 $\sigma/2$ 」を代表N値として採用することがしばしばある。しかし値の妥当性を確認せずに地盤定数の設定に採用すると、関係式の中にはすでに安全側を考慮した係数が含まれている場合もあるため、得られた値が過小評価となる可能性がある。過大設計にもつながるため、注意が必要である。

4. まとめ

N値には、ばらつきが伴うものである。ばらつき程度を評価する指標としては、変動係数が有効と思われる。今回整理したデータ結果では、ばらつきの基準とする変動係数は0.6が適当であった。

代表N値を設定する際には、ばらつきの程度を評価するだけでなく、頻度分布図等からばらつき方を視覚的に認識し、統計処理を検討する必要がある。

また、統計処理はあくまで確率であり、計算結果のみとせず、現地データ等も含め総合的に考察する必要があると思われる。

道路法面の近接目視点検における UAV の活用とその効果

国際航業（株） ○小野尚哉，田中貴人，山本奈穂
（一財）京都技術サポートセンター 小松吉則

1. はじめに

膨大な数の道路法面等の点検には莫大なコストと時間がかかる。特に急峻箇所や高所では、ロープワークや高所作業車による作業となり、作業効率の低下とコスト増大が著しい。一方で技術者の減少、施設の老朽化、災害の激甚化は進行中である。このため各種新技術を活用して、蓄積されたデータを比較し変状進行箇所を的確に把握することや、危険箇所や災害予兆を効率的に把握することが求められている¹⁾。本稿ではそのような課題を解決するために、SLAM 技術・自律飛行機能・熱赤外線画像等が利用可能な UAV による点検と道路土工構造物点検要領に基づく近接目視点検を同時試行し、作業性、点検精度等を比較・検証したものである。

2. 従来の点検方法の概要と課題

道路事業では、道路の安全性の向上や第三者被害の防止および効率的・効果的な維持修繕のための基礎資料を得ること等を目的として、下記の点検が実施されており、それぞれに課題がある。

(1) 道路防災点検

構造物やその周辺の地形、地質、変状等を、点検要領等に基づき専門技術者が評価するものである。

この点検においては、見逃し災害（点検対象以外の災害）、点検技術者不足、データ蓄積不良、既往災害の教訓の活用不足、対策効果の過大評価、地質や力学物性を活用する体系不足などが課題である²⁾。

(2) 道路土工構造物点検

土工構造物に対して、点検要領等に基づいて近接目視により変状の状況を確認し、その結果をもとに健全性を診断するものである。

この点検は近接目視で行うため急峻地の高所作業を伴うことが多く、その場合、ロープワークや高所作業車の利用が必要となり、点検効率の低下や高コスト化、点検結果の品質低下やばらつきなどの課題が生じやすい。

3. UAV を活用した点検の方法

道路の防災・減災における沿道リスクへの対応について、新技術を活用した点検手法の積極的導入が求められているが、法面等の点検における UAV 適用についての報告例³⁾は少ない。本稿では法面の点検に UAV を活用する効果を検証するために、次の点に着目して実施した。

- ①汎用性確保のため市販 UAV・カメラを利用（表-1）
- ②従来の点検方法との比較による具体的な有効性検証
- ③各種撮影方法の適応性検討

表-1 主な使用機器

機材	重量・カメラ仕様	撮影種別
Phantom4 Pv2.0	重量:1375g カメラ:2000 万画素	詳細(状況写真、オルソ、3D) 概略、全景
Matrice 100	重量:3400g 赤外線カメラ: ZenmuseXT32 万画素	熱赤外線画像 (1 時期のみ簡易)
Skydio R2 for Japan Inspection (J2)	重量:775g カメラ:1200 万画素	近接 ※Visual SLAM

※注) Visual SLAM: 実機では機体上下の 6 つのカメラの画像からリアルタイムに 3D 点群を生成し、この 3D 点群マップ上で自己位置を推定する機能であり、これにより障害物を自律的に回避し近接撮影を行う。

4. 検証結果

(1) 従来の点検方法との比較・検討方針

UAV を用いた点検は、画像撮影と画像による健全性診断からなる。診断上は可能な限り高分解能画像を用いることが望ましいが、その撮影には施設への近接が必要であり、必然的に撮影枚数（=撮影時間）が増え作業性は低下する。また、後処理においては画像確認や SfM による多視点ステレオ写真測量（三次元モデル生成）等の作業量も増大する。よって、点検精度と作業性の相関も併せて検討するため、撮影解像度別に以下の 4 種の撮影を試行し、点検精度や作業性の整理、比較を行った。

- ①全景撮影：低分解能（1 法面について 1 ～数枚）
- ②概略撮影：中分解能（ " 100 枚以内）
- ③詳細撮影：高分解能（ " 2,000 枚以内）
- ④近接撮影：超高分解能（手持ちカメラレベル任意枚）

(2) 各撮影方法の比較検証結果

各撮影方法の抜粋画像を図-1 に、各撮影手法や解析内容、作業性等を比較検討した結果を表-2 に示すとともに、各 UAV 撮影の結果と各々の適用場面を以下に述べる。

- a) **全景撮影**：得られる情報は最小限であり近接目視点検の代替は難しいが、遠距離撮影のため道路規制なしで撮影でき、低コストで効率的に対象のり面の概要を把握できる。このため、詳細調査点検を実施する箇所の選定や、以降の調査時の見取り図としての活用が期待できる。
- b) **概略撮影**：遠望目視レベルの分解能であるが、道路上を飛行しない範囲で最近距離から撮影するため、規制なしで取得可能な最も高品質な画像であり、顕著な変状の把握が可能である。このため、詳細な情報が必要であるが道路規制が困難でロープアクセス等も難しい場合や、後述の詳細撮影ほどコストが掛けられない場合における利用が想定される。
- c) **詳細撮影**：10m 程度の近距離から撮影する手法であり、幅 2mm 程度の亀裂も明瞭に確認でき、法面の近接目視が概ね可能である。ただし、コストは最も高く、また、

道路上の飛行を伴うため、道路規制が必要となる。このため、他の手法が採用出来ない箇所（ロープアクセス等でも近接不能なり面など）に対し、詳細な調査が必要となった場合に適用効果が高い。

d)近接撮影：数 10cm～1m 程度の極至近距離から撮影するため、ロープアクセスによる近接目視撮影と同レベルの画像取得が可能である。実機のカメラ解像度等により前述の詳細撮影には不向きであるが、概略撮影レベルの法面全体画像を取得することも可能である。このため、法面全体を限なく調査する段階ではなく、定期点検箇所や変状箇所のピンポイント撮影に最も効果を発揮する。

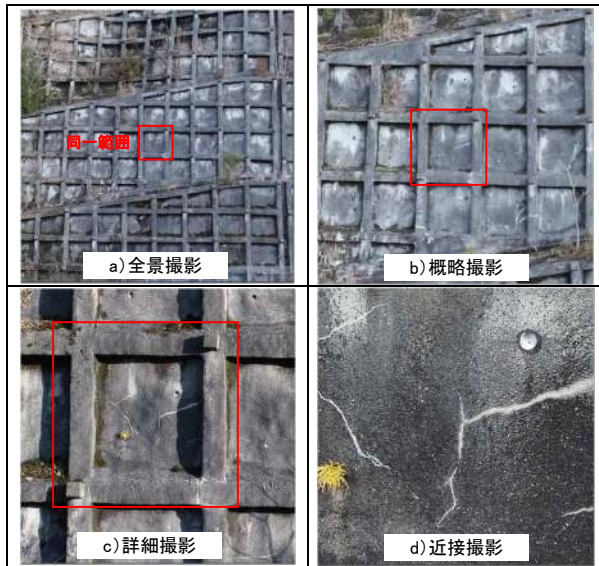


図-1 UAV 撮影画像分解能の対比(各 1000×1000pixel)

表-2 UAV 撮影手法の比較結果

種別	a)全景撮影	b)概略撮影	c)詳細撮影	d)近接撮影
撮影概要 ※幅100m×高さ40m以下の法面規模を想定	・低解像度：全景撮影 (1法面を1～数枚)	・中解像度：中距離撮影 (1法面100枚以内)	・高解像度：詳細撮影 (1法面2000枚以内)	・高解像度：近接撮影 (変状箇所等のピンポイント撮影)
撮影距離	50～100m	20～50m	10m前後	1m～数10m
撮影コスト	安価	比較的安価	高価	比較的安価
交通規制の有無	規制不要(見張りが必要)	規制不要(見張りが必要)	規制必要	規制必要
日当たり計測可能数	15法面/日	7法面/日	2法面/日	7法面/日
SfM等の画像解析可能数	なし (撮影画像の納品のみ)	4法面/日	1法面/4日	なし
今回の変状トレース可能	—	—(試行では変状トレースは実施せず)	0.3法面/日(今回、実施)	—
特 徴	のり面全体の状況が把握出来る 以降の調査時の見取り図として活用可能	現地踏査等の良質なスケッチ基図となる。 主要な亀裂等の変状の把握が可能	幅2mmレベルの亀裂等の変状の詳細把握が可能	近接目視と同程度以上の視認性が確保出来る

図-1、表-2に示す通り、得られる成果の品質は UAV 画像の撮影距離に依存し、詳細に撮影すると近接目視と同等の画像が取得できること、撮影距離を利用目的に応じて任意に設定することで、UAV の活用方法を選択できることが明らかとなった。

(3)従来の近接目視点検と UAV 適用点検の比較検証結果

UAV の活用は、詳細点検箇所のスクリーニングや現状の記録（アーカイブ）に高い効果があること、従来の近

接目視点検は、重要施設や災害発生の危険性が高い斜面の詳細調査への適用が効果的であるが、現場条件によっては UAV の活用が効果的である³⁾。

(4)UAV 熱赤外線画像点検の比較検証結果

温度異常部として抽出された箇所について、近接目視による浮き等の分布箇所との対比を行い、抽出精度を検証した。その結果、温度異常箇所の約 8 割が近接目視点検において何らかの異常を記載した箇所であった。なお、今回は対地標識設置と長時間通行規制を回避するために 1 時期の温度画像のみで評価したにも関わらず良好な結果が得られたのは、日射、気候が熱画像による点検に最適であったためであると推察され、適用範囲の拡大のためには、2 時期の熱画像による温度差分析が望ましい。

5. UAV を用いた法面点検の適用効果

(1) UAV の活用効果

次のような効果が期待できる。

- ・俯瞰して見るため、わかりやすい画像を撮影でき、斜面全体や急崖などの危険箇所の把握が容易である。
- ・詳細点検箇所の選定や現状記録に高い効果がある。
- ・構造物や変状の正確な位置と規模を把握でき、二時期の画像による経年比較が容易である。
- ・人が急峻地で作業する必要がないため、一般の技術者でも点検でき、安全性が向上する。
- ・撮影方法や画像処理方法を目的に応じて設定できるため、様々な適用方法の採用や組合せが可能である。
- ・点検結果を蓄積、活用することで経年劣化等の変状進行を精緻に把握できるため、より正確な評価・診断が可能となることが期待できる。

(2) 留意点

- ・路肩等に十分なスペースがない場合は、離着陸の際などに一時的な通行規制が必要となる。
- ・植生繁茂箇所では限定的な利用となり、陰となる部分は撮影できないため、落葉時期の撮影を推奨する。
- ・操作ミス等で UAV が墜落する可能性は否定出来ないため、現場毎に安全対策と機材回収計画が必要である。

6. 今後の展望

さらなる効果的な点検には、維持管理システムと連携したデータの自動集積と一元管理による効率化・最適化、技術者不足対応のための危険箇所の机上抽出方法の高度化(AI 等)、ロボット化、危険度・優先度評価方法の確立等が必要であり、これらの実現を目指していきたい。

《引用・参考文献》

- 1)国土交通省基本政策部会(2019):道路の防災・減災について,第68回基本政策部会配付資料,国土交通省 HP.
- 2)佐々木ほか(2018):防災点検の有効性と災害の低減に向けて,道路防災点検講習会資料.
- 3)小野ほか(2020):道路法面および自然斜面の目視点検における UAV の活用とその効果,全地連技術フォーラム論文集.

AI 礫判読システムを活用した砂防施設箇所での巨礫調査事例

(株) 地圏総合コンサルタント ○中川 清森、佐藤 真、渋谷 伸昭
住友金属鉱山 (株) 岸本 恭暢

1. はじめに

土石流が発生し、巨礫が多く分布する箇所に砂防施設を整備する場合、巨礫の分布が砂防施設の施工に大きく影響する。そのため事前に巨礫の分布状況（範囲・径・体積等）を把握することが設計・施工では重要となる。本件では、AI 礫判読システムを使って、UAV で撮影した写真から巨礫の分布範囲と径を抽出し、さらに河床材料調査結果を活用することで、地表下に存在する巨礫の体積を推定した事例について報告する。

2. AI 礫径判読システムでの巨礫の判読

(1) AI 礫径判読システム

巨礫の分布状況の把握を行ったのは、過年度に土砂・洪水被害が発生し、砂防事業として「遊砂地」の整備が計画されている河川を対象とした。

巨礫の判読には、AI 礫径判読システム「グラッチェ」(NETIS 登録番号 KT-220038-A (株) スカイマティクス) を利用した。AI 礫判読システムは、UAV で撮影した連続写真を、クラウド上にアップロードして、自動的にオルソ画像・DSM (高低差) 画像・三次元点群データ等の地形データを生成し、独自開発のアルゴリズムを用いて自動で石礫を抽出し、礫径を判定するシステムである。UAV による空撮実績を表1に示す。UAV は、汎用型のマルチコプターを利用し、搭載したカメラ (約1600万画素) で撮影した。飛行高度は40m とした。また、オーバーラップ率は85%、サイドラップ率は75%以上にて撮影した。

表-1 UAV の空撮実績

飛行時間 (分)	撮影枚数	撮影面積 (m ³)
40	743	95,000

(2) 礫径判読結果

AI 礫判読システムによる礫判読では、土囊やコンクリートブロック、屋根など礫以外のものを礫と誤読することがあったため、それらは目視判読によって削除あるいは解析対象範囲から除外した。加えて、AI により抽出した礫の形が不自然なものは修正、AI が判読できなかった礫も目視判読によって追加した。

また、AI 礫判読システムでは、礫の短径と長径を自動判読するシステムであるため、抽出された短径と長径、それらの平均値を中径として、礫の体積を算出した。

AI 礫判読システムによる礫判読結果を、図-1に示す。

対象範囲で8,777個の礫を抽出した。最頻値は礫径0.3～0.4m の礫である。礫径1m 以上の個数は全体の5.7%であり、礫径1～2m の礫の体積が512m³で最も多くの体積を占めており、全体の42.0%である。

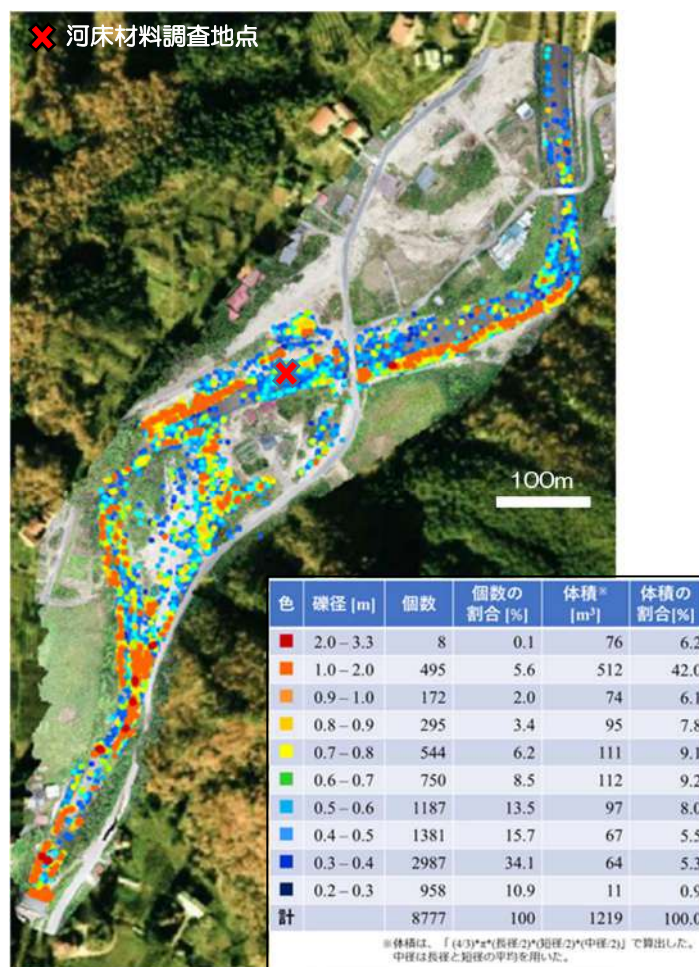


図-1 礫判読結果図

3. 地表下に分布する巨礫の体積推定

(1) 課題

砂防施設工事の支障となる巨礫については、重機によって小割りするか、あるいはクラックへ膨張剤を注入し静的破碎を施した上で運搬する必要がある。したがって、事前に施工範囲内の掘削深度も考慮した巨礫の体積を推定することは、施工費や工期を決定する上で重要であると考えられる。

前章にて示した通り、UAV を用いて撮影した写真から AI 礫判読システムにより礫の判読では、当該箇所の表面に分布する巨礫の体積は求まるが、空撮で映らない箇所や地表下の巨礫を考慮できていない。そこで UAV と AI による礫判読結果と近傍で実施した河床材料調査結果をもとに、地表下に存在する巨礫の体積を推定する方法について検討した。なお、ここで対象とした巨礫は礫径1m 以上とした。

(2) 相似比の算出

河床材料調査は図-1に示す地点 (×地点) で以下の方法により実施した。

- ① 4.0×4.0 m の範囲内で、表層に確認できる大礫の3軸を計測した。
- ② 表層土砂を除去せず、1.0×1.0 m の範囲で表層から50 cm 程度の深度まで土砂を採取し計測した。

UAV と AI を用いて判読した対象河川の表層に存在する礫の粒度分布を図-2に、河床材料調査を実施した地点の表層の礫の粒度分布を図-3に示す。ここで対象河川表層の粒度分布と河床材料調査地点の表層の粒度分布には相似比が成り立つと仮定した。

相似比は、図-2および図-3から d_{80} を求めて、対象河川表層の d_{95} を河床材料調査地点表層の d_{80} で除することで求めた（表-2参照）。

表-2 相似比の算出結果

	d_{80} (m)	相似比
河床材料調査地点表層	0.115	1.00
対象河川表層	0.680	5.91

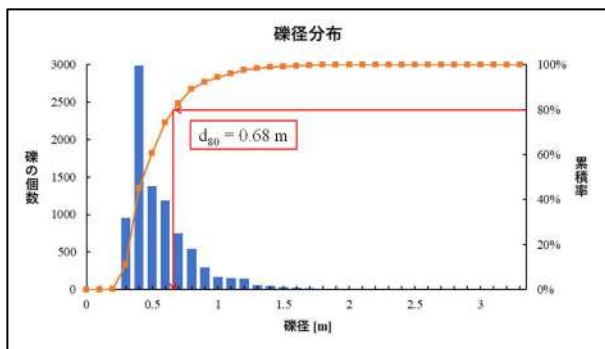


図-2 UAV と AI を用いて判読して対象河川表層の礫径分布

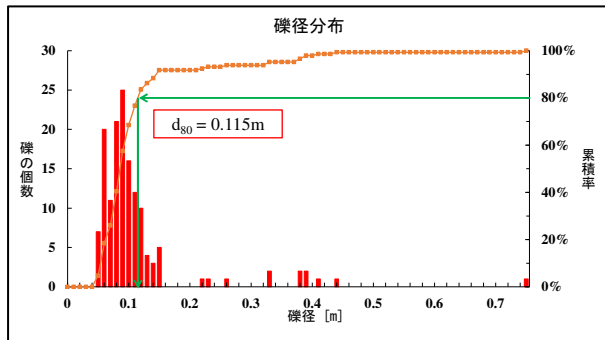


図-3 河床材料調査地点の表層の礫径分布

(3)地表面下の割増係数の算出

河床材料調査にて①の測定で得られた表層の礫を、UAV と AI を用いて判読した礫と近似的であると仮定した。そうした場合、②の測定で得られた下層の礫を、今回推定したい対象河川の地表下に存在する礫とみなすことができる。

したがって、河床材料調査地点において①の測定で得られた表層の礫の体積を A、②の測定で得られた表層＋下層の礫の体積を B、対象河川において UAV と AI を用いて判読した礫径1 m 以上の巨礫の体積を V_i 、割増係数を k とした時、対象河川の表層と地表下に存在する礫径1 m 以上の巨礫の体積を kV_i と表現することができ、以

下の式が成り立つ（図-4参照）。

$$A/16 : B = V_i : kV_i$$

上式によって割増係数 k を求めることで、対象河川の表層と地表下に存在する巨礫の体積を推定することができる。

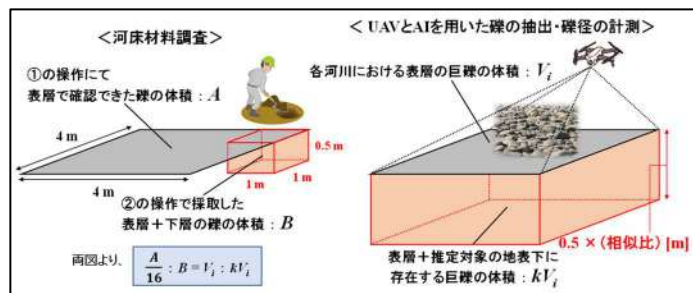


図-4 地表面下の割増係数推定イメージ図

対象河川と河床材料調査地点の相似比は5.91:1であるため、河床材料調査地点における礫径0.169 m（礫径1m/5.91）以上の礫が、対象河川における礫径1 m 以上の巨礫と等価であると考えられる。したがって、河床材料調査結果を用いた計算（A および B の算出）では、0.169 m 以上の礫を計算の対象とする。この時、 $A = 0.468\text{m}^3$ 、 $B = 0.103\text{m}^3$ となり、 $k = 3.53$ と求まる。

(4)地表面下の巨礫の体積算出

対象河川においては、礫径1 m 以上の巨礫が表層および地表下 0.5×5.91 （相似比） = 2.955 m の深さに、3.53（割増係数） $\times 588$ （表層巨礫の体積） = 2,076 m^3 存在すると推定することができる（表-3参照）。

表-3 地表面下の巨礫の体積算出結果

対象範囲 (m^2)	表層巨礫の体積 V_i (m^3)	割増係数 k	表層＋地表面以下の巨礫の体積 $V_i \times k$ (m^3)
約83,000	588	3.53	2076

※UAVとAIで計測

また、下式を利用することにより、任意の地表面下 $h(\text{m})$ における割増係数 k_h を求めることができる。

$$k_h V_i = V_i + (k V_i - V_i) \times \frac{h}{0.5 \times (\text{相似比})}$$

これに UAV と AI 礫径判読システム結果から構造物施工範囲における表層に分布する礫径1m 以上の巨礫の体積を求め、地表面下 $h(\text{m})$ における割増係数 k_h を乗じることで必要な範囲・深度における礫径1m 以上の巨礫の体積を推定することが可能となる。

4. まとめ

UAV と AI 礫判読システム結果と河床材料調査結果を併用して地表面下に分布する巨礫の体積を推定する試みを行った。ただし、今回の結果は、地層区分などを考慮していないなどの課題がある。

今後は、実際の工事で発生した巨礫の体積の確認を行い今回の結果の妥当性の検証と精度向上を図り、砂防施設箇所での効率かつ適切な施工に寄与していきたい。

[24]

ハイパースペクトルカメラと深層学習を用いた岩石・土砂等の判別

(株)地圏総合コンサルタント ○佐藤 真, 中川 清森
住友金属鉱山(株) 岸本 恭暢
関東土質試験協同組合 後藤 健太

1. はじめに

地質調査において、岩種や土質等の判別には一定の知識と経験を有する専門技術者の判断が必要不可欠である。一方で、作業効率や生産性、ならびに客観性を向上させるためには、新たな技術を導入することも必要である。その中で近年注目されているのが AI を用いた手法である。

本件では、定量的な判定や目視による識別・判別が困難な事例を対象に、ハイパースペクトル（以下、HS）カメラと AI による画像取得・認識技術を試行的に活用した結果を報告する。対象試料と目的は以下の通りである。

- ①対象：トンネルの掘削ズリ（岩石試料）、目的：蛇紋岩の判別を半定量的に行うこと。
- ②対象：土質試料（砂・粘土・中間土）、目的：目視判断が困難な含水比の違いを判別すること。
- ③対象：建材中のアスベスト、目的：目視判断が困難なアスベストの含有を判別すること。

2. 試験方法

(1) 撮影機器・撮影環境

HS カメラは、RGB よりもはるかに多くの波長情報を取得することが可能である。機材は、Specim IQ (Spectral Imaging 社製) を用いた。Specim IQ は、400～1000nm (可視光～近赤外線の一部) の波長帯域で204のスペクトルバンドに分光して HS データを得ることができる。

撮影は、暗室において左右に光源を設置し、試料全体が映るような距離で行った。撮影の光源には、HS カメラの分光波長帯域を一樣に照らすことができるハロゲンライトを使用した。また、光のむらやハレーションを防ぐため、ライトと試料の間にソフトボックス（白布）を設置した（図-1）。



図-1 HSカメラの撮影状況

(2) HSデータの処理

得られた HS データの処理・解析は、秋田大学の大和田氏が開発したアプリ「IRO-MIE」を用いた。このアプリは、撮影画像の HS データを取得したい範囲を指定することで、その範囲の 1 ピクセル単位の輝度を全ての波長帯（204 バンド）で平均化して示すことができる（図-2）。

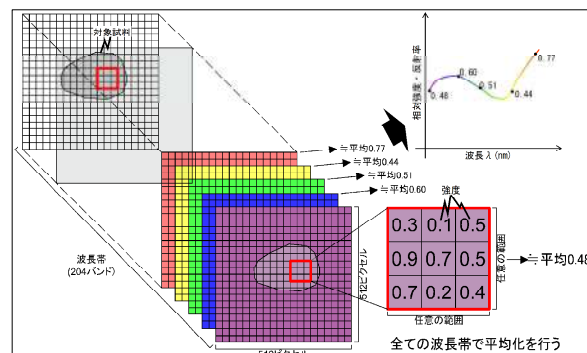


図-2 HSデータのグラフ化のイメージ

3. トンネル掘削ズリ(岩石試料)の判別

(1) 対象試料

蛇紋岩・緑色岩・玄武岩が混在して出現するトンネル地山の掘削ズリ（径10～20cm）全30試料を対象とした。試料を詳細観察により蛇紋岩（18試料）、緑色岩（10試料）、玄武岩（2試料）に分類した上で、その試料を①岩塊、②中礫～粗礫（一部の試料）、③細礫（一部の試料）のように破碎、粒度を変えて撮影を行った。

(2) 各岩種のHSデータ

各岩種の代表試料の HS データを図-3に示す。蛇紋岩は、450～630nm に小ピークがあり、900nm で強度が最小であった。緑色岩は、450～630nm に小ピークがあり、700nm で強度が最小であった。玄武岩は顕著なピークが認められず、全体的に強度が低いなど、岩種毎に有意なスペクトルの差異が認められた。

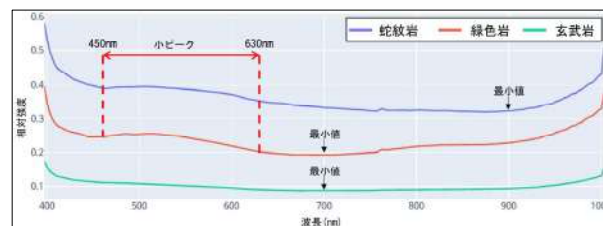


図-3 各岩種のスペクトル

(3) 岩石試料の判別結果

上記の代表試料を教師データとする AI モデルを作成し、岩種判別を試みた。判別結果を表-1に示す。

最も試料数の多い蛇紋岩に関しては、粒度に関らず総じて高い確率で正しい岩種判別をすることができた。緑色岩や玄武岩に関しては、試料数が少ないものの、おおむね50%以上の正答率となった。教師データの量を増やすことで、より高い精度で岩種判別ができると考えており、今後は試料数を増やすなどして、試行を継続していきたい。

表-1 モデルでの判別結果

岩塊				粗礫～中礫				細礫			
岩種	試料数	正解数	正答率	岩種	試料数	正解数	正答率	岩種	試料数	正解数	正答率
蛇紋岩	18	16	89%	蛇紋岩	3	3	100%	蛇紋岩	3	2	67%
緑色岩	10	6	60%	緑色岩	3	2	67%	緑色岩	3	2	67%
玄武岩	2	1	50%	玄武岩	2	1	50%	玄武岩	2	2	100%

4. 土質試料の判別

(1) 対象試料

含水比の異なる土質（硅砂5号、青粘土、硅砂5号と青粘土を重量比1:1で混合した中間土）を対象とした。各土質で含水比を数%～25%程度の範囲で変化させた3種類の試料を作成し、さらにこれらを締め固めたもの、締め固めた試料をほぐしたもの、を撮影試料とした。

(2) 各試料のHSデータ

図-4に土質試料の HS データを示す。含水比に関しては、いずれの土質でも含水比の低い試料ほどスペクトルの強度が大きく、相対的に含水比の高い試料はスペクトルの強度が小さくなる傾向が認められた。ただし、含水比が一定量以上多くなると、有意な違いは不明瞭となった。また、締め固め試料とほぐした試料のスペクトルの差異に関しては、硅砂はほぐした試料の方が、粘土と中間土は締め固め試料の方が強度は高い傾向が認められた。

今後、含水比のパターンをさらに増やし、両者とスペクトルの関係性をより明確にしていきたい。

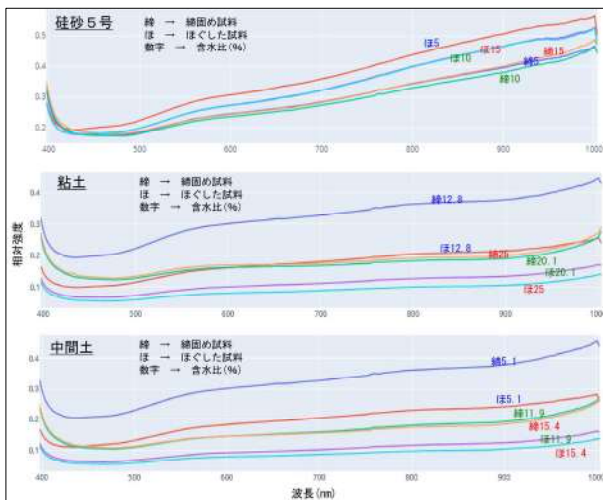


図-4 土質試料のスペクトル

5. 建材中のアスベストの判別

(1) 対象試料

古い建物などに使用された建材中のアスベストの判別を目的として、アスベスト（クリソタイル、アモサイト）の標準試料（純粋鉱物）と、クリソタイルおよびアモサイトを含有する建材6試料を対象とした撮影を行った。

(2) 各建材のHSデータ

図-5に建材試料の HS データを示す。まず、クリソタイルとアモサイトの標準試料では、ピークの位置は類似しているがスペクトルの強度やパターンは有意に異なっていた。また、これらのアスベストを含む建材であっても、

建材ごとにスペクトルの形状が異なる結果となった。これは、アスベストに加えて建材そのもののスペクトルが反映されていることや、建材と標準試料とではアスベストの濃度が大きく異なることが理由として考えられる。

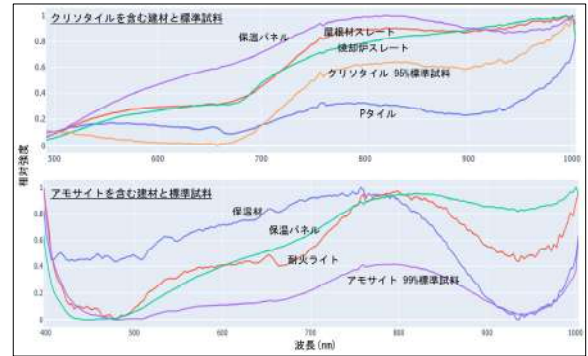


図-5 建材試料のスペクトル

(3) 建材の判別結果

それぞれの建材試料のアスベスト含有部を教師データとして、アスベスト含有部を可視化する判別モデルを作成し、これを試行した。判別結果を図-6に示す。判別結果の可視画像では、ピクセル毎にアスベストを含有する箇所（保温材のみアスベストを含有していない箇所）を赤色に表現した。P タイルでは、クリソタイル含有部を正確に可視化することができた。一方、スレート板、保温パネル、耐火ライトでは、アスベスト非含有部をアスベスト含有部であると誤検出する結果が得られた。また、保温材では、アモサイト含有部がアモサイト非含有部と判別された。

P タイル以外の予測モデルが不正確なものとなった理由として、学習させるアスベスト含有部のデータが少ないことなどが挙げられる。

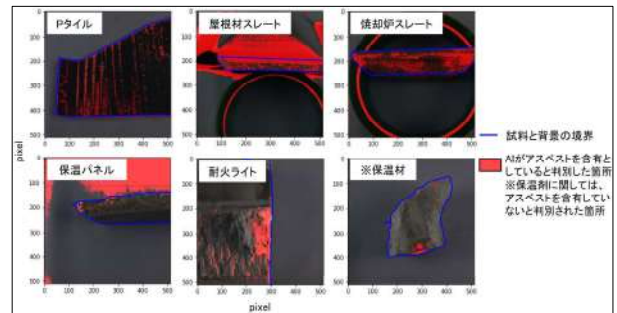


図-6 モデルでの判別結果

6. おわりに

岩石試料や土質試料、建材中のアスベストなど、様々な試料で HS データに固有の特徴があることを確認できた。これにより、HS データと AI を用いた手法による、定量的な試料の判別や目視で判定が困難な試料の判別の可能性が示唆された。一方で、教師データの集積不足や判別モデルの作成には課題が残った。

今後、上記の課題の解決を図りつつ、屋外の太陽光などその他の光源条件でも HS データを取得し、現場での実用化を目指し、検討を進めていきたい。

多量の柱状図データを用いた断層位置の抽出

中央開発株式会社 ○寺田龍矢, 細矢卓志, 松本なゆた

1. はじめに

今回、熊本市において2,500本を超える多量の柱状図を収集した。収集した柱状図の形式は紙に印刷されたものや手書きのもの、電子データとして存在するものや解説が困難なものなど状態が様々であった。本論では収集した多量の柱状図データの、QGISを用いた処理過程について、熊本市に存在する水前寺断層を例にして紹介する。

2. 水前寺断層

(1) 水前寺断層の背景

熊本市の周辺では、2016年以前は布田川・日奈久断層帯や立田山断層が活断層として認知されていた。2016年に発生した熊本地震の際、これら断層とは別に熊本市内の一部で地表地震断層が確認され、また地表地震断層沿いに明瞭な撓曲崖が認められたことから、台地の西縁に沿って水前寺断層が新たに活断層として認定された¹⁾(図-1)。

これまで熊本市内の地下地質については多くの調査・研究が行われてきたが、水前寺断層については近年新たに認定されたため、水前寺断層と地下地質の関係についてはほとんど考慮されていない。そこで本論では既存の資料を用いた検討を行った。



図-1 熊本市周辺の活断層¹⁾

(2) 水前寺断層周辺の地質

水前寺断層周辺の地下は主に沖積層や段丘砂礫層、阿蘇火砕流堆積物(Aso-3・Aso-4)、砥川溶岩から構成される。これらは柱状図でも確認されるが、阿蘇火砕流堆積物の区分の基準や砂礫層との区別などが、コア鑑定者やボーリング調査の目的が異なることから記載の精度にばらつきがあり、柱状図のみから判断することが困難になっている。そのため一つ一つの柱状図を同一の基準で解釈し直す必要があり、多量の柱状図を扱うには適していない。一方で砥川溶岩は多孔質な溶岩と記載されている

ことが多く、柱状図の記載から容易に判断することができる。

3. 柱状図の整理

(1) 多量の柱状図データの処理

紙・電子データ・手書きなど様式が様々な柱状図を、まずは全て確認していき、緯度経度の記載が無いものは除外し、緯度経度を確認できたものをExcel上にまとめた。緯度経度の記載が無いものでも公共施設等の建物名から位置が特定可能なものも追加した。またまとめる際には、緯度経度の他に標高、掘削深度、砥川溶岩の上面高度も記入した。

(2) QGISを用いたまとめ

Excelにまとめた柱状図の位置座標をQGISで読み込み、地図上に掘削深度毎に色分けし、プロットしたものを図-2に示す。また位置や記載の精度が低いものも情報の補完に使用できる可能性があるため灰色でプロットした。

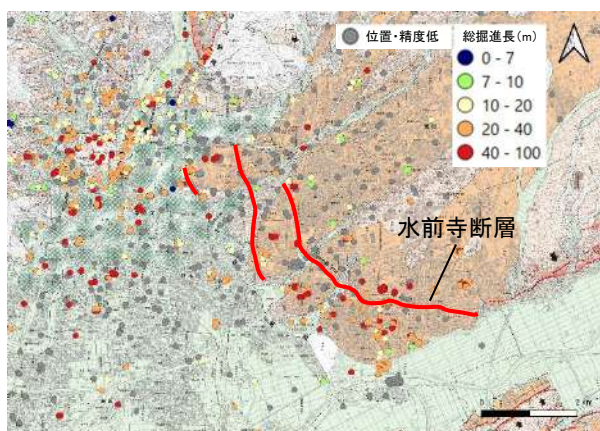


図-2 水前寺断層周辺の収集柱状図位置¹⁾

砥川溶岩の分布深度は浅くてもGL-30m程度と深く、上位に支持層となり得る段丘砂礫層が存在することから、砥川溶岩まで掘削されているものはかなり少なくなっている。

4. 柱状図断面の作成

断面図を作成するにあたり、以下の基準に重きを置いて、作成する断面の候補を抽出した。

- ① 砥川溶岩が確認できる
- ② 総掘進長が長い
- ③ より多くのボーリング地点を通る

以上の基準に基づき、水前寺断層を横断する方向に断面図測線の候補を5つ抽出した(図-3)。

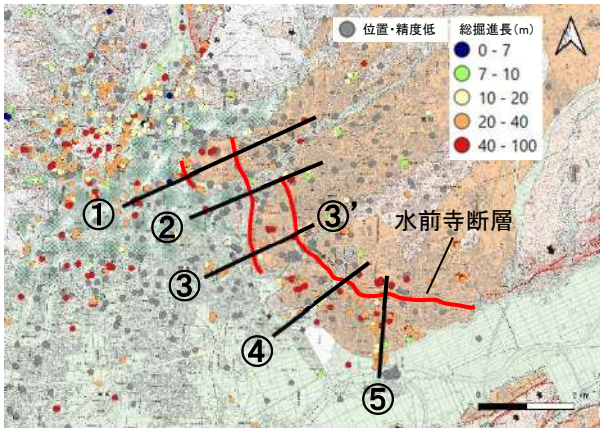


図-3 断面図の候補位置図

また、少し手間にはなるが、整理する際に QGIS のアクション機能を使うことで、PDF や画像ファイルをリンクさせ、地図上のプロットから柱状図を開くことができる。

5. 作成した断面図

抽出した候補の中から断層付近において、より多く砥川溶岩を確認でき、また断層の中央により近い、③の測線において柱状図断面を作成した(図-4)。断面には、測線からやや離れた場所に存在するボーリング地点も投影して追加した。そのため地表断面と孔口標高が一致していない地点がある。なお、標高のデータが欠測しているものについては、国土地理院数値標高モデルの5mDEM データを、メートル単位で大きくずれていないことを確認した上で参考として断面に使用した。

図-4の断面図では砥川溶岩の上面高度が、3条ある断層線の内一番東側の断層線周辺で T.P. = -5m 程度、断層の

西側で T.P. = -30m 程度となっている。このことから砥川溶岩の上面高度に水前寺断層を挟んで約25m 程度の高低差があることが確認できた。

6. まとめ

今回、QGIS を用いてデータを整理したことで大量のボーリングデータを扱うことができた。今回は行っていないが、大量のデータが手元があれば、それぞれの層準の深度で色分けすることでグラデーションのように表示され、深度分布の面的な傾向をコンター図のように全体像を把握することもでき、一種のデータベースとなることで今後のさらなる検討に繋げることができる。

また砥川溶岩の上面高度に水前寺断層を挟んで約25m の高低差が確認できた。このことにより、水前寺断層は2016年のみ動いた断層ではなく、累積性がある活断層であることを確認できた。しかし、水前寺断層はより幅広い断層帯を形成している可能性があることから今回の検討結果は、断層帯の一部のみを見ている可能性がある。今後は、より長い測線での再検討、砥川溶岩のオリジナルの傾斜を考慮した断層帯全体の評価検討を進める必要がある。

《引用・参考文献》

- 1) 熊原康博・岡田真介・楮原京子・金田平太郎・後藤秀昭・堤 浩之, 2017, 1:25,000 活断層図「熊本 改訂版」解説, 国土地理院, D1-No.868.

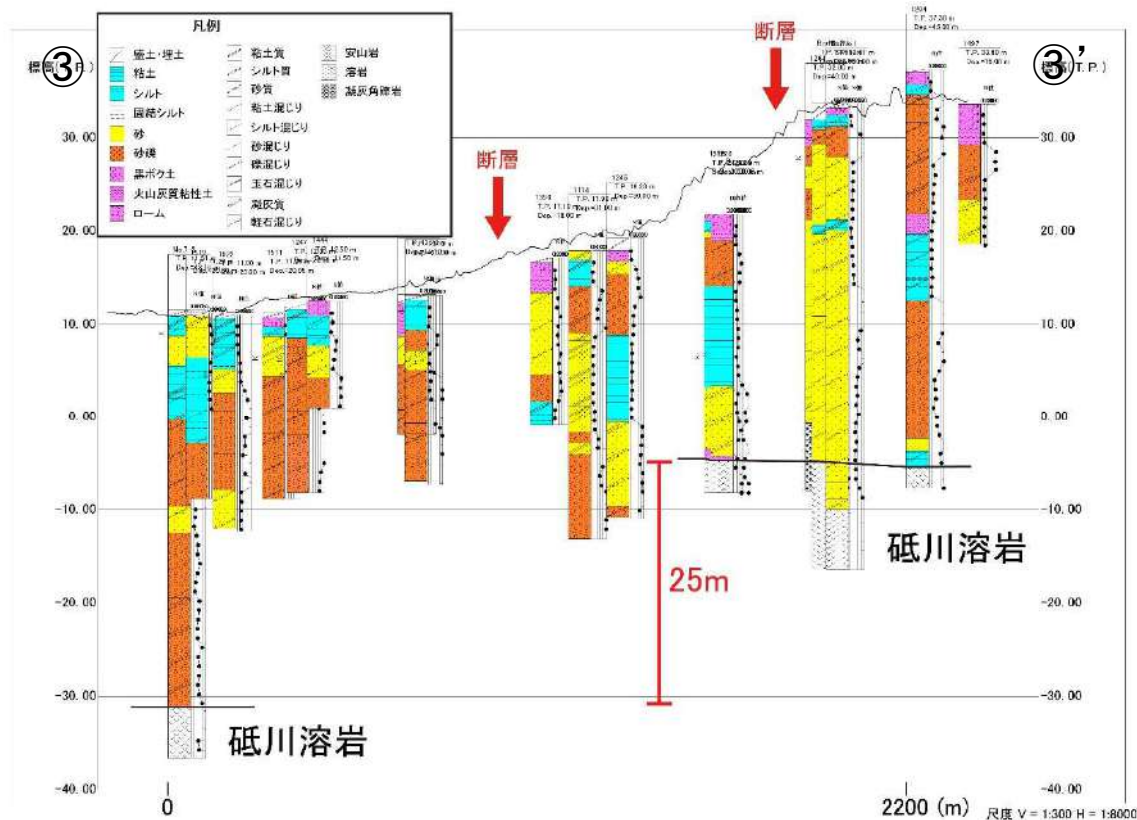


図-4 今回収集したデータより作成した柱状図断面③-③'

甚之助谷地すべりでの CIM モデル構築事例

応用地質㈱ ○小林 夏子、田中 康博、門脇 謙司

国土交通省 北陸地方整備局 金沢河川国道事務所

本田 正和、野村 治宏

1. はじめに

甚之助谷地すべりは、白山の南西斜面の標高1,500～2,000メートルの区域で発生しており、全国的にまれな高山地域に位置する（図-1）。

地すべりの兆候は、昭和初期の砂防堰堤完成直後から認められていた。そのため、昭和2年度より移動量測定が開始され、継続的な変動が確認されてきた。地すべりの機構解明を目的とした調査は昭和32年度より国直轄となり、地すべり対策事業は昭和37年度から実施された。その後、地すべり変動が小さくなり、昭和47年に対策事業は概成となっていた。

ところが昭和50年頃より観測計器等で顕著な変動が確認されたため、昭和54年度から調査を開始し、昭和56年度より地すべり対策事業が再開され、排水トンネル工や集水井工等の対策工が施工されてきた^{※1)}。しかし、現在も、年間10cm程度の移動が続いている。

当該地すべりでは、平成21年度に3次元モデルが作成され、地すべり挙動の把握や対策工の検討に活用されてきた。甚之助谷地すべりの CIM モデル構築では、長年の地すべり事業で蓄積された膨大な参照資料（3次元モデルを補足する資料）と3次元モデルの紐づけを行い、データベースとしての利活用と施工や維持管理でも使用できるモデルを目指した。

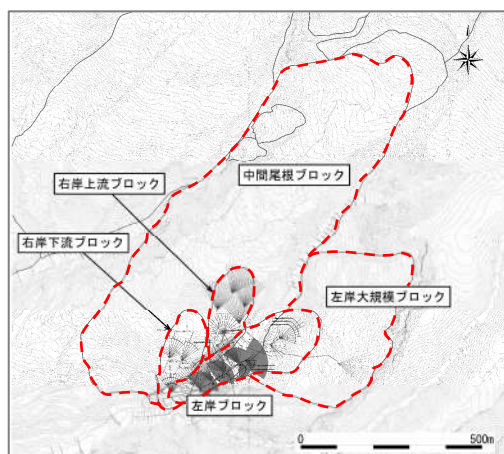


図-1 甚之助谷地すべり全体図

2. CIM モデル構築

CIM モデル構築では、既存の3次元モデルを用い、フリーソフトかつインストール不要で国土交通省の業務で導入実績のある地盤リスク情報ビュー（応用地質製：OCTAS）を使用した。CIM モデルとは、「3次元モデル」と「属性情報」「参照資料」を組合せたものである。

(1) 3次元モデル

3次元モデルには、すべり面、地下水位、地すべり対

策施設（排水トンネル、水路工、集水井、集水ボーリング）、砂防堰堤、ボーリング、モノレールルート、断面図（パネルダイアグラム）、地形サーフェスを組み込み、地すべりのすべり面や地下水位、対策工等の位置関係の把握ができるモデルとした（図-2）。

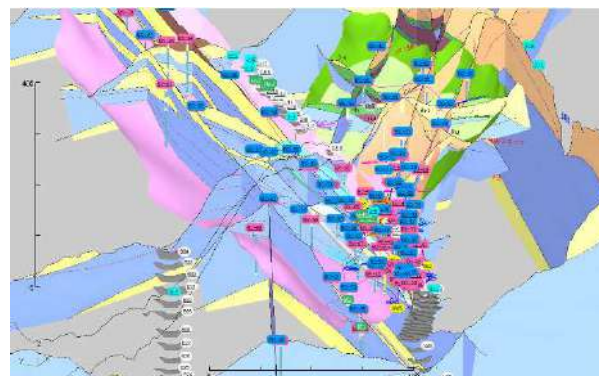


図-2 3次元モデル

(2) 参照資料の紐づけ①-地すべり機構解析モデル

コア写真や柱状図、動態観測データ等のファイルの紐づけには、地盤リスク情報ビュー上のマーカーからファイルを参照できる機能を用いた（図-3）。

マーカーに紐づけたファイルはデータ容量を軽くするために PDF（文章ファイル）とした。また、1地点でコア写真や柱状図、動態観測結果のように複数種類の資料がある場合は、PDF のしおり機能を使用し、参照ファイルの階層が深くないようにした。

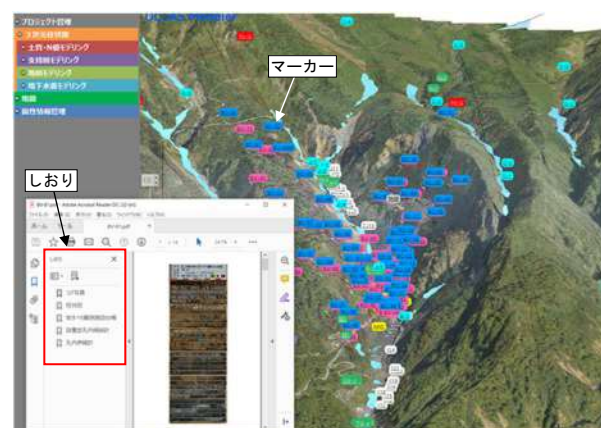


図-3 文章ファイルの紐づけ例

(3) 参照資料の紐づけ②-空間情報モデル

空間情報モデルとして、点群データは容量が大きく、扱いづらい欠点はあるが、現地の詳細な情報（河床の状況等）を共有することが可能であるため、紐づけした。

当該地の点群データも、データ範囲が広く濃密である

ためデータ容量が非常に大きかった。そこで、トリミングを行い、5つの範囲に点群を区切り、データ容量を地盤リスク情報ビューで表示の遅延が生じない程度のサイズにした。

しかし、他の3次元モデルと同じ階層に表示させることはデータ容量的に困難であったため、文章ファイルと同様に、マーカーにソフトで処理した点群ファイルを紐づけた（図-4）。3次元モデルでは点群データの代わりに航空写真の画像を地形サーフェスに貼り付けて表示させ、現地状況を把握できるよう工夫した（図-4）。

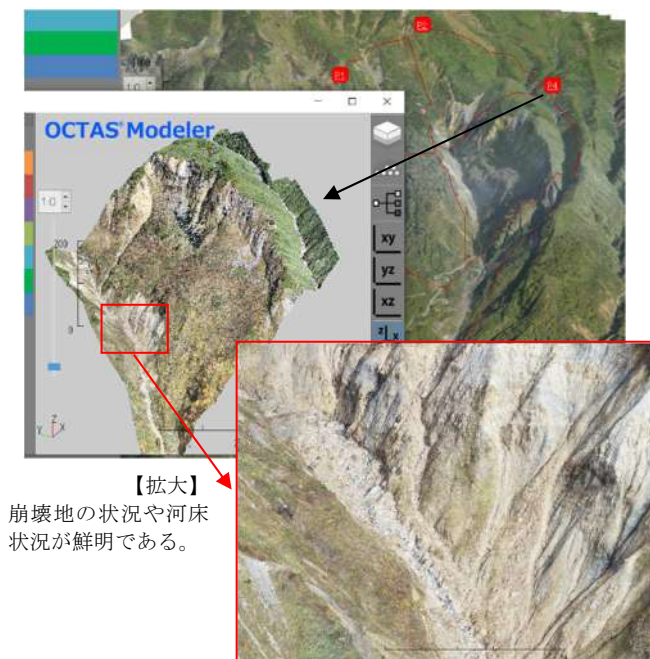


図-4 点群データの紐づけ例

(4) 参照資料の紐づけ③-対策工変状・位置

地すべり対策施設は、変状箇所や補強工位置をモデル化することで、詳細度を向上させ、地すべりブロックとの関係性を可視化することができた（図-5）。また、先に示した文章ファイルと併せて使用することで詳細な情報を確認でき、維持管理でも活用しやすくなった。

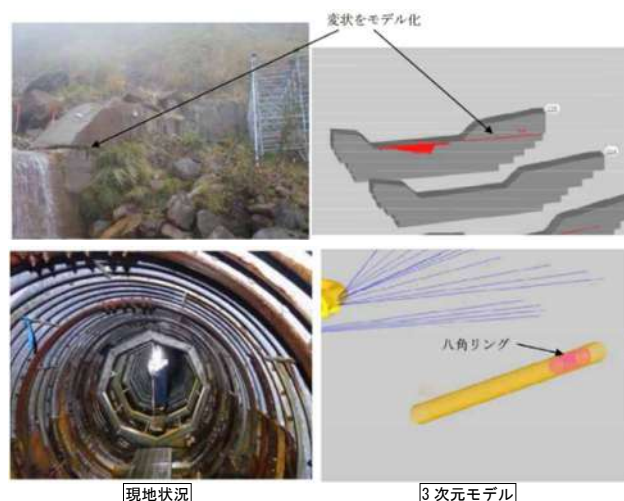


図-5 地すべり対策施設の変状・補強工位置紐づけ例

3. CIM モデル構築で見えてきた課題と改善策

地盤リスク情報ビューを用いて構築した CIM モデルは、すべり面と対策工の位置関係や参照資料の閲覧が容易となった一方、データ容量が大きいため表示に時間を要した。また、クライアント PC のスペックによってデータ容量の大きいモデルの操作性が落ちること、ソフトウェアのライセンスの関係で複数の PC 間でのデータ共有が困難であること等が課題となっていた。

そこで、次年度に以下の特徴を有し先に述べた課題を改善する Web サイトでの閲覧を可能にするシステムを甚之助谷地すべりの CIM モデルへ適用した（図-6）。

- ・特定のソフトウェアを必要としない
- ・点群データの高速表示可能
- ・地盤リスク情報ビューと同様に関連ファイルの紐づけ可能

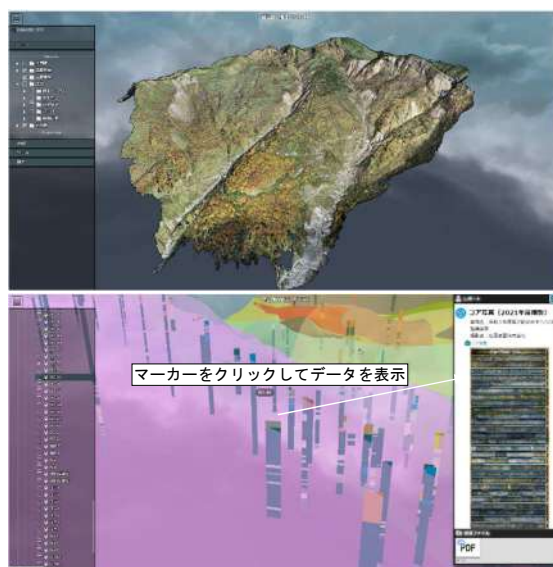


図-6 新システムの表示画面

4. まとめ・更なる課題

データベースとして活用可能な CIM モデルを構築したことで、現地状況や資料の参照が容易となった。また、モデルの詳細度の向上や参照できる情報を増やしたことで、維持管理段階での活用も期待される。

当該地の CIM モデルを更に活用が容易なものとするために、以下の課題の解決を図りたい。

- ① 動態観測データをモデルに取り込み、変位量や変位方向を明らかにする。
- ② 点群データを用いて、対策工の変位状況の表示精度向上を図る。

《引用・参考文献》

- 1) 国土交通省北陸地方整備局 白山砂防 HP
(<https://www.hrr.mlit.go.jp/kanazawa/hakusansabo/04outline/hard03.html>)

災害地の崩壊メカニズム解析および三次元モデル化事例

株式会社日さく ○鮑 沁, 石川 恵司, 長谷川 智史, 仁多見 加奈子

1. はじめに

本報告は、河川小堤施工時に基礎地盤の破壊が生じ、堤体の一部が崩壊した災害事例である。

河川小堤(盛土高 3m)を施工した直後に、崩壊が発生した。崩壊の前後に降水はなく、タイミングから見て、盛土の荷重を誘因とする事象と考えられた。崩壊範囲は、冠頭部で幅 60m、末端部で幅 140m、最大落差 6m 程度である。移動土塊は河川側に約 20m 押しだされ、河道域に堆積した。なお、本事象の特徴として、冠頭部の幅に対し、末端部の幅が広いことがあげられる(図-1)。

本事例では、崩壊発生を受けて、崩壊メカニズムの検討と対策工検討を目的として、地質調査を実施した¹⁾。



図-1 崩壊地の状況

2. 調査方法

(1) 現地踏査および測量

崩壊直後に現地踏査を行い、主滑落崖、側方崖などの位置を確認した。また、崩壊地における微地形を把握するため、UAV による空中写真撮影を行い、SfM 処理データを解析した。

(2) ボーリング調査

崩壊域において計13本のボーリングを実施し、標準貫入試験、サンプリングを行った。サンプリング試料につ

いては、物理試験および力学試験を実施し、物性値・強度定数を把握した。

(3) パイプ歪計

ボーリング地点のうち、移動土塊中央部に位置する2箇所について、パイプ歪計を設置し、自動観測による動態監視を行った。また、歪計データよりすべり面の深度推定を行った。

(4) メカニズム解析および三次元モデル作成

調査結果より、崩壊メカニズムの検討を行うとともに、強度定数を算定し、安定計算に供した。また、崩壊前の安定性を検討するため、崩壊前の層序を復元した。これらの結果から得られた地質モデルについては、後述するように三次元モデル化し、関係者間で共有を図った。なお、モデル作成には、Makejiban(五大開発)を使用した。

3. 結果および考察

(1) 崩壊地の地層構成およびすべり面

① 移動土塊中の地層構成

移動土塊の内部構造は、沖積層(粘性土主体)と盛土層・堤体盛土から構成される。頭部側(削剥域)では複数の副次滑落崖(副すべり面)により、移動土塊は細かく細分されている。一方、末端部側(押出域)では、沖積層の層状構造がほとんど変形せずに保持され、内部層序は保存されている(図-2)。

② すべり面の位置および深度

パイプ歪計のデータより、累積変位が認められる深度は概ね G.L. -8m 以浅であるため、主たるすべり面は G.L. -8m 程度と想定される。この深度は沖積粘性土層中にあり、一部で腐植土の分布深度に相当し、すべり面は軟弱な沖積層を切っていると考えられる。一方、頭部側では

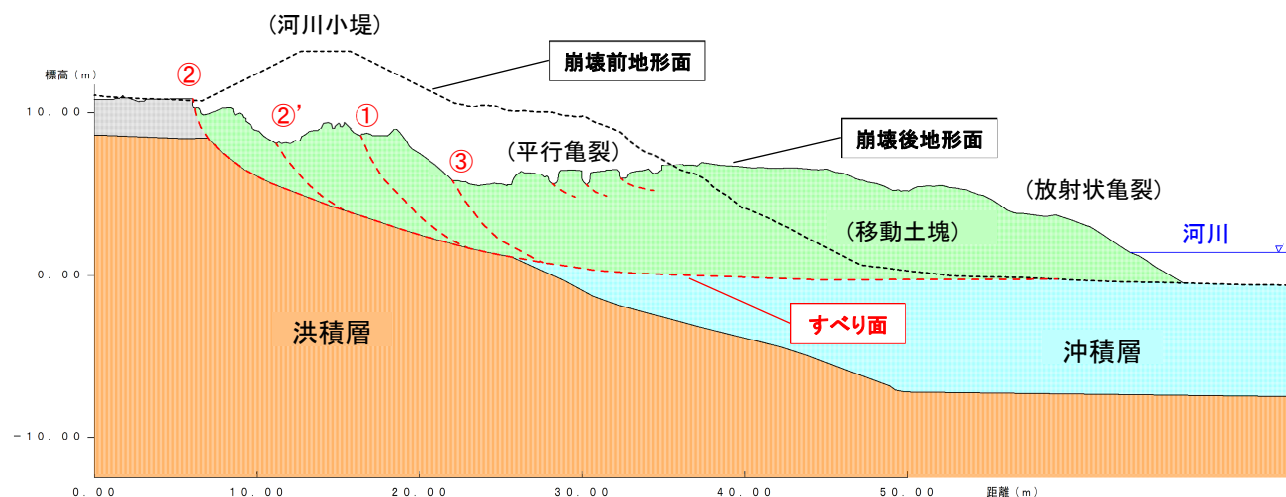


図-2 崩壊域主測線の想定模式地質断面図

洪積層が非常に浅い深度に分布しており、頭部側では、沖積層と洪積層の境界部ですべてっていると想定される(図-2)。

(2) 崩壊の素因

本事象の誘因としては盛土による荷重が想定されるが、地形・地質に由来する素因²⁾としては、調査結果から以下の3点が想定される。

① 埋没地形の特徴

崩壊地近傍には台地が迫っており、沖積層の下位には、洪積層からなる旧地形が埋没している。崩壊の起点となった箇所では、浅所に洪積層が分布する一方で、河川側に向かって旧地形は急傾斜面をなしている(図-2)。したがって、頭部におけるすべり発生時には、傾斜した洪積層-沖積層境界がすべり面として機能した可能性が高い。

② 軟弱な沖積層の存在

河川側(末端部側)では、洪積層は14m以深のかなり深い深度に分布し、地表付近には厚い沖積層が分布する。沖積層は腐植物を含む軟弱な粘性土主体で N 値は0~2程度である。

③ 地下水の関与

主滑落崖基底部には湧水を確認した。周辺地形より、崩壊地近傍は集水地形であり、不圧地下水が浅いと想定されるため、相対的に高い地下水位が素因の一つとなった可能性がある。また、洪積砂質土層は被圧帯水層であるた

め、すべり面に間隙水圧が働いた可能性も考えられる。

(3) すべりの形態について

本事象については、当初は河川小堤から河道部の移動土塊までを覆う大円弧すべりとする見解もあったものの、調査結果からはこのような大円弧は想定されない。頭部においては、洪積層上面を利用した円弧状のすべりであるものの、末端部側では、すべり面はほぼ水平に沖積層中を切っている。末端部においては軟弱な沖積層が広く分布したことから、円弧の末端は跳ね上らず、沖積層の内部層序を保持したまま、水平に押し出された(併進運動)と想定される(累進合成すべり²⁾)(図-3)。その際、旧地形面や地下水の影響を受け、末端部が扇状に広がったことから、相対的に規模の大きな崩壊になったと考えられる。

4. 三次元地質モデルの作成

本調査の結果、移動土塊の内部構造はかなり複雑であると想定され、また、崩壊前の層序についても、埋没地形が複雑であることが明らかとなった。発注者・設計者と地質構造についての理解・情報を共有することを目的として、通常の地質断面図に加えて、三次元地質モデルを作成した(図-4)。モデルは「崩壊後モデル」及び「崩壊前の復元モデル」の2パターンを作成した。作成した三次元地質モデルにおいては、すべり面と洪積層-沖積層境界との位置関係を再現することができた。

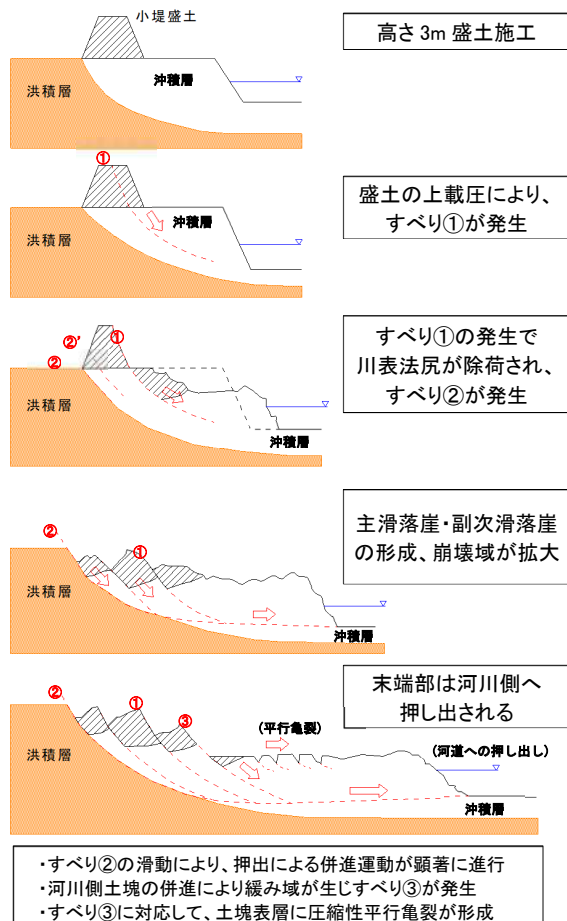


図-3 想定される崩壊メカニズム

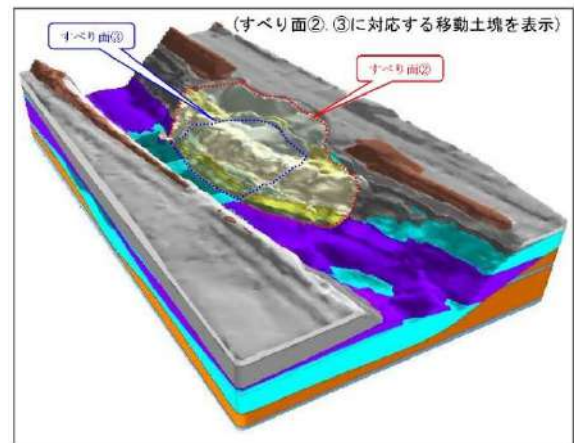


図-4 作成した三次元地質モデル

5. おわりに

本調査の結果、埋没地形や地質特性に起因する崩壊メカニズムを明らかにできた。また、調査結果から導かれた三次元地質モデルについて、発注者・設計者間におけるリスクコミュニケーションの一環として有効な手段であることを確認できた。今後も三次元地質モデルの活用を図っていきたい。

《引用・参考文献》

- 1) 藤原明敏: 地すべり調査と解析, 222p. 理工図書, 1981.
- 2) 古谷尊彦: ランドスライド 地すべり災害の諸相, 213p. 古今書院, 1996.

