

島尻泥岩の色彩と鉱物の相関

株式会社エイト日本技術開発 石川 敦代

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

1. はじめに

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

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

2. 測定方法

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

3. 針貫入試験と色彩測定結果

針貫入試験結果と色彩測定結果を図-1に示す。色彩値は深度により傾向が異なり、a*b*の色彩の特徴から、4層に区分した。針貫入試験では、多くはNp1~4N/mmを示した。Np<0~1を示す区間は、色彩値から Zone3紫化区間に多く対応する傾向が確認できた。

4. 鉱物ごとの色彩測定結果

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

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

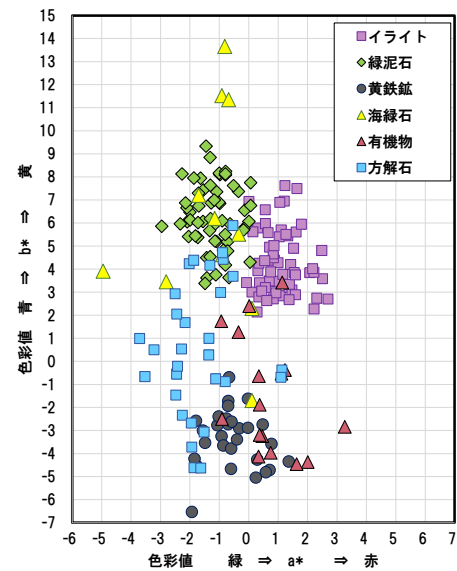


図-2 各鉱物の a*b*値

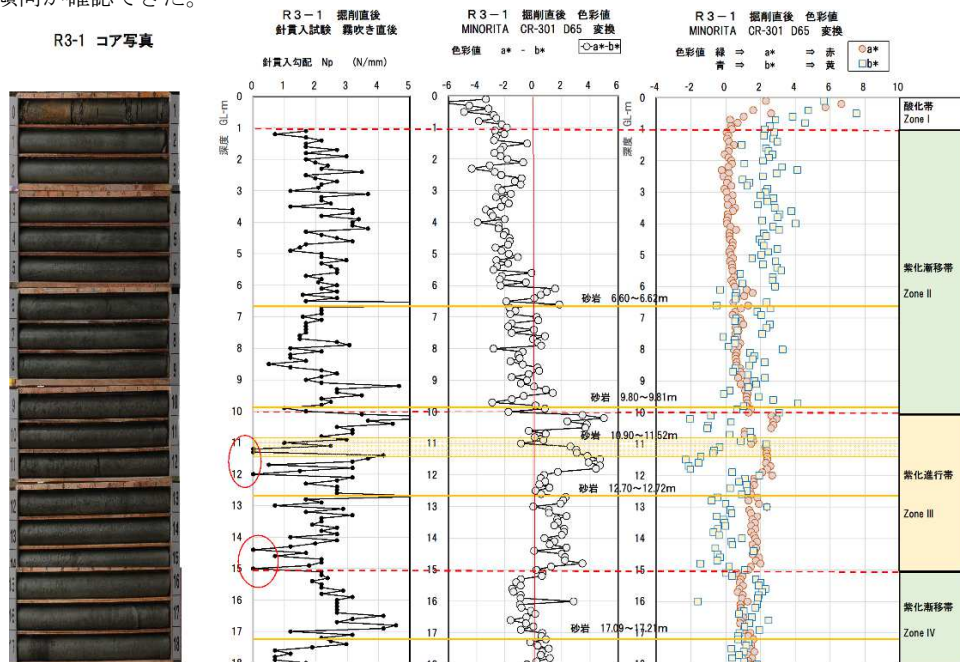


図-1 色彩分布とNp分布状況

5. コアの色値と鉱物含有量の相関

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

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

6. 謝辞

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

《引用・参考文献》

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

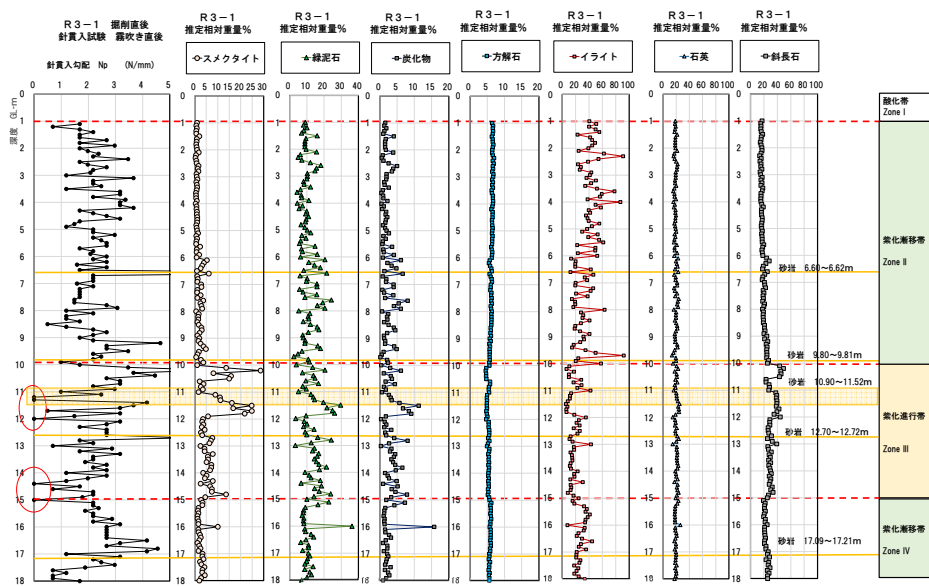


