

凍結試料における解凍後の放置時間による強度変化

上山試験工業株式会社 ○湯川 嘉月, 大迫 祐一

1. はじめに

凍結された試料を三軸圧縮試験 (UU) にて試験を行う際、強度が低下することがある。¹⁾これは凍結による構造の劣化に起因するものと考えられる。²⁾

本論文では、現状の地盤状態との比較のため、飽和・圧密の過程をたどらない (UU) 法にて試験を行い、凍結した試料の解凍後の放置時間を変え、その際の経過時間による強度の変化について考察した。

2. 試験に用いた試料と試験の概要

(1) 用いた試料

本実験に用いた試料の土質試験結果を表-1に、粒径加積曲線を図-1に示す。試料は北海道産の砂質土を用いた。

表-1 物性値と最大乾燥密度

土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)	自然含水比 (%)	粒 度 分 布				最大乾燥密度 ρ_d (g/cm ³)
		機分 (%)	砂分 (%)	細粉分 Fc(%)	最大粒径 (mm)	
2.659	27.2	0.5	87.4	12.1	9.50	1.475

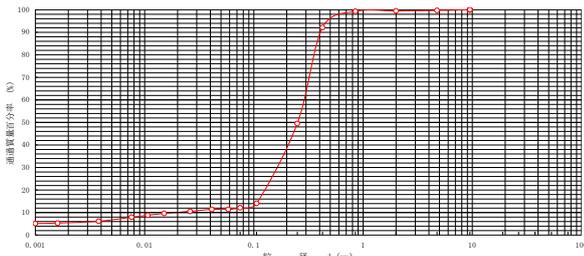


図-1 粒径加積曲線

(2) 試験の概要

本試料について、「突固めによる土の締固め試験」(JIS A 1210:2020 A-c 法)³⁾を実施し、最大乾燥密度を把握した。試験に用いた供試体の寸法は、試料の最大粒径が9.5mmであるため、直径 ϕ 50mm、高さ100mmとした。供試体作製は、自然含水比において締固め度90%となるようプラグを用い静的に締固めて行った。非凍結状態、解凍直後、解凍後6・24・72時間放置した供試体をそれぞれ用意し、試験値のばらつきを考慮し3供試体ずつ試験を行い、平均値にて考察した。

事前に解凍時間の推移を把握するため、供試体中心部にサーモクロンを入れ、 -18°C の冷凍庫内で凍結させた後、解凍過程における供試体の温度を測定した。その結果、供試体を冷凍庫から取り出した約35分後に 0°C (解凍)を上回ることがわかった。結果を図-2に示す。

凍結した供試体は三軸試験機セル内で等方圧力(20kN/m^2)のもと解凍させた。

試験は「土の非圧密非排水 (UU) 三軸圧縮試験方法」(JGS0521-2020)³⁾に準拠し、せん断速度は $1.0\%/\text{min}$ 、側圧については 30kN/m^2 と 60kN/m^2 と 120kN/m^2 の3種類とした。

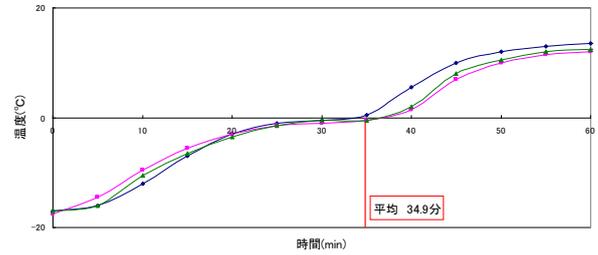


図-2 供試体の温度変化

3. 試験結果と考察

図-3に最大圧縮強さと放置時間の関係を、表-2に各試料の最大圧縮強さを示す。

解凍後の放置時間が24時間までは、最大圧縮強さは徐々に低下していく傾向が見られた。しかし、放置時間が72時間経過した時の値では、24時間経過した時の値とほぼ同程度の値を示した。このことから、凍結による構造の劣化は時間経過により徐々に進むが、ある程度時間が経過すると落ち着くのではないかと推定される。また、試験値のばらつきはあるものの、側圧の違いによる影響もあまり見られなかった。

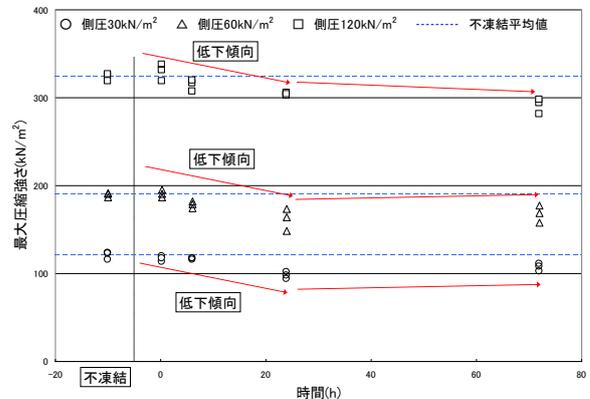


図-3 最大圧縮強さ～時間

表-2 各試料の最大圧縮強さ

	側圧(30kN/m ²)		側圧(60kN/m ²)		側圧(120kN/m ²)	
	最大圧縮強さ (kN/m ²)	平均	最大圧縮強さ (kN/m ²)	平均	最大圧縮強さ (kN/m ²)	平均
非凍結	120.43	116.75	186.71	189.66	324.66	323.48
	115.08		191.62		326.77	
	114.75		190.66		319.00	
解凍直後	113.50	116.80	195.01	190.77	337.60	329.16
	119.74		186.64		330.96	
	117.16		190.66		318.91	
解凍6時間後	115.60	116.62	178.58	178.14	316.60	314.30
	117.43		174.00		307.13	
	116.84		181.85		319.17	
解凍24時間後	101.75	97.78	148.79	162.05	305.24	303.75
	97.90		164.24		302.02	
	93.68		173.11		304.00	
解凍72時間後	107.50	106.99	177.20	168.01	281.14	290.60
	110.88		157.99		293.37	
	102.59		168.83		297.28	

(1) 解凍直後

図-4の応力ひずみ曲線とモール円を示すように、いずれの側圧においても、非凍結と同程度の強度特性を示す。

(2) 解凍6時間後

図-5の応力ひずみ曲線とモール円を示すように、試験値にばらつきが見られるものの、非凍結と比較すると、側圧30kN/m²では同程度であるが、側圧60kN/m²と120kN/m²では強度特性に若干（5%程度）の低下が見られる。

(3) 解凍24時間後

図-6の応力ひずみ曲線とモール円を示すように、試験値にばらつきが見られるものの、非凍結と比較すると、いずれの側圧においても強度特性に低下が見られる。特に、側圧30kN/m²と側圧60kN/m²では、15%程度強度特性が低下している。

(4) 解凍72時間後

図-7の応力ひずみ曲線とモール円を示すように、試験値にばらつきが見られるものの、非凍結と比較するといずれの側圧においても強度特性に低下が見られるが、解凍24時間後と同程度の強度特性を示す。

(5) 各試料の粘着力(Cu)とせん断抵抗角(φu)の評価

表-3の粘着力(Cu)とせん断抵抗角(φu)を示すように、非凍結と比較すると、解凍直後および解凍6時間後までは同程度の強度特性を示し、解凍24時間後では粘着力(Cu)が、解凍72時間後ではせん断抵抗角(φu)が若干低い値を示した。

4. まとめ

今回の実験では、凍結させた供試体の解凍後の放置時間を変えて試験値の変化を測定した。この結果、以下のことがわかった。

- ① 凍結による構造の劣化は時間の経過とともに進行し、ある時間を境に進行は落ち着く。
- ② 強度特性は、非凍結と比較すると、解凍後の放置時間が24時間までは低下傾向を示す。
- ③ 解凍後の放置時間が6時間までは非凍結と同程度の強度特性を示す。

以上のことから Fc12.1%の砂質土であっても、解凍後の放置時間の経過によって強度の低下が起こることがわかった。したがって三軸圧縮試験(UU)を行う際に、凍結された試料を用いる場合には、解凍後の放置時間をできるだけ短く設定するのが望ましい。

今後の課題として、材料特性や供試体寸法の違いによる解凍時間の把握、また、供試体の密度・飽和度・細粒分含有率の違いによる影響について、さらに実験を行い、室内での三軸圧縮試験(UU)を行う際の適切な放置時間を検討する際の基礎資料をより詳細にしていきたい。

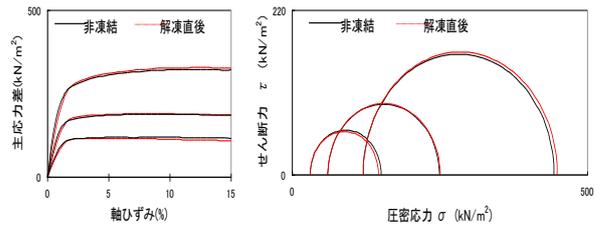


図-4 応力ひずみ曲線・モール円(非凍結・解凍直後)

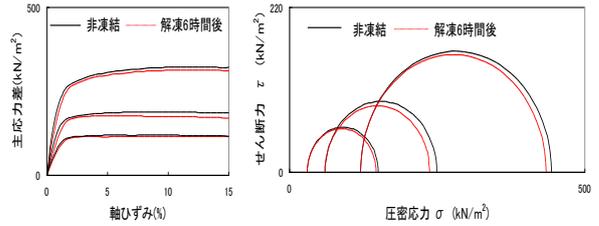


図-5 応力ひずみ曲線・モール円(非凍結・解凍6時間後)

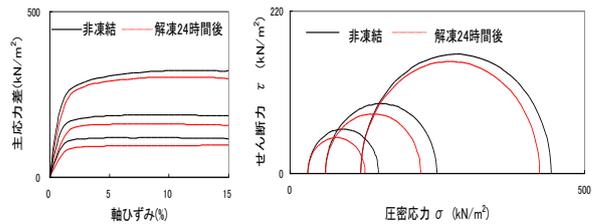


図-6 応力ひずみ曲線・モール円(非凍結・解凍24時間後)

