

【001】

ボーリング調査時の新たな騒音対策の試みと実施上の問題点について

株式会社 KGS ○柳澤 拓哉
久保下 隆文

1. はじめに

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

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

その効果並びに作業環境、作業実施上の問題点とその対策について紹介する。

2. 騒音対策方法

(1) 対策箇所(測定地)について

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

(2) 騒音対策設備について

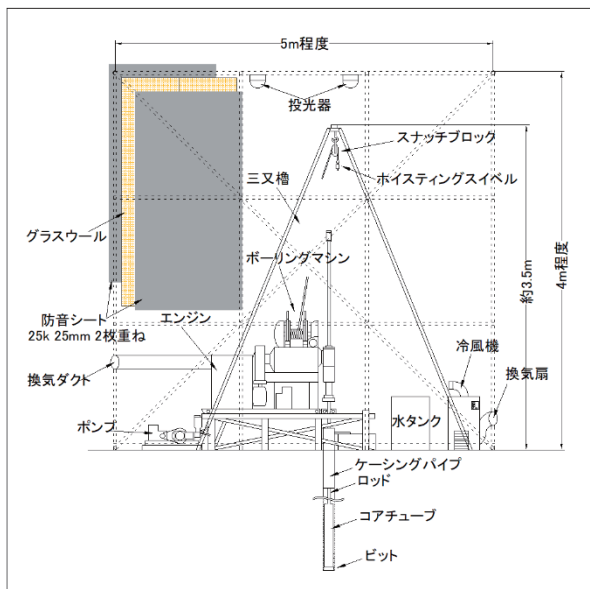


図-1 作業ヤードの側面模式図

図-1に作業ヤードの模式図を示す。

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

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

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

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

写真-1に騒音対策壁施工時の状況写真を示す。



写真-1 騒音対策状況

左: 設置状況 右: 対策全景

3. 騒音測定

(1) 測定器

普通騒音計 (NL-21)