図-3 Np 分布と鉱物含有分布

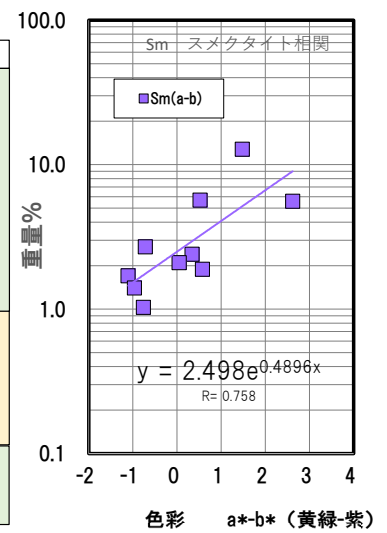


図-4 色値と Sm 含有量

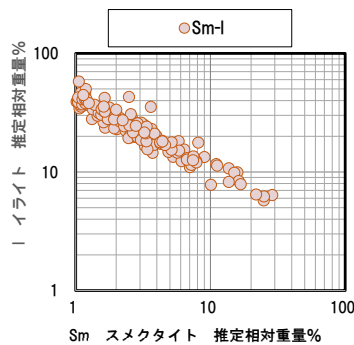


図-5 Sm-I 相関図

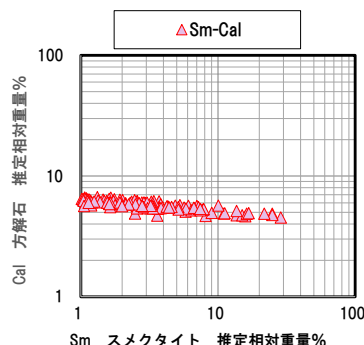


図-6 Sm-cal 相関図

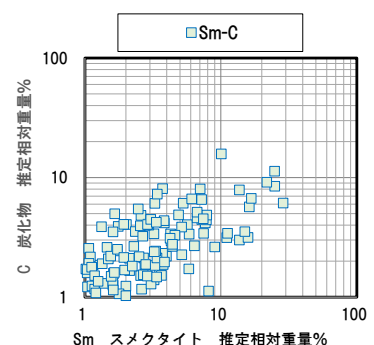


図-7 Sm-C 相関図

電気検層を用いた琉球石灰岩の比抵抗特性とコア形状評価

株式会社日さく ○ 神庭 崇彰, 久保 範典

1. はじめに

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

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

2. 調査の概要と諸元

(1) 調査地点の概要

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

(2) 調査ボーリング孔の諸元および評価基準

電気検層を実施した新設および既設孔の諸元を表-1に示す。

表-1 調査孔の諸元

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

(3) 流入粘土とコア形状

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

表-2 流入粘土区分一覧表

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

表-3 コア形状区分一覧表

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

(4) 電気検層

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

3. 調査結果

(1) コア判読結果

a) 流入粘土区分

