

無機・有機系改質材による発生土の改質とその利活用の
普及・高度化の取り組みに関するシンポジウム

— 講演論文集 —

2024 年 12 月

公益社団法人 地盤工学会 関東支部

無機系吸水材料を用いた土の改質技術の利活用に関する研究委員会

無機・有機系改質材による発生土の改質とその利活用の普及・高度化の取り組みに関する
シンポジウム

◆ 日 時：2024 年 12 月 6 日（金）

◆ 場 所：地盤工学会 地階大会議室

[第 1 セッション]

座長・副座長 西川美穂（泥土リサイクル協会）・宮下和紀（基礎地盤コンサルタンツ）

(1-1) バイオマス燃焼灰の泥土改質材としての適用性および重金属の不溶化対策

水野健太（若築建設）

(1-2) 木質バイオマス灰を用いた地盤改良材の開発と現場実証結果

中谷 登（大日本土木）

(1-3) バイオマス(PKS)灰改質材を活用した赤土対策検討について

望月美登志（リュウクス）

(1-4) 高吸水性炭化材を用いた軟弱粘土の改良効果

大嶺 聖（長崎大学）

(1-5) 半水石膏の吸水性能に着目した高含水比土の改良効果

福居涼太（大阪大学）

(1-6) 再生半水石膏により地盤材料に改質した底泥土の特性

鵜田 稔（アイコ）

[第 2 セッション]

座長・副座長 田中真弓（鹿島建設）・諸富鉄之助（大林組）

(2-1) 製鋼スラグ混合粘性土の配合試験による一軸圧縮強さの評価に関する検討

高田明旺（東洋建設）

(2-2) 固化したスラグ混合粘土の圧密・透水ならびに非排水三軸圧縮特性

片桐雅明（日建設計）

(2-3) 高分子改質土の土木材料としての評価事例

宮本航雅（大林組）

(2-4) Adsorption characteristics of cesium polymeric soil modifiers

Lincoln W. Gathuka (Natl. Inst. Environ.)

(2-5) 古紙微細加工粉体を添加した砂の保水性と吸排水メカニズムの検討

土井雅裕（グロースパートナーズ）

[第3セッション]

座長・副座長 水野健太（若築建設）・森下航希（フジタ）

(3-1) ペーパースラッジ灰系改質材を用いた建設発生土への CO₂ 固定に関する基礎実験

田村勇一郎（五洋建設）

(3-2) 大気中の CO₂ を利用した再生土の中性化および炭素固定に関する基礎的検討

柳浦拓希（横浜国立大学）

(3-3) 小型モールドを利用した PS 灰系改質土の締固め管理方法の適用検討

仁平 学（domi 環境）

(3-4) ため池刃金土としてのペーパースラッジ灰系改質土の締固め・透水・強度・変形特性に関する基礎的検討

伊藤翔大（横浜国立大学）

(3-5) PS 灰系改質材を用いた砂利洗浄汚泥の再生活用事例

奥 堯史（五洋建設）

(3-6) PS 灰系改質材を用いた改質土の大規模埋土利用の基礎的検討

古賀大三郎（五洋建設）

(3-7) 製紙スラッジ焼却灰を主原料とした環境負荷低減型の土壌固化材

笠原正二（アグロジャパン）

バイオマス燃焼灰の泥土改質材としての適用性および重金属の不溶化対策

バイオマス燃焼灰 泥土改質 重金属不溶化

若築建設 国際会員 ○水野 健太
若築建設 松坂 昇

1. はじめに

木質系バイオマス発電所から産業副産物として排出される燃焼灰（以下、バイオマス燃焼灰と呼ぶ）は、セメント事業者や廃棄物中間処理業者等によって造粒固化されるなど、土木資材としての再利用が図られている事例は幾つか見られる。しかし、バイオマス燃焼灰の多くは依然として埋立処分されているのが現状であり、発電事業者側では処分費が発生し、発電コストを押し上げる要因となっている¹⁾。このような社会情勢を鑑み、著者らはバイオマス燃焼灰の建設資材としての利活用を目指した研究開発を行っている²⁾。本稿では、バイオマス燃焼灰のうち、集塵機で回収されたフライアッシュ（飛灰）について、その吸水性と含有するカルシウム成分に着目し、高含水比泥土の改質材としての適用性を室内試験レベルで検討した結果を報告する。また、飛灰からは土壤汚染対策法の基準値を超過する値で重金属類が溶出する問題が既往の研究でも多く指摘されており^{例えば 3)}、本研究で対象とした飛灰についても同様の問題を有している。そこで、バイオマス燃焼灰単身およびバイオマス燃焼灰と泥土を混合した改質土からの重金属類の溶出に関し、その動態を調べるとともに、不溶化材を配合した場合の溶出抑制効果について考察した。

2. 本研究のコンセプトおよび検討フロー

本研究のコンセプトは、改質や固化による建設資材化が難しく、ほとんどが埋立処分されてきた高含水状態の浚渫土砂（有機ヘドロ）と、同じく利活用が進んでいないバイオマス燃焼灰を混合・養生して改質土を製作し、新たな建設資材を創出することである。

改質土の特徴の一つ目は、含水比が液性限界の 2 倍以上と大きな浚渫土砂に多量のバイオマス燃焼灰を加えることによって含水比を塑性限界程度まで調整し、運搬性や施工性に優れた土系材料へ改質させていることである。二つ目の特徴として、バイオマス燃焼灰に含まれるカルシウム成分と浚渫土砂中の水分やシリカ、硫黄などの含有成分により水和反応が生じるため、改質土は弱い固化による強度増加を期待できることである。ここで、灰の添加量や養生期間により、付与させる強度をコントロールすることがポイントである。三つ目の特徴として、水和反応による固化によって、バイオマス燃焼灰から溶出する重金属類の封じ込め（不溶化）効果を副次的に期待できることである。ただし、一部の重金属類の溶出が土壤汚染対策法の基準値を超過する場合がある。そこで、本研究では重金属類の溶出抑制に効果のある不溶化材の選定と配合量の調整を詳細に検討している。

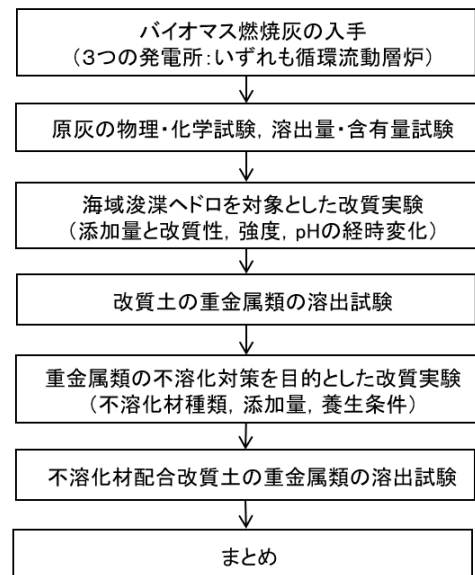


図-1 検討フロー

本研究の検討フローを図-1 に示す。はじめに、3 か所のバイオマス発電所から入手したバイオマス燃焼灰に対して、その基本性状を確認するための物理試験、化学試験、組成分析、重金属類の含有量試験および溶出試験を実施した。次に、改質対象として選定した高含水比の浚渫土砂（閉鎖性港湾区域の有機ヘドロ）に対する改質実験を行い、瞬時改質性、強度および pH 等の経時変化を調べ、泥土改質材としての適用性を評価した。また、材令 28 日の改質土を対象に、重金属類の溶出試験を実施した。この結果に基づき、重金属類（セレンとほう素）の溶出抑制を目的とした不溶化材を選定し、最適な配合条件や養生条件を明らかにした。

3. バイオマス燃焼灰および高含水比浚渫土砂の基本性状

3.1 バイオマス燃焼灰の基本性状

本研究で対象としたバイオマス燃焼灰は、同一事業者が運営する 3 か所の木質系バイオマス発電所から排出されたフライアッシュ（飛灰）である。燃焼ボイラーはいずれも循環流動層ボイラーである。ボトムアッシュ（主灰）は主に珪砂で構成されていたため、ほとんど吸水性を持たず、検討の対象外とした。燃料種は、A 発電所および B 発電所がパーム椰子殻（以下、PKS）100%の専焼、C 発電所が PKS と木質ペレットの混焼である。

各バイオマス燃焼灰の基本性状を表-1 に示す。既報²⁾では B 発電所および C 発電所から 2022 年度に入手した灰の試験値を示したが、本稿では 2023 年度に入手した灰について示している。吸水比は加藤ら⁴⁾によるシリンダー法で簡易に

計測した結果であり、A 灰および B 灰は 108%、C 灰は 124%であった。著者が別途実施した PS 灰系改質材の吸収比は 150%~300%であったことから⁵⁾、バイオマス燃焼灰の吸水比は PS 灰系改質材ほど大きくないと言える。なお、A 灰は謝花ら⁶⁾で報告されているものと同じ発電所のものであるが、謝花ら⁹⁾による改質材は、吸水性向上を目的とした補助剤として PS 灰と石膏成分をブレンドしており、バイオマス(PKS)系複合材の吸水性材料と呼ばれる。SEM-EDS による組成分析(酸化物換算)によると、いずれの灰も SiO₂を最も多く含んでおり、これは循環流動層ボイラーで使用する珪砂に由来すると考えられる。次に含有量が多い CaO は、A 灰は 30.6%、B 灰は 32.2%、C 灰は 29.2%であり、概ね 30%程度であった。これは PKS の製造過程において、殻部(PKS)と核部(CPKO)を分離する際に投入される炭酸カルシウム(CaCO₃)起源と思われる、X 線回析でも炭酸カルシウムや酸化カルシウム(CaO)が検出されている。また、いずれの灰も pH は 13 を示し、高アルカリ性を呈している。

バイオマス燃焼灰の重金属類の溶出試験(環告 46 号)の結果を表-2 に示す。朱書きは基準値を超過した値を示しており、ほう素については含有量(環告 19 号)も併記している。いずれの灰も六価クロムおよびふっ素の溶出量が基準値を超過している。これに加えて、B 灰および C 灰ではセレン、C 灰では鉛が基準値を超過している。これらの重金属類の溶出は、主に燃焼炉起源と考えられる。

3.2 高含水比浚渫土砂の基本性状

改質対象土として、閉鎖性海域から採取した高含水比の浚渫土砂(有機ヘドロ)を用いた。その物理・化学特性を表-3 に示す。液性限界は $w_L=132\%$ 、塑性限界は $w_P=41.5\%$ 、自然含水比は $w_n=194\%$ 、強熱減量は $IL=19\%$ である。改質実験に供した試料は、前処理として 2mm ふるいを通過させて礫分やごみ・貝殻等を取り除いたものである。

4. 改質実験

4.1 試験方法

浚渫直後の高含水比状態を模擬するため、表-3 に示した原泥に加水し、含水比を $w=253\%$ (約 $2.0w_L$)に調整した。この時の湿潤密度は 1.18Mg/m^3 であった。所量体積($V=500\text{cm}^3$, $M=590\text{g}$)分のスラリー状の対象土に対して、表-2 に示した 3 種類のバイオマス燃焼灰を添加し、ゴムへらおよび手練りで 5 分程度混合し改質土を作製した。添加量は 500kg/m^3 (湿潤土量 500mL に対して 250g)から開始し、改質状況を観察しながら 250kg/m^3 刻みで徐々に追添加し、最終的には $1,500\text{kg/m}^3$ (湿潤土量 500mL に対して 750g)まで添加した。なお、対象土の含水比と土粒子の密度から計算される乾燥土量は 67mL であるため、乾燥土ベースの最終添加量は $1,500 \times (500/67) = 11,231 \text{ kg/m}^3$ となる。

表-1 バイオマス燃焼灰の基本性状

名称	A 灰		B 灰		C 灰	
ボイラー	循環流動層		循環流動層		循環流動層	
分類	飛灰		飛灰		飛灰	
採取年	2023		2023		2023	
燃料種	PKS100%		PKS100%		PKS、木質ペレット	
土粒子密度	2.535 Mg/m ³		2.579 Mg/m ³		2.725 Mg/m ³	
最小密度	0.705 Mg/m ³		0.741 Mg/m ³		0.595 Mg/m ³	
最大密度	1.042 Mg/m ³		1.090 Mg/m ³		0.873 Mg/m ³	
50%粒径	0.0150 mm		0.0178 mm		0.0118 mm	
pH	13.0		13.0		13.0	
吸水比	108%		108%		124%	
組成 (酸化物換算)	SiO ₂	43.1%	SiO ₂	42.7%	SiO ₂	32.8%
	CaO	30.6%	CaO	32.2%	CaO	29.2%
	K ₂ O	4.6%	K ₂ O	5.1%	K ₂ O	7.1%
	SO ₃	2.7%	SO ₃	3.2%	SO ₃	4.7%
	P ₂ O ₅	2.2%	P ₂ O ₅	2.3%	P ₂ O ₅	2.1%
	MgO	3.8%	MgO	2.6%	MgO	3.4%
	Fe ₂ O ₃	3.1%	Fe ₂ O ₃	2.3%	Fe ₂ O ₃	4.7%
	Al ₂ O ₃	3.3%	Al ₂ O ₃	2.4%	Al ₂ O ₃	5.1%
	CO ₂	5.1%	CO ₂	5.4%	CO ₂	6.3%
外観						
マイクロスコープ ^{a)} (500 倍)						
吸水比 試験状況						

表-2 溶出試験・含有量試験結果(環告 46 号・環告 19 号)

項目	単位	土壤環境 基準値	A 灰 (2023)	B 灰 (2023)	C 灰 (2023)
カドミウム	mg/L	0.003	<0.0003	<0.0003	<0.0003
六価クロム	mg/L	0.05	0.30	0.26	0.44
全シアン	mg/L	検出されないこと	不検出	不検出	不検出
総水銀	mg/L	0.0005	<0.0005	<0.0005	<0.0005
セレン	mg/L	0.01	0.01	0.021	0.024
鉛	mg/L	0.01	0.006	0.007	0.011
砒素	mg/L	0.01	<0.001	<0.001	<0.001
ふっ素	mg/L	0.8	1.0	0.82	1.1
ほう素	mg/L	1	0.2	0.2	0.1
ほう素含有量	mg/kg	4000	80	80	250

表-3 改質対象土の物理・化学特性

採取地	洞海湾			
土粒子の密度	$\rho_s=2.509 \text{ Mg/m}^3$			
自然含水比	$w_n=194 \%$			
液性限界, 塑性限界	$w_L=132 \%, w_P=41.5 \%, I_p=90.4 \%$			
粒度組成	礫分	砂分	シルト分	粘土分
	0.0%	6.9%	31.9%	60.4%
強熱減量	$IL=19 \%$			
pH	7.8			

改質実験の試験条件を表-4 に示す。各添加量の改質直後に改質土の状態を観察するとともに、乾燥しないうちにフォールコーン試験 (JGS 0142-2020) に供し、フォールコーン貫入量 (3 回) および含水比を計測した。フォールコーン試験による改質土の強度評価は、少量の試料で試験可能なこと、迅速に試験できるため試験中に試料の乾燥を避けることができるなど、多くの利点を有する。なお、対象土に対するキャリブレーションとして、フォールコーン貫入量とコーン貫入試験 (JIS A 1228) によるコーン指数の相関性を事前に確認しており⁵⁾、フォールコーン貫入量からコーン指数への換算も可能である。

最終添加量まで添加した改質土は、その半分を脱気した 2 重のポリエチレン製袋内に保管し、養生温度 20℃ のインキュベータ内で密封養生した。残りの半分はプラスチック製の容器に厚さ 10mm 程度に敷き均し、蓋をせず養生温度 20℃ のインキュベータ内で開封養生した。試験材令 3 日、7 日、14 日および 28 日において、養生袋およびプラスチック製容器からそれぞれ改質土を分取し、液固比 5:1 で検液を作成し、上澄み液の pH (TOADKK, MM-41DP+MM-4-pH) を測定した。また、材令 28 日経過後の改質土に対して、重金属類の溶出試験 (環告 46 号) を実施した。

4.2 試験結果

改質材添加量と混合直後における改質土の状態変化を表-5 に、改質材添加量と改質土含水比の関係を図-2 に示す。状態の定義は参考文献⁷⁾に従い、初期のスラリー状態 (ドロドロで流れる) を「液体」、ペースト状態 (ネバネバして自由に変形可) を「塑性体」、団粒状態や粒状態 (ポロポロで成形不可) を「半固体」、固化状態 (コチコチで割れる) を「固体」と表記した。

表-5 に示したように、いずれの灰も添加量に対する状態変化は同様の傾向を示し、「塑性体」から「半固体」への遷移は、添加量 1,250kg/m³ 以降であった。図-2 に示すように、添加量 1,250kg/m³ の時の改質土含水比は 46.3%~48.0%であった。原泥の塑性限界 ($w_p=41.5\%$) より 5%程度高い値を示しているが、原泥の塑性限界になるまで粉体 (含水比はほぼゼロ) のバイオマス燃焼灰を混合すれば、瞬時改質が可能であることを示している。これは、粘性土のコンシステンシーの観点からも当然の結果であり、吸水性改質材としてバイオマス燃焼灰が機能していることを示すものである。

改質材添加量とフォールコーン貫入量の関係を図-3 に示す。キャリブレーション試験によって得られたフォールコーン貫入量 $d(\text{mm})$ とコーン指数 $q_c(\text{kN/m}^2)$ の関係式を式(1)に示す。 $q_c=400\text{kN/m}^2$ に相当するコーン貫入量は 2.95mm, $q_c=200\text{kN/m}^2$ に相当するコーン貫入量は 4.18mm, $q_c=50\text{kN/m}^2$ に相当するコーン貫入量は 8.40mm である。

$$q_c = 3444.5 \times d^{(-1.99)} \quad (1)$$

図-3 より、いずれの灰による改質土も改質材添加量を増やすほど、フォールコーン貫入量が線形的に低下 (コーン指数は指数関数的に増加) していることがわかる。ただし、同じ添加量に対して、B 灰のフォールコーン貫入量は A 灰

表-4 改質実験の試験条件

項目	Case	条件
対象土	1	洞海湾浚渫土 ($w=253\%$ に調泥)
改質材	3	A 灰, B 灰, C 灰
添加量 (kg/m ³)	5	500⇒750⇒1,000⇒1,250⇒1,500
材令 (日)	5	0(混合直後), 3, 7, 14, 28
養生方法	2	密封養生, 開封養生
評価試験	—	・状態観察(混合直後) ・フォールコーン試験(各材令) ・土懸濁液の pH 試験(各材令)

表-5 改質材添加量と改質土の状態変化 (混合直後)

灰の種類	添加量 (kg/m ³) ※湿潤土量当たり					
	0	500	750	1,000	1,250	1,500
A	液体	塑性体	塑性体	塑性体	半固体	半固体
B	液体	塑性体	塑性体	塑性体	半固体	半固体
C	液体	塑性体	塑性体	塑性体	半固体	半固体

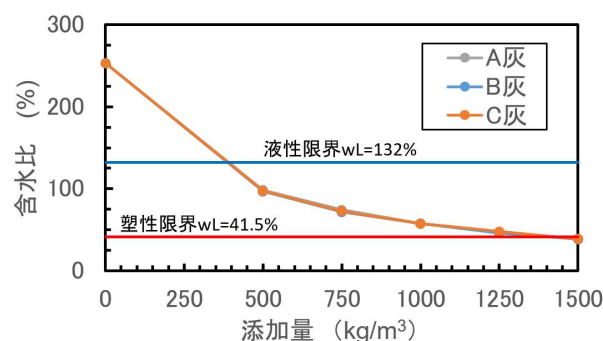


図-2 改質材添加量と改質土含水比の関係

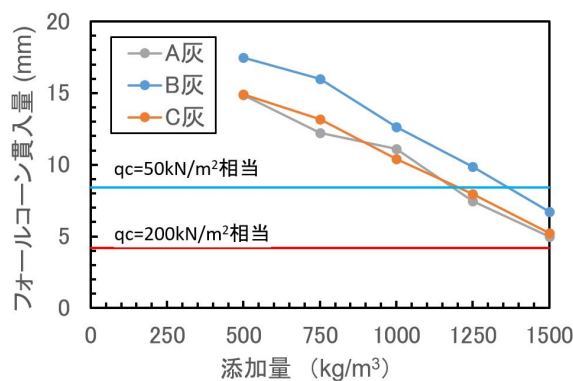


図-3 添加量と改質土のフォールコーン貫入量の関係

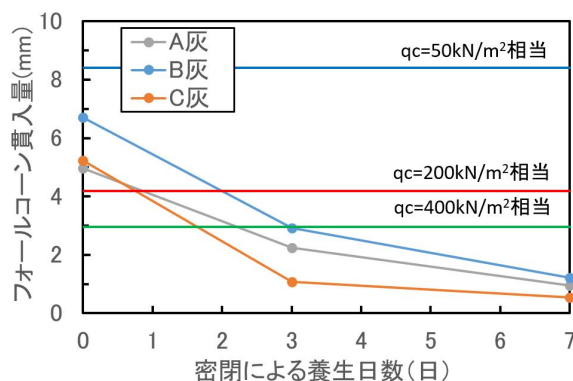


図-4 改質土のフォールコーン貫入量の経時変化

および C 灰よりもやや大きい（強度が小さい）。この要因の一つとして、B 灰の吸水性がやや低いことが挙げられる。表-5 および図-2 との対比からも、高含水比浚渫土砂の含水比を塑性限界近くまで低下させるために、灰を大量添加すれば、いずれの灰を用いたとしても泥土の状態を「半固体」とし、 $q_c=50\sim200\text{kN/m}^2$ 程度の強度を瞬時に付与できることがわかる。

図-4 は、最終添加量（ $1,500\text{kg/m}^3$ ）の改質土（密封養生、乾燥による含水比変化はほとんどない）のフォールコーン貫入量の経時変化を示したものである。いずれの灰による改質土も材令 3 日経過時には弱く固化しており、フォールコーン貫入量は 3mm 以下まで低下した。すなわち、数日の養生期間を設けることにより、コーン指数 400kN/m^2 相当の強度が発現していることがわかる。固化が確認できた改質土には、エトリンガイト（ $3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 3\text{CaOSO}_4 \cdot 32\text{H}_2\text{O}$ ）が生成されていることを、X 線回析や SEM 画像により確認している²⁾。エトリンガイトの生成には、CaO のほかに、 Al_2O_3 や硫酸塩が必要であるが、表-1 および表-3 に示したように、今回使用したバイオマス燃焼灰および原泥にはこれら成分が含まれており、固化に寄与したと考えられる。

改質土の pH の経時変化を図-5 に、溶出試験結果を表-6 に示す。図-5(a)より、密封養生の場合、改質土はアルカリ性を維持し、材令 28 日において $\text{pH}=11.5$ 程度であった。開封養生の場合、改質土は中性化が進み、材令 28 日において $\text{pH}=9.5$ 程度まで低下した。この要因は、含有するカルシウム成分が空気中の CO_2 と反応して炭酸化したことによる影響と考えられる。

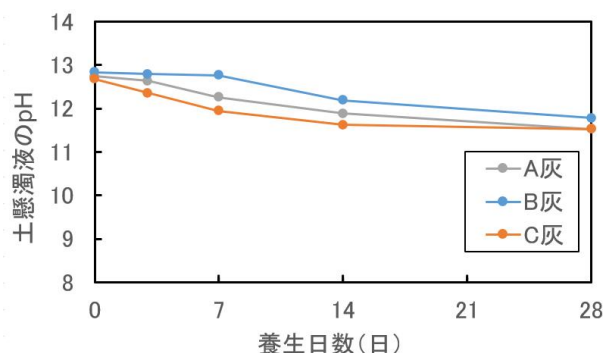
表-6 より、密封養生、開封養生に関わらず、セレンの溶出量は原灰（表-2）からの変化がほとんどなく、改質した状態でも土壤環境基準を超過していることがわかる。また、ほう素については、開封養生よりも密封養生で溶出量が低下していることがわかる。原灰で基準値を超過していた六価クロム、鉛、ふっ素については、浚渫土砂と混合することによって基準値をクリアしている。これは、前述したエトリンガイトに代表される無機化合物の生成により、重金属類が不溶化されたものと推察している。

5. 重金属類の溶出抑制対策

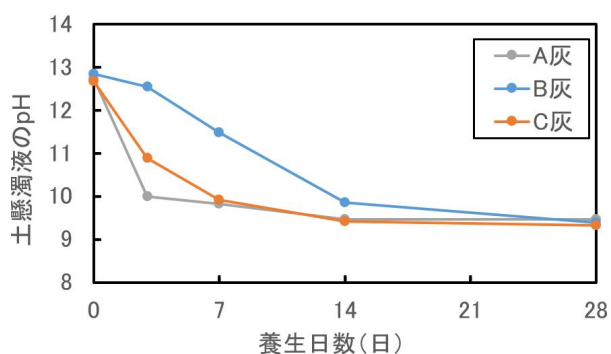
5.1 検討の手順

表-6 に示した 3 種類の原灰の中で、C 灰による改質土はセレンとほう素の溶出量が A 灰と B 灰よりも大きかった。また、表-2 に示したように C 灰はほう素の含有量がもとも高い値を示している。以上より、以降の検討では C 灰を使用することとした。

原灰に含まれるセレンは別途実施した価数分析⁸⁾の結果、6 価のセレン（ SeO_4^{2-} ）であることがわかっている。一般的にセレンの不溶化が難しいとされるのは、6 価のセレンが不溶化材に対して反応性が低いためと考えられており⁹⁾、還元作用によって 4 価のセレン（ SeO_3^{2-} ）に還元した上で不溶化することが必要である。後述する重金属抑制対策の予備検討においても、一般的な酸化マグネシウム系不溶化材では、セレンの溶出抑制を確認できなかった。したがって、今回の検討においては予備検討結果を踏まえて、第一段階として還元性材料を含むマグネシウム系不溶化材、カルシウム系不溶化材、アルミニウム置換アカガネバイト系不溶化材の 3 種類を選定し、重金属類の抑制効果について比較した。第二段階として、第一段階で最も抑制効果の高い不溶化材を選



(a) 密封養生



(b) 開封養生

図-5 改質土（ $1,500\text{kg/m}^3$ ）の pH の経時変化

表-6 改質土（ $1,500\text{kg/m}^3$ ）の溶出試験結果（環告 46 号）

(a) 密封養生

項目	単位	基準値	A 灰	B 灰	C 灰
カドミウム	mg/L	0.003	<0.0003	<0.0003	<0.0003
六価クロム	mg/L	0.05	<0.005	<0.005	<0.005
全シアン	mg/L	検出されないこと	不検出	不検出	不検出
総水銀	mg/L	0.0005	<0.0005	<0.0005	<0.0005
セレン	mg/L	0.01	0.008	0.016	0.023
鉛	mg/L	0.01	<0.001	<0.001	<0.001
砒素	mg/L	0.01	0.004	0.003	0.002
ふっ素	mg/L	0.8	0.11	0.08	0.1
ほう素	mg/L	1	0.3	0.3	1.5
pH(28 日後)		—	11.5	11.8	11.5

(b) 開封養生

項目	単位	基準値	A 灰	B 灰	C 灰
カドミウム	mg/L	0.003	<0.0003	<0.0003	<0.0003
六価クロム	mg/L	0.05	<0.005	<0.005	<0.005
全シアン	mg/L	検出されないこと	不検出	不検出	不検出
総水銀	mg/L	0.0005	<0.0005	<0.0005	<0.0005
セレン	mg/L	0.01	0.011	0.019	0.021
鉛	mg/L	0.01	<0.001	<0.001	<0.001
砒素	mg/L	0.01	0.002	0.002	0.003
ふっ素	mg/L	0.8	0.13	0.08	0.18
ほう素	mg/L	1	0.8	1.1	4.1
pH(28 日後)		—	9.5	9.4	9.3

表-7 重金属類の抑制対策の検討ケース

STEP	Case No.	不溶化材	原泥の種類	原泥の含水比(%)	灰の種類	灰の添加量 (kg/m ³)	不溶化材添加量 (対灰,外割%)	助剤の種類	助剤添加量 (対灰,外割%)	養生条件	材令
予備検討	0a	MgO 系 1	洞海湾	200	C 灰	750	10	—	0	密封	28 日
	0b	MgO 系 1	洞海湾	200	C 灰	750	10	—	0	開封	28 日
第一段階	1 BG	—	洞海湾	245	C 灰	1,500	0	—	0	密封	28 日
	1a1	MgO 系 2	洞海湾	245	C 灰	1,500	5	—	0	密封	28 日
	1a2	MgO 系 2	洞海湾	245	C 灰	1,500	5	BB	5	密封	28 日
	1b	—(助剤のみ)	洞海湾	245	C 灰	1,500	0	BB	5	密封	28 日
	1c	Ca 系	洞海湾	245	C 灰	1,500	5	—	0	密封	28 日
	1d	アカガネイト系	洞海湾	245	C 灰	1,500	0.7	—	0	密封	28 日
	2 BG	—	洞海湾	247	C 灰	1,000	0	—	0	密封	28 日
第二段階	2a	MgO 系 2	洞海湾	247	C 灰	1,000	3	BB	5	密封	28 日
	2b	MgO 系 2	洞海湾	247	C 灰	1,000	5	BB	5	密封	28 日
	2c	MgO 系 2	洞海湾	247	C 灰	1,000	10	BB	5	密封	28 日
	3 BG1	—	洞海湾	240	C 灰	1,000	0	—	0	密封	28 日
第三段階	3 BG2	—	洞海湾	240	C 灰	1,000	0	—	0	簡易シート	28 日
	3a1	MgO 系 2	洞海湾	240	C 灰	1,000	5	—	0	密封	28 日
	3a2	MgO 系 2	洞海湾	240	C 灰	1,000	5	—	0	簡易シート	28 日
	3b1	MgO 系 2	洞海湾	240	C 灰	1,000	5	N	5	密封	28 日
	3b2	MgO 系 2	洞海湾	240	C 灰	1,000	5	N	5	簡易シート	28 日
	3c1	MgO 系 2	洞海湾	240	C 灰	1,000	5	N	10	密封	28 日
	3c2	MgO 系 2	洞海湾	240	C 灰	1,000	5	N	10	簡易シート	28 日

BB：高炉セメント B 種，N：普通ポルトランドセメント

表-8 検討に使用した不溶化材および助剤の組成（酸化物換算，含有量 1 位を赤色で表示）

元素 (酸化物換算)	MgO 系 1	MgO 系 2	Ca 系	高炉セメント B 種 (BB)	普通ポルトランド セメント (N)
Na ₂ O	—	—	—	0.2	0.3
MgO	76.3	38.1	0.5	2.1	0.8
Al ₂ O ₃	—	0.6	0.4	6.6	3.8
SiO ₂	—	1.6	—	20.1	15.4
P ₂ O ₅	—	—	—	—	—
SO ₃	3.9	10.6	3.9	2.9	3.5
K ₂ O	—	—	—	0.5	0.3
CaO	6.9	9.6	86.8	59.9	67.6
TiO ₂	—	—	—	0.4	0.4
MnO	—	—	—	—	—
Fe ₂ O ₃	6.1	22.3	1.8	2.5	2.8
その他(CO ₂ 他)	6.8	17.2	6.6	4.9	5.3

定し、最適な添加量について調べた。また、ほう素については、前述した改質実験を踏まえて密封条件による効果を確認するために、第一段階と第二段階では改質土を 28 日間密封養生し、重金属類の抑制効果を評価した。第三段階として、第二段階で決定した不溶化材配合量に対して、助剤であるセメントの種類と添加量，養生条件を変化させて、重金属類の抑制効果の違いを調べた。なお、本研究では灰単身に対する不溶化対策を目指すのではなく、高含水比泥土とバイオマス燃焼灰を混合した改質土に対して、重金属類の溶出を土壤環境基準値以下に抑制することを目標としている。

5.2 検討ケース

不溶化対策の検討ケースを表-7 に、各不溶化材および助剤として使用したセメントの組成を表-8 に示す。

(1) 予備検討

予備検討は、酸化マグネシウムが成分の大半を占め、製品化されている不溶化材（以下、MgO 系 1 と表記する）のセレン抑制効果の確認を実験目的としている。含水比 200% の原泥に 750kg/m³ の C 灰と 75kg/m³ (C 灰添加量の外割 10%) の不溶化材を混合して改質土を作製した。養生条件は密封条件と開封条件の 2 パターンとし、28 日間養生した改質土に対して溶出試験（環告 46 号）を実施した。

(2) 第一段階

予備検討ではセレンの抑制効果が認められなかったため、MgO 系 1 とは異なるマグネシウム系不溶化材（以下、MgO 系 2 と表記する。なお、MgO 系 2 は太平洋セメント（株）デナイト SE を使用した。）、カルシウム系不溶化材（Ca 系）、アカガネイト系不溶化材の 3 種類の不溶化材について、セレン抑制効果の確認を実験目的としている。MgO 系 2 については、製品メーカーからの助言により少量のセメント（高炉セメント B 種）と組み合わせたケース（1a2）と高

炉セメント B 種単独のケース (1b) を追加で実施している。いずれも含水比 245% の原泥に対して、表-7 に示す量の不溶化材を混合して改質土を作製した。養生条件は密封条件のみで、28 日間養生した改質土に対して溶出試験を実施した。

(3) 第二段階

第二段階では、第一段階でセレンの不溶化に効果のあった MgO 系 2 について、添加量を変化させて抑制効果の違いを調べた。原泥の含水比は 240%、C 灰の添加量は $1,000\text{kg/m}^3$ とし、不溶化材の配合量 (灰に対する外割) は 3%、5%、10% の 3 パターン、高炉セメント B 種の配合量は 5% で固定である。養生条件は密封条件のみで、28 日間養生した改質土に対して溶出試験を実施した。

(4) 第三段階

第三段階では、MgO 系 2 の配合量を外割 5% で固定し、助剤として配合するセメントの種類を高炉セメント B 種から普通ポルトランドセメントに変更し、その量を 0%、5%、10% の 3 パターンとし、セメントの種類と添加量による影響を調べた。養生条件は密封条件および簡易シート養生の 2 パターンとし、28 日間養生した改質土に対して溶出試験を実施した。ここで簡易シート養生とは、蓋のないプラスチック容器に改質土を敷き詰め、開口部 (上部) を市販ブルーシートで覆った条件である。実現場で密封条件を確保することは難しいことから、できる限り空気に触れないような条件として想定した。

5.3 試験結果

(1) 予備検討

予備検討の溶出試験結果を表-9 に示す。セレンとほう素以外の重金属類については、全てのケースで基準値をクリアしていたため、以降の表では、セレンとほう素のみの結果を示している。また、基準値以下となったケースはグレーでハッチングしている。

表-9 より、密封条件、開封条件ともに、セレン、ほう素いずれも不溶化抑制効果を確認できなかった。ほう素の溶出量が不溶化材を配合しない場合 (表-6) と比較して高いのは、改質材 (バイオマス灰) の添加量が 750kg/m^3 と少なく、改質土が固化にいたらず、エトリンサイト生成による不溶化効果が十分に発揮されなかったためと推察している。

(2) 第一段階

第一段階の溶出試験結果を表-10 に示す。不溶化材を配合したすべてのケースで、不溶化材を配合しないバックグラウンドケース (1_BG) よりもセレンの溶出量は低下したが、MgO 系 2 以外のケース (1b, 1c, 1d) は抑制量が小さく、基準値をクリアできなかった。MgO 系 2 を 5% 配合したケース (1a1) についても基準値ぎりぎりであり、高炉セメント B 種を追添加したケース (1a2) の方が抑制効果は大きかった。ほう素については、全てのケースで基準値をクリアした。これは、改質材添加量が $1,500\text{kg/m}^3$ と多く、改質土が弱く固化 (エトリンサイトの生成) するとともに、pH を 11.5 以上の高アルカリ状態を維持したことによる影響と考えられる。以上より、セレンの不溶化には、MgO 系 2 とセメント (ここでは高炉セメント B 種) の組み合わせが有効であり、ほう素の不溶化には、改質土を pH>11.5 の高アルカリ状態に維持することが有効であることがわかった。

(3) 第二段階

第二段階の溶出試験結果を表-11 に示す。MgO 系 2 の添加量を改質材 (原灰) の 5% 以上 (2b, 2c) とすることでセレンの溶出量を基準値以下へ抑制できていることがわかる。しかし、改質土の pH を 11.5 以上に維持しているにもかかわらず、全てのケースでほう素の溶出量が基準値を超過している。これは、第一段階の検討よりも改質材の添加量が $1,000\text{kg/m}^3$ と少なく、エトリンサイトの生成が十分ではなく不溶化効果が小さかったことによる影響と推察している。第一段階の結果と第二段階の結果を総合すると、セレンの溶出抑制に対しては、MgO 系 2 の添加量を改質材 (灰) の

表-9 溶出試験結果 (予備検討)

Case	不溶化材	養生条件	pH	溶出量(mg/L)	
				セレン	ほう素
基準値	—	—	—	0.01	1
0a	MgO 系 1	密封	11.3	0.024	18
0b	MgO 系 1	開封	9.6	0.018	11

表-10 溶出試験結果 (第一段階)

Case	不溶化材と助剤	養生条件	pH	溶出量(mg/L)	
				セレン	ほう素
基準値	—	—	—	0.01	1
1_BG	なし	密封	11.9	0.019	0.8
1a1	MgO 系 2 5%	密封	11.5	0.010	0.5
1a2	MgO 系 2 5% +BB 5%	密封	11.8	0.006	0.3
1b	BB 5%	密封	12.0	0.015	0.8
1c	Ca 系	密封	11.8	0.017	0.5
1d	アガベ初付系	密封	12.2	0.013	0.6

BB: 高炉セメント B 種

表-11 溶出試験結果 (第二段階)

Case	不溶化材と助剤	養生条件	pH	溶出量(mg/L)	
				セレン	ほう素
基準値	—	—	—	0.01	1
2_BG	なし	密封	11.4	0.025	2.8
2a	MgO 系 2 3% +BB 5%	密封	11.7	0.017	2.2
2b	MgO 系 2 5% +BB 5%	密封	11.6	0.010	2.0
2c	MgO 系 2 10% +BB 5%	密封	11.5	0.006	1.5

BB: 高炉セメント B 種

表-12 溶出試験結果 (第三段階)

Case	不溶化材と助剤	養生条件	pH	溶出量(mg/L)	
				セレン	ほう素
基準値	—	—	—	0.01	1
3_BG1	なし	密封	11.4	0.021	1.4
3_BG2	なし	シート	11.4	0.023	1.8
3a1	MgO 系 2 5%	密封	11.1	0.007	1.4
3a2	MgO 系 2 5%	シート	11.0	0.007	1.6
3b1	MgO 系 2 5%	密封	11.8	0.003	0.5
3b2	+N 5%	シート	11.7	0.005	1.1
3c1	MgO 系 2 5%	密封	12.2	0.005	0.6
3c2	+N 10%	シート	12.0	0.007	0.8

N: 普通ポルトランドセメント

5%以上とすること、ほう素の溶出抑制に対しては、改質土が固化するのに十分な改質材の添加量とすること、かつ $\text{pH} > 11.5$ の高アルカリ性を維持することが必要であると考えられる。

(4) 第三段階

第三段階の溶出試験結果を表-12 に示す。第三段階と第二段階は、改質材（原灰）添加量は同量であるが、高炉セメント B 種を用いた第二段階よりも普通ポルトランドセメントを用いた第三段階の方が、ほう素の溶出抑制効果大きいことがわかる。また、ブルーシート養生を想定したケースでも、中性化を抑制することが可能であり、改質土の pH は密封条件と同等程度の高アルカリ状態を維持することができた。ただし、ほう素の溶出量は密封条件の同ケースよりも大きく、普通ポルトランドセメントの添加量が 5% 以下のケース (3a2, 3b2) では基準値をクリアしなかった。以上より、改質材添加量が $1,000\text{kg/m}^3$ と少ない場合でも、普通ポルトランドセメントを外割で改質材の 10% を添加することで高アルカリ状態が維持され、エトリンサイトが安定し、ほう素の溶出量を基準値以下に抑制できたものと思われる。

5.4 考察

以下では、セレンの溶出抑制の要因について、改質土の酸化還元状態に基づいて考察を行う。

セレンは前述したように、還元作用によって 6 価のセレン酸 (SeO_4^{2-}) を 4 価の亜セレン酸 (SeO_3^{2-}) に還元した上で不溶化する二段階処理が重要であるとされている⁹⁾。本検討で不溶化に成功した MgO 系 2 は酸化マグネシウムを主成分とし、これに添加材として還元剤を含んだものであり（表-8）、市販されている酸化マグネシウム主体の不溶化材に比べると、より成分調整がされていることがわかる。森ら⁹⁾は、模擬汚染土や掘削ずりの不溶化処理土に対して実施した溶出試験の検液を用いて、pH と酸化還元電位を測定している。その結果によれば、窒素雰囲気下では高い pH と低い酸化還元電位が維持されており、還元作用は汚染土と不溶化材の混合直後から生じるが長時間は継続しないこと、還元作用による価数変化の発生以降は、不溶化材の主成分や添加材による水和物による不溶化機構が作用していることが、セレン不溶化のメカニズムであると推察している。

本研究の一連の実験においても、このような不溶化メカニズムが生じているかどうかを簡易的に調べるため、改質土の pH を計測した検液を用いて、酸化還元電位（アズワン、ORP70）を pH 計測と同時に計測している。5 章で示した不溶化抑制対策の各段階・各ケースの pH および酸化還元電位の計測結果を図-6 に示す。以下に特徴的な点を述べる。予備検討で使用した不溶化材（MgO 系 1）は、混合直後の計測値がないものの（計測忘れ）、3 日経過時は 100mV 程度の酸化状態を示している（図-6(a)）。これに対して、不溶化材（MgO 系 2）とセメントを組み合わせた各ケース（図-6(c),(d),(e)）では、ばらつきはあるものの混合直後は -200mV ~ -300mV 程度の還元状態であり、3 日経過時においても

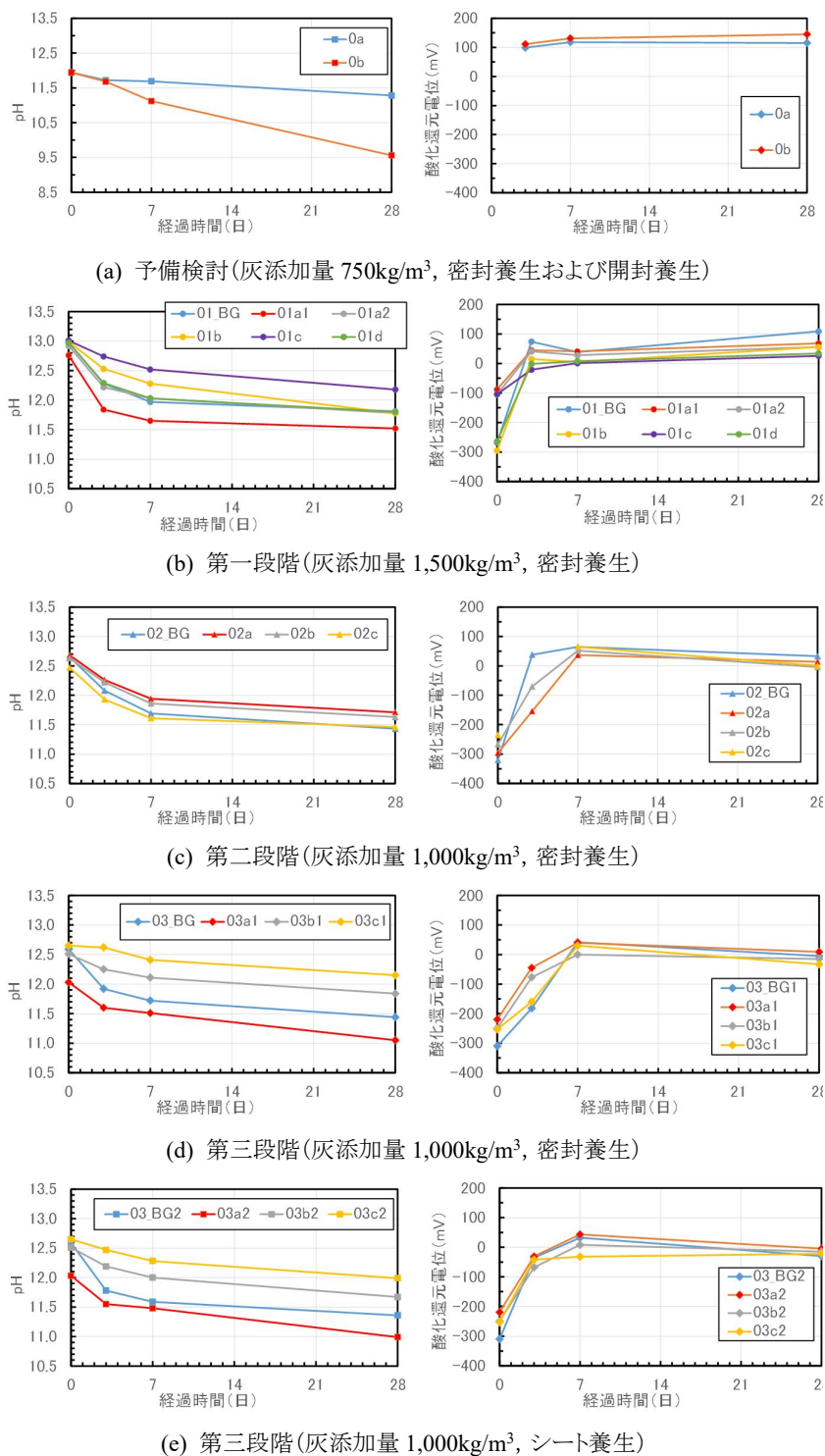


図-6 改質土の pH と酸化還元電位（ORP）の経時変化

マイナスの値が計測され、固化過程で改質土は還元状態を維持していることがわかる。バックグラウンドケース（不溶化材を添加しないケース、添え字 BG）についても、混合直後は還元状態にあることから、原泥もしくはバイオマス燃焼灰そのものに還元性がある可能性も考えられ、不溶化材（MgO 系 2）との相性が良かったと推察している。ただし、図-6(d)や図-6(e)の左図で示した pH の経時変化では、ポルトランドセメントの添加量が多いほど pH が大きくなる典型的な実験結果を示しているが、右図で示した酸化還元電位の経時変化では、混合直後から 7 日目にかけてセメント添加量と酸化還元電位の関係には明確な相関性を見だせていない。酸化還元電位の計測方法およびその精度向上は今後の課題と考える。いずれにしても、混合直後から数日間は還元状態が維持されている計測結果から判断すると、この間にセレンの価数変化が生じ、不溶化材（MgO 系 2）に含まれる添加材やセメントによる水和物に 4 価のセレンが取り込まれたと推察される。また、セメントの効果で高アルカリ状態が維持されるため、エトリンサイト生成物は破壊されずに安定し、セレンおよびほう素の溶出抑制が維持されたと考えられる。なお、本研究では X 線回析により改質土でエトリンサイトが生成されていることは確認しているが、その他水和物（カルシウムシリケート水和物やカルシウムアルミネート系水和物）の同定は実施していないので、どのような水和物が不溶化に寄与しているかは厳密にわかっていないことを断っておく。

6.まとめ

本研究で得られた主要な結論を以下に示す。

- 1) 循環流動層ボイラーから排出される飛灰の吸水比は 108%~124%であり、PS 灰系改質材よりも吸水比は低いが、高含水比泥土の塑性限界よりも 5%程度高い値になるまで大量添加すれば、瞬時改質が可能である。
- 2) 飛灰を大量添加して製作した改質土は、含有するカルシウム成分により弱く固化し、養生 3 日程度でコーン指数 400kN/m² 程度の強度を発現する。また、開封養生させると空気中の CO₂ と反応して炭酸化が進行し、pH=9.5 程度の中性となる。
- 3) 飛灰単身（原灰）では、土壤環境基準値を超過する六価クロム、鉛、セレン、ふっ素が溶出する場合がある。いっぽう、飛灰を多量添加して弱い固化が認められた改質土では、六価クロム、鉛、ふっ素は水和物によって不溶化される。しかし、セレンは不溶化されず、ほう素は溶出量が増加に転じて基準値を超過する場合がある。
- 4) セレンの不溶化に対しては、還元作用を持つ酸化マグネシウム系不溶化材（MgO 系 2）が有効である。添加量は飛灰の 5%以上（外割）が必要である。
- 5) ほう素の不溶化に対しては、改質土を pH>11.5 のアルカリ状態を維持することが重要であり、MgO 系 2 と併用して普通ポルトランドセメントを 10%以上（外割）添加することが有効である。

今後の課題として、泥土改質材としての適用性に関しては、他の泥土に対する改質実験や安定性（再泥濁化）の検討を引き続き実施していく予定である。また、重金属類の溶出抑制に対しては、泥土の違いによる影響や長期的な挙動について検討を進める予定である。

謝辞

本研究の遂行にあたり、発電事業者様、不溶化材メーカー様には、材料の提供や多くのご助言を頂いた。記して深甚なる謝意を表します。

参考文献

- 1) 山田毅・平井敬三：木質バイオマス燃焼灰の現状と林地還元に向けた取り組み，日本エネルギー学会機関誌えねるみくす，Vol.100，pp.55-61，2021.
- 2) 水野健太・松坂昇：バイオマス燃焼灰の吸水性と高含水比浚渫土に対する改質効果，第 58 回地盤工学研究発表会，13-5-2-03，2023.
- 3) 裴芸蘭・塩田憲司・日下部武敏・大下和徹・高岡昌輝：木質系バイオマス燃焼灰中有害金属含有量および溶出量の調査，第 33 回廃棄物資源循環学会研究発表会，pp.73-74，2022.
- 4) 加藤雄介・今井五郎・大向直樹・望月美登志・斎藤悦郎・吉野広司：PS 灰添加による泥土の改良に関する研究，第 40 回地盤工学研究発表会，pp.677-678，2005.
- 5) 水野健太：各種改質材を用いた高含水底泥の改良効果に関する検討，第 14 回地盤改良シンポジウム，pp.11-18，2020.
- 6) 謝花一成・菊池翔・南出拓人・望月美登志：バイオマス(PKS)系複合材的吸水性材料の開発，第 57 回地盤工学研究発表会講演集，21-3-1-07，2022.
- 7) 公益社団法人地盤工学会関東支部 無機系吸水性材料を用いた土の改質技術の利活用に関する研究委員会：無機系吸水性材料を用いた土の改質技術マニュアル（暫定版-PS 灰系改質材編-），2021 年 3 月.
- 8) 板谷裕輝・國西健史：トンネル掘削ずりから溶出するセレン不溶化材の開発，地盤工学ジャーナル，Vol.15，No.3，pp.435-440，2020.
- 9) 森香奈子・松山祐介・守屋政彦・杉山彰徳：セレンの不溶化に関する基礎的検討，第 20 回地下水・土壤汚染とその防止対策に関する研究集会，pp.261-265，2014.

木質バイオマス灰を用いた地盤改良材の開発と現場実証結果

木質バイオマス灰 一軸圧縮試験 現場実証

大日本土木（株）正会員 ○中谷 登
大日本土木（株） 早瀬 勝
HSS（株） 竹中 照明
福岡大学 国際会員 佐藤 研一
福岡大学 吐合 翔太

1. はじめに

近年、森林に放置された未利用の間伐材が腐敗し、メタンガスの発生を引き起こしている¹⁾。この現象は温室効果ガスの増加を助長し、地球温暖化への影響を懸念されている。SDGs（持続可能な開発目標）では、カーボンニュートラルの目標が掲げられており、持続可能なエネルギー利用の一環として木質バイオマス発電が注目されている。木質バイオマス発電所は木質バイオマスを燃焼させてエネルギーを生産する施設であり、現在その数は増加傾向にある²⁾。しかし、発電プロセスで生成される木質バイオマス灰の大量排出が新たな課題となっている。

木質バイオマス灰は土壌改良材として肥料³⁾などに利用されることがあるが、より広範な用途が求められている⁴⁾。木質バイオマス灰には、カルシウム、シリカ、アルミナなどの鉱物成分が含まれており、その化学組成は木質バイオマスの種類や燃焼条件に依存する。木質バイオマス灰の主要な特性として、以下の点が挙げられる。

- 1) 高い比表面積：多孔質な構造により、比表面積が大きく、吸水性能が高い。
- 2) 化学的活性：カルシウムやシリカなどの成分が豊富で、化学反応性が高い。
- 3) 環境親和性：再生可能な資源から生成されるため、環境への負荷が少ない。

木質バイオマス灰のこれらの特性を活用し、他のリサイクル材料を組み合わせた新しい地盤改良材の開発に焦点を当て、特に強度発現効果に関する室内実験と浅層混合処理工法による現場実証を行った。

2. 室内実験概要

2.1 実験試料

今回の実験では、木質バイオマス灰を用いた新しい地盤改良材の強度発現効果を調べるために、岐阜県高山市で採取された黒ボクとカオリン粘土を実験試料に使用した。黒ボクは一般的に地盤改良が難しいとされている高有機質土であり、カオリン粘土は物性が安定しており、実験の再現性を高めるために適している。以下に、使用した黒ボクとカオリン粘土の物理特性を表-1に示す。また、黒ボクとカオリン粘土の粒度分布を図-1に示す。黒ボクは、強熱減量が23.5%の高有機質土で細粒分を多く含む土であることがわかる。

実験で使用した木質バイオマス灰は岐阜県内のバイオマス発電所から排出されたもので、岐阜県の間伐材を燃焼させた灰を使用した。木質バイオマス灰の蛍光X線分析結果を表-2に示す。

表-1 各実験試料の物理特性		
外観		
実験試料	黒ボク	カオリン粘土
初期含水比w(%)	79.1	0
土粒子密度ρs(Mg/m ³)	2.452	2.731
液性限界w _L (%)	114.3	51.7
塑性限界w _P (%)	63.9	34.3
強熱減量I _{g_loss} (%)	23.5	3.1

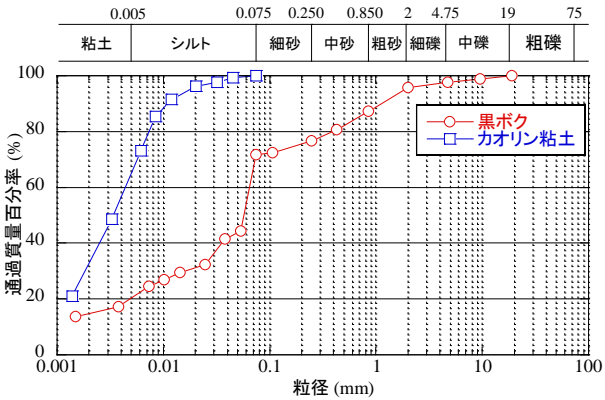


図-1 粒度分布

表-2 木質バイオマス灰の化学成分							
蛍光X線分析結果(%)							
SiO ₂	Al ₂ O ₃	CaO	K ₂ O	Fe ₂ O ₃	SO ₃	MgO	P ₂ O ₅
40	20	16	7.3	7.1	3.5	2.6	1.5

木質バイオマス灰を用いた新しい地盤改良材は、木質バイオマス灰の持つ CaO や Al_2O_3 などによるエトリンガイト生成反応を促進するため、助材として無水石膏などの材料を添加している。今回の実験では、表-3 のように木質バイオマス灰と無水石膏の割合を変化させ、木質バイオマス灰が6割配合されたものをバイオ 6、4 割配合されたものをバイオ 4 としている。

2.2 室内実験方法

表-4 に木質バイオマス灰を用いた新しい地盤改良材を使用した室内実験の供試体作成方法を示す。黒ボクとカオリン粘土を対象に、バイオ 6 とバイオ 4 の 2 種類の地盤改良材を用いて一軸圧縮試験 (JIS A 1216) を実施し、強度発現効果の検討を行った。

カオリン粘土の供試体は、初期含水比 50%と液性限界に近く、締固めが困難な状態であったため、タッピング法により各層 25 回、3 層により作成した。地盤改良材の添加量は $40, 80, 120\text{kg/m}^3$ の 3 種類である。黒ボクの供試体は、初期含水比を 62%と塑性限界に近い値とし、直径 5cm、高さ 10cm のモールド内に締固め法により各層 12 回、3 層により作成した。地盤改良材の添加量は $200, 300, 400\text{kg/m}^3$ の 3 種類である。いずれの供試体も室温 20°C の恒温室内で養生した。養生日数は 7 日および 28 日とし、各養生日数にて一軸圧縮試験を実施した。一軸圧縮試験の目標強度は、第 3 種建設発生土の強度基準値 ($q_c=400\text{kN/m}^2$) とし、現場/室内強度比を 0.5 と仮定し、コーン指数と一軸圧縮強さの一般的な関係式 ($q_c=5q_u$) から $q_u=160\text{kN/m}^2$ とした。

表-3 地盤改良材の配合割合 (質量比)

地盤改良材	木質バイオマス灰 (%)	無水石膏 (%)	その他 (%)
バイオ 6	60	10	30
バイオ 4	40	30	30

表-4 室内実験供試体作成方法

土試料	含水比 (%)	作成方法	地盤改良材	添加量 (kg/m^3)	養生日数
カオリン粘土	50	タッピング法	バイオ 6 バイオ 4 (高炉セメント)	40 80 120	7 日 28 日
黒ボク	62	締固め		200 300 400	

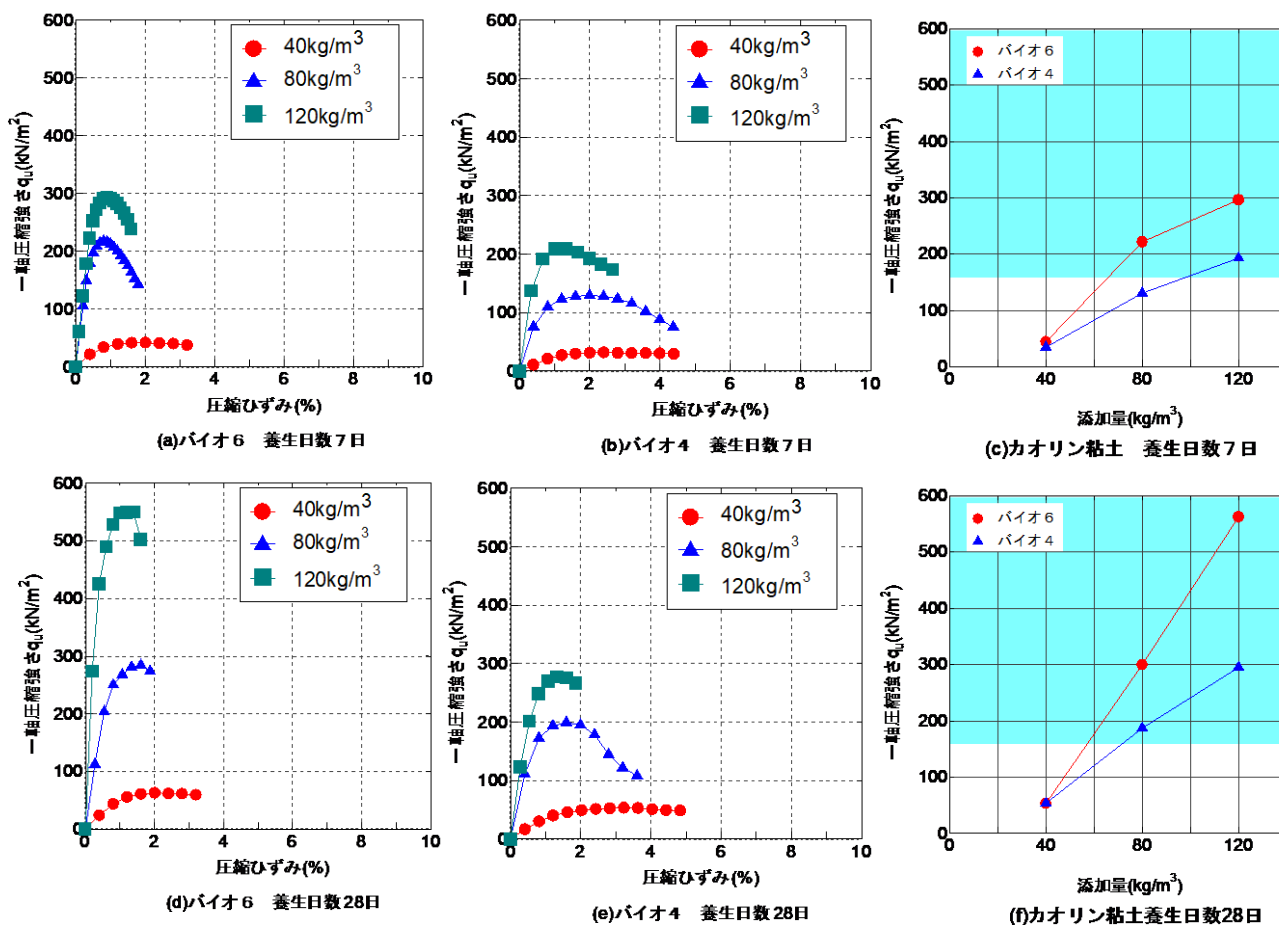


図-2 一軸圧縮試験結果 (カオリン粘土)

3. 室内実験結果

図-2(a), (b)に養生日数 7 日のカオリン粘土におけるバイオ 6 とバイオ 4 の一軸圧縮試験結果を示す。図-2(c)に養生日数 7 日の地盤改良材添加量と一軸圧縮強さの関係を示す。図-2(d), (e)は養生日数 28 日のカオリン粘土におけるバイオ 6 とバイオ 4 の一軸圧縮試験結果を示し、図-2(f)は養生日数 28 日の地盤改良材添加量と一軸圧縮強さの関係を示している。

カオリン粘土の一軸圧縮試験結果から、地盤改良材添加量の増加に伴い、一軸圧縮強さが増加しており、バイオ 6 の添加量 66kg/m^3 以上、バイオ 4 の添加量 95kg/m^3 以上で養生日数 7 日の一軸圧縮強さが第 3 種建設発生土の強度基準値の範囲内（水色で示される部分）にある。養生日数 7 日から 28 日までの一軸圧縮強さの伸び率は、バイオ 6 の平均値で 1.57, バイオ 4 の平均値で 1.51 であり、改良材の種類が異なっても大差ない結果となった。また同一添加量で一軸圧縮強さを比較するとバイオ 6 のほうがバイオ 4 よりも強度が大きい。これは、木質バイオマス灰の割合が大きいほど、木質バイオマス灰の成分中の CaO や Al_2O_3 などがエトリンガイトを生成し、強度を発現しているものと考えられる。

一方、図-3(a), (b)に養生日数 7 日の黒ボクにおけるバイオ 6 とバイオ 4 の一軸圧縮試験結果を示す。図-3(c)に養生日数 7 日の地盤改良材添加量と一軸圧縮強さの関係を示しており、比較のためにセメント系固化材を添加した結果も加えている。図-3(d), (e)は養生日数 28 日の黒ボクにおけるバイオ 6 とバイオ 4 の一軸圧縮試験結果を示し、図-3(f)は養生日数 28 日の地盤改良材添加量と一軸圧縮強さの関係を示している。