(2) 騒音測定方法

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

(3) 測定対象

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

(4) 測定値評価指標

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

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

(5) 測定状況

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

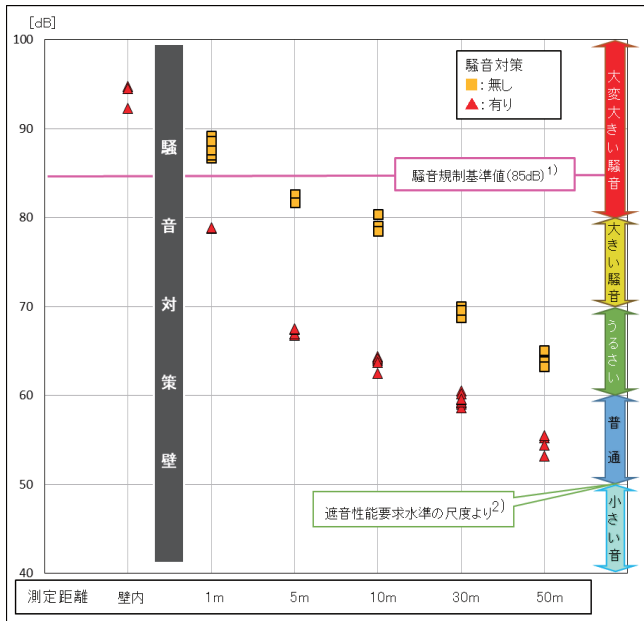
(6) 測定結果

図-2に騒音測定結果を示す。

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

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

図-2 騒音測定結果



(7) 測定結果について

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

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

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

4. 騒音対策実施上の問題点

(1) 作業環境整備

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

表-1に問題点と、問題点解決のための対策を示す。

表-1 問題点と対策一覧

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

(2) 環境整備によって生じた新たな問題

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

表-2 新たな問題点への対策一覧

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

(3) 騒音対策から起こる問題の解決からわかったこと

騒音対策を実施して調査作業を行う中で、複数のデメリットが見受けられた。

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

5. まとめ

(1) 騒音対策の試みについて

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

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

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

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

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

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

《引用・参考文献》

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

横坑内ボーリング作業の安全管理

(株) アサノ大成基礎エンジニアリング ○斉藤倫久, 廣瀬義純

1. はじめに

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

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

2. 横坑の作業条件

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

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

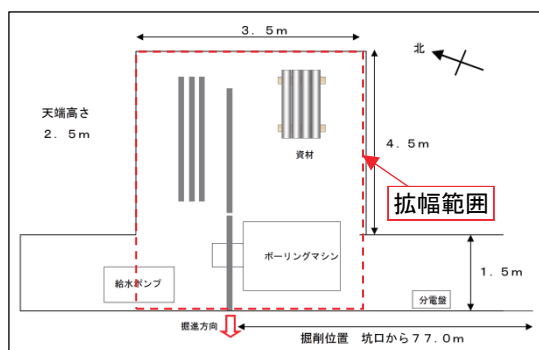


図-1 ボーリング作業箇所（拡幅後）の概略図

3. 横坑内の作業リスク

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

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

(1) 落盤・落石リスク

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

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

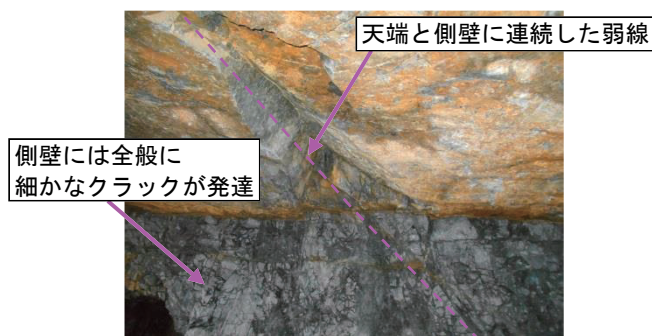


写真-1 ボーリング作業箇所の弱線とクラック

(2) 酸素欠乏症リスク

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

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

(3) その他のリスク（照度及び連絡手段の確保）

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

4. 各リスクの対応策

(1) 落盤・落石対策

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

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

1本につき2人がかりで運搬した。

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

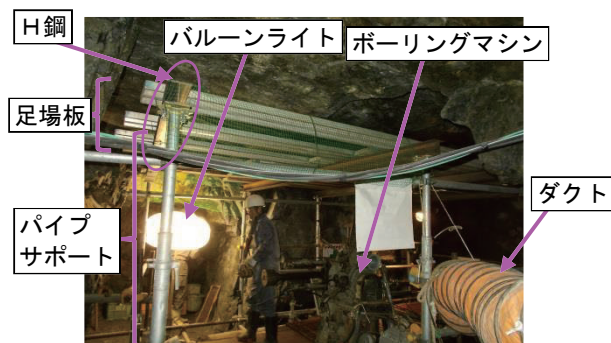


写真-2 ポーリング作業箇所の仮設備状況

表-1 横坑内の定点観測点検表

観測箇所 No.	観測項目	定常	異常
1 側壁	① 定点距離 50cm (観察点) ② 上部の亀裂 2cm 程度が進行していないこと (規定不備)		
2 側壁	③ 定点距離 1.4m (観察点) ④ 側壁面と上の壁が進行していないこと		
3 天端	⑤ 上部を天端亀裂に観察が進行していないこと		
4 天端	⑥ ゆるみがないこと ⑦ 10cm の亀裂が進行していないこと (規定不備)		
5 側壁	⑧ 側壁が破損していないこと		

て外気を送り込み、換気を行った。

- 人の呼気に対しては、1人につきおよそ 3m³/min 程度の換気が必要とされている³⁾。送風機から送られた風がダクト内を 80m 通過する間に摩擦によって生じる損失を考慮して、作業員 2 名分に相当する 6m³/min 換気が可能となる風量 50m³/min 程度の送風機を採用した。
- 酸素濃度が低下した場合の万が一に備え、酸素欠乏危険作業主任者の有資格者を 2 名配備した。
- 毎日昼頃に酸素濃度を測定し、また作業員の健康状態をヒアリングして健康管理を行った。

(3) その他の安全対策(照度及び連絡手段の確保)

照明設備は「安衛則 604 条」(表-2)を参考に計画した。

表-2 照度の基準(安衛則 604 条)

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

- ポーリング作業場の照明器具は、手元が見えて、かつ照明の眩しさを作業に支障がない照度として 100 ルクスを目安とし、3 万ルーメンスのバルーンライトを採用した（写真-3：左）。
- 通路は、歩行中のつまずき・転倒防止に必要な照度として、200 ルーメンスの乾電池式の人感センサー付きライトを 5m おきに設置した（写真-3：右）。
- 坑口付近は、既設支保工の天端が低く、頭部が接触する危険があるため、点滅灯を設置して視認性を高めた。
- 連絡手段は、各作業員にトランシーバーを貸与して日常連絡で活用すると共に、非常事態の備えとした。

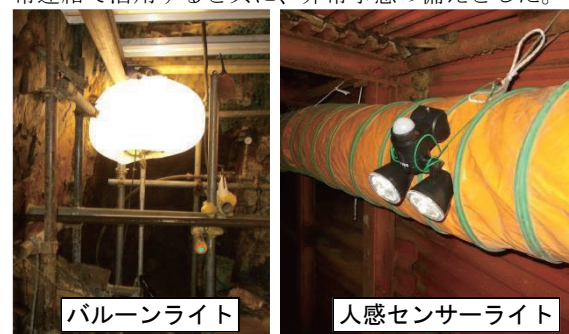


写真-3 現場で使用した照明器具

(左：ポーリング作業箇所、右：通路)

5. おわりに

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

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

《引用・参考文献》

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

(2) 酸素欠乏症対策

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

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

杭基礎探査のための斜めボーリング

株式会社 KGS ○佐々木一真, 今西立昌, 杉浦敏彦

1. はじめに

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

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

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

2. 調査概要

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

3. 調査計画

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

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

(1) 斜め BOR 計画

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

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

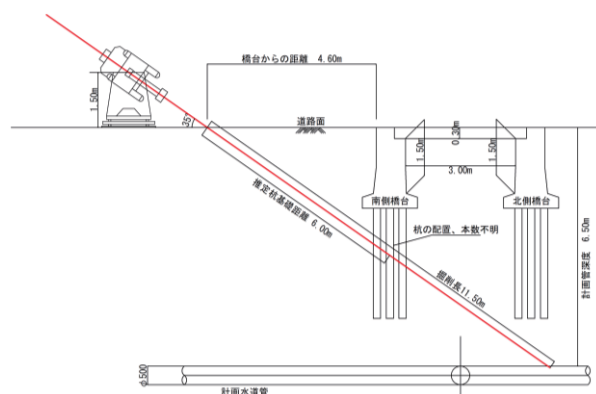


図-1 斜め BOR 計画概要図

(2) 毎日撤去に伴う効率的な搬入計画

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



写真-1 現場状況と使用した強化プラスチックビット

4. 留意点

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

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

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



写真-2 ケーシング挿入



写真-3 日々の埋め戻し

5. 調査結果

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

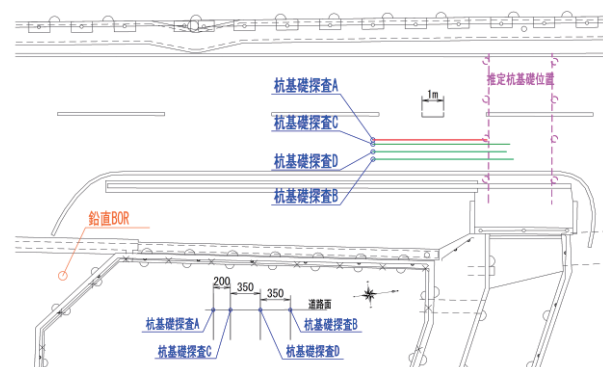


図-2 斜め BOR 掘削概要図

(赤線:杭基礎までの掘削長 緑線:岩盤出現までの掘削長)

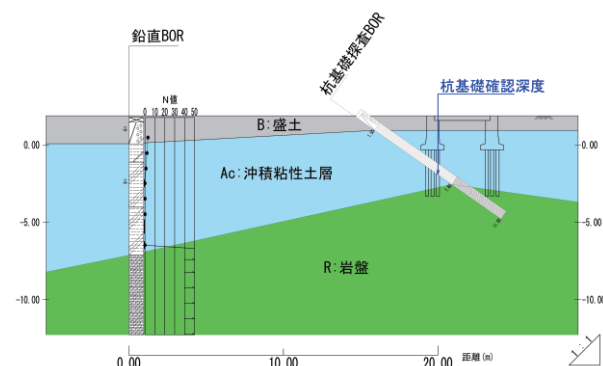


図-3 推定断面図

6. まとめ

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

7. 今後の課題

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

《引用・参考文献》

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

高品質ボーリングコアの取扱い事例

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

1. はじめに

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

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

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

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

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

2. 各人員が行う役割について

(1) ボーリングオペレーター

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

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

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

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

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

(2) 地質技術者

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

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

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

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

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

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

写真撮影時は、手振れを防止するため、固定したカメ

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

コア写真撮影が終了した後は、観察の作業に移っていくが、本論では割愛する。



写真-1 ガーデンアグリパイプを使用したコア撮影装置

3. 高品質ボーリングコアの例

(1) 砂礫層での事例

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



写真-2 通常工法の砂礫コア(φ66mm、幅40cm)