インテグリティ試験による杭の劣化診断

日本物理探査株式会社 篠田 里子、内田 篤貴

1. はじめに

国土交通省においては、施設の機能や性能に不具合が生じてから対策を行う「事後保全」から、不具合が発生する前に対策を行う「予防保全」へ転換し、持続的・効率的なインフラメンテナンスの実現を推進している。

さらに、我が国のインフラは、その多くが高度経済成長期以降に整備されており、建設から半世紀以上経過する構造物の割合が加速度的に増加するなかで、社会経済活動の基盤となるインフラの維持管理・更新を計画的に進めていく必要がある。

その問題を解決するためには、定量的な計測が最善であるが、膨大な構造物を対象とするため、調査方法が簡便で経済的負担が少なく、定性的評価が可能な調査方法も必要である。

本報告は、既設杭等の健全性の評価にインテグリティ試験を適用した事例の報告である。

2. 調査方法

(1) 試験原理

本論で使用したインテグリティ試験は、杭長、杭断面の変化、クラック等の性状について杭頭を打撃することにより、杭中を伝播する弾性波がインピーダンスの異なる境界で反射する現象を利用して杭の長さ、健全度を診断する装置である。

試験は、図-1 に示すように杭の表面にセンサを固定し、プラスチックハンマーの打撃位置は、杭の表面で平滑な部分とした。弾性波を正確に伝えるため、打撃方向は杭に対して伸長方向とした。波形記録の信頼性を上げるため、必要に応じて打撃位置を変え数回試験を行った。

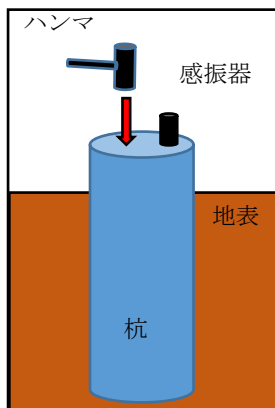


図-1 試験の模式図

健全性の判定は、図-2 に示すように、打撃位置から杭先端までの波形内に急激な凹凸の特徴の有無を確認し判定した。特に、入力波と同じ上向き（凸型）の波形は断

面の減少を示すため、留意した。

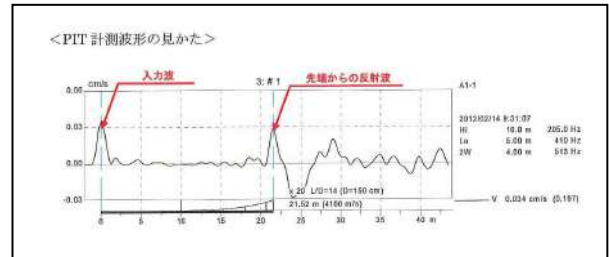


図-2 インテグリティ試験の波形

計測波形は、計測した加速度を積分し速度で表示している。縦軸は速度、横軸は波動の伝播時間から計算した杭の深度である。時間と杭の深度の関係は以下のとおりである。

$$t=2L/c \quad c=\sqrt{E/\rho}$$

t:時間 (s)

L:杭長 (支柱の打撃位置から先端までの距離 (m))

E:支柱のヤング率 (N/m²)

ρ :支柱の密度 (kg/m³)

c:弾性波速度 (m/s)

(2) 仕様

使用した機材の仕様を表-1に示す。杭長にして30m 程度までの測定が可能である。

表-1 機材(PIT-X)の仕様

名 称	仕 様
PIT-X	感 度 : 50mV/g
	周波数特性 : 0.7~9000Hz
	共振周波数 : 40kHz
	ハンマー : 3ポンド(1.4kgf)・他
	電 源 : 内臓バッテリー
	重 量 : 約0.45kg

3. 調査例

図-3は調査により得られた杭別の波形例を示す。ヤング率や密度が減少しインピーダンスが低下した場合は、入力波と同じ向きの反射波が戻ってくる。したがって支柱先端からの反射波は通常、入力波と同じ向きとなる。インピーダンスの減少と同様の反射波となるのは、クラック等の欠損があり鋼材のヤング率が低くなっている場合である。

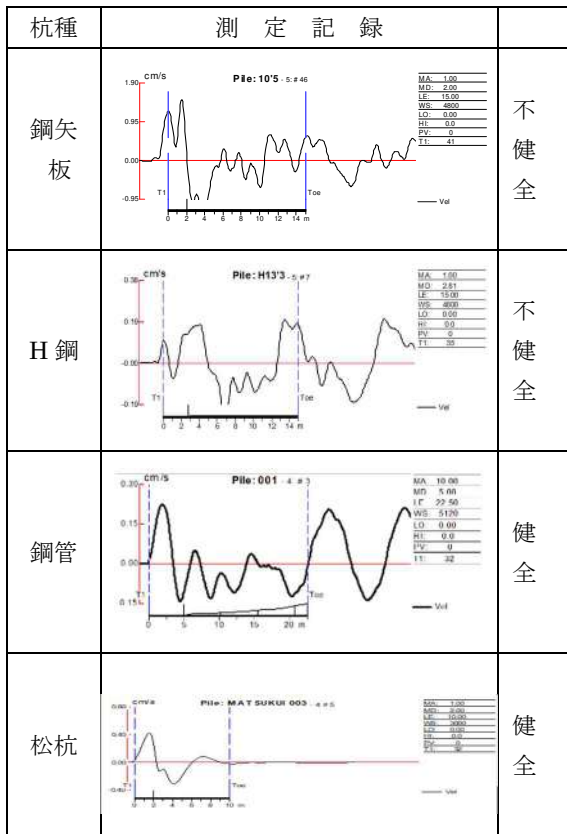


図-3 測定記録例

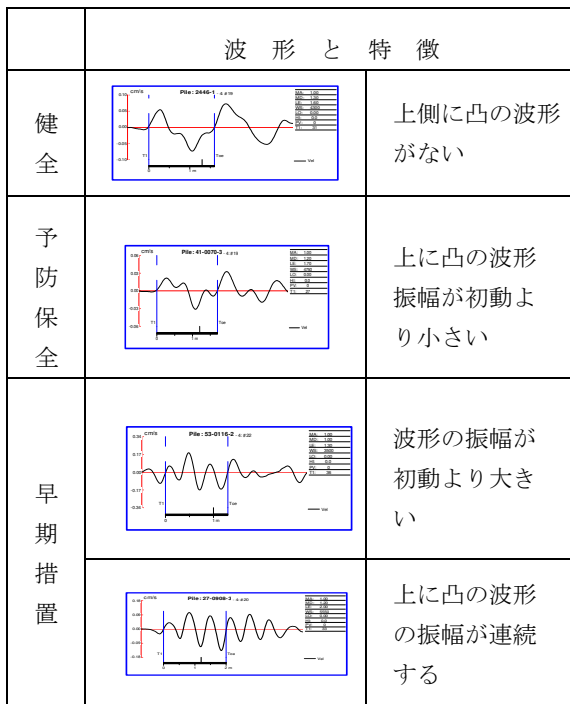


図-4 インテグリティ試験波形と健全度

健全度の分類は、国土交通省（2019）¹⁾の分類を利用し、健全、予防保全、早期措置の3段階に区分した。図-3の波形を、図-4に示した健全度の判別指標案に順じ判定し、今後の利用方法の目安とした。

図-5は、インテグリティ試験により早期措置が必要と判断された街路灯支柱の肉厚調査結果である。地際周辺の肉厚測定をそれぞれ30度ごとに全周測定し、肉厚等高

線を作成した。地際より-0.15mにおいて、腐食が進み肉厚の減少、錆による肉厚の増加が発生していたことが検証された。

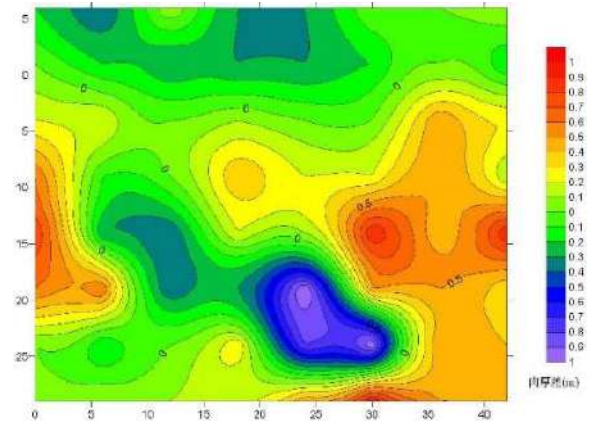


図-5 街路灯支柱の地際肉厚測定結果展開図

（肉厚4.7mmに対して、暖色系が増加、寒色系が減少、縦軸0cmが地表、下側が地中、単位はcm）

4. 試験の特徴

試験の特徴を整理し、表-2に示す。

表-2 試験の特徴

	長 所	短 所
測定条件	非破壊、その場でおおよその答えが得られる	材質が特定でき、均質である必要がある
杭等の諸元	杭の長さ、材質が判明していれば、健全度の判定ができる	おおよその長さ、材質が不明であるとデータの解析が困難
打 撃	対象物、長さにより打撃方法を変えることで測定が可能	打撃の仕方によって記録の良、不良が現れる
感振器の設置	1回の測定時間が短く、1日で多くの測定ができ経済的	打振面に凹凸があると感振器が設置できない
データ	定性的なデータ	定量的でない

5. まとめ

インテグリティ試験は、非破壊で杭等の健全性を経済的に判断することが可能である。材質、おおよその長さ等杭の諸元が判明しているときは有効な手法であると考えられる。

杭に限らず、街路灯、標識等の支柱の健全性にも活用することができ、想定できない倒壊を未然に防ぐ観点からも有効な手法の1つである。

《引用・参考文献》

- 1) 国土交通省道路局 国道・技術、pp.41、2019、附属物（標識・照明施設等）定期点検要領。

島尻層泥岩斜面におけるリフトオフ試験事例

(株)日興建設コンサルタント ○中戸 章友、砂川 尚之
知念 信亨、松田 将
(株)SK 設計 川西 洋祐
(株)相愛 谷崎 優也

1. はじめに

島尻層泥岩斜面に、地すべり対策工として施工されたグラウンドアンカー（以下、アンカーと称す）の点検・リフトオフ試験事例を紹介する。当該アンカーは、2016年に施工され経過観察を経て、2022年に点検・リフトオフ試験を実施した。

試験時に行った簡易点検において、アンカー頭部の緩みが14箇所に見られ、緊張力がない状態であった。

緩みがみられた箇所は、工程的都合で期間（1回目：1月、2回目：2月）において試験を実施したが、全箇所でも前回みられた緩みがなくなっており、すべてのアンカーで部材が定着していた。試験値を比較するため、再度試験を実施したところ、前回は上回る結果となった。

本報告は、島尻層泥岩斜面において、アンカー頭部に緩みがみられ、緊張力がない状態であったにもかかわらず、短期間のうちに緩みがなくなり、残存緊張力が確認された点検・リフトオフ試験の事例を紹介する。

2. 地形地質

調査地は地すべり地帯にあり、周辺地形は丘陵地に属する。調査地は多丘形凹状台地地形となっており、微細な凹凸地形が発達した緩斜面、かつ斜面上方から下方へ勾配が緩やかになることから、地すべり・崩壊によって形成された斜面と考えられる。



図-1 地質図¹⁾

地質は、固結度の低い新第三紀の島尻層泥岩を基盤と

し、表土は泥岩を起源とする粘性土が覆っている。部分的に琉球石灰岩の岩礫が混入している。基盤である泥岩はN値20未満を主体とする。



写真-1 調査地全景(調査箇所)



写真-2 斜面状況



写真-3 末端露頭

3. 現場における事象

本調査は、工程的な都合から、2回に分けてリフトオフ試験を実施した。

1回目は、全体のアンカー配置を考慮するとともに、ロードセルによる荷重履歴が把握されるアンカーで実施した。その結果、定着時よりは緊張力低下がみられたが、設計アンカー力まで載荷することができ、アンカーとして機能していることを確認した。試験に合わせて、全アンカー頭部の簡易目視点検を行い、アンカー頭部（キャップ・ナット・角度調整台座）の緩みが96箇所中14箇所で見られた。そのため、翌月、緩みがある箇所でリフトオフ試験を行うこととなった。

2回目の試験時に変状箇所をみると、キャップや角度調整台座の緩みがなくなっていた。

そのため、前回リフトオフ試験を行った1箇所で、再度試験を実施した結果、残存緊張力（ P_e ）が22kN から48kN に増加していた。

4. 考察

調査において、みられた事象は以下のとおりである。

① 簡易点検

1回目（1月）：簡易点検でアンカー頭部の緩みを確認

2回目(2月)：試験時には頭部の緩みなくなる

② リフトオフ試験(同箇所)

1回目(1月)：リフトオフ試験値 22kN

2回目(2月)：リフトオフ試験値 48kN (+26kN)

簡易点検・リフトオフ試験は、1回目と2回目において、実施条件が大きく異なる点があり、実施前1週間の降雨量に大きな差があった。表-1より、降雨量の差は、1回目7.5mmに対して、2回目110.5mmと約15倍であった。

1回目は、表土が乾燥収縮状態にあり、2回目は湿潤膨張状態であったと考えられる。

表-1 点検・試験前の降雨量²⁾

1回目(調査日：1/5)			2回目(調査日：2/7)		
日付	日雨量		日付	日雨量	
12/29	5.5	合計 7.5	1/31	0.0	合計 110.5
12/30	0.0		2/1	0.0	
12/31	0.0		2/2	20.0	
1/1	0.0		2/3	88.0	
1/2	0.0		2/4	2.5	
1/3	0.0		2/5	0.0	
1/4	0.0		2/6	0.0	
1/5	2.0		2/7	0.0	
リフトオフ値：Pt=22kN			リフトオフ値：Pt=48kN		

新城の研究³⁾によれば、泥岩は含水比20%以下になると、膨張量が著しく増大する傾向にある(図-2)。このことは、乾燥状態から湿潤状態への膨張量が大きくなると考えられる。

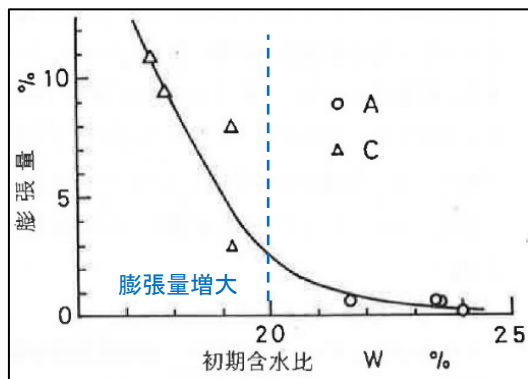


図-2 初期含水比と膨張量の関係³⁾

本現場の表土は泥岩を起源とする粘性土であり、泥岩が乾湿の繰り返しを受け、スレーキングにより細粒化したものと考えられる。その粘性土における乾燥収縮・湿潤膨張について、宮城・小宮の研究⁴⁾によると、泥岩粉砕土の膨潤量が乾燥状態から3.1～9.7%という試験結果からも大きいと考えられる(表-2)。

表-2 泥岩粉砕土の膨潤試験結果⁴⁾

Table 3 泥岩粉砕土の膨潤試験結果							
試料名	初期含水比 %	乾燥密度 g/cm ³	間隙比	透水係数 cm/s	膨潤圧 (断面積) kg/cm ²	膨潤圧(表面積) g/cm ²	膨潤量 %
石 嶺	4.04	1.33	1.090	1.31 × 10 ⁻⁸	0.73 (0.63)	7.90 (6.87) × 10 ⁻⁴	7.5
豊見城	2.71	1.33	1.054	1.32 × 10 ⁻⁸	1.15 (1.03)	1.52 (1.30) × 10 ⁻³	6.8
南風原	3.87	1.31	1.111	1.15 × 10 ⁻⁸	0.29 (0.27)	3.80 (3.62) × 10 ⁻⁴	3.1
東風平	3.87	1.33	1.073	2.41 × 10 ⁻⁸	1.28 (1.08)	1.79 (1.50) × 10 ⁻³	4.8
翁 原	4.48	1.33	1.052	3.40 × 10 ⁻⁸	0.57 (0.52)	7.72 (7.10) × 10 ⁻⁴	4.6
千 原	4.73	1.31	1.088	2.66 × 10 ⁻⁸	1.42 (1.15)	2.02 (1.63) × 10 ⁻³	9.7
具志頭	3.27	1.33	1.062	8.00 × 10 ⁻⁸	0.82 (0.74)	1.48 (1.33) × 10 ⁻³	5.9

5. おわりに

本報文は、島尻層泥岩斜面上のアンカーをリフトオフ試験したさいに得られた一事例である。

一般にアンカー緊張力と気温・降雨量は相関関係にあると考えられており、本件もその相関関係を表す事象だと思われる。しかし、点検時においてアンカー頭部の緩み・締付けが行われるほどの変状があったことと、そのことが降雨量と関係する可能性があることは、今後の点検および維持管理計画の一助になると思われる。

また、この事象が島尻層泥岩斜面の特性かどうか、今後の点検業務において情報を収集していきたいと考える。

《引用・参考文献》

- 1) 沖縄県地図情報システム：土地分類基本調査図(表層地質図)
- 2) 気象庁ホームページ：https://www.data.jma.go.jp/gmd/risk/obsdl/
- 3) 新城 俊也：土質材料としての泥質堆積岩の力学特性に関する研究，京都大学農学部博士学位論文，pp. 23～26，1980. 4.
- 4) 宮城 調勝・小宮 康明：島尻層泥岩の膨潤特性I，琉球大学農学部学術報告29号，pp. 153～159，1982. 12.

【30】

アンカー健全性調査を用いた片持ち式ロックシェッドの維持管理事例

榎相愛 ○谷崎優也, 市橋義治

1. はじめに

高知県の面積の約84%は山地であり、地域を結ぶ主要路線には落石対策としてロックシェッドが48施設建設されている。ロックシェッドは近年では道路土工構造物の附帯構造物として5年に一度の定期点検が行われている。本発表は、グラウンドアンカー（以下アンカーという）で固定された片持ち形式のロックシェッド（図-1：以下片持ちキーパーという）において変状が認められたため詳細調査と早期措置を3か年に渡り実施した維持管理事例を報告する。

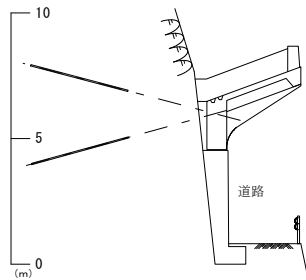


図-1 断面図

2. アンカー健全性調査(初年度)

平成29年度の施設点検において、県境を繋ぐ山岳国道に施工された片持ちキーパーでアンカー頭部付近に漏水跡が多く見られ、Ⅲ：早期措置段階と判定¹⁾された。アンカーは全72本あり、うち SEEE タイプ (SEEE F110TA) が52本、VSL タイプ (VSL E5-9) が20本打設されており、ブロック毎に上向き・下向きと交互に施工されている（図-2）。片持ちキーパーを固定するアンカー機能の低下が考えられたため、アンカー健全度調査手法を用いて調査を実施した（図-3）。



図-2 展開図

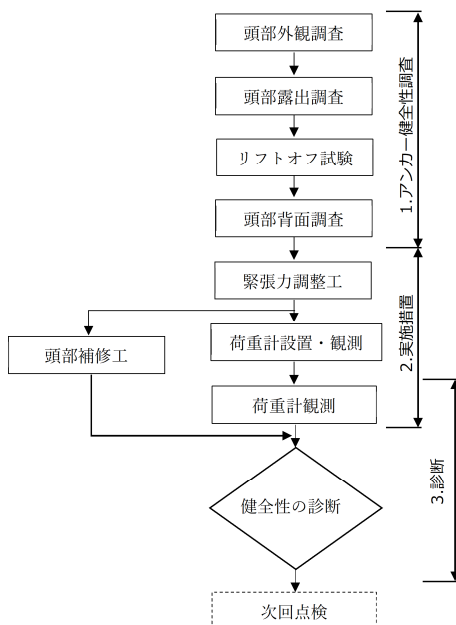


図-3 調査実施フロー

(1) 頭部外観調査

高所作業車を用いてアンカー頭部の近接点検を全箇所で行った。結果は、支圧板-壁体間から湧水のにじみ出し・防錆油の漏出・支圧板の発錆が多く見られ、72箇所中41箇所が要詳細調査と判定した（図-4）。

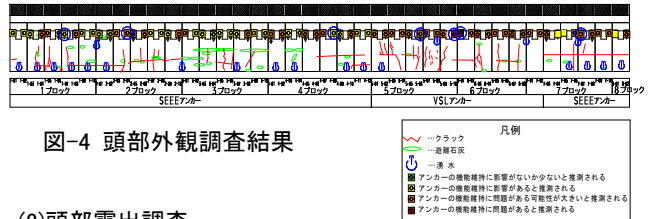


図-4 頭部外観調査結果

(2) 頭部露出調査

頭部外観調査結果から抽出した8箇所（SEEE：5箇所、VSL：3箇所）で頭部露出調査を実施した（表-1）。結果、8箇所中7箇所防錆油の劣化、全箇所ともに鋼部材に発錆が見られたためリフトオフ試験による残存緊張力の把握が必要と判定した。

表-1 頭部露出調査結果

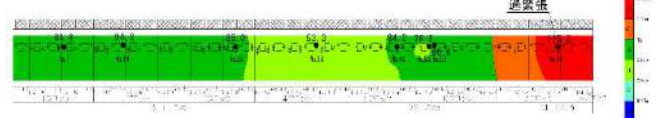
アンカー番号	調査				調査員・実施者				サンデン				評価			
	変形レベル	1	2	3	4	調査員	実施者	調査員	実施者	調査員	実施者	調査員	実施者	調査員	実施者	調査員
No.7	d	0	0	2	1	1	3	1	-	1	3	1	3	1	1	3
No.14	d	0	1	2	0	1	3	1	-	1	3	1	3	1	1	3
No.20	d	0	0	2	1	1	3	1	-	1	3	1	3	1	1	3
No.30	e	1	1	1	0	1	1	1	-	1	1	1	2	1	1	2
No.40	e	0	2	1	0	1	3	1	1	-	3	1	2	1	1	2
No.52	e	0	2	1	0	1	3	1	1	-	3	1	2	1	1	2
No.53	e	1	2	0	0	1	2	1	1	-	2	1	1	1	1	1
No.68	b	2	1	0	0	1	1	1	-	1	1	1	2	1	1	1

(3) リフトオフ試験

リフトオフ試験は小型軽量（SAAM）ジャッキを用いて露出調査箇所の8箇所で行った。試験は設計アンカー力（Td）が不明なため許容アンカー力（Ta）を基準とした。

試験結果は、残存緊張力は8箇所中7箇所許容アンカー力比：53%～94%とやや低下は見られたものの比較的健全な範囲で推移していたが、1箇所のみ115.3%と過緊張である事が判明し、対策が必要と判定²⁾した（図-5）。

また上向きに施工されたアンカーはリフトオフ時にできた隙間から地下水が排出され、アンカー孔が導水路となりアンカー頭部背面に地下水が湧出している事が判明した（写真-1）。



● リフトオフ試験箇所

図-5 健全度評価分布図



写真-1 リフトオフ時の地下水排出状況

(4) 頭部背面調査

アンカー頭部背面に地下水の湧出が認められたことから、部材の腐食状況を確認するため上向きアンカーの頭部背面調査を実施した。マイクロスコープを用いて背面を観察したが、防錆油の劣化・減少やテンドンの腐食など部材劣化は無いことが判明した。(写真-2)。



写真-2 背面調査状況

3. 実施措置(次年度)

初年度調査結果から施設点検で指摘された漏水跡は、湧水や防錆油の漏出と判明したが、背面調査の結果から部材の劣化はない事が判明した。しかし過緊張アンカーは「要対策」であることから、進行性の確認及び機能回復のための措置を実施した。

(1) 緊張力調整(除荷)工

テンドンや受圧構造物に応力が集中した過緊張状態を緩和し、かつ荷重調整作業が行える許容アンカー力の90%まで除荷を実施した。それにより健全度評価も「要対策」から「健全」とした(図-6)。

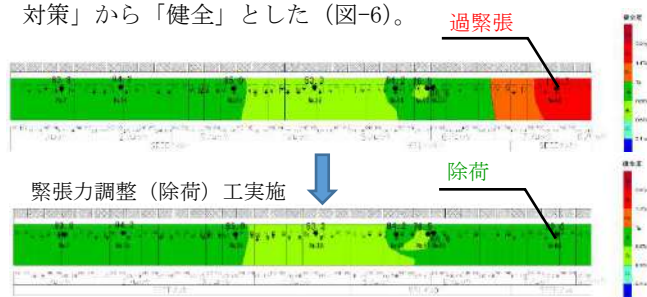


図-6 調整工による健全度再評価

(2) 後付け荷重計(SAAM-L)設置

緊張力の推移を確認するため、除荷したアンカーの頭部に後付けで荷重計を設置して荷重変動の有無を確認した。また荷重計は気温の影響を受けて変動³⁾するため、温度計を併せて設置した。(写真-3)



写真-3 後付け荷重計

(3) 頭部補修工

頭部外観調査・露出調査で確認した防錆油の劣化・減少や防錆油の漏れに対して、機能回復を目的とした防錆油の交換と頭部キャップの交換を実施した。防錆油の交

換は全箇所を実施、キャップの交換は防錆油の漏出が特に顕著である VSL タイプのみ実施した(写真-4、5)。



写真-4 頭部補修工前



写真-5 頭部補修工後

4. 診断(最終年度)

(1) 荷重計モニタリング結果

令和2年10月～令和4年2月までの17か月間、荷重計の観測を実施した。令和3年8月に時間雨量50mmを観測した際には反応して1時間で約10kN 上昇したものの、2時間後には減少し、調整した荷重に落ち着いた。

荷重は出水期から非出水期を通して安定的に推移しており観測期間中に荷重の上昇は確認されなかった。観測最終の令和4年2月時点の荷重は荷重計定着時と比較して98.6%であった。アンカー荷重と温度との相関を示した決定係数： R^2 も平均：0.7と高い相関を示した。(図-7)

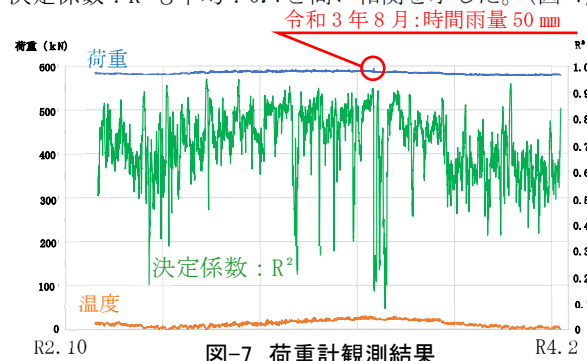


図-7 荷重計観測結果

(2) 健全性の診断

以上の調査結果及び一連の措置により、不安定箇所は解消されたことを施設管理者との協議で確認し、評価を次回点検までⅡ：予防保全段階と再判定した。

5. まとめ

このような大規模な構造物では、機能低下が顕在化してから事後保全では対処が大掛かりになるが、実用化された調査手法を用いることで施設の状態を定量的に評価する事ができた。また過緊張と頭部劣化にも素早く対処し、予防保全型の維持管理に繋げることができたと考える。

最後に、高知県土木部局の施設管理者の御指導に対し、記して謝意を表します。

《引用・参考文献》

- 国土交通省道路局:シェッド、大型カルバート等定期点検要領, 2019.2.
- 土木研究所・日本アンカー協会共著:グラウンドアンカー維持管理マニュアル, 2008.3.
- アンカーアセットマネジメント研究会:SAAM ジャッキを用いた既設アンカーのり面の面的評価マニュアル(案), 2018.1.

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岩相当地盤の削孔について

(株)ワイビーエム ○奈須徹夫 (株)アサノ大成基礎エンジニアリング 立石 亮
応用地質(株)河内 誠 川崎地質(株)近藤 勉 基礎地盤コンサルタンツ(株)武政 学
(株)クリステンセン・マイカイ 宮本哲臣 (株)ダイヤコンサルタント 谷 和繁 中央開発(株) 福原 誠

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危惧されている¹⁾。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、N<10のゆるい砂質土に対し、メタルビットを用いた削孔試験を行い、最適な削孔仕様について報告してきた²⁾。

今回は、軟岩相当の改良地盤に対して行ったダイヤモンドビットを用いた削孔試験の結果について報告する。

2. 削孔ツールについて

全自動ボーリングマシンの開発では、従来の外径40.5mmのロッドの先端にコアパーレルを装着した削孔ツールに変わって、ワイヤーラインの採用を提案し、メタルビットを用いた場合の最適な削孔仕様として、削孔速度15min/m、回転数45rpm、送水量20L/minを得た²⁾。

一方で、メタルビットでは礫層あるいは軟岩等での削孔能力に難点が見られたことから、ダイヤモンドビット削孔の導入が必要と考えられ、今回開発の地質調査用ワイヤーラインツールについてもダイヤモンドビット対応のツール開発とその削孔仕様を求めることにした。

ダイヤモンドビットを装着したワイヤーラインツールを図-1に示す。

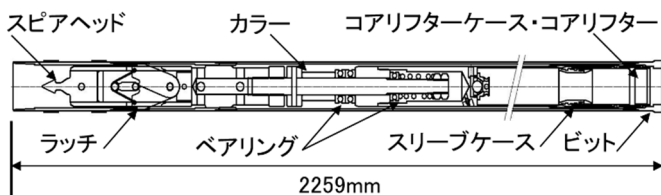


図-1 ワイヤーラインツール

開発したツールは、メタルビット装着タイプのインナーチューブのうち、シュアの突出度を制御するスプリング部をカラーに、先端部はコアリフターケースおよびコアリフターに交換し、ダイヤモンドビットを装着した OUTERチューブ内に地上から自由落下装着する。また、一般的なスリーブ内蔵二重管サンプラーと同程度に採取コア径は65mmとした。礫層や軟岩等での調査への利用を想定して、標準貫入試験に対応するようサンプリング長とロッド長を1mとした。ここに、SPTサンプラーは内径65mmのビット先端から外に突出可能である。

3. 削孔試験の方法

通常、沖積平野では互層が発達し、均質に連続した礫層は極めて少ない。また、軟岩、風化岩等は、多くは上方から侵食を受けるため、均質性は低く、地中深くにあり、連続した試験に利用するには困難であるため、試験削孔では、軟岩相当地盤として改良地盤を利用することにした。試験に際しては、改良品質が均質であるY-LINK(全自動施工管理制御システム)³⁾により施工された改良地盤を選定した。

当該システムは、羽根切り回数制御、流量制御などを行うため、改良品質にばらつきが少ない。また、さらに削孔する地盤の均質性を確保するため、配合水準が同じ上部の5mのみを削孔試験の対象とした。試験後に、ボーリングを行い、一軸圧縮

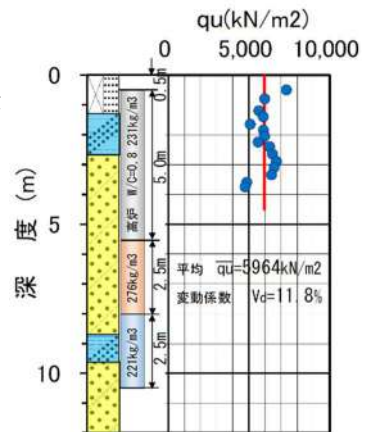


図-2 改良地盤の強度分布

試験に供し、平均改良強度 $qu=5,964\text{kN/m}^2$ 、変動係数 $Vd=11.8\%$ を確認した。図-2に改良地盤の強度分布を示す。

削孔試験における計測項目は、削孔深度・回転数・回転トルク・貫入速度・給圧力・送水量・送水圧・時間とした。また、比較試験の実施に際しては、3要素(削孔速度・回転数・送水量)3水準(大・中・小)の組合せについては品質工学手法によるL9直交表を用いることで、9ケースの試験と確認試験を計画した。図-3に削孔試験の位置、表-1に試験ケースを示す。

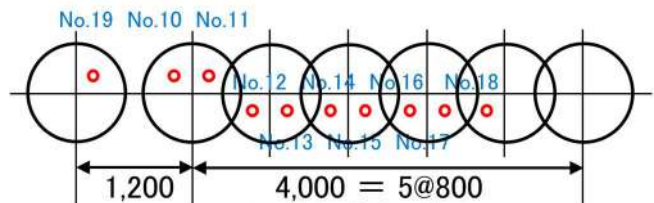


図-3 削孔試験の位置

表-1 試験ケース

試験ケースNo.	10	11	12	13	14	15	16	17	18
分類	201	202	203	206	204	205	208	209	207
削孔長 (m)	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0
削孔速度 (min/m)	10	10	10	20	20	20	30	30	30
回転数 (rpm)	100	200	300	100	200	300	100	200	300
流量 (L/min)	10	20	30	20	30	10	30	10	20

削孔データの収集方法を図-4に示す。削孔データは、ボーリングマシンに取り付けた各種センサーからデータログを介して、無線で計測ハウス内の PC に転送し、保存した。また、孔壁とロッドのクリアランスが少なく、硬質な切削クズがその間に挟まる可能性もあるため、切削クズの排出促進およびロッドと孔壁の摩擦低減を目的として削孔水にはポリマー系泥材を0.02%添加した。

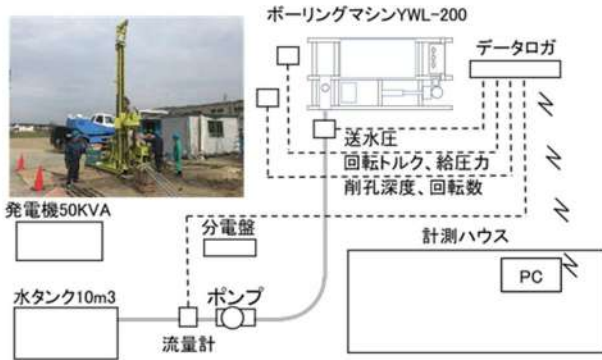


図-4 削孔データの収集方法

4. 削孔試験結果

品質工学手法による解析での良好なボーリングの定義を「トルクが低く、ばらつきが少ない場合」とし、トルクについて SN 比を算出した。

SN 比と水準の関係を図-5に示す。

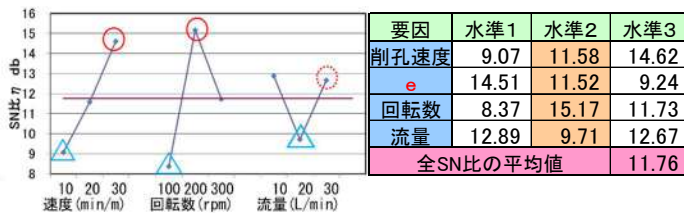


図-5 SN 比と水準の関係

SN 比と水準の関係から、最適値は削孔速度30min/m、回転数200rpm、流量30L/minと求められたが、表-1に示す試験ケースには無いケースでもあり、No.19として確認削孔試験を行った。これらの試験ケースごとの SN 比を表-2に示す。

表-2 試験ケースごとの SN 比

試験ケースNo.	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
分類	201	202	203	206	204	205	208	209	207	210
順位	7	6	8	9	1	4	5	2	3	最適
削孔長 (m)	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0
削孔速度 (min/m)	10	10	10	20	20	20	30	30	30	30
回転数 (rpm)	100	200	300	100	200	300	100	200	300	200
流量 (L/min)	10	20	30	20	30	10	30	10	20	30
SN比 (dB)	9.57	10.21	7.44	3.63	18.66	12.46	11.91	16.65	15.31	14.17
感度 (dB)	44.19	46.37	41.35	43.81	39.27	36.37	38.43	38.63	35.68	40.18

確認試験結果から、最適値 No.19では SN 比 = 14.17db と高位の望目値が得られた。しかし、写真-1に示す採取コアの状況から、GL-0.7m~GL-2.8m の範囲でコア細りが見られた。原因として、削孔速度に比べ、回転するビットでの切削が早く、ビットが切削面に押し付けられていない状態となり、ロッドが水平方向にぶれなが

ら回転したことで、ビット内に通過するコアをビットの内側で削ったものと推定された。

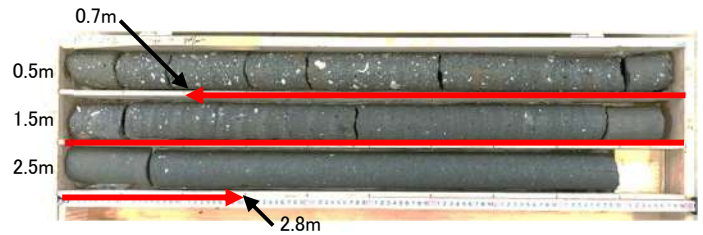


写真-1 採取コアの状況(最適値 試験ケース No.19)

最適値、第1位、第5位、第9位の深度とトルクを図-6に示す。SN 比第1位の No.14についてはトルクのばらつきは少なく、SN 比=18.66db と実施データ中、最高値を示している。したがって、コア観察結果も踏まえ、SN 比第1位の試験ケース No.14の仕様(削孔速度20min/m、回転数200rpm、流量30L/min)を最適な削孔仕様と判定した。

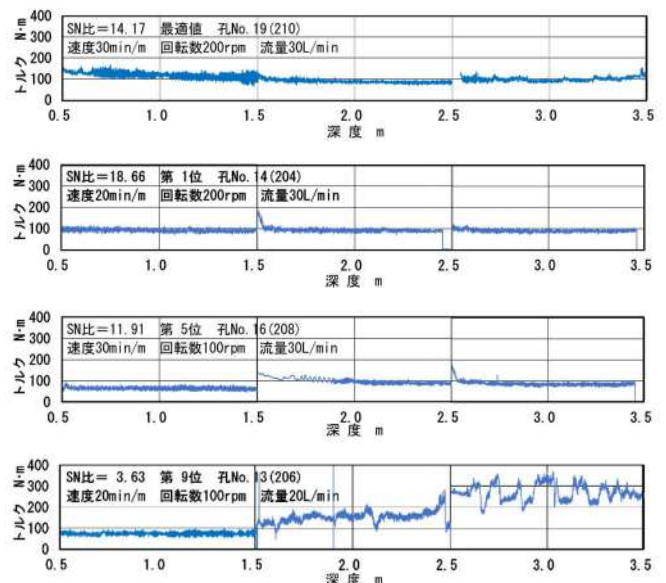


図-6 深度とトルクの関係

5. まとめ

これまで削孔試験により、メタルビットの削孔仕様を求めてきた。今回は、ダイヤモンドビットの削孔仕様(削孔速度20min/m、回転数200rpm、流量30L/min)を得ることができた。しかし、これらはコア削孔であり、地質調査ではノンコア削孔も必要である。今後、ノンコア削孔用ツールの開発と削孔仕様を求めることが必要である。

《引用・参考文献》

- 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
- 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
- 奈須徹夫・他: 地盤改良工事を全自動で施工管理 ICT を導入した全自動施工管理制御システムの開発, 建設機械施工 Vol.69 No.7, PP.82~86, 2017.7

全自動ボーリングマシンの開発

ー ワイヤーライン用ノンコア削孔ツールの開発について ー

(株) クリステンセン・マイカイ ○宮本哲臣 (株) アサノ大成基礎エンジニアリング 立石 亮
 応用地質 (株) 河内 誠 川崎地質 (株) 近藤 勉 基礎地盤コンサルタンツ (株) 武政 学
 (株) ダイヤコンサルタント 谷 和繁 中央開発 (株) 福原 誠 (株) ワイビーエム 奈須徹夫

1. はじめに

地質調査業界では、熟練オペレータの退職増加と新規入職者の減少が進んでおり、ボーリング技術の伝承と将来のオペレータ不足が危惧されている¹⁾。これらの問題解決を目指して全自動ボーリングマシンおよびそれに使用するワイヤーラインツールを開発してきた²⁾。

ワイヤーライン工法はコア削孔を基本としているが、地質調査ではノンコア削孔も必要である。そこで、本報告では、新たに開発したワイヤーライン用ノンコア削孔ツールについて紹介する。

2. 削孔ツールについて

これまでに開発したワイヤーラインツールは従来のスリーブ内蔵二重管サンプラーと同等の仕様とし、コア径を65mm、1回あたりの採取長を1mに設定した。また、標準貫入試験に用いるSPTサンプラー(外径51±1mm)が挿入できるようメタルビットの内径は71mmとしている。図-1にワイヤーラインコアバーレルおよびロッドを示す。

調査ボーリングにおいては、地質の変化に伴い、メタルビットからダイヤモンドビットへと先端部の仕様を変更する場合があります。その際はロッド先端のコアバーレルを引き上げ、地上でビット等を交換する。ここに、適切な泥水管理やオペレータの高度なスキルが得られない場合、調査孔では、孔壁の崩壊や変形等が発生し、崩壊物が孔内に堆積し、閉塞することもある。その後、ボーリング調査を継続する場合、コアバーレルによる堆積物への再度のコア削孔が必要となり、ワイヤーライン工法の削孔効率を損なうことになる。また調査ボーリングの中にはコアの採取を必要としない調査もあり、コア削孔を行わないワイヤーラインツールが必要とされた。

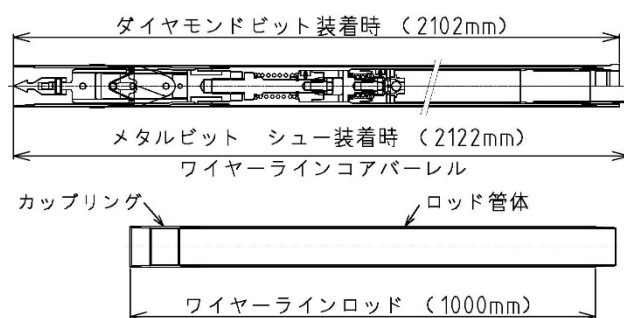


図-1 ワイヤーラインコアバーレルおよびロッド

3. ワイヤーライン用ノンコア削孔ツールの開発

従来のワイヤーラインコアパーレルの内管部は内部にコアを収納するための空間を持つ筒状のインナーチューブを有しており、その上部には削孔時に内管部を外管内の所定位置に固定するための内管係止機構(ラッチ)、インナーチューブがアウターチューブと同一に回転しないための回転分離機構(ベアリング)を配置している。また、ラッチはアウターチューブと同一に回転できる構造となっており、さらに、土砂削孔用に開発した本ワイヤーラインコアパーレルにはシュー装着時におけるシューの突出度を制御するスプリングを配置している。そのためベアリングより上部(図-2においては左側)はアウターチューブと同一で回転する機構である。図-2にコアパーレルの機構図を示す。

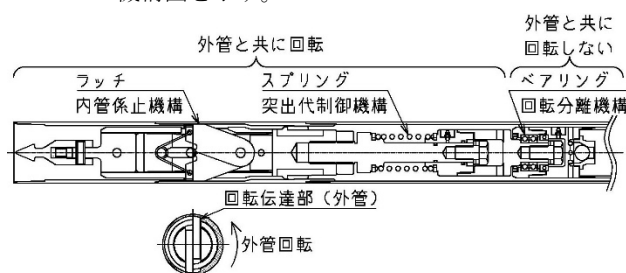


図-2 コアパーレルの機構図

今回開発したノンコア削孔ツールは、内管部先端にクロスビットを設置し、その先端から削孔水を噴射しながらクロスビットをアウターチューブ先端のビットと同期回転させる機構とした。そのため、内管部に配置されている回転分離機構のベアリングおよびスプリングを外した構造とし、クロスビットの外周面に通水孔を配置した。クロスビットの外径は、メタルビットの内径71mmに対して69mm、ダイヤモンドビットの内径65mmに対して63mmとした。図-3に先端部における切削水の流れを示す。

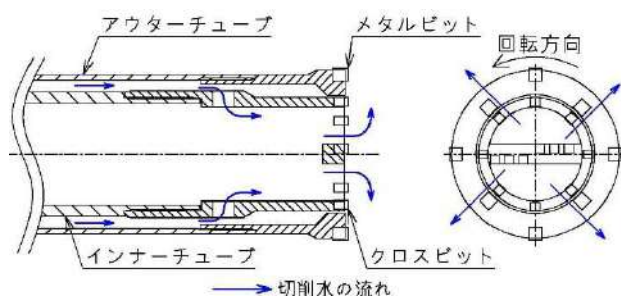


図-3 先端部における切削水の流れ

また、クロスビットに回転を伝達するインナーチューブは従来の外径73.0mm、内径66.9mm、肉厚3.05mmから同じ材質の外径73.0mm、内径60.5mm、肉厚6.25mmと肉厚を増やした管材を使用することにした。図-4にメタルビット用ノンコア削孔ツール（組立て状態、外管部、内管部）を示す。あわせて開発したダイヤモンドビット用ノンコア削孔ツールも含め、作業性と耐用性等を確認するため削孔試験を実施した。写真-1にメタルビット用削孔ツールを示す。

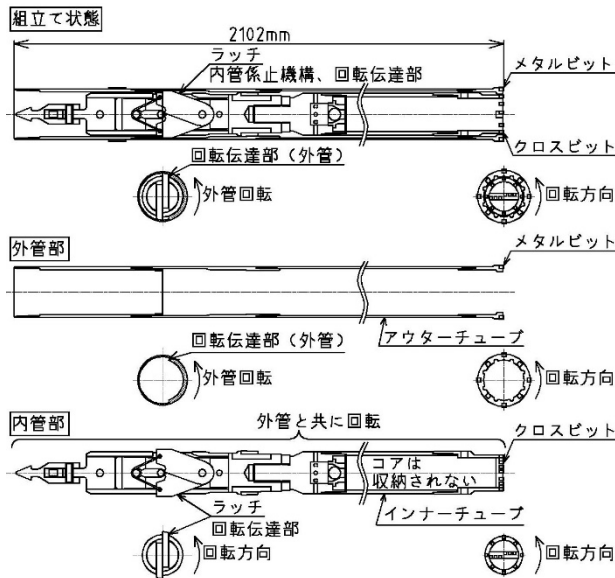


図-4 メタルビット用ノンコア削孔ツール



写真-1 メタルビット用削孔ツール

4. 削孔試験

ノンコア削孔試験は、佐賀県唐津市原の造成地にあるワイビーエム社有地で実施した。当該地盤は、一級河川松浦川の氾濫原に位置し、均質なゆるい砂質土が厚く分布しており、削孔試験は、その地表部5mで行った。図-5に事前のボーリング結果、図-6に削孔試験位置を示した。

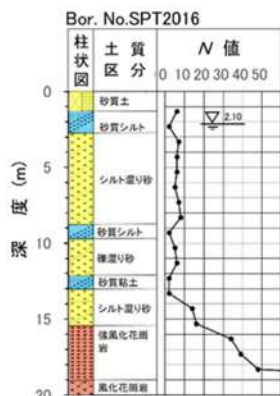


図-5 事前のボーリング結果

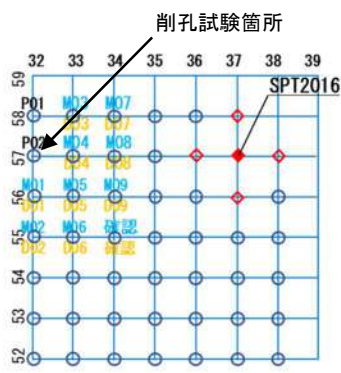


図-6 削孔試験位置

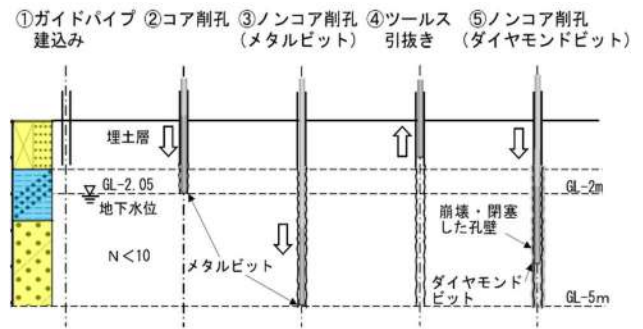


図-7 削孔試験工程

削孔試験工程を図-7に示した。削孔試験は、①ガイドパイプを建込み、②従来のシュートを装着したコアバーレルにより、GL-2.0mまでコア削孔した。ここに、削孔完了直後にコア切断のため、孔底より5cmの引き揚げを行った。次に③メタルビット用ノンコア削孔ツールを投入してGL-5.0mまで連続して削孔した。地層変化に対しダイヤモンドビットへの変更作業を想定して、④ツールズを全回収した。⑤コアバーレル先端をダイヤモンドビットに変更し、ダイヤモンドビット用ノンコア削孔ツールを挿入し、同じボーリング孔をGL-5.0mまで、回転、送水を伴いながら再挿入し、再度全回収した。

ここに、コア削孔、メタルビット用ノンコア削孔ツールでのノンコア削孔およびダイヤモンドビット用ノンコア削孔ツールでの再挿入は、いずれもメタルビットによるコア削孔時の最適仕様（削孔速度15min/m、回転数45rpm、送水量20L/min）³⁾にて実施した。

削孔後の点検において、回収したツールズには異常はなく、ノンコア削孔時、再挿入時のクロスビットの目詰まりは見られず、ツールズの交換作業も問題なく行われ、実用性が確認できた。

5. まとめ

今回、全自動ボーリングマシン開発の一環として、地質調査ではコアの採取をしない削孔区間もあり、その対応も必要なことから、不要なコア削孔をせず全断面切削に対応可能なノンコア削孔用ツールズを開発した。削孔試験の結果、ツールズの実用性は確認できた。実務に反映するために適正な削孔仕様を求めておく必要がある。

