

CIMにおける地質成果作成について ～地質モデリングソフトを用いたGEORAMAによる3次元地質モデルの作成～

復建調査設計(株) 小原 雄哉

1. はじめに

「CIM」とは、計画・調査・設計の段階において3次元モデルを導入し、その後の施工、維持管理の各段階においても3次元モデルに連携・発展させるとともに、作成した3次元モデルを一元的に共有・活用することで、一連の建設生産システムの効率化・高度化を図るものである。

地盤に関する情報は、調査から維持管理に至る建設事業のライフサイクルの中で非常に重要な情報であり防災計画や環境保全、エネルギー分野など様々な分野においても重要な情報である。CIMにおいては一つのモデルを調査から維持管理まで活用する事になるなど、データの流れも大きく変わるほか常に新たな情報を付加し、修正されながら活用していくことになる。

この様に、CIMにおいては今まで2次元で作成していたデータを単に3次元化すれば良いという訳ではなく、事業全体での利活用を考慮した高度なデータ作成が求められる。

地盤の3次元モデルを作成する場合、地層境界面などをひとつの面として表現するサーフェイスモデル(図-1)、地層そのものを立体として表現したソリッドモデルなどが挙げられる。これらモデルはいわゆる中身の詰まったデータとなっていることから3次元の解析等を行う場合には比較的容易にデータの互換が可能であると考えられる。一方で、目的に見合ったモデルを作成しないと、データ量が膨大になり、利用しづらいものになってしまうことから、作成においては目的に見合った大きさのモデルを設定・作成する必要がある。



図-1 サーフェイスモデル

また、ボーリング柱状図などは、目的により掘削位置をポイントデータとして表現するだけの場合と、掘削深度まで地層ごとに区切ったラインデータとして表現する場合が考えられる。サーフェイスモデルなどの作成までを考慮した場合は、ラインデータとして表現しておくことでモデル作成時の活用が可能となる。

地盤の3次元モデル作成においては、地層面をサーフェイスモデルで作成し、地表面や他の地層面のサーフェイスモデルとで区切られた空間を特定の地層として定義することが出来る。GEORAMAは、地質モデルを核とした3次元土木地質GISソリューションである。GEORAMAを用いて地盤の3次元表示を試みた。その使用方法について説明する。

2. GEORAMA for Civil 3D

前述したように、GEORAMAは地質モデルを核とした3次元土木地質GISソリューションである。この3次元地質モデルによって、図面管理を含めて一元管理することが可能である。調査ボーリング、既存の地質平面・断面図などの断片的なデータから3次元地質モデルを作成し、調査進行に伴う追加データをモデルに反映することも容易である。また、GEORAMAから出力される地質断面図等の各種断面図は、その3次元地質モデルから取り出されたもので、各図面間で完全に整合性がとれている。地盤情報の代表的なものである、ボーリングデータ、地質平面図、地質断面図などの情報は、計画・調査→設計→施工→維持管理という建設ライフサイクルを通じて使用されるものであり、調査が進み、より詳細な情報が得られるようになるとどんどん情報量が増加する。GEORAMAはリアルタイムに3D地質モデルに反映していくことが可能である。

GEORAMAは、機能別に大きく2つに分かれる。GEORAMA Drawing機能は、地質図を作成する過程での懸念のひとつである「3次的に整合性のとれた地質図」を作成するドローイングツールである。地質技術者の3次的思考をサポートし、地質図を作成、管理することが出来る。これにより、3次元空間での地質技術者による多角的な知識や経験による地質学的推測をイメージしやすくし、地質図作成業務を効率化する。

もう一つのGEORAMA Modeling機能は、Drawing機能で得られた「3次的に整合性の取れた地質図」を使用して、3次元的地質モデリングを行なうものである。2次元図面と3次元図面を結びつけるモデリングツールであり、これで得られた3D地質モデルは、任意のセクションで地質関連図、情報を取り出すことができ、土木技術者による工学的判断のために高度に活用することができる。



図-2 GEORAMAを構成する2つの機能¹⁾

3. GEORAMA Drawing機能

GEORAMAをAutoCAD Civil 3Dのアドオンとしてインストールすると、AutoCAD Civil 3Dのリボンに「GEORAMA」タブが加わる。GEORAMAパレットを操作することでボーリングデータや断面図を作成、管理することが出来る。GEORAMA Modeling機能では、「ボーリング」や「鉛直断面図」、「

平面図」などを作成する。ボーリングデータはGEORAMAパレットの「ボーリング」内で作成する。ボーリングデータリスト内でボーリング位置、坑口標高、総掘進長、掘削角度、掘削方向、土質岩種区分を設定できる。断面図は、ボーリングデータ、地質平面図、地表面形状をもとに、断面図を描きたい位置を決め断面ビュー機能を利用して、まだ地質境界線が描かれていない断面白地図を展開する。その断面白地図には、入力しているボーリング情報が投影されており、GEORAMAの好転表示機能を利用して、地質平面図の地質境界線とその断面ビューの交点を表示することが出来る。これらの操作により、各断面で整合性のとれた地質境界線を定義し、最終的に地質を割り当てた断面図を使って、断面図のパネルダイアグラムを表示する。

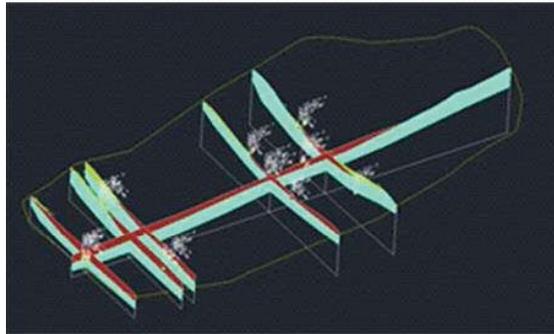


図-3 パネルダイアグラム

4. GEORAMA Modeling機能

3次元地質モデルを構築するためには、断片的な地質情報（ボーリングデータ、鉛直断面図、水平断面図）をもとに、地質境界を決め、3次元地質境界面の分布およびその形状を推定する。推定された3次元地質境界は、3Dダイアグラムとして確認したり、任意の断面を切って、地質断面図を見ることが出来る。

GEORAMA Modeling機能は、GEORAMA Drawing機能によって断面図を入力・作成した後、地質境界面を定義し、地質境界面を推定する。推定結果を、境界サーフェスで確認した後、断面図を追加し、地質モデルを修正する。また、作成した境界面をもとに、ソリッドモデルを作成することができる。GEORAMA Modeling機能による3次元地質モデルの推定は断片的な地質情報から推定しており、境界テーブルや地質テーブルに登録された境界のみがモデリングの対象となる。

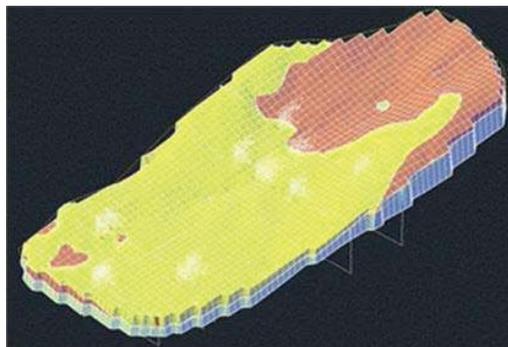


図-4 ソリッドモデル

5. おわりに

GEORAMA for Civil 3Dは、Drawing機能とModeling機能という2つの機能を利用することで、容易に3次的に整合性のとれた地質構造からの図面作成やモデリングが可能である。作成・管理・修正も容易に実行でき、操作も簡単なため、楽に3次元地質モデルを作成することが可能である。

地質調査へのCIM導入においては、様々な目的・条件等があることから、その成果となるモデルについても様々なケースがあると考えられる。それぞれの目的や維持管理に至るモデル利用方法などを十分考慮しながら、作成すべき3次元モデルの形態、付与すべき属性などを決めていく必要がある。GEORAMAは、地質情報や、地質の物性値情報から3次元土木地質を構成するための解析支援機能を搭載している3次元土木地質GISである。ボーリングデータや地質平面図、地質断面図などの断片的な地質情報をそれぞれのオブジェクトとして関連付け、その断片的な情報から、地質境界面を3次的に推定し、表現することが可能である。Drawing機能とModeling機能の2つの機能を使用することで、地質技術者の知見とそれを高度に利用する土木技術者、双方を結びつけるツールとしてGEORAMAを活用することが可能であると考えられる。

参考文献

- 1) 株)伊藤忠テクノソリューションズ : GEORAMA2014 Getting Started, PP1-6, 2014. 3.

理学分析の地盤調査手法への適用性について

—可視光・近赤外分光を中心に—

(株) エイト日本技術開発 磯野陽子

1. はじめに

筆者は、X線回折・pH/電気伝導度/酸化還元電位測定、CNS 元素分析といった理学分析を用いた、地盤・地質の評価について、様々な検討を行ってきた。これら理学分析を地質調査に適用する目的は、ボーリングコアのさらなる有効活用で、ボーリングによって採取された試料から、少しでも多くの情報を引き出し、地盤調査の有用性に寄与することである。近年は、特に可視・近赤外分光法の地盤・地質調査への適用について力を入れて検討している。その背景には、これら分光器は小型化、軽量化が進んでいること、またこの分析手法は、簡易、非破壊、その場分析が可能であり、現場や野外調査を伴う我々の分野において、便利なツールになりうると考えているからである。

今回は、この2方法を活用した地盤・地質の評価例を紹介する。

2. 可視分光法

可視分光法は主に測色に用いられ、土木地質分野でも、岩石の風化・変質の定量評価法として研究されてきた (Nakashima et al(1992)¹⁾ 中嶋, 1994,²⁾ 西山ほか (2011)³⁾ 等多数)。可視分光測色は、L*a*b*・XYZ・RGB・分光反射率 400~700nm のデータ収集が可能な、無線 LAN 接続の小型軽量分光装置、(株)扶桑プレンジョン製の PRIMO MIRAGE (写真-1) で行っている。本器は、質量 240g、外形 45×63×140.5mm と片手に



写真-1 MIRAGE

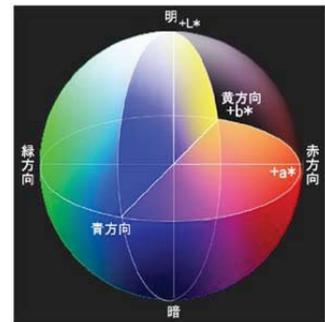


図-1 L*a*b*座標系

おさまるコンパクトなサイズである。直径 4mm のセンサーを測定箇所にあて、測定時間 0.5 秒で上記データの取得が可能となっている。表色は一般的に L*a*b*座標系 (図-1) を用いることが多い。この座標空間を用いると、色彩は明度を示す L*、プラスでは赤マイナスでは緑を示す a*、プラスだと黄色マイナスだと青を示す b* の 3 つの数字で表すことができる。これら色彩の数値化により、この値と地質・地盤の物性値等の関係をグラフ等で可視化、明瞭化することができる。

3. 近赤外分光法

近赤外分光法は、800~2500nm 付近の波長領域の光の吸収・反射などを扱う分光法で、透過性の良い光を用いるため、非破壊・その場分析が可能である。そのため近年、医療品・化学物質・食品等を対象として、様々な分野の研究に利用されているが、土木地質材料への適用はあまり公表されていない。これは、

表-1 造岩鉱物の主な近赤外吸収帯の波長とその帰属

波長(nm)	波数(cm ⁻¹)	帰属
~1100	~9100	二価鉄Fe ²⁺ のd電子の配位子場分裂による吸収
~1450	~6900	OH 伸縮振動(3400 cm ⁻¹ 付近)の倍音
~1950	~5100	OH 伸縮振動(3400 cm ⁻¹ 付近)+H ₂ O変角振動(1630cm ⁻¹ 付近)の結合音
~2250	~4450	OH 伸縮振動(3400 cm ⁻¹ 付近)+Si-OH伸縮振動(960cm ⁻¹ 付近)の結合音
~2350	~4250	OH 伸縮振動(3400 cm ⁻¹ 付近)+X-OH変角振動(880cm ⁻¹ 付近)の結合音

近赤外領域では、無機材料の Si-O、Al-O 等結合の吸収帯が観測されにくいことが原因とされている。しかし、筆者らは近赤外分光の有する利便性に注目し、新たな地盤調査手法としての適用について検討している(中嶋ほか(1996)⁴⁾、磯野ほか(2014)⁵⁾。

表-1 に土木地質試料に關与する吸収帯の波長(波数)とその帰属を示す。大きく区分すると、1450nm、1950nm 付近では水が關与する吸収帯(層間水や吸着水)を、2100-2500nm 付近では、水酸基(OH 基)を有する鉱物(粘土鉱物、角閃石類、輝石類等)の吸収帯が確認される。

近赤外分光器(NIR256)一式を写真-2 に示す。直径 2mm のプローブの先端を測定箇所にあてると、約 1 秒で近赤外領域の反射スペクトルを取得できる。得られた反射スペクトルを、アルミナ紛体の反射スペクトルに対する相対反射率として測定し、クベルカムンクの式で吸光度に変換する。

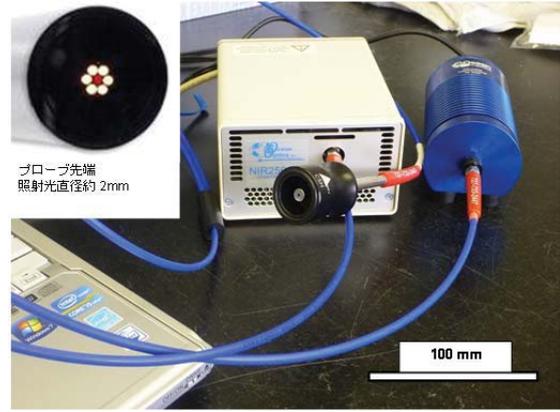


写真-2 近赤外分光器および測定プローブ

4. 可視分光測色を用いた地盤・地質の環境評価

自然由来重金属(セレン)および酸性化岩(硫酸発生の可能性のある岩)を、可視分光測色で評価した例を示す。図-2 は L* と b* 値を用いた酸性化岩の識別図である。硫酸は、岩盤中の黄鉄鉱(FeS₂)の分解に伴い発生する。硫酸の発生は、過酸化水素 pH 試験を実施し、強制的に黄鉄鉱を分解させ、pH(H₂O₂)を測定する室内分析(1 試料工程 1~2 日)で確認する。図-2 識別図によると、L* < 59.21 かつ b* < 4.76 に分布する新第三紀泥質岩から、硫酸が生成する可能性が示されている。すなわち、測定対象試料について非破壊・簡易・その場分析の分光測色で、試料から硫酸が発生するか否かの仕分けが瞬時(0.5 秒)にできる。

図-3 は a* と b* を用いたセレン溶出岩の識別図である。セレンが環境基準値以上溶出するか否かは、環境省公示の公定法分析を実施する必要がある。しかし、図-3 を用いると分光測色で、セレン溶出の可能性のある試料の絞り込みが可能となり、選択と集中を鑑みた、効果的な地質調査の実施に寄与できる。

また色彩は目で見れば確認できる情報であるが、色の表現や認識には個人差があり、定性・主観的な情報である。そのため色彩の数値化は、色彩情報の共有化に役立つことが期待される。

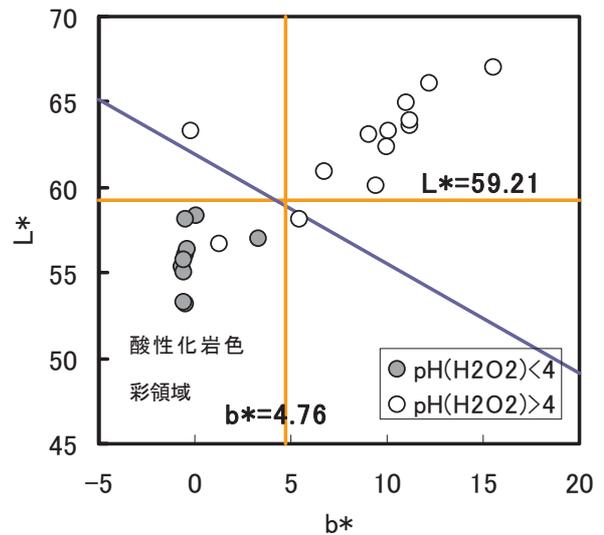


図-2 酸性化岩識別検討図例(新第三紀泥質岩)

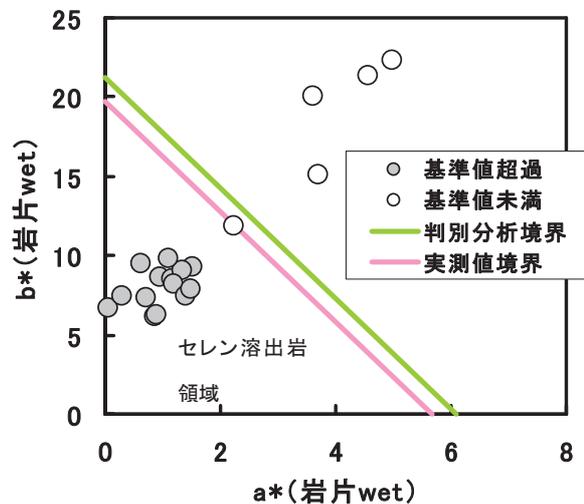


図-3 セレン溶出岩識別検討図例(新第三紀泥質岩)

5. 可視・近赤外分光を用いた岩盤強度の評価

岩盤の強度（一軸圧縮強度）を可視・近赤外分光で評価した例を示す。

図-4は、一軸圧縮試験の供試体に対し、近赤外分光を実施し、得られた吸光度と波長を整理した図である。ここでは試料が完晶質であったため、測定は供試体から無作為に選択した長石類（プローブ径 20mm 以上）、1 粒子ごとに行った。1 回の測定で、1 本のスペクトルが得られ、上に凸の部分の水や水酸基を有する鉱物の吸収帯である。

図-5は、その吸収帯の面積と圧縮強度の関係を整理した図である。これによると、各吸収帯の面積が大きいと、圧縮強度が小さくなる傾向が見られ、その相関係数は比較的良好であった。これは、近赤外分光による圧縮強度推定の可能性を示すものである。

ここで、長石類の理想化学式は、 $KAlSi_3O_8 - NaAlSi_3O_8 - CaAl_2Si_2O_8$

であり、測定された(H₂O)や(OH：水酸基)は見られない。写真-3に測定した長石類の偏光顕微鏡写真を示す。長石類の表面は汚れていて、スメクタイトあるいはセリサイトと想定される粘土鉱物が観察された。従って、長石類で測定された水酸基は、長石類の風化・変質に伴い生成・置換している粘土鉱物と推測される。長石類の水の吸収帯は、これも長石類の風化・変質過程（水和反応）で関与したものと推測される。

以上より近赤外分光測定は、光を当てるだけの簡易・非破壊測定で、長石の（鉱物レベルの）風化・変質を定量できることを示しており、今後、完晶質な岩石を利用する構造物の地質調査時等に役立つと考えられる。

岩石の色調も風化・変質を推測する物性値の1つである。そこで、岩石の色彩値と強度の関係を検討した結果の一部が、図-6である。色彩値 b*が高い、あるいは 450nm 反射率が小さいと圧縮強度が低くなる傾向を示した。これは可視分光測定でも、岩盤強度評価が可

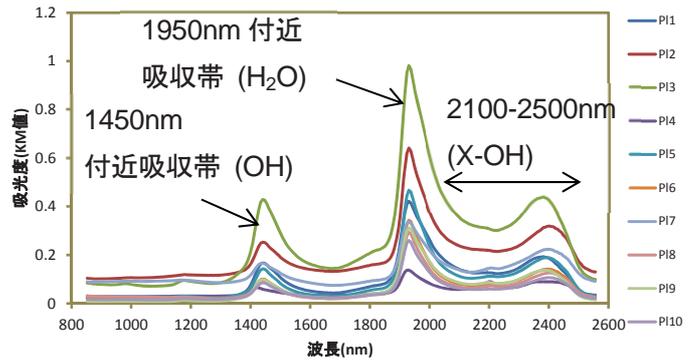


図-4 長石類 10 粒子分の近赤外スペクトル

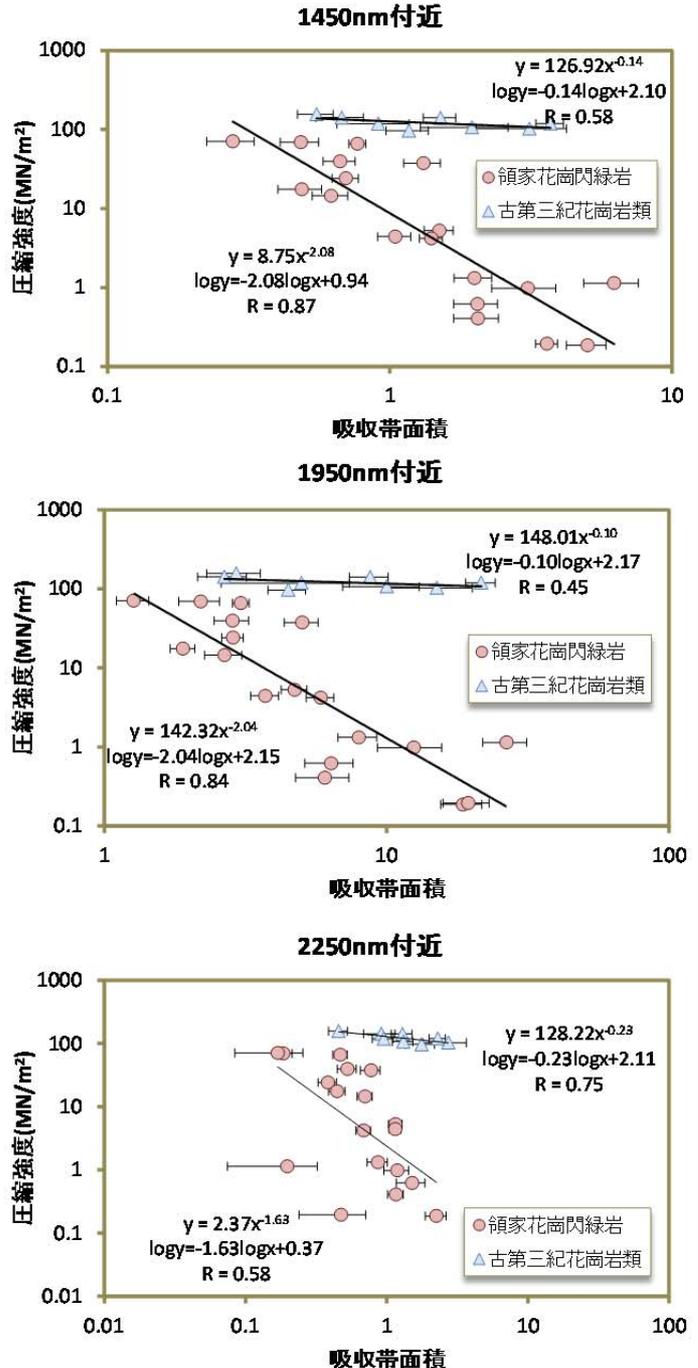


図-5 近赤外吸収帯面積と強度の相関図

能であることを示すものである。ただし分光測色の場合、圧縮強度が 90MN/m²以上の試料で良好な相関性を示すが、それ以下では強度が低下してもあまり、b*値や 450nm 反射率が変化しないことを示している。従って、可視分光測定は、強度が高く硬質な花崗岩類の強度評価に利用できると考えている。

6. おわりに

可視・近赤外分光測定 of 土木・地質試料への適用性について紹介した。地質情報は、設計情報より主観的、経験的な場合が多い。可視分光測定によるセレン等溶出岩の識別

は、a*b*とも高いすなわち基盤岩の風化が進行した色調を呈するものは、自然の浄化作用ですでにセレン等が、溶出してしまっていることを利用している。ここで、風化が進行した基盤岩の色調といった主観的情報を、色調の数値化により客観的情報として提供することで、調査の省力化や工費削減等に寄与できる。近赤外分光によっては、長石類の風化・変質を定量化することで、長石類を主眼とした客観的な風化・変質区分の可能性が示されている。

今後とも、その他の理学分析との組み合わせ等も念頭に入れて、可視・近赤外分光の利用を検討したい。

6. 参考文献

- 1) Nakashima,S., Miyagi,I., Nakata,E., Sasaki.H., Nittono,S., Hirano,T., Sato,T. and Hayashi,H. : Color measurement of natural and synthetic minerals - I., Rep. Res. Inst. Natural Resources, Mining College, Akita Univ. 57, 57-76. (1992)
- 2) 中嶋 悟 : 地球色変化 - 鉄とウランの地球化学, 近未来社 (1994)
- 3) 西山賢一・木村隆行・磯野陽子・井上 弦 : 色彩計を用いた岩石・土壌の色彩測定法, 応用地質, 第 52 巻, 第 2 号, 62-71 (2011)
- 4) 中嶋 悟・黒木紀子・斉藤典之・多田隆治・高山英男・大倉 力 : 可視・近赤外フィールドジオセンサーの開発, 月刊地球, 18,223-230 (1996)
- 5) 磯野陽子・木村隆行・中嶋 悟 : 近赤外分光による花崗岩質岩石の水和度の評価と岩石強度の関係, 応用地質, 第 55 巻, 第 2 号, 86-92 (2014)

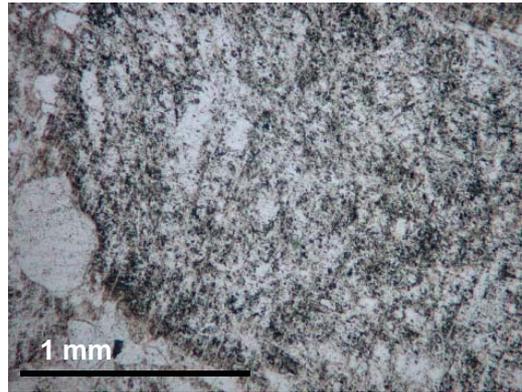


写真-3 長石の偏光顕微鏡写真

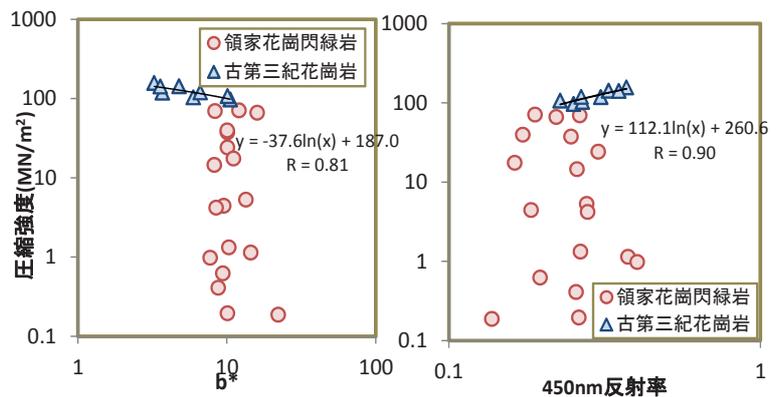


図-6 b*および 450nm 反射率と強度の相関図

山口県西部地域の建設用地で実施した活断層調査事例

株式会社宇部セントラルコンサルタント
技術部調査環境グループ 岸本 達也

1. はじめに

現在我が国では、福島県の太平洋三陸沖で発生した「東北地方太平洋沖地震（平成 23 年 3 月 11 日：Mw9.0）」による福島原子力発電所の事故を契機に、大規模な国家予算を投じて既存の原子炉建屋や敷地内における活断層調査や検討委員会での評価が行われ、重要施設内での活断層の存在確認とその対応が課題となっている。

最近発生した活断層に起因した地震といえば、平成 26 年 11 月 22 日に長野県で発生した「長野県北部地震（M6.7：逆断層型）」が記憶に新しい。この地震では負傷者が多数出たほか、震源の直上や断層位置上に立地する一般住宅に大きな被害が生じた。こうした社会情勢や断層地震による甚大な被害が生じるなか、各行政機関が実施する公共事業および民間企業においては、地震発生時に甚大な被害を及ぼす内陸型地震（直下型地震）を引き起こす活断層に対する認識がより一層高まってきている。中央構造線断層帯をかかえる徳島県では、平成 24 年 12 月 21 日に「徳島県南海トラフ巨大地震等に係る震災に強い社会づくり条例」が制定された。本条例では断層地震に対するソフト・ハード面での対応策が明確化されており、このような条例整備の流れを受け、今後各自治体においても活断層に対する調査機会が増えるものと考えられる。

そこで本発表では、老朽化した既設住宅の建替えに伴う地盤調査で確認された断層破碎帯について、空中写真による地形判読および地表踏査、反射法地震探査、ボーリング調査、テフラ分析等を行い、その結果に基づき活断層か否かを評価したプロセスの一例を紹介する。

