

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。

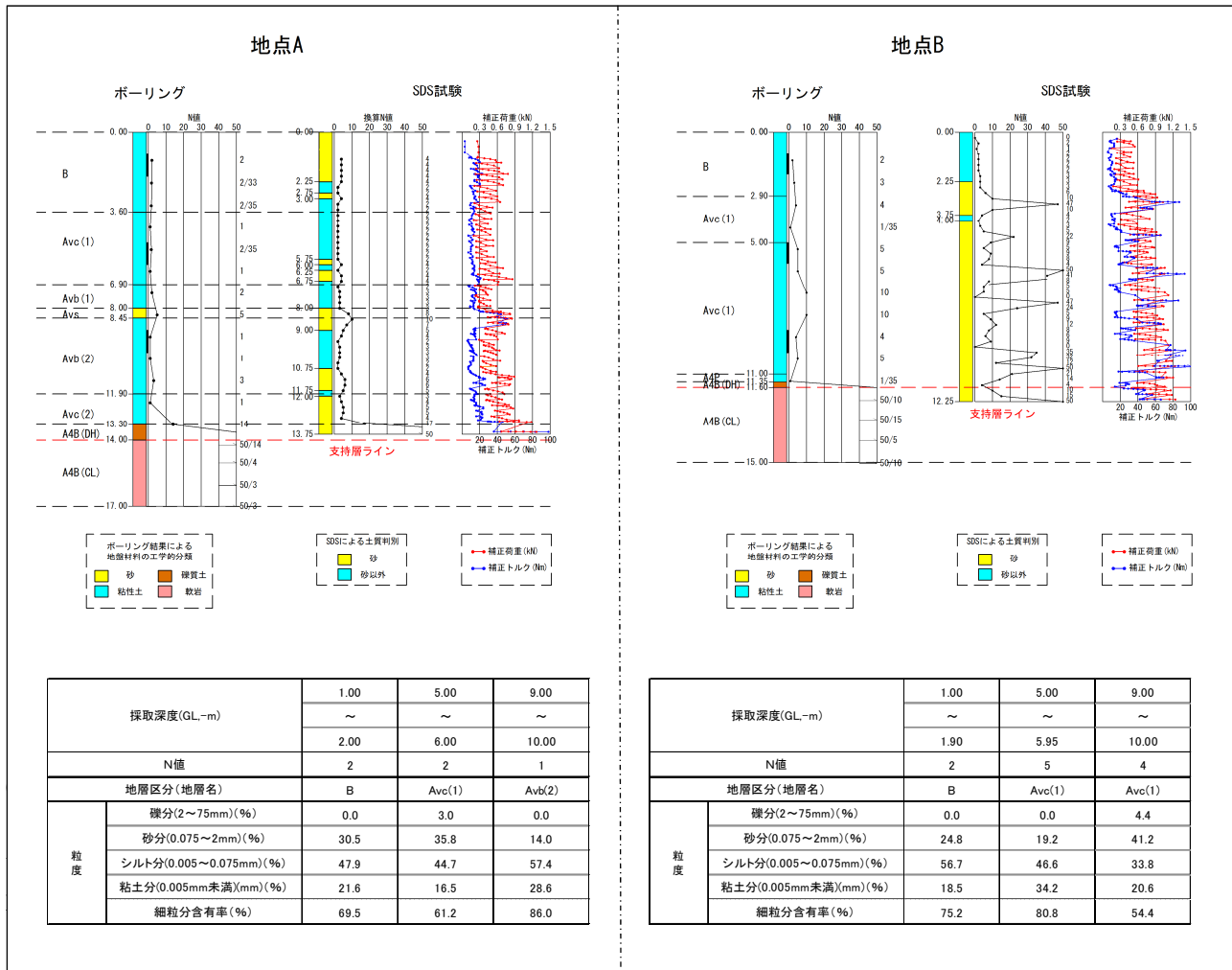


図-2 土質判別結果と室内土質試験結果

(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。

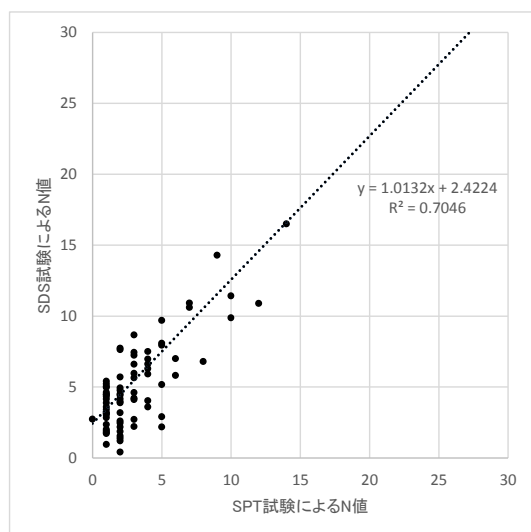


図-3 N 値との相関性(※異常値は棄却)
(データ数:80 ボーリング7孔分)

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）。

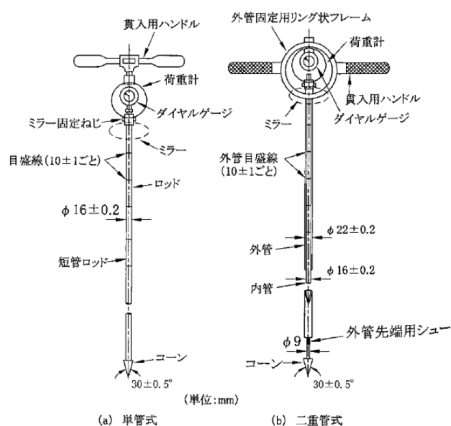


図-2 ポータブルコーン貫入試験機の概要¹⁾