有機質土の黒ボクでは、地盤改良材添加量の増加に伴い強度は増加しているものの、第 3 種建設発生土の強度基準値の範囲内の添加量は、養生日数 7 日において、バイオ 6 で 311kg/m^3 以上、バイオ 4 で 211kg/m^3 以上、セメント系固化材で 318kg/m^3 以上必要であり、カオリン粘土の場合と比べて添加量が大幅に増加している。これは、黒ボク内のアロフェンによる固化阻害が原因と考えられる。養生日数 7 日から 28 日までの一軸圧縮強さの伸び率は、バイオ 6 の平均値で 1.07, バイオ 4 の平均値で 1.29 であり、カオリン粘土に比べて伸び率が小さい結果となった。地盤改良材の種類による強度発現の比較では、無水石膏を 3 割入れているバイオ 4 が最も強度増加しており、石膏の添加が高有機質土の改良に有効であることが推察される。

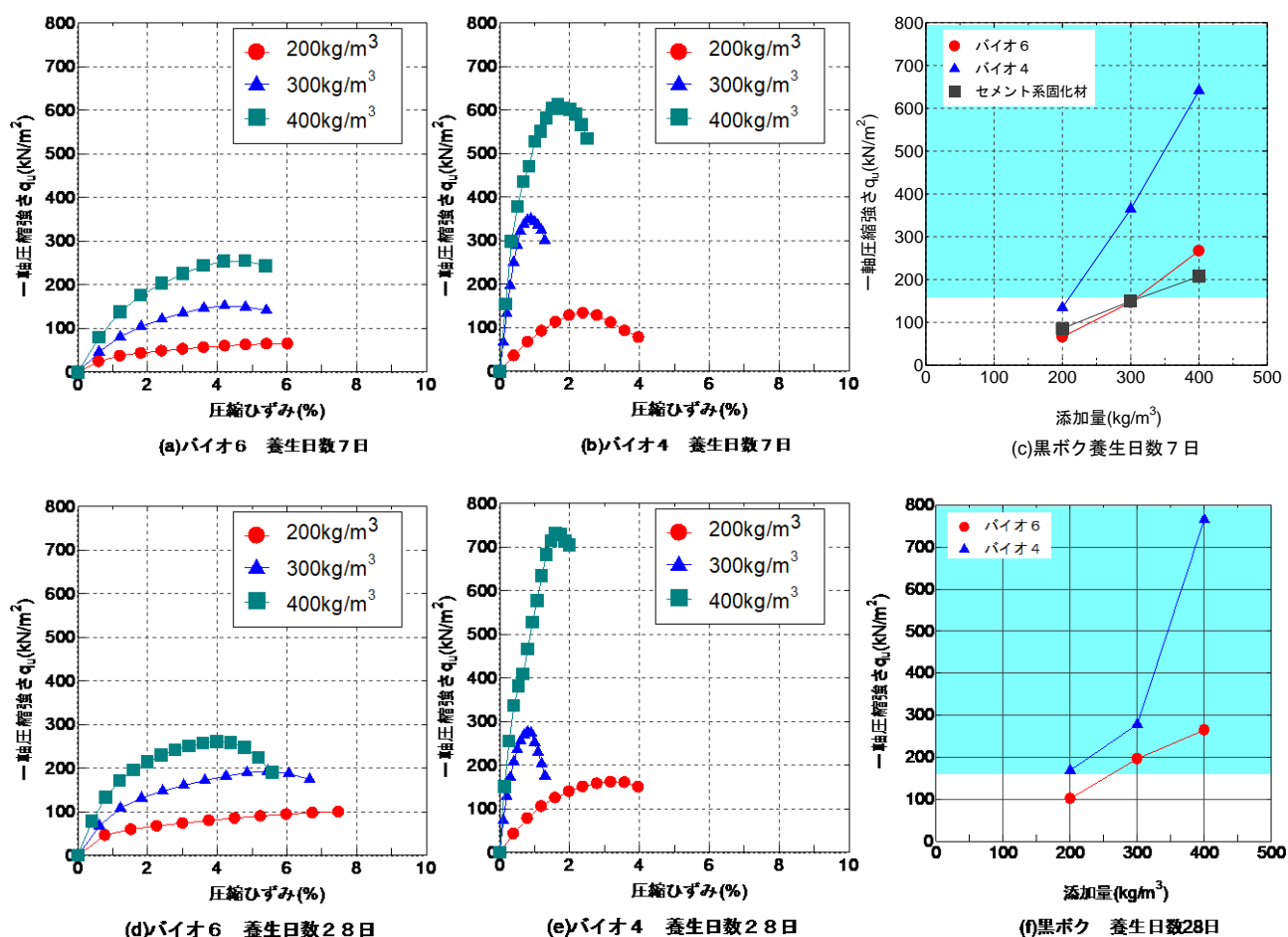


図-3 一軸圧縮試験結果（黒ボク）

4. 浅層混合処理工法の現場実証

室内実験結果から木質バイオマス灰を用いた新しい地盤改良材の強度発現効果が確認されたため、実施工条件において本地盤改良材を使用し、浅層混合処理工法（粉体式）による現場実証を行った。

対象土は、現場発生土であるシルト質細砂であり、改良土を1層1mにてバックホウで混合、転圧した。地盤改良材は、バイオ4を使用し、添加量は80kg/m³とした。現場実証の概要を表-5に示す。

現場実証は、地盤改良範囲を図-4に示すように32区画にブロック割を行い、各ブロックの中心位置で試料採取を行い、一軸圧縮試験を実施した。表-6に現場実証で実施した品質管理項目を示す。表-7に現場発生土（シルト質細砂）の土質試験結果を示す。

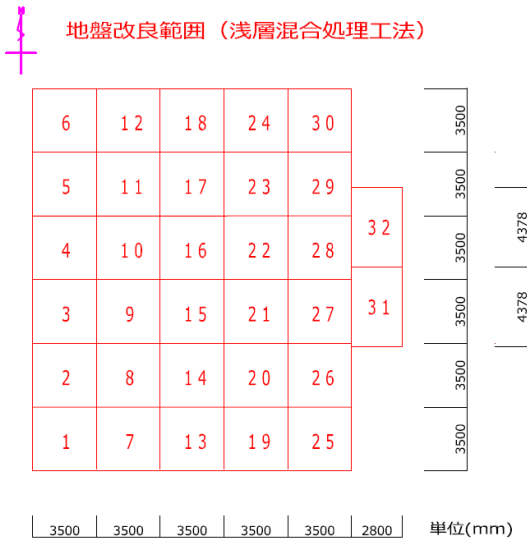


図-4 地盤改良ブロック割図

4.1 地盤改良効果

4.1.1 室内配合試験結果

現場実証前に現場で採取した試料を対象に、バイオ6とバイオ4の2種類の地盤改良材と比較のためにセメント系地盤固化材を用いて室内で供試体を作成し、一軸圧縮試験を実施した。

採取したシルト質細砂の含水比は18.8%、湿潤密度は1.971g/cm³である。

地盤改良材の添加量は、40, 80, 120kg/m³の3種類とし、養生日数は7日とした。配合試験結果を図-5に示す。

バイオ6とバイオ4の一軸圧縮強さはセメント系固化材の強さの48%～67%であり、セメント系固化材よりも強度は小さい結果となったが、バイオ4の添加量80kg/m³の一軸圧縮強さは $q_u=891\text{kN/m}^2$ となり、重機等の支持力を確保するには十分な強度を得られることが確認できた。

表-5 現場実証概要

項目	条 件
改良深度	1m
改良土量	389 m ³
対象土	盛土とシルト質細砂混合土 (粘土 低液性限界 CL)
添加量	80kg/m ³
地盤改良材	バイオ4
混合機械	バックホウ(0.7 m ³)
混合時間	1分/m ³
転圧機械	バックホウ(0.7 m ³)

表-6 品質管理試験の項目と数量

試験の種類	試験仕様	数量	材 齢
一軸圧縮試験	φ50×H100	32ブロック (96本)	7日
平板載荷試験 (JGS1521)	φ300	1箇所	7日
砂置換法による 土の密度試験 (JIS A1214)	—	1箇所	7日

表-7 現場発生土(シルト質細砂)の土質試験結果

項 目		現場発生土 (シルト質細砂)
自然含水比 W_n (%)		18.8
土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)		2.625
湿潤密度 ρ_t (g/cm ³)		1.971
粒 度	礫分 (%)	13.5
	砂分 (%)	74.3
	シルト分 (%)	12.2
	最大粒径 (mm)	26.5

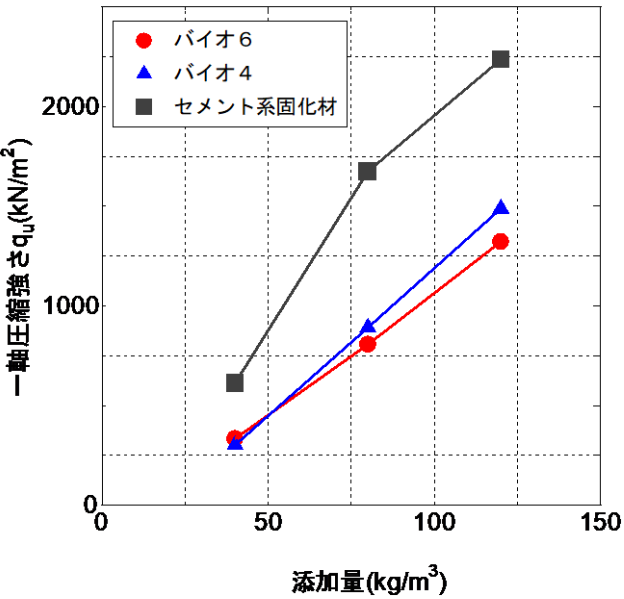


図-5 室内配合試験結果

4.1.2 品質管理試験結果

品質管理試験で実施した一軸圧縮試験結果を整理したヒストグラムを図-6に示す。品質管理試験で実施した一軸圧縮強さの平均値は 993kN/m^2 であり、室内配合試験結果の 891kN/m^2 より大きな値となった。標準偏差の値は $\sigma=363\text{kN/m}^2$ 、変動係数は36.6%であり、一般的なセメント系地盤改良材の浅層改良工法の変動係数である20%～45%の範囲⁵⁾内であることが確認できた。

一軸圧縮強さ q_u と改良後含水比 W_a の関係を図-7に示す。一軸圧縮強さ q_u と改良後含水比 W_a には反比例の関係があり、 W_a の減少に伴い q_u が増加している。改良前含水 W_b は26.1%～34.1%と高い含水比の試料もあったが、木質バイオマス灰の高い吸水性能により含水比が低下していることが確認できた。

一軸圧縮強さ q_u と乾燥密度 ρ_d の関係を図-8に示す。一軸圧縮強さ q_u と乾燥密度 ρ_d には正比例の関係があり、 ρ_d の増加に伴い q_u が増加している。品質管理試験の q_u と ρ_d の相関関係から室内配合試験時の乾燥密度(1.645g/cm^3)における q_u を求めると 880kN/m^2 となり、室内配合試験結果の 891kN/m^2 に近似した値となった。

4.2 平板载荷試験結果

図-4の区画No.17の中心位置において、平板载荷試験(JGS1521-2003)と砂置換法による土の密度試験(JIS A 1214)を行った。土の密度試験結果より、測定箇所土の乾燥密度 ρ_d は 1.605g/cm^3 であり、締固め度 D_c は95.5%であることを確認した。

平板载荷試験は、荷重制御による単サイクル方式で試験を行った。平板载荷試験結果を図-9に示す。本試験では、最大荷重 1733kN/m^2 で载荷したが、最大沈下量は3.19mmであり、基準値30mm(载荷板直径の10%)以下の結果となった。

荷重沈下曲線は、最大荷重まで沈下が直線的に増加したため、試験最大荷重強さを極限支持力に達していないと判断される。

室内配合試験の一軸圧縮強さ $q_u=891\text{kN/m}^2$ からTerzaghiの支持力公式により極限支持力 Q_u を算出すると $Q_u=2272\text{kN/m}^2$ となり、平板载荷試験の試験最大荷重よりも大きい。平板载荷試験結果からも十分な強度発現効果があることを確認できた。

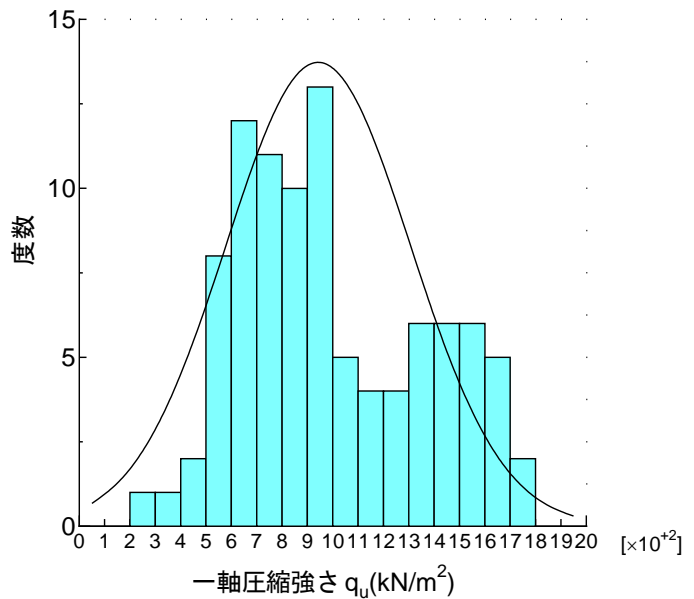


図-6 品質管理試験結果

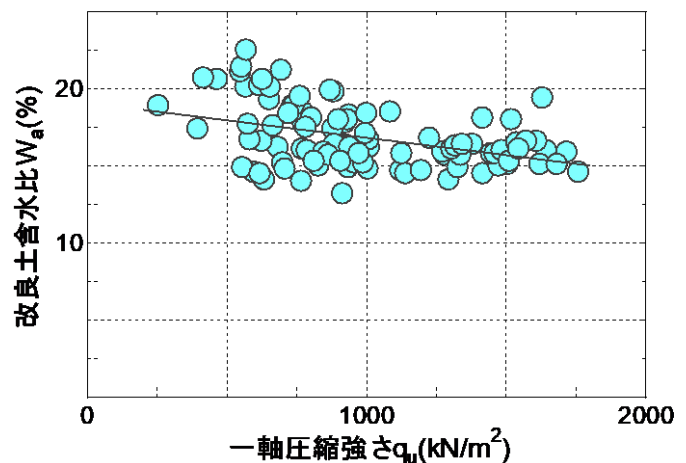


図-7 一軸圧縮強さと改良後含水比の関係

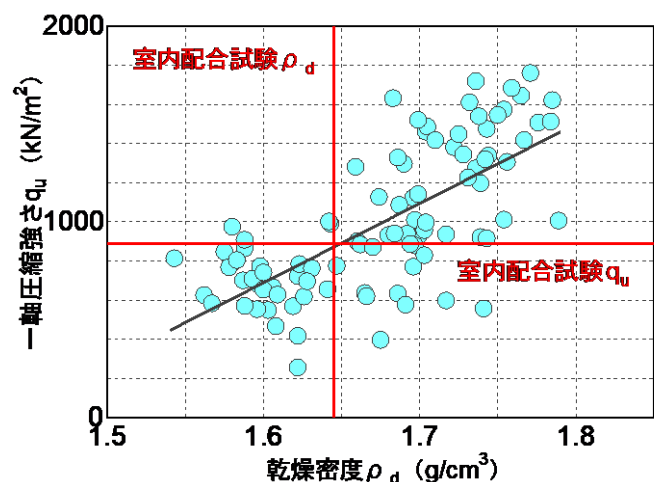


図-8 乾燥密度と一軸圧縮強さの関係

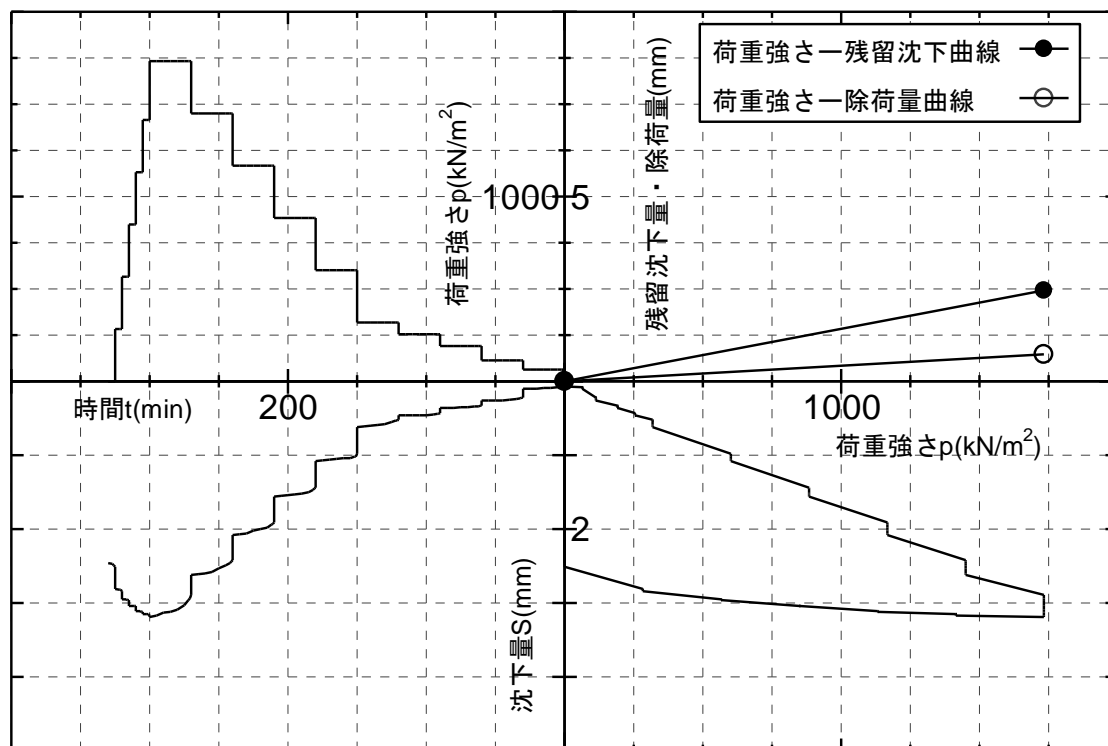


図-9 平板載荷試験結果

5. まとめ

木質バイオマス灰を用いた新しい地盤改良材の強度発現効果を室内試験および現場実証により検討し、以下のことが確認できた。

- 1) 木質バイオマス灰を用いた新しい地盤改良材は、無機質なカオリン粘土では、バイオ6の添加量 66kg/m^3 以上、バイオ4の添加量 95kg/m^3 以上で、養生日数7日の一軸圧縮強さが、第3種建設発生土の強度基準値の範囲内にあり、改良効果があることが明らかとなった。特に、木質バイオマス灰を多く混合したバイオ6のほうが強度発現効果は大きいことが示された。
- 2) 有機質土である黒ボクでは、バイオ6で添加量 311kg/m^3 以上、バイオ4で添加量 211kg/m^3 以上で、7日養生後の一軸圧縮強さが、第3種建設発生土の強度基準値の範囲内にあり、改良効果があることが明らかとなった。黒ボクでは、無水石膏を3割入れているバイオ4のほうが強度発現効果は大きいことが示された。石膏の添加が高有機質土の改良に有効であることが推察される。
- 3) 現場実証の結果、シルト質細砂では、添加量 80kg/m^3 で7日養生後の一軸圧縮強さ q_u が 891kN/m^2 であり、重機等の支持力を確保するには十分な強度を得られることが確認できた。
- 4) 現場実証の品質管理試験で実施した一軸圧縮強さの平均値は 993kN/m^2 であり、室内配合試験結果の 891kN/m^2 より大きな値となった。標準偏差の値は $\sigma=363\text{kN/m}^2$ 、変動係数は 36.6% であり、一般的なセメント系地盤改良材の浅層改良工法の変動係数である 20%~45% の範囲内であることが確認できた。

今後は、木質バイオマス灰を用いた新しい地盤改良材による改良土の長期耐久性について検討する予定である。

【参考文献】

- 1) 林野庁 HP：木質バイオマス灰の発生量と利用の状況， https://www.rinya.maff.go.jp/j/mokusan/saisei/pdf/kokusan_shiryou4-4.pdf
- 2) 林野庁 HP：木質バイオマス発電施設の認定・導入状況， https://www.rinya.maff.go.jp/j/riyou/biomass/attach/pdf/con_7-3.pdf
- 3) 平野ら：造粒固化したPS灰，バイオマス灰の元素供給性とハツカ大根の生育，日本土壌肥料学会，p. 105，2022
- 4) 前川ら：木質バイオマス燃焼灰の地盤改良材としての適用性に関する基礎的実験，第30回廃棄物資源循環学会研究発表会，pp. 211-212，2019
- 5) 国立研究開発法人建築研究所：2018年度版建築物のための改良地盤の設計及び品質管理指針，p. 368

表-2 現地検証状況





















実施番号	土壌改質実施状況			
①	 対策前 圃場状態	 土壌改良材 散布状況	 土壌改良材 散布・漉き込み完了	 対策後小麦発芽状況
②	 対策前 圃場状態	 土壌改良材 漉き込み状況	 播種直後	 対策後牧草生育状態
③	 対策前 圃場状態	 土壌改良材 散布状況	 土壌改良材 散布・漉き込み完了	 対策後牧草生育状態
④	 堆肥作り(土壌改良材混合)	 対策前 圃場状態	 土壌改良材 散布状況	 土壌改良材・堆肥 漉き込み
⑤	 対策前 圃場状態	 土壌改良材 散布状況	 土壌改良材 漉き込み状況	 土壌改良材 漉き込み完了

表-3 バイオマス燃焼灰とバイオマス系改質材の比較

名称	バイオマス 燃焼灰A	バイオマス (PKS)灰系 改質材
粒子密度(g/cm ³)	2.42	2.32
最大密度(g/cm ³)	0.95	0.86
最小密度(g/cm ³)	0.68	0.58
50%粒径(μm)	52.6	54.2
細粒含有率(%)	81	80
吸水比w _{ab} (%)	84.4	141.7
pH	11.6	11.3
SiO ₂	50	36
CaO	29	42
K ₂ O	4.4	3.4
SO ₃	4.3	4.6
P ₂ O ₅	1.8	2
MgO	2.6	2.8
Fe ₂ O ₃	1.8	1.7
Al ₂ O ₃	3.6	5.5
出典	5),6)	5),6)

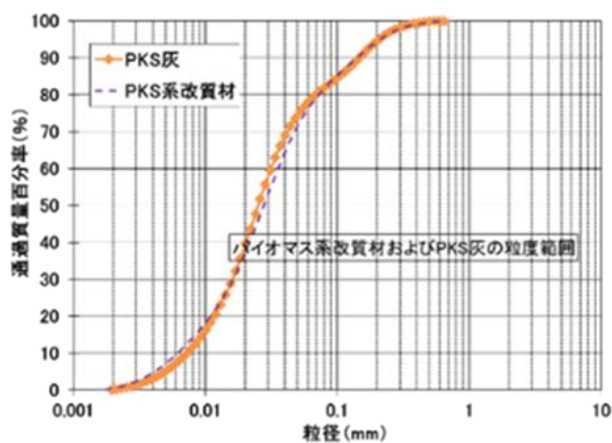


図-1 バイオマス燃焼灰とバイオマス(PKS)灰系改質材の粒径加積曲線の比較

3. 試験結果

検証実施番号①～③について採取した試料に対して実施した試験結果について整理した。

3.1 ①O村 A 地内小麦圃場赤土について

まず①O村 A 地内小麦圃場赤土については、散布作業から1週間程度経過後に、土壤サンプル採取し、改良による赤土の流出抑制効果の定量評価を目的として原土・改良土の濁度(SS)及びSPSSを測定した結果を図-3 図-4 に示す。濁度については、改質直後の改良土に若干の濁度低下がみられ、時間経過後も改質直後程ではないものの濁度の低下は認められた。一方SPSSでは原土の方が改良土よりも数値が低く、改質効果を確認する事はできなかった。

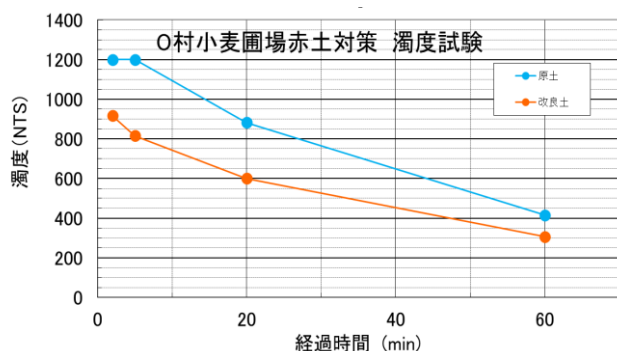


図-3 O村小麦圃場 濁度結果(SS分析)

3.2 ②N村 A 地内牧草圃場赤土について

①同様散布作業から1週間程度経過後にpH、濁度(SS)及びSPSSを測定した結果を図-5 図-6 図-7 に示す。原土に比べ改良土はpHが全体的に上昇しており、酸性土の中和効果が認められた。濁度については改質直後の改良土に若干の濁度低下がみられ、時間経過後とともに改良土で濁度の低下が認められた。ただし①同様SPSSでは、改質効果を確認する事はできなかった。

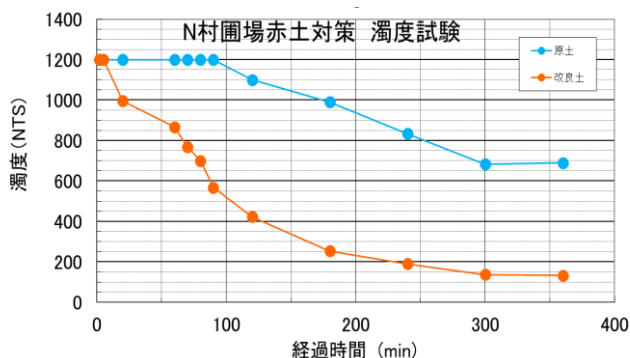


図-6 N村圃場赤土対策 濁度結果(SS分析)

3.3 ③N市 H 地内牧草圃場赤土について

pH、濁度(SS)及びSPSSを測定した結果を図-8 図-9 図-10 に示す。1点改質土の効果が認められなかったが、その他の試料では、濁度(SS)及びSPSSともに大きな濁度改質効果が認められた。図-11のSS試験の状況写真(18hr)でも抑制効果は明確である。ここでは、土自体の含水が①②に比べて高く、湿潤状態で混合になっていること、養生5日で濁度試験を行っていること等の相違点が影響しているものと考えられる。pHについてもばらつきは認められるものの平均値8.20と改良によるpHの向上・酸性度中和効果も確認された。①②でSPSSでの効果が認められなかったのは、供試体作製時のボトル内での振り混ぜがSPSSの方が激しく、③では改質対策による土壤粒子の造粒・団粒化作用の進み

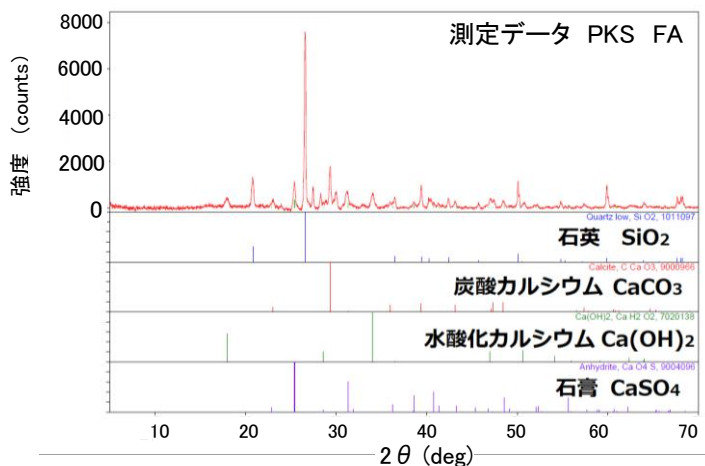


図-2 PKS 灰の X 線回折分析結果

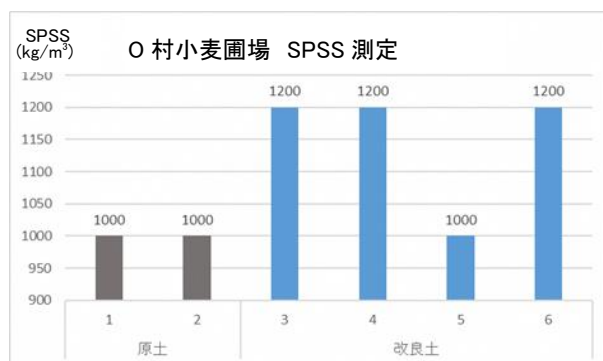


図-4 O村小麦圃場 SPSS 測定結果

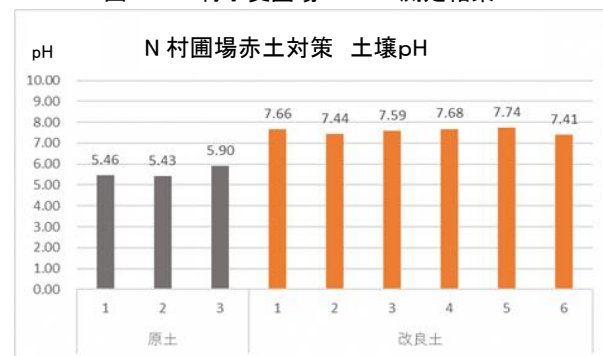


図-5 N村圃場赤土 土壌pH



図-7 N村圃場赤土対策 SPSS 測定結果(kg/m³)

が大きくなったため得られた結果と考えた。そこで保有水分のある国頭マージへの添加率を 3.0 倍(約 100kg/m³)にして 3 日養生させた場合の濁度結果を図-12 図-13 に示す。改質材の添加率を上げることにより、濁度抑制効果も大きくなることがわかった。

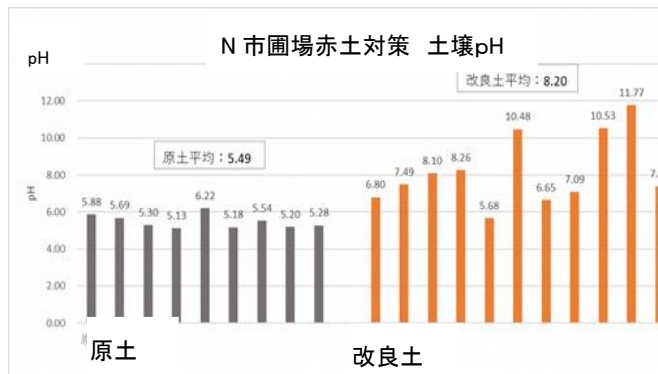


図-8 N市圃場赤土対策 土壌pH

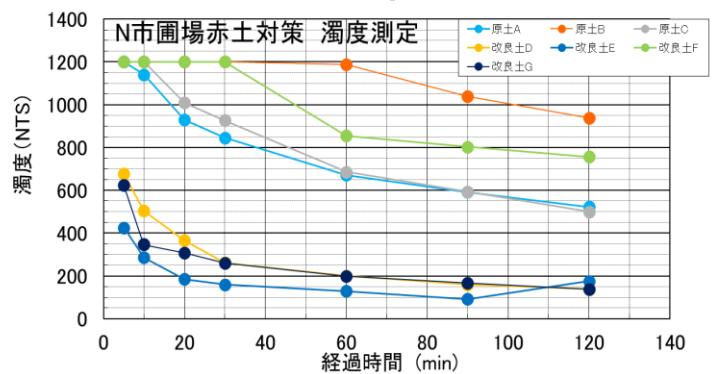


図-9 N市圃場赤土対策 濁度結果(SS分析)



図-10 N市圃場赤土対策 SPSS測定結果

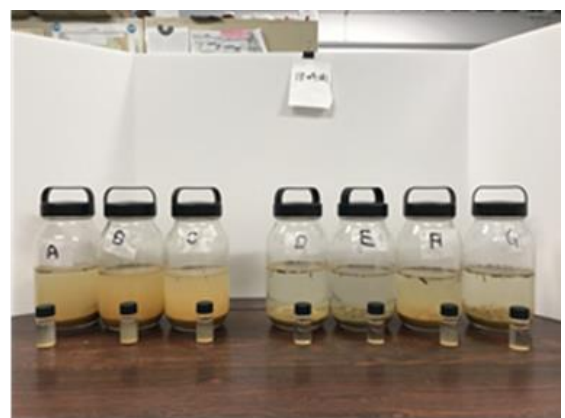


図-11 N市圃場赤土対策 濁度試験状況



図-12 改良前後の赤土に水を注いだ状況

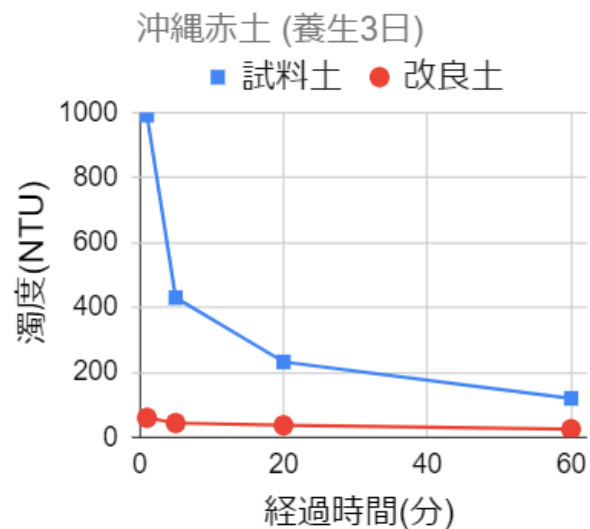


図-13 添加率を増加した場合 (5%約 100kg/m³)の濁度測定結果

3.4 ④O村N地内圃場赤土(肥料使用)及び⑤O村O地内サトウキビ圃場赤土について

④では、肥料使用を含めた農地活用、⑤では、土壌粒子の団粒化・水はけ改善によるサトウキビの育成改善が確認できた。農作物育成にも有効な赤土防止対策が可能と考えられる。

4. 結論

本研究で取り組んだバイオマス(PKS)灰改質材による赤土等流出防止対策については、その効果確認方法である濁度(SS)及びSPSS測定においてSS法のみ抑制効果が認められる場合と両者に認められる場合の2つに分かれた。この理由は、おそらく本改質材の特徴となる土壌の団粒化促進(物理性改善赤土流出抑制)効果によるもので、凝集効果だけでは、供試体作製時のボトル内での振り混ぜが激しいSPSS法では、土壌粒子の造粒・団粒化が破壊されてしまうこと、十分な造粒・団粒化が進んだ状態では、SPSS法でも効果が認められるのではないかと考えている。さらに酸性土壌の多い沖縄では、アルカリ性バイオマス(PKS)灰改質材による土壌の中和化も有効な要素になる。酸性土壌では、pHの向上・酸性度中和効果も確認され、肥料としての活用も含めた農地用土壌改良材としても有効であることが確認できた。今後の課題としては、改質土壌の造粒・団粒化の効率性向上ならびに低コスト化が重要になろう。

参考文献

- 1) 大見謝 辰男ら：沖縄県の赤土等の流出とサンゴ礁の保全，農業土木学会誌 第63巻 第3号，pp.267-272, 2004.
- 2) 小山内信智ら：菌類等を利用した侵食対策手法に関する研究，平成16年度砂防学会研究発表会，pp.376-377, 2004.
- 3) 真鍋 誠司：土壌の団粒化による赤土流亡防止技術とその利用，平成27年度赤土等流出防止交流集会，2015
- 4) 景山隆弘，李 理，三村裕美，赤木寛一：ペーパースラッジ灰を併用した凝集剤による建設汚泥の凝集能，地盤工学ジャーナル Vol.17, No.4, 487-495
- 5) 謝花一成・菊池翔・南出拓人・望月美登志：バイオマス(PKS)系複合材的吸水性材料の開発，第57回地盤工学研究発表会講演集，21-3-1-07，2022.
- 6) 謝花一成・菊池翔・南出拓人・望月美登志：バイオマス燃焼灰(PKS 灰)を活用した赤土対策のための土壌改良材の開発，土木学会全国大会第77回年次学術講演会，III-328，2022.
- 7) 大見謝辰男：SPSS簡易測定法とその解説，沖縄県衛生環境研究所報，pp.99-104, 2003

高吸水性炭化材を用いた軟弱粘土の改良効果

炭化材 吸水性 軟弱粘土

長崎大学大学院 国際会員 ○大嶺 聖
 長崎大学大学院 非会員 Li Jiageng
 長崎大学大学院 非会員 Ahmed Mostafa
 長崎大学大学院 非会員 Venkataraman Sivasankar

1. はじめに

カーボンニュートラルの達成のためには、温室効果ガスの排出量の削減並びに吸収を増加させる必要がある。そのため大気中の CO_2 を吸収したり炭素を固定化するネガティブエミッション技術の活用が求められる。バイオマスを炭化して得られるバイオ炭などを活用する技術もその一つである。軟弱地盤の改良で一般にセメントなどの改良が行われているが、炭化材は CO_2 を大量排出する固化材の添加量を減らす吸水性材料としての効果も期待できる。

本研究では、新たに作製した高機能炭化装置で作られた様々なバイオマス炭化物の物理化学特性を調べるとともに、炭化材混合による高含水比粘土のトラフィカビリティ改善効果を明らかにする。

2. 高機能炭化装置の概要と炭化材の特性

バイオマスの熱分解時に発生する乾留ガスを高温で燃焼させて良質の炭化材を得る高機能炭化装置の概要を説明する¹⁾。

断熱したステンレスパイプに煙突を取り付け、乾燥したバイオマスをステンレス管に詰め、下から加熱することにより、乾留ガスが高温で連続的に燃焼を続ける(図1)。内部に整流板を取り付けており、流入した空気と乾留ガスが渦を巻きながら十分に混合しながらほぼ完全燃焼し、自然のみで良質な炭化材が得られる。ポータブルで持ち運びが可能な炭化装置であり、1000℃前後の高温で乾留ガスが燃焼するため、煙や煤がほとんど発生せず、高吸水性の炭化材や多孔性の炭化材が得られる。

炭化させるステンレス容器は約 2.5L (直径 60mm, 高さ 900mm) または約 4L (直径 106mm, 高さ 455mm), 外側のステンレスパイプは直径 120mm または 150mm 程度のものを用いている。断熱効果を高めると燃焼温度は最大 1200℃に達する。図2に乾留ガスの燃焼状況および図3に乾留ガスの燃焼温度の経時変化を示す。最初の数分はカセットコンロで乾留ガスを着火させ、5~10分後に急激に温度が上昇し、強い上昇気流が発生して、煙や煤がでないほぼ完全燃焼の状態が継続する。約20分で炭化が終了する。

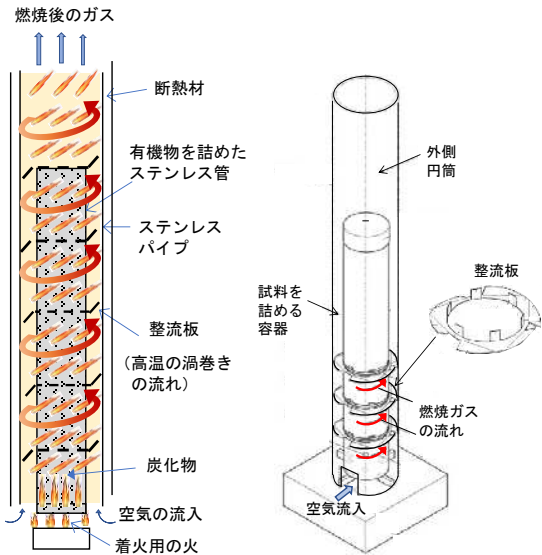


図1 高機能炭化装置の概要



1) 煙突

2) ステンレス管の底部
(5分後)3) ステンレス管の底部
(10分後: 温度上昇)

図2 乾留ガスの燃焼状況

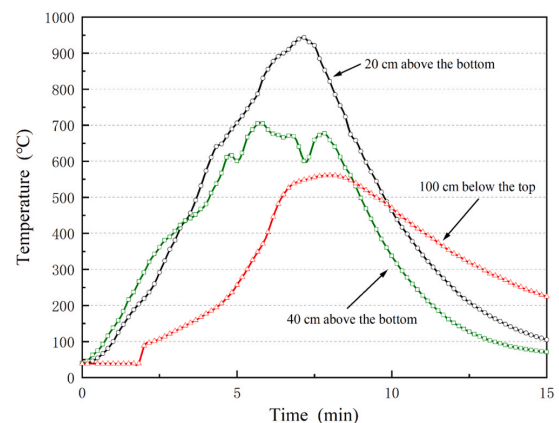


図3 乾留ガスの燃焼温度の経時変化

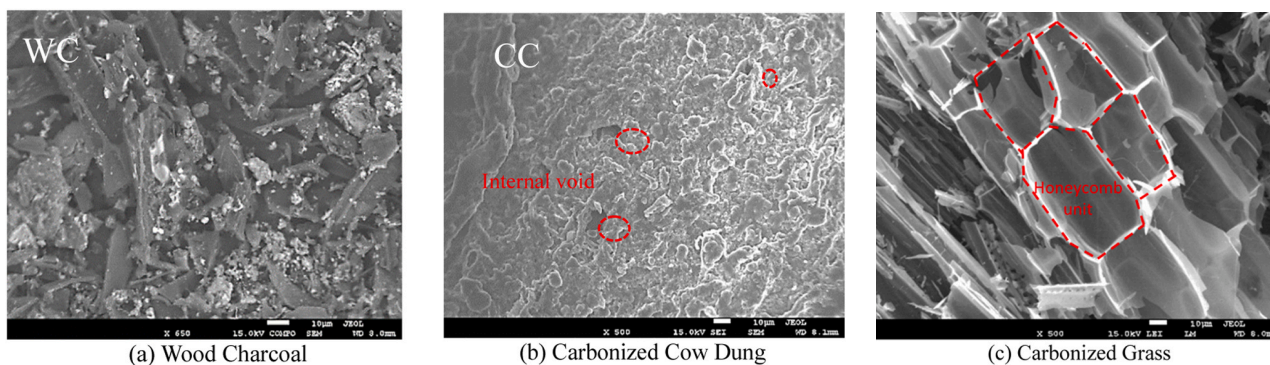


図 4 炭化材の SEM 画像

図 4 に 3 種類の炭化材の SEM 画像を示す (CG : 刈草炭化材, CC : 牛ふん堆肥炭化材, WC : 木炭)。刈草炭化材は木炭や牛ふん炭化材に比べて、隙間が大きいことがわかる。

また、炭化時の温度による吸水率にどのような傾向があるのか検討するため、小型電気炉を用いて牛ふん堆肥及び刈草を 1 時間炭化させ、比較した。なお吸水率は、標準的な粗骨材の吸水率試験 (JISA1110) を参考にし、24 時間水に浸した後に、湿らせた布で表面の水分を拭きとり、表乾状態を表現し、(吸水後の質量/吸水前の質量×100) で算出した²⁾。

図 5 に吸水試験の結果を示す。牛ふん堆肥炭化材の吸水率においては、温度による違いはさほど大きくなく、300～350%となった。また刈草は 900℃で炭化した際に最も吸水率が高く 594%となった。吸水率に大きな差が出た理由として考えられるのは細孔の差である。図 4 にある SEM 画像の通り、牛ふん堆肥炭化材にはあまり細孔が見られないが、刈草炭化材ではところどころ細孔が確認できる。刈草炭化材はハニカム構造になっており、隙間が多い。市販の木炭の吸水性も計測したが、160%と他 2 つの試料に比べ、吸水性は低い結果となった³⁾。

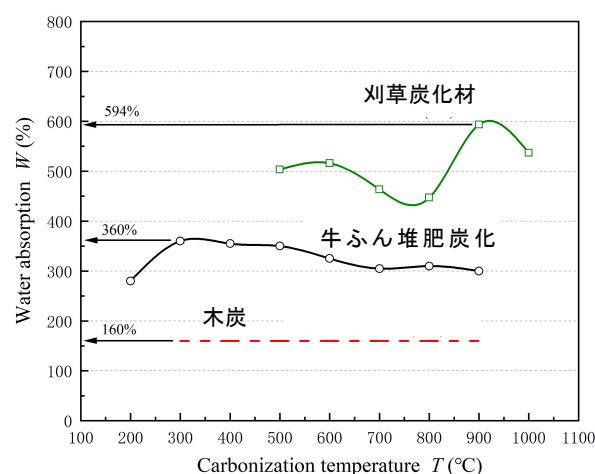


図 5 吸水率と炭化温度の関係



図 6 河川堤防に大量に放置されている刈草

3. 試料および実験方法

現在、刈草は野焼きができず、河川堤防の維持管理で

大量に発生する刈草の処分が全国で問題となっている (図 6)。上述の刈草は長崎の河川堤防で発生したものをを用いている。牛ふん堆肥と木炭はホームセンターで購入した市販の製品である。

高含水比粘土にこれらの炭化材を混ぜることによって見かけの含水比を低減させて、トラフィカビリティをどの程度改善できるかを検討した。

表 1 に示すように、シリーズ 1 では、含水比 70% のカオリン粘土 (液性限界 41.1%) に各種炭化材を混ぜて供試体を作製した。炭化材の添加量は 100, 200, 300 kg/m³ とした。一方、シリーズ 2 では、刈草炭化材を対象に粘土の含水比と炭化材の添加量を変えて供試体を作製した。これらの供試体について、簡易コーン貫入試験を行い、コーン指数を測定した。

表 1 炭化材と粘土の混合土の配合条件

Series	Water content of clay W (%)	Amount of carbides C (kg/m ³)		
		CG	CC	WC
1	70	100,200,300	-	-
	70	-	100,200,300	-
	70	-	-	100,200,300
2	70	100,200,300	-	-
	50	100,150,200	-	-
	30	40,80,120	-	-

(CG : 刈草炭化材, CC : 牛ふん堆肥炭化材, WC : 木炭)

表 2 炭化材と COS を混合した改良土の配合条件

The type of clay	Water content W (%)	Mixed amount of carbides C (kg/m ³)			Content of COS S (kg/m ³)
		CG	CC	WC	
Kaolinite	70	30,60,90,120	-	-	30
Kaolinite	70	-	30,60,90,120	-	30
Kaolinite	70	-	-	30,60,90,120	30

(COS:カキ殻焼成材)

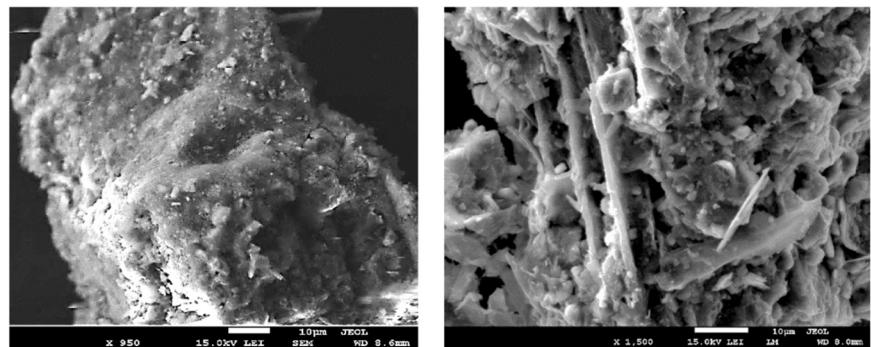
高含水比粘土を炭化材だけで改良する場合は、添加量がかかなり大きくなると考えられる。そのため、本研究はカキ殻焼成材 (COS) を併用した条件も検討する。使用したカキ殻は長崎県大村湾産のものである。カキ殻は乾燥させて粉末に粉砕し、2 mm メッシュでふるいにかけた。その後、カキ殻粉末を電気炉で 1000℃で 2.5 時間焼成した。焼成後の収率は約 45% で、ほぼ酸化カルシウムに変化したと考えられる。

4. 実験結果と考察

炭化材と粘土の混合土の SEM 画像を図 7 に示す。図 7 (a)のように、200 kg/m³ の木炭を追加しても CC 粒子の表面に薄い層の粘土粒子が付着して、サンプル構造に大きな変化はないため、粘土の強度への影響は比較的小さいと考えられる。CC の塊状構造のため、粘土粒子は効果的に付着できていないことがわかる。一方、図 7 (b)のように、CG を混合したカオリン粘土の場合は、粘土粒子が CG と絡まっているため、高い強度が得られると推定される。CG の特殊な構造により、土壌粒子の接触面積と付着点が増え、粒子間の接触の可能性が高まり、粘土と炭化材粒子の効果的な付着が促進されている。また、CG は吸水能力が高いため、サンプルの強度にも大きな影響があると考えられる。

図 8 に示すように、炭化材の混合量が 200kg/m³ に増加すると、「活性境界」が存在する。境界線は、炭化材が不活性ゾーンから活性ゾーンに徐々に増加すると、粘土の安定性が大幅に向上し、3 つのサンプル間で明確な安定性の違いが存在することを示している。

CG を追加すると、他の 2 つの炭化材 (CC および WC) よりもコーン指数が高くなる。これは主に、CG の吸水性が強いため、粘土内の自由水が大幅に減少し、粒子の配置が密になったためと考えられる。粘土に炭化材をさらに追加すると、粘土内の CC の混合量が 300kg/m³ に達したときに、コーン指数は 200 kN/m² を超えた。これは、炭化材による粘土特性の改善の主な効果が、



(a) カオリン+木炭 200 kg/m³

(b) カオリン+刈草炭化材 200 kg/m³

図 7 炭化材と粘土の混合土の SEM 画像

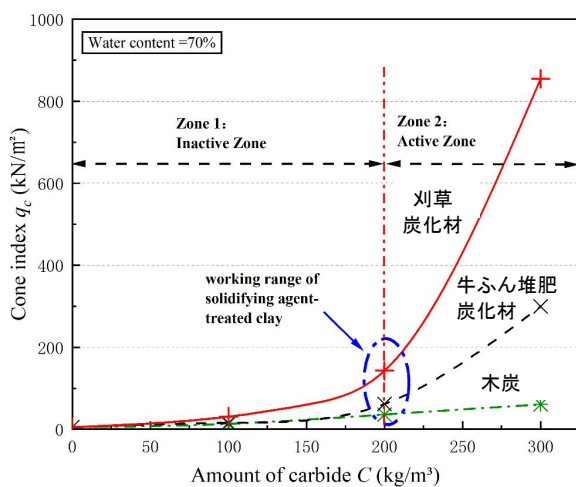


図 8 炭化材を混合した高含水比粘土のコーン貫入試験の結果 (シリーズ 1)

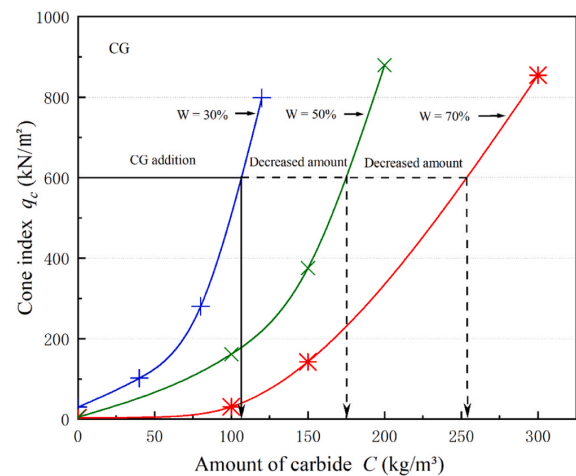


図 9 刈草炭化材を混合した高含水比粘土のコーン貫入試験の結果 (シリーズ 2)

粘土内の水分を固定することであることを示している。300 kg/m³のCGで処理した粘土は、コーン指数が800kN/m²を超え、他のサンプルよりも大幅に高くなった。サンプル内の水分がほぼすべて吸収され、同時にサンプル内のCG構造が全体の強度に寄与し、コーン指数がさらに高くなったと考えられる。

図9は、粘土の初期含水比とCG混合土のコーン指数の関係を示している。炭化材を混合しない未処理の粘土のqc値は約3~7 kN/m²である。CG添加量が増えると、サンプルの全体的な強度が増加する。ただし、粘土の初期含水比が増加すると、同じ強度を達成するために必要なCGの量が大幅に増加する。その結果、含水比が増加すると、改善はそれほど顕著ではなくなる。逆に、粘土の含水比を減らすと、粒子または粒子クラスター間の距離が短くなり、粘土内の粒子がCG表面に直接付着しやすくなる。これにより、粘土内の粒子間と炭化材の結合力が強化される。

従来の研究では、COSを添加すると粘土の強度と安定性が向上することが示されている。これは、COSが水と反応して水酸化カルシウム(Ca(OH)₂)を生成し、粘土と混合すると堅牢なゲル状構造を形成し、土壌の強度を向上させるためである⁴⁾。このプロセス中、高pH環境により粘土表面のケイ酸塩とアルミン酸塩が分解され、カルシウムケイ酸塩水和物(C-S-H)、カルシウムアルミネート水和物(C-A-H)、カルシウムアルミニウムケイ酸塩水和物(C-A-S-H)などのゲル結晶相が形成される。これらのゲル相は粘土粒子と無機物を結び付ける。COSは粘土に有益であるが、その調製には長期間の高温焼成が必要であり、二酸化炭素排出量を増加させる。そのため、環境およびコスト関連の課題に対処するために、一部のCOSを炭化材で置き換えることは有効であると考えられる³⁾。

本研究では、異なる添加量の炭化材(CG, CC, WC)と高含水比粘土への一定量のCOS添加(30 kg/m³)の効果を調べた。図10に示すように、CG-COSで安定させた粘土のqcは、炭化材含有量が増加するにつれて最も急速に増加した。CG-COSのCGの添加量が30 kg/m²に達すると、qcは800 kN/m²を超え、「発生利土用基準」に基づいて第2種改良土に分類される。CG-COS中のCG含有量が90kg/m³に増加すると、コーン指数が3000kN/m²を超え、ポータブルコーン試験の限界を超えた。そのため、CG含有量が30kg/m³と60kg/m³の供試体のqcに基づいた予測線を描いている。これは、CGがCOSと粘土粒子間の水和を促進する役割を果たし、強度を向上させていることを示している。また、CGの独特の構造と強力な吸水性に関連している可能性が示唆される。

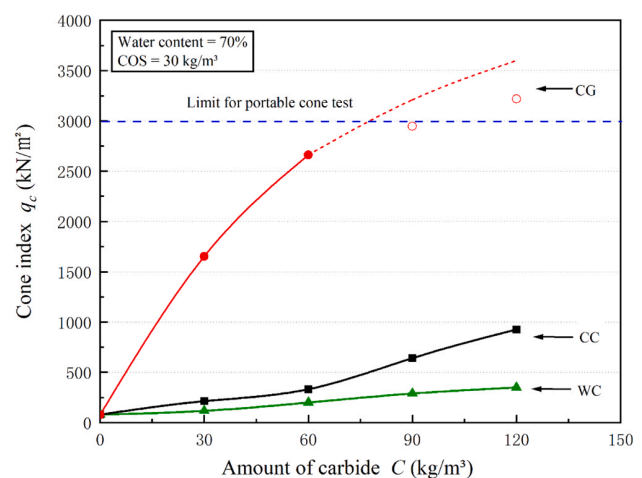


図10 炭化材とCOSを混合した改良土のコーン貫入試験の結果

5. まとめ

本研究では、高機能炭化装置によって作製された炭化材の高含水比粘土の改良のための活用を検討した。得られた主な結論は以下の通りである。

- 1) 刈草炭化材(CG)は独自のハニカム構造を有するため隙間が多く、他の木炭や牛ふん堆肥炭化材に比べて非常に強い吸水性を示す。ピークの吸水率で594%に達した。
- 2) 高含水比粘土と刈草炭化材の混合土は、炭化材混合量が200kg/m³を超えると急激にコーン指数が大きくなり、大きな改良効果が見られた。
- 3) 焼成カキ殻と刈草炭化材と混合したCG-COSで安定させた粘土のqcは、炭化材含有量が増加するにつれて急速に増加した。CG-COSのCG添加量が30 kg/m²に達するとqcは800 kN/m²を超え、高水分含有量の粘土を安定化するための従来の改良材の代替品となり得る。

このように、刈草炭化材は高含水比粘土を改良するためのリサイクル材として環境面および経済面で大きな効果が期待できる。

参考文献

- 1) 藤井太貴他：簡易炭化装置による廃棄物系バイオマスの炭化と吸水性材料としての活用，第15回環境地盤工学シンポジウム(2023)
- 2) 内田大喜他：乾燥地を想定した炭化材の土壌改良材としての吸水性と保水性の評価，令和3年度土木学会西部支部研究発表会(2021)
- 3) Li et. al.: Physicochemical properties of carbonized grass (CG): Implications for soft clay improvement, Construction and Building Materials 419 (2024) 135553.
- 4) F.G. Bell: Lime stabilization of clay minerals and soils, Eng. Geol. 42 (1996) 223–237.