2. 調査に至った経緯

既設住宅の建替えが行われる建設用地では、構造物の配置計画に基づき 9 箇所で行われるボーリング調査（代表サンプリング）が実施されていた。図-1 中の赤丸の調査箇所は、基盤岩を掘削中に掘削圧力の異常上昇・湧水現象または粘土化した破碎物・小規模な破碎帯等が確認された地点を表す。基盤からの湧水量は、N0.4 孔で 0.5L/min、N0.7 孔で 2.0L/min であった。このような調査結果や後述する地形判読結果を踏まえると、建設用地には少なくとも 2 本の断層破碎帯の存在が示唆された。

改修後に居住する住民への安全・安心の提供および建築基準法の観点から、建設予定地の詳細調査を行い、断層破碎帯の性状や活動性等について検討・評価を行うこととした。



写真-1 調査孔からの湧水状況

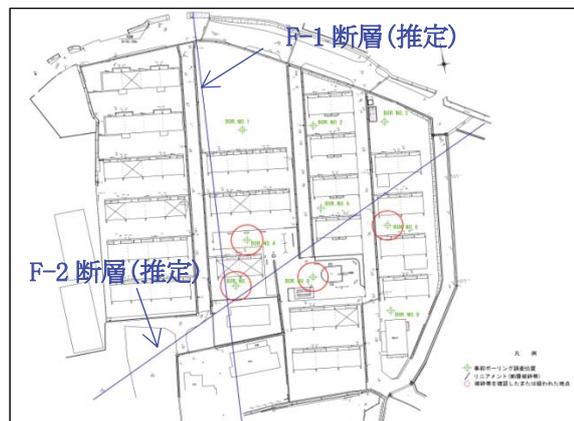


図-1 事前調査の結果 (None, Scale)

3. 地形および地質

3-1 地形条件

建設用地周辺の地形図を、**図-2**に示す。今回調査を実施した箇所は、東西南北を標高200~300m級の山々で囲まれた盆地の中央付近に位置する。この盆地は、主に北~南東方向に流れる河川、西~東方向に流れる河川沿いに広がる谷底平野で構成され、縦約3.0km、横約4.0kmの規模となる。空中写真による地形判読の結果、盆地周辺の地形には、規模は不明であるが多数のリニアメントの存在が確認された。

建設用地周辺には、少なくとも4本のリニアメントが存在するものと考えられ、その内の2本については、建設用地付近で交差している可能性があった。

また、青矢印で示したリニアメントについては、菊川断層にほぼ直交した位置関係にあることから、共役断層と推定された。



図-2 調査地周辺の地形条件 (None, Scale)

3-2 地質条件



図-3 調査地周辺の地質条件 (None, Scale)

建設用地周辺は、主に中生代・ジュラ紀の豊浦層群(Tn)・豊西層群(Tr)・豊東層群(Ts)・関門層群(Ksv, Kss, Kw)などを基盤とする。また北東部や南東部には、山陽帯の花崗岩類の貫入が認められる。

盆地部では、これらの基盤を覆うように第四紀完新世の堆積層(H)や、更新世段丘堆積物(P)が分布する。また**図-3**の北東側には、県内でも有数な菊川断層がしっかりと明記されている。

事前に行われたボーリング調査では、豊浦層群の内、細粒~中粒の砂岩で構成される東長野層(Hn)および黒色の頁岩・砂質頁岩などで構成される歌野層(U)に類するものと推察されるコアを確認した。

4. 断層調査の流れ

断層調査の類は、①写真判読・現地踏査→②反射法地震探査・解析→③ボーリング調査(ボアホールスキャナー観察)・解析→④トレンチ調査・解析→⑤¹⁴C年代測定・テフラ分析→⑥総合解析→⑦報告書の作成という流れで行われるのが一般的である。

しかしながら、今回調査を行った地域は、盆地の底部にあたり周辺の山々に蓄えられた地下水が自然に集まりやすい特徴があり、そのため地下水位が地表から約1m下方と非常に浅い位置に分布するため、トレンチ調査の実施は非常に困難であった。また、事前調査において断層破碎帯と推定されるコアおよび基盤からの湧水が認められた調査孔が確認されていた。

上記に示した事前調査の結果や断層調査の一般的な調査フローを踏まえた上で、グループ内で調査方針を検討した結果、**図-4**に示す調査フローを導き出した。

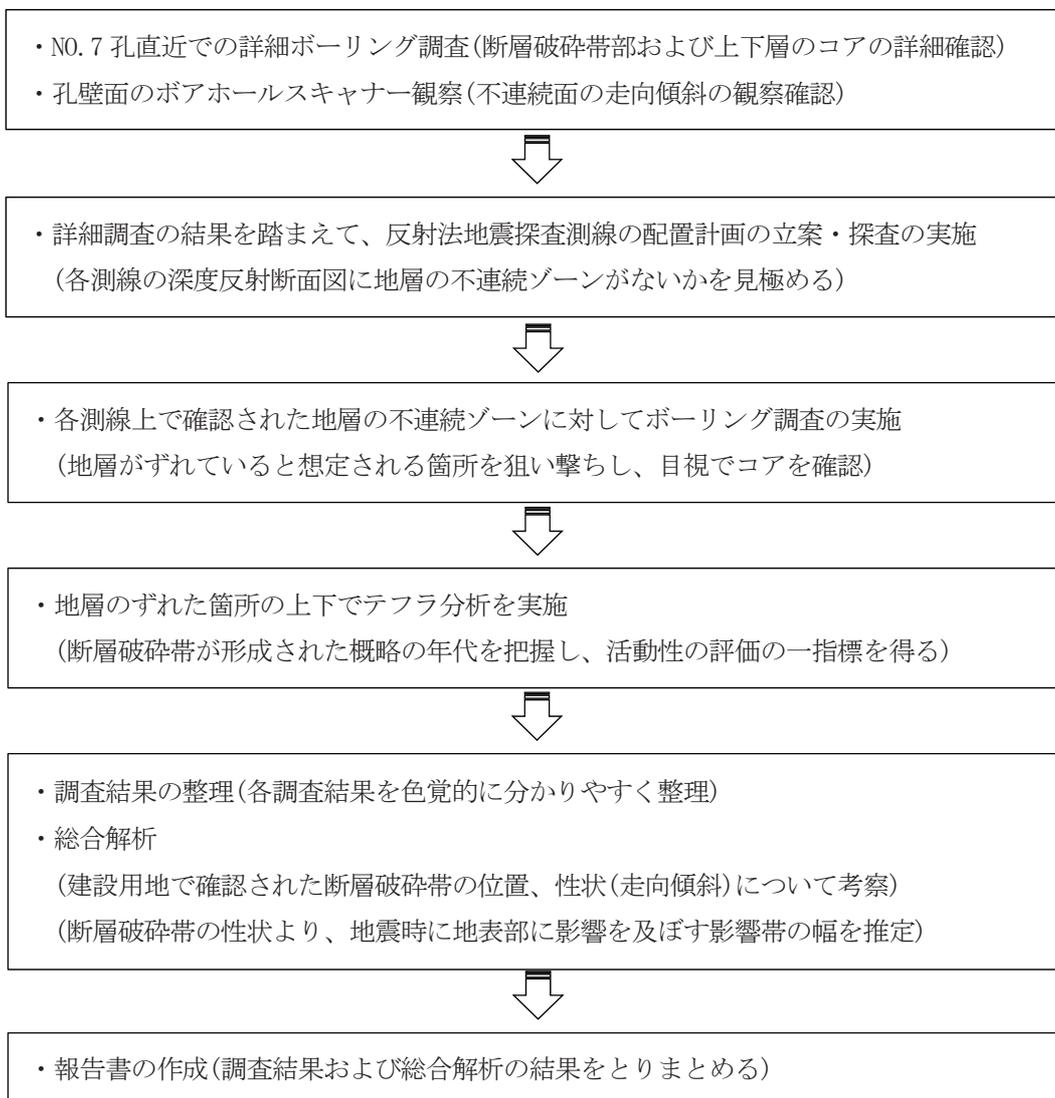


図-4 調査フロー

5. 調査検討結果

5-1 F-1 断層

(1) 詳細ボーリング調査位置

詳細ボーリング調査は、既存調査孔より西側に 1.0m ずらした位置で行った。また、本調査孔では、孔壁面に出現する断層破碎帯を観察するため、併せてボアホールスキャナー観測を実施した。

(2) 地質状況

NO. 7' 孔における地質の状況を、**写真-2** に示す。

本孔における表土の厚みは 0.40m であり、以深 5.00m まで完新世の玉石混じり砂礫が堆積する。

5.00～10.20m 間は、くさり礫を多く含む玉石混じり砂礫層に変化し、この内 7.90～8.30m において固結度の非常に高い青灰色の粘土が確認された。この粘土中には、斜め方向にくっきりと断層面が入っていた。**写真-3** は、現地で粘土中の断層面を洗浄し撮影したものであり、この断層面の角度は約 77° であった。**写真-4** は、**写真-3** の亀裂の内側を撮影したものである。

写真では少し見にくいですが、粘土表面には擦り傷のような線条模様(スリッケンライン)が認められた。また、コアの表面には角ばった黒色の角礫の混入が認められた。この角礫は、全体的に鉛直方向に並んでいることから、断層活動(主に横ずれによるものと思われる)により、基盤の頁岩層で生じた破碎物が供給されたものと推測した。

10.20m 以深は、盆地内の基盤である豊浦層群の細粒砂岩・砂質頁岩を確認した。コアの状態は、全体に亀裂が多く入り、また一部細礫状に碎けており、健全とは言い難い。



写真-2 NO. 7' の地質状況



写真-3 粘土中の断層面



写真-4 断層面内部の線条

(3) 断層面の観察結果

写真-5は、GL-7.80~8.20m間で確認された青灰色の粘土部分の孔壁展開画像である。

断層面部分の孔壁面を観察すると、壁面にはN1E65WおよびN2E79Eの走向傾斜を持つ面が認められたが、この値は掘削中に生じた掘り屑が壁面に付着し不鮮明な状態下で計測を行っているため、信頼度はあまり高くない。しかしながら、走向については両方のピーク値が近似していることから、概ね信頼できるものと判断した。

計測結果から得られた走向については、前述した地形判読で確認されたリニアメントの走向と類似している。これより、粘土層中で確認した断層面は、地上部に表れているリニアメントと整合するものと考えられた。

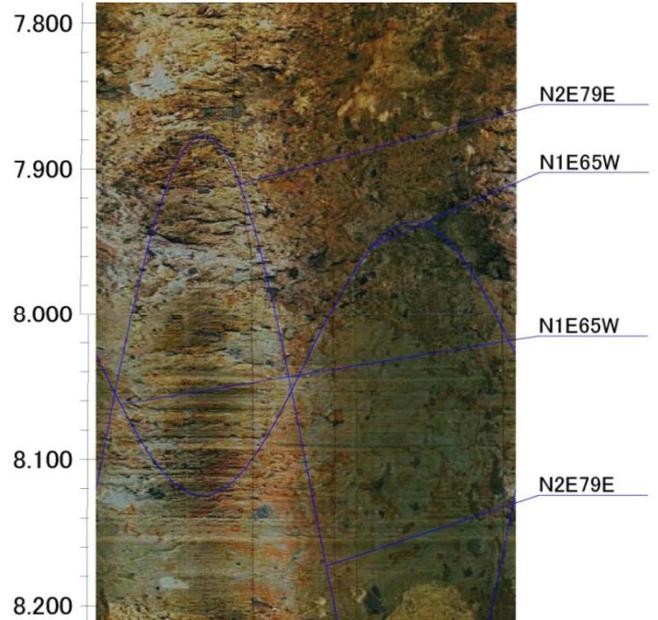


写真-5 断層面付近の孔壁展開画像

(4) ボーリング調査結果から推察される地層のずれ

図-5は、既存のボーリング調査結果(N0.7)と詳細ボーリング調査結果(N0.7')を図で比較したものである。基盤上端面の深度は、N0.7'孔でGL-10.20mであるのに対して、N0.7孔においてはGL-10.60mと若干深く、点間距離1.0mのわずかな離れで0.40mの落差が生じていた。また洪積砂礫層中では、薄層で固結度の高い粘土層が確認されているが、本層についても推定で0.25mの落差が生じているものと考えられた。さらにN0.7孔では、GL-14.0m付近の砂岩層内で断層粘土と想定されるコアを確認している。

本調査箇所において推定されるF-1断層の位置は、洪積粘土中の断層面の傾斜をコアおよび孔壁面観察結果に基づき77°E方向と仮定した場合、図-5の左図中に示した赤破線の位置になる。そうすると、断層粘土が確認された深度付近に推定した断層線が位置することになる。これより、N0.7'孔のGL-8.0m付近で確認された断層面は、洪積層中に存在するF-1断層の末端部付近を捉えたものと判断した。

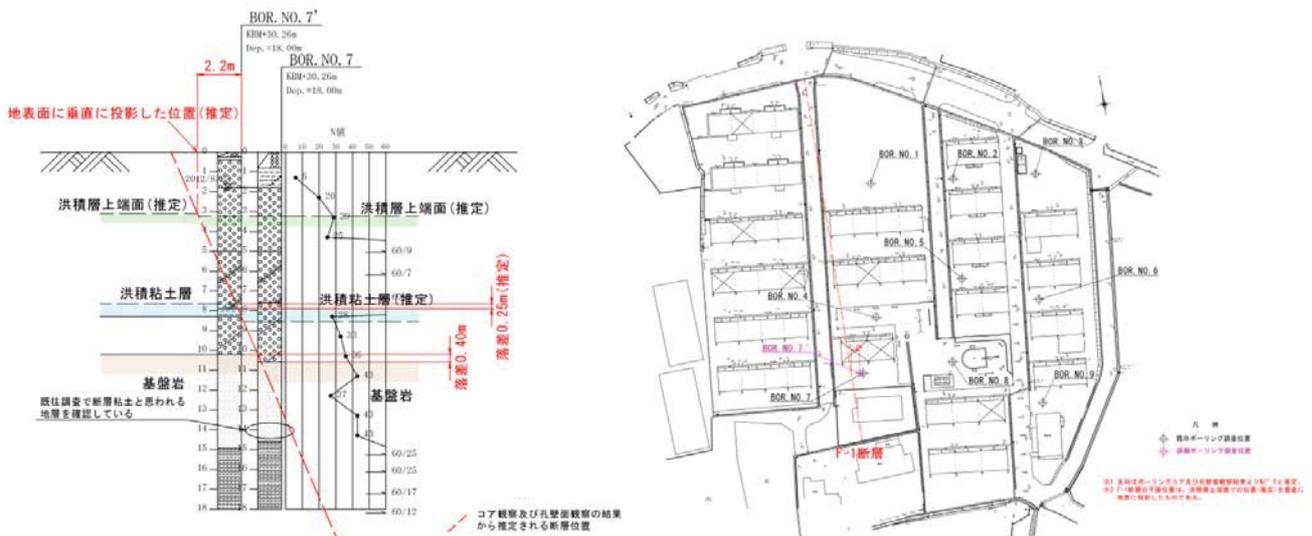


図-5 ボーリング調査結果比較図

(5) 反射法弾性波探査結果

F-1 断層に対する探査位置は、現場条件および断層の走向を考慮し、図-6 のように配置した。



図-6 F-1 断層に対する反射法地震探査位置



写真-6 測線①探査状況

次に、測線①における深度反射断面図を図-7 に示す。

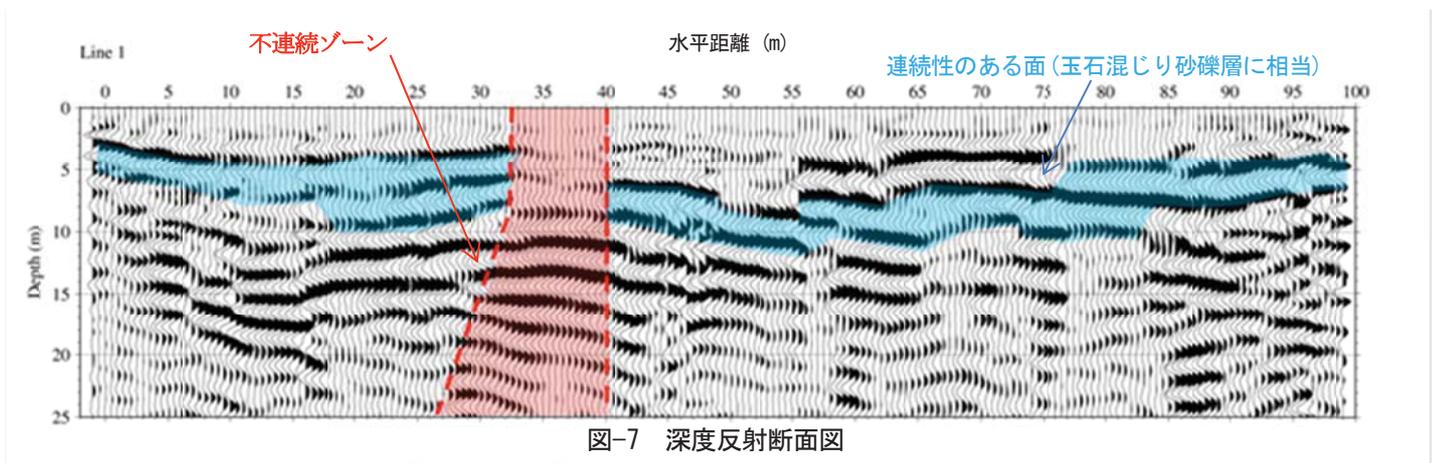


図-7 深度反射断面図

青で着色した領域は、連続性のある明瞭な反射面が認められる領域である。ボーリング調査の結果と対比すると、この領域はN値50以上の非常に密な玉石混じり砂礫の分布域に相当すると考えられる。

赤で着色した領域は、砂礫層に対比される反射面、およびそれより下位に見られる反射面に不連続が認められる領域である。左側境界部については、10m以深より左斜め下方向に反射面の不連続が傾斜しているように見える。

地形判読の結果と探査結果を比較すると、測線①において不連続ゾーンが確認された位置は、地形判読により推定したリニアメント(F-1断層)の位置と概ね一致している。この結果よりF-1断層の走向については、北東-南西方向であるものと考えた。

5-2 F-2 断層

(1) 反射法弾性波探査結果

弾性波探査の測線は、①リニアメントの走向に対しできるだけ直交方向に配置、②極力測線が一直線状になるよう配置、③測線長をできる限り長くする、などを考慮しながら現地条件を加味した上で図-8 に示す2測線を設置した。



写真-7 測線②探査状況



写真-8 測線③探査状況



図-8 反射法弾性波探査位置

次に、測線②および測線③における深度反射断面図を図-9 と図-10 に示す。

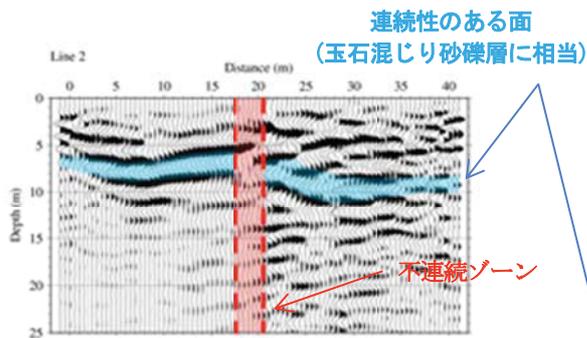


図-9 測線②における深度反射断面

測線②は、測線距離 17.5~20.5m 付近に砂礫層の反射面に不連続が認められた。測線③は、測線距離 35.5~44.0m に砂礫層の反射面に不連続が認められた。これらの不連続ゾーンを平面図上に垂直にプロットすると、図-8 の緑で着色した箇所になる。

この不連続ゾーンは、地形判読で見出したリニアメントの推定位置と整合する。

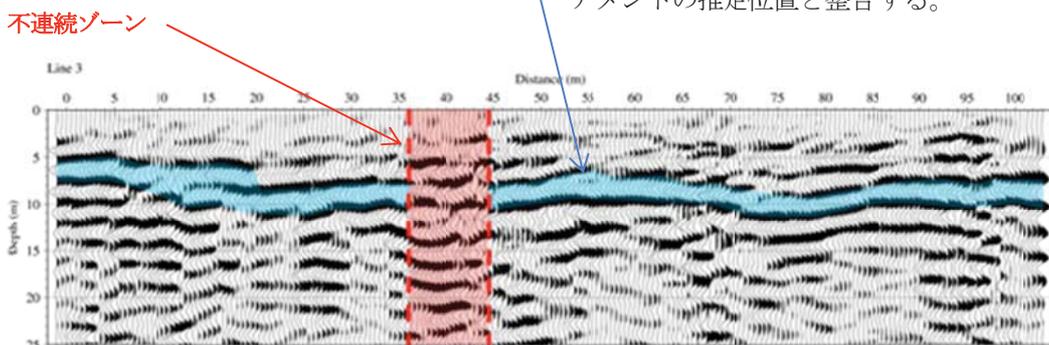


図-10 測線③における深度反射断面図

(2) 詳細ボーリング調査結果

測線②および測線③において実施した詳細ボーリング調査の結果を、図-11 および図-12 に示す。ここで、ボーリングの掘削は、リニアメントに対して極力直角方向になるように設定し、掘削角度は70° 下方とした。

<測線②: BOR. NO. 10 孔>

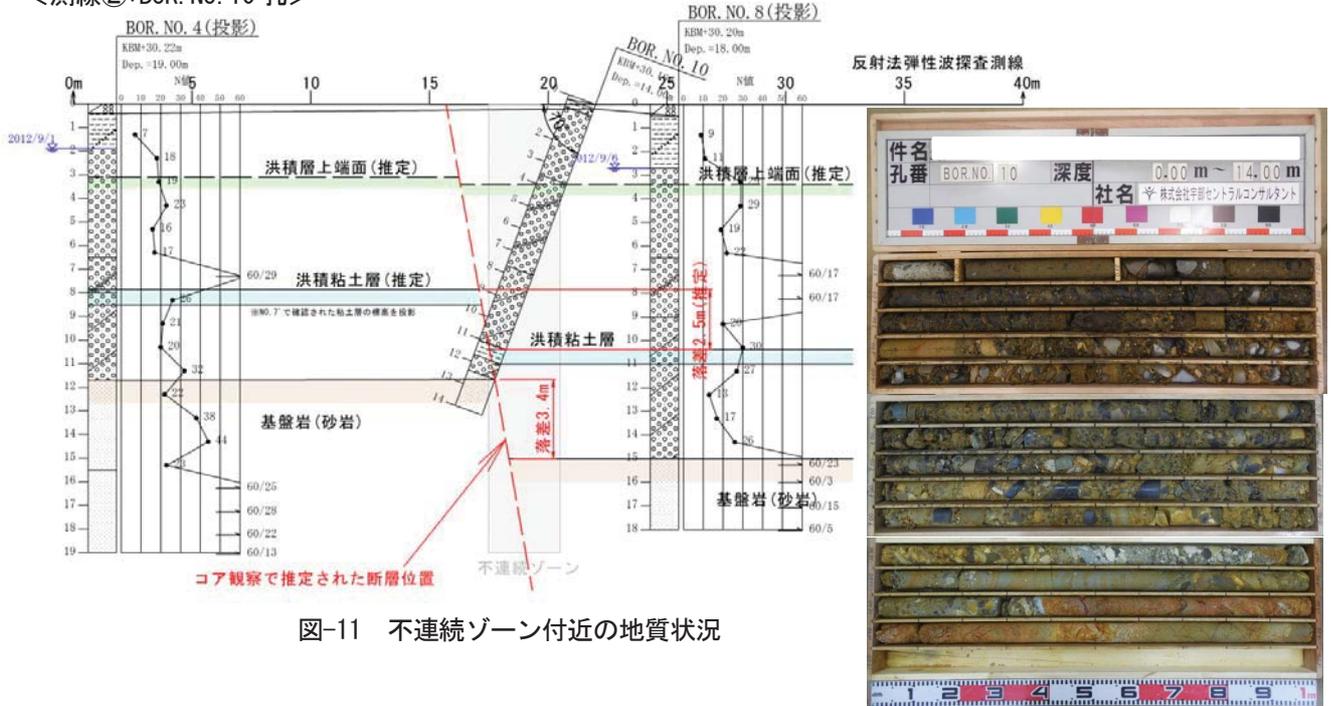


図-11 不連続ゾーン付近の地質状況

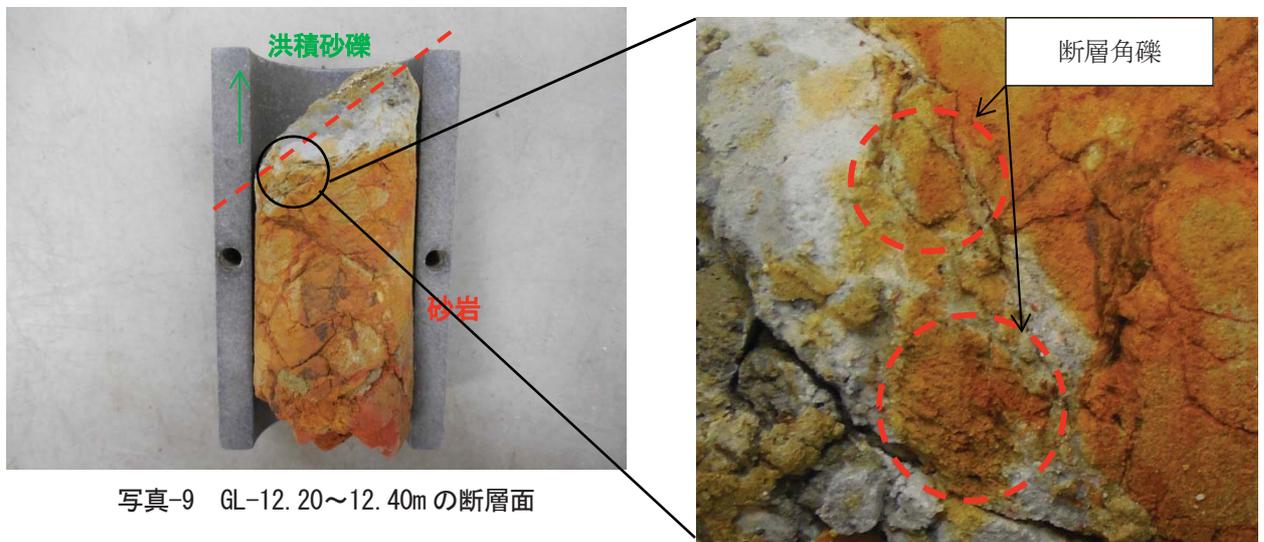


写真-9 GL-12.20~12.40mの断層面

赤色破線は、BOR. NO. 10 孔で捉えた断層本体の断層面である。この面の傾斜角は45° であるが、本孔は70° 下方方向に掘削し、またF-2断層(推定)に対し59° 斜交しているため、これらを加味した補正角は67° になる。

この断層面付近をよく観察すると、断層面直上部の洪積砂礫層中には、断層運動により取り込まれたものと思われる角礫状の基盤片(砂岩)の混入が認められた(右記写真の赤破線の○部分)。

また、洪積砂礫層中には薄層の固結粘土層が分布しているが、本層についても確認された深度に大きなずれが生じているものと考えられた。

<測線③: BOR. NO. 11 孔>

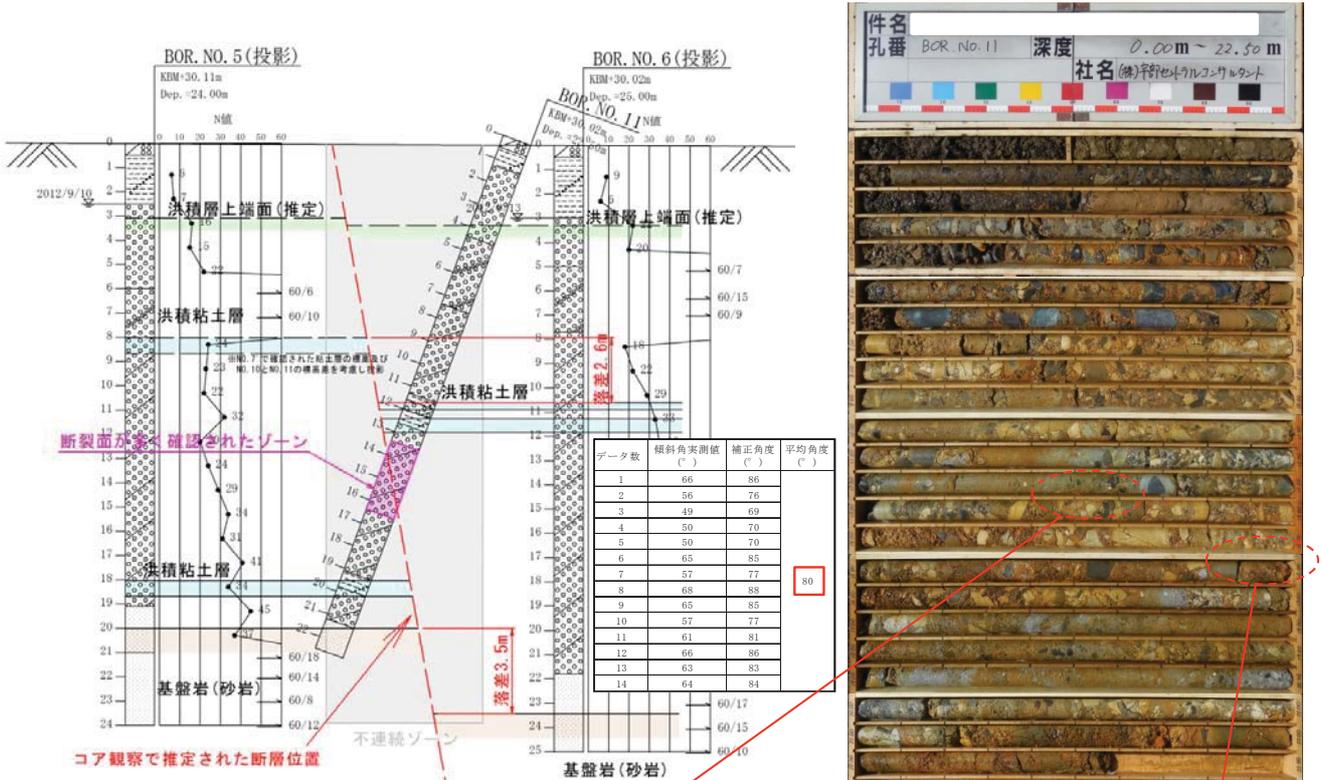


図-12 不連続ゾーン付近の地質状況



写真-10 洪積砂礫層中の断裂面(右)とF-2断層面付近と推定されるコア(左)