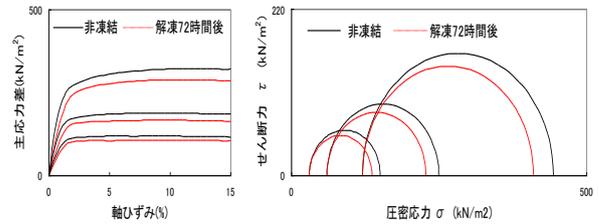


図-7 応力ひずみ曲線・モール円(非凍結・解凍72時間後)

表-3 各試料の粘着力(Cu)とせん断抵抗角(φu)

	全応力	
	Cu (kN/m ²)	φu (°)
非凍結	14.8	32
解凍直後	12.8	32.7
解凍6時間後	13.3	31.7
解凍24時間後	7.4	32.3
解凍72時間後	13	30.3

《引用・参考文献》

- 1) 高橋孝輔, 平信明: 土の凍上による強度低下について, 全地連技術フォーラム 2022
- 2) 久保裕一, 池田謙信, 石原聖子, 法安章二, 小高猛司: 砂質粘性土の凍結による力学特性への影響, 技術フォーラム 2020 Web 技術発表会
- 3) 地盤工学会編: 地盤材料の方法と解説-二冊分の 2-, pp. 393~404, pp610~613, 2020

土の含水比試験における推奨温度・時間の考察

株式会社新東京ジオ・システム ○高橋 健介、清野 裕丈、村形 悠稀、齊藤 香織

1. はじめに

地盤材料試験や原位置試験において土の含水比の影響は設計、施工において考慮すべき点である。土の含水比試験 (JISA1203:2020)¹⁾は、土の状態を示す目安である。含水比を湿潤質量と乾燥質量から求めるもの(式-1)であり、試験結果の用途は室内試験での供試体作成等、現場の施工・品質管理など多岐にわたる。現在の試験方法(炉乾燥法)は、恒温乾燥炉(以下、乾燥炉)の温度 110±5℃、一定質量になるまでの乾燥時間を 18 時間～24 時間としている。

$$w = \frac{m_a - m_b}{m_b - m_c} \times 100 \quad \dots \text{式-1}$$

ここで、

w: 含水比 (%)

m_a : 試料と容器の質量 (g)

m_b : 乾燥試料と容器の質量 (g)

m_c : 容器の質量 (g)

近年の働き方改革に伴う作業の効率化を考慮した際、乾燥温度の上昇に伴う時間の短縮、一定質量になるまでの乾燥時間の把握が効果的と考えた。

今回の試験では、乾燥炉の設定温度を 100～120℃の 5℃刻みで 5 段階、乾燥時間は、10～26 時間の 2 時間毎に設定し乾燥炉より試料を取り出し、含水比を測定する事により現在の試験方法との差異を検証する。

2. 試験概要

(1) 試料・測定質量の決定

試験を実施する試料は、写真-1 に示す 5 試料とし、別途物理試験を実施した(表-1)。



写真-1 土質状況写真

表に示す含水比については乾燥炉の設定温度は 110℃、乾燥時間は 18 時間のものであり、今回の試験の参考にされたい。

表-1 物理試験結果

試験結果/試料名	試料1	試料2	試料3	試料4	試料5
土粒子の密度 Mg/m ³	2.612	2.648	2.470	2.684	2.443
自然含水比 %	8.6	5.8	22.5	13.3	39.9
液性限界 %	NP	31.0	NP	NP	61.0
塑性限界 %	NP	19.8	NP	NP	35.6
塑性指数 I _p	NP	11.2	NP	NP	25.4
礫分 %	89.0	68.4	0.2	9.7	2.7
粗砂分 %	2.9	7.9	3.3	9.0	10.1
中砂分 %	4.9	7.5	8.8	23.9	16.5
細砂分 %	2.0	4.0	15.2	31.4	15.3
シルト分 %	0.8	5.6	52.1	16.7	31.7
粘土分 %	0.4	6.6	20.4	9.3	23.7
均等係数 U _c	14.6	255.2	-	32.5	-
曲率係数 U _{c'}	3.1	12.4	-	3.6	-
最大粒径 mm	37.5	37.5	4.75	19.0	9.5
地盤材料の工学的分類	粒径幅の広い砂まじり礫	粘性土まじり砂質礫	砂質シルト	礫まじり細流分質砂	砂質有機質粘土 (高液性限界)
分類記号	(GW-S)	(GS-Cs)	(MS)	(SF-G)	(OHS)

前述の最大粒径を考慮し、地盤工学会基準¹⁾より試料質量を決定する。

試料 1、試料 2: 最大粒径 37.5mm: 試料質量 1000g

試料 3: 最大粒径 4.75mm: 試料質量 30g

試料 4、試料 5: 最大粒径 19.0mm～9.5mm: 試料質量 150g

(2) 試験準備・条件

試験前に試料を均質に調整した後、前述の質量を分取り乾燥炉に入れる。

今回の試験は、室温 20～24℃にて実施、使用する乾燥炉(三洋試験機工業株式会社製)は、空気循環方式は循環送風式、温度制御方式はコンピュータ制御方式である。乾燥炉を前日作動させた場合の余熱を考慮し、前日の運転は行わない。乾燥炉の温度、始動時間を設定し、設定時間毎に乾燥炉より試料を取り出し、室温になるまで冷ます。今回は、全試料取り出し4時間後に質量を測定する。

3. 試験実施

(1) 初期試験結果

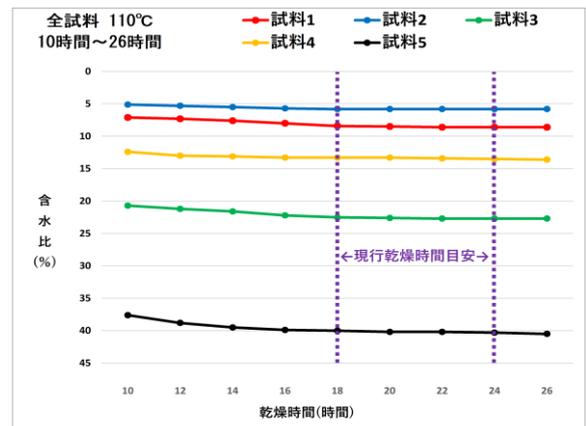


図-1 110℃: 10～26 時間乾燥: 全試料結果図

1 回目の試験は、設定温度を現行基準の 110℃とし設定時間経過後、試料の取り出し・質量測定を行った。

試験結果より、5 試料ともに 10 時間～26 時間の含水比変化の推移は概ね同様の傾向を示す(図-1)。乾燥時間の増加による乾燥質量の増加により、含水比はやや増加するが 18 時間以降の変化はほとんど見られない。これは試料が絶乾状態になったものと考えられる。今回の検証では、一定質量になるまでの乾燥時間の傾向を把握することを目的としているため、以降の試験では 2～8 時間の 4 段階を追加することにより明確な変化を捉えることが出来ると考えた。

(2) 条件変更後の試験結果・設定時間に対する考察

前述の試験結果に 2～8 時間を追加したものを図-2 に示す。

試料名/乾燥時間	2	4	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24	26
試料1	4.0	6.4	6.8	7.0	7.1	7.3	7.6	7.9	8.6	8.6	8.6	8.6	8.6
試料2	4.0	4.4	4.7	4.9	5.1	5.3	5.5	5.7	5.8	5.8	5.8	5.8	5.8
試料3	8.1	16.6	18.8	20.4	20.7	21.2	21.6	22.2	22.5	22.6	22.6	22.7	22.7
試料4	6.7	10.6	11.7	12.1	12.4	13.0	13.1	13.3	13.3	13.3	13.4	13.5	13.6
試料5	9.0	28.8	35.0	36.8	37.6	38.8	39.5	39.8	39.9	40.2	40.2	40.3	40.5

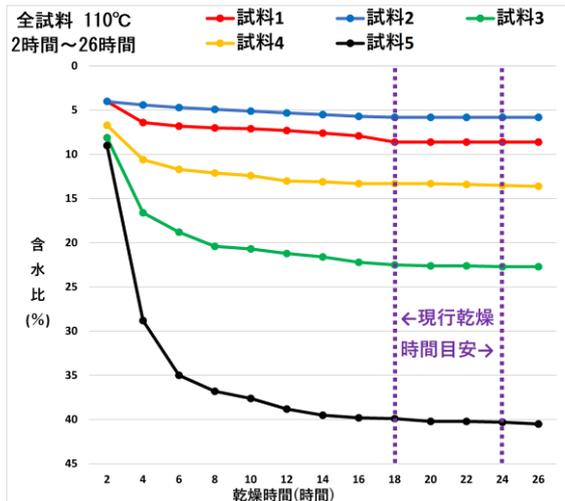


図-2 110℃: 2～26 時間乾燥: 全試料結果図

試料 1、2 は、乾燥時間 4 時間以降の極端な変化は見られない。2 試料ともに、土質は礫質土であり自然含水比が低く細粒分の含有量が少ないため、他の 3 試料と比較し含水比の変化量は少ないものとなったと推測される。

試料 3、4、5 の土質は、砂質土～粘性土であり、前述の 2 試料と比較し、自然含水比が高く細粒分の含有量が多いために含水比の変化量も多いものとなったと推測される。

設定温度 5 段階・5 試料の試験を実施したが、試料毎に含水比の差は見られたものの、変動傾向は同様の傾向であり一定質量になる乾燥時間は最低でも 18 時間は必要であると考えられる。

(3) 設定温度に対する考察

現在の設定温度に定められている理由として、土中の水分のうち吸着水が 100℃以上ではじめて蒸発するためである²⁾から設定最低温度を 100℃、また乾燥炉内の循環用ファンの風量が大きいと、乾燥した試料が飛散し、