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

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

表-4 流入粘土区分結果(代表)

粘土のみ	
粘土充填	
粘土付着	
粘土なし	

b) コア形状区分

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

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

表-5 コア形状区分結果(代表)

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

(2) 電気検層結果

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

a) 地質区分について

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

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

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

b) コア形状区分および流入粘土の関係について

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

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

具体的な数値の変化は、表-6に示した。

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

4. まとめ

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

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

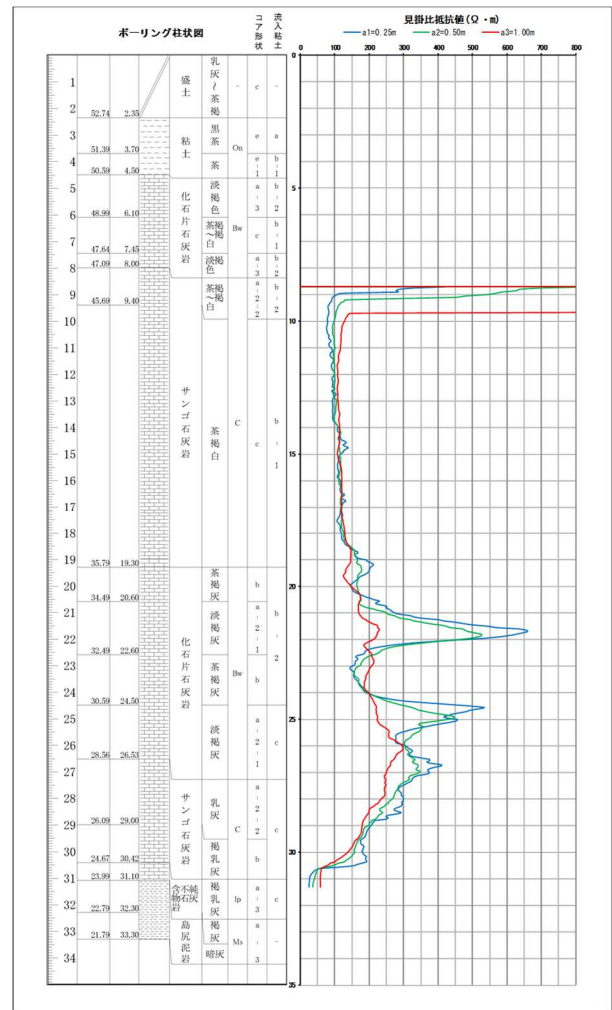


図-1 ボーリング柱状図-比抵抗図(代表)