半水石膏の吸水性能に着目した高含水比土の改良効果

半水石膏 吸水性能 コーン指数

大阪大学 特別会員 ○福居 涼太
元 大阪大学 杉田 幸輝
大阪大学 国際会員 乾 徹
大阪大学 国際会員 緒方 奨

1. はじめに

セメント系固化材や石灰によって建設発生土や軟弱地盤を固化する地盤改良は、国内外で広く適用されている。地盤改良に使用される改良材もセメント系固化材や石灰に加えて、石膏、フライアッシュ、ペーパースラッジ灰、鉄鋼スラグといった副産物由来の無機系資材の適用事例も非常に多い。

地盤改良による周辺環境への影響を考える際に、改良材に由来する高アルカリが問題となることが多いが、近年、改良土の pH がセメント系固化材や高炉セメント、石灰と比較して低くなる石膏を主成分とする低アルカリ型固化材²⁾の利用が普及しつつある。石膏は結晶水の状態によって二水石膏、半水石膏、無水石膏の3種類に大別される。このうち半水石膏は水を加えることによって水和反応を起こし、二水石膏へと形態が変化するが、その際に土中の水分（自由水）を吸水することにより改良効果が発揮される。近年は、再生石膏の地盤改良材としての適用が広く進められている³⁾。再生石膏固化材とは建築廃材として大量に発生する廃石膏ボードから再利用した再生石膏粉を用いた地盤改良材であり、廃石膏ボードの新たなリサイクル方法として注目されている。廃石膏ボードの年間排出量は年々増加傾向にあり、さらに2068年ごろまでは廃石膏ボードの排出量が大幅に増加することが見込まれている。また、その後も大幅な排出量の減少はないと予想されており、廃石膏の再利用法の確立は従前からの課題である。

再生石膏の製造過程においては、石膏中の水分量や夾雑物の混入状況の品質管理項目が定められ、定期的に品質検査が行われている⁴⁾。しかし、地盤改良材としての適用性を考える場合、その改良効果が製品毎に異なると考えられ、再生石膏の地盤改良効果を適切に推定した上で、その配合を決定する必要があるが、改良効果の事前予測は困難である。そこで、本研究では、再生半水石膏、および天然半水石膏の基本的な吸水（保水）性能を明らかにした上で、保水性の異なる土試料を対象に改良土を作製し、コーン指数の評価を行うことで、石膏の保水性や改良対象土の性状による改良効果への影響を解明することを試みた。また、再生石膏と天然石膏の吸水性能や固化効果を比較することにより、廃石膏ボードより再利用された再生石膏の地盤改良材としての適用性も併せて評価した。

2. 石膏の吸水・水和特性の評価

石膏の水和反応による吸水性能とその水分保持性を評価することを目的として吸水させた石膏を対象に水分保持試験を行い、その結果に基づいて石膏に吸水された水分の形態を推定する。また、その結果から石膏の種類による吸水性能の相違を比較する。

2.1 使用材料

吸水性能を比較するために、廃石膏ボードから再利用した再生半水石膏および天然半水石膏の2種類の石膏を用いた。再生半水石膏は（株）ニッソク神戸工場で生産されたものであり、廃石膏ボードを紙と石膏粉に分別し、分別した石膏粉を適正な温度管理をしながら加熱することで半水石膏を生産している。一方、天然半水石膏は市販品を用いた。それぞれの半水石膏の性質を表1に示す。

表1 使用した半水石膏の性質

項目	半水再生石膏	天然半水石膏
pH	7.51	7.25
粒子密度 ρ_g (g/cm ³)	2.337	2.608
自然含水比(%)	3.25	7.76

XRD 試験により同定された再生半水石膏と天然半水石膏の構成鉱物を図1に示す。図1よりどちらの石膏でも半水石膏のピーク時の回折角は類似している。しかし、天然半水石膏の方がピーク値は高くなっており、より多くの半水石膏を含んでいる。

また、再生半水石膏では回折角 $2\theta = 25^\circ$ 付近で無水石膏のわずかなピークが確認された。これは廃石膏ボードから取り出した二水石膏を加熱・脱水して半水石膏にする過程において、一部が無水化したためであると考えられる。しかし、天

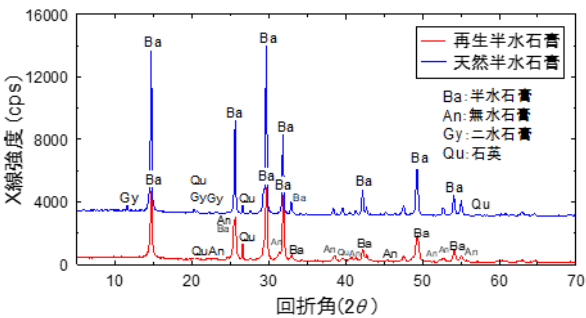


図1 半水石膏のXRD分析結果

然半水石膏では無水石膏は含まれておらず、回折角 $2\theta = 12^\circ$ 付近で二水石膏のピークが見られた。これは、一部が水和して二水化していると考えられる。

2.2 遠心法による水分保持性の評価

Zhu ら (2005)⁵⁾はセメントで固化処理した浚渫土中の水分の形態を pF 値に基づいて図 2 に示すように水和水、結合水、自由水に分類し、 $pF3.8$ までは排水される水を自由水としている。ここで、水和水とは水和反応等の化学反応で吸水された水分である。間隙水とは付着力によって物理的に結合した水分であるとしている。

本研究においても、石膏に吸水される結合水、水和水の量を推定するために、自由水と結合水の境界を包含するサクシオン領域が $10^2 \sim 10^3 \text{ kN/m}^2$ における水分保持特性を実験的に評価した。試験は保水性試験 (JGS 0151-2009) の遠心法に基づいて行った。遠心法とは、異なる大きさの遠心力を作用させてサクシオンの変化を再現し、土の保水性を評価する方法である。

本研究では、所定の遠心力を与えた試料の含水比を測定して、サクシオン推定値と含水比の関係を明らかにすることで、水和した石膏の水分保持性を評価した。手順として、石膏に蒸留水を加えて攪拌し、遠沈管に試料を流し入れ、水和反応を起こさせるために 1 時間静置した。その後、所定の回転速度で十分に遠心分離機の回転による遠心力を作用させるに、3 時間遠心分離機にかけ、様々な回転速度で試験を実施した。

遠心法により求めた含水比 w と推定サクシオン値 s の関係を図 3 に示す。なお、サクシオンについては対数で表現している。サクシオンが 100 kN/m^2 付近では再生半水石膏の方がやや含水比が高くなっている。これは自然状態での吸水量が再生半水石膏のほうが多いことが原因であると考えられる。一方、自由水と結合水との境界であるサクシオンが 620 kN/m^2 付近 ($pF3.8$ に相当) では天然半水石膏の方が高い含水比を示す。このことは、天然半水石膏の方が結合水の状態での水分保持量が多く、水分を保持力が大きいことを示唆している。

2.3 加熱法による吸水性能の評価

半水石膏の水和反応によって保持される水分量を検討するために乾燥炉で水和した石膏試料を乾燥させ、間隙水を蒸発させることを試みた。二水石膏や半水石膏は高温で加熱することによって結晶中の水分が蒸発し、無水石膏への転化が生じる。例えば佐野ら (2019)⁶⁾ は 24 時間加熱によって再生石膏中の半水石膏含有率を求める手法を検討している。検討においては、二水石膏は 90°C で半水石膏へ、 120°C で無水石膏へと形態変化が生じることを確認した上で、加熱温度 70°C から 90°C の質量減少によって半水石膏含有率を求める方法を提案している。本研究でもこの手法を参考に、乾燥温度毎の再生石膏、天然石膏の質量変化を調査した。

実験方法は以下のとおりである。半水石膏に十分な量の蒸留水を加えて静置し、水和反応を生じさせた。その後、半水石膏への形態変化が生じないと考えられる温度 50°C で質量が一定になるまで乾燥させたものを試料として用いた。所定の乾燥温度を設定し、試料を乾燥炉に入れ、24 時間以上加熱してから一定時間ごとに質量を測定した。繰り返し測定を行い、2 時間以上質量が安定したら、乾燥温度を上昇させ測定を行った。乾燥温度毎の試料質量の変化を図 4 に示す。どちらの石膏においても 70°C 以上の温度で質量減少が開始する傾向が見られた。これは、二水石膏が半水石膏に形態変化したことが原因であると考えられ、 70°C 以上で転化が生じ始めると考えられる。一方、 50°C から 70°C においては質量減少が見られなかった。このことから、この温度域では水分の蒸発は起こっておらず、水和していない間隙水を 24 時間 50°C で加熱することにより蒸発させることができると考えられる。

以上のことを踏まえて、本実験では石膏試料 10 g に対して蒸留水 30 mL を加えて、試料が均質になるように攪拌棒で十分に攪拌して 1 時間静置した。その後、予備実験から $50^\circ\text{C} (\pm 5^\circ\text{C})$ に設定した乾燥炉に石膏試料をいれ、乾燥炉で 24 時間加熱した。その後に含水比試験 (115°C , 24 時間加熱) を行い、質量減少を水和水量として算定した結果を表 2

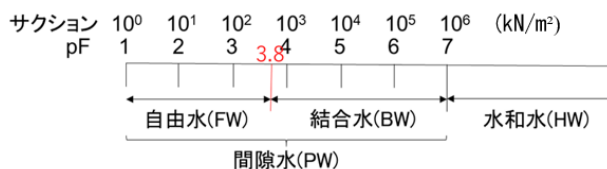


図 2 土壌中に存在する水分子の分類(文献 5)を抄訳)

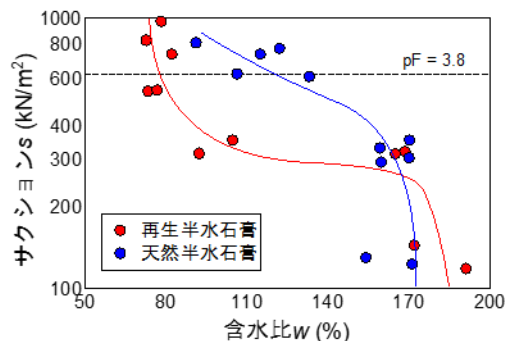


図 3 サクシオンと含水比の関係

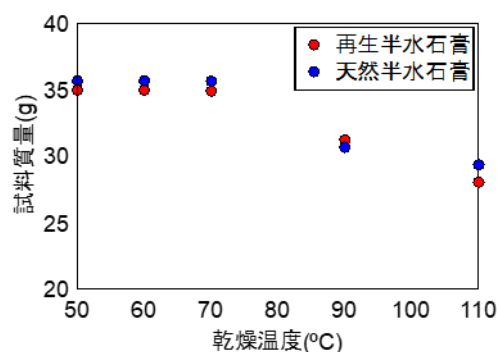


図 4 半水石膏の加熱温度による質量の変化

表 2 50°C 乾燥後の石膏の含水比

項目	再生半水石膏	天然半水石膏
50°C 乾燥後 含水比(%)	21.3	24.3

に示す。天然半水石膏と比較した再生半水石膏と水和水量の差は12%程度低い結果となった。このことから、再生石膏であっても水和水量に顕著な差異はなく、図1で確認された無水石膏等の不純物による水和性能への影響については小さいと考えられる。

遠心法におけるサクシオン 620 kN/m²付近 (pF3.8に相当)の含水比と比較すると、再生半水石膏は60%程度、天然半水石膏は90%程度低下しており、どちらの石膏でも表2に示す水和水を保持しているときの含水比が大幅に低下することが確認された。このことから、石膏の吸水効果は水和水と比較して、結合水による吸水が大きいことが明らかになった。さらに、表2に示す水和水の含水比と遠心法における含水比の差から、再生半水石膏の結合水の含水比が60%程度、天然半水石膏の結合水の含水比が90%程度になる。このことから、結合水の吸水量に関しては、再生半水石膏のほうが小さく、間隙水の吸着力が小さくなることが明らかになった。

3. 半水石膏による改良効果とその影響要因の検討

液性限界以上の含水比に調整した2種類の土試料に、再生半水石膏もしくは天然半水石膏を添加した改良土のコーン指数試験を実施した。その結果に基づき、改良効果に影響を与える要因について考察を行う。

3.1 土試料

土の性状による半水石膏による改良効果を比較するために、2種類の土試料を準備した。シルトとしてDLクレー、粘土として笠岡粘土を用い、シルトのみで構成される試料土とシルトと粘土を質量比4:1で混合した粘土混合土の2種類を対象に実験を行った。粘土を混合したのは、改良対象土に保水性の高い細粒分が含有することで、半水石膏による吸水改良効果に及ぼす影響を検討するためである。土試料の基本物性を表3に示す。

表3 土試料の基本物性

項目	シルト	粘土混合土
土粒子密度 ρ_s (g/cm ³)	2.535	2.555
液性限界 w_L (%)	27.9	28.5
塑性限界 w_p (%)	NP	22.3

3.2 実験方法

土試料の初期含水比 w_0 を30%~40%の範囲で所定の値に調整し、半水石膏を混合した。石膏混合率 G/S は0, 10, 20, 30% (乾燥質量比)とした。供試体は「突固めによる土の締固め試験方法 (JIS A 1210)」に準じて内径100 mm、高さ200 mmの供試体を作製し、養生は室温20℃で7日間気中養生した。コーン指数の測定は「締固めた土のコーン指数試験 (JIS A 1228)」, 湿潤密度は供試体の質量および高さを測定することにより算定した。また、乾燥密度は供試体の湿潤密度と「土の含水比試験方法 (JIS A 1023)」から求めた含水比に基づいて算定した。

3.3 結果と考察

3.3.1 石膏混合率とコーン指数の関係

シルト改良土における w_0 とコーン指数 q_c との関係を G/S の水準毎にプロットしたものを図5に示す。当然の結果ではあるが、ある水準の w_0 に対して G/S が高くなると q_c が大きくなっており、 G/S の増加が改良効果の支配的要因であることがわかる。

同じ w_0 , G/S の条件での石膏改良土の q_c を比較すると、天然半水石膏改良土の方が再生半水石膏改良土に比べ、特に w_0 が高い条件において q_c が大きくなる傾向が確認された。これは、2.に示したように天然半水石膏の方が水和性能、吸水性能がやや大きいことを反映している。一方で、いずれの改良土においても w_0 のわずかな相違によって q_c が大きく変化している。 $G/S=0\%$ の結果からも明らかなようにシルトは保水性が低いことから、含水比のわずかな変化に対する q_c の変化が大きい。よって、改良効果が吸水・水和に依存する石膏改良土においては、土中の水分量が改良効果に影響を与える大きな要因になっていると考えられる。

3.3.2 土の性状とコーン指数の関係

シルト改良土および粘土混合土改良土の含水比 w と q_c の関係を図6に示す。再生半水石膏改良土は土の性状によらず、含水比の低下とともに q_c が上昇している。同じ w_0 の結果を比較すると、シルト改良土と比較して粘土混合土改良土の w は高い傾向があり、 q_c も概ね小さくなる傾向が見られた。この結果から、粘土の保水性によって含水比低減効果が抑制され、改良効果が小さくなることが示唆された。しかし、粘土混合土を天然半水石膏で改良した場合、 w が32%以上になると w の増加とともに q_c が大きくなる傾向が見られた。また、 $w_0=37.5\%$ 以上の天然半水石膏改良土に関して、シルトよりも粘土混合土の含水比が特に高くなる傾向が見られた。これは、 w_0 が高い粘土混合土の含水比低減効

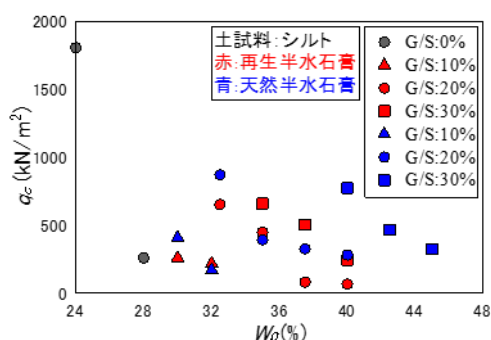


図5 石膏含有率に着目した土試料の w_0 と q_c の関係

果は小さいにも関わらず、改良効果は大きくなることを示す。この結果から、天然半水石膏改良土については、含水比変化だけでは改良効果を評価できず、水和反応時の吸水効果や反応生成物による差異等の含水比以外の要因を検討する必要があると考えられる。

3.3.3 土の初期含水比と石膏改良土の含水比の関係

再生半水石膏改良土、天然半水石膏改良土における w_0 と石膏改良土の含水比 w の関係をそれぞれ図 7 に示す。粘土混合土に比べてシルトの方が改良後の含水比が低下している。これは、前述した通り粘土が有する保水性によって石膏の吸水効果が抑制されて、含水比低減効果が小さくなったと考えられる。多価イオンが多い状態の土では、多価イオンが媒体となり陰電荷の粘土粒子と陽電荷をもつ石膏が電気的性質により凝集を起こすことが分かっている⁷⁾。そのため、石膏中のカルシウムイオンの周囲に粘土粒子が結びつき、石膏の水和反応が粘土粒子によって抑制された可能性も考えられる。

同じ w_0 のシルトで半水石膏の種類による影響を比較すると、天然半水石膏の方が改良後の含水比が低い値になった。このことは、天然半水石膏の方がやや高い水分保持性能を有していることを反映していると考えられる。一方、保水性の高い粘土改良土ではシルトに比べて改良後の含水比が低下しておらず、半水石膏の種類による影響はほとんど確認できなかった。

3.3.4 間隙水比とコーン指数の関係

これまでは改良土の含水比 w に着目して考察を行ってきたが、間隙水として存在している水分がコーン指数の大小に影響すると考えられることから、化学的に結合した水と水を除外した間隙水比 w_p (%) に基づいてコーン指数との関係を検討した。ここで w_p は以下の式で定義した。

$$w_p = \frac{m_w - m_{hw}}{m_s + m_b} \times 100(\%)$$

ここで、 m_w は水の質量 (g)、 m_{hw} は石膏の水和水の質量 (g)、 m_s は土粒子の質量 (g)、 m_b は石膏の質量 (g) を表している。 m_{hw} は 24 時間の 50℃乾燥で蒸発せず、50℃から 115℃の間の質量減少量として定義した。

再生半水石膏、および天然半水石膏による改良土 ($G/S = 20\%$) の w_p と q_c の関係を図 8、図 9 にそれぞれ示す。半水石膏の種類による影響を比較すると、同程度の w_p において、天然半水石膏改良土の方がコーン指数が高くなることが明らかになった。これは、石膏の結合水量の差異の影響が考えられる。土中に自由水として存在していた水分を半水石膏が一部を結合水、水和水として吸収する。そのため、結合水としての保持性が高い天然半水石膏のほうが同じ w_p であっても自由水量の低下が生じ、改良効果の増進効果に寄与した可能性が考えられる。

図 8 より、再生半水石膏において同程度の w_p で比較すると、シルトの方が q_c が大きくなる傾向が見られた。これは、粘土によって石膏の水分の吸着作用が抑制されたことが原因であると考えられる。

しかし、間隙水比が 28%以上の領域では q_c の差異は小さくなる傾向が見られた。これは、シルトの液性限界よりも高い w_p であることから、コーン指数が低くなった可能性が考えられる。その一方で、どちらの半水石膏を用いた場合でも w_p を低下させることでコーン指数は上昇しており、添加量を適切に調整することで、十分な強度を得ることができる。

4. おわりに

本論文では、石膏の吸水・水和特性の評価、半水石膏による改良効果とその影響要因の検討を行った。以下に得られ

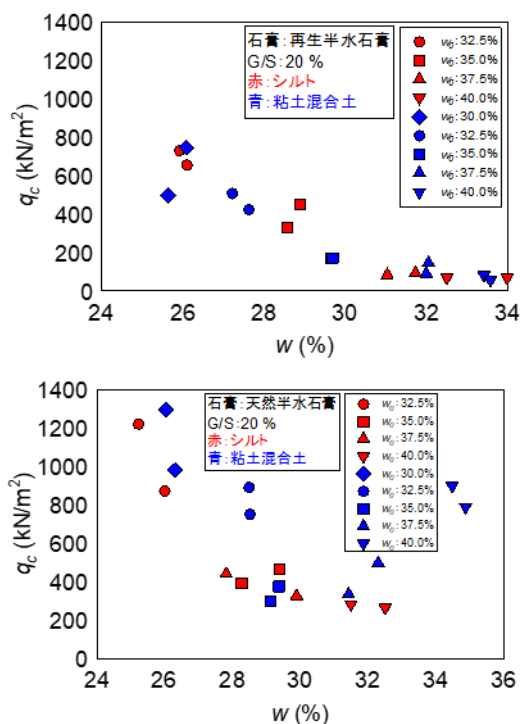


図 6 改良土の w と q_c の関係（上：再生半水石膏改良土，下：天然半水石膏改良土）

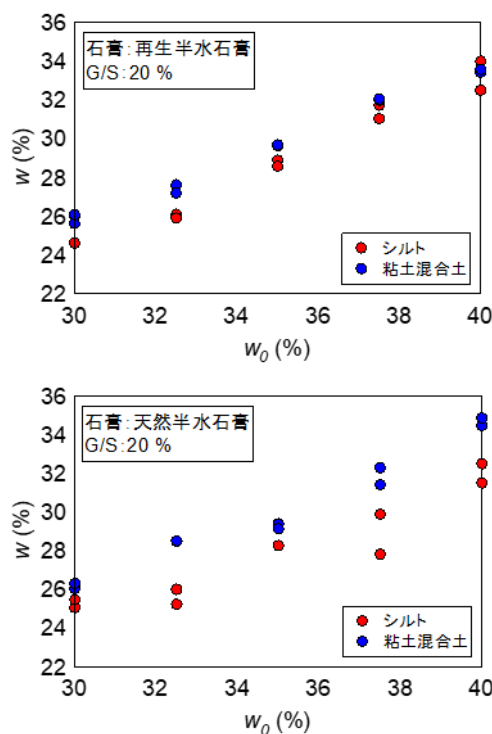


図 7 w_0 と改良土の w の関係（上：再生半水石膏改良土，下：天然半水石膏改良土）

た結果を要約する。

- ・ 間隙水全体の吸収量は再生半水石膏の方が天然半水石膏に比べてやや大きくなり高い含水比状態となった。しかし、サクシジョンの増加につれ再生半水石膏の方が早い段階で含水比の大幅な減少を起こし、サクシジョンが 300 kN/m²を上回ると天然半水石膏の方が含水比が高くなる。つまり、再生半水石膏は天然半水石膏と比較すると、吸水性は同等であるが、結合水量が少なく、水分保持する力がやや小さいと推定される。
- ・ 改良効果については、どちらの石膏でも混合率の増加により改良土の含水比が低下し、コーン指数が増加する傾向が見られた。
- ・ シルトに比べ粘土混合土の方が含水比の低下が小さくコーン指数が小さくなった。このことから、粘土の影響によって含水比低減効果が抑制され、改良効果が小さくなる可能性が示唆された。
- ・ 間隙水比の低下に伴いコーン指数が増加する傾向が見られた。しかし、同程度の間隙水比において、天然半水石膏改良土の方が再生半水石膏改良土に比べて、やや改良効果が大きくなることになった。これは、石膏の結合水量の差異の影響が考えられる。ただし、添加量を適切に調整し、 w_p を低下させることにより、再生半水石膏の場合も十分なコーン指数を得ることができる。

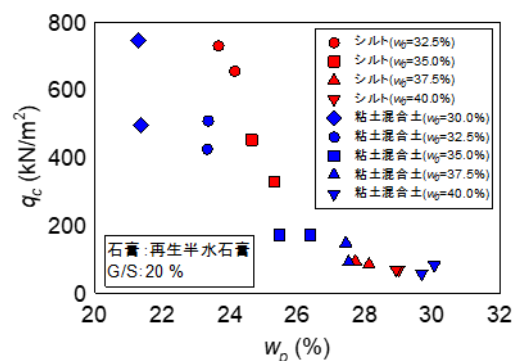


図 8 再生半水石膏改良土における w_p と q_c の関係

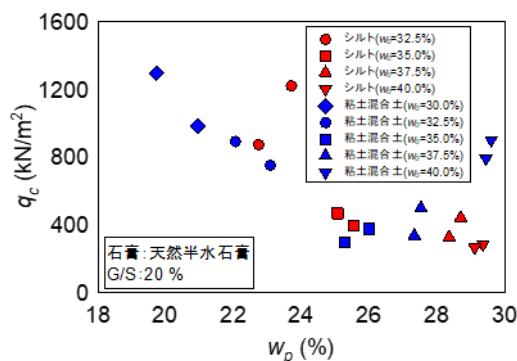


図 9 天然半水石膏改良土における w_p と q_c の関係

謝辞：本研究の実施にあたっては、ニッソク（株）福永力也氏、福永玄氏に多大なるご協力をいただいた。記して謝意を表する。

参考文献

- 1) 一般社団法人泥土リサイクル協会：泥土を適正に処理するための手引書（新規改訂版），pp.45-50，2013.
- 2) Kamon, M., Jeoung, J. and Inui, T.: Alkalinity control properties of the solidified stabilized sludge by a low alkalinity additive, *Soils and Foundations*, 45(1), pp.87-98, 2005.
- 3) 蓬萊秀人，亀井健史，小川靖弘，志比利秀：半水石膏生産システムの開発とその地盤工学的意義－廃石膏ボードの再生－，*地盤工学ジャーナル*，Vol.3, No.2, pp.133-142, 2008.
- 4) 国立研究開発法人国立環境研究所資源循環・廃棄物研究センター：再生石膏粉の有効利用ガイドライン（第一版），<https://www-cycle.nies.go.jp/jp/report/gypsumpowder.html>（2024 年 8 月 3 日閲覧），2019.
- 5) Zhu, W., Zhang, C.L. and Chiu, A.C.F.: Soil-water transfer mechanism for solidified dredged materials, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol.133, Issue 5, pp.588-598, 2007.
- 6) 佐野博昭，山田幹雄，小竹望，尾形公一郎，川原秀夫：加熱法を用いた廃石膏ボード由来再生石膏の半水石膏含有率の推定，*土木学会論文集 C（地圏工学）*，Vol.75, No.4, pp.430-432, 2019.
- 7) 青山要，宮森建樹，脇山哲也，菊池大輔：土の物理化学的性質が改良土の初期性状と強度に及ぼす影響，*土木学会論文集*，No.721/VI-57, pp.207-219, 2002.

再生半水石膏により地盤材料に改質した底泥土の特性

底泥土 再生半水石膏 コーン指数

(株) アイコ 正会員 ○鵜田 稔
(株) アイコ 正会員 平田 貴博
(株) アイコ 正会員 小島 淳一
(一社) 泥土リサイクル協会 正会員 野口 真一
(一社) 泥土リサイクル協会 正会員 西川 美穂

1. はじめに

貯水池とは、発電、灌漑、上水道、治水等の目的で、ダム等により河川をせき止めて水を貯めた水域を指し、ダム湖とも呼ばれる。一方、ため池とは、降水量が少なく、付近に取水できる大きな河川がない地域において、堤体を築造するなどして人工的に造られた灌漑用貯水施設である。ため池は灌漑のほか、洪水調節や土砂流出防止、生物の生息・育成の場、親水空間として地域住民の憩いの場の提供など、多面的な機能を有するものもあり、貯水池の一種（小規模な貯水池）ということもできる。

ダムは、通常、100年間に貯まると想定される土砂の量を堆砂容量として設計されているが、集中豪雨など、想定を上回る降雨により多量の土砂が貯水池に流入し、有効貯水容量が低下するなど、ダム本来の機能が低下したり、失われつつあるダムが顕在化してきている。一方、我が国のため池の約7割は、江戸時代以前に築造、もしくは築造年代が不明¹⁾とされ、築造後長い年月が経過しているものが多い。このため、池底には流水によって運ばれてきた土砂が堆積し、貯水容量の減少といった機能低下を引き起こすだけでなく、底樋操作に支障をきたし、緊急放流ができないことによる二次災害のリスクといった安全面の障害に加え、水質悪化やそれに伴う悪臭など、生活環境に影響を及ぼしているものも少なくない。また、築造年代が古いため池の堤体は、現行耐震基準を満足しなかったり、老朽化や経年劣化に伴う堤体の弱体化により、頻発する豪雨や大地震に対する安全性が問題視されている。

こうした施設の機能回復や安全性確保のためには改修や補強を要するが、その際には池底に堆積した底泥土を浚渫、または落水掘削により除去しなければならない。しかし、底泥土のうち、上流側は粗粒分が卓越するが、下流側は細粒分を主体としており、一般的に高含水比で流動性或いは粘性が高いため、再生利用はもとより、取り扱いも困難なものとなっている。このような高含水比泥土は、取り扱い性を容易にしたり再資源化するために、セメントや石灰を用いた化学的安定処理が行われることがある。しかし、汎用的な改質材はアルカリ性が高く、結果、改質土もアルカリ性を呈するため、地盤材料として利用する際に制約を受ける場合が少なくない。

本報は、廃石膏ボード由来の再生半水石膏を主材とする改質材を用いて、底泥土を地盤材料として再資源化した改質土の特性について述べるものである。

2. 廃石膏ボードの現状

石膏ボードは、不燃性、防火・耐火性、遮音性、断熱性及び施工性等に優れるため、建築用内装材として多用されている。その結果、高度経済成長期に建てられた住宅が解体・更新時期を迎えていることなどにより、図-1に示すように、廃石膏ボードの排出量は今後右肩上がりに増加することが予測されている²⁾。

石膏ボードが廃材となったものを廃石膏ボードと呼び、産業廃棄物（ガラスくず、コンクリートくず及び陶磁器くず）に分類され、

図-2に示すように、排出プロセスと排出時の形状などから「製造時廃材（製造系廃石膏ボード）」、「新築時廃材（新築系廃石膏ボード）」、「解体時廃材（解体系廃石膏ボード）」の3つに区分される³⁾。このうち、製造系廃石膏ボードは、工場内で石膏とボード紙に分離されたのち、石膏はほぼ100%リサイクルされており⁴⁾、市場に出回ることはない。また、新築系廃石膏ボードは、広域認定制度を利用した石膏ボード製造業者による回収や、現場から発生する廃石膏ボードを中間処理業者経由で再資源化施設が受け入れることにより、約96%がリサイクルされている⁵⁾。これに対し、解体系廃石膏ボードは年々排出量が増加して年間数百万トンが排出されると推計されており、石膏とボード紙の分離及び下地材や金物などの雑物の選別除去、石膏の破砕等の中間処理によって減容化や再資源化が行われているが、リサイクルに係る体制や品質管理を含めた再資源化技術、大量消費が見込める利用分野が確立されていないことなどにより、リサイクル

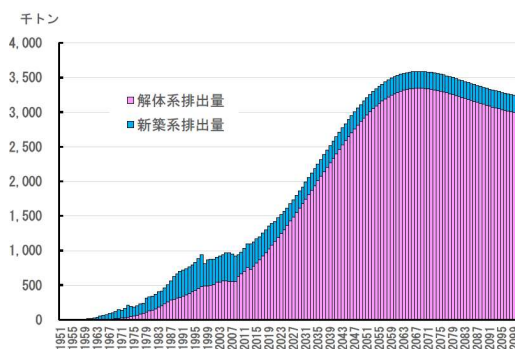


図-1 廃石膏ボードの排出量²⁾

されずに最終処分される割合が高く、リサイクル率は 30%程度と推定されている⁶⁾。

なお、廃石膏ボードを埋立処分した場合、条件が揃うと、石膏ボードに含まれる有機物の分解副産物を栄養源とする硫酸塩還元菌により硫酸イオンが還元されて硫化水素ガスが発生する⁷⁾。このため、廃石膏ボードを埋立処分する場合には、紙と石膏を分離したうえで管理型最終処分場に処分することが義務付けられている⁸⁾。しかし、管理型最終処分場は安定型最終処分場と比べると施設数が少ない上に、処理コスト及び維持管理費が高く、また、残余容量も限られている。これらを受けて、廃石膏ボードの再利用技術に関する研究開発⁹⁾が進められるとともに、廃石膏ボードのリサイクルを促進するため、石膏ボードの特定建設資材への指定を要望する動きも活発化した^{10)、11)}。また、こうした実情を踏まえ、廃石膏ボードのリサイクルシステムを確立するためのガイドライン¹²⁾が策定された。

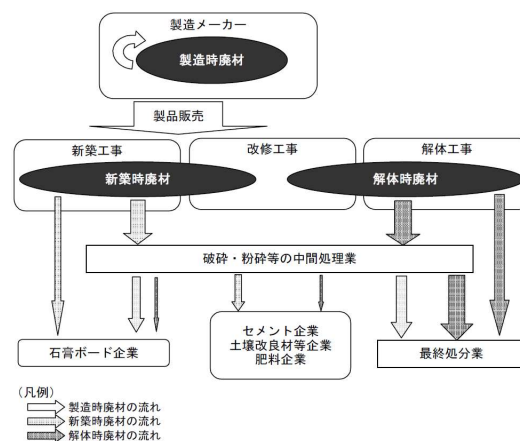


図-2 廃石膏ボードの排出及び処理の流れ³⁾

3. 底泥土の現状

浚渫土は、排出源が港湾、河川（運河を含む）、貯水池、湖沼、ため池といった具合に多岐にわたり、それぞれの管理者が異なることもあって、建設汚泥のように、発生量、再資源化状況及び最終処分量等の動向に関する実態を把握する調査¹³⁾は行われておらず、したがって、浚渫土全体の排出量については把握されていないようである。そうした中、貯水池に関しては、国土交通省が各地方整備局、（独法）水資源機構及び各地方公共団体が管理している多目的ダムの堆砂状況を公表¹⁴⁾しており、堆砂量が堆砂容量を超過しているダムが散見することが確認できる。一方、前述のように、ため池は築造後の経過年月が経過して老朽化しているものが多く、排水施設（土砂吐ゲート）が機能しないため池では底泥土が排除できず、池底には数m規模の底泥土が堆積していることが想定される。しかし、ため池は、各地方農政局、地方公共団体が所有・管理しているものもあれば、地方公共団体や自然人（個人）が所有しているものを土地改良区（水土里ネット）、財産区、各種組合（管理組合、水利組合）、自然人（個人）が管理しているもの、或いは所有者が不明なものも少なくなく、複雑な管理形態がとられていることに加え、数が多いこともあり、堆積している底泥土の量を把握していないのが実態である。以前は、稲作が終わった晩秋から早春にかけての農閑期に、施設の点検・補修、底泥土除去による有効貯水量の確保と水質改善、捕獲した魚類を冬場の食料にするなどを目的として掻い掘りが行われ、除去した底泥土は農耕地の豊饒化のために客土として利用されていた。しかし、近年ではため池の所有・管理者に関する複雑な権利関係に加え、農業従事者の高齢化や営農者の離農により、掻い掘りは地域の交流行事として行われる以外は、あまり実施されることはなくなってきている。また、堤体の亀裂や水漏れなどの点検も、池の水を抜かず、に堤体の後法（下流側法面）の観察等によって行うことが多い。このため、平時におけるため池底泥土の堆積状況の確認はほとんど行われておらず、底泥土の除去も不具合が顕在化しない限り実施されることはほとんどないようである。

4. 底泥改質土に求められる地盤材料としての品質と判定指標

底泥改質土を地盤材料として使用する場合、その利用用途としては、路体・路床材、埋戻材、盛土材、裏込材、築堤材などが考えられ、用途によって求められる特性に多少相違があるが、要求品質は概ね以下のとおりである。

- ①敷均しや締固め等の施工性が容易であること
- ②強度が大きく、変形や圧縮性が小さいこと
- ③透水性が低い（または排水性が良好）こと
- ④吸水による膨張性が低いこと
- ⑤雨水や地下水などによる侵食及び再泥化・細粒化が生じないこと
- ⑥生活環境保全上支障がないこと

土は特性相互に関連性があり、ある特性から別の特性を類推することが可能である。また、一般的には、所定の材料特性を満足すれば、施工仕様をコントロールすることで土構造物として要求される性能を満たすことが可能となる。これらを踏まえて、試験の簡便性と結果判定の迅速性から、建設汚泥処理土の品質区分¹⁵⁾や、発生土の土質区分¹⁶⁾はコーン指数によって判定している。そこで、本件においてもこれらの技術基準に準拠して、コーン指数を底泥改質土の品質判定指標とし、基準値は利用に際して特段の配慮を必要としない $q_c \geq 800 \text{ kN/m}^2$ （第2種処理土）とした。

5. 試料土

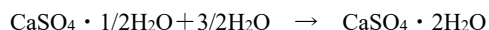
実験に使用した底泥土は、技術の汎用性を高めるため、異なる2か所から採取した。1つは、ため池改修工事のために落水干陸している山口県の農業用ため池からバックホウで採取したもの（以下、「底泥土Y」と称す。）で、もう1

つは、施設維持管理のために水位を低下させた新潟県の貯水池から泥上掘削機で採取したもの（以下、「底泥土N」と称す。）である。写真－１に各底泥土の有姿を示す。採取した底泥土は内袋付フレコンバックに詰めて愛知県の試験室に運搬し、4.75mm ふり通過試料を室内試験に供した。試料の各特性については、改質土と併せて後述する。

6. 改質材

改質材には、底泥土の地盤工学的特性の改善効果が期待でき、かつ、改質土の利用に際して制約を受けることが少ないpHが中性域（ $5.8 \leq \text{pH} \leq 8.6$ ）の石膏に着目し、廃石膏ボードの処理問題や、循環型社会の構築を踏まえて、廃石膏ボード由来の再生石膏を選定した。

石膏は硫酸カルシウム（ CaSO_4 ）を主成分とする無機鉱物で、結晶水の分子数により二水石膏（G：Gypsum, $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ ）、半水石膏（B：Bassanite, $\text{CaSO}_4 \cdot 1/2\text{H}_2\text{O}$ ）及び無水石膏（A：Anhydrite, CaSO_4 ）の3種類に大別（結晶構造を加味して細別すると7種類に分類）される。二水石膏は軟石膏ともいわれ、自然界では非常に安定しており、水とほとんど反応しない。この二水石膏を150～180℃で加熱すると結晶水全体の3/2を失って半水石膏に転化する。半水石膏は焼石膏とも呼ばれ、結晶構造の違いからα型とβ型に分類される。α型は緻密な構造で粒子密度が高く、硬化速度がβ型よりも速いことから主に医療用として使われている。一方、β型はポーラスで粒子密度がα型より小さく、石膏ボード等の建築材料として利用されている。これらの半水石膏を180℃以上で加熱すると結晶水全てが消失して無水石膏に転化する。半水石膏に加水すると、（1）式に示すように再び二水石膏に転化するが、その際、水和反応に伴い、結晶が絡み合って短時間で硬化するという特性を有する。



（1）

また、（1）式からも明らかなように、分子量の計算から、半水石膏1,000gは186gの水分を結晶水として取り込んで1,186gの二水石膏を生成するため、湿潤土と混練すると含水比の低減効果が得られる。その結果、図－３に示すように、コンシステンシー指数 I_c が1に、液性指数 I_L がゼロにそれぞれ近づくことで、土のコンシステンシー特性が改善される。そこで、再生半水石膏を改質材の主材として採択した。なお、半水石膏の圧縮強度は、セメント同様 W/B （ W ：単位水量[kg]， B ：単位半水石膏質量[kg]）に依存し、 W/B が小さいほど圧縮強さが大きくなるが、 W/B がある値を下回ると水和反応に必要な水が不足するため強度が小さくなり、更に小さくなると、練混ぜ自体が困難となる。図－４に再生半水石膏のペースト強度（材齢0日）を示す。最大圧縮強さは $W/B=50\%$ の時 $q_u \approx 3,500 \text{ kN/m}^2$ で、セメントペースト（材齢28日）と比べると概ね1/20程度である。また、二水石膏の溶解度は $0.2 \text{ g/100gH}_2\text{O}$ （0～100℃）¹⁷⁾ と決して大きくはないが、水に濡れると徐々に溶けて改質土が再泥化することが指摘されている¹⁸⁾。そこで、改質土の品質・性能を安定させるための安定材や、品質・性能を向上させるための助材の併用を検討し、表－１に示す安定材及び助材を選定した。

表－２に改質材の化学的性質を示す。特徴的なことは、一般に石膏のpHは中性域といわれるが、アルカリ性を示したことである。

再生半水石膏の水分等は、JIS R 9101（石膏の化学分析方法）に基づいて測定した。240～260℃で恒量となるまで乾燥させて求めた化合水の含有率は5.8%で、理論値である6.2%をやや下回った。これは、試験に供した再生半水石膏中には

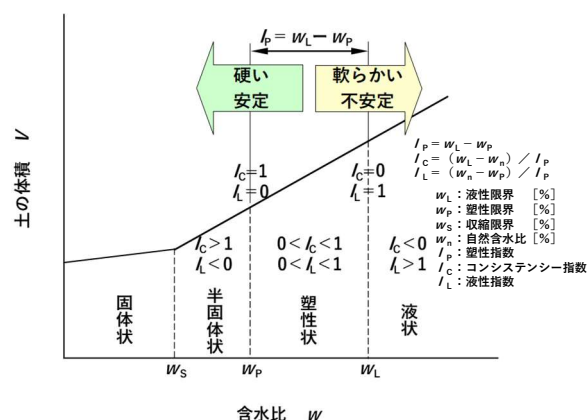


（a）底泥土Y

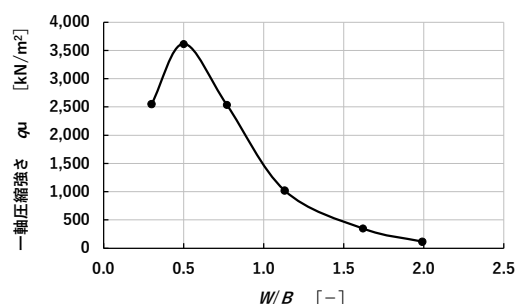


（b）底泥土N

写真－１ 底泥土有姿



図－３ 土のコンシステンシー限界



図－４ 再生半水石膏ペースト強度

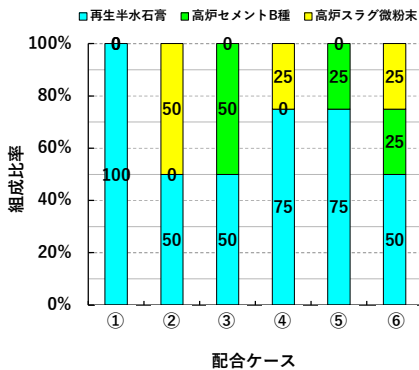
無水石膏やボード紙などの夾雑物が混入している可能性を示唆しているが、粉末X線回折法による組成分析の結果、試験に供した再生石膏の組成は二水：半水：無水＝0：75：25で、既往の研究で使用した再生半水石膏¹⁹⁾、²⁰⁾とほぼ同じ組成を示したことから、再生半水石膏の製造・保管及び純度は適切であるといえよう。

表－3は、JLT-46（平成3年度環境庁告示第46号）に基づいて行った改質材の溶出試験結果を示す。改質材単味には土壤環境基準は適用されないが、再生半水石膏のふっ素と、高炉セメントB種の六価クロムが基準値を超過した。

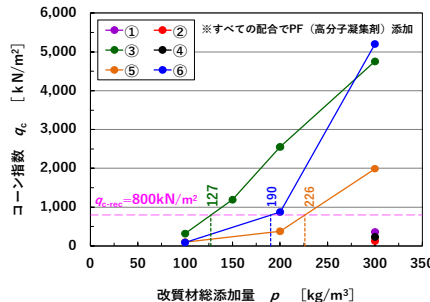
7. 室内配合試験

室内配合試験は、図－5に示す組成の改質材を、底泥土1m³あたり100～300kg添加して実施した。底泥土と改質材を混合して作製した改質土は、ポリ袋に入れ、改質材の強度発現と石膏のエトリンガイト析出に伴う結晶生成圧による膨張の収束²¹⁾を考慮して6日間養生し、7日目に解砕して、技術基準²²⁾に準拠してコーン指数を測定した。

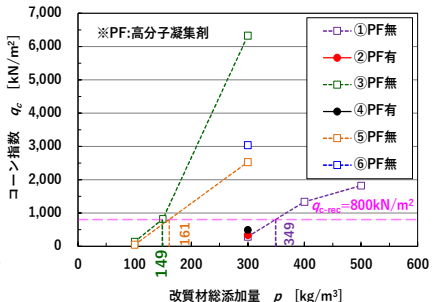
図－6は、それぞれの底泥土に関する改質材総添加量 p とコーン指数 q_c の関係を示す。いずれの底泥土に



図－5 改質材の組成



(a) 底泥土Y



(b) 底泥土N

おいても、高炉セメントB種を添加しない配合①、②及び④は $p=300\text{kg/m}^3$ 添加しても目標とするコーン指数は得られなかった。一方、高炉セメントB種を添加した配合③、⑤及び⑥は所定の品質を満足したため、添加量が最少となる配合③を採択し、底泥土Yについては $p=130\text{kg/m}^3$ 、底泥土Nについては $p=150\text{kg/m}^3$ を設計配合とした。

8. 改質土の特性

(1) 物理特性

表－4は、各底泥土及び改質土の物理特性を示す。改質材の添加により固形分が増加したことと、再生半水石膏及び高炉セメントB種の化学的吸水作用により含水比が低下し、コンシステンシー特性が改善されたことが分かる。また、粒度に関して、土粒子が団粒化（砂質土化）したことが分かる。

(2) 化学特性

表－5は、各底泥土及び改質土の化学特性を示す。底泥土YのpHは9.1とアルカリ性を示したが、これは

表－1 底泥土の改質に使用した安定材及び助材

区分	主材	安定材	助材
品目	再生半水石膏 (B)	高炉セメントB種 (BB)	高炉スラグ微粉末 (BFS)
目的・効果	●固化・硬化 (水和反応) ●含水比低下 (solid分増加) ●吸水作用 (化合水取込み)	●固化・硬化 (水和反応) ●含水比低下 (solid分増加) ●吸水作用 (化合水取込み) ●重金属等の固定化 (溶出抑制)	●固化・硬化 (潜在水硬性) ●含水比低下 (solid分増加)

表－2 改質材の化学的性質

区分	項目	単位	再生半水石膏 (B)	高炉セメントB種 (BB)	高炉スラグ微粉末 (BFS)
水分等	水分の付着率	%	<0.1	—	—
	化合水の含有率	%	5.8	—	—
水素イオン濃度	pH	—	9.3	12.4	11.2
水溶性成分等	ナトリウム (Na)	mg/g	0.16	0.28	0.018
	カリウム (K)	mg/g	0.099	1.2	0.24
	カルシウム (Ca)	mg/g	6.5	11	6.8
	マグネシウム (Mg)	mg/g	0.079	<0.001	0.004
	塩化物イオン	mg/g	0.049	0.088	0.027
	硫化物イオン	mg/g	15	9	14

表－3 改質材の重金属等溶出量

項目	単位	基準値	再生半水石膏粉 (B)	高炉セメントB種 (BB)	高炉スラグ微粉末 (BFS)
カドミウム	mg/L	(≤ 0.01)※	0.008	<0.001	<0.001
鉛	mg/L	(≤ 0.01)	<0.005	<0.005	<0.005
六価クロム	mg/L	(≤ 0.05)	<0.01	0.44	<0.01
ひ素	mg/L	(≤ 0.01)	0.005	<0.005	<0.005
総水銀	mg/L	(≤ 0.0005)	<0.0005	<0.0005	<0.0005
セレン	mg/L	(≤ 0.01)	0.008	0.006	0.002
ふっ素	mg/L	(≤ 0.8)	5.5	0.05	0.50
ほう素	mg/L	(≤ 1)	0.07	<0.02	0.04

※カドミウムは2021年4月1日より、基準値が0.003mg/Lに強化された（本分析は2020年10～11月に実施）。

図－6 改質材添加量とコーン指数の関係

表－4 底泥土及び改質土の物理特性

項目				試験値			
区分				底泥土Y (原泥Y)	改質土Y (配合③)	底泥土N (原泥N)	改質土N (配合③)
改質材組成	B: BB: BFS			—	50: 50: 0	—	50: 50: 0
改質材添加量	p			—	100	—	150
一般	土粒子の密度	ρ_s	Mg/m ³	2.620	2.731	2.699	2.716
	自然含水比	w_n	%	111.1	88.0	56.7	43.2
粒度組成	礫分	(2～75mm)	%	4.3	21.2	0.4	6.4
	砂分	(0.075～2mm)	%	14.7	44.2	7.8	43.1
	シルト分	(0.005～0.075mm)	%	36.1	26.0	60.3	37.4
	粘土分	(0.005mm未満)	%	44.9	8.6	31.5	13.1
	最大粒径	D_{max}	mm	4.8	4.8	4.8	4.8
	細粒分含有率	F_c (0.075mm未満)	%	81.0	34.6	91.8	50.5
特性	液性限界	w_L	%	124.0	96.4	48.8	53.7
	塑性限界	w_P	%	46.4	71.1	34.3	37.6
	塑性指数	I_P	—	77.6	25.3	14.5	16.1
	コンシステンシー指数	I_C	—	0.17	0.33	—0.54	0.65
	液性指数	I_L	—	0.83	0.67	1.54	0.35
水理	透水係数	k	m/s	2.23×10^{-6}	9.73×10^{-8}	1.15×10^{-7}	7.95×10^{-8}
分類	地盤材料の分類名	—	—	粘土 (高液性限界)	細粒分質 礫質土 (低液性限界)	シルト (低液性限界)	シルト (高液性限界)
	分類記号	—	—	(CH)	(SFG)	(ML)	(MH)

水溶性成分の1つであるカルシウム濃度が比較的高いことが原因と考えられる。また、いずれの改質土もアルカリ性の改質材を添加したため、改質土のpHはアルカリ性を示した。なお、両改質土とも石膏を改質主材としているため、硫化物イオン濃度(SiO_2^-)が高くなり、コンクリートの化学的劣化環境の基準とされる $0.2\%^{2,3)}$ ($=2\text{mg/g}$)を超過した。

(3) 安定化特性

安定化試験は、底泥土に改質材を $p=100\text{kg/m}^3$ (底泥土Y)または 150kg/m^3 (底泥土N)添加・混合して製造した改質土をポリ袋に入れて6日間養生し、7日目に解砕して試験に供した。突固めによる土の締固め試験はJIS A 1210に準拠し、底泥土はA-a法、改質土はA-c法で行った。図-7は、底泥土と改質土の締固め特性を示す。いずれの底泥土も改質により最大乾燥密度 $\rho_{d-\max}$ が減少、最適含水比 w_{opt} が増加し、締固め曲線は右下にシフトして形状がなだらかになった。 $\rho_{d-\max}$ の減少に関して、改質土を緻密で重厚な土構造物を築造する材料として用いる場合には議論の余地があるが、構造物に対する上載荷重や側圧を軽減できることから、合理的設計への反映が期待される。また、 w_{opt} が増加したことで、従来は締固めが困難だった含水比でも締固めが可能になるとともに、含水比の広い範囲で所定の締固め度を得ることができ、扱いやすい地盤材料となったことを示している。

表-5 底泥土及び改質土の化学特性

項目	単位	底泥土Y (原泥Y)	改質土Y (配合③)	底泥土N (原泥N)	改質土N (配合③)
土懸濁液のpH	—	9.1	11.3	6.9	11.0
土懸濁液の電気伝導率	mS/m	26.8	211	8.5	140.6
土の水溶性成分	ナトリウム	mg/g	0.023	0.011	0.009
	カリウム	mg/g	0.034	0.060	0.020
	カルシウム	mg/g	0.530	6.7	0.020
	マグネシウム	mg/g	0.012	0.002	0.006
	塩化物イオン	mg/g	0.011	0.027	0.004
	硫化物イオン	mg/g	0.072	8.3	0.039
				12	

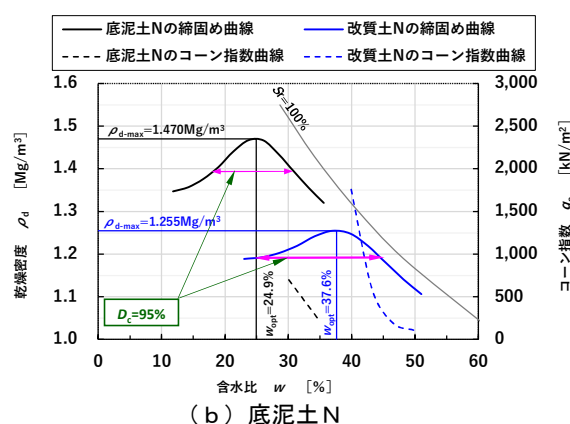
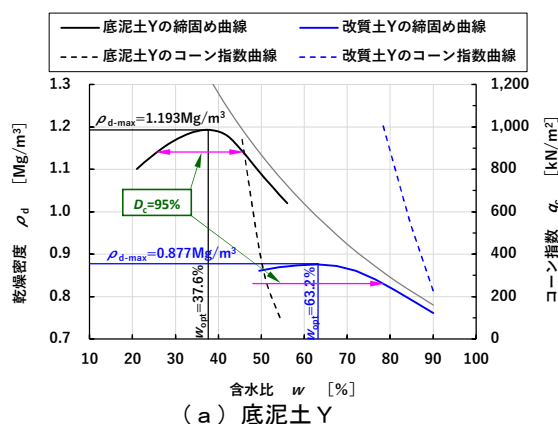


図-7 底泥土及び改質土の締固め曲線

図-8は、最適含水比に調整した試料を用いて、JIS A 1211 (CBR 試験)に準拠して行った底泥土と改質土の荷重と貫入量の関係(設計 CBR)を示す。改質土の方が含水比が高く、乾燥密度が小さいにもかかわらず、設計 CBR は改質土の方が底泥土より大きな値を示し、底泥土Yは約3.1倍、底泥土Nは約1.6倍となっている。

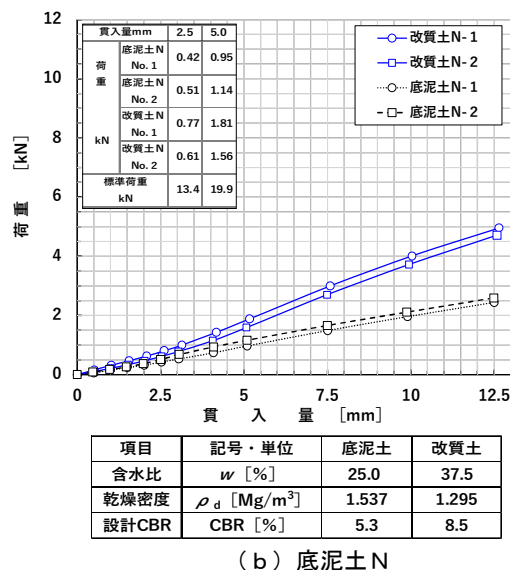
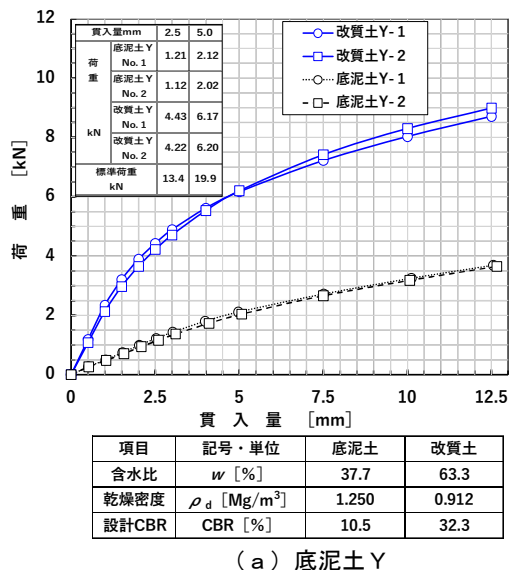
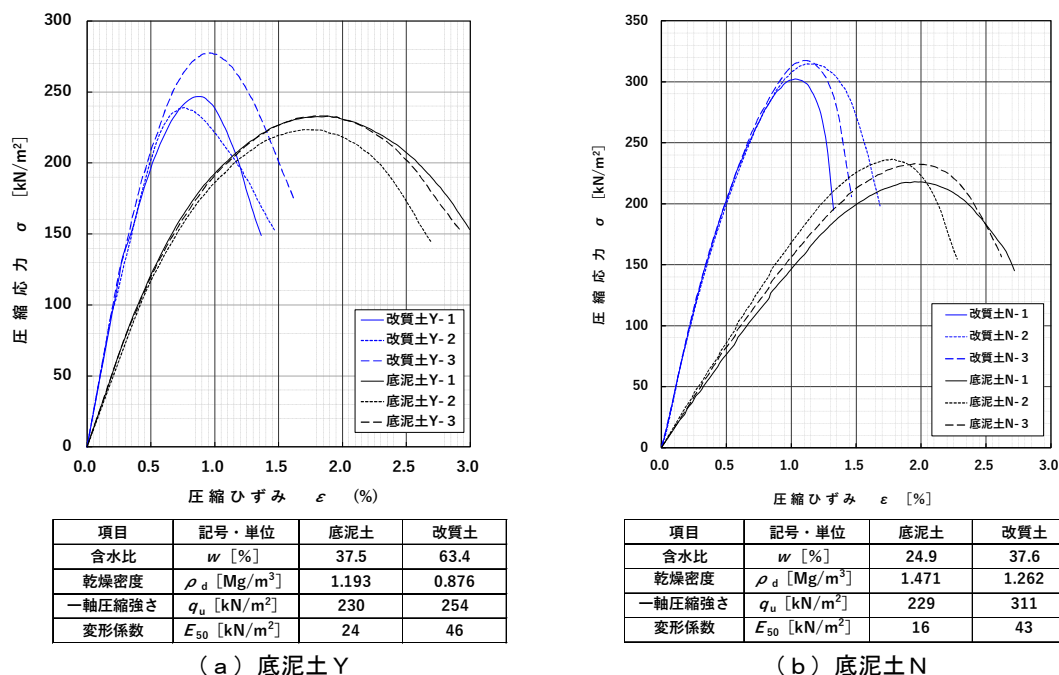


図-8 底泥土及び改質土の荷重～貫入量曲線

(4) 強度・変形特性

改質土の強度・変形特性は、一軸圧縮強さ及び変形係数で評価した。試験に用いた試料は安定化試験に用いたものと同じで、所定材齢養生したのち含水比を最適含水比に調整し、セメント協会標準試験方法^{2,4)}に基づいて供試体を作製、JIS A 1216 (土の一軸圧縮試験方法)に準拠して圧縮試験を行った。

図－9は、底泥土と改質土の応力とひずみの関係（一軸圧縮強さ）を示す。改質土の方が含水比が高く、乾燥密度が小さいにもかかわらず、改質土の一軸圧縮強さ q_u は底泥土と比較して、底泥土Yが約1.1倍、底泥土Nが約1.4倍、同様に、変形係数 E_{50} は、底泥土Yが約1.9倍、底泥土Nが約2.7倍となった。



図－9 底泥土及び改質土の応力～ひずみ曲線

(5) 環境安全性

表－6は、JLT-46（平成3年度環境庁告示第46号）に基づいて行った底泥土及び改質土の溶出試験結果を示す。改質材単味では再生半水石膏のふっ素と高炉セメントB種の六価クロムが基準値を超過していたが、改質土に関してはいずれも基準値以内に収まっており、高炉セメントB種による重金属等の固定化作用（不溶化効果）や、土壌の吸着作用が機能していると思われる。

表－6 底泥土及び改質土の重金属等溶出量

項 目	単位	基準値	底泥土 Y (原泥)	改質土 Y (配合③)	底泥土 N (原泥)	改質土 N (配合③)
カドミウム	mg/L	≤ 0.01	< 0.001	< 0.001	—	—
		≤ 0.003	—	—	< 0.0003	0.0003
鉛	mg/L	≤ 0.01	< 0.005	< 0.005	< 0.005	< 0.005
六価クロム	mg/L	≤ 0.05	< 0.01	0.02	< 0.01	0.03
ひ素	mg/L	≤ 0.01	0.005	0.007	< 0.005	0.008
総水銀	mg/L	≤ 0.0005	< 0.0005	< 0.0005	< 0.0005	< 0.0005
セレン	mg/L	≤ 0.01	< 0.002	< 0.002	< 0.002	0.002
ふっ素	mg/L	≤ 0.8	0.25	0.47	< 0.05	0.30
ぼう素	mg/L	≤ 1	< 0.02	0.04	0.02	0.05

※カドミウムは2021年4月1日より基準値が0.003mg/Lに強化された（底泥土Yの分析は2020年12月に、底泥土Nの分析は2021年9～10月にそれぞれ実施）。

9. 実証試験

実証試験は、室内試験で得られた知見を基に、現地において実機を使用し、実際に底泥土を処理して、実現可能性と実機処理土（改質土）が所定品質を満足していることを確認することを目的として行った。目標品質は、配合試験同様第2種処理土（ $q_c \geq 800 \text{ kN/m}^2$ ）で、品質保証材齢は7日とした。なお、現地における処理直後の適否判定として、目視によりコンシステンシーを確認した。

実証試験は、建設汚泥を地盤材料として再資源化することを目的に開発されたイーキューブシステム（E³システム）^{2.5)}の処理機を使用して行った。地盤改良等における現場配合は、室内と現場の条件の違いを考慮して割増係数の概念が導入されるが、E³システムでは、過去の実績から室内配合試験結果と、現地での実機による結果に大差がなく、通常は割増係数を考慮しないが、今回は、室内配合試験と実証試験の間があき、その間底泥土の性状変化等が想定されたことから、現場配合は設計配合の30%増し^{2.6)}として実施した。写真－2は、実証試験状況を示す。

写真－3は、底泥土と実機処理土（改質土）の有姿を示す。粘性の高い底泥土Y及び流動性が高い底泥土Nのコンシステンシーが改善され、団粒化したことが見て取れる。

図－10は、底泥土と室内配合試験及び実機で処理した改質土の締固め特性並びにコーン指数を示す。実機処理土の品質目標は第2種処理土（ $q_c \geq 800 \text{ kN/m}^2$ ）としたが、実測値は目標9～10倍の値を示した。これは、実証試験で使用した底泥土の



(a) 底泥土 Y



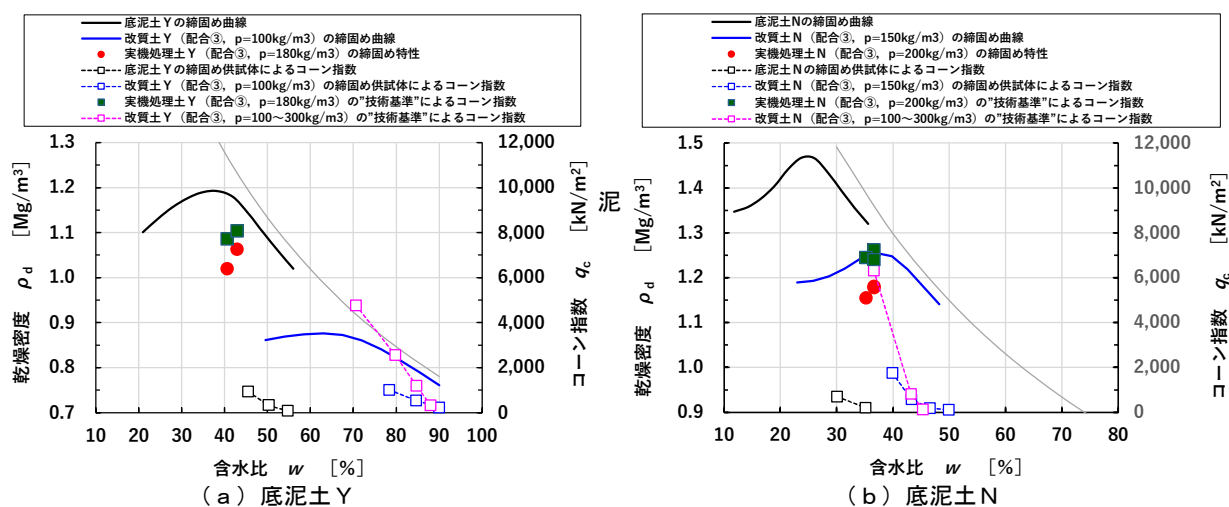
(b) 底泥土 N

写真－2 実証試験状況



写真－３ 底泥土と実機改質土

含水比が配合試験時より低下（底泥土 Y : $w_0=111.1\% \Rightarrow w'=71.4\%$, 底泥土 N : $w_0=56.7\% \Rightarrow w'=49.7\%$ ）したことと、改質材添加量が配合試験時より多い（底泥土 Y : $p_0=100\text{kg/m}^3 \Rightarrow p'=180\text{kg/m}^3$, 底泥土 N : $p_0=150\text{kg/m}^3 \Rightarrow p'=200\text{kg/m}^3$ ）ことによるものと考えられる。

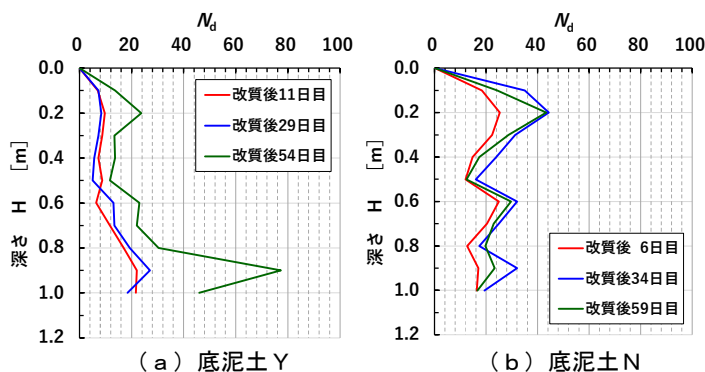


図－１０ 実機処理土（改質土）のコーン指数

10. 機能監視

機能監視は、実証試験で製造した改質土（実機処理土）を使用し、道路路体（幅 1.0m, 長さ 3.0m, 厚さ 1.0m）を模して造成した観察ヤードにおいて、簡易動的コーン貫入試験方法（JGS 1433）に基づき、地盤の貫入抵抗の経時変化をモニタリングして、改質土の短・中期的安定性を評価した。1 回の測定は 3 か所実施し、その平均値を N_d 値とした。

図－１１は、動的コーン貫入抵抗の深さ方向の経時分布の変化を示す。測点、深度、時期によってばらつきが見受けられるが、2 か月弱の観察期間中における貫入抵抗の大きな低下はなく、改質土は製造時の品質を維持しているものと推察される。



図－１１ 模擬道路路体の動的コーン貫入抵抗

11. まとめ

廃石膏ボード由来の再生半水石膏を用いて、底泥土を再資源化した改質土の特性について検討した。その結果、石膏単味では所定の品質が得られないが、安定材及び助材を併用することで地盤材料として利用可能な品質に改質できることを確認した。また、実証試験の結果、E³ 処理機を用いて所定品質の改質土が得られることを確認した。さらに、2 か月弱の観察期間ではあるが、改質土の品質は維持されていることも確認できた。しかし一方で、中性域の改質土を目指していたが、高炉セメント B 種を安定材として使用したことに加え、底泥土及び再生石膏がアルカリ性を示したこともあり、改質土はアルカリ性を呈した。なお、改質土の硫酸イオン濃度がコンクリートの化学的劣化環境の基準値を超過したことに関しては、 $W/C=50\%$ で練り上げたモルタル供試体を、硫酸イオン濃度 15mg/g ($=1.5\%$) の試験液中に 90 週浸漬しても硫酸塩劣化が認められないことを確認している^{27), 28)}。

謝辞

本研究は、農林水産省の補助（官民連携新技術研究開発事業，2 農振第 2166 号，3 農振第 2049 号）を受けて実施したものである。

【参考文献】

- 1) 農林水産省：ため池の歴史，入手先〈https://www.maff.go.jp/j/nousin/bousai/bousai_saigai/b_tameike/attach/pdf/index-116.pdf〉（参照 2024 年 8 月 8 日）
- 2) 国立研究開発法人国立環境研究所 資源循環・廃棄物研究センター：再生石膏粉の有効利用ガイドライン（第一版），令和元年 5 月
- 3) 環境省，廃石膏ボードのリサイクルの推進に関する検討委員会：廃石膏ボードのリサイクルの推進に関する報告書，平成 14 年 12 月
- 4) 前掲 3)
- 5) 一般社団法人石膏ボード工業会：石膏ボードハンドブック，第 5 章 環境編，平成 28 年 4 月
- 6) 前掲 5)
- 7) 独立行政法人国立環境研究所，井上雄三編：安定型最終処分場における高濃度硫化水素発生機構の解明ならびにその環境汚染防止対策に関する研究，国立環境研究所研究報告，第 188 号，平成 17 年 3 月
- 8) 環境省：廃石膏ボードから付着している紙を除去したものの取扱いについて（通知），環廃産発第 060601001 号，平成 18 年 6 月 1 日
- 9) 前掲 3)
- 10) 公益社団法人全国産業廃棄物連合会：建設リサイクル法等に関する制度の見直しについての要望書，平成 29 年 9 月 25 日，入手先〈https://www.zensanpairen.or.jp/wp/wp-content/themes/sanpai/assets/pdf/activities/demand_20170925_01.pdf〉（参照 2024 年 8 月 8 日）
- 11) 九都県市首脳会議：建設リサイクル法等に関する制度の見直しについての要望書，平成 30 年 12 月 6 日，入手先〈<https://www.re-square.jp/report/201805.pdf>〉（参照 2024 年 8 月 8 日）
- 12) 前掲 2)
- 13) 国土交通省：建設副産物実態調査，入手先〈https://www.mlit.go.jp/sogoseisaku/region/recycle/d02status/index_0201status.htm〉（参照 2024 年 8 月 13 日）
- 14) 国土交通省：ダムの堆砂状況，入手先〈https://www.mlit.go.jp/river/toukei_chousa/dam/taisa/index.html〉（参照 2024 年 8 月 8 日）
- 15) 国土交通省：建設汚泥処理土利用技術基準，平成 18 年 6 月 12 日
- 16) 国土交通省：発生土利用基準について，平成 18 年 8 月 10 日
- 17) 瀬戸山克己，高橋聡：セッコウの結晶系制御と結晶形態制御，Inorganic Materials, Vol.2, No.259, pp.498-505, 1995
- 18) 伊藤恵輔，佐藤研一，押方利郎：再生半水石膏により改良された土質材料の基本特性の検討，第 45 回地盤工学研究発表会論文集，247, pp.493-494, 2010 年 8 月
- 19) 亀井健史，蓬萊秀人：高炉セメント B 種による半水石膏のフッ素不溶化技術の開発，地盤工学ジャーナル，Vol.4, No.1, pp91-98, 2009
- 20) 亀井健史，小川靖弘，志比利秀：半水石膏と石炭灰を添加したセメント安定処理土の強度変形特性とその内部構造－ハイブリッド型地盤材料の創出－，地盤工学ジャーナル，Vol.5, No.1, pp.35-43, 2009
- 21) 重松宏明，西澤誠，藪下諒二，吉村康平，田中均，辻要：廃石膏ボード由来の半水石膏を混合した石灰安定処理土の強度発現特性，土木学会論文集 C（地圏工学），Vol.69, No.2, 272-284, 2013
- 22) 前掲 15)
- 23) 公益社団法人土木学会：2017 年制定 コンクリート標準示方書〔設計編：標準〕，p.168, 2017.
- 24) 一般社団法人セメント協会：セメント協会標準試験方法，JCAS L-01：2006，セメント系固化材による改良体の強さ試験方法，2000 年 3 月
- 25) 一般社団法人泥土リサイクル協会：イーキューブシステムとは，入手先〈<http://www.deido-recycling.jp/E3system/E3system01.htm>〉（参照 2024 年 8 月 9 日）
- 26) 社団法人日本道路協会：舗装施工便覧（平成 18 年版），平成 18 年 2 月
- 27) 鵜田稔，平田貴博，小島淳一，野口真一，西川美穂：再生半水石膏で改質したため池底泥土によるコンクリートの硫酸塩劣化，第 59 回地盤工学研究発表会論文集，23-6-3-01, 2024
- 28) 鵜田稔，平田貴博，小島淳一，野口真一，西川美穂：再生半水石膏を用いて改質した貯水池底泥土によるコンクリートの硫酸塩劣化，令和 6 年度土木学会全国大会第 79 回年次学術講演会概要集，III-435, 2024