測定値に影響を及ぼすことがある²⁾ため設定最高温度を 120℃とした。代表に試料 1 の試験結果を図-3 に示す。

設定温度/乾燥時間	2	4	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24	26
100℃	2.9	4.6	5.0	5.4	5.8	5.9	6.0	6.1	6.2	6.2	6.2	6.3	6.3
105℃	4.0	5.0	5.6	5.9	6.3	6.6	6.8	6.9	7.2	7.6	7.7	7.7	7.7
110℃	4.0	6.4	6.8	7.0	7.1	7.3	7.6	7.9	8.6	8.6	8.6	8.6	8.6
115℃	4.2	6.8	7.5	7.8	8.0	8.3	8.4	8.5	8.7	8.9	9.0	9.1	9.1
120℃	4.5	7.0	7.8	8.2	8.5	8.7	8.9	9.0	9.1	9.2	9.3	9.4	9.4

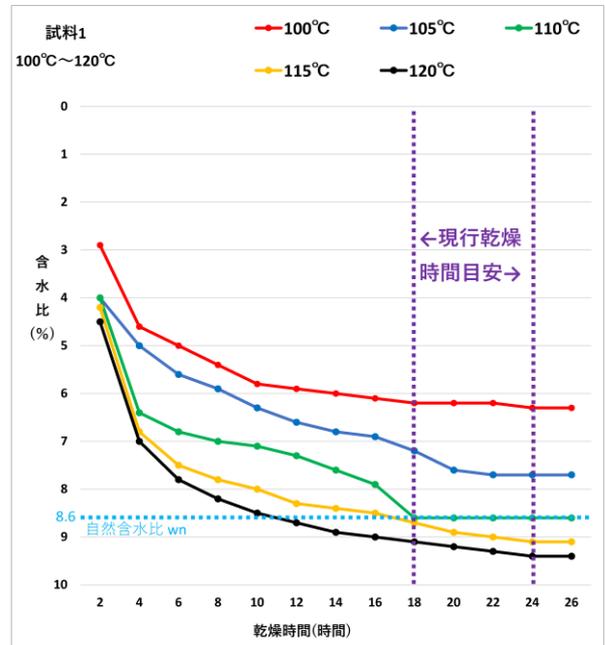


図-3 試料 1: 2～26 時間乾燥: 全温度結果図

設定温度 100℃では、乾燥炉の構成上 100℃を超過しないように ON-OFF を繰り返し運転するため、乾燥時間が増加した場合でも 105℃の含水比には及ばない。

設定温度 105℃は現行規定の範囲内であるが 110℃と約 1%程度、含水比に差が見られる(図-3)。設定温度 115℃では、110℃より早く乾燥する傾向であるが、一定質量を維持しているとは言えない。設定温度 120℃の乾燥速度は予想通り一番早い乾燥炉の運転中は乾燥質量が増え続ける結果であった。単純な温度上昇に伴う質量変化の可能性もあるが、前述した循環用ファンの影響が大きいと考えられる。

4. まとめ

今回の試験により、現在の試験方法が最適であると再認識することが出来たが、試験機関により設定温度・乾燥時間にはバラツキがあると考えられるため、含水比試験結果に、設定温度・乾燥時間を記入することが効果的であると考えられる。

《引用・参考文献》

- 1) 地盤工学会編(2020):地盤材料試験の方法と解説[第一回改訂版], pp. 121～131,
- 2) 地盤工学会編(2022):土質試験 基本と手引き, pp. 20,

【CO117】

スメクタイトを含む岩石における浸水崩壊度と各種試験の相関について

北海道土質試験協同組合 ○國枝 拓司, 平 伸明, 八島 隆志

1. はじめに

トンネル施工において、地山の評価は支保パターンやインバート構造の決定において非常に重要であり、地山評価のための岩石試験が多く実施されている。特に膨潤性地山は、施工中や供用後も水の供給がなされる条件下では膨潤を続ける特徴があり、構造物に悪影響を及ぼす¹⁾。このような膨潤性の評価には主に浸水崩壊度試験のほかX線回折による膨潤性粘土鉱物の定量が有効である^{2~3)}。

本報告では過去に実施した各試験結果をもとに浸水後の試料の崩壊度区分と代表的な膨潤性粘土鉱物であるスメクタイトの含有量や密度、強度との関係を整理した結果を報告する。

2. 試験方法

浸水崩壊度試験およびその他の岩石試験は、(独)鉄道建設・運輸施設整備支援機構 地質調査標準準方書 14 岩石試験、(公)地盤工学会 地盤材料試験の方法と解説に準拠した。

X線回折は、X線回折装置 (Rigaku 製 MultiFlex) を使用した。試料は風乾後粉碎し、全岩微粉碎試料で不定方位回折、及び、水ひ処理により回収された 2 μ m 以下粒子での定方位回折を実施して構成鉱物の同定を行い、スメクタイトの有無を確認した。スメクタイトの定量方法として、標準試料の回折強度から直接検量線を作成して被検試料のスメクタイトの回折強度を検量線に当てはめてスメクタイトの含有量を求める直接法と、被検試料で他の含有鉱物とピークが重複しないと考えられる標準物質を一定量測定試料に混合し、スメクタイトの標準試料と標準物質の回折強度の比から検量線を作成して、同様に一定量の標準物質を混合した被検試料でのスメクタイトと標準物質の回折強度の比を検量線に当てはめてスメクタイトの含有量を求める内部標準法がよく実施されている⁴⁾。本報告においては、当組合で採用されている内部標準法にて試験を実施した。

3. 結果報告

崩壊度区分については泥状化を伴う区分3(細片化と部分的な泥状化)と区分4(完全に泥状化)に着目し報告する。また、今回の報告対象とするスメクタイト含有量には検出量1wt%未満と混合層鉱物として検出されたデータは含まれていない。

(1) 浸水崩壊度試験

浸水崩壊度試験の結果として、スメクタイトを含む軟岩の簡易スレーキングの劣化形態において写真-1 に示

すように、形を保ちながら徐々に膨潤する Na タイプと砂状～岩片状に分離・崩壊する Ca タイプ、両タイプの間中型が明らかにされている⁵⁾。なお本報告においては Ca 型と Na 型を判別するイオン交換処理は行っていない。

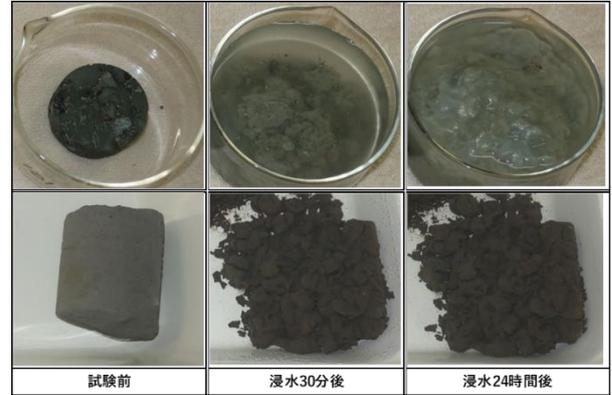


写真-1 崩壊度区分4例(上:Naタイプ, 下:Caタイプ)

(2) スメクタイト含有量と崩壊度区分

スメクタイト含有量と崩壊度区分の関係を図-1 に示す。崩壊度区分 0(変化なし)～2(細片化するが泥状化しない)と評価された試料のスメクタイト含有量は概ね 50wt%以下であるが、含有量 50wt%以下には泥状化を伴う崩壊度区分 3・4 と評価された試料についても多く分布している。崩壊度区分 3・4 のスメクタイト含有量は 1～92wt%の間に分布しており、スメクタイト含有量の多少に関わらず泥状化する可能性があることが確認された。

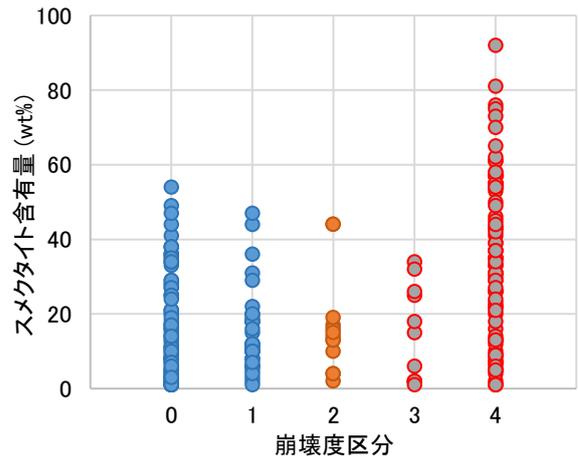


図-1 スメクタイト含有量と崩壊度区分

(3) 発密度と崩壊度区分

密度と崩壊度区分の関係を図-2 に示す。試験試料の密度は 1.4～2.7Mg/m³ の範囲に分布しており、崩壊度区分 3・4 の評価となった試料は全て密度 2.4Mg/m³ 以下であった。同範囲には崩壊度区分 0～2 の試料も多く分布しており、密度 2.4Mg/m³ 程度以下では 0～4 のどの崩壊度区

分にも分類される可能性があることが確認された。また、密度 $2.4\text{Mg}/\text{m}^3$ 以上では泥状化を伴う崩壊度区分 3・4 は確認されなかった。

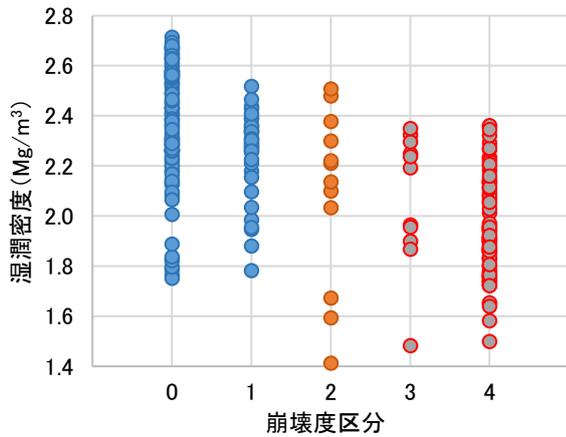


図-2 湿潤密度と崩壊度区分

(4) 発圧縮強さと浸水後崩壊度区分

圧縮強さと浸水後崩壊度区分の関係を図-3 に示す。試験試料の圧縮強さは $0.01\sim 162\text{MN}/\text{m}^2$ の範囲に分布しており、圧縮強さ $25\text{MN}/\text{m}^2$ 以上の範囲には崩壊度区分 3・4 と評価された試料は確認されなかった。崩壊度区分 3・4 が確認された $25\text{MN}/\text{m}^2$ 未満の軟岩に分類される範囲には崩壊度区分 0~2 も多く分布しており、圧縮強さ $25\text{MN}/\text{m}^2$ 程度以下ではどの崩壊度区分にも分類される可能性があることが確認された。