断裂面が多く確認されたゾーン(図-12中の紫色で着色した領域)のコアは、他の調査孔で確認された同一層のコアに比べマトリクスに緩みが生じ高含水比状態となり、また比較的硬質な状態で残る亜円礫に亀裂が多数見受けられた(写真-10左)。また、GL-15.90~16.00m間では、F-2断層面と推定される粘土と砂礫の層境が確認された(写真-10右)。

F-2断層面の傾斜角については、洪積砂礫層中で確認された多数の断裂面を各々計測し、その計測値に補正値を加えた補正角度の平均値とした(図-12中の右下の一覧表内の赤枠数値)。

6. 地層のずれ幅の推定

F-1 およびF-2 断層に対して実施した詳細ボーリング調査の結果から、それぞれの断層の平面位置と幅について推定した。ここで、平面位置と幅の推定は、**図-13**に示す概念に基づき行った。**図-13**によれば、断層破碎帯および母岩マトリクスの割れ目密度が大きいゾーンは、断層活動による力学的な影響を受けた度合いが比較的高いものと見積もられ、特に断層破碎帯については力学的な影響度合いが非常に高いことがわかる。

これより、断層面および断層破碎帯については、母岩マトリクスが巨大な応力により脆弱化し著しい強度低下を起こしているものと考えられ、断層の再活動により地層のずれが再び生じる可能性がある部分と考えられる。

以上のことを踏まえると、反射法弾性波探査の結果から明らかとなった地層の不連続ゾーンについては、地表下面下に上述したような脆弱な地層が存在することを表しているものと言える。

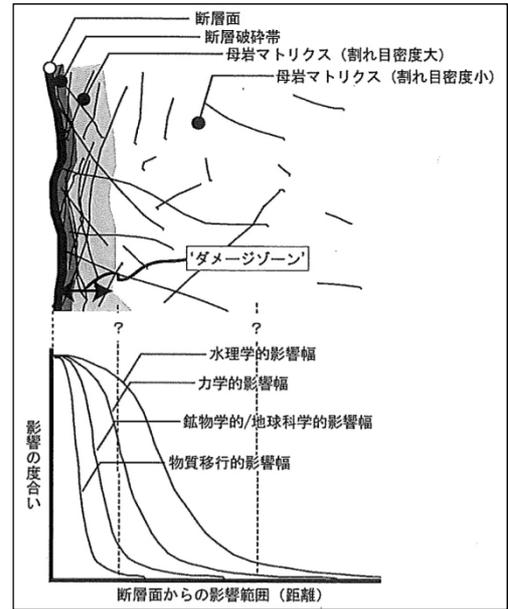


図-13 断層とダメージゾーンの概念図

6-1 F-1 断層の地層のずれ幅

F-1 断層の地層のずれ幅については、①反射法弾性波探査の結果、測線上に幅 7.50m の地層の不連続ゾーンが確認された、②この不連続ゾーンは**図-13**に示したダメージゾーンの考え方から断層活動による地層の断裂部分を表しているものと考えられる、などの理由から**図-14**のようになるものと推定した。



図-14 F-1 断層の地層のずれ幅

6-2 F-2 断層の地層のずれ幅

F-2 断層に対する調査では、各詳細ボーリング調査孔において断層面や断層破砕帯・礫層中の断裂面などを捉えており、これらの調査結果をそれぞれ図-15 下図のようにモデル化した。図-15 下図のモデル図中に示した赤色の領域は、各調査孔で推定した断層破砕帯の姿勢や幅を表す。また、緑色・水色・茶色の着色は、本調査地における代表的な地層の上端面の推定位置を示す。これらの地層については、断層破砕帯を境に上下に変位(ずれ)を起こしているものと考えられ、特に基盤面上では、BOR. NO. 10 孔付近で3.4m、BOR. NO. 11 孔付近で3.5mと推定した。

地層のずれ幅については、上述した断層破砕帯(推定)の幅に加え、反射法弾性波探査の側縁②および③で捉えた不連続ゾーンを考慮した上で、図-15 上図の平面図に示した水色の領域と推定した。

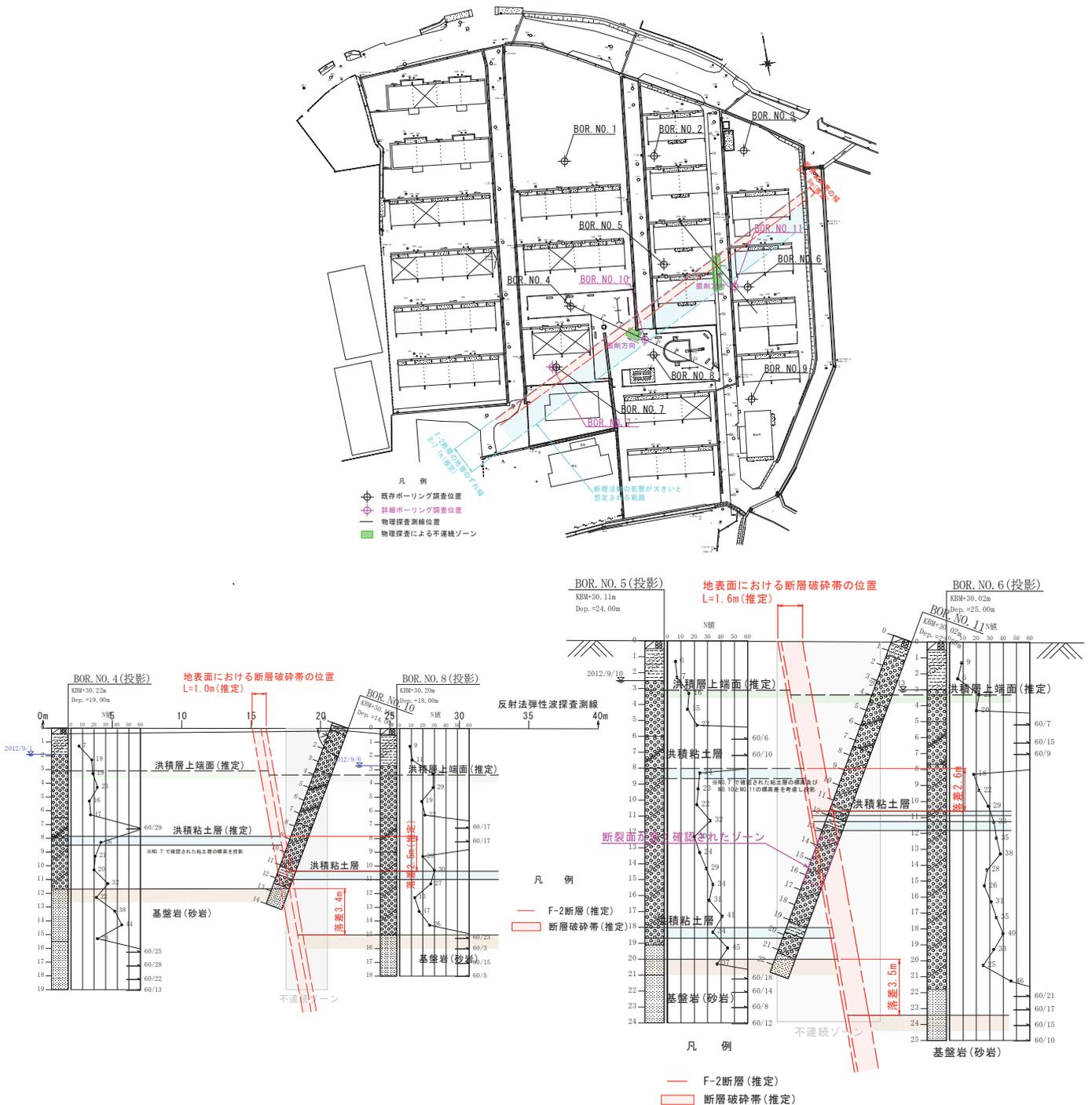


図-15 F-2 断層の断層破砕帯幅と地層のずれ幅(推定)

7. 堆積層内に見られる断層姿勢

調査結果から推定した堆積層内における断層破碎帯の姿勢の妥当性を検証するため、平成8～9年度に行われた調査地近傍で確認されている菊川断層を対象としたトレンチ調査の結果を、図-16に示す。

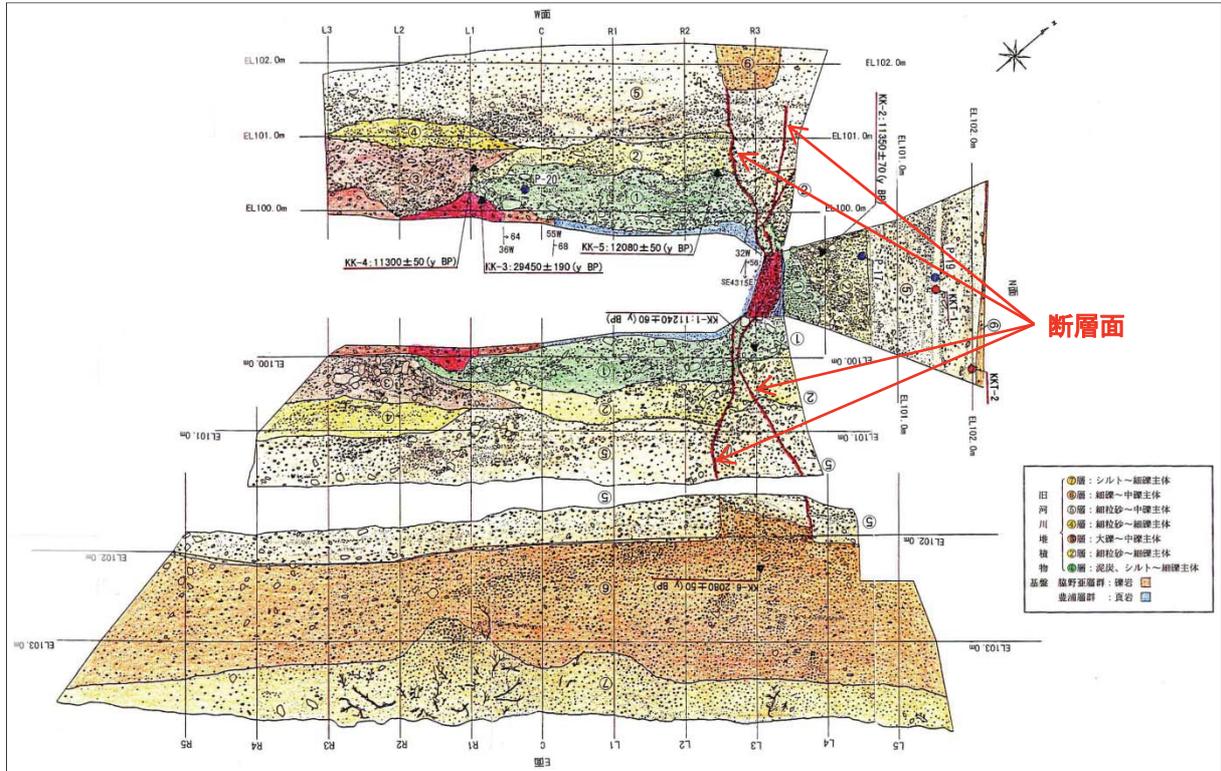


図-16 菊川断層のトレンチ調査結果(Web 公開資料より一部抜粋)

図-16内の赤線は、トレンチ掘削面で確認された断層面の位置(姿勢)を表している。

この調査結果によれば、旧河川堆積物(砂礫層)中における断層面の姿勢は、地表面に対して垂直に近い、あるいは広角な状態で存在していることがわかる。また、断層面の線形は、機械的に描いた直線ではなく、規則性を持たず左右に蛇行しているものと言える。そのため、断層面の走向傾斜については、測定する箇所が異なると測定値に大きなバラツキが生じるものと考えられる。

NO. 11 孔の調査結果では、基盤岩上で想定している推定断層位置のほぼ直上方向において砂礫層の変状部が確認されている。岩盤での推定断層位置および砂礫層中の変状部の位置関係を考慮し図示した断層線は、文献に記載されている調査結果と同じような傾向を示す。

また、傾斜角については、今回調査では、砂礫層中で確認された個々の変状部(断裂面)の角度を平均化して推定しているが、これについても図-16の調査結果を考慮すると合理的なものであると評価できる。

上記に示した検討結果より、NO. 11 孔で推定した未固結堆積層中の断層の姿勢については、妥当性を有しているものと判断した。

8. テフラ分析

これまでの調査検討の結果、F-1 およびF-2 断層については、過去の断層運動によって基盤の上位を覆う堆積層に変位を及ぼしているものと推察された。この堆積層については、コア中にくさり礫を含むことや密実度が非常に高いことなどから第四紀の更新世(1000~260 万年前)のものと評価しているが、これは定性的な評価であり数値的根拠に基づいたものではない。

そこで、堆積層の詳細な年代を求めるため、各ボーリング調査孔から採取した礫層コアのマトリクス部分をランダムに抽出し、テフラ分析を行った。

分析結果を図-17に、代表的な火山ガラスの写真を写真-11に示す。

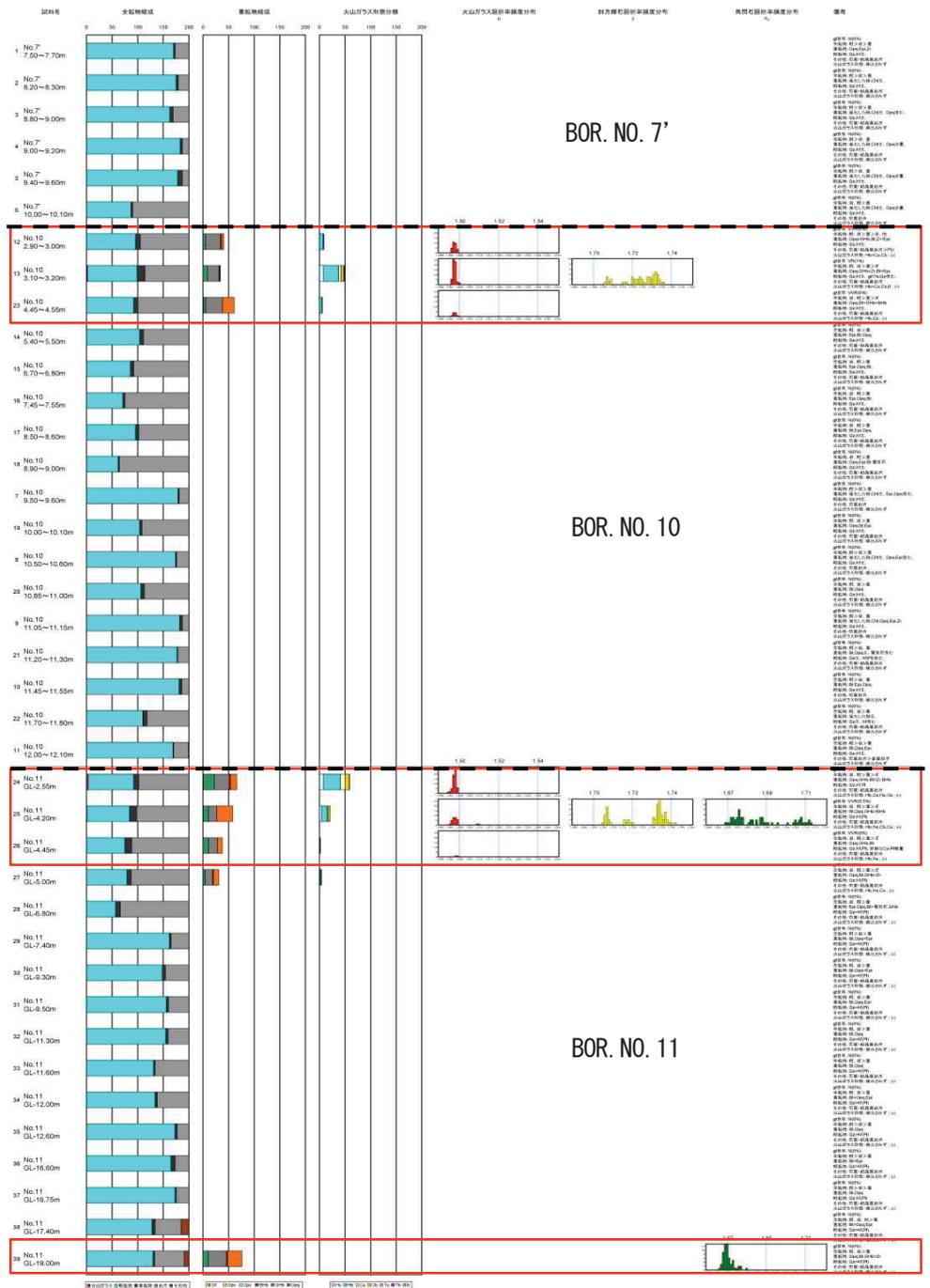


図-17 テフラ分析結果一覧図

分析の結果、全 39 試料中 7 試料で火山ガラスが検出された(赤枠内)。検出された火山ガラスは、7 試料に共通してバブルウォール型を主とする珪長質の透明なガラスであり、みかけおよび火山ガラスの屈折率値がよく似ることから、同一種類のテフラに起源をもつものと考えられた。今回検出されたテフラは、主に火山ガラスの屈折率が $n=1.496\sim 1.500$ (モード:1.497)であり、特徴的に高い屈折率 $\gamma=1.728\sim 1.736$ の斜方輝石(フェルハイパーシ)を含んでいた。

火山ガラスとともに含まれる重鉍物については、大半の分析試料でテフラ起源の重鉍物に多い自形結晶はほとんど含まれていなかったが、通番 13 や 25 試料から抽出した斜方輝石や角閃石の多くは自形結晶からなり、その内 1 個は火山ガラスが付着しており、テフラ起源の可能性はある。

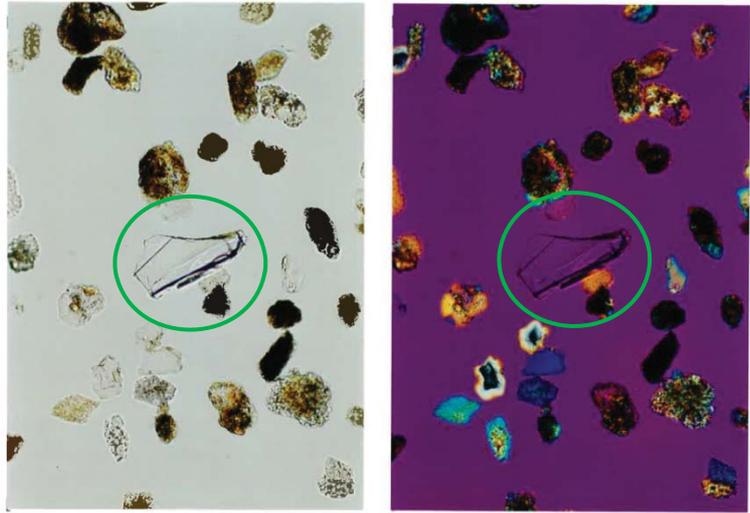


写真-11 火山ガラス(採取:NO.10 孔 4.45~4.55m)



写真-12 火山ガラスの水和層厚

写真-12 は、確認された火山ガラスの水和層の厚みを測定した写真である。

写真に示したように、水和層の厚みはおよそ $10\mu\text{m}$ であり、始良テフラとの対比とよく調和する。

以上の結果を総合すると、火山ガラスが検出された NO.10 孔および NO.11 孔で採取した試料中に含まれるテフラは、始良 Tn(AT)火山灰の可能性が高い。

通番 39 (NO.11 孔 GL-19.00m) 試料で検出されたテフラ起源と思われる緑色角閃石(GHb)は、 $n_g=1.665\sim 1.680$ (モード:1.669)と特徴的に低い屈折率を示す。西日本地域での測定例で該当するものは、樋脇テフラ(火山灰アトラス:57~58 万年前)であり、類例は非常に少ない。ただし、火山ガラスや O Px(古銅輝石)を伴っていないため、厳密な対比は困難であった。

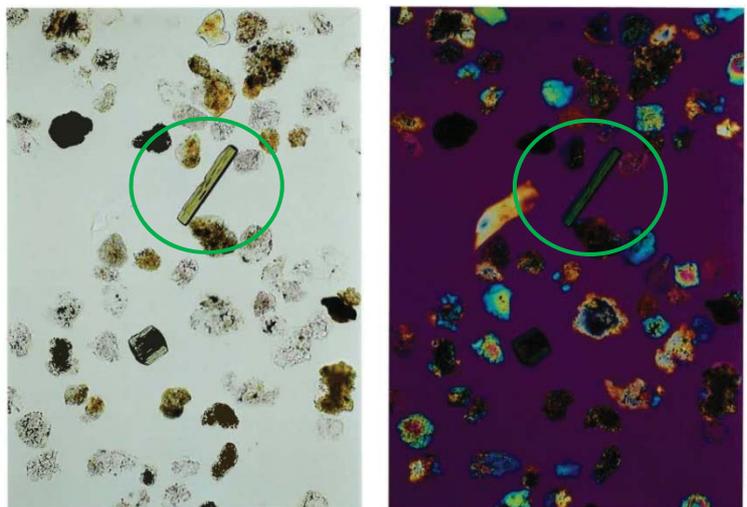


写真-13 緑色角閃石(GHb)

9. 本調査で確認されたテフラ概要

9-1 始良 Tn テフラ (AT)

始良 Tn テフラは、南九州始良カルデラを噴出源とし、約 2.6~2.9 万年前に噴出した降下軽石、巨大火砕流堆積物とその降下火山灰をさす。日本地域の広域テフラ認定の先駆けとなったテフラである。

図-18 は、海域を含めてこれまでに知られた本テフラの分布を示したものであり、日本列島をすっぽりと覆い、日本海全域、朝鮮半島、東シナ海、太平洋四国海盆を広く覆う。

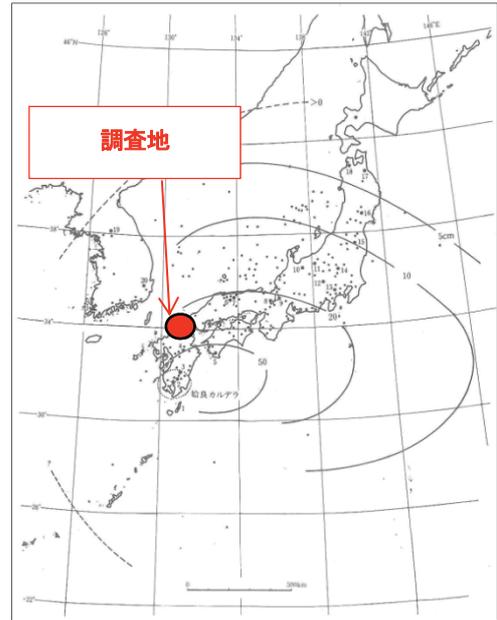


図-18 等層厚線図と主な産出地点(始良)

9-2 樋脇テフラ (Hwk)

樋脇テフラは、表-1 に示したように地域ごとに様々な名称を付けられていた火砕流堆積物が互いに対比でき、単一の大規模なテフラと考えられるに至ったものである。これらは、岩石記載の特性および層位から、同一噴火輪廻のテフラとして対比できる。

テフラ名としては、初期に詳しく岩石記載された【樋脇】を採用し、一般的に Hwk と略称される。

噴出年代は約 57~58 万年前で、海洋酸素同位体ステージ 15 に対比できる地層の指標テフラである。

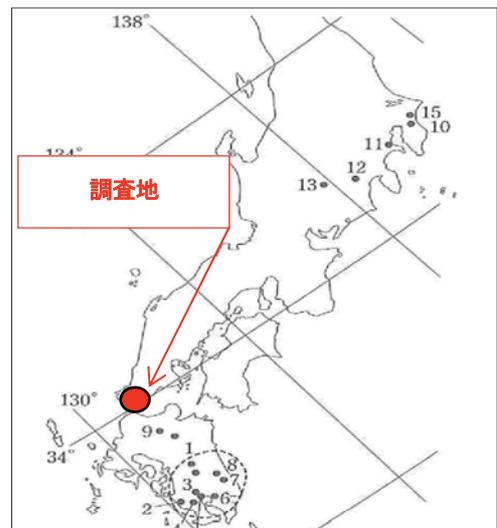


図-19 等層厚線図と主な産出地点(樋脇)

表-1 九州・本州各地の樋脇テフラ及び類似テフラの諸性質

地 点	堆積様式とテフラ名, 堆積層	厚 さ (cm)	主 な 鉱 物	火山ガラスタイプ n	opx γ	ho B ₂
1 人吉市血気ヶ峰	pfi (下部加久藤)	>10 m	(ho, opx ; qt)	bw, pm 1.498-1.500	1.707-1.712	1.666-1.671
2 樋脇町樋脇高校	pfi (樋脇)		ho, opx	pm, bw 1.498-1.499	1.708-1.710	1.669-1.673
3 吉田町桑の丸	pfi (吉田寺)		opx, ho	pm, bw 1.499-1.502	1.706-1.710	1.668-1.675
4 鹿児島市河頭	pfi (下門)		ho, opx ; qt	bw, pm 1.499-1.503	1.707-1.710	1.668-1.675
5 鹿児島市奄ヶ水	pfi (三船)		ho, opx, (cpx) ; qt	pm, bw 1.499-1.504	1.707-1.710	1.669-1.674
6 国分市見婦	pfi (見婦)		ho, opx ; qt	pm, bw 1.498-1.500	1.708-1.711	1.670-1.675
7 田野町	pfi (松山)	5-6 m	ho, opx ; qt		1.707-1.710	1.668-1.674
8 綾町上畑	pfi (四家廟中)	>115	ho, opx ; qt		1.707-1.710	1.669-1.674
9 庄内町阿蘇野, 九重町野上	afa (白まるバンド, 阿蘇野・野上層中)	40-50	ho, opx ; qt	bw, pm 1.498-1.501 (1.498-1.500)	1.705-1.710	1.665-1.673 (1.665-1.670)
10 長南町千田	afa (笠森層中 Ksm18)	19	(ho, opx)	pm, bw 1.500-1.501		
11 横浜市戸塚区下倉山	afa (田谷貝層の下位)	15	(ho, opx, cpx ; qt)	pm, bw 1.499-1.500		1.675
12 富士川町足ヶ久保	afa (鷺の田廟中)	10	(ho, opx, bi)	pm, bw 1.498-1.501	(1.705-1.710)	
13 飯田市久米	afa (伊那層中)	10	(ho, opx)	pm, bw 1.499-1.501	(1.710)	1.668-1.673
14 上屋久町小瀬田	pfi (小瀬田 Ksd)	>10 m	ho, opx ; qt	bw 1.495-1.498	1.705-1.709	1.665-1.669
15 茂原市大登	afa (笠森 10, Ksm10)	15	(ho, opx, bi)	pm, bw 1.499-1.501		