写真-3 高品質ボーリングの砂礫コア(φ66mm、幅40cm)

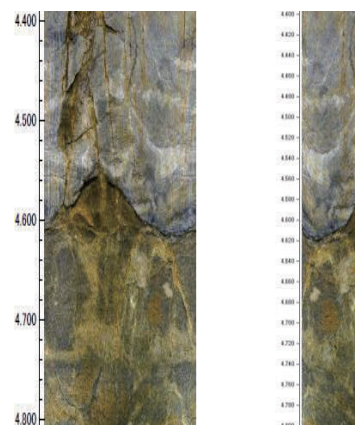
(2) 硬軟混在部の事例

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

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



写真-4 硬軟混在部のコア(φ66mm、幅40cm)



〔展開画像〕 〔柱状画像〕
図-1 孔壁展開画像

(3) 破碎帯の事例

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

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



写真-5 断層及び破碎帯のコア写真(φ66mm、幅50cm)

(4) 地すべり土塊の事例

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

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



写真-6 地すべり破碎コア(φ86mm、幅50cm)

《引用・参考文献》

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

【005】

光ルミネッセンス (OSL) 年代測定試料採取のためのボーリング調査事例

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

1. はじめに

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

2. 調査背景

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

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

3. 採取手法

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

(1) トリプルサンプラーを用いた手法

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

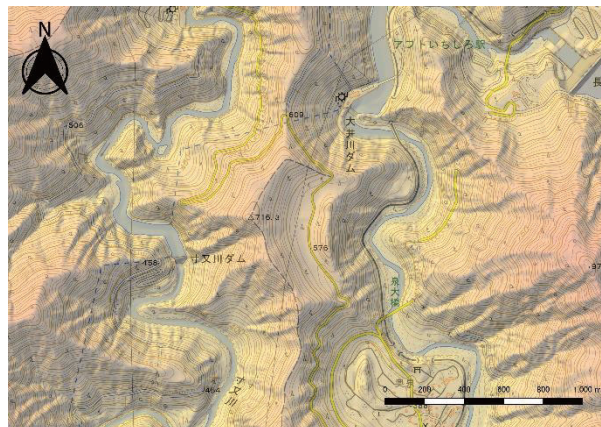


図-1 ボーリング調査地点(環流旧河谷)^{2), 3)}

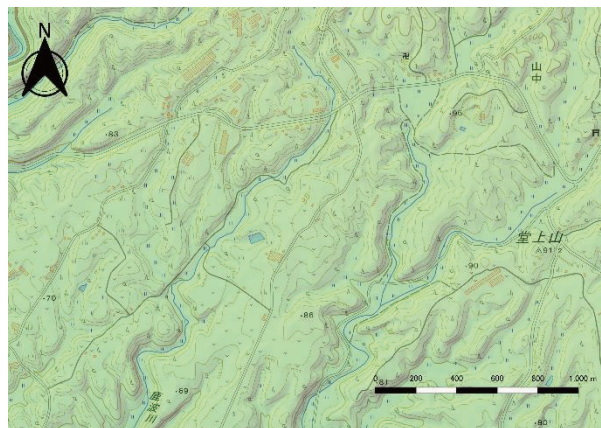


図-2 ボーリング調査地点(海成段丘)^{2), 3)}

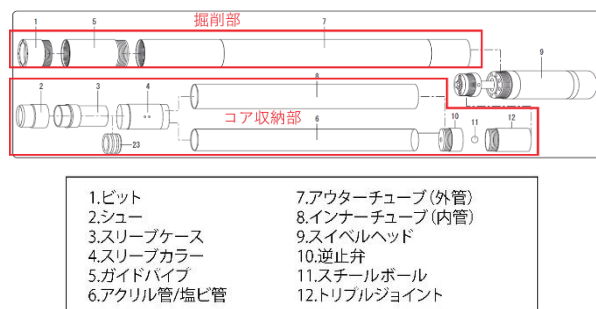


図-3 トリプルサンプラーの構造⁴⁾

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

(2) ダブルコアチューブを用いた手法

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

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

4. まとめ

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

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

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

表-1 2つの手法の比較

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



図-4 暗室外観



図-5 暗室内作業風景

5. 謝辞

本報告は経済産業省資源エネルギー庁委託事業「令和2年度高レベル放射性廃棄物等の地層処分に関する技術開発事業（地質環境長期安定性評価技術高度化開発）」の成果の一部を利用した。

《引用・参考文献》

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

大阪平野洪積海成粘土層での標準貫入試験による N 値の過大値

株式会社東建ジオテック 井関岳人

1 はじめに

大阪平野周辺は第四紀を通して沈降を続けており地下には現在確認されているだけで 21 枚の海成粘土層が潜在し、海進時の海成粘土層、海退期の陸成層が交互に分布している。海成粘土層は混入物の少ない均質な粘性土層であり、通常は砂礫層でみられるような地層内での標準貫入試験による N 値の特異値は少ない。しかし大阪平野周辺では時折海成粘土層で標準貫入試験の打撃後にサンプラーの緩やかな浮き上がり（以降本文中ではバウンドと表記する）が見られ、結果として 30cm 打ち込むまでの打撃回数が多くなり、 N 値が過大になる事例が時折確認される。またバウンドが発生する深度の粘性土層は周辺の粘性土層と層相が変化せず、試料観察ではバウンド発生の有無は判定できない。一般的に標準貫入試験では 30cm の打撃数のうち 10cm と最後の 10cm を比較すると周面摩擦等により後者がある程度大きく、諏訪ほか 2002¹⁾ では更新世の堆積物において 10cm ごとの打撃数をそれぞれ N_1, N_2, N_3 とし、土質に関係なく概ね $N_1 < N_2 < N_3$ との関係となることを示した。要因としてはサンプラーの充填や周面摩擦をあげているが、バウンドが生じた場合 N_3 は N_1 に比べて 2~3 倍程度の差が生じ、より過大な N 値となる。