製鋼スラグ混合粘性土の配合試験による一軸圧縮強さの評価に関する検討

製鋼スラグ混合粘性土 一軸圧縮強さ 室内配合試験

東洋建設(株) 国際会員 ○高田 明旺
東洋建設(株) 国際会員 鶴ヶ崎 和博

1. はじめに

港湾工事で航路や泊地等の浚渫に伴って発生する浚渫粘性土（以下、浚渫土）を有効利用するために、浚渫土と製鉄所で産出され調整された転炉系製鋼スラグ（以下、改質材）の混合処理土（以下、改質土）の研究が実施されてきた。この改質土はカルシア改質土と呼ばれ、技術マニュアルが発行されている¹⁾。改質土は浅場造成材や埋立て材などで利用されている。

改質土は固化する性質があり、その主なメカニズムは浚渫土中のシリカと改質材中のカルシウムが間隙水中に溶出し、カルシウムシリケート系水和物(C-S-H)を生成することによるとされている²⁾。ただし、改質土の固化特性には材料の化学成分だけでなく、母材の浚渫土の含水比や塑性、改質材の粒度といった物理特性にも依存する。このため、技術マニュアルには、事前に適用予定の浚渫土と改質材を用いて、浚渫土の含水比、改質材の混合率をそれぞれ3水準程度設定した室内配合実験を実施し、養生28日の一軸圧縮強さから必要となる強度を満たす改質材の混合率を設定することとしている¹⁾。ここで、改質材の混合率は体積比であるため、同じ体積混合率でも浚渫土の含水比によって改質材の質量と浚渫土の土粒子質量の比率が異なる。

配合試験結果の整理について、平井らは改質土の初期含水比を一定として改質材と浚渫土の乾燥質量比で一軸圧縮強さを整理することが有効であると示した³⁾。また、片桐らは含水比 $1.75 \sim 2.3w_L$ の浚渫土に改質材を体積混合率で25%まで混合した改質土の配合実験結果を整理し、養生28日の改質土の一軸圧縮強さと改質材と浚渫土の乾燥質量比には高い相関関係があることを示した^{4), 5)}。さらに、ある値の改質材と浚渫土の乾燥質量比で一軸圧縮強さを除して正規化した一軸圧縮強さと改質材と浚渫土の乾燥質量比の関係は、非常に高い相関関係を有することを示した⁵⁾。

そこで、本研究では、改質土の配合試験結果による一軸圧縮強さを改質材と浚渫土の質量に着目して整理する方法の適用性を検討するために、浚渫土の含水比が $1.0 \sim 1.8w_L$ 、改質材の体積混合率が20～35%の範囲で実施した複数の改質土の配合試験結果を整理した。

2. 実験概要

表-1に配合試験に用いた浚渫土と改質材の物理特性を示す。浚渫土はA～Fの6種類を使用した。浚渫土A～Eは同一の港湾で採取時期の異なるものである。浚渫土A～Eは浚渫土Fと比較して液性限界と塑性指数が低い。特に浚渫土Aは砂分含有率が多く液性限界が低い。改質材はa～eの5種類を使用した。これらの浚渫土と改質材の粒径加積曲線を図-1に示す。

表-1 配合試験に用いた試料の特性

浚渫土	土粒子密度 ρ_s g/cm ³	液性限界 w_L %	塑性限界 w_P %	塑性指数 I_P	砂分含有率 %	粘土分含有率 %
A	2.593	55.8	34.5	21.4	19.2	27.0
B	2.585	63.0	40.9	22.1	5.7	34.5
C	2.610	65.5	33.7	31.7	4.8	37.4
D	2.621	71.8	41.2	30.6	7.8	33.6
E	2.615	78.4	40.7	37.7	5.6	26.7
F	2.679	99.4	25.3	74.2	2.8	56.4
改質材	表乾密度 g/cm ³	吸水率 %	最大粒径 D_{max} mm	50%粒径 D_{50} mm	細粒分含有率 F_c %	
a	3.11	3.67	26.5	2.2	4.0	
b	2.92	2.92	26.5	4.2	3.9	
c	3.18	4.25	26.5	2.3	3.7	
d	2.65	6.41	26.5	1.9	3.0	
e	3.45	3.78	19.0	1.7	2.2	

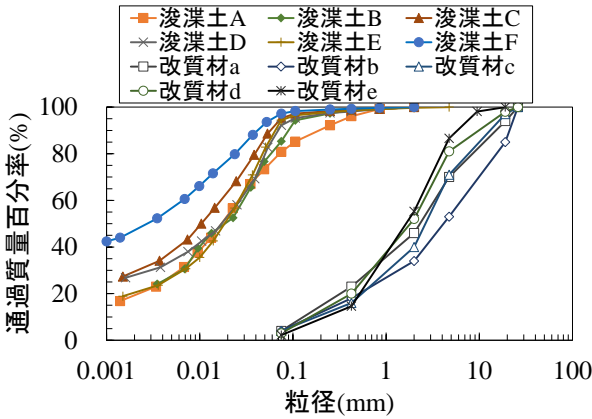


図-1 配合試験に用いた試料の粒径加積曲線

表-2 供試体作製条件

series	浚渫土	改質材	浚渫土含水比と液性限界の比 w/w_L	浚渫土含水比 w %	体積混合率 a %
1	A	a	1.0, 1.2, 1.5, 1.8	55.8, 67.0, 83.7, 100.4	20, 30
2	B	a		63.0, 75.6, 94.5, 113.4	
3	C	b		78.6, 98.3, 117.9	
4	D	c	1.2, 1.5, 1.8	86.2, 107.7, 129.2	20, 25, 30
5	E	d		94.8, 117.6, 141.1	
6	F	e		119.3, 149.1, 178.9	
					25, 30, 35

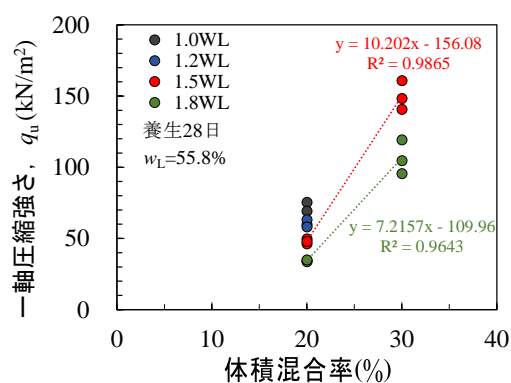
配合試験の供試体作製条件を表-2 に示す。配合試験は 6 つのシリーズで実施した。母材の浚渫土の含水比は、液性限界に対する浚渫土の含水比の比 w/w_L を 1.0～1.8 の範囲で設定した。改質材の混合量は体積混合率で 20～35% の範囲で設定した。なお、シリーズ 1, 2 では浚渫土 A, B に対して同種の改質材 a を混合した。

供試体の作製は次のようにした。裏ごしをして夾雑物を除去した浚渫土を海水で所定の含水比に調整した。次に、含水比調整した浚渫土をボウルに所定量を計量し、そこに改質材を投入してホバートミキサーで混合した。混合直後の改質土を直径 100 mm、高さ 200 mm のプラスチックモールドに詰め込んで供試体を作製し、恒温室内(20℃)で養生した後、一軸圧縮試験(JIS A 1216)を実施した。養生期間は複数設定したが、本研究では養生 28 日のみを対象とする。

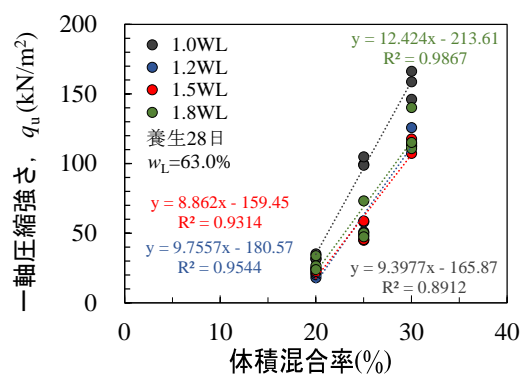
3. 実験結果と評価

3.1 一軸圧縮強さと体積混合率の関係

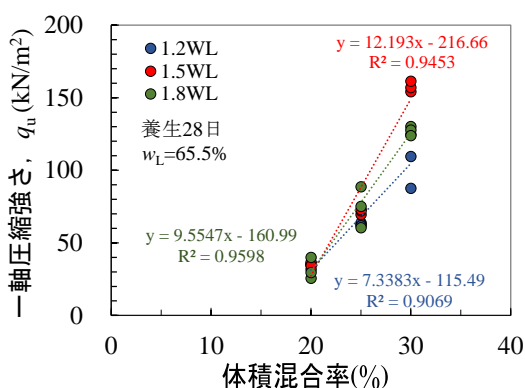
図-2 に各配合シリーズの改質土の一軸圧縮強さ q_u と改質材の体積混合率の関係を示す。図には、所定の初期含水比の浚渫土に改質材の体積混合率を変化させて混合した各ケースの相関式と R^2 値を示している。例えば、●1.2WL は浚渫土



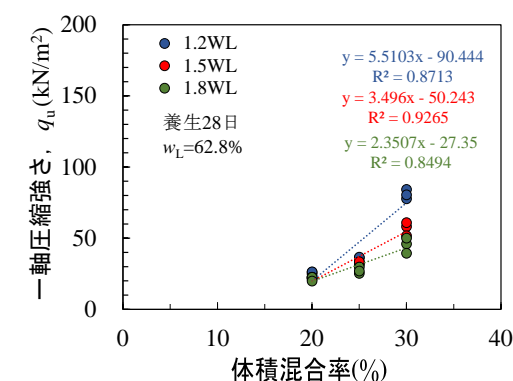
(a) series1



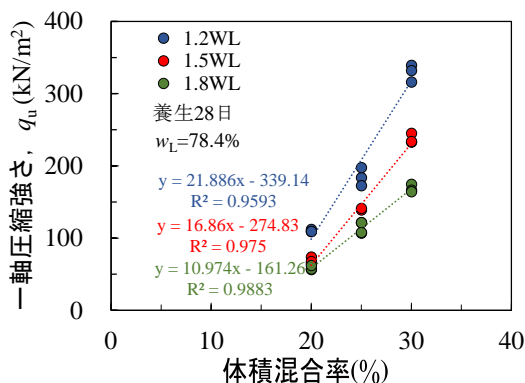
(b) series2



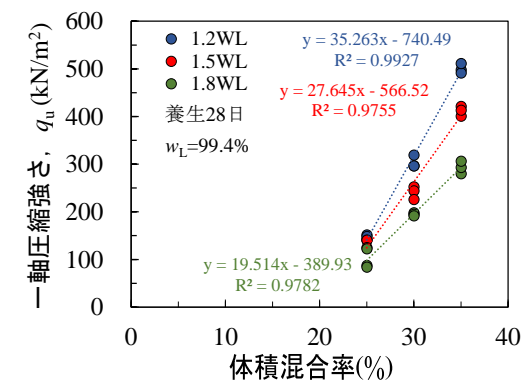
(c) series3



(d) series4



(e) series5



(f) series6

図-2 各配合シリーズの一軸圧縮強さと体積混合率の関係

の $w/w_L=1.2$ のケースを表す。この図から、いずれの配合シリーズにおいても改質材の体積混合率が同じ場合、浚渫土の初期含水比が低いほど改質土の一軸圧縮強さは高くなる傾向にあった。また、体積混合率が大きくなるほど改質土の一軸圧縮強さは高くなった。各ケースの一軸圧縮強さと体積混合率の関係の相関式の R^2 値は 0.85 以上を示したため、改質土の一軸圧縮強さと体積混合率の関係は非常に高い相関性を有すると考えられる。ただし、図-2 の(b)~(e)の 1.2WL, 1.5WL の場合では、体積混合率 25%での一軸圧縮強さが相関式の下方にプロットされており、体積混合率 25%から 30%にかけて一軸圧縮強さが著しく増加した。このため、同じ含水比の浚渫土に混合する改質材の体積混合率がある値を超えると一軸圧縮強さが急増するような場合もあると考えられる。この傾向は片桐らの検討⁴⁾のように比較的低い体積混合率を含む配合試験結果で顕著に見られている。これは、平井ら³⁾が指摘するように、一軸圧縮強さと体積混合率の関係には、改質材の添加量と改質土の含水比の両者の影響が混在しているためと考えられる。

3.2 一軸圧縮強さと改質材と浚渫土の乾燥質量比の関係

次に、実質的な改質材と浚渫土の量の比と考えられる改質材と浚渫土の乾燥質量比で一軸圧縮強さを整理する。図-3 に各配合シリーズの一軸圧縮強さと改質材と浚渫土の乾燥質量比 M_{slag}/M_{clay} の関係を示す。ここで、 M_{slag} は改質材の乾

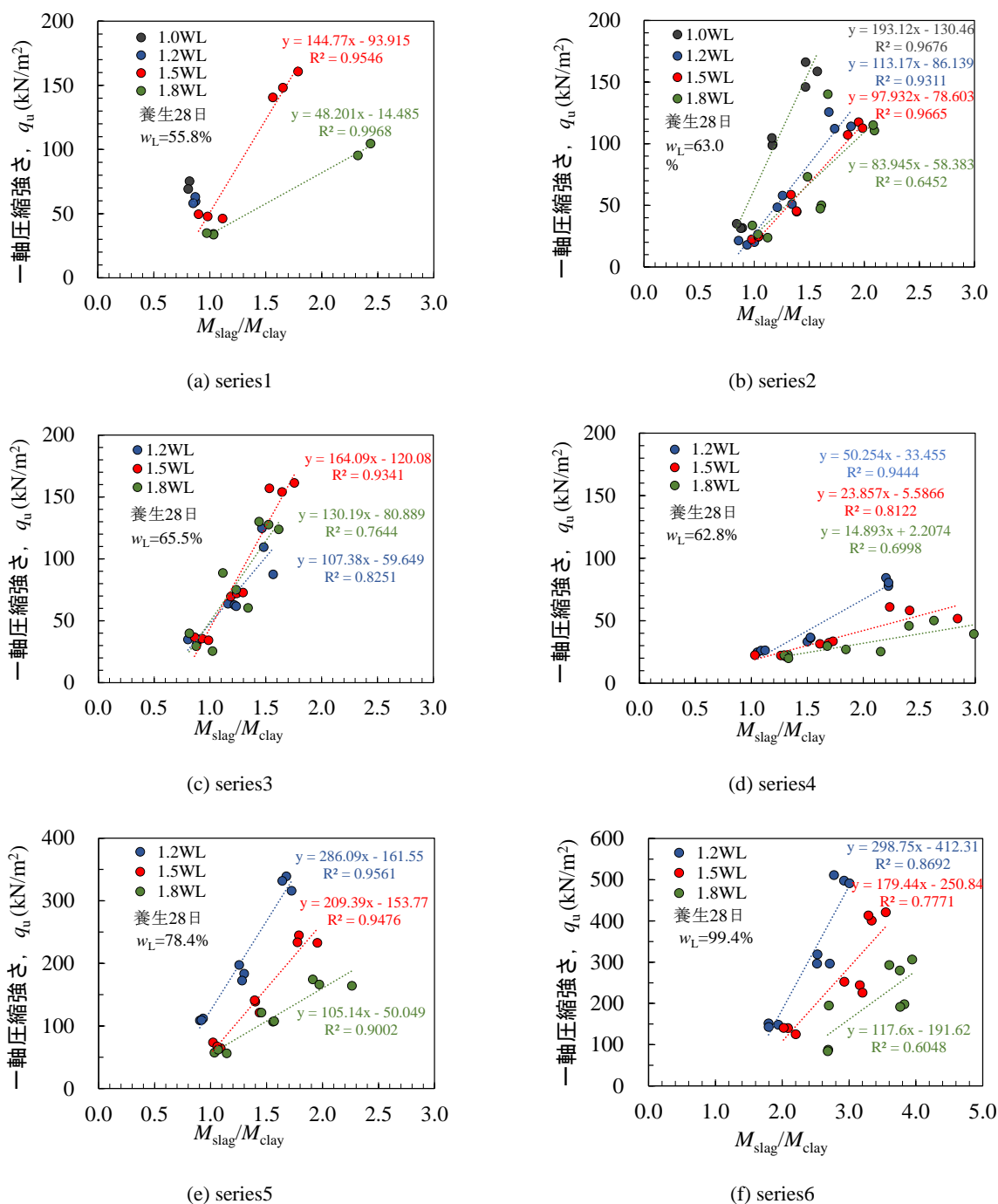


図-3 各配合シリーズの一軸圧縮強さと M_{slag}/M_{clay} の関係

乾燥質量、 M_{clay} は浚渫土の乾燥質量で、 M_{clay} は一軸圧縮試験の供試体の湿潤密度と含水比と、設定した改質材体積混合率、改質材と粘土の粒子密度を用いて算出した。図中には、図-2 と同様に所定の初期含水比の浚渫土に改質材の体積混合率を変えて混合したケースの相関式と R^2 値を示している。

この図から、各配合シリーズで同じ含水比のケースでは、 $M_{\text{slag}}/M_{\text{clay}}$ が大きいほど一軸圧縮強さは高くなることから分かる。また、各配合シリーズで浚渫土の含水比が高くなるほど、プロットが図の右下にシフトする傾向にあった。これは、同一の配合シリーズで改質材の体積混合率が同じ場合には M_{slag} は一定値であるが、浚渫土の含水比の高くなると、供試体体積から改質材体積を差し引いた浚渫土体積（土粒子+間隙水）中の間隙水の割合が高くなり、これに伴って M_{clay} が小さくなるためと考えられる。また、改質土の含水比も高くなることで一軸圧縮強さが低下するためと考えられる。特に series6 は series1～5 より $M_{\text{slag}}/M_{\text{clay}}$ が大きかった。これは、浚渫土の液性限界が series1～5 で用いたものより高く、改質材の表乾密度も比較的高いためと考えられる。なお、series6 は series1～5 よりも浚渫土の初期含水比が高いにも関わらず同じ体積混合率の一軸圧縮強さが高かった。このため、改質土の強度は材料の物理的特性だけでなく、化学成分の影響を受けることが推察される。

各ケースの R^2 値を見てみると、1.8WL のケースにばらつきがあるケースがあり、 R^2 が 0.6～0.7 程度となったケースが見られるが、これらを除くと R^2 は 0.75 以上を示し、一軸圧縮強さと $M_{\text{slag}}/M_{\text{clay}}$ の関係は相関性を有すると考えられる。ここで、図-3 のプロットのばらつきの要因について series5 6 を代表例に考察する。

図-4 に series5 の供試体の湿潤密度と $M_{\text{slag}}/M_{\text{clay}}$ の関係、図-5 に series5 の供試体の湿潤密度と $M_{\text{slag}}/M_{\text{clay}}$ の関係を示す。図-4, 5 より、 $M_{\text{slag}}/M_{\text{clay}}$ が大きくなると、改質土の湿潤密度が高くなり、含水比が低下することが分かる。これは、気乾状態で混合する改質材の混合比率が高くなるためである。また、series5 は湿潤密度と含水比ともにばらつきが小さく、湿潤密度や含水比と $M_{\text{slag}}/M_{\text{clay}}$ の関係は線形の相関関係を有すると考えられる。

一方で、図-6 に示す series6 の供試体の湿潤密度と $M_{\text{slag}}/M_{\text{clay}}$ の関係と、図-7 に示す series6 の供試体の湿潤密度と $M_{\text{slag}}/M_{\text{clay}}$ の関係より、series6 では 1.8WL のケースで湿潤密度と含水比のばらつきが大きいことが確認できる。本検討で用いた改質材は最大粒径が 19.0～26.5 mm と広い粒径幅であるため、混合した改質土をモールドに詰込む際に改質材の粒度組成が供試体によってばらついた可能性がある。本検討では供試体作製時の密度管理を行っていないため、このことが湿潤密度や含水比のばらつきが生じる要因となったと考えられる。

これらのことから、図-3 に示した一軸圧縮強さの $M_{\text{slag}}/M_{\text{clay}}$ の関係で相関性が比較的低くなったケースは、 $M_{\text{slag}}/M_{\text{clay}}$ は一軸圧縮試験の供試体の湿潤密度や含水比の計測値から算出しているため、これらのばらつきが影響したことが考え

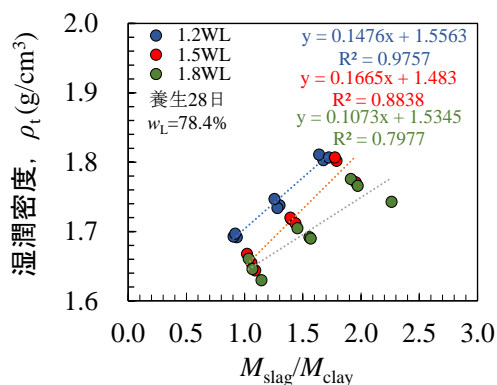


図-4 供試体の湿潤密度と $M_{\text{slag}}/M_{\text{clay}}$ の関係(series5)

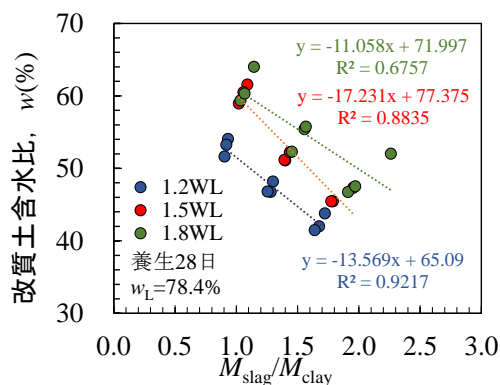


図-5 供試体の含水比と $M_{\text{slag}}/M_{\text{clay}}$ の関係(series5)

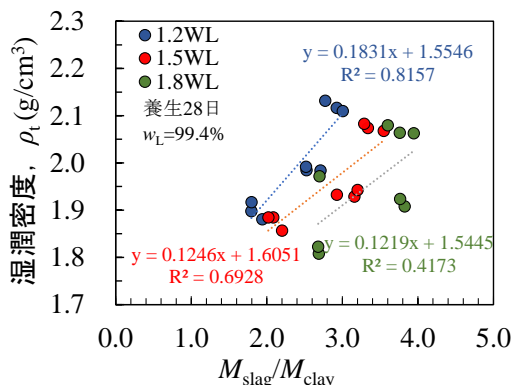


図-6 供試体の湿潤密度と $M_{\text{slag}}/M_{\text{clay}}$ の関係(series6)

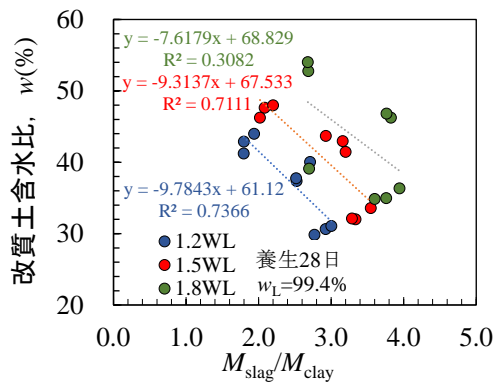


図-7 供試体の含水比と $M_{\text{slag}}/M_{\text{clay}}$ の関係(series6)

られる。これは改質材をあらかじめいくつかの粒度範囲でふるい分けすることや、供試体作製時に密度管理を行うことでばらつきを抑制できると考えられる。ただし、図-3 の一軸圧縮強さと M_{slag}/M_{clay} の関係の R^2 はいずれのケースでも 0.6 以上であるため、実務における配合試験では、改質材の事前のふるい分けや供試体作製時の密度管理を行わなくてもある程度の相関性は得られると考えられる。このため、実質的な浚渫土の改質材の量の比と考えられる M_{slag}/M_{clay} で一軸圧縮強さを整理することは合理的であると考えられる。

4. 配合試験結果の一軸圧縮強さの統一的整理の検討

図-8 に各配合シリーズの全データの一軸圧縮強さと湿潤密度の関係を示す。図中の点線は各シリーズでの累乗近似を示している。この図より、各配合シリーズにおいて湿潤密度が大きくなると一軸圧縮強さが高くなり、その関係性は直線関係でないことが確認できる。また、同じ一軸圧縮強さに対する湿潤密度の値はシリーズによって異なることが分かる。特に、series5 では湿潤密度が最も低くなっているが、本検討の範囲では一軸圧縮強さが比較的高く発現している。これは、改質材によって表乾密度が異なり、同じ改質材の体積混合率でも改質土の湿潤密度が異なるといった物理特性だけでなく、改質材や浚渫土の化学成分によって固化特性が異なることが影響しているものと考えられる。

図-9 に各配合シリーズの一軸圧縮強さと含水比の関係を示す。この図から、改質土の含水比が高いほど一軸圧縮強さは低くなる傾向にあることが分かる。しかし、series1~4 と series5, 6 とで同じ供試体含水比に対する一軸圧縮強さは大きく異なった。こうしたことから、改質土の湿潤密度と含水比では改質土の一軸圧縮強さを統一的に評価することは難しいことが考えられる。

図-10 に各配合シリーズの一軸圧縮強さと M_{slag}/M_{clay} の関係を示す。図中の点線は各配合シリーズの線形近似を示す。この図から、 M_{slag}/M_{clay} が大きくなると一軸圧縮強さは高くなる傾向にあると思われるが、 M_{slag}/M_{clay} が 2.5 以上の場合に一軸圧縮強さのばらつきが大きい。このため、一軸圧縮強さと M_{slag}/M_{clay} の関係は、図-3 のように浚渫土の初期含水比の違いを区別することの必要があると考えられ、 M_{slag}/M_{clay} で改質土の一軸圧縮強さを統一的に評価することは難しいと考えられる。

図-11 に図-3 に示した一軸圧縮強さと M_{slag}/M_{clay} の関係における一軸圧縮強さを、各ケースの $M_{slag}/M_{clay}=2$ のときの一軸圧縮強さ q_u at $M_{slag}/M_{clay}=2$ で正規化した一軸圧縮強さ、 q_u'/q_u at $M_{slag}/M_{clay}=2$ と M_{slag}/M_{clay} の関係を示す。表-3 には図-11 に示した関係の線形近似の傾き、切片、 R^2 を示している。この図より、series1~5 で浚渫土の初期含水比や改質材の体積混合率によらず比較的狭い範囲に収束していることが確認できる。

series6 は series1~5 よりも傾きが大きい直線に収束したが、 M_{slag}/M_{clay} が 2.5 以上では直線から乖離している点も見られる。ただし、表-3 より、各シリーズの R^2 は 0.74 以上であることから、各シリーズにおいて q_u'/q_u at $M_{slag}/M_{clay}=2$ と M_{slag}/M_{clay} の関係は相関性を有し、直線近似できるこ

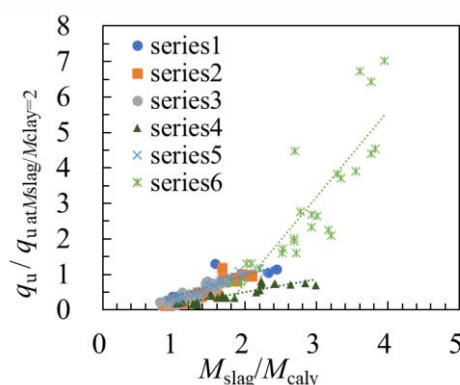


図-11 q_u'/q_u at $M_{slag}/M_{clay}=2$ と M_{slag}/M_{clay} の関係

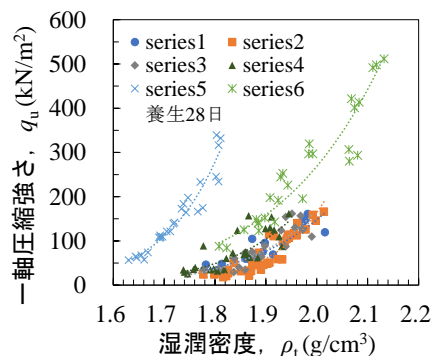


図-8 一軸圧縮強さと湿潤密度の関係

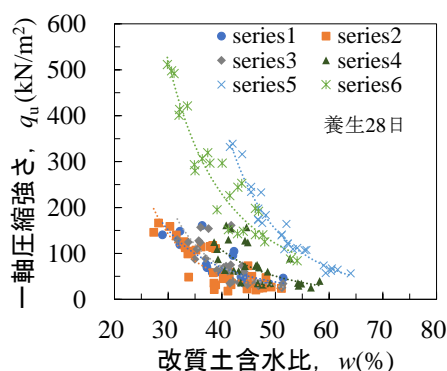


図-9 一軸圧縮強さと含水比の関係

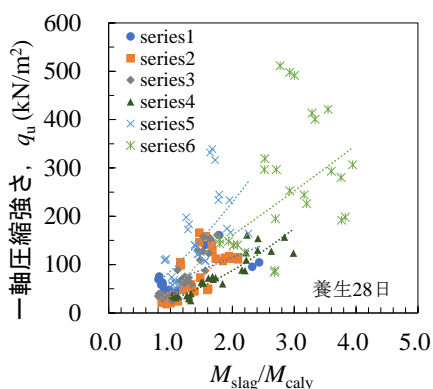


図-10 一軸圧縮強さと M_{slag}/M_{clay} の関係

表-3 q_u'/q_u at $M_{slag}/M_{clay}=2$ と M_{slag}/M_{clay} の関係の線形近似の傾き、切片、 R^2

直線近似	傾き	切片	R^2
series1	0.61	-0.24	0.74
series2	0.76	-0.55	0.85
series3	0.73	-0.46	0.83
series4	0.59	-0.19	0.81
series5	0.71	-0.42	0.92
series6	2.42	-4.06	0.74

とが考えられる。また、一軸圧縮強さと M_{slag}/M_{clay} の関係にばらつきが見られる場合は、正規化した一軸圧縮強さと M_{slag}/M_{clay} の関係の相関性にも影響する。

また、本検討の範囲では M_{slag}/M_{clay} が 2.5 以上の場合に、正規化した一軸圧縮強さと M_{slag}/M_{clay} のばらつきが比較的大きかった。これらは浚渫土の含水比が最も高い series6 であるが、含水比や M_{slag}/M_{clay} が要因であるかはデータ数も限られており現時点で明確ではない。

さらに、線形近似の傾きに注目すると、series1～5 と series6 で $M_{slag}/M_{clay}=2\sim3$ を境界に異なる傾きを持つ直線関係であるように見える。ここで、本研究で用いた浚渫土の液性限界に着目すると、series1～5 のものは 80%未満であり、series6 のものは 100%程度であった。このような直線近似の傾きの違いには、浚渫土の液性限界、もしくは M_{slag}/M_{clay} が影響したことが可能性として考えられる。

図-12 には $M_{slag}/M_{clay}=3$ のときの一軸圧縮強さ q_u at $M_{slag}/M_{clay}=3$ で正規化した場合の一軸圧縮強さ q_u/q_u at $M_{slag}/M_{clay}=3$ と M_{slag}/M_{clay} の関係を示す。表-4 には図-12 に示した関係の線形近似の傾き、切片、 R^2 を示している。この図、表から、series1～5 は比較的狭い範囲に収束し、series6 の傾きも series1～5 より大きいものの比較的近い値となったことが分かる。ここで、series1～5 において正規化の基準とした M_{slag}/M_{clay} は算出した範囲よりも大きく、 q_u と M_{slag}/M_{clay} の直線近似から外挿した q_u で正規化したことになる。本検討の範囲では、このような場合でも q_u/q_u at $M_{slag}/M_{clay}=3$ と M_{slag}/M_{clay} の関係は相関性を有するものと考えられ、その相関性の強さは図-11 に示す算出した M_{slag}/M_{clay} の範囲の中央付近の M_{slag}/M_{clay} の一軸圧縮強さで正規化した場合と大きく変わらないものとなった。

図-13 に図-12 の全データをまとめてプロットした場合の $M_{slag}/M_{clay}=3$ のときの一軸圧縮強さ q_u at $M_{slag}/M_{clay}=3$ で正規化した一軸圧縮強さ q_u/q_u at $M_{slag}/M_{clay}=3$ と M_{slag}/M_{clay} の関係を示す。図中には相関式と R^2 を示している。この図から、 q_u at $M_{slag}/M_{clay}=3$ で正規化した場合は、全シリーズの結果が比較的狭い範囲に収束し、 R^2 は 0.86 となり高い相関性を有していると考えられる。このことから、本検討の範囲では、 $M_{slag}/M_{clay}=3$ のときの一軸圧縮強さ q_u at $M_{slag}/M_{clay}=3$ で正規化することで、正規化した一軸圧縮強さと M_{slag}/M_{clay} の関係を 1 本の直線に近似できると考えられる。さまざまな改質土にたいして、このような一義的な関係が得られるとすると、正規化する基準とした M_{slag}/M_{clay} での一軸圧縮強さを求めれば、これを相関式に代入することでさまざまな M_{slag}/M_{clay} での改質土の一軸圧縮強さを求められることを意味する。ただし、図-11 に示したように、 $M_{slag}/M_{clay}=2$ のときの一軸圧縮強さで正規化した場合は、series1～5 と series6 の線形関係は $M_{slag}/M_{clay}=2\sim3$ の間を境界に異なる傾きとなった。このことから、一軸圧縮強さを正規化する基準となる M_{slag}/M_{clay} が異なると、正規化した一軸圧縮強さと M_{slag}/M_{clay} の関係は大きく異なることが考えられる。以上のことから、一軸圧縮強さを正規化するための基準となる M_{slag}/M_{clay} の値の妥当性の検討が今後の課題と考えられる。また、浚渫土の液性限界や M_{slag}/M_{clay} が正規化した一軸圧縮強さと M_{slag}/M_{clay} の関係に影響する可能性も考えられるため、これらについてデータを蓄積して評価を行っていく必要がある。

5. まとめ

本研究では、浚渫土の含水比を 1.0～1.8 w_L 、転炉系製鋼スラグを原料とする改質材の体積混合率を 20～35%の範囲で設定した複数の改質土の配合実験を実施し、養生 28 日での改質土の一軸圧縮強さを改質材と粘土の質量に着目して整理する方法の適用性について検討した。得られた知見を以下に示す。

- 1) 本検討での浚渫土の含水比や改質材の体積混合率の範囲では、浚渫土の含水比が同じ場合、一軸圧縮強さと体積混合率および一軸圧縮強さと改質材と浚渫土の乾燥質量比 M_{slag}/M_{clay} の関係はどちらも線形関係が得られた。

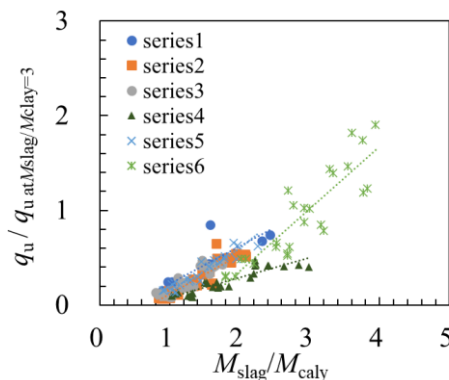


図-12 q_u/q_u at $M_{slag}/M_{clay}=3$ と M_{slag}/M_{clay} の関係

表-4 q_u/q_u at $M_{slag}/M_{clay}=3$ と M_{slag}/M_{clay} の関係の線形近似の傾き、切片、 R^2

直線近似	傾き	切片	R^2
series1	0.40	-0.17	0.72
series2	0.41	-0.30	0.85
series3	0.42	-0.26	0.81
series4	0.39	-0.15	0.79
series5	0.42	-0.25	0.90
series6	0.66	-0.96	0.79

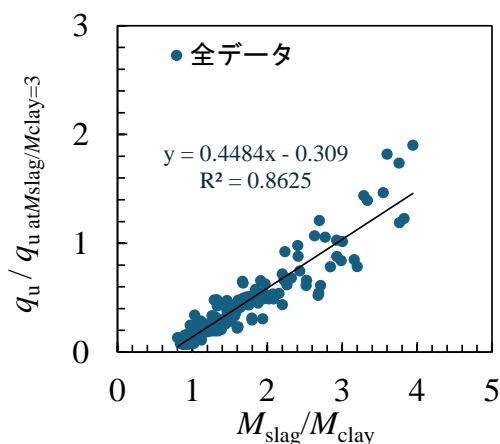


図-13 q_u/q_u at $M_{slag}/M_{clay}=3$ と M_{slag}/M_{clay} の関係（全データ）

- 2) 一軸圧縮強さと $M_{\text{slag}}/M_{\text{clay}}$ の関係の相関性を表す決定係数は、供試体作製時の密度管理を行なっていなくても $R^2=0.6$ 以上が得られた。なお、この関係のばらつきの要因として、供試体の湿潤密度や含水比のばらつきが影響することが考えられる。
- 3) 一軸圧縮強さと含水比、一軸圧縮強さと湿潤密度の関係は曲線的な関係であり、これらの関係は改質土の作製に用いた浚渫土や改質材の組み合わせによって異なることが確認された。
- 4) ある $M_{\text{slag}}/M_{\text{clay}}$ での一軸圧縮強さを正規化した一軸圧縮強さと $M_{\text{slag}}/M_{\text{clay}}$ の関係は、同一配合シリーズで浚渫土の含水比や改質材の体積混合率によらず比較的狭い範囲に収束し、相関関係を有することが分かった。
- 5) 本検討の範囲では、各配合シリーズの設定した浚渫土の含水比ごとのケースの一軸圧縮強さと $M_{\text{slag}}/M_{\text{clay}}$ の関係から、 $M_{\text{slag}}/M_{\text{clay}}=3$ での一軸圧縮強さによって各ケースの一軸圧縮強さを正規化すると、正規化した一軸圧縮強さと $M_{\text{slag}}/M_{\text{clay}}$ の関係は 1 本の直線に収束し、高い相関性を有することが分かった。一方で、 $M_{\text{slag}}/M_{\text{clay}}=2$ のときの一軸圧縮強さを正規化した場合は、相関式の傾きは $M_{\text{slag}}/M_{\text{clay}}=2\sim3$ を境界に異なった。このため、正規化する基準とする $M_{\text{slag}}/M_{\text{clay}}$ により正規化した一軸圧縮強さと $M_{\text{slag}}/M_{\text{clay}}$ の関係が異なることが分かった。

参考文献

- 1) 一般財団法人 沿岸技術研究センター：港湾・空港・海岸等におけるカルシア改質土利用技術マニュアル，沿岸技術ライブラリー，2017.
- 2) Kanako Toda, Haruna Sato, Nilan Weerakoon, Tsubasa Otake, Satoshi Nishimura, Tsutomu Sato: et al. : Key factors affecting strength development of steel slag-dredged soil mixture, Minerals, 8(5), 174, 2018.
- 3) 平井壮，水谷崇亮，菊池喜昭，川端雄一郎：製鋼スラグ混合土の配合・混合条件がその力学特性に与える影響について，港湾空港技術研究所報告，Vol.51，No.3，pp.77-106，2012.
- 4) 片桐雅明，春日井康夫，北原政宏，西野智之，石田道昭，橋爪秀夫，菊池喜昭：スラグ混合粘土の一軸圧縮強さに及ぼす供試体寸法・スラグ粒度の影響に関する一評価，土木学会論文集 B3（海洋開発），Vol.79，No.18，2023. (DOI: <https://doi.org/10.2208/jscej.23-18112>)
- 5) 片桐雅明，山崎誓也，春日井康夫，藤村立行，北原政宏，西野智之，石田道昭，橋爪秀夫，菊池信夫，菊池喜昭：スラグ混合粘土の一軸圧縮強さの評価に対するいくつかの検討，第 15 回環境地盤工学シンポジウム発表論文集，pp. 202-205，2023.

固化したスラグ混合粘土の圧密・透水ならびに非排水三軸圧縮特性

スラグ混合粘土 圧密特性 三軸圧縮特性

日建設計 ○片桐雅明 大下倭駆 加藤亮輔
沿岸技術研究センター 春日井康夫 藤村立行 菊池喜昭
国土交通省九州地方整備局 北原政宏 清山貴俊 梶木薫

1. はじめに

港湾整備事業で発生する浚渫粘土の有効活用を図るために、製鉄所で産出され処理された製鋼スラグ（以下、改質材）を添加・混合したスラグ混合処理土（以下、改質土）の研究が活発に行われ、それらの成果を組み込んだ技術マニュアル¹⁾が発行されている。また、田中ら²⁾は改質土を埋立柱や浅場マウンド造成材として活用している事例を報告している。改質土の特徴は自硬性を有することで、それぞれの改質土の固化の程度は、母材の粘性土の含水比や塑性などの物理特性や改質材の粒度や保有している化学成分の分量などに依存する。そのため、これら改質土を構造物の部材として活用するためには、その部材で必要とされる品質を有していることが保証される必要がある。現状、配合実験は 28 日養生した改質土の一軸圧縮強さをベースに改質材の添加率を設定しており、改質土の品質は一軸圧縮試験から得られる強度特性を中心とした情報のみという状況にある。そのため、改質土を構造物の部材とする際に考慮すべき、圧密や透水特性、拘束圧が作用した状況での強度特性など、設計で必要とされる各種の特性をあきらかにする必要がある。

本文では、このような背景からこれまで報告してきた固化している改質土の圧密・透水特性³⁾、ならびに三軸圧縮特性⁴⁾を総括的により詳細にとりまとめたので報告する。

2. 実験に用いた試料と配合実験

改質土の母材には、新門司沖土砂処分場周辺の海域から採取した採取場所と時期が異なる粘性土 I、II を用いた。ここで、両改質材は三軸圧縮試験の供試体寸法を直径 100 mm、高さ 50 mm としたことから、ふるい目 5×8 mm を通過したものとした。表-1 にそれらの物理特性をまとめる。粘性土 I の方が、砂分含有量が少なく高塑性であった。表-2 は、改質材とした 2 種類の製鋼スラグの物理特性で、それらはほぼ同じような値であった。

図-1 に、母材である両粘性土ならびに両改質材の粒度を示す。また、後述する配合実験の結果から目標とする一軸圧縮強さとなる配合率(R2; 14, 11%, R3; 20, 15%)としたときの改質土の合成粒度も併せて示している。

改質土は、R2-シリーズでは粘性土 I と改質材 a を、R3-シリーズでは、粘性土 II と改質材 b を組み合わせて作製した。作製する改質土の均一性を図るため、改質材 a は搬入直後に全試料を混合し、配合実験の各配合率となる分量を四分法の容量で分取したものを用いた。改質材 b は 6 段階の粒度階にふるい分けた後に、設定した粒度と配合率となるように各粒度階の質量を図り取り、粘性土に添加・混合した。

力学試験には、所定の一軸圧縮強さを有する改質土を用いることにした。その特性を有する改質土の配合を求めるために、次の配合実験を行った。母材の粘性土の含水比は 200%とし、複数の配合率（体積換算）の改質材を加えて一軸供試体を作製し、それを 28 日間水中で養生した後に一軸圧縮試験を JIS 規格に準じて行なった。

図-2 に、両シリーズで得られた改質材の配合率と一軸圧縮強さの関係を示す。R2-シリーズでは、配合率を 5～15%としたときに一軸圧縮強さ 5～120 kPa に、R3-シリーズでは、配合率を 10～20%としたときに一軸圧縮強さは 5～80 kPa となった。これらの結果から、R2-シリーズでは、目標の一

表-1 改質土の母材となる粘性土の物理特性

	土粒子密度 g/cm ³	液性限界 %	塑性限界 %	塑性指数	砂分含有率 %
粘性土 I	2.603	99.5	29.5	70	4.9
粘性土 II	2.636	86.8	33.8	53	10.1

表-2 改質材とした製鋼スラグの物理特性

	粒子密度 g/cm ³	表乾密度 g/cm ³	吸水率 %	50%粒径 mm	細粒分含有率 %
改質材 a	3.625	3.36	2.54	1.70	5.7
改質材 b	3.662	3.36	3.45	1.50	2.1

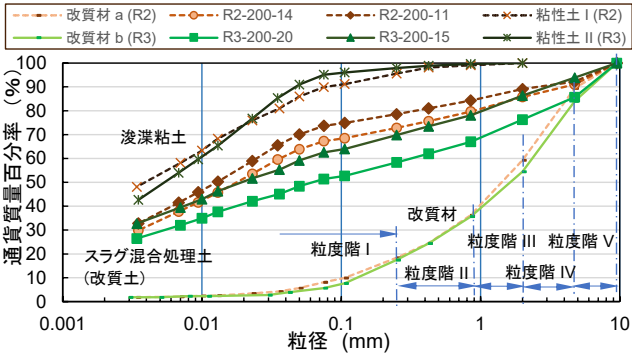


図-1 母材の粘性土、改質材、改質土の粒度

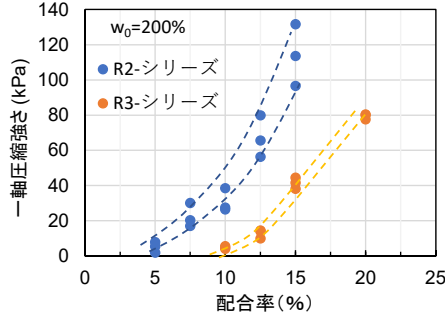


図-2 両改質土の配合実験の結果

軸圧縮強さを 50, 100 kPa に設定し、配合率を 11, 14%とした。R3-シリーズでは、目標強度を少し低下させた 40, 80 kPa に設定し、配合率を 15, 20%とした。表-3 に、母材である粘性土の含水比、設定した改質材の配合率(体積換算)と、改質材と粘土質量の比(Mslag/Mclay)、水スラグ比(Mwater/Mslag)も示した。

表-3 に示した配合の改質土の合成粒度を図-1 に示す。この合成粒度は、母材の粘性土と改質材の重量比とそれぞれの粒度から算定した計算上の粒度である。当然、改質材の割合が多くなると、細粒分の割合が低下するという結果となっている。

図-2 に示す 2 種類の配合実験結果として、同じ添加率の改質土の一軸圧縮強さが大きく異なっていることが確認できる。これは各シリーズで用いた改質材が異なる特性を有していたということになり、改質土の品質を管理、すなわち、同じ一軸圧縮強さとなる改質土を作製するためには、配合実験が不可欠であることを意味している。

R2-シリーズの一軸圧縮強さのばらつきが、R3-シリーズのそれよりも広いことも、図-2 から確認できる。このばらつきの要因は、一軸供試体を作製する際の添加する改質材の再現性と密度管理という品質管理にあったものと、次のように考察した。R2-シリーズでは、「安定処理土の締固めをしない供試体作製方法」(JGS 0821)に従って供試体を作製した。すなわち、改質材は四分法によって分取して添加した。その結果、一軸供試体の湿潤密度は平均値から±5%のばらつきが生じた。この密度の違いが一軸圧縮強さに影響を与えたものと考えた。R3-シリーズでは、四分法よりも改質材の粒度の再現性を高めるために細分化した粒度階の改質材を準備し、それぞれの粒度階の質量を測り取って、所定の改質材の粒度とした。加えて、供試体作製時の湿潤密度の幅を設計上の湿潤密度から±3%以内となるように詰め込んだ。このような厳密な品質管理が改質土の一軸圧縮強さのばらつき幅を狭くしたのと考えた。

3. 固化した改質土の圧密・透水特性

3.1 実験条件と実験方法

圧密・透水試験に供した改質土は、R2-シリーズの配合、すなわち、粘性土の含水比：200%，改質材の混合率：11, 14%とした（以下、200-11, 200-14）。また、比較のために、含水比を 200%に調整した粘性土 I を上載圧 p_0 ：50 kPa で予圧密した原土試料も準備した。

圧密試験と透水試験を行うための試験機の概要を図-3³⁾に示す。この装置を用いた圧密・透水試験⁵⁾は段階圧密載荷試験の終盤に変水位透水試験を行うもので、透水係数を直接測定するところに特徴がある。この試験に用いる改質土の供試体は、所定の改質材を添加・混合したスラリー状の改質土を圧密リングに詰めこみ、予盛りした上でラップによるシールを行い、恒温室(20±2 度)内で水中養生して準備した。

水中養生 26 日後に、圧密リング内の供試体の上下面を成形して、圧密装置に組み込み、段階圧密試験を開始した。ただし、各応力状態での圧密時間は 21 時間とし、その後変水位透水試験を行った。透水試験では、透水時間を 90 分として、図-3 に示す 2 重管ビューレット内で変化する水位と 2 重管ビューレット外側の一定の水位との差圧を差圧計で、供試体底面に作用する水圧は水圧計で計測した。この透水試験の間は、載荷ロッドを固定し、変位が生じない状態とした。なお、載荷荷重がある程度高い場合には、供試体内の動水勾配が大きくなるように 2 重管内に負荷圧を与えた。

図-4, 5 は、R2-200-14, R2-200-11 の配合率で作製した改質土供試体の湿潤密度と一軸圧縮強さの経時変化で、湿潤密度は圧密中にやや増加しているものがあつたがほとんど変化しなかったこと、一軸圧縮強さは圧密開始時の 26 日後から徐々に増加し、1 週間で 5~10 kPa 増加したことが確認できる。今回の圧密試験では載荷初期と最終段階で一軸圧縮強さが異なったが、その差が 10%程度と比較的小さいことから圧密・透水挙動を考察する際にはこの差を考慮しないことにした。なお、同図には三軸試験に供した R3-シリーズの改質土のそれら経時変化も示されているが、これらは後述する。

3.2 圧密試験結果

図-6 に、R2-シリーズの改質土ならびに原土試料 (p_0 ：50 kPa) の圧縮曲線を示す。改質土：200-14 試料ならびに改質

表-3 配合実験から設定した配合率と質量比

	粘土の含水比	改質材の配合率(V):%	Mslag/Mclay	Mwater/Mslag
R3-200-15	200	15	1.370	0.730
R3-200-20	200	20	1.940	0.515
R2-200-11	200	11	0.960	1.042
R2-200-14	200	14	1.264	0.791

注) Mslag:改質材の乾燥質量(g)

Mclay:浚渫土砂の乾燥質量(g)

Mwater:改質土内の間隙水質量(g)

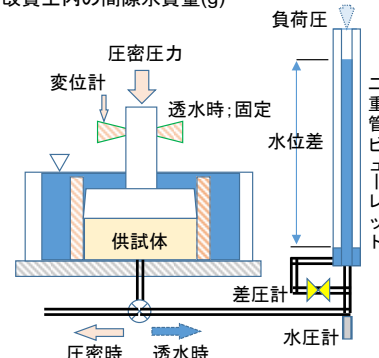


図-3 圧密時・透水時の排水系模式図³⁾

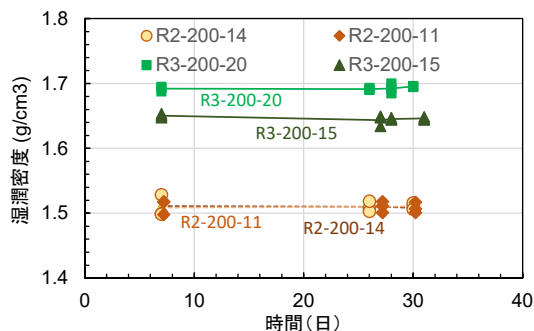


図-4 各改質土供試体の湿潤密度

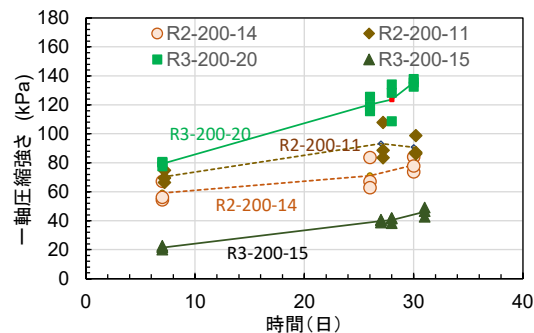


図-5 各改質土の一軸圧縮強さの経時変化

土：200-11 試料の圧縮指数 C_c と圧密降伏応力 p_c は、それぞれ、1.40 と 360 kPa、1.42 と 250 kPa であった。また、原土のそれらは、0.72 と 53 kPa を示した。両改質土の含水比（間隙比）は高いが、固化されているために圧密降伏応力が高い状態にあったためと判断できる。なお、間隙比算定のための改質土の土粒子密度は、粘性土と改質材の土粒子密度を配合率の質量比で按分した合成土粒子密度を用いた。

図-7 に、R2-シリーズの改質土ならびに原土試料（ p_o ：50 kPa）の圧密圧力と圧密係数 c_v の関係を示す。ここで、 c_v は各載荷段階の時間沈下関係をルート t 法で整理して求めた t_{90} から算定したものである。母材の粘性土では、過圧密状態における圧密係数は 700 cm^2/day 程度で、正規圧密状態になると 20 cm^2/day と低下する典型的な粘土の特性を示した。他方、改質土では圧密降伏応力までの過圧密状態での圧密係数は、1,000 cm^2/day 以上と高く、圧密降伏応力を超えると低下していた。

3.3 透水試験結果

図-8、9 に、R2-シリーズ（200-14、200-11）に対する圧密荷重 157 kPa の段階載荷時の変水位透水試験で計測した経過時間と透水量の関係を示す。なお、これらの変水位透水試験の初期水位差 Δh は、0.4 m を基本として、載荷している圧密圧力を考慮して、異なる初期水压差（ここでは、1.4 m）を与えた。

透水量と経過時間の関係は、ほぼ直線的となっていること、加えた圧力差に応じて透水速度が異なることが確認できた。また、母材の粘性土に対しても同様の結果が得られた。これら全透水試験の結果から求めた透水係数と間隙比の関係を、図-10 に示す。同一試料で求めた透水係数が一部 2 倍程度の差異も見られたが、ほぼ重なっていると評価できる。

3.4 透水係数の評価

図-11 は、図-10 の結果に各段階載荷圧密試験から得られた圧密係数、体積圧縮係数から求めた透水係数と載荷段階の平均間隙比の関係を重ねたものである。圧密試験から求めた透水係数と間隙比の関係は、透水試験から求めた関係に比較してやや広い範囲ではあったが、重なる関係となった。詳細にみると、原土と改質土で、間隙比-透水係数関係は異なる位置にあり、改質土では圧密試験から求めた透水係数が透水試験から求めたそれよりも高く、原土では逆の関係となった。ただし、その差は改質土で 3 倍程度、原土で 2 倍程度であり、工学的には簡便に求められる段階載荷圧密試験から算出した透水係数で評価してよいと判断できる。また、圧密試験から求める改質土の透水係数は、特に間隙比が高い低拘束圧下では軸変位量が小さく、圧密係数ならびに体積圧縮係数の算定に与える測定誤差が大きくなり、求めた透水係数の精度に影響を与えたものと考えられる。

4. 固化した改質土の圧密非排水三軸圧縮特性

4.1 実験に供した供試体の特性と実験条件

圧密非排水三軸圧縮試験に供した試験体の作製方法は 3.1 に記述した。供試体の湿潤密度ならびに一軸圧縮強さの経時変化は、図-4、5 に示したとおりであった。また、試験機数の関係で、養生期間が 26～31 日のものを用いた。この間の養生期間の一軸圧縮強さは、平均値 $\pm 10\%$ と比較的狭い範囲の結果が得られた。このことから、後述する三軸圧縮強さを考察するうえの一軸圧縮強さの代表値は、これら養生期間が 28 日 ± 3 日と

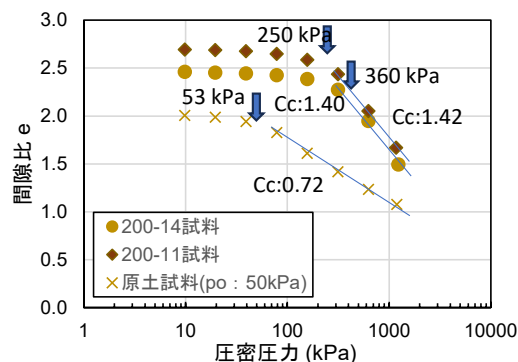


図-6 両改質土・原土の圧縮曲線

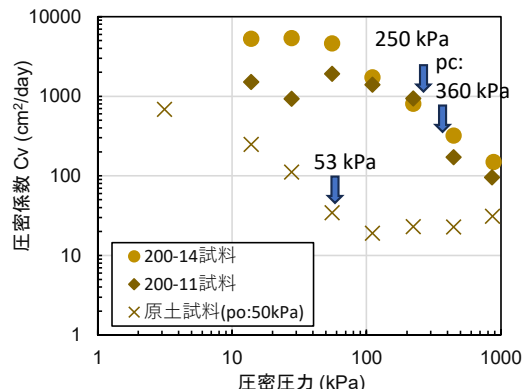


図-7 両改質土・原土の圧密係数

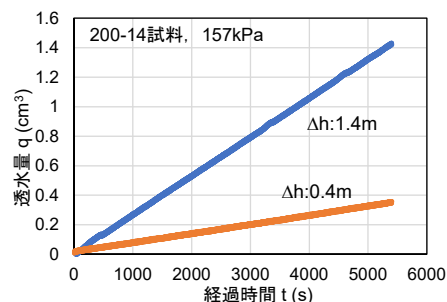


図-8 200-14 試料の透水試験結果例

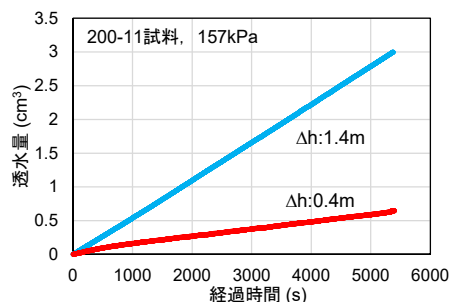


図-9 200-11 試料の透水試験結果例

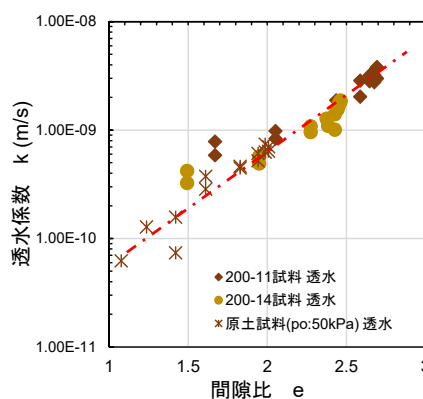


図-10 透水試験から求めた透水係数

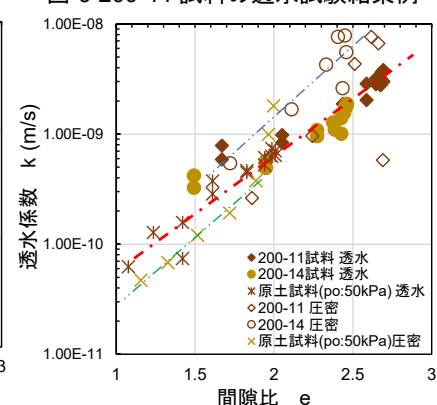


図-11 圧密試験の透水係数の比較

異なる一軸圧縮強さの平均値を用いることにした。

圧密非排水三軸圧縮試験の有効拘束圧は、一軸圧縮強さの 0.5, 1, 2, 3 倍を目安とし、背圧は 300 kPa を与えた。また、圧密の打ち切り時間は、3t 法により求めた時間とした。軸圧縮過程における軸ひずみ速度は、0.05%とし、軸ひずみ 15%まで軸圧縮した。

4.2 圧密過程の特性

図-12(a),(b)に、それぞれ、26~31 日養生して固化した R3-200-15 ならびに R3-200-20 試料の各等方圧密過程の軸変位の経時変化を示す。添加率が少なく、一軸圧縮強さが低いものほど、圧密過程における沈下量が大きくなること、拘束圧に依存して圧密量が変化することが確認できる。

等方圧密過程での時間-軸ひずみ関係は、圧密圧力の大きさに関わらず、時間経過とともに軸ひずみが増加し、log 時間での最急こう配を経た後に軸ひずみ速度(=軸ひずみの時間変化率)が急激に低下する挙動を示していることが確認できる。ただし、最急勾配となる時点や軸ひずみ速度が急激に低下する時点は圧密圧力に依存し、圧密圧力が高いほどそれらの時間は長くなっている。図中の直線は、それぞれ、最大圧密圧力を与えた時間-軸変位関係に対して、3t 法を適用した時のもので、両者とも 3t 時間を超えており、圧密の打ち切り時間としては妥当であったという評価ができる。それより低い圧密圧力を加えた実験においても、3t 時間を超えていること、その後の軸ひずみ量がほとんど増加していないことが確認できる。

図-13 は、等方圧密過程が終了した時点の各供試体の間隙比と有効圧密圧力の関係である。ここで、供試体セット時 (-10 kPa の負圧载荷) の間隙比を有効圧密圧力 10 kPa の位置にプロットしてある。なお、改質土の土粒子密度は質量比で按分した合成土粒子密度を用いている。

供試体のセット時の改質土の間隙比は、図-6 に示した結果に比べて R2 -シリーズの差異は明確ではないが、添加率が低いほど高くなる傾向にある。また、母材粘性土では予備圧密しているため、間隙比は 2 程度と相対的に低くなっていた。