10. まとめ

10-1 断層の性状

これまでに述べた調査結果を総括すると、建設用地には図-20に示すような状態で断層が存在するものと推定した。

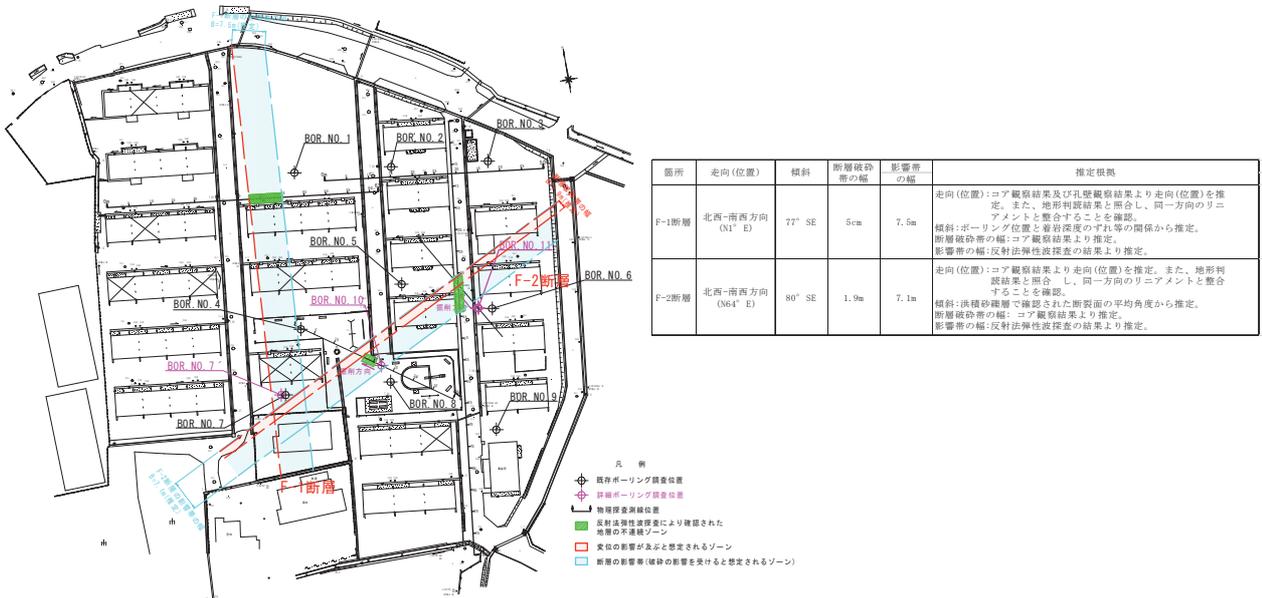


図-20 建設用地における断層の性状(推定)

10-2 断層の変位量と活動度

F-1・F-2断層の縦横の推定変位量については、調査結果を勘案し表-2のように推定した。

表-2 推定変位量

箇所	縦ずれ変位量		横ずれ変位量 ^{※1}		
	F-1断層	基盤	0.40m	基盤	4.0m
	洪積粘土層	0.25m			
F-2断層	BOR. NO. 10 断面	基盤	3.40m	基盤	35.0m
		洪積粘土層	2.50m		
	BOR. NO. 11 断面	基盤	3.50m		
		洪積粘土層	2.60m		

※1 横ずれ変位量は基盤の縦ずれ値の10倍とした。

各断層の推定変位量を比較すると、F-1断層は変位が小さいことから過去に数回の活動しか起きていないものと推定できる。一方、F-2断層は変位が大きいことから、長期的に多数の活動を起こし、また変位の累積性が認められた。

11. おわりに

断層調査の類は、先にも述べたように、トレンチ調査の結果が調査全体の結果に大きな影響を与えるとんでも過言ではない。今回のような現場条件下では、トレンチ調査の実施が困難であるため、代替案として点源的な調査であるボーリング調査を実施した。その結果は、これまでに述べたとおりであり、有用な調査手法の一つであるものと言える。

粗石コンクリート構造の既設砂防堰堤の調査事例

株式会社 荒谷建設コンサルタント
岸本 剛

1. はじめに

わが国の社会資本の老朽化が問題となっている今日、土木構造物の維持管理を実施する必要性が高まってきている。砂防堰堤についてもその機能維持が重要視され、適切な補修・補強を実施して長寿命化を図ることが求められている。

既設砂防堰堤の中には、昭和30年代頃まで全国で建設されてきた¹⁾粗石コンクリート構造の堰堤が多数存在する。しかし、これらの中には技術基準制定以前に施工されたものや、老朽化が進行しているものなど、補修が必要となってきている施設もある。平成25年3月時点で広島県が管理する砂防堰堤は約2,050基あり、今後20年ののちには建設後50年を経過する砂防堰堤が約85%を占めるとされている²⁾。特に昭和20～30年代に建設された練石積堰堤や粗石コンクリートによる砂防堰堤が経年劣化しており、このため既設堰堤のメンテナンスと長寿命化が必要となっている。このような背景の中、本発表では、既設堰堤の長寿命化に向けた改築事業の中で行った、広島県内の3つの粗石コンクリート構造の既設堰堤の調査事例を紹介し、調査のポイントについて報告する。

2. 粗石コンクリート砂防堰堤とは

粗石コンクリート砂防堰堤は、コンクリートの型枠の内部に中詰め石として付近の河床材料を入れ、その間にコンクリートを充填した構造をもつ堰堤である。内部の粗石コンクリートの施工方法は、まず粗石をしき並べた中にコンクリートを投入し、次に粗石とコンクリートの一体化させるため、突き棒で突き固める。打設したコンクリートから粗石が頭を突き出した状態で一層の打設を終了し、この作業の繰り返しにより打設を行うものである³⁾。

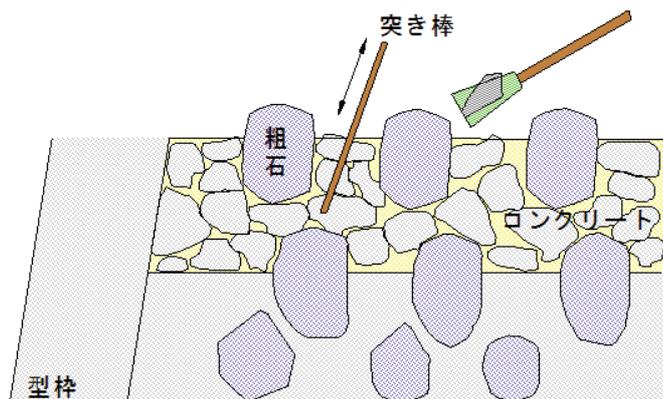


図-1 粗石コンクリートの模式図

3. 既設砂防堰堤の概況

本報告で紹介する砂防堰堤は、広島県内の3つの粗石コンクリート構造の堰堤であり、施工から50～60年程度経過している。表-1に対象堰堤の概要を示す。

表-1 対象堰堤の概要

堰堤名称	堰堤 A	堰堤 B	堰堤 C
全景写真	 ※上流側より本堤を望む		
位置	広島県 庄原市	広島県 山県郡安芸太田町	広島県 廿日市市
施工年	昭和 38 年	昭和 29 年	昭和 27 年
形式	不透過型	不透過型	不透過型
堰堤高(m)	6.6	6.0	9.35
堤長(m)	39.0	29.0	35.0
構造	重力式 コンクリート	重力式 コンクリート	重力式 コンクリート
単位体積重量(kN/m ³)	24.4	21.9	21.7
堤体表面	全面コンクリート	天端が石張り	天端が石張り
地質	中生代白亜紀後期 吉舎安山岩類	中生代白亜紀後期 広島型花崗岩類	中生代白亜紀後期 広島型花崗岩類

4. 調査手法

堰堤の現況の状態を評価するために、(1) 表面状態の目視確認、(2) ボーリング調査を行った。ボーリング調査は、既設堰堤の形状・内部材料・基礎状態を詳細に把握するために、堰堤の右岸側および左岸側袖部、水通し部の代表 3 地点で実施した (図-2)。ただし、堰堤 C は水通し部 1 箇所のみで実施した。その際、既存の水抜孔に当たらない位置を調査地点として選定した。また、堰堤 A においては、後述するように堤体内のコンクリートの割合が多く空隙も見られなかったため、堰堤表面より採取したコア (φ100mm) を用いて一軸圧縮試験を実施した。

表-2 地質調査実施項目

堰堤名称	オールコア ボーリング	標準貫入試験※	一軸圧縮試験
堰堤 A	N=3 回	1m 毎	N=3 回
堰堤 B	N=1 回	1m 毎	-
堰堤 C	N=3 回	1m 毎	-

※ただし、標準貫入試験は自然地盤に対してのみ実施

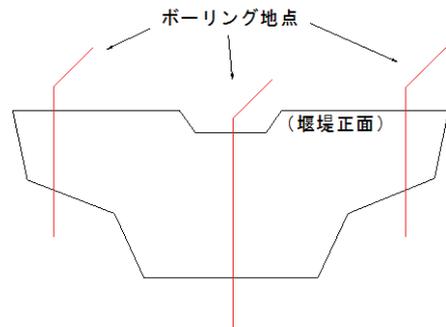


図-2 ボーリング調査位置模式図

5. 調査結果

(1) 表面状態の目視

現地による表面状態の目視確認を行った結果、堰堤 A は表面に目立った変状、はらみ出し等はなく状態は良好であったが、堰堤 B では石張の流出、打ち継目に沿った亀裂等の複数の変状を確認した（写真-1）。また、堰堤 C でも打ち継目に沿った亀裂を確認した（写真-2）。

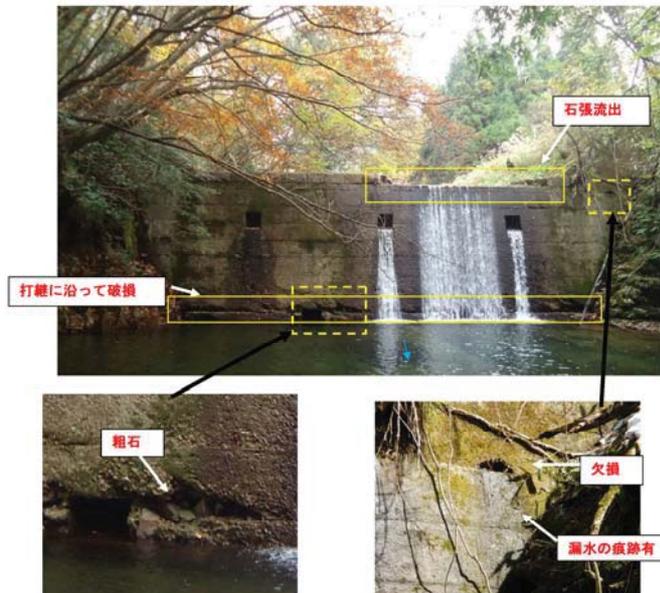


写真-1 堰堤 B の破損状況



写真-2 堰堤 C の打ち継目に沿った亀裂

(2) 堰堤内部材料

採取されたボーリングコアから内部材料を調べた結果を表-3 に示す。既設堰堤の内部材料はコンクリート部、粗石部、空隙部に大別された。3つの堰堤で最も多くの割合を占めたのはコンクリートであり、堰堤 A では堤体コア全体の8割をコンクリートが占めた。堰堤 B では、空隙部が4%確認された。堰堤 C では土砂状を呈するコンクリートの劣化部が確認された。また、堰堤 A で実施した圧縮試験の結果、一軸圧縮強度は33.3～39.4(N/mm²)であり、コンクリートの強度に問題ないことが確認された。

表-3 ボーリングコアによる既設堰堤内部材料の割合

堰堤名称	施工年	コンクリート	粗石	空隙
堰堤A	S38	80%	20%	0%
堰堤B	S29	52%	44%	4%
堰堤C	S27	75%	25%	0%

(3) 基礎状態

堰堤 A, B の基礎は、岩級区分が CL～CM 級相当の硬質な安山岩・花崗斑岩に支持されていた。確認された岩盤の許容支持力⁴⁾は、堰堤の規模から計算される鉛直応力以上であり、堰堤 A, B について基礎の状態は問題なく良好であることが分かった。一方、堰堤 C では DM～DH 級のマサ化の進行した風化花崗岩が基盤岩として確認された。この D 級岩盤の許容支持力⁴⁾は、堰堤 C の規模から計算される鉛直応力を下回る可能性があり、問題があることが分かった。

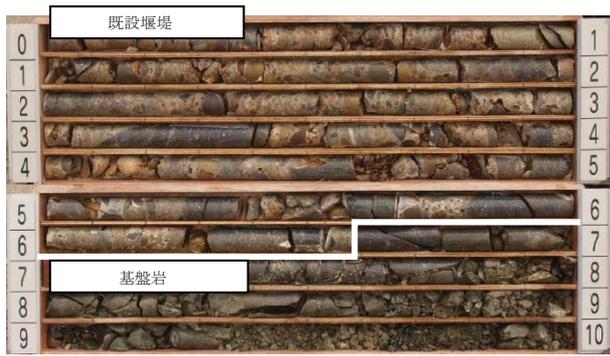


写真-3 A砂防堰堤ボーリングコア（堰堤水通し部）



写真-5 C砂防堰堤ボーリングコア（堰堤水通し部）

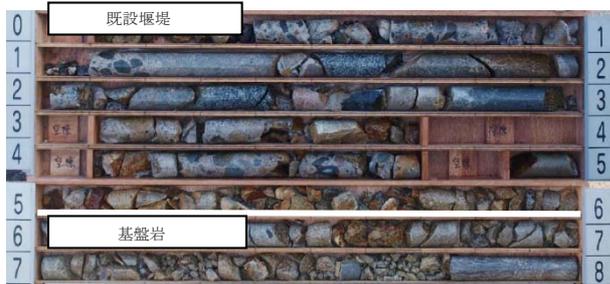


写真-4 B砂防堰堤ボーリングコア（堰堤水通し部）

6. 考察

(1) 施工時期による内部コンクリートの品質

調査結果で示したように、昭和38年施工の堰堤Aでは、堤体内のコンクリートの充填状況がよく、堤体コア全体の8割をコンクリートが占めていた。また採取されたコンクリートの8割程度が柱状コアであり、状態の良いものであった。一方、昭和20年代後半施工の堰堤Bおよび堰堤Cについては、採取されたコンクリートは、主に角礫状コアを主体としており、柱状コアが占める割合は2~4割程度であった(表-4)。これは、昭和20年代後半は戦後の混乱期で低品位材料が用いられた時期があった¹⁾との報告と概ね一致する。このことから、既設砂防堰堤の施工時期を確認することで、調査前に内部材料の品質をある程度類推することが可能であると考えられる。

表-4 採取されたコンクリートコアの状況

堰堤名称	施工年	コンクリート部における柱状コアの占める割合(%)	コンクリート柱状コアの平均コア長(cm)	コンクリート部分のRQD(%)
堰堤A	S38	77	19	14~87
堰堤B	S29	24	8	0~39
堰堤C	S27	44	10	0~39

※今回は長さ5cm以上のコアを柱状コアとした

(2) 掘削時の注意点

前述のように、昭和20年代後半施工の堰堤BおよびCでは、内部コンクリートの状態が悪く、脆弱な部分が多いことが分かった。このことから、今後維持管理が必要となってくる同種の既設堰堤の調査時の注意点の一つとして、施工時期から内部のコンクリートが低品質であると想定される場合、ボーリング掘進時の送水圧等に注意を要することが考えられる。

(3) 既設堰堤の判定・評価

今回調査した3つの堰堤の補修のための問題点・留意点を抽出・整理するために、次の項目について判定を行った(表-5)

- ①目視確認による表面状態：表面状態の目視については、砂防関係施設点検要領(案)⁵⁾(H26.9, 国土交通省)に基づき、変状レベルa~cで判定を行った。
- ②堰堤内部状態：内部状態については、ボーリングコアより確認した空隙の割合(有無)で判定を行った。
- ③基礎地盤の状態：基礎地盤の状態については、堰堤の規模から計算される鉛直応力と、N値から想定される基礎地盤の許容支持力⁴⁾との比較により判定を行った。

各項目について、異常なしの場合は○、異常が確認された場合は×とし、その数により堰堤A, B, Cに対し1~4(1:全て○, 2:×が1つ, 3:×が2つ, 4:全て×)の判定を行った。その結果、昭和38年施工の堰堤Aは「1」、昭和29年施工の堰堤Bは「3」、昭和27年施工の堰堤Cは「2」となった。

表-5 対象既設砂防堰堤の現況状況判定表

堰堤名称 (施工年)	現地による目視		ボーリング調査			判定	
	①表面状態		②内部状態		③基礎状態		
	砂防関係施設点検要領(案)に基づき判定		変状 ⁵⁾ レベル※1	空隙の割合(%) (有無)により判定	許容支持力により判定		
堰堤A (S38)	【本堤】 ・目立った変状, はらみ出し等はない。 【袖部】 ・目立った変状, はらみ出し等はない。	<a> ○	0%	○	【支持地盤】 CL~CM級の安山岩	○	1
堰堤B (S29)	【本堤】 ・水通し部の石張りの流出欠損。 ・打ち継目に沿った亀裂が確認される。 【袖部】 ・左岸側袖部に欠損あり ・漏水の痕跡あり。	<c> ×	4%	×	【支持地盤】 CL~CM級の花崗斑岩	○	3
堰堤C (S27)	【本堤】 ・打ち継目に沿った軽微なひび割れが確認される。 【袖部】 ・目立った変状, はらみ出し等はない。	<a> ○	0%	○	【支持地盤】 DM~DH級の風化花崗岩 マサ化進行。	(×) ※2	2

○：異常なし，×：異常あり

判定基準「1」：全て異常なし，「2」：異常ありが1つ，「3」：異常ありが2つ，「4」：全て異常あり

※1 変状レベル⁵⁾

- a. 異常なし，または軽微な損傷
- b. 損傷があるが，機能・性能低下に至っていない
- c. 機能・性能低下あり

※2 堰堤Cの③基礎状態は，許容支持力について「×：異常あり」と判定したが，安定計算上では問題なしとの結果となったため(×)と表記。

(4) 堰堤補修の設計検討

本調査で明らかとなった異常が認められる項目(表-5)を受け、これらを補修する最適な設計検討を行うよう設計者に伝えた。表面状態と内部状態に異常が認められた判定「3」の堰堤 B では、安定計算の結果、本堤は滑動・転倒に対し不安定であるとされ、これらの解消および漏水対策のために上下流両方にコンクリート腹付けを行う工法が選定された。

なお、全て異常がなく判定「1」であった堰堤 A は、現状の安定計算結果から、本堤が転倒に対して不安定であり、また、水通し天端厚が現行の基準 3.0mを満たしていないことより、工法比較検討の結果、上流腹付けコンクリート工法による補修が選定された。ボーリング調査で、基礎の状態について異常ありとした判定「2」の堰堤 C については、現状の安定計算結果から支持力に問題なしと判断され、水通しの天端厚不足のみを解消する工法が選定された。

(5) 課題

- ・今回報告した 3 つの調査事例から、既設砂防堰堤の現況状態の把握に必要な項目の抽出・判定を行ったが、対象施設数が 3 つと少なかった。そのため、今後は堰堤補修の設計検討に適した評価となるよう、調査事例を増やし評価項目を修正していく必要がある。
- ・設定した①～③の判定項目についても、その状態によって判定に重みをつけ、より実現象に則した評価内容となるよう改善していく必要がある。
- ・今回調査では実施していないが、点的なボーリング調査結果を補う目的で、弾性波探査等の二次元探査が有効であると考えられる。今後は業務の予算や堰堤の規模等を勘案し、可能であれば複数の調査手法を用い、堰堤評価の精度を向上させていきたい。

参考文献

- 1) 尾関信幸, 森俊勇, 星野和彦: 練石積砂防堰堤(粗石コンクリート構造)の特性と重点的な管理・補修施設の考え方, 平成 22 年度砂防学会発表会概要集
- 2) 広島県土木局: 広島県 砂防堰堤修繕方針, 2014
- 3) 杉崎亮太, 萬徳昌昭, 石田哲也: 老朽化砂防堰堤における物理探査を用いた解析 モデル構築について, 平成 23 年度北陸地方整備局管内事業研究会
- 4) 財団法人広島県建設技術センター: 砂防技術指針, H21.4
- 5) 国土交通省砂防部保全課: 砂防関係施設点検要領(案), H26.9

調査現場における簡易ドローン（無人飛行体）の有用性について

宇部興産コンサルタント株式会社
調査部 鬼村 雅和

1. はじめに

最近、低価格のドローンが急速に普及し、一般の人も容易にドローンを入手し、手軽に空撮を行えるようになった。

今回はこの低価格のドローンを用いて、地質調査の現場においてどのような事に利用できるかを検証した結果を報告するものである。

まず、検証に利用した無人飛行体についての説明である。そもそも無人飛行体は様々な呼び名があり、例えばUAV、ドローン、マルチコプター、クワッドコプターなどを耳にした事があると思われる。

『UAV』というのはUnmanned Aerial Vehicle の頭文字をとった言葉では無人航空機を示す。これは通常の有人航空機に対するもので、人が乗っていない航空機をさすものであり、あくまで航空機そのものである。実際は軍事用として使用される事が多い。

『ドローン』はロボットを意味する言葉で、遠隔で人が増収する UAV と異なり、予め決められたコースに沿って飛行したり、プログラムにより自律制御される意味合いが強いものとなっている。『クワッドコプター』などはローターの数を意味し、クワッドは4つ、ヘキサコプターなら6つ、オクタコプターは8つとなり、それらを総称してマルチコプターと呼んでいる。そのため、今回使用する飛行体はドローンもしくはマルチコプターと呼ぶのが適している。

今回検証で使用したドローンは DJI 社製のローターが4つのクワッドコプターで価格は15万円程度のものである。

機体	
バッテリー	DJI 5200mAh Li-Po Battery
重量 (バッテリー&プロペラ含む)	1242g
推奨積載量	< 1300g
最大積載量	1350g
ホバリング精度 (Ready to Fly)	垂直: 0.8m、水平: 2.5m
最大ヨー角速度	200° / s
最大傾斜角度	35°
最大上昇/下降スピード	上昇: 6m/s、下降: 2m/s
最大飛行速度	15m/s (お勧めしません)
モーター間の対角距離	350mm
ジンバル	
稼働電流	制時時: 750mA 動作時: 900mA
コントロール精度	±0.03°
コントロール角度	ピッチ: -90° ~ 0°
最大アングルスピード	ピッチ: 90° / s
カメラ	
稼働環境温度	0°C ~ 40°C
センサーサイズ	1/2.3"
ピクセル	14メガピクセル
解像度	4384 × 3288
HDレコーディング	1080 p30 / 1080 i60
レコーディングFOV	110° / 85°
リモートコントローラー	
稼働周波数	922.7MHz ~ 927.7MHz
通信距離 (開けた場所)	約700m
受信機感度 (1%PER)	-97dBm
転送パワー (EIRP)	100mW
稼働電流 / 電圧	70mA @ 6V
バッテリー	単3乾電池 × 4
レンジエクステンダー	
稼働周波数	2412MHz ~ 2462MHz
通信距離 (開けた場所)	約700m
転送パワー	20dBm
電力消費	2W

表-1 検証用ドローン性能一覧表

2. 検証結果事例

(1) 全体的な地形状況の把握

従来では地表からの写真や、地形図を用いて打合せ等で地形の説明を行っていた。しかしながら、地形に慣れた人に説明するのであれば問題はないが、地形に詳しくない人に説明する場合は説明に困る事があり、意図が通じない事もある。

そこで、山口県美祢市の秋吉台の『カルスト地形』を説明する際に、空撮写真を使用して説明を行ってみた。

秋吉台は、『カルスト地形』として非常に有名であるが、『カルスト地形』が実際にどのような地形であるのか説明してもイメージを湧かせにくい。

写真-1 の様に地表付近からの写真であれば、単なる台地にしか見えない。

そこでドローンを飛行させ上空から撮影したのが写真-2 である。

この写真は上空 120m から秋吉台を撮影したものである。

地表からでは分かりにくかったドリーネがよく観察する事が可能であり、『カルスト地形』の特徴がはっきりと表れている。

この写真を見せながら地形について説明を行うと、『カルスト地形』を説明する事が非常に行きやすく、説明対象者にも容易にイメージを作る事ができ、打合せもスムーズに進行した。

従来であれば空撮に多額の費用が必要であり、打合せのために空撮を行う事はなかったが、ドローンをいければ容易に撮影する事ができ、打合せもスムーズに行われた。



写真-1 秋吉台の地表付近からの風景



写真-2 秋吉台の空中からの写真

この空中からの写真は大局的な地形の把握だけではなく、局所的な地形の把握についても非常に有効的である事も実証した。

写真-3は山口県山口市の長門峡の活断層を上空45mから撮影したものである。

使用したドローンはカメラを地表に対して垂直にする事が可能である。この様に、局所的な地形を撮影し、説明用とする事も可能である。



写真-3 長門峡の活断層

(2) 静止画を用いた現場説明用資料に用いた事例

業務を行っている時、平面図がない状態で作業を行わなければならない事がある。以前であれば、森林基本図やその他の市販されている地図を用いて平面図の代わりとしていた事が多いと思う。

そこで、その様な平面図のない作業箇所においてドローンを飛行させ静止画を撮影し、平面図の代わりとして利用できないかを検証した。

写真-4は、平面図のない箇所でオーガボーリングを実施した時に使用した上空からの静止画である。

検証用に利用したドローンに搭載されているカメラは静止画モードで1.4Mpixelの解像度での撮影が可能となっており、A3用紙程度であれば、非常にきれいに印刷する事が可能である。

現時点でのリアルタイムの写真に調査位置や地質情報を書き込む事が出来るので、打合せ時にも平面図以上に有効な資料として利用できる事が判明した。



写真-4 打合せ資料例

また、現場が遠く離れている時などにも上空からの写真があれば写真を E-mail で送信して、電話での打合せであってもあたかも現地で打合せしているかの様に説明できる。



写真-5 現場説明用写真(その1)



写真-6 現場説明用写真(その2)

(3) 人が直接目視できない法面の点検に用いた事例

斜面の点検において従来であれば人が斜面にロープを張って直接斜面を観察する事が多かったが、作業員の安全性の確保など色々な問題があった。

そこで、斜面にドローンを飛行させ斜面の点検が可能であるかの検証を行った。検証を行った斜面は、山口県内の崩壊斜面で 1:0.6 の急勾配の斜面である。

ドローンを斜面 3.0m 付近まで近づけて斜面を動画ならびに静止画で撮影した。

この結果、斜面に吹き付けられたモルタルに亀裂が生じている事を確認する事ができた。



写真-7 検証実施法面



写真-8 上空から見た斜面崩壊現場



写真-9 モルタルに生じた亀裂

斜面点検の方法としては、下記の通りとした。(※斜面に近づく必要があり、GPS 信号が弱かったため)

- ① GPS 電波の受信感度の良い場所を探す(離着陸 Point) ⇨ 今回は斜面頭部とした
- ② 離陸させ斜面全体の撮影が行える場所まで飛行させる ⇨ GPS 電波の受信のため
- ③ 機体操縦者とカメラ撮影者に別れて作業を実施する ⇨ 安全性を高めるため
- ④ ドローンの搭載カメラを動画モードにして斜面に近づけ、斜面全体の状況を撮影する
⇨ 操縦者はカメラ撮影者の指示を聞きながらドローンを目視させ操縦に専念する
(事故防止)
- ⑤ 異常箇所を発見した場合は再度、斜面に近づき解像度の高い静止画モードで撮影を行う。

ドローンが安定した飛行能力を有するのは、GPS の信号によって自機体を制御しているからである。

今回実証した谷部の斜面など、GPS の電波信号の弱い場所においては、機体の操縦者とカメラの撮影者に作業を分担した方が安全な作業が行えると考ええる。

(4) ドローンの問題点とその対策

急速なドローンの普及によって、社会の中においても事故や悪用の事例が多く見られるようになった。

例えば、YouTube などではドローンの事故の動画等が多くアップされている状態となり、中には悪ふざけを行っている動画も見られる。

最近では、首相官邸にドローンを落下させるテロ行為とも思える事件も発生している。

ドローンの事故では墜落や人身事故が上げられる。墜落の主な原因としては不慣れな操縦技術やバッテリーの不具合や整備不良が考えられる。

主要メーカーのドローンの電源を入れるのはコンベネーションスティックコマンドという方法でプロペラの回転のオンオフを行うが、飛行中に電源オフコマンドを送信して墜落するという事が多い。

また、バッテリーはリチウムポリマーバッテリーを使用している事が多い。バッテリーを複数結合させて1つのバッテリーとして使用しているため、1つのセルが破損すると即墜落につながるケースが多く報告されている。

整備不良についてはプロペラの破損に気づかずに飛行させる事が墜落の原因となっている。

事 故

種 別	原 因
墜 落	不慣れな操縦技術 バッテリーの不具合 整備不良
人身事故	危険性の認識の甘さ 人が多い場所での飛行

表-2 ドローンを用いた事故の種別と原因の一覧

悪 用

種 別	原 因
テロ	爆薬を搭載しての飛行
盗撮	高層マンションでの使用

表-3 ドローンを用いた悪用の例

悪用については、先ほども述べたように首相官邸にドローンを墜落させた事例のようにテロに利用されたり、構想マンションの盗撮に使われたりという事が考えられる。

現在、ドローンの飛行については高度 250m までの飛行であれば特に制約なく飛行させる事が可能である。これについて、国土交通省では業務利用については法整備の検討を、個人利用についてはガイドラインの制定を行う予定となっているらしい。