表-6 比抵抗値と地質(流入粘土・コア形状区分)の関係

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

《引用・参考文献》

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

砂丘地における現地浸透試験

株式会社ウエスコ ○ 浅井 瞳, 今西 将文, 渡部 海

1. はじめに

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

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

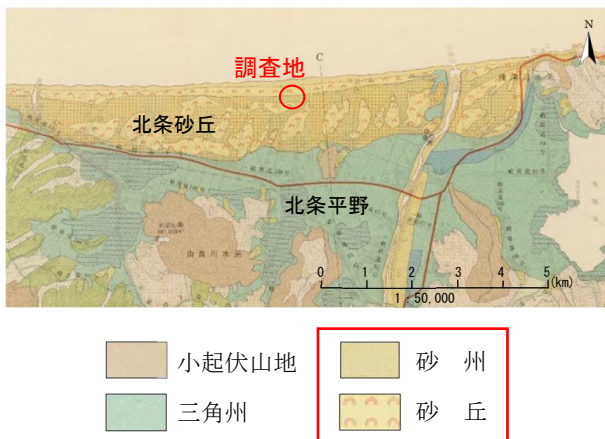


図-1 調査地周辺の地形分類図¹⁾

2. 調査方法

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

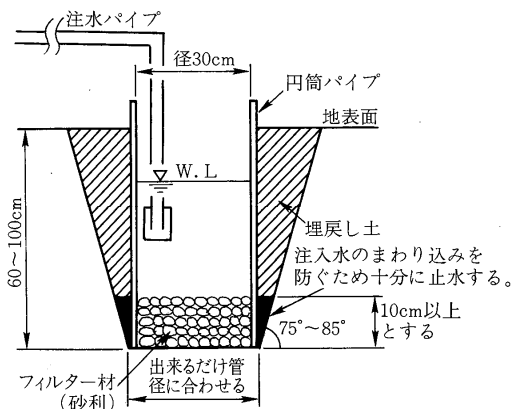


図-2 土研法の試験施設²⁾

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

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

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

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

$$k_0 = Q_t / K_t \quad \text{式-1}$$

ここで、 k_0 ：飽和透水係数 (m/hr)

Q_t ：浸透試験での終期浸透量 (m³/hr)