(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)

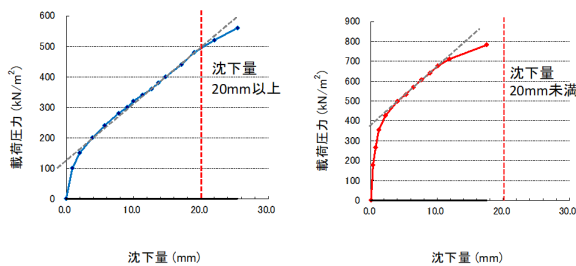


図-4 簡易平板載荷試験結果(応力-沈下曲線)

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

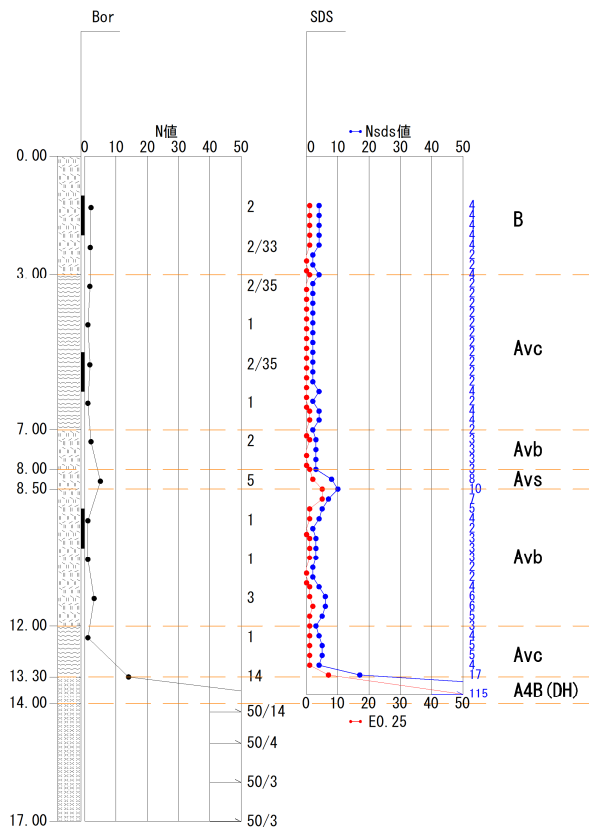


図-6 同地点におけるボーリング結果と SDS 試験との対比

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:スクリュードライバー・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。

