

# 洋上の地質調査における N 値補正に関する考察

川崎地質株式会社 ○井上 駿, 川井 康右, 長谷川 理, 外川 泰利

## 1. はじめに

今後の洋上風力発電施設のボーリング調査では、櫓上から 200m 以深の地層を対象とするなど、より水深が深い沖側に向かって長尺となることが予想される。調査で実施する標準貫入試験（(JIS A 1219-2013) Standard Penetration Test, SPT）は、63.5kg±0.5 kgのハンマーを 750mm±10mm の高さから自由落下させてロッド頭部のアンビルを打撃することにより、ロッド先端部の SPT サンプラーが地盤に 300mm 貫入するまでに要した打撃回数 N 値を測定する原位置試験である。

しかし、標準貫入試験は、いわゆるトップブッシュ型の試験であるため、孔壁との摩擦など様々な要因により、打撃エネルギーが孔底到達前に減衰している可能性がある。その結果、N 値の精度が低下し、支持層や工学的基盤の評価に影響を及ぼしかねない<sup>1)</sup>。今回は、長尺のボーリング調査において、N 値のエネルギーを補正した方法について考察する。

## 2. 標準貫入試験の打撃エネルギーについて

標準貫入試験は、図-1に示すように、「ハンマーが持つ位置エネルギー」が「運動エネルギー」に変換され、最終的には、「打撃エネルギー」としてロッドを介して、孔底の SPT サンプラー先端への「伝達エネルギー」で地盤に貫入している。従来は、この「位置エネルギー」が、孔底の SPT サンプラー先端まで到達しているものとして、N 値を評価しているの、

$$E^* = E_1 = E_2 = E_3 \quad \dots \text{式-1}$$

となる。しかし、地盤条件に限らない様々な要因により、エネルギーの減衰が生じることで、全てのエネルギーが SPT サンプラー先端まで到達していないことが考えられる。

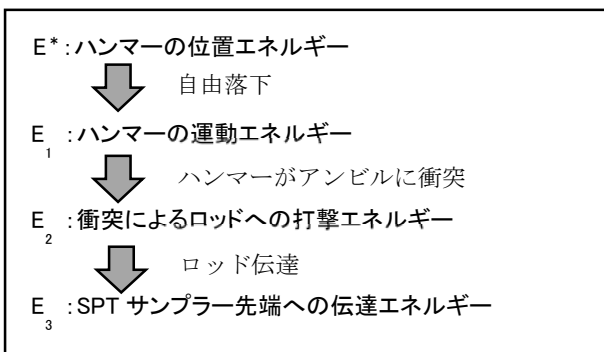


図-1 標準貫入試験のエネルギー伝達

## 3. エネルギーが減衰する要因について

$E^* \sim E_3$ の過程で考えられるエネルギー減衰の要因を以下にまとめた。

### ① $E^* \sim E_1$

- ハンマー落下中のガイドロッドとの摩擦による減衰

### ② $E_1 \sim E_2$

- アンビル衝突時の振動や変形による減衰

### ③ $E_2 \sim E_3$

- ボーリング孔の屈曲や、ロッドの振動・変形によってロッドと孔壁が接触等をするることによる減衰

①～③のエネルギー減衰の要因を図-2に示す。

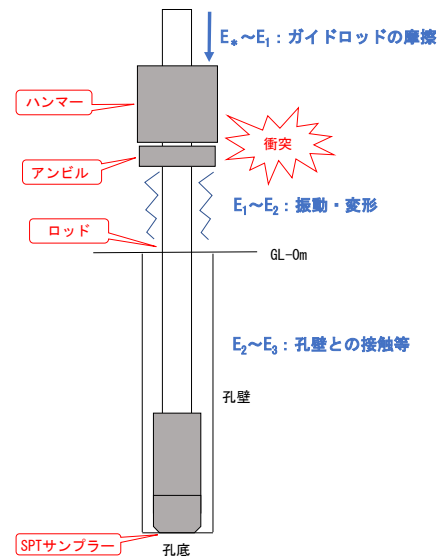


図-2 エネルギー減衰の要因概要図

今回は、③ $E_2 \sim E_3$ のエネルギー減衰の評価方法について考察する。

## 4. エネルギー減衰の評価方法

エネルギー減衰の測定には、SPT アナライザー（写真-1）を使用した。エネルギー減衰がない場合、ハンマーとアンビルが衝突した際の下降応力波に対して、一定時間後に上昇応力波が反射する（図-3）。しかし、ロッドと孔壁が接触等をした場合、下降応力波に対して、上昇応力波が孔底に到達する前にその都度反射する。そのため、下降応力波と上昇応力波の間に波形の高まりが生じる（図-4）。これをエネルギーの減衰として評価した。



写真-1 SPT アナライザーと測定装置

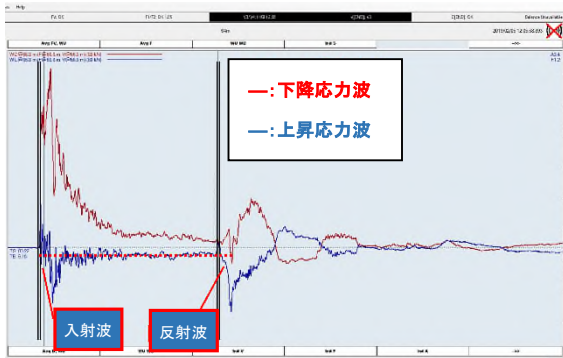
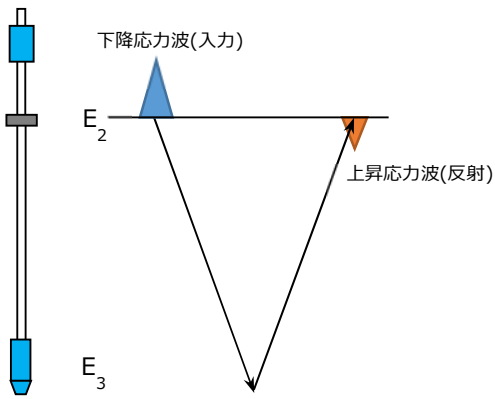


図-3 エネルギー減衰がない応力波

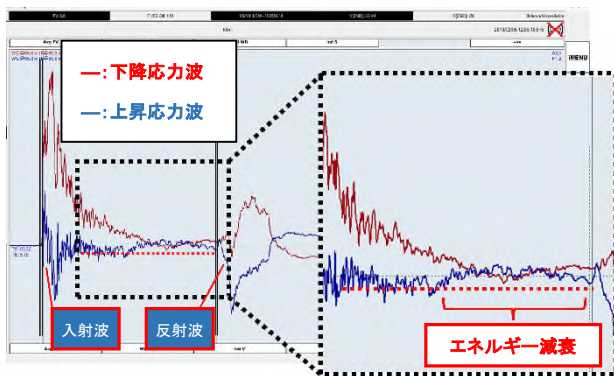
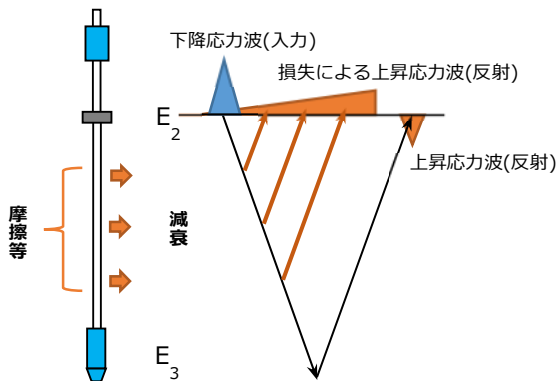