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

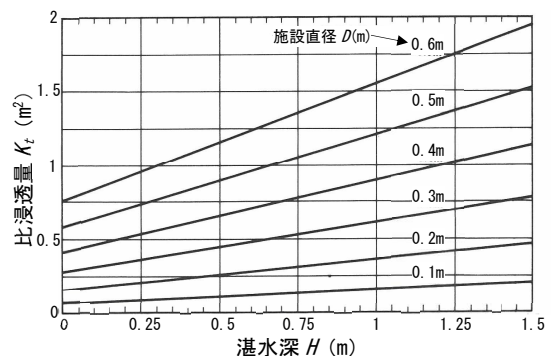


図-3 土研法の比浸透量と飽和透水係数の算定式³⁾

3. 調査結果

(1) 粒度試験結果

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

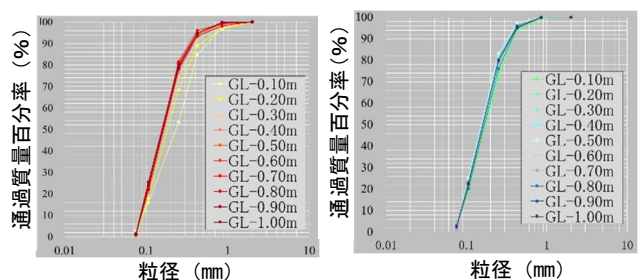


図-4 BP.1およびBP.2の粒度加積曲線

(2) 現地浸透試験結果

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

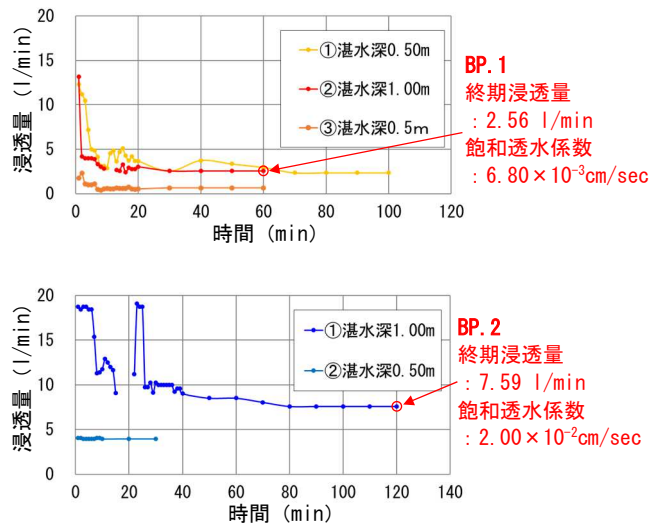


図-5 BP.1およびBP.2の終期浸透量

(3) 砂の相対密度

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

表-1 BP.1およびBP.2の砂の相対密度

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

4. 考察

(1) 試験方法について

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

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

(2) 透水係数

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

表-2 クレーガーによる D_{20} と透水係数 k^4

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

5. 結論

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

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

《引用・参考文献》

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

土の凍上による強度低下について

北海道土質試験協同組合 ○高橋 孝輔 平 信明

1. はじめに

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

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

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

2. 使用材料及び試験方法

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

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

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

表-1 物理・締固め試験結果一覧表

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

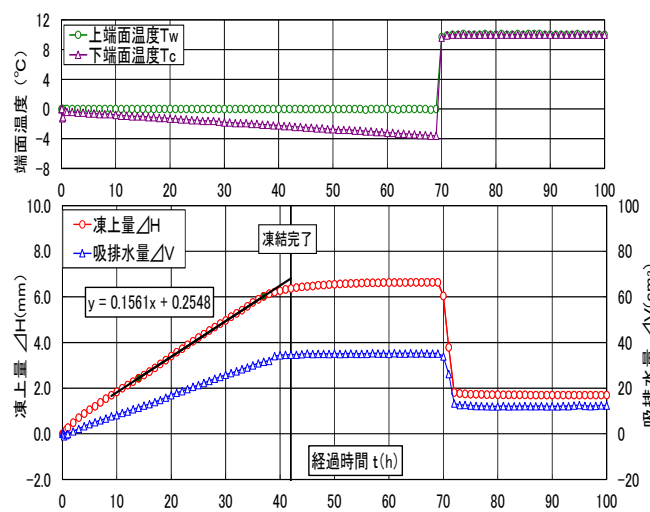


図-1 凍上試験経過時間と凍上量の関係

材料の劣化に対して考慮・検討は行っていない。

3. 試験結果と考察

(1) 三軸圧縮試験結果

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

(2) 側圧と軸差応力の関係(火山灰質砂)

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

(3) 側圧と軸差応力の関係(粘性土質砂)

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

4.まとめ

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

5.おわりに

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

《引用・参考文献》

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

表-2 三軸圧縮試験結果

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

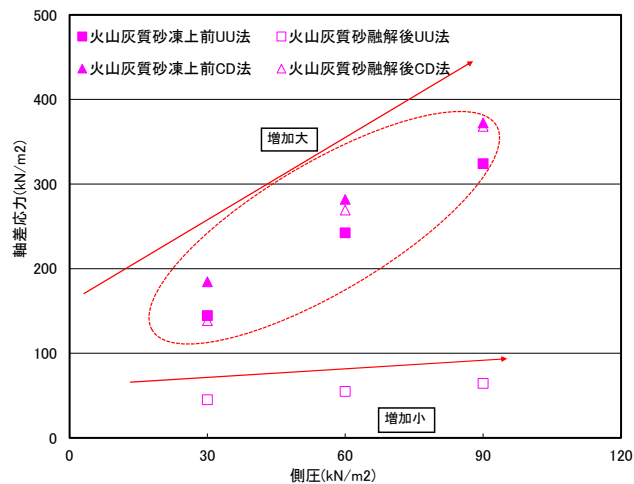


図-2 側圧と軸差応力の関係(火山灰質砂)