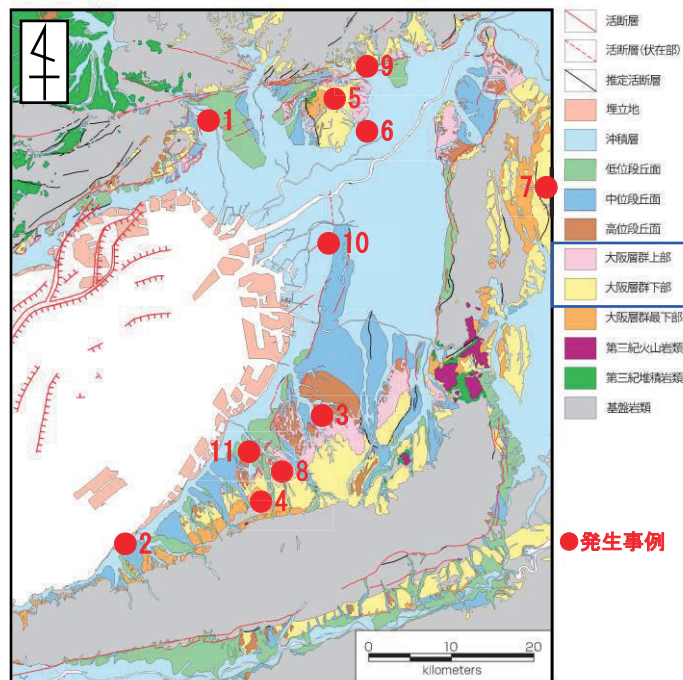


図-1 大阪平野周辺の表層地質及びバウンド発生地点²⁾に加筆

2 バウンドの発生事例

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

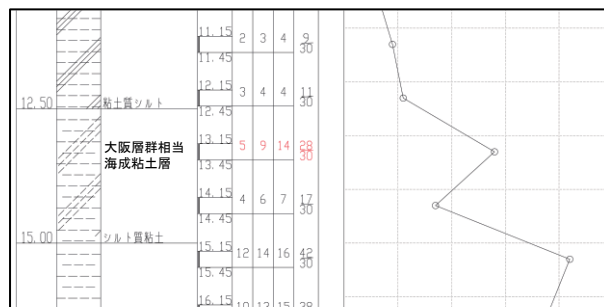


図-2 バウンド発生事例(大阪府泉南市)

3 バウンドの発生する地盤

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

4 バウンドの発生要因に対する考察

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

表-1 バウンド発生粘土層の N 値と土質試験結果

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

※赤字は三軸試験(UU)による換算値

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

5 バウンドの発生による問題点

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

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

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

N 値が過大になることにより N 値で換算する各土質定数を危険側の値で評価する可能性がある。図-3 に表-1 で示した一軸圧縮強さ q_u と N 値による換算値を示す。竹内ほか 1974³⁾ 奥村⁴⁾ では大阪湾周辺の海成粘土層において $N > 4$ の時 $q_u = 25N \sim 50N$ の関係となることを示した。こ