図-4 エネルギー減衰がある応力波

## 5. 測定結果

測定の結果、一部の深度で図-4にみられるようなエネルギー減衰が確認された。減衰がみられた N=27/30の砂層で、27回の打撃回数に対して、10回分の打撃で減衰が確認された。この10回分それぞれの減衰率が概ね20%程度だったため、その減衰率を測定回数分の27回で平均し、

その結果を平均値 (avg) とした。

結果は、以下のとおり。

$$\text{平均値 (avg)} = e3 = 93 (\%)$$

## 6. N 値の補正方法の提案

ここで安全側を考慮した N 値の補正方法を提案する。e3と半自動落下装置を使用した場合の  $E^* \sim E_2$  のエネルギー減衰を考慮した打撃効率 ( $e12$ )<sup>2)</sup> を用いて、伝達効率 (e) を求める。

$$e = e3 \times e12 \quad \dots \text{式-2}$$

$$= 0.93 \times 0.84 = 0.78 = 78 (\%)$$

ここに実測 N 値 = 27 を用いて補正 N 値を求める。

$$\text{補正 N 値} = e \times \text{実測 N 値} \quad \dots \text{式-3}$$

$$= 0.78 \times 27 = 21$$

$$\text{補正 N 値} = 21$$

これらの式を用いることにより、トッププッシュ型である標準貫入試験の実測 N 値を過大評価することなく、補正 N 値を用いて、より安全側に評価することができると考えられる。

## 7. 今後の課題

補正 N 値の精度を高めるためには、下降応力波と上昇応力波の測定・解析をさらに増やしてデータを収集することが不可欠である。データを収集することによって、深度・土質等に適した精度が高い補正 N 値の提案をすることができると考えられる。

## 8. おわりに

現在、CPT を主体としている海外事業者からの N 値の信頼性は、必ずしも高いとは言えない。そのため、日本国内で主体としている標準貫入試験を洋上風力発電事業で生かしていくためには、海外事業者に対して、N 値の信頼性を得なければならない。

また、国内では、設計基礎がモノパイル式から、浮体式に転換していくため、調査海域の水深もこれまで以上に深くなり、より長尺となる。そのなかで、標準貫入試験を実施するにあたり、より精度が高い補正 N 値の提案をすることで、設計基礎の施工に対して、リスクを軽減することができると考えられる。

## 《引用・参考文献》

- 1) 一社) 関東地質調査業協会：我が国における標準貫入試験の利用実態と留意点, pp1-11, 2021
- 2) 一社) 日本建築学会：建築基礎設計のための地盤調査計画指針, p. 195, 1997

# 未固結土を対象とする様々な現場透水試験法の適用事例

基礎地盤コンサルタンツ株式会社 ○加藤 歌那子, 五十嵐 央, 音 勇一

## 1. はじめに

地盤の透水性を把握するため、実務では様々な手法による透水試験が実施されている。未固結土を対象とする試験では、ケーシングを用いる試験が多用されているが、その適用範囲には限界があり、実施する上での留意点も数多く存在する。

本稿では、筆者らがこれまでに経験した様々な土質を対象とする現場透水試験を通じて、実施上の注意点や工夫点等を整理して報告する。

## 2. 代表的な単孔式現場透水試験方法

ボーリング孔を利用して行う現場透水試験方法は、注入または汲み上げた水位の経時変化から透水係数を算出する非定常法と注入圧力～注入量の関係から透水係数を算出する定常法に分けられる。浅層地盤を対象とするオーガー法以外はケーシング法に分類される(図-1参照)。

非定常法では、ロープ式水位計で水位を測定するのが一般的であるが、高透水性地盤では測定中の水位変化に追いつかないことから、試験区間長を調整する等して対応する場合が多い。

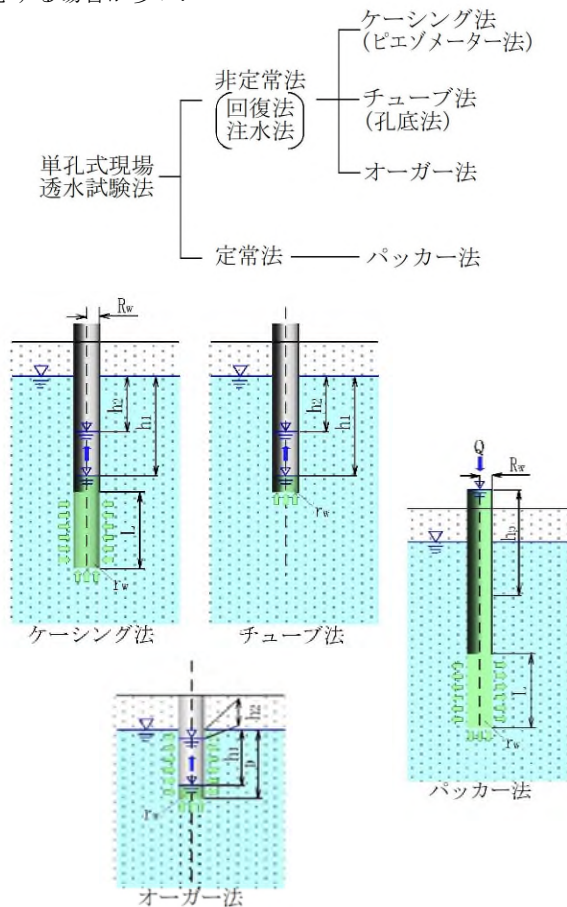


図-1 単孔式現場透水試験の種類<sup>1)</sup>

表-1は、室内における試験方法と透水性の関係を整理したものである。ケーシング法で測定できるのは、表中の変水位～定水位透水試験の適用範囲と考えられ、透水性の高い砂・礫や難透水層では、試験区間長の調整に加えて、自記水位計を用いる等の工夫が必要である。

表-1 透水性と試験方法との適用性<sup>2)</sup>

透水性	透水係数(km/s)										
	10 <sup>-11</sup>	10 <sup>-10</sup>	10 <sup>-9</sup>	10 <sup>-8</sup>	10 <sup>-7</sup>	10 <sup>-6</sup>	10 <sup>-5</sup>	10 <sup>-4</sup>	10 <sup>-3</sup>	10 <sup>-2</sup>	10 <sup>-1</sup>
透水性	事実上不透水	非常に低い			低い	中位			高い		
対応する土の種類	粘土性(C)	微細砂、シルト、砂-シルト-粘土混合土(SF) (S-P) (M)				砂及びれき(礫)(GW) (GP) (SW) (SP) (G-F)			清浄なれき(GW) (GP)		
透水係数を直接測定する方法	特殊な変水位透水試験	変水位透水試験				定水位透水試験			特殊な変水位透水試験		