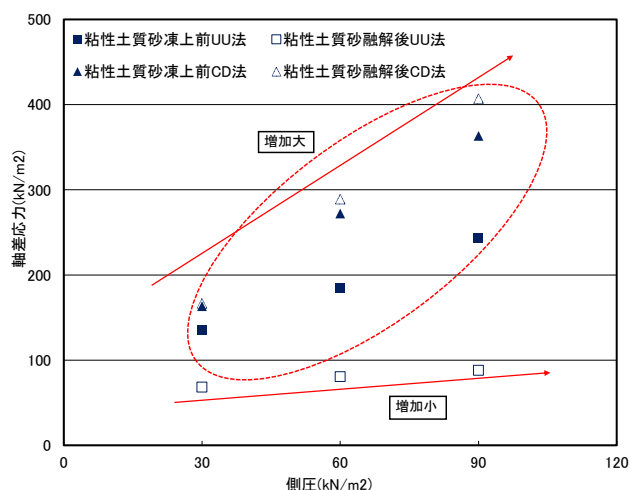


図-3 側圧と軸差応力の関係(粘性土質砂)

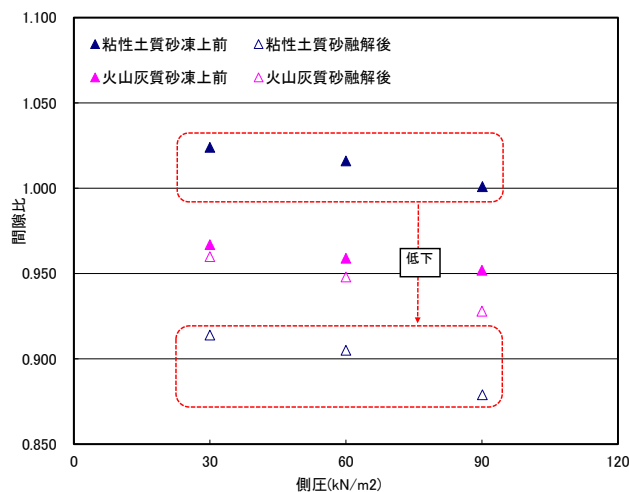


図-4 側圧と圧密後間隙比の関係

N 値のばらつきの特徴と代表 N 値の設定について

サンコーコンサルタント株式会社 ○齊藤 麻美、平木 伸明、山崎 栞奈

1. はじめに

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

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

2. N 値のばらつき

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

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

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

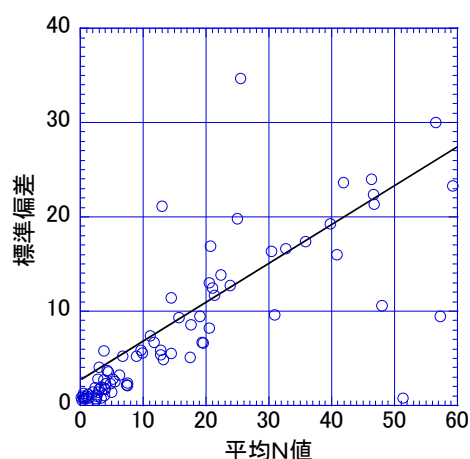


図-1 平均N値と標準偏差 σ の関係

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

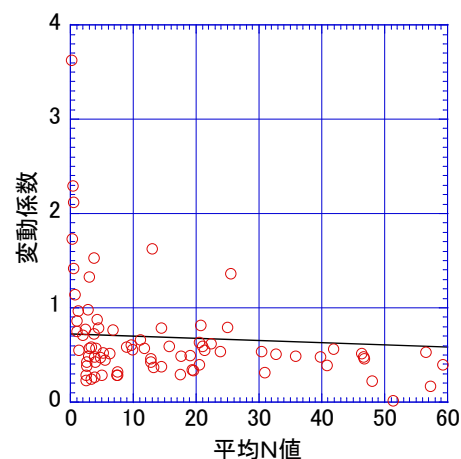


図-2 平均N値と変動係数の関係

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

3. 代表 N 値の設定