2 つの粘性土の圧縮曲線は、典型的な粘土の圧縮曲線を呈し、圧密降伏応力に達する前の低圧密圧力域ではほとんど間隙比が変化せず、圧密降伏応力を超えた応力状態では大きく変化した。改質土においても、粘性土と同様の挙動を示していることが確認できる。そこで、改質土においても、粘性土と同様に圧密降伏応力を定義して求めたポイントを図中に矢印で示した。改質土では、改質材の添加率が高いものほど、圧密降伏応力が高いことがわかる。

図-14 に、図-13 で求めた圧密降伏応力と一軸圧縮強さの関係を示す。同図には、図-6 に示した段階载荷圧密試験の結果から

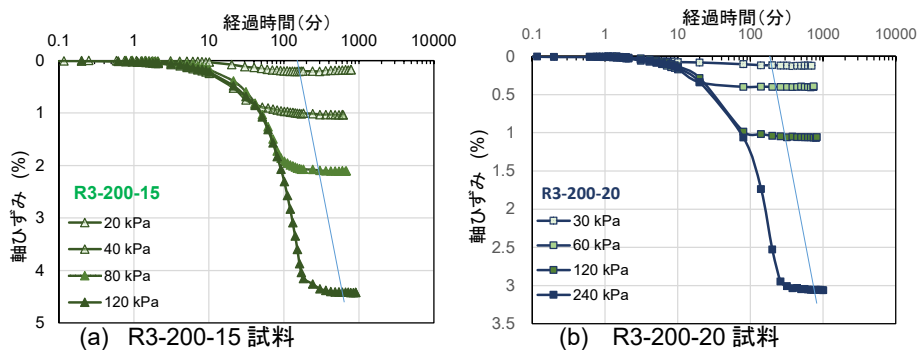


図-12 圧密非排水三軸圧縮試験の等方圧密過程における時間-軸変位関係

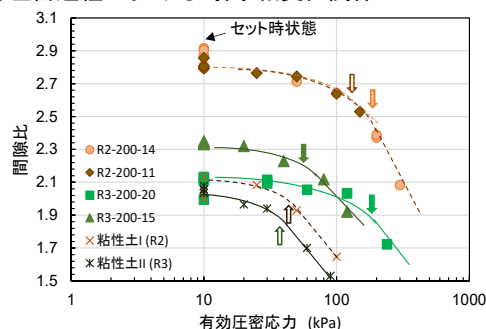


図-13 等方圧密下の改質土の圧縮曲線

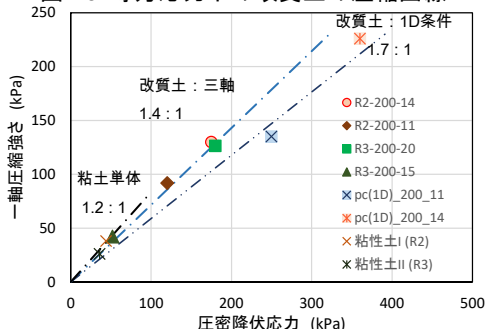


図-14 圧密降伏応力と一軸圧縮強さの関係

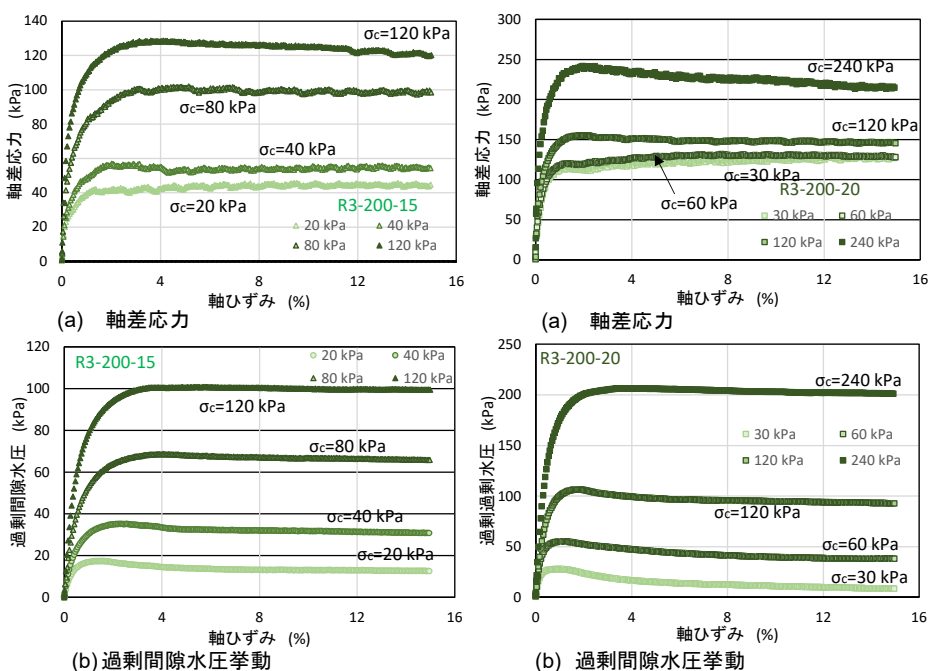


図-15 R3-200-15 の軸圧縮過程の変形挙動 図-16 R3-200-20 の軸圧縮過程の変形挙動

求めた圧密降伏応力と一軸圧縮強さの関係も示している。

粘性土の等方圧密圧力下の圧密降伏応力と一軸圧縮強さの比は 1.2 : 1 で、改質土のそれは 1.4 : 1 と、粘性土のそれよりも圧密降伏応力がやや高めの関係を示した。さらに、同じ改質土でも、一次元状態では圧密降伏応力が高めの 1.7 : 1 の関係となった。これら実験数は数例と限りはあるが、今回得られた応力範囲の中では改質土の圧密降伏応力と一軸圧縮強さの関係は、一次元とか等方という同じ載荷条件であれば、比率は異なるが一義的な関係があると言えるようである。

4.3 軸圧縮過程の挙動

図-15, 16 に、R3-200-15, R3-200-20 試料の軸ひずみと軸差応力(a 図)、過剰間隙水圧(b 図)の関係を示す。R3-200-20 の

圧密圧力 30, 60 kPa のケースを除き、最大軸差応力は軸ひずみが 3%で生じ、その後、軸差応力はほぼ一定で軸ひずみが 15%に達した。除いた 30, 60 kPa の軸差応力-軸ひずみ関係では軸ひずみが 8%程度でピーク値に達した。

過剰間隙水圧は軸圧縮とともに増加し、軸ひずみが 2~4%で最大値を示した。その後、軸ひずみが増加すると、圧密圧力が高いケースでは過剰間隙水圧はほぼ一定であったが、相対的に拘束圧が低いケースでは過剰間隙水圧が低下した。これらの挙動は、それぞれ、一般的な粘性土の正規圧密状態、過圧密状態の挙動と類似したものであった。

図-17 に、R3-200-15, R3-200-20 試料の有効応力経路と、各圧密圧力下の最大軸差応力点(破壊点)とそれを結んだ破壊線を、それぞれ、a 図, b 図に示す。同図には、養生期間が 26~31 日の一軸圧縮強さを圧密圧力ゼロの位置に示している。有効応力経路は、通常の粘性土と同じように、圧密圧力が低い場合には過圧密状態、高い場合には正規圧密状態の挙動を示した。これら破壊点を結んだ破壊線(青線で表示)の傾きは、正規圧密状態において 1 : 2 程度と両者でほぼ重なった。

一方、赤線で表示した圧密圧力と破壊点の関係を結んだ全応力状態の破壊線は、圧密圧力がゼロの時の軸差応力である一軸圧縮強さを含めて 2 つの直線で表現できると判断できる。

4.4 破壊基準線の検討

図-18 は、図-17 に示した R3-200-15, R3-200-20 試料の有効応力経路と、各圧密圧力下の最大軸差応力点(破壊点)を、それぞれの等方圧密圧力下の圧密降伏応力で正規化した関係である。有効応力経路の形状は基本的な形状は変わらず、正規化した全応力状態における破壊点が狭い範囲に位置しているようである。

図-19 は、図-18 に示した等方圧密圧力下の圧密降伏応力で正規化した全応力状態での破壊点、ならびに R2-シリーズのそれらを重ねたものである。これら正規化した破壊点は、比較的狭い範囲に収まっていること、圧密圧力が圧密降伏応力よりも低い領域と高い領域においてそれぞれ直線で表現できる関係となっていることがわかる。なお、これら直線の傾きは、前者で 0.45, 後者で 1.16 であった。すなわち、圧密圧力に対する

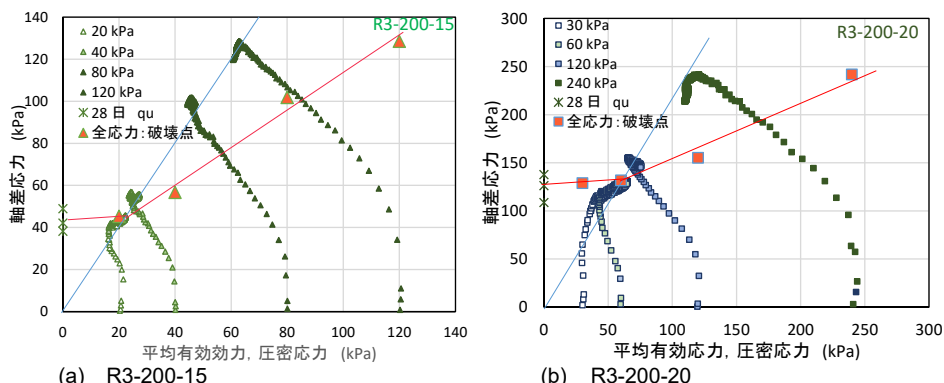


図-17 改質土の有効応力経路と全応力状態での破壊点・破壊基準線

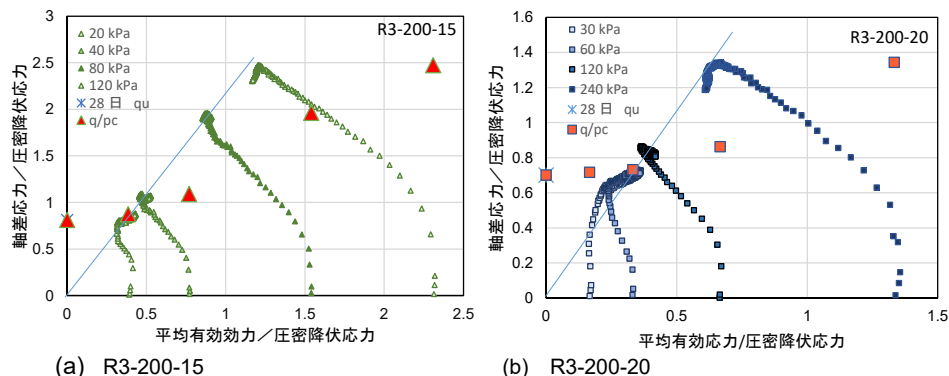


図-18 圧密降伏応力で正規化した改質土の有効応力経路と全応力状態での破壊状態

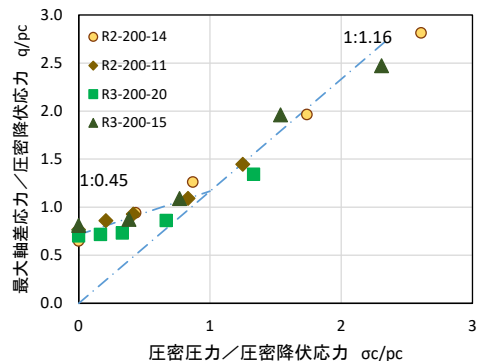


図-19 圧密降伏応力で正規化した破壊点

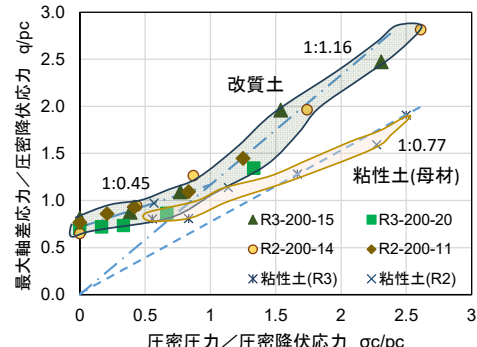


図-20 圧密降伏応力で正規化した改質土ならびに粘性土(母材)の破壊点

最大軸差応力は圧密降伏応力によって正規化でき、その関係式は圧密降伏応力未満では 0.45, それ以上では 1.16 であった。

図-20 は、図-19 に母材粘性土の破壊点を追加したものである。圧密降伏応力よりも圧密圧力が低い過圧密状態では、両者はほぼ重なったが、圧密圧力がそれよりも高い正規圧密状態では、粘性土の破壊線が明らかに改質土のそれよりも下方に位置し、その傾きは 0.77 と緩やかであることがわかる。このことは改質材を添加したことにより、せん断抵抗力が向上したことを意味している。

図-21 は、図-18 に示した圧密降伏応力で正規化した代わりに一軸圧縮強さで正規化した関係である。図-14 に示したように、一軸圧縮強さと圧密降伏応力は線形関係にあることから、図-18 と図-21 に示した正規化した有効応力経路は相似形に、破壊線の傾きは同じとなった。

図-22 は、圧密降伏応力で正規化した全応力状態での破壊点を示した図-19 と同様に、図-21 に示した一軸圧縮強さで正規化した R3-シリーズの全応力状態での破壊点、ならびに R2-シリーズのそれらを重ねたものである。一軸圧縮強さで正規化した破壊点は拘束圧がない一軸状態では 1 となり、拘束圧が増加するにつれて 0.45 の傾きを有する直線の周辺に位置している。その後、拘束圧が一軸圧縮強さの 1.4 倍を超える付近から、正規化した破壊点は原点を通る傾き 1.16 の線付近に位置した。

改質土の全応力での破壊基準線を等方圧密圧力下の圧密降伏応力で正規化した場合、圧密降伏応力を境に正規状態、過圧密状態で破壊線が異なることが確認できた。一軸圧縮強さで正規した場合でも、2 つの異なる破壊線が描ける特性を有したが、その境界は一軸圧縮強さの 1.4 倍程度の圧密圧力付近となった。通常、配合実験は一軸圧縮強さをベースに配合率を設定するため、一軸圧縮強さの情報は容易に得られる。そのため、この配合実験における一軸圧縮強さをを用いて破壊線が推定できると、工学的に非常に有効となると考えられる。今後、多くの改質土の圧密非排水三軸圧縮試験結果を収集して確認していきたいと考えている。

5. まとめ

本文では、一軸圧縮強さが 40～120 kPa の改質土の段階載荷圧密試験、変水位透水試験、圧密非排水三軸圧縮試験結果を総合的にとりまとめた。その結果、次の知見が得られた。

- 1) 等方圧密下でも一次元圧密下でも、改質土の圧縮曲線は一般的な粘性土と同様の挙動を示し、改質材の添加率が高いほど圧密降伏応力は高くなった。
- 2) 改質土の等方圧密圧力下の圧密降伏応力と一軸圧縮強さの比は 1.4 程度と一般的な粘性土のそれよりも高かった。
- 3) 改質土の変水位透水試験で求めた透水係数は間隙比との相関性が高く、原土の粘土との相関性ともほぼ一致した。
- 4) 異なる配合の改質土の圧密圧力と最大軸差応力をそれぞれの等方圧密圧力下の圧密降伏応力で除した関係は、狭い範囲に位置した。
- 5) この正規化した関係は圧密降伏応力を境に過圧密状態と正規圧密状態に分けられ、それぞれ異なる勾配を持った。
- 6) 改質土の等方圧密圧力下の正規化した破壊線と母材の粘性土のそれを比較すると、正規圧密状態での傾きが 1.5 倍程度向上した結果となり、改質材を添加した改良効果が認められた。
- 7) 圧密降伏応力の代わりに一軸圧縮強さで改質土の破壊状態を正規化したところ、圧密降伏応力で正規化した関係とほぼ同じ形状となった。

参考文献 1) (一財)沿岸技術研究センター(2017)：港湾・空港・海岸におけるカルシア改質土利用技術マニュアル，沿岸技術研究センター，254P. 2) 田中裕一ら(2016)：カルシア改質土による海面埋立，土木学会論文集 B3(海洋開発)，Vol.70, pp.I_431～I_436. 3) 片桐雅明ら(2021)：固化したスラグ混合粘土の圧密・透水特性，第 14 回環境地盤工学シンポジウム，pp.281-284. 4) 片桐雅明ら(2022)：低添加率のスラグ混合処理土の圧密非排水三軸圧縮特性，土木学会論文集，B-3, pp.I_961～I_965, 2022. 5) 今井五郎，村本勝巳(1989)：圧密係数に関する 2，3 の検討，第 24 回地盤工学会研究発表会，pp.433-436.

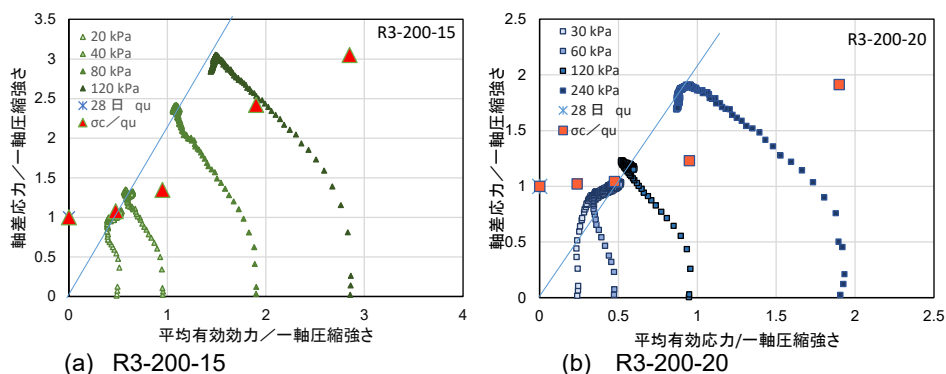


図-21 一軸圧縮強さで正規化した改質土の有効応力経路と全応力状態での破壊状態

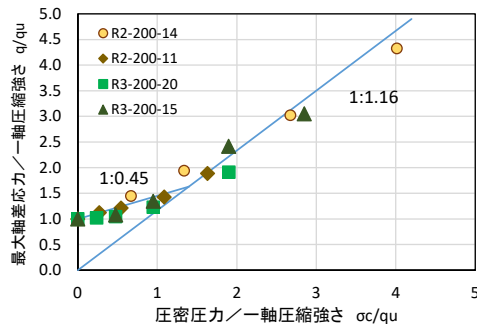


図-22 一軸圧縮強さで正規化した破壊点

高分子改質土の土木材料としての評価事例

キーワード：高分子凝集剤 高分子吸水材 物理特性

(株)大林組 正会員 ○宮本航雅

(株)大林組 正会員 三浦俊彦

(株)大林組 正会員 木村志照

1. はじめに

杭工事やシールドトンネル等の現場では軟弱な土が発生する。これを土質改良材で改良し、建設発生土として自ら利用することで、産廃処分費や健全土の購入費を削減することができる。このような場合、セメントや石灰などの固化剤が用いられることが多いが、近年は高分子改質材も用いられるようになってきている。土の改質に用いられる高分子はポリアクリル酸ソーダやポリアクリルアミドを主成分としたもので、分子量が大きく、凝集性が期待できる凝集剤や吸水性が期待できる吸水材などがある。

高分子改質材のメカニズムはセメントや石灰などとは異なり、凝集剤の場合は吸水膨潤により自由間隙水を減少させつつ、土砂を団粒化することで、土の強度を高めている。吸水材は多量の間隙水を構造中に吸水し、自由間隙水を減少させることで土の流動性を低下させ強度を増加させている¹⁾。高分子改質材は少量の添加量でも多量の水を保持するなど、大きな改質効果が期待できるほか、セメントや石灰と異なり、養生を必要としないので改質効果が表れるまでの時間が非常に短く、短時間で土壌を改良できる利点がある。このような特徴から、凝集剤はシールドトンネル工事における発生土砂や軟弱土の土質強度の改善に用いられている事例がある²⁾。また、吸水材は主に高含水比の泥状の土を改良して、廃棄物混入土における廃棄物の分別やダンプ運搬の前処理として利用されている事例がある³⁾。

高分子改質土はセメント等の様に水和物を生成し水を鉱物の一部として固定するメカニズムとは異なり、元々の土中の自由間隙水を高分子構造中に水のまま保持している。このような新しいメカニズムの高分子改質土を盛土等に使用する場合、強度等の基本的な物理特性がどうなるのか整理しておく必要がある。そこで、本研究では対象土の種類、高分子改質材の種類や添加量に応じて、高分子改質土の基本的な物理特性がどのような挙動を示すのかを検討した。

2. 高分子改質土の物理特性評価方法

対象土として、砂質土と粘性土の2種類を設定し、高分子改質材として市場流通品の高分子凝集剤および高分子吸水材の2種類を用い、添加量を変えて物理特性を評価した。物理特性の評価はまず、改質土の締固め特性と強度を調べるために突き固めによる締固め試験と締固めた土のコーン試験を実施した。その中から締固めできる程度のケースを抽出し、圧密試験と三軸圧縮試験を実施した。

3. 材料

3.1 試料土

試料土は砂質土と粘性土の2種類とし、砂質土は市販されている珪砂4号とカオリン(Hydrite Flat DS 平均粒径4 μ m)を乾土量として7:3の割合で混合して作製した。粘性土は市販品の荒木田土を使用した。それぞれの土粒子密度と液塑性限界、土質分類は表1に、粒度分布は図1に示した。

3.2 高分子改質材

高分子改質材は溶液系の凝集剤と粉末系の吸水材の2種類を用い、それらの諸元は表2に記載した。

4. 試験方法

4.1 締固め試験とコーン試験

試料土の砂質土と粘性土の締固め特性を把握するため、A-c法にて突き固めによる締固め試験(JIS A 1210)を実施した。この時、締固め曲線の各測定点で締固めた土のコーン試験

表1 試料土の物性値

項目	単位	砂質土	粘性土
土粒子密度	g/cm ³	2.649	2.746
液性限界	%	47.6	77.3
塑性限界	%	23.6	29.3
分類		細粒分質砂	砂まじり粘土

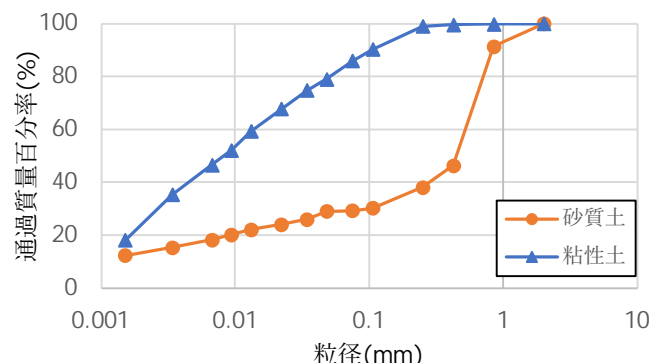


図1 試料土の粒径加積曲線

(JIS A 1228) も実施した。また、高分子改質土は各種試料土に高分子改質材を土の湿潤重量あたり 0.2%と 0.6%の分量でそれぞれ添加した 4 種 (計 8 ケース) とし、ホバートミキサーで攪拌して作製した。改質土を作製した後、試料土と同様に締固め試験とコーン試験を実施した。

4.2 圧密試験

改質土を土木材料として利用する場合、現場では締固め度 (以下、 D で表記し、締固め度 100%の場合は D_{100} と示す) で品質管理され、その基準は締固め度 90% (D_{90}) で管理されることが多い。

従って、圧密試験では締固め試験の結果から、 D_{90} の乾燥密度と、 D_{90} の時の締固め曲線上における、最適含水比よりも湿潤側の含水比(W_{90})の条件で供試体を作製した。なお、改質土においては少なくとも第 4 種発生土相当にならないと土木材料として利用できないため、上記の乾燥密度と含水比条件におけるコーン指数 qc が 200kN/m^2 以上あることを確認の上、試験に用いた。

試験は段階载荷による圧密試験 (JIS A 1217) に準じて実施した。通常、段階载荷による圧密試験は不かく乱試料で試験するが、本試験では試料土を充填して実施した。締固め試験と同様に 2 種類の試料土と高分子改質土 4 種 (合計 10 ケース) を実施した。それぞれの試料土について D_{90} かつ W_{90} の条件で圧密リングに充填し、排水条件で载荷荷重を $9.8\sim 1260\text{kN/m}^2$ の 8 段階、1 段階につき 24 時間の载荷時間で行った。圧密特性として圧縮指数および圧密に伴う間隙比の変化を調べた。

4.3 三軸圧縮試験

圧密試験と同じように、砂質土と粘性土を用いて、改質後も含めた合計 10 ケースにおいて D_{90} かつ W_{90} 条件で供試体を作製した。試験条件は長期間の盛土として利用した後の強度を評価すること、2 種類の試料土を比較することが可能なことから圧密非排水 (CUB) 三軸圧縮試験 (JGS 0523) を実施した。背圧は 100kN/m^2 で圧密応力は 50kN/m^2 、 100kN/m^2 、 150kN/m^2 とし 24 時間载荷した。その後、ひずみ速度は $0.1\%/min$ で 150 分かけて圧縮し、全応力表示の粘着力 c と内部摩擦角 ϕ および有効応力表示の粘着力 c' と内部摩擦角 ϕ' を算出した。

5. 試験結果と考察

5.1 締固め試験とコーン試験

締固め試験の結果は砂質土のケースを図 2 に、粘性土のケースを図 3 に示す。砂質土における締固め特性は、高分子凝集剤を添加することで乾燥密度が低下し、含水比は高くなる方へ推移した。高分子吸水材を添加したケースでは添加量が 0.2%のケースでは改良前とほぼ同様の締固め特性だったのに対し、0.6%のケースにおいては乾燥密度が低下し、含水比は増加する方へ推移した。粘性土における締固め特性は、砂質土のケースと同じ傾向を示し、高分子改質材を添加することで乾燥密度が低下し、含水比は増加する方へ推移した。また、高分子吸水材を 0.6%添加したケースでは最も密度の低下が顕著だった。これは、吸水材の増加により多くの水を高分子構造中に保持したことで、自由間隙水が不足して締固め時に間隙水が排水されにくくなった結果、乾燥密度が低下してしまったことが原因と考えた。このような、乾燥密度の低下傾向は三浦ら⁴⁾も確認しており、高分子改質土を盛土として利用する際には、単位体積あたりの土量が減少することが示唆され、施工管理上の注意を要すると考えられる。

コーン試験の結果は砂質土のケースを図 4、粘性土のケースを図 5 に示す。砂質土におけるコーン試験の結果から、全てのケースで、含水比が高くなるにつれて急激に qc が低下していた。高分子改質材を添加した場合、改質前に比べより高い含水比条件でも qc が高くなった。粘性土においても同じ傾向であった。以上の結果から、高分子改質土は締固めた時に低密度になるが、発生土以上の強度を確保できることが示唆された。

締固め特性として最適含水比と最大乾燥密度、 D_{90} の時の乾燥密度とその時の W_{90} および qc を表 3 に記載した。圧密試験や三軸圧縮試験では改質後の D_{90} の相当の乾燥密度における最大含水比の時の qc が 200kN/m^2 以上である必要があるが、全てのケースにおいて 200kN/m^2 を超え、第 4 種発生土としての基準を満足していた。従って、圧密試験や三軸圧縮試験においては表 3 の D_{90} における含水比 (W_{90}) および乾燥密度の条件で供試体を作製して試験を実施した。

表 2 高分子改質材の諸元

項目	凝集剤	吸水材
性状	液体状	粉体状
成分	アクリルアミド・ アクリル酸ナトリウム共重合体	アクリル酸重合体部分ナトリウム塩架橋物
成分割合	非公開	97%
用途例	トンネル発生土の改質	廃棄物の分別

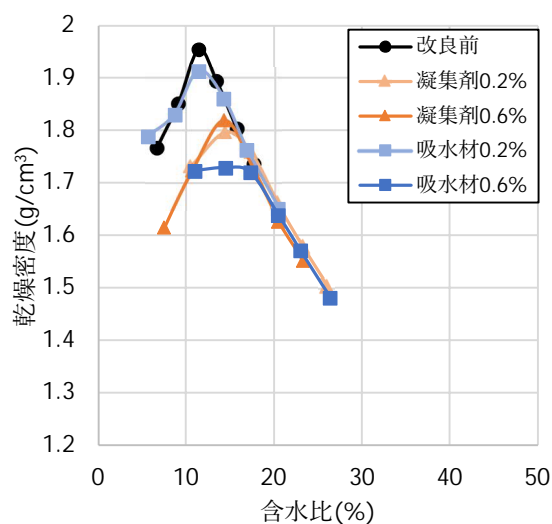


図2 砂質土の締固め曲線

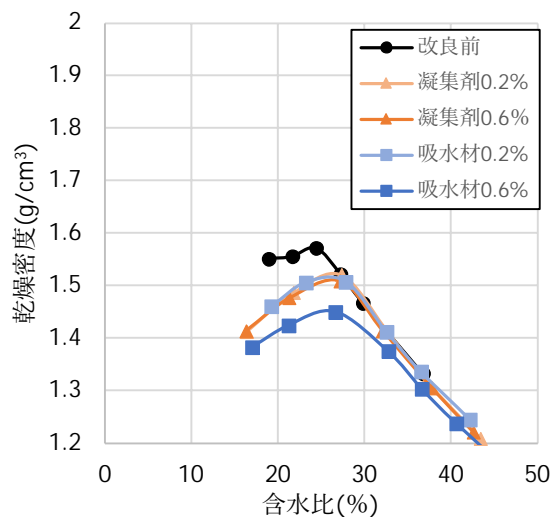


図3 粘性土の締固め曲線

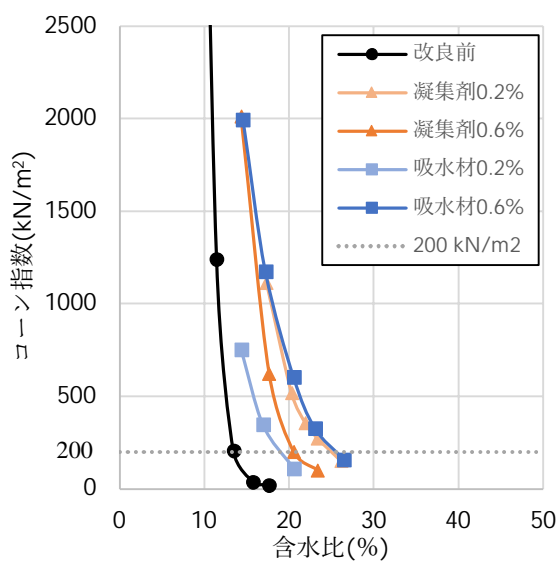


図4 砂質土のコーン試験結果

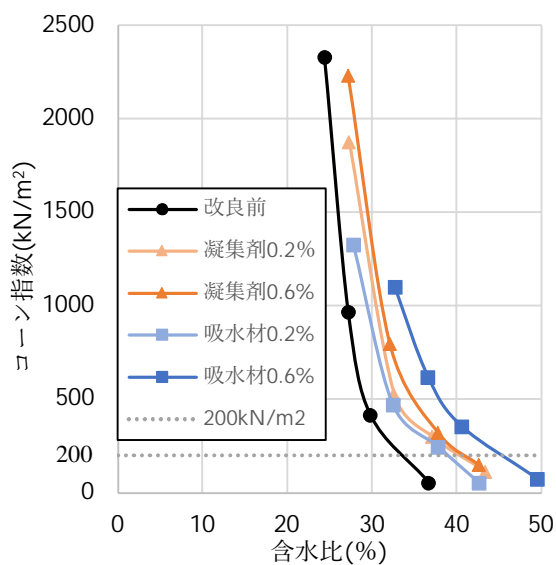


図5 粘性土のコーン試験結果

表3 締固め試験とコーン試験結果まとめ

項目	単位	砂質土					粘性土				
		改質前	凝集剤 0.2%	凝集剤 0.6%	吸水材 0.2%	吸水材 0.6%	改質前	凝集剤 0.2%	凝集剤 0.6%	吸水材 0.2%	吸水材 0.6%
最適 含水比	%	11.5	14.5	14.3	11.8	15.4	24	26.2	25.8	26.1	25.9
最大 乾燥密度	g/cm³	1.955	1.797	1.820	1.916	1.731	1.573	1.526	1.515	1.517	1.454
W_{90}	%	17.0	21.9	20.1	18.1	23.5	32.4	34.4	34.6	34.9	36.3
D_{90} 乾燥密度	g/cm³	1.760	1.617	1.638	1.724	1.558	1.416	1.373	1.364	1.365	1.309
D_{90} コーン指数	kN/m²	30	380	200	260	310	80	420	590	340	640

5.2 圧密試験

砂質土および粘性土における圧縮指数の結果を表4に示す。また、圧密応力と間隙比の関係について、図6に砂質土を、図7に粘性土を示す。図6と7については圧密応力が0である初期状態の差について議論するため、対数表示していない。圧縮指数は砂質土の場合、改質材を加えると増加した。また、粘性土の場合は改質の前後で大きな差はなかったが、どの改質材でも添加量を増加させると圧縮指数も増加傾向にあった。間隙比との関係を見ると、いずれの高分子改質材を添加したケースでも初期の間隙比が大きくなっているが、圧密応力を増加させると圧密が促進され、間隙比は徐々に小さくなっていった。砂質土のケースでは改質前と同程度の間隙比に収束していく傾向がみられた。粘性土のケースでは間隙比の低下はやや緩やかな傾向であるが、次第に改質前と同程度の間隙比となると推測された。

高分子改質土で初期の間隙比が大きかったことは、全ケースとも D_{90} かつ W_{90} の状態で試験したことで、表3にも示すように高分子改質土では間隙中の水分量が多くなっていたことが原因といえる。この状態に対し、圧密応力を増加させていくことで、高分子から排水され、改質前の試料土に近い間隙比に収束して行ったと考えられる。盛土高さ 10m と想定した時の盛土荷重は単位体積重量 20kN/m^3 とすると 200kN/m^2 となる。この時の間隙比を比較すると高分子改質土の方が大きい結果となった。

凝集剤と吸水材のケースで比較すると、凝集剤のケースでは添加量に応じた圧縮指数や初期の間隙比の増加があまり見られなかったのに対し、吸水材のケースでは添加量に応じて顕著に増加した。この吸水材における傾向は既往の研究における高分子吸水材の結果と同じ傾向であった³⁾。この高分子の種類による差は、それぞれの改質のメカニズムの違いによると考えられる。吸水材は吸水膨潤により自由間隙水を保持して改質するが、凝集剤の場合は土を団粒化することで改質を行い、吸水膨潤は吸水材よりも少ない。この吸水膨潤性が高いほど水を保持しやすく、排水速度が遅くなることが原因となり、吸水材の0.6%のケースでは間隙比の低下が緩やかだったと予想される。一方で、吸水材の0.2%のケースでは初期の間隙比は小さく、圧密による排水も少なかった。これは、表2の W_{90} も低くなっているように高分子添加量が少なく、水をあまり保持していなかったことが原因と考えられる。

以上のことから、高分子改質土はその吸水膨潤性から、初期の間隙比が高く、圧縮指数が大きい特徴があることが示唆された。盛土高さを 10m とした時に想定される盛土荷重 200kN/m^2 では高分子改質土の方で間隙比が大きいことに留意する必要性が推察される。

5.3 三軸圧縮試験

三軸圧縮試験で求めた砂質土および粘性土の試験結果を表5に示す。強度定数は全応力表示の c と ϕ および有効応力表示の c' と ϕ' をそれぞれ示した。また、砂質土の圧縮強さと圧密応力の関係を図8に粘性土における関係を図9に示す。改質前の試料土では c と ϕ および c' と ϕ' も粘性土の方が大きかった。これは、砂質土も粘性土と同様に細粒分が多かったためだと考えられる。

砂質土においては凝集剤で改質することで、 c も ϕ も増加したが、吸水材では c はほとんど変化がなく、 ϕ は微増した。 c' と ϕ' は凝集材で改質した場合、 c' は微増したが、 ϕ' はほとんど変化しなかった。粘着力への影響は、凝集剤が土粒子を団粒化したこと

表4 圧縮指数の結果

ケース	圧縮指数 C_c	
	砂質土	粘性土
改良前	0.063	0.222
凝集剤 0.2%	0.136	0.222
凝集剤 0.6%	0.123	0.239
吸水材 0.2%	0.106	0.212
吸水材 0.6%	0.226	0.302

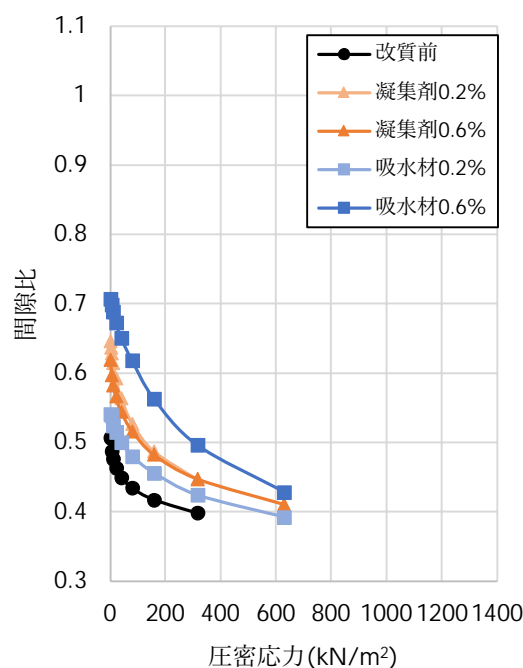


図6 砂質土の圧密応力と間隙比の関係

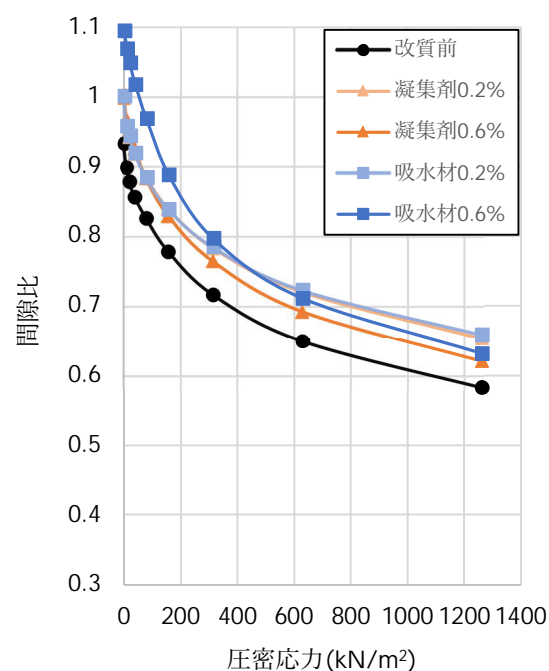


図7 粘性土の圧密応力と間隙比の関係

による結果だと考えられる。吸水材の場合では、 c' は変化しなかったが、 ϕ' は添加量が増加するにつれて低下傾向だった。粘性土の場合、全体的な傾向は砂質土とほぼ同様だったが、 c は改質前と比較して低下傾向であった。吸水材を0.6%入れたケースでは砂質土と同様に ϕ' の低下がみられた。

砂質土と粘性土のいずれでも c' 、 ϕ' が改質前と改質後でほとんど変わらなかったが、高分子吸水材の添加量を増加させたケースでは ϕ' が低下した。このことは、Moら⁹⁾も同様の砂質土において同じ傾向を確認しており、吸水材が間隙中でゲル化することで土粒子間の摩擦が減少した結果だと考察していることから、同様の現象が起こったと推測される。

圧縮強さとの関係からは、砂質土の場合、凝集剤のケースでは強度が大きかったが、吸水材は改質前と同程度だった。粘性土の場合もほぼ同様の傾向だが、吸水材を0.6%入れたケースでは特に強度が低かった。表2のコーン試験の結果と併せて比較すると、凝集剤で改質すると圧縮強さもコーン指数も上昇していた。一方、吸水材の場合ではコーン指数は上昇するが、圧縮強さは低下した。これは D_{90} における乾燥密度が顕著に低くなっていたことが影響していると考えられる。加えて、吸水材の間隙中におけるゲル化の影響で圧縮強さが低下したと推察される。

以上のことから、高分子改質土を盛土等の土木資材として使用した場合、圧密後は改質前とほぼ同じ性能であるため、適切に締め固め管理すれば品質上の問題は無いと考えられる。しかし、高分子吸水材を過剰に添加すると間隙中のゲルが増加すると予想されるため、内部摩擦角が低下していく可能性があることに留意する必要性が示唆された。

表5 砂質土および粘性土の三軸圧縮試験結果

項目		単位	砂質土					粘性土				
			改質前	凝集剤 0.2%	凝集剤 0.6%	吸水材 0.2%	吸水材 0.6%	改質前	凝集剤 0.2%	凝集剤 0.6%	吸水材 0.2%	吸水材 0.6%
全応力	c	kN/m ²	9.3	22.9	35.6	10.1	8.2	18.1	11.6	41.8	11.7	10.9
	ϕ	°	9.9	14.7	18.1	12.7	13.3	16.9	19.5	16.8	19.6	14.0
有効応力	c'	kN/m ²	0	4.6	4.3	0.1	0	1.9	0	9.2	1.8	0
	ϕ'	°	33.4	31.8	34.6	31.3	27.2	33.6	35.8	32.8	34.2	30.6

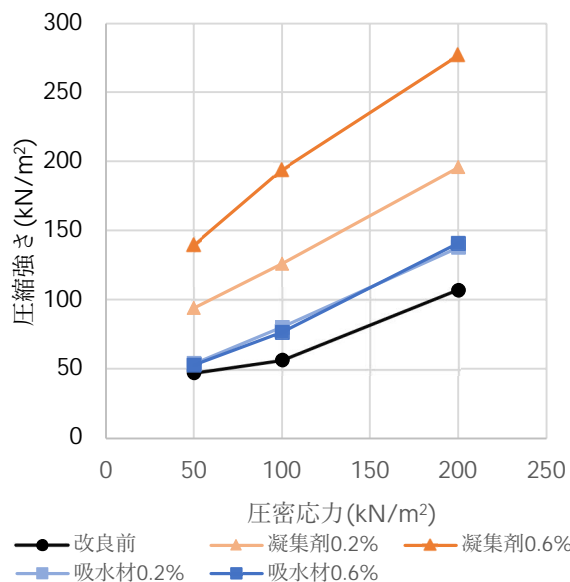


図8 砂質土の圧縮強さと圧密応力の関係

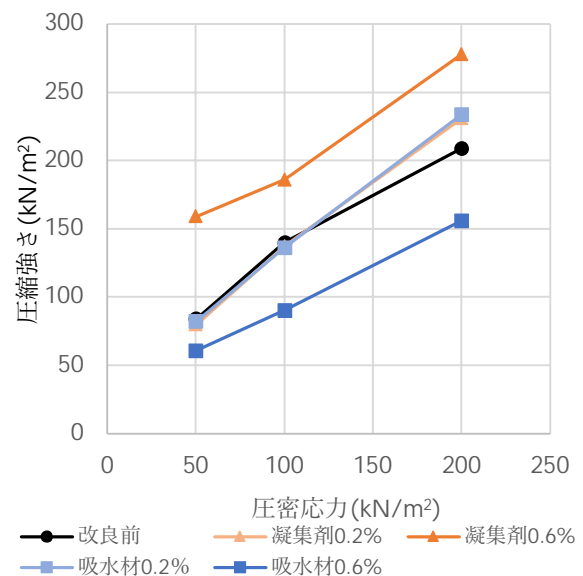


図9 粘性土の圧縮強さと圧密応力の関係

6. まとめ

高分子改質土を土木材料として利用する際に、対象土の種類、高分子改質材の種類や添加量に応じて、基本的物理特性がどのような挙動を示すのか、締固め試験、コーン試験、圧密試験、三軸圧縮試験で整理した結果、以下のことが分かった。

- 1) 締固め試験の結果から高分子改質土は改質前と比較して、乾燥密度が低下し、含水比は増加するように締固め特性が変化した。コーン試験の結果では、改質前と比べてより高い含水比条件においても q_c が高かった。以上のことから、締固めた時に低密度になるが、発生土以上の強度を確保できることが示唆された。
- 2) 圧密試験の結果から、高分子改質土の場合、 D_{90} かつ W_{90} の状態で試験したことで圧縮指数や初期の間隙比が改質前と比較して大きかった。特に吸水材の 0.6% 添加したケースでこの傾向が顕著であり、圧密応力による間隙比の低下が緩やかだったが、この差は高分子の吸水膨潤性の違いによると考えられる。盛土高さを 10m とした時に想定される盛土荷重 200kN/m^2 では高分子改質土の方で間隙比が大きいことに留意する必要性が推察される。
- 3) 三軸圧縮試験の結果、高分子改質土の有効応力表示の粘着力 c' と内部摩擦角 ϕ' は改質の前後であまり差がみられなかったため、適切に締固め管理すれば品質上の問題はないと考えられる。
- 4) 高分子吸水材を 0.6% 添加したケースでは乾燥密度が低下するため、盛土として利用する際には、単位体積あたりの土量が減少することや、有効応力表示の ϕ' が低下する傾向があることに留意して施工する必要性が示唆された。

高分子改質土は本試験条件の範囲内では強度が確保できていたため、実際の盛土等に利用するには締固め特性やコーン指数だけでなく複数の要素が必要になるが、盛土等の土木材料として施工可能と推測される。高分子吸水材を多量に添加すると乾燥密度が低下することで盛土の土量が減ることや圧密後の内部摩擦角の低下が示唆されたが、適切な添加量かつ適切に締固め管理を行えば土木材料として、今回の検討の範囲内では盛土等の用途に使用できることが分かった。

参考文献

- 1) 増田房義・田中健治：高吸水性ポリマーとその利用，日本家政学会誌，Vol.40，No.8，pp.721-724(1989)
- 2) 渡邊勉・小宮一仁・清水英治：建設汚泥の改良に関する基礎的研究，廃棄物学会論文集，Vol.12，No.1，pp.10-16 (2001)
- 3) 塚田兼司・島岡隆行・花嶋正孝・佐藤研一・吉田信夫・手島裕幸・長浜武知：高分子吸収剤により改良された建設発生土の土質特性及び有効利用，第3回環境地盤工学シンポジウム発表論文集，pp.27-32(1999)
- 4) 三浦俊彦・山田祐樹・光本純・稲積真哉：土質材利用を想定した高分子改質土の性状調査例，第13回地盤改良シンポジウム論文集，pp.357-360(2018)
- 5) Jialin Mo and Kazuto Endo：Influence of water-absorbing polymer agent on soil water retention, shear strength and sorption of ^{137}Cs ，第14回環境地盤工学シンポジウム発表論文集，pp.379-384(2021)

Adsorption characteristics of caesium on polymeric soil modifiers

Superabsorbent polymer, Removed soil,
Distribution coefficient

Natl. Inst. Environ. Studies
“
“

International member
Regular member
International member

○Lincoln W. Gathuka
Samuel O. Flemmy
Kazuto Endo

1. Introduction

A devastating earthquake struck eastern Japan on 11 March 2011 and subsequently caused a massive tsunami. This led to a severe accident at the Fukushima Daiichi nuclear power plant. Significant amounts of radionuclides, particularly caesium-134 and -137, were released into the environment. As a result, the ground in Fukushima Prefecture and the Tohoku and Kanto regions was contaminated with radioactive materials.¹⁻³⁾ In the aftermath of the accident, several measures have been implemented to restore the environment (excluding the inside of buildings) and address the contamination problems. Such measures include decontamination work and the disposal of contaminated waste.⁴⁾

Decontamination of soil, vegetation, etc. was carried out extensively with the aim of lowering the air dose rate in inhabited spaces to the lowest practicable extent. Through these efforts, the detrimental effects of radioactive materials on human health and the environment can be swiftly mitigated. A wide range of methods were adopted for the decontamination activities according to the level of contamination. They included scrapping away a few centimetres of topsoil (for example, to a depth of 5 cm), removing branches and fallen leaves, and cleaning and washing of the building surfaces.⁵⁾

The soil removed from the decontamination activities (hereafter referred to as ‘removed soil’) has been transported to the interim storage facility (ISF). Current estimates indicate that 14 million cubic metres of it have been received in the ISF.⁶⁾ The soil will be safely stored here until it is finally disposed of outside Fukushima Prefecture, a process to be completed within 30 years from the start of interim storage (i.e., by 2045).

The storage protocol used at the ISF is notably different from that implemented at the temporary storage sites. In the latter, the soil was kept in bags.⁷⁾ However, in the ISF, the soil is removed from the bags and foreign materials (including vegetation, metallic objects, and plastics) that are contained within it are removed, as illustrated in **Fig. 1**. After this, the soil can be stored in the soil storage facilities of the ISF. The objective of this separation work is to make the soil more suitable for interim storage in the ISF. The removal of foreign materials from the soil has an additional benefit: it prepares the soil for recycling in public works. These recycling efforts will be instrumental in significantly reducing the amount of soil that will need to be disposed of.

In the separation work, the removed soil is often mixed with soil modifiers containing a certain amount of superabsorbent polymer (SAP) to improve the separation work.^{8,9)} The removed soil is characterised by a high water content. Furthermore, the soil removed from the farmland contains a large amount of cohesive soil admixed with organic matter, making it difficult to separate the organic matter from the soil.⁸⁾ Because of this, the separation work was a bottleneck in the ISF's operations, in particular because of frequent interruptions caused by clogging of the sieves.⁹⁾ When the polymeric materials are mixed with the soil, the SAP absorbs a considerable amount of excess free water in the soil, thus making the soil loose and dry. As a result, this led to a more effective separation process, as evidenced by a notable reduction in the incidence of sieve clogging.⁹⁾ An effective separation process is necessary given the immense amount of soil that needs to be handled in a relatively short time.

Although such polymeric materials are already used extensively in agricultural soils,¹⁰⁻¹²⁾ this is a new and unprecedented approach to use them on removed soil. The impact of polymeric soil modifiers on the chemical, mechanical, and hydraulic properties of the removed soil has not been fully investigated. It is recognised that further research is required to gain a comprehensive understanding of the geotechnical and environmental implications of soil treated with these modifiers for purposes of interim storage, recycling and disposal. For instance, when required for ground bearing capacity in public works, such as when recyclable materials are used as fill for embankments, it is necessary to evaluate the mechanical properties (strength, compressibility, etc.).^{13,14)} With regard to concerns about the leachability of radiocaesium (rCs), a recent study¹⁵⁾ has shown that incorporation of these materials into the soil results in a significant reduction in the amount of rCs leached from the soil. However, further studies are required to clarify the interaction between organic and inorganic substances and how this affects the leachability of rCs in the soil, especially in soil with an exceptionally high level of radioactivity.

Research on the adsorption characteristics and underlying mechanisms of Cs in individual organic and inorganic materials has been extensive.¹⁶⁻¹⁸⁾ However, the way Cs interacts and is adsorbed by composites of organic and inorganic materials, such as polymeric soil modifiers, is not yet well understood. The aim of this study is to evaluate the adsorption characteristics of Cs in polymeric soil modifiers through a series of batch adsorption tests.

2. Materials and methods

Polymeric soil modifier A soil modifier containing some organic SAP (courtesy of Leafair Co. Ltd.) was selected for the purposes of this study. Incorporation of SAP into the material results in its capacity to absorb approximately 70 mL of water per gramme of the material. A sieve method was used to estimate the water absorption capacity of the material. Based on the amount of SAP in the material, it was calculated that the SAP in the material has the capacity to absorb approximately 2,000 mL of water for each gramme of it. The appearance of the material before and after it absorbs water is shown in **Fig. 2**. After absorbing water, the material transforms into a gel-like substance [**Fig. 2(b)**].

Its specific surface area (SSA) was determined to be 23.06 m²/g using a surface area and pore size analyser (NOVATouch LX-4, Quantachrome Instruments). The pH of the material was measured in a 1:200 mass/volume suspension of the material in distilled water. After an equilibration period of 1 hour, the pH was determined to be pH 7.84. Details of its chemical composition and other properties are given in a previous study.¹⁵⁾

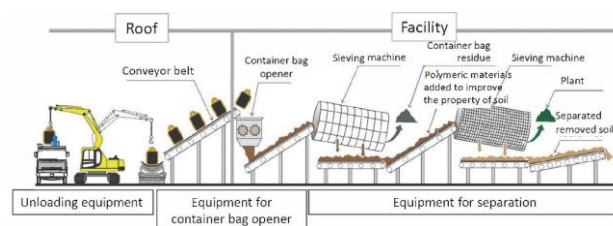


Fig. 1. Schematic illustration of the separation work carried out at the ISF for the removed soil. Modified from MOE⁷⁾.

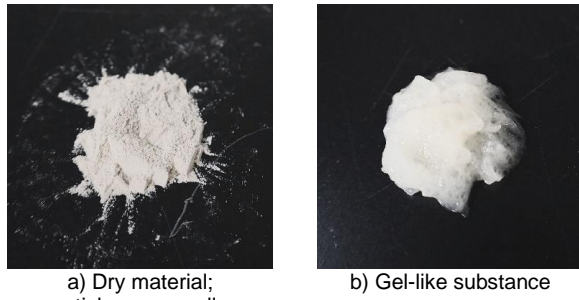


Fig. 2. Picture of the soil modifier a) before and b) after it absorbs water.

Adsorption experiments A series of batch adsorption tests was carried out to evaluate the adsorption characteristics of the soil modifier against Cs. Solutions with different concentrations of Cs^+ (1, 5, 25, and 50 mg/L) were prepared by dissolving specific amounts of caesium chloride (CsCl) in distilled water. The modifier (in amounts of 0.2, 0.25, 0.5, and 1.0 g) was then added to 200 mL of the solutions in a 250 mL polyethylene bottle ($n = 4$). The mixtures were shaken horizontally at 200 rpm for 24 hours at 20 °C using a mechanical shaker (*TS-10N*, TAITTEC). However, to evaluate the effect of shaking time on adsorption behaviour, a range of shaking times was considered, from 30 minutes to 28 hours. After shaking, the bottles were left to stand for 10–15 minutes. The liquid phases were sampled and then separated from the solids by centrifugation for 10 minutes at 3,000 rpm using a *KUBOTA 4000* centrifuge. The resulting supernatant was then filtered using a 0.45- μm pore size membrane filter.

The pH and electrical conductivity (EC) of the solutions were immediately measured following filtration, while the ionic composition and other analytical parameters were evaluated later. Measurements of pH and EC were taken using respective electrodes (from HORIBA), with the aid of a benchtop multimeter (*LAQUA F-74*, HORIBA). Concentrations of Cs^+ and other cations were analysed using inductively coupled plasma mass spectrometry (ICP-MS, *8800 triple-quadrupole ICP-MS*, Agilent Technologies). Concentrations of the ligands (SO_4^{2-} , NO_3^- , etc.) were determined by ion chromatography (*930 Compact IC Flex*, Metrohm), while a total organic carbon (TOC) analyser (*TOC-L*, SHIMADZU) was used to quantify the TOC amounts in the solutions.

3. Results and discussion

Adsorption behaviour and mechanisms for caesium Figure 3 shows the adsorption isotherms of Cs obtained based on the experimental data. The results show that the modifier has a certain capacity to adsorb Cs. A steeper slope of the isotherm indicates a higher adsorption capacity of the material.

The adsorption capacity of the modifier for Cs can be attributed to the interactions between Cs^+ and soil minerals and SAP, as illustrated in Fig. 4. Although the specific adsorption mechanisms and the extent of each remain inconclusive based on the experimental data currently available in this study, the following adsorption mechanisms are hypothesised based on previous studies. The small hydrated ionic radius of Cs^+ (0.33 nm) allows it to traverse the polymer mesh of a hydrated SAP with relative ease and bind to negatively charged hydrophilic groups within the SAP, which are created during the hydration reactions. Furthermore, Cs^+ can exchange with Na^+ present in the hydrophilic groups (e.g., carboxylate-Na group) [Fig. 4(a)].¹⁹ Concurrently, the existence of negatively charged surfaces in specific soil minerals facilitates electrostatic interactions between the negative surfaces and caesium ions. Furthermore, clay minerals adsorb Cs in multiple ways, including by electrostatic attraction on their negative surfaces and by adsorption at interlayer or frayed edge sites (FES) [Fig. 4(b)].^{20–23)}

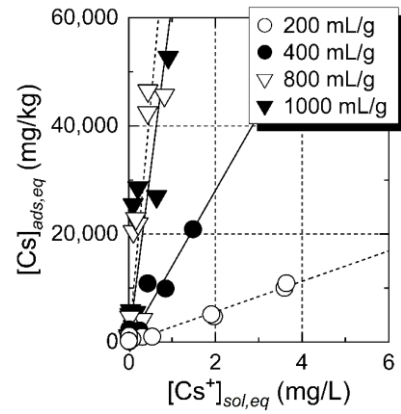


Fig. 3. Adsorption isotherm of Cs for the soil modifier.

The adsorption isotherms were linear in slope over the range of Cs^+ concentrations used in the tests. This suggests that the adsorption of Cs by the modifier is governed by the Henry model. Therefore, the results of the adsorption isotherm were quantified in terms of the distribution coefficient, K_d , which is defined by the ratio of the adsorbed amount of Cs ($[\text{Cs}]_{\text{ads,eq}}$ in mg/kg) to the concentration of Cs remaining in solution ($[\text{Cs}^+]_{\text{sol,eq}}$ in mg/L) (Eq. 1). The results of the K_d obtained are summarised in Table 1. It should be noted that K_d describes only the adsorption data within the range of the concentrations examined in the adsorption experiments. It cannot describe the adsorption behaviour outside this range. Furthermore, given that stable Cs exhibits geochemical properties similar to those of rCs in the environment,²⁴⁾ it is reasonable to assume that rCs will be adsorbed by the modifier in a manner consistent with the observations made in this study.

$$K_d = \frac{[\text{Cs}]_{\text{ads,eq}}}{[\text{Cs}^+]_{\text{sol,eq}}} \quad (1)$$

The modifier's adsorption capacity for Cs diminishes with a reduction in the liquid-to-solid ratio (L/S). These findings contradict previous studies, which have suggested that a decrease in L/S leads to an increase in K_d .²⁵⁾ Table 1 shows a notable disparity, approximately one order of magnitude, between the K_d values for L/S of 1,000 and 200. Another interesting finding is that TOC amounts increased as L/S decreased. As shown in Table 2, the TOC amounts reached almost 20 mg/L for L/S 200.

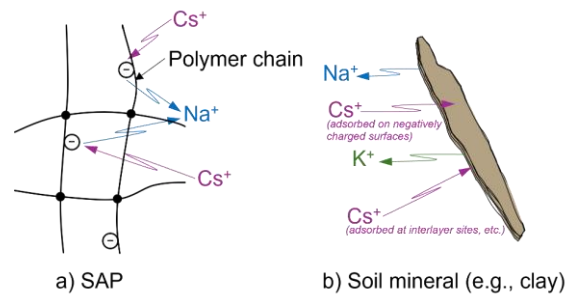


Fig. 4. Schematic representation of the selective adsorption of Cs^+ by SAP and soil minerals in the modifier.

Liquid-to-solid ratio, L/S (mL/g)	Distribution coefficient, K_d (L/kg)
200	2.8×10^3
400	1.4×10^4
800	8.7×10^4
1,000	6.3×10^4

Table 2. Concentrations of specific cations, ligands, and TOC in solutions after the adsorption experiments.

Liquid-to-solid ratio, L/S (mL/g)	Initial caesium conc., $[Cs^+]_{sol,init}$ (mg/L)	Sodium ions, Na^+ (mg/L)	Potassium ions, K^+ (mg/L)	Sulphate ions, SO_4^{2-} (mg/L)	Total organic carbon, TOC (mg/L)
200	1	52.51 (14.99)	1.03 (0.04)	5.84 (0.25)	17.53 (2.55)
	5	41.81 (6.16)	0.72 (0.27)	5.80 (0.08)	17.90 (1.96)
	25	44.92 (8.18)	0.86 (0.35)	5.65 (0.14)	17.59 (1.84)
	50	49.54 (9.65)	0.96 (0.44)	5.54 (0.06)	17.88 (1.50)
400	1	26.48 (4.59)	0.61 (0.02)	2.50 (0.03)	7.70 (0.95)
	5	25.39 (5.50)	0.74 (0.55)	2.49 (0.06)	7.87 (0.96)
	25	27.79 (7.53)	0.86 (0.61)	2.43 (0.08)	7.85 (0.51)
	50	32.80 (6.50)	0.75 (0.57)	2.38 (0.06)	7.59 (0.51)
800	1	17.79 (7.85)	0.67 (0.29)	1.16 (0.06)	4.14 (0.71)
	5	18.69 (6.79)	0.66 (0.52)	1.19 (0.06)	4.10 (0.59)
	25	20.14 (4.18)	0.78 (0.56)	1.16 (0.05)	4.00 (0.50)
	50	24.51 (3.78)	0.85 (0.59)	1.15 (0.04)	3.99 (0.53)
1,000	1	19.36 (8.32)	0.61 (0.22)	0.96 (0.08)	3.54 (0.90)
	5	16.52 (3.64)	0.60 (0.47)	0.98 (0.04)	3.29 (0.40)
	25	20.65 (6.65)	0.67 (0.52)	0.99 (0.06)	3.36 (0.56)
	50	22.90 (4.98)	0.66 (0.61)	0.94 (0.06)	3.04 (0.29)

Note: Mean values are given for each parameter and the data in brackets are standard deviations ($n = 4$).

The observed similarity in the trends of K_d and TOC strongly suggests that a high amount of TOC in the solutions is a significant contributing factor to the observed decrease in the adsorption capacity. Furthermore, the measured TOCs might be associated with dissolved organic matter (DOM), given the possibility of the leaching of organic substances from organic SAP in the modifier. Therefore, it can be assumed that the observed decrease in the adsorption capacity is primarily due to the effects of DOM.

Previous research has shown that DOM (e.g., organic acids) can inhibit the adsorption of Cs in soil minerals.²⁶⁻³⁰ A study by Fan *et al.*³⁰ explained that relatively high amounts of humic acid, in the aqueous phase with low concentrations of Cs^+ , block access to specific adsorption sites (such as FES and interlayer sites) of clay minerals, preventing fixation of Cs to the clay phase. It is suggested that DOM blocks access to adsorption sites of clay minerals by adsorbing on clay surfaces.^{31,32} As Schlautman and Morgan³² have observed, the adsorption of DOM (e.g., humic acid and fulvic acid) onto mineral surfaces can occur in a number of ways, depending on the pH of the solution in question. For instance, at high pH, cation- and water-bridging become increasingly important for the adsorption of humic acids with increasing amounts of Na^+ and Ca^{2+} . It is important to note, however, that the inherent properties of mineral surfaces exert a significant influence on their interactions with DOM. Further research, as exemplified by the work of Weng *et al.*³³, has demonstrated that the molecular size of the DOM is a determining factor in its adsorption behaviour. The authors explained that organic acids of smaller molecular size (e.g., fulvic acid) are better able to form close associations with mineral surfaces, thereby enhancing their adsorption onto these surfaces.

Impact of dissolved organic matter on caesium adsorption The notable correlation between TOC and the amount of modifier used in the adsorption experiments prompted a more detailed investigation into the variations in solution chemistry resulting from the use of different amounts of the modifier in the tests. The test was carried out by mixing 0.2–1.0 g of the modifier with 200 mL of Cs^+ solution (25 mg/L, pH 5.5–5.9) ($n = 1$). The procedure for the shaking step and chemical analyses was conducted in a manner similar to that employed for the aforementioned adsorption tests. The results of these tests are shown in Fig. 5.