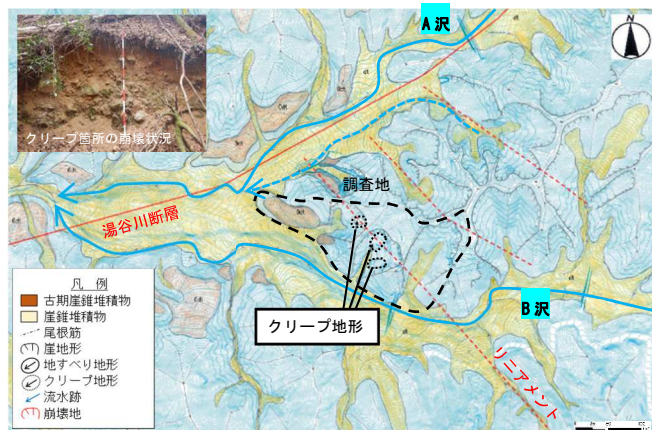


図-1 調査地周辺の机上判読結果(H23LP 地形図)

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。

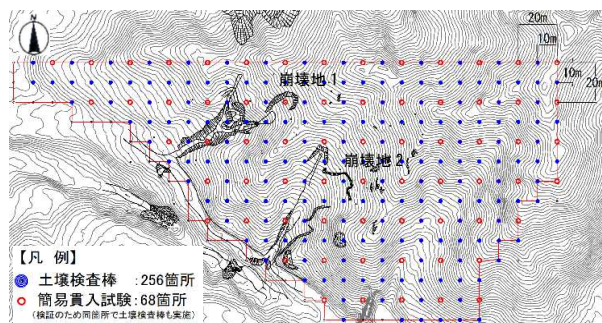


図-2 試験位置図

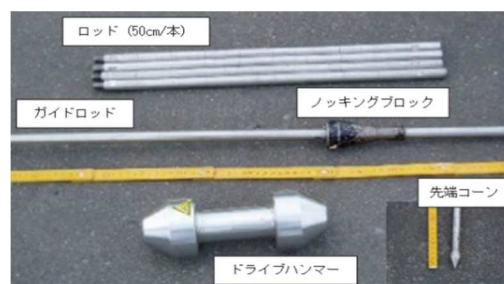


図-3 簡易動的コーン貫入試験器¹⁾



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。

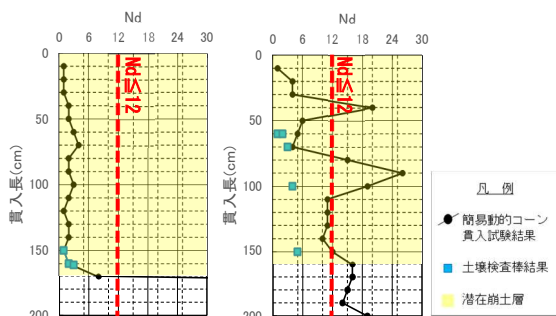


図-5 両試験結果の比較（左：斜面部、右：堆積域）

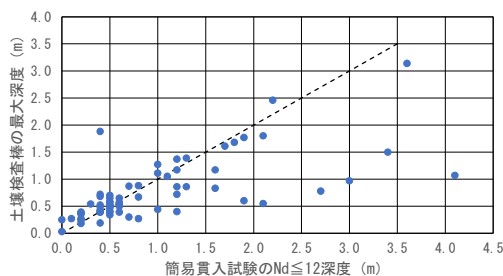


図-6 両試験結果の相関性（重複68箇所）

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。

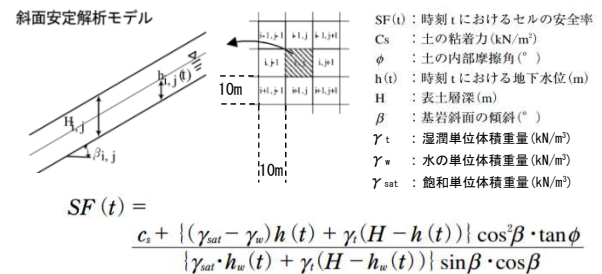