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

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

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

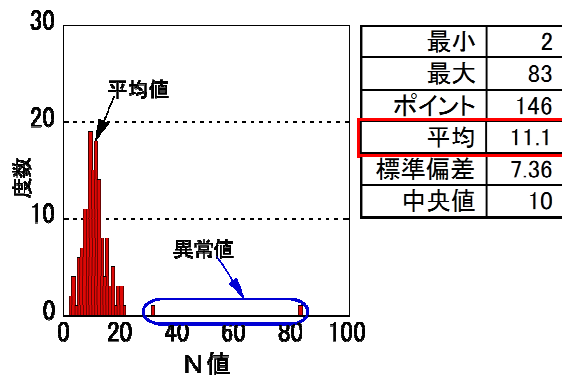


図-3 頻度分布図①(平均値)

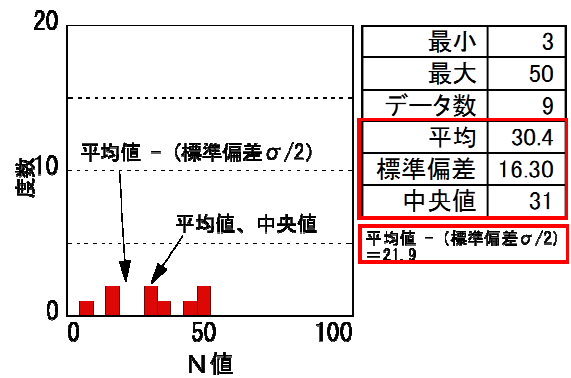


図-7 頻度分布図⑤(データのばらつきが大きい場合)

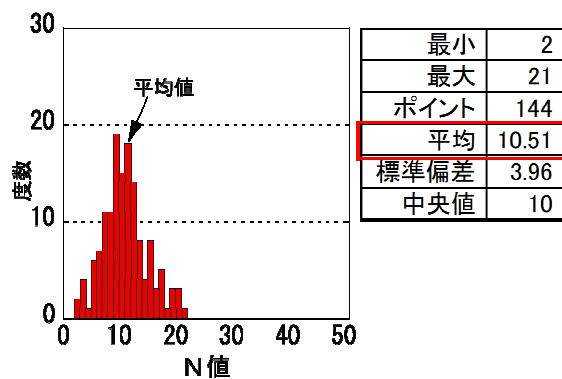


図-4 頻度分布図②(異常値を除外したデータの平均値)

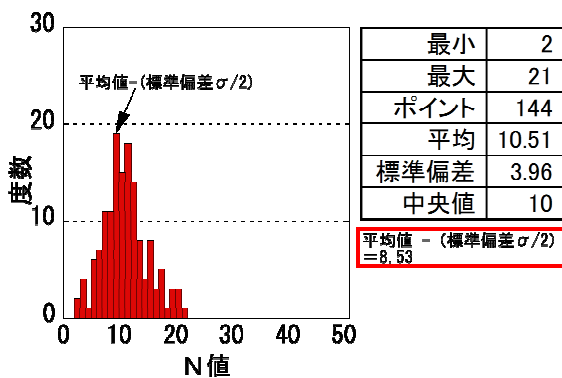


図-5 頻度分布図③(平均値－標準偏差 $\sigma/2$)

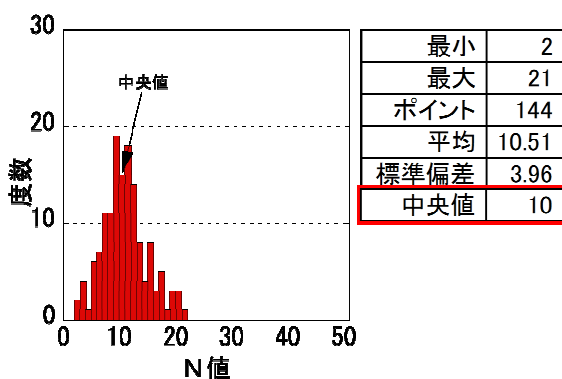


図-6 頻度分布図④(中央値)

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

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

4. まとめ

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

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

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