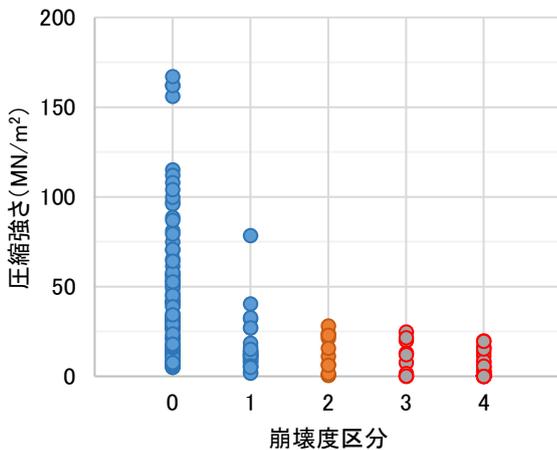


図-3 圧縮強さと崩壊度区分

4. まとめ

圧縮強さとスメクタイト含有量の関係を崩壊度区分ごとに識別し図-4に示す。崩壊度区分0(変化なし)~2(細片化するが泥状化しない)は、スメクタイト含有量が54wt%を最大に広範囲に分布しているものの、含有量の減少に伴い、圧縮強さが大きくなる傾向がみられた。泥状化を伴う崩壊度区分3・4においては、崩壊度区分0~2と同様に圧縮強さとスメクタイト含有量で負の相関を持つものの、 $25\text{MN}/\text{m}^2$ 以上の分布がみられなかった。

今回得られた結果から、力学的性質として泥状化を伴う崩壊度区分3・4に至る条件において、湿潤密度 $2.4\text{g}/\text{m}^3$ 以下かつ圧縮強さ $25\text{MN}/\text{m}^2$ 未満と一定のしきい値を示すことができた。しかしながら、泥状化を伴わない崩壊度区分0~2においてもスメクタイト含有量が最大で54wt%と比較的高い割合で分布がみられた。結果として、浸水後崩壊区分とスメクタイトの含有量に、明瞭な相関はみられなかった。

今後は浸水度崩壊試験を含めた他の膨潤性評価試験(促進スレーキング試験や乾湿繰返しによる岩石の吸水率試験等)、岩石の成因にも着目した岩石種や構成鉱物分類等、より多角的にデータを収集し検証していきたい。

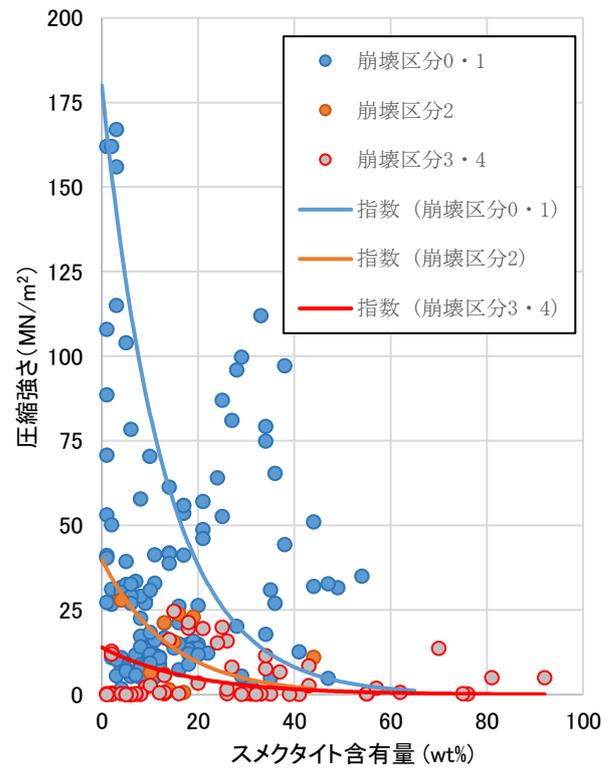


図-4 圧縮強さとスメクタイト含有量

《引用・参考文献》

- 1) 大塚康範：膨潤性地山，技術手帳 地盤工学会誌 2016. 1
- 2) 吉川恵也・桜井孝・立松英信（1983）：軟岩の劣化特性に関する簡易試験法及びのトンネルへの適用，応用地質，24巻2号，1983.
- 3) 岩の調査と試験（1989）：土質工学会，p. 423.
- 4) 八島隆志：粉末 X 線回折による軟岩中のスメクタイトの定量方法について，全地連技術フォーラム2006 論文集，論文 No. 79，2006.
- 5) 石田良二・西川総明（1992）：スメクタイトを含む軟岩の諸性質（1）—交換性陽イオンと吸水特性—，粘土科学，Vol. 32，pp. 97-107.

セメント安定処理におけるフミン酸・有機物の影響について

新栄地研株式会社 ○古賀 優一, 石村 隆昇

1. はじめに

有明海周辺の平野群には、通称「有明粘土」と呼ばれる軟弱地盤地帯が有明海沿岸部から内陸部数十キロの地域まで地表面から厚さは平均 15~20m、深い所では 30m 以上にも及ぶ。これらの地域では住居、橋、水門、堤防等の構造物を建設する際、地盤改良が必要となっており、セメント系固化材等を軟弱地盤に混合することにより固化させて地盤の安定化を図っている。

土中の有機物は、セメントの効果を阻害することが知られている。そこでフミン酸がセメント改良における負の影響因子ではないかと考え、フミン酸と試験結果との関連性について調べた。

2. フミン酸について

フミン酸とは、主に植物が枯れて地面に倒れ、長年かけて腐敗、分解したあと、最後に分解されずに残った有機成分のことをいう。腐植物が地中で長年かけて分解され、最後に残った成分と言われている。

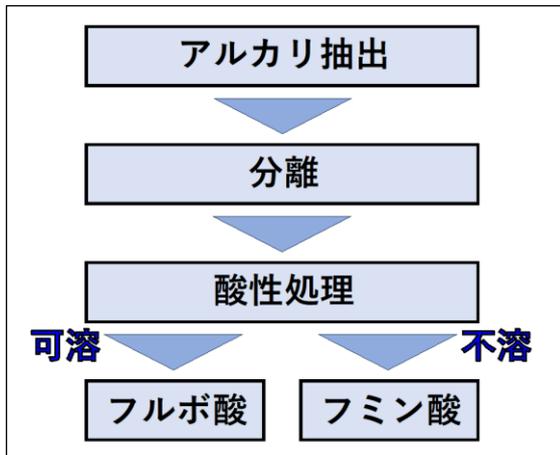


図-1 フミン酸の分析手順フロー図

フミン酸の分析方法を図-1に示す。アルカリに溶解する土質成分のうち塩酸で中和したときに沈殿する成分の重量測定を行い、これをフミン酸量として定量した。

3. 佐賀平野に分布する代表地盤の性状

対象となる土質は、佐賀平野に分布する軟弱地盤を代表する粘性土とした。対象の粘性土の基本的性状を表-1に示す。また試料土の写真を写真-1に示す。

自然状態においてフミン酸量が中層<上層<下層の順に高い値を示した。下層はとりわけ土の強熱減量の値も 21.8%と高い値を示しフミン酸量も 1.0(g/g 乾泥)を超える。コア目視観察においても、中層では確認出来なかった腐植物が上層及び下層では確認された。

表-1 試料土の性状

試料	上層	中層	下層
分布標高 (m)	+1.5~-2.0m	-2.0~-11.0m	-11.0~-14.0m
土質材料の分類名	シルト (高液性限界)	粘土 (高液性限界)	砂混じりシルト (高液性限界)
砂分 (%)	1.4	1.1	8.9
シルト分 (%)	38.9	37.7	54.5
粘土分 (%)	59.7	61.2	36.6
土の強熱減量 (%)	7.8	7.5	21.8
フミン酸含有量	0.781	0.378	1.505

※フミン酸含有量は(g/g乾泥)



写真-1 試料土の写真

4. 調査手順フロー

試行的に調査した地盤改良コラム(※以下コラムと記述)、コラム A, B, C の3箇所について、強度確認及び化学的特性の関連性を検討することを目的として図-2に示す調査フローの流れで調査を実施した。

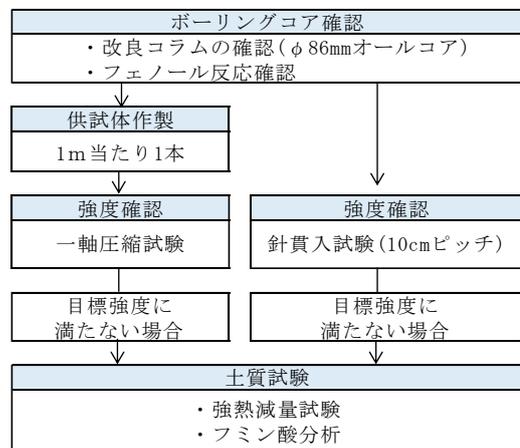


図-2 調査手順フロー図

- ・コラムの全体的な強度把握のため
土の一軸圧縮試験：JIS A 1216：2020 及び針貫入試験：JGS 3431-2012により実施した。
- ・改良不良箇所において化学的性質把握のため
土の強熱減量試験：JIS A 1226 及びフミン酸含有量試験により実施した。

5. 試験結果

深度に応じた一軸圧縮強度、強熱減量、フミン酸との関係を整理し、コラムごとに図-3~図-5に示す。

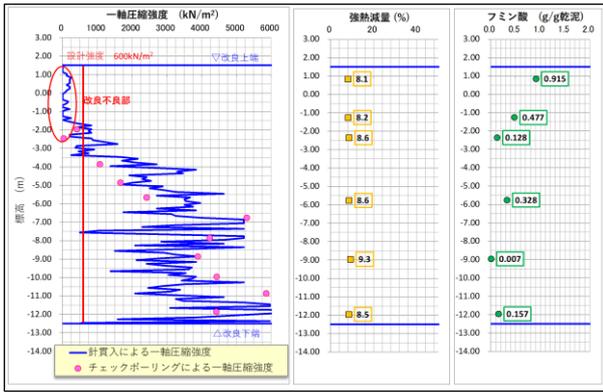


図-3 試験結果(コラム A)