図-7 計算モデルと無限長斜面安定解析式⁵⁾

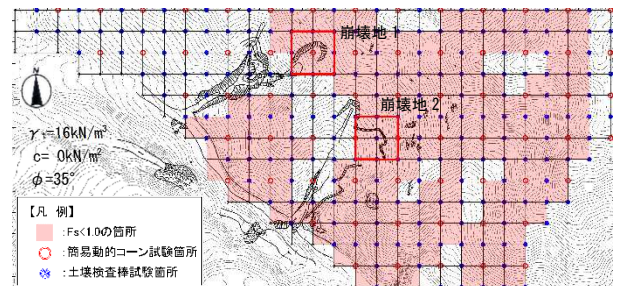


図-8 危険度評価結果（最大降雨時）

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。

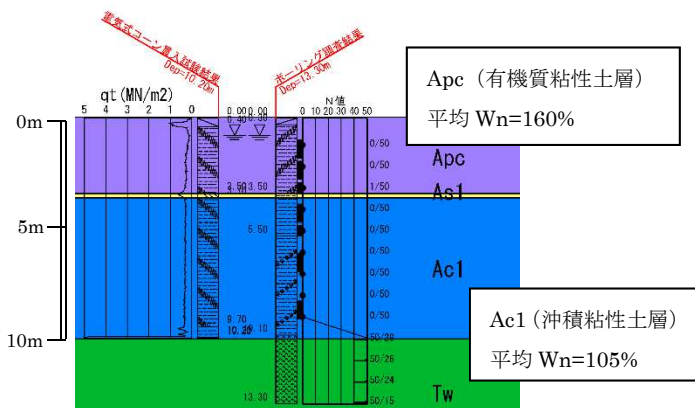


図-1 地質状況

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。

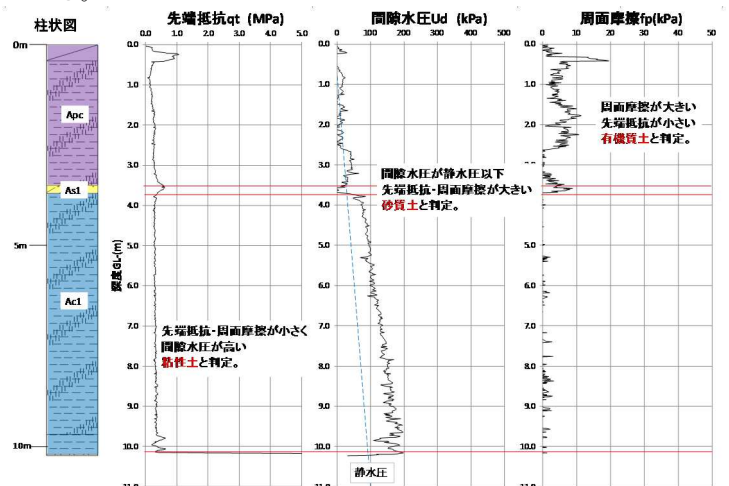
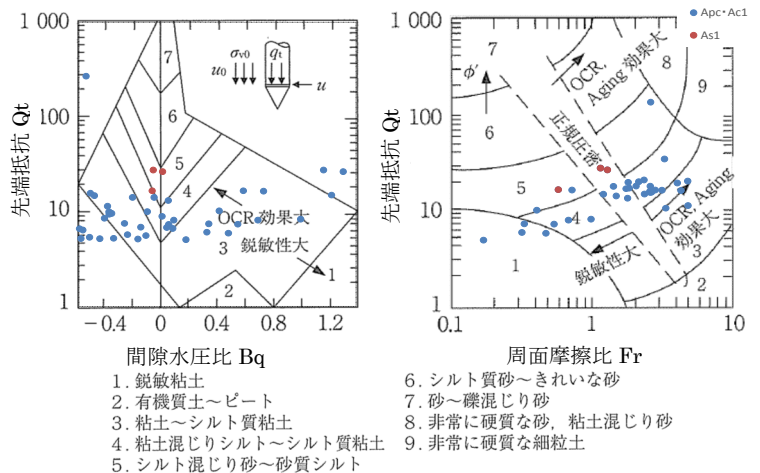


図-2 電気式コーン貫入試験結果図



$$Q_t = \frac{(q_t - \sigma_{v0})}{\sigma_{v0}}, Fr = \frac{f_s}{(q_t - \sigma_{v0})} \times 100(\%), B_q = \frac{(u - u_0)}{(q_t - \sigma_{v0})}$$

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)