《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) 宮本哲臣・他:全自動ボーリングマシンの開発 — 軟弱地盤削孔用ワイヤーラインツールズの開発について —, 全地連「技術フォーラム 2021」(大阪), 2021.9
- 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

ー ワイヤーライン用ノンコア削孔ツールズによる削孔試験について ー

(株) ワイビーエム ○矢羽田 祥貴 (株) アサノ大成基礎エンジニアリング 立石 亮
 応用地質 (株) 河内 誠 川崎地質 (株) 近藤 勉 基礎地盤コンサルタンツ (株) 武政 学
 (株) クリステンセン・マイカイ 宮本哲臣 (株) ダイヤコンサルタンツ 谷 和繁 中央開発 (株) 福原 誠

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者減少による技術の伝承とオペレーター不足が危惧される¹⁾中、その対策として、全自動ボーリングマシンおよびそれに使用するワイヤーラインツールズの開発を進めてきた²⁾。ワイヤーラインはコア削孔専用ツールズであるが、地質調査では、孔内試験等ではノンコアボーリングも必要となる。そこで、本報では、新たに開発したノンコア削孔用ツールズ³⁾について、削孔仕様を求めるために行った削孔試験の結果について報告する。

2. 全自動ボーリングマシンとノンコア削孔ツールズ

今回開発したノンコア削孔ツールズは、全自動ボーリングマシンで採用しているワイヤーライン方式の特徴を利用して、地上からコアバーレル先端にツールズを投入するだけで、コアボーリングからノンコアボーリングに容易に変更できるよう計画した。図-1に全自動ボーリングマシンを図-2にノンコア削孔ツールズを示す。

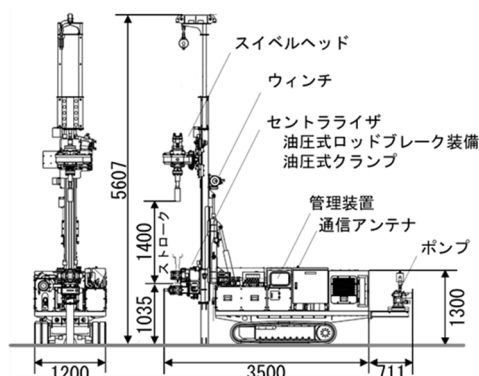


図-1 全自動ボーリングマシン

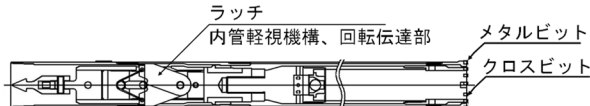


図-2 ノンコア削孔ツールズ

3. 削孔試験方法

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。当該地盤は一級河川松浦川の氾濫原にあり、緩い砂地盤が分布しており、削孔試験の対象層は造成埋土以深のGL-2m～GL-5mの3mの区間とした。図-3に試験場所、図-4に事前のボーリング結果を示す。

図-5に試験削孔手順を示す。地表からGL-2mまでは、従来のメタルビットを装着したワイヤーラインツールズ

によるコア削孔を行った。ここに、削孔仕様は削孔速度15min/m、回転数45rpm、流量20L/minとした。

コア削孔後、ノンコア削孔ツールズをコアバーレル先端に自由落下させてセットし、GL-2mからGL-5mまでを所定の削孔条件でノンコア削孔する（試験ケースA）。

ノンコア削孔後、先端ビット交換を想定し、コアバーレル引上げ、ダイヤモンドビットへ交換、ノンコア削孔ツールズを装着したコアバーレルにて、所定条件でGL-5mまでボーリング孔に再挿入した（試験ケースB）。



図-3 試験場所⁴⁾

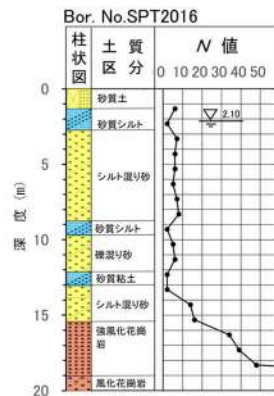


図-4 事前のボーリング結果

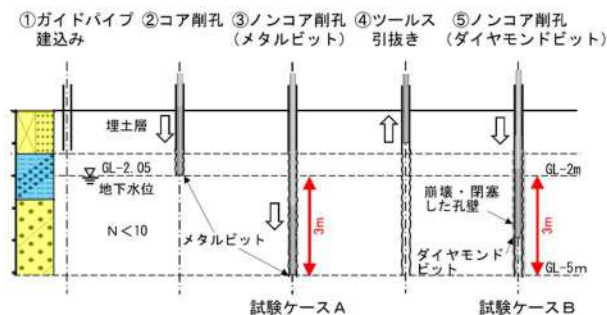


図-5 削孔試験手順

4. 削孔試験結果

削孔試験の位置を図-6に示す。ここに、メタルビットで行う試験ケースAについてはケース No. にM、ダイヤモンドビットで行う試験ケースBについてはケース No. のDをつけることで区分した。

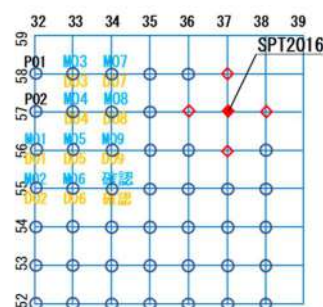


図-6 削孔試験位置

試験ケース A では、ノンコア削孔の最適値を確認するため、ロータリー式ボーリングにおける削孔の三要素(回転数、給進力、送水量)の組合せを変えて削孔試験を実施した。計測データ(削孔深度・回転数・回転トルク・貫入速度・給圧力・送水量・送水圧)のうち、回転トルクに着目して、品質工学手法を用いて SN 比で比較評価した。表-1に試験ケースと SN 比を示す。また、各 SN 比(M01~M09)の要因効果について解析を行った SN 比と水準の関係を図-7に示す。最適条件は SN 比が大きい水準を選定し、削孔速度15min/m、回転数60rpm、送水量30L/minであると推定した。その後、確認試験 M10により最適条件の SN 比が23.00dbであることから、推定が正しく、再現できていることを確認した。

次に、試験ケース B では、再挿入時のダイヤモンドビットにおける削孔仕様の最適値を確認するために、ノンコア削孔時と同様の評価方法で評価を行った。表-2に試験ケースと SN 比の結果を示す。また、各 SN 比(D01~D09)の要因効果について解析を行った SN 比と水準の関係を図-8に示す。最適条件は SN 比が大きい水準を選定し、削孔速度3min/m、回転数60rpm、送水量30L/minであると推定した。その後、確認試験 D10を行い、最適条件の SN 比は22.82db と高い優位性を確認することができた。

表-1 試験ケースA削孔試験の結果

ケース	M01	M02	M03	M04	M05	M06	M07	M08	M09	M10 確認
削孔速度(min/m)	5	5	5	10	10	10	15	15	15	15
回転数(rpm)	30	45	60	45	60	30	60	30	45	60
送水量(L/min)	10	20	30	30	30	10	20	30	10	30
SN比(db)	8.65	9.47	22.20	19.25	16.27	14.61	17.34	21.61	20.01	23.00

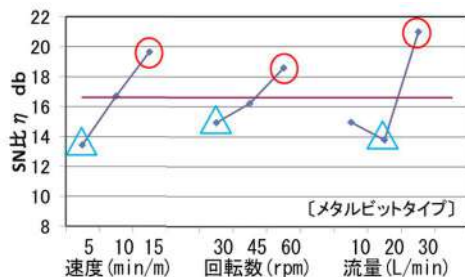


図-7 試験ケース A SN 比と水準の関係(要因効果図)

表-2 試験ケース B 削孔試験の結果

ケース	D01	D02	D03	D04	D05	D06	D07	D08	D09	D10 確認
削孔速度(min/m)	2	2	2	3	3	3	4	4	4	3
回転数(rpm)	30	45	60	45	60	30	60	30	45	60
送水量(L/min)	10	20	30	30	10	20	20	30	10	30
SN比(db)	3.79	14.41	18.04	20.02	26.60	6.12	10.76	13.93	8.96	22.82

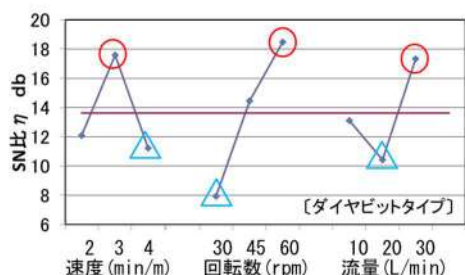
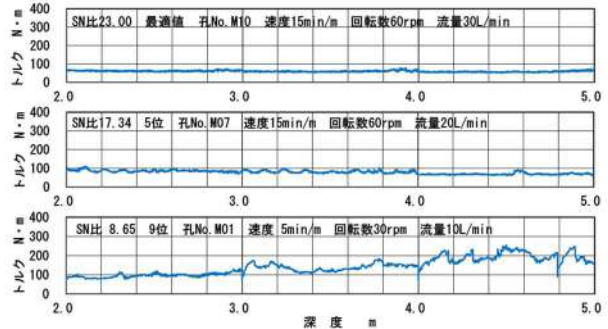


図-8 試験ケース B SN 比と水準の関係(要因効果図)

参考として図-9に試験ケース A, B の最適条件と比較として SN 比の第5位と第9位の試験ケースの深度と回転トルクの関係を示す。図-9から、最適値はいずれのケースもトルクが低くばらつきが小さいことが確認できた。

【試験ケース A ノンコア削孔】



【試験ケース B ノンコア再挿入】

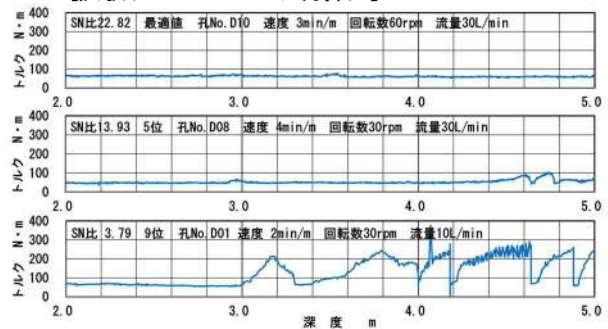


図-9 深度と回転トルクの関係

5. まとめ

ワイヤーライン方式にて地質調査を行う場合のノンコア削孔用ツールを開発し、ノンコアボーリングの削孔仕様を確認するために削孔試験を行った。削孔試験の結果、下記の仕様が確認できた。

①ノンコア削孔仕様

(メタルビット+クロスビット)

削孔速度15min/m、回転数60rpm、送水量30L/min

②ノンコア再挿入仕様

(ダイヤモンドビット+クロスビット)

削孔速度3min/m、回転数60rpm、送水量30L/min

軟弱層でのノンコア削孔では、送水量を30L/min に設定するため、削孔水で孔底を乱す可能性がある。そのためノンコア削孔での削孔終了時は流量を徐々に下げるなどの対処を検討し、システム化していく必要がある。

【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― その2ー、全地連「技術フォーラム2021」大阪、2021.9
- 3) 宮本哲臣・他：全自動ボーリングマシンの開発 ―ワイヤーライン用ノンコア削孔ツールの開発について―、全地連「技術フォーラム 2022」那覇、2022.11
- 4) スーパー地形陰影起伏図

調査対象は谷底平野を流れる1級河川に架かる橋長34.6m、有効幅員3.7mの旧橋であった。昭和8年に竣工した旧橋は、老朽化の激しいこと、幅員の狭隘なこと、河川通水を阻害することから新橋への架替え事業が進められていた。事例1と同じく旧橋の設計・施工図面は現存せ

ず、橋台・橋脚の形式および基礎の形状、撤去ボリュームを把握するために調査を行う必要があった（写真-3）。



写真-3 対象旧橋の現状

(2) 調査の制約と方針

旧橋は業務期間中も供用されていたため、橋上を占有して調査を行うことは難しかった。

橋脚のフーチング上は土砂が厚く堆積していたため、土砂掘削に対応できる機械ボーリングでフーチングの深さおよび平面形状を調査した。さらに、斜めボーリングでフーチング下の木杭の有無を調査した。

一方、橋台についてはフーチング深さの調査にコア削孔機、フーチング奥行の調査にオーリス（衝撃弾性波法）を活用した（図-4）。出水期開始までの約2週間で橋台の形状をある程度把握する必要があったことから、足場等の工作物の仮設を必要とせず、機動性の高いコア削孔機を採用した。

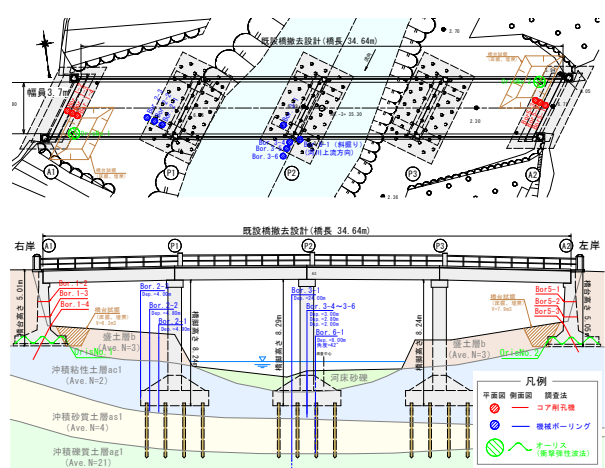


図-4 旧橋の平面図・側面図と各調査地点

(3) 調査の結果

各橋台で2点の水平削孔, 1点の斜め削孔を実施した(図-5). 作業は水平削孔4箇所 ($\Sigma L=2.9\text{m}$), 斜め削孔2箇所 ($\Sigma L=3.6\text{m}$) を2日で完了することができた.

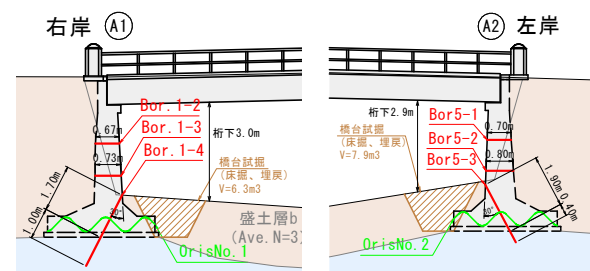


図-5 削孔結果図

橋台フーチング下の木杭の有無を調べるために、斜掘りにおいてフーチングを貫いた後、コアチューブの押し込みにより沖積粘性土層を追加削孔した。その結果、フ

一チング下の木杭は確認されなかった。一方でコアチューブ内壁に張り付いた粘性土の回収に苦労した(写真-4)。



写真-4 採取した粘性土

4. まとめ

コア削孔機による斜掘りの利点と注意点をまとめる。

(1) 利点

- ①概ね2～3mの天井高があれば、狭い作業空間での作業が可能であり、交通等の問題で道路上での調査が実施できない場合に有利である。
- ②橋台壁面から削孔することで、道路上からの削孔と比較して余計な削孔が発生せず、埋設管の損傷リスクも回避できる。
- ③機材の搬入・設置撤去が容易なため、機動性に優れ、特に削孔地点の多い場合に有利である。

(2) 注意点

- ①削孔長の長い場合は、コアチューブの引き上げに十分な天井高を確保するか、コアチューブを一本ずつ外す必要がある（低能率かつコア落下リスク高い）。
- ②土砂部の掘削に不向きであり、完全に地中に埋設された構造物調査には不利である。
- ③対象が鉄筋構造物の場合は、鉄筋探査結果をもとに削孔位置や角度を入念に検討する必要がある。

5. おわりに

インフラの老朽化に対するメンテナンスは我が国の課題であり、インフラの修繕及び更新業務は今後増えていくと考えられる(図-6)。

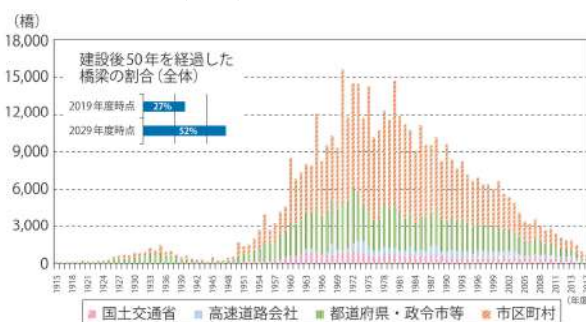


図-6 建設年度別橋梁数¹⁾

構造物の維持修繕において、その形状は重要な情報である。しかし、古い構造物では設計図・施工図が現存しないケースもあり、その場合は調査を行って形状を把握しなければならない。コア削孔機による斜掘りはそのような場面で活用できる現場技術であり、本例のような橋台フーチング深さに限らず、既設砂防堰堤の根入れ調査等に対しても活用できるものと期待する。

《引用·参考文献》

- 1) 国土交通省:令和2年度版国土交通白書, p.114, 2020.6

コアドリルを用いた堰堤調査事例

新協地水株式会社 ○二瓶 光, 山家 雄太, 高橋 友啓

1. はじめに

インフラ施設の長寿命化・老朽化対策では、施設の健全度を把握し、予防保全段階の対策を行うことがライフサイクルコストの縮小を実現する上で重要である。

砂防堰堤の老朽化に伴う補修設計の地質調査では、一般に機械ボーリングを用いた堰堤コアの採取が行われている。

しかし、調査が必要な既設砂防堰堤は、建設年代が古い場合が多いため、ボーリングマシンの搬入・仮設条件の難易度が高く、多大な費用と長期日数を要する。

本報告は、設計内容に応じ、工期短縮・低コスト化を目的とした、コアドリルによる既存堰堤調査の事例について示すものである。

2. 調査地の条件について

砂防堰堤調査の性質として、調査対象となる砂防堰堤は、建設年代が古く、砂防堰堤の資料（工事台帳等）が残されていない場合があり、堰堤構造（堤高、堤長、材料等）の正確な情報に乏しい。

補修設計には、既設堰堤の堤高や根入れ深さ、基礎地盤の種類等を調査する必要がある、これらの設計パラメータの取得に際しては機械ボーリングや弾性波速度試験等の採用が一般的である。

また、建設年代の古い堰堤は、工事用道路が消失し、堰堤へのアクセスが困難である場所が多く、人力で施工された石積堰堤もある。

設計パラメータは、砂防堰堤の状態（内部構造・堤体高）や基礎地盤の確認であることから、堤体中央や両端部による掘削とした。

設計パラメータを満足する方法で、かつ工期の短縮、費用の削減を図るため、大規模な仮設を要せず、資機材運搬の容易なコアドリルによる調査を提案した。

3. 従来工法との比較と調査結果について

(1) 従来工法（ボーリング調査）との比較

従来工法（ボーリング調査）との比較表を表-1に示す。

従来工法と比較し、掘削孔径や採取コア径に大きな差異は無く、コアの観察はボーリング調査と同様に行うことが可能である。

(2) コアドリル工法の長所

従来工法と比較し、全作業工程の短縮、調査費用が安価であること、大掛かりな運搬が不要であること、コアドリルを堰堤に直接設置する為、仮設が容易であること（写真-1）、河川増水時の資機材撤去が容易であること、ボーリング調査と同等のコア試料を採取することが可能

であること等がある。

(3) コアドリル工法の問題点

コアドリル工法の問題点としては、通常深掘に用いられる工法（汎用工法）ではないため、掘削深度・採取コア試料の状態は地層状況・堤体の状況に左右され、特に堤体のコンクリートの状態が悪いと、掘削効率、コア採取率が落ち、15mを超える掘削では、連結チューブの揚げ降ろしにより、作業効率が極端に落ちる等といった問題点が挙げられる。

また、本工法単体では堰堤の基礎地盤が土砂であった場合に強度の把握が困難であり、別途仮設を行い、原位置試験の実施等が必要となる。



写真-1 コアドリルによる掘削状況

表-1 従来工法との比較表

掘削工法	施設	砂防堰堤地質調査	
	掘削工法	機械ボーリング	コアドリルを用いたコア採取
	掘削深度	10.0m	10.0m
工法概要		・ロータリー式ボーリングマシン 5.5kw級を用いたコア試料採取 ・掘削孔径φ66mm, 採取コア径48mm	・コアドリル2700kw級を用いたコア試料採取 ・掘削孔径2・1/2in（63mm）, 採取コア径53mm
資材運搬 仮設概要	仮設数量	・水上足場（水深1.0m以下） ・モノレール運搬（50m以下） ・モノレール架設・撤去（50m以下）	・人肩運搬 ・実質計なし
全作業工程		モノレール架設2日, 資機材運搬仮設1日, 掘削4日, 資機材撤去1日, モノレール撤去1日 延べ9日程度	運搬設置～掘削3日, 撤去1日 延べ4日程度
工法の特徴	長所	・地質調査で広く用いられる汎用工法であり、確実性が高い。 ・地層（堤体）の状況に左右されない。 ・大深度、増掘への対応が容易である。 ・調査孔を用いた原位置試験の実施が可能。	・安価で、大掛かりな仮設、運搬が不要である。 ・河川増水時の資機材撤去が容易である。 ・機械ボーリング同等のコア試料を採取することが可能である。 ・砂防えん堤での掘削実績がある。
	短所	・掘削費用に対し、仮設費用が高額となる。 ・コアドリルと比較し、作業日数がかかる。 ・河川増水時の迅速な撤去は困難。 ・足場仮設はえん堤下流から組み上げ（通常の水上足場+14空m程度要）。 ・安全なモノレールルートの選定が困難。	・通常深掘に用いられる工法（汎用工法）ではないため、掘削速度・採取コア試料の状態は地層（堤体）の状況に左右される。 ・15mを超える掘削は作業効率が極端に落ちる。 ・調査孔を用いた原位置試験ができない（別途仮設を行えば実施可能）。

(4) 調査結果について

写真-2にコアドリルを用いて採取したコアを示し、写真-3にボーリングマシンを用いて採取したコアを示す。

これらの掘削箇所は、同一沢筋内の異なる堰堤で掘削したものである。

掘削速度を比較するとボーリングマシンでの掘削では掘削速度60～120 (cm/時) 程度、コアドリルでの掘削では掘削速度60～100 (cm/時) 程度であり、堰堤の掘削においては、掘削速度に大きな差異は無い。

コアドリルを用いて採取したコアとボーリングマシンを用いて採取したコアを比較すると、コアドリルを用いて採取したコアの品質は、ボーリングマシンを用いて採取したコアと同程度を確保することが出来る。



写真-2 採取コア状況(コアドリル)



写真-3 採取コア状況(ボーリングマシン)

4. コンクリートの品質と砂防補修設計について

(1) コンクリートの品質について

調査対象である砂防堰堤の多くは、昭和30年代より古い堰堤である。これらの砂防堰堤の主要材料が粗石コンクリートであり、多孔質のセメントペーストが流出して砂礫状となった脆弱部がみられる場合もある¹⁾。

過去に実施した砂防堰堤調査により採取したコンクリートについても粗石コンクリートが使用されており、1964年(昭和39年)以前に施工された砂防堰堤は単位体積重量が11.22～

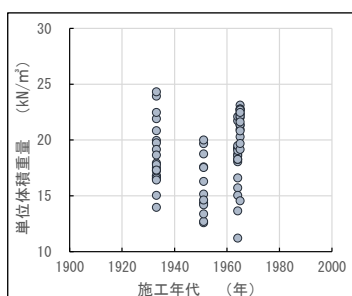


図-1 施工年代と単位体積重量

24.33kN/m³の範囲を示し、単位体積重量には幅があり、一般的な普通コンクリートの基準値²⁾ 22.5～23.0kN/m³を下回るものが多い(図-1)。

コンクリートの強度についても11.70～64.10N/mm²の範囲を示し、コンクリート圧縮強度の基準値³⁾である24N/mm²を下回るものがある(図-2)。

単位体積重量が大きいと圧縮強さも大きい傾向がある(図-3)。

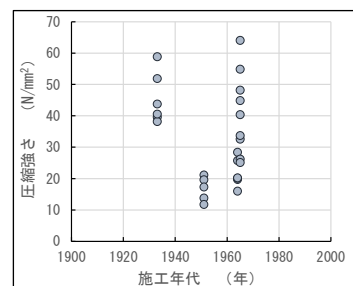


図-2 施工年代と圧縮強さ

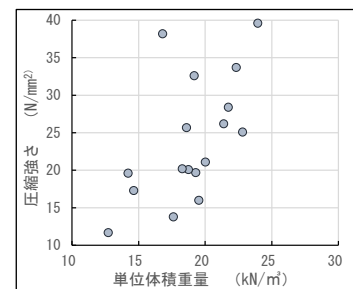


図-3 単位体積重量と圧縮強さ

(2) 砂防補修設計について

補修設計の段階では、既設砂防堰堤の重量、強度等が現行の基準を満たしていないため、補修は腹付けや嵩上げ等による補修が検討される場合が多い。

ただし、既設砂防堰堤の状態によっては、腹付け等では対応できず、設計に時間を要する。

このため、設計段階に応じたレスポンスの良い調査手法として、コアドリルによるコア採取が有用である。

5. まとめ

建設年代が古く、砂防堰堤の資料に乏しい既設堰堤の堰堤構造を把握する為の調査においては、コアドリルによるコア採取により、工期の短縮・低コスト化を実現することが出来た。調査期間の短縮・低コスト化により、多くの老朽化した砂防堰堤の調査を実施することが可能となることから、今後のインフラ施設の長寿命化・老朽化対策に係る事業の一助となることを願う。

《引用・参考文献》

- 1) 尾関 信幸・亀澤 奈央:「砂防堰堤におけるコンクリートの施工技術の変遷」, 砂防学会研究発表会概要集, 2014巻 B 号, B.404-B.405, 2014.
- 2) 公益社団法人土木学会:コンクリート標準示方書[設計編], 2018.
- 3) 一般社団法人日本建築学会:建築工事標準仕様書・同解説, 2018.

京都府の寺院境内における軽量型ボーリング調査事例

ハイテック株式会社 ○岩田克彦, 櫻井皆生, NGO XUAN LOC

1. はじめに

京都府京都市内に位置する 300 年の歴史がある寺院において、本堂建て替えに伴い地盤調査を実施した。

本事例では、発注者である寺院からの要望で、参拝者の迷惑にならないように調査を実施する必要があった。このため、モノレール架設すると参拝通路を塞ぐこと、作業ヤードが狭く 3m×2m の足場は仮設が困難なことから、通常のボーリングマシンでは調査が実施できなかった。したがって、軽量型ボーリング（ドクターモール®ボーリング）を使用し調査を実施した。

2. 調査方法

軽量型ボーリングと通常ボーリングの性能を表-1 に整理する。軽量型ボーリングの重量は、分割すると 1 つ 10～30kg 程度となる。本調査では、標準貫入試験も実施することから、標準貫入試験用ハンマーも 3 分割にできるものを使用し、人肩運搬での搬入が可能となった。

簡易型ボーリングは電動型とエンジン型¹⁾があり、電動型は 100V の電源で掘削可能なボーリングマシンである（写真-1 参照）。

ボーリング調査は寺院境内の庭園内で実施し、植木の伐採が出来ないことから狭い箇所では、1m×2m 程度の足場で作業を実施した（写真-2 参照）。

表-1 ボーリングマシン性能一覧

項目	軽量型ボーリング		通常ボーリング
	電動型	エンジン型	エンジン型
資機材総重量	300kg 程度	400kg 程度	1500kg 程度
マシン重量	20kg 程度	160kg 程度	300kg 程度
分解重量	15kg 程度	30kg 程度	50kg 程度
掘削能力	20m程度	30m程度	機械により変化
掘削深度最大	40m	50m	機械により変化
調査対象	通常ボーリングと同等		各種



写真-1 軽量型ボーリングマシン(電動型)作業例



写真-2 軽量型ボーリングマシン(電動型)作業状況

3. 通常のボーリングマシンと比較

軽量型ボーリングと通常ボーリングについて、作業工程と調査費用について比較する。

(1) 作業工程

1 孔 20m 掘削時の作業工程を表-2 に整理する。作業工程は現場状況により異なるが、今までの実績をもとに整理した。

表-2 調査工程比較一覧(1 孔 20m)

項目	軽量型ボーリング		通常ボーリング
	電動型	エンジン型	エンジン型
モノレール架設(50m)	-	-	1.0～1.5 日
運搬方法	人肩運搬主体で一部台車を使用		モノレール運搬
運搬(50m)	1.0～1.5 日	1.0～1.5 日	0.5～1.0 日
足場仮設(平坦地)	1～2 時間	1.5～3 時間	0.5～1.0 日
掘削(φ66, 礫混じり土砂相当)	7 日 (3m/日)	5 日 (4 m/日)	5 日 (4 m/日)
撤去	1～1.5 時間	1～2 時間	2～4 時間
移設	0.5～1.5 日	0.5～1.5 日	0.5～1.0 日
合計	10.5 日	8.5 日	8.5 日 (モノレール架設・撤去含まない)

軽量型ボーリングは、人肩運搬のため、運搬に時間を要するが、モノレール架設は不要であり、足場仮設はコンパクトであることから作業が速い。

掘削速度は、軽量型ボーリングの電動型は 100V の電源で掘削するため、エンジン型と比べトルクが弱く、掘削時間を要する。ただし、20m 掘削では 2 日程度の差である。エンジン型の掘削速度は通常ボーリングとほぼ同等である。

(2) 調査費用

調査費用一覧を表-3 に示す。運搬距離は 50m として算出した。モノレール架設の単価は積算資料²⁾を参考とし、人肩運搬は実績の単価とした。また、費用が同等の項目は省略した。

軽量型ボーリングはモノレール架設・撤去が不要なため、通常ボーリングよりも諸経費を抜いた金額で約 10 万円のコストを縮減して調査を実施できた。

表-3 ボーリング調査費用一覧

項目	軽量型ボーリング		通常ボーリング
	電動型	エンジン型	エンジン型
モノレール架設・撤去 (50m 以下)	-	-	23.8 万円
運搬 (50m 以下)	16.3 万円 (地質調査員相当 3 名×2 回)		3.8 万円
モノレール損料	-	-	+α
合計 (諸経費未計上)	16.3 万円		27.6 万円+α

4. 調査結果

軽量型ボーリングの電動型の掘削速度は地質が大阪層群の砂礫層が主体であり、玉石も混入することから 3m/日程度であった。掘削が進むにつれ、ケーシング挿入の深度が 15m を超えた付近よりトルクが弱く、ケーシングが回らなくなった。このため、エンジン型に交換せざるを得なかった。また、エンジン型の掘削速度は 4m/日程度であった。

ボーリングコアは、軽量型ボーリングの電動型、エンジン型ともに通常ボーリングと同等のコアを採取できた(写真-3)。

また、φ86 に拡孔し孔内水平載荷試験(普通載荷)を実施したが、試験結果からも問題なく作業ができたと考えられる。



写真-3 軽量型ボーリングにより採取したコア

5. まとめ・今後の課題

軽量型ボーリングマシンを使用することで、発注者からの要望を満たすボーリング調査を実施することができた。1m×2m 程度の小さな足場仮設での掘削であったが、通常ボーリングと変わらないコアが採取できた。

仮設条件にもよるが、大阪層群砂礫層の場合は 15m 程度の掘削では電動型、30m までの掘削ではエンジン型を選定することが望ましい。

また、モノレール架設・撤去が不要なため通常ボーリングよりコスト縮減が期待できる。

今後はドローン運搬等が実現できれば、より効率的な調査が可能になると考えられる。

《引用・参考文献》

- 1) 株式会社 KANSO テクノス:技術リーフレット モバイルボーリング <http://www.kanso.co.jp/aboutus/leaflet.html> (確認日:2022.7.14.);共同開発者
- 2) 一般社団法人建設物価調査会:建設物価,p.867,2022.7.

【37】

二方向メガトルク载荷装置によるひずみ速度を変えた非排水繰返し試験

基礎地盤コンサルタンツ株式会社 ○ 井上 大地, 山田 真一

1. はじめに

ひずみ制御による非排水繰返し試験の需要が増加している。そこで、この需要に対応するため新規に二方向メガトルク载荷装置を開発した。同装置は鉛直方向及び、ねじり方向の繰返し载荷が可能という特徴を有している。

本報告は、同装置の特徴、および同装置を用いて実施したひずみ速度を変えた非排水繰返し三軸試験結果及び、通常の応力制御による繰返し試験との比較である。

2. 試験方法

(1) 試験装置

試験装置を写真-1に示す。同装置は、鉛直方向及び、ねじり方向の繰返し载荷が可能である（同時载荷も可能）。また、パルスジェネレーターを導入したことにより実績でひずみ速度10%/min(h:10cm 換算、鉛直方向)の繰返し载荷を実現した。

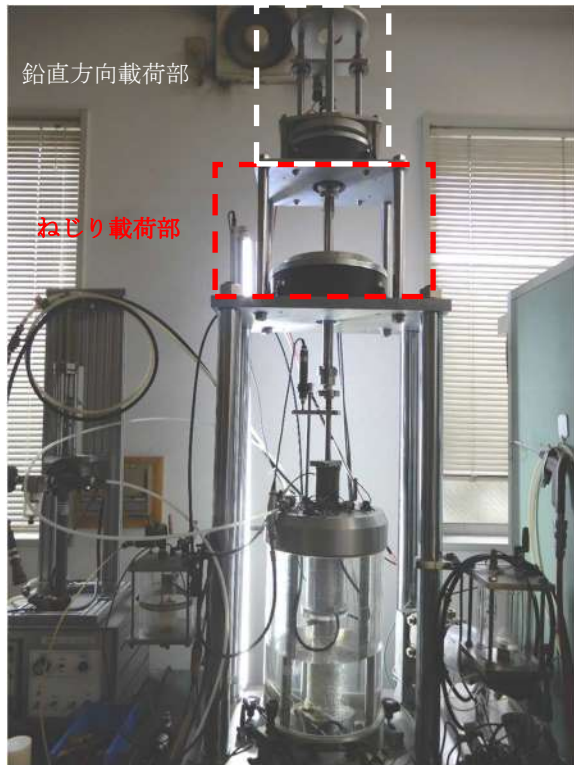


写真-1 二方向メガトルク载荷装置

表-1 ひずみ速度、応力振幅一定非排水繰返し三軸一覽表

供試体No.	1	2	3	4	5	6	7
ひずみ速度 $\dot{\epsilon}_a$ (%/min)	1	2	5	10	1	1	1
繰返し応力振幅比 $\sigma_{dp}/2\sigma'_c$	0.3				0.4	0.25	0.23
繰返し载荷回数 N_c (DA=5%)	14,14.5	10.5,12	7	7.5	3.8	18.6	56.5

*) ひずみ速度 1, 2%は再現性確認のため2回実施。

(2) 試験条件

- ①試料: 豊浦砂 $D_r=60\%$
- ②供試体寸法: 直径5cm, 高さ10cm
- ③飽和条件: B 値 ≥ 0.95 , 背圧 $=100\text{kN/m}^2$
- ④応力条件: 等方応力状態 $\sigma'_c=100\text{kN/m}^2$
- ⑤供試体作製方法: 5層湿潤締固め法
 $w=8\%$ で作成し、凍結
- ⑥载荷条件: 非排水応力振幅一定繰返し载荷
Case1: ひずみ制御 1, 2, 5, 10%/min
Case2: 応力制御 载荷周波数 0.1Hz

3. 試験結果

試験結果一覽表を、表-1に Case1, 表-2に Case2をそれぞれ示す。

(1) ひずみ速度を変えた応力振幅一定繰返し三軸試験

図-1 に 10%/min の典型的な試験結果を示す。応力振幅が 60kPa (応力比=0.3) で良く制御されていることがわかる。

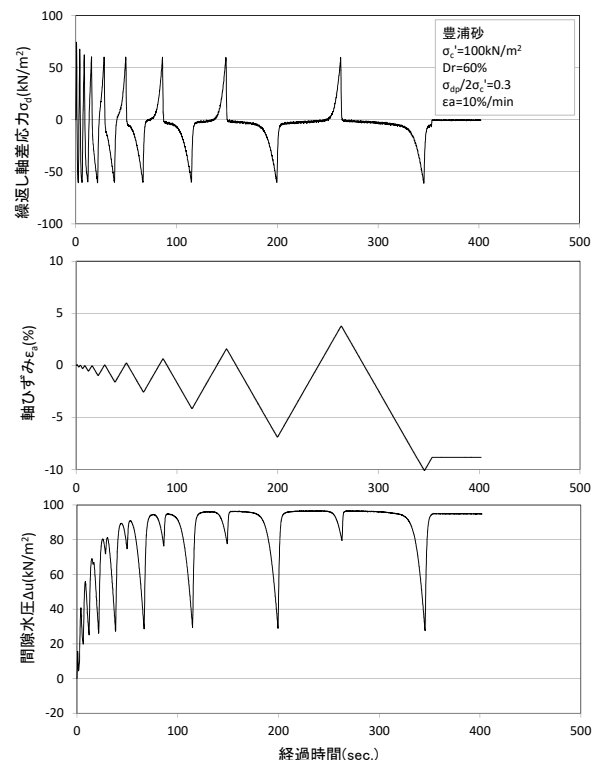


図-1 ひずみ制御試験の典型的時刻歴

表-2 応力振幅一定非排水繰返し三軸試験一覽表

供試体No.	1	2	3
载荷周波数(Hz)	0.1		
繰返し応力振幅比 $\sigma_{dp}/2\sigma'_c$	0.252	0.302	0.404
繰返し载荷回数 N_c (DA=5%)	25.6	11.5	4

図-2にひずみ速度 $\sim N_c (\epsilon_{DA}=5\%)$ の関係を示す。図から、ひずみ速度の増加に伴い $N_c (\epsilon_{DA}=5\%)$ が低下していることがわかる。この原因は、図-3過剰間隙水圧 $\sim N_c$ 関係からわかるように、過剰間隙水圧がひずみ速度が速くなると大きくなる傾向にあるためと考える。それに応じて、図-4繰返し回数 $N_c \sim$ ひずみ関係に示すように軸ひずみが増加する傾向を示している。今後、詳細な検討が必要と考える。

ところで、応力制御試験では荷重周波数0.1～1Hz で速度の影響はないとされている。しかしながら、応力制御ではひずみ速度が荷重中に非常に大きく変化しておりひずみ速度の依存性は評価することはできない。図-2, 3, 4の結果からわかるようにひずみ速度依存性は存在する。

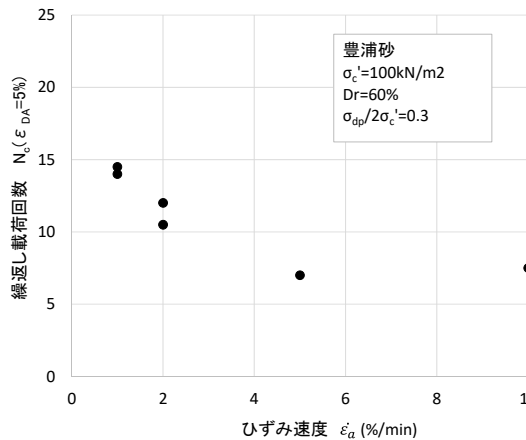


図-2 ひずみ速度 $\epsilon_a \sim$ 繰返し荷重回数 $N_c (\epsilon_{DA}=5\%)$ 関係

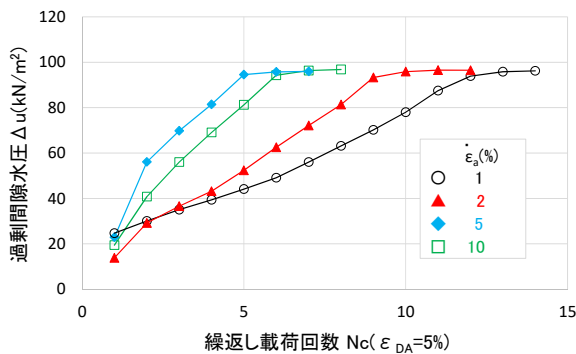


図-3 繰返し回数 $N_c (\epsilon_{DA}=5\%) \sim$ 過剰間隙水圧 Δu 関係

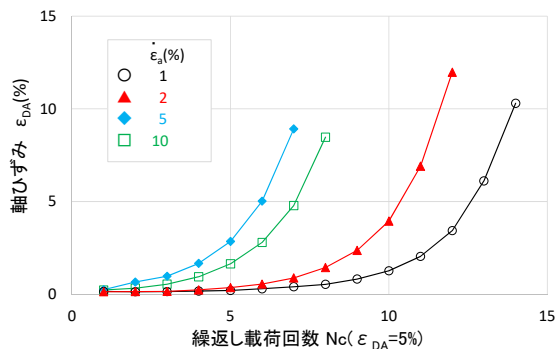


図-4 繰返し回数 $N_c (\epsilon_{DA}=5\%) \sim$ 軸ひずみ ϵ_{DA} 関係

(2) 通常の非排水繰返し試験との比較

図-5はひずみ制御、応力制御試験結果の比較である。図から、液状化強度の指標 $\epsilon_{DA}=5\%$, $N_c=20$ は、ひずみ速度=1%の結果が応力制御とほぼ整合していることがわかる。

但し、これは豊浦砂のようなきれいな砂の結果であり、すべての材料に当てはまる訳ではない。また、図-6に有効応力径路の比較図を示す。図から○印で示した原点付近の挙動は応力制御では把握できない。原点付近の挙動、各種解析パラメータを把握するためにはひずみ制御の試験の併用、通常の応力制御4供試体+ひずみ制御1供試体という組み合わせが有効と思われる。

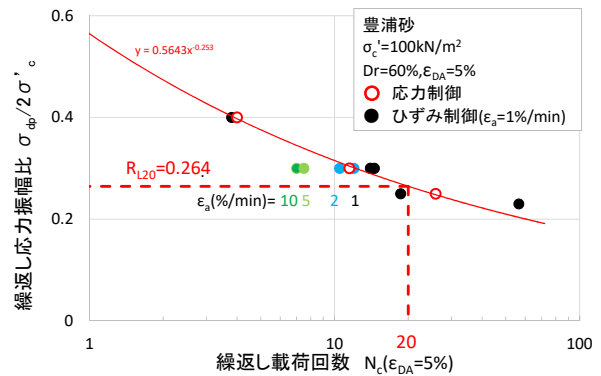


図-5 液状化強度曲線

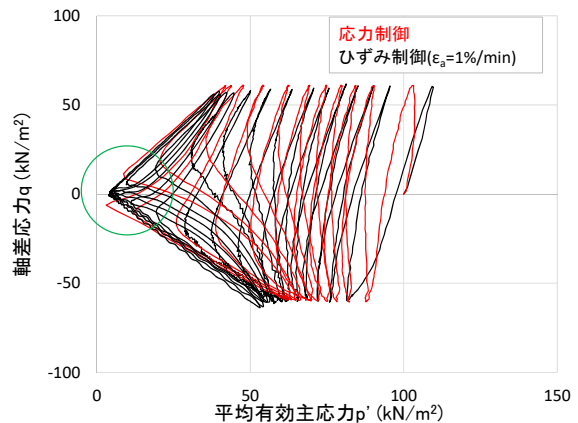


図-6 有効応力径路

4. まとめ

今回の実験結果から

- ① ひずみ速度の増加に伴い $N_c (\epsilon_{DA}=5\%)$ は減少する。
- ② 応力制御とひずみ制御 $\epsilon_a=1\%$ の液状化の指標である R_{L20} はほぼ整合する。但し、豊浦砂のようなきれいな砂に限定される。

今後、以下のことを実施する予定である。

- ・ ひずみ速度0.1%/min(遅い速度)の試験を実施する。
- ・ 密度を変えた試験を実施する。
- ・ 荷重速度を段階的に変化させた試験を実施する。
- ・ ねじり試験で同様な試験を実施する。
- ・ 累積エネルギーを求めひずみ制御、応力制御の相違について検討する。

中空ねじり試験機を用いた液状化強度試験

中部土質試験協同組合 ○ 久保裕一，法安章二
名城大学 小高猛司

1. はじめに

地盤工学会関東支部では「中空ねじりによる液状化強度試験の高精度化に関する研究委員会」が設立され「土の変形特性を求めるための中空円筒供試体による繰返しねじりせん断試験」 JGS 0543-2020（以下，中空ねじり試験）での試験機を用いた液状化強度試験の基準化に向けて活動している。本報では，密度の異なる豊浦標準砂を用いて実験を行ったので，試験結果の一部を報告する。

2. 試験方法と使用試験機

試験機は空圧式サーボ，アクチュエーターを採用し，回転はラックアンドピニオンギアにより，水平方向の動きを鉛直軸回転方向に変化させる。フィードバックは応力制御，ひずみ制御のどちらかを選択可能である。各計測器具は，鉛直軸変位に外部変位計（最大15mm），大回転計にポテンションメーター（最大30度），小回転計にギャップセンサー（最大2度）を使用した。材料は豊浦標準砂を使用し，空中落下法により中空供試体を作成，相対密度 $Dr=40, 60, 80$ の3種類。周波数は正弦波0.1Hz，応力制御，ゴムスリーブ厚さ0.3mm 補正無し，拘束圧は100kPa とした。

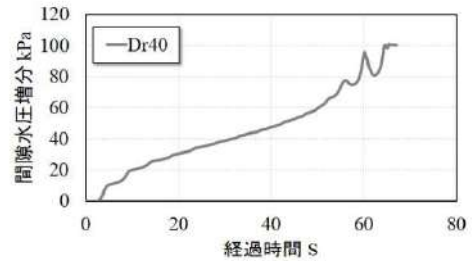
3. 試験結果

(1) 間隙水圧増分～経過時間

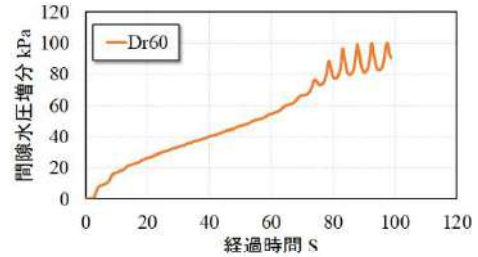
図-1に間隙水圧増分～経過時間を示す。図は各相対密度のせん断応力15kPa のみを示したものである。間隙水圧増分は，全ての密度条件において，载荷直後に大きく上昇。その後，時間経過とともに小さな上下動で緩やかに上昇，間隙水圧増分が80kPa 付近から急激に大きく変動し液状化に至る。この現象は特に緩詰の $Dr=40$ で顕著で，間隙水圧増分80kPa 付近から1波で液状化に至っている。また，初期载荷でも他の密度と比較して上下動がやや大きいのが特徴である。この現象は他のせん断応力，17.5kPa，20kPa でも同様に観察された。

(2) せん断応力～有効応力

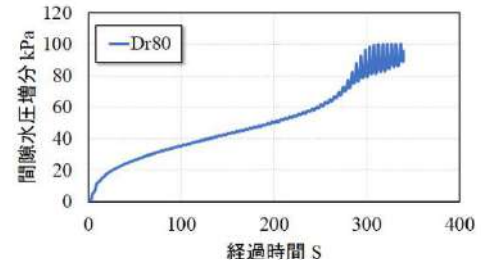
図-2にせん断応力～有効応力を示す。図は各相対密度のせん断応力15kPa のみを示したものである。有効応力は全ての密度条件において初期载荷で大きく低下，その後，液状化前の20kPa 付近で再び大きく減少し，液状化に至る。液状化前に大きく有効応力が減少する値はいずれも20kPa 付近で，前述した間隙水圧増分が影響していると考えられる。せん断応力は左右均等に载荷され，液状化に至る直前にやや低下する程度である。液状化前に観察される変相は比較的明瞭で，大きく有効応力が低下した直後に現れている。この現象は他のせん断応力17.5kPa，20kPa でも同様に観察された。



(a) $Dr=40$ での間隙水圧増分

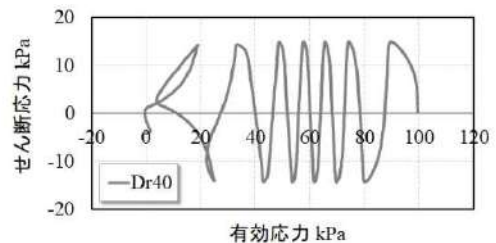


(b) $Dr=60$ での間隙水圧増分

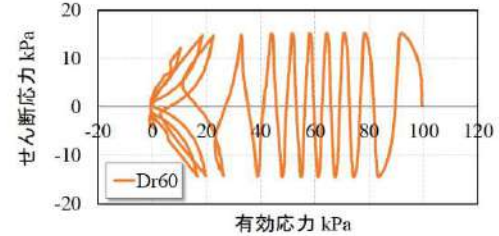


(c) $Dr=80$ での間隙水圧増分

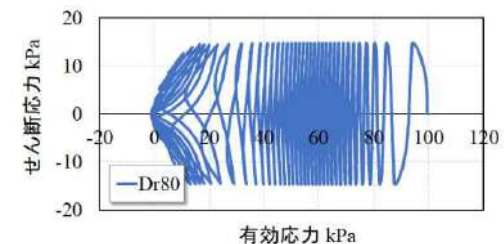
図-1 間隙水圧増分～経過時間関係



(d) $Dr=40$ での有効応力



(e) $Dr=60$ での有効応力

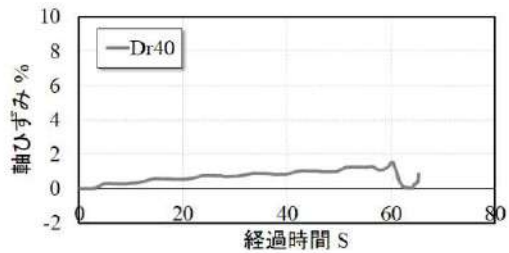


(f) $Dr=80$ での有効応力

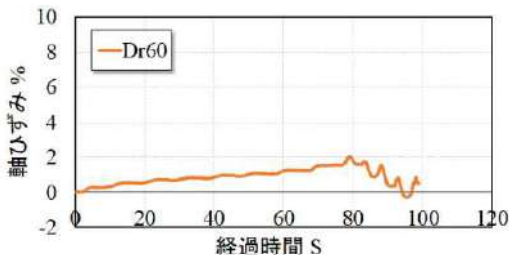
図-2 せん断応力～有効応力関係

(3) 軸ひずみ～経過時間

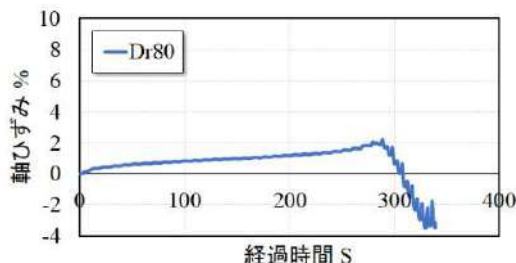
図-3に軸ひずみ～経過時間を示す。図は各相対密度のせん断応力15kPaのみを示したものである。軸ひずみは全ての密度条件において経過時間とともに圧縮方向（正の値）に徐々に増加し、ピーク後に伸張方向に転じ液状化に至る。この傾向は、密詰めになるほど顕著に現れ、Dr=80では最終的に初期状態より4%程伸張して液状化に至っている。Dr=40では沈下から伸張に転じ液状化するが、初期状態より伸張するまでには至っていない。これはダイレイタンスの影響であると考えられ、密詰めほど液状化時の伸張が顕著となっている。この現象は他のせん断応力17.5kPa、20kPaでも同様に観察された。



(g) Dr=40での軸ひずみ



(h) Dr=60での軸ひずみ

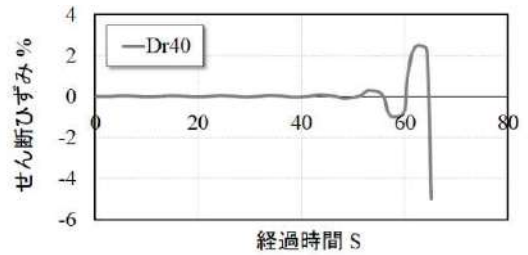


(i) Dr=80での軸ひずみ

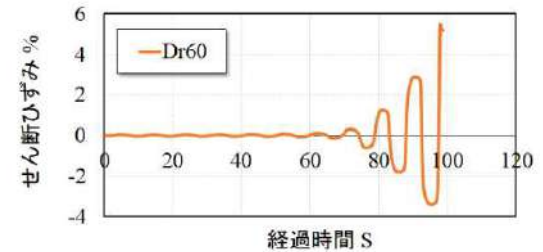
図-3 軸ひずみ～経過時間関係

(4) せん断ひずみ～経過時間

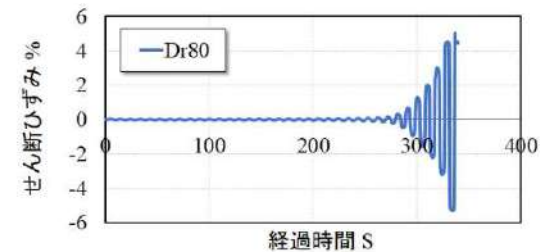
図-4にせん断ひずみ～経過時間を示す。図は各相対密度のせん断応力15kPaのみを示したものである。図から、全ての密度条件において、せん断ひずみは荷重初期から小さいひずみのまま進行するが、ある経過時間から大きく上下に変動し液状化に至る。Dr=40では、特に急激に液状化に至っている。せん断ひずみが増加し液状化に至る経過時間に着目すると Dr=40で約60秒、Dr=60で約80秒、Dr=80で約280秒となり、図-3の軸ひずみのピークの経過時間とはほぼ同調する。また、図-1の間隙水圧増分が変動する時間も同様である。これらの現象は他のせん断応力でも観察され、液状化に至る経過時間は、軸ひずみ、間隙水圧増分と深く関係することが推察できる。



(j) Dr=40でのせん断ひずみ



(k) Dr=60でのせん断ひずみ



(l) Dr=80でのせん断ひずみ

図-4 せん断ひずみ～経過時間関係

(5) せん断応力～繰返し回数

図-5に両振幅軸ひずみ7.5%で整理した、せん断応力～繰返し回数を示す。図から、三軸試験機を使用した場合と同様に、密度変化、せん断応力の増加に応じ、繰返し回数が減少し、中空ねじり試験機でも所定の繰返し回数の液状化強度を求めることが可能である。

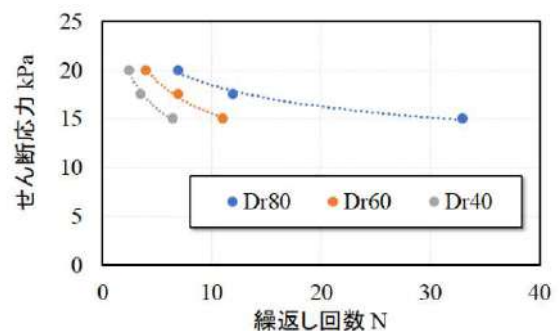


図-5 せん断応力～繰返し回数関係

4. まとめ

相対密度を変化させた豊浦標準砂を用い、中空ねじり試験機にて液状化強度試験を実施し、各計測データを報告した。中空ねじり試験機を用いることにより、現地盤に近い単純せん断モードでの繰返し載荷が可能であり、鉛直縦軸方向のひずみを計測する事が可能であることなど三軸試験機を用いるよりも多くの情報を得ることが可能であった。今後も本研究委員会のもと、基準化に向け積極的に活動していきたい。

パラフィン法による礫まじり土等の湿潤密度試験

株式会社東建ジオテック ○ 前野 和史, 井上 純一, 若林 信

1. はじめに

ブロックサンプリングによって採取された写真-1のような試料の湿潤密度を得る為には、通常のノギス法に規定されている形状に成形することが困難である。そこでパラフィン法により湿潤密度試験を行った。

本報告はその試験結果の妥当性を評価するため、様々な試料に対してパラフィン法とノギス法で比較試験を実施した結果についてまとめたものである。



写真-1 成形が困難な礫まじり土

2. 湿潤密度試験方法の種類と適応土質

湿潤密度試験方法の種類と適応土質について表-1に示す。ノギス法は、力学試験用の供試体をそのまま測定することも可能で、試験器具が比較的簡単かつ安価、および所定の精度が得られることなどから最も多く用いられている。適応する土質は所定の形状に成形可能かつ表面がなめらかに仕上げられる試料である。一方、礫や砂が多く混入し成形が困難な試料に対してはパラフィン法が用いられ、あらゆる土質に適応可能とされている。

表-1 試験方法の種類と適応土質¹⁾

	試験方法の種類	適応土質
寸法測定法	ノギス法	成形しやすく試料表面が比較的なめらかに仕上げられる粘性土および砂質土（一軸圧縮試験などの供試体）
	テープ法	ノギスでは測定が困難なほど柔らかい粘性土で、試料表面がなめらかに仕上げられるもの（一軸圧縮試験などの供試体）
	レーザー測定法	ノギス法に準じる
体積置換法	パラフィン法	あらゆる土質に適応できる（飽和・不飽和粘性土、砂質土、乾燥土）
	ケロシン法	あらゆる飽和粘性土、および成形状態と飽和状態が保てる砂質土（一軸圧縮試験などの供試体）
	水銀法	主として粘性土に適応（試料が少ない場合）

3. 試験試料および供試体

比較を行った試料の粒度試験結果および分類を表-2に示す。供試体の体積が測定精度に影響を与えるので、可能な限り大きな供試体を作成した。また、比較した供試体は同一のものを使用した。細粒分が少なく自立しない砂質試料に対しては事前に凍結させたうえで試験を行った。また、まさ土については締め固めによって高さ約100mm、直径約50mmの円柱供試体を作成したうえで試験を行った。