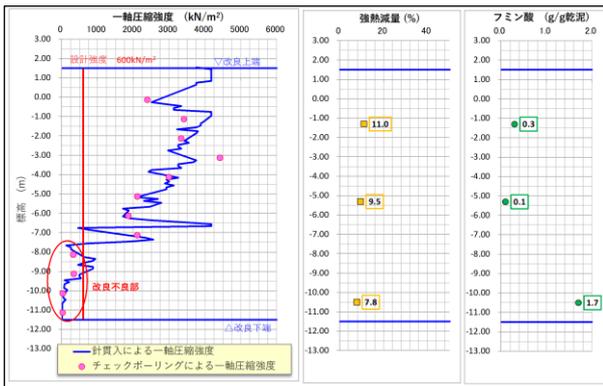


図-4 試験結果(コラム B)

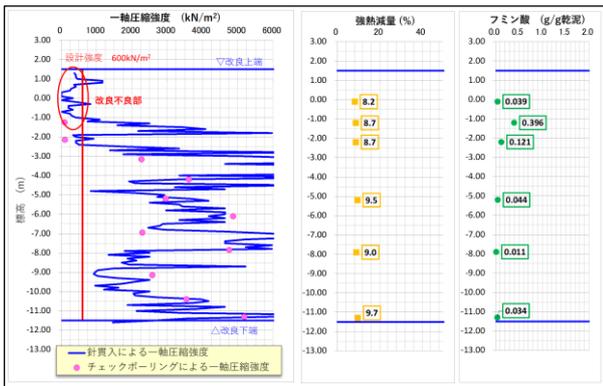


図-5 試験結果(コラム C)

試験結果より、改良不良部と判断出来る箇所においてコラム A 及び B では良好な箇所と比較するとフミン酸含有量も高い傾向を示したが、コラム C では良好・不良な箇所でも明確なフミン酸量の差が現れなかった。

一方、強熱減量の値についてはコラム A, B, C で概ね一定の結果が得られた。

したがって今回の土の強熱減量試験では、フミン酸量が土中に含まれる有機成分と単純に比例すると関連づけることは出来なかった。

今回の調査結果について、一軸圧縮強度と強熱減量、フミン酸との関係を整理し、図-6～図-7 に示す。

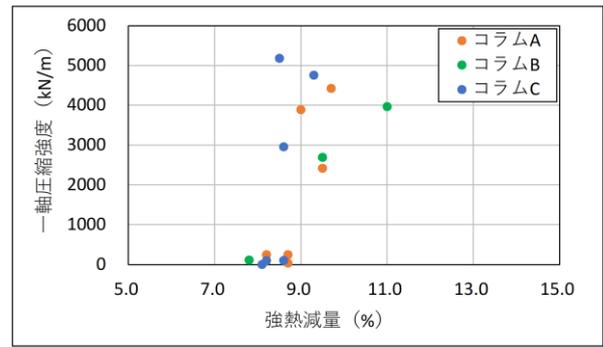


図-6 一軸圧縮強度～強熱減量の関係図

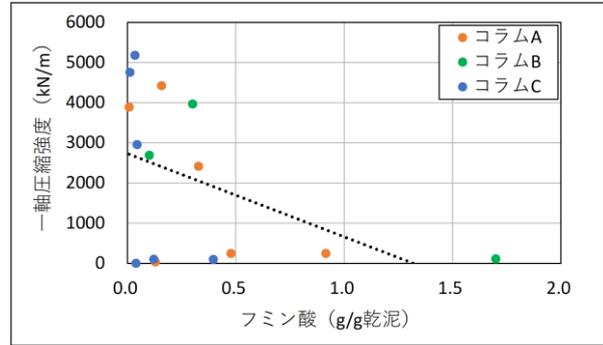


図-7 一軸圧縮強度～フミン酸の関係図

＜一軸圧縮強度～強熱減量＞

試験を実施した試料の強熱減量の値が 7.8～11.0% の範囲と試料全体に差が小さくサンプル数が充分とはいえないが、強度の分布では全体的にばらつきが大きく、強熱減量が一軸圧縮強度に与える相関性は低いといえる。

＜一軸圧縮強度～フミン酸＞

フミン酸の増加に伴い一軸圧縮強度は低い値を示すことが多く、相関性は概ね高いといえる。しかしフミン酸量が少なくても強度が出ない土も存在した。これは強度発現を抑制する他因子の存在を示唆しており、有機物の分解過程で存在するフルボ酸やピチュメン等が推察される。

6. まとめ

以上より、土に含まれるフミン酸量が、セメント改良の強度発現に影響を及ぼす負の要因の一つであると仮定できる。フミン酸量が深層の地盤改良工事の室内配合試験による配合設計の判断資料の1つとなり得る。

今回は近接したエリアで採取される試料を用いて分析及び試験を行なったが、今後はさらに多様な土質、また異なる固化材についても試験を実施し、有用となる資料の収集に努めていきたい。

脱水ケーキの築堤材料としての有効活用

株式会社 山口建設コンサルタント 原中浩二

1. はじめに

岩石山を掘削した砕石から粗骨材や細骨材を水洗精製する過程で発生する副産物（砕石微粉末）は、水中に分散して泥水状となる。これを脱水プレスにかけて水分を搾り取った固形状の物は「脱水ケーキ」と呼ばれる。この脱水ケーキは今までは利用用途がなく、廃棄処分していた材料であるが、人工的な処理によって築堤材料として有効活用できないかと考えた。

今回、このような状況を背景として副産物を種々材料と配合することで、必要な供給量を確保しつつ安価でかつ良質な材料として、活用した事例を報告する。

2. 生成した材料

脱水ケーキは、高含水比で中塑性のシルトを主体としており、そのままではコーン指数も100kN/m²以下と建設発生土としては「泥土b」¹⁾に該当し、非常に扱いにくい材料である。この脱水ケーキを原土として、種々の材料と混合することで、必要な所定の強度や透水係数等を満足できる材料²⁾をつくれぬか検討を行った。混合の主材料として検討に用いたマサ土は、粗粒分主体で細礫～中砂分が中心の材料である（写真-1）（表-1）。



写真-1 使用した主材料

表-1 主材料の物性値

		脱水ケーキ		マサ土	
一般	土粒子の密度	ρ_s (Mg/m ³)	2.665	2.629	
	自然含水比	Wn (%)	34.7	4.6	
粒度特性	礫分	G (%)	0.0	46.9	
	砂分	S (%)	4.2	40.9	
	シルト分	M (%)	59.3	7.1	
	粘土分	C (%)	36.5	5.1	
	最大粒径	(mm)	2.0	19.0	
コンシステンシー特性	液性限界	W _L (%)	36.7	NP	
	塑性限界	W _p (%)	27.4	NP	
	塑性指数	I _p	9.3	NP	
分類	地盤材料の分類名		シルト	細粒分まじり砂質礫	
	分類記号		(ML)	(GS-F)	

3. 決定された配合比の物性値

種々の材料の配合比を変えて、要求性能を満足し、さらに経済性も考慮した材料を生成することを目標とした。本試験で用いた主材料と透水係数(室内 5.0E-08m/s 以下)を満足する生成材料(混合土)の粒度組成を示す(図-1)。この結果から分かるとおり、脱水ケーキと比較すると、各種材料と配合することで、マサ土に含まれる礫分や、砂分や生石灰による造粒作用もあり、粒度組成はいわゆる粒度のよい材料となる。また、土質試験結果からみても、せん断強度も問題ない値を示している(表-2)。

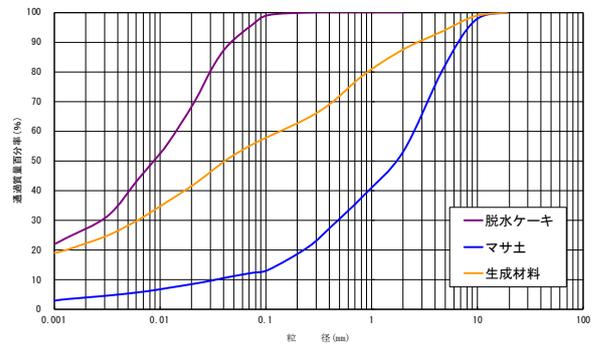


図-1 配合後材料の粒度分布

表-2 生成材料の物性値

			生成材料	
一般	土粒子の密度	ρ_s (Mg/m ³)	2.640	
	自然含水比	Wn (%)	26.5	
粒度特性	礫分	G (%)	13.7	
	砂分	S (%)	17.6	
	シルト分	M (%)	44.9	
	粘土分	C (%)	23.8	
	最大粒径	(mm)	19.0	
コンシステンシー特性	液性限界	W _L (%)	48.8	
	塑性限界	W _p (%)	38.4	
	塑性指数	I _p	10.4	
分類	地盤材料の分類名	礫まじり砂質シルト		
	分類記号	(MLS-G)		
突固め特性	最適含水比	W _{opt} (%)	22.2	
	最大乾燥密度	ρ_{dmax} (Mg/m ³)	1.545	
透水	95%密度透水係数	K ₁₅ (m/s)	1.1E-08	
三軸	全応力	粘着力	c (kN/m ²)	41.1
		内部摩擦角	ϕ (度)	24.1
	有効応力	粘着力	c' (kN/m ²)	40.3
		内部摩擦角	ϕ' (度)	28.9