## 3. 現場透水試験実施上の注意点と工夫

### (1)透水性が高い砂・礫地盤

透水性の高い砂・礫地盤では、ベラーで孔内水を汲み上げてからロープ式水位計が水面に到達するまでに水位回復することが多い。このような場合には、ポンプ等で強制的に水位を低下させ、自記水位計により水位を連続測定するような対応が考えられるが、試験区間のボーリングや孔壁崩壊に注意する必要がある。

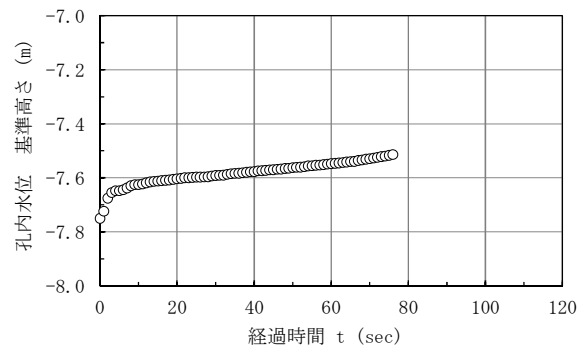


図-2 自記水位計による高透水性地盤の測定例(回復法)

また図-3に示すように、層流状態では流速と動水勾配が比例関係で表されるのに対し、乱流では流れの状態が不規則になる。このため、層流を前提とする現場透水試験では、流れの状態変化にも注意する必要がある。

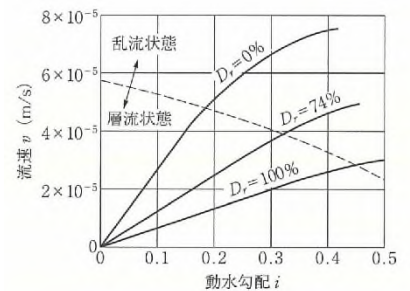


図-3 動水勾配と流速の関係<sup>3)</sup>



## (2)難透水層

難透水層では、水の出入りが少ないため、長時間の測定を要する場合が多い。このような場合にも自記水位計を用いた作業時間外の測定が有効と考えられるが、後述する「湧水圧試験」による試験時間の短縮も期待できる。

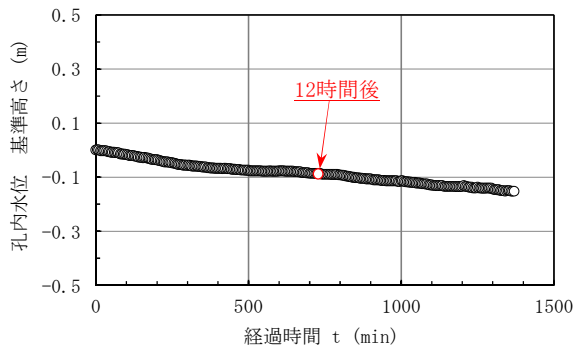


図-4 自記水位計による難透水層の測定例(注入法)

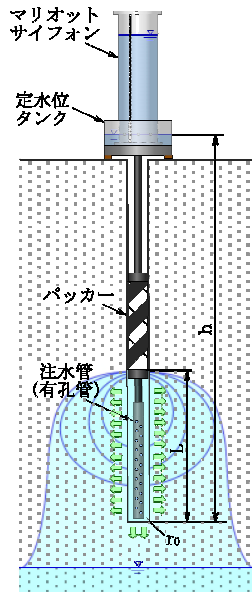
## 4. その他の現場透水試験法

### (1)地下水面より上の地盤を対象とする試験

地下水面より上の地盤を対象とする試験法として、従来より、締め固めた地盤を対象とする試験法(JGS1316)が存在していたが、現場飽和透水係数を求める試験法(JGS1319)が2018年に基準化された。この手法は、従来法と同様にマリOTTサイフォンを用いる定水位法の一つであるが、大容量給水タンクを装備することにより、高透水性地盤にも適用可能である。また、パッカーで試験区間を遮断できるため、孔中測定にも対応可能である。



図-5 地下水面より上の地盤の透水試験例<sup>4)</sup>



しかしながら、図-6に示すように、地下水面より上の地盤では、注水が不十分な状態で得られる透水係数が著しく小さくなることに留意する必要がある。

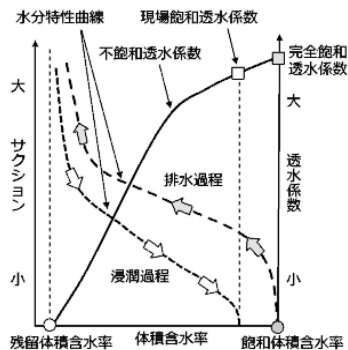


図-6 不飽和土の浸透特性値の概念図<sup>5)</sup>

## (2)湧水圧試験

この手法は、パッカーで密閉された試験区間を加圧し、バルブを解放したときの圧力変化から透水係数を把握するものである。試験終了後にバルブを再び閉じることににより試験区間内の圧力が高まり、安定した状態での圧力から安定水位を把握する。水の出入りが少ない難透水地盤では、このような試験での時間短縮が期待できると考えられる。

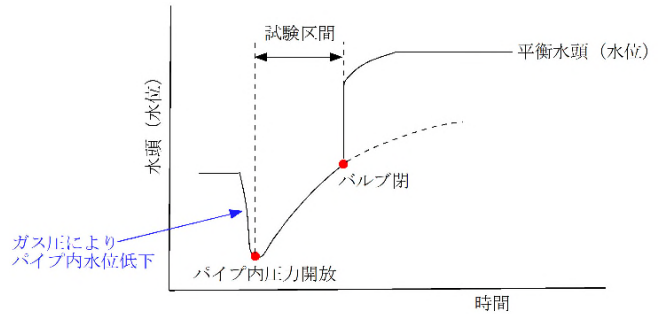


図-7 湧水圧試験のイメージ図

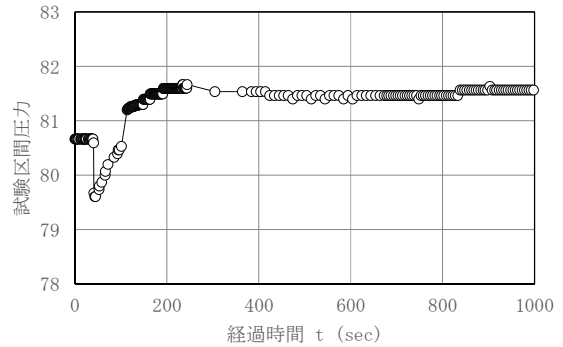


図-8 湧水圧試験の測定例

## 5. おわりに

本稿では、筆者らが経験した様々な現場透水試験法とそれらを実施する上での注意点・留意点等を整理した。

地盤の透水係数を把握する上では、試験対象の土質やその状態に合わせて、最適な試験法を選択するだけでなく、各種試験法の注意点や留意点を踏まえて、適切な結果が得られるよう努めることが重要と考えられる。