ノギス法の成形は、トリマー、ワイヤソー、直ナイフ、マイターボックスを使用した。

表-2 各試料の粒度試験結果および分類

番号	粒度				分類
	礫分%	砂分%	細粒分%	最大粒径mm	
①	0	2.5	97.5	0.106	シルト（高液性限界）
②	0	20.7	79.3	2	砂まじり火山灰質粘性土（Ⅱ型）
③	0.5	13.2	86.3	4.75	砂まじり火山灰質粘性土（Ⅱ型）
④	1.6	14.9	83.5	4.75	砂まじり火山灰質粘性土（Ⅱ型）
⑤	0	4.3	94.7	0.425	砂まじり火山灰質粘性土（Ⅱ型）
⑥	0	23.3	76.7	2	砂質シルト（低液性限界）
⑦	0	20.7	79.3	2	砂質シルト（高液性限界）
⑧	粒度試験対象外				泥炭
⑨	55.7	36	8.3	19	細粒分まじり砂質礫（まさ土）
⑩	55.7	36	8.3	19	細粒分まじり砂質礫（まさ土）
⑪	16.7	76.1	7.2	26.5	細粒分まじり礫質砂
⑫	18.8	70.8	10.4	26.5	細粒分まじり礫質砂
⑬	0	98.7	1.3	2	分級された砂

4. 比較試験結果および考察

ノギス法およびパラフィン法の比較試験結果を図-1に示す。

沖積粘性土ではノギス法が0.02Mg/m³大きく測定された。これは対象試料が非常に柔らかい粘性土だったため、注意深く測定してもノギスが試料にわずかに食い込み体積が小さく測定されたこと並びにトリマーカット時の若干変形が要因として考えられる。

ロームおよび火山灰質粘性土ではわずかな差異があったもののおおむね近い値を示した。

砂質シルトでは硬質の試料でノギス法が 0.03Mg/m^3 小さく測定された。これは非常に硬い試料であり注意深く成形しても表面が滑らかに仕上げることができず、ノギスでの測定時にやや過大に直径が測定されたことが要因として考えられる。

高有機質土ではわずかに差異が生じたが実用上問題のない程度であるとする。今回は1供試体のみの比較となったが、高有機質土はその状態によってノギス法とパラフィン法による差異が大きくなることが予想できる。今後、より未分解の試料や軟弱な高有機質土についても検証したい。

まさ土では最大で 0.04Mg/m^3 ノギス法の方が小さく測定された。いずれの試料も礫分が50%以上(最大粒径19mm)であり、今回比較した試料の中で最も供試体表面の凹凸が目立つものだった。この凹凸によりノギス法での測定時に体積を過大に算出したことが要因として考えられる。

凍結試料では最大 0.02Mg/m^3 の誤差が生じたが実用上問題ない精度で測定可能であるとする。

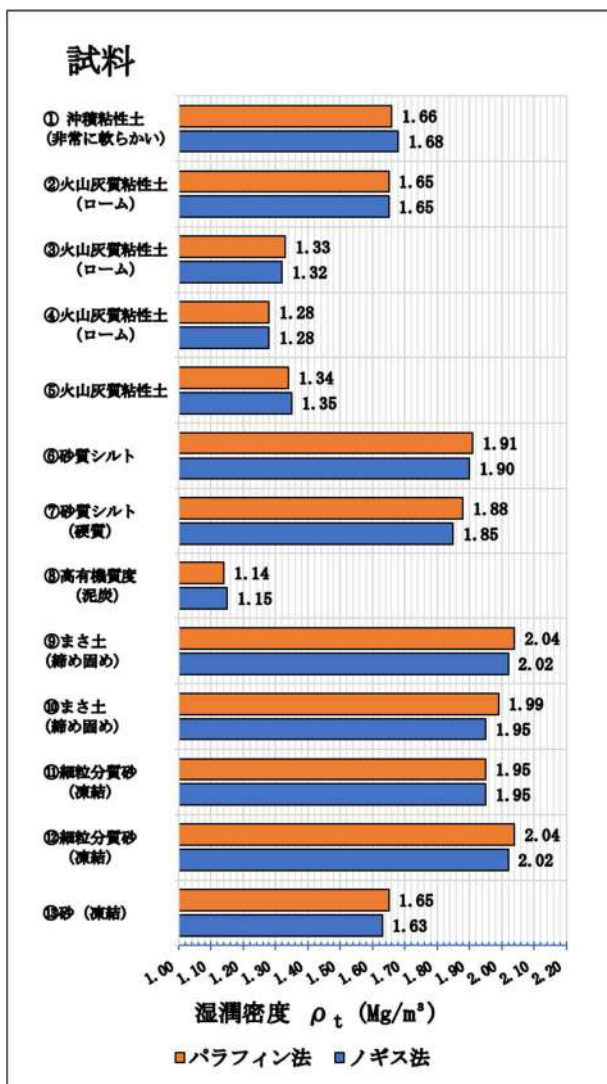


図-1 比較試験結果一覧

5. 凍結試料に対するパラフィン法

当初凍結試料はパラフィン塗布中に試料が溶けてしまうためパラフィン法は困難であると考えていた。しかし実際には手早く行えば試料が解ける前にパラフィンを塗布することが可能であった。これは砂質試料に限らず礫が70%以上混入した礫質試料であっても同様であった。ただし礫径が大きく、礫間に砂や粘性土が詰まっておらず間隙が比較的大きい試料などは供試体内部の間隙までパラフィンが浸透してしまうことが考えられるため結果の扱いには注意が必要である。

いずれの凍結試料もパラフィン塗布中および塗布直後はパラフィンと供試体の温度差によりパラフィンにクラックが生じることがあった。そこでパラフィンをやや厚く塗布し、さらに水中へ投入する前にクラックの有無を注意深く観察する必要がある。万が一水中での質量測定中に供試体周辺から断続的に気泡が発生する場合はクラックやパラフィンに覆われていない箇所が存在し供試体に水がしみ込んでいる可能性があるため再試験が必要となる。また凍結試料にパラフィン塗布した後は供試体温度と室温が大きく異なり結露により質量の測定に誤差が生じることから室温になるまで静置したのちに質量を測定する必要がある。

6. まとめ

表面を滑らかに仕上げるのが困難な試料ほどパラフィン法の方が供試体の凹凸を含んだ体積を測定することとなり、体積がより小さく測定されることから湿潤密度は大きくなる傾向を予測していた。結果としてわずかながら予測通りの傾向が確認された。また今回のすべての試験結果のノギス法とパラフィン法の差を平均するとおおよそ 0.01Mg/m^3 となり、今回比較した試料では2種類の試験方法の結果に大きな差は見られなかった。しかし、軟弱な粘性土に関しては、ノギス法での試験結果には成形時の影響が大きく、十分注意が必要であると言える。

これらの比較試験結果からはじめに述べた成形困難な礫まじり土に対して行ったパラフィン法による湿潤密度試験の結果は妥当であると評価した。

《引用・参考文献》

- 1) 地盤工学会:地盤材料試験の方法と解説[第一回改訂版]-二分冊の1-, pp199~209, 2020

【40】

粒度試験（沈降分析）における浮ひょう読み取りの自動化への試み（その3）

（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

土の粒度試験(JIS A 1204)は、ふるい分析(土粒子の粒径が 75mm～75 μ m)と沈降分析(75 μ m 未満)で実施される。沈降分析では、浮ひょうによる測定については、「静置後 1 分及び 2 分の読み取りでは、メスシリンダー内に浮ひょうを入れたままでよいが、その後の読み取りでは読み取り後に浮ひょうを必ず抜き出し、浮ひょうに付着した汚れを拭いとる。」と規定されている¹⁾。この方法の課題として、浮ひょうの出し入れによる土懸濁液の攪拌や、浮ひょうの上下動による読み取り値への影響が挙げられている。また、土質試験の実務面でみると沈降分析開始から 60 分間、試験者はメスシリンダーの近傍を離れることができない。さらに、JIS 規格では沈降分析開始後 240 分および 1440 分まで測定することになっており、試験者の長時間拘束という大きな負担を抱えている。

本報告では、同一試料を用いて従来型の計測方法（以下、JIS 法と呼ぶ）とレーザー測器による自動計測方法（以下、提案法と呼ぶ）の2つの方法で沈降分析を実施し、両者の粒径加積曲線を比較し、沈降分析の自動化への試みを検討する。

2. 試料と比較試験方法

比較試験に用いた試料は自然地盤よりサンプリングした30試料（内訳：粘性土14、砂質粘土8、粘性土質砂8試料）である。表-1にはそれらの液性限界、塑性限界、塑性指数を示す。比較試験では炉乾燥質量に換算した約50gを分取し、1lの懸濁液にしてメスシリンダーに入れ攪拌・分散後、沈降分析を実施した。沈降分析は浮ひょうとメスシリンダーの組合わせを変えずに、JIS 法と提案法について、それぞれ1試料当たり3供試体ずつ実施した。提案法の測定概要は図-1の通りであり、測定時間ごとに浮ひょうの頂点のターゲットの高さをレーザー測器で読み取り、浮ひょうの読みに変換する。なお、提案法による浮ひょうの読み取りでは、沈降分析中の浮ひょうの出し入れが作業上困難であるため、浮ひょうは実験開始から終了まで、入れたままで測定した。浮ひょうの出し入れが沈降分析に及ぼす影響については、過年度の研究により有意な影響がみられないことを確認している^{2),3)}。

表-1 使用した試料の物性値

物性(試料数)	液性限界(%)	塑性限界(%)	塑性指数
粘性土(14)	47.5～114.4	24.4～46.3	19.1～77.2
砂質粘土(8)	41.7～69.7	21.4～29.7	13.2～40.0
粘性土質砂(8)	30.6～47.5	17.4～30.3	13.2～22.4

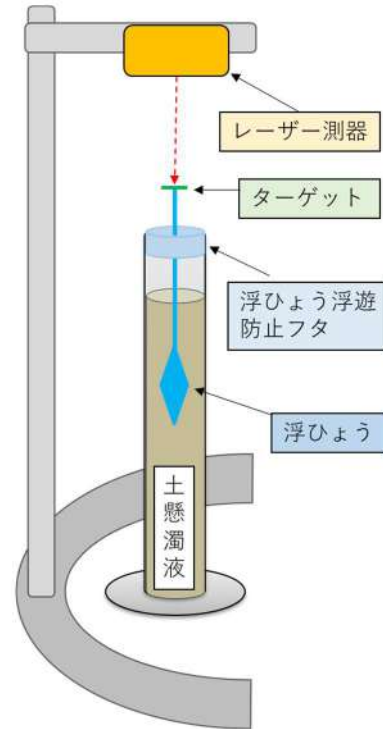


図-1 提案法の概略図

3. JIS 法と提案法の試験結果とその検討

図-2に今回試験した試料の中から物性が異なる代表的な4試料の JIS 法および提案法それぞれ3回の粒径加積曲線とその平均の粒径加積曲線を示す。これらによると、JIS 法及び提案法の粒径加積曲線は全く同一な形状とは言い難い。そこで、JIS 法および提案法で求められた粒径加積曲線の形状の違いを明確にするために、粒径が 0.05mm、0.02mm、0.005mm、0.002mm における通過質量分率を求め、両者を比較した（図-3）。物性値の違いをコンシステンシー特性のひとつである塑性指数 I_p で表し、塑性指数 I_p が20未満、20以上40未満、40以上の3区分に分けて整理した。これらの結果より、塑性指数 I_p がどの場合でも JIS 法と提案法による通過質量分率に大きな差はないことが確認できる。また、それぞれの相関係数は (a) $I_p < 20$ で0.998、(b) $20 \leq I_p < 40$ で0.998、(c) $I_p \geq 40$ で0.979であり、非常に高い相関関係であることが確認できる。これらのことから、JIS 法と提案法による測定方法の違いが粒径加積曲線の形状に与える影響は、非常に小さいことが明らかである。今回実施した比較試験から、浮ひょうの自動計測（提案法）を実務に用いても問題がないものと考えられる。

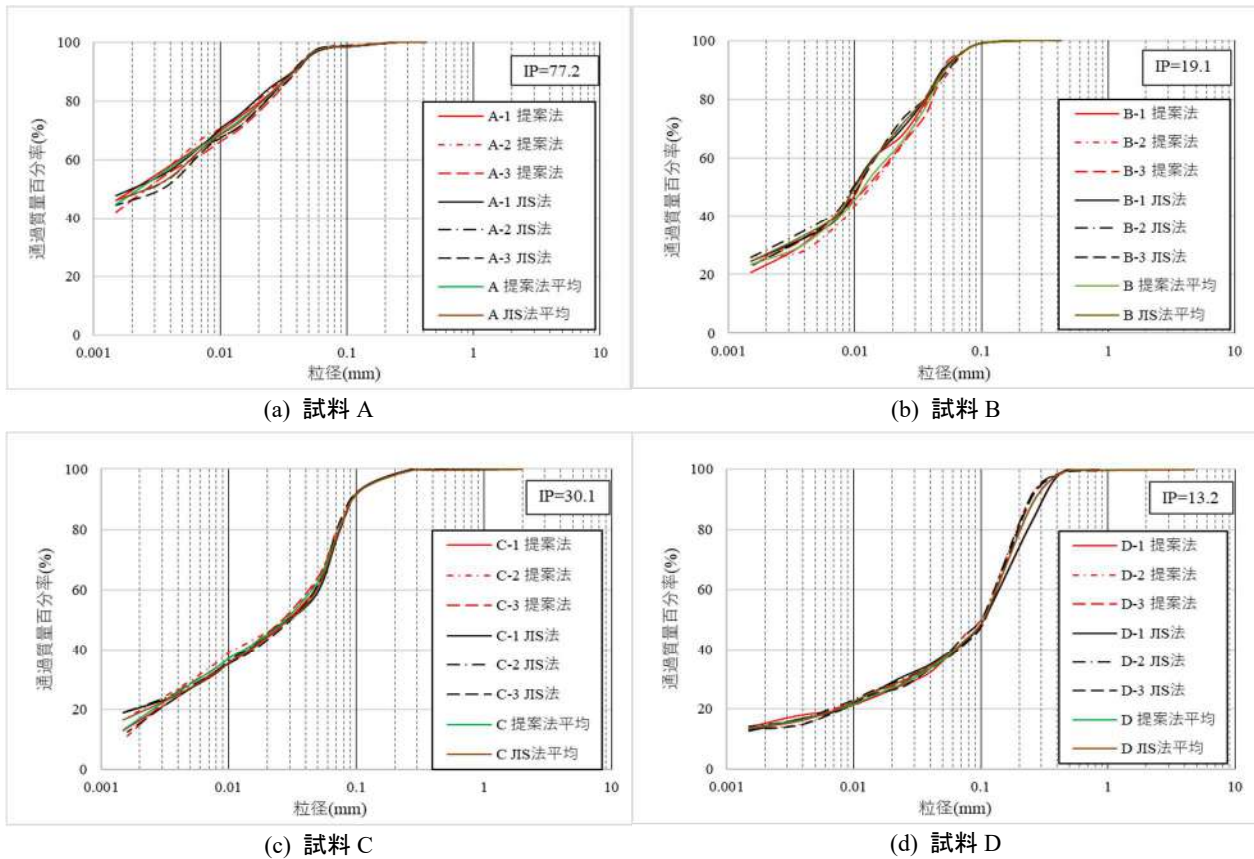


図-2 JIS 法・提案法での粒径加積曲線(代表4試料)

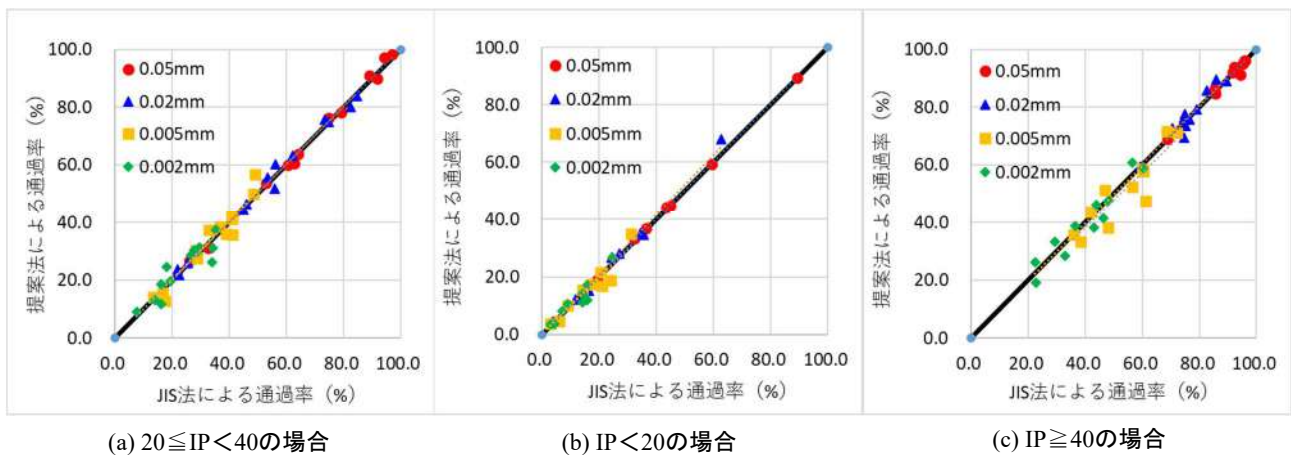


図-3 JIS 法・提案法での同一粒径での通過率の比較

4. まとめ

沈降分析の浮ひょうの読み取りの自動化を目的として、自然地盤よりサンプリングした土試料を用いて JIS 法と提案法の2つの方法での沈降分析を行い、求められた粒径加積曲線を比較検討した。その結果、今回用いた土試料においては、JIS 法と提案法の結果には有意な差はみられず、提案法の実用化への可能性が示された。

今後も測定器具の改善・改良とともに、より広範囲な物性値を有する試料を用いて試験を重ね、レーザー測器を用いた沈降分析の自動計測化を実用化したいと考えている。

《引用・参考文献》

- 1) 地盤工学会編：地盤材料試験の方法と解説、二分冊の1、pp.132-157,2020.
- 2) 藤村亮, 松川尚史, 三好功季, 澤孝平, 中山義久：粒度（沈降分析）試験の測定方法の検討, 第54回地盤工学研究発表論文集, 地盤工学会, No.1, pp.19～20, 2019.
- 3) 藤村亮, 中山義久, 三好功季, 林峻平, 松川尚史, 澤孝平, 西形達明：粒度試験（沈降分析）自動計測への試み, kansai Geo-Symposium2020論文集, pp.76～79, 2020.

室内土質試験のデータ整理方法についての 1 考察

富士開発株式会社 ○田中史郎、鶴岡賢太郎

1. はじめに

地質調査報告書では、ボーリング調査結果から地盤定数を設定することが一般的に行われている。N 値や室内土質試験の結果から単位体積重量や強度定数(c, ϕ)を算定し、提案値として報告書に記載している。しかし、既往の報告書の中には、間違った解釈で定数を設定しているものも多く認められる。本稿では、「湿潤密度試験から求められる単位体積重量 γ_t 」と「土の三軸圧縮試験から求められるせん断抵抗角 ϕ と粘着力 c の設定方法」について、整理手法の 1 例として考察したものである。

2. 単位体積重量 γ_t の求め方

単位体積重量 γ_t を地盤定数として提案する場合、湿潤密度試験(JIS A 1225)結果をそのまま採用することは以下の観点から注意が必要である。

- ・地下水位以深の飽和した地層で採取した試料は、本来の地盤中では飽和度が100%に近いと考えられる。そのため飽和度の低い試料の湿潤密度試験結果をそのまま使用すると、本来の単位体積重量より低い値を示してしまう。
- ・特にサンドサンプリング試料は試験室に搬入する前に脱水を行うため、本来の含水比や飽和度よりも低い値を示すことが多い。

よって、単位体積重量を提案するにあたっては、以下の式を用いた「飽和度100%の湿潤密度(飽和密度)」を算出する必要がある。

$$\text{湿潤密度}(\rho_t) : \rho_{\text{sat}} = \frac{\rho_s + \rho_w \cdot e \cdot S_r / 100}{1 + e}$$

ここで水の密度を $\rho_w=1.0(\text{g/cm}^3)$ 、 $S_r=100\%$ とすると以下の通りである。

$$\text{飽和密度}(\rho_{\text{sat}}) : \rho_{\text{sat}} = \frac{\rho_s + e}{1 + e}$$

ρ_s : 土粒子密度 e : 間隙比

よって単位体積重量 γ_t は以下の式により求められる。

$$\begin{aligned} \text{単位体積重量} \gamma_t : \gamma_t &= \rho_{\text{sat}} \times g (\text{kN/m}^3) \\ g : \text{重力加速度} \quad [g &= 9.8 \div 10 (\text{m/s}^2)] \end{aligned}$$

以上の式より、脱水したサンプリング試料においても正確な単位体積重量 γ_t を算出することができる。

3. 土の三軸圧縮試験結果から得られるせん断抵抗角 ϕ と粘着力 c の求め方

本章では、土の三軸圧縮試験結果のまとめ方について

考察する。土の三軸圧縮試験は主に地盤のせん断抵抗角(以下 ϕ)や粘着力(以下 c)を求めるための試験である。また沖積地盤をN値より求める場合には、以下の原則が使用されることが多い。

- ・粘性土の場合、 $\phi=0(^{\circ})$ として提案する。($\phi=0$ 法)
- ・砂質土の場合、 $c=0(\text{kN/m}^2)$ として提案する。($c=0$ 法)

三軸圧縮試験結果では粘性土であっても ϕ が得られ、砂質土であっても c が得られることが多い。以上のことを踏まえ、土の各種三軸圧縮試験結果の整理方法を考察する。本稿で対象とする土の三軸圧縮試験は、使用頻度の高い非圧密非排水条件(UU)と圧密排水条件(CD)とした。

(1) 土の三軸圧縮試験(UU)

土の三軸圧縮試験(UU)(JGS 0521-2009)は主に粘性土を対象として、非圧密非排水条件の下で行われる試験である。その試験結果は図-1のようなモール円で示される。その際、これらのモール円の共通の接線(破壊包絡線: 図中の赤線に相当)の値が粘着力 c 、接線の勾配をせん断抵抗角 ϕ として求められる。

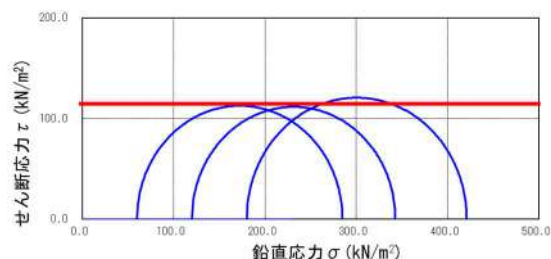


図-1 土の三軸圧縮試験(UU)結果の例(1)

一方、砂分が多く含まれる試料や不飽和の試料の場合には前述の水平な破壊包絡線ではなく、図-2のような傾きを持った破壊包絡線が得られることがある。

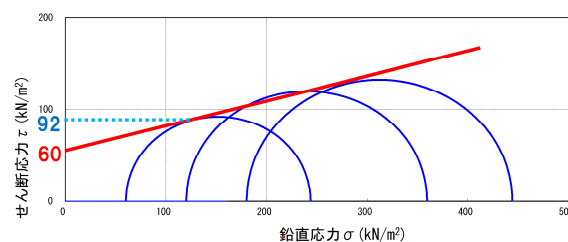


図-2 土の三軸圧縮試験(UU)結果の例(2)

図-2のような試験結果の場合、 ϕ_{UU} 、 c_{UU} として地盤定数に設定すれば問題は無いが、上記の $\phi=0$ 法の観点から、そのまま $\phi=0(^{\circ})$ として粘着力を $c=60(\text{kN/m}^2)$ とい

う結果を出している例が多く認められる。

しかし、この結果では図中の最も小さなモール円の92 (kN/m²) よりも小さな値となってしまう、地盤の強度を過小評価しており、この値を設計で使用すれば過剰設計となる危険性が高い。

このような場合のモール円の整理方法の一例として図-3を示す。φ=0法を適用する場合、モール円の段階からφ=0とする必要がある。各モール円の平均値を粘着力cとし、包絡線をφ=0(水平線)で求める。その結果、c=115 (kN/m²) となり、図-2で求めた粘着力cと比べて大きな値を得ることができた。

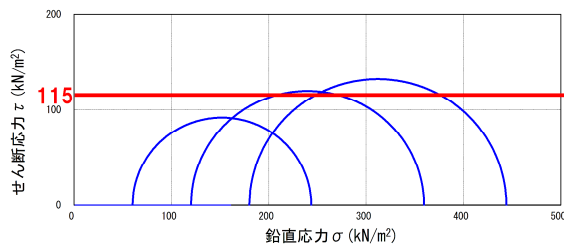


図-3 土の三軸圧縮試験(UU)結果の例(3)

また、図-4のように安全側の見地から最小のモール円の値を粘着力cとして採用する方法も考えられる。この場合、粘着力 c=92 (kN/m²) となる。この手法は、データが大きくばらつく場合などに有効である。

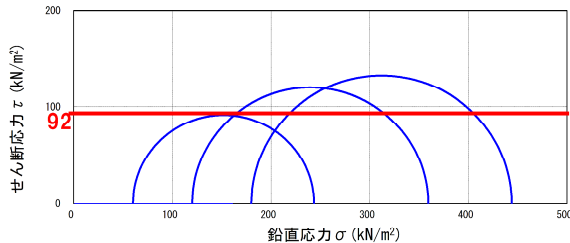


図-4 土の三軸圧縮試験(UU)結果の例(4)

(2) 土の三軸圧縮試験(CD)

土の三軸圧縮試験 (CD) (JGS 0524-2009) は主に飽和した砂質土を対象として、圧密排水条件の下で行われる試験である。その試験結果は図-5のようなモール円で示される。その際、これらのモール円の共通の接線(破壊包絡線: 図中の赤線に相当)は最小二乗法を用いて求められ、相関式からせん断抵抗角φおよび粘着力cが算出される。

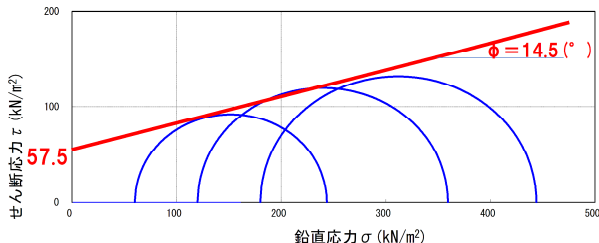


図-5 土の三軸圧縮試験(CD)結果の例(1)

この時、図-5に示すような試験結果では粘着力cが得られている。この結果をφ_{CD}, c_{CD}としてそのまま地盤定数に設定すれば問題は無いが、上記のc=0法の観点から、そのまま c=0 (kN/m²) とし、せん断抵抗角φ=14.5(°)としている例が多く認められる。これではφ=14.5°という非常に低い強度を示しており、地盤強度を過小評価し、この値を設計に使用すれば過大設計となる危険性が高い。

この場合の強度の算定方法を、一例として図-6を示す。図-6の場合、粘着力cである切片を0 (kN/m²) とし、各モール円の平均的な破壊包絡線を引き、そこからせん断抵抗角φを算出した。その結果、φ=27.7(°)となり、図-5で求めたせん断抵抗角φよりもより大きな値を得ることができた。

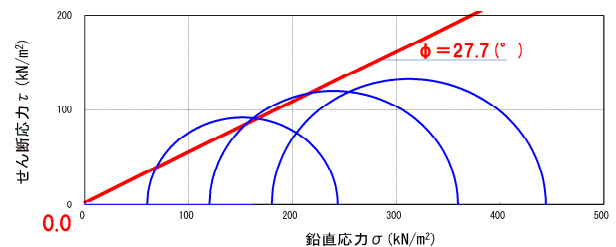


図-6 土の三軸圧縮試験(CD)結果の例(2)

また、もう一つの手法として、図-7のように最も鉛直応力の大きいモール円を用いてせん断抵抗角φを求める手法もある。この手法ではせん断抵抗角φ=25.0(°)という値を得られた。但し、この手法を用いる際には、鉛直応力によっては元の式より危険側になる可能性があることに留意する必要がある。

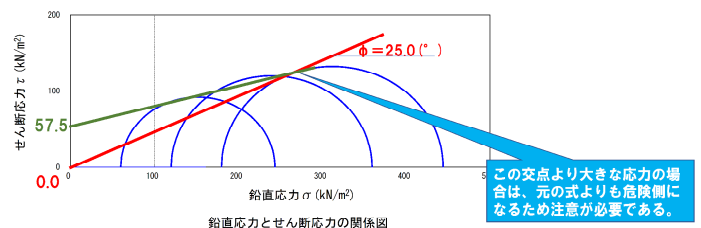


図-7 土の三軸圧縮試験(CD)結果の例(3)

4. まとめ

以上のように同じ試験結果であっても、解釈の違いからそれぞれ異なる値が得られることが分かる。この他にも、透水係数の平均の仕方や、三軸 CUB 試験の全応力と有効応力の使い分けなど、手法や解釈を間違えてしまう例が多く認められた。我々技術者はそれぞれの試験法や解析法を熟知し、特にデータ整理や地盤定数の設定方法には細心の注意をもって、地盤に応じたそれぞれの手法で検討する必要がある。

参考文献

- 1) 地盤材料試験の方法と解説 2020 12

丸瀬川周辺の地形変化が著しい地域における 砂防堰堤工計画に伴う地質リスク調査の事例

明治コンサルタント株式会社 ○ 林 郁真, 溝上 雅宏
網走建設管理部遠軽出張所 仁禮 恵昭, 津幡 俊法

1. はじめに

丸瀬川に計画されている砂防堰堤工は右岸側袖部が通常の砂防堰堤工より長く計画されており、その袖部には平坦面が広がっている。丸瀬川の周辺地形は階段状の段丘面を形成しており、砂防堰堤工上下流は河川が蛇行を繰り返している。現地踏査により砂防堰堤工に対する地耐力不足や切土による崩壊などが考えられ、それらの地質リスクを予測するには地形の成り立ちを解明することが不可欠であると考えた。そこで、本報告では丸瀬川周辺の地形変化が著しい地域における砂防堰堤工計画に伴う地質リスク調査の事例について紹介する。

2. 調査地の地形・地質

(1) 地形

調査地の地形は標高250m程度の段丘地形を形成しており、河川上流では地すべりや土石流とみられる崩壊跡も確認された。

(2) 地質

調査地域の北海道紋別郡遠軽町丸瀬布周辺には白亜紀日高累層群の金山コンプレックスと呼ばれる砂岩及び砂泥混在岩(凝灰岩の薄層を介在する)が分布している。風化や破砕が著しいため、地質構造の連続性が不明瞭である。調査地北東部には前田の沢川断層や金八峠断層等も分布し、その断層とほぼ同じ方向に丸瀬川が形成されている。



図-1 調査地周辺の地質図 ①

3. 調査結果

(1) 現地踏査結果

ボーリング調査前の現地踏査及び地形判読により、砂防堰堤工の計画位置では、丸瀬川右岸側に河床より約10m程度高い平坦面が形成されており、その平坦面の下流

側には湿地帯も確認された。また、砂防堰堤工の下流左岸側には河川に向かって尾根状の地形が確認された。この尾根状の地形が岩盤か土砂かを確認するため、支持層確認のボーリング調査に加え、下流側河床部から尾根部にかけて簡易貫入試験による補足調査を実施する方針とした。

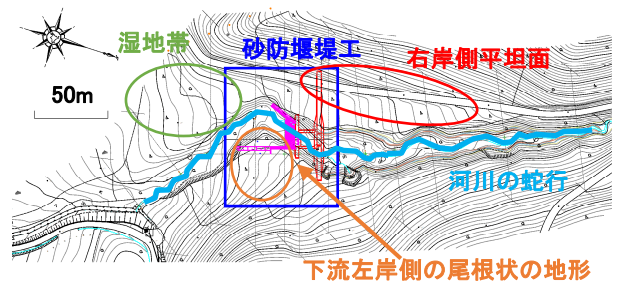


図-2 調査位置平面図

(2) ボーリング調査結果

ボーリング調査より地表から、表土(F1 層)、崖錐堆積物(T1 層)、崖錐堆積物内に一部確認された火山灰堆積物(Vs 層)、調査地の基盤岩(金山コンプレックス)で構成され、基盤岩は風化度合いにより強風化破碎泥岩砂岩互層(wKy)、破碎泥岩砂岩互層(Ky)に区分した。

通常、河川堆積物は円礫の入った砂礫等が主体であるが、今回のボーリングでは、角礫～亜角礫が混入する砂やシルト混じりの砂礫(T1 層)が確認された。これは兩岸の山から崩れ落ちた土砂が堆積したものと考えられた。また、崖錐堆積物(T1 層)内にはスポット的に火山灰堆積物(Vs 層)が挟在していた。この火山灰堆積物は元々様に分布していたと思われるが、斜面の崩壊や河川浸食により地層の連続性がなくなったと考えられる。なお、砂防堰堤工の支持層としては破碎泥岩砂岩互層が適していると判断した。

表-1 地質層序表

記号	地層名	土質区分	N値 (Min~Max Average)	記事
F1	表土	腐植土	4 (サンプル1試料)	植物根を含む有機質土。 亜円礫～亜角礫の泥岩礫を含む。
T1	崖錐堆積物	礫混じり砂 シルト混じり砂礫	最小値2～最大値43 Ave14	泥岩角礫を主とし砂礫、凝灰岩礫を含む。泥岩礫は褐色～茶色に着色している。泥岩礫の間には細礫や砂を混在するシルト～粘性土からなる。泥岩礫の周囲には細礫や砂を混在するシルト～粘性土からなる。泥岩礫の周囲には細礫や砂を混在するシルト～粘性土からなる。
Vs	火山灰堆積物	火山灰質シルト		火山灰質シルト。低含水でやや粘性あり。硬い粘性土。茶色の炭化物を含む。
wKy	強風化強破碎泥岩砂岩互層	軟岩(礫状)	最小値18～最大値50 Ave32	礫状で細く角礫状コア主体。礫面は褐色～茶色に着色している。岩片はハンマーの打撃で割れる程度。泥岩角礫状コア主体で砂岩を挟む。岩片はハンマーの打撃で割れる程度。一部粘土化が進行している。
Ky	破碎泥岩砂岩互層	軟岩	最小値31～最大値50 Ave48	泥岩角礫状コア主体で砂岩を挟む。岩片はハンマーの打撃で割れる程度。一部粘土化が進行している。

支持層

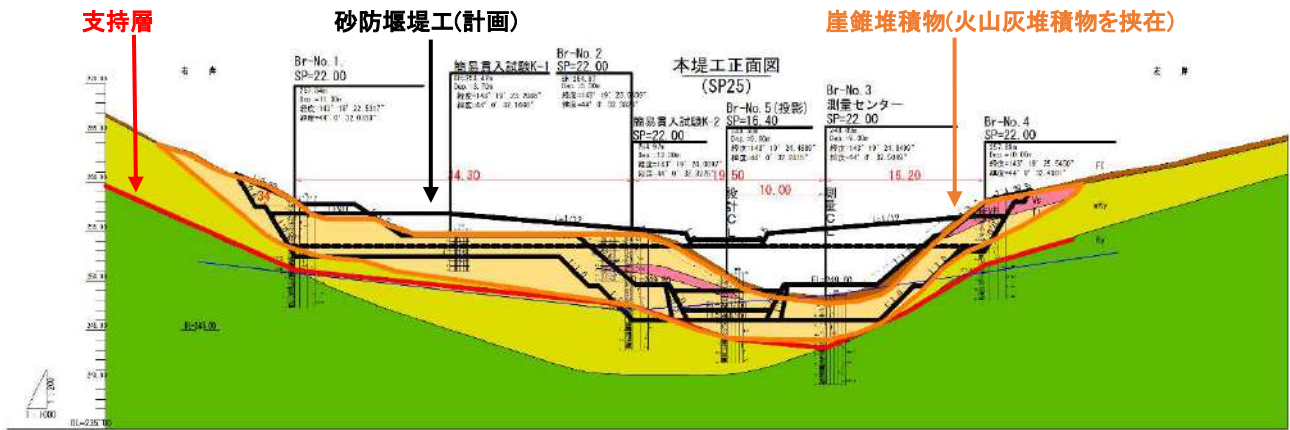


図-3 本堤工 地質横断面図

(3) 標準貫入試験及び簡易貫入試験結果

標準貫入試験の結果より、表土(F1層)、崖錐堆積物(T1層)、火山灰堆積物(Vs層)ではN値2~40程度と低く、強風化破碎泥岩砂岩互層(wKy)はN値20~40と中程度、破碎泥岩砂岩互層(Ky)はN値50以上であった。

また、簡易貫入試験で得たNd値をN値に換算した結果を表-2に示す。換算N値と標準貫入試験で得たN値(表-1)の相関より、下流左岸側の尾根地形には地すべりや土石流等により崖錐堆積物(T1層)が厚く堆積していると判断した。

表-2 簡易貫入試験結果(換算N値)と標準貫入試験の結果の比較

換算N値		K-1	K-2	K-5	K-7	K-8	K-9	K-10
表土(F1層)		6	3	5	6	6	3	6
崖錐堆積物(T1層)		17	15	25	19	19	15	19

地層	記号	地点	N値(上部40cm平均)				最小	最大	平均	標準	備考
表土	F1	Br-No. 1	11	11	14	8	10				
		Br-No. 2	4	7	16	10	12	19			
		Br-No. 3	13	13							
		Br-No. 4	13	30							
		Br-No. 5	12	20	17	38	43				
崖錐堆積物	T1	Br-No. 6	2	4	25						
		Br-No. 7	11	16	12	14	19	20			
		Br-No. 2	11								
		Br-No. 4	14	9							
		Br-No. 5	2								
火山灰堆積物	Vs	Br-No. 1	21	18							
		Br-No. 2	31	48	42	33	31				
		Br-No. 3	25								
		Br-No. 4	19	25							
		Br-No. 5	35	37	42						
強風化強破碎泥岩砂岩互層	wKy	Br-No. 6	36	23	35	38	39	35			
		Br-No. 7	28	24	33	41	35	35			
		Br-No. 1	115	150	68	167					
		Br-No. 3	75	52	37	107					
		Br-No. 4	159	107	125	94					
破碎泥岩砂岩互層	Ky										

(4) 土質試験

標準貫入試験の試料を用いて崖錐堆積物(T1層)の粒度試験を実施した。土の粒度試験よりT1層の粒度組成を粒径加積曲線に表した(図-4)。崖錐堆積物(T1層)は全体的に傾きが緩やかで、粘土・シルト・砂・礫等で万遍なく構成されている。ボーリング・簡易貫入試験と同様、調査地右岸側の平坦地や、下流側の尾根地形は崖錐堆積物等の土砂が厚く堆積したことによって形成された地形であることが窺える。

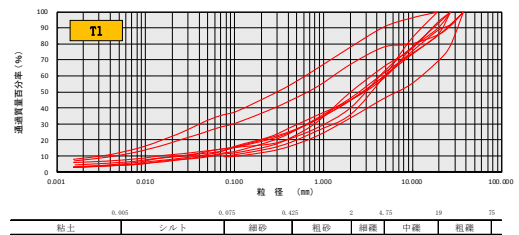


図-4 粒径加積曲線図

4 考察

調査結果をもとに当調査地における地形の形成過程を図-5のように推察した。

調査地の下流の沢が蛇行したことで堆積土砂が点在し、下流部には土砂が厚く堆積した平坦地、旧河道からの湧水による湿地帯などが形成された。

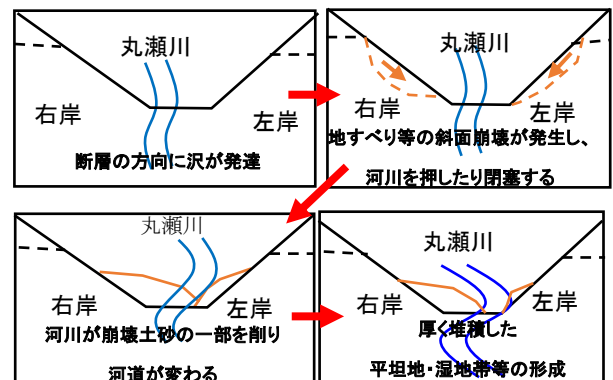


図-5 丸瀬川の地形形成イメージ図

これらの地形の成り立ちより当調査地に計画される砂防堰堤工では右岸側袖部の平坦地に崖錐堆積物が厚く分布するため、支持力不足が発生する可能性が高いことを指摘した。詳細調査を実施して袖部の形状を再検討することを提案した。また、下流側の尾根状の地形は岩盤ではなく崖錐堆積物の押し出しだったため、下流護岸工の切土に伴う崩壊の発生が懸念されることを指摘し、施工上の留意点とすることも提案した。

《引用・参考文献》

- 1) 国立研究開発法人 産業技術総合研究所, 地質調査総合センター「地質ナビ」
- 2) 北海道立地下資源調査所 丸瀬布北部

離島の海上ボーリングで苦労した事例

株式会社アーステクノ ○西園 裕樹 金原 直樹

1. はじめに

本業務は、鹿児島県の種子島における港湾施設設計を目的とした海上ボーリングであった。本稿では、一般的な状況下の調査では経験し得ない特殊な困難に直面した事例について紹介する。

(1) 現場を知る

種子島は鹿児島県本土の約33kmの南東洋上に位置し、面積は447km²を有し人口は約2万8千人を有する。形状は、北北東から南南西に細長く伸びた中くびれの紡錐形をした島であり、最高標高は282.3mで比較的低平な島となっている。日本で唯一の実用衛星打ち上げ基地「種子島宇宙センター」がある。主要な産業は、農業が中心であり次いで漁業で、海幸も豊富である。(図-1)



図-1 種子島の位置図¹⁾

(2) 地政学的な課題

馬毛島は、種子島の西方12kmの東シナ海上に位置している島である。近年、米軍施設等移転が計画されている。そのため、種子島には島外から多くの業者が入島している。また、ロケット関係者も毎年入島し数多くの業者が島内で作業を行っている。以上から、島内の建設業者の重機（クレーン車等）も常に稼働している状態であり確保が困難であった。

(3) 住民感情

米軍施設等移転に関しては、島民それぞれの思いがありとても繊細な話題である。更に、新型コロナウイルスについても島外から持ち込まれることを心配されている状況であった。そのため、島内での作業については通常の業務時よりも慎重な説明、対応が望まれた。

2. 現場に入るまで大変

(1) 現場に入るための手続き関係

海上ボーリングを実施するには、官公庁への許可申請が必要となる(表-1)。申請書類の送付資料として漁協組合からの作業同意書を必要とした。湾内の海上ボーリングでは、漁業組合の船舶の航路やトコブシ（アワビと同じ巻貝の一種）の漁場への影響が懸念された。航路に関しては、スパット台船の移動時は漁の前後は避ける。

トコブシの漁場は、ボーリング孔径を伝え掘削面積、復旧方法を説明し作業について了解を得た。

表-1 申請書類一覧

提出先	提出書類
海上保安署	海上作業許可申請書
都道府県	水域(公共空地)占用許可申請書
	岩礁破碎等許可申請書
	野積場専用使用許可申請書

(2) 作業前の周知徹底

港湾内では漁業組合以外にも、海運業者・港利用者が多く多方面への周知を要する。島外からの業者には、警戒心がある様に感じられたため慎重に作業の説明を行い周知・確認を行った。新型コロナウイルスについても聞かれ、当社独自のガイドラインを設け、感染対策を行っていることを説明した。

(3) スパット台船の組立地がない

過去にも近隣の類似業務が行われた経緯があり、この時と同じ岸壁で組み立てを行うことを想定していた。(写真-1)しかし、岸壁の利用目的について見直され、工作物の作業場としての利用は禁止となっていた。そのため、隣接する野積場を作業場として借用したが、野積場から海までの離隔が大きく、島内唯一の100tクレーン車を手配しなければ海へ進水できない状況となった。(写真-2)



写真-1 スパット台船組立予定地



写真-2 台船吊り上げ写真

(4) 避難場所の確保

業務工期が夏だったため、台風についても対策が必要であった。通常では、スパット台船を陸に揚げ養生する機会が多いがクレーン車の手配がうまくいかない場合を想定した避難場所を確保する必要があった。そこで漁師等関係者に相談し、うねりが少なく湾内で波も比較的穏やかな場所でスパット台船を立ち上げ固定する方法を採用した。港湾管理者、漁場管理者に許可をもらい台風などの自然災害時の避難箇所を決めた。(図-2)避難開始判断基準は台風の予想進路に入った場合とし、速やかに避難を行い養生し台風が過ぎ去るまで待機することとした。



図-2 スパット台船避難地図¹⁾

(5) 貨物船が運休

台風が発生したため、貨物船が複数回運休してしまった。天候が回復するまでには数日かかる事もあり、順番通りでしか荷物を運べない。

(6) 宿泊施設の不足

島外業者が多く入島しており、宿泊施設の確保も困難であった。ロケット関係者を優先して宿泊させている施設が多く、ビジネスホテルはすべて満室の状態であった。民泊や公民館も検討したが、新型コロナウイルスのリスクを考え値段が上がるが観光客向けの旅館を手配した。

3. 現場管理も大変

(1) 現場管理における注意点

7月から現場作業が開始された。現場管理担当の技術者が陸地に待機。現場作業員は、台船に4名配置し作業を行った。現場管理は、以下の事項に注意を払いながら作業を進めていった。

- ・スタッフの体調管理：コロナ禍のため感染リスクの軽減並びに、熱中症への対策。
- ・潮位、気象情報の確認：機長と朝礼時に作業内容の確認と併せて、作業中止基準を確認した。
- ・スパット台船の管理：作業開始前に、台船が傾いていないかの確認。作業中、作業後の台船の高さを潮位に合わせて変更を行った。

(2) 天候不良による作業の遅れ

ボーリング作業は、天候に左右される。海上になるとさらに作業の条件は厳しくなる。悪天候では、スパット台船の移動が出来ない。スパット台船の据付け作業は、移動時間や、据付け固定、足場確認と一日作業になる。朝の天候次第で早期に判断することが必要になる。雷雲の発生や高波の状況などで作業が思う様に進まないことも多い。

(3) 台風接近のため避難作業

避難場所は、3箇所選定した。台風の進路により、風や波の方向が変わるため一番安全な避難場所に移動を開始した。波が荒くなり、スパット台船をタグボートで曳航した(写真-3)。避難場所では、十分にスパット台船を立ち上げ、ワイヤーで護岸に固定した(写真-4)。脚の部分に印を残し台風の影響で機材やスパット台船が傾いたり

していないかが確認できる状態で養生を行った。



写真-3 曳航状況



写真-4 台船固定状況

(4) 台風通過後

通過後は、スパット台船の点検を行った。台風が直撃したわけではないが、18tあるスパット台船を4本の脚で立ち上げた状態で強風にさらされていた(写真-5)。台船本体や、脚に至みがないか、油圧シリンダーの確認など1日点検を行った。安全に作業を進めるために、点検後に作業を再開した(写真-6)。



写真-5 台風通過後



写真-6 点検状況

4. 調査を終えて

(1) 調査は自然相手

私たちは常日頃、自然を相手に現場で作業を行っている。思う様に作業が進まないことを何度も経験してきたが、離島での海上ボーリングとなると改めてこれを痛感した。現場を終えるまでに、気象には恵まれず台風が3回接近。天候悪化のため、作業待機など予定よりも作業が延長した。

(2) コスト面

今回の調査では機材の輸送に大きな費用がかかった。また作業の安全性・確実性を考慮し、人員を通常より多く配置した。さらに離島におけるレンタル機器や宿泊費は、比較的高い料金設定の傾向にあり、悪天候による作業期間の延長に比例したこれらのコスト増加も、利益を圧迫する結果となった。

5. 謝辞

本業務の実施にあたり、九州地方整備局鹿児島港湾・空港整備事務所保全課の方々、種子島の地元の方々には、多大なご支援・ご助言を賜りました。ここに感謝の意を表します。

《引用・参考文献》

- 1) 地理院地図（電子国土 Web）を加工して作成
<https://maps.gsi.go.jp/>（確認日：2022.9.13）
- 2) 地理院地図（電子国土 Web）を加工して作成
<https://maps.gsi.go.jp/>（確認日：2022.9.13）

海外における調査ボーリング事例

(株)日興建設コンサルタント ○松田 将、砂川 尚之

1. はじめに

日本政府によるトンガ王国向け ODA 事業(政府開発援助)の無償資金協力案件「風力発電システム整備計画」における地盤調査事例を報告する。

(1) トンガ王国について

トンガ王国は、日本から南8,000km ニュージーランドの北2,000km の位置にあり、経済水域を日付変更線が縦断している。4つの群島、172の島(うち有人島45島)からなり、南北1000km、東西500km に広がる島嶼国であり、東側には大陸プレート境界となるトンガ海溝が南北にわたって存在する。¹⁾気候は熱帯雨林気候に属し、サイクロンによる被害が多い地域である。

(2) トンガタブ島の地形・地質

調査地のあるトンガタブ島は、地盤の大部分が隆起した石灰岩から構成される。島の海岸線は切り立った崖地が形成され、海岸線の崖地から内陸に向かって広く平坦面となり、起伏はほとんどない。²⁾標高が最も高いところで40m あり、調査地一帯は標高12.0m 程度である。

地質は、最下位に鮮新世以降の石灰岩、これを覆う珊瑚起源の石灰岩および石灰藻を起源とする石灰岩からなる。これらを火山灰起源の赤褐色土が覆っている。³⁾

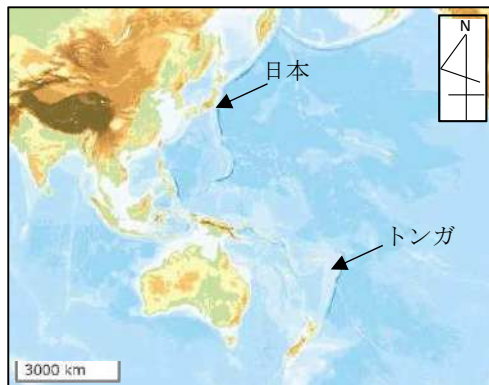


図-1 案内図(地理院地図)⁴⁾

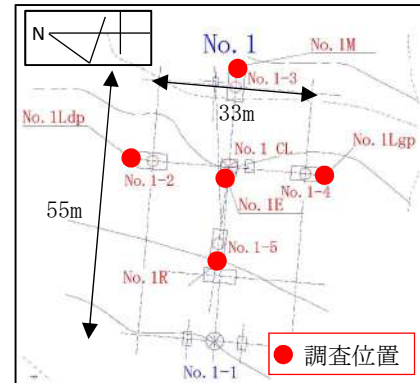


図-2 調査位置図(風車 1 基あたり)

(2) 事前準備

搬入・仮設計画は、インターネットの情報や、現地スタッフ提供の状況写真などから行った。また、先行して実施した測量業務時に、搬入ルートの確認など現地スタッフとの調整を行った。その際に現地のホームセンターや施工業者事務所、採石場などを訪問し、表-1 に示す資機材輸送・現地調達リストを作成した。

表-1 資機材輸送・現地調達リスト

日本より輸送が必要な資機材	・ボーリングマシン 2 台(クローラー搭載 1 台+マシンのみ 1 台) ・エンジン・給水ポンプ ・ロッド、ケーシング ・コアチューブ、ビット ・ナイロンロープ ・SPT 器具一式・玉掛け用具 ・その他工具
現地調達可能な資機材	・燃料・4t トラック ・給水タンク・各種オイル ・単管パイプ・足場板 ・カッターなどの消耗品

2. 調査概要

(1) 調査目的・調査内容

対象地の地盤構成を明らかにし、構造物基礎の設計および施工に必要な地盤情報を得るため、標準貫入試験を併用したオールコアボーリングを実施した。図-2に可倒式風力発電施設1基あたりの調査箇所を示す。

- ・計画構造物：可倒式風力発電施設5基
- ・調査内容：SPT 併用のオールコアボーリング(φ 66mm)
- ・箇所数：25 箇所(5 基×5 箇所)
- ・掘削長：延べ 256m(粘土 42.5m、軟岩 213.5m)
- ・作業期間：2018 年 8 月 31 日～2018 年 9 月 15 日(2 台)

敷地範囲は約 530m×85m の平坦地であり、移動・設置が容易なことから、クローラー搭載のボーリングマシン(YBM05)を使用する計画とした。また、現地でのマシントラブルに対応するため、ボーリングマシンのみを 1 台予備として輸送した。ロープや玉掛け用具等は、現地で購入可能であったが、割高なため日本から輸送した。

掘削水は、現場近くの海水利用を検討したが、高低差があり断念した。また、井戸を開発して水の確保を試みたが、他国よりトンガ入りしていたボーリング班による試掘では、想定深度において地下水が確認されなかったため、現地スタッフに給水・運搬を依頼した。燃料の運搬も併せて依頼した。

(3) 海外輸送対応

ボーリングマシンおよび関連資機材は、沖縄県より神戸港を経由し、トンガ王国へ輸送した。輸送日数は往路に 55 日要した。以下に海外輸送のための必要書類や証明書、梱包方法などを示す。

- ・パッキングリスト：資機材の個数、寸法形状、重量
- ・非該当証明書：各メーカーから発行
ボーリングマシン、エンジン等
- ・梱包材：燻製処理(防虫処理)済みの木箱
ロッド、コアチューブ、その他資機材

沖縄県内の梱包業者に依頼し、表-1 に示した資機材の梱包を依頼した。クローラー搭載のボーリングマシンは梱包不要であったが、フォークリフトでの移動となるため、メタル製の土台を作成し対応した。輸送する際は、機械類の燃料・オイルはすべて抜き取る必要があった。ロッドねじ切りなどに付着したグリスなどもすべて洗浄、ふき取るなどし、梱包した。クローラー搭載のボーリングマシンおよび梱装箱 3 箱(最長で 3.30m)は、10 フィートコンテナに収納した。



写真-1 資機材梱包状況

現地調達資材のほとんどは、ホームセンターで購入可能であった。単管パイプ・クランプは、JIS 規格のものが過去の支援事業において、現地の施工業者に提供されたものがあったため、使用させていただいた。

税関検査の対応として、輸送する資機材すべての写真を撮影し、ラミネート加工した写真資料をパッキングリストとともに梱包材に添付した(写真-1)。

3. 調査結果

ボーリング結果は写真-2に示すように、上位より層厚 2m 程度の粘土、下位は石灰岩であることが確認された。N 値は、粘土層で 7~15(平均 N 値=10.3)、石灰岩層はすべて N 値 50 以上であった。



写真-2 コア写真

石灰岩層は、調査地全域において地表付近は空隙がやや多くみられ、空隙箇所は粘土分が充填される。コアは棒状を呈し、GL-5.00m 付近から空隙は減少する。最大コア長は 100cm であった。最も深い箇所では 15m 掘削したが、削孔水は所々で逸水し、地下水位は確認されなかった。沖縄県中南部にみられる第四紀更新世の琉球石灰岩は、固結部と未固結部が不規則にみられることや、空洞が出現ことも多々ある一方で、調査地で確認された石灰岩は大部分が固結部しており、わずかな空隙は見られるものの、琉球石灰岩に比べ固結度は高いものが多くみられた。

4. おわりに

弊社は海外でのボーリング調査経験がなく、輸送方法などわからないところからスタートしたが、このプロジェクトで様々なことを学ぶことができた。事前準備期間中の情報収集においては、インターネットでも情報が少なく、とても苦勞し不安であった。今回の調査事例が、今後海外におけるボーリング調査に有効な参考資料となれば幸いである。

渡航経験がないメンバーが多いなか、現地での調整および通訳を行ってくれた佐藤氏、現地スタッフのヴィエンナ氏に多くのご協力をいただき、大変お世話になりました。心から感謝申し上げます。

《引用・参考文献》

- 1) 風力発電所整備計画準備報告書、JICA・国際航業(株)・(株)東洋設計、2017.4
- 2) 災害対策型沖縄可倒式風力発電システム普及促進事業業務完了報告書、JICA・(株)プログレッシブエナジー、2015.9
- 3) トンガ王国ババウ島およびリフカ島における淡水レンズ地下水塩水化の要因と課題、農研機構 農村工学研究所、2015.3
- 4) 地理院地図、<https://www.gsi.go.jp/tizu-kutyu.html>

本調査では、砂質土主体の海浜堆積物とその上位の浚渫土砂からなる埋土を確認した。深度 23.4m 以深は新第三紀の泥岩からなり、本調査での不透水層とした。海浜堆積物は粒径の異なる砂質土と礫及びシルト等を含んでいる(図-6)。なお、自然水位は調査期間中、G.L-2.24m～-2.80m 間で変動している。