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

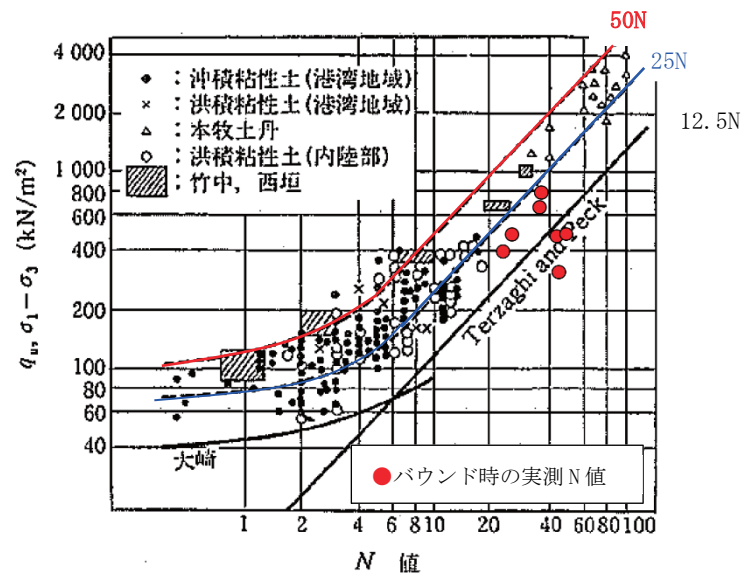


図-3 q_u 実測値と N 値からの換算値^{3), 4)} に加筆

6 まとめ

バウンドが生じやすい地盤条件は下記のとおりである。

- ・洪積の均質な海成粘土層(概ね大阪層群相当)
- ・丘陵及び近傍造成地

バウンドの有無の判断方法は主に下記の 2 点である。

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

7 今後の展開

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

《引用・参考文献》

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

洋上CPTから換算した地盤物性値の一考察

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

1. はじめに

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

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

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

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

2. 軟岩の特徴

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

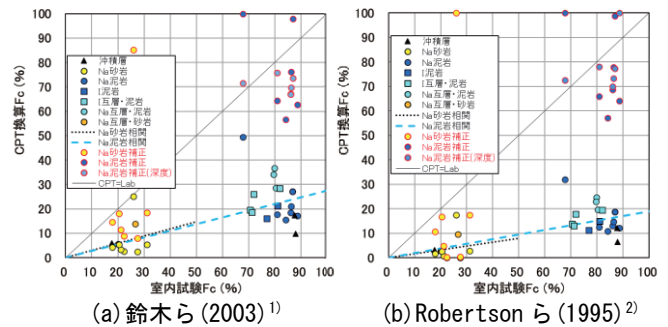
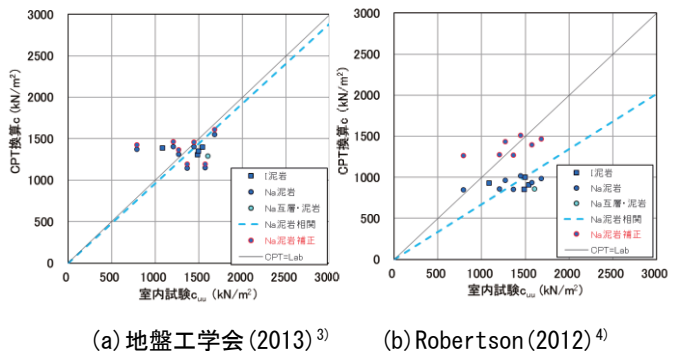
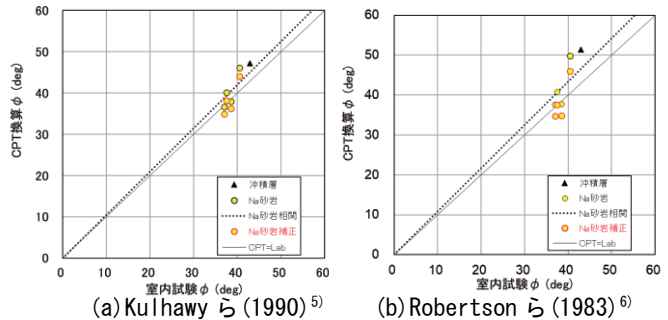
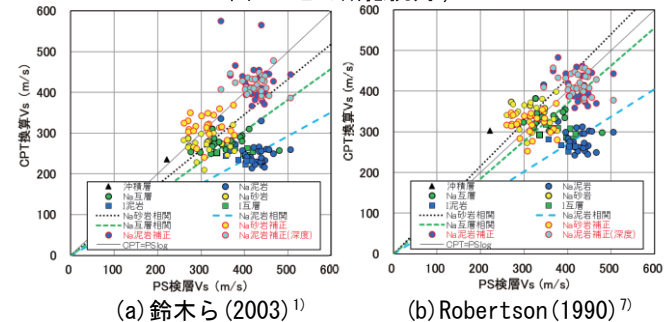
- ①硬岩よりは強度が低い、土よりも硬質な中間的な地盤材料を指す (一軸圧縮強度が1~20MPa 程度)。
- ②新第三紀以降の堆積岩軟岩が主である。
- ③土と比べて固結しており、硬岩と比較して間隙が大きいこと、岩石自体が物理化学的作用に弱いこと (サンプリング乱れ、膨潤性等) などがある。
- ④片理や節理が力学的性質に与える影響が小さく岩石試験結果と岩盤試験との相関性が高いとされ、物性値を室内試験により求めることが多い。

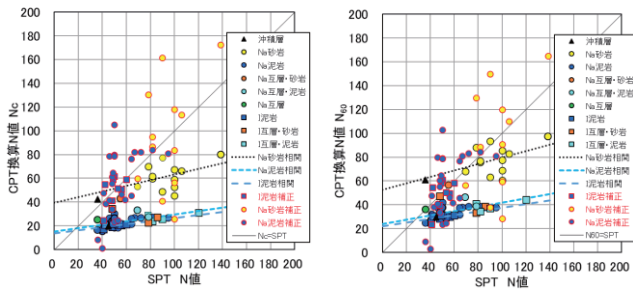
3. 物性値の推定

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

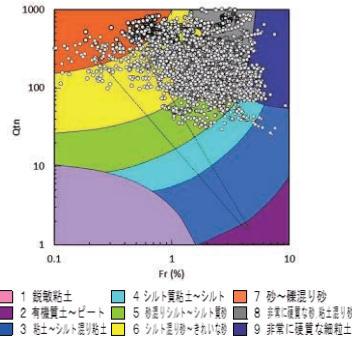
F_c は試験値と比較して CPT 換算値が大幅に小さい (図

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

図-1 細粒分含有率 F_c 図-2 非排水せん断強さ c 図-3 せん断抵抗角 ϕ 図-4 S 波速度 V_s

(a) 鈴木ら (2003)¹⁾(b) Robertson ら (2012)⁴⁾図-5 換算 N 値

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

図-6 土質性状分類図 (Q_{tn} - F_r 関係図)

4. 相関式の検討

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

表-1 得られた相関式 (代表層)

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

※泥岩は換算値/試験値に深度方向依存性があるが省略

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

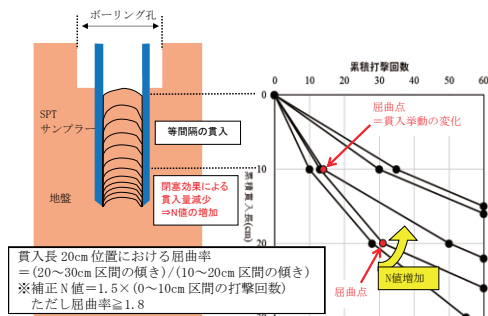


図-7 標準貫入試験での貫入挙動と補正方法

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

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

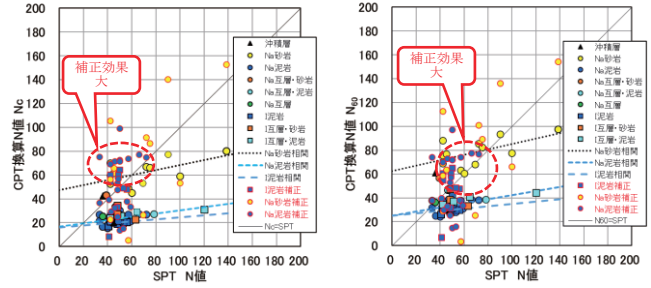
(a) 鈴木ら (2003)¹⁾(b) Robertson ら (2012)⁴⁾図-8 閉塞効果補正後の N 値比較

表-2 閉塞効果を考慮した相関式 (代表層)

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

5. おわりに (CPT 実施上の留意点)