## 《引用・参考文献》

- 1) 関東地質調査業協会:新編ボーリング孔を利用する原位置試験についての技術マニュアル,pp.162,1995
- 2) 地盤工学会:地盤材料試験の方法と解説,pp.450,2009
- 3) 地盤工学会:地盤材料試験の方法と解説,pp.456,2009
- 4) 地盤工学会:新規制定地盤工学会基準・同解説地下水面より上の地盤を対象とした透水試験方法(JGS1319-2017),pp.16他,2018
- 5) 竹下祐二:不飽和地盤における浸透特性値の原位置測定方法,地盤工学会中国支部論文集,Vol.39,No.1,2021
- 6) 応用地質(株):MHTを用いた新しい透水試験法,p12

# プレッシャーメータ試験で求められる変形係数と降伏圧力の関係 において亀裂が与える影響

榎セイコー ○畠中 昇平, 村嶋 光明, 黒田 憲介, 原口 洋平

## 1. はじめに

地盤の指標を求めるプレッシャーメータ試験は、変形係数と降伏圧力を求めることができる。変形係数と降伏圧力の間には正の相関が認められるが、岩盤の場合において、相関関係にはばらつきが見られる。その理由として、岩盤に発達する亀裂などの不連続面の存在ではないかと考え、これまで実施した試験結果とボーリングコアで確認された亀裂の性状を比較し、亀裂が与える影響について評価した。

## 2. プレッシャーメータ試験について

一般的に、プレッシャーメータ試験の単調荷重における荷重強度-変位曲線は図-1に示すような曲線となり、その曲線には2つの変曲点が認められる。一つは、一次変曲点と呼ばれ、その荷重強度を  $P_0$  (初期圧) と呼ぶ。もう一つは二次変曲点と呼ばれ、この荷重強度は  $P_y$  (降伏圧) と呼ばれる。これらの一次変曲点と二次変曲点を結ぶ直線から変形係数が求まる。

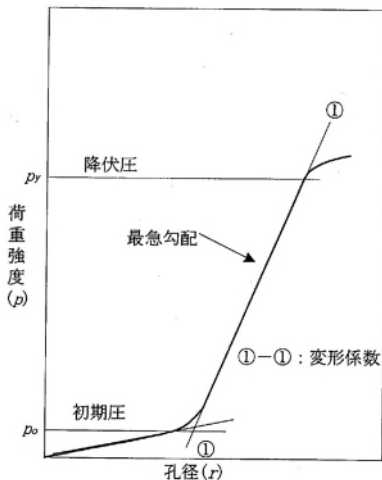


図-1 荷重強度-変位曲線<sup>1)</sup>

プレッシャーメータ試験を実施していると硬質な地盤において荷重強度-変位曲線が急勾配で  $P_y$  (降伏圧) も高くなる傾向が経験的に認められる。しかし、図-2に示すように、荷重強度-変位勾配が急勾配であるにもかかわらず、 $P_y$  (降伏圧) がより緩勾配の状態の時に比べて低くなる場合もある。そこで、変形係数と降伏圧との関係について、これまでに実施した既往試験結果からどのような傾向が見られるかを整理した。試験結果は、一般的に荷重強度-孔径変位量のグラフで表されるが、変位勾配と降伏圧を比較しやすいように、孔径の変位量を歪として表したものを図-2に示す。

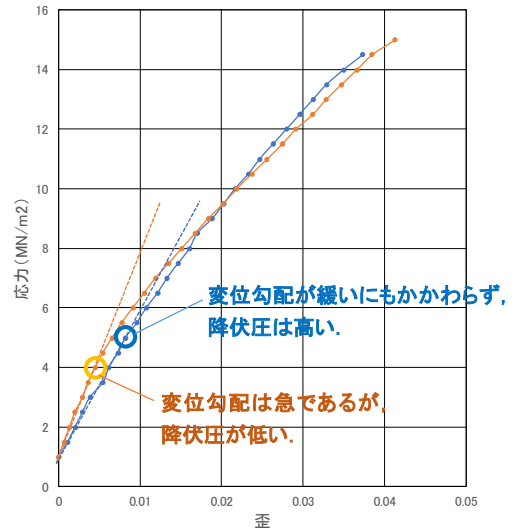


図-2 変位勾配と降伏圧の関係

## 3. データの整理方法と結果

等圧分布荷重法による試験として LLT 及びエラストメーターを用いた試験結果から、荷重強度-変位曲線図にて求められる変形係数と降伏圧力の関係をグラフ化し、近似式を求めた。図-3に示すように土質地盤で実施した試験結果に比べて、岩盤における試験では、決定係数が低く、特に変形係数が高くなるにつれ、降伏圧力との相関性が低くなる傾向が見られる。そこで、コアの試験区間に存在する亀裂の性状に着目し、亀裂の傾斜程度により区分を行った(図-4)。