図-3 Robertsonによる土質分類図²⁾

(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。

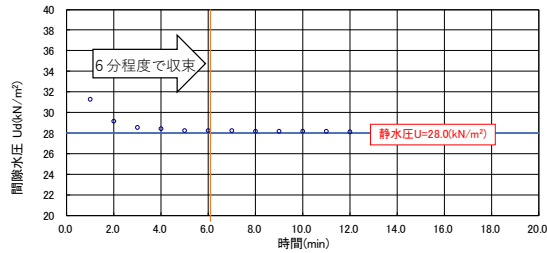


図-4 間隙水圧消散試験結果

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 162m		計画高 8.45m		計画土層高 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/m ³)	粘着力 c (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	変形係数 E_{50} (MN/m ²)	強度増加率 m	二次圧密係数 ε
		B			19.0	0.0	30.0			
3.50	2.00	Apc	0	160	13.0	8.0	0.0	0.6	0.40	0.016
3.70	0.20	As1	-	-	17.0	0.0	30.0	-	-	-
10.10	6.40	Ac1	0	105	14.0	8.0	0.0	1.2	0.30	0.012

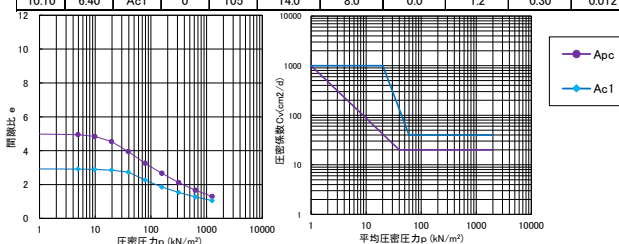


表-2 沈下時間解析結果一覧

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 放置期間 (日)	残留沈下量 $S_r \leq 30$ cm 施工期間 (日)	強度増加後 $U=90\%$ 放置期間 (日)	強度増加後 $U=90\%$ 施工期間 (日)
排水層有	5	286	3883	4169	2369	2655
排水層有	10	112	3939	4051	2425	2537
排水層無	5	286	12440	12726	8354	8640
排水層無	10	112	12496	12608	8410	8522

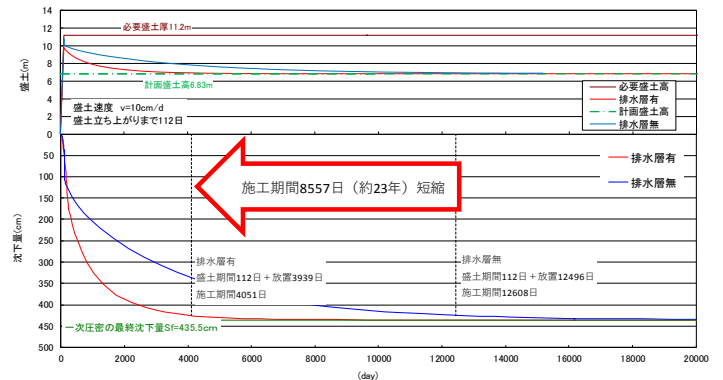


図-5 沈下解析結果

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》

- 1) 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
- 2) 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. トライカビリティ 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）

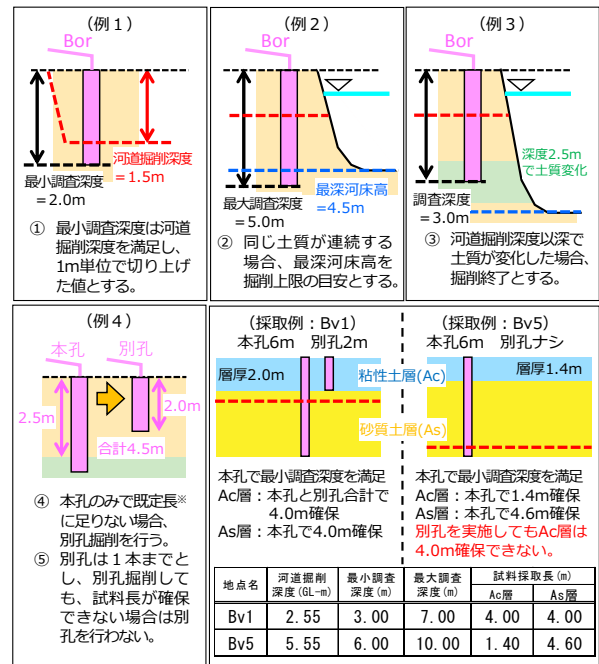
(2) ボーリング調査内容の設定

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（トライカビリティ）	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。