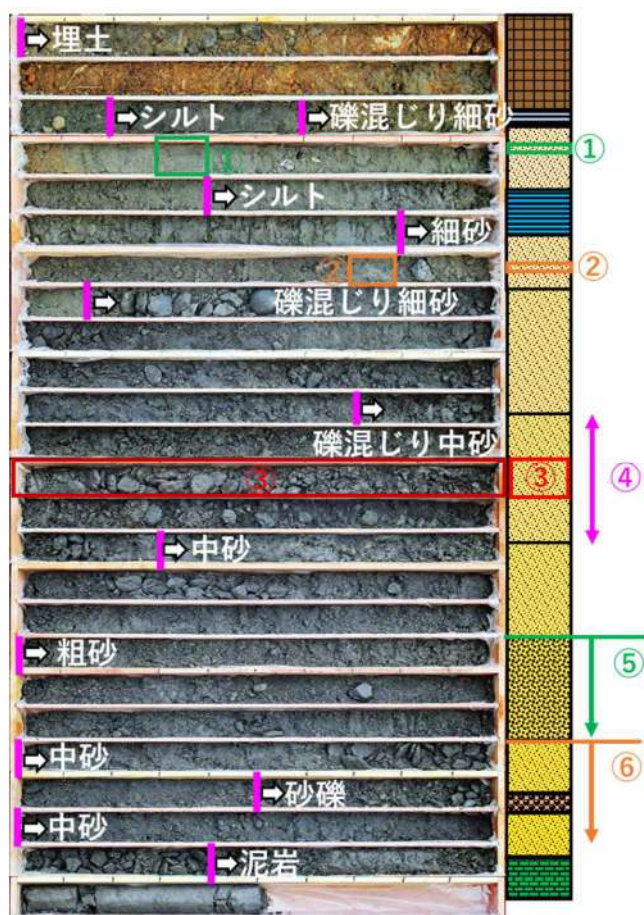


図-6 ボーリングコア写真

ボーリングコア観察結果と、鉛直塩分測定結果を対比した結果を図-7 に示す。

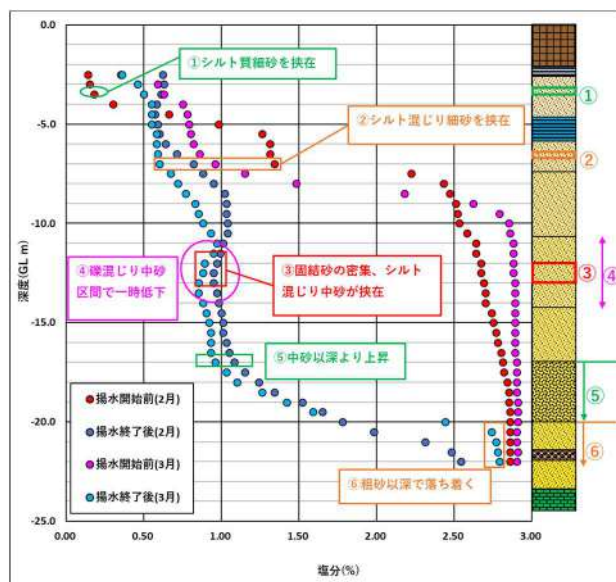


図-7 コア観察結果と鉛直塩分変化の対比図

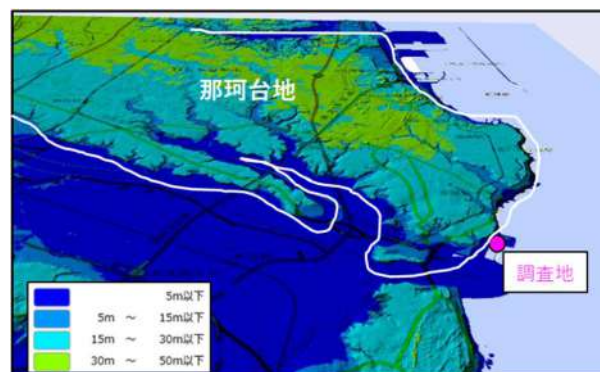
地層変化と揚水による鉛直塩分変化は調和的である。同一地層内においても、細粒分の多い砂質土や粘性土の挟在が揚水による鉛直塩分の顕著な変化の引き金となる場合もあることがわかる。

6. 考察

(1) 地形の影響

調査地の背後は「那珂台地」が分布し、南西部には那珂川の河口が分布している。また、調査地はかつては海域であり、浸漬土砂等による埋土造成がなされている。

背後に分布する台地は、擁壁に湧水の形跡があるほか、部分的に植生も認められる。このことより、台地由来の淡水が流入し、揚水後の試験井戸内の顕著な塩分低下を引き起こした可能性がある。

図-8 調査地付近地形図¹⁾

(2) 揚水の影響

揚水量 27.0 l/min～33.0 l/min で、連続 3 時間の揚水を行った。2 月・3 月ともに揚水後に、揚水後に塩水域が著しく低下している(図-2・図-3)。2 月の揚水の 1 ヶ月後に測定した 3 月の揚水前では 2 月の揚水前程度に回復している。このことから、揚水によって試験井戸内の塩水・淡水のバランス変化が起こったといえる。

7. おわりに

沿岸部での地下水は、海水と淡水のバランスにより塩分が大きく変化する。本報で示した事例では、揚水により塩分の低下が認められたが、一方揚水による塩水化が問題となる事例もある。海水を対象としたさく井工事では、塩分が目的に達しない場合のリスクが大きい。

本報では鉛直塩分変化について述べたが、平面方向は地形、背後地の地下水涵養量、護岸構造物等による海水取水への影響が大きく、小口径での試験井戸による調査はリスク回避の面で有効である。コア採取が容易である事、試験費用がさく井工事と比較し大幅に少ない事で複数箇所の調査が実施可能である。また、コア採取を行う事で丁寧な地層区分を行い、ストレーナ区間の検討に生かすことができる。

ただし、小口径試験井戸では十分な揚水が行えない場合もあり、小口径用の水中ポンプの適用が課題である。

《引用・参考文献》

- 1) 「地理院地図 国土地理院 <http://maps/gsi.go.jp>」より一部抜粋加筆(確認日:2022 年 6 月 28 日)

沖縄県伊良部島の地下水面および淡水レンズ形状

(株)エイト日本技術開発

○トン リミン, 渡辺 俊一, 風見 健太郎, 齋藤 晴紀
宮古島市水道部 兼島 方昭, 上地 琢也

1. はじめに

伊良部島は沖縄県宮古島市に属し、宮古島の北西約5kmに位置する。面積は約29km²、地形は全体に平坦で最高点は標高89m（島南東部）の楕円形の島である。

地質は第四紀更新世の琉球層群琉球石灰岩とその下位の新第三紀鮮新世～第四紀更新世の島尻層群砂岩及び泥岩からなる¹⁾。伊良部島では不透水性基盤である島尻層群のほとんどが海水準以下に分布しているため、琉球石灰岩中に淡水レンズが形成されている。

伊良部島では2015年までこの淡水レンズの地下水を水道水源として利用していた経緯があり（現在は宮古島から送水されている）、また近年では、観光客の増加に伴う水需要増や災害時の予備的水源確保の観点から、改めて伊良部島内での水源の必要性が検討されている²⁾。

本稿は2018年度～2021年度に宮古島市から発注された「地下水保全調査業務³⁾」における伊良部島の不透水性基盤上面形状、地下水面形状、淡水レンズ形状などに関する調査結果を報告するものである。

2. 調査方法

本調査では、不透水性基盤上面形状を把握するため、ボーリング調査（20地点）、および伊良部島のような単純な2層構造の地質に有効とされる垂直電気探査（12地点）を行った。また、地下水面形状を把握するため、月1回の手測り地下水位観測をボーリング観測孔（最大21箇所）、旧水源井戸（10箇所）で行った。さらに、淡水レンズ形状を把握するため、地下水位観測と同地点で使用した地下水の電気伝導率深度別測定を行った。

3. 調査結果

(1) 不透水性基盤上面形状

図-1は伊良部島の東西方向の地質断面図である。サンゴ石灰岩や石灰藻球石灰岩の互層から成る琉球石灰岩の下位に不透水性基盤である島尻層群（砂岩優勢）が分布する。不透水性基盤上面は、東から西に水平距離約1000mに対して約10m～15mの低下で、緩く傾斜している。また、伊良部島東部には南北方向に延びる正断層があり、図-1では断層東側の地質が約20m下にずれている。

図-2は不透水性基盤上面コンター図である。不透水性基盤標高は、島東部の断層沿い（断層西側）で高くなっており、ボーリング調査R2-I-2と垂直電気探査H31-IE-7の2地点では標高0m以上（海水準以上）であった。

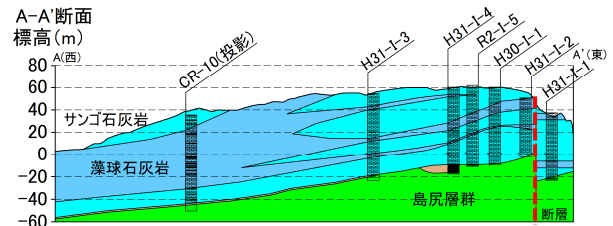


図-1 A-A'断面の地層断面図(縦横比10:1)

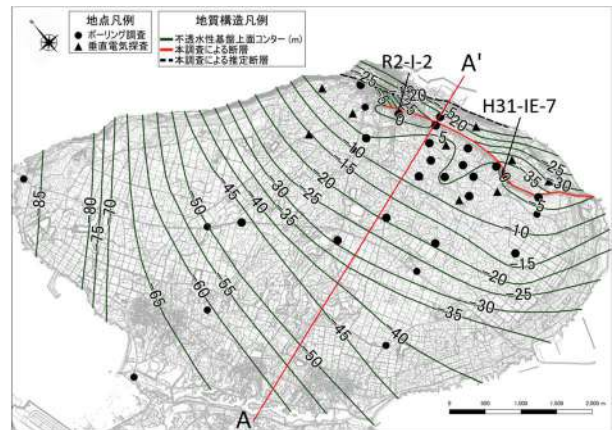


図-2 不透水性基盤上面コンター図

(2) 地下水面形状

図-3は高水位期と低水位期の地下水位コンター図である。地下水面形状は、低水位期は2022年2月の地下水位コンターのようになり、島の東寄り（断層西側）の範囲で地下水位が最も高く、一方で、高水位期は2020年11月のように、島の東寄り（断層西側）から島の中央部まで広がっていた。

一般に海水準以下まで琉球石灰岩から成る島では、地下水位は島中央部で最も高くなることが多いが、伊良部島では時期によって地下水面の高まりの範囲が異なっていることが明らかになった。

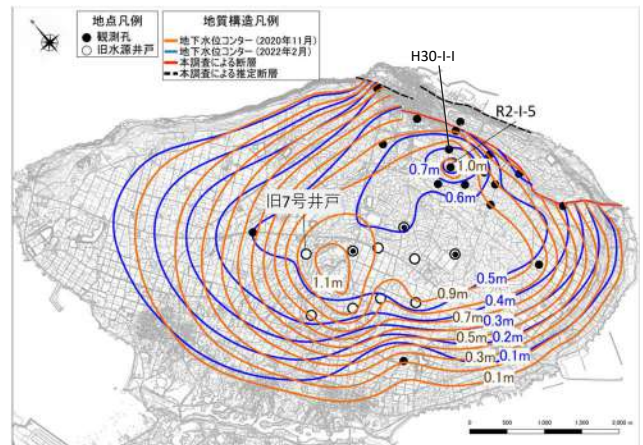


図-3 地下水位コンター図
(2020年11月:高水位期、2022年2月:低水位期)

(3) 淡水レンズ形状

図-4 に地下水の電気伝導率鉛直分布のうち、下部に塩水が確認された R2-I-1 地点と、琉球石灰岩中に塩淡水境界が存在しない H30-I-1 地点の結果を示す。

R2-I-1 では電気伝導率は標高-13.82m までは 100mS/m 未満であったが、標高-14.82m 以深では電気伝導率の上昇が見られ、標高-20.82m 以深は約 4800mS/m でほぼ一定であった。一方、島東寄り（断層西側）に位置する H30-I-1 では不透水性基盤上面の標高が高いため、琉球石灰岩中の電気伝導率は全深度で 100mS/m 以下であり、琉球石灰岩中に塩淡水境界は見られない結果であった。

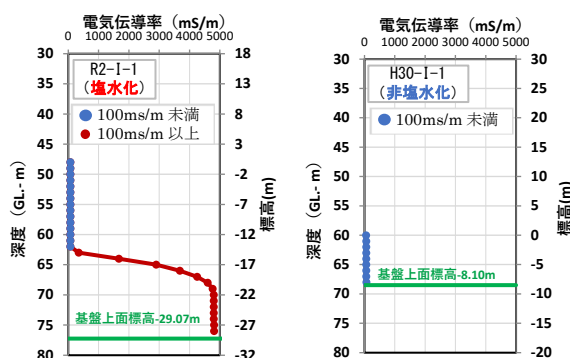


図-4 地下水の電気伝導率鉛直分布(2021年11月測定)

図-5 は淡水レンズ下端(100mS/m) 標高コンター図である。ここでは水道水源利用を前提に、塩化物イオン濃度の水道水質基準 200mg/L に相当する電気伝導率 100mS/m を淡水レンズ下端として作成した(伊良部島の淡水の一般値は約 50mS/m~70mS/m)。

淡水レンズ下端の標高が最も低い範囲は伊良部島中央部の R2-I-1 付近で、標高約-14m であった。また、島の東寄り(断層西側)では不透水性基盤上面標高が高いため、H30-I-1 のように琉球石灰岩中の地下水が淡水である範囲(図-5 中の水色範囲)が確認され、その範囲の面積は 1.60km² と推定された。

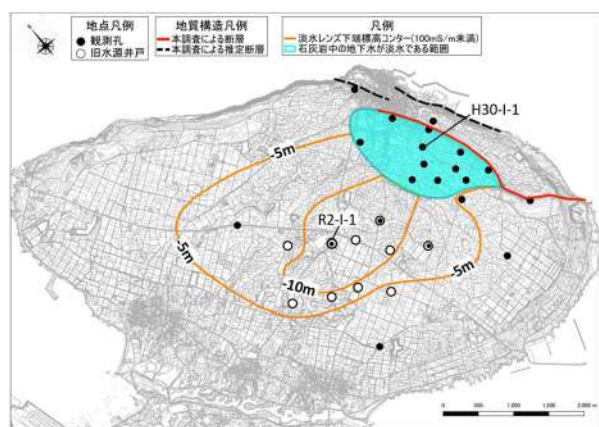


図-5 淡水レンズ下端(100mS/m)標高コンター図(2021年11月)

(4) 淡水地下水量の推定

図-6 は図-2、3、5 を基に作成した伊良部島の地質および淡水レンズ(100mS/m 未満)の3次元モデル(島南側非表示)

び淡水レンズ(100mS/m 未満)の3次元モデルである。琉球石灰岩の有効間隙率を 10% とすると、このモデルから伊良部島の淡水地下水量(100mS/m 未満)は 1,069 万 m³ と推定された。また、このうち琉球石灰岩中の地下水が淡水である範囲における淡水地下水量(100mS/m 未満)は 87 万 m³ と推定された。

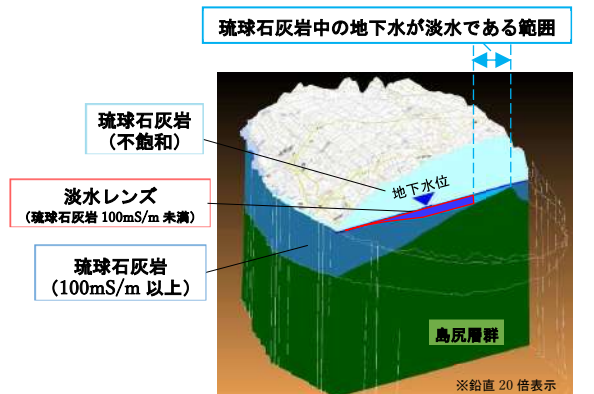


図-6 伊良部島の地質および淡水レンズ(100mS/m 未満)の3次元モデル(島南側非表示)

4. 考察

調査の結果、塩淡水境界位置が琉球石灰岩中ではなくその下位の島尻層群中にある箇所が存在することが判明した。塩淡水境界位置が透水性の低い島尻層群中にあることは、揚水等に伴う水位変動で塩淡水境界位置が動きにくいことを意味する。従って、伊良部島の地下水利用においては、淡水レンズが厚い島中央部に加え、琉球石灰岩中の地下水がすべて淡水である島東部の地下水利用が有効であると考えられる。

また、低水位期には地下水面の高まりが島の東寄りに位置していた理由として、低水位期は、断層沿いの不透水性基盤の高まりによって、地下水の断層東側への流れが遮断されている可能性が考えられる(図-7)。地下水が東側の海と繋がっていない場合、地下水揚水時における塩水化リスクが減ることになるため、今後の追加調査により断層沿いの不透水性基盤上面形状を詳細に把握することが重要である。

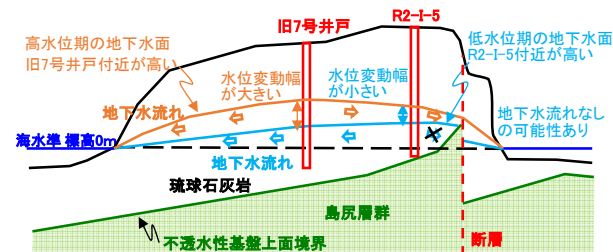


図-7 高水位期及び低水位期の地下水流れの模式図

《引用・参考文献》

- 1) 矢崎清貴：伊良部島地域の地質，p. 9，1978
- 2) 宮古島市：第4次宮古島市地下水利用基本計画，p. 62，2021. 6
- 3) 宮古島市：令和3年度地下水保全調査業務報告書，pp. 1-1~8-8，2022. 2

源泉開発に伴う物理検層の評価と判定

株式会社アーステック ○若松和幸, 住吉武志, 山下祐志

1. はじめに

本稿は、ナトリウム・塩化物温泉が多い土地で単純温泉（無味無臭で刺激の少ない温泉）を湧出させるためのこれまでにない検討方法を報告する。主な検討内容は次に示した。検討結果より、800mから1100m間の高温水部でナトリウムイオン濃度の低い部分から採水する計画とした。

- ① ケーシングは地質・深度に応じた多段掘削とした。
- ② 低温水部の確実な遮水を行った。
- ③ 高品質セメントで高耐久性構造とした。
- ④ 低温水、塩化物泉部の遮水対策を行った。
- ⑤ 周辺温泉で影響調査を行った。

2. 物理探査の概要

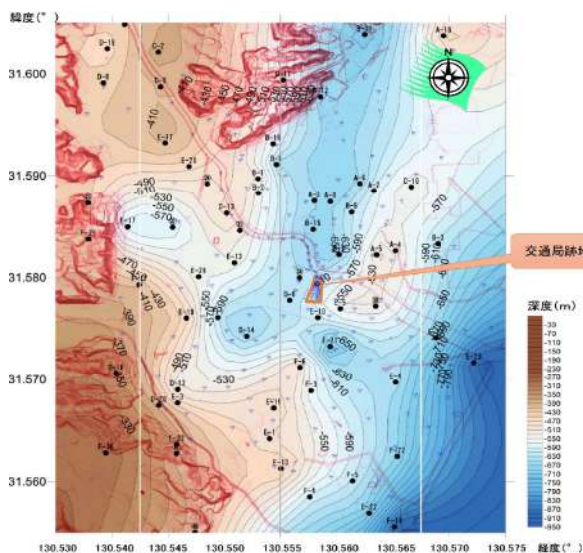
鹿児島交通局再開発事業の、温泉掘削工事に先立ち、温泉源の分布状況について、地表からの探査を実施した。

鹿児島市北部地域の地温勾配は4℃/100m以上あり、温泉温度の分布も50℃以上の分布を示す。既存資料によると鹿児島市は火山熱水地帯に区分される。そこで、物理探査は鹿児島市の単独の磁気探査だけでなく、2手法（MT法1点ならびにCSAMT法5点）を組み合わせたHybrid MT電磁探査を行った。さらに市街地の都市機能の影響を受けない重力探査を20m間隔の全220点で行い、精密な深部地下構造を把握した。

3. 物理探査

(1) 基盤岩深度

基盤岩深度分布の推定を図-1に示す。Hybrid MT電磁探査結果および収集した既存データに基づいて作成しており、図中の枠内が対象地である。

図-1 既存資料に基づき再検討した基盤岩深度分布¹⁾

(2) 泉温

掘削予定地予想される泉温を表-1に示す。

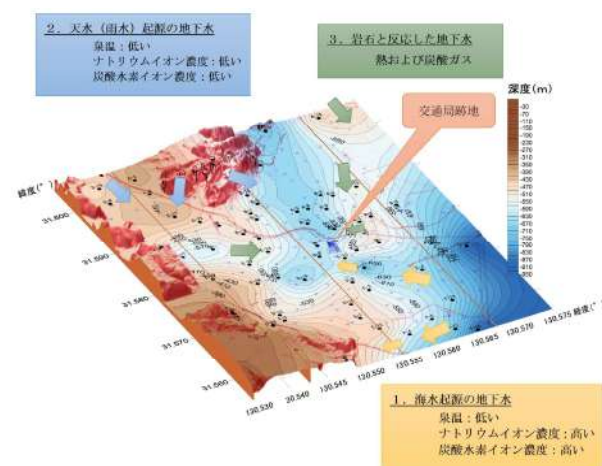
表-1 掘削予定地で予想される泉温¹⁾

掘削深度 m	孔底温度 ℃	泉温 ℃ (SUS)	泉温 ℃ (FRP)
900	58	47～54	50～57
1000	61	49～56	52～59
1100	64	51～58	54～61

- ・カッコ内は揚湯管の材質
- ・地温勾配3.0℃/100mを仮定
- ・周辺の温泉の多くが入る範囲からの予想であり、上表の範囲を外れる事例が少なからずある。

(3) 泉質

推定される温泉水の平面的な流動方向の推定を図-2に示す。

図-2 基盤地質構造と温泉水の平面的な流動方向推定¹⁾

4. 物理検層の評価

井戸崩壊防止の鋼管挿入は、孔内物理検層と掘削状況（掘削切屑・掘進率）から地質状況を推測した検層図に基づいて行った。図-3に検層図（抜粋）を示す。

検層図より、600m以深は、50-150Ω・m程の小刻みな変化が多い低比抵抗層に、350Ω・m程の高比抵抗・低自然放射能層を挟むことが昭基になった。地質は頁岩・砂質頁岩が優勢な砂岩を挟む互層と推測した。750m以深部は、比較的低い塩分濃度と予想した。孔底温度は（61.4℃度÷1104m）であった。

(1) 物理検層測定内容

自然放射能・比抵抗・電導度(青)・孔内温度(赤)

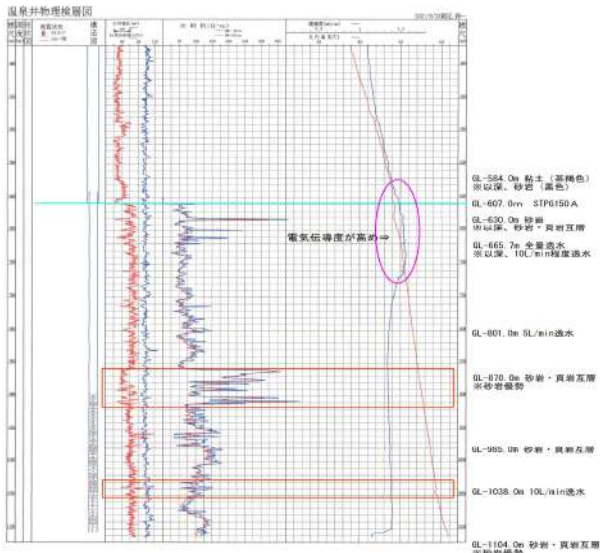


図-3 検層図(抜粋) ²⁾

(2) 測定結果

基盤の工学的性状は検層結果で大きく4つに区分した。

- ① 600m- 671m 塩水化の進んだ温泉脈
- ② 671m- 858m 塩分濃度が若干低い温泉脈
- ③ 858m- 912m 高比抵抗・低自然放射能層
- ④ 912m-1104m 低比抵抗・高自然放射能層

(3) 貯留層評価

貯留層の判断は次の点に留意した。

- ① 比抵抗値が大きく変化する地層境界
- ② 高比抵抗部で局部的に低比抵抗を示す区間
- ③ 比抵抗値が高い区間
- ④ 自然電位の変化が大きい区間
- ⑤ 温度変化が大きな区間
- ⑥ 自然放射能強度変化が大きな区間
- ⑦ 電導度変化が大きな区間

単純泉湧出のため、600mから720mまでの電導度の高い部分は除外し、800m以深の全体を貯留層と評価した。

5. 揚湯量について

(1) 目的

鹿児島県は揚湯量の上限を $Q=100\text{L/min}$ 、限界揚湯量の8割以下を適正揚湯量とする指導を行っている。揚湯試験は、予備揚湯試験、段階揚湯試験、温泉帯水層試験（または一定量連続揚湯試験及び水位回復試験）の順番で実施した。

(2) 揚湯試験

段階揚湯量試験での揚湯量と水位降下の関係を図-4に示した。この関係は、貯留層の性質や湧出量で異なる。本工事は段階揚湯試験を、80, 100, 120, 140, 160, 180L/minの6段階で実施した。140L/min までの揚湯では、短い時間で水位が安定した。160, 180L/min は前の段階より安定にまでに時間を必要とした。揚湯量と水位降下量の相関関係は、概ね直線となった。揚湯量と水位降下の関係から

源泉井の能力を次のように判断した。

- ① 限界揚湯量 $Q=180.0\text{L/min}$ ($\approx 259.20\text{m}^3/\text{day}$) 以上
- ② 適正揚湯量 $Q=100.0\text{L/min}$ ($\approx 144.0\text{m}^3/\text{day}$)
- ③ 比湧出量 $Q=80.0\text{m}^3/\text{day/m}$
(揚湯量 $Q=144.0\text{m}^3/\text{day}$ ÷ 水位降下量 $s=1.8\text{m}$)

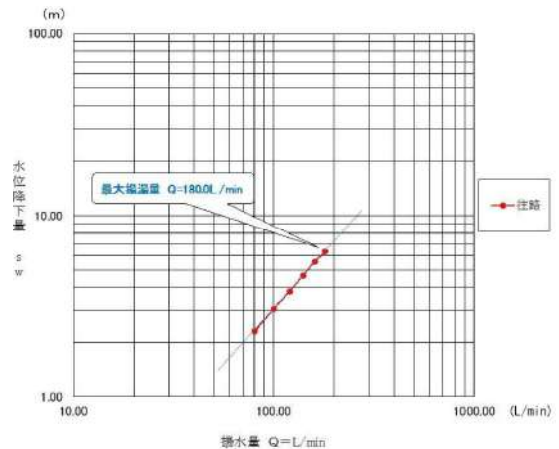


図-4 揚湯量と水位降下の関係(s-Q 曲線図) ²⁾

段階揚湯試験で設定した適正揚湯量は、温泉帯水層試験を行い適性を評価した。試験の方法は適正揚湯量で24時間以上揚湯し、動水位及び泉温の測定値が安定していれば、求めた適正揚湯量は源泉に対して適切と判断した。揚湯量 $Q=100.0\text{L/min}$ でくみ上げると経過時間が240分を越えたあたりから水位は安定し、最大水位降下量 s は1.8mとなった。水位回復試験開始前（ポンプ停止前）に温泉中分析の検体を採取した。分析結果の概略を下記に示す。

- ① 揚湯量 $Q=100\text{L/min}$
- ② 泉温 50.8°C
- ③ 泉質 ナトリウム-塩化物温泉
(低張性 中性 高温泉)

6. おわりに

本報告の源泉は、湧出量の全国平均が $Q=100.0\text{L/min}$ とであること、および水位降下量の全国平均が数100mにも達することも珍しくないことと比較すると、温泉湧出能力が極めて高い源泉である。物理探査は、解析法を工夫しナトリウムイオン濃度が低い源泉を目指した。さらにケーシングプログラムにも反映させた。泉温は高温水部泉質だった。しかし、ナトリウムイオン濃度が残り単純温泉に近い泉質に至らなかった。

それでも、泉温及び泉質について、顧客からは「大変満足している」と回答を頂いた。この検討に鑑みて今後も目指した泉温・泉質に取り組んでゆく。

《引用・参考文献》

- 1) 平成30年度 鹿児島交通局再開発事業 温泉掘削調査
- 2) 令和3年度 鹿児島交通局再開発事業 温泉掘削工事

電気検層と電気探査による水理特性の把握

日本物理探査株式会社 ○榊 力廣, 宮澤 広季, 東 浩太郎

1. はじめに

工業用地開発予定地において、工場用井戸を設置する計画がある。井戸設計に際して、帯水層の分布を把握するために、電気検層と電気探査を実施した。

調査内容は、以下のとおりである。

①電気検層：深度180m×4本

②電気探査(比抵抗二次元探査)4測線 計3,750m

図-1に電気検層実施地点および電気探査測線図を示す。

本稿では電気検層と電気探査、またボーリングの調査結果から調査地での帯水層の分布について考察した。

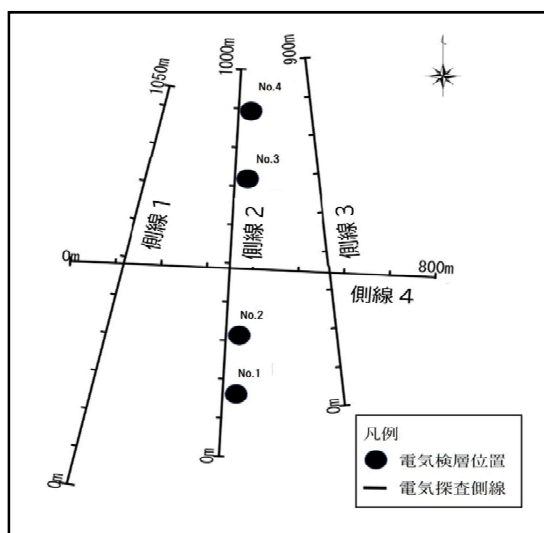


図-1 電気検層実施地点および電気探査測線

2. 調査方法

(1) 電気検層

本調査では、ゾンデの電極間隔を0.25m・0.50m・1.00mとするノルマル法で実施した。図-2に電気検層の概要図を示す。

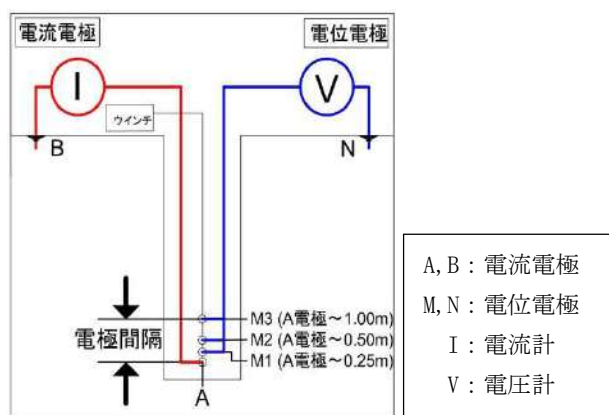


図-2 電気検層概要図

(2) 電気探査

今回は、調査地に遠電極を設けることが困難であるため、ダイポール・ダイポール法電極配置を用いた。図-3に電極配置概要図を示す。電極間隔 a は10mとした。

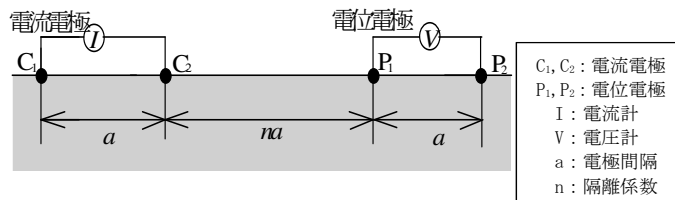


図-3 ダイポール・ダイポール法電極配置概要図

電気探査は、地盤の比抵抗を求める調査である。図-4に各地質の地質・土質と比抵抗との関係図を示す。

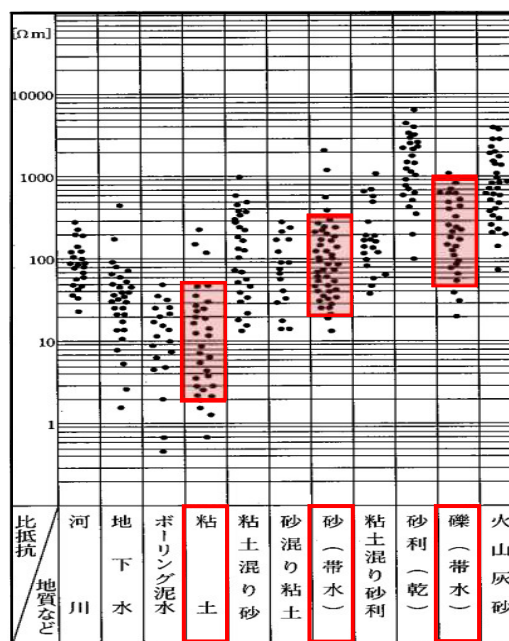


図-4 地質・土質と比抵抗との関係¹⁾

3. 調査結果

(1) 電気検層

図-5に各孔の電気検層結果を比較した図を示す。No.1とNo.2で非常に近い結果が得られ、ボーリング柱状図と比較すると、礫層部は、相対的に高比抵抗値を示し、帯水層と想定できる結果(図-5中の青枠)が得られた。また、細粒分を主体とする箇所では低比抵抗を示し、ボーリング結果と相関が認められた。しかし、柱状図では同一層とした層内においても、細粒分含有率の違いにより見掛け比抵抗値が変動する結果も得られた。

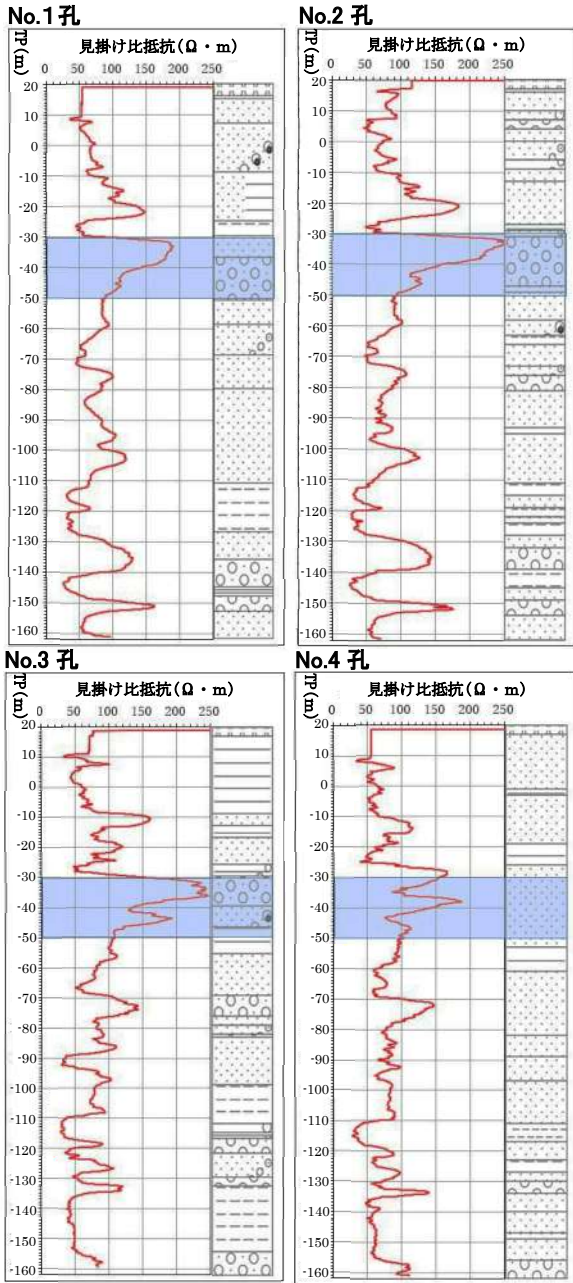


図-5 各孔の見掛け比抵抗値と柱状図との比較図

(2) 電気探査

図-6に4測線での比抵抗断面図を示す。測線1、測線2において、測線位置450m付近のTP-50m～TP-160に比抵抗値が $100 \Omega \cdot m$ 以上の周囲より比抵抗値の高い箇所が見られた。図-4より砂(帯水)または礫(帯水)であると想定される。また、側線1～3のTP-100～-170m付近に比抵抗値 $40 (\Omega \cdot m)$ 以下の低比抵抗値を示す箇所が目玉状に確認され、粘性土層と想定された。ボーリング結果と照らし合わせると、低比抵抗部はボーリング柱状図のNo. 1孔とNo. 2孔ではシルト、礫の互層からなり、No. 3孔ではシルト層に該当した。

4. 電気検層と電気探査の結果比較

電気検層と電気探査の二つの調査を実施した結果から、以下に調査地の帯水層の分布について考察する。まず、電気検層の結果ではNo. 1からNo. 4の全地点において、TP-20mからTP-50m付近に相対的に高い見掛け比抵抗

抗値を示す礫層を確認でき、電気探査の結果でも、TP-20m～TP-80mの区間において比抵抗値 $100 \Omega \cdot m \sim 200 \Omega \cdot m$ の相対的に高比抵抗値を示す箇所が目玉状に分布が見られ、これらの高比抵抗箇所が同じ帯水層を示すと考えられる。以上の事から、この帯水層が調査地の広い範囲に分布していると推定される。しかし、比抵抗値の高い部分は目玉状に分布し、水平方向に連続性が認められない。これは、同一層と考えられる層内でも、水平方向では粒径や細粒分の違いにより、比抵抗値に差が生じたものと推測される。図-7は、電気検層と電気探査の結果に帯水層と想定される範囲を薄赤色の帯で示したものである。

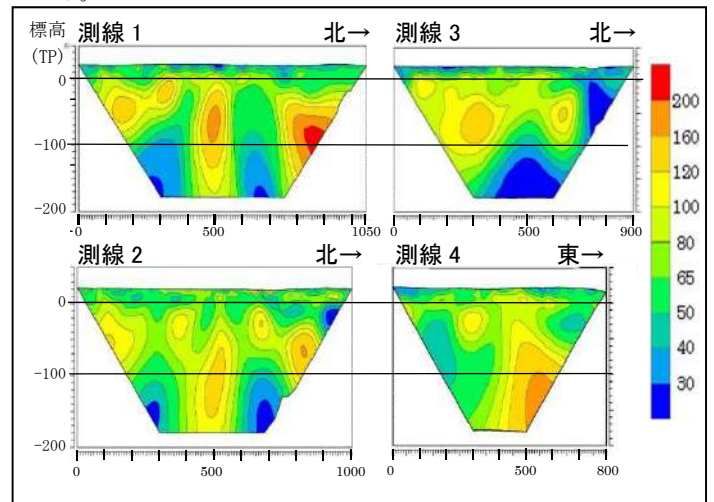


図-6 各測線の比抵抗断面図

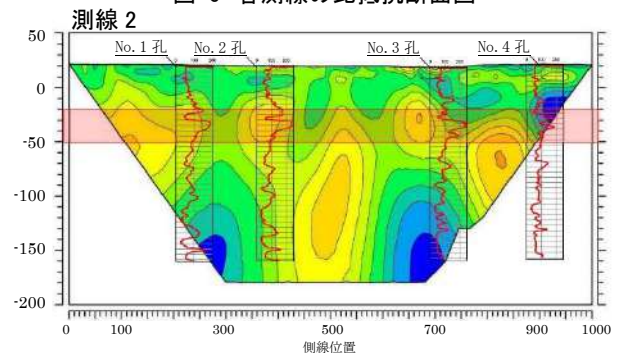


図-7 帯水層(赤帯)と比抵抗の関係図

5. まとめ

今回の調査で得た結果から、調査地全域に繋がった帯水層の分布が想定できた。また、電気検層の点での結果と電気探査の面での結果を比較することにより、帯水層の性状が水平方向に不均一であることが想定でき、調査地における帯水層の水理特性を把握することができた。今後は、電気探査の電極間隔を細かくとり、さらに精度の高い比抵抗断面の作成を行うことにより、電気検層結果との一致が期待される。

《引用・参考文献》

- 1) 島優雅, 梶間和彦, 神谷英樹: 建設・防災・環境のための新しい電気探査法比抵抗映像法, pp. 117, 古今書院, 1995. 3.

微動アレー探査を用いた地下水開発

(株)日さく ○小山祥代, 堀信雄, 長谷川智史

1. はじめに

本業務は、稼働中の工場における地下水開発を目的として、物理探査および試掘調査を実施したものである。既存資料から、調査地においては概ね深度80～100mにおいて基盤岩である花崗岩類が分布すると想定された。調査地周辺2km 圏内の既存井戸の地質柱状図を図-1に示す。当該敷地が170m×170m 程度であり探査深度と比べ、測線を敷地外に伸ばせないこと、工場や埋設管などの電気的なノイズ源が多いことから、電気探査の適用は困難と判断した。このような施工条件下で実施可能な手法として、微動アレー探査およびチェーンアレー探査(二次元微動アレー探査)を実施した。

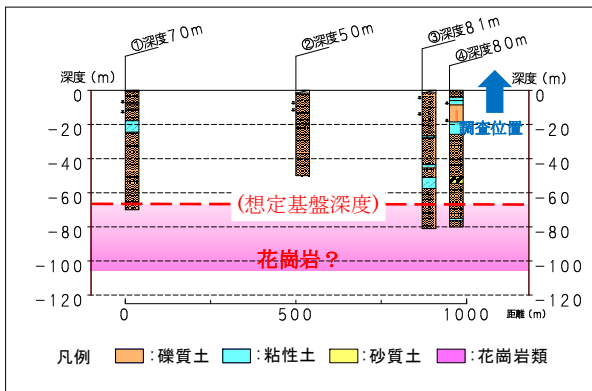


図-1 既存井戸柱状図

2. 調査概要

微動アレー探査とは、地震計を三角形に配置し、観測地点直下のS波速度構造を把握する調査である。

一方、チェーンアレー探査は、三角形の配置を線状に組み合わせることにより、速度構造の2次元的な分布を把握することを目的とする調査である。本業務では解析精度を高めるため、微動アレー探査とチェーンアレー探査の両者を組み合わせて実施した(図-2および図-3)。

地表には、人為的な振動や自然に起因する様々な波動が常時伝播しており、これらのうち震源を特定できない微小な振動を微動と称している。人為的な微動は、一般的には交通機関や工場の機械の振動に起因し、振動に明瞭な日変化が認められる特徴がある。一方、自然現象に起因する波動は、主に気圧変化に伴う風や波浪等が発生源であり、現象の規模によって振幅は変化している。微動は実体波や表面波からなり、多くの場合、表面波が優勢である。表面波は、地盤を伝わる速さが周波数によって変化する性質があり、この特性は地下構造を正確に反映する。この変化のパターンは、地下のS波速度構造の違いによって明瞭に異なることから、表面波の周波数と

伝播速度の関係を把握することで、地下構造が把握できる。

(1) 微動アレー探査

地表に複数台の地震計を配置した上で、微小な振動を観測し、観測地点直下の平均的なS波速度構造を求めるものである。本調査ではSPAC法¹⁾を採用し、円の中心点と円に内接する正三角形の頂点に地震計を配置した。

(2) チェーンアレー探査

微動アレー探査では、微妙な地下構造を忠実に反映できるものの、1次元的なものである。2次元的に表現するためには、アレーを直線的に繋いでいく必要があり、最小3点の正三角形アレーを連続に配置するチェーンアレー探査を実施した。

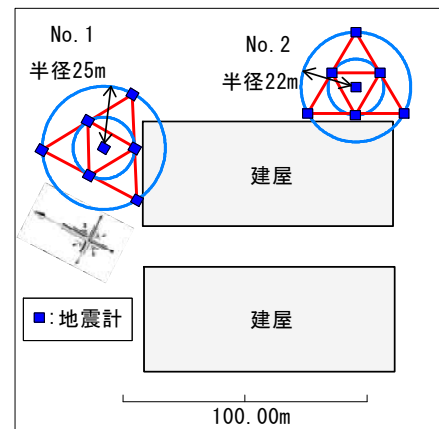


図-2 微動アレー調査配置図

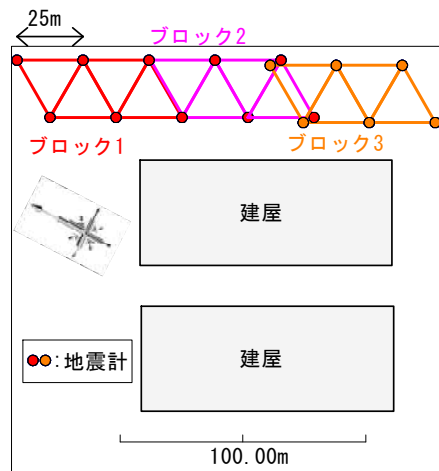


図-3 チェーンアレー調査配置図

3. 結果と解釈

微動アレー探査およびチェーンアレー探査の結果を図-4に示す。一般にS波速度は、未固結層である砂礫層よりも岩盤である花崗岩の方が高い値を示す。調査地はS波速度が深度に伴い速くなり、また、北側から南側へ向かって高速度帯の出現深度が深くなる傾向を示した。こ

のようなS波構造は、図-4に示すように、北側から南側に向かって花崗岩の出現深度が深くなり、砂礫層が厚くなることを示唆するものと想定される。

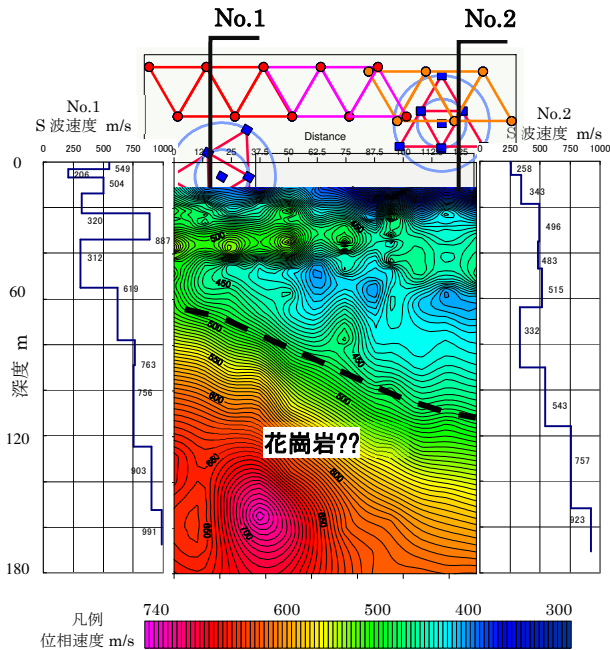


図-4 調査結果統合図

文献²⁾によると花崗岩のP波速度は1500m/s以上と想定されており²⁾、岩盤のS波速度とP波速度の関係から(図-5)、S波速度は400~500m/sであると想定される。調査地においては、S波速度400~500m/s程度が花崗岩の出現する深度60~100mの上面深度と想定し、試掘の計画深度とした。

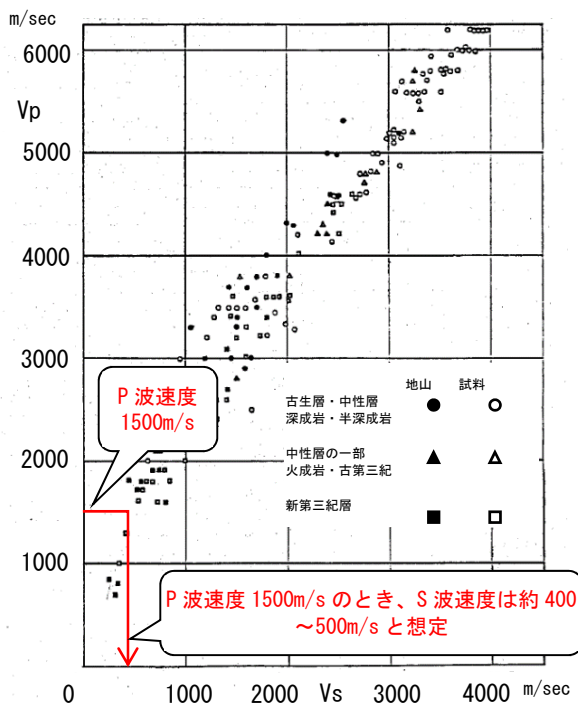


図-5 岩盤のS波速度とP波速度の相関³⁾

4. 考察

地下水開発の適地選定においては、帯水層が厚く分布することが必要な条件の一つである。工場周辺の基盤となる花崗岩の出現深度は、南側で深くなると想定されることから、厚い砂礫層が分布すると期待される敷地南側で試掘調査を実施した。既存資料と探査結果より、敷地南側では花崗岩の上面深度が約深度100~110mと想定されることから、掘削深度は深度120mとした。試掘調査の結果、当初想定された深度で花崗岩を確認できなかったものの、帯水層となる砂礫層が厚く分布することが明らかとなった。一方、相対的にS波速度が遅い範囲には粘性土が存在していた。試掘結果と微動アレー探査およびチェーンアレー探査結果との整合性は高いと考えられる。

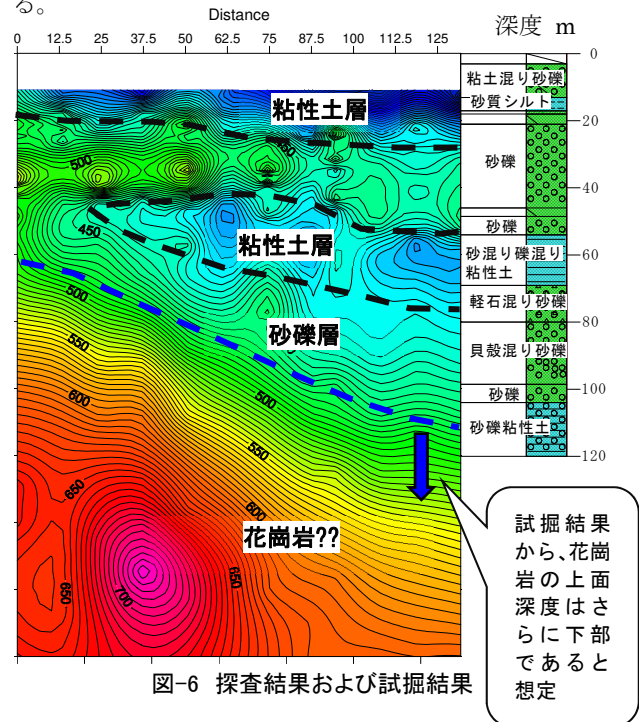


図-6 調査結果および試掘結果

5. 今後の展望

試掘結果との対比から、微動アレー探査およびチェーンアレー探査は、内部層序の検討に当たっては高い精度を発揮するものと考えられる。今後も実際の地層と照らし合わせたデータを蓄積し、知見を深めていく必要がある。電気探査において遠電極を設置することが確保できない場合や、配管等の存在により電気ノイズが多いことが想定されるサイトにおいて、地下水開発に対する有用な手法として、今後活躍の場が増えていくことが期待される。

《引用・参考文献》

- 岡田 広: 微動探査の現状と課題, 物理探査, 第61巻, 第6号, pp445-456, 2008
- 物理探査ハンドブック, p. 145, 1998
- “土と岩”の弾性波速度-測定と利用-: 物理探査学会, p. 142, 1998

サウンディング試験を活用した火山灰質粘性土地帯の地盤調査事例

株式会社アバンス ○ 宮崎康平, 山下隆之, 梅崎基孝

1. はじめに

スクリーウエイト貫入試験(旧スウェーデン式サウンディング試験)は、迅速かつ比較的貫入能力に優れていることから、概略調査や予備調査、補足調査等で従来より一般的に用いられてきた。

一方、スクレイドライバー・サウンディング試験(SDS試験)は、SWS試験に回転トルクおよび1回転当たりの貫入量の計測を加えて、土質推定(砂、砂以外)が可能で、周面摩擦を除去することにより深度10mを超えて調査可能なサウンディング試験である。

本発表は、熊本県東部地域(阿蘇外輪山のカルデラ東部)にて計画されている新規道路計画地において、SDS試験を活用した軟弱地盤調査の事例報告である。

2. 調査概要

(1) 地質概要

調査地の地質は、上位から新規火山灰層、阿蘇-4火砕流堆積物、基盤岩である花崗閃緑岩が確認される。

新規火山灰層は、阿蘇中央火口丘から噴出した軽石や火山灰(黒ぼく、赤ぼく)であり、N値1~4と非常に軟質である。それらの軟弱地盤は、調査地全体において、地表部より、層厚10~30m程度で層状に広く分布する。

(2) 調査計画

高規格道路計画地の2km程度の区間内で、計画された各構造物(切土、盛土、補強土等)に対し、道路横断上にボーリングを実施した。SDS試験は、ボーリング近傍で貫入可能な深度まで試験を実施した。調査は全7か所実施した。

試験結果から、それぞれの土質判別結果を比較した。また、標準貫入試験(SPT)によるN値とSDS試験による換算N値を比較した。

(3) 使用した機材

試験に用いた機材は、GeoKarteⅢである。試験装置の全体図を図-1に示す。



図-1 SDS試験装置全体図¹⁾

3. 調査結果

(1) 地盤状況

ボーリング結果から代表地点AとBについて地質区分を行った(図-2)。

地点Aでは、GL-0.0m~13.3mまで新規火山灰層の粘性土と砂質土が分布している。GL-13.3m以深は、阿蘇-4火砕流堆積物が分布しており、GL-14.0mからN値50以上を示す溶結凝灰岩となり、支持層を確認した。

地点Bでは、GL-0.0m~11.0mまで新規火山灰層の粘性土が分布している。GL-11.0m以深は、阿蘇-4火砕流堆積物が分布しており、GL-11.60mからN値50以上を示す溶結凝灰岩となった。

なおSDS試験では、両地点ともN値50以上を示す溶結凝灰岩層の上面まで貫入し、その後換算N値50以上を示し貫入不能となった。SDS試験により支持層の把握ができた。

(2) 試験結果(土質判別)

代表地点のボーリング結果による地盤材料の工学的分類とSDS試験による土質判別結果を図-2に示す。

地点Aではボーリング結果から、GL-0.0~8.0mまで粘性土、GL-8.0~8.5mまで砂質土、GL-8.5~13.3mまで粘性土、GL-13.3~14.0mまで礫質土、GL-14.0~17.0mまで軟岩、と区分した。SDS試験による土質区分と比較すると、Avb(1)層、Avs層は土質区分が一致しているが、ボーリング結果から「粘性土」と評価した箇所が、SDSによる土質区分では「砂」と判定している箇所が多くみられる。

地点Bではボーリング結果から、GL-0.0~11.35mまで粘性土、GL-11.35~11.60mまで礫質土、GL-11.60~15.00mまで軟岩と区分した。SDS試験による土質区分と比較すると、B層は土質区分が部分的に一致しているが、GL-2.25m以深はほとんど「砂」と判定された。

これは、調査地の粘性土に砂分や礫分が多く含まれている事、砂分や礫分を局所的に含んでおり、層として不均一である事が考えられる。図-2に室内土質試験の粒度試験の結果を示すが、調査地の粘性土には砂分が約10~40%程度含まれていることがわかった。砂質土は荷重増加に応じトルクが増大傾向を示すため、調査地の火山灰質粘性土は、砂分を多く含むことで、トルク値が増大し、「砂」と判定されたと考えられる。

また、地点Bでは局所的にトルク値が増大しており、砂分や礫分が多い箇所をより細かく判定していることが考えられる。

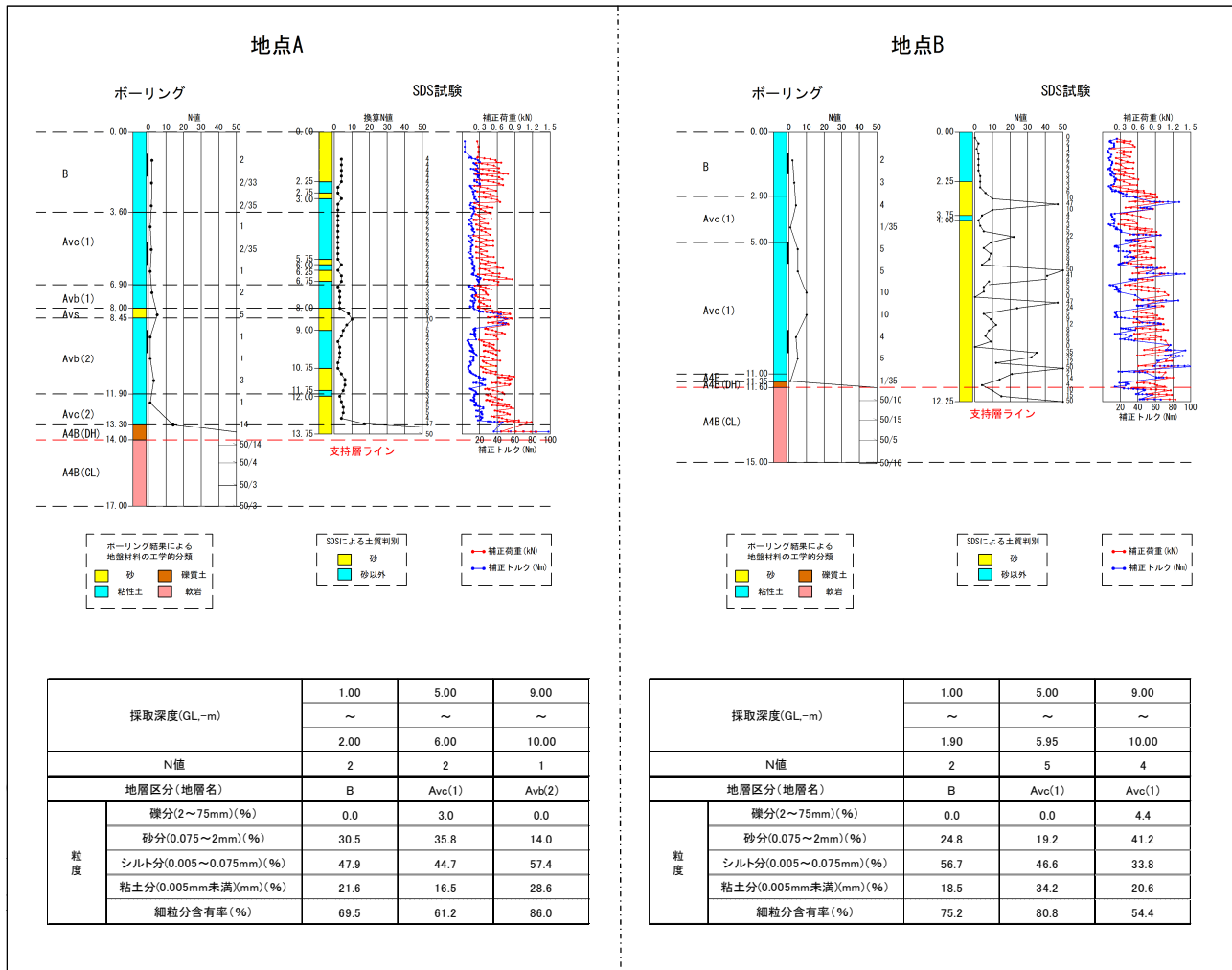


図-2 土質判別結果と室内土質試験結果

(3) 試験結果(N 値比較)

図-3に SPT による N 値と SDS 試験による換算 N 値の相関性を示す。相関係数は0.84となり高い相関性がみられる。今後もデータの蓄積を行い精度の向上を図りたい。

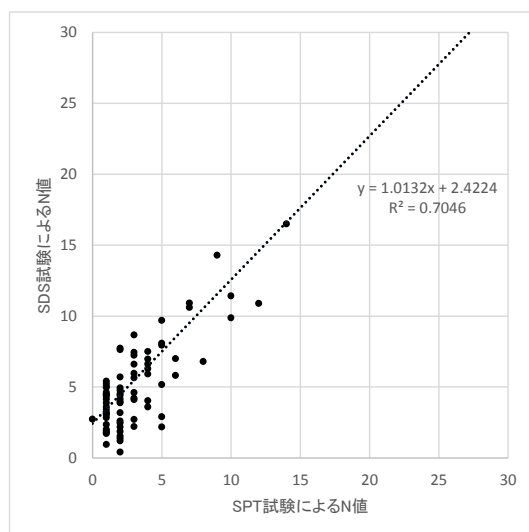


図-3 N 値との相関性(※異常値は棄却)
(データ数:80 ボーリング7孔分)

4. おわりに

本調査では、火山灰質土を対象として、SDS 試験を実施し、調査ボーリング結果と比較した。結果、SDS 試験による軟弱な地盤の抽出や支持層の把握ができた。また、SPT による N 値と SDS 試験による換算 N 値との比較については高い相関性がみられた。

ただ、調査地の粘性土層は砂分が多く含まれるため、トルクで土質判別を行う SDS 試験では良好な土質判別は行われなかったが、局所的に砂分や礫分を多く含む箇所の抽出ができ、層の不均一性が確認できた。

以上から、調査ボーリングと併用し、土質確認を実施しながら用いることで精度が向上すると考えられる。

今後もデータ収集を続け、調査ボーリング結果や粒度分布などの室内土質試験結果との比較検証を行っていきたい。

《引用・参考文献》

- 1) SDS 研究会：SDS 試験マニュアル(案), 2018. 3.