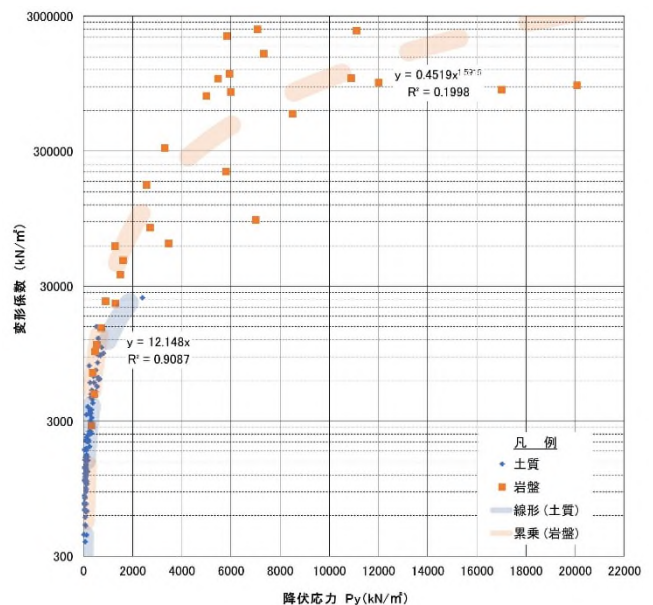


図-3 変形係数と降伏圧の関係

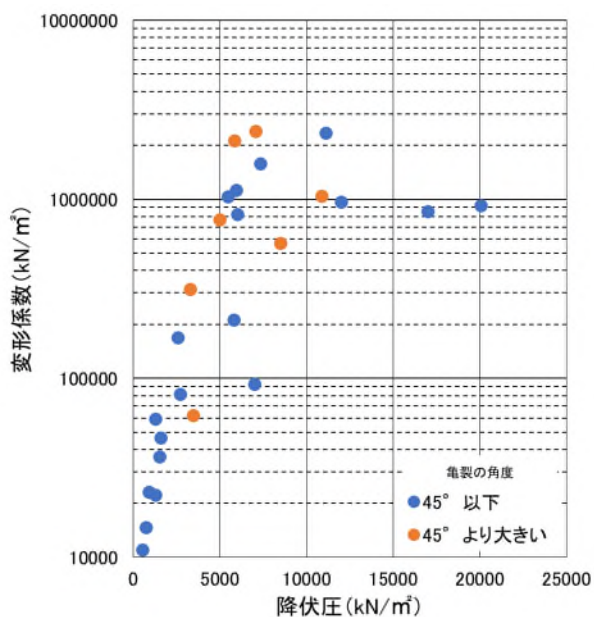


図-4 荷重強度-変位曲線図

区分した結果より、試験区間の中央部付近に存在する亀裂の傾斜角度が大きいほど降伏圧力は低い側になり、亀裂の傾斜角度が小さいほど降伏圧力は高い側にある傾向が見られる。なお、地質の違いによる区分で整理した場合には、荷重強度-変位曲線のバラツキに傾向は見られなかった。

岩盤において明らかな差が生じるのは、亀裂のように不連続面の存在であり、地盤の降伏圧(二次変曲点)の値を左右するものであると推察された。ここで、前述した二つの試験結果の違いについては、亀裂の傾斜を記載したボーリングコアの状況を写真-1に示した。



写真-1 亀裂の傾斜状況(コア写真)

このように岩盤での試験結果では、亀裂の形態に着目して試験結果を整理すると、亀裂の傾斜の違いで変形係数は同程度であっても、降伏圧力が異なることが判明した。ここで、3次元コアをイメージして、亀裂の傾斜の違いによるそれぞれの特徴を表-1にまとめた。プレッシャーメータ試験では、水平方向に広げようとするため、亀裂の角度により応力の受け方に違いが生じたのではないかと考えられる。これは、高角度の亀裂があると、孔壁から亀裂までの距離が見かけ上、近くなることから破壊されやすくなることから降伏圧力が低くなる場合が生じるのではないかと推察される。

表-1 亀裂の傾斜の違いによるそれぞれの特徴

低角度で左右方向に伸びている場合	高角度で上下方向に伸びている場合
→ 水平方向に力を加えても亀裂との距離が遠いため、亀裂の変形は少なく、地盤の降伏圧に対する影響は少ない。	→ 水平方向に力を加えると亀裂が近いので亀裂が変形しやすく、降伏圧の値が小さくなる傾向となる。

#### 4. まとめ

岩の降伏圧は、岩盤における亀裂の入り方(傾斜角度)や亀裂の性状(粘土を挟む、空隙が存在する)によって影響を受け、変化するものと推察される。従って、岩盤におけるプレッシャーメータ試験での降伏圧の評価については、亀裂の性状(不均質性や不連続面の存在)に留意して取り扱うことが大切である。また、岩盤での測定に用いられるエラストメータは、変位量を計測アームで測定することから、計測アーム近傍の亀裂状態の影響を受けやすい可能性も考えられる。このように、岩盤に存在する亀裂は、強度評価に影響を与えることが考えられる。よって、試験計測時は亀裂の性状に留意するとともに、柱状図には亀裂の傾斜角度や挟在物の性状などを記録することが必要である。今後の調査では、ボアホールカメラ等を併用することで、孔内の乱れのない不連続面の分布状況・傾斜等を把握し、亀裂が与える影響についてさらに検証していきたい。

#### 《引用・参考文献》

- 1) 社団法人土木学会：原位置岩盤試験法の指針(2000)，pp. 43-55.
- 2) 公益社団法人地盤工学会：地盤調査の方法と解説(2013)，pp. 663-696.



# 福島県内で測定した見かけ熱伝導率の季節変動について

新協地水株式会社 ○幸田 英顕, 原 勝重, 藤沼 伸幸

## 1. はじめに

地中熱利用は、省エネルギーによって脱炭素に寄与する有力な手段である。熱応答試験は、地盤の熱物性や地中熱交換器の熱交換能力を推定する地盤調査試験であり、地下水の流れの影響を含む見かけ熱伝導率を求めて、地中熱利用のための熱交換器長の設計データとして利用される。原ほか<sup>1)</sup>、2019は、福島県内の8地点16回の熱応答試験によって、概ね20~30mという比較的浅い深度では見かけ熱伝導率は1.2 [W/(m・k)] 以上であり、地中熱ヒートポンプシステムの設計に用いることのできる値であることを示した。筆者らは、地点、回数を増やして2019年までのデータと合わせて図-1に示す福島県内の11地点41回の熱応答試験を行った。このうち2地点において、地中熱を空調に利用する機会が多い低気温時と高気温時における見かけ熱伝導率の違いの有無や季節的な地下水変動の影響を確認するため、各地点複数孔において年間を通して熱応答試験を行い、見かけ熱伝導率( $\lambda a$ )を求めた。また、地下水観測を行ったのでこれらの結果について報告する。

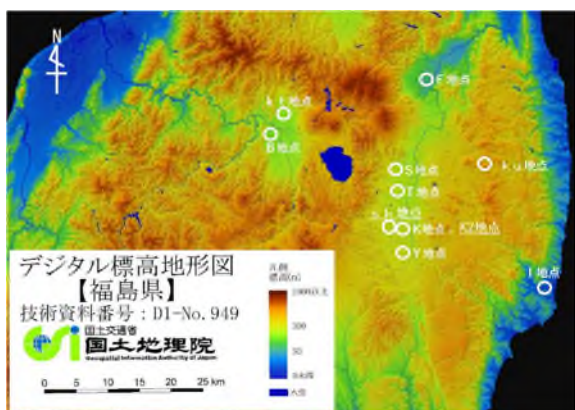


図-1 福島県内における TRT 実施地点<sup>2)</sup>

## 2. 方法

2022年から2023年にかけて夏季(7月から9月)、中間期(5月から6月または10月から11月)、冬季(12月から2月)に福島県須賀川市(sk地点)および鏡石町(K2地点)の2地点各4孔の概ね深度20~30mの地中熱交換器において熱応答試験を行った。熱応答試験は、一定加熱・温水循環方式熱応答試験(TRT)技術書<sup>3)</sup>に準拠して温水循環試験を実施した。温水循環試験に続いて、地中熱交換器に予め概ね2.5m間隔の深度に設置したT型熱電対を使用して温度回復試験を実施した。熱応答試験を行うTRT装置はアグリクラスター製のAGC-003であり、2017年2月15日にNPO法人地中熱利用促進協会から発行されたTRT装置認定申請の手引き<sup>4)</sup>に則って認定され、2020年8月5日および2023年3月31日に認定を更新している。熱応答試験と別