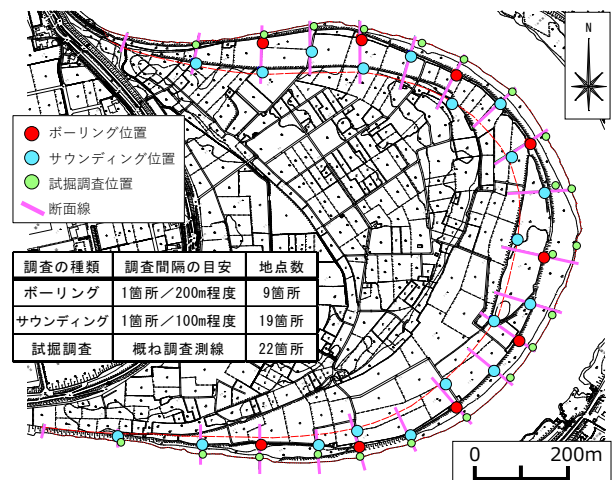


図-3 調査位置図

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

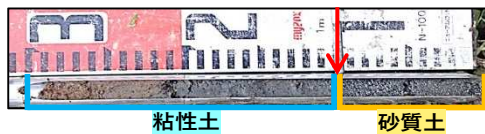
ボーリング調査の補完として行うサウンディングには、土質判別精度が高いスクリュードライバーサウンディング（SDS）試験⁴⁾を採用した。試験装置は自動スクリューウェイト貫入装置と同等なので、運搬や試験を効率よく行うことができる（図-4）。試験深度はボーリング同様に河道掘削深度を1m単位で切り上げた深度とした。



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

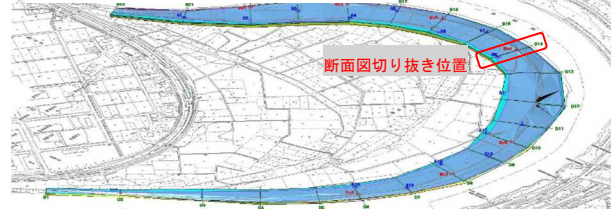
図-6に掘削土砂の推定分布状況を示す。上層に粘性土（Ac層）、下層に砂質土（As層）が分布し、Ac層は掘削範囲内で不規則に分布することが確認された。発生土量の概算について、三次元モデルベースと二次元断面図ベース（平均断面法）の算定結果を表-3に示す。三次元の概算土量は二次元と比較して約7%少ない結果となったが、これらの精度については今後の課題である。

(2) 建設材料としての適用性の評価

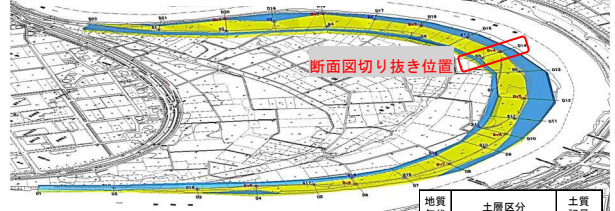
本調査で確認された材料（土層）の適用用途の評価を行ったところ、As層は全ての用途に対してそのまま適用可能と評価された。一方でAc層は、全ての用途でその

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）

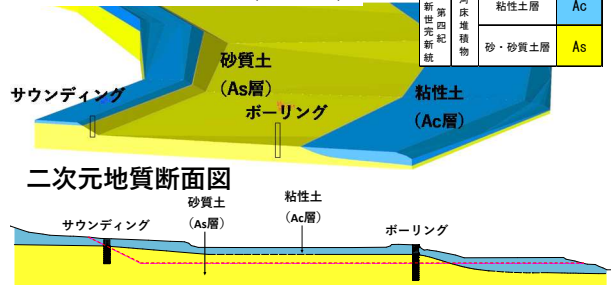


図-6 土砂の推定分布状況

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.）