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

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

《引用・参考文献》

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

シルト岩の区分と原位置試験および簡易試験の適用事例について

(株)ダイヤコンサルタント ○林星和, 新山雅憲, 伊藤靖雄, 片山悠貴

1. はじめに

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

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

2. 調査概要

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

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

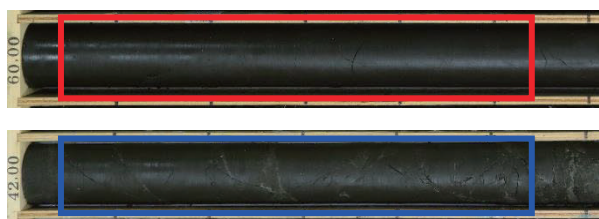


図-1 シルト岩塊状部(上)と片状部(下)の例

3. 調査方法

(1) 簡試験の種類と特徴

簡易試験は、3種類実施した。

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

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

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

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

(2) 試験方法

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



図-2 シルト岩の1m 区間における試験箇所の例

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

4. 調査結果

(1) 各種簡易試験結果

各種簡易試験の結果を柱状図とともに図-3に示す。

①針貫入試験

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

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

②エコーチップ硬さ試験

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

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

③色調試験

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

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

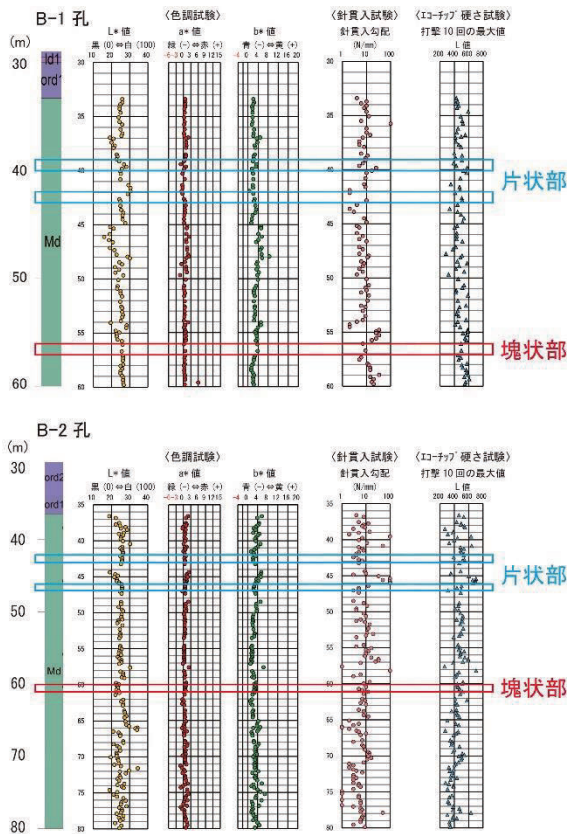


図-3 各種簡易試験結果(簡易柱状図とグラフ)

(2) 簡易試験の評価

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

表-1 各種簡易試験結果一覧

	孔名	簡易試験深度 (m)	調査機坑におけるシルト岩(MD)層の種別	簡易試験				
				色調試験			針貫入勾配 (N/mm)	エコーチップ L値
				L値	a値	b値		
①	B-1孔	39.00~40.00	片状部	24.2~28.1	-1.1~1.0	1.6~3.3	9~25	389~576
②	B-1孔	43.00~44.00	片状部	24.9~26.5	0.6~0.9	2.9~3.2	2~4	343~444
③	B-1孔	56.00~57.00	塊状部	25.6~26.1	0.2~0.7	3.7~3.8	7~9	492~497
④	B-2孔	42.00~43.00	片状部	25.0~26.0	0.4~0.9	2.1~3.1	3~7	392~540
⑤	B-2孔	46.00~47.00	片状部	25.7~25.9	0.5~0.9	2.3~2.8	5~100	436~663
⑥	B-2孔	60.00~61.00	塊状部	22.7~24.0	0.7~1.0	2.5~3.3	5~10	441~483