ルールを守れば調査の現場においても非常に有効なツールとなりえると考えられるドローンがあるので、今後の動向に注意しながら利用していきたいと考えている。

深掘り技術の向上について ～岩盤ボーリングを事例として～

協和地建コンサルタント株式会社

工務部 井上 晃

1. はじめに

私たちが行う地質調査の中でも、地下深くの地質情報を調べる岩盤ボーリングは重要な調査手段である。特に 100mを超える掘削では、ボーリング技術の良し悪しはその後の解析や計測等に大きく影響する。そのため、精度の高い地質評価を行うには深掘り技術の向上が必要である。

本発表では、一般的な岩盤ボーリングの掘削方法を述べるとともに、作業の注意点や工夫について、過去に経験した 110mの斜掘り（斜め方向 45°）と鉛直方向 120mの岩盤ボーリングの事例を交えて紹介する。

2. 計画・準備

岩盤ボーリングにおける計画・準備時のポイントは以下のとおりである。

①適切な搬入方法・足場仮設計画

乗込み前に現地踏査を行うことにより、各現場に合った搬入方法や足場仮設を計画する。

②適切なボーリングマシン・ツールの選定

指定された掘進長・掘削径に合ったボーリングマシンを選定する（巻上・油圧能力等）。

各現場の地質に合ったツールを選定する（ダブルコアチューブ等）。

③掘削水の確保

現場状況や調査内容に応じて削孔水の確保を行う。特に透水試験等が調査内容に含まれる場合は、大量の水が必要となるため、大型のタンク（5～10m³）を設置する。

3. 掘進技術

(1) 掘進技術ツール

岩盤ボーリングには、一般的にダブルコアチューブ（写真-1）が用いられる。ビットは通常ダイヤモンドビット（インプリタイプ）を使用しコアリングを行うが、最近は粘性土・破碎帯等の正確なコアリングが求められるため、特殊軟岩ビット（写真-2）が使用される。



写真-1 ダブルコアチューブ

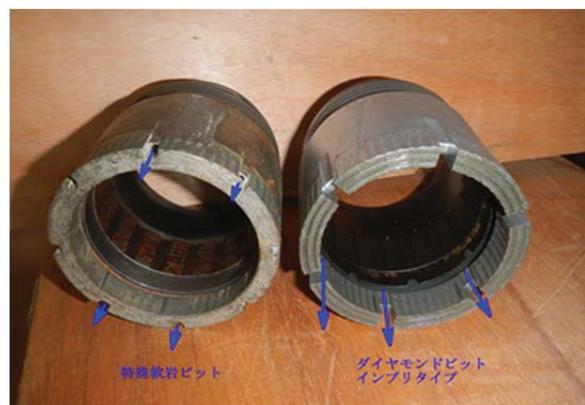


写真-2 ダイヤモンドビット
(左ボトム, 右インプリ) 流水方向の違い

(2) 掘進前の準備 (ダブルコアチューブのセット)

現場での掘進前の準備は、以下の流れで行う。

- ① インナーエクステンションにコアパックを収納する
- ② リフターケース、コアリフターをセットする (内管部分完了)
- ③ リーマ・ビットチューブの取付
- ④ ダイヤモンドビット・特殊軟岩ビットの選定を行い取付ける (外管部分完了)
- ⑤ コアチューブ→マッドチューブ→セジメントチューブの順で孔内に降下させる

(3) 掘進作業 (コアリング)

1) 掘進作業中の注意点とその対応

掘進作業中の注意点とその対応について、以下の表にまとめる (表-1, 2, 3)。

表-1 速度・送水圧力の変化への対応

速度・送水圧力の変化		
原因	注意点	対応
粘性土に変化	速度が早くなる 送水圧力が上昇する	・掘進をストップして回転だけを与える ↓ <圧力が下がらない場合> コアチューブを回収する <圧力が下がった場合> 再度水圧等を調整して硬くなる所まで掘進を行う
風化・劣力部に 変化		・コアチューブを回収する ・特殊軟岩ビットを使用する
土質の変化	送水圧力の変化	・速度の変化と同様の対応を行う
全漏水 ポンプの不良	送水圧力の急激な低下	・口元の掘削水の確認を行う ・送水ポンプの確認を行う

表-2 エンジン音の変化への対応

エンジン音の変化		
原因	注意点	対応
コアづまり	掘進中に急にエンジン音が軽くなり進まなくなる	・コアチューブを回収する (給圧を上げると掘進可能だが、掘進速度が低下し、すぐにまたコア詰まりが発生する)
孔壁のせり出し ・崩壊	掘進中に急にエンジンに負荷がかかる	・コアチューブを回収する

表-3 その他注意点への対応

その他注意点	
注意点	対応
ロッドの継目からの漏水	<ul style="list-style-type: none"> ・継目にシールテープを巻く ・掘進長が増すにしたいがい、若干送水量を増やす (特に特殊軟岩ビット使用時)
ケーシング管尻の崩壊	<ul style="list-style-type: none"> ・管尻は出来るだけ良い岩盤に付ける
孔曲がり	<ul style="list-style-type: none"> ・掘進孔径に近いロッドを使用する ・摩擦・曲がりがないロッドを使う ・適切な回転数・給圧・地盤と相性の良いビットを選定する ・なるべく長いコアチューブを使用する
孔内の崩壊	<ul style="list-style-type: none"> ・スライム排除をしっかり行う ・ケーシングの挿入・セメンチング

変化が発生した際の判断をミスすると、コアを流失する可能性や、最悪孔内事故が起きることも考えられるため、すばやく対応する必要がある。常に耳と目に細心の注意を払い、コア採取率 100%を目指す。

2) 特殊軟岩ビットを使用しての感想

特殊軟岩ビットを使用する利点と、実際に使用した感想は以下のとおりである。

- ・硬岩用ダブルコアチューブ本体を基本とするため、ツールの交換が手軽に出来る。
- ・掘進時にコアに直接水が当たらないため、粘性土・破砕帯等のコアの採取率が上がる。
- ・地層の悪い箇所を掘進するので、どうしても掘進速度が遅くなる。
- ・送水は清水よりもポリマー系泥水添加剤を使用した方が採取率が上がる。ただポンプ圧力がかかるので注意が必要。
- ・先端のシューはノーマルタイプとコアリフタータイプとあり、粘性土が多いか礫系が多いかで使い分ける。選定をまちがえると、コアの落下やコアづまり等が起きる。

(4) 掘進完了後

1) コアチューブの回収

ロッドの回収は速やかに行うが、ロッドホルダー使用時に指詰めには注意する。

2) コアチューブからのコア出し作業

- ・コアが破砕されパックが破れたり、破れそうな箇所にはテープで養生を行い、収納・運搬時に乱れないようにする。
- ・コア箱収納前のカッター切断部分に関しても、テープで養生を行ってから切断をする。
- ・収納時もコアは丁寧に扱う。

(5) 削孔水管理

削孔水管理の目的として、スライムの排除、ビット刃先の冷却、ロッドの回転抵抗の減少、孔内の保孔がある。削孔水管理の注意点は以下のとおりである。

- ・ イージードリルに関しては、使用中に徐々に粘性が低下する傾向があるため、こまめに添加して粘性を調整する。
- ・ 掘進するとスライムが発生するが、岩盤ボーリングはスライムも細かいため、スライム留めのタンクを設置して沈殿させて使用する。一緒に水とスライムを回さないように注意する。
- ・ 孔内試験（透水試験等）がある場合は添加剤を使用せず清水で掘進を行う。

4. 現場条件への対応策

各現場の地質状況や掘削条件をふまえ、現場に合った対応策を検討する必要がある。今回は斜掘りの岩盤ボーリングの事例を紹介する。

以下に、斜掘り（写真-3）と鉛直掘り（写真-4）の違いの例を述べる。

- ①掘進時に穴が曲がりやすい
- ②スライムの排除が難しい
- ③ロッドが孔壁をたたき、孔内の崩壊が起きやすい
- ④コアチューブ、ロッドの昇降時に時間がかかる
- ⑤より切れの良いダイヤモンドビットを選定する
- ⑥よりしっかりとした足場、やぐらを組み立てる必要がある

次に、上記の①②③への対応策と⑥への対応策の事例を述べる。



写真-3 全景（斜掘）



写真-4 全景（鉛直）

1) セジメントチューブへのブレ止めの取付け (①②③への対応策の例)

φ66mmの場合はセジメントチューブ (写真-5,6) とロッドのクリアランスは少ないが、φ86mmの場合はセジメント内に振れ止め(写真-7)を取り付ける。



写真-5 セジメントとマッドチューブ



写真-6 セジメントチューブ



写真-7 ブレ止めの取付け

2) 足場・やぐらの組み立て (⑥への対応策)

斜面の岩盤がむき出しとなった所での足場仮設・斜めボーリングのため、通常の足場仮設以上に気を使い作業を行う。

縦軸部分には、ハンマードリルで削孔し鉄筋を挿入し単管のずれを防止した。斜掘りのため反力を得るために岩盤にアンカーボルトを打込み、レバブロックで引張り反力を得た(図-1, 写真-8)。

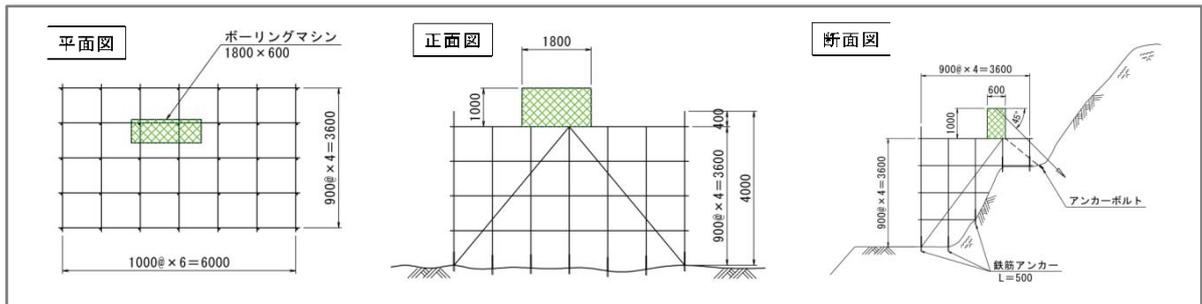


図-1 足場仮設図



写真-8 アンカーボルト設置状況写真

5. 現場での失敗例

特にコアについての現場での失敗事例とその対策について、以下の表にまとめる（表-4）。

表-4 失敗事例とその対策

注意点	対策・対応
コアのカットミス	<ul style="list-style-type: none"> ・コアチューブから慎重にコアを取出し、掘進長と実際のコア長を確認する ・亀裂面の合致を確認して、ずれがないようにマジックでマーキングをしてから切断をする
収納方向の間違い	<ul style="list-style-type: none"> ・コアパックに矢印の付いた物を使用する ・コアパック収納時に矢印の方向を統一する ・コア取出し時には、樋にも矢印を書き、パックの矢印と同一方向に取出す
コアの落下	<ul style="list-style-type: none"> ・再度ダブルコアチューブを慎重に孔底に降下させる ・送水（極力少なめ）を行いゆっくり回転を与えて、コアに被せていく ・新たな深度まで掘進を行い、コアリフターを効かして回収する
ウォータースイベルの巻付き	<ul style="list-style-type: none"> ・ウォータースイベルにグリスを充填する ・ホースの延長を長くしない ・エンジンの回転を調整し、なるべくロッドが振れないようにする

6. まとめ

このような深掘りにおける正確な調査ボーリング技術によって、重要構造物の地下構造やダムサイトの透水性調査などに必要な計測や測定などの精度向上につながると考えられる。

最近の異常気象から引き起こされる災害や想定外の大災害などに対処すべく、施設や設備などが建設される機会が増えると考えられ、地下深部の地質情報がさらに多く求められると思われる。

ボーリング調査は建設物の地下調査という目立たない業務ではありますが、安全安心を下支えする重要な仕事と考え、引続き技術の向上に努め、地道に精進していきたい。

古生代泥質岩類・泥質片岩分布地における道路切土部の地質調査解析事例

株式会社荒谷建設コンサルタント
岡山支社 技術部 内田 澄夫

1. はじめに

切土斜面は、一般に地質が複雑であり、どの範囲や深度ですべりが発生しやすいかなどについては予測が難しく、また、崩壊や変状が生じてもその規模、事業工程等により、ボーリング等の調査は少ない数量で、もしくは短期間で行わざるを得ないことがある。本報告の事例1では、1本の調査ボーリングにより対策工設計に必要な地質資料の収集整理を行った現道切土部の調査事例について、事例2では、調査から対策工設計までを約2ヶ月間で遂行した、橋台近接斜面で発生した地すべり崩壊に関する調査解析事例について紹介する。

2. 事例1〔現道切土部調査事例〕

2.1 概要

調査地は、標高200～250m程度の東北東向きの斜面であった。周辺の地質は、泥質片岩(Psct)が優勢の三郡変成岩類(これより片岩類と略す)を基盤とするが、片岩類を貫くヒン岩(Po)の小岩脈も認められた。調査対象斜面では、勾配が50～60°の自然斜面のなかに旧滑落跡があり、現道Aの切土のり面勾配は1:0.3～1:0.4(≒73～68°)であった。

本件は、図1に示すように旧滑落跡付近で調査ボーリングを1本実施し、現道Aの斜面

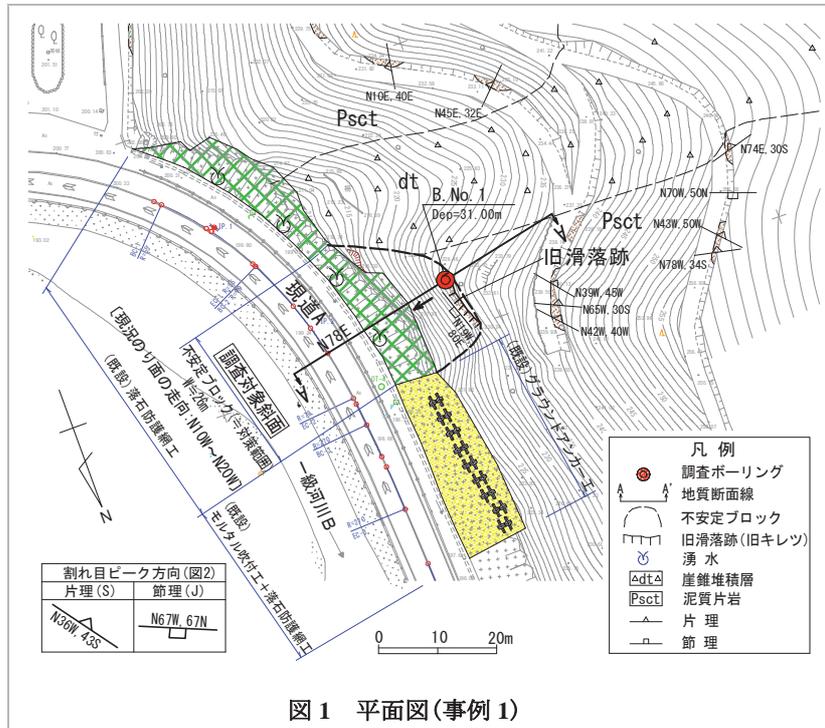


図1 平面図(事例1)

崩壊に関する対策工設計に必要な崩壊面想定等の地質資料のとりまとめを行ったものである。

2.2 調査結果

1). 泥質片岩の割れ目特性

泥質片岩では片理が明瞭に発達していたが、規則性のある節理も観察された。このため、片理、節理における走向・傾斜の卓越性をみるために、シュミットネットを用いて解析を行った。その結果を図2に示すが、これより次のことがいえる。

- (1). 片理のピークは N36W,43S 付近で認められた。走向とのり面走向との交角は 15～25°であり、斜面に対しては見かけ傾斜角が約 40°の受け盤であった。
- (2). 節理のピークは N67W,67N 付近で認められた。走向とのり面走向との交角は 45～55°であ

り、斜面に対しては見かけ傾斜角が約 54° の流れ盤であった。

2). 調査ボーリング等結果

B.No.1 の調査ボーリングは、旧滑落面より約 1m 道路側で実施した。これより以下の事項が判明した。

- (1). 厚さが 1.5m の礫質土状風化部の下位には、岩片状コアとして採取される軟岩 I クラス (CL ~ DH) の泥質片岩が GL-7.4m まで分布していた。
- (2). GL-7.4m から路面高までの間は、軟岩 II クラス (CL ~ CM) の泥質片岩が優勢的に分布し、また、地下水位付近より以深では、ヒン岩 (Po) や珪質片岩 (Qsct) も確認された。これらの岩盤は、斜面に対して受け盤状に分布すると考えられた。
- (3). 勾配が 40° 程度の片理が明瞭な柱状コアを供試体として超音波伝播速度 (vp)、圧縮強度 (σc) を測定した。軟岩 I、II クラスの泥質片岩では、vp=1,370、2,440m/s、σc=4.8、8.1N/mm²の値が得られた。

これらの調査結果については図 3 に示した。

2.3 考察

1). 崩壊面設定の必要性

旧滑落面には軟岩 I 相当の泥質片岩が露出していたため、B.No.1 で確認された軟岩 I も不安定と判定し、さらに、次のことから軟岩 II のなかにも崩壊面を想定する必要があると考えた。

- (1). 一般に“弾性波速度が 2.5 km/s 以上の中古生層は崩壊しないと考えてよい”といわれているが、軟岩 II では柱状コアでも vp=2.4km/s であり、さらに、圧縮強さが σc=8.1N/mm²と小さいことなどから“軟岩 II について

も 1:0.3 ~ 1:0.4 の現切土勾配では長期的には不安定であり、対策が必要”と判定した。

- (2). 対策工としては、標準安定勾配値で切土するよりも、現況切土のり面にグラウンドアンカー工や切土補強土鉄筋挿入工等の抑止工を施工することで安定化を図る方が現実的と考えられたが、この抑止工の設計においては、現況切土のり面の背後に崩壊面を想定する必要がある。

2). 崩壊面等の設定

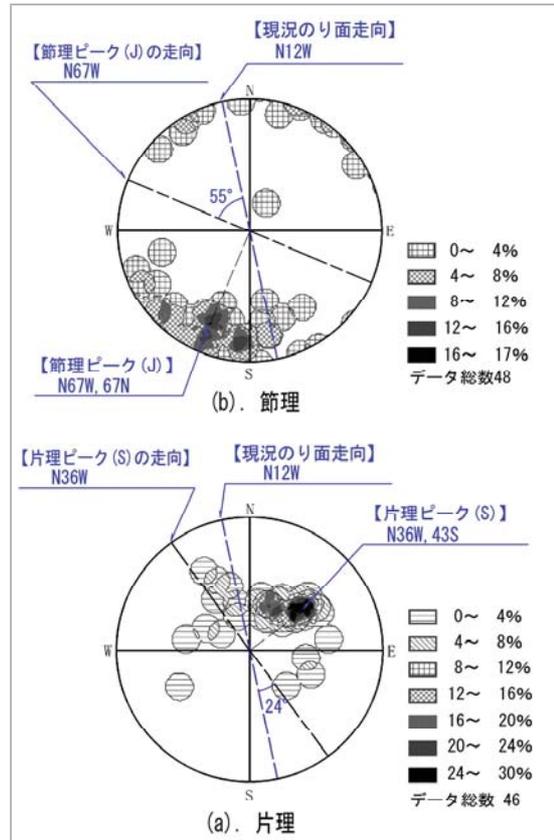


図 2 シュミットネット投影図(下半球投影)

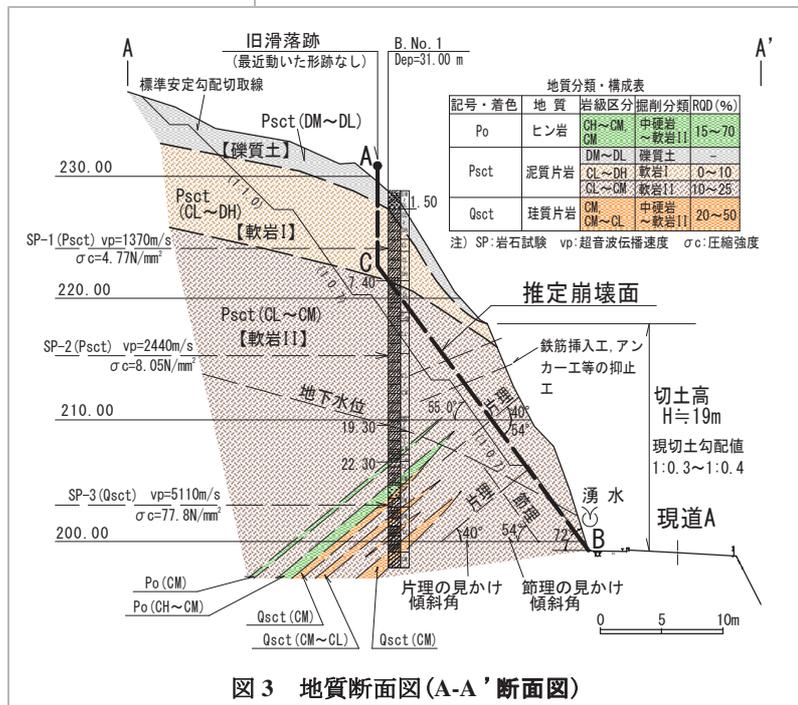


図 3 地質断面図(A-A' 断面図)

も 1:0.3 ~ 1:0.4 の現切土勾配では長期的には不安定であり、対策が必要”と判定した。

- (2). 対策工としては、標準安定勾配値で切土するよりも、現況切土のり面にグラウンドアンカー工や切土補強土鉄筋挿入工等の抑止工を施工することで安定化を図る方が現実的と考えられたが、この抑止工の設計においては、現況切土のり面の背後に崩壊面を想定する必要がある。

2). 崩壊面等の設定

旧滑落面は、走向がのり面と平行状で傾斜が 80 ~ 90° であったことから、図 3 における滑落位置 A より鉛直線を引き、次に、のり尻位置 B からスタートして B.No.1 の GL-7.4m(軟岩 I の下面)を通る直線と A からの鉛直線との交点を C とし、A-C-B を崩壊面として想定した。A-C-B のなかでも C-B のさらなる想定理由について以下に記述する。

上野(2004)²⁾は、転倒崩壊の発生条件として次の3点をあげている。当地の片岩類はこの3点を概ね満たしており、受け盤型崩壊の発生も予測された。このため、A-A' 断面図において片理と概ね直交する流れ盤節理に平行な崩壊面(C-B)を想定した。

(a). 条件 1: $\beta \geq \phi$ 、かつ $\beta - \alpha \geq 90^\circ$ であること。

ここに、 β : 地表面傾斜角(°)

ϕ : せん断抵抗角(°)

α : 地層の見かけ傾斜角(°)

当地では $\beta = 50 \sim 70^\circ$ 、 $\phi = 30 \sim 35^\circ$ (表1³⁾)、

$\alpha = -40^\circ$ であり、

$\beta \geq \phi$ 、 $\beta - \alpha = 90 \sim 110 \geq 90^\circ$ となる。

表 1 せん断定数の測定例³⁾

岩 級	粘板岩 (ダムサイトの例)				花崗岩 (本四連橋脚基礎の例)			
	c (kN/m ²)		ϕ (°)		c (kN/m ²)	ϕ (°)		
	範囲	平均	範囲	平均	範囲	代表値	代表値	
硬 岩	B	2,250~2,750	2,500	40~50	45	1,500~2,500	1,500	45
	CH	1,750~2,250	2,000	35~45	40	1,000~2,000	1,000	40
	CM	750~1,750	1,250	35~45	40	500~1,000	500	40
軟 岩	CL	250~750	500	30~40	35	100~1,000	100	37
	D	100以下	0	20~30	25	0~500	0	30~35

(b). 条件 2: 分離面の走向とのり面走向の交角が 30° 以下であること。

当地では片理走向とのり面走向の交角が 15 ~ 25° と 30° 以下である。

(c). 条件 3: 斜面の下部に断層破碎帯等の弱部やすき間が形成されやすい地質が存在すること。

のり面の下部には1年を通して湧水が観察され、さらに、CL ~ CM 級が優勢の片岩類のなかにヒン岩脈等の岩質の異なりがあることなどから、すき間が形成されやすい地質と考えた。なお、崩壊面 A-C-B の現状安全率⁴⁾⁵⁾、地山の単位体積重量値⁷⁾については次のとおりとした。

・ 現状安全率 $F_s = 1.05$

・ 単位体積重量値 礫質土: $\gamma_t = 19 \text{ kN/m}^3$ 軟岩: $\gamma_t = 22 \text{ kN/m}^3$

2. 4 まとめ

本件のように少ない数量の調査に基づいて設計に必要な地質資料のとりまとめを行う際には、将来的に導入が予測される対策工法を絞り込み、その対策工設計に必要な調査位置・手法を選定するなどの設計側視点にたった調査計画立案を行うことが重要と考える。

3. 事例2[崩壊新設切土のり面調査事例]

3. 1 概要

新設路線 C では、図 4 に示す左側切土部の工事中に46mm/日の降雨に伴い、引張キレッツ等の変状がすでに開通していた D 跨道橋(斜π型ラーメン橋)橋台の約5~6m手前まで迫るといふ地すべり性崩壊が発生した。本件における主な課題事項と対応策について以下に記述する。

- (1). D 跨道橋に地すべり変動が及ばないようにし、さらに、変動が橋台に及んでいないかについて明確にする必要があった。→ 【仮設押さえ盛土の緊急施工、橋台近接地点における地中変位観測(B.No.1)、および地表変位観測等を提案・実施した。仮設押さえ盛土の施工後においては、橋台付近の地中・地表変位、変状エリア内における地中歪(B.No.2、3)等は認められなかった。】
- (2). 右側橋台付近の切土高は約 23m であり、地すべりが発生した左側のり面の直高 17m よりも高いにもかかわらず崩壊が発生しておらず、この理由を明確にする必要があると考えた。→ 【すべり面を構成する断層、節理の走向傾斜等を整理することで解明できないかと考えた。】

本報告では、(1)については詳述せず、(2)および対策工検討に関する事項について主に記述する。

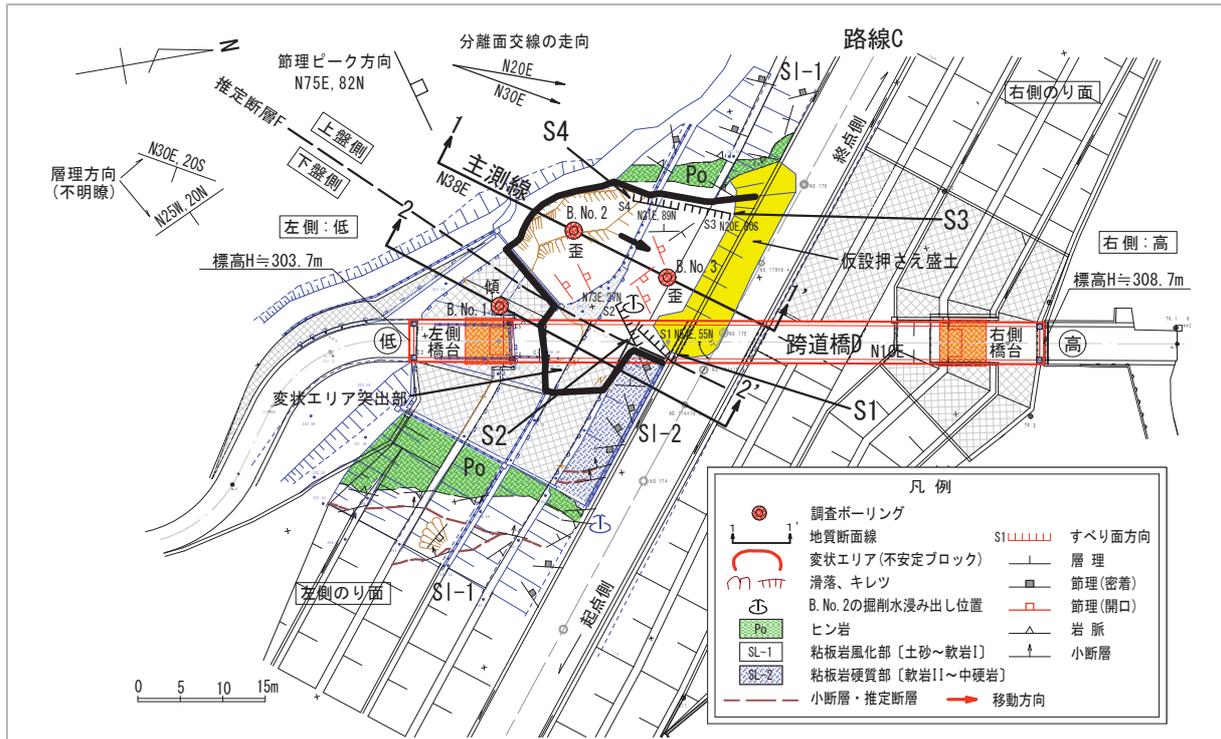


図4 平面図(事例2)