4. 盛り立て試験における検証

実際に生成された材料を用いて、盛り立て試験（試験盛土）を実施した。

(1) 材料の異方性

層状に土を締め固めて建設される土構造物の透水特性は異方性を示す。透水係数の異方性は堤体内の水の流れに影響を与え、設計解析段階においても重要な要素となる。

通常の現場透水試験は、水平方向 K_x、鉛直方向 K_y のいずれの要素も含むが、水平方向の影響が大きい。これに対して室内における透水試験で得られる透水係数は鉛直方向のみである。このことから、両者の比較により透水係数の異方性について検討することが可能と考えた。ただし、比較検討に用いた現場透水試験は試験装置を工夫（鉛直方向への透水を制限）することで、水平方向のみ卓越するようにした。したがって、盛土試験後に各機種、各転圧回数毎に不攪乱で試料を採取し、室内透水試験を鉛直方向の透水係数、試験盛土における現場透水試験結果を水平方向の透水係数として、機種毎の異方性について比較・検討した。

タンピングローラでは約5倍、振動ローラでは約20倍の異方性があるとされている³⁾が、今回の試験値からはそこまでの差はなく1~5倍程度の異方性が認められる結果となった(表-3)。

表-3 機種毎の透水係数の異方性

		タイローラ	振動ローラ	タンバ
透水係数 (m/s)	水平方向kx	2.86E-08	1.74E-07	1.95E-07
	鉛直方向ky	1.66E-08	4.18E-08	6.54E-08
異方性kx/ky		1.7	4.2	3.0

(2) 締め固め層境の透水性

生石灰を混合することで材料が固結し、締め固め面が平滑になると、材令の時間差からそのままではその上の層との間で不連続面ができ、層境において水平方向の透水性が高くなるなどの懸念が生じる。そこで、盛土施工後に鉛直方向の盛土状態を把握するために、縦方向にシンウォールにてサンプリングを行った。この結果から、ほぼ均質な状態で締め固められているものの、縦方向に割る段階で層毎に分離しやすいことが分かった（写真-2）。このため、上の層とのなじみをよくするよう、締め固め表面をかき起こす（レーキング）必要がある。したがって、透水性、安定性の観点から、施工時において層毎になじみをつけることが、従来の自然土材料を用いた施工以上に留意を要する材料と判断した。



写真-2 鉛直方向の盛土の状態
(左側が抜き取り直後、右側が切開後の状態)

5. 施工時における生石灰の使用及びその検証

脱水ケーキは高含水比であることから、生石灰を混合することで含水比を低下させ、混合性能の向上、トラフイカビリティの向上が期待できると考えた。これは、短期的な吸水反応、中長期的なポズラン硬化反応及び混合による造粒効果であり、材料として扱いやすくなる効果が確認された。ただし、実際の施工においては、ため池内で貯水飽和された環境下で、経年変化により生石灰が溶脱し、強度低下を伴う懸念があった。また、生石灰の混合不足により、十分な反応が起こらず部分的に上述した効果が得られない可能性もある。したがって、生石灰を混合しない場合について透水性やせん断強度等の比較・検討を行った。その結果、生石灰を混入する前後の透水性やせん断強度において有意な差異は認められず、継続的に十分な安定した盛土を構築できる材料であると考えている（表-4）。

表-4 生石灰混合前後の物性値

			生成材料	生石灰除去後	
突固め特性	最適含水比	Wopt (%)	22.2	22.6	
	最大乾燥密度	ρ_{dmax} (Mg/m ³)	1.545	1.521	
透水	透水係数	K ₁₅ (m/s)	1.1E-08	7.4E-09	
三軸	全応力	粘着力	c (kN/m ²)	41.1	38.7
		内部摩擦角	ϕ (度)	24.1	24.4
	有効応力	粘着力	c' (kN/m ²)	40.3	49.2
		内部摩擦角	ϕ' (度)	28.9	29.7

6. 材料のバラツキや攪拌混合における継続的検証

当該材料は、製造が開始されて10年以上が経過している。当初の配合結果から、実際の配合においてどのよう

に経年変化が起こったのか検証を行った。この結果から、若干ばらつきはあるが、大きな変化は認められない（図-2）（表-5）。

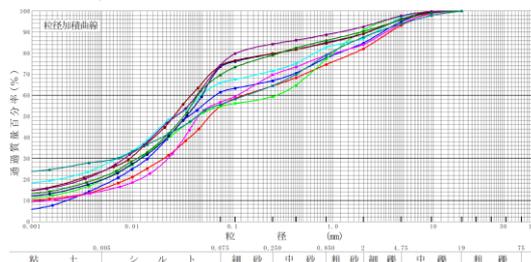


図-2 過去10年間の粒度分布

表-5 生成材料の試験値の変化

			過去10年間 結果平均値	過去10年間 試験結果の範囲	
一般	土粒子の密度	ρ_s (Mg/m ³)	2.635	2.659 ~ 2.600	
	自然含水比	Wn (%)	23.1	28.3 ~ 17.7	
粒度特性	礫分	G (%)	12.1	18.0 ~ 7.5	
	砂分	S (%)	23.4	36.3 ~ 15.0	
	シルト分	M (%)	42.6	53.6 ~ 27.0	
	粘土分	C (%)	21.9	28.6 ~ 14.5	
	最大粒径	(mm)	19.0	19.0 ~ 19.0	
コンシステンシー特性	液性限界	WL (%)	41.1	46.6 ~ 36.7	
	塑性限界	WP (%)	27.0	36.4 ~ 24.1	
	塑性指数	IP	14.1	15.9 ~ 10.1	
分類	地盤材料の分類名		硬まじり砂質シルト	-	
	分類記号		(MLS-G)	-	
突固め特性	最適含水比	Wopt (%)	20.2	25 ~ 16.000	
	最大乾燥密度	ρ_{dmax} (Mg/m ³)	1.560	1.643 ~ 1.463	
	築堤盛土95%密度	$\rho_{dmax} \times 95\%$ (Mg/m ³)	1.474	1.561 ~ 1.390	
透水	95%密度透水係数	K ₁₅ (m/s)	2.9E-08	4.8E-08 ~ 6.4E-09	
三軸	全応力	粘着力	c (kN/m ²)	48.9	62.8 ~ 22.1
		内部摩擦角	ϕ (度)	27.9	31.6 ~ 24.6
	有効応力	粘着力	c' (kN/m ²)	46.1	65.6 ~ 32.4
		内部摩擦角	ϕ' (度)	32.2	34.6 ~ 27.7

7. まとめ

材料の異方性及び層境の透水性について、現場において問題は生じていない。また、製造時における生石灰の使用については、脱水ケーキの含水比が低い場合は混合しない場合もある。すでに、本材料を用いて数十件のため池が構築されており、施工性もよく長期的にも安定的な材料であることが実証できている。

8. おわりに

副産物である脱水ケーキについて、有効利用を検討していくことは、循環型社会の構築に向け、環境への負荷を軽減し、ゼロエミッションへの取り組みにつながることから、非常に有意義であると考えられる。ただし、材料は常に変化していくものであり、今後も新たな利用・用途の提案も含めて継続した調査、研究を行っていきたいと考えている。

《引用・参考文献》

- 1) 独立行政法人土木研究所編（2013）：建設発生土利用技術マニュアル第4版, p26.
- 2) 山口県農林水産部編（2007）：ため池整備事業実施の手引, p16-13.
- 3) 農林水産省農村振興局編（2003）：土地改良事業計画設計基準（設計「ダム」）技術書〔フィルダム編〕, p. II-65.

液状化判定における繰返し非排水三軸試験結果の有用性

株式会社東建ジオテック ○愛甲 健太, 斉藤 豊

1. はじめに

一般に建築分野の液状化判定方法は、実測 N 値に細粒分含有率による補正 N 値を考慮し、液状化強度比を算出する「簡易法」と、繰返し非排水三軸試験（以下、液状化試験）で得られる液状化強度比を使用する「詳細法」が知られている。近年、福岡市街地において超高層・免震物件が多くなり、液状化判定の際に乱れの少ない試料採取を行い、詳細法の試験を実施する機会が増えている。

福岡市内の地盤特性として、沖積層・洪積層の未固結堆積物の大半を砂層が占めていることが挙げられる。これらは堆積物の供給源がマサ主体であることに起因している。また、福岡市の地形特性として、平野が比較的小さく、河床勾配がやや大きいことが挙げられる。そのため一般的な広大平野の土砂と比較し、粒子が角張っているものが多い傾向にある。粒子が角張っている場合、内部摩擦角が大きくなることが知られているが、液状化強度の差についてはあまり知られていない。福岡市内の地盤は GL-20m 以浅の未固結堆積物が砂層主体であることから、建築物基礎に対し、液状化の影響度が大きくなる傾向がある。また、かつて洪積層は液状化検討対象外だったが、建築基礎構造設計指針改定後では検討対象となっており、沖積層が比較的薄く、洪積層が厚い福岡市内では、より液状化の影響度が高まっている。そこで、福岡市内の沖積・洪積地盤を対象とし、原地盤の土質特性を反映した強度評価が可能な「液状化試験」を実施し、簡易法と詳細法による液状化強度比の比較検討を行った。

2. 液状化試験方法

液状化試験は、地震・波浪などによる繰返し応力を非排水条件のもとで受ける飽和土の強度特性（液状化特性）を求めることを目的とした室内試験である。実際の繰返し応力の振幅と周期は不規則で、地盤の静的な応力状態との相互関係も含めてこれらを室内で再現することは困難だが、等方圧密した供試体の軸方向に一樣の振幅繰返し荷重を、非排水条件のもとで載荷することにより、土の液状化強度特性の指標とすることができる。軸ひずみ両振幅 5%、繰返し回数 20 回 (RL₂₀) に対する繰返し応力比が液状化強度比となる。今回液状化判定を行う際は、建築分野で使用されることの多い繰返し回数 15 回 (RL₁₅) の値¹⁾をグラフから求め、その値に室内試験結果と原位置の補正として補正係数 0.6 を乗じた値²⁾を使用した。

3. 液状化判定方法

液状化判定は、「建築基礎構造設計指針」³⁾に記される手順に準拠し、簡易法（補正 N 値より算出）および詳細

法（液状化試験結果より算出）により、それぞれの液状化安全率 FL 値（液状化強度比/繰返しせん断応力比）を求めた。詳細法では、安全率 FL 値の分子である「液状化強度比」に、今回の液状化試験結果 (RL₁₅) を代入した。地表面水平加速度は損傷限界の 1.5 m/s²・2.0 m/s²および終局限界の 3.5 m/s² とした。