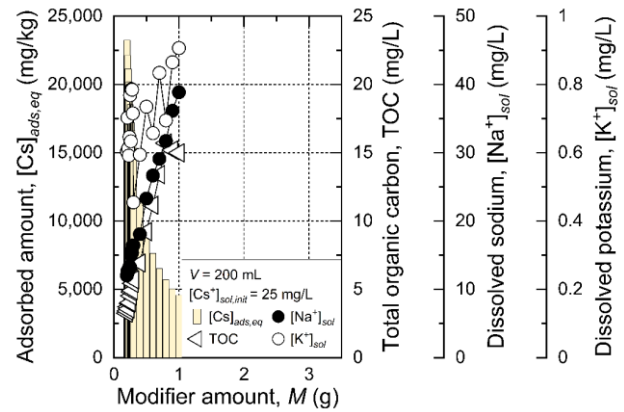


Fig. 5. Changes in the adsorbed amount of Cs and concentrations of TOC and specific cations after the adsorption tests, as affected by the amount of modifier used in the tests.

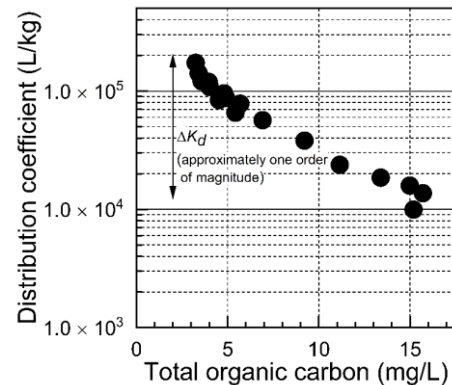


Fig. 6. K_d values affected by the TOC amount.

As SAP interacts with water, it hydrates, and Na^+ is released. In addition, since the SAP in the modifier is of an organic nature, organic matter may have leached from it as a result of its interaction with water, as previously discussed. Figure 5 illustrates the evolution of Na^+ and TOC (presumably DOM in this study due to the nature of SAP in the material) with the increasing amount of modifier used for the tests. An

interesting observation from this investigation is that as TOC increases, there is a significant reduction in the adsorbed amount of Cs, from 20,000 mg/kg to approximately 4,500 mg/kg. Subsequently, the adsorbed amount of Cs remains relatively stable at approximately 4,500 mg/kg when TOC levels off at around 15 mg/kg. It can be concluded that an abundance of DOM in solution (or pore water) will result in a significant loss of the material's adsorption capacity.

Figure 6 illustrates the relationship between K_d and TOC. The K_d values decrease by approximately one order of magnitude with an increase in the amount of slightly more than 10 mg/L. The findings provide compelling evidence that the organic matter leached from the SAP exerts a significant influence on the material's capacity to adsorb Cs. This also suggests that DOM in soil pore water may have a significant impact on the mobility of Cs in soil. Therefore, it is suggested that the impact of DOM is considered when examining Cs migration in the soil. In addition, further research is needed, paying more attention to the effects of different types of DOM on the adsorption of Cs by polymeric materials.

Kinetics and mechanisms of caesium adsorption Adsorption kinetic experiments were used to investigate the rate and mechanism of adsorption of Cs by the soil modifier. The tests were carried out by adding 1.0 g of the modifier to 200 mL of Cs⁺ solution (25 mg/L, pH 5.5–5.9) ($n = 1$) and shaking the mixtures for different durations (from 30 minutes to 28 hours). The results of these tests are shown in **Fig. 7**.

As noted previously, the process of SAP hydration results in the dissolution of sodium ions. The evolution of Na⁺, as shown in **Fig. 7**, suggests that the hydration of SAP in this material takes several hours to reach equilibrium conditions. This investigation suggests that equilibrium conditions can be established within a 24-hour shaking period. This is evidenced by the relative stability of both the concentrations of Na⁺ and the adsorbed amount of Cs beyond this time frame.

A further significant observation is that the adsorbed amount of Cs is comparatively high when the shaking time is brief (e.g., 30 minutes). Furthermore, the dissolution of K⁺ does not change significantly when the shaking time is prolonged, for example, to 28 hours. It is important to note that the Cs⁺/K⁺ ion exchange mechanism represents a significant mechanism through which Cs is adsorbed by clay minerals.^{34,35} Since the concentrations of K⁺ do not change significantly, yet the TOC increases and the adsorbed amount of Cs decreases with longer shaking times, it can be concluded that the effects of DOM are significant.

It was also observed that the highest adsorption amount was attained when a shaking time of 30 minutes was used. For this duration of shaking, the SAP within the material is expected to be in a partially hydrated state. This suggests that the primary adsorption mechanism of Cs within the material is associated with interactions between Cs and soil minerals. This also means that the organic matter leached from the SAP blocks the adsorption sites in the soil minerals.

4. Concluding remarks

A series of batch adsorption tests were carried out to assess the adsorption characteristics of Cs in a soil modifier containing some amount of SAP. The findings indicated that such polymeric soil modifiers have a certain capacity to adsorb Cs. Nevertheless, it was found that the presence of substantial amounts of DOM in solutions (or pore water) could significantly diminish the adsorption capacity of these materials. As a result, it is advisable to consider the effects of DOM when investigating the leachability of rCs in the removed soil. Moreover, further investigations are suggested to explore the influence of DOM on Cs adsorption by polymeric materials, with particular attention to the effects of different types of DOM.

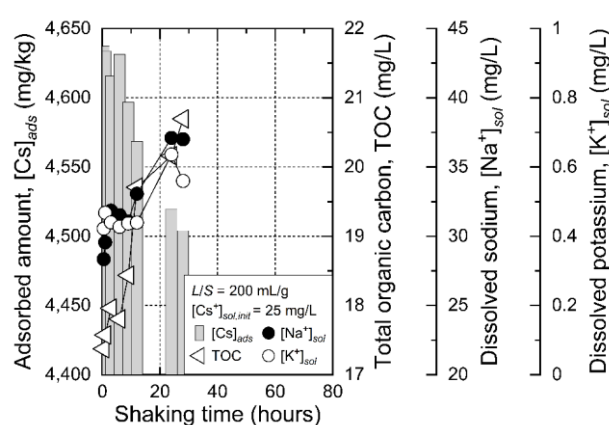


Fig. 7. Changes in the adsorbed amount of Cs and concentrations of TOC and specific cations after adsorption tests with different shaking times.

In conclusion, the function of polymeric soil modifiers in adsorbing rCs in removed soil represents a significant benefit. This is a particularly relevant issue in the disposal of soils with an exceedingly high level of radioactivity (e.g., in the hundreds of thousands Bq/kg), since the fate and transport of rCs in landfills represents a potential environmental concern. The findings of this study may prove invaluable in the design of landfill configurations that incorporate appropriate measures to ensure safe disposal of these materials.

Acknowledgement

The authors thank Chihiro Sato (NIES) for assistance with the chemical analyses.

References

- 1) Hashimoto S, Komatsu M, Miura S. Radioactive materials released by the Fukushima nuclear accident. In: Hashimoto S, Komatsu M, Miura S, editors. Forest radioecology in Fukushima: radiocesium dynamics, impact, and future. Singapore: Springer Nature Singapore; 2022. p. 1–10.
- 2) Hohara S-y, Inagaki M, Kojima K, Yamanishi H, Wakabayashi G, Sugiyama W, et al. Survey of living environmental land contaminated with radioactive materials due to Fukushima Daiichi nuclear plant accident. Trans. Atomic Energy Soc. Jpn. 2011;10(3):145–8.
- 3) Kinoshita N, Sueki K, Sasa K, Kitagawa J-i, Ikarashi S, Nishimura T, et al. Assessment of individual radionuclide distributions from the Fukushima nuclear accident covering central-east Japan. Proc. Natl. Acad. Sci. USA . 2011;108(49):19526–9.
- 4) Ministry of the Environment. Key points toward reconstruction and revitalization of the affected areas in Fukushima. [online]. MOE: Japan; 2024 [Accessed 8 September 2024]. Available from: https://josen.env.go.jp/en/pdf/initiatives_2402.pdf
- 5) Ministry of the Environment. Decontamination guidelines (tentative translation) [online]. 2nd ed. Japan: MOE; 2013 [Accessed 8 September 2024]. Available from: https://josen.env.go.jp/en/framework/pdf/decontamination_guidelines_2nd.pdf
- 6) Ministry of the Environment. Amount of waste delivered to interim storage facilities by municipality [online]. MOE: Japan; 2024 [Accessed 8 September 2024]. Available from: https://josen.env.go.jp/chukanchozou/transportation/pdf/transportation_2408.pdf
- 7) Ministry of the Environment. Booklet to provide basic information regarding health effects of radiation [online]. 4th ed. Japan: MOE; 2024 [Accessed 8 September 2024]. Available from: <https://www.env.go.jp/en/chemi/rhm/basic-info/1st/index.html>

- 8) Inui T, Oyama S, Kotake S, Miura T. Transitions of ground improvement technologies in Japan IV: remediation and management of radioactively contaminated soils. *J. Soc. Mater. Sci. Jpn.* 2016;65(11):824-9.
- 9) Asada M, Nakashima H, Sato D, Yokoyama K, Iwabuchi M. Improvement of soil handling at interim storage facilities. *Shimizu Corp. Res. Rep.* 2018;96:45-50.
- 10) Zheng H, Mei P, Wang W, Yin Y, Li H, Zheng M, et al. Effects of super absorbent polymer on crop yield, water productivity and soil properties: a global meta-analysis. *Agric. Water Manag.* 2023;282:108290.
- 11) Chang L, Xu L, Liu Y, Qiu D. Superabsorbent polymers used for agricultural water retention. *Polym. Test.* 2021;94:107021.
- 12) Malik S, Chaudhary K, Malik A, Punia H, Sewhag M, Berkesia N, et al. Superabsorbent polymers as a soil amendment for increasing agriculture production with reducing water losses under water stress condition. *Polymers.* 2022;15(1):161.
- 13) Shimizu S, Tanaka M, Miyata Y. Evaluation of basic physical properties of modified soil using water-absorbing polymer by X-ray CT. *Proceedings of the 54th Japan national conference on geotechnical engineering*, 16-18 July 2019, Saitama. Japan: Japanese Geotechnical Society; 2019. p. 557-8.
- 14) Mo J, Endo K. Compressibility and compressive strength of the modified removed soil from decontamination projects in Fukushima. *Jpn. Geotech. Soc. spec. publ.* 2020;8(5):176-81.
- 15) Mo J, Endo K, Miura T, Arai H. Bench scale percolation tests on radioactive Cs-contaminated soil in Fukushima and soil modified with water-absorbing polymer agent. *Soils Found.* 2022;62(6):101237.
- 16) Chen S, Hu J, Han S, Guo Y, Belzile N, Deng T. A review on emerging composite materials for cesium adsorption and environmental remediation on the latest decade. *Sep. Purif. Technol.* 2020;251:117340.
- 17) Miura A, Kubota T, Hamada K, Hitomi T. Adsorption efficiency of natural materials for low-concentration cesium in solution. *Water Sci. Technol.* 2016;73(10):2453-60.
- 18) Kim H, Kim J, Hyun SP, Kwon KD. Toward a mechanistic understanding of cesium adsorption to todorokite: a molecular dynamics simulation study. *J. Hazard. Mater.* 2022;436:129250.
- 19) Higaki S, Oishi T. A study for storage, treatment and separation from cesium of treated water containing tritium by using super absorbent polymer. *J. Soc. Remed. Radioact. Contam. Environ.* 2022;10(1):17-25.
- 20) Fuller AJ, Shaw S, Ward MB, Haigh SJ, Mosselmans JFW, Peacock CL, et al. Caesium incorporation and retention in illite interlayers. *Appl. Clay Sci.* 2015;108:128-34.
- 21) Mukai H, Hirose A, Motai S, Kikuchi R, Tanoi K, Nakanishi TM, et al. Cesium adsorption/desorption behavior of clay minerals considering actual contamination conditions in Fukushima. *Sci. Rep.* 2016;6(1):21543.
- 22) Manaka T, Ohashi S, Ogo S, Otsuka Y, Furusawa H. Sorption and desorption experiments using stable cesium: considerations for radiocesium retention by fresh plant residues in Fukushima forest soils. *J. Radioanal. Nucl. Chem.* 2021;329(1):213-24.
- 23) Patra K, Mittal VK, Bera S, Sengupta A, Sahu AK, Valsala TP, et al. Role of Mg^{2+} and K^{+} ions in retention of radio-cesium ($^{137}Cs^{+}$) in vermiculite clay. *J. Hazard. Mater. Adv.* 2024;13:100411.
- 24) Tsukada H, Hasegawa H, Hisamatsu S-i, Yamasaki S-i. Transfer of ^{137}Cs and stable Cs from paddy soil to polished rice in Aomori, Japan. *J. Environ. Radioact.* 2002;59(3):351-63.
- 25) Tanaka T, Ohnuki T. Influence of soil/solution ratio on adsorption behavior of cesium on soils. *Geochem. J.* 1994;28(5):369-76.
- 26) Dumat C, Staunton S. Reduced adsorption of caesium on clay minerals caused by various humic substances. *J. Environ. Radioact.* 1999;46(2):187-200.
- 27) Munthali MW, Johan E, Aono H, Matsue N. Cs^{+} and Sr^{2+} adsorption selectivity of zeolites in relation to radioactive decontamination. *J. Asian Ceram. Soc.* 2015;3(3):245-50.
- 28) Sasaki K, Yukito K, Ishikawa N, Chunhong Y, Sasamoto M, Ito A. Cs mobility in the presence of soil dissolved organic matter (DOM)—perspectives on the inhibition of Cs sorption onto vermiculite by DOM and Cs sorption onto DOM. *Jpn. J. JSCE.* 2023;79(25):23-25038.
- 29) Cheng T, Saiers JE. Effects of dissolved organic matter on the co-transport of mineral colloids and sorptive contaminants. *J. Contam. Hydrol.* 2015;177-178:148-57.
- 30) Fan QH, Tanaka M, Tanaka K, Sakaguchi A, Takahashi Y. An EXAFS study on the effects of natural organic matter and the expandability of clay minerals on cesium adsorption and mobility. *Geochim. Cosmochim. Acta.* 2014;135:49-65.
- 31) Polubesova T, Chen Y, Navon R, Chefetz B. Interactions of hydrophobic fractions of dissolved organic matter with Fe^{3+} - and Cu^{2+} -montmorillonite. *Environ. Sci. Technol.* 2008;42(13):4797-803.
- 32) Schlautman MA, Morgan JJ. Adsorption of aquatic humic substances on colloidal-size aluminum oxide particles: Influence of solution chemistry. *Geochim. Cosmochim. Acta.* 1994;58(20):4293-303.
- 33) Weng, Van Riemsdijk WH, Koopal LK, Hiemstra T. Adsorption of humic substances on goethite: comparison between humic acids and fulvic acids. *Environ. Sci. Technol.* 2006;40(24):7494-500.
- 34) Tachikawa H, Haga K, Yamada K. Mechanism of K^{+} , Cs^{+} ion exchange in nickel ferrocyanide: a density functional theory study. *Comput. Theor. Chem.* 2017;1115:175-8.
- 35) Loganathan N, Kalinichev AG. Quantifying the mechanisms of site-specific ion exchange at an inhomogeneously charged surface: case of Cs^{+}/K^{+} on hydrated muscovite mica. *J. Phys. Chem. C.* 2017;121(14):7829-36.

古紙微細加工粉体を添加した砂の保水性と 吸排水メカニズムの検討

セルロース 古紙 保水性

グロースパートナーズ

非会員

○土井雅裕

非会員

藤井成厚

安藤ハザマ

正会員

永井裕之

正会員

齋藤孝治

鹿島建設（元京都大学修士学生）

正会員

浅井泰一郎

広島大学

正会員

木戸隆之祐

京都大学

正会員

澤村康生

1. はじめに

建設工事において発生する建設汚泥や浚渫土砂などの高含水泥土は、原土のままでは運搬などの作業が難しく、改質などの処理を施す必要がある。これまで、このような泥土に対して主にセメント固化材や石灰等の水和反応による固化や流動性の低下を図るケースがほとんどであったが、我々研究グループでは古紙を微細加工した吸水材（Finely Shredded Paper : FSP）の開発¹⁾²⁾を実施している。古紙を微細加工して得られる天然高分子（セルロース）粉体を、高含水比泥土への添加、攪拌し、泥土の流動性を即時に低下させることが可能であり、そのメカニズムは化学反応を伴わずにセルロースによる吸水を主とした物理的作用のみで効果が得られ、泥土自体の化学生成を損なわないことが特徴である。本研究では、古紙を微細加工した吸水材を地盤に添加した際の吸水メカニズムを明らかにすることを目的とし、前述の吸水材と豊浦砂との混合土に対して保水性試験およびCT撮影を実施し、地盤内での吸水材の吸水量および性状について検討を行った。

2. 実験概要

（1）目的

本研究では、FSPを地盤に添加した際の保水性能および吸水メカニズムについて保水性試験およびCT画像を用いた画像解析による検証を行う。一般的に、FSPは粘性土由来の泥土処理に用いられることが多いため、粘性土を対象土に選定することも検討したが、粘性土は粒径が小さいためにCT画像の中で空隙分布が見えにくくなり評価が困難になるという懸念があった。そのため、本研究では粘性土に比べて粒径が大きく、CT画像の評価が比較的容易であると推測される豊浦砂を対象土とした。

（2）吸水材の種類と製造方法

吸水材の原料となる古紙は、主に紙粉とシュレッター屑に大別される。シュレッター屑はオフィスなどで発生する一般的なものや、機密文章処理サービス会社が回収した機密文書を業務用シュレッダーなどで破碎処理した際に発生する屑も含まれている。これらのシュレッター屑を微細加工して得られた吸水材をFSPと定義する。しかし、FSPは前述したように様々なシュレッター屑を原料としているため、FSPの吸水量などの性能には若干のばらつきが含まれることが特徴である。

そのため、本研究では、古紙ではなく新品のコピー紙を原料とし、FSPと同様の製造方法で微細加工した粉体（以下、標準FSP）を使用した。標準FSPの概要¹⁾²⁾、FSP、標準FSPの嵩密度と吸水量の関係³⁾をそれぞれ図-1、図-2に示す。



図-1 標準FSPの概要³⁾

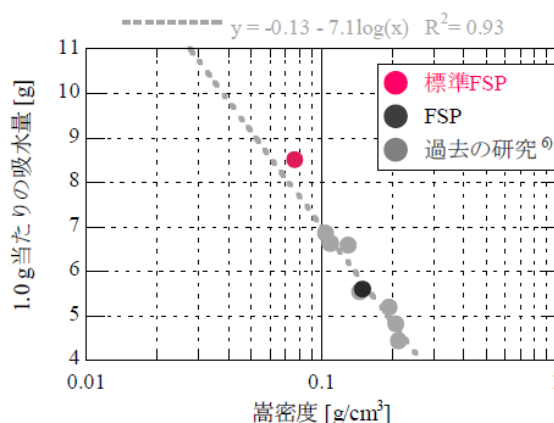


図-2 嵩密度と吸水量の関係³⁾

Water retention performance of finely processed waste paper powder in the ground Examination of absorption and drainage mechanism

Masahiro Doi, Nariatu Fujii(Growth partners),
Hiroyuki Nagai, Koji Saito(Hazama Ando Co., Ltd.)
Shinichiro Asai(Kajima Co., Ltd.), Ryunosuke
Kido(Hiroshima Univ.), Kousei Sawamura((Kyoto Univ.)

(3) 実験ケース

本実験では、豊浦砂単体⁴⁾と標準 FSP を混合した 2 ケースについて保水性試験および CT 撮影⁵⁾を実施し、両者の比較を行った。

(4) 供試体作製方法

試料は、豊浦砂に標準 FSP を豊浦砂の乾燥重量に対して 1%添加混合して作製するものとし、下記 a) ～e) に示す Kido et al⁶⁾ と同様の方法を採用し、なるべく密な飽和供試体を作製した。供試体作製方法の概要を図-3 に示す。

- サクシオンポンプを用いて空気浸入値が 50 kPa のセラミックディスクを飽和させる。
- 内径 20 mm のアクリル円筒容器に飽和させたセラミックディスクを搭載し、容器内に高さ約 20 mm 分の水を入れる。
- 豊浦砂と標準 FSP を 1%混合した試料を円筒容器内に 4 層に分けて投入する。各層、円筒容器を接続する装置にハンマーで 100 回ずつたたき試料に振動を与え、なるべく密に締固める。
- 試料上面に直径約 19 mm のポリフロンフィルターを載せた後、試料・フィルター上面の余分な水を除去する。
- 供試体作製後、ビュレット水面と供試体上部の高さを合わせ、1 日程度静置し、ビュレット水面高さから供試体の水分量が平衡に至ることを確認する。

上記の方法により供試体を作製した。表-1 に供試体諸量を示す。
以下に、間隙比 e の算出方法を示す。

$$e = V_v / (V_s + V_p) \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot (1)$$

こ こ で、

V_v : 間隙体積[cm³]

V_s : 豊浦砂の土粒子体積[cm³]

V_p : 標準 FSP の粒子体積[cm³]

なお、豊浦砂+標準 FSP の相対密度 D_r は、豊浦砂単体の最大間隙比 e_{\max} 、最小間隙比 e_{\min} と豊浦砂+標準 FSP の間隙比 e を用いて算出した。表-1 に示す豊浦砂+標準 FSP の相対密度が負の値を示している。これは、標準 FSP を混ぜたことで間隙比 e は大きくなり、その値が豊浦砂の最大間隙比 e_{\max} を上回ったことに起因する。

図-4 に試験装置の概要図を示す。供試体下部はビュレットと接続し、差圧計を用いて排水・吸水量を測定した。また、

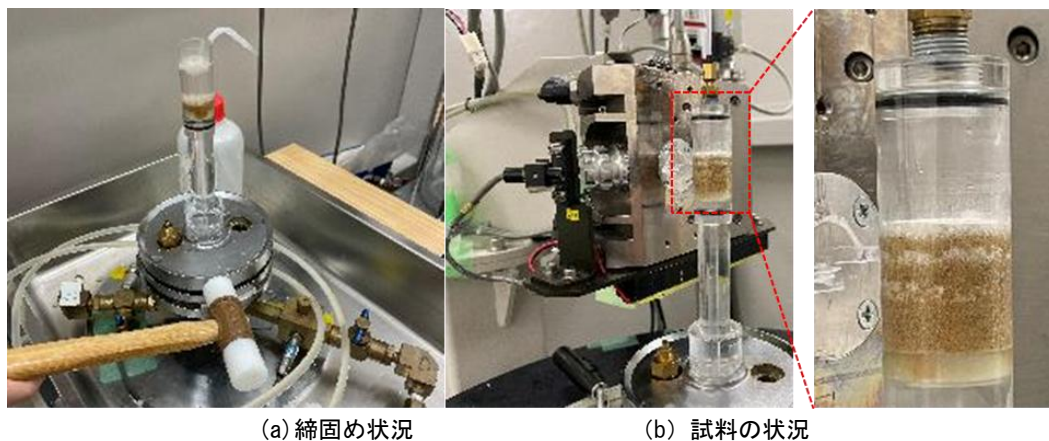


図-3 供試体作製方法の概要

表-1 供試体諸元

	豊浦砂	豊浦砂+標準 FSP
初期間隙比	0.64	0.88
初期飽和度 [%]	100	100
豊浦砂の相対密度 [%]	93.4	-3.73
供試体直径 [mm]	20.0	20.0
供試体高さ [mm]	20.1	21.5

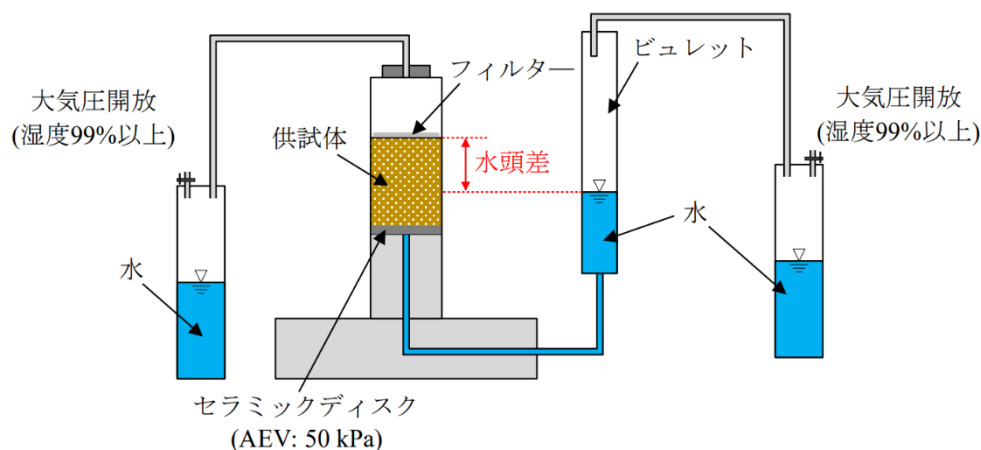


図-4 保水性試験装置の概要

供試体内部およびビュレット水面からの水の蒸発を防ぐため、供試体上部およびビュレット上部は湿度 99%以上の大気圧下の空気と接続した。

(4) 保水性試験および CT 撮影方法

本実験の実験手順を以下に示す。試験方法は JGS0151-2009 に準拠して行った。

- 手順1 ビュレット水面が供試体上面よりも低い位置になるようにビュレットを下げて固定する。1日から2日程度静置し、差圧計を用いて吸排水量の収束を確認する。
- 手順2 収束後、ビュレット水面と供試体上面の高さの差を記録する。
- 手順3 供試体とビュレット間の経路のコックを閉じ、非排水状態とする。
- 手順4 供試体を CT 撮影装置に設置し、CT 撮影を行う。
- 手順5 CT 撮影後、供試体とビュレット間の経路を接続し、ビュレット水面高さを換え水頭差を与える。
- 手順6 手順 1～6 を排水過程から吸水過程まで連続して実施する。

ここに、本研究に使用した X 線 CT 装置および Flat Panel Detector (以下、FPS) の仕様、CT 撮影状況および CT 撮影領域をそれぞれ表-2、図-5、6 に示す。本研究では、京都大学が保有するマイクロフォーカス X 線 CT 装置⁷⁾ (KYOTO-GEOμXCT (TOSCANER-32250μhbk, 東芝 IT コントロールシステム製)) を用いて供試体内部の画像を撮影した。X 線源は、最大管電力 225kV, 最大管電流は 888μA, 最大焦点サイズは 4μm, 最大 5μm の空間分解能⁵⁾で物体を可視化する。検出器には Flat Panel Detector (FPD)⁵⁾を用いており、従来型の X 線検出器に比べて高解像度の CT 画像の撮影が可能となる。

表-2 CT 撮影条件

X 線源	最大管電圧 (kV)	225
	最大管電流 (μA)	888
	最大消費電力 (μm)	200
	最大焦点サイズ (μm)	4
Flat Panel Detector (FPD)	マトリクスサイズ (Voxel)	1024 ²
	最大空間分解能 (μm)	5
	積分時間 (ms)	66-999
	ビュー数	600-4800
	積算枚数	10-50

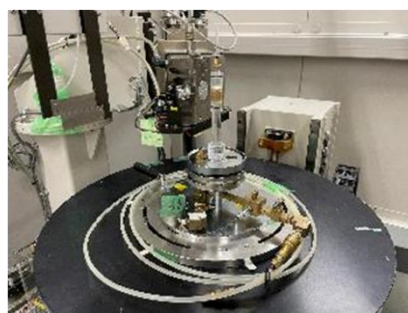


写真-5 CT 撮影状況

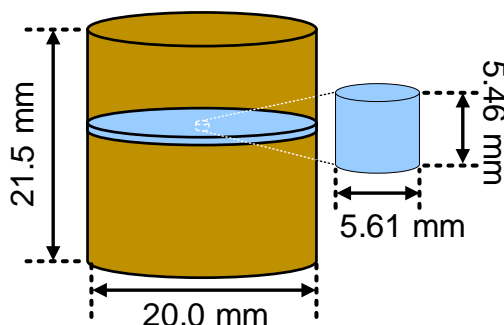


図-6 CT 撮影領域

3. 実験結果

(1) 保水性試験

保水性試験における各サクションおよび飽和度の結果と水分特性曲線をそれぞれ図-7 に示す。なお、試験時の初期状態は完全に飽和しているとの仮定する。

まず、表-3、図-7 より、各供試体の排水・吸水過程におけるサクション変化に対する飽和度の増減傾向について確認する。排水仮定ではサクションの低下に伴い飽和度は低下し、吸水仮定ではサクションの増加に伴い飽和度が増加する傾向がみられた。この傾向は、一般的な土質のそれと同様であり、サクション変化に伴う飽和度の増減傾向は標準 FSP の添加有無に依らず同様の傾向を示すことがわかった。

次に、各供試体の排水・吸水仮定における飽和度の増減量について確認する。排水過程におけるサクションの低い領域（0～4kPa）においては標準 FSP を添加した供試体と豊浦砂のみの供試体は概ね同様の飽和度低下量を示すが、サクションが高い領域（5～10kPa）においては標準 FSP を添加した供試体の飽和度低下量が著しく小さいことがわかる。これは、標準 FSP 自体が間隙水を保持しているに他ならない結果である。一方、吸水過程においては、豊浦砂のみの供試体はサクションの低下に伴い飽和度は一様に増加するが、標準 FSP を添加した供試体はサクション 2～10kPa の領域では飽和度の増加量が著しく小さく、低サクション 0～2kPa の領域で急激に飽和度を増加させることがわかった。

ここで、吸排水過程における空隙とサクションの関係について確認する。まず、豊浦砂に標準 FSP を添加した供試体は、土粒子間に標準 FSP が入ることにより、豊浦砂単体に比べて見かけ上は空隙が大きい。一般的に、排水過程では、サクションの増加に伴い空隙が部分から小さい部分の順に排水する。一方、吸水過程においては、サクションの減少に伴い空隙が小さい部分から大きい部分の順に吸水する特性がある。この特性を考慮すると、豊浦砂に標準 FSP を添加した供試体は、豊浦砂単体に比べて空隙が大きくなるため、しっかり吸水させるためには豊浦砂単体の供試体よりも小さいサクションに設定する必要がある。これが、低サクション領域で急激に飽和度が増加した要因の一つと考えられる。

以上の結果より、標準 FSP を添加することにより保水性が向上する効果を明確に示すことができた。また、サクションの変化に伴う飽和度の増減量の違いも確認することができた。これには空隙のサイズによる影響が考えられることから、各サクションにおける CT 画像撮影による検証を実施した。次章には、CT 撮影画像の検証による吸排水メカニズムの考察を行う。

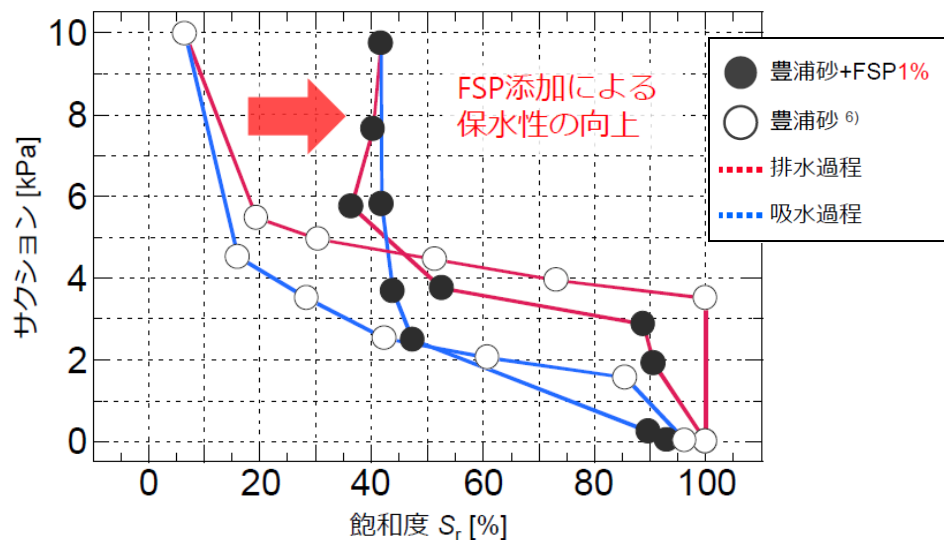


図-7 豊浦砂に標準 FSP を添加した際の水分特性曲線

(2) CT 撮影による供試体内部の観察

CT 撮影した供試体の内部構造について確認する。

図-8 に各サククションにおける供試体の水平断面画像を示す。ただし、ここでは各サククションにおける CT 撮影領域は撮影時の回転テーブルの振動によってわずかに水平・鉛直方向に変位するため、Affine 変換を行い撮影画像領域の統一を行った画像を示している。密度が高い物質ほど白く、密度が低い物質ほど黒く表される。豊浦砂に含まれる砂鉄が白色、砂粒子は乳白色で、間隙空気は黒色で表される。灰色の物質は水または水を吸水した標準 FSP であると考えられる。

図-9 に各サククションにおける供試体の水平断面画像から間隙空気、水または標準 FSP、土粒子を三値化した画像を示す。この三値化処理では、空気—水、水—砂粒子間の閾値を各サククションの CT 画像における CT 値のヒストグラムの極小値によって決定し、空気、水、砂の三相を simple threshold でセグメンテーションを行った。このとき CT 値のヒストグラムから水と水を吸水した標準 FSP の CT 値を明確に区別することはできなかった。しかし、空気、水、砂粒子の CT 値はヒストグラムから明瞭に区別できた。今回の CT 画像による検討は標準 FSP の状態を精緻に定量評価するのではなく定性的に可視化することが目的であるため、simple threshold により CT 値による閾値はなるべく各サククション間で統一する手法を用いている。

図-9 より、間隙サイズを確認すると、標準 FSP が存在する箇所は、存在しない箇所に比べて間隙が大きいことがわかる。前述のように、排水過程では、サククションの増加に伴い標準 FSP の周りの比較的大きな空隙から排水が進み、その後に FSP が存在しない小さな間隙から排水する。吸水過程では、サククションの減少に伴い標準 FSP が存在しない小さな間隙から吸水が進み、その後に標準 FSP 周りの比較的大きな間隙から吸水する傾向がある。そのため、標準 FSP を添加

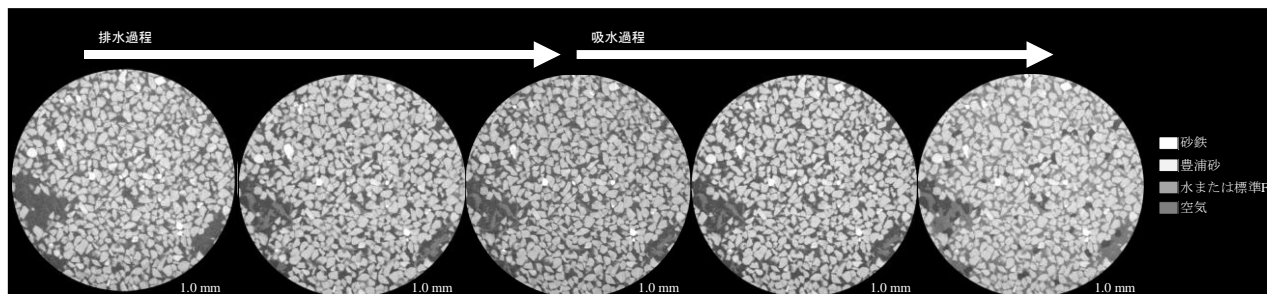


図-8 各サククションにおける供試体の水平断面画像

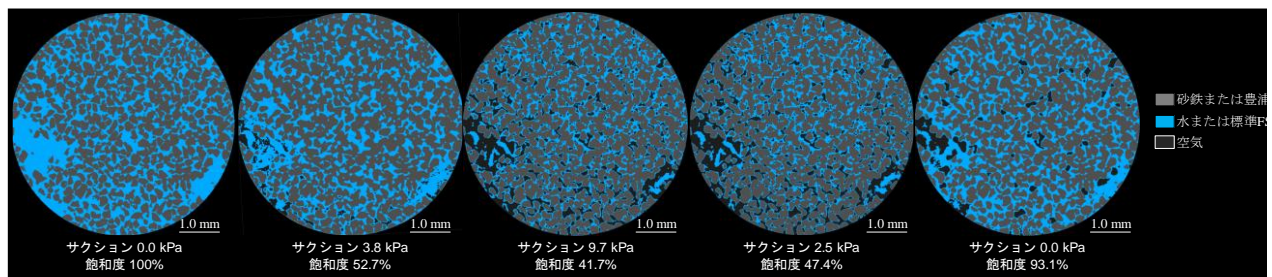


図-9 各サククションにおける供試体の水平断面の三値化画像

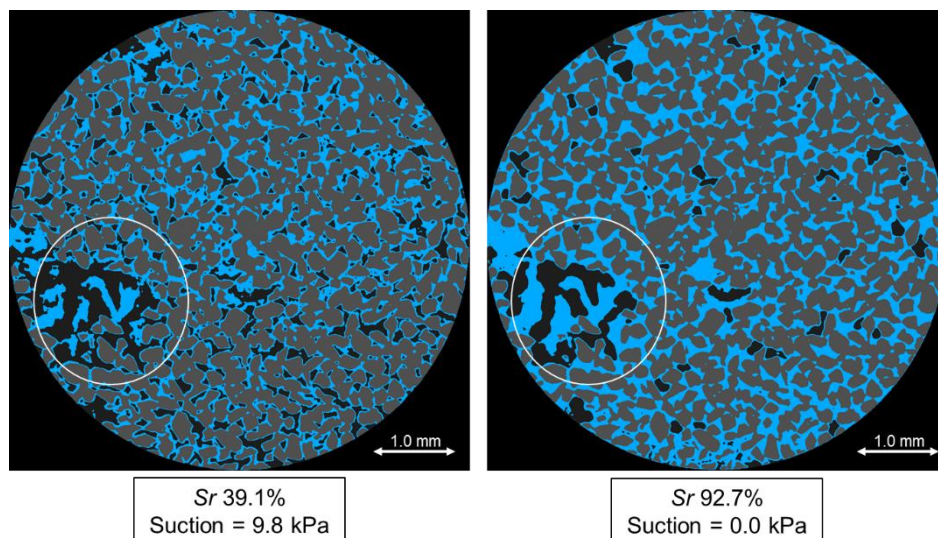
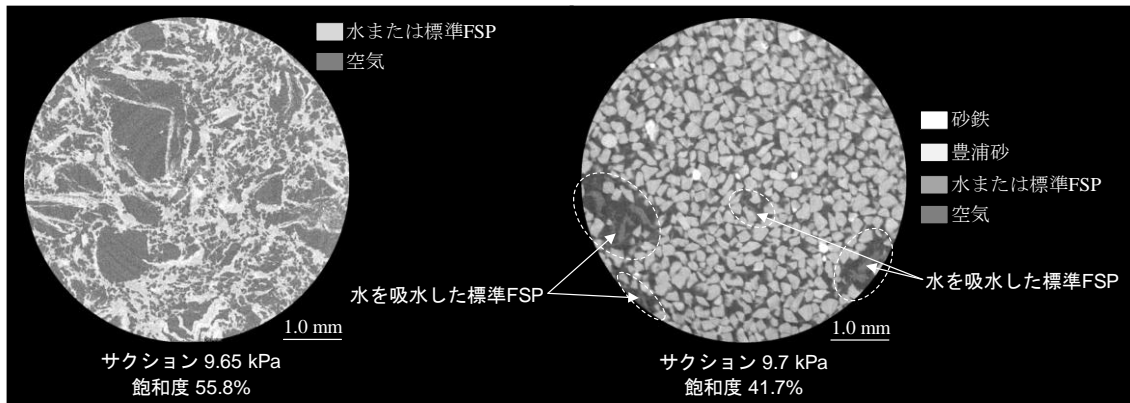


図-10 標準 FSP が土粒子に接触しないで存在する状態

表-3 標準 FSP と水の混合供試体の諸量

	初期状態	試験後
初期間隙比	9.16	7.89
初期飽和度 [%]	100	55.8
供試体直径 [mm]	20.0	20.0
供試体高さ [mm]	1.60	1.40



(a) 標準 FSP と水のみ供試体の水平断面画像 (b) CT における標準 FSP を示す画像の一例

図-11 供試体水平断面の様子

した供試体は大きな空隙が大きく、低いサクションで急激に飽和度が増加する傾向と合致している。加えて、吸排水過程のすべての段階において標準 FSP は水相と認識されているため、図中のサクション 9.7kPa で飽和度 41.7%の結果からもわかるように、標準 FSP は少なくとも 10kPa 程度のサクションでは排水できない程の保水性を示すといえる。

図-10 は、別途実施した同様の実験にて得られた CT 画像である。図中の白丸をみると、標準 FSP が土粒子に接触しない状態で存在しているような傾向が確認された。

図-11 (a) に標準 FSP と水のみで作製した供試体にサクションを 10 kPa 与えて排水させた際の水平断面画像を示す。表-3 に供試体諸量を示す。図 11 (a) より、水を吸水した標準 FSP の様子を確認することができる。図-11 (b) は、図-8 に示す各セクションの供試体水平断面図のうちサクション 9.7kPa、飽和度 41.7%の結果を示すが、図中の白点線が示すエリアには、図-11 (a) に示すような水を吸水した標準 FSP が土粒子に接触せず存在している様子が確認できる。この要因の一つとしては、供試体時に土と標準 FSP を混合した際、土と混合しきれずに標準 FSP 同士が塊状に残ってしまうことが考えられる。これは、前述した吸水過程における低いサクション時になるまで飽和度が上がらなかった要因の一つでもあると考えられる。すなわち、吸水過程において土間隙中を通るはずの水の動きが土間隙中に浮遊する塊状の標準 FSP により阻害された可能性も考えられる。

4. 結論

本研究では、標準 FSP を豊浦砂に添加した供試体と豊浦砂のみで作成した供試体の保水性および CT 画像によるメカニズムの検証を行い、下記に示す知見を得た。

- 1) いずれも排水過程においてはサクションの増加に伴い飽和度は増加傾向を示し、吸水過程においてはサクションの低下に伴い飽和度の増加傾向を示した。この傾向は、一般的な土質と同様の傾向を示す。
- 2) 排水過程における低サクション領域 (0~4kPa) では、いずれも概ね同様の飽和度低下量を示すが、高サクション領域 (5~10kPa) では、標準 FSP を添加した供試体の飽和度低下量が著しく小さい。これは、標準 FSP 自体が間隙水を保持しているに他ならない結果である。
- 3) 吸水過程における高サクション領域 (2~10kPa) では、豊浦砂単体の居死体はサクションの低下に伴い飽和度は一様に増加するが、標準 FSP を添加した供試体は低サクション領域 (0~2kPa) で急激に飽和度が増加する。
- 4) 豊浦砂に標準 FSP を添加した供試体は、豊浦砂単体に比べて大きな空隙が多く存在する。
- 5) 排水過程では、サクションが増加すると FSP の周りの比較的大きな空隙から排水が進み、その後に FSP が存在しない間隙から排水する傾向がある。一方、吸水過程では、サクションが減少すると FSP の周りの間隙よりも FSP が存

在しない比較的小さな間隙から吸水しやすい特性がある。このため、豊浦砂に標準 FSP を添加した供試体は豊浦砂単体よりも大きな空隙が多いため、吸水過程で小さなサクション領域で飽和度が大幅に増加する。

- 6) CT 画像によると、豊浦砂に標準 FSP を添加した供試体には、標準 FSP が水を保持した状態で土粒子に接触せずに存在する。このため、吸水過程において土粒子間隙を通るはずの水の動きが標準 FSP により阻害されることが考えられる。これも、吸水過程においてより小さなサクション領域で飽和度が大幅に増加した要因の一つとして考えられる。

【参考文献】

- 1) 澤村康生, 矢野隆夫, 相原恵一, 西村正幸, 木村 亮: セルロースを主成分とする微細粉体による高含水泥土の力学特性変化, 第 12 回環境地盤工学シンポジウム発表論文集, 地盤工学会, No.15-4, pp.505-510, 2017.
- 2) 木田翔平, 澤村康生, 矢野隆夫, 木村 亮: 古紙を原料とする微細粉体を用いた高含水泥土処理における強度と運搬性の変化, 第 13 回地盤改良シンポジウム論文集, No.9-3, pp.443-450, 2018.
- 3) 浅井泰一郎: 古紙微細粉体による処理泥土の力学特性および長期安定性に関する研究, 京都大学大学院工学研究科社会基盤工学専攻修士論文, 2023.
- 4) Kido, R., Higo, Y., Takamura, F., Morishita, R., Khaddour, G. and Salager, S.: Morphological transitions for pore water and pore air during drying and wetting process in partially saturated sand, *Acta Geotechnica*, Vol.15, No.2, pp.1745-1761, 2020.
- 5) 木戸隆之祐, 肥後陽介, 高村福志: 三軸圧縮下の不飽和砂の嗜好的なせん断帯発達過程における歡迎水の美辞的特性, 土木学会論文集 C, Vol73, No.2, pp.223-247, 2017.
- 6) Kido, R., Higo, Y. and Takamura, F.: Investigation of volume distribution for pore water and pore air in partially saturated sand subjected to drying and wetting through morphological image processing, *Proc. of the 16th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, 2019.

ペーパースラッジ灰系改質材を用いた建設発生土への CO₂ 固定に関する基礎実験

ペーパースラッジ灰系改質材 CCUS カーボンニュートラル

五洋建設(株)

○田村 勇一朗

五洋建設(株)

田中 裕一

domi 環境(株) 正会員

山内 裕元

1. 背景

昨今、地球温暖化に起因する自然災害の激甚化・頻発化に対する気候変動緩和・適応策の実施が不可避となっている。日本においても 2020 年に 2050 年カーボンニュートラル実現が宣言され、GHG 排出量の実質ゼロを目的としたグリーン成長戦略の重要 14 分野の一つに土木インフラ産業も掲げられた。一方で、土木インフラ分野における年間 CO₂ 排出量は公共事業の建設段階で 1,666 万 t-CO₂(2022 年度)であり、その内訳は SCOPE1,2 が 37%、SCOPE3 が 63%である。コンクリートや鋼材等の材料製造(SCOPE3)由来の CO₂ 排出が 6 割以上を占めており、低炭素型材料への転換が重要である¹⁾。国土交通省の環境行動計画においても、低炭素型コンクリート等の導入促進を図るため、工事現場での新技術の試行に関する取組みが計画されているが、製造コストや適用用途が限定される点等の実用面での課題を抱えている²⁾。

他方で、建設工事で発生する建設発生土は 2018 年度で年間 1 億 3 千万 m³ と推定されており、土質区分に応じてセメントや石灰等を混合して安定処理され内陸受入れ地等に処分されている³⁾。脱炭素の観点では、セメントや石灰系改質材は製造時の燃料消費に伴う材料の CO₂ 排出量が高く⁴⁾、セメントレスなリサイクル材料への移行も有効と考えられる。例えば、製鉄過程で生じる製鋼スラグと軟弱な浚渫土を用いたカルシア改質技術による CO₂ 回収・固定も既に報告⁵⁾もされているが、浚渫土発生量 1,600 万 m³/年(2013 年度)³⁾と比べて建設発生土の活用による規模効果は高いと考えられる。

現在、リサイクル材であり無機系吸水性材料の一種であるペーパースラッジ灰(PS 灰)系改質材が開発されている(写真-1)。製紙製造工程の副産物である製紙汚泥を燃料資源化した際に生じる焼却灰を水和処理した材料であり、多孔質粒子での物理的吸水と Ca 成分による水和固化反応を利用して高含水の不良土等を吸水性改質土とするものである⁶⁾。以上の経緯から、この PS 灰系改質材に含まれる Ca 成分に着目し、大気や排気ガス中の CO₂ を回収し改質材を介して土壌中に炭酸塩として固定することで、改良された建設発生土は CO₂ 固定材料として利用でき、土木インフラ分野の脱炭素化に貢献する炭素回収・利用・貯留技術(CCUS)となり得る可能性が考えられた。

2. 目的

本研究では、前述の脱炭素化に向けた着想を基に PS 灰系改質材を用いた建設発生土での CCUS の可能性を検討するため、以下に示す PS 灰系改質材や改質土を用いた基礎的な室内実験及び CO₂ 削減効果の検討を試みた。

- ・ PS 灰系改質材の CO₂ 固定能力の把握
CO₂ 固定メカニズムやポテンシャル試験
- ・ 改質土への CO₂ 固定と中性化の傾向確認
CO₂ 供給による CaCO₃ 生成及び中性化確認試験
- ・ 施工時での CO₂ 固定能力の確認
各施工過程での CO₂ 固定量・強度の比較試験
- ・ PS 灰系改質材の CO₂ 削減効果の検討
従来材料・改質土との強度や CO₂ 排出量の比較

3. PS 灰系改質材の CO₂ 固定能力の把握

PS 灰系改質材の化学的吸水作用は、主に改質材中に含有するカルシウム(Ca(OH)₂)に起因するセメントに近い水和物の生成が寄与していると考えられている⁶⁾。本研究では図-1 に示すように、カルシウム成分を含む PS 灰改質材の粒子表面付近で生じる Ca(OH)₂ と間隙中の CO₂ との炭酸化反応による CO₂ 固定メカ



PS 灰系改質材

混合後の改質土

写真-1 PS 灰系改質材(改質土)

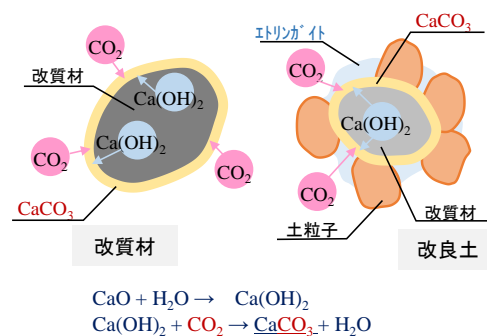


図-1 PS 灰系改質材への CO₂ 固定メカニズム

ニズムが有効であると考えた。そこで、PS 灰系改質材および比較用にリサイクル材として利用される製鋼スラグ、石炭灰の3種類の成分組成を蛍光X線分析法(リガク製:EDXL300)で調べた。その結果、Ca含有量は製鋼スラグ45.4%、PS灰系改質材40.4%、石炭灰0.4%の順に高かった。次に、PS 灰系改質材のCa成分のうちCO₂固定可能な水溶性Ca量を調べるため海野ら⁷⁾を参考にアベイラビリティ試験を行った。また、この水溶性CaのCO₂固定能力を確認するために、CO₂インキュベーター(ヒラサワ製:CPE-2201)に改質材を薄く敷設し暴露するCO₂固定試験を行った。暴露条件はCO₂濃度5%、温度25℃、RH>80%とし、炭酸塩含有量試験⁷⁾を用いて改質材中の生成CaCO₃量を定量した。その結果、全Ca量(305mg/g)に対して不溶Caは103mg/g、水溶性Caは153mg/g、初期Ca固定量は50mg/gであった。また、少なくとも水溶性Ca中の65%(+100mg-Ca/g:暴露180時間)までCO₂が固定されることが確認された(図-2)。

4. 改質土へのCO₂固定と中性化の傾向確認

本炭素貯留手法において、PS 灰系改質材と建設発生土を混合したPS 灰系改質土におけるCO₂固定状況を確認することが必要である。そこで熱重量-示差熱分析(TG-DTA)を用いて改質材や改質土に含有するCa(OH)₂とCaCO₃の測定を行った。まず、建設発生土とPS 灰系改質材(200kg/m³外割り添加)を用いた室内配合試験を行った。建設発生土として川合ほか⁶⁾を参考に市販青粘土を模擬泥に採用し、PS 灰系改質材として未処理と事前に24時間CO₂固定処理(CO₂濃度5%、温度25℃、RH>80%)したもの2種類を準備した。改質土は配合直後と材齢28日目(密閉状態で20℃封緘養生)の2材齢を設定し、40℃・27時間風乾した土試料をボールミルで粉碎し分析に供した。材料諸元や配合条件について表-1に示す。次にTG-DTA分析については、Thermo Plus Evo(リガク製)を使用し、窒素雰囲気中で試料重量20mg-dry、昇温速度10℃/min条件とし、Ca(OH)₂は脱水が進行する450℃付近、CaCO₃は熱分解が生じる600~800℃の範囲で定量した。

TG-DTA分析結果について、昇温に伴う重量変化率やピークが明確な微分熱重量曲線(DTG)として図-3に示した。全温度域のDTGが平坦な模擬泥に対して、未処理改質材はCa(OH)₂やCaCO₃の範囲でピークが確認された。一方で、CO₂固定改質材ではCa(OH)₂のピークが消失しCaCO₃のピークが増加したことから、炭酸化によるCO₂固定が裏付けられた。また、CO₂固定改質土は未処理改質土と比較してCaCO₃のピークが増加しており、改質材を介して改質土内にCO₂が固定されたものと考えられた。さらに、材齢28日目のCO₂固定改質土のCaCO₃含有率は、配合直後から微増か同等程度であり、少なくとも試験中は改質土に固定された初期CO₂が安定して存在したものと推察された(図-3, 4)。

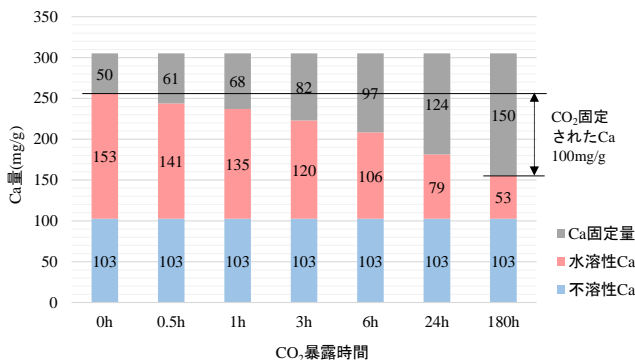


図-2 PS 灰系改質材のCO₂固定ポテンシャル

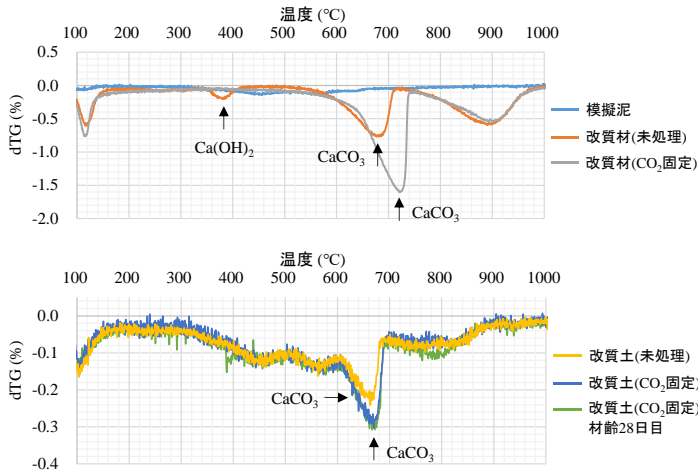


図-3 TG 測定結果(DTG 曲線)

表-1 室内配合試験の条件

青粘土(CL:低液性限界)		
土粒子の密度	g/cm ³	2.716
液性限界W _L	%	40.7
塑性限界W _p	%	23.7
配合時含水比	%	40.7
pH (JGS 0211)	-	8.65

Case	添加量 kg/m ³	CO ₂ 固定条件	
		濃度 %	時間 h
模擬泥	-	-	-
改質材(未処理)	-	-	-
改質材(CO ₂ 固定)	-	5	24
改質土(未処理)	200	-	-
改質土(CO ₂ 固定)	200	5	24

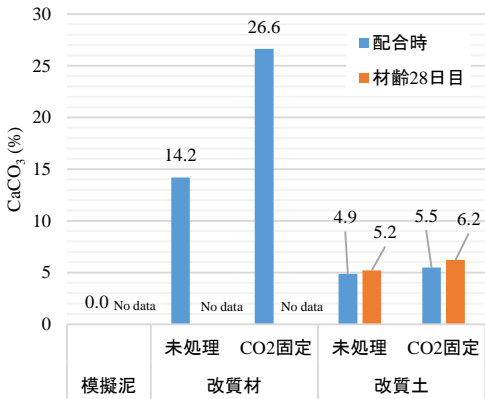


図-4 材料・改質土のCaCO₃含有率

以上の結果より、PS 灰系改質土に CO₂ 固定が可能であることが明らかとなった。一方で、通常、中間処理される建設汚泥はセメント成分の影響で高アルカリを示す場合が多い。そこで自硬性の建設汚泥を母材とする PS 灰系改質土への CO₂ ガス供給による早期中性化および CO₂ 固定の両効果を確認するため、小型カラムでの CO₂ 通気試験を行った。

CO₂ 通気試験に用いる自硬性模擬泥は、表-1 に示した模擬泥に 3mass%-dry(外割 39kg/m³)となるように高炉セメント B 種を添加して準備した。PS 灰系改質土は、模擬泥に対して 15.5%-dry(外割 200kg/m³)で未処理の PS 灰系改質材を混合して作成した。この改質土を用いて φ=5cm, h=30cm, 空隙率 44.3%(土粒子・空気の容積比: 緩詰充填)のカラム供試体を作成し、濃度 5%CO₂ ガスを表-2 に示す試料量・流量・送気時間の条件で通気させて中性化を行った(図-5)。

CO₂ 通気直後のカラム供試体を半割してフェノールフタレイン法(JIS A1152 準拠: pH8.2~10.0 以上で赤紫色)による鉛直方向の中性化度を確認したところ、時間経過とともに下方から赤紫色が希薄となり 180 分経過で変色が目視で認められなくなった(図-6)。また表層(0~2cm 層), 中層(14~16cm 層), 底層(28~30cm 層)の 3 層で土試料を採取し、pH 測定(JIS 0211)および炭酸塩含有量試験⁷⁾を行った。その結果、pH は時間経過とともに下方から降下し、180 分通気後は一様に pH8.8 となり、CaCO₃ 含有率も同様に下方から上昇し最終的には 6.2%付近となった(図-7)。これらの試験結果より、アルカリ性建設汚泥を PS 灰系改質土とし、濃度 5%CO₂ ガスを通気流量/試料比で 1,080 となるように通気させることによって、通常施工では数日以上を要する中性化の所用時間を短縮しつつ CO₂ 固定が図れる可能性が示唆された。一方で、180 分通気後の染色状況と pH 測定値の相違について、一時的に改質土中の造粒物表面は pH8.2 以下で無色となったが、造粒物内に残留する微量なアルカリ分が、土壌中の pH 測定値(8.8)に影響したものと考えられた。

5. 施工時での CO₂ 固定能力の確認

実際の PS 灰系改質材を用いた標準的な改質処理工として、バックホウ・スタビライザ等を用いた浅層混合処理やプラントでの安定処理等が挙げられる。したがって、現場条件や施工方法に応じて「施工前(材料)」、「混合・造粒時」、「解きほぐし時」の過程で CO₂ 固定のタイミングが考えられる。そこで、前述の 3 つの過程のそれぞれに CO₂ 固定を施した室内配合試験により、PS 灰系改質土における CO₂ 固定量と発現強度の関係の確認を試みた。

本試験では、CO₂ カラム試験と同じ自硬性の模擬泥(高炉セメント B 種の添加量: 3mass%-dry)を使用し、PS 灰系改質材の添加量が外割りで 15.5%-dry となる PS 灰系改質土を作製した。配合試験のケースを表-3、施工手順における CO₂ 固

表-2 CO₂ ガス通気試験条件

Case	試料容積 L	送気時間 min	送気流量 L/min	通気流量/ 試料容積 L/L
未処理	0.5	0	0.0	-
10分通気	0.5	10	3.0	60
20分通気	0.5	20	3.0	120
30分通気	0.5	30	3.0	180
3時間通気	0.5	180	3.0	1,080

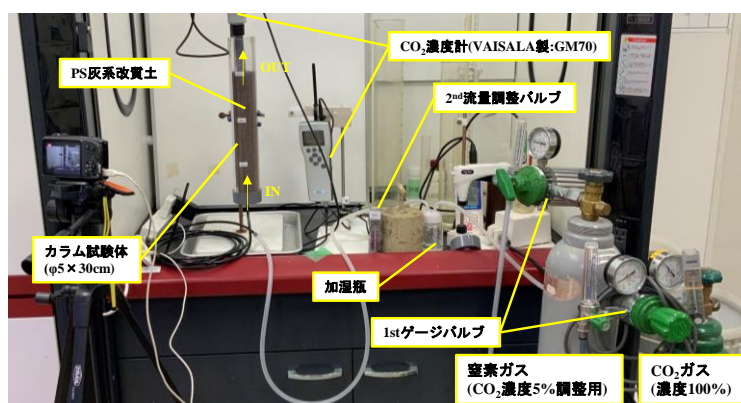


図-5 カラム型中性化試験

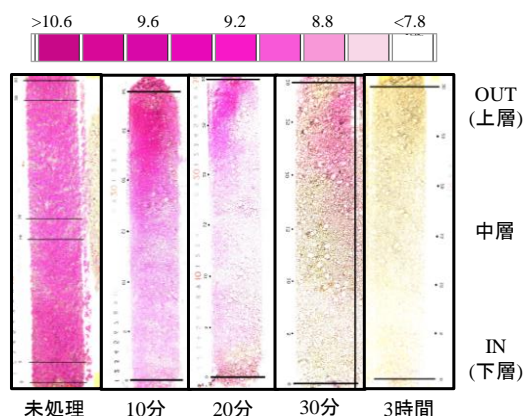


図-6 フェノールフタレイン法による中性化確認

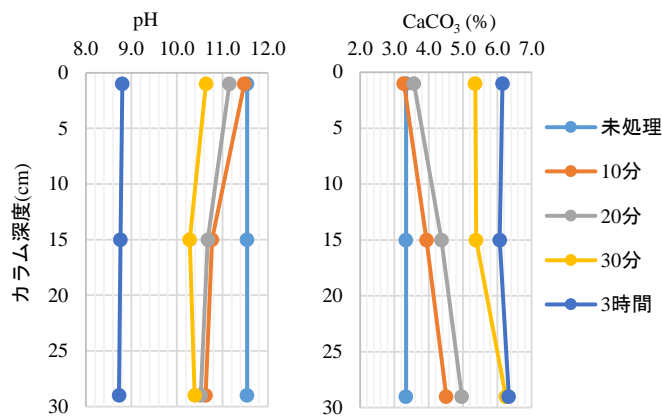


図-7 pH・CaCO₃ 含有率の鉛直分布

定タイミングを図-8 に示す。また CO₂ 固定方法について、「施工前(材料)」過程は CO₂ インキュベーターを用いて CO₂ 固定試験と同じ方法で行った。「混合・造粒時」や「解きほぐし時」は、濃度 5%の CO₂ ガスで充填したグローブボックス内(PE 製、室温 25℃)に対象試料を格納して小型ハンドミキサー(二軸攪拌翼:250kW)で所定時間攪拌した。なお、解きほぐしは配合 1 日後に実施し、供試体の密閉養生をグローブボックス内で開放して CO₂ 雰囲気下の中で作業をした。各改質材・改質土の CaCO₃ 含有率は、CNS 元素分析(LECO 製:CNS928)により測定し、底質調査法 II -4.2 を準拠し TC-TOC 法で無機炭素(TIC)として炭素含有率を求めて式量比率(100/12)で換算した。改質土はφ=5cm、h=10cm の強度試験用型枠(N=2)に 3 層で突固め、20℃封緘(密閉)養生し、材齢 3 日、7 日目で一軸圧縮試験(JIS A 1216)を行った。