3.2 調査結果

基盤地質としては、古生代の粘板岩に対してヒン岩が貫入し、熱水変質作用により岩質が劣化していた。変状については、引張・側方キレツ、小段の沈下等が認められるとともに、橋台直下では、小段コンクリートにおけるクラック発生やコンクリートブロックの変形等が観察された。これらの地質、変状および調査位置等を図4、図5に示すとともに、調査結果について以下に要約する。

1). 地すべり崩壊の規模・分類

- (a). 斜面勾配 35°
- (b). 斜面長 27m
- (c). 不安定ブロック幅 25～30m
- (d). 移動土塊の最大層厚 8～9m
- (e). 移動土塊の分類
 - ・礫状～軟岩Iの風化・変質岩
 - ・N値=13～31～50回以上
- (f). すべり面深度コア判定⁸⁾
 - ・W1'～W2': 細粒分を多く含有した砂礫状コア
 - ・W2～W2': 層理・節理跡が認められない礫状コア

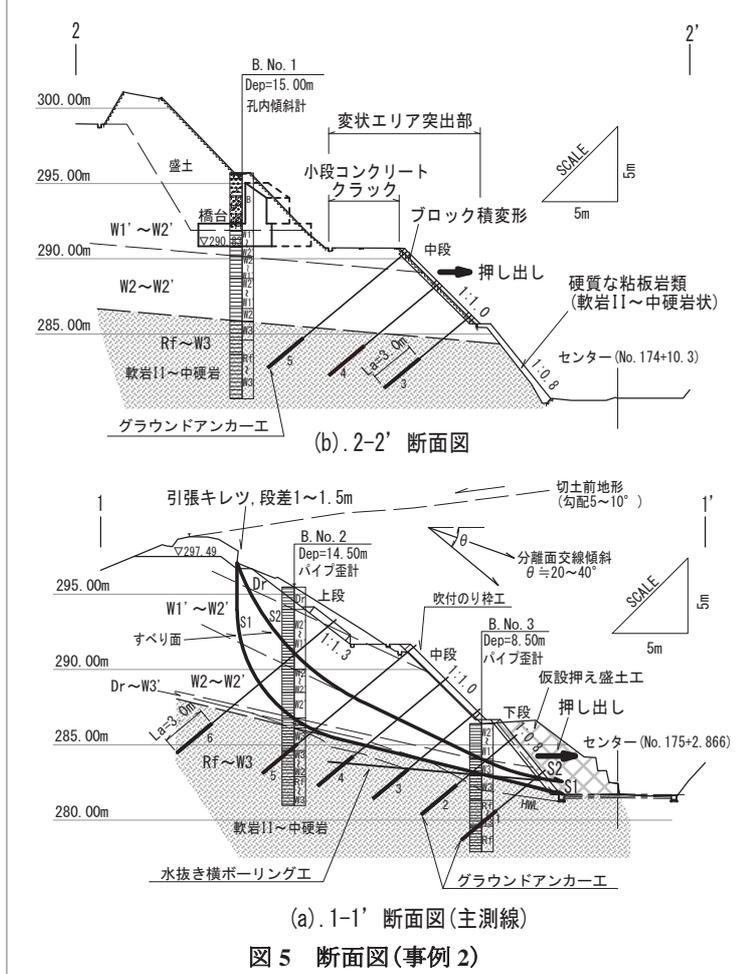


図5 断面図(事例2)

- ・ Dr : 含水比が高く、層理・節理跡が認められない破碎状コア
- (g). 地すべりの型分類 風化岩・岩盤地すべり → 末端開放型の初生地すべり
- (h). すべり面 不安定ブロックの縁辺部で観察されたすべり面の走向傾斜等について表 2 に示す。

表 2 地すべり面の走向傾斜、地質構造との関係

すべり面番号	走向傾斜	割れ目判定	確認位置	備考
S1	N54E, 55N	断層	ブロック東縁	推定断層 F 硬質な粘板岩との境界
S2	N73E, 27N	節理	同上	ボーリング掘削水の浸み出し
S3	N20E, 70S	節理	ブロック西縁	側方キレット ヒン岩脈の方向と整合的
S4	N21E, 90°	節理	同上	同上

2). 地質構造

当地の粘板岩は、層理よりも節理に沿って割れやすい岩相であった。ブロックの東側では、すべり面 S1 を構成する断層 F の存在が推定された。当該地すべりは推定断層 F の上盤側に位置し、さらに、ヒン岩脈に挟まれた土塊が動いたものと考えられた。これより節理、小断層・岩脈等の分離面の方向性について記述する。

- (a). 節理 : 節理の走向傾斜の卓越性について図 6 に示すが、N75E,82N 付近で明瞭なピークが現れている。ブロックのなかでは、この方向性の節理が開口しているのが観察された。また、B.No.2 におけるボーリング用水の浸み出し位置と B.No.2 を結ぶ方向が概ね N65E であり、さらに、推定断層 F の走向 N50E ~ N55E と調和的であったことなどから、この方向性の節理は弱部を形成しやすいと考えられた。

- (b). 小断層、岩脈等 : ブロック近傍の岩脈、小断層の走向・傾斜を図 7 に示した。岩脈等の平均走向は N20E 程度であり、この走向は主測線(横断)方向と平行に近い状態であった。

3. 3 地質構造と地すべり崩壊の関係

当該地すべりは、図 5(a) で示したように切土前の斜面方向と反対向きでのり面で発生し、また、切土直高が 20m を超える右側のり面では崩壊が発生しなかったことなどから、風化変質よりも断層や節理等の地質構造に強く支配されているといえる。ここで、すべり面を構成し、不安定ブロックの東側と西側で向かい合う断層や節理のステレオ投影図における交線方向は、くさび型崩壊の場合と同様に土塊の移動方向を現すと考えた。表 2 に示した S1 と S3、S1 と S4、S2 と S3、S2 と S4 の交線方向は、図 8 に示したように走向 N20E ~ N30E、傾斜 20 ~ 40N を示し、主測線方向と概ね平行状で右側橋台側に傾いていた。このことから次の考察を行った。

- (1). 左側のり面では、断層や節理等の分離面の交線がのり尻側に、すなわちのり面と同じ方向に傾いていたため、切土工事によりくさび型崩壊に似た形状で不安定となり、また、降雨に伴って走向 N75E の節理に沿う浸透水によりせん断抵抗力が低下し、地すべりが発生したものと考えた。

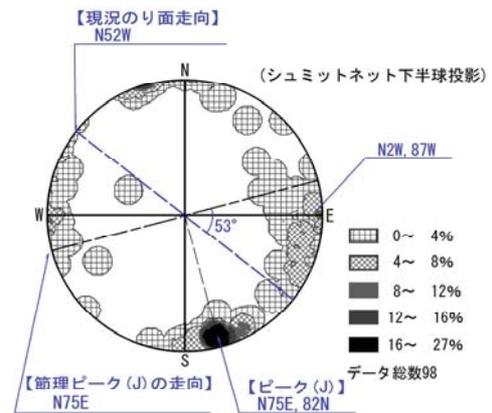


図 6 節理解析図

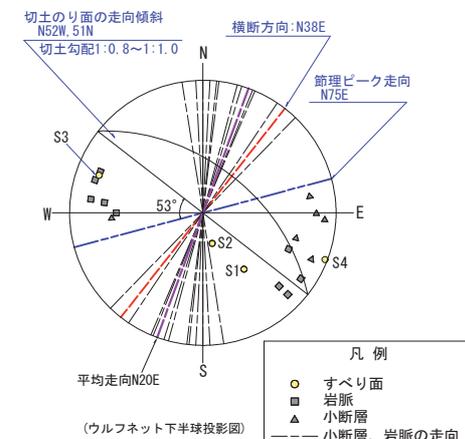


図 7 小断層、岩脈等のステレオ投影図

(2). 右側のり面で崩壊が発生しなかったのは、分離面の交線がのり面方向とは逆方向の山側(右側橋台側)に傾いていたためであり、切土工事で頭部荷重が除去された形状となったためと考えた。

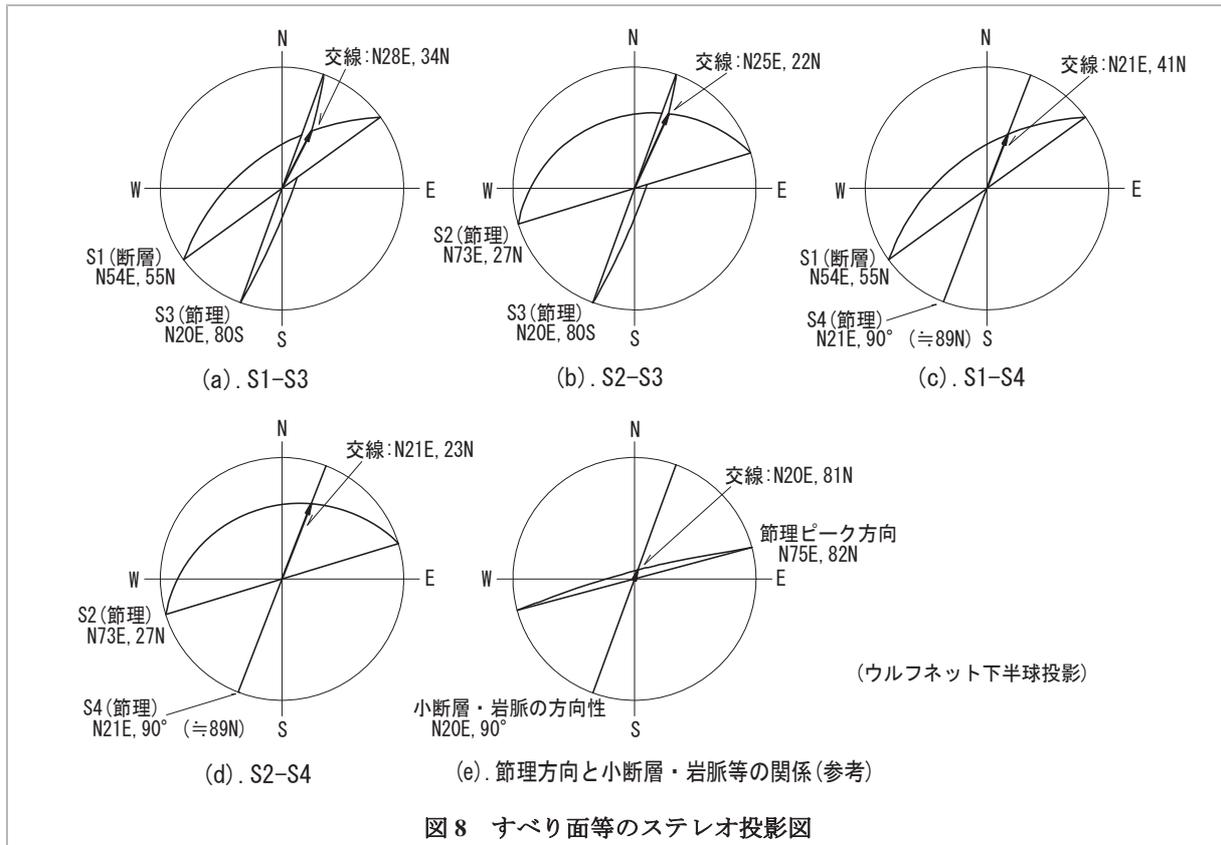


図8 すべり面等のステレオ投影図

なお、左側橋台については、地中・地表変位が認められず、推定断層 F の下盤側で変状ブロックの外側に位置することなどから、橋台付近には地すべり変動が及んでいないと判定された。

3.4 対策工法の検討

1). 対策工法の選定・検討

安定解析については、地すべり発生時の安全率⁹⁾を $F_s=0.95$ として、逆算法によりすべり面強度を設定した。次に、計画安全率 $F_{sp}=1.20$ を満足する対策工法として、図5、図10に示すように“切土工+水抜き横ボーリング工+グラウンドアンカー工”を選定した。各工法の設計方針等について以下に記述する。

(a). 切土工 : 1:1.0、1:1.2、1:1.3 の勾配値を用いて上・中段の切土線を3案描き、そのなかから下記の3つの事項を満たす切土案を採用した。

- ・切土後地形の必要抑止力(Pr)がもっとも小さいこと。
- ・切土後地形の安全率が0.95を上まわること。
- ・切土後地形のPrが $F_s=0.95$ 時のPrよりも小さいこと。

(b). 水抜き横ボーリング工 : 当該地すべりは降雨に伴って

発生しており、また、節理に沿う地下浸透水が地すべりの誘因と考えられることなどから、地下水排除を目的として横ボーリング工を計画した。

(c). グラウンドアンカー工 : 切土工および横ボーリング工後の必要抑止力に対する抑止工法とし

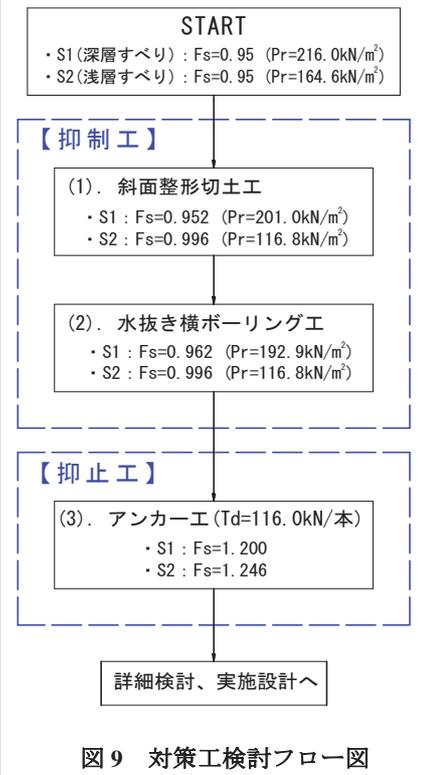


図9 対策工検討フロー図

参考文献

- 1).奥園誠之：切取斜面の設計から維持管理まで、鹿島出版会、pp.59～60、1983.
- 2).上野将司：切土のり面の設計・施工のポイント、理工図書、pp.59～61、2004.
- 3).(公社)地盤工学会：設計用地盤定数の決め方ー岩盤編一、p.49、2007.
- 4).(社)日本道路協会：道路土一のり面工・斜面安定工指針、pp.352～353、1999.
- 5).(公社)日本道路協会：道路土一切土工・斜面安定工指針(平成21年度版)、pp.376～403、2009.
- 6).(財)高速道路調査会：地すべり地形の安定度評価に関する研究報告書、pp.77～80、1985.
- 7).(一社)全国特定法面保護協会：のり枠工の設計・施工指針(改訂版第3版)、p.38、2013.
- 8).藤原明敏：地すべりの解析と防止対策、理工図書、pp.27～33、1979.
- 9).藤原明敏(谷口敏雄監修)：地すべり調査と解析 改訂版、理工図書、pp.120～121、1994.
- 10).申 潤植：地すべり工学、山海堂、p.729、1989.
- 11).東日本高速道路(株)・中日本高速道路(株)・西日本高速道路(株)：グラウンドアンカー設計・施工要領、
(株)高速道路総合技術研究所、pp.77～79、2007.
- 12).(公社)地盤工学会：地盤工学・実務シリーズ5 切土のり面の調査・設計から施工まで、pp.146～149、1998.

道路法面に発生した湧水を対象とした土構造物の調査事例

株式会社ウエスコ 西岡克知圭

1. はじめに

地下水が土構造物に及ぼす影響は大きく、土砂の崩壊や湧水による侵食などを招くことがある。本論で紹介するのは、一連の道路盛土の法面において、常時発生している湧水と降雨後に発生する湧水の2タイプの湧水を対象とした土構造物の調査事例である。

本論の調査対象は、近年、山裾に拡張整備された道路盛土である。当道路の河川側法面の一部から湧水の発生が確認され、地下水位の上昇による盛土の不安定化が懸念された。そこで、湧水の発生状況、湧水と地形地質との関連、盛土と自然地盤の土質、地下水位の変動を調査した。その結果より、湧水発生の特徴を反映した上で対策工法を検討した。

2. 湧水の発生状況

道路の河川側法面から発生した湧水は数箇所あり、その特徴は大きく2タイプある(表-1)。この湧水のタイプをもとに、常時湧水するAブロック、豪雨時に湧水するBブロックに分割した(写真-1)。

表-1 湧水の特徴

Aブロック (写真-1-①)	Bブロック (写真-1-②③)
<ul style="list-style-type: none"> ▶ 法尻の土砂部および蛇腹管から常に湧水している。 ▶ 降雨後も湧水量はほぼ変化しない。 ▶ 排水設備は法尻に蛇腹管が設置されている。 	<ul style="list-style-type: none"> ▶ 平常時に湧水はない。 ▶ 豪雨の直後に法面中腹から滝のように湧水するほか、水田からも湧水が生じる。 ▶ 法面に排水設備は見られない。



写真-1 空中写真 (Google earth) および湧水状況

3. 調査結果

3.1 湧水と地形地質の関連

調査地に見られる微地形は、小規模の扇状地（沖積錐）と崩落地形を呈する（写真-2）。沖積錐は調査地の背後にある谷の出口から円錐状に発達している。背後の谷は、人頭大以上の大きさの安山岩の転石で谷底を埋められており、かつて土石流があったと考えられる（写真-3）。普段は水無沢であるが、豪雨の直後は水の流れる音が聞こえる。土石流により谷は削剥されており、両側の斜面が急峻となっている箇所も見られた。写真-2の崩落地形は直近の斜面から崩れた崩積土の可能性が考えられる。



写真-2 調査地の微地形（1976年の空中写真）



写真-3 谷に見られる土石流堆積物

調査地に分布する地質は新第三紀中新世の普含寺泥岩層（泥岩・砂岩）である（図-1）。調査地の背後の谷から砂岩露頭が確認されたほか、すぐ近くに湧水も見られた。また、土石流堆積物は上流にある鳥越火砕岩層を発生源とする。

以上から、道路法面の湧水は土石流堆積物中の伏流水が盛土を通して湧いているものと考えられた（写真-2）。この伏流水は豪雨時のみ発生する。



図-1 調査地付近の地質

現在の空中写真（2011年）と道路拡張前の空中写真（1976年）を比較すると、道路位置はほとんど変化していない。谷部では豪雨時以外に湧水がなかったため、道路整備時に横断溝のような排水設備が設置されなかったものと考えられる。

3.2 盛土および自然地盤の土質

調査地において3箇所ではボーリング調査を実施した。調査箇所は地下水位変動の観測を考慮して、湧水発生ポイントより法面の少し上方を選定した。ボーリングコア（写真-4）より、調査地には上位から盛土、崖錐堆積物、土石流堆積物、河床堆積物が分布していることが分かった（図-3）。

盛土 (b) はシルト、砂を含む礫質土であり、層厚 0.6~2.0m と薄い。

崖錐堆積物は 2 層存在しており、上位層 (t12) はシルト混じり砂礫で透水性が良く、下位層 (t11) は礫砂混じり粘性土で透水性が悪い。下位層にはくさり礫や有機物が含まれている。

土石流堆積物 (df) は安山岩質の玉石砂礫が主体であり、透水性は非常に良く、ボーリング時も逸水している。背後の谷で見られた土石流堆積物と同じものである。

河床堆積物は黄褐色で締まっていない上位層 (sg2) と、青灰色でよく締まった下位層 (sg1) に分かれる。上位層の土質はシルト質砂礫であり、下位層の土質は砂泥互層とシルト質砂礫層に分かれる。いずれもくさり礫を多く含んでいる。

3.3 地下水位の変動

ボーリング調査孔を観測孔として利用し、地下水位観測を行った。BP-1 では降雨に関係なく常に浅部に一定の水位を保っている。BP-2 と BP-3 における地下水位は、降雨のない期間では深部にあり、豪雨直後は BP-2 で 9m、BP-3 で 3m の水位上昇を確認した。平常時では BP-3 よりも BP-2 の方が約 3.5m 低い水位を示すが、降雨に対する水位上昇量は BP-2 の方が大きく、豪雨時は水位が逆転する(図-2)。

B ブロックの地下水位は、短期間 (1~2 日間) に雨量 40mm を超えると水位上昇を始める。112mm/日の雨量の場合、降雨が始まってから 1 日で水位がピークに到達し、ピークから 2 日後に平常水位に戻る。水位の低下速度は BP-2 と BP-3 でほぼ変わらない。

表-2 地下水位変動の特徴

A ブロック	B ブロック	
BP-1	BP-2	BP-3
<ul style="list-style-type: none"> ▶ 常に GL-2.7m 付近の浅い水位を示す。 ▶ 降雨の影響をほとんど受けない。 	<ul style="list-style-type: none"> ▶ 無降雨時は GL-13.2m 付近に水位が存在する。 ▶ 一定量を越える降雨に反応して水位上昇し、112mm/日の雨量で約 9m 水位上昇する。 	<ul style="list-style-type: none"> ▶ 無降雨時は GL-7.4m 付近に水位が存在する。 ▶ 112mm/日の雨量で約 3m 水位上昇し、降雨に対する水位上昇幅が BP-2 よりも小さい。

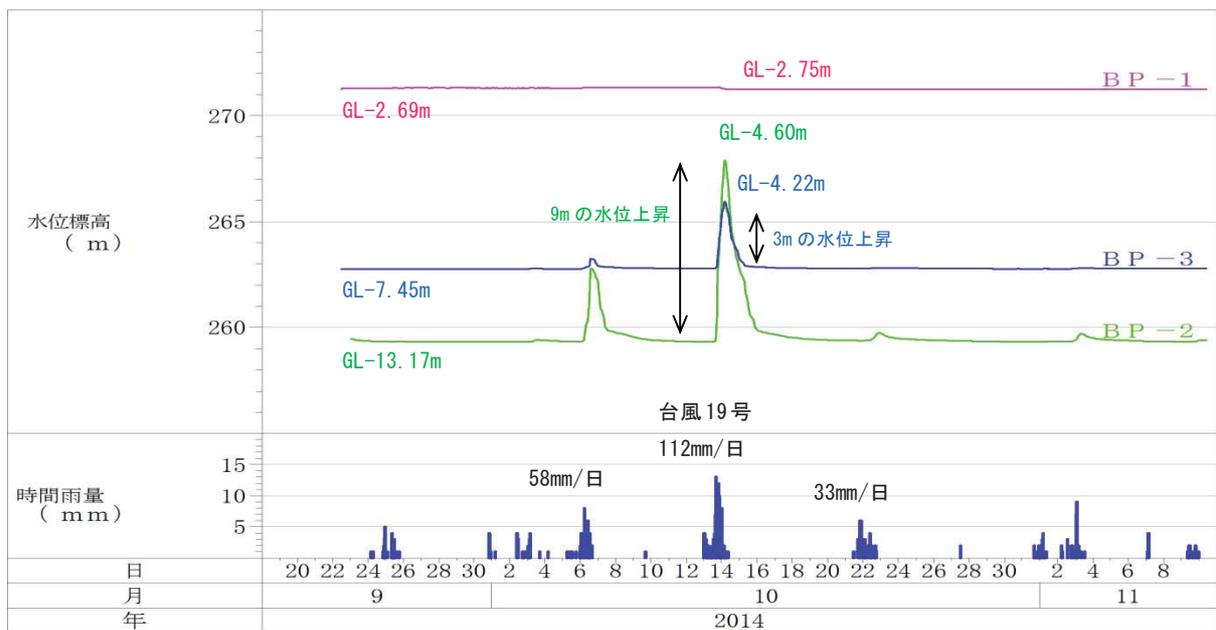
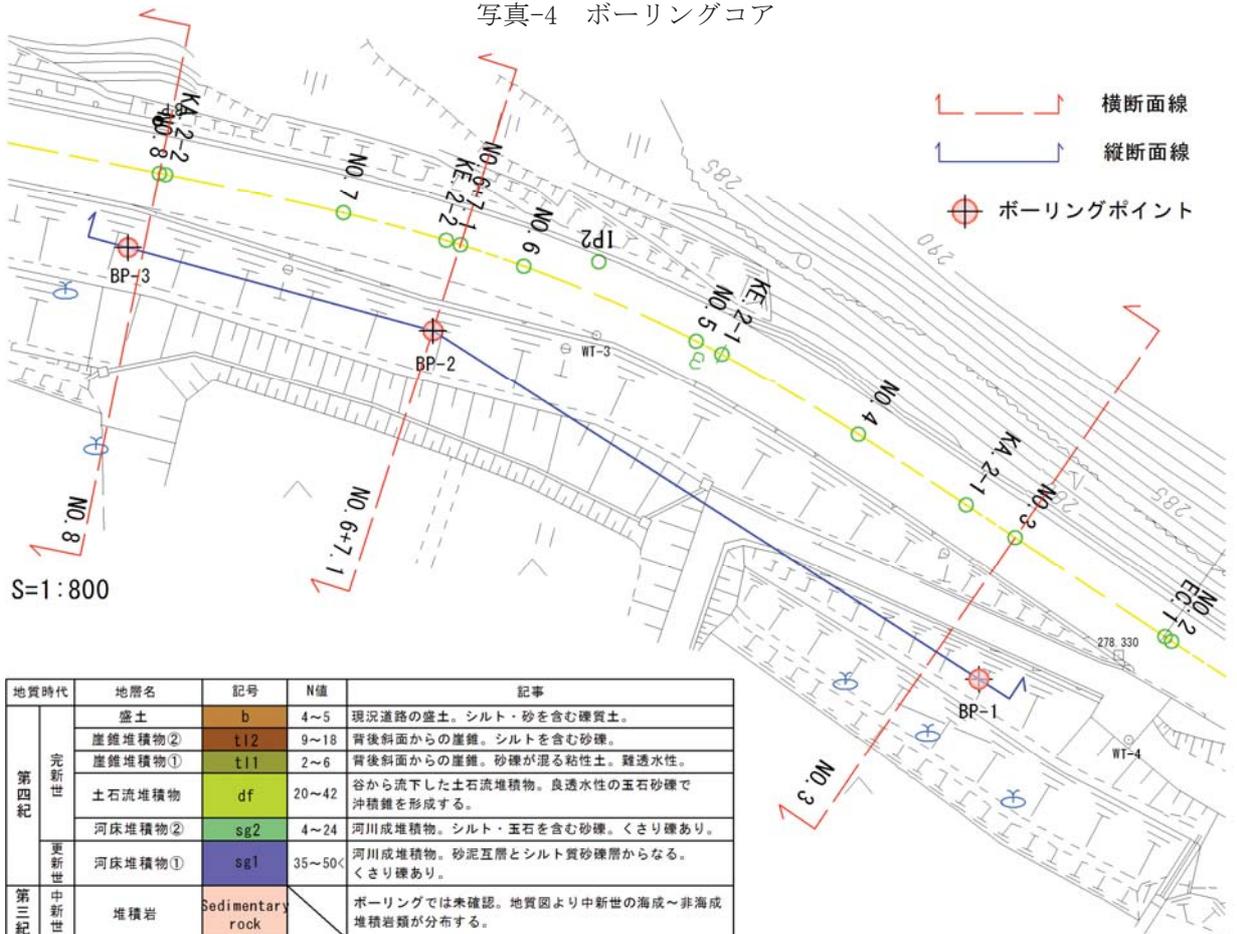


図-2 降雨量と地下水位の変動



写真-4 ボーリングコア



S=1:800

地質時代	地層名	記号	N値	記事	
第四紀	更新世	盛土	b	4~5	現況道路の盛土。シルト・砂を含む礫質土。
		崖錐堆積物②	t12	9~18	背後斜面からの崖錐。シルトを含む砂礫。
		崖錐堆積物①	t11	2~6	背後斜面からの崖錐。砂礫が混る粘性土。難透水性。
		土石流堆積物	df	20~42	谷から流下した土石流堆積物。良透水性の玉石砂礫で沖積錐を形成する。
		河床堆積物②	sg2	4~24	河川成堆積物。シルト・玉石を含む砂礫。くさり礫あり。
第三紀	中新世	河床堆積物①	sg1	35~50	河川成堆積物。砂泥互層とシルト質砂礫層からなる。くさり礫あり。
		堆積岩	Sedimentary rock		ボーリングでは未確認。地質図より中新世の海成~非海成堆積岩類が分布する。