4. 液状化試験位置

福岡市内の現場 A および B において、表-1、表-2 に示す深度・地層で「乱れの少ない試料採取」を実施し、液状化試験を実施した。

表-1 現場 A (沖積層)

地層	土質	試料番号	採取深度 (GL- m)	実測 N 値	孔内水位 (GL- m)
沖積砂質土層	礫混じりシルト質砂	TR22-2	2.70~3.25	2	2.60
		TR27-1	2.90~3.70	2	1.88

表-2 現場 B (沖積層・洪積層)

地層	土質	試料番号	採取深度 (GL- m)	実測 N 値	孔内水位 (GL- m)
沖積砂質土層	礫混じり砂	TR3-1	8.50~9.35	10	0.30
		TR3-3	20.50~21.50	14	

試料番号 TR3-3（現場 B の洪積層）については、採取深度が GL-20m 以深と液状化対象外であるが、GL-19m 以深より同じ地層が分布しているため、TR3-3 の液状化試験結果を GL-19m 地点に適用し、液状化検討を行った。

5. 液状化試験結果

(1) 現場 A (沖積層)

表-3 に示すとおり、TR22-2 では液状化強度比 RL₁₅ = 0.135、TR27-1 では RL₁₅ = 0.156 を示し、2 地点（同一地層）で近い値が得られた。

表-3 現場 A 液状化強度比算出結果

地層	試料番号	採取深度 (GL- m)	液状化強度比		液状化強度比採用値
			RL ₂₀	RL ₁₅	
沖積砂質土層	TR22-2	2.70~3.25	0.215	0.225	RL ₁₅ × 0.6 = 0.135
	TR27-1	2.90~3.70	0.224	0.260	RL ₁₅ × 0.6 = 0.156

(2) 現場 B (沖積層・洪積層)

表-4 に示すとおり、TR3-1 では液状化強度比 RL₁₅ = 0.193、TR3-3 では RL₁₅ = 0.104 を示し、沖積層と洪積層で値に差が見られた。

表-4 現場 B 液状化強度比算出結果

地層	試料番号	採取深度 (GL- m)	液状化強度比		液状化強度比採用値
			RL ₂₀	RL ₁₅	
沖積砂質土層	TR3-1	8.50~9.35	0.306	0.322	RL ₁₅ × 0.6 = 0.193
洪積砂質土層	TR3-3	20.50~21.50	0.158	0.173	RL ₁₅ × 0.6 = 0.104

6. 液状化判定結果 (FL 法)

(1) 現場 A (沖積層)

表-5に示すとおり、液状化強度比は

TR22-2 (沖積層) : 簡易法 0.138、詳細法 0.135

TR27-1 (沖積層) : 簡易法 0.135、詳細法 0.156

を示し、簡易法と詳細法でほぼ同等か、詳細法がやや大きい値となった。安全率は液状化強度比に比例している。

表-5 現場 A 液状化強度比・安全率算出結果

試料番号	採取深度 (GL- m)	液状化強度比		地表面水平加速度					
				1.5 (m/s ²)		2.0 (m/s ²)		3.5 (m/s ²)	
				FL		FL		FL	
		簡易法	詳細法	簡易法	詳細法	簡易法	詳細法		
TR22-2 (沖積層)	2.70~3.25	0.138	0.135	1.286	1.255	0.964	0.941	0.551	0.538
TR27-1 (沖積層)	2.90~3.70	0.135	0.156	1.096	1.265	0.822	0.948	0.470	0.542

※FL<1.0は赤字表記

(2) 現場 B (沖積層・洪積層)

表-6に示すとおり、液状化強度比は

TR3-1 (沖積層) : 簡易法 0.179、詳細法 0.193

TR3-3 (洪積層) : 簡易法 0.203、詳細法 0.104

を示し、沖積層 (TR3-1) では詳細法は簡易法よりやや大きい値を示した。いっぽう洪積層 (TR3-3) では、詳細法が小さい値 (簡易法の約半分) を示した。安全率は液状化強度比に比例している。

表-6 現場 B 液状化強度比・安全率算出結果

試料番号	採取深度 (GL- m)	液状化強度比		地表面水平加速度					
				1.5 (m/s ²)		2.0 (m/s ²)		3.5 (m/s ²)	
				FL		FL		FL	
		簡易法	詳細法	簡易法	詳細法	簡易法	詳細法		
TR3-1 (沖積層)	8.50~9.35	0.179	0.193	0.961	1.035	0.721	0.776	0.412	0.444
TR3-3 (洪積層)	20.50~21.50	0.203	0.104	1.276	0.652	0.957	0.489	0.547	0.279

※FL<1.0は赤字表記

7. 考察

(1) 現場 A (沖積層)

簡易法・詳細法ともに液状化強度比および安全率はほぼ同等か、詳細法がやや大きい値を示した。液状化判定の計算式は、一般的な土砂から求められたものと考えられるが、特殊土 (例えば粒子形状が針状のシラス) では、式と異なる液状化強度特性を有する例も確認されている。現場 A の沖積層 (φ2~5mm 程度の角礫を混入) は、簡易法と詳細法の差異は小さいため、特殊土的な影響は小さいものと考えられる。乱れの少ない試料採取および土質試験 (物理・力学試験) を行う際は、試料の取扱いには注意が必要であり、特に液状化試験をはじめとする動的試験は、試料の採取・保管・運搬には細心の注意が必要とされている。これらを考慮すると、簡易法と詳細法で液状化強度比の差異が小さかったことの要因として、1) 高精度で乱れの少ない試料採取ができたこと 2) 試料保管状態 (脱水・凍結保管) および運搬状態が良好だったことが考えられる。



写真-1 TR22-2 供試体状態 (左:試験前 右:試験後)

(2) 現場 B (沖積層・洪積層)

液状化強度比および安全率は、沖積層 (TR3-1) では詳細法がやや大きい値を示し、洪積層 (TR3-3) では詳細法が半分程小さい値を示した。洪積層の安全率は地表面水平加速度1.5 m/s²で簡易法が1.0を上回るが、詳細法では1.0を下回る結果となった。2.0 m/s²・3.5 m/s²では、簡易法・詳細法ともに安全率は1.0を下回る結果となった。

かつて洪積層は液状化検討対象外とされており、その理由は「洪積層は一般にN値が高く、続成作用により液状化抵抗が高いため」とされていた⁴⁾。しかし現場 B の洪積層 (TR3-3) では、詳細法でも安全率が1.0を下回ったため、続成作用の影響で液状化抵抗が高くなっているとは言いきれない結果となった。簡易法では続成作用や粒子形状などの土質特性は考慮されないため、今回詳細法でそれらを評価できたことは意義深いものと考えられる。洪積層の液状化強度比については、詳細法が簡易法の約半分の値を示したが、これは浅部の沖積層 (TR3-1) より採取深度が約11m 深く、試料採取精度がやや低下したことが要因の一つとなっている可能性が考えられる。



写真-2 TR3-3 供試体状態 (左:試験前 右:試験後)

8. まとめ

液状化強度比の差は安全率に直結し、基礎工においての影響度大きい (例えば杭基礎の場合①地盤反力係数が小さくなり杭径が大きくなる ②杭の本数が増える等)。また、地震応答解析時の影響も大きいため、超高層・免震物件が関与する地盤では高精度な液状化判定が有効である。今回沖積層 (3試料) の液状化強度比は、いずれも簡易法と詳細法で同等か、詳細法がやや大きい値を示す傾向があることが分かった。したがって液状化試験により原位置の液状化強度特性を適切に評価できた可能性が高く、液状化試験の有用性は高いものと考えられる。洪積層では低い液状化強度比を示したが、1試料のみの結果で傾向は捉えきれていない。そのため今後様々な場所・深度で洪積層の試料採取・液状化試験を実施し、データ数を増やし、液状化強度比の傾向を確認する方針である。

《引用・参考文献》

- 1) 入門シリーズ28 知っておきたい地盤の被害-現象メカニズムと対策- (2003)、社団法人地盤工学会、p. 116
- 2) 入門シリーズ21 土質試験から学ぶ土と地盤の力学入門 (1995)、社団法人地盤工学会、p. 262
- 3) 建築基礎構造設計指針 (2019)、一般社団法人日本建築学会、pp. 50-52
- 4) 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編 (2018)、公益社団法人日本道路協会、p. 166

GP サンプルング試料を用いた液状化試験結果による強度評価事例

基礎地盤コンサルタンツ株式会社 ○米永 佳祐, 西村 和貴, 島田 徹也, 小南 将冨, 渡邊 憲平

1. はじめに

河川をはじめとした各種構造物の液状化判定では N 値による簡易判定法は良く用いられるが、実際の液状化強度比を安全側に評価¹⁾する傾向がある。今回、簡易判定にて液状化するものと判定された河川堤防下の沖積砂質土層を対象に、高品質サンプルング (GP サンプルング) を実施して、土質試験から得られる液状化特性 (強度) R_L を把握した。その中で、採取試料の品質評価や試料のばらつき評価¹⁾²⁾を行い、試験結果の妥当性や先の対策検討への適用性について考察を行った。

2. 河川堤防の地盤概要

当該地の地盤構成を図-1 に示す。

調査対象地は、河川氾濫の影響を受けて堆積した地層であり、不均質な土層である。本堤防はシルトや砂礫主体の盛土 (B) で構成され、 $N=2\sim 20$ とばらつきの大きい土層構成である。堤防下の基礎地盤最上位には、砂質シルトを主体とした軟質な沖積中間土層第一 (Asc1) が層厚 2m 程度で分布し、その下層には、液状化対象土層である沖積砂質土層第一 (As1)、第二 (As2) が層厚 10m 程度と厚く分布し、 N 値は平均で As1 が 4 程度と緩く、As2 が 12 程度と中位な土層で確認される。As2 の下位には、砂質シルトを主体とした沖積中間土層第二 (Asc2) が層厚 2m 程度で分布し、さらに Asc2 を抜けると、シルトを主体とした沖積粘性土層第一 (Ac1) が厚く堆積する。