(3) 孔内水平載荷試験結果

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

B-1孔における片状部の弾性係数は、681MN/m²と912MN/m²を示し、塊状部は930MN/m²を示した。

B-2孔における片状部の弾性係数は、423MN/m²と465MN/m²を示し、塊状部は1,177MN/m²を示した。

表-2 孔内水平載荷試験結果

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

5. 考察

孔内水平載荷試験結果と各種簡易試験の結果より、傾向や差異について検討した。

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

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

表-3 シルト岩の塊状部・片状部調査結果

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

6. おわりに

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

《引用・参考文献》

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

有明粘土におけるベーンせん断試験の実施例

中央開発株式会社 川渕 達也

1. はじめに

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

2. 調査箇所の地質

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

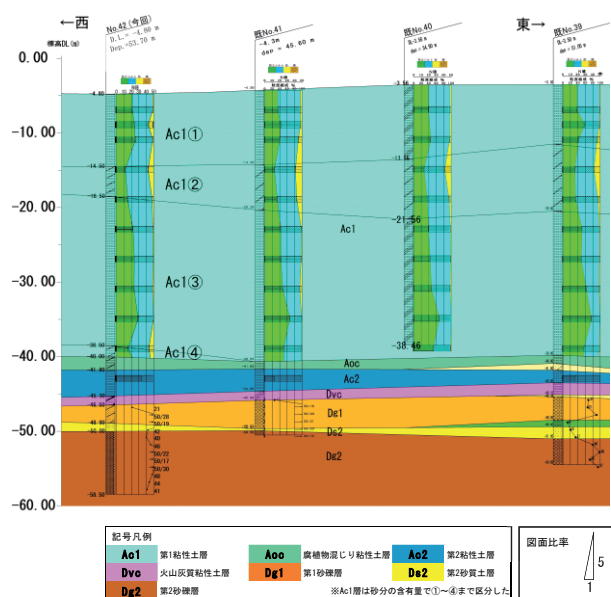


図-1 調査位置断面図

3. ベーンせん断試験方法

(1) 現場条件

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

(2) ロッドの偏心・摩擦トルクへの対策

今回の調査ではベーンせん断試験の最深部で DL-38m

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



写真-1 センターライザー設置状況

(3) 粘土の硬軟に応じたベーンブレードの選択

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



写真-2 使用したベーンブレード

4. 試験結果

(1) ベーンせん断試験結果

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

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

(2) 鋭敏比

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

5. 三軸圧縮試験結果との比較

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

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

τ : せん断力, c_{cu} : 粘着力

σ' : 有効土被り圧, ϕ_{cu} : 内部摩擦角

6. 今後の活用例

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

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

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

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

表-1 ベーンせん断試験結果一覧

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

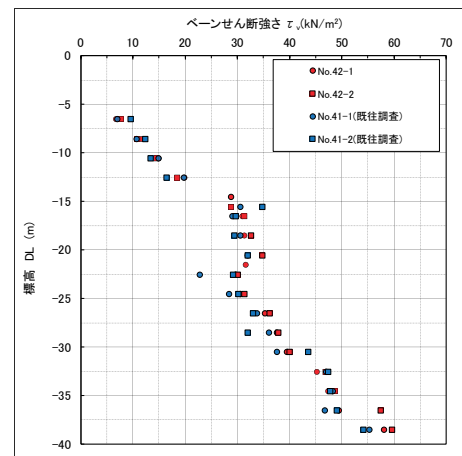


図-2 ベーンせん断強さと標高の関係

表-2 三軸圧縮試験結果によるせん断強さ

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

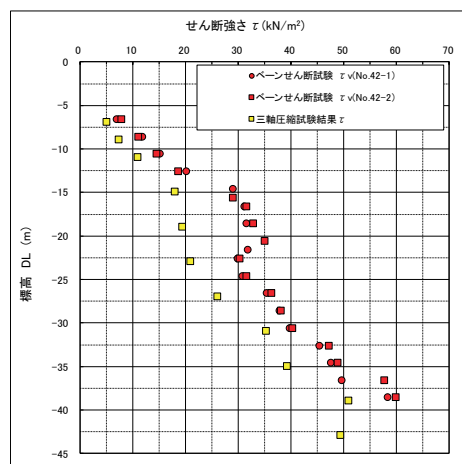


図-3 三軸圧縮試験結果とベーンせん断試験結果の比較

濃尾平野における孔内載荷試験より求めた変形係数 E と N 値の関係

(株)東建ジオテック 平山 瑞紗

1. はじめに

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

しかし、この式は土質や地層年代にかかわらず求められたものである。

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

2. 分析の対象データについて

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

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

表-1 項目別データ(全133個)

		沖積層			洪積層	
		粘性土 ($N<1$)	粘性土	砂質土	粘性土	砂質土
個 数		20	24	56	8	25
N 値	最大値	0.9	7.0	29.0	13.0	23.0
	最小値	0.0	1.0	2.0	4.0	3.0
	平均値	0.4	2.9	8.6	6.9	9.1
変形係数 (kN/m^2)	最大値	3670	3130	14690	11030	14030
	最小値	410	500	810	2130	2130
	平均値	1201.5	1793.8	4166.4	5087.5	5914.8