CO₂ 固定量に関して、施工前(材料)のケースにおいては未処理改質土を初期値すると、暴露時間とともに増加し最大で +3.2%-CaCO₃(24h 暴露)の追加が確認された。また、混合・造粒時および解きほぐし時では、それぞれ最大+1.1%-CaCO₃(15min 攪拌)、+1.0%(10min 攪拌)であり、施工前(材料)ケースの 1.0~3.0h 暴露相当の固定量が確認された(図-9)。発現強度に関しては、材齢 3 日、7 日ともに未処理改質土と比較して CaCO₃ 含有率が約 3.0%付近(施工前 0.5,1.0h、解きほぐし時 5,10min)で微増し、それ以上の CaCO₃ 含有率の範囲では徐々に低下する傾向が見られた。また、CaCO₃ 含有率が同等のケース間で比較しても、CO₂ 固定タイミングの違いによる発現強度への明確な影響は確認されなかった(図-10)。以上の結果から、CO₂ 固定により改質材の反応性のある Ca 成分を消費して、一定以上の CO₂ 固定量では化学的吸水(水和固化)作用は相対的に弱まるものの、一般盛土材(qu=100~300kN/m²)相当の強度発現が得られることが分かった。

6. PS 灰系改質材の CO₂ 削減効果の検討

PS 灰系改質材の CO₂ 排出量に関して、原料調達・輸送・製造工程で生じる排出量実態調査を行い、各排出量を積み上げて算出した。調査対象の PS 灰系改質材は、製紙汚泥焼却灰リサイクル工場「袖ヶ浦エコランド」を行うジャイワット株式会社が 2021 年度に製造した吸水性泥土改質材とした。原料調達分は、改質材 1t 当たりの原料重量配合率を割り出し、メーカーの実績値、実績データの無い原料は産業連関法(3EID: 国立環境研究所)の CO₂ 排出原単位を乗じて算出した。輸送分は、各原料の総輸送距離(各工場~袖ヶ浦: 往復)に燃費と CO₂ 原単位(軽油: 温室効果ガス排出量算定・報

表-3 配合試験ケース

Case	暴露時間		暴露方式
	h	min	
未処理	0	-	無し
施工前	0.5	-	CO ₂ 培養器
	1.0	-	
	3.0	-	
	24.0	-	
混合・造粒時	-	5	グローブボックス
	-	10	
	-	15	
解きほぐし時	-	5	
	-	10	
	-	15	

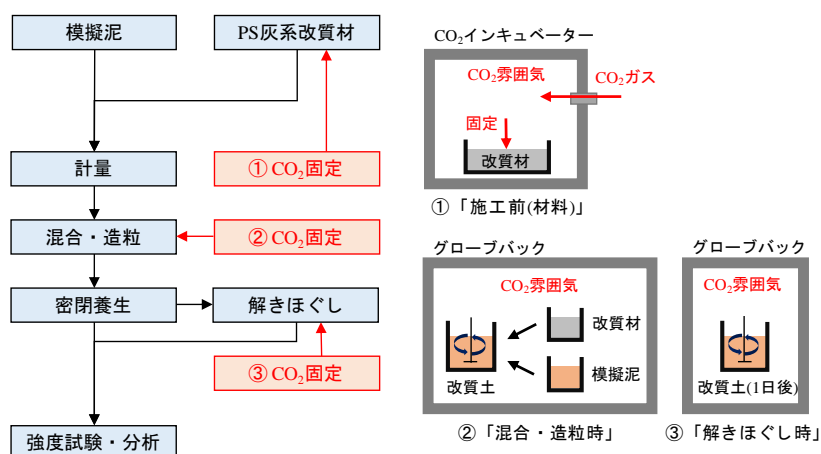


図-8 CO₂ 固定タイミング

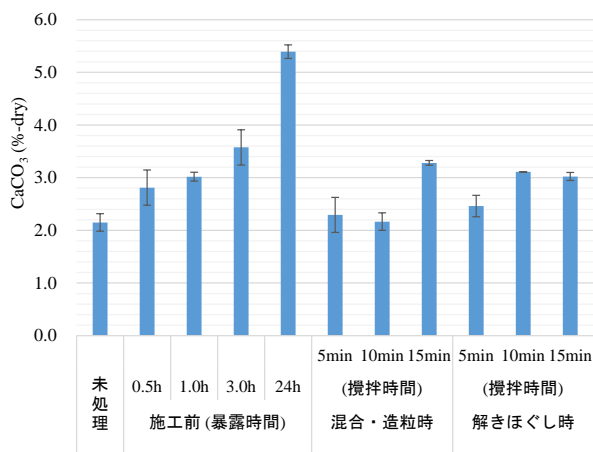


図-9 各ケースの CaCO₃ 含有率

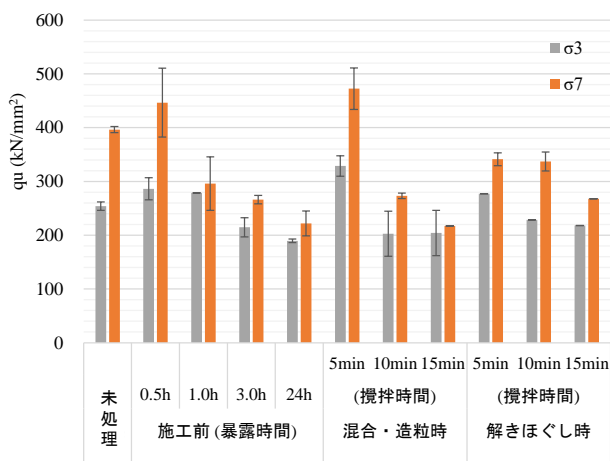


図-10 各ケースの一軸圧縮強さ

告マニュアル(Ver4.7))を乗じて算出した。製造分は、リサイクル工場の年間消費電力量に東京電力公表の原単位(2020 年度)を乗じた値を年間製造量で割り戻した。これら 3 工程における CO₂ 排出量を積み上げた結果は 53.1kg-CO₂/t であった。

次に、材料当たりの CO₂ 削減効果を評価するために、一般的に安定処理で用いられる高炉セメント B 種⁸⁾と生石灰⁹⁾、そして PS 系改質材の材料当たりの CO₂ 排出原単位を比較した。その結果、PS 灰系改質材 53kg-CO₂/t は、高炉セメント B 種 458kg-CO₂/t や生石灰 232kg-CO₂/t に比べて 1/9～1/4 程度低い値となった。さらに、図-2 の CO₂ 固定ポテンシャル試験値を参考にして、濃度 5%の CO₂ ガスに 24h 暴露した時の CO₂ 固定量 81kg-CO₂/t を含めると、-28kg-CO₂/t と材料ベースにおいては排出量ゼロ以下であり、カーボンネガティブな CO₂ 固定材料となり得る試算値であった(図-11)。

建設工事等への脱炭素実装を想定すると、建設発生土に対して改質土あたりの CO₂ 排出量により評価することが重要である。そこで、改質土の強度と CO₂ 排出量の関係に関して従来材料の高炉セメント B 種と生石灰、PS 灰系改質材との比較を行った。まず強度確認のための配合試験については、非自硬性模擬泥として 1.25W_L に含水比調整した青粘土を採用し、各改質材の添加量は表-4 に示す水準を設定した。改質土は φ=10cm、h=10cm の強度試験用型枠(N=2)に 3 層で突固め、20℃封緘(密閉)養生し、配合 1 時間後、材齢 1 日、3 日目に締固めた土のコーン指数試験方法 (JIS A 1228)を行った。なお、表-4 の改質土当たりの CO₂ 排出量は図-11 の単位重量当たりの排出量を各水準の添加量に乗じて算出した。

室内配合・強度試験によって得られた各改質土のコーン指数と CO₂ 排出量の関係について図-12 に示す。高炉セメント B 種は材齢経過とともに強度増加が顕著であり、強度発現に掛かる CO₂ 排出量は相対的に下がる傾向が見られた。また、生石灰は経時的な強度発現は低く、強度対 CO₂ 排出量は高い状態を維持する状態であった。一方で、PS 灰系改質土は全材齢において低い CO₂ 排出量で他の改質土と同等かそれ以上の強度発現する傾向が確認された。

さらに、第 3 種建設発生土の土質区分 400kN/m² 以上に対して現場強度/室内強度を 0.5 と設定して、800kN/m² 発現時における各改質土の CO₂ 排出量を整理した。800kN/m² となる改質材添加量は、図-12 のコーン指数と CO₂ 排出量の相関式を基に配合 1 時間後、材齢 1 日目、3 日目ごとに算出し、CO₂ 固定した PS 灰系改質土については CO₂ 固定量 81kg-CO₂/t(図-11)を用いた試算値を用いた(表-5)。その結果、PS 灰系改質土は、従来材料の 2 種類と比較して全材齢において CO₂ 排出量は低くなる結果が得られた。また CO₂ 固定した PS 灰系改質材を添加した改質土ベースにおいても、-4～-6kg-CO₂/m³ とマイナス側となった(図-13)。以上のことより、建設発生土に PS 灰系改質材を添加混合して第 3 種建設発生土相当の良質土としつつ、CO₂ 固定改質土として炭素固定・貯留する CCUS が成立する可能性が実験的に示唆された。

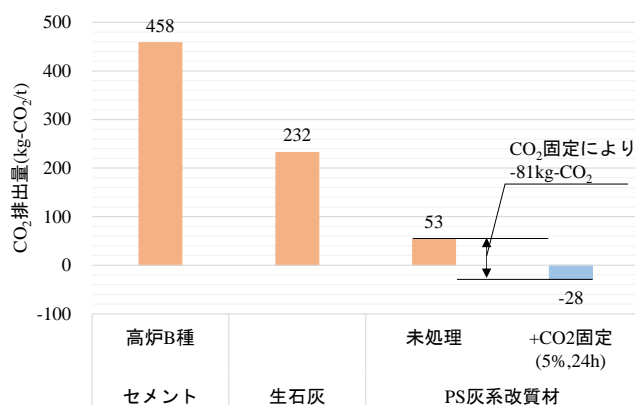


図-11 材料当たりの CO₂ 排出原単位

表-4 配合試験ケースと CO₂ 排出量

Case	改質材	添加量	CO ₂ 排出量*
		kg/m ³	kg-CO ₂ /m ³
1	高炉セメントB種	50	22.9
2		100	45.8
3		150	68.7
4	生石灰	50	11.7
5		100	23.3
6		150	35.0
7	PS灰系改質材	50	2.7
8		100	5.3
9		150	8.0
10		300	15.9

*青粘土の CO₂ 排出量は 0kg-CO₂ と設定

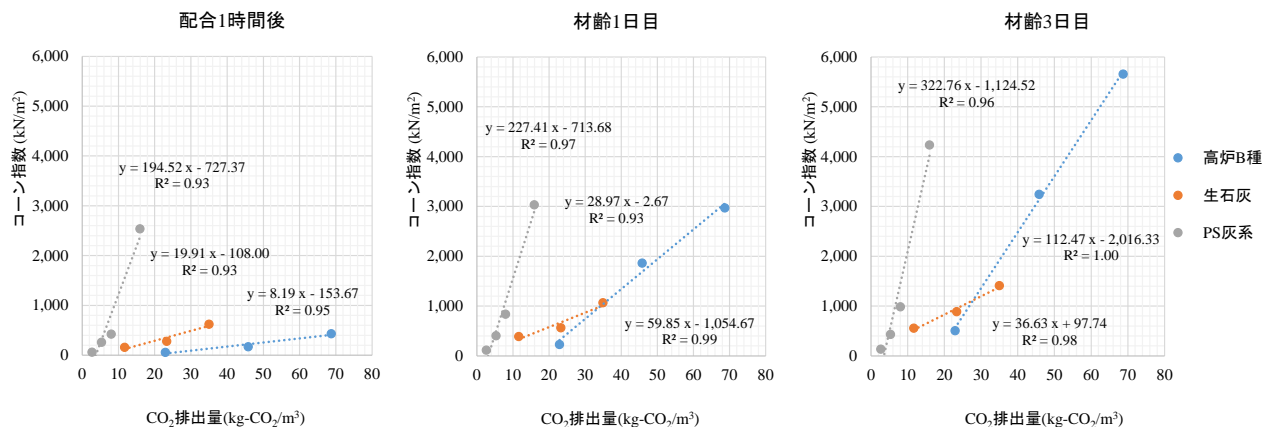
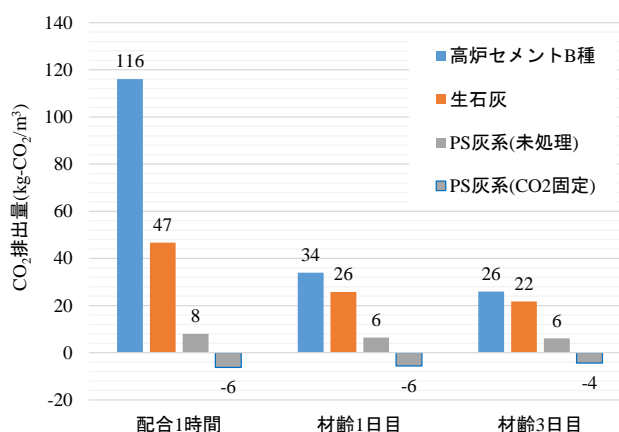


図-12 各材齢での発現強度と CO₂ 排出量

表-5 改質材添加量の条件

改質土 Case	800kN/m ² での添加量(kg/m ³)		
	配合1時間	材齢1日目	材齢3日目
高炉セメントB種	253.4	74.2	56.7
生石灰	200.6	110.8	93.3
PS灰系(未処理)	151.0	121.8	114.3
PS灰系(CO ₂ 固定)*	174.5	148.0	128.5

*図-10に示すσ₃の[未処理]と[施工前0.5h暴露]との強度比(0.75)から、改質土で1,072kN/m²発現時(未処理の800kN/m²に相当)の添加量と想定した

図-13 各改質土での CO₂ 排出量

7. 結論

本研究では、PS 灰系改質材を利用して建設発生土に炭素固定・貯留する CCUS 技術の可能性を検討した。PS 灰系改質材の CO₂ 固定ポテンシャルや中性化・室内配合試験、CO₂ 削減効果の検討から得られた結果を以下に整理した。

・PS 灰系改質材の CO₂ 固定能力の把握

PS 灰系改質材には CO₂ 固定源の Ca 成分が 40.4% 含有しており水溶性 Ca が約 50% を占めていた。また、CO₂ ガス暴露試験の結果、少なくとも反応性 Ca の 65% が CO₂ 固定され、高い CO₂ 固定ポテンシャルが確認された。

・改質土への CO₂ 固定と中性化の傾向確認

TG-DTA 分析の結果、PS 灰系改質材の Ca(OH)₂ の炭酸化による CO₂ 固定が裏付けられ、改質土中にも CaCO₃ として固定された状態で材齢 28 日まで安定して存在することを実験的に確認した。また、カラム試験体を用いて改質土への CO₂ ガス通気による CO₂ 固定を確認するとともに、早期の中性化(pH8.8)に至る反応傾向を概略把握した。

・施工時での CO₂ 固定能力の確認

「施工前」「混合・造粒時」「解きほぐし時」の過程での CO₂ 固定実験の結果、いずれの過程においても一定の CO₂ 固定効果を得られ、CO₂ 固定改質土においても一般盛土材(qu=100~300kN/m²)相当の強度発現が得られた。

・PS 灰系改質材の CO₂ 削減効果の検討

PS 灰系改質材の材料当たりの CO₂ 排出量は、53.1kg-CO₂/t(2021 年実績)と試算され高炉セメント B 種や生石灰と比較して低く、CO₂ 固定を加えると-28kg-CO₂/t とゼロ以下となった。また、PS 灰系改質材は低 CO₂ 排出量で従来材料と同等程度の強度発現が得られ、改質土ベースでも-4~-6kg-CO₂/m³とマイナス側となる可能性が示唆された。

また、現在は PS 灰系改質材を用いた炭素固定・貯留に関する基礎実験段階であり、今後は効率的な固定条件や制御方法・強度評価の検討、排気ガスやドライアイス等を用いた現地試験等の実用化に向けた取組みを進める予定である。

8. 参考文献

- 国土交通省, 2022, 社会資本整備審議会・交通政策審議会技術分科会第 29 回技術部会 資料 4.
- 国土交通省, 2021, 国土交通省環境行動計画.
- 国土交通省 港湾局 航空局, 2023, 港湾・空港等整備におけるリサイクルガイドライン(改定).
- 野口貴文, 2023, 世界のセメント・コンクリート業界の脱炭素動向, 廃棄物資源循環学会誌.
- 田中ほか, 2024, カルシア改質土による炭素固定の基礎検討と CO₂ 排出量の試算, 土木学会論文集 特集号(海洋開発).
- 川合ほか, 2018, PS 灰系改質土の強度特性に及ぼす養生効果とその要因に関する基礎的検討, 土木学会論文集 C(地圏工学).
- 海野ほか, 2014, 低炭素社会形成のための鉄鋼スラグの二酸化炭素固定化量の定量評価と二酸化炭素固定化メカニズムの推察, 地盤工学ジャーナル.
- セメント協会, 2023, セメントの LCI データの概要.
- 石灰製造工業会, 2022, 石灰製造工業会における地球温暖化対策の取組み.

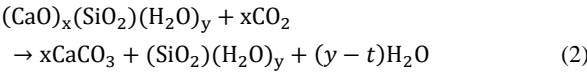
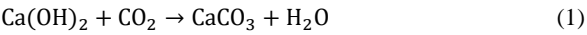
大気中の CO₂ を利用した再生土の中性化および炭素固定に関する基礎的検討

中性化 CO₂ 固定化 DAC

横浜国立大学大学院 正会員 (若手) ○柳浦拓希
横浜国立大学大学院 国際会員 早野公敏
Domi 環境 正会員 山内裕元

1. はじめに

インフラ整備に伴う廃棄物の最終処分量を、可能な限り縮減することが求められている。その中で建設工事に於いて発生する建設汚泥は、廃棄物処理法上の産業廃棄物に該当するが、そのために生石灰やセメントが使用されるとアルカリ性を示す。このようなアルカリ性を示す建設汚泥を再生利用した場合には、浸出水が排水基準を上回る可能性があり、自治体によっては pH を低下させた後に利用する必要がある。そこで Trung ら²⁾³⁾は、アルカリ性の再生土に対して高濃度の CO₂ 濃度ガスを接触させることにより、次式(1)(2)に示すように、再生土内に含まれるカルシウム成分から炭酸カルシウム (CaCO₃) が生成し、再生土の pH を低下させる手法を提案している。



しかし、上記の手法には、石油精製の副産物である CO₂ が利用されており、液化した CO₂ を再資源化施設に運搬する必要がある。そこで本研究では、液化 CO₂ ガスを利用することなく、大気中の CO₂ を利用したアルカリ再生土の中性化の可能性について検討を行った。さらに、大気中の CO₂ を直接回収する DAC としての機能を評価するため、CO₂ 固定量の検討も行った。

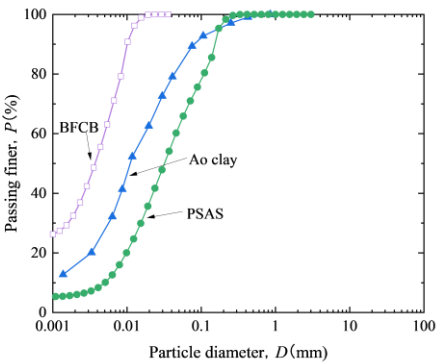


Figure 1. Particle size distribution of materials used

2. 実験材料

図 1 に本研究で用いた青粘土、高炉セメント B 種 (BFCB)、PS 灰系改質材 (PSAS) 粒径加積曲線、表 1 に化学組成⁴⁾を示す。PSAS は製紙工場で排出される廃棄物を焼却処理する際に発生する PS 灰に特殊薬剤を混合して処理した粉末状の物質である。PSAS は多くの複雑な凹凸と空隙を有する多孔質構造の表面形態を有しており、土壌中の余剰水を吸収・保持することができる性質を持つ⁵⁾⁶⁾。そのため、PSAS を添加することによって、細粒土が造粒化する。また、Trung ら³⁾⁴⁾は、高濃度の CO₂ ガスを用いた試験では、汚泥を粒状化することが中性化促進に有効であることを確認している。そのため、本研究でも PSAS を用いて、汚泥を模擬した青粘土の粒状化を図った。

Table 1. Chemical components of materials (%: mass ratio)⁴⁾

a) Ao clay (w _L =40.7% w _p =23.7% ρ _s =2.716g/cm ³)							
CaO	SiO ₂	Fe ₂ O ₄	Al ₂ O ₃	TiO ₂	MgO	P ₂ O ₅	Others
2.83	56.96	15.41	15.27	1.54	2.36	0.54	5.09
b) BFCB (ρ _s =3.04g/cm ³)							
CaO	SiO ₂	Fe ₂ O ₄	Al ₂ O ₃	TiO ₂	MgO	P ₂ O ₅	Others
65.57	19.07	2.91	5.26	0.6	1.98	0.23	4.38
c) PSAS(ρ _s =2.603g/cm ³)							
CaO	SiO ₂	Fe ₂ O ₄	Al ₂ O ₃	TiO ₂	MgO	P ₂ O ₅	Others
63.89	13.55	3.27	6.89	3	1.30	0.95	7.14

Table 2. Properties of sludge specimens and curing conditions

Case	w of Ao clay (%)	ABFCB (%)	APS (%)	w of treated clay (%)	pH	ρ_d (g/cm ³)	$T_{(pH=9.0)}$ (h)	S_r (%)	Curing condition	
									Temperature (°C)	Humidity (%)
Case 1				31.8	12.14	0.725	-	31.6	25	50
Case 2				31.4	12.14	0.727	319	31.3	25	90
Case 3	1.0w _L	3	20	29.1	12.00	0.740	314	29.7	70	90
Case 4*				52.1*	12.08	0.747	434	52.0	25	90
Case 5**				50.5**	12.12	0.737	426	52.8	25	90
Case 6	1.5w _L			47.0	11.86	0.725	388	40.2	25	90

ρ_d : Dry density, $T_{(pH=9.0)}$: Curing time required for pH to reach 9.0, S_r : Degree of saturation before curing began

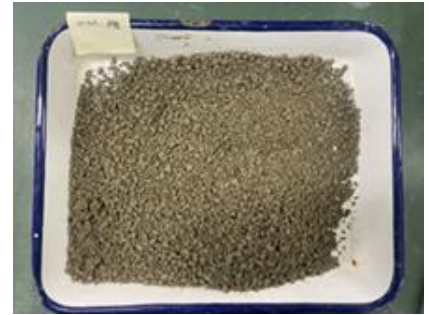
* Water was added before curing began, ** Water was added before curing began and as needed during curing



(a) Case 1,2,3



(b) Case 4,5



(c) Case 6

Figure 2. Treated sludge prepared

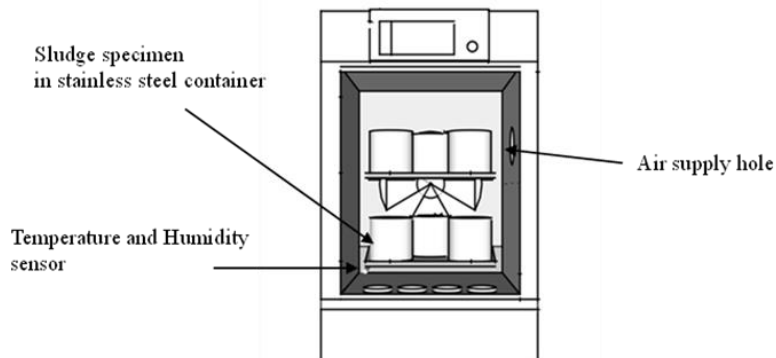


Figure 3. Neutralization test using constant temperature and humidity apparatus

3. 温度・湿度を制御した中性化試験

表 2 に、本試験の供試体作製・養生環境条件を、図 2 に各試験 Case 開始前の試料を示す。含水比 w を 1.0w_L もしくは 1.5w_L に調整した青粘土に BFCB を乾燥質量比で 3%、PSAS を 20% 添加し、試料の粒状化を行った。作製した試料は 6 日間密閉養生し、その後、4.75mm ふるいを通過した試料を利用した。Case 4 では試験開始前に改質した汚泥の w が 50.0% になるように散水を行った。また、Case 5 では Case 4 の条件に加え、2 日に一回、蒸発に伴う供試体の質量減少分の水分量を供試体表面に少しずつ加えた後、供試体内の含水比が一定になるように薬品さじを利用して攪拌を行った。各 Case につ

いて、試料を直径 75mm のステンレスカップに深さ 3cm まで緩詰めした供試体を 10 個作製した。その後、図 3 に示す恒温恒湿装置を利用して養生を行った。なお、試験開始前に CO₂ 濃度計を利用して装置内の CO₂ 濃度を測定した結果、400~550ppm であった。各 Case では、所定の養生期間後に供試体を取り出し、 w 、pH および炭酸塩含有量試験による mCO_2 (乾燥試料 1g あたり CO₂ の固定量) の評価を行った。pH は地盤工学会基準 JGS T211⁷⁾により測定した。

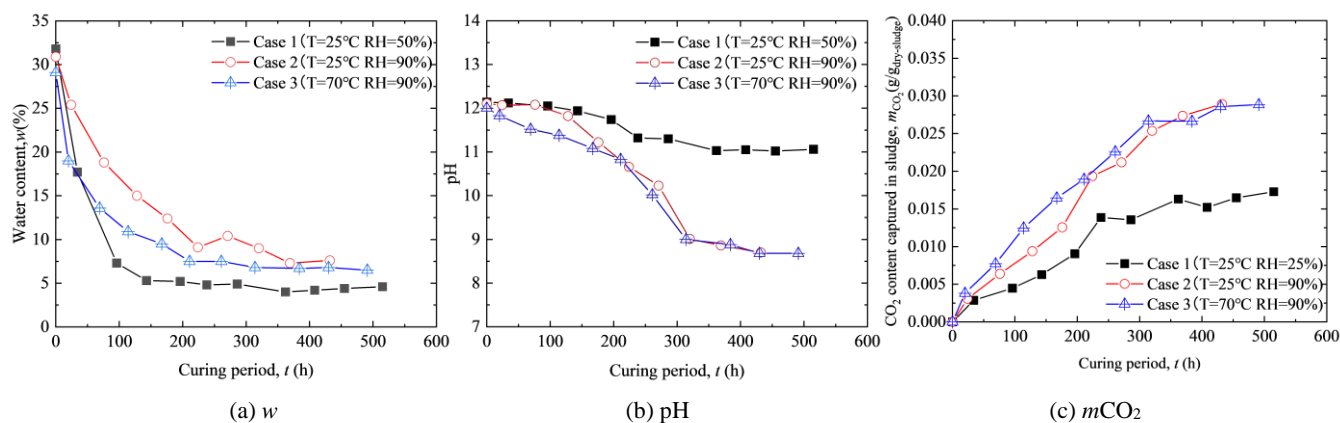


Figure 4. Time histories of w , pH , $m\text{CO}_2$ observed in Case 1, 2 and 3

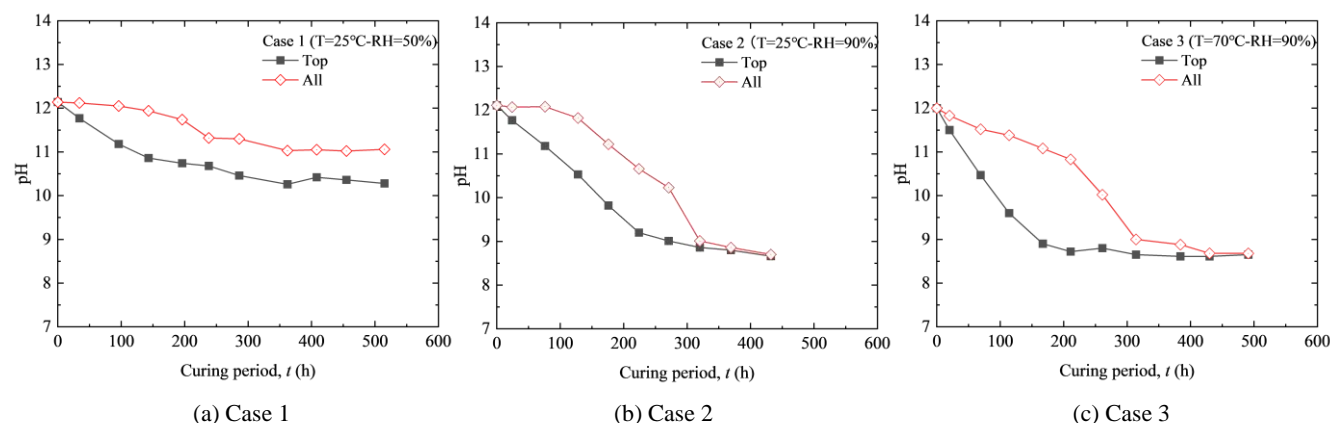


Figure 5. Time histories of upper and overall pH observed in Case 1, 2 and 3

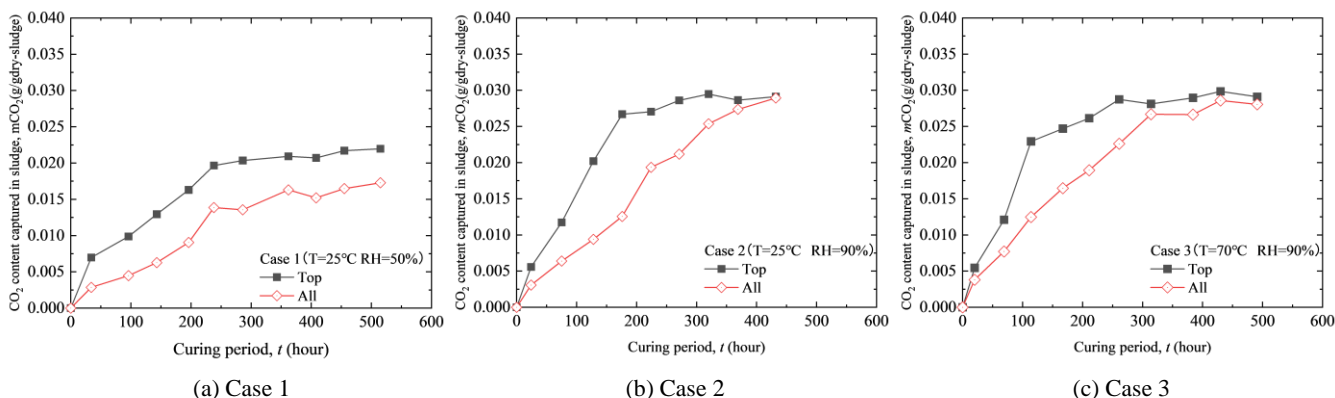


Figure 6. Time histories of upper and overall $m\text{CO}_2$ observed in Case 1, 2 and 3

A. 温度・湿度の影響

図4は各試料の養生経過に伴う w , pH , $m\text{CO}_2$ の変化を示したものである。いずれの試験ケースにおいても養生の経過に伴い、 pH の減少と CO_2 の固定化が進行している。しかし、Case 1 では pH が 11 程度に下げ止まりし $m\text{CO}_2$ の増加量が Case 2, 3 に比べて少ない。これは、Case 1 の乾燥環境 (Humidity: 50%) では養生の経過に伴って、供試体の含水比 w が 3.0~5.0% 程度に比較的短期間に減少し、粒子表面近くの水分が蒸発し、 CO_2 が溶解しにくいためであると考えられる。一方で、Case 2 や Case 3 の湿潤環境 (Humidity: 90%) では、養生開始後 310h 程度で pH が 9.0 程度にまで低下している。養生の経過に伴い含水比 w がゆるやかに 7.2~10.0% 程度に減少し、粒子表面に水分が存在

するため、 CO_2 の溶解が可能であり、中性化が進行し、それに伴い $m\text{CO}_2$ が増加したと考えられる。したがって、大気中の CO_2 を利用した建設汚泥の中性化においては、粒子が乾燥しないように湿潤環境を確保することが重要であると考えられる。また、Case 3 の結果より、養生温度の高い方が初期の中性化が促進されることが明らかとなった。図 5.6 は養生の経過に伴う pH , $m\text{CO}_2$ の変化を供試体の上層と全体で評価したものである。図 5 より、いずれの試験ケースでも、上層部分のほうが中性化がより進行している。さらに、Case 2, 3 では養生の経過に伴い上層と全体の中性化の違いがなくなる。このような傾向は建設発生土を用いた試験でも確認されている⁸⁾。また、

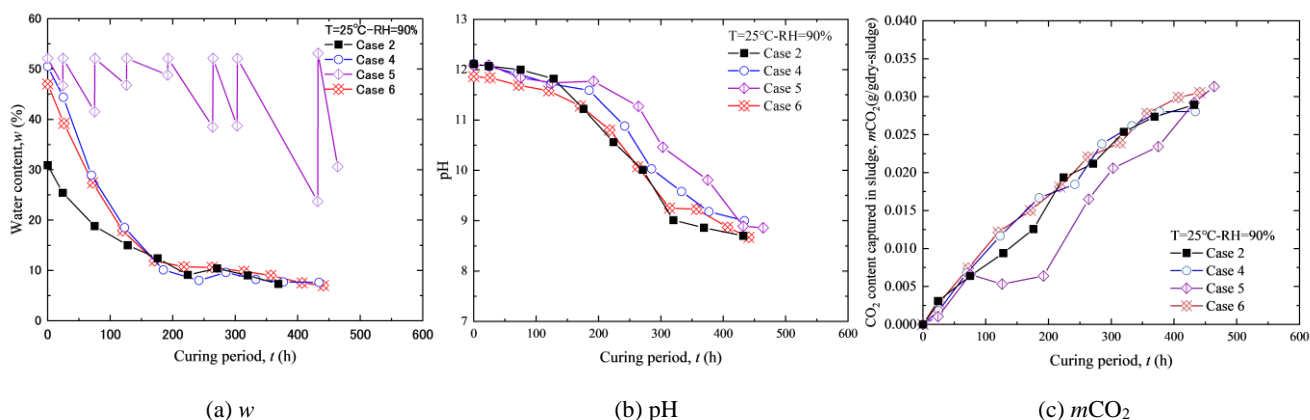


Figure 7. Time histories of w , pH and $m\text{CO}_2$ observed in Case 2, 4, 5 and 6

$m\text{CO}_2$ は、上層において増加が顕著で、全体では緩やかに進行する。養生時の経過に伴い Case 1 では表層と層全体の $m\text{CO}_2$ の差に変化はみられないが、Case 2, 3 では徐々にその差は小さくなる。

B. 初期含水比および加水の影響

図 7 に Case 2, 4, 5, 6 の養生に伴う w , pH, $m\text{CO}_2$ の変化を示す。いずれの試験ケースにおいても、養生に伴い pH は低下し、 $m\text{CO}_2$ は増加している。試験開始前に加水を行った Case 4 では、Case 2 と比較してわずかに中性化が遅くなる傾向がみられる。Case 4 の養生開始前の供試体は、粒子間に水分が存在していたが、養生の経過に伴って粒子間隙の水分が蒸発し、これらの空隙を通じて、 CO_2 が供試体内部に到達しやすい状態に移行したと考えられる。 CO_2 養生中に散水・攪拌作業を行った Case 5 は、他の試験 Case と比較して中性化が遅い。 S_r が他ケースに比べて高く、粒子間に水が存在する状態が長い時間維持され、 CO_2 が粒子表面に到達するために時間を要するため、中性化速度は低下したと考えられる。

Case 6 では、Case 2 と同様の中性化傾向がみられる。Case 6 の養生開始前の試料は、粒子内に水分を抱え込み、Case 2 と同様の状態になっている。そのため、粒子間の水分は少なく、 CO_2 が粒子に到達しやすい状態となっている。すなわち、高含水状態における試料でも、吸水性のある改質材を添加し、粒子内に水分を抱えこませ、その後、適切な粒径に破碎等を行うことによって中性化を早く進行させられることが示唆された。

4. 送風を利用した中性化試験

前節で、粒子が乾燥しないように湿度を制御することが中性化の進行のために重要であることが示唆された。しかし、実際の現場では湿度を制御することは難しい。そこで、湿度を制御できない環境でも中性化が早く進行する手法を検討するために、送風を利用した中性化試験を行った。図 8 に試験の概要を示す。装置は、ステンレス製の金網（目開き 0.39mm）、内径 10cm、体積 1000cm³ のモールド（カラー含む）、通気用の換気扇（風量 102m³/h）で構成されている。換気扇によりモールド上部から送風される空気は、鉛直下向きに流れ、モールド下端部から抜けるように、モールドと床との間に高さ 50mm 程度のスペースを設けている。試料は表 3 に示す配合で作製し、4.75mm ふるいを通した試料をモールドの高さ（127mm）にまで緩詰めすることで供試体を作製した。

表 3 に示す各試験 Case の供試体は、温度を 23℃に制御した屋内環境に静置した。Case A では、換気扇は取り付けが送風を行わないまま、養生を行った。Case B では送風のみを行った。Case C では送風に加え、養生に伴う含水比の低下により中性化の進行が抑制されるのを防ぐために 2 日に一回、換気扇の電源を止め取り外した後、供試体上部から少しずつ散水を行った。

各試験 Case では、所定の養生期間後に、 w , pH, 炭酸塩含有量試験による $m\text{CO}_2$ （乾燥試料 1g あたり CO_2 の固定量）を測定した。本試験では、試験結果を詳細に評価するために各供試体において、試料を Top 層（供試体上部 0cm から 1cm までの範囲）、Middle 層（供試体上部 5.5cm から 6.5cm の範囲）、Bottom 層（供試体上部 15.7cm から 16.7cm までの範囲）の 3 層に分けて採取し、各層における w , pH, $m\text{CO}_2$ を測定した。

Table 3. Properties of sludge specimens and curing conditions

Case	w of Ao clay (%)	A_{BFCB} (%)	A_{PS} (%)	w of treated clay (%)	pH	ρ_d (g/cm ³)	$T_{(\text{pH}=9.0)}$ (h)	S_r (%)	Flowing	Water in g
Case A	1.0	3	20	29.6	12.09	0.741	-	30.2	×	×
Case B	w_L			30.8	12.01	0.734	-	31.0	○	×
Case C				29.3	12.20	0.742	143	30.0	○	○

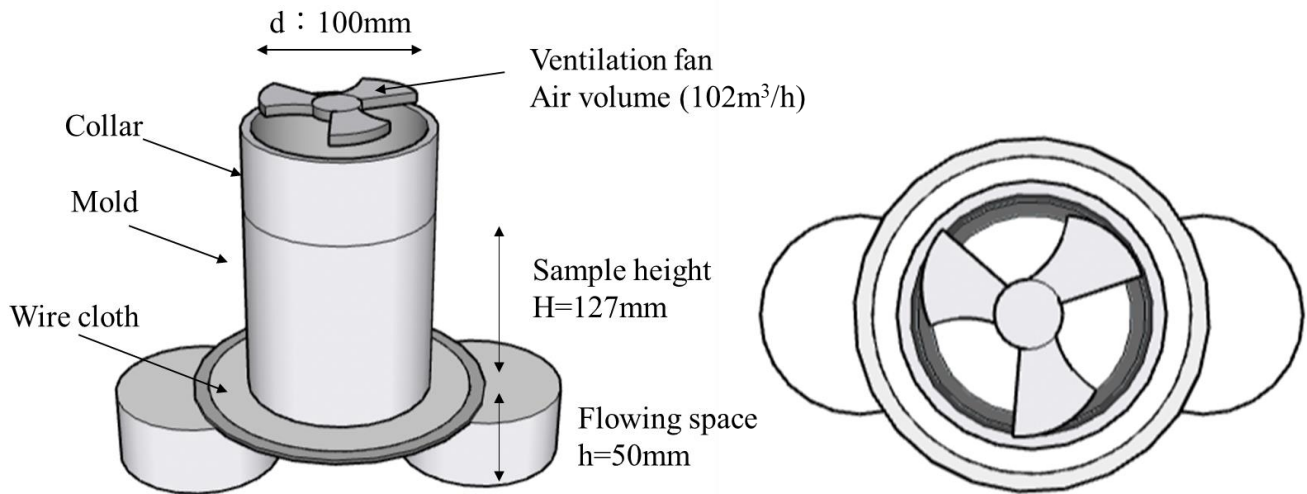


Figure 8. Images of neutralization test using airflow

図 9,10,11 に養生に伴う w , pH, $m\text{CO}_2$ の経時変化を示す. Case A では養生に伴う, w , pH の変化が非常に緩やかである. w が緩やかに減少している要因は, モールドの上部に換気扇をとりつけておりそのため供試体が日陰となっており水分が蒸発しにくい状態にあることと, 層厚が 12.7cm と厚いため, 供試体中心部では水分の蒸発が進みにくい状態にあったためである. また, $m\text{CO}_2$ は CO_2 と接触しやすい上層部および下層部と比較して, 中層部ではほとんど増加していない.

Case B では中性化の進行が促進されており, 送風が中性化に与える影響は大きいといえる. しかし, 養生時間の経過とともに, pH が下げ止まりしているが, これは前節の Case 1 と同様に養生に伴って w が減少し, 粒子表面に CO_2 が溶解するために必要な水分量が存在していないためである.

Case C では, 急速に pH が減少し, $m\text{CO}_2$ が増加している. これは, 散水と送風による複合効果によるものであると考えられる. 前節の Case 5 では, $w=30\sim50\%$ を維持できるように散水・攪拌を行い, 実際に養生時の供試体の w と S_r はそれぞれ $w=23.7\sim52.1\%$, $S_r=24.9\sim52.8\%$ であった. 一方, 本試験では w が $10\sim30\%$ になるように散水のみを行い, 実際に $w=14.0\sim29.3\%$, $S_r=8.2\sim30.0\%$ であった. このため, 粒子間の間隙に水分が多く存在することなく, 良好な通気状態を維持しているため, 中性化が促進された. このように, 中性化の進行においては, 適度な通気を確保しつつ散水を行うことが重要であるといえる.

各層ごとの, pH, $m\text{CO}_2$ の経時変化を分析すると, Case B および Case C では, 試験開始時点から各層の pH, $m\text{CO}_2$ の差がみられず, 層全体で中性化が進行したと考えられる. また, Case C の w に着目すると各層でばらつきがみられる. これは, 散水を供試体表面から行っており水分が均等に浸透していないためである. 送風は中性化を促進されるうえでは効果的であるといえるが,

大規模なスケールでは, 部分的に乾燥する箇所が発生する可能性があるため, 攪拌等作業による水分の均質な混合方法を検討する必要があると考える.

5. 結論

大気中の CO_2 を利用したアルカリ再生土の中性化の可能性について検討を行った. さらに, 大気中の CO_2 を直接回収する DAC としての機能を評価するため, CO_2 固定量の検討も行った. 得られた知見は以下の通りである.

- 1) 養生環境の違いは中性化に影響を及ぼす. 低い湿度の場合は, 養生に伴い w が減少し, 粒子表面の水分が失われることで反応が進まなくなるが, 高い湿度では粒子表面に水分が存在するため反応が継続して進む.
- 2) 粒子間の間隙に水分が多く存在する場合は通気性が失われ, CO_2 が粒子に到達するまでに時間を要するため中性化速度は低下する. 高含水状態の建設汚泥は, 吸水性の高い改質材を添加し粒子内に水分を抱え込ませることによって, 粒子間間隙の水分量を減らせ通気を確保できる.
- 3) 送風により大気中の CO_2 を積極的に接触させることで, 再生土層全体での中性化を大幅に向上させることが可能である. また, 通気を妨げない程度の散水は, CO_2 が溶解可能な状態を維持することができ, 反応を促進させることができる.

6. 参考文献

- 1) Japanese Law Translation (2022), Water Pollution Prevention Act, Act No. 138 of December 25, 1970, <https://www.japaneselawtranslation.go.jp/en/laws/view/2815>.
- 2) Trung, et al. (2021). Accelerated carbonation of alkaline construction sludge by paper sludge ash-based stabilizer and carbon dioxide. Soils and Foundations, 61(5), 1273-1286.

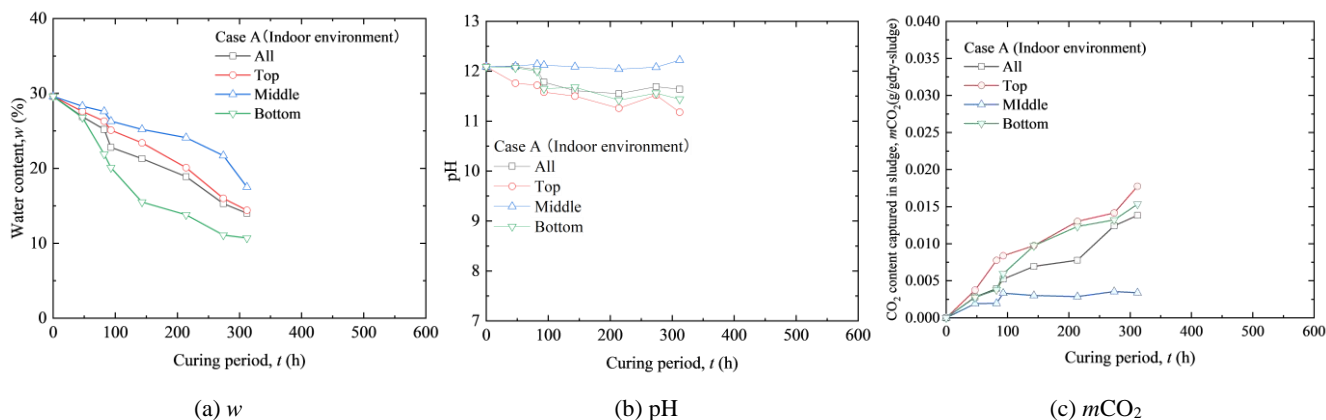


Figure 9. Time histories of w , pH and mCO_2 observed in Case A

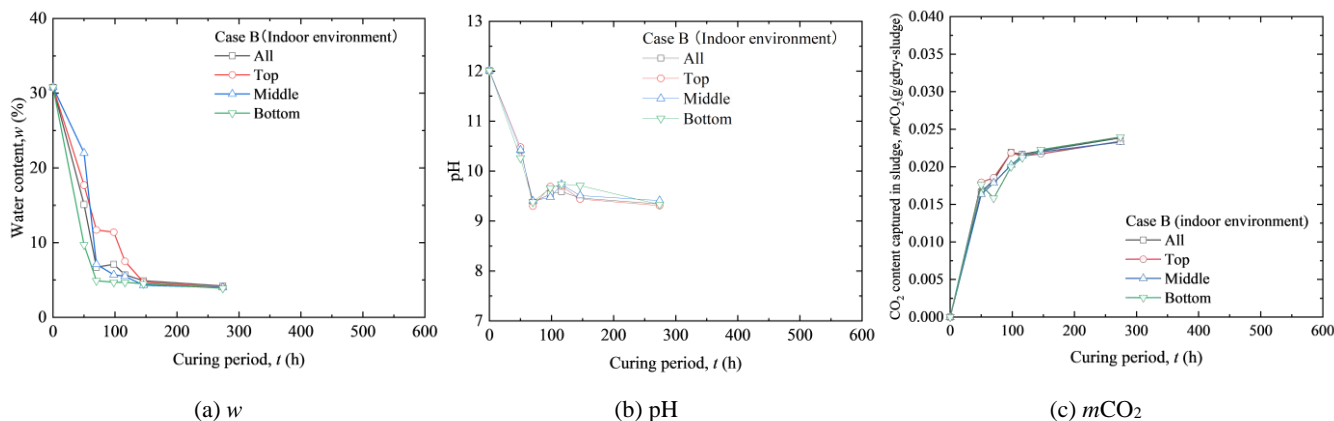


Figure 10. Time histories of w , pH and mCO_2 observed in Case B

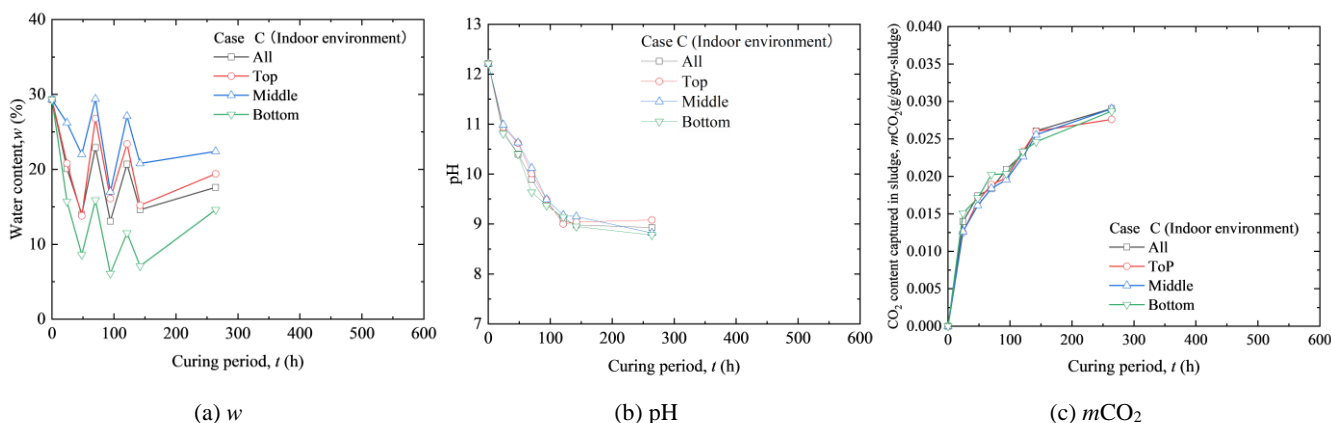


Figure 11. Time histories of w , pH and mCO_2 observed in Case C

- 3) Trung, et al. (2022). Effects of sample crumbling and particle size on accelerated carbonation of alkaline construction sludge treated with paper-sludge ash-based stabilizers. *Soils and Foundations*, 62(6), 101239
- 4) Trung, et al. (2023). Effects of several factors in accelerated carbonation on neutralization and carbon dioxide capture of alkaline sludges treated with paper sludge ash-based stabilizer
- 5) Phan, N. B., Hayano, K., Mochizuki, Y., & Yamauchi, H. (2021). Mixture design concept and mechanical characteristics of PS ash–cement-treated clay based on the water absorption and retention performance of PS ash. *Soils and Foundation*

- 6) 公益社団法人地盤工学会関東支部，無機系吸水性材料を用いた土の改質技術の利活用に関する研究委員会，無機系吸水性材料を用いた土の改質技術に関する手引き（暫定版—S 灰系改質材編），2021 年 3 月 31 日
- 7) Japanese Geotechnical Society, In Japanese geotechnical society standards: laboratory testing standards of geomaterials, tests method for pH of suspended soils, JGS 0211, Vol. 3 (Maruzen Publishing).
- 8) 椎名ら，建設発生土の曝気養生に関する二酸化炭素固定化の可測的評価，第 58 回地盤工学研究発表会講演集, 2023

小型モールドを利用した PS 灰系改質土の締固め管理方法の適用検討

飽和度 コーン指数 土壌硬度計

domi 環境株式会社 正会員 ○仁平 学
正会員 山内 裕元
横浜国立大学大学院 国際会員 早野 公敏

1. はじめに

近年、PS 灰系改質材で改質した発生土（泥土を含む）を盛土材や築堤材といった地盤材料として利用する機会が増えている¹⁾²⁾。建設発生土をこうした地盤材料に使用する場合、発生土の利用基準³⁾やトラフィカビリティー確保⁴⁾の観点から、締固めた土のコーン指数（JIS A 1228）を調べるのが一般的である。また、締固め管理においては、通常、密度（最大乾燥密度 ρ_{dmax} ）や含水比（最適含水比 w_{opt} ）をベースとした D 値（ D_c ）管理が適用される^{5) 6)}。しかしながら、PS 灰系改質土では、改質材の添加量や改質処理後の養生時間によって締固め特性が異なることが知られており、D 値管理を適用した場合、締固め管理が煩雑になることが懸念される。

本研究では、PS 灰系改質土を盛土材や築堤材に利用する際の締固め管理を飽和度 S_r とコーン指数 q_c で管理する方法を提案し、その合理性を評価した。さらに、小型モールドと土壌硬度計を利用して S_r や q_c を簡便に測定する方法を提案し、その適用性について検討した。

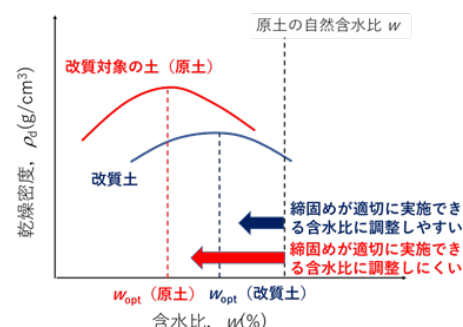
2. 締固め管理の課題と締固め管理方法の提案

PS 灰系改質材で改質した土（改質土）の締固めにおける w_{opt} は、図-1(a)に示すように改質対象の土（原土）のものより大きくなる（ ρ_{dmax} は逆に小さくなる）ことが知られている⁷⁾。このことは、PS 灰系改質材を使用することで締固めが適切に実施できる含水比 w に調整しやすいことを示す利点である。一方、PS 灰改質土の締固め曲線は、図-1(b)や(c)に示すように、添加量や養生時間によって異なる。仮に締固め管理で D 値管理が採用された場合、改質材の添加量や養生時間によって ρ_{dmax} や w_{opt} が異なるため、同じ原土でも複数の管理値を設定する必要がある。これは、施工管理上大変煩雑な作業を伴う課題である。

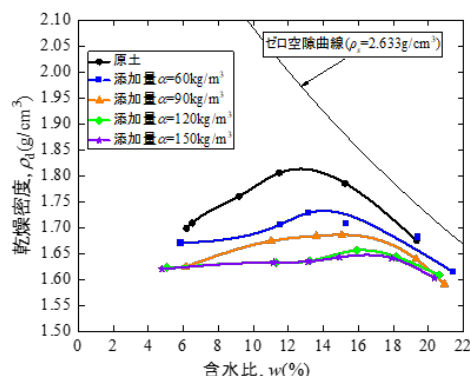
近年、締固め特性は飽和度 S_r と密接な関係があり、飽和度管理の意義が示されている。すなわち、締固め特性が異なる材料でもそれぞれの締固め曲線における ρ_{dmax} 状態での S_r である最適飽和度($S_{r,opt}$)は概ね一定であり、土質の変化に対して鈍感であることが指摘されている⁸⁾。この指摘は非常に重要であり、同じことが PS 灰系改質材の締固め特性でも当てはまれば、締固め曲線が異なる PS 灰改質土の締固め管理に飽和度管理を適用することで、一元的な管理ができる可能性がある。

さらに、これまでの施工時の締固め管理では、締固め度 $D_c \geq 95\%$ （あるいは 90% ）を満たすことのみが重要視されており、地盤材料の強度や施工性との関係性が曖昧になっている面がある。例えば、 w_{opt} よりも湿潤側で締固めを行うと、 $D_c = 95\%$ 付近の締固めでもオーバーコンパクションを起こし、十分な締固めができないことがある。 $D_c = 90\%$ 付近の湿潤側では $S_r \approx 100\%$ 近くで D_c は満足するにもかかわらず $q_c \leq 200\text{kN/m}^2$ となり、施工不良となるケースもある²⁾。特に、原土が細粒土かつ高含水状態にある発生土（改質土を含む）では、そのような挙動が顕著になる。

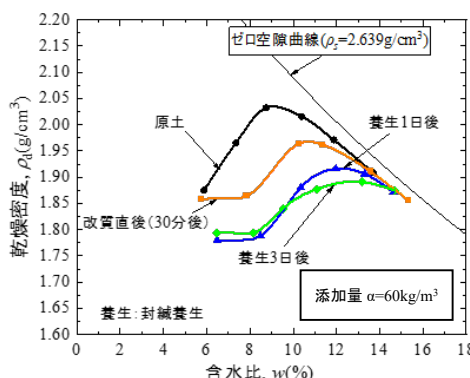
本研究では、(S_r)_{opt} に近づけるという観点での S_r （管理基準： $85\% \leq S_r \leq 95\%$ ）と第二種建設発生土に分類される q_c （管理基準： $q_c \geq 800\text{kN/m}^2$ ）を満足するという 2 つの管理指標による締固め管理方法を提案する。また、 S_r と q_c を小型モールドで測定することで現場での締固め管理を容易にする方法を提案し、その適用性について検討した。



(a) 改質土と原土の締固め曲線



(b) 添加量を変えた場合



(c) 養生時間を変えた場合

図-1 PS 灰改質土の締固め特性¹⁾

3. 締固め試験とコーン貫入試験の方法

3.1 PS 灰系改質土の配合条件と JIS 試験の方法

検討対象として選定した PS 灰系改質土および配合条件を表-1 に示す。初期含水状態の試料に所定量の PS 灰系改質材を添加して所定期間養生させ、試料を解きほぐしたのち締固め試験とコーン貫入試験を実施した。養生日数が複数である改質土については、初回測定後に供試体を解きほぐしたうえで再度同様の方法で養生させ、所定の養生期間経過後に再度使用する繰返し法により供試体を作製した。

試料数は建設発生土を中心とした 26 試料である。一部の試料は、石灰やセメントが添加された改良土も含まれている。試料の初期含水比・改質材添加量・養生方法および養生日数が異なる条件で、計 186 サンプルの締固め試験（JIS A 1210, A 法）を実施し、同じ試料によりコーン指数試験（JIS A 1228）を実施した。JIS A 1210 および JIS A 1228 による測定方法を、以下 1L モールド法と称する。なお、多くの試料は細粒土であるが、一部粗粒土もあり、試料は 4.75mm のフルイ通過分を試験に供した。

表-1 検討対象とした PS 灰系改質土作製時の配合条件

試料 No.	試料名	性状	分類	初期w (%)	改質材添加量 (kg/m ³)	養生日数 (日)	改質後の養生方法	試験内容	試験実施数
1	脱水スラッジA	碎石洗浄スラッジ	細粒土	24	20	28<	密封	締固め試験	7
2	脱水スラッジB			24	20	28<			7
3	脱水スラッジC			25	20	28<			6
4	脱水スラッジD			26	20	28<			6
5	脱水スラッジE			19	20	28<			6
6	脱水スラッジF			24	20	配合直後・28<	即時・密封		16
7	青粘土1	市販粘土	細粒土	36	150	配合直後・1・7	開封・水浸	強度測定	4
8	青粘土2			34	150	配合直後・1・7			4
9	青粘土3			43	150	配合直後・1・7			4
10	青粘土4			27	150	配合直後・1・7			3
11	青粘土5			36	150	配合直後			6
12	青粘土6			44	75・100・150	配合日・1			9
13	青粘土7			39	150	配合日	即時	締固め試験	6
15	斜面土A	山岳地すべり土	粗粒土	27	50・75・100	0.125・1・3	開封	強度測定	9
16	斜面土B			35	50・100・150	0.125・1・3			9
17	表土A	沿岸部表層土	細粒土	54	50・100・150	1・3・7			9
18	浮泥	ため池浮泥		136	100・200・300	1・3・7・28			12
19	石灰改良土	既 改良土	粗粒土	29	30・40・50	1・3・7			9
20	セメント改良土	既 改良土	細粒土	58	50・75・100	1・3・7			7
21	表土B	乾燥畑土	粗粒土	42	50・75・100	3・7			6
22	既設堤体土	砂礫質、赤色		24	50・75・100	1・3・7			9
23	仮置土	砂礫質、黒色		28	50・75・100	1・3・7			9
24	ため池底泥A	高含水液状土	細粒土	136	200・300・400	1・3・7			9
25	ため池底泥B	高含水液状土		136	200・300・400	1・3・7			9
26	ため池底泥C	高含水液状土		137	200・300・400	1・3・7			5

3.2 小型モールドによる締固め試験とコーン試験の方法

より簡易的な手法で締固め特性（乾燥密度 ρ_d や S_r ）を調べることを目的として、JIS A 1228 よりも小型のモールドである一軸圧縮試験用の鉄製モールド（ $\phi 50 \times H100\text{mm}$ ）を使用した。また、強度特性（ q_c ）を調べる方法として、山中式土壌硬度計を利用した⁹⁾。具体的には、供試体の作製方法はセメント協会標準試験法である JCAS

L-01 セメント系固化材による改良体の強さ試験方法¹⁰⁾に準拠した（1.5kg のランマーを 20cm の落下高さで 12 回、3 層突固める方法）。土壌硬度計による指標硬度 h の測定は 1 層ごとに 1 点測定し、3 層測定した結果を平均した。以下、小型モールドによる測定方法を小型モールド法と称する（図-2）。

1L モールド法と小型モールド法で同一の試料を用いて同時並行して試験を実施し、1L モールド法では ρ_d , w , S_r , q_c を計測した。また、小型モールド法では、 ρ_d , S_r , h を計測した。なお、 ρ_d を求めるための w は 1L 法で求めた w の値を小型モールド法でも採用した。さらに、 h から q_c を換算した⁹⁾（ $q_c = 38.455e^{0.1752h}$ ）。なお、 S_r を求める際に土粒子密度 ρ_s が必要になるが、改質土の ρ_s は測定していないため、原土の値を採用した。



図-2 小型モールド法の試験器具と実施状況

4. 試験結果と考察

4.1 1L モールド法による試験の結果

1L モールド法で求められた全試験データの w と ρ_d の関係をプロットすると図-3 のようになる。また、 $w-q_c$ 関係、 ρ_d-q_c 関係、 S_r-q_c 関係をそれぞれプロットするとそれぞれ図-4、図-5、図-6 のようになる。それぞれの測定値の分布範囲を示すと、 $w=10\sim130\%$ 、 $\rho_d=0.6\sim1.8\text{g/cm}^3$ 、 $S_r=35\sim105\%$ 、 $q_c=35\sim11,000\text{kN/m}^2$ と非常に広範囲にわたっている。すなわち、土質、含水状態、PS 灰改質材の添加量、養生期間等が異なることにより、これだけ分布幅の広いデータが得られることがわかる。

締固め特性 (w , ρ_d , S_r) と強度特性 (q_c) の関係性の中で、相関性が認められるものが、図-6 の S_r と q_c の関係である。 S_r が 100% に近づくにつれて q_c が急激に低下する傾向があり、前述のように S_r が 100% に近づく と締固めが出来ず、施工不良になることを裏付ける結果である。また、締固め特性や強度特性は、 w や ρ_d よりも S_r と密接な関係にあるという指摘は、PS 灰系改質土についても当てはまるものと思われる。