サウンディング試験を活用した 火山灰粘性土地帯における軟弱地盤調査事例

(株)アバンス ○山下 隆之、宮崎 康平、梅崎 基考

1. はじめに

本発表は、熊本県東部地域（阿蘇山の東側）にて計画されている新規道路計画地において、各種サウンディング試験を活用して、軟弱地盤調査を実施した事例の報告である。対象地は、阿蘇山から噴出した火山灰や、土壌化した腐植物などが20～30m程度の厚さで堆積しており、1) 構造物や盛土に対する変形特性、2) 構造物や改良体の支持層の面的な分布の把握、3) 道路計画に対して、どの程度の密度でボーリング調査を実施するか、といった点が課題であった。

そこで、ボーリング調査の補完として、各種サウンディング試験を活用し、調査を実施した。

2. 調査に用いた試験機の概要

(1) 簡易平板載荷試験(エレフット)

火山灰質粘性土の支持力評価のため、簡易平板載荷試験を活用した。試験に用いたのは、エレフット（平成30年度国土交通省準推奨技術登録）である。試験機の概要を図-1に示す。



図-1 エレフット装置全体図と試験実施状況例

(2) ポータブルコーン貫入試験

火山灰粘性土のトラフィカビリティ検討（qc の確認）のため、ポータブルコーン貫入試験を実施した（試験機概要を図-2に示す）。

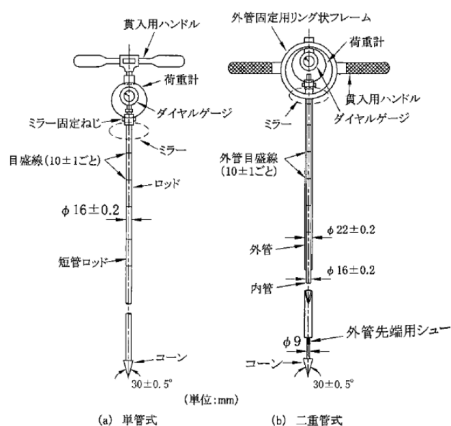


図-2 ポータブルコーン貫入試験機の概要¹⁾

(3) SDS(スクリュードライバーサウンディング)試験

支持層の分布や、軟弱地盤の抽出に活用するため、SDS試験（スクリュードライバーサウンディング試験）（NETIS;KT-190013-A）を活用した。試験に用いた機材は、GeoKarteIIIである。試験装置の全体図を図-3に示す。



図-3 SDS 試験装置全体図²⁾

「SDS 試験マニュアル(案)」より抜粋

3. 調査結果について

(1) 各土質の地盤調査結果(室内土質試験)

対象地の代表地点における室内土質試験結果を、表-1に整理する。

表-1 対象地の土質と工学的特徴

土質	N 値	Wn	γ	qu	P c	Li
黒ぼく	2	168.4	12.3	31.8	144.3	21.1
赤ぼく	2～3	90.7	14.6	54.7	277.4	12.2

Wn：自然含水比（％）、 γ ：単位体積重量（kN/m³）

qu：一軸圧縮強度（kN/m²）、P c：圧密降伏応力（kN/m²）

Li：強熱減量（％）



写真-2 対象地の火山灰質粘性土(黒ぼく、赤ぼく)

(2) 簡易平板載荷試験とポータブルコーン貫入試験結果

現地で黒ぼくと赤ぼくを対象に簡易平板載荷試験とポータブルコーン貫入試験を実施した結果を表-2に整理する。なお、許容支持力は「(簡易平板載荷試験の極限支持力)/4.5」にて算出した(端数切捨て)。

表-2 対象地の簡易平板載荷試験とポータブルコーン貫入試験結果

土質	N 値	極限支持力 (kN/m ²)	qa(エレフット) (kN/m ²)
黒ぼく	2	480以上	100 (106)
赤ぼく	2~3	711以上	150 (158)

※qa：許容支持力 (kN/m²)

※qa は極限支持力/4.5 (端数切捨て)

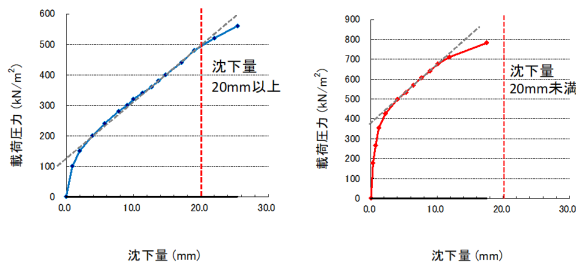


図-4 簡易平板載荷試験結果(応力-沈下曲線)

左) 黒ぼくの試験結果、右) 赤ぼくの試験結果

試験機の種類	単管式	二重管式	荷重計容量	N	1000	校正係数 K' N/目盛	4.565
ロッド質量 m ₁ kg	0.78		先端コーン質量 m ₂ kg	0.13		コーン底面積 A m ²	6.45E-04
貫入速度 cm/s	1.0		最終貫入深さ m	0.5		天候	晴れ
測定深さ m	ロッド本数 n	荷重計読み値 D	貫入力 Q _u =KD N	コーン貫入抵抗 q _c kN/m ²	記事	深さ m	q _c kN/m ²
0.10	1	142.0	648	1019		0.00	
0.20	1	82.0	374	594		0.20	
0.30	1	78.0	356	566		0.40	
0.40	1	83.0	379	601		0.60	
0.50	1	92.0	420	665	貫入不能		

図-5(1) 黒ぼくのポータブルコーン貫入試験試験結果

試験機の種類	単管式	二重管式	荷重計容量	N	1000	校正係数 K' N/目盛	4.565
ロッド質量 m ₁ kg	0.78		先端コーン質量 m ₂ kg	0.13		コーン底面積 A m ²	6.45E-04
貫入速度 cm/s	1.0		最終貫入深さ m	0.2		天候	晴れ
測定深さ m	ロッド本数 n	荷重計読み値 D	貫入力 Q _u =KD N	コーン貫入抵抗 q _c kN/m ²	記事	深さ m	q _c kN/m ²
0.10	1	122.0	557	877		0.00	
0.20	1	124.0	566	891	貫入不能	0.40	

図-5(2) 赤ぼくのポータブルコーン貫入試験試験結果

(3) SDS 試験結果

SDS 試験結果から得られたパラメーターより、推定 N 値と許容支持力を推定し、表-3に整理した。また、SDS 試験のデータシートを図-6に整理する。

表-3 対象地の SDS 試験結果

土質	N 値	推定 N 値
黒ぼく	2	1.5~2.8
赤ぼく	2~3	2.4~>10

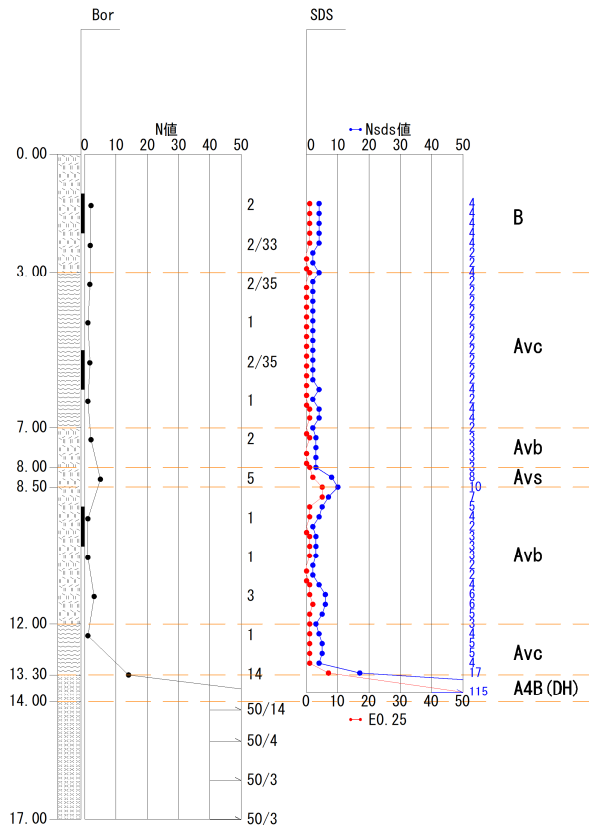


図-6 同地点におけるボーリング結果と SDS 試験との対比

4. 調査結果の考察

今回の調査結果を考察すると、1) 簡易平板載荷試験から推定された許容支持力とコーン指数に比例関係が想定される、2) SDS 試験にて支持層上面深度の確認や推定 N 値の整理が可能である、といった事が整理できる。

具体的な簡易平板載荷試験とコーン指数および圧密降伏応力との関係性表-4に整理する。

表-4 対象地の土質特性

土質	qa (kN/m ²) (エレフット)	qc (kN/m ²) (コーン指数)	Pc (kN/m ²) (圧密降伏応力)
黒ぼく	100	566 qa×5.5	144.3 qa×1.4
赤ぼく	150	877 qa×5.8	277.4 qa×1.8

5. まとめ

今後、ボーリング調査および室内土質試験結果とサウンディング試験との相関性をもとに、現地踏査や各種サウンディング試験を実施し、工学的な地質縦横断面図を作成する予定である。また、試験点数を増やし、各種パラメーター間の相関性を検討したい。

《引用・参考文献》

- 関東地質調査業協会:改訂版 現場技術者のための地質調査技術マニュアル,2015.11
- SDS 研究会:スクリウドライバー・サウンディング(SDS)試験マニュアル(案),2018.3

花崗岩地域における広域斜面の土層調査ならびに安定度評価事例

株式会社ダイヤコンサルタント ○岡崎 敬祐、鏡原 聖史、坂東 聡、柳田 寛、
高橋 良輔、伊東 陽希、日比野 共希
兵庫県農林水産技術総合センター森林林業技術センター 藤堂 千景

1. はじめに

日本は、斜面崩壊が発生しやすい地形・地質条件下で、豪雨や地震等の外的要因も伴い、土砂災害が多い国である。我が国では、表層崩壊発生箇所の予測や斜面对策工の配置を適切に行うため、従来から動的コーン貫入試験による斜面の土層調査が多く実施されてきた。

本稿では、表層崩壊の発生が予想される花崗岩地域の広域斜面に対して、従来型の簡易動的コーン貫入試験¹⁾と可搬性に優れた土壌検査棒²⁾を併用した土層調査を行い、両試験の調査結果の整合性や作業の効率性について検討した。また、調査結果を用いて当該地区における広域斜面の安定度評価を試みた。

2. 調査地概要

図-1に崩壊前のLP地形図を用いた調査地の机上判読結果を示す。調査地は兵庫県神戸市有野町の六甲山茶園谷上流部に位置する山腹斜面地であり、今回の調査範囲は図に示す黒点線の範囲(約2.4ha)を対象としている。

地質は六甲花崗岩が分布している。山腹斜面は浸食崖が非常に発達しており、沢の流水で長期的な風化浸食作用により形成されたものと思われる。沢部には崖錐堆積物が堆積し、山裾部の少し高い面に部分的に古期堆積物が分布している。これは、A、B沢の合流点付近が狭まっており、扇形状の地形を呈しているため、堆積と浸食を繰り返す中で高い位置にある古期堆積物が残り、段丘状の堆積面が形成されたと思われる。

また、調査地に隣接する谷沿いで北東-南西方向に湯川谷断層が分布している。断層に直交する方向にはリニアメントがいくつか認められ、リニアメント沿いの山腹斜面にクリープ地形が認められる。このクリープ地形の箇所では、平成26年8月豪雨で表層崩壊が発生している。

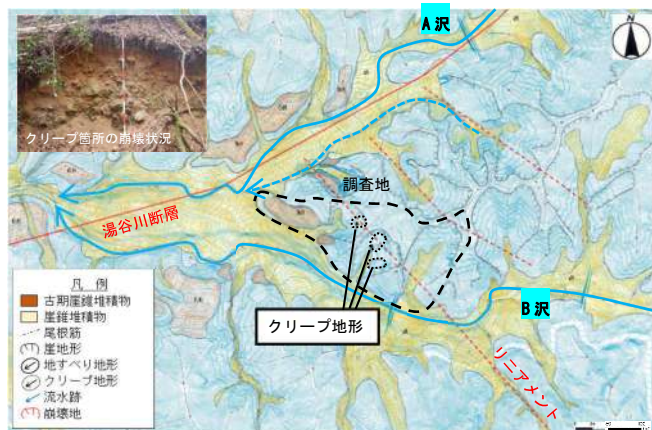


図-1 調査地周辺の机上判読結果(H23LP 地形図)

3. 現地調査

(1) 調査手法

土層調査は、図-2に示す通り10m×10mの格子を組み、各格子点で実施した。簡易動的コーン貫入試験は、過去に数多く行われてきたため、信頼性の高い試験であるが、当該地では、土壌検査棒が簡易動的コーン貫入試験の代用可能かを検討するために土壌検査棒主体で調査した。土壌検査棒は10mピッチで256箇所実施し、両試験結果を比較するために、簡易動的コーン貫入試験を20mピッチで重複して68箇所で行った。

簡易動的コーン貫入試験は、図-3に示す器具を用いて重さ5kgのハンマーを落下させ、打撃により先端コーンを地盤へ貫入させることで地盤硬度(Nd値)を得た。本調査では、Nd≤30の深度または調査深度5m³⁾⁴⁾まで調べた。

土壌検査棒は、図-4に示す器具を用いて、人力で貫入可能な深度まで調べた。人力では場所によりばらつきが認められたため、試験地点の周辺で3～5回の試験を行い、最大貫入深度を記録した。

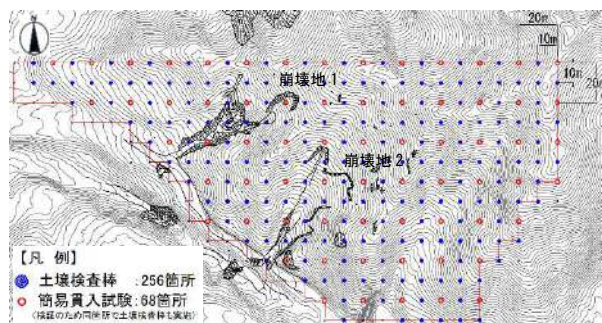


図-2 試験位置図



図-3 簡易動的コーン貫入試験器¹⁾



図-4 土壌検査棒²⁾

(2) 調査結果

図-5にある箇所の土層調査の試験結果を示す。図-5の黒線が簡易動的コーン貫入試験結果を示しており、 $N_d \leq 12$ の土層を潜在崩土層（表層崩壊の可能性が高い土層）とした。調査地は、潜在崩土層が1~1.5m程度分布しており、その下位層で急激に N_d 値が高くなる傾向にあった。また、堆積域では局所的な N_d 値の上昇後にまた小さい N_d 値となるような挙動を繰り返す箇所も認められた。堆積土層内には礫が多い状況にあることが推察される。

土壌検査棒の試験結果は、図-5に青点で示した。最大貫入深度は、先述の潜在崩土層厚の下端付近まで貫入し、土壌検査棒においても簡易動的コーン貫入試験同様に潜在崩土層を調べることが可能であることが分かった。

図-6に重複して実施した68箇所分の両試験結果の相関について示す。横軸に簡易動的コーン貫入試験結果（ $N_d \leq 12$ の深度）、縦軸に土壌検査棒試験結果（最大貫入深度）を示す。貫入深度 GL-2m 程度までは相関性のいい結果が得られているが、GL-2m を超える深度においては右下側に寄っていく結果となった。これは貫入深度が深くなるにつれて、地盤との摩擦が増え、人力の土壌検査棒では貫入しづらくなることが要因と考えられ、土壌検査棒の適用範囲は比較的浅い土層に対して有効だと言える。

また、表-1に両試験の作業時間の比較を示す。比較の結果、貫入深度が深くなる場合は特に土壌検査棒のほうが効率よく作業できることが分かった。今回の比較は各箇所の作業時間のみであり、搬入、移動の時間を考慮した場合、全体の調査時間としては、可搬性に優れた土壌検査棒のほうがさらに作業性に優ると言える。

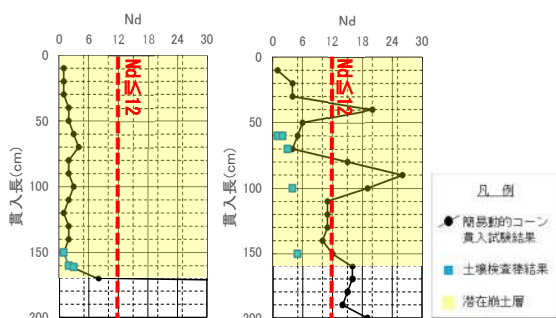


図-5 両試験結果の比較（左：斜面部、右：堆積域）

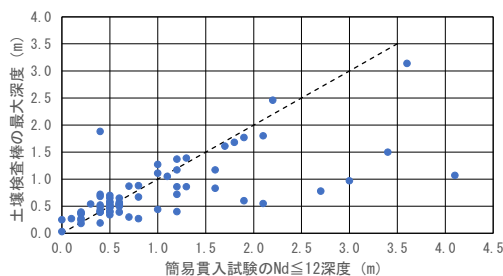


図-6 両試験結果の相関性（重複68箇所）

表-1 試験作業時間の比較

試験地	簡易動的コーン貫入試験			土壌検査棒	
	貫入深度 (m)	潜在崩土層厚 $N_d \leq 12$ (m)	作業時間	最大貫入深度 (m)	作業時間
15-28	3.48	1.5	0:30	1.5(5回)	0:11
15-20	0.60	0.5	0:05	0.5(5回)	0:05

4. 安定度評価

調査で得られた面的な土層厚情報を用いて、斜面の安定度評価を行った。安定計算は、図-7に示す表層崩壊危険評価手法の一つである沖村・市川モデル⁵⁾を使用した。本モデルは、傾斜、表土層深分布、集水性の3つの要因を考慮して広域を対象に表層崩壊の発生危険度を評価できる手法として知られている。今回の検討では、崩壊前のLP 地形図で平成26年8月豪雨災害時の降雨を入力し経時的な安全率の推移を計算した。

計算結果を図-8に示す。最大降雨時には、崩壊地を含む広い範囲で安全率が1.0を下回る結果であり、崩壊地を捕捉することができた。ただし、未崩壊斜面も広く赤判定が付いており現状と整合しないが、本計算には植生の効果や露頭状況を加味していないためと思われる。今後はこれらを加味してさらに危険箇所を絞る必要がある。

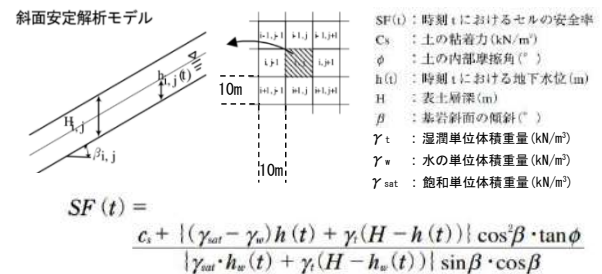


図-7 計算モデルと無限長斜面安定解析式⁵⁾

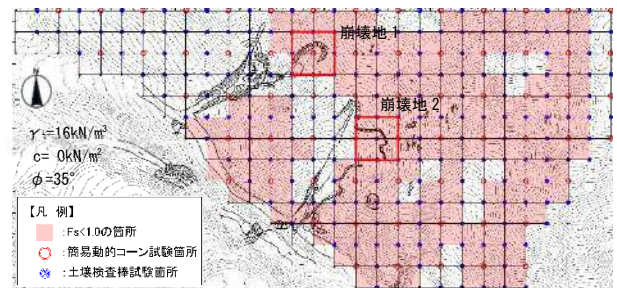


図-8 危険度評価結果（最大降雨時）

5. まとめ

広域斜面の土層調査を行い、土壌検査棒で表層の潜在崩土層を精度よく効率的に調べることができた。また、課題は多いが、面的な安定解析を実施し、全体の危険箇所を特定した。今後は植生の効果を加味して検討したい。

《引用・参考文献》

- 1) 社団法人地盤工学会:新規制定地盤工学会基準・同解説 動的コーン貫入試験方法(JGS 1437-2014) 基準,2014.
- 2) 独立行政法人土木研究所材料地盤研究グループ:土層強度検査棒による斜面の土層調査マニュアル(案), ISSN0386 5878,土木研究所資料,第4176号,2010.
- 3) 沖村ら:一試験地における風化花崗岩斜面の土層構造と崩壊発生深さに関する研究,新砂防,33-1,pp.7-16,1980.
- 4) 小山内ら:簡易貫入試験を用いた崩壊の恐れのある層厚推定に関する研究,国土技術政策総合研究所資料,第261号,pp.1-29,2005.
- 5) 沖村ら:数値地形モデルを用いた表層崩壊危険度の予測法,土木学会論文集 第358号/Ⅲ-3,1985.

中間砂層の有無が解析結果に及ぼす影響

株式会社ダイヤコンサルタント ○吉原 諒, 山田 満秀, 谷口 雄太

1. はじめに

軟弱な粘性土地盤上に盛土など土工構造物を施工する場合、圧密沈下の影響を評価し、事業工程を勘案した上で適切な対策工を選定する必要がある。圧密沈下の影響の中で、中間排水層の存在は、沈下時間に大きな影響を与えるので非常に重要である¹⁾。本稿では、宮城県石巻地方において軟弱地盤上に計画された新規の道路盛土を対象として実施した調査・解析事例をモデルケースとして、電気式コーン貫入試験を用いて、中間排水層を詳細検討した事例を紹介する。また、同結果を用いて、排水層の有無が沈下時間に与えた影響について考察を行った結果を報告する。

2. 解析位置の地質概要

対象箇所で行われた調査によると、当該地区の軟弱地盤は図-1に示すとおり、陸成のApc(有機質粘性土層)が深度3.5m程度まで堆積し、その下位に海成のAc1(沖積粘性土層)が7m程度堆積していることが確認された。Apc層は平均 $w_n=160\%$ 、Ac1層は平均 $w_n=105\%$ 程度と、両層ともに含水が高く、かつほぼ正規圧密状態にある粘性土層であり、沈下・安定の問題が懸念された。ボーリング調査ではGL-10.20mのTw(軟岩層)まで排水層となる中間砂層は確認できなかった。同条件で実施した事前解析結果は沈下収束までに34年以上かかる計算結果となった。そこで、薄層の排水層の有無や詳細な層厚、地盤強度の評価のため電気式コーン貫入試験を実施した。その結果、後述のとおり中間砂層が確認された。

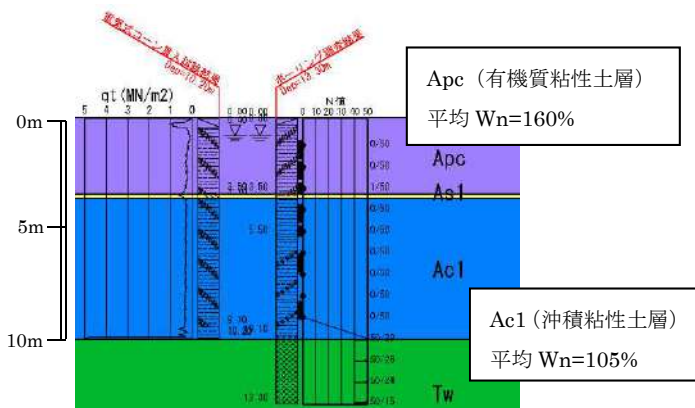


図-1 地質状況

3. 電気式コーン貫入試験による地層構成と排水層評価

(1) 地層構成の評価結果

電気式コーン貫入試験は、先端抵抗(q_t)、周辺摩擦(f_s)及び間隙水圧(U_d)を1~2cmピッチと詳細に取得することが可能な試験である。このデータの連続性は地盤の不均質な堆積構造を探知できるという利点がある。図-2に対象箇所での試験結果を示す。同図より、対象箇所にお

いては、GL-0.4m~3.5mまでは先端抵抗の値が小さいものの周辺摩擦(f_s)が高い値を示しており、同深度範囲が有機物を含有するApc層に対応していると判定した。GL-3.5m~GL-3.6m間は先端抵抗(q_t)が急激に上昇し、間隙水圧(U_d)が急激に低下する傾向を示し、砂質土層(As1)に変わったことによる変化であると判断した。As1層の下位は間隙水圧が上昇する傾向があるため沖積粘性土層(Ac1)と判定した。土質区分については、客観的な指標に基づく評価が必要であると考え、Robertsonによる土質分類図で土層の分類を行った。分類結果を図-3に示す。土質分類には試験結果から算出した先端抵抗(Q_t)、周辺摩擦比(Fr)、間隙水圧比(B_q)を用いる²⁾。同結果からもAs1層に分類したGL-3.5m~GL-4.3の区間においてシルト混じり砂~砂質シルトに分類されていることがわかる。

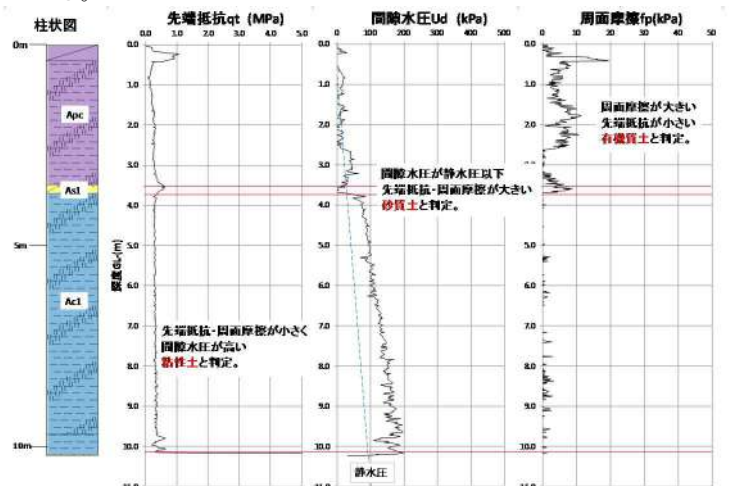


図-2 電気式コーン貫入試験結果図

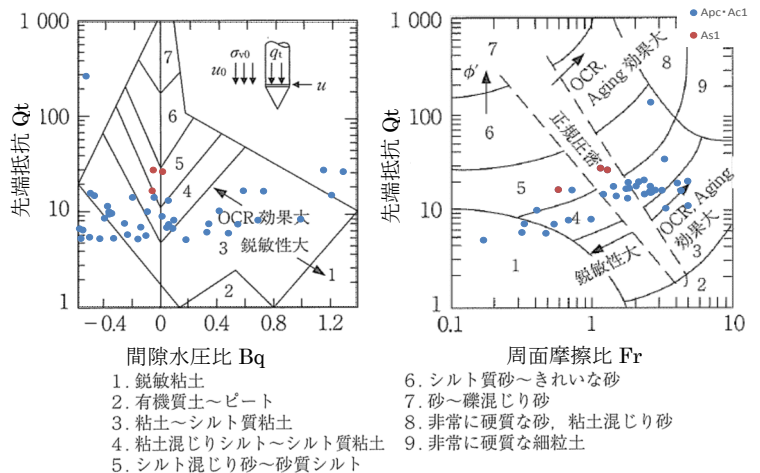


図-3 Robertsonによる土質分類図²⁾

$$Q_t = \frac{(q_t - \sigma_{v0})}{\sigma_{v0}'}, Fr = \frac{f_s}{(q_t - \sigma_{v0})} \times 100(\%), B_q = \frac{(u - u_0)}{(q_t - \sigma_{v0})}$$

σ_{v0} : 当該深さにおける鉛直全応力(kN/m²)

σ_{v0}' : 当該深さにおける鉛直有効応力(kN/m²)

(2) 間隙水圧消散試験による排水層の機能確認

砂質土層と想定される位置で、排水層としての性能を有しているか確認するため、間隙水圧消散試験を実施した。排水層としての性能を有している土層では、貫入時に発生した過剰間隙水圧は、比較的速やかに消散することを踏まえ、対象層での貫入停止後の間隙水圧測定を行い静水圧となるまでの時間を測定した。間隙水圧消散試験の結果を図-4に示す。同図より、貫入停止後3分程度で過剰間隙水圧は消散し、6分後には概ね静水圧付近で一定になっている。同結果から、GL-3.5m～GL-3.6mは排水層としての性能を有する砂質土層であると判断した。

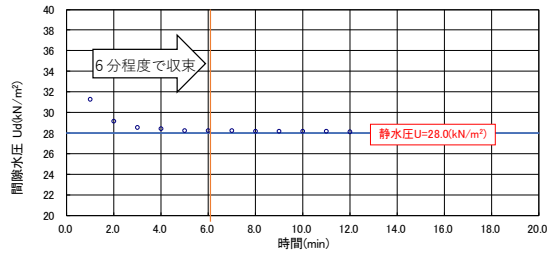


図-4 間隙水圧消散試験結果

4. 中間砂層の有無による解析結果の影響

間隙水圧消散試験において中間砂層が排水層として機能することを確認したことから、同結果を踏まえた修正解析を実施した。修正解析条件を表-1に示す。比較のため砂質土層の有無以外の条件は、概ね同条件で解析している。事前解析（排水層無）と修正解析（排水層有）の沈下時間解析結果の比較を表-2に示す。同表より、修正解析の目標値に達する日数は、事前解析の1/4程度の日数となっていることがわかる。各解析の沈下曲線の比較結果を図-5に示す。砂質土層は10cm程度しかないため、必要盛土厚は両解析でほぼ同値となっているが、修正解析の方が事前解析に比べ、明らかに沈下速度が速いことがわかる。対象箇所で採用された許容値である、残留沈下量10cmの比較では、修正解析により8557日（約23年）の短縮を確認した。また、実設計では電気式コーン貫入試験の結果及びサンプリング試料で実施した室内試験を整理し、地盤モデルを修正した。修正した地盤モデルを用いて軟弱地盤対策工について再検討した結果、採用対策工の規模を変更することが可能となり、約1600万円程度の対策工費を低減する結果となった。

表-1 解析条件一覧

地盤条件		地盤高: 1.62m	計画高: 8.45m	計画盛土高: 6.83m	水位: GL-0.80m		
深度 (m)	層厚 (m)	土層名	N値	含水比 (%)	単位体積重量 γ (kN/m³)	粘着力 c (kN/m²)	内部摩擦角 ϕ (°)
		B			19.0	0.0	30.0
3.50	2.00	Apc	0	160	13.0	8.0	0.0
3.70	0.20	As1	-	-	17.0	0.0	30.0
10.10	6.40	Ac1	0	105	14.0	8.0	0.0

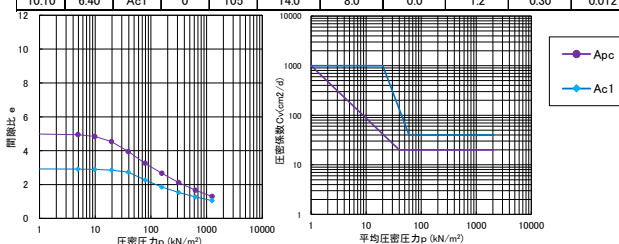


表-2 沈下時間解析結果一覧

排水層条件	盛土速度 (cm/d)	盛土施工期間 (日)	残留沈下量 $S_r \leq 10$ cm		残留沈下量 $S_r \leq 30$ cm		強度増加後 $U=90\%$	
			放置期間 (日)	施工期間 (日)	放置期間 (日)	施工期間 (日)	放置期間 (日)	施工期間 (日)
排水層有	5	286	3883	4169	2369	2655	2869	3155
	10	112	3939	4051	2425	2537	2925	3037
排水層無	5	286	12440	12726	8354	8640	7672	7958
	10	112	12496	12608	8410	8522	7728	7840

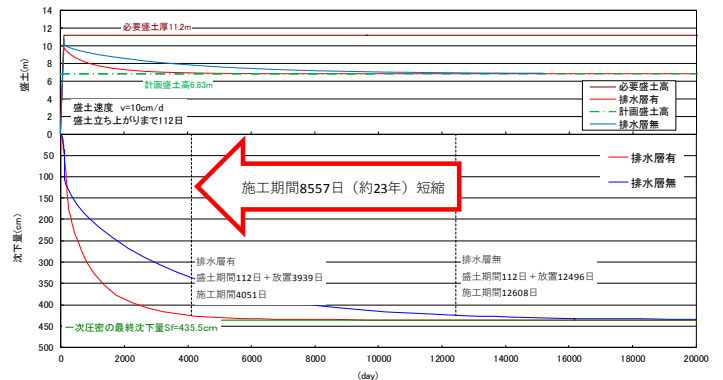


図-5 沈下解析結果

5. まとめ

軟弱地盤を対象として、電気式コーン貫入試験を用いて薄層の排水層の評価を実施し、同結果を用いて修正解析を行った事例の紹介を行った。検討結果は以下の通りであった。

- 電気式コーン貫入試験を用いることで、ボーリング調査で確認することが出来なかった薄い砂層を確認することができた。
- 間隙水圧消散試験により排水層としての機能を評価することができた。
- 排水層を考慮した修正解析において、沈下収束にかかる期間を解析上約23年短縮する結果となった。
- 詳細な地盤モデルを作成することで対策工の規模が変更可能となり軟弱地盤対策工の削減となった。

以上から、軟弱な粘性土地盤上へ土構造物を施工するための調査では中間砂層の有無を詳細に把握し、適切な地盤モデルで解析を行うことが重要である。今回の事例は電気式コーン貫入試験の排水層評価としての有効性と、地盤モデルの修正が事業費用の改善に寄与した良好なケースであった。今回の結果はあくまで解析値であることを踏まえ、さらに解析精度向上と事業費の提言を行うため、試験施工などの提案を随時実施していく予定である。また、今後も調査目的や地盤条件に適した調査計画を策定していく所存である。

《引用・参考文献》

- 社団法人日本道路協会：道路土工指針-軟弱地盤対策工指針, pp. 34, 2012. 8
- 地盤工学会編：地盤調査の方法と解説, pp. 392, 2013. 3.

河道掘削により発生する土砂についての調査事例

株式会社 興和 ○岡田 広大, 眞島 淑夫, 鈴木 直文

1. はじめに

河道掘削に伴う課題としては、発生する多量の土砂の使用用途とこれに伴うコスト縮減が挙げられる。本事例は河川の流下能力拡大のために実施される河道掘削の計画地域（図-1）において、これらの課題の検討資料を得るために実施したものである。内容としては、掘削対象範囲の詳細な土砂分布状況と土質特性を把握し、他事業への利用の可否等を評価したものである。



図-1 河道掘削検討範囲の航空写真¹⁾に加筆

2. 調査方針の検討

(1) 建設発生土の評価に必要な試験項目

本調査での建設発生土の利用に当たっての土質区分は「発生土利用基準について」²⁾を適用した。表-1 には、建設発生土の土質区分（①）及び他事業への適用性の検討（②、③）に必要な土質試験項目を示す。

表-1 必要な土質試験項目一覧

目的	室内試験項目
① 土質区分判定	1. 物理特性 土粒子の密度、含水比、粒度、液性・塑性、地盤材料の工学的分類
	2. トライバシティ 締固めた土のコーン指数試験
② 材料の締固め特性の把握	突固めによる土の締固め試験（土粒子の密度、含水比）※ ¹
③ 堤防盛土の安定性検討（河川堤防）	土の三軸圧縮試験（CU, CUB, CD）※ ²
	土の透水試験（定水位、変水位）※ ² （物理試験一式、締固め試験）※ ¹

※1: 関連して実施の必要がある試験

※2: 試験条件は土質状況に応じて選定（供試体は締固め度Dc=90%で作製）

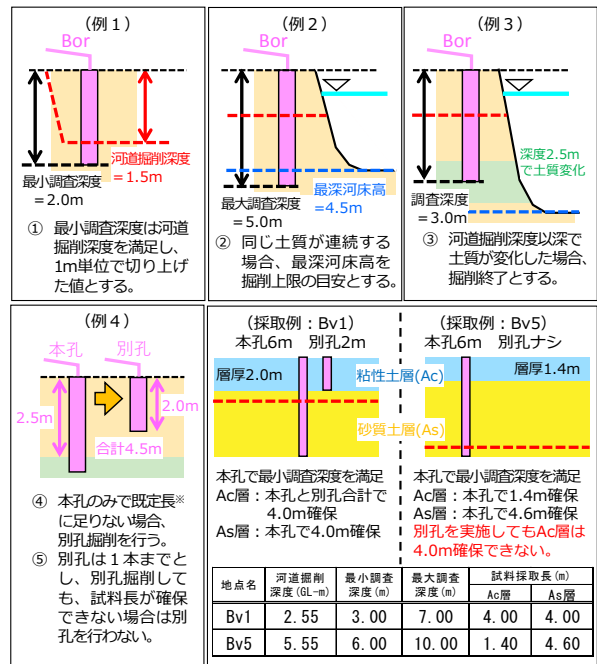
(2) ボーリング調査内容の設定

調査ボーリングは分布土砂の把握と土質試験試料の採取を目的に、φ86mm コアボーリングを採用した。各試験実施に必要な採取長を表-2に示す。①～③の全試験項目を実施する場合、試料長は1試料当たり4m 必要になる。しかし、土砂の分布状況によっては、すべてのボーリング位置のすべての土層に対してこれを満足する掘削を行うことは合理的ではない。よって、本調査では調査精度や作業効率、コストを考慮した上で、掘削深度の設定方針（図-2）を発注者との協議で設定した。実施する土質試験項目は採取できた試料長に応じて選定した。

表-2 試験に必要な試料長

目的	室内試験項目	必要試料量	必要試料長※
①-1 土質区分判定（物理特性）	物理試験一式	2kg	0.3m (2/7.5=0.27m)
①-2 土質区分判定（トライバシティ）	締固めた土のコーン指数試験	8kg	1.1m (8/7.5=1.07m)
②締固め特性 + ③盛土の安定性検討	突固めによる土の締固め試験 + 三軸圧縮試験、透水試験	20kg	2.7m (20/7.5=2.67m)
計（①+②+③）		30kg	4.0m (30/7.5=4.00m)

※土の湿潤重量=1.7t/m³: 緩い砂相当として、7.5kg/mで算出



※: 試料長0.3m…試験項目①-1、1.4m…①-1+①-2、4.0m…①+②+③

図-2 ボーリング調査深度の設定方針

(3) 調査位置の配置

調査位置の配置は、河川堤防のための調査間隔³⁾を準用して図-3 とおり設定した。なお後述のサウンディング及び試掘調査の配置は、ボーリングの補完及び横断方向の地層確認を目的とした。

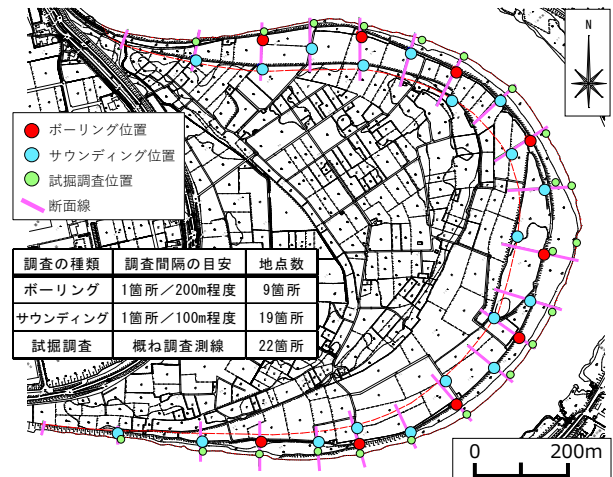


図-3 調査位置図

3. 地質断面図の精度向上のための手法

本調査では地質断面図の精度向上（掘削による発生土量の推定）を図るため、以下の取り組みを行った。

(1) スクリュードライバーサウンディング(SDS)試験

ボーリング調査の補完として行うサウンディングには、土質判別精度が高いスクリュードライバーサウンディング（SDS）試験⁴⁾を採用した。試験装置は自動スクリューウェイト貫入装置と同等なので、運搬や試験を効率よく行うことができる（図-4）。試験深度はボーリング同様に河道掘削深度を1m単位で切り上げた深度とした。



図-4 SDS試験の試験状況(左)、運搬状況(右)

(2) 試掘調査

本調査地の河岸付近では、傾斜地形や植生の繁茂が原因で資機材運搬が難しい場所が多い。そこで、河川横断方向の土質分布の補完調査としては、露頭確認及び検土杖による試掘調査を行った（図-5）。



例：検土杖を深度2.0mまで挿入して、先端10cm付近で土質の変化を確認した。

図-5 検土杖による土質確認の例

(3) 利用目的に基づいた土砂分布の整理

本調査結果に求められるニーズは、「転用可能な土砂と改良を要する土砂の詳細な分布状況」について、後続事業において円滑に利用できることである。そこで、土砂分布を材料特性（転用の可否）に着目して区分し、三次元地盤モデル形式で示した。また、これを基に掘削土量の算定をすることで、より実物に近い推定を目指した。

4. 調査結果

(1) 土砂の分布状況

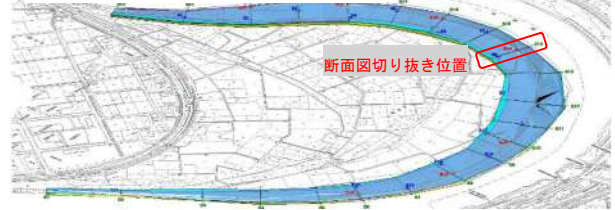
図-6に掘削土砂の推定分布状況を示す。上層に粘性土（Ac層）、下層に砂質土（As層）が分布し、Ac層は掘削範囲内で不規則に分布することが確認された。発生土量の概算について、三次元モデルベースと二次元断面図ベース（平均断面法）の算定結果を表-3に示す。三次元の概算土量は二次元と比較して約7%少ない結果となったが、これらの精度については今後の課題である。

(2) 建設材料としての適用性の評価

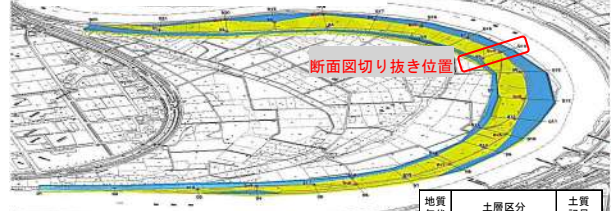
本調査で確認された材料（土層）の適用用途の評価を行ったところ、As層は全ての用途に対してそのまま適用可能と評価された。一方でAc層は、全ての用途でその

まま使用はできないと評価された。よってAc層については、想定される土質改良工法とその検討に必要な試験計画の提案を行った。

掘削前の土砂分布状況：三次元



掘削後の土砂分布状況：三次元



三次元地盤モデル（掘削後）

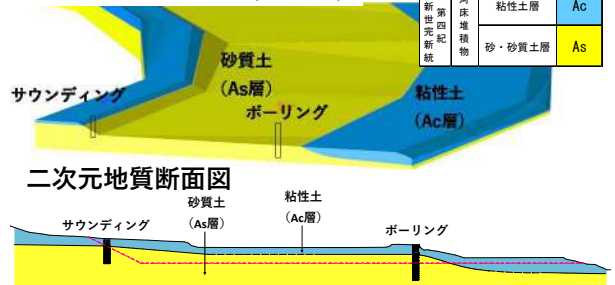


図-6 土砂の推定分布状況

表-3 推定手法による概算土量の比較

土層	地山土量（単位：1,000m ³ ）		比率 （二次元：三次元）
	二次元	三次元	
Ac層	256	240	1：0.94
As層	150	137	1：0.91
合計	406	377	1：0.93

(3) 本調査により期待できる成果

本調査の計画立案から結果整理は、当該調査だけではなく河道掘削事業全体の効率化を目指して実施した。

過去に近隣地区で実施された同種調査では、地区や実施業者によって調査方針や手法が不揃いであった。本調査で設定したルールは、今後近隣地区で同種調査が実施される場合にも適用できるように考慮して立案した。

三次元地盤モデルは、掘削後の土層の露出状況が視覚的に分かりやすい。これは、土砂分布状況に起因する設計・施工時の問題点の抽出に活用できると考えられる。

《引用・参考文献》

- 1) 国土地理院：地理院地図, <https://maps.gsi.go.jp>（確認日：2022.6.21.）
- 2) 国官技第112号，国官総第309号，国営計第59号，2006.8.10
- 3) 国土交通省水管理・国土保全局：河川砂防技術基準調査編，第15章 第2節-8，2014.4.
- 4) ジャパンホームシールド株式会社：SDS 試験，<https://service.j-shield.co.jp/service/sds>（確認日：2022.6.21.）

表面波探査の適用事例 -調査対象が異なる3現場での探査結果報告-

日本物理探査株式会社

○天野 量稀, 割ヶ谷 隆志, 千鳥 雅由, 金田 朋之

1. はじめに

表面波探査は物理探査の1手法であり,ほかの探査手法に比べて容易に探査を行える特長がある。とくに,地盤のS波速度構造が得られるため,工学的な評価に多く用いられている。このほか,市街地での宅地調査や堤防診断調査,空洞調査等,様々な用途に活用されている。

この小論では,当社において実施した表面波探査のうち3例を紹介して,それぞれの適用性について報告する。

2. 調査条件

表面波探査の事例として,以下の3例を報告する。

事例1:地盤改良の効果確認のための表面波探査

事例2:埋没谷の2次元分布把握のための表面波探査

事例3:地質構成を確認するための表面波探査

なお,3つの事例はすべて多チャンネル式表面波探査で行い,ランドストリーマ方式にて探査を実施した。

(1) 使用機器

使用した機器は3例とも同じものを使用した。機器の仕様を表-1にまとめる。

表-1 使用機器の仕様

装置名	ランドストリーマ
チャンネル数	24, 48
受振器	動コイル型地震計 固有周波数 4.5Hz
受振器間隔	1m
データ収録方式	デジタル収録方式
記録装置名	McSEIS-SX48
データ分解能	24bit
サンプリング間隔	0.05, 0.1, 0.2, 0.5, 1, 2, 4ms
記録長	1k, 2k, 4k, 8k, 16k
データ書式	SEG-1 準拠 SEG-2 形式
収録周波数帯域	2 ~ 4600Hz

(2) 各調査の条件

各調査の条件を表-2にまとめる。

表-2 各調査の条件

項目	事例1	事例2	事例3
起振方法	10kg の カケヤ	10kg の カケヤ	10kg の カケヤ
発振間隔	2m	4m	4m
サンプリングレート	1msec	1msec	1msec
記録長	2sec	1sec	1sec
探査深度	15m 程度	20m 程度	15m 程度
受振器展開	1m 間隔 48ch	1m 間隔 48ch	1m 間隔 48ch

3. 実施例

(1) 事例1:地盤改良の効果確認のための表面波探査

①場所:滋賀県栗東市(橋台近傍の盛土部分)

②探査対象となった地盤改良の目的:

道路改良工事の薬液注入箇所は地下水位よりも上方であるため,緩結材料が固結するまでの間に設定範囲外に薬液の流出が予想された。この対策として改良壁を築造して,薬液の流出防止策を講じた後に道路の地盤改良を行うことになった。そこで,薬液流出防止対策の前後で表面波探査を実施して,流出防止策が機能しているか,地盤改良の効果を確認した。

なお,使用した材料は非アルカリ性溶液型水ガラス注入材:シリカショットAである。

③地盤改良前後の表面波探査結果:測線長 L=48m

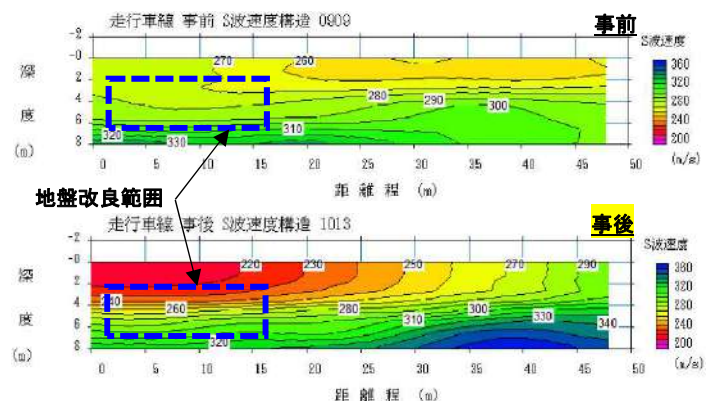


図-1 地盤改良前後のS波速度構造断面図

地盤改良の前後で,S波速度の速度低下が確認された。この理由は,薬液注入によって薬液と水が地下水のない地盤に充填されたことによる。つまり,地盤内に水分を含んだシリカゲルが生成され含水比が高くなったため,S波速度が相対的に遅くなったと考えられる¹⁾。この結果から,地盤改良効果が確認されたと判断した。

この現場では合わせて電気探査も実施した(図-3)。地盤改良の前後で比抵抗値の低下が確認されたことから,薬液が地盤に充填されたものと考えられる。

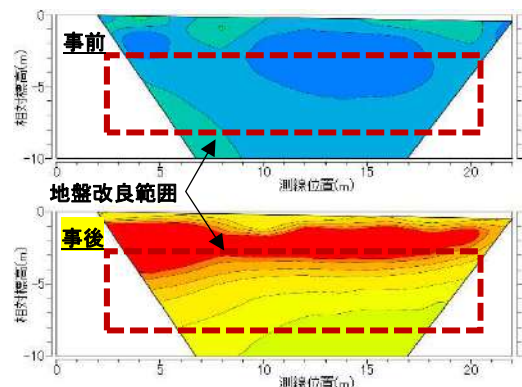


図-2 地盤改良前後の二次元比抵抗分布図

(2) 事例2:埋没谷の2次元分布把握のための表面波探査

- ①場所：沖縄県中頭郡北中城村
- ②目的：島尻層群泥岩の埋没谷2次元分布の把握
- ③概要：表面波探査測線は、南北方向に175m;Line-1、東西方向に175m;Line-2(図-4)とした。

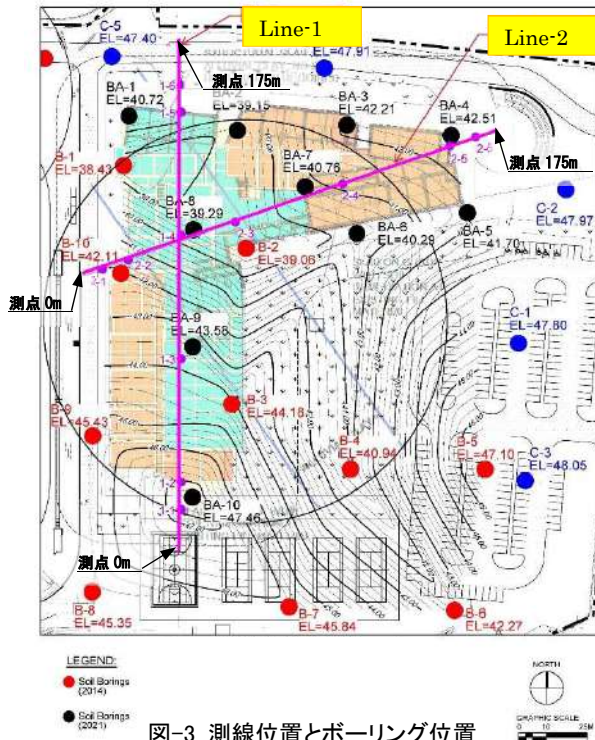


図-3 測線位置とボーリング位置

④探査結果の検討

表面波探査結果とボーリング結果を比較すると(図-5)、島尻泥岩層と表層地盤の境界は、S波速度が200~240m/sに相当する部分と判断できた(白点線)。このラインを埋没谷の上面形状と判断した。

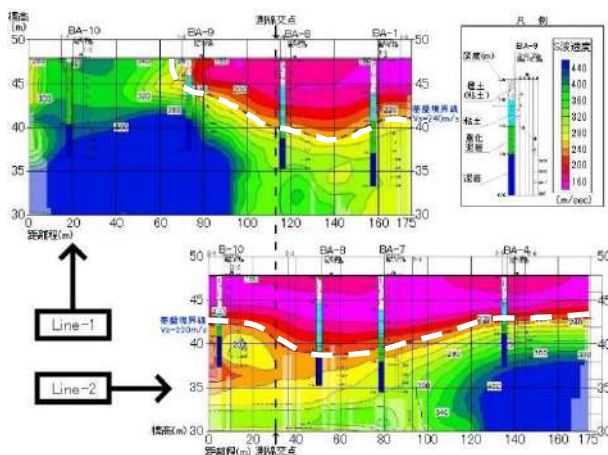


図-4 S波速度分布図とボーリングデータ対比図

島尻泥岩層の分布域(黄系統~青系統)が明瞭に示せたので、埋没谷の2次元分布を把握できたと考えている。

島尻泥岩層は「くちや」と呼ばれ、軟質部分や破碎帯等の弱層も多い地層である。ボーリングが少ない場合、表面波探査だけでは、地層境界の判断は難しいと思われる。

(3) 事例3:地質構成を確認するための表面波探査

- ①場所：本州(山陰地方湾岸部)
- ②目的：ボーリングにて作成された地質断面図の確認(下水道シールド工事の地質調査)
- ③概要：測線L=200mの表面波探査(表-1参照)測線の両側付近にボーリングデータ。水平な地質構成が想定されていた区間にて、表面波探査を行った。

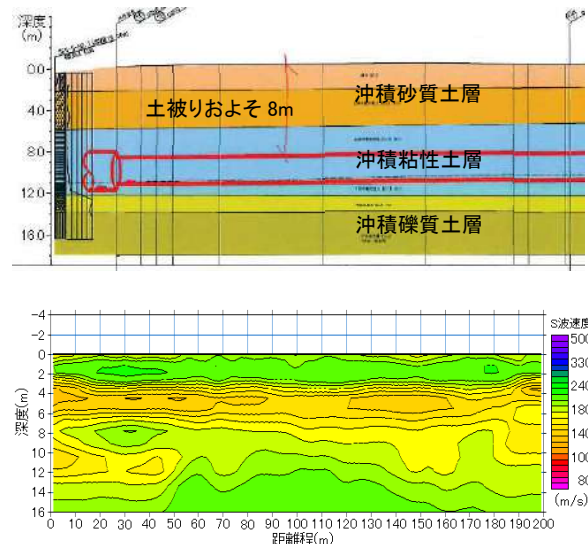


図-5 地質断面図と表面波探査結果の比較

④結果：

地質構成は、表層から沖積砂質土層(深度3mまで)、沖積粘性土層(深度12mまで)、以深、沖積礫質土層が想定される。一方、表面波探査結果は、深度8m付近までは水平な構造が得られているが、測点50m~150mにかけて深度12m付近で凸型を示す構造が認められた。

よって、沖積礫質土層の上面深度は水平ではなく、凸型になっている状況が想定された。

4. まとめ

3つの事例はいずれも「地盤状況がよくわからない」という問い合わせを受けて、地盤状況解明のための1手段として表面波探査を行って適用性を確認した事例である。

事例1は電気探査結果、事例2は豊富なボーリングデータがあり、表面波探査のほかにも調査データがある場合、調査課題を解決したものと評価できる。一方、事例3は表面波探査のみであり、事例1や事例2と比べると根拠が不足しているが、調査課題を提示できたと考えている。

今後も探査の適用性や現場条件を理解した上で、各種調査を組合せたハイブリット探査を提案するなど客先の「地盤状況がよくわからない」声にこたえていきたい。

《引用・参考文献》

- 1) 竹園紘樹他, 締固め度及び含水比が土のせん断弾性波速度に与える影響, 地盤工学会 北海道支部 技術報告集 第52号, 2012.1.