に観測孔を2022年にsk地点に1ヶ所、K2地点に2022年に2ヶ所、2023年に1ヶ所設置して地下水観測を行った。自記水位計(ジオファイブ製S&DLmini水位計)によってsk地点およびK2地点で2022年9月から観測孔内の水位を計測しており、流向流速計(アレック電子株式会社製地下水流向流速計GFD3A)によって、K2地点で2023年1月、2023年5月に流向および流速を計測した。また、機械ボーリングによる地質調査を行い、sk地点、K2地点のボーリング柱状図を作成した。

## 3. 結果

図-2、図-3にsk地点、K2地点の地層断面図を示す。sk地点では機械ボーリングの実施深度はGL-30mであり、GL-20mまで粘性土主体で砂質シルトや凝灰岩シルトが主となり、それ以深は、風化凝灰岩、凝灰岩であった。K2地点では機械ボーリングの実施深度はGL-20m、GL-30m、でありGL-20~25mまで粘性土主体で礫混じり砂をはさむ。それ以深は、風化凝灰岩であり、ボーリング孔間の距離は10mであるが分布深度が大きく変化している。

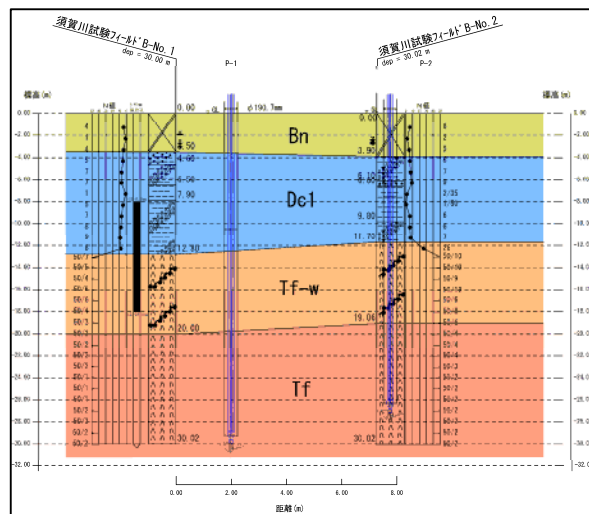


図-2 地層断面図(sk地点)

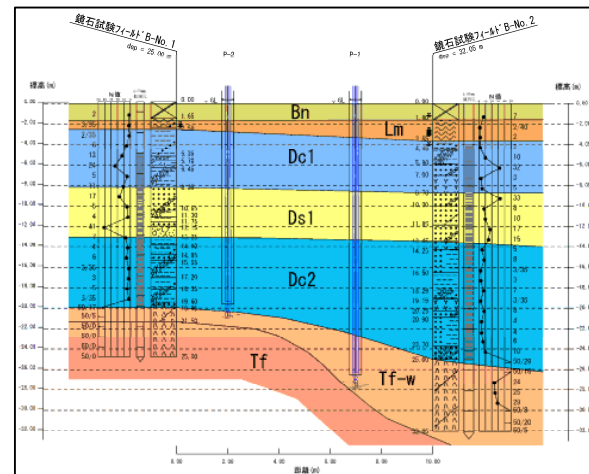


図-3 地層断面図(K2地点)

表-1, 図-4, 図-5, に sk 地点と K2地点の見かけ熱伝導率および観測孔の水位を示す。

表-1 温水循環試験による見かけ熱伝導率  $\lambda a$  [W/(m・K)]

地点	番号	中間季 (5~6月)	夏季 (7~9月)	中間季 (10~11月)	冬季 (11~2月)
sk	SP1	2.4	2.5	2.2	2.2
	SP2	2.6	3.8	2.6	2.6
	SB1	2.7	2.8	2.7	2.7
	SB2	2.1	2.7	2.7	2.7
K2	KP1	2.1	2.1	2.1	1.7
	KP2	2.9	2.4	1.0	1.0
	KB1	8.7	7.3	6.3	6.3
	KB2	3.4	2.8	1.2	1.2

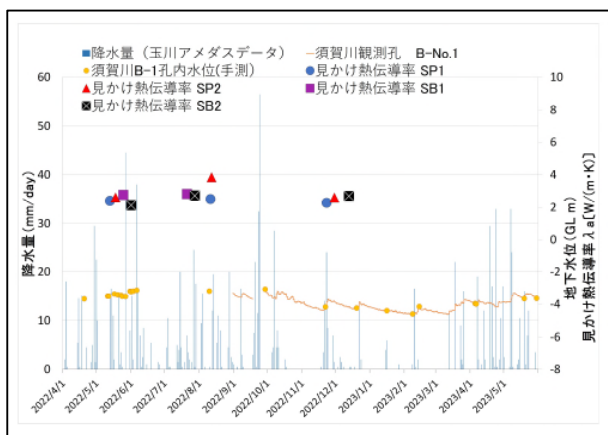


図-4 見かけ熱伝導率および観測孔水位 (sk 地点)

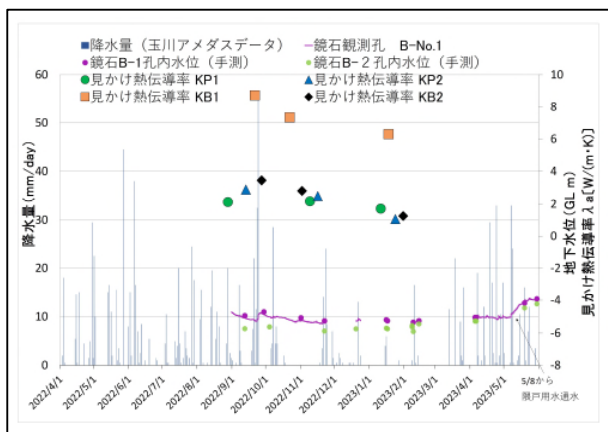


図-5 見かけ熱伝導率および観測孔水位 (K2地点)

sk 地点の4孔で年間を通した見かけ熱伝導率  $\lambda a$  [W/(m・K)] は、最大値3.8 (SP2, 8月), 最小値2.1 (SB2, 6月), 平均値2.6と測定したそれぞれの見かけ熱伝導率の差は小さかった。sk 地点では観測孔水位が豊水期と渇水期で1mを超える程度の変動があり、気象庁アメダス、観測地点「玉川」<sup>5)</sup>の日合計降水量と観測孔の水位計測結果を比較により降雨後の水位上昇も見られるが、見かけ熱伝導率は降水の影響を受けていないようであった。

K2地点ではsk 地点と異なり、KB1孔では他の3孔よりも見かけ熱伝導率は大きな値を示している(最大値8.7, 最小値6.3)。その他の3孔の見かけ熱伝導率は、最大値3.4 (KB2, 9月), 最小値1.0 (KP2, 1月), 平均値2.1である。見かけ熱伝導率は4孔ともに大幅に変動してしており、冬