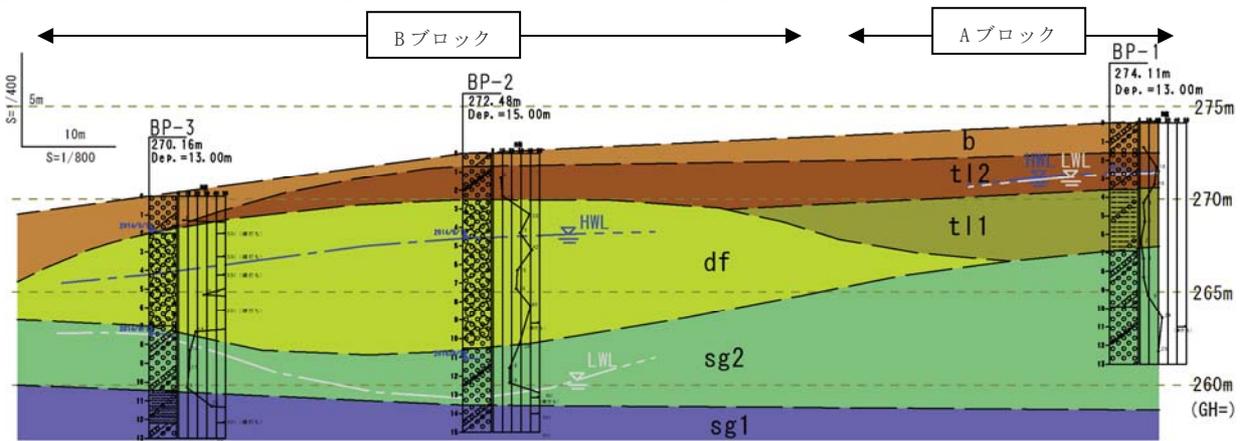


図-3 平面図および地質断面図(縦断方向)

Aブロックでは透水性の高い崖錐堆積物(t12)中に地下水位があり、法尻と高さが一致する(図-4-a)。難透水性の崖錐堆積物(t11)の上を地下水が流れているものと推測される。

Bブロックでは水位上昇時のBP-2の地下水位と法面中腹からの湧水の高さが一致する(図-4-b)。BP-2、BP-3の平常時の地下水位は河床堆積物(sg2)にあり、水位上昇時には土石流堆積物(df)まで上昇する(図-4-b, c)。土石流堆積物(df)の透水性が非常に良いため、法面および水田から湧水し、降雨が終わると2日後には湧水しなくなる。なお、日雨量112mmでは盛土(b)まで水位上昇しないことが確認できた。

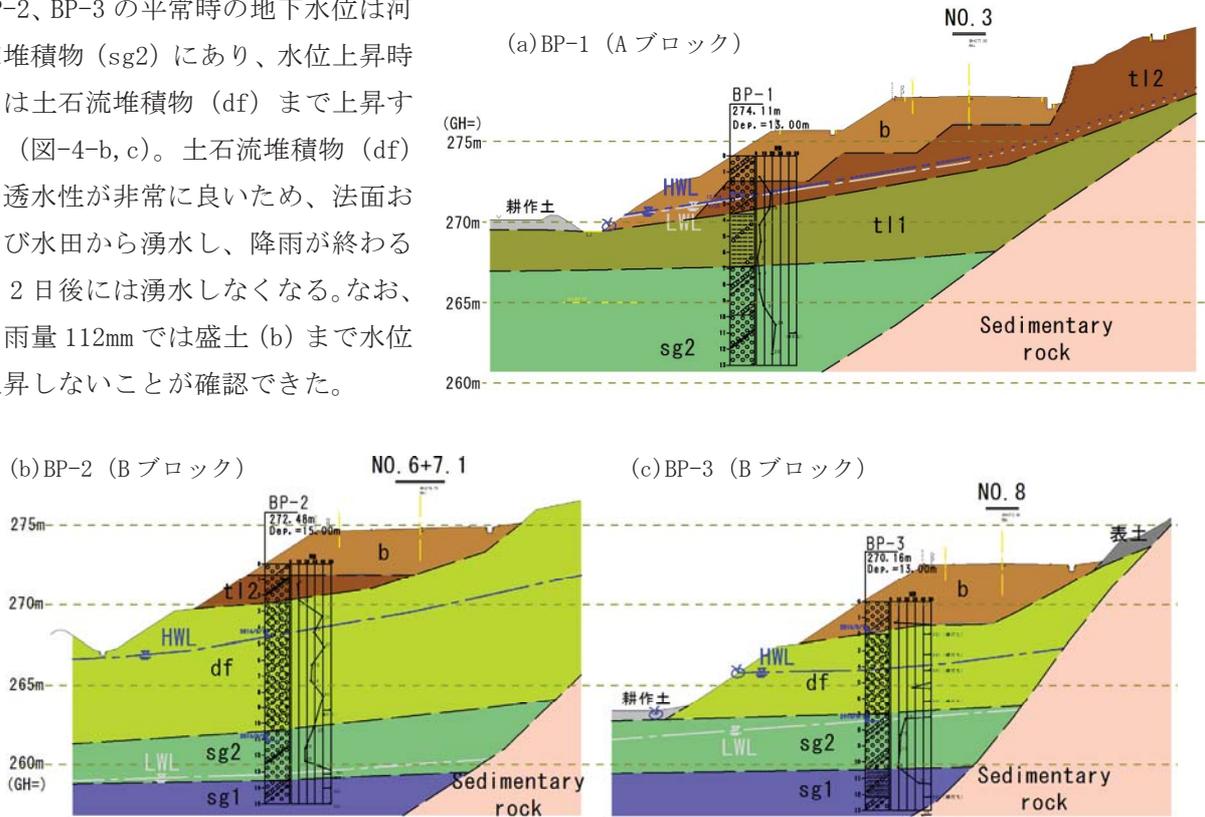


図-4 地質断面図(横断方向)

4. 湧水の発生メカニズム

Aブロックは崩落地形の末端部に位置しており、流域は直近の上方斜面のみと狭い。しかし、BP-1で常時高い水位を維持していることから、流域外の地下水が岩盤から供給されていることが考えられる。岩盤からの地下水が崖錐中を流下し、法尻に湧水を発生させているものと推察される。

Bブロックの地下水位上昇および湧水の原因は、背後の谷からの伏流水である。背後の谷を埋める土石流堆積物(df)の高い透水性と、この沢の流域の広さから、豪雨時に多量の伏流水が流れると考えられる。そして、谷の出口であるBブロックの法面に滝のような湧水を発生させるものと推察される。

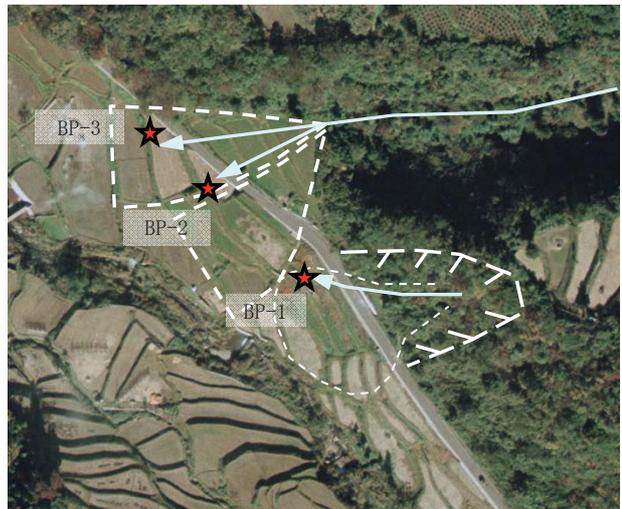


写真-5 湧水の発生メカニズム

5. 対策工の検討

5.1 ブロック別の湧水・土質の特徴

湧水の挙動の違いは、ボーリングポイントごとで異なる地下水位変動に関連しているものだった。水位変動の結果から、水位上昇による盛土法面の不安定化の可能性は低いものと考えられる。ただし、

湧水により法尻に隣接する田畑が滞水する被害を受けていることは確かであり、湧水対策は必要なものと判断された。対策工を検討するに当たり、ブロック別の要点を表-3に示す。

表-3 ブロック別の特徴

A ブロック	<input type="checkbox"/> 降雨に関係なく常に湧水があり、地下水位も常に高い <input type="checkbox"/> BP-1 の地下水位は常時、崖錐堆積物② (t12) 中にある <input type="checkbox"/> 法尻からの湧水は、盛土中の蛇腹管からだけでなく盛土から染みだしている <input type="checkbox"/> 湧水により盛土法尻が侵食を受けている他、水路に土砂が堆積している
B ブロック	<input type="checkbox"/> 短期間で 50mm を超える降雨時に地下水位が上昇し、湧水が発生する <input type="checkbox"/> 豪雨時は法面の中腹まで地下水位が上昇し、法面中腹および水田から湧水する <input type="checkbox"/> 法面は侵食されていない。 <input type="checkbox"/> 水位上昇時の地下水位は玉石砂礫主体で良透水性の土石流堆積物 (df) にある <input type="checkbox"/> 土石流堆積物 (df) は N 値が高い砂礫地盤のため支持力があると考えられる <input type="checkbox"/> 100mm/日の降水量では盛土 (b) の高さまで水位上昇しない

5.2 工法の選定

A ブロックにおいては湧水による盛土侵食が見られ、法面保護工が必要である。対策として、じゃかご工、プレキャスト法枠工、新技術のジオセル工法が提案された (表-4)。

B ブロックは、湧水が盛土に及ぼす影響は現段階では確認されないが、豪雨または長雨時には道路盛土まで地下水位が上昇する可能性もある。また、B ブロックは近隣の水田を滞水させる影響を及ぼしているため、地下水位の上昇を抑える対策が必要となる。よって、田畑の高さまで水位上昇しないように、法尻に暗渠排水を設置する工法が選定された。また、滝のような湧水が見られた箇所にはじゃかご工を設置する提案がなされた。

表-4 法面保護工の工種¹

解説 4-8-1 主なり面保護工の工種と目的

分類	工 種	目 的 ・ 特 徴	
のり面緑化工	播種工	種子散布工	侵食防止、凍上崩落抑制、植生による早期全面被覆
		植生基材吹付工	
		植生シート工	
		植生マット工	
	植生工	植生筋工	植生を筋状に成立させることによる侵食防止、植物の侵入・定着の促進。盛土のり面でのみ用いる。
		植生土のう工	植生基盤の設置による植物の早期生育、厚い生育基盤の長期安定確保
		植生基材注入工	
	植栽工	張芝工	芝の全面貼り付けによる侵食防止、凍上崩落抑制、植生による早期全面被覆
		筋芝工	芝の筋状貼り付けによる侵食防止、植生の侵入・定着の促進。盛土のり面でのみ用いる。
		樹木植栽工	樹木の生育による良好な景観の形成
苗木設置吹付工		早期全面被覆と樹木の生育による良好な景観の形成	
構造物工*	幅揃工	のり面表層部の侵食や湧水による土砂流出の抑制	
	補強土工	すべり土塊の滑動性に抵抗	
	じゃかご工	のり面表層部の侵食や湧水による土砂流出の抑制	
	プレキャスト枠工	中筋が土砂やぐり石の空詰めの場合は侵食防止	
	石張工	風化、侵食、表面水の浸透防止	
	ブロック張工		
	コンクリート張工		
	吹付枠工	のり面表層部の崩落防止、多少の土圧を受けるおそれのある箇所土留め	
	現場打ちコンクリート枠工		
	石積、ブロック積擁壁工 ふとんかご工 井桁組擁壁工 コンクリート擁壁工	ある程度の土圧に抵抗	
グラウンドアンカー工 杭工	すべり土塊の滑動力の抵抗		

*構造物工を植生工の施工を補助する目的で用いる場合は緑化基礎工と定義される。

6. おわりに

本調査により、すべり崩壊による盛土法面の不安定化の懸念が小さいと判断し、湧水対策として現場状況に適合した設計が提案できた。湧水のメカニズムが、当初考えられていた伏流水だけでないことも推察された。降雨の影響を一切受けない地下水系というのは稀なケースであり、岩盤からの地下水の供給という考えが本当に正しかったか疑問を残すところはある。地質調査・地下水調査をしなければわからないことというテーマとして良い事例であったと思っている。

[参考文献]

- (社) 日本道路協会；道路土工—盛土工指針, p. 145, 平成 22 年 4 月

噴砂を伴う湧水の地下水調査事例

(株)藤井基礎設計事務所 ○ 岡 淳一
石原 剛
藤井 次郎

1. はじめに

平成 25 年 8 月 23 日～25 日にかけて総雨量 382mm の大雨を記録し、法面の法尻部に噴砂を含む大量の湧水が発生し、舗装面が膨れ上がる現象が発生した（写真①参照）。本法面は谷部にあたり、地下水が集積しやすい地形であると考え、地下水の集積原因を究明するための調査として、調査ボーリングおよび孔内水位観測を行った。当初、湧水は地形的な素因と豪雨による地下水上昇により発生したと考えていたが、調査を進めるにつれて、別の原因が懸念されるようになり、追加調査を行いその原因を究明した。

2. 地質概要

本調査地は、日本海に面した平野の奥に位置し、標高 50m 程度のなだらかな丘陵地が広がり、海からの風によって形成された風成砂が堆積している。調査地周辺には、新第三紀中新世の砂岩、礫岩、泥質岩が分布している。

3. 噴砂を伴う湧水の状況

法尻付近に噴砂を伴う湧水が噴出し、舗装面が膨れ上がっている。



写真①. 噴砂を伴う湧水跡（上）と
舗装面の膨れ上り（右）

4. 当初の想定

地形形状から、調査地の上流部は低地になっており、表面水の集まり易い環境を呈している。法尻付近の柵には常時湧水がみられる。基盤の第三紀層は起伏しており、湧水箇所は、たまたま集積部（水みち）に位置していると考えられる。法面上部の駐車場のアスファルトに小規模のクラックが発生していることから、図-1のような沈下と末端部の膨れ上りを想定した。

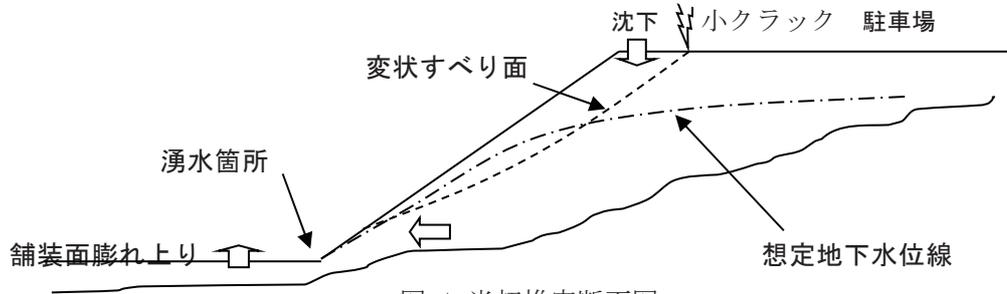


図-1. 当初推定断面図

5. 調査ボーリング及び水位観測結果

図-2の平面図に示すように、調査ボーリングを4本実施した。測線 No.1の地質横断図を図-3に示す。ボーリングの結果、中新統の砂岩を基盤に上位に向かって、沖積粘土（層厚約4m）、風成砂（層厚約10m）、盛土（層厚約10m）が確認された。法面は盛土であり、風成砂層は想定よりもかなり厚いことが明らかになった。また、法尻の柵に常時湧水がみられるのに、地下水位は膨れ上りのみられた舗装面より5m程度低い位置にあった。

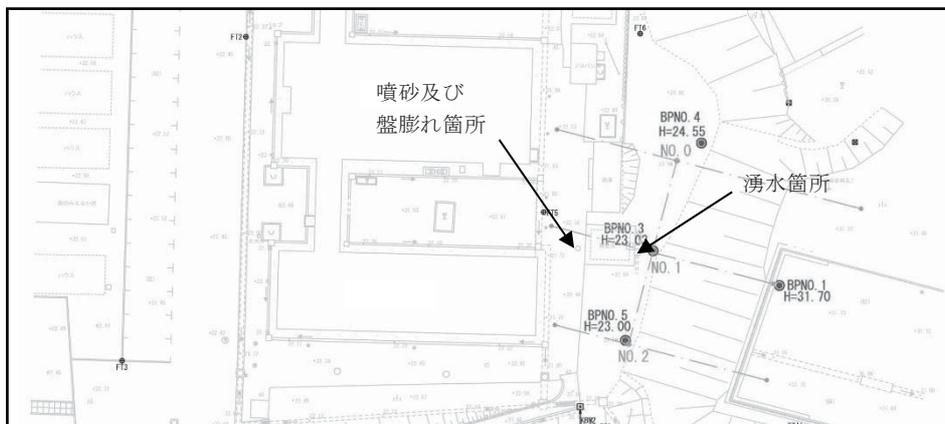


図-2. 調査位置平面図

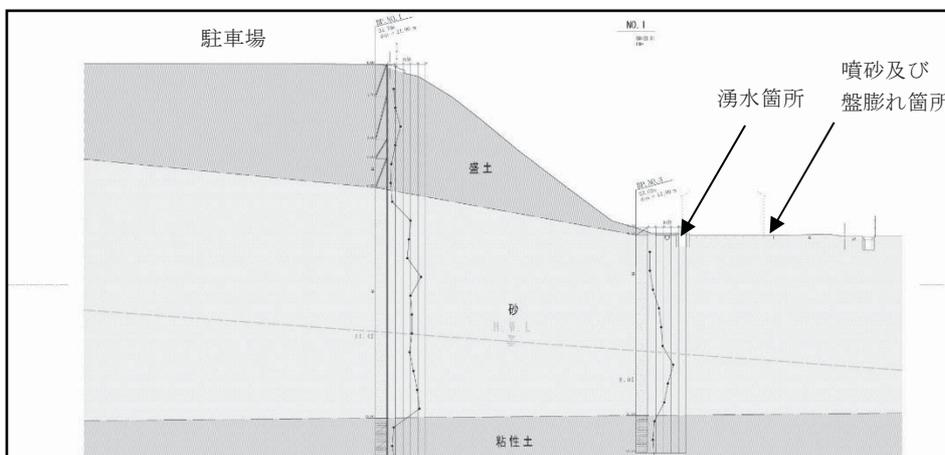


図-3. 地質横断図(測線 No. 1)病院

図-4に各ボーリング孔内の水位観測結果を示す。孔内水位が想定よりもかなり低いことから、削孔時の孔壁保護に使用したベントナイトの影響を考え、観測期間中に孔壁洗浄剤による孔内洗浄を行っている。

地下水位変動は、BP.3のみ降雨と鋭敏に反応し、最大4m 程度の水位上昇がみられた。他孔の水位変動は最大1m 程度で、降雨による明瞭な水位変動は確認できなかった。降雨時の BP.3の水位は背後の BP.1より高くなっており、地質構造は一樣であることから、孔内水位の上昇は、地下水位の上昇とは別の原因があると考え、追加調査を実施した。

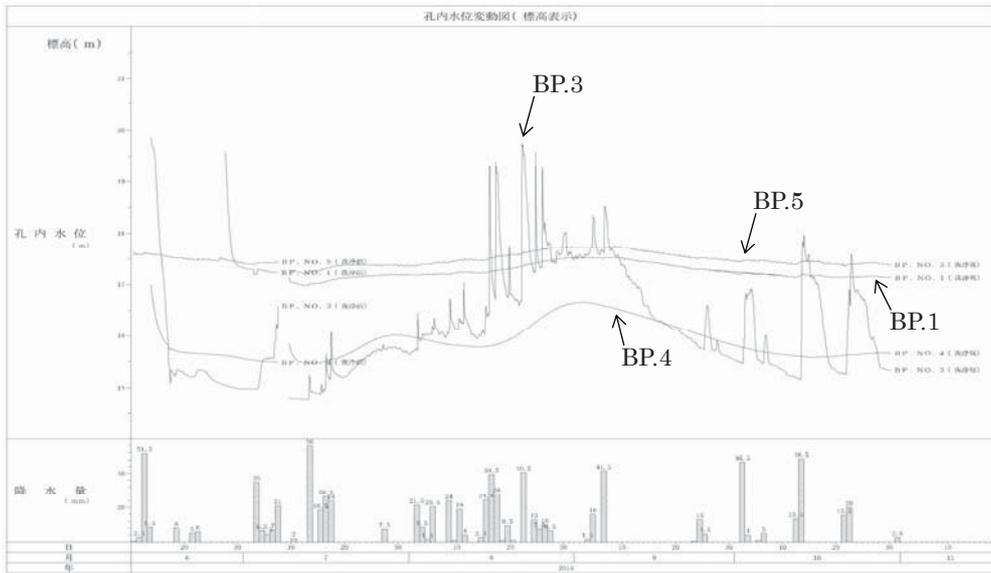


図-4. 水位観測結果図(標高合わせ)

6. 追加調査

○公図による調査

調査ボーリングより、法面は盛土であることが判明したため、まず公図による調査を行った。図-5に平面図に公図の青線を重ねたものを示す。青線は上流部から BP. 3付近に向かっており、BP. 3付近で一旦途切れ、再び③の縦樋から下流に向っている。よって、盛土の下に埋設管が存在する可能性が考えられ、青線付近を詳細に踏査した結果、①の位置でヒューム管 (φ500) の呑口部を確認した。



写真-①. ヒューム管の呑口部(φ500)

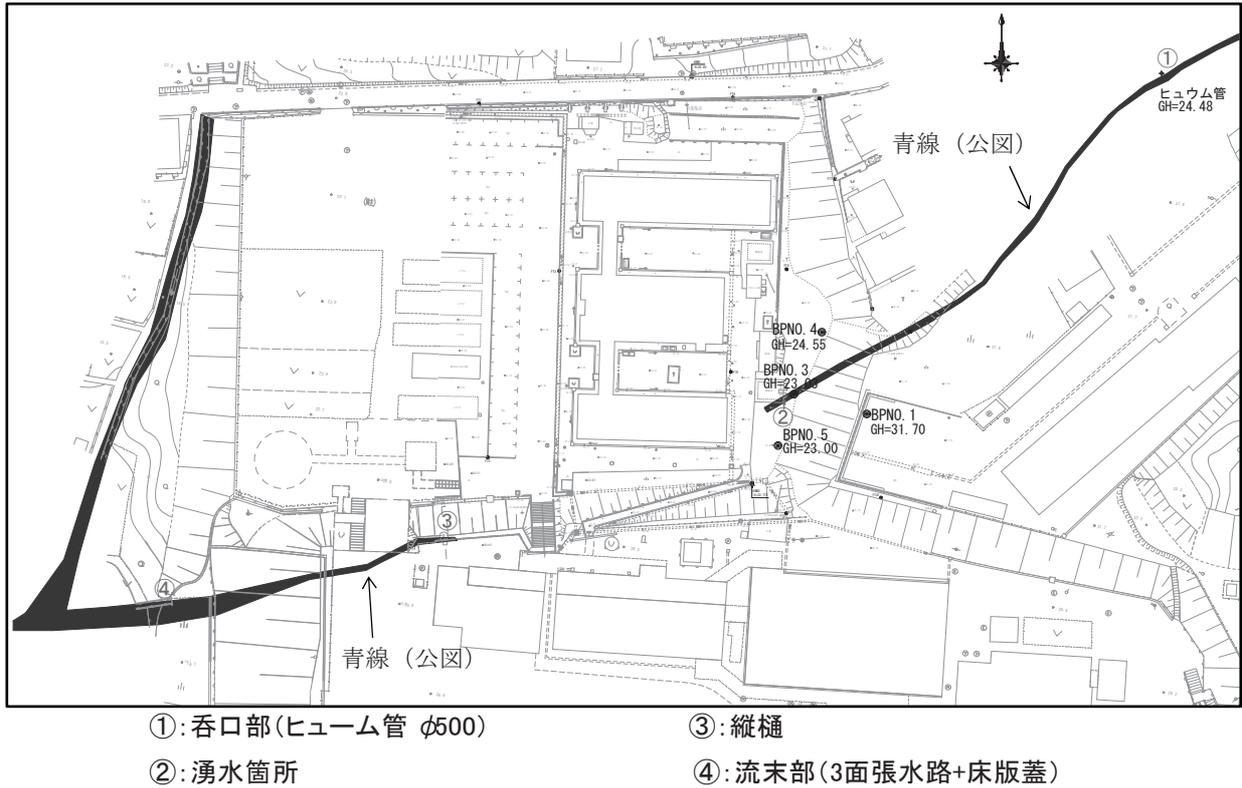


図-5. 平面図と公図の重ね合わせ図 (青線は公図)

○トレーサー (食塩水) による地下水流動調査

①の呑口部からトレーサー (食塩水) を投入し、②の湧水箇所に地下水検層用のゾンデを沈めて計測した。計測結果を図-6に示す。食塩水投入後、約30分で到達していることがわかる。よって、埋設管が湧水箇所付近で漏水している可能性が高いことがわかった。

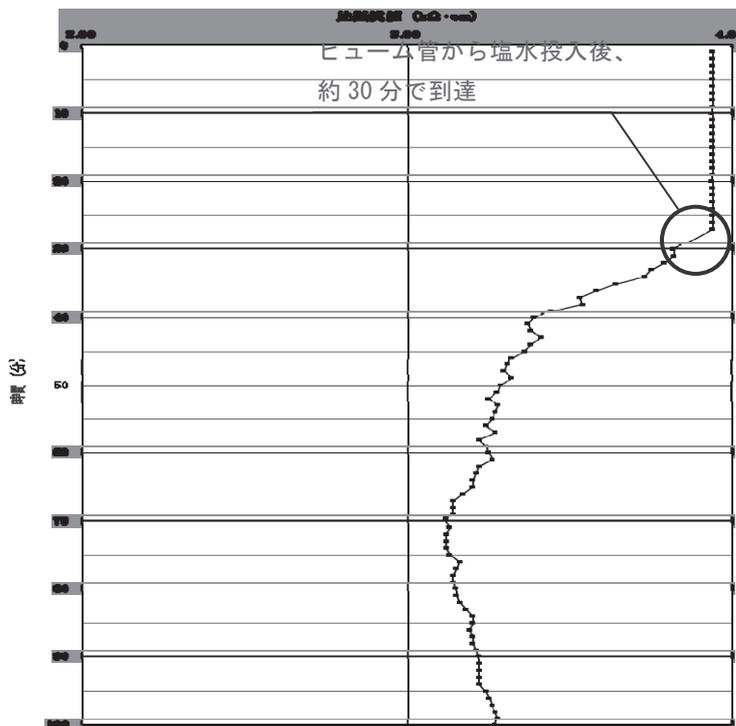


図-6. 食塩水投入後の経過時間と比抵抗値

○試掘調査

以上の結果を踏まえ、湧水箇所付近で試掘調査を実施した。

試掘調査状況を以下に整理する。

- ・試掘調査をした結果、写真-④に示すように、ヒューム管φ500を確認した。
- ・ヒューム管上面は破損しており、管内の半分以上、土砂が堆積している状況であった。
- ・写真-②に示すように、撤去した柵底に塩ビパイプが確認されており、この塩ビパイプにより、ヒューム管と柵底が接続されていたと予想される。
- ・以上より、湧水は上流からの流下水によるものであることが確認でき、本業務の目的である湧水及び砂の噴砂現象の原因は、上流部からの埋設管の漏水によるものと判断することができた。



① マス撤去前



② マス撤去時(その2)・・・マス下面に塩ビ管



③ マス撤去後(湧水を確認)



④ 仮排水後(ヒューム管φ500を確認)

○管内テレビカメラ調査

管内テレビカメラ調査は、縦樋(図-4の③)内の流入・流出管路の確認及び埋設管等の健全度評価を行うために実施した。埋設管の健全度評価については、本発表では省略する。

本調査前は、縦樋底に試掘箇所及び上流部呑口部で確認したヒューム管が接続していると推定(図-7参照)していたが、本調査では、縦樋底面には急角度(勾配60°)の水路(写真-①)があり、その上面のボックスカルバート(500×500)に接続されていることを確認した。しかし、ボックスカルバートでテレビカメラ撮影を行ったが、5mで行き止まりになっており(写真-②)、上流のヒューム管とは接続していないことを確認した(図-8参照)。

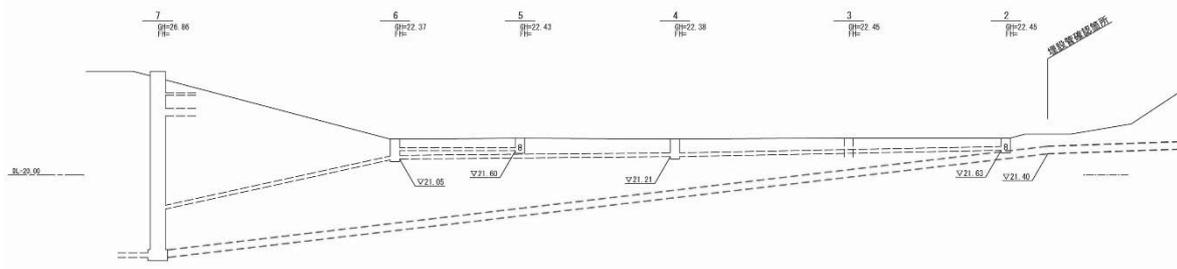


図-7. 埋設管路縦断図(調査前推定)