牽引式電気探査を用いた河川堤防のパイピング弱部抽出

応用地質株式会社 ○小泉慎太郎, 小野哲治, 塚田秀太郎, 横井恵太

1. はじめに

河川堤防のパイピングに対する安全性照査は、一般に堤防形状、堤体及び基礎地盤の土質、治水地形、被災履歴等を基に区間を細分化し、細分区間の中から堤内地盤高が低い箇所や堤防幅が狭い箇所等、浸透に対して相対的に厳しい箇所を代表断面として選定し実施している。

しかし、堤防縦断方向の地層データは数百m～数km間隔のボーリングデータを基に推定するため、地層構造を十分に反映できない場合もあり、相対的に浸透に対して弱部となる箇所を見落としている可能性がある。

本論文では、牽引式電気探査により地盤の比抵抗値を連続的に把握することでパイピングに対する弱部を抽出し、さらに三次元地盤モデルを作成した事例を紹介する。

2. 河川堤防のパイピング

河川堤防のパイピングは、上昇した外水の水圧による川裏法尻付近の漏水や噴砂をきっかけとし、堤体あるいは基礎地盤内の土が徐々に噴砂孔から排出されることによって、パイプ状の空洞が川裏側から川表側に向かって進展する現象である。パイプが川表側まで貫通すると同時に、大量の水が流れ、パイプを急激に拡大させる。それにより安定を失った堤体が沈下・陥没し、最終的には破堤に至るものと考えられている¹⁾。わが国では、平成24年の矢部川堤防などの数事例が知られている²⁾。

近年の研究成果³⁾では、パイピング発生要因の着眼点として、①被覆土層厚、②行き止まり構造、③複層構造の3つが挙げられており、堤内地の表層2～4m付近の地盤構造を詳細に把握することが重要である（図-1参照）。

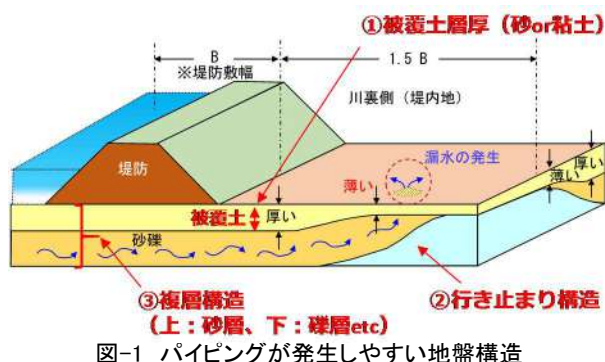


図-1 パイピングが発生しやすい地盤構造

3. 調査方法

パイピングに対する弱部抽出は、次の手順で実施した。

(1) 牽引式電気探査(写真-1:左側)

牽引式電気探査は、地盤の比抵抗値を連続的に測定し、地盤状況を概略的に把握することを目的として実施した。今回は、パイピングの評価に重要な浅部（表層2～4m

付近）の分解能が高い「改良型オームマップパー（平板電極型）」を採用した。

(2) 簡易ボーリング(写真-1:右側)

簡易ボーリングは、牽引式電気探査で求めた地盤の比抵抗値と実際の土質を対比し、調査対象区間の土質の分布状況を推定・評価するために実施した。



写真-1 現地調査状況(牽引式電気探査, 簡易ボーリング)

4. 調査結果(弱部抽出結果)

図-2に牽引式電気探査および簡易ボーリングによる現地調査結果を示す。牽引式電気探査および簡易ボーリングの結果、当該地付近の基礎地盤表層は、比抵抗値が $100 \Omega \cdot m$ 以下（低比抵抗）の粘性土が主に分布することが確認できた。一方、L1測線（川表）の測点900～1000m付近やL2測線（川裏）の測点870～900m付近では、比抵抗値が $300 \Omega \cdot m$ 以上（高比抵抗）の礫質土が局所的に分布することを確認した。さらに、堤内側（L3, L4測線）でも牽引式電気探査を実施した結果、堤内側では全般的に低比抵抗であり、表層は粘性土が分布するものと推定される。上記の結果から、次の2点が確認できた。①：局所的（延長30～100m）の範囲に透水性の高い礫質土が分布する。②：①付近においても堤内側は相対的に粘性土が厚く分布しており、砂礫層が堤内側で途切れてはいないが、行き止まりに近い構造となっている。

当該区間の既往検討断面は、測点440m付近に相当し、基礎地盤は透水性の低い粘性土が厚く分布しているものとして安全性照査が検討されていた。しかし、今回、牽引式電気探査により地盤の比抵抗値を連続的に把握したことにより、相対的に浸透に対して弱部とみられる箇所を抽出できた。なお、本業務では牽引式電気探査および簡易ボーリング等から得たデータから基礎地盤表層付近の三次元地盤モデルを作成した。

5. 浸透に対する安全性の再照査

探査結果を踏まえ、一連区間において浸透に対して弱部と評価した断面で浸透に対する安全性照査を実施した結果、盤ぶくれ指数（ G/W ） $=0.88 < 1.0$ となり基準値を満足しないことを確認した。

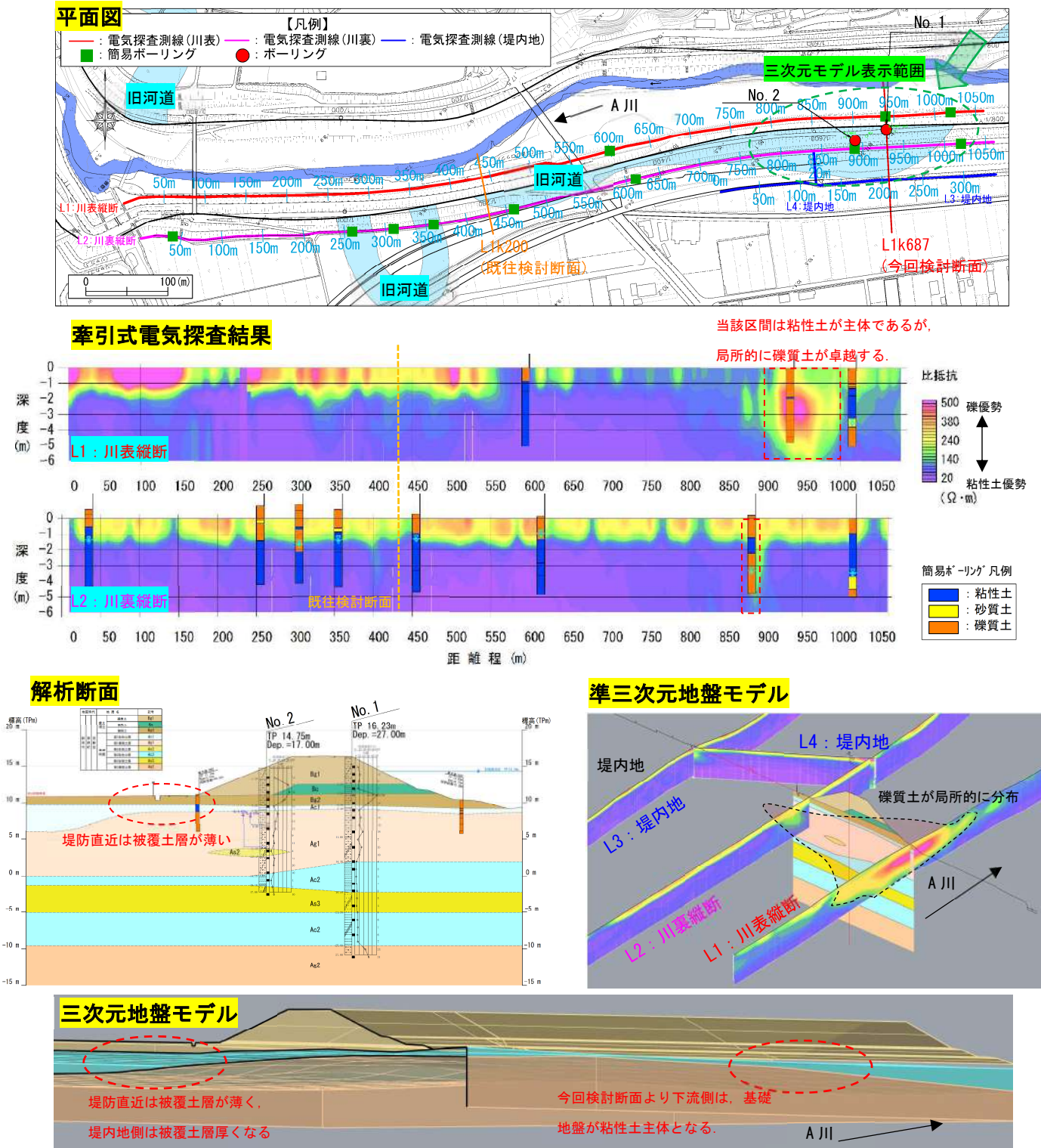


図-2 現地調査結果

6. おわりに

今回の調査結果では、既往業務で設定した代表断面よりも厳しい条件の断面を抽出することができ、さらに三次元化することにより弱部を視覚的にわかりやすく表現できたことから、本手法はパイピング弱部抽出に対して適用性が高いものとする。今後は比抵抗値と土質の関係性についてデータの蓄積を図ることにより、より汎用性を高めることが必要と考える。

《引用・参考文献》

- 1) 田中秀岳, 笹岡信吾, 下津隆介, 福島雅紀: 河川堤防基礎地盤におけるパイピング進行評価の検討. 第6回河川堤防技術シンポジウム論文集, 2018
- 2) 矢部川堤防調査委員会: 矢部川堤防調査委員会報告, 2013
- 3) 国土交通省 河川技術研究開発制度 河川技術分野: 透水性基礎地盤を有する河川堤防の進行性破壊を考慮した総合的安全性点検のための評価手法と破壊抑制に関する技術研究開発, 2018

琉球石灰岩中の空洞・流入粘土の物理探査事例

日本物理探査株式会社 ○金城亜祐美, 高久和彦, 田中剛, 千鳥雅由

1. はじめに

沖縄県中南部に分布する琉球石灰岩は、空洞を形成することが多く、沈下や陥没等の被害をもたらす問題がある。今回、新設道路の掘削工事にて、琉球石灰岩中に粘性土露頭が切土面に表れた(図-1白点線内)。この粘性土



図-1 流入粘土が表れた切土面

による道路の沈下や空洞による陥没の危険性が懸念されたため、その分布(範囲、深度)を調べることとなった。

2. 沖縄島中南部の地質

沖縄島中南部は、概ね難透水層である島尻層群泥岩を基盤とし、その上位に透水性の高い琉球石灰岩、地表を島尻マージと呼ばれる粘性土が被覆する3層構造となっている(図-2)。雨水は、島尻マージや琉球石灰岩の中を浸透して島尻層群泥岩上面を流下しており、空洞や鍾乳洞はその過程で形成されと考えられている。

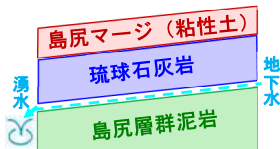


図-2 地質概略図

3. 調査手法の選定

掘削工事で確認された粘性土分布の把握を目的に、既存地質資料に基づき調査深度を想定した。また、現地の特徴を踏まえて、表-1に示す3種類の調査手法を選定した。

電気探査は、粘性土確認区間を中心に道路縦断方向に4m間隔で L=160m×3 測線とし、地中レーダ探査は周波数 200MHz の HS (ハイパースタッキング) アンテナを用いて区域 L120m×W=7m を 1m 間隔で探査を行った(図-3)。

表-1 計画した調査手法とその特性・長所・短所

項目	電気探査 (2極法)	地中レーダ探査 200MHzHS777	調査ボーリング
調査深度	10m (泥岩深度まで)	約3m (琉球石灰岩中)	10m (泥岩確認)
特性	2次元的な比抵抗分布を得る	電磁波の反射から地下の情報を得る	土層構成と空洞の有無を把握
長所	地形補正可 探査深度10～	簡易で安価 2次元平面図化可能	客観的な土質情報 地下水位確認
短所	琉球石灰岩硬質部と空洞の区別不可	探査深度が浅い 平坦地のみ探査可	点の情報



図-3 電気探査(左)と地中レーダ探査(右)

4. 物理探査及び調査ボーリングの結果

(1)電気探査

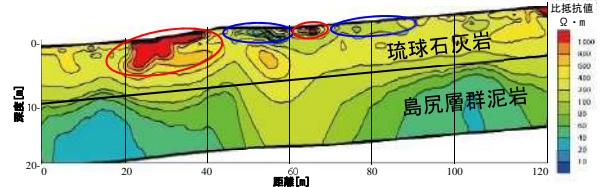


図-4 電気探査断面図

図-4に示すように、地表部に高比抵抗部(○)と低比抵抗部(○)の分布が確認された。また、既存地質資料を参考に、GL-10m 付近を琉球石灰岩と島尻層群泥岩の地層境界と推定した。

(2)地中レーダ探査

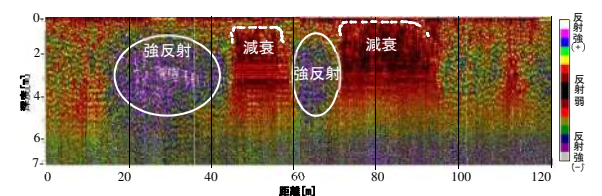


図-5 地中レーダ探査断面図

図-5に示すように、レーダ波の強反射部(白紫)と減衰部(赤黒)のコントラストが明瞭に表れ、想定よりも深い GL-5m 程度までの反射信号が得られた。しかし、減衰区間では地表部のみのデータしか得られなかった。

電気探査と地中レーダの結果を比較すると、高比抵抗帯と強反射区間、低比抵抗帯と減衰区間が一致することが判った(図-4, 5)。調査ボーリングを行う地点は、各探査の代表的な異常箇所を選定した。

(3)調査ボーリング



図-6 ボーリングコア(B1)

図-7 ボーリングコア(B2)

①B1(図-6)…レーダ波が強反射し、電気探査にて高比抵抗を示した深度は、琉球石灰岩中に多数の空洞が確認された。なお、硬質で密な結晶質石灰岩は確認されなかった。

②B2(図-7)、B3…レーダ波が減衰し電気探査にて高比抵抗を示した箇所では、琉球石灰岩の割れ目を埋めるように粘性土が確認された。また、B2 においては、琉球石灰岩と島尻層群泥岩層境界を、付近のボーリングで確認された深度より 1.55m 深い位置にて確認し、その 1.55m 区間にはその深度と同じ厚さの地下水層があった。以上から、この地下水は島尻層群泥岩上面を流下する“水みち谷”となっている可能性を示している。

5. 結果のまとめ・物理探査の整合性

表-2に示したとおり、今回実施した電気探査、地中レーダ探査及び調査ボーリングの結果から、それら2つの物理探査手法には整合性が認められる。

表-2 物理探査結果と調査ボーリング結果の対比

探査結果		調査ボーリング結果
電気探査(図-4)	地中レーダ(図-5)	(図-6,7)
高比抵抗(暖色)	強反射(白紫)	空洞
低比抵抗(寒色)	減衰(赤黒)	琉球石灰岩 +粘性土

6. 考察: 粘性土の分布と水みちについて

電気探査の高比抵抗帯と地中レーダ探査の強反射区間の広がりを平面的にとらえることにより、粘性土の分布範囲の把握を試みた。

(1)電気探査結果

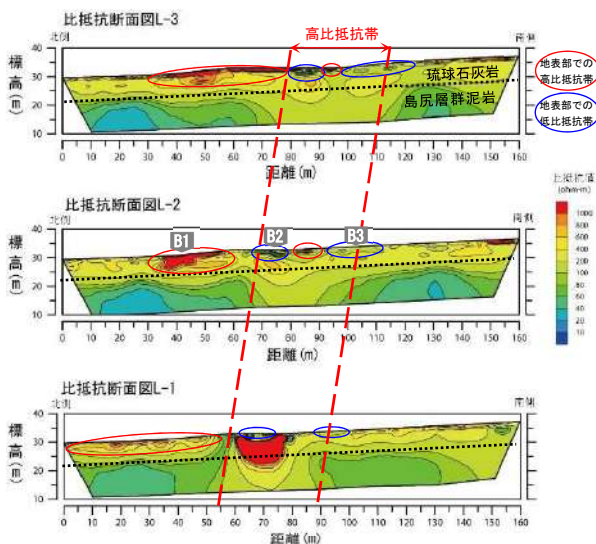


図-8 電気探査(2次元比抵抗法)探査断面図

図-8の赤点線に示すように、測定した3測線の中心付近で高比抵抗帯が連続的に斜行していることが見受けられる。

(2)地中レーダ探査結果

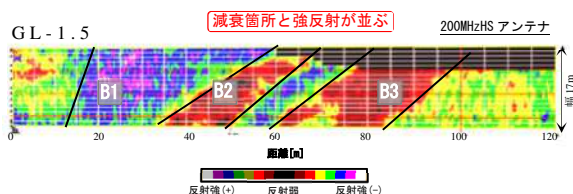


図-9 地中レーダ探査タイムスライス平面図

任意の深度での平面構造を把握するため、複数の探査側線を利用し平面図(タイムスライス)を作成した。今回、図-9に GL-1.5m のタイムスライス平面図を示す。同深度においては、調査地中央部の2箇所で減衰区間の赤色部分が一定の幅で調査地を斜めに横断していることが見受けられる。

図-10 は、本調査地の隣接工区にて実施した地中レーダ探査(400MHz)の結果をタイムスライス平面図にしたものである。

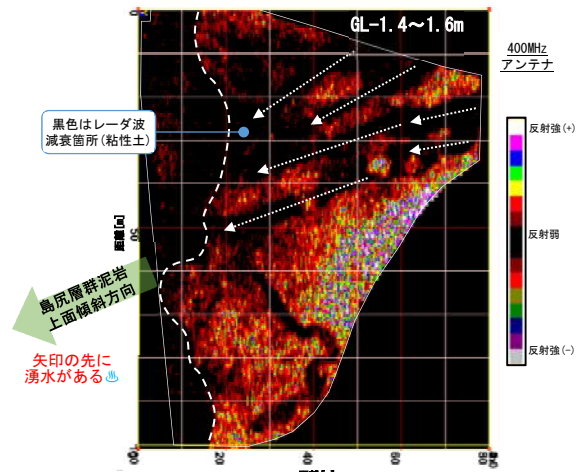


図-10 隣接工区での地中レーダ探査タイムスライス平面図

(3)粘性土と水みち

図-10で示したレーダ波減衰帯(白矢印)は定常的な湧水箇所に向かって伸びていることから(図-11)、電気探査および地中レーダ探査で

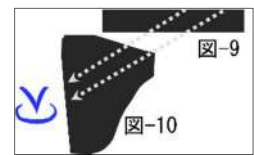


図-11 図の配置

検出した今回の異常は、水みちと関連して形成されたものと推定される。つまり、水みちが石灰岩を溶蝕し、空洞を成長させ、空洞上部が重力崩壊により空隙の多い地盤となる(図-8の斜行する高比抵抗帯の発生、図-4の高比抵抗部、レーダ強反射部)。その際、初期に発生した空洞は崩壊土砂により緩く埋積される。その後、特に空隙の多い区間に雨水が水みちを形成し、流入粘土で空隙を埋めたと考えられる(図-9、10 のレーダ減衰箇所)。図-12にて、流入粘土の模式断面図を示す。

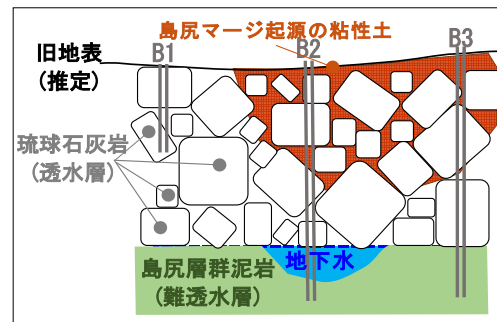


図-12 土壌構成と成り立ちの推定模式図

7. 今後の課題

沖縄県で空洞調査を計画する際には、調査地周辺の地形・地質(琉球石灰岩の分布状況、地下水の有無、不透水層の深度及び傾斜方向等)を考慮して、探査手法及び測線位置や測点間隔(探査深度)を選定する必要がある。なお、今回の探査結果により、粘性土が分布しない琉球石灰岩切土部にて200MHzのHSアンテナを使用することで、深度約5mまで探査が可能な場合もあることが判明した。

沖縄県内では、「深度10m以内の空洞調査を精度よく行いたい」との要望が多い。今後も種々の物理探査手法を活用し、これらの期待に応えていきたい。

磁気検層を併用した地中埋設管の位置調査について

株式会社メーサイ ○ 山口博久, 中野真治, 田村謙次, 松永英樹

1. はじめに

地中埋設管の正確な設置位置が分からない場合、記録されている設置位置を掘削し目視により実物を確認することが基本である。設置位置が深い場合など、目視が困難な場合には、ボーリング調査により、プラスチックビット装着のボーリングロッドが貫入不能となった位置と深度から地中埋設管の位置を推定する。地中埋設管が砂礫層中に埋設されている場合、地中埋設管とその周辺の砂礫には強度的な差異は無く、どちらでもボーリングロッドが貫入不能になることから、地中埋設管の位置を推定することが難しい。

このような場合、磁気検層を併用すれば、ボーリングロッドの下部に地中埋設管（ヒューム管や鉄管などの磁気物）が有るかを判断できる。磁気検層を併用した地中埋設管の位置調査について報告する。

2. 地中埋設管の位置調査の手順

磁気検層を併用した地中埋設管の位置調査の手順を図-1に示す。

(1) ボーリング調査

ボーリング調査には、自走式ボーリングマシンを用いる。自走式とすることで、磁気検層に影響が無い位置まで、速やかに移動できる。

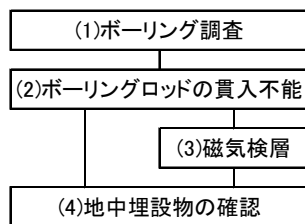


図-1 地中埋設物の調査手順

磁気検層に影響のないステンレス製のボーリングロッドにて地盤を削孔する。地中埋設管の近傍では、損傷を与えないように、ボーリングロッド先端をプラスチックビットに取り換える。

ボーリングツールとして、ステンレスロッド（外径60mm、内径42mm）、プラスチックビット（送水用と打撃用）を準備した（写真-1）。

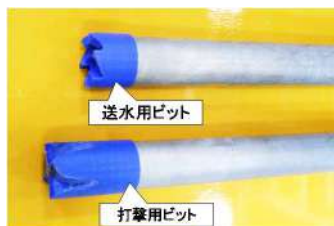


写真-1 ボーリングツール

(2) ボーリングロッドの貫入不能

ボーリングロッドが障害物に接触すると貫入不能となる。障害物が地中埋設物（磁気物）であるか分からない場合には、磁気検層プローブ（外径34mm）をロッドに挿入して磁気検層を実施する。

(3) 磁気検層

磁気検層には、三軸磁気検層装置を使用する。詳細については参考文献1)を参照されたい。磁気センサーはプローブ先端より、13.5cm上部に取り付けられている。本

報告では、降下深度の基準をプローブ先端とする。

(4) 地中埋設管の確認

ボーリングロッドが貫入不能になった深度で、ロッドを引き上げ、プラスチックビットの損傷状況を確認する。地中埋設管が、砂質土層や粘性土層中に設置されている場合、ビットが著しく損耗していれば、地中埋設管に到達したと判断できる。地中埋設物が砂礫層中に設置されている場合、ビットの損耗と磁気探査結果の両方から、地中埋設管に到達したことを判断する。

3. 磁気検層結果について

ボーリングロッド内で磁気検層を実施し、磁束密度の合成値Tに着目し、下部に地中埋設物（磁気物）があるかを判断する。

(1) 磁束密度の合成値(T,H)の求め方

磁束密度の合成値Tは、式-1により求める。

$$T = \sqrt{(H - H_0)^2 + (Z - Z_0)^2} \quad \dots \text{式-1}$$

ここに

H : 水平方向の磁束密度 (μT)

H_0 : 基準位置の H

Z : Z 軸成分（鉛直方向）の磁束密度 (μT)

Z_0 : 基準位置の Z

水平方向の磁束密度Hは、式-2により求める。

$$H = \sqrt{X^2 + Y^2} \quad \dots \text{式-2}$$

ここに

X : X 軸成分（南北方向）の磁束密度 (μT)

Y : Y 軸成分（東西方向）の磁束密度 (μT)

(2) ドラム缶を用いた実験

ロータリーエンコーダの滑車に吊るした磁気検層プローブが、地表に設置したドラム缶の側部を通過した場合の磁気検層結果を図-2に示す。

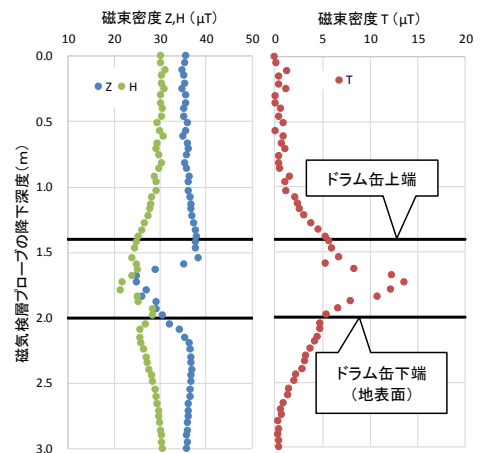


図-2 ドラム缶の磁束密度の測定結果

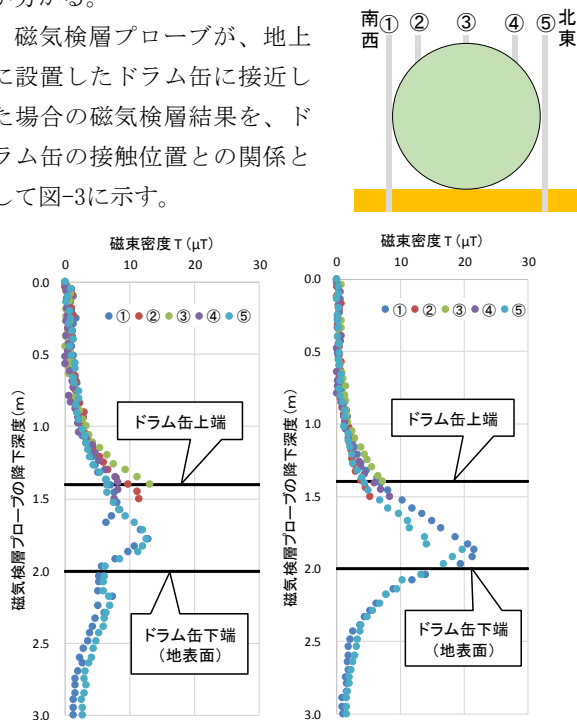
（ドラム缶を東西方向に設置し、北側の側部にて測定）

ドラム缶に接近するに従い、鉛直方向の磁束密度Zが、

若干増加する一方、水平方向の磁束密度 H が減少する。 Z は、ドラム缶の上端付近から減少に転じる。磁気物の上端近傍で変化するため、 Z を用いて磁気物への接近を判断することは難しい。

磁気検層プローブの降下開始時を基準に磁束密度 T を求める。 T は埋設物の上端まで次第に増加する。このことから、 T を用いれば磁気物への接近を評価できることが分かる。

磁気検層プローブが、地上に設置したドラム缶に接近した場合の磁気検層結果を、ドラム缶の接触位置との関係として図-3に示す。



(1)南北断面(東西に設置) (2)東西断面(南北に設置)

図-3 ドラム缶の接触位置と磁束密度の関係

ドラム缶に接触した(1)②③④と(2)②③④では、ドラム缶に到達するまで、 T は次第に増加している。 T の増加は、下部に埋設磁気物があることを示している。

ドラム缶の側部を通過した(1)①⑤と(2)①⑤では、ドラム缶の中心付近から、 T は減少に転ずる。 T の減少は、下部に磁気物が無いことを示している。

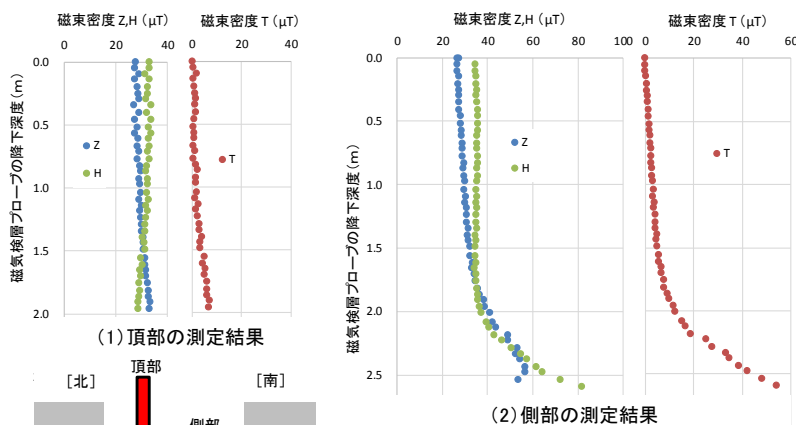


図-4 ヒューム管の磁束密度の測定結果
[南北断面(東西に設置)]

(3) ヒューム管を用いた実験

地中に埋設されたヒューム管の一部を露出させ、磁気検層プローブを接近させる実験を実施した。

ヒューム管の頂部と側部の磁束密度の測定結果を図-4に示す。頂部と側部の T を比べると側部の方が、磁気反応が強いことが分かる。頂部付近に S 極の中心があり、磁力線が鉛直下方向に向かっているため、 H の変動が小さい。側部では、磁力線が埋設管に向かう斜め方向であるため、 H と Z の両方が磁気センサーの埋設管に近接するに従って大きくなる。

東西に設置された地中埋設管の場合、南側で測定された H は、図-4(2)に示すように増加方向であるが、北側で測定された H は、図-2に示すように減少方向となる。

磁束密度の測定結果が複数あれば、それを比べることで、地中埋設管のどの位置に接近したかを推定できる。

(4) 埋設管頂部の磁気反応

埋設管頂部の磁束密度の測定結果を図-5に示す。実験の対象とした埋設物は、ヒューム管(直径1.5m)、鉄管(直径2.55m)であるが、ドラム缶(直径0.6m)の実験結果を含める。磁束密度の合成値 T に着目することで、磁気検層プローブが埋設管に接近していることを確認できる。頂部の磁束密度 T を比較すると、ヒューム管より鉄管の磁気反応が大きいことが分かる。なお、 T を求めるための基準位置は頂部より2m上部である。

4. まとめ

地中埋設管の調査では、ボーリングロッドで探り当てるが、砂礫層中に設置されている場合には、見当ちがいのところを調査している可能性がある。磁気検層を併用することで、ロッド下部の地中埋設管を検出できるので、誤認を防ぐことが出来る。

《引用・参考文献》

- 山口他:「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」、全地連技術フォーラム2021論文集、論文 No.41, 2021.9

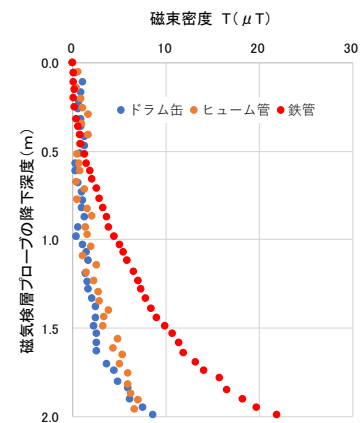


図-5 埋設管頂部の磁束密度の測定結果

北松型第一次すべりの素因となる玄武岩内空洞の観察事例

日本地研（株）

○白川 基典，藤野 修二，島内 健

1. はじめに

調査地は、古第三紀層の上部を玄武岩が覆った、いわゆる「北松型地すべり」と称される地形地質の条件がある。令和元年8月の九州北部豪雨では多亀裂の玄武岩が滑動し、典型的な北松型の第一次すべりが発生した。

本報告は、地すべり上方斜面で実施した調査ボーリングの孔内をシースイックカメラで観察し、玄武岩内部にある空洞の分布形態や伸展方向から、地すべりの素因や発生機構を考察した事例である。

2. 北松型地すべりの概要

長崎県北部の北松浦郡から佐世保市一帯および佐賀県西部で認められる地すべりは、「北松型地すべり」と呼称する。地質的な特徴として、玄武岩台地と下位の第三紀層の間に、通常厚さ数mの砂礫層が挟在する。雨水は、玄武岩に著しく発達した亀裂を通じてこの砂礫層に達し、台地末端から泉となって地表に湧き出す。この地下水の通り道である砂礫層が泥濘化してすべり面を形成し、上部の玄武岩が滑動する。これを北松型第一次すべりと呼ぶ（図-1 中央）。

その後、第一次すべりによって斜面に堆積した碎屑物が、基底部の粘土化、雨水による飽和で不安定になることで、末端部から滑動、崩壊をする。これを北松型第二次すべりと呼ぶ（図-1 右）。

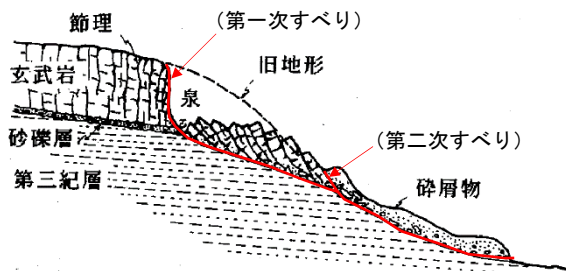


図-1 北松型地すべりの模式図 1)に一部加筆

3. 調査地の地すべりの概要

調査地は両子山（標高 366m）の末端斜面に位置し、帽岩状に載った玄武岩が山頂から分布している。令和元年8月の九州北部豪雨（総降雨量 537mm：8月26日5時～8月28日16時、調査地から800m離れた井上観測所²⁾）により発生した地すべりは、幅約90m、長さ約40m規模で、頭部は高さ3.0～5.0mの滑落崖、側部は1.4～5.0mの側方崖が形成された。地すべりは基盤の古第三紀層上で滑動し、玄武岩岩塊を含む崩壊土砂は落差50m、長さ200m下流の田畑まで流れた。

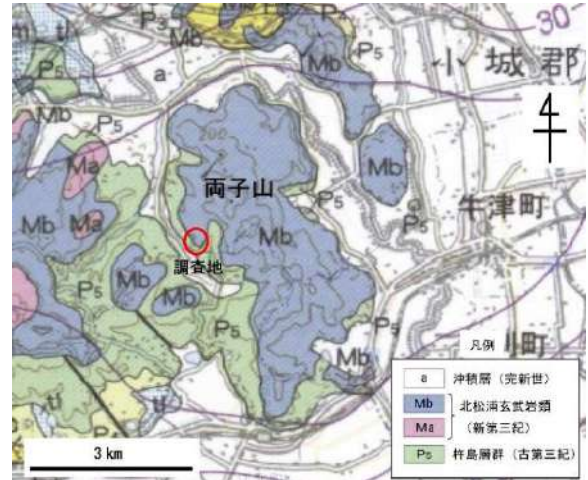


図-2 調査位置周辺の地質図³⁾

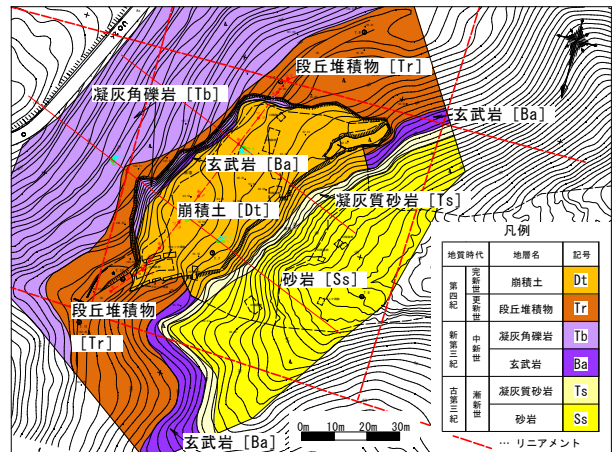


図-3 調査地の地質図

4. 地すべりの発生機構

地すべりの素因としては、表流水が集まりやすい谷地形、玄武岩の発達した亀裂、下位の粘土化した凝灰質砂岩の分布、古第三紀層に発達する緩い流れ盤状の層理面といった地形・地質的な条件が考えられる。地形は崩壊地に向かって緩やかに標高が低くなっており、側方崖付近の道路には、枝木で閉塞した用水路から水があふれた形跡が確認された。基盤岩は谷方向に緩く傾斜し、滑動を助長する流れ盤構造であった。

地すべりの誘因として考えられる豪雨は、3日間に渡って降り続けた。降雨は亀裂の発達した玄武岩に浸透して地下水となるが、粘土化した凝灰質砂岩が不透水層となって、玄武岩の基底部に間隙水圧が高まる構造であった。多量の雨水が地下に浸透し、玄武岩内の地下水位が上昇したことで、玄武岩基底部の間隙水圧も上昇した。また、舗装された市道を通して雨水が崩壊地に流れ込み、下方斜面を浸食し浸透することで不安定化し、ブロックの滑動・崩壊に至ったものと推察される。

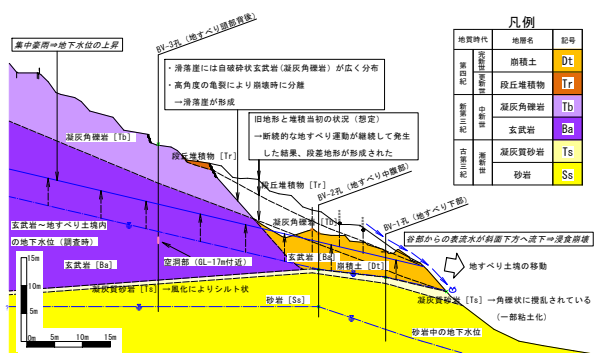


図-4 地すべり崩壊機構図

5. 玄武岩の観察

地すべり上方斜面で実施した調査ボーリング BV-3 孔において、玄武岩内の深度 16.75～17.30m で縦に約 50 cm 伸びる空洞を確認した。ボーリングオペレーターの聞き取りによると、当該深度に到達した際、コアチューブはロッドの自重（約 100kg）のみでゆっくり降下した。

シースネイクカメラによる空洞部の観察では、コアチューブ口径 66mm よりやや広い直径約 80～130mm の蛇腹状の空洞が、垂直方向に発達している映像が確認された（写真-1）。孔壁は、表面がザラつき丸みを帯びて広がる箇所と、表面が滑らかでブロック状に広がる箇所が認められた。また孔径の広い箇所はカメラ画像の目測によりコアチューブ口径の約 2 倍（φ130mm 程度）の広がりを確認した（図-5）。

6. 考察

調査地から北西に位置する玄武岩（佐賀県東松浦郡に分布）は、発達した柱状節理に平行して晶洞に富んだ多孔質の部分が発達している。晶洞は直径数 cm～数 10 cm の円形の切り口で内部は結晶化しており、上下に極めて長いパイプ状を形成している。⁴⁾

崩壊土砂に含まれる玄武岩塊には、多孔質の晶洞が確認されており、BV-3 孔の玄武岩にも縦亀裂が多く発達していた。また、滑落崖上方の斜面では段差地形が連続している。以上の結果より、玄武岩に発達する縦方向の晶洞や亀裂から分離した小規模な地すべりブロックが過去に繰り返し発生し、その過程で晶洞内の岩塊の一部が抜け落ち、現在の空洞の形状に至ったと考えられる。

7. まとめ

今回、北松型地すべりの素因の一つである玄武岩内の空洞をシースネイクカメラで撮影し、映像として残す機会が得られた。

文献¹⁾で示される「溶岩によく発達した節理」は兵庫県の玄武洞や福岡県の芥屋の大門に代表されるような直線的で密着した柱状節理を想像していたが、今回の事例は想像以上に開口し、歪な形状であった。



写真-1 深度 17.00m 付近の玄武岩内孔内合成写真

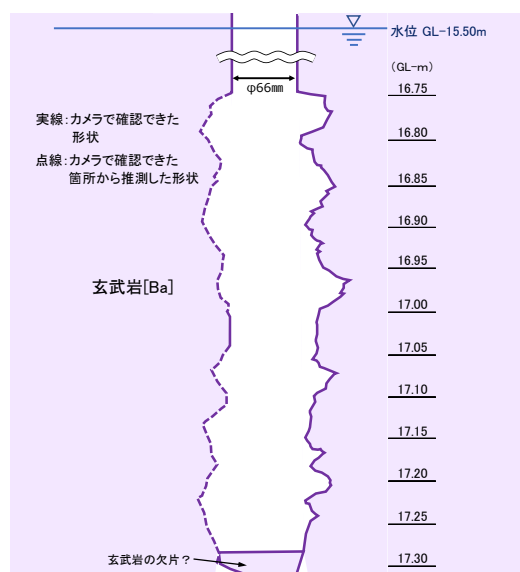


図-5 空洞部の模式図(深度 16.75～17.30m)

撮影時、空洞は水に満たされていたが、仮に同様の空洞が地下水位以浅に存在すれば、集中豪雨等での雨水流入により地すべり滑動に影響することが容易に想像できた。

今回の調査結果から、第一次すべりで斜面に堆積した崩壊土内の玄武岩には同様の空洞化が存在する可能性があり、今回の調査結果は地すべり発生機構から第二次すべりを対象とした対策工設計に生かすことができた。

《引用・参考文献》

- 1) 後藤恵之輔, 八百山孝, 鬼童孝(1985): 北松地すべり地帯を対象とした地すべり地のランドサットデータ特性。
- 2) すい防くん:
https://kasen.pref.saga.lg.jp/river_pub/jsp/index_kasen.jsp?disp=3
- 3) 産業技術総合研究所(2004): 20万分の1「熊本」。
- 4) 石橋澄(1962): 佐賀県東松浦産粗粒玄武岩中のアルカリ輝石。

切土のり面勾配の検討におけるボアホールカメラの活用事例

株式会社レアックス ○加藤 欣也、佐高 裕之

1. はじめに

一般に、岩盤の切土のり面の安定性は層理面や割れ目などの不連続面の卓越方向によって影響を受ける。そのため、不連続面群が切土のり面上に出現した場合、不連続面の影響を考慮した勾配設計が必要となる。

本稿では上記の問題に対して、ボアホールカメラ調査を実施することにより、不連続面群の走向・傾斜の卓越方向を把握し、切土のり面の方角との関係から、安定となる切土勾配を提案した事例を紹介する。

2. 課題

図-1 に調査地点の計画切土断面図を示す。

当該地では、道路建設に伴う切土の施工（切土高約 20m）が計画されており、切土勾配を検討するために、本線センターにおいて掘進長 31m のボーリング調査が実施された。調査地点の地層は以下の通りである。

- ・深度 0.0m～1.3m: 有機質土層
- ・深度 1.3m～18.6m: 砂礫層
- ・深度 18.6m～31.0m: 砂岩泥岩互層（軟岩）

砂岩泥岩互層では 70° ～ 80° 程度の高角度の層理面が確認された。高角な層理面から発達した分離面が切土のり面上に出現する場合、トップリングの影響が懸念される（図-2（c））。

また、同地層では 30° 程度の低角な割れ目が多く確認された。これらの割れ目群が切土のり面に流れ盤として出現する場合、例えば平面すべりやくさび破壊などの影響が懸念される（図-2（a）（b））。

しかし、近傍では当該地層の露頭が確認されなかったため、現地踏査によって地質構造や割れ目群の方向性を判断することは困難であった。そこで、砂岩泥岩互層の割れ目群の走向・傾斜を測定し、卓越方向を把握するため、ボアホールカメラ調査を実施した。

3. ボアホールカメラ調査結果

ボアホールカメラの観察区間は砂岩泥岩互層が分布する深度 18.6m～31.0m である。観察の結果、当該区間では 71 本の不連続面が抽出され、そのうちの 14 本が層理面、57 本が割れ目であった。図-3 にコア写真と展開画像の一部を例として示す。

(1) 不連続面の卓越方向

ステレオネット（シュミットネット下半球）を用いて不連続面の走向・傾斜を解析し、走向・傾斜の分布が集中している箇所をコンターピークとした。また、同図には切土のり面の走向・傾斜を描画した。

解析の結果、層理面のコンターピークは $N38^{\circ} W 84^{\circ}$

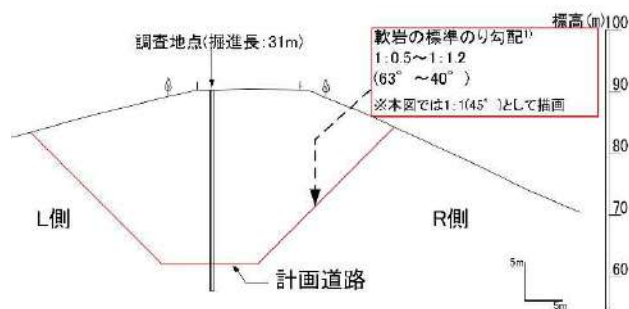


図-1 計画切土断面図

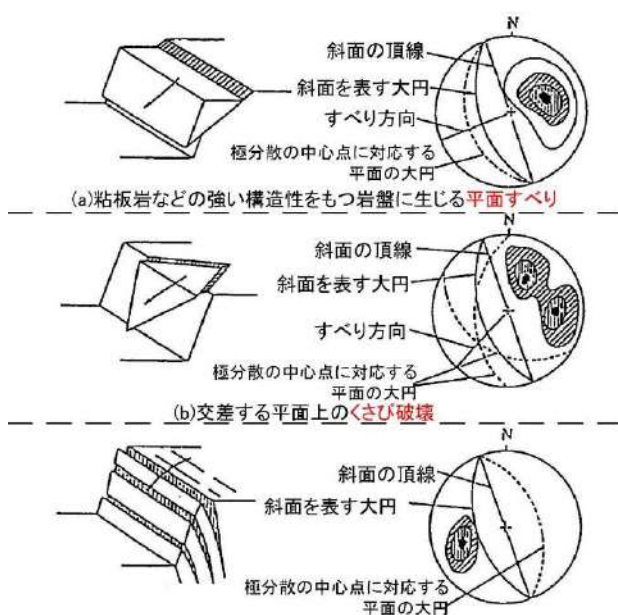
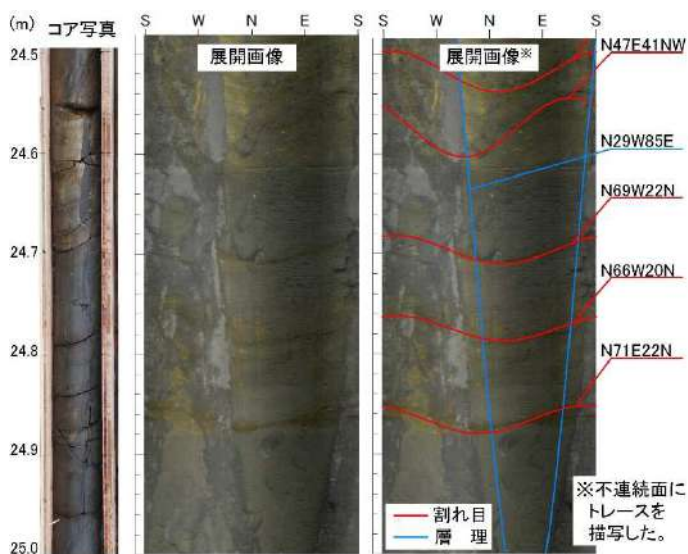
図-2 主な斜面崩壊形態と不連続面のステレオネット²⁾に加筆

図-3 砂岩泥岩互層のコア写真と孔壁展開画像

NE であり、割れ目のコンターピークは $N89^{\circ} W 31^{\circ} N$ であった（図-4A, 4B）。

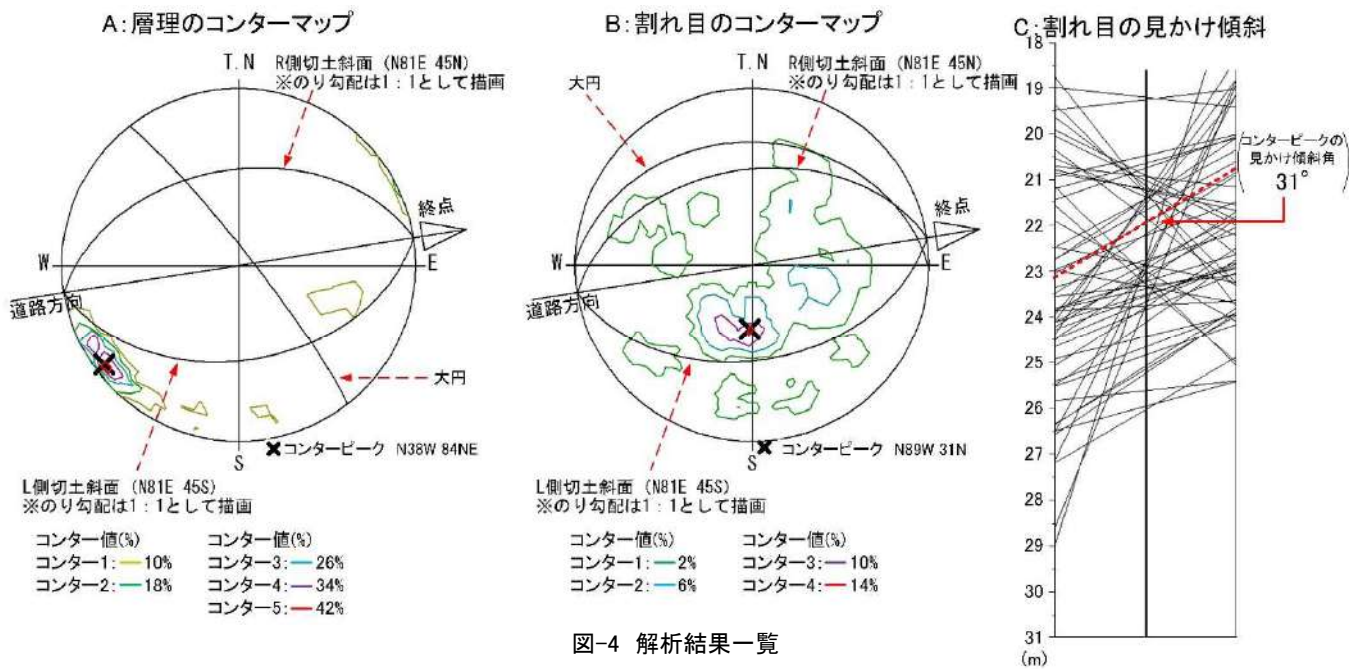


図-4 解析結果一覧

(2) 見かけ傾斜

割れ目群を計画道路に対して横断方向の断面に投影すると、割れ目群は切土のり面に対して低角度に多く出現することが確認された。また、割れ目のコンターピークの見かけ傾斜角は31°であった（図-4C）。

4. 考察

(1) すべり形態についての考察

解析図面を用いて、岩盤構造が切土のり面に与える影響について考察した。

層理面について、コンターピークの傾斜角は切土の傾斜角よりも高角である。また、層理面と切土の走向差は47°であった。既往文献²⁾によると、不連続面と斜面の走向差が30°以上ある場合、トップリングは発生しないとされるため切土への影響はないと判断した。

割れ目群について、コンターピークの数は一であるため、当該岩盤の割れ目構造は1面のみと考えられる。したがって、くさび型すべりの影響はないと判断した。

一方、割れ目群は切土R側に対して流れ盤であり、割れ目群の見かけ傾斜角は、軟岩の標準のり勾配よりも緩い傾斜を示した。また、割れ目群と切土の走向差は10°であった。既往文献³⁾によると、平面すべりが発生する条件として、走向差がおおよそ20°以内とされている。以上のことから、切土R側では、割れ目群によって岩盤に平面すべりが生じるおそれがある。

(2) 切土勾配の検討

既往文献⁴⁾によると、割れ目群が流れ盤となる場合、切土勾配は、割れ目の見かけ傾斜角が25°～45°の間の場合は、見かけ傾斜角と同じかそれより緩い勾配とすることが望ましいとされている。この点から、R側の切土のり面において、標準のり勾配では十分な安定性が確保

できない可能性があったため、同地層におけるのり面勾配は見かけ傾斜角と同程度の1:1.5（約34°）以下が望ましい。

図-5に切土勾配の提案値を反映させた断面図を示す。本調査地点の切土勾配は、上記の検討結果から1:1.5とすることを提案した。

5. おわりに

本事例のように、ボアホールカメラ調査は近傍に露頭が存在せず、地質構造の把握や割れ目の走向・傾斜の測定が困難な場合において、原位置からそれらの情報を得ることができるため、今後も積極的に活用していきたい。

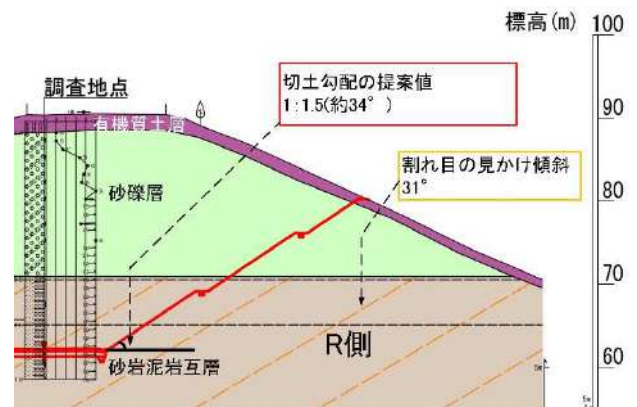


図-5 切土断面図(提案値)

《引用・参考文献》

- 1) 北海道開発局:道路設計要領 第1集 道路, p. 1-3-18 表6-18, 2010
- 2) (社) 土木学会:岩盤斜面の安定解析と計測, pp. 123-126, 1994
- 3) (社) 土木学会:岩盤斜面の安定解析と計測, pp. 56-57, 1994
- 4) 東日本高速道路(株) 他:設計要領 第1集 土工, pp. 参2-21~参2-22, 2016

【61】

ボアホールカメラを用いてボーリング孔内を観察する際の孔内水の濁度に関する実験

サンコーコンサルタント株式会社 ○平木 伸明

アース・スキャニング研究会 安富 宏和、大塚 康範、田島 克洋

1. はじめに

ボアホールカメラによる孔壁観察において、孔内水が濁っていると孔壁の詳細な情報が得られない。濁りを除去するために、送水による孔内水の置き換えが行われている。しかし、現場サイドにおいて、どの程度の濁りであれば、ボアホールカメラ撮影に影響がないか判断に困る場合がある。その判断基準の一助とするため、濁度計を用いた室内実験を実施して、ボアホールカメラによる孔壁観察が可能な濁度の数値化を試みた実験結果を報告する。

2. 実験方法

実験に使用した濁り水は、実際に清水堀で行ったボーリング掘削水を用いた。採取した基となる掘削水に精製水を加えて、濁り程度が異なる試液を作成した。濁りの程度は、目視により透明度の高い順にA、B、C、D、Eの5段階とした。これら試液を濁度計で濁度を計測するとともに、それぞれの試液を孔内水と仮定して、人工的に作成した孔壁をボアホールカメラで撮影した。

濁度とは、JIS K0101「工業用水試験方法」に示される値であり、単位はNTUである。今回使用した濁度計は株式会社佐藤商事社製 TU-2016である。最大で1,000NTUまで測定できる。



図-1 デジタル濁度計

表-1 TU-2016 の諸元

測定範囲	0.00～ 50.00NTU 50 ～ 1,000NTU
測定原理	透過散乱光比較測定方式
精度	±5%F.S.又は±0.5NTU の大きい値
サンプリング時間	約1秒
反応速度	10秒以下
校正点	0 NTU / 100 NTU
電源	単4電池 6本
使用環境	0℃ ～ 50℃ 85%RH 以下
本体寸法 重量	L155 W75 H62mm 320g (電池含む)

(1) 試液の作製

試液は、掘削水に精製水を加えて異なる濁度の試液を作成し、小瓶(幅20mm 高さ80mm 厚さ約2mm)の中に入れ、目視確認を行った。この小瓶の外側にはラベルとその内側にカラーチャートを貼り付けて、目視で濁りの程度を把握できるようにした。



図-2 濁水 NTU 10.57



図-3 濁水 NTU 151.40

(2) 目視による濁り程度の評価

瓶詰めした濁水は、目視で濁り程度を評価した。評価は、貼り付けたカラーチャートの0.1mm のラインおよび1.0mm のラインが明確に認識できるかを基準とした。また、カラーチャートの全体が確認できるかも評価した。目視による評価基準は表-2 に示す。

表-2 目視による濁り程度の評価基準

評価	基 準
A	透明度はかなり高い。 0.1mm ラインがはっきり確認できる
B	多少濁りは確認できるが透明度が高い 0.1mm 以下のラインは確認できる
C	透明度は低い。1.0mm 以下のラインは判別しにくい
D	透明度はかなり低い。カラーチャートがぼやけて見える 1.0mm のラインは確認できない
E	濁りがひどくカラーチャートはほとんど確認できない

(3) 濁度と目視評価の関係

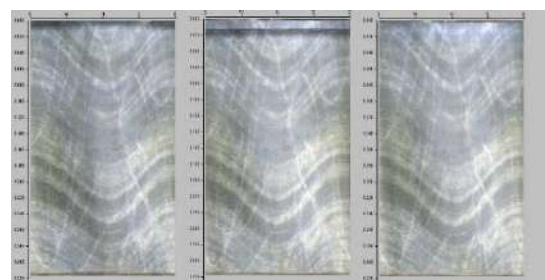
作成した試液を濁度計で、それぞれ5回測定した。試液の NTU 値(濁度)と目視による評価基準の対比を表-3 に示す。