季に小さい値を示している。

K2 地点では観測孔内の水位は、自記水位計による測定を開始した2022年9月からGL-5m程度であったが、2023年5月に1m程度上昇した。KB1孔において、温度回復試験のために地中熱交換器の充填剤内に設置したT型熱電対の温水循環時の温度上昇は、GL-7.4m, GL-9.9mでは他の深度よりも小さく、地下水流動の影響が考えられる。2023年5月にKB1孔から2mに位置する観測孔(鏡石B-No.3)の地下水流向・流速測定を行った結果、GL-6.5m, GL-9.5m, GL-23mに地下水流動が見られた。その流速は、GL-6.5mは0.02cm/min, GL-9.5mは0.01cm/min, GL-23mは0.18cm/min, であった。

#### 4. まとめと今後の課題

複数地点ごとに複数孔の年間を通した見かけ熱伝導率の比較および地下水観測によって、同一孔でも見かけ熱伝導率が時季により大きく変動する地点とあまり変動しない地点があることを確認した。機械ボーリングや流向流速測定を実施した結果、見かけ熱伝導率が時季により変化する要因として地層状況・地下水状況(地下水位の変動・地下水流動)の影響が考えられる。地中熱利用システムの利用にあたり、より適切な地中熱利用の設計を実施するためには見かけ熱伝導率の時季的な変化の把握が重要であり、地質調査による地下水のデータがある場合は、特に考慮が必要であることがわかった。

今回の報告において鏡石では自記水位計による水位および流向、流速の測定は2022年12月からであったため、継続して夏季のデータを含む年間を通した測定を行っている。2023年度からは、K2地点で年間4回の計画でボーリング孔にてヒーターケーブルを加熱して深度1mごとの見かけ熱伝導率を求める熱応答試験(TCP)を実施している。TRTによって求めた見かけ熱伝導率、地下水観測結果と合わせて見かけ熱伝導率の季節変動の評価を行ってきたい。

#### 《引用・参考文献》

- 1) 原 勝重, 藤沼 伸幸, 幸田 英頭(2019):福島県内の有効熱伝導率測定結果について, 全地連技術フォーラム2021論文集, 論文No. 83.
- 2) 国土地理院ウェブサイト, 2019.7(最終確認日: 2023.6.2), <https://www.gsi.go.jp/common/000215429.jpg>
- 3) NPO 法人地中熱利用促進協会編:一定加熱・温水循環方式熱応答試験(TRT)技術書, 2017.4
- 4) NPO 法人地中熱利用促進協会編:TRT 装置認定申請の手引き, 2017.2.15
- 5) 気象庁アメダス: 観測地点「玉川」(最終閲覧日 2023.6.2), <https://www.data.jma.go.jp/gmd/risk/obsd/index.php>



# 未固結地盤を対象とした鉛直ボーリングの孔曲がり測定例

株式会社レアックス ○山崎 英史, 向井 和行

## 1. はじめに

ボーリング孔の孔曲がり測定は、地震計などの鉛直性の精度が必要な計測機器を設置する場合や、既設トンネルなどの地下構造物近傍を通過する場合に掘進方向の管理目的などで実施されることが多い。しかし、一般的な地質調査で孔曲がり測定が行われることは稀であり、その程度は不明なことがほとんどである。そこで、未固結地盤を対象とした最大深度 65m の鉛直ボーリングで行った孔曲がり測定結果から、孔曲がりの程度とその要因について考察した。

## 2. 調査地概要

調査地は周辺を鮮新世の火山岩や火砕岩で構成される山地と内湾に囲まれた低平地に位置する。

調査地の地質構成（図-1、表-1）は新第三紀鮮新世の火山岩類（PG）や第四紀更新世前期の堆積岩類（PL）を基盤岩とする。その上位は、起点側では砂質土を主体とし、終点側にかけて礫質土の分布が優勢になる更新統（DL）が分布する。更新統を覆う完新世の堆積物（AL）は、砂質土が主体で、終点側にかけて次第に分布は薄くなる。完新統の最上部は、泥炭（p）が分布し、終点側は玉石主体の礫（g）や盛土（b）が分布する。

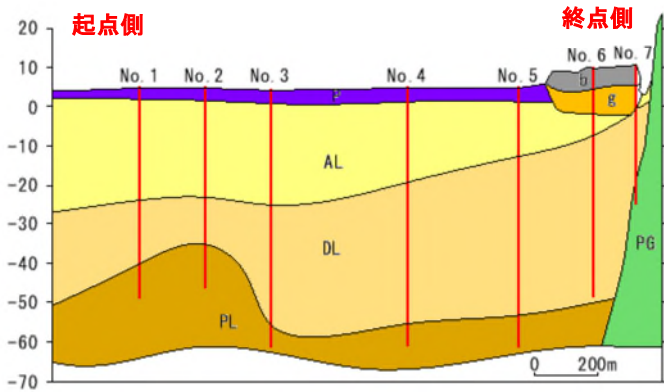


図-1 地質断面図

表-1 地質断面図凡例

地質時代		記号	地質	土相・岩相
第四紀	完新世	b	盛土	粘性土/砂質土
		g	礫	玉石
		p	泥炭	泥炭
		AL	その他完新統	砂・粘土・礫
	更新世	DL	更新統	砂・粘土・礫・亜炭
	PL	堆積岩	砂岩・礫岩（半固結）	
新第三紀	鮮新世	PG	火山岩類	安山岩溶岩 火山砕屑岩

## 3. 使用機材

孔曲がり測定は、3軸地磁気式であるマウントソプリス社製の孔曲がり測定器を用いた。測定器の詳細を表-2に示す。

表-2 使用機材諸元

形式/メーカー	QL40-DEV Mount Sopris Instruments (MSI社 / アメリカ)
搭載センサ	3軸地磁気センサ/3軸加速度計
傾斜角精度	0.5°
方位精度	1.2°
位置精度 (誤差/走行距離)	1/100~1/200
プローブ寸法等	プローブ:直径 40 mm, 長さ 715 mm, 重量 34 kg
適用孔	傾斜:原理上制限なし 材質:非磁性体であること
耐水圧・温度	耐水圧 2000m 相当/0~70°C

## 4. 測定条件

使用機材は原理上、ケーシング内は測定不能のため、測定はケーシング先端直下から孔底までの孔径 66mm の裸孔区間とした。また、プローブとボーリング孔を密着させるためのセントライザーの装着はジャミング（孔内抑留）リスクを増大させることが予想されたため、不使用とした。

## 5. 測定結果

表-3、図-2 に孔曲がり測定結果を示す。

図-2 の上段は孔曲がりの方向と中心からの離れを平面で表現したもので、ボーリング孔の軌跡を上から見たイメージである。また、下段の図中の赤線はケーシング挿入深度を示している。

最も孔曲がりが小さかったのは No. 2 孔で、計測区間長 41.93m に対し最大離隔長が 23cm、1m 当りでは 6.6mm となる。それに続くのは No. 1 孔で最大離隔長が 27cm、1m 当りでは 6.7mm であった。一方、最も孔曲がりの大きかったのは No. 5 孔で、計測区間長 47.43m に対し最大離隔長が 4.17m、1m 当りでは 87.9mm となる。次に大きかったのは No. 6 孔で最大離隔長が 3.00m、1m 当りでは 81.2mm であった。