今回のサンプルングおよび土質試験対象は、液状化対策規模の軽減を念頭に、 N 値の高い As2 層のみを対象とした。なお、高品質サンプルングに使用したサンプラーは GP サンプラー (Gel Push sampler) であり、概ね 100% の採取率であった (図-2 参照)。

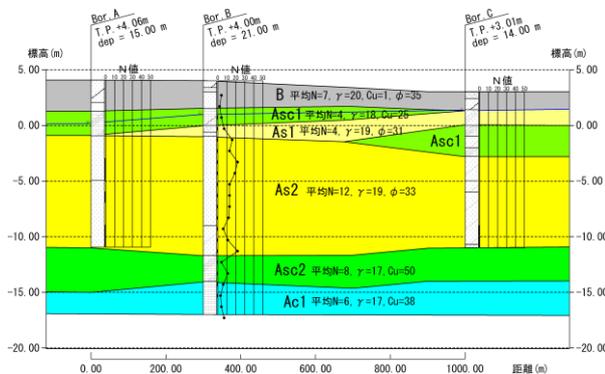


図-1 推定地層断面図



図-2 GP サンプルング採取試料

3. 液状化強度試験結果

今回得られた室内土質試験結果一覧を表-1 に示す。

今回の試験結果より得られた液状化強度比は 0.24~0.34 (平均 0.27) を示し、簡易判定法により求められた液状化強度比 0.19~0.25 (平均 0.22) より高い値が得られた。また、図-3 に示される各地点の F_L 深度分布をみると、詳細判定法 F_L では大半が $F_L \geq 1$ を示した。

表-1 室内土質試験結果一覧表

孔番	Bor.A					Bor.B		Bor.C		Bor.D		
	1	2	3	4	5	1	2	1	2	1	2	3
試験番号	1	2	3	4	5	1	2	1	2	1	2	3
平均深度 (m)	7.5	8.5	10.5	13.5	14.5	12.5	13.5	12.5	13.5	11.5	13.0	14.5
地層名	As2	As2	As2	As2	As2	As2	As2	As2	As2	As2	As2	As2
湿潤密度 ρ_s (g/cm ³)	1.95	1.94	1.88	1.89	1.89	1.91	1.86	1.90	1.88	1.90	1.93	1.92
乾燥密度 ρ_d (g/cm ³)	1.56	1.50	1.48	1.39	1.40	1.46	1.39	1.43	1.41	1.45	1.48	1.48
自然含水比 Wn (%)	23.3	28.2	65.4	34.5	33.5	43.1	38.4	31.8	26.5	32.4	31.7	28.2
Fc (%)	2.1	3.5	22.5	32.2	24.9	42.8	28.7	4.4	12.1	14.1	10.2	9.1
D50 (mm)	0.34	0.27	0.22	0.09	0.11	0.11	0.15	0.27	0.28	0.16	0.20	0.29
RL (試験結果)	0.28	0.29	0.25	0.28	0.28	0.27	0.27	0.27	0.34	0.24	0.29	0.27
RL (簡易判定法) [※]	0.22	0.22	0.23	-	-	0.25	0.19	0.25	0.22	0.21	0.22	0.25

※道路橋示方書³⁾より算出した液状化強度比 R_L

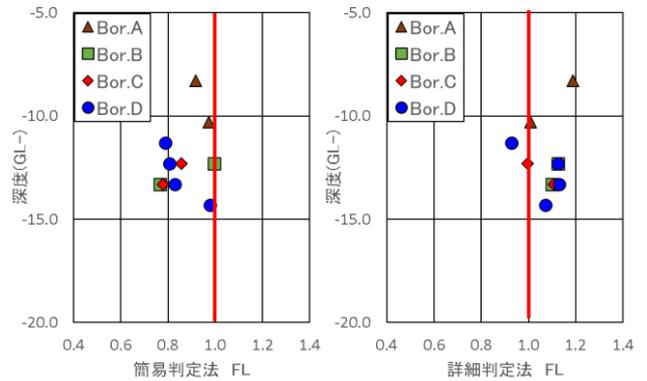


図-3 液状化抵抗率 F_L の深度分布図

4. サンプルング試料の品質評価およびばらつき評価

サンプルング試料の品質評価のため、4供試体毎のせん断剛性、密度、および粒度を指標⁴⁾とし、液状化強度比の妥当性を確認した。なお、評価の目安として、原位置に対して液状化試験供試体の G_0 が 0.5~1.5 倍、 ρ_d が ± 0.2 g/cm³、Fc が $\pm 20\%$ の範囲内である場合は、ばらつきが小さいと捉えた。

(1) せん断剛性による試料の品質評価

砂質土の締まり具合に関係性のある S 波速度およびせん断剛性に着目し、サンプルング試料の品質を確認した。

原位置の PS 検層 (以下、原位置 PS という) より求めたせん断剛性率を G_{OF} 、三軸供試体による VsVp 測定 (以下、室内 PS という) より求めたせん断剛性率を G_{OS} とし、深度方向による G_{OS}/G_{OF} の関係図を図-4 のように整理した。

図-4 から G_{OS}/G_{OF} は、採取後の応力解放などにより、若

干試料の乱れや緩みが認められたものの、概ね0.5~0.6で一定の品質は得られていると考える。

一方、Bor.Aの赤丸で囲った一部の試料は他試料と比較して小さく出ていることが確認される。この要因として、採取されたサンプリング試料は、図-5に示されるように、黒色を呈した有機物が多量に混入しており、空隙や土の締まりに影響が生じて小さくなったと推察する。

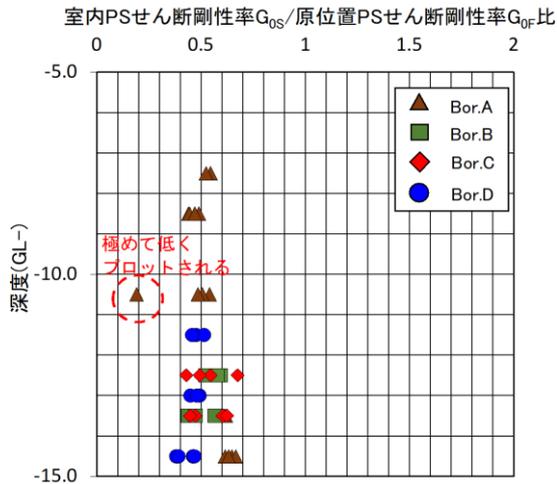


図-4 室内と現場のせん断剛性率の関係図



図-5 Bor.A 採取試料拔出後の供試体写真

(2) 密度による試料のばらつき評価

密度による試料のばらつき評価方法には、不均質な土層であることを考慮し、乾燥密度により評価を行った。

評価の結果、概ね $\rho_d \pm 0.2 \text{ g/cm}^3$ 以内のばらつきの範囲であるが、図-6に示される各供試体の乾燥密度を深度毎にプロットした図をみると、Bor.Aの赤丸で囲った試料は、有機物の混入によりややばらつきが認められた。また、Bor.Cの赤丸で囲った試料について、図-7の試験前供試体写真をみると、試料途中より砂層からシルト層に変化していることが認められるため、結果ばらつきが生じたと考える。

(3) 粒度による試料のばらつき評価

粒度試験に供する供試体は、液状化試験に供した供試体の上下にて追加試験を行い、得られた試験結果から粒度のばらつきを確認し評価した。

図-6に示されるように、今回の結果、概ね $F_c \pm 20\%$ 以内でばらつきは認められないものの、調査対象地が不均質な土層であるため、一部にやや細粒分が高い箇所が認められた。

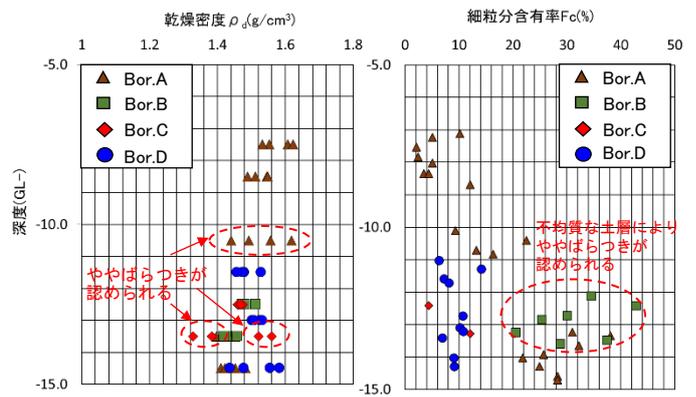


図-6 供試体毎の乾燥密度および細粒分含有率の比較図



図-7 Bor.C における試験前の供試体写真

5. まとめ

- ◆高品質サンプリング試料の品質評価およびばらつき評価の結果、採取後の応力解放などにより、試料の緩みが若干認められた。
- ◆評価の目安としている、原位置に対して液状化試験供試体の G_0 が0.5~1.5倍、 ρ_d が $\pm 0.2 \text{ g/cm}^3$ 、 F_c が $\pm 20\%$ の範囲内であると概ね認められたため、一定の品質は得られていると考える。
- ◆液状化強度比 R_L を比較すると、簡易判定法 $R_L < \text{試験結果 } R_L$ であった。また、試験結果を用いた詳細判定法による F_L は、大半が $F_L \geq 1$ を示すことから、対策工の軽減、建設コスト削減につながると考える。
- ◆今後の隣接工区の適用については、十分な調査、採取試料の評価を行いながら適切な強度設定を行っていく必要があると考える。

《引用・参考文献》

- 1) 国土交通省水管理・国土保全局治水課：「河川構造物の耐震性能照査指針・解説-Ⅱ. 堤防編-」pp14, 2016. 3
- 2) 全地連地質調査業協会：「技術フォーラム2014」秋田、島田ら、No. 35 港湾施設の耐震対策効果確認のための調査と試験について (その2)
- 3) (社) 日本道路協会：道路橋示方書V耐震設計編 p161~170, 2017. 11
- 4) 国立研究開発法人土木研究所 地質・地盤研究グループ (土質・振動)：「ISSN 0386-5878 土木研究所資料第4352号」, 細粒分を含む砂の液状化強度の評価法に関する再検討 pp110~pp117, 2016. 3