3. 分析結果

(1) 年代別の分析結果

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

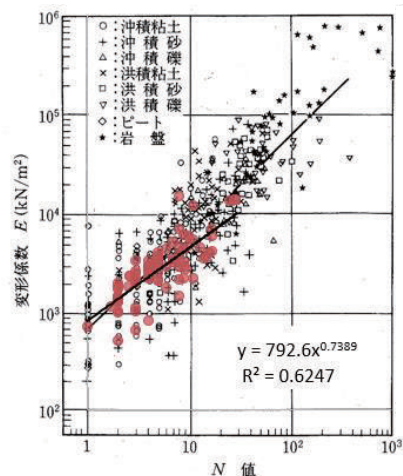


図-1. 沖積層の変形係数と N 値の関係¹⁾

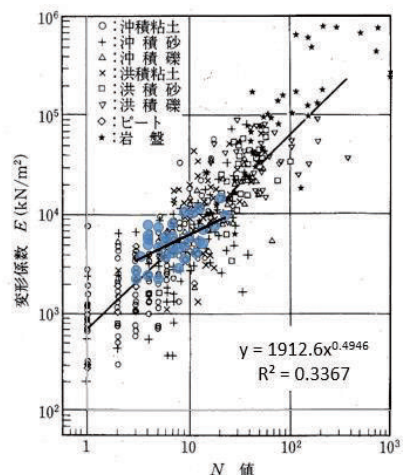


図-2. 洪積層の変形係数と N 値の関係¹⁾

(2) 土質別の分析結果

① 沖積粘性土層の変形係数と N 値の関係

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

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

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

② 沖積砂質土層の変形係数と N 値の関係

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

③ 洪積粘性土層の変形係数と N 値の関係

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

④ 洪積砂質土層の変形係数と N 値の関係

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

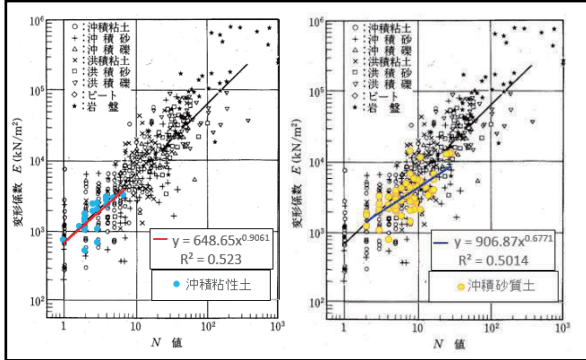


図-3. 粘性土・砂質土の変形係数と N 値の関係(沖積層)¹⁾

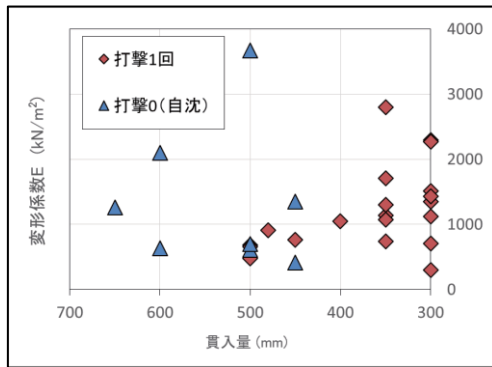


図-4. 沖積粘性土層の変形係数と貫入量の関係

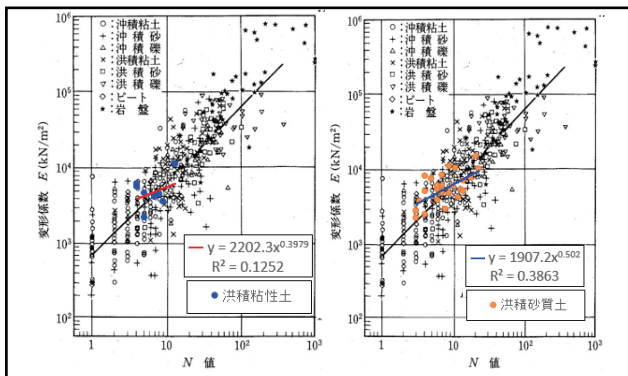


図-5. 粘性土・砂質土の変形係数と N 値の関係(洪積層)¹⁾

4. 考察

(1) 分析結果の考察

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

に現れていると考えられる。

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

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

(2) 他地域との比較

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

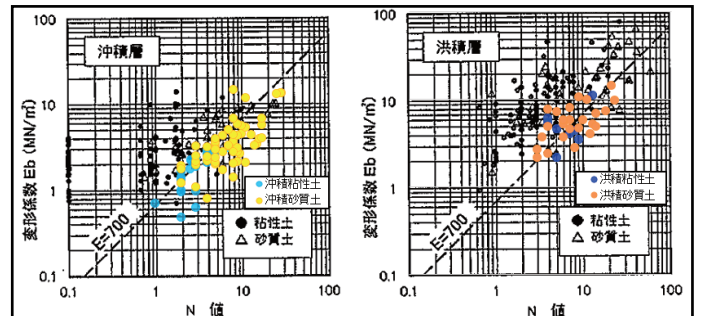


図-6. 首都圏の変形係数と N 値の関係²⁾

5. 今後の課題

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

《引用・参考文献》

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

孔内水平載荷試験に関する一考察

(株)アサノ大成基礎エンジニアリング

○小瀬川奉久, 広瀬義純, 片山輝彦

1. はじめに

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

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

2. 試験データ

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

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

3. 変形係数と N 値の関係

(1) 土質別の変形係数と N 値の関係

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

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

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

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

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

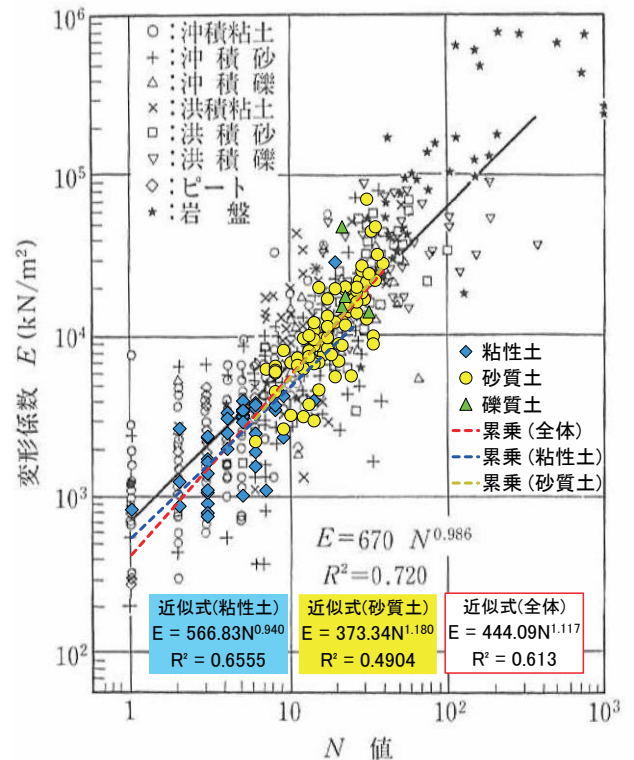


図-1 変形係数と N 値の関係(土谷・豊岡の図¹⁾に加筆)

(2) 堆積年代別の変形係数と N 値の関係

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

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

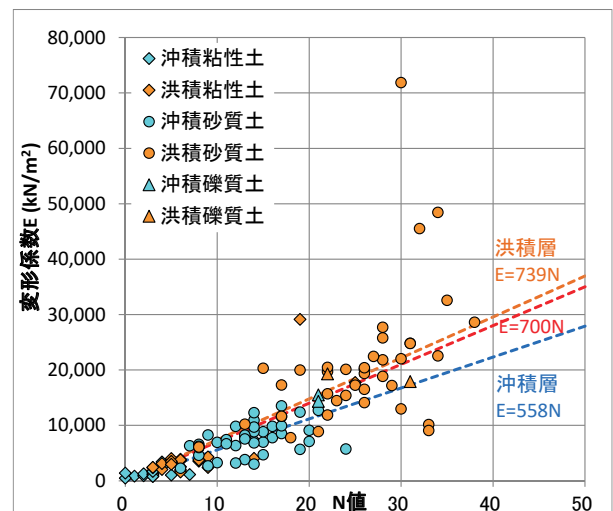


図-2 堆積年代別の変形係数と N 値の関係

4. 変形係数と孔壁の状態

(1) 初期孔壁半径について

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

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

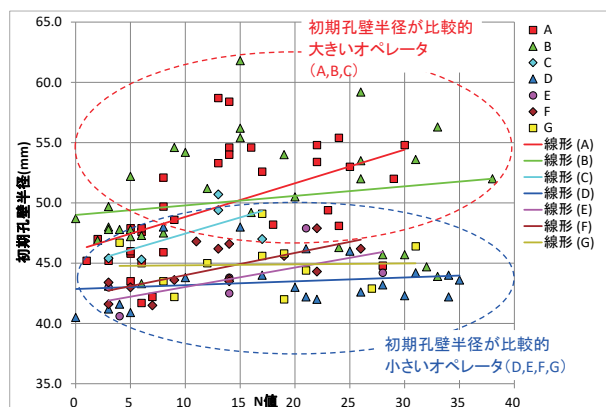


図-3 初期孔壁半径と N 値の関係

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

(2) 初期孔壁半径と孔壁の乱れについて

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

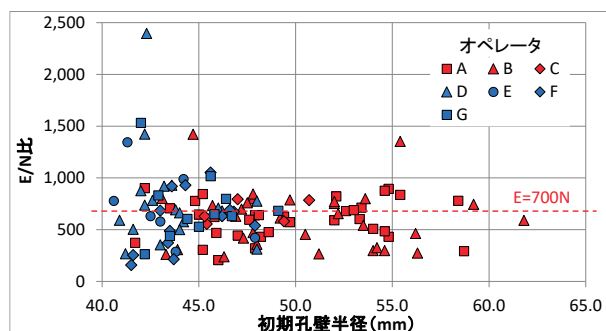


図-4 初期孔壁半径と E/N 比の関係

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

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

(3) 砂質土の礫混入の影響について

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

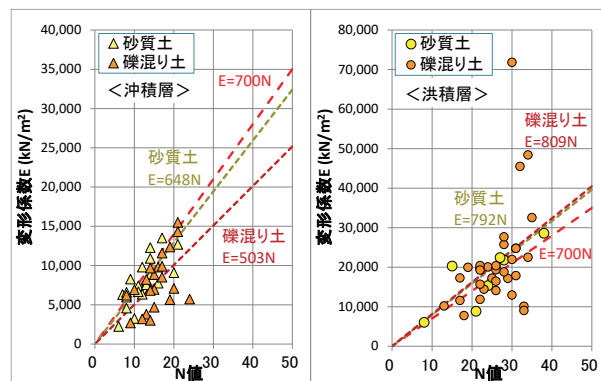


図-5 砂質土の礫混入の有無による比較

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

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

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

5. まとめ

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

《引用・参考文献》

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