また、ケーシング直下の傾斜データを見ると、孔曲がりが小さい No. 1~No. 3 孔は 0.5° 以下、孔曲がりが大きい No. 5 孔は 2.4°、No. 6 孔で 2°、No. 7 孔で 1.1° で、既に傾いている結果が得られた。

## 6. 孔曲がりの要因

孔曲がりの要因として、地質的要因（素因）と人為的要因（誘因）に分けることができる

### (1)地質的要因(素因)

孔曲がり大きい3孔のうち、No.6孔とNo.7孔は、盛土直下に玉石を主体とする礫質土（写真-1）が分布する。また、深度35m付近で屈曲しているNo.3孔では、硬質珪質岩礫の分布が認められている。このような硬質な玉石は、コアチューブビットの食付きが悪いことが予想され基質もルーズで安定性も悪いことから、孔曲がりを起こしやすい素因と考えられる。



写真-1 玉石主体の礫質土層 (g)

また、No.1孔からNo.5孔にかけては、表層に地耐力の低い泥炭が分布する。このような地盤は、削孔中の足場の揺れや振動に伴い、土の乱れや局所的な強度減少などを引き起こし、ボーリングマシンの水平性の保持を難しくし、孔曲がりの素因の一つとして挙げられる。



写真-2 更新世堆積物(DL)中の硬質珪質岩礫(35m付近)

### (2)人為的要因(誘因)

玉石主体の礫質土層削孔時には、藤原ほか、2000<sup>1)</sup>が指摘するように同一区間の削孔の繰り返しが、孔壁の拡大を助長し削孔軸のズレを誘発しやすく、また、基質がルーズで硬質な玉石の場合、削孔により玉石が弱層部へ移動し偏芯しやすいことが想定される。

表層に地耐力の低い泥炭が分布する調査地点におい

表-3 孔曲がり測定結果

孔番	No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	No.6	No.7
計測深度(m)	51.88	48.53	63.33	62.71	63.28	56.46	33.18
ケーシング深度(m)	12.00	6.60	6.00	0.00	15.85	19.50	10.95
計測区間長(m)	39.88	41.93	57.33	62.71	47.43	36.96	22.23
最大離隔長(m)	0.27	0.23	1.12	0.89	4.17	3.00	0.68
単位長さ当り(mm/m)	6.7	6.6	19.5	14.2	87.9	81.2	30.8
ケーシング直下の傾斜角度(°)	0.3	0.4	0.2	-	2.4	2.0	1.1

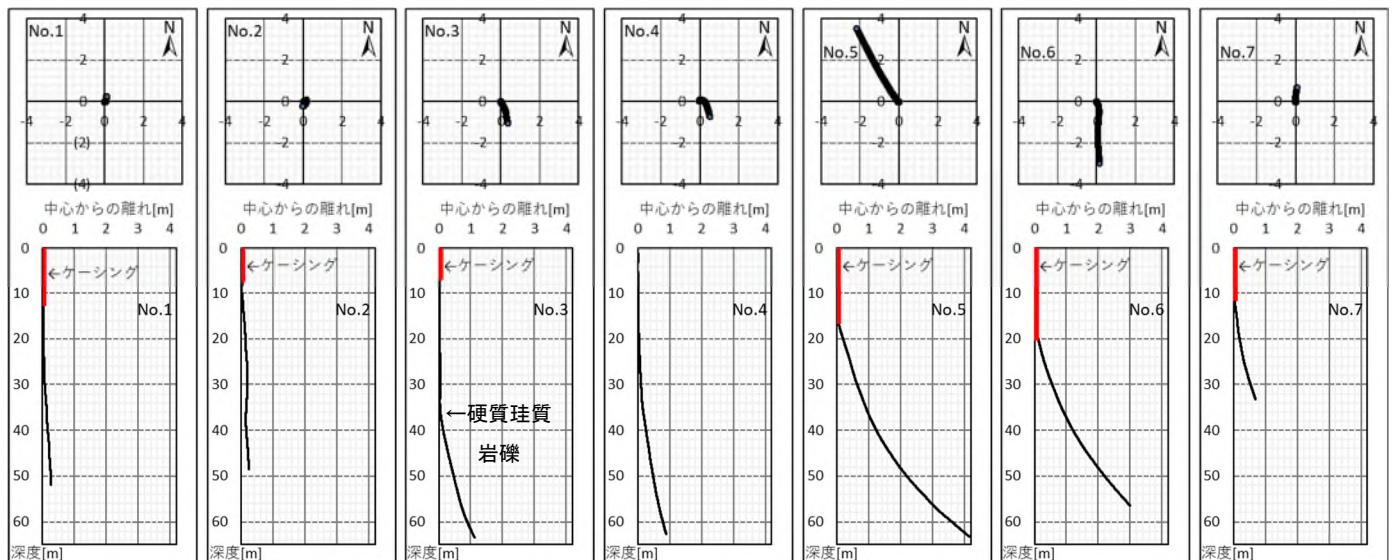


図-2 孔曲がり測定孔軌跡図

て、ボーリングマシンの足場は、孔曲がり小さいNo.2孔やNo.1孔は、ボーリングマシンの重心が低く（GL+0.30m）、適時補強され回転ブレや振動が起きにくい構造であった。一方、孔曲がり大きいNo.5孔は、ボーリングマシンの重心がやや高く（GL+0.55m）、回転ブレや振動の影響を受けやすい構造で、徐々に足場が沈込み、ボーリングマシンが傾いたことが孔曲がりの誘因の一つとして考えられる。

## 7. 孔曲がり防止の対策

玉石層や硬質礫が局所的に存在するような箇所では、削孔の繰り返しによる削孔軸のズレと弱層部への偏芯が発生し孔が曲がりやすいと考えられる。孔曲がりの抑制には、阿部ほか、2011<sup>2)</sup>が指摘するような、「①ゆっくりと掘る、②地質にあったビットの使用、③水や空気の量を調節すること」といった留意がより重要と考える。

また、表層が軟弱な地盤にボーリングマシンを設置する場合は、回転ブレや振動の影響を受け足場の安定性が不十分になり孔が曲がりやすい。対策として、足場の変形や沈み込みがないようにボーリングマシンを設置し水平性を保持することが重要で、適時修正や補強を行うことが必要と考える。

### 《引用・参考文献》

- 1)藤原聖一，高橋英一，斎藤薫（2000）：排水ボーリングの削孔事例からみた地質状況と削孔精度に関する考察，地すべり第37巻第3号，pp.57-62.
- 2)阿部大志，武士俊也，神山嬢子，藤澤和範（2011）：地下水排除工のボーリング施工実態に関するアンケート調査（その1：施工編），土木技術資料 53-8，pp.36-41.