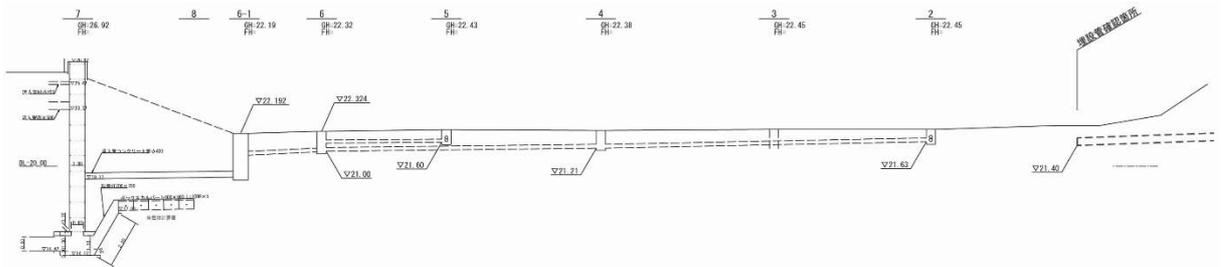


図-8. 埋設管路縦断図(調査後)



① 縦樋底面の落差工



② ボックスカルバート上流端

7. 結論

調査の結果、噴砂を伴う湧水は、豪雨による地下水上昇が原因ではなく、上流からの排水をヒューム管を通じ直接、風成砂層に流していたため、豪雨時は浸透量より供給量が大幅に上回り、地表面に噴出したと考えられる。

対策工は、埋設管確認箇所に接続柵を新設し、縦樋までヒューム管(φ500)で接続する案を採用した。

8. おわりに

調査後に振り返ると、法尻の柵付近には常時湧水があり、噴砂箇所もその付近であることから、埋設管が存在し破損している可能性を推測することもできたと思われる。しかしながら、調査ボーリング前は盛土であることや、地下水位が低いことは予測できなかったため、地質調査・地下水調査をしなければわからなかったとも言える。

本事例を教訓に、思い込みには囚われないように、幅広い視点を持って現地を確認し、調査提案、実施することが大切であると感じた。

地下水が施工に及ぼした影響の事例と未然防止策についての考察

株式会社 荒谷建設コンサルタント 鳥取支社 西村 悟之

1. まえがき

地下水や湧水の存在が、施工に影響を及ぼす事例は多い。地表踏査で地表から多量の湧水が流出していたり、パイピング等が事前に確認できれば、調査設計時の段階で施工に与える影響を予測し、その調査や防止対策を検討することができる。

本報告では、事前の現地踏査時には確認されなかった湧水が切土後にしみ出し程度の湧水として出現し、その後法面変状に至った事例を紹介する。そして、未然防止の観点から、湧水が確認されたことに対する今後の対応を考える際の留意点や、有効な地下水調査法について考察する。

2. 設計時および施工前の現地状況と地質調査結果

(1) 地形・地質

対象地は、中起伏山地に挟まれた谷筋に計画される砂防ダムである。対象地の上流は、幅 10m 程度の狭小な 2 筋の谷に分かれており、下流ではこれらが合流して幅 20~30m 程度の谷幅となる。対象地は、この合流地点の左岸側の斜面である。

地質は、古生代後期非変成古生層に属するせん断泥質岩が広く分布し、この上位に新生代中新世の礫岩層が分布している。せん断泥質岩は弱変成をうけた古生層であり、岩片は硬質であるがせん断作用により亀裂の発達した岩盤状態である。礫岩層は、せん断泥質岩の上位を不整合に覆って分布している。マトリックスは凝灰質でクサリ礫化している状態も見受けられる。

地質構造は、せん断泥質岩の層理面の傾斜が概ね北向きとなる。したがって、右岸側の斜面は受け盤、左岸側が流れ盤の関係となる。このことは、右岸側に比較して左岸側の斜面は緩勾配であることや、崩壊地が多数認められることと関連性があると推定される。

湧水については、左岸側では山腹斜面からの湧水箇所が 2 箇所確認された。しかし、本報告で問題となった湧水はその箇所では確認されていない。

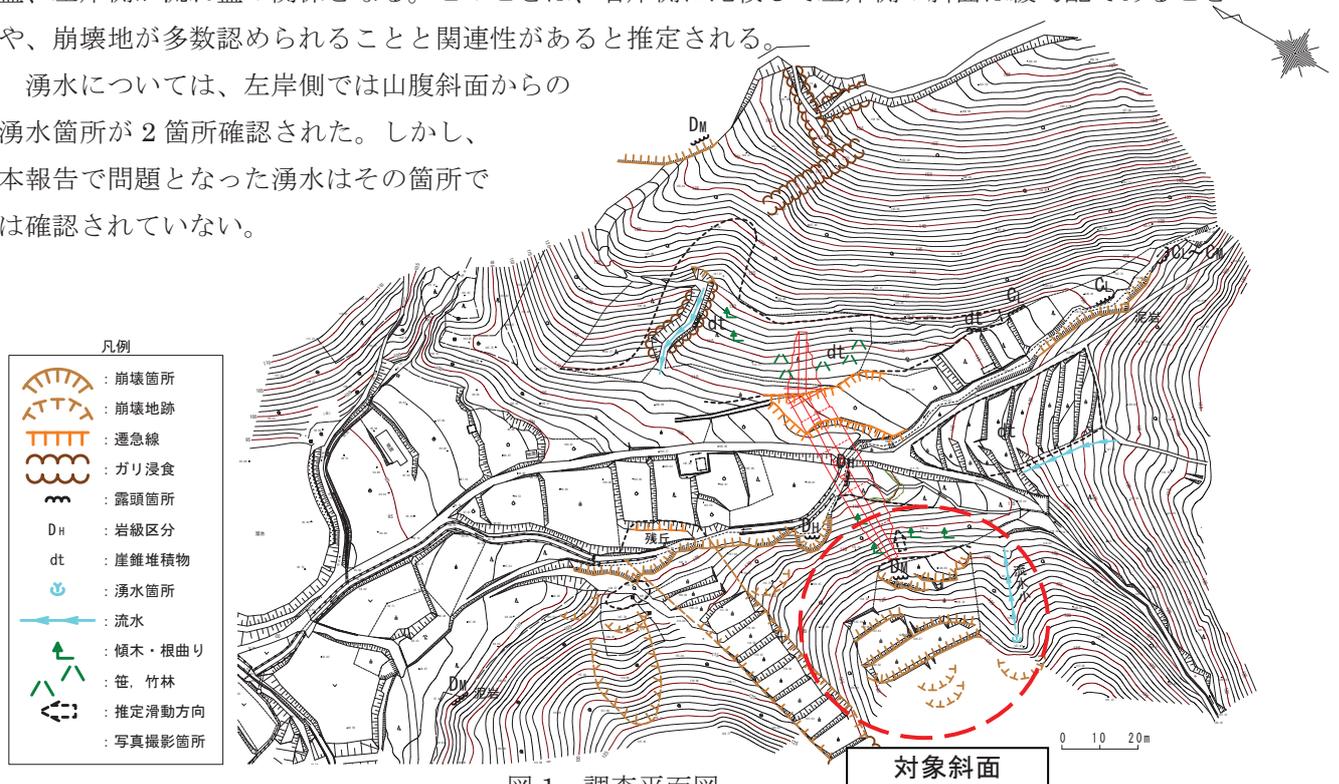


図 1 調査平面図

(2) 地質調査

砂防ダムの基礎地盤調査として一般的なボーリングの配置（本堤の中心部と両袖部、下流側垂直壁の中心部の計4箇所）で地質調査を実施した。左岸側袖部では流れ盤の緩斜面であることから、袖部掘削時において斜面安定上問題となる可能性があるとして、調査計画段階でボーリング調査を想定していたが、実施にまでは至らなかった。

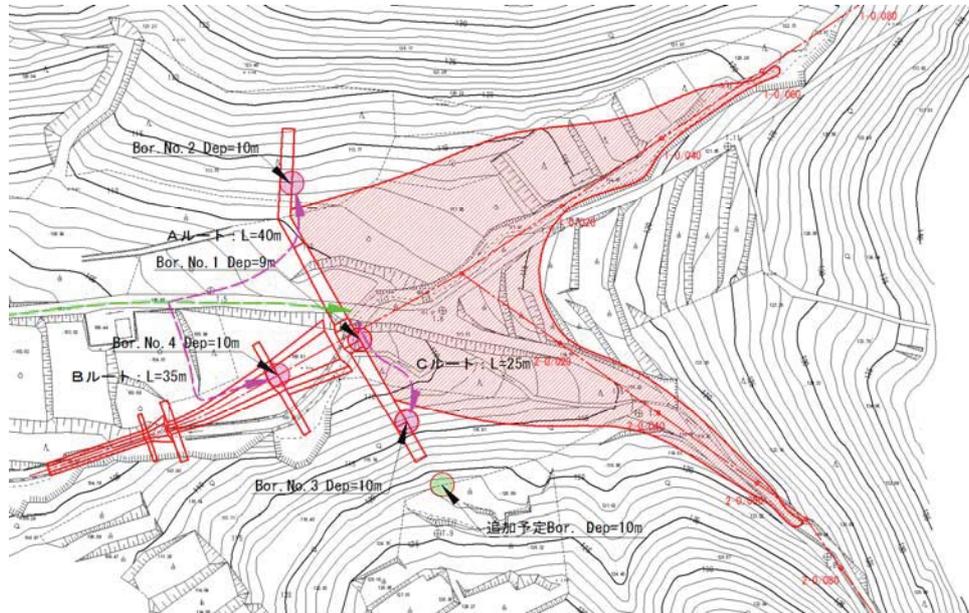


図2 ボーリング配置図（調査前計画段階）

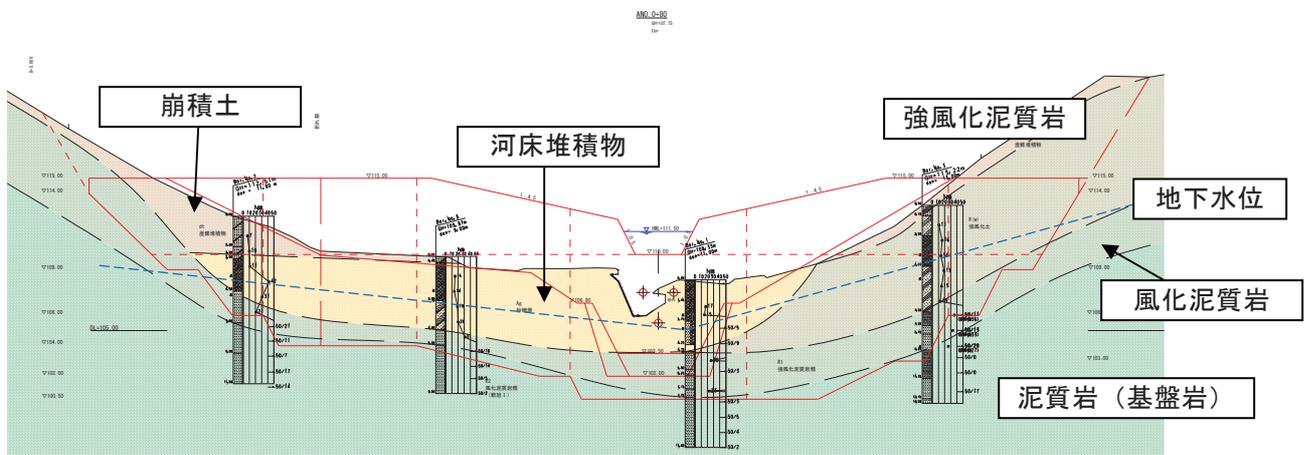


図3 想定地質断面図

ボーリング調査の結果、左岸斜面の地質は、せん断泥質岩の分布が確認された。表層部から、強風化部、風化部、基盤岩に区分される。礫岩層は確認されなかった。また、表土の下位は強風化層が出現し、厚い崩積土も確認されなかった。このことが、追加のボーリングを実施するまでに至らなかった理由の一つでもある。そして、地下水位は、袖部のボーリング位置でGL-10m付近（現河床付近）に位置していた。

3.切土施工時の状況

左岸袖部を掘削（切土勾配 1:0.6）後に崩壊発生した。崩壊箇所からは、しみ出し程度の常時湧水が確認された。崩壊部を除去して再度同じ勾配にて切り直しを行ったが、翌日再び崩壊が発生した。

崩壊の規模は幅、高さとも 3m 程度と小規模である。崩壊発生後、崩壊頭部の拡大傾向や、上部斜面の変状は確認されなかった。



写真1 崩壊箇所全景



写真2 崩壊箇所近景

・変状発生機構は以下のように想定した。

①素因

下位にせん断泥質岩、上位に凝灰質礫岩と異なる地質が分布しており、両者の関係は不整合であり、両者の性状が異なることから、境界面が水みちとなりやすいこと。また、不整合面は切土面に対して流れ盤の関係にある。

②誘因

・切土形状により、地下水の湧出箇所が限定されたこと（地下水の湧出箇所のみで崩壊している）。

4.調査結果と対策

崩壊箇所の上部斜面でボーリング調査を1箇所実施した。ボーリング孔にはパイプ歪計および自記水位計を設置した。

パイプ歪計の観測結果では、潜在変動以上の歪変動は確認されなかった。また、地下水位も泥質岩中に位置し、ほとんど上昇が確認されなかった。

対策の基本方針は、以下のようにした。

今後、降雨により凝灰質礫岩まで地下水位が上昇した場合、背後斜面を含めたすべりの発生の可能性は否定

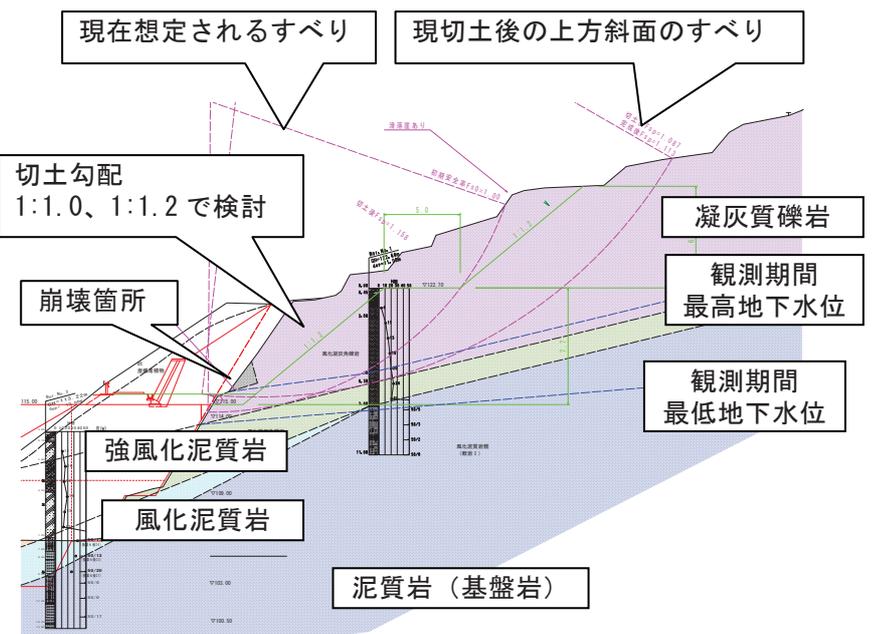


図4 対策工検討断面

できない。また、このまま放置した場合、崩壊頭部が徐々に後方に拡大し、背後斜面を含むすべり発生の可能性もある。したがって、上部の斜面に地すべり等の変状の兆候は見られないが、背後斜面の想定されるすべりも視野に入れて対策工の検討を行った。

対策工は、背後斜面のすべりを想定し、目標安全率を上回るような切土形状（切土勾配 1:1.2）を求めた。地下水排除工は、地下水位がすべり面と想定される位置よりも低く位置していたことから、暗渠排水のみを計画した。

5. 切土施工後の変状

切土施工後の豪雨（日雨量 124mm）により切土法面にクラックが生じ、地下水位の上昇に伴って上部切土のり面および上流側側部に変状が拡大した。改めてボーリング調査を実施し、対策工の検討を行った。



写真3 崩壊箇所全景

変状発生の経緯と状況をまとめる。

崩壊は、以下の4段階で順次拡大していった。

- ①下流側の法面が、小段を頭部として流れ盤に沿って移動した。
- ②上流側の湧水発生箇所が崩壊した。
- ③①の上位の上部法面から湧水が出現した。それに伴い法面にクラックが発生した。
- ④上流側法面にもクラックが出現した。下方の法面も崩壊が進行した。
- ⑤最終的に、③と④を包括するような範囲でクラックの開口、段差が生じた。①の崩壊は最後まで落ち切らずに法面上に留まったままであった。
- ⑥不整合面は、湧水発生箇所で窪みを形成していた。このことが、湧水箇所が限られ、かつ常時湧水の原因と考えられる。

6.調査結果と対策

崩壊の上部斜面で2箇所ボーリング調査を行った。ボーリング孔には、前回と同様にパイプ歪計と自記水位計を設置した。パイプ歪計の観測結果では、潜在変動以上の歪変動は確認されなかった。地下水位については、不整合面よりも上位での地下水位を把握することが必要と考え、不整合面よりも上部に地下水観測孔底を留めた。観測の結果、日雨量が25mm以上の場合に急激な地下水位の上昇（GL-1.5m程度）があることが確認された。

対策工は、横ボーリング工による地下水排除工および排土工（切土勾配1:1.5）を採用した。計画安全率の不足分はグラウンドアンカー工による抑止を行った。



7.対策工の効果

図5に、横ボーリング施工前後のボーリング孔内の水位変動を示す。観測期間は、横ボーリング工施工前6か月、施工後1年間である。

孔内水位の上段が礫岩層内に孔底を留めた孔、下段が泥質岩中に孔底が位置する孔である。両者は降雨により似たような変動を示しているが、礫岩層内に工程を留めた孔の方が、孔内水位は高く位置していることが判る。また、横ボーリング工施工に伴い急激に水位が低下し、多量の降雨時には孔内水位は急上昇するが、その上昇幅が抑制されていることが判る。

このことを検証するために、回帰分析を行った。

横ボーリング工を施工する前の孔内水位と実効雨量との相関関係を求め、その相関式で求めた解析

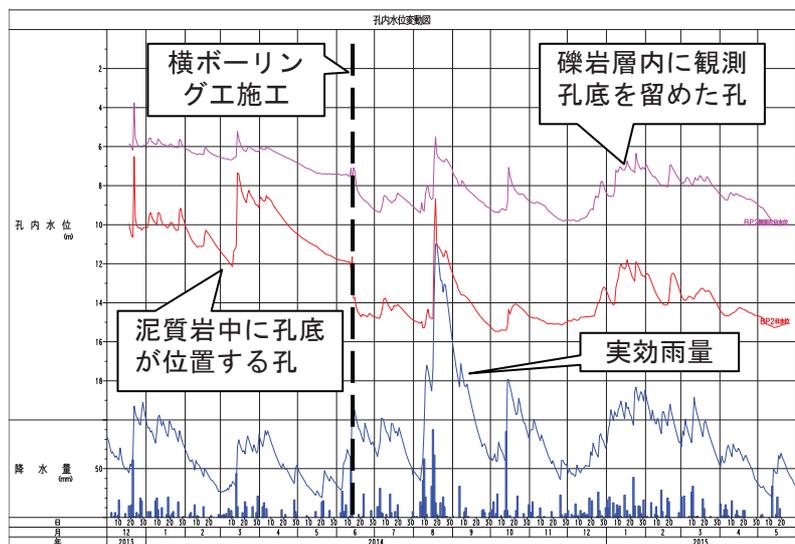


図5 孔内水位変動図

値と実測値を比較した。結果は図6に示す。これによると、横ボーリング工施工後、3m程度の水位低下があることが判る。

なお、横ボーリング孔からは、全孔において常時排水が確認され、機能しているといえる。

ただし、横ボーリング工施工位置が、当初の湧水箇所の標高とほぼ同じとならざるを得ないこともあり、当初湧水箇所からは、依然としてしみ出し程度の湧水が確認される。これに対しては、フトンかごを設置することにより崩壊を防いでいる(写真4参照)。

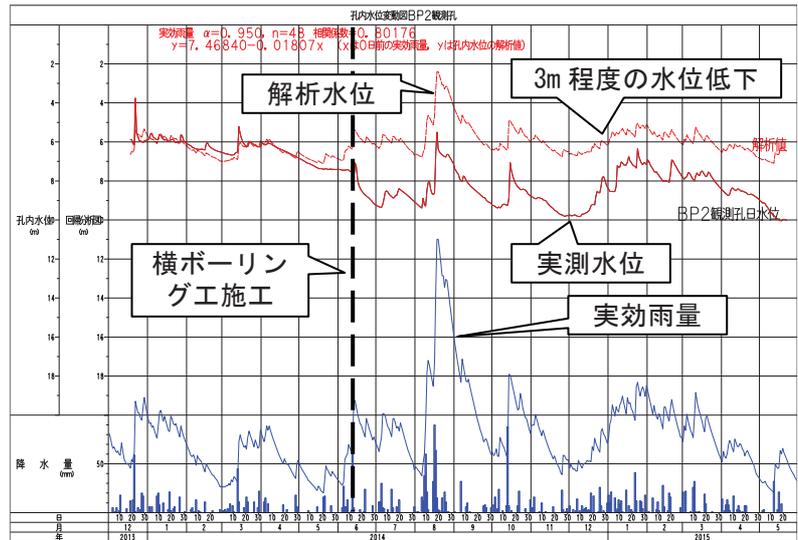


図6 孔内水位変動図(回帰分析結果)

8.考察

今回の事例で、常時湧水に起因した切土法面変状対策は、最終的に地下水排除工を採用することで切土法面の安定化を図るというものであった。最初の崩壊時に、地下水排除工採用に至らなかった理由は下記に述べる。

- ・常時湧水であったが、しみ出し程度とわずかな湧水量であった。
- ・ボーリング孔での地下水観測で水位の上昇が確認されなかった。観測時期も要因の一つ。
- ・パイプ歪計観測で変動が確認されない。→過去の地すべりが存在するわけではない。
- ・横ボーリング工の施工ヤード確保が困難な状況であった。
- ・法尻に暗渠工は計画していたが、施工する前に変状が発生した。

以上の理由が挙げられるが、常時湧水の適切な処理を行わなかったことが根本的な原因として考えられる。

今を振り返って、未然防止策について考えてみる。

(1) 設計時の段階

現地踏査では、切土後の常時湧水箇所での湧水は確認されなかった。ただし、斜面が流れ盤で緩斜面であることから、切土時に斜面の安定度を低下させる可能性があることは認識していた。仮に追加のボーリング調査を行って地下水観測を行ったとしても、地下水の上昇の把握およびそれが施工に与える影響を予想するのは困難であると考えられる。



写真5 横ボーリング孔からの排水状況

(2) 掘削時の小崩壊発生段階

一般的には、図7のような応急対策を施す。しかし、当現場では、崩壊箇所が床掘した切土法面の中腹であったことから、横ボーリング工施工や土嚢を設置するためのスペースが確保できなかった。また、崩壊範囲に拡大傾向が見られなかったことが、地下水排除の採用まで至らなかった結果となった。

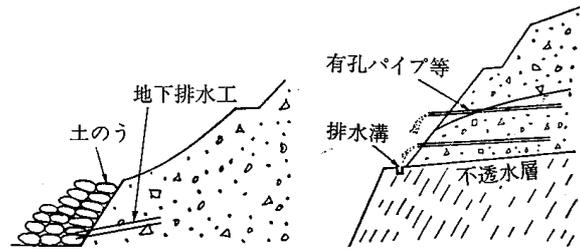


図7 崩壊対策の応急処置の例
(道路土工一切土工・斜面安定工指針
(平成21年度版)、p120、p121)

地下水排除工の対策を行わないまでも、地下水の存在の重要性を前面に押し出して、その調査方法を提案することが必要だったのかもしれない。この場合、ボーリング孔で観測されない地下水の調査が、なぜ重要か、なぜ必要かということの説明して理解してもらうことが肝要となる。地下水観測で上昇しない地下水位が、豪雨時に急上昇する根拠を見つけ出すこととなる。ボーリング掘進時の孔内水位の挙動や、ボーリングコアの観察からも推定はできるが、これまでの経験ではそれだけでは説得力に欠けるといえる。

9.地下水流動の調査法

常時湧水が確認されるということは、その供給源が上方斜面内にあり、地下水の流下する水みちが存在するということである。水みちの位置を把握する調査方法として、「地下流水音探査法」を紹介する。

「地下流水音探査法」は独立行政法人 森林総合研究所 多田泰之氏(2007)によって開発された探査法である。

地下水が岩盤の亀裂や土粒子の間隙に入り込むと、間隙中にあった空気を押し出す。このとき、間隙に気泡が生じこれが割れると「コロコロ」、「ボコボコ」、「ゴー」などの曝気音が生ずる。これを地下流水音と呼ぶ。

地下水が多く流れている場所では、土の中の空気と水が盛んに交換される。つまり、地下水が多く流れている場所ほど大量の気泡がはじけ、地下流水音の強さが大きくなる。地下流水音探査では、高感度な聴診器を使ってこの音の強い場所を探すことで地下水の流れる場所を特定するものである。

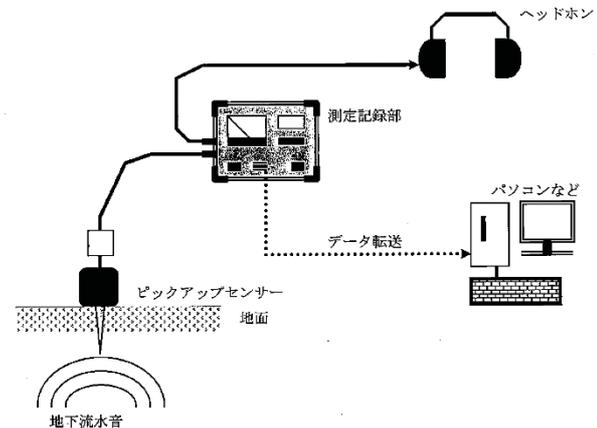


図8 地下流水音装置の測定装置の構成

図9に、地下流水音探査の有効性について示す。大雨の前に探査した水みちの位置が、実際に崩壊した箇所と整合した事例である。水みちの位置では、大雨による地下水の上昇に伴い崩壊を招いたことが示唆される結果が得られている。



写真2 台風前後の林道の様子

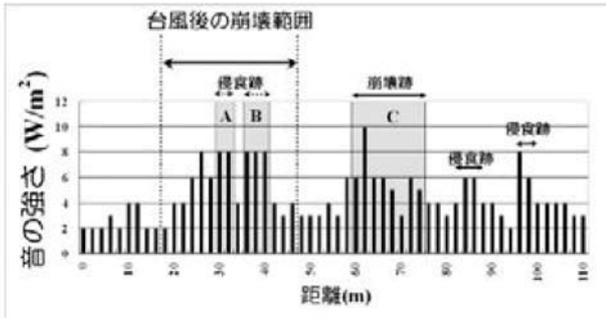


図2 台風前の地下流水音の分布

地下流水音探査により、地下水が集中して崩れる危険性の高い場所を林道のり面で調査しました(写真2上)。その結果、のり面には崩れる危険性が高いと考えられる地下流水音の強い場所が発見されました(図2中の矢印の範囲)。この危険と判断された場所は、その後の大雨で実際に崩れ(写真2下)、本手法が山崩れの危険性の高い場所を探すのに有効であることが確認できました。

図9 地下流水音探査法の有効性

(森林総合研究所 平成20年度 研究成果集より抜粋)

10. まとめ

本事例では、切土施工時に確認されたしみ出し程度の湧水が、大規模な斜面変状を引き起こすまでに至った経緯について紹介した。

湧水の存在を重要視しなかったことがこのような事態を招いた原因といえるが、今後の教訓として、地下水調査の重要性を認識することが必要であり、今後の業務に役立てていきたいと思う。

今回紹介した地下流水音探査法は、測定も簡便で機動性に富み、短時間で広範囲の探査が可能という長所がある。反面、地表面下の水みちの深度が特定できない(探査深度は10m程度とされている)、騒音等のノイズがある場合は地下流水音の判別が困難となる短所もある。しかしながら、水みちが特定できれば、それに応じた適切な調査や対策工の提案が可能であり、有効な調査方法の一つになると考えられる。

本事例でも、最初の崩壊の時点で水みちを特定し、ボーリング調査を行って地下水観測、地下水検層等を提案し、崩壊箇所の側部からでも地下水排除工を施工していれば、2度目の変状は防ぐことができたかもしれないとも考えられる。

繰り返しになるが、しみ出し程度の湧水であっても軽視しないこと、本事例のように急激な地下水上昇が大規模な変状を引き起こす可能性があること、そして水みちの平面的な位置を特定する手法として「地下流水音探査法」が挙げられることを紹介するとともに、今後、似たような事例に遭遇した時に参考にしていいただければ幸いである。