表-3 試液の NTU 値(濁度)と目視による評価の対比表

No	1回目	2回目	3回目	4回目	5回目	平均	評価
1	11.14	10.44	11.79	10.34	9.14	10.57	A
2	25.56	25.10	25.61	26.37	25.00	25.53	B
3	51.00	53.00	50.00	50.00	50.00	50.80	B
4	98.00	99.00	102.00	99.00	97.00	99.00	C
5	151.00	152.00	153.00	150.00	151.00	151.40	C
6	201.00	198.00	201.00	198.00	194.00	198.40	D
7	251.00	252.00	248.00	249.00	250.00	250.00	D
8	294.00	304.00	300.00	304.00	297.00	299.80	D
9	401.00	406.00	398.00	401.00	408.00	402.80	E
10	493.00	495.00	502.00	516.00	504.00	502.00	E

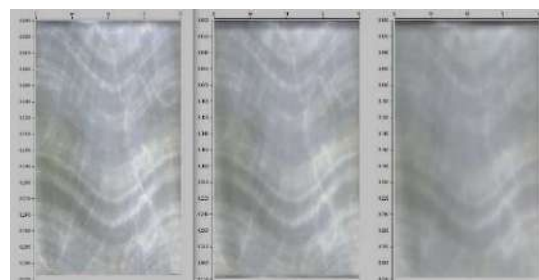
3 ボアホールカメラによる観察結果

孔径φ86mm のアクリルパイプの外周に観察対象となる亀裂を模した画像(=孔壁画像)を張り付け、パイプ内に試液を入れて、ボアホールカメラによる観察を行った。観察を行った展開画像を図-3-1および図-3-2に示す。



NTU10 NTU25 NTU50

図-4 展開画像 その1



NTU150 NTU250 NTU500

図-5 展開画像 その2

実験によるボアホールカメラによる観察では、50NTU 以下であれば0.5mm 以下の亀裂まで確認できるが、150～200NTU では0.5mm 以下の亀裂の確認は困難となり、200NTU 以上の場合は、1.0mm 程度の亀裂でも確認ができない。

表-4 濁度と孔壁観察の結果

濁度(NTU)	観察結果
50以下	0.5mm 程度の亀裂まで確認できる
150	0.5mm 以下の亀裂の確認は困難
200以上	1.0mm 程度の亀裂の確認ができない

4 まとめと今後の課題

濁度計を用いた室内実験から、ボーリングカメラによる孔壁観察に支障のない指標は、濁度50NTU 以下が挙げられる。この値は瓶詰めした濁水の目視評価では、A～B 評価であり、ボアホールカメラによる観察では0.5mm 以下の亀裂が確認できる濁り程度に該当する。

ただし、今回の実験は砂泥互層のボーリング掘削水を用いた結果のみであること、および濃度の程度は10種類程度である。

今後、砂泥互層以外の地層のボーリング掘削水を用いた実験および濁度の変化を細かく採った実験により、濁度値はボアホールカメラの観察における1つの指標になる可能性があると思われる。

《引用・参考文献》

1) JIS K0101「工業用水試験方法」2017.10.20

2) 横河電機 濁度の定義と単位について

<https://www.yokogawa.co.jp/library/resources/faqs/an-tb-01-definitions-units/>

ボアホールカメラ観察における地下水中の溶存ガスによる影響とその対策

株式会社レアックス ○白 祥志, 狩野 正也

1. はじめに

地下水中のボアホールカメラ観察において、溶存ガスによる気泡が多数発生する条件下では、気泡が CCD カメラ部の保護アクリル（以下、アクリルケースと称す）の表面に付着して孔壁面の視認性を著しく低下させることがある。しかし、現時点では気泡の付着を防止する対策はなく、観察中の孔内で気泡を除去することも困難である。

そこで、気泡付着防止に効果が期待されるコーティング剤を複数選び、それらを塗布したアクリルケースの気泡付着実験を行った。さらに効果が確認されたアクリルケースを用いたボアホールカメラで炭酸水中を観察し、得られる展開画像を検証した。

2. 課題と方針

(1) 気泡がボアホールカメラ観察画像に与える影響

気泡が付着したアクリルケース越しに取得された展開画像は、深度方向に縦筋として映り込みが生じる（図-1）。気泡が多数の場合は、展開画像がバーコード状となり、孔壁面が不明瞭となってしまふ。

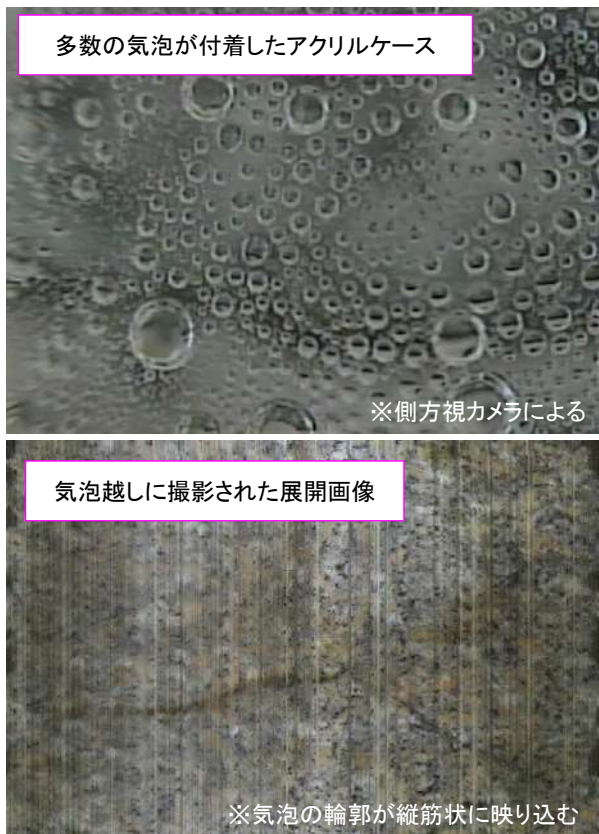


図-1 気泡が付着した水中カメラ画像

(2) コーティング剤の塗布(方針)

気泡付着防止に向けた対策には、安価で簡易的に塗布ができるコーティング剤を塗布する方法を選んだ。

一般に市販されるコーティング剤は、親水性と撥水性に大別される。

親水性・撥水性とは、気中での固体表面に対する水の濡れ性のことであり、固体表面に水がくっつきやすい場合、その固体表面は親水性であり、反対に水をはじく場合は撥水性である。（図-2）

この特性が、水中では気泡に対して下記の作用を示すことを期待し、検証実験を実施した。

親水性: 表面が水が覆うことにより気泡の付着を防止する。

撥水性: 水をはじくのと同様の効果により気泡の付着を防止する。

親水性	撥水性
水がくっつきやすい	水をはじきやすい
親水性コーティング剤	撥水性コーティング剤

図-2 親水性と撥水性の違い

3. 実験

(1) 実験方法

試験に供するコーティング剤は、市販品の A) 親水性コーティング剤と B) 撥水性コーティング剤とした。（表-1）

表-1 コーティング剤の概要

No	種類	用途
A	親水性コーティング剤	ガラス用水滴防止・防曇
B	撥水性コーティング剤	車用水垢防止等

実験では、各コーティング剤を全面に塗布したアクリルケースを炭酸水で満たした水槽に浸し、気泡の付着状況を観察することとした。

評価ポイントは、気泡の付着の有無の確認（①付着防止）および長時間浸水させることでの水への溶解による効果減衰の有無の確認（②持続性）の2点とした。

図-3に実験手順のフロー図を示す。

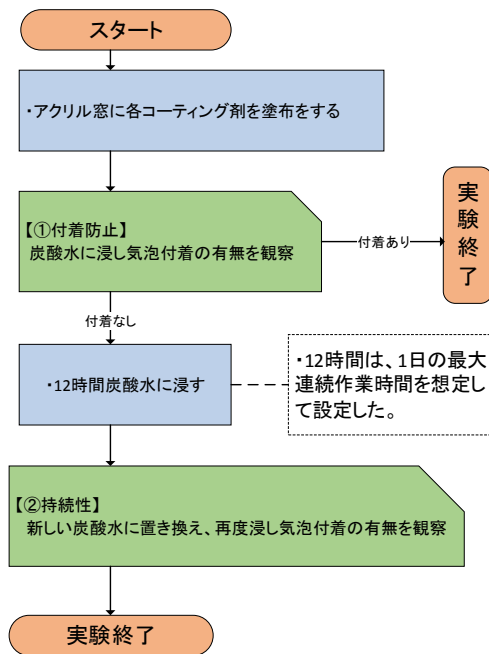


図-3 実験操作フロー

(2) 実験結果

実験結果を表-2に、①～②の詳細を以下に示す。

表-2 実験結果

No	種類	①付着防止	②持続性
A	親水性コーティング剤	付着なし	持続性あり
B	撥水性コーティング剤	付着あり	-

①付着防止

撥水性コーティング剤には多量の気泡が付着する様子が確認された。

一方、親水性コーティング剤には気泡が付着せず、アクリルケースの周囲をそのまま上昇の様子が見受けられた。(図-4)

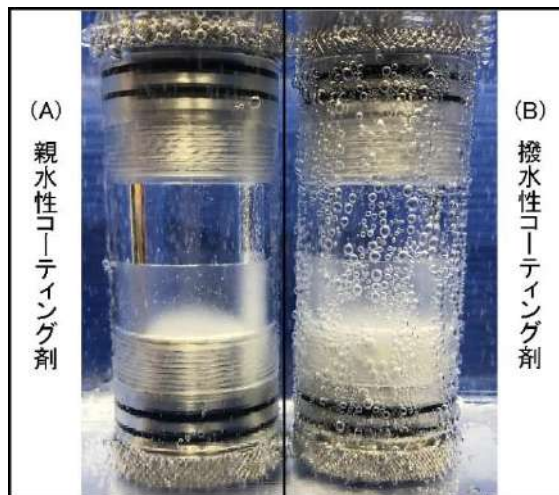


図-4 気泡付着確認時の状況

②持続性

12時間浸水後の親水性コーティング剤は、①付着防止確認時と同様の結果となり、気泡の付着が確認されなかった。

4. コーティング剤塗布による取得展開画像の検証

本実験の結果を受け、親水性コーティング剤が気泡付着防止に対し有効であることが認められた。

また、長時間浸水での効果減衰が認められなかったことで、持続性についても優れていることが確認できた。

そこで、実際の計測作業における適用性を検証するため、親水性コーティング剤を用いて、炭酸水を充填した模擬孔で親水性コーティング剤塗布前後の展開画像を取得した。

その結果、塗布前の展開画像には、気泡の付着により縦筋が確認され、亀裂面に縦筋が重なっている。一方、塗布後の展開画像には気泡の付着は確認されなかった。(図-5)

以上のことから、親水性コーティング剤の塗布が、気泡が多数発生する条件下の観察において有効であることが検証できた。



図-5 親水性コーティング剤塗布前後の展開画像

5. まとめ

本実験では親水性コーティング剤が気泡付着防止に有効的で、水に溶解されないことから持続性もあり、現場への実用性を示すことができた。

本報告が、気泡発生孔における良質なボアホールカメラ画像の取得に貢献できれば幸いである。

洋上風力地盤調査における単純せん断試験に関する実験的考察

－供試体拘束方法の違いが結果に与える影響－

応用地質株式会社 ○ 岩下智哉、小野正樹

1. はじめに

沖合海上における洋上風車基礎のボーリング調査は極めて高額で、採取した地盤試料も貴重である。この点、欧州で広く普及する単純せん断試験は、供試体サイズが直径5cm、高さ2cm など三軸圧縮試験に比べ小さく、同じ試料量でより多くの試験が実施できる点で有利である。

単純せん断試験は直接せん断試験の一種で、供試体の側方向変位を拘束した K_0 状態で供試体に一樣なせん断ひずみを生じさせて試料の強度・変形特性を求める試験である。本試験は、ASTM（米国試験材料協会）、NORSOK（ノルウェー標準海洋規格）で基準化されているが、日本国内では基準化されておらず、試験ノウハウの蓄積も少ない。実務で多用される単純せん断試験方法には、SGI 型と NGI 型の2種類があり、ASTM ではどちらの方法で試験を行っても良いとされている。SGI 型が薄いリングを積み重ねて（以下、積層リングと称す）供試体を拘束するのに対し、NGI 型ではワイヤーで補強されたメンブレン（以下、ワイヤーメンブレン）で拘束する違いがある¹⁾。本稿は、今後の国内の試験基準化も視野に、供試体の拘束方法の違いが繰返しせん断挙動へ与える影響を実験的に考察したものである。

なお、実験は、波浪外力に対する洋上風車基礎設計のための試験を考慮し、繰返し载荷にて実施した。

2. 積層リングとワイヤーメンブレンの違い

(1) 見かけのせん断抵抗の違い

実験に用いた積層リング（GDS 社製、リング1枚の厚さ1.1mm×22枚）とワイヤーメンブレン（Geonor 社製、メンブレン厚さ0.5mm）を図-1に、単純せん断試験機を図-2に示す。本検討では初めに、これら拘束治具の剛性を把握するための実験を行った。供試体がない状態で通常のメンブレンに積層リングをセットしたケースとワイヤーメンブレンをセットしたケースの2ケースで、押し、引きともに3mm（供試体高さ2cm の場合、せん断ひずみ15%に相当）の繰返し変位を1回加えて、その時の見かけのせん断抵抗値を測定した。



図-1 ワイヤーメンブレン(左)と積層リング(右)

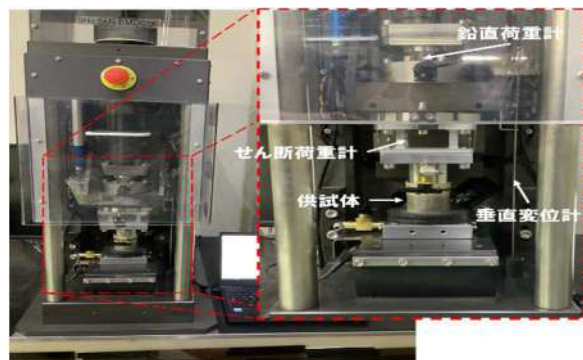


図-2 単純せん断試験機

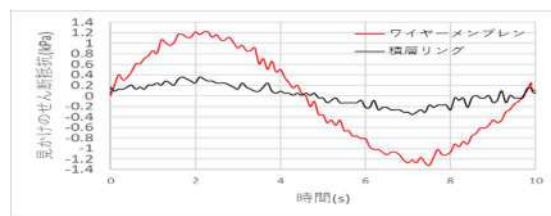


図-3 見かけのせん断抵抗

積層リングでは見かけのせん断抵抗（ $\phi 50\text{mm}$ 供試体を仮定してせん断力を断面積で除した値）が最大で0.36kPa、最小で-0.36kPa となり、ワイヤーメンブレンでは最大で1.23kPa、最小で-1.37kPa となった（図-3）。積層リングよりもワイヤーメンブレンのせん断抵抗が大きく、積層リングではせん断の押し側（+側）と引き側（-側）で見かけのせん断抵抗に差がほとんどないのに対し、ワイヤーメンブレンでは、せん断の押し側と引き側で0.14kPa の差があった。今回使用したワイヤーメンブレンは、ワイヤーのねじれ・歪みに起因したくせのようなものがあり、これが押し引きのせん断抵抗の差を生じさせた要因と考えられる。

(2) 見かけのせん断抵抗の異方性

見かけのせん断抵抗の異方性を確認するために、载荷方向を 30° ごとに $0^\circ \sim 150^\circ$ まで変化させ、繰返し载荷を行った。結果を表-1に示す。積層リングは、载荷方向を変更してもせん断抵抗にほとんど差が見られず、押し側と引き側のせん断抵抗もほぼ同じであった。一方で、ワイヤーメンブレンでは押し側と引き側のせん断抵抗に差が見られ、载荷方向が 0° の時に押し引きの差が最も小さく、载荷方向が 90° の時に最も差が大きい結果となった。

以上から、今回用いたワイヤーメンブレンは、積層リングに比べて载荷時のせん断抵抗が大きく、その大きさは载荷方向によって若干異なること、また押しと引きで異なるせん断抵抗を示す方向があることが分かった。

表-1 各載荷方向の見かけのせん断抵抗

載荷方向°	見かけのせん断抵抗(kPa)					
	0	30	60	90	120	150
積層リング (最大)	0.36	0.36	0.36	0.36	0.35	0.35
積層リング (最小)	-0.36	-0.36	-0.36	-0.36	-0.35	-0.36
ワイヤーメンブ レン(最大)	1.35	1.22	1.43	1.17	1.32	1.43
ワイヤーメンブ レン(最小)	-1.35	-1.32	-1.22	-1.43	-1.38	-1.22

3. 拘束方法を変えた粘土の繰返し単純せん断試験

(1) 試料と試験条件

有明海沿岸域で採取された粘土試料（シンウォール採取）を用いて繰返し単純せん断試験を行い、積層リングとワイヤーメンブレンの比較実験を行った。ワイヤーメンブレンについては、せん断抵抗の差が最も小さい載荷方向 0° と、差が最も大きい載荷方向 90° の2つの実験を行い、載荷方向による剛性の違いが繰返しせん断挙動に与える影響を調べた。今回の実験は、NORSOK G-001に準拠して行った²⁾。試験条件は、圧密定体積条件で、載荷周波数 f は0.1Hzとした²⁾。垂直応力 σ_n は60kPa、繰返しせん断応力 τ は17kPaとし、両振幅ひずみ DA が15%に達したときを試験終了とした。供試体の諸元を表-2に示す。

表-2 試料の諸元

拘束治具	載荷方向	供試体寸法	自然含水比(%)	湿潤密度(Mg/m ³)
ワイヤーメンブレン	0°	D=50mm H=20mm	105.6	1.434
	90°		106.4	1.427
積層リング			107.2	1.431

(2) 積層リングとワイヤーメンブレンの試験結果の比較

積層リングとワイヤーメンブレン(載荷方向 0°)の試験結果を図-4に示す。 $DA=15\%$ 時の繰返し回数 $N_{15\%}$ は、積層リングが15回、ワイヤーメンブレンが16回で大きな違いは見られなかった。応力経路(図-5)については、ワイヤーメンブレンでの試験の後半で応力経路が若干いびつになったものの両者の傾向は概ね同じであった。

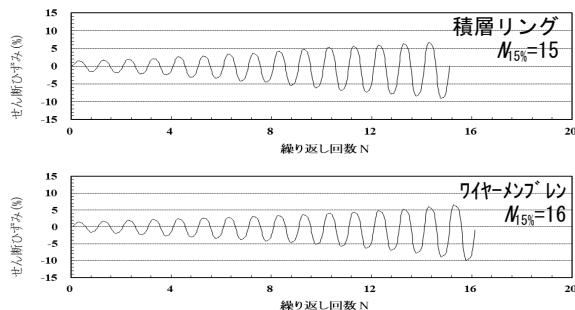


図-4 せん断ひずみ(積層リングとワイヤーメンブレン)

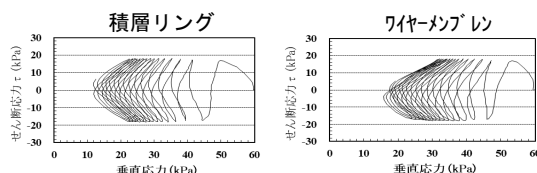


図-5 応力経路(積層リングとワイヤーメンブレン)

(3) 載荷方向が異なるワイヤーメンブレンの試験結果

せん断抵抗の差が小さい載荷方向 0° と、差が大きい載荷方向 90° で繰返し単純せん断試験を行った。載荷方向 0° はひずみが均等に進行していったが、載荷方向 90° では、片側にひずみが進行する結果となった(図-6)。また、載荷方向 0° より、載荷方向 90° の方が、応力経路が一側に偏りいびつになっている(図-7)。

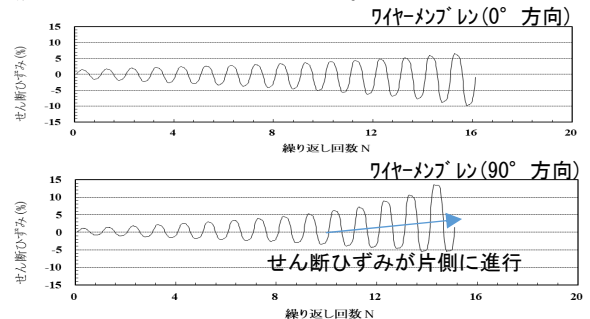


図-6 せん断ひずみ(ワイヤーメンブレン、異なる載荷方向)

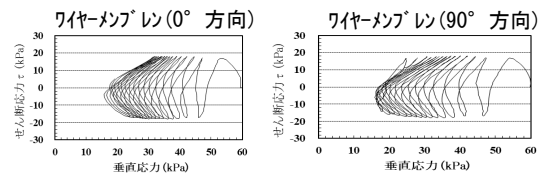


図-7 応力経路(ワイヤーメンブレン、異なる載荷方向)

4. まとめ

積層リングとワイヤーメンブレンを用いて、粘土の繰返し単純せん断試験を行い、供試体側面の拘束方法が繰返しせん断挙動に与える影響について実験的に検証した。実験の結果、①拘束方法を変えても $DA=15\%$ における繰返し回数にほとんど差が無いこと、②ワイヤーメンブレンでは、押しと引きで見かけのせん断抵抗が異なる載荷方向で試験をした場合、せん断ひずみが片側に進行していくことが分かった。②の原因としては、ワイヤーメンブレンにワイヤーを巻く方向や間隔の違いなどにより反力特性に微小な違いがあり、繰返し応力載荷に伴い供試体の剛性が失われていくにつれて、このワイヤーメンブレンのくせと見かけのせん断抵抗の影響が相対的に大きくなったためと考える。今回の粘土を用いた実験からは、繰返し強度を求める場合に拘束方法の違いは大きく影響しなかったが、繰返し載荷中の供試体の剛性低下を詳細に計測する場合、ワイヤーメンブレンの使用には注意する必要がある。

《引用・参考文献》

- 1) M. I. Amer, M. S. Aggour, W. D. Kovacs: SIZE EFFECT IN SIMPLE SHEAR TESTING, Civil Engineering Department, University of Maryland, College Park, MD, 1984.
- 2) 工藤雄次 細田光一 亀谷裕志: 洋上風力地盤調査における繰返し単純せん断試験, 海洋調査(海洋調査協会協会報), 139号41-44, 2020.

大深度調査における SPT アナライザーを用いた標準貫入試験の評価方法

中央開発株式会社 ○ 田尾 啓剛

INFLUX OFFSHORE WIND POWER HD 株式会社 坂本 真也

1. はじめに

近年、再生可能エネルギーの活用が世界的に推進されており、日本においても再生可能エネルギーを活用した発電事業が急速に進められている。本業務は、その再生可能エネルギー発電事業の1つである洋上風力発電施設建設に伴い、A 県 B 市の沖合にて傾動自在試錐工法¹⁾により海上地質調査を実施したものである。調査位置は沖合で水深-50m 程度の大水深であった為、標準貫入試験におけるエネルギー伝達効率の減衰が懸念された。そのことから標準貫入試験のエネルギー伝達効率を把握することを目的として、SPT アナライザーを用いた標準貫入試験を実施した。本報告では、その試験方法及び結果等について報告する。

2. 実施方法

(1) 測定方法

標準貫入試験におけるエネルギー伝達効率を計測する為に図-1に示す SPT アナライザーを用いた。SPT アナライザーを使用した標準貫入試験におけるエネルギー伝達効率の計測方法は、図-1に示される測定用のロッドをアンビル直下につなぎ込み、通常の標準貫入試験を実施するのみとなる。測定用ロッドには加速度計及びひずみゲージが2個ずつ装着されており、ハンマーによる打撃の瞬間における両センサーの値を専用 PC でロギングする。(図-2)



図-1 SPT アナライザー装置

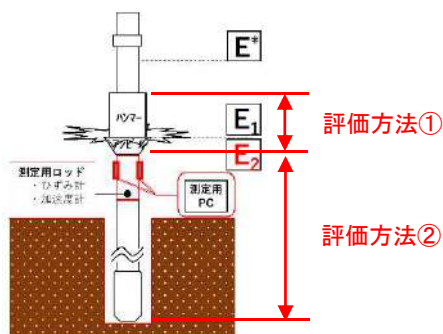


図-2 試験概念図

(2) 評価方法

エネルギー伝達率は、下記①～②の二つに区分して評価し、この2つを合計して全体の伝達効率となる。

①ハンマー～アンビル間のエネルギー伝達率

この区間のエネルギー伝達率は、SPT アナライザーにより自動計算される。例えばある深度の標準貫入試験を行い、N 値が 18 だった場合、すべての打撃に対する(例では 18 個)データが取得されることとなり、1 打撃毎の詳細な解析が可能となる。解析時には、1 打撃毎に計算されたエネルギー伝達効率の平均値をもって、その標準貫入試験のエネルギー伝達効率とするのが一般的である。

表-1 測定結果一覧表(N=18)

Date	Time	LP	EL	BN	CSX	DMX	EFV	ETR	BPM	VMX	FMX	DFN
		m	m		Compress MPa	MaxDisp mm	TransEnergy J	Efficiency %	Bpm	Velocity m/s	Force kN	Sett mm
2021/6/29	17:18:08	53.5	-53.5	1	177.9	46	408	86.3	50.5	3.52	103	46
2021/6/29	17:18:13	53.5	-53.5	2	156	36	395	83.5	11.6	3.35	91	36
2021/6/29	17:18:17	53.5	-53.5	3	162.5	38	409	86.5	15	3.43	94	38
2021/6/29	17:18:21	53.5	-53.5	4	180.6	38	395	83.5	14.1	3.45	105	37
2021/6/29	17:18:25	53.5	-53.5	5	165.5	42	416	88.0	16.1	3.45	96	41
2021/6/29	17:18:29	53.5	-53.5	6	187.3	36	414	87.5	14.4	3.23	109	36
2021/6/29	17:18:33	53.5	-53.5	7	181.8	25	404	85.4	15.8	3.27	106	22
2021/6/29	17:18:38	53.5	-53.5	8	166.1	29	418	88.4	16	3.27	96	28
2021/6/29	17:18:41	53.5	-53.5	9	153.6	29	412	87.1	14.6	3.24	89	29
2021/6/29	17:18:54	53.5	-53.5	10	169.6	29	417	88.2	4.6	3.26	99	29
2021/6/29	17:18:58	53.5	-53.5	11	166.1	24	406	86.3	13.4	3.37	96	22
2021/6/29	17:19:03	53.5	-53.5	12	166.2	26	418	88.4	13.4	3.38	97	24
2021/6/29	17:19:08	53.5	-53.5	13	164.5	26	407	86.1	12	3.35	95	23
2021/6/29	17:19:12	53.5	-53.5	14	166.4	30	413	87.3	13.3	3.42	97	29
2021/6/29	17:19:16	53.5	-53.5	15	160.3	30	410	86.7	13.9	3.32	93	32
2021/6/29	17:19:21	53.5	-53.5	16	184	37	419	88.8	14.7	3.26	96	36
2021/6/29	17:19:24	53.5	-53.5	17	163.2	32	412	87.1	15.3	3.4	95	31
2021/6/29	17:19:29	53.5	-53.5	18	160.5	34	416	88.0	14	3.32	93	34
								平均値	86.8			

②アンビル～SPT サンプラー先端間のエネルギー伝達率

この区間のエネルギー伝達率は、SPT アナライザーにより取得された波形データを解析することにより求めることができる。この波形データについても、すべての打撃に対して取得されるため、1打撃毎の詳細な解析が可能である。

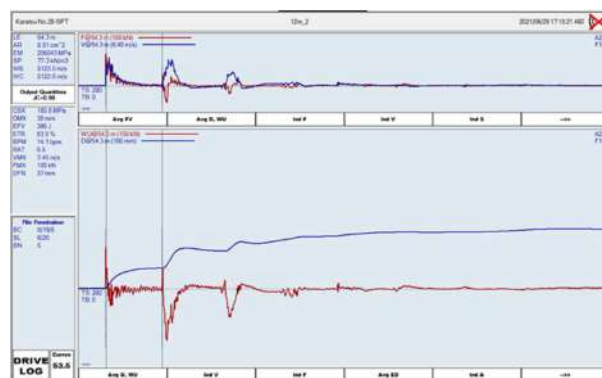


図-3 測定結果(波形データ)

3. 調査結果

(1) ハンマー～アンビル間のエネルギー伝達効率

同区間のエネルギー伝達効率^①は、1 打撃毎の ETR(エネルギー伝達効率)の平均値をもって、その深度における標準貫入試験のエネルギー伝達効率とした。今回 A 地点で実施した 12m(N=29)の結果を表-2 に示す。表に示される通り、この区間の ETR は 89.9～95.1%を示し、極端にエネルギー伝達効率の低い結果は確認されなかった。また、A 地点のすべての深度において 85%を超えるエネルギー伝達効率^②が確認された。これは、海外において設計に用いる N 値は N₆₀(エネルギー伝達効率 60%の時の N 値)が主流であることから極めて良好な値といえる。

表-2 A 地点 12m の結果一覧

Date	Time	LP	EL	BN	CSX	DMX	EFV	ETR
		m	m		Compression MPa	MaxDisp mm	TransEnergy J	Efficiency %
2021/5/19	13:50:15	18.59	-18.6	1	177	32	444	93.9
2021/5/19	13:50:20	18.59	-18.6	2	192.2	29	441	93.2
2021/5/19	13:50:24	18.59	-18.6	3	196.5	29	449	94.9
2021/5/19	13:50:28	18.59	-18.6	4	179.4	27	439	92.8
2021/5/19	13:50:32	18.59	-18.6	5	188.6	31	441	93.2
2021/5/19	13:50:36	18.59	-18.6	6	185.3	24	440	93.0
2021/5/19	13:50:40	18.59	-18.6	7	195.6	22	436	92.2
2021/5/19	13:50:45	18.59	-18.6	8	178.4	26	445	94.1
2021/5/19	13:50:49	18.59	-18.6	9	168	21	437	92.4
2021/5/19	13:50:53	18.59	-18.6	10	173.9	22	436	92.2
2021/5/19	13:50:58	18.59	-18.6	11	181.1	26	444	93.9
2021/5/19	13:51:02	18.59	-18.6	12	182.4	22	433	91.6
2021/5/19	13:51:06	18.59	-18.6	13	171.9	20	425	89.9
2021/5/19	13:51:10	18.59	-18.6	14	179.9	18	425	89.9
2021/5/19	13:51:14	18.59	-18.6	15	171.4	20	432	91.3
2021/5/19	13:51:18	18.59	-18.6	16	179.6	19	441	93.2
2021/5/19	13:51:22	18.59	-18.6	17	178.7	17	428	90.5
2021/5/19	13:51:26	18.59	-18.6	18	166.6	18	436	92.2
2021/5/19	13:51:30	18.59	-18.6	19	177.2	21	450	95.1
2021/5/19	13:51:35	18.59	-18.6	20	178.2	18	441	93.2
2021/5/19	13:51:39	18.59	-18.6	21	162.4	17	425	89.9
2021/5/19	13:51:43	18.59	-18.6	22	174.4	17	434	91.8
2021/5/19	13:51:47	18.59	-18.6	23	173.6	17	432	91.3
2021/5/19	13:51:51	18.59	-18.6	24	163.2	17	432	91.3
2021/5/19	13:51:55	18.59	-18.6	25	174.1	17	431	91.1
2021/5/19	13:51:59	18.59	-18.6	26	184.2	17	431	91.1
2021/5/19	13:52:04	18.59	-18.6	27	172	16	436	92.2
2021/5/19	13:52:08	18.59	-18.6	28	177.5	16	433	91.6
2021/5/19	13:52:12	18.59	-18.6	29	175.2	31	433	91.6
エネルギー伝達効率の平均値→								92.2

(2) アンビル～SPT サンプラー先端間のエネルギー伝達効率

同区間のエネルギー伝達効率^③は、取得された波形データの解析によって行われるが、今回取得された波形データは全て非常にきれいな(エネルギーロスが殆どない)結果が示された。図-4に A 地点12m の波形データを、図-5にエネルギーロスが確認された場合の波形データ(例)を示す。

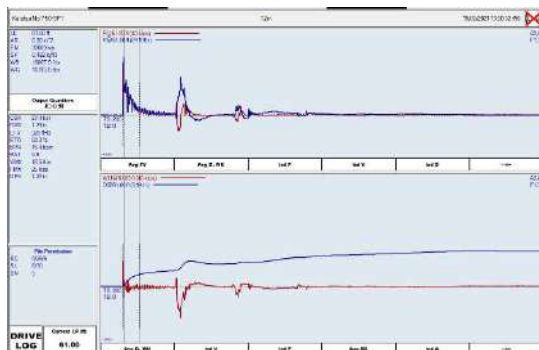


図-4 A 地点12m の波形データ

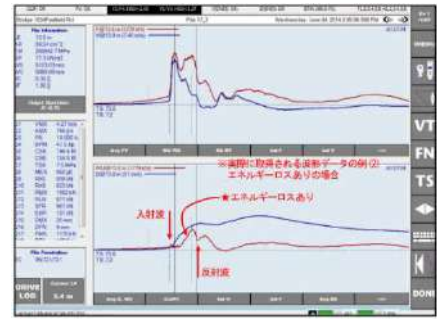


図-5 エネルギーロスのある波形データ(例)

4. まとめ

今回の試験結果については、水深 50m 程度かつロッド長が 100m を超える試験条件を鑑みると極めて良好なものと想定される。このような結果が得られた要因は以下のように考えられる。

①ボーリング孔の鉛直性が極めて良好

今回は傾動自在試錐工法による施工の為、海底まで鉛直にガイドパイプを仮設している。そのガイドパイプを通してロッドを下し掘削を実施する為、鋼製槽やスパッド台船と比較して鉛直性が保たれ、エネルギーロスが低減されたと想定される。

②ボーリングオペレーターの技術力が高い

ボーリングオペレーターの高い技術かつ丁寧な作業により、孔曲がりの少ないボーリング孔であったことが影響していると想定される。

③半自動落下装置を用いて適切に標準貫入試験を実施

一昔前までは、手動落下法(コーンブリー法、トンビ法)が主流であったが、モンケンが自然落下できていないという問題点があった。しかし、半自動落下装置を用いることにより、極めて自然落下に近い状況で試験が行えたことにより、良好な試験結果が得られたと想定される。

5. おわりに

ロッドの長さによる N 値の補正に関して、以下のような式が提唱されている。²⁾

$$N = N' \left(1 - \frac{x}{200} \right) \quad \dots \text{式(1)}$$

ここに、N' ; 実測 N 値、x ; ロッドの長さ(m)

この式を用いて、修正 N 値を算出すると、ロッド長100m における修正 N 値は、実測 N 値の約50%と評価される。

これに対し、傾動自在試錐工法による標準貫入試験のエネルギー伝達率は約80%で、既存の提案式に対し、エネルギーロスの少ないデータが得られ、本工法における標準貫入試験の実用性が示されたと考える。

今後も更にデータを蓄積し、傾動自在試錐工法やその他大深度工法における標準貫入試験結果の評価方法について検討していきたい。

《引用・参考文献》

- 1) 運輸省告示第366号港湾に係る民間技術評価第94302
- 2) 地盤調査・土質試験結果の解釈と適用例 p343

(社)地盤工学会

盛土材料のセメント改良工法における攪拌混合度の評価

株式会社ドーコン ○舟根 熙、高橋 秀彰、畠山 潔芽
北海道大学大学院 西村 聡、林 昌一

1. はじめに

近年、堤防盛土材料の改良工法として実績を増やしつつあるプラント等を使用した盛土材料のセメント改良¹⁾では、一定期間の置土養生を行ったのちに破碎し盛土材料として使用する固化破碎土の手法が用いられている。

著者らは、攪拌工法による土とセメントの混ざり具合が材料品質に与える影響を把握するため、攪拌混合度の定量化や混合度と品質管理指標（コーン指数、締固め度）の関連性について検討してきた²⁾。本報告ではセメント攪拌土の画像解析により混合度を定量化する際の評価手法に関する課題について検討したので結果を報告する。

2. 試験条件

改良対象土は $F_c=55.1\sim61.1\%$ の砂質粘土（土質 A）及び $F_c=66.8\sim85.3\%$ の粘土（土質 B）であり、使用セメントは土質 A に対しては高炉 B 種、土質 B に対してはセメント系固化材 ETR3 を用いた。セメント攪拌は、プラント、移動式攪拌工法（移動式）、ロータリースタビライザー（スタビ）の 3 工法にて実施し、各工法 $60\text{kg/m}^3\sim140\text{kg/m}^3$ の 20kg/m^3 刻み 5 パターンのセメントを添加した。

3. 試験結果

(1) 画像解析による混合度評価方法

画像解析による混合度評価は、改良土においてセメントが存在する部分をセメント混合された部分と仮定し、改良土塊の切断面においてフェノールフタレイン反応により着色した部分の面積割合（着色率）を画像解析から求め、着色率=混合度と定義することで評価を行った。画像を HSV 変換した後、Hue（色相：0-255 フルスケール） >180 、Saturation（彩度） >80 、Value（明度） >80 のピクセルを着色部として抽出し、 $\text{Value}\leq 80$ の箇所をマクロ空隙、残りは非着色土塊とみなすことで三値化して表現した。閾値は、目視による印象により校正したものである。なお、着色率はマクロ空隙を除いた面積に対する着色部の面積割合である。

評価を行う供試体サイズはセメントがいきわたっていない未攪拌土塊の径より十分に大きいことが望ましい。また、未攪拌土塊は楕円に近い形状であることが多く、評価を行う切断面と土塊の位置関係が着色率に影響を及ぼすことが考えられた。そこで、手法 1 では内径 $10\text{cm}\times$ 高さ 12.7cm のモールドに改良土を押詰めて作製した供試体における高さ 1cm ごとの 12 断面に対して画像解析を実施することで未攪拌土塊の影響を 3 次元的に評価した。手法 2 では排出された土塊に対し十分な大きさとなる縦 $30\text{cm}\times$ 横 42cm のトレイを使用し未攪拌土塊の最大径の影響を評価した（写真-1-写真-2）。

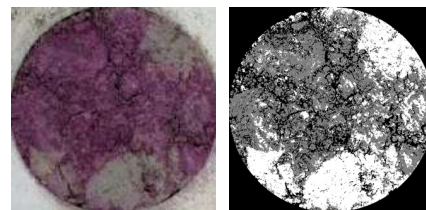


写真-1 着色率測定例(白色部＝非着色部、灰色部＝着色部、黒色部＝マクロ空隙部および対象領域外)内径 10cm モールド・プラント・土質 B・セメント配合量 100kg/m^3 (左: 原画像, 右: 三値化画像、本断面内の混合度 57%)

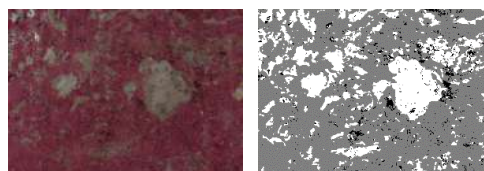


写真-2 色率測定例(白色部＝非着色部、灰色部＝着色部、黒色部＝マクロ空隙部および対象領域外)縦 30cm x 横 42cm トレー・プラント・土質 B・セメント配合量 100kg/m^3 (左: 原画像, 右: 三値化画像、本断面内の混合度 76%)

(2) 手法 1 モールドの混合度評価結果

モールドの画像解析において 12 断面の平均値を評価した結果、土質 A の着色率（混合度）はプラント、移動式ともに 70～90% 程度、スタビは低配合で 50% 以下、 100kg/m^3 以上の配合量で 60～80% 程度の混合度となり、前述の 2 工法を大きく下回る。土質 B についてはプラント、移動式においても低配合で着色率が低い傾向が顕著であり、スタビでは低配合にて着色がほとんど見られなかった（図-1）。

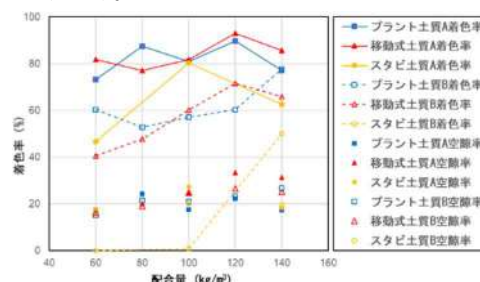


図-1 セメント配合量と着色率(混合度)、空隙率の関係

土質 B は土質 A と比較して細粒分が多く粘性が強いことにより攪拌されにくく、低配合のもの程土塊中にセメントが行きわたらない傾向が顕著であった。これは各工法から排出された攪拌土の目視状況と一致する（写真-3）。また、スタビは母材上にセメントを載せて攪拌するため、攪拌しにくい土質 B では上側にセメントの偏りを目視で確認できた。混合度評価試料はセメントの混ぜ残り部分を避けて下側を採取したことにより、比較的セメントが

添加されていない部分が多かったと考えられる。



写真-3 施工機械から排出された改良土
(左:プラント土質 A 右:プラント土質 B)

(2) 手法2 トレーの混合度評価結果

トレーの画像解析結果より、土質 A の混合度はプラント、移動式においてセメント配合量80kg/m³以上で85%～95%、スタビでは30%～50%、140kg/m³で90%程度となった。土質 B においてはプラント、移動式で60%～90%、スタビでは1%～65%程度である。両解析結果の比較から、各セメント配合量でモールドの着色率はトレーの着色率に比べ15%～30%低い傾向にあった(図-2-図-3)。

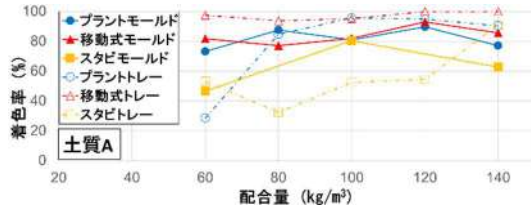


図-2 モールド・トレーの画像解析比較(土質 A)

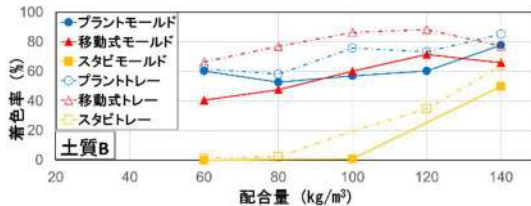


図-3 モールド・トレーの画像解析比較(土質 B)

(3) 適切な混合度評価手法の検討

2つの手法の差異は、未攪拌土塊の影響が主要因と推定される。手法1のように土塊サイズに対し供試体サイズが十分ではない場合、供試体サイズ以上の土塊の除去による着色率の過大評価、供試体サイズに近い土塊を用いることによる着色率の過小評価が生じやすい。今回の評価では、供試体サイズの未攪拌土塊により極端に混合度の低い断面が生じ、全体の混合度を低下させる傾向を確認したことから、後者の影響が強かったと想定される(図-4)。

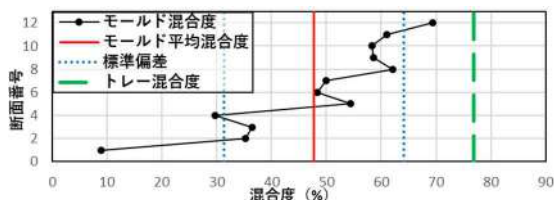


図-4 未攪拌土塊による混合度低下の例(モールド・移動式・土質 B・セメント配合量 80kg/m³)

手法2で確認された未攪拌土塊の最大径は土質 A で最大6cm程度、土質 B で最大15cm程度であった。土質 A の配合量 80～120kg/m³ では未攪拌土塊の最大径は4cm程度であり、土塊径の影響を受けにくかったのか2手法の

差異が小さいが、比較的混合度が低く(40～80%程度)、未攪拌土塊の最大径が10cm以上と大きい土質 B では2手法の差異が大きかった(図-5)。

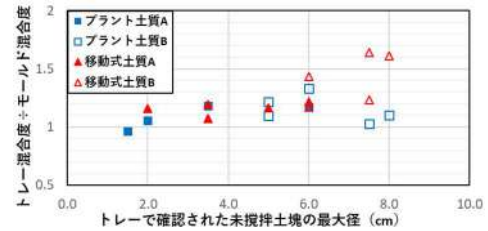


図-5 未攪拌土塊の最大径と2手法の混合度差の関係

一方、手法1の1cm毎の断面の着色率をみると未攪拌土塊の最大径が大きい供試体ほど着色率の最大値と最小値の差が大きくなる傾向がみられ、土塊の最大径が概ね供試体径の1/3～1/5以下になると着色率の最大値と最小値の差が概ね20%以下となる(図-6)。着色率のバラツキが大きい供試体では未攪拌土塊の最大径に対し供試体サイズが不足しており、最低でも土塊の最大径の3倍以上の供試体サイズが必要と考えられる。

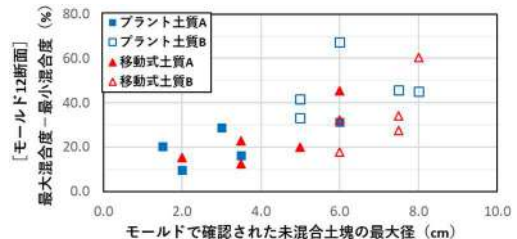


図-6 モールドの12断面画像解析における混合度のばらつきと最大径の関係

4. まとめ

セメント改良土の画像解析による混合度評価は、現地で目視により確認した改良土の状況を比較的良好に数値化できており、土質による攪拌の状況や機械による攪拌効率の差を表現しうるものと考えられる。また、評価手法について供試体サイズと未攪拌土塊の三次元的な影響を検討した結果、供試体サイズは未攪拌土塊の最大径に対し最低3～5倍の大きさを取ること、供試体サイズが小さい場合には数cm間隔のスライスを解析し三次元的な評価を行うことが望ましいと考えられる。今後は、供試体サイズやスライス手法の影響に関するデータを積み重ね、混合度評価手法を確立したいと考えている。

謝辞 今回の試験施工データは国土交通省北海道開発局岩見沢河川事務所により賜った。協力に深甚な謝意を表す。

《引用・参考文献》

- 1) 田中大地、仲条元、岡田幸七:北村遊水地における堤防盛土材の改良工法について—固化破碎土による施工報告と今後の展望—, 第64回(2020年度)北海道開発技術研究発表会, pp.309-314, 2021.
- 2) 舟根熙、高橋秀彰、西村聡、林昌一、畠山潔芽:盛土材料のセメント改良工法における品質評価に関する考察, 第62号地盤工学会北海道支部技術報告集, p336-345, 2022.1

深層混合処理におけるコア採取時期について

東邦地水株式会社 ○ 古市 良樹, 谷奥 幸雄

1. はじめに

セメントおよびセメント系固化材を用いた深層混合処理では、形成された改良体が設計書で示されている品質を確保しているかどうかを検査する必要がある。

検査手法としては、ロータリー式ボーリングマシンによるチェックボーリングと、一軸圧縮試験が一般的に実施されている。チェックボーリングでは「採取コアの目視による改良体の連続性の確認」、一軸圧縮試験では「採取コアを用いた強度確認」が行われる。なお、一軸圧縮試験は材齢 28 日の強度を測定して評価することが多い。

改良体の強度発現を阻害する要因はコンクリートと同様であり、養生時における振動・衝撃・温度等が挙げられる。このため、コアを採取する時期については改良体の強度発現を考慮して、試験材齢の直前で実施することが望ましいとされている。しかしながら、深層混合処理工の施工範囲・工程といった現場状況から、試験材齢の直前にチェックボーリングを実施することが困難な場合が多い。また、原則として材齢 28 日の強度を確認するため、万一所定の品質（強度）を満足しない結果が出た場合、施工面で致命的な手戻りが発生する懸念もある。

今回、深層混合処理の品質管理のうち、コア採取時期（材齢）と一軸圧縮試験結果から求められる強度発現の関係を評価し、適切なコア採取時期について提案した。

2. 品質検査場所の地形・地質

実施場所の大部分は、愛知県・岐阜県・三重県に広がる木曽三川を中心とした伊勢湾北部地域の濃尾平野および臨海部の、いずれも沖積低地にあたる。

ここで、当該地域の地層層序表を示す。（表-1）

同表より、検査

対象地の地層構成は、最上位に第四紀完新世の沖積層、その下位に第四紀更新世の洪積層、さらに下位に第三紀鮮新世の東海層群が基盤層を形成する状況である。また、基盤層には養老山地を構成する美濃帯が分布する地域もある。

このうち、改良対象層の多くは第四紀完新世の沖積層である。沖積層は砂質土および粘性土を主体としており、

表-1 地層層序表¹⁾

地質年代	地質系統
第四紀	北勢沿岸低地地下層序
	濃尾平野地下層序
	完新世
	富田浜層
	四日市港層
	南陽層
	更新世
	伊勢神戸層
	濃尾層
	第一礫層
第三紀	古伊勢湾層
	熱田層
	第二礫層
	海部累層
	第三礫層
第三紀	米野累層
	弥富累層
鮮新世	東海層群

N値は砂質土で10程度以下、粘性土で5程度以下で、層厚は最深部で40～50m に達する。

3. 品質検査方法

深層混合処理の品質検査はチェックボーリングと一軸圧縮試験で行った。

(1) チェックボーリング

チェックボーリングは、改良範囲で以下のサンプラーを用いたオールコアボーリングを実施し、採取したコアを目視することにより、改良体の連続性および攪拌状態の確認を行った。ここで、コア採取（試料採取）に用いられるサンプラーの種類と適用地盤を示す。（表-2）

表-2 サンプラーの種類と適用地盤²⁾

サンプラーの種類	構造	地盤の種類										
		粘性土			砂質土			砂礫			岩盤	
		軟質	中くらい	硬質	ゆるい	中くらい	密な	ゆるい	密な	軟岩	中硬岩	硬岩
		N値の目安										
固定ピストン式シンワールサンプラー	単管	0~4	4~8	8以上	10以下	10~30	30以上	30以下	30以上			
	水圧式	◎	◎	◎	◎							
ロータリー式二重管サンプラー	二重管		◎	◎	◎							
ロータリー式二重管サンプラー	二重管		◎	◎	◎	◎	◎		◎			
ロータリー式スリーブ内蔵二重管サンプラー	二重管		◎	◎	◎	◎	◎			◎	◎	◎
ブロックサンプリング	一重管	◎	◎	◎	◎	◎	◎		◎	◎		
ロータリー式チューブサンプラー	多重管			◎						◎	◎	

注) ◎最適、○適

セメントおよびセメント系固化材を用いた深層混合処理の改良体をコア採取する場合、当該地では上記のうちロータリー式スリーブ内蔵二重管サンプラーを用いた。このサンプラーによるコア採取の利点は以下の2点である。

- ①強度に対してある程度広い適用範囲がある。（改良体の設計基準強度にバラツキがあるため）
- ②コアがサンプラーのインナーチューブに内蔵された半透明のプラスチックフィルム製のスリーブに包まれて採取されるため、採取直後にコアの目視観察が可能で、さらに採取コアの乾燥をある程度防ぐことができる。

(2) 一軸圧縮試験（JIS A 1216）

改良体が設計書で示されている品質（強度）を確保しているかを確認するため、一軸圧縮試験を行った。

ここで、品質規格値の例を示す。（表-3）なお、試験に供する供試体は、改良長を概ね三分（上層・中層・下層）し、それぞれの代表箇所のコアを選定して供試体を作製することが多い。

表-3 品質規格値の例³⁾

試験項目	試験方法	規格値
一軸圧縮試験	JIS A 1216	①各供試体の試験結果は改良地盤設計基準強度の85%以上
		②1回の試験結果は改良地盤設計強度以上。なお、1回の試験とは3個の供試体の平均値で表したものの。

4. コア採取時期による強度発現への影響

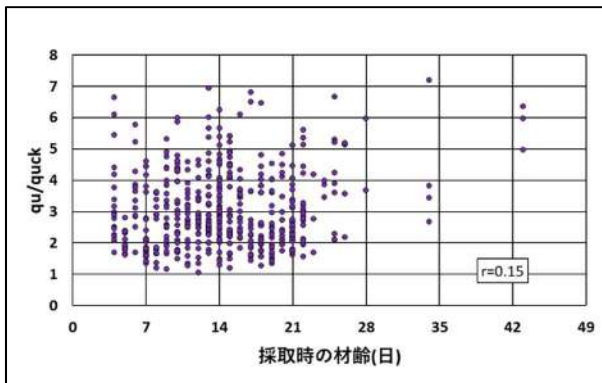
コア採取時期（材齢）による強度発現への影響について検討を行った。ただし、強度（設計基準強度）は現場毎に要求される品質がことなるため、単純に比較は出来ない。ここで、平均一軸圧縮強度（ q_u ）/設計基準強度（ q_{uck} ）と材齢を比較した。各図の作成にあたり縦軸を q_u/q_{uck} 横軸を採取時における改良体の材齢とした。なお、使用したデータ数、範囲は下記に示すとおりである。

- ・総データ数：497
- ・設計基準強度（ q_{uck} ）：200～1,320kN/m²
- ・採取時の改良体の材齢： $\sigma 4 \sim \sigma 43$

(1) 全データによる比較

全データの比較図を示す。（図-1）

相関係数は $r=0.15$ である。これによれば、データは図中の材齢 $\sigma 4 \sim \sigma 26$ 区間に一様に散らばっており、コア採取時期による強度発現への明確な影響は認められない。ただし、材齢が $\sigma 28$ （一般的な強度確認材齢）以降では $q_u/q_{uck} \geq 2$ と、材齢は長いほど強度発現が大きい。

図-1 採取時の材齢と q_u/q_{uck} (全データ)

(2) 改良土層毎の比較

次に、改良土層毎の検討を行った。ここで改良土層は構成土質から粗粒土（礫質土、砂質土）と細粒土（シルト、粘土）に区分した。

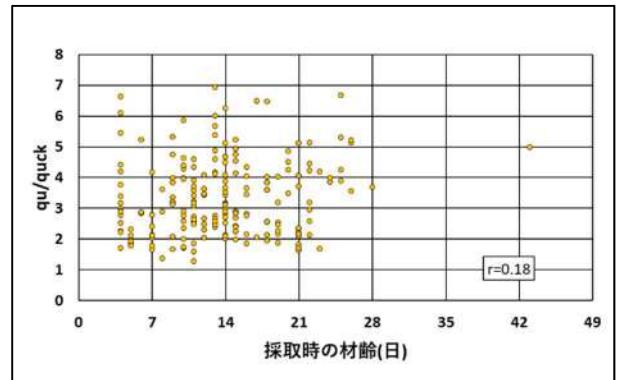
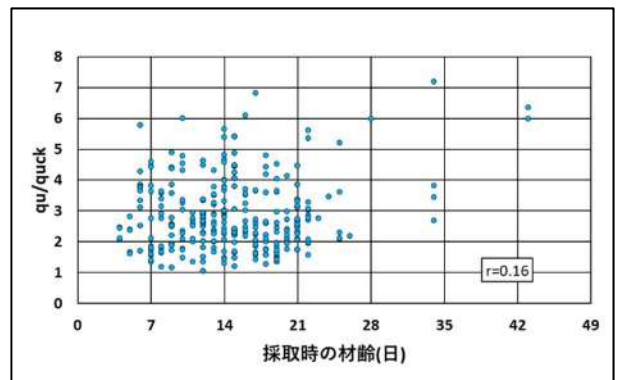
粗粒土、細粒土の比較図を示す。（図-2、図-3）

①粗粒土の改良土

相関係数は $r=0.18$ である。データは不規則に散らばっており、採取時の材齢による強度発現への明確な影響は認められない。

②細粒土の改良土

相関係数は $r=0.16$ である。データは不規則に散らばっており、粗粒土に比べ q_u/q_{uck} は若干小さい傾向があるものの、採取時の材齢による強度発現への明確な影響は認められない。

図-2 採取時の材齢と q_u/q_{uck} (粗粒土)図-3 採取時の材齢と q_u/q_{uck} (細粒土)

5. まとめ

今回の検討では、採取時期による強度発現への明確な影響が認められないため、材齢4日以降の改良体であれば、チェックボーリングによる改良体のコア採取が可能であると判断された。

しかしながら、改良体はセメントと水の水和反応により強度増加が起こるため、水和反応時に振動や衝撃が加わると強度増加に影響を与えることが懸念される。さらに、一般的には材齢7日以降に水和反応が落ち着くことを考慮すれば、やむを得ない事情が無い限り、材齢7日以降にチェックボーリングを実施することが望まれる。

今回の検討結果より、コア採取時期は一軸圧縮試験の直前でなくても可能であるとの結論を得た。これにより、コア採取時期を流動的に調整し、円滑な工程管理が可能になるものと考えられる。

今後更なるデータの蓄積により、固化材・添加量別の検討も行えば、さらに踏み込んだコア採取時期の提案も可能と考える。

《引用・参考文献》

- 1) 建設省計画局・愛知県・三重県編：伊勢湾北部臨海地域の地盤（都市地盤調査報告書第1巻），p. 1, 1962. 8
- 2) 社団法人セメント協会編：セメント系固化材による地盤改良マニュアル[第5版]，p. 233, 2021. 10
- 3) 社団法人セメント協会編：セメント系固化材による地盤改良マニュアル[第5版]，p. 234, 2021. 10

来年は、港町・YOKOHAMAで
お会いしましょう。

全地連「技術フォーラム2023」横浜
2023年9月6日（水）、7日（木）

パシフィコ横浜【会議センター】