4.2 1L モールド法と小型モールド法による結果の比較

1L モールド法で求めた特性値と小型モールド法で求めた特性値を比較した結果を図-7～図-9 に示す。

図-7 は同じ $1E_c$ のエネルギーで締固めたときの乾燥密度 ρ_d を比較したものであり、1:1 の非常に良い相関性が得られている (決定係数 $R^2=0.98$)。また、図-8 に示すように S_r の相関性も比較的高い (決定係数 $R^2=0.88$)。ただし、 S_r が 90% 以上の高い飽和度において、小型モールド法のほうが、1L モールド法よりもやや高めの値になる傾向が認められる。これは小型モールド法ではランマー径がモールド径に概ね等しく、その隙間が少ないため、有効な締固めができることが一因ではないかと考えている。ただし、 S_r が 100% を上回るケースも多く見受けられるため、小型モールドでの計測が誤差を大きくする要因になっている可能性も否定できない。

図-9 は、1L モールド法から求められた q_c と小型モールド法で求まる h の関係を示したものである。図中には既往の研究で求められた関係式も併記している。同図に示すように PS 灰系改質土においても相関性は高く、また既往の相関式とも概ね一致する結果が得られた。したがって、既往の研究で提案した相関式は、PS 灰系改質土でも当てはまり、簡易的に q_c を想定する関係式として広く利用できるものとする。

4.3 小型モールド法による締固め管理法の提案

上記の結果を踏まえ、現場での締固め管理に利用できる新しい締固め管理方法をここでは提案する。基本的には締固めの管理基準を $85\% \leq (S_r)_{1L} \leq 95\%$ 、かつ $q_c \geq 800\text{kN/m}^2$ と定め、その値を満足することを、速やかに現場で簡便かつ迅速に q_c と S_r を換算する方法を提供するというものである。

図-10 は、図-6 に示した 1L モールド法で測定された S_r と q_c の関係を「管理基準値」付近に着目するために拡大した図である。その中で管理基準内に収まった点を○で示し、それ以外を×で示して区分けした。1L モールド法は JIS に規定された方法で測定された方法であり、これを正とした場合に同じ試料で小型モールド法によって求められた値 (q_c は h による換算値) を同じように色分けすると図-11 のようになる。

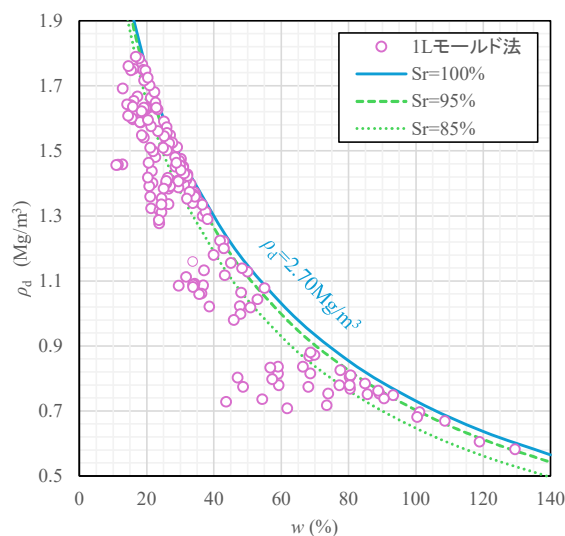


図-3 1L モールド法で得られた締固め特性

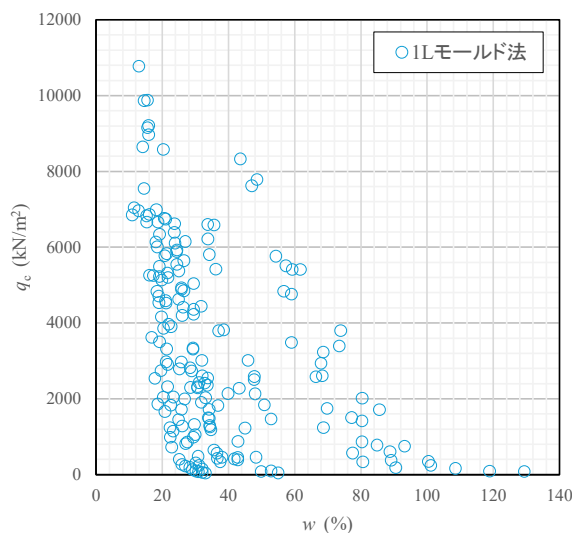


図-4 w と q_c の関係 (1L モールド法)

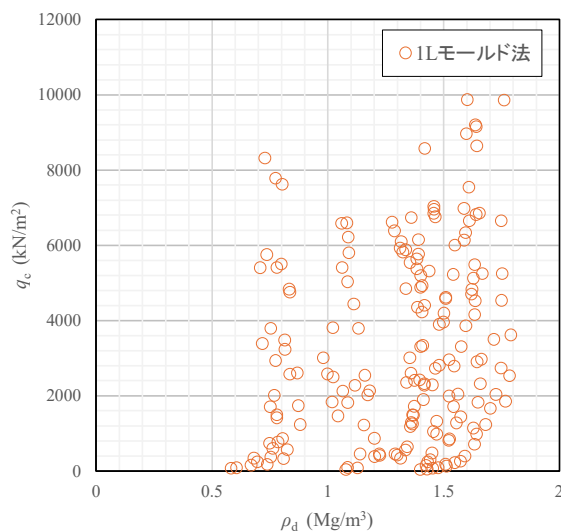


図-5 ρ_d と q_c の関係 (1L モールド法)

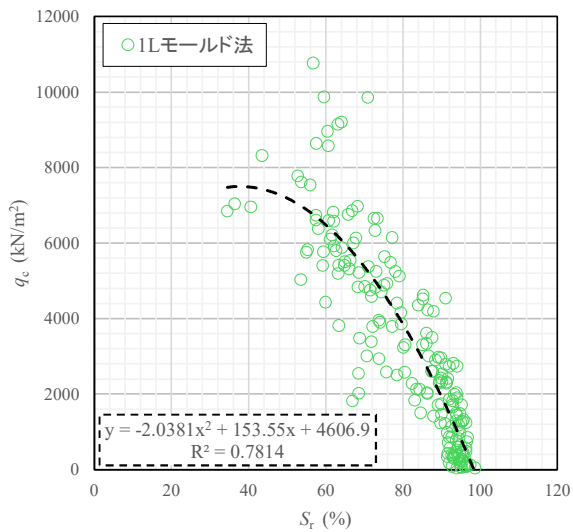


図-6 S_r と q_c の関係
(1L モールド法)

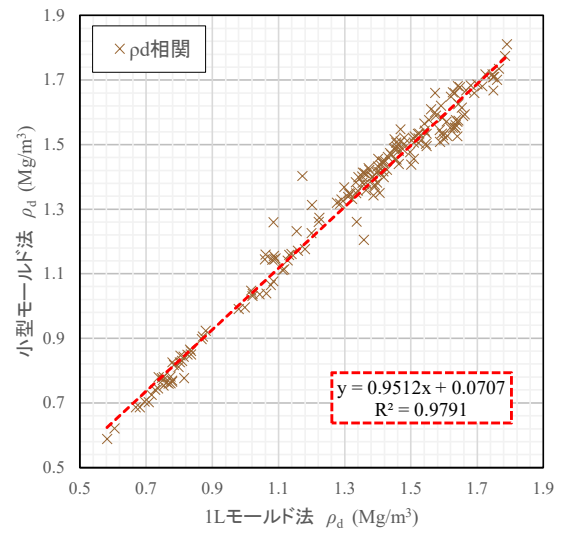


図-7 ρ_d の相関性
(1L モールド法－小型モールド法)

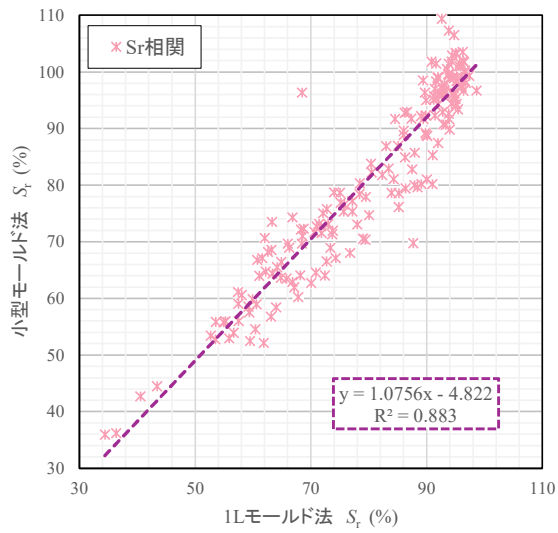


図-8 S_r の相関性
(1L モールド法－小型モールド法)

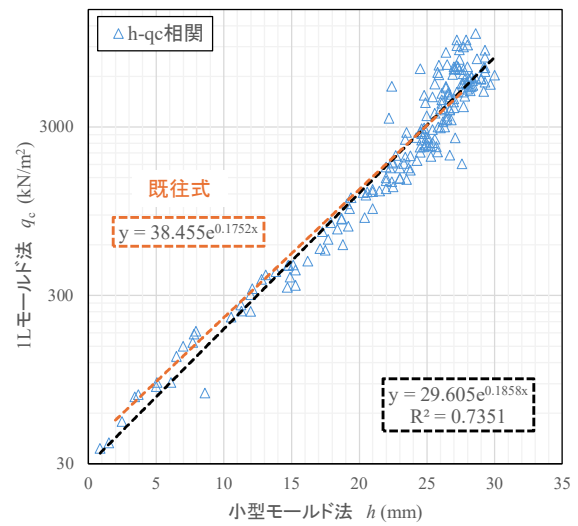


図-9 h と q_c の相関性
(小型モールド法－1L モールド法)

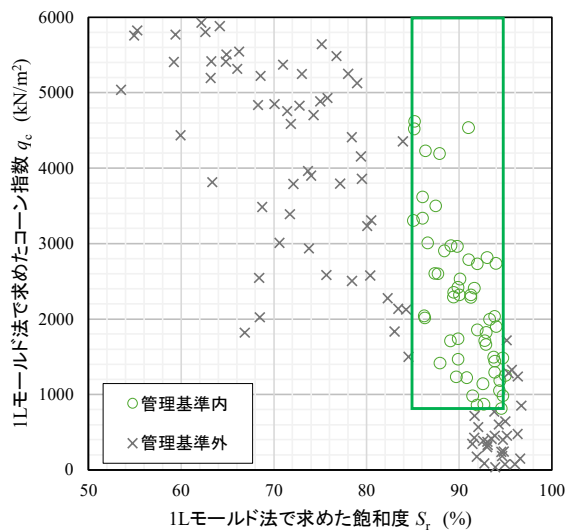


図-10 S_r と q_c 関係の関係
(1L モールド法：拡大)

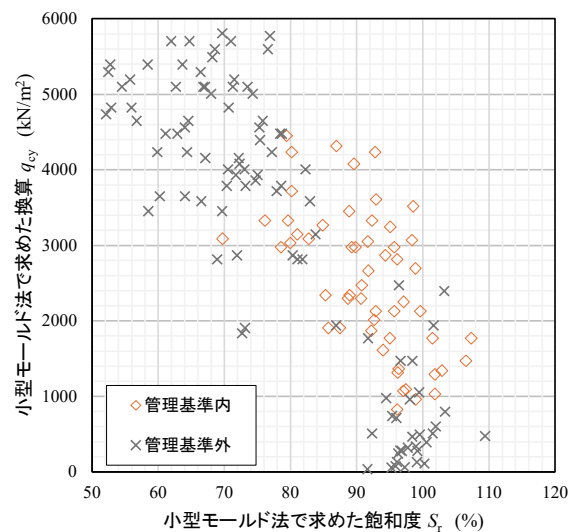


図-11 S_r と q_c 関係の関係
(小型モールド法：拡大)

1L モールド法で求めた管理基準内のプロット点が図-11 では図-10 よりも広範囲に分布しており、データのバラつきがやや大きいことがわかる。すなわち、1L モールド法（JIS）で管理基準内の値の小型モールド法での分布範囲は、 S_r では 70～110%、 q_c では 800～4,500kN/m² の範囲に存在している。

そこで、仮に小型モールド法で求まる S_r に関する管理基準をやや広めに設定し、 $80\% \leq (S_r)_{0.2L} \leq 100\%$ 、 $q_{cy} \geq 800\text{kN/m}^2$ とした場合の範囲を示したのが図-12 である。この管理基準を適用した場合、1L モールド法で OK と判定されたケース数が全部で 55 点あり、そのなかで 1L モールド法では OK となる一方、小型モールド法では NG となる点（図-12 の緑の枠外に外れた◇）の数は 11 点（20%）、逆に 1L モールド法で NG となる一方、小型モールド法では OK となる点（図-12 の緑の枠内に入った×）の数は 13 点（20%）という結果が得られた。

以上の検討結果から、小型モールド法を用いる場合は S_r の管理基準をやや広めに設定した上で、測定回数を増やすなどの工夫をすれば現場での適用が可能であると考えている。また、小型モールドで測定値がばらつく要因として、試験試料中の粗粒分の影響や供試体作製時の粒子の不均一性による影響があるのではないかと考えられる。それを回避するための方策としては、試験に使用する試料は固結した土塊をときほぐし、測定結果に影響する粗粒分を除外したうえで、十分に混合した状態の試料を用いて供試体を作製するなどの工夫が必要と思われる。

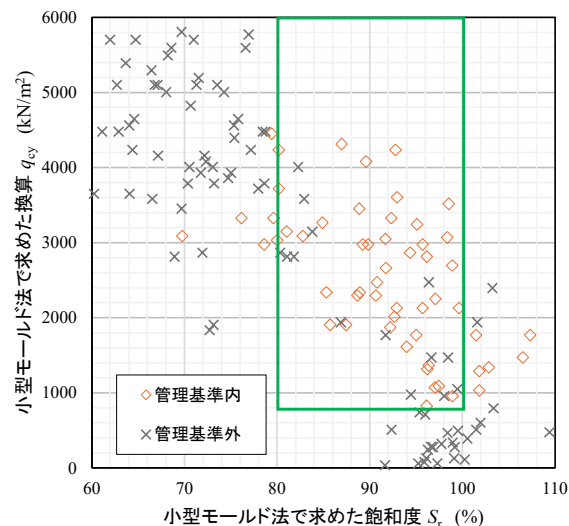


図-12 小型モールド法における拡大管理基準範囲内を満足するデータの分布

5. まとめと今後の課題

本研究で得られた主要な結論と今後の課題を以下に示す。

- ① PS 灰系改質土の締固め特性 (w , ρ_d , S_r) と強度特性 (q_c) の相関性を調べた結果、 $w-q_c$ および ρ_d-q_c の相関性は低い一方で、 S_r-q_c の相関性は高い。
- ② 小型モールドで測定した PS 灰系改質土の締固め特性 (ρ_d , S_r) は、1L モールド法の測定値と概ね一致する。
- ③ 小型モールドで測定した h と 1L モールド法で測定した q_c の相関性は高い。
- ④ S_r と q_c による締固め管理を提案し、さらにその管理を小型モールド法で検討した結果、小型モールドによる S_r の計測データのバラつきがやや大きく、小型モールド法では S_r の管理幅をやや大きくすることで現場への適用ができる可能性がある。なお、試料の不均一性によりばらつきが生じやすいため、試験に使用する試料は土塊を解きほぐし、十分に混合したうえで試験対象試料とする必要がある。
- ⑤ 今後の課題として、小型モールド法による実現場での適用性について検討する予定である。

参考文献

- 1) 公益社団法人地盤工学会関東支部：無機系吸水性材料を用いた土の改質技術に関する手引き，p4，2021
- 2) 奥堯史・山内裕元・早野公敏・武井俊哉・涌井成人：PS 灰改質材を用いた砂利洗浄汚泥の再生活用事例，無機・有機系改質材による発生土の改質とその利活用の普及・高度化の取り組みに関するシンポジウム 投稿予定，2024
- 3) 国土交通省：発生土利用基準について，2006
- 4) 公益社団法人日本道路協会：道路土工要綱，p287，2009
- 5) 国土交通省：土木工事施工管理基準および規格値（案），II-32・II-36，2024
- 6) 農業農村工学会：土地改良事業設計指針「ため池整備」，p14，2015
- 7) 望月美登志：PS 灰系改質材による浚渫処理土の強度改善効果について，土木学会論文集 B3（海洋開発）Vol. 75，No. 2，I_205-I_210，2019
- 8) 公益社団法人地盤工学会関東支部 土構造物の要求性能の実現を目指した盛土締固め管理の合理化に関する検討委員会：土の締固め管理－現状・新たな展開・展望－，2022
- 9) 仁平学，山内裕元，早野公敏：小型モールドと土壤硬度計を利用したコーン指数推定方法の適用性検討，第 59 回地盤工学研究発表会，25-3-2-03，2024
- 10) セメント協会標準試験方法：セメント系固化材による改良体の強さ試験方法，JCAS L-01，2006

ため池刃金土としてのペーパースラッジ灰系改質土の 締固め・透水・強度・変形特性に関する基礎的検討

キーワード：発生土，PS 灰系改質材，締固め管理

横浜国立大学大学院 正会員 ○伊藤 翔大
横浜国立大学大学院 正会員 飯田 理紗子
横浜国立大学大学院 国際会員 早野 公敏
domi 環境株式会社 正会員 山内 裕元
ジャイワット株式会社 山崎 昌平

1. はじめに

現在日本には約 15 万か所のため池が存在し，そのうちの 7 割は江戸時代より前に築造されたものである¹⁾．古くに築造されたため池は各地域で経験則により築造されたものと推測され，機械施工や締固め管理がされていないことから，堤体の品質や性能が不明瞭であることに加えて，経年的な老朽化が深刻化しており決壊のリスクが高いため池が多い．そのため老朽化ため池の改修は急務となっている．平成 16 年の新潟中越地震や平成 23 年の東北地方太平洋沖地震などの大地震が発生した際に，堤体が決壊に至り人命や財産が失われる事例が報告されている．今後，南海トラフ地震や首都直下型地震が想定される中，堤体改修に際し，堤体の耐震性を考慮することは重要な課題である．

ため池堤体の一般的な改修工法として，堤体の上流側に刃金土と呼ばれる透水性の低い粘性土の層を構築して遮水安定性を確保する前刃金工法がある．しかし近年では，良質な粘性土が枯渇しており，前刃金工法による改修が困難になっている²⁾．

一方，ため池の改修・補強の際には，底泥土を浚渫などにより除去する必要がある，細粒土を主体とする底泥土が多く発生する³⁾．そこで本研究ではペーパースラッジ灰系改質材(PSAS)に着目し，底泥土の改質によるため池材料への利用を想定して，PS 灰系改質土の締固め・透水・強度・変形特性を調べた．さらに刃金土に適用したときの締固め管理について考察した．

2. 改質材添加率の決定

青粘土（液性限界 $w_L=40.7\%$ ，塑性限界 $w_p=23.7\%$ ）の含水比 w を 1.5 w_L に調整することで泥土を作製し，PSAS を乾燥質量比で 15, 20, 25% 添加した後に 24 時間密封養生した．続いて解きほぐしを行ったのちに A 法によりモールド内に改質土を締固め，それから 72 時間水浸養生を行った．なお，最後の 24 時間は，水浸減圧容器を用いて供試体を飽和させた．養生終了後に変水位透水試験を実施し，試験後の供試体を用いてコーン指数試験も実施した．

図 1 に PSAS の添加率 A に対する透水係数 k とコーン指数 q_c の変化を示す．なお，図 1 にはため池刃金土の要求性能として $k \leq 5.0 \times 10^{-8} \text{ m/s}$ ⁴⁾，第 2 種建設発生土に分類される $q_c \geq 800 \text{ kN/m}^2$ の値も示した．添加率 A の増加に伴い k は低下し， q_c は増加した．得られた結果に基づき，以降の実験に

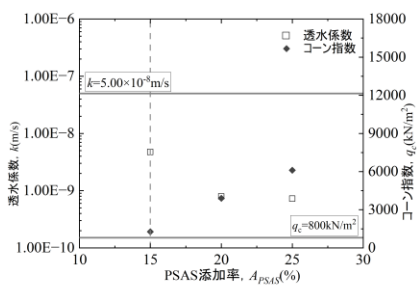


図 1 PSAS の添加に伴う k , q_c の変化

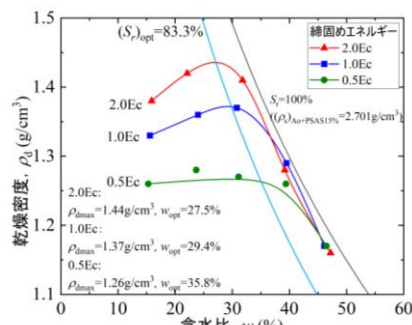


図 2 PS 灰系改質土の締固め曲線

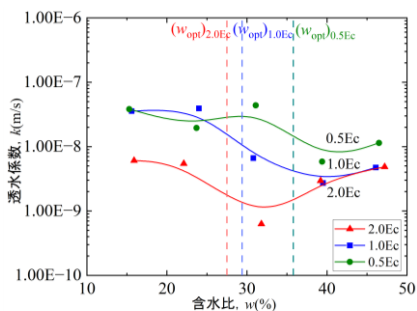


図 3 PS 灰系改質土の透水特性

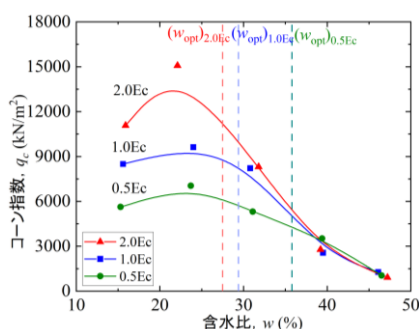


図 4 PS 灰系改質土の強度特性

Fundamental study on the compaction, permeability, strength and deformation properties of paper sludge ash-based modified soils as reservoir materials.

Ito, S., Yokohama National University
Iida, R., Yokohama National University
Hayano, K., Yokohama National University
Yamauchi, H., domi environmental solutions
Yamazaki, S., Jaiwat Corporation

用いる改質土の添加率 A として 15% を採用した。

3. 締固め・透水係数・コーン指数

青粘土を $w=0.5, 0.75, 1.0, 1.25, 1.5\%$ に調整した泥土に PSAS を 15% 添加した。なお、底泥土の含水比が極端に低くなる状況は想定されないが、あえて設定した。2. と同様に密封養生したのちにモールド内に試料を締め固めたが、締固めエネルギーを 2.0Ec, 1.0Ec, 0.5Ec と変化させた。さらに 2. と同様に水浸養生した後、変水位透水試験とコーン指数試験を実施した。各 Ec の締固め曲線を図 2 に示す。各 Ec における最適飽和度 $(S_r)_{opt}$ は 83.3% 程度であった。また、図 3 と図 4 には締固め時の w に対する k と q_c の関係をそれぞれ示した。いずれの Ec においても k は最適含水比 w_{opt} より湿潤側で最小値を示し、 q_c は w_{opt} より乾燥側で最大値を示した。これらは、PS 灰系改質土の締固め時の含水比にともなう透水性・強度の変化は、自然土と同じような傾向であることを示唆している。

文献 5) を参考に、図 5 に S_r と ρ_d が k に及ぼす影響を整理した。図 5(a) では $(S_r)_{opt}$ を境に S_r の変化に対する k の変化の傾向が異なった。図 5(b) では k と ρ_d/ρ_w の関係を整理し、さらに $(S_r)_{opt}$ に対する大小関係で 2 グループに分けてそれぞれ k と ρ_d/ρ_w の相関を求めると、相関式の傾きが 3.67 程度であった。一方、相関式の切片は S_r の影響を受けると考えられ、関数 $\alpha(S_r)$ としてそれぞれの k に対する α を

求めて S_r との関係性を調べた結果が図 6(a) である。同図には $(S_r)_{opt}$ を境に分けて近似した相関式も示している。図 5(b) と図 6(a) の相関式を利用して、 k を次式により推定した。

$$\log k = -3.67(\rho_d/\rho_w) + \alpha(S_r) \quad (1) \quad \text{ただし、} \alpha(S_r) = -2.81 (S_r < (S_r)_{opt}), \alpha(S_r) = -0.07 S_r + 2.88 (S_r > (S_r)_{opt})$$

図 7 には S_r と r_d が q_c に及ぼす影響を示した。なお、同図には別途実施した、 $w=1.55, 1.6\%$ に調整した青粘土に PSAS を 15% 添加し、同様に養生した後得られた q_c も示している。 k の整理と同様に、 $(S_r)_{opt}$ に対する大小関係で 2 グループに分けてそれぞれの q_c と ρ_d/ρ_w の関係を整理すると (図 7(b))、 q_c と ρ_d/ρ_w の相関式の指数が 4.33 程度であった。一方、相関式の係数は S_r の影響を受けると考えて関数 $\beta(S_r)$ として、それぞれの q_c に対する β を求めて S_r との関係性を調べた結果が図 6(b) である。同図には $(S_r)_{opt}$ を境に分けて近似した相関式も示している。図 6(b) と図 7(b) の相関式を利用して、 q_c を次式により推定した。

$$q_c = \beta(\rho_d/\rho_w - 0.770)^{4.33} \quad (2) \quad \text{ただし、} \beta(S_r) = (-0.0254 S_r + 12.1) \times 10^4 (S_r < (S_r)_{opt}), \beta(S_r) = (-0.534 S_r + 57.3) \times 10^4 (S_r > (S_r)_{opt})$$

4. 締固め管理との対応

式(1)(2)から所定の q_c と k を満足する (w, ρ_d) の組み合わせをコンターとして締固め曲線上に重ね合わせたものが図 8 である。図 8 の斜線は締固め度の下限值 ($D_c \geq 95\%$) を用いた場合の管理領域を示している。今回対象とした PS 灰系改

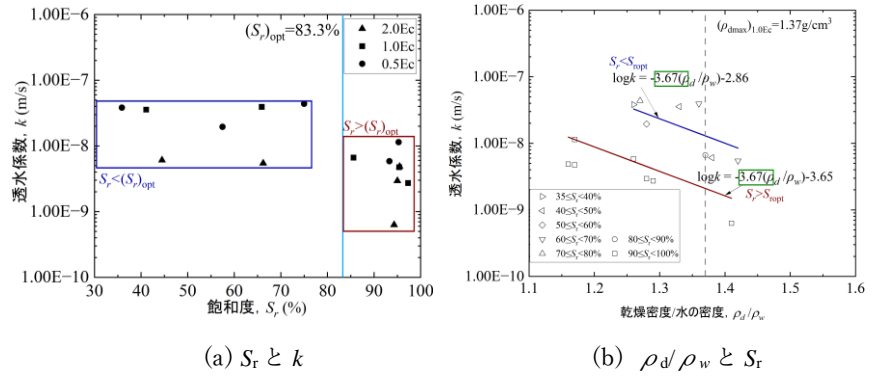


図 5 S_r と ρ_d が k に及ぼす影響

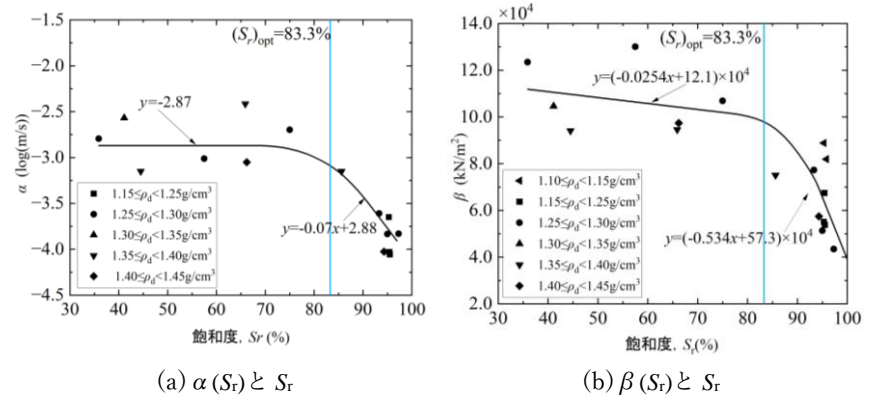


図 6 $\alpha(S_r)$, $\beta(S_r)$ と S_r の関係

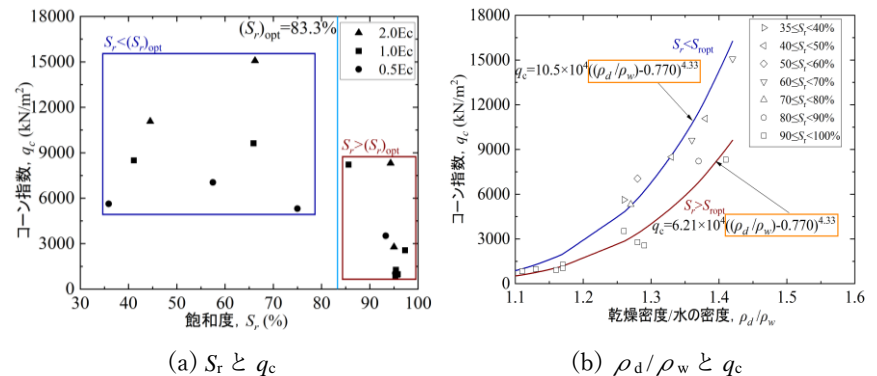


図 7 S_r と ρ_d が q_c に及ぼす影響

質土は締固め度管理を用いれば、網掛けで表した $k \leq 5.0 \times 10^{-8} \text{m/s}$ と $q_c \geq 800 \text{kN/m}^2$ を満足する。一方、実際の底泥土の含水比は高含水状態であらつき、施工含水比の調整に困る場合が想定され、その場合には $D_c \geq 95\%$ を達成できない懸念がある。

5. 強度・変形特性

PS 灰系改質土のより詳細な強度特性と変形特性を調べるため、未改質と PSAS の添加率 $A=15\%$ の改質供試体に対して圧密非排水三軸圧縮試験を実施した。試験ケースを表 1 に示す。未改質土に関して初期含水比 $w=24.8\%$ 、乾燥密度 $\rho_d=1.57 \text{g/cm}^3$ に設定した。これは図 9(a) に示す未改質土（青粘土）の締固め曲線における締固め度の下限值 ($D_c \geq 95\%$) を満足するものである。突き固め法により供試体（直径 50mm、高さ 100mm）を作製したのち、二重負圧法により飽和させた。続いて背圧 200kPa のもと、等方圧密を有効拘束圧 30, 50, 100kPa の 3 条件で行った。圧密終了後、軸ひずみ速度 0.1%/min で非排水せん断を行った。

改質土に関しては図 9(b) をもとに、締固め度の下限值 ($D_c \geq 95\%$) を満足する $w=38.7\%$ 、 $\rho_d=1.30 \text{g/cm}^3$ のケースと、 $D_c=84\%$ であるが河川土工マニュアル⁶⁾ の飽和度 S_r の上下限值 ($85\% \leq S_r \leq 95\%$) を満足し、かつ第 2 種建設発生土に分類される $q_c \geq 800 \text{kN/m}^2$ を満足する $w=45.0\%$ 、 $\rho_d=1.15 \text{g/cm}^3$ のケースの 2 ケースで試験を行った。青粘土を所定の含水比に調整することで泥土を作製し、PSAS を乾燥質量比で 15% 添加したのちに 24 時間密封養生した。続いて解きほぐしを行ったのちに突き固め法により供試体を作製し、水浸養生を開始した。その後水浸減圧機を用いて供試体を飽和させた後は未改質のケースと同様に等方圧密を行ったのち非排水せん断を行った。なお PS 灰系改質土の強度特性において養生期間が大きく影響するため⁷⁾、すべてのケースでせん断までの養生期間が 7 日間になるように調整した。

試験で得られた軸ひずみ～軸差応力の関係を図 10 に示す。PSAS によって改質した 2 ケースは未改質のケースに比べてピーク強度が増加し、PSAS の添加による強度改善効果が確認された。また、すべてのケースに共通して拘束圧 50kPa と 30kPa で近いピーク強度を示している。これは供試体作製時の突き固めで供試体が疑似過圧密状態になり、拘束圧の小さい 30kPa のケースでこの影響をより大きく受けたものと考えられる。図 11 に示す軸ひずみ～過剰間隙水圧の関係から、30kPa のケースで正のダイレイタンスの傾向が強く、負の過剰間隙水圧が発生しやすいことがわかる。図 12 には有効応力経路を示した。

モールの有効応力円と強度定数 (c' , ϕ) を図 13 に、全応力円と強度定数 (c_{cu} , ϕ_{cu}) を図 14 に示す。改質による粘着力 c' とせん断抵抗角 ϕ の変化が見られた。締固め度管理基準で供試体を調整したケース②は、有効応力表示では強度定数を求められなかったが、全応力表示では十分な三軸圧縮強度を持ち、刃金土に要求される透水係数を満たしたことから、 D_c 管理を行えば、PS 灰系改質土はため池の刃金土に適用できる可能性が高いことが明らかになった。また、飽和度管理基準で供試体を調整したケース③でも、 $D_c \geq 95\%$ を満足しないが刃金土として十分な強度を発揮できる可能性があることが明らかになった。仮に飽和度管理を採用すれば、必要な性能を確保しつつ、施工性に優れる可能性を示している。

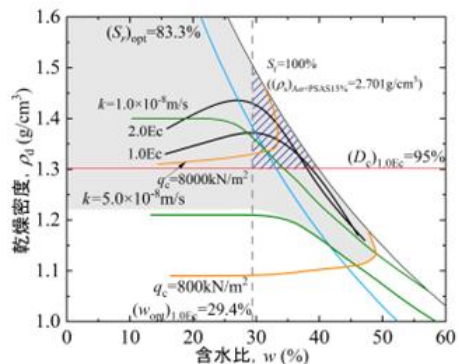
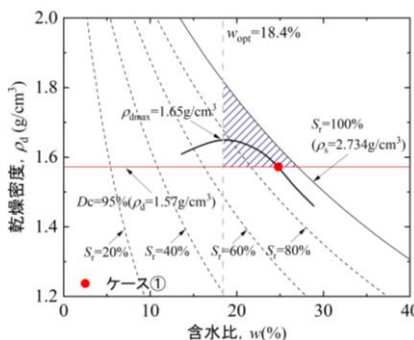


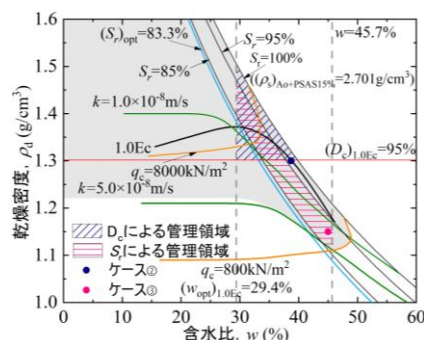
図 8 締固め度による締固め管理と k , q_c との関係

表 1 三軸試験に用いた供試体の試験ケース

ケース	管理基準	PSAS 添加率 A (%)	含水比 w (%)	乾燥密度 ρ_d (g/cm³)
①	締固め度管理	0	24.8	1.57 ($D_c=95\%$)
②	締固め度管理	15	38.7	1.30 ($D_c=95\%$)
③	飽和度管理	15	45.0	1.15 ($D_c=84\%$)

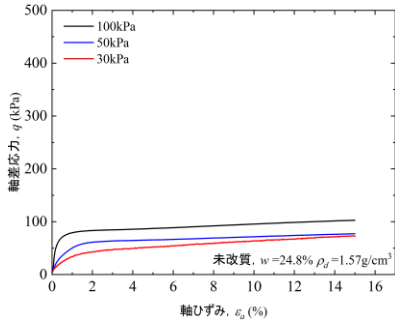


(a) 未改質土

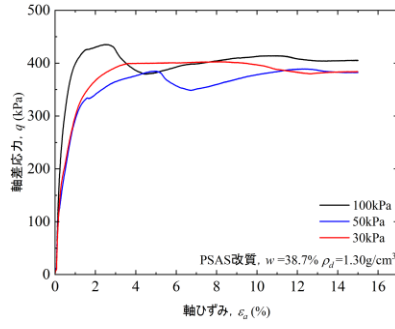


(b) PS 灰系改質土

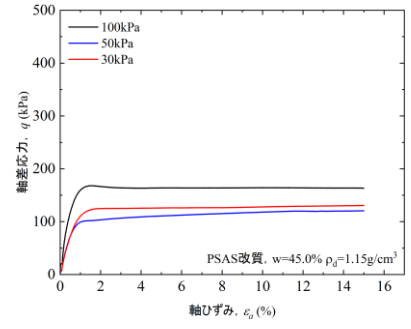
図 9 試料の締固め曲線と三軸試験供試体条件



(a) ケース① (未改質, $D_c=95\%$)

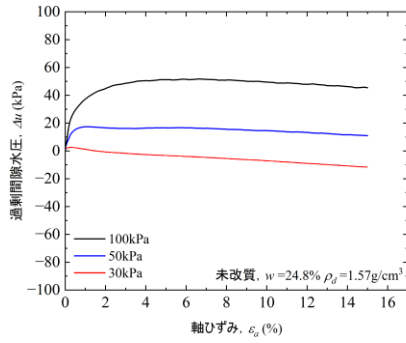


(b) ケース② (改質, $D_c=95\%$)

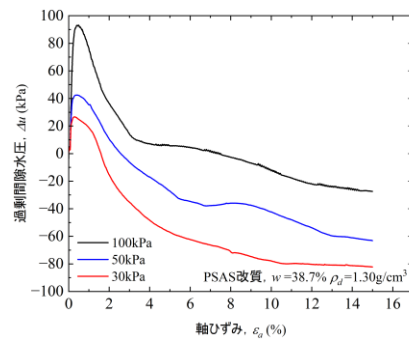


(c) ケース③ (改質, $D_c=84\%$)

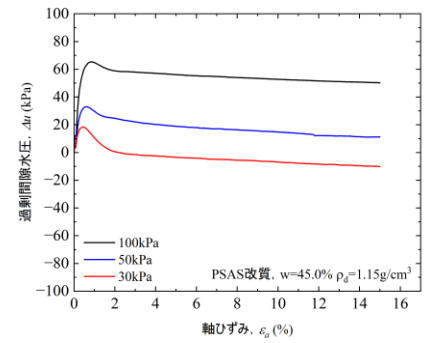
図 10 軸ひずみ～軸差応力の関係



(a) ケース① (未改質, $D_c=95\%$)

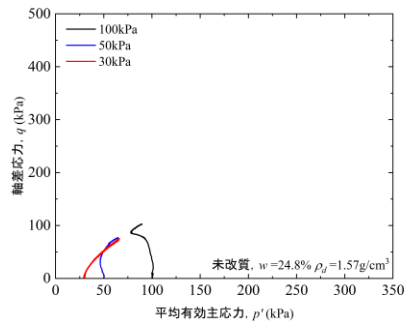


(b) ケース② (改質, $D_c=95\%$)

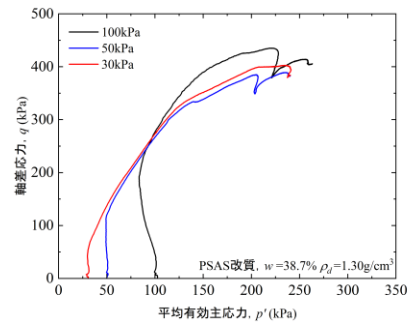


(c) ケース③ (改質, $D_c=84\%$)

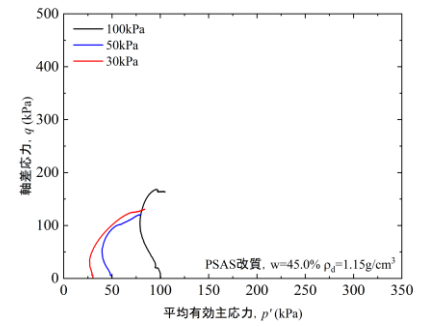
図 11 軸ひずみ～過剰間隙水圧の関係



(a) ケース① (未改質, $D_c=95\%$)

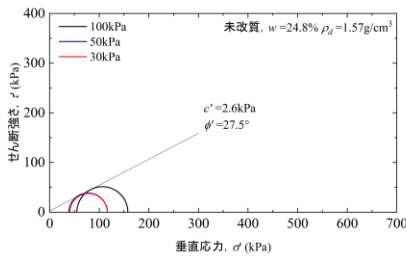


(b) ケース② (改質, $D_c=95\%$)

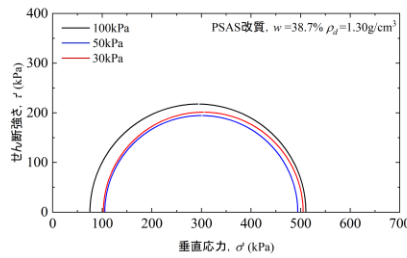


(c) ケース③ (改質, $D_c=84\%$)

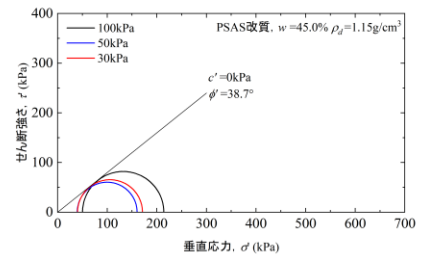
図 12 有効応力経路



(a) ケース① (未改質, $D_c=95\%$)

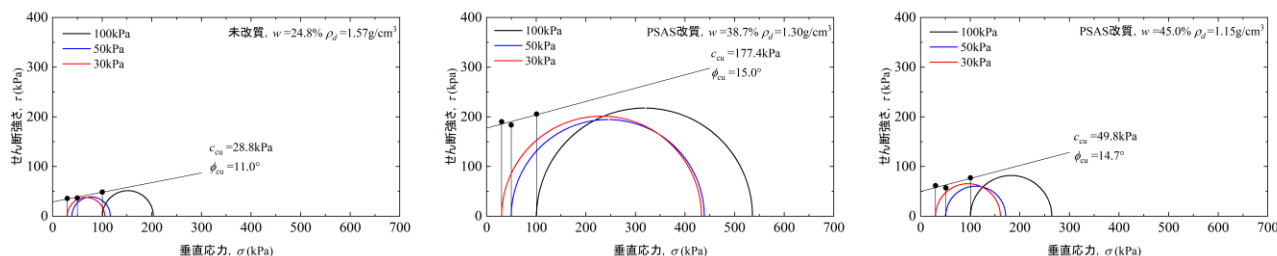


(b) ケース② (改質, $D_c=95\%$)



(c) ケース③ (改質, $D_c=84\%$)

図 13 モールの有効応力円



(a) ケース①（未改質， $D_c=95\%$ ）

(b) ケース②（改質， $D_c=95\%$ ）

(c) ケース③（改質， $D_c=84\%$ ）

図 14 モールの全応力円

6. まとめ

本研究ではペーパースラッジ灰系改質材に着目し、底泥土の改質によるため池材料への利用を想定して、PS 灰系改質土の締固め・透水・強度特性を調べ、さらに刃金土に適用したときの締固め管理について考察した。その結果、以下のことが明らかになった。

本研究で用いた PS 灰系改質土の締固め時の含水比にともなう透水性・強度の変化は、自然土と定性的に同じような傾向であった。また締固め度 $D_c=95\%$ を満たす PS 灰系改質土は、刃金土に要求される透水係数と第 2 種建設発生土に分類されるコーン指数を満足し、さらに未改質土より顕著に大きな圧密非排水三軸圧縮強度を示した。一方で、高含水状態で施工含水比の調整が難しい底泥土を改質すると所定の締固め度を達成できない懸念がある。しかし、締固め度 $D_c=95\%$ を満足していなくても飽和度 $85\% \leq S \leq 95\%$ を満たす PS 灰系改質土は、刃金土に要求される透水係数と第 2 種建設発生土に分類されるコーン指数を満足し、さらに未改質土より大きな圧密非排水三軸圧縮強度を示した。このことより、飽和度により改質土の締固め状態を管理すれば、所定の遮水性や強度を満足できる可能性がある。今後は、飽和度管理によって配合した改質土の適用性を詳細に検討していきたい。

参考文献

- 1) 農林水産省：ため池，https://www.maff.go.jp/j/nousin/bousai/bousai_saigai/b_tameike/（参照日：2024/7/29）
- 2) 澤田ら，前刃金工法および遮水シート工法により改修されたため池堤体の実大規模振動実験，ジオシンセティックス論文集 31 (2016): 167.
- 3) 鍋田ら，ため池底泥土は廃棄物か？土砂か？，第 34 回廃棄物資源循環学会研究発表会講演集，2023.
- 4) 農林水産省，土地改良事業設計指針「ため池整備」（案），農業土木学会，260p，2015.
- 5) 龍岡文夫，ため池堤体等盛土構造物における性能設計と性能施工の意義，SERID 研究会，pp. 144-236，2023.
- 6) 財団法人 国土技術センター，河川土工マニュアル，pp.59-79，2009.
- 7) 川合ら，PS 灰系改質度の強度特性に及ぼす養生効果とその要因に関する基礎的研究，土木学会論文集 C(地圏工学)，Vol. 74，No. 3，pp.306-317，2018.

PS 灰系改質材を用いた砂利洗浄汚泥の再生活用事例

PS 灰系改質材 再生活用 簡易手法

五洋建設株式会社 ○奥堯史
domi 環境株式会社 正会員 山内裕元 横浜国立大学 国際会員 早野公敏
前田建設工業株式会社 武井俊哉 早川砂利協同組合 涌井成仁

1. はじめに

山梨県南巨摩郡早川町では町道下見原線改良事業、町道立石線改良事業が計画されており、盛土により道路が構築されるこの工事において、上流にあるダム の堆積土砂を活用し、法面等は緑化して町が管理する計画である。

一方、早川砂利協同組合では、長年、産業廃棄物たる汚泥（砂利洗浄汚泥）が大量に保管されていることが問題となっていた。地域としてこの問題を解決するため、廃棄物処理法の個別指定制度により、砂利洗浄汚泥を当該道路整備の築堤材料として再生活用することとした。砂利洗浄汚泥を盛土材として有効利用するにあたり、改質材などを使用して同盛土の品質管理計画に準拠した材料に改質してから使用する必要がある。本稿では、砂利洗浄汚泥を再生活用するにあたり、実施した室内実験・試験施工および現地施工の概要を報告する。

2. 砂利洗浄汚泥の材料特性と改質材の選定

2.1 砂利洗浄汚泥の材料特性

砂利洗浄汚泥は骨材製造に伴い発生する副産物（脱水ケーキ）であり、シルト・粘土分が主体の細粒土である（表 1）。早川砂利協同組合には 5 つの砂利採取業者が加盟しており、それぞれの工場で発生する砂利洗浄汚泥は締固め特性が異なり（図 1）、同じ工場内でも採取場所や天候によっても品質が日々変化する。細粒土砂を多く含む土砂をそのまま盛り立てた場合、法面の安定性が確保できない。また、細粒材で含水比が高い場合にはオーバークンパクションが生じ、施工性、品質管理面での課題も生じる。さらに施工面でも盛土材料の締固め管理が煩雑になり、また JIS に則った土質試験による日常管理では時間と手間がかかり、日々の管理へのフィードバックが難しい。そこで、砂利洗浄汚泥を再生活用するにあたり、改質材を用いて締固め特性が異なる砂利洗浄汚泥の品質を統一的に管理し、現場の施工管理の煩雑化を回避するとともに、簡易手法を導入することで品質管理の省力化を図るものとした。

表 1 5 工場の砂利洗浄汚泥の材料特性

試験シリーズ			S工場	H工場	H2工場	A工場	O工場
一般	土粒子密度 ρ_s	g/cm ³	2.760	2.753	2.739	2.731	2.756
	自然含水比 w_n	%	28.1	23.7	26.7	22.4	28.4
粒度	礫分	%	0.3	0.0	0.1	4.8	0.2
	砂分	%	1.1	4.7	9.1	12.3	2.6
	シルト分	%	44.1	54.4	56.6	40.6	56.5
	粘土分	%	54.6	40.9	34.2	42.3	40.7
	細粒分含有率	%	98.7	95.3	90.8	82.9	97.2
	50%粒径 D_{50}	mm	0.004	0.008	0.012	0.009	0.008
	最大粒径	mm	9.5	4.75	9.5	19	9.5
締固め	試験方法	-	A-c	A-c	A-c	A-c	A-c
	最大乾燥密度 ρ_{dmax}	g/cm ³	1.638	1.685	1.694	1.772	1.528
	最適含水比 w_{opt}	%	22.2	20.1	16.6	16.9	22.2
分類	地盤材料の分類	-	細粒土	細粒土	砂まじり細粒土	砂まじり細粒土	細粒土
	分類記号	-	(F)	(F)	(F-S)	(F-S)	(F)

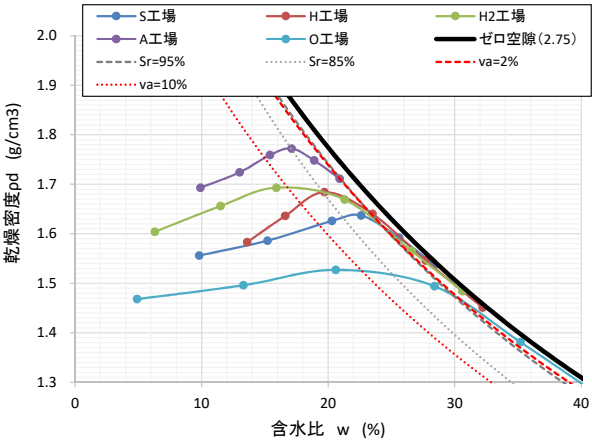


図 1 5 工場の砂利洗浄汚泥の締固め特性

2.2 改質材の比較検討および選定

当該事業に使用する盛土材料の規格値を表 2 に示す。同表に示すように盛土材料は、内部摩擦角 $\phi=30$ 度以上および水素イオン濃度 $\text{pH}=6.0\sim9.0$ が規定されている。既往の実験結果より、雨畑川流域内の土砂は細粒分を多く含む土であっても締固め度 90%以上を確保すれば内部摩擦角が 30 度以上となることを確認している。また、砂利洗浄汚泥は含水比が最適含水比付近に調整されていれば、締固めによりコーン指数 q_c も良質土としての特性（第 2 種建設発生土相当 q_c

表 2 砂利洗浄汚泥処理物の管理項目および規格値

管理項目	規格値	関連試験項目
最大粒径	200mm	粒度試験
スレーキング率	30%	スレーキング試験
水素イオン濃度 pH	6 以上 9 以下	水素イオン濃度 pH
吸水膨張特性	膨張比 3% 以下	土の吸水膨張試験 (CBR 試験)
土質定数 (設計定数を確保)	単体体積重量 $\gamma_t=19\text{kN/m}^3$	突固めによる土の締固め試験
	内部摩擦角 (ゾーニングによる区分) 背面: $\phi 30$ 度以上	土の圧密非排水三軸圧縮試験 (CUBar)
	粘着力 $C=0\text{kN/m}^2$ 以上	

$\geq 800\text{kN/m}^2$) を示す。そこで改質材の選定においては施工性を考慮し、早期強度発現に優れ、かつ pH が規格値内に収まる改質材および添加量を決定し、三軸試験にて内部摩擦角 $\phi \geq 30$ 度を示すか確認した。選定対象として代表的な改質材であるセメント系改質材、生石灰系改質材、PS 灰系改質材の 3 種を用いた。試料は代表的な砂利採取脱水ケーキ 1 種類を選定し、脱水ケーキの含水比を湿潤側になるように加水に調整 ($w \approx 25\%$ 目安) した試料 (コーン指数 501.0kN/m^2) で配合試験を実施した。改質材は、セメント系改質材 (土質改良用セメント)、石灰系改質材 (生石灰)、および吸水性泥土改質材 (PS 灰系改質材) の 3 種類の改質材で比較検討を行った。改質材の添加量は、20、50、 80kg/m^3 の 3 水準とした。ただし、試料の性状によって、添加量の過不足が生じると判断された場合は、必要に応じて添加量の調整を行うものとした。

各改質材の発現強度および pH の経時変化について添加量ごとに整理したグラフを図 2～図 7 に示す。なお、図中の C はセメント系改質材、L は石灰系改質材、W は PS 灰系改質材を示す。室内試験の結果より、いずれの改質材でも最低添加量 20kg/m^3 添加したケースで、配合直後より室内試験での目標強度 $q_{cl}=800\text{kN/m}^2$ を満足する結果が得られている。また、pH については、PS 灰系改質材の pH 低減効果が最も大きく、続いてセメント系、石灰系の順となっている。さらに、最低添加量 20kg/m^3 のケースでは、PS 灰系改質土の pH が 28 日後に 9 以下を達成している。以上のことから、当該事業において使用する盛土材料の規格値 (水素イオン濃度 $\text{pH}6.0 \sim \text{pH}9.0$) を満足するのは PS 灰系改質材のみであること、早期強度発現も石灰系改質材に次いで高いことから、本事業にて使用する改質材は PS 灰系改質材が最適であると判断した。

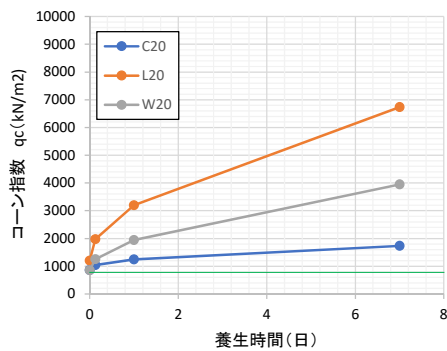


図 2 コーン指数による強度発現特性の比較
(改質材添加量 20kg/m^3)

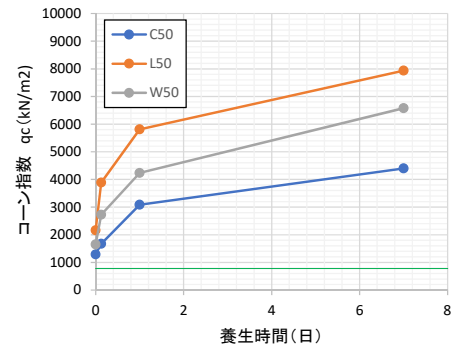


図 3 コーン指数による強度発現特性の比較
(改質材添加量 50kg/m^3)

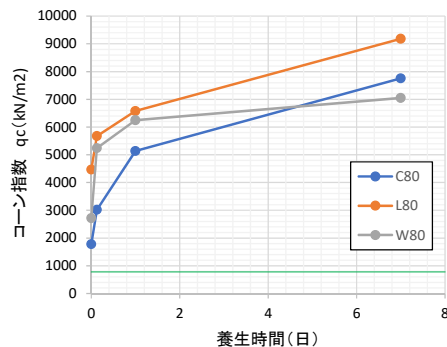


図 4 コーン指数による強度発現特性の比較
(改質材添加量 80kg/m^3)

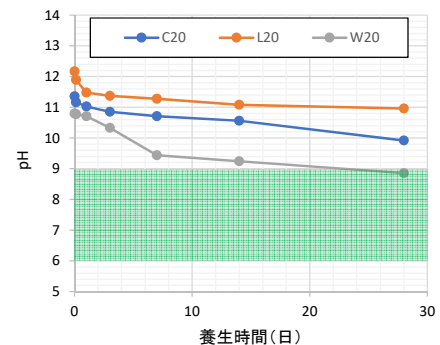


図 5 pH の経時変化の比較
(改質材添加量 20kg/m^3)

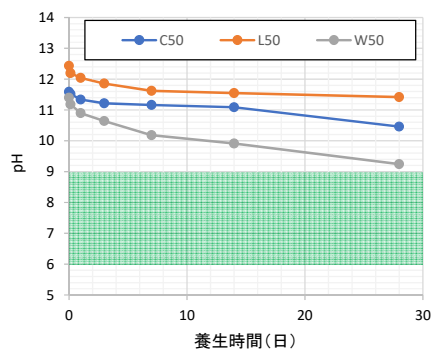


図 6 pH の経時変化の比較
(改質材添加量 50kg/m³)

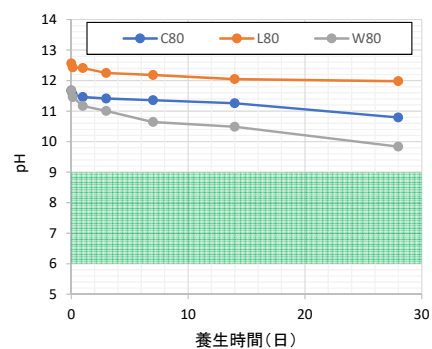


図 7 pH の経時変化の比較
(改質材添加量 80kg/m³)

選定した PS 灰系改質材を用いて早川砂利協同組合に加盟している 5 業者の工場にて発生する砂利洗浄汚泥について、添加量 20kg/m³ にて内部摩擦角 $\phi \geq 30$ 度を確保できているか確認した。試験結果を表 3 に示す。いずれも盛土材料の規格値を満足しており、選定した PS 灰系改質材を用いた改質が可能と判断した。

表 3 砂利洗浄汚泥処理物の土質試験結果のとりまとめ

	試験項目	単位	砂利洗浄汚泥処理物 (PS 灰系改質材 20kg/m³ 添加)					目標値
			S 工場	H 工場	H2 工場	A 工場	O 工場	
物理試験	自然含水比 w_n	%	22.4	22.2	22.9	19.2	22.1	-
	最適含水比 w_{opt}	%	21.3	21.6	22.4	18.0	20.5	-
	湿潤密度 ρ_t	g/cm³	2.032	2.008	2.003	2.098	2.045	-
	土粒子密度 ρ_s	g/cm³	2.737	2.752	2.737	2.742	2.751	-
	最大乾燥密度 ρ_{dmax}	g/cm³	1.665	1.645	1.631	1.767	1.687	-
	地盤材料の分類	-	細粒土 (F)	砂まじり粘土 (低塑性限界) (CL-S)	細粒土 (F)	砂まじり細粒土 (F-S)	礫まじり細粒土 (F-G)	-
盛土の管理項目	最大粒径	mm	9.5	2.0	19.0	9.5	19.0	200 以下
	スレーキング率	%	-※1	-※1	-※1	-※1	-※1	30 以下
	水素イオン濃度 pH (タンクリンク試験)	-	8.20	8.18	8.24	8.11	8.28	6 以上、9 以下
	膨張比 r_e	%	-0.092	-0.096	-0.476	-0.224	-0.108	3 以下
	単位体積重量 γ_t	kN/m³	19.93	19.69	19.64	20.57	20.05	19 以上
	有効内部摩擦角 ϕ'	度	34.6	33.6	36.0	36.2	34.6	30 以上
	有効粘着力 c'	kN/m²	8.0	6	4.6	8.1	8.2	0 以上

※1：19mm 以上の礫に対して実施するが、いずれの材料にも 19mm 以上の礫が含まれていないことから、実施していない

3. 現場への適用方策

3.1 現場における品質管理・施工管理方策

PS 灰系改質材による砂利洗浄汚泥の改質により、当該事業に使用する盛土材料の規格値は満足することができた。しかしながら、盛土材として利用する場合、盛土材料の品質に大きく左右する物性値は、含水比 w と強度（締固めた土のコーン指数 q_c 、 c 、 ϕ ）である。一方で、5 工場の砂利洗浄汚泥は、それぞれ地盤材料として固有の物性値を有することから、それらを個別に品質管理することは作業が煩雑となり、実際の現場での品質管理や施工管理への反映は難しい。そこで、盛土材料の品質管理を工場側で統一に行い、現場での施工管理の煩雑化回避するとともに、工場側の土質試験の省力化を図った。対応策を表 4 に示す。

表 4 品質管理・施工管理の基本方針

課題	懸念事項	解決方針	具体策
5 工場の盛土の材料特性が異なる	乾燥密度や含水比による締固め管理では煩雑	同じ仕様で品質管理を行えるようにしたい	空気間隙率または飽和度による日常管理を工場出荷側で実施
同じ工場内でも材料特性が異なる	採取場所や天候によって、脱水ケーキの品質が日々変化	品質の変動を抑制するために PS 灰系改質材を添加	PS 灰系改質材の吸水性を利用して水分調整を行う
現場では、TS,GNSS による締固め管理が適用される	盛土材料の締固め特性が大きく異なると、管理が煩雑 (過転圧による強度低下の懸念)	施工性(トラフィカビリティ確保)の観点から、コーン指数 q_c による管理を導入	コーン指数による日常管理を工場出荷側で行う。
JIS による土質試験では時間も手間もかかる	日常管理のための土質試験が煩雑になると日々の管理へのフィードバックが難しい	簡易手法を導入することで、省略化し、時間をかけずに試験結果を出して品質管理を反映	<ul style="list-style-type: none"> ・締固め用モールドの小型化 ・電子レンジ等による含水比測定 ・土壌硬度計によるコーン試験

具体的には、5 工場の盛土材料の基本特性が異なるという課題については、空気間隙率または飽和度による日常管理を工場出荷時に実施することで、同じ仕様で品質管理を行い、併せて盛土現場でも、TS（自動追尾トータルステーション）、GNSS（衛星測位システム）による締固め管理を補完する形で RI による締固め管理を行うこととした。現場では、TS、GNSS による締固め管理が採用されているが、締固め時の施工性はトラフィカビリティに大きく左右される。そこで、現場での締固め管理を容易にするため、コーン指数による日常管理を工場出荷時に行うことで、問題の解決を図った。具体的には、工場出荷時の室内土質試験により、 $q_{cL} \geq 800 \text{ kN/m}^2$ を品質管理目標値として定めた。

一般的な品質管理は、JIS による試験を実施する場合が多いが、十分な施設や専門職員のいない工場では時間も手間もかかり、日常管理のための土質試験が煩雑になると日々の管理へのフィードバックが難しくなる。そこで、簡易手法を導入することで省力化を図り、時間をかけずに試験結果を出して品質管理に反映させる方法を提案した。具体的には、締固め用モールドの小型化、電子レンジ等による含水比測定、土壌硬度計によるコーン試験である。

3.2 工場出荷側の管理手法について

材料の品質変動を抑制するため、受入側の基準に則り、搬出側で下記の出荷管理を行う。試験項目及び管理項目を表 5 に示す。砂利洗浄汚泥は土質材料の工学分類上は粘性土に相当し、土質区分上、第 3 種建設発生土（コーン指数 400 kN/m^2 以上）となる。しかし盛土の重要性を鑑み、砂質土相当の第 2 種建設発生土（コーン指数 800 kN/m^2 以上）を要求品質とすることとした。

表 5 改質土の出荷管理項目

試験項目	簡易コーン試験
	含水比試験
	湿潤密度試験
管理項目	コーン指数 800 kN/m^2 以上（指標硬度 20 mm 以上）
	空気間隙率 $2\% \leq v_a \leq 10\%$
	または飽和度 $85\% \leq S_r \leq 95\%$

地盤材料の強度を測定する方法として、JIS A 1228 の締固めた土のコーン指数 q_c 試験がある。 q_c は建設機械のトラフィカビリティの判断に利用されるほか、建設発生土の土質区分基準に利用されており、軟弱泥土の搬出可否や盛土の施工可否判断等にも使用される指標となっている。既往の研究では、 q_c とフォールコーン貫入量 d の相関性¹⁾、一軸圧縮強さ q_u と貫入式土壌硬度計の指標硬度（硬度指数）の相関性²⁾、および q_c と q_u の相関性³⁾などが指摘されている。また、締固めた土を用いてコーン指数 q_c と貫入式土壌硬度計による指標硬度を測定し、 q_c －指標硬度 h の相関性を示すことで JIS A 1228 法の q_c をより簡易に推定する方法が提案されている⁴⁾。

これらの研究を参考に、当該検討対象の脱水ケーキおよびその改質土を用いて、0.2L（φ 50xh100mm）小型モールドと山中式土壌硬度計を利用した簡易法によるコーン指数の適用性について検討した。6 種類の当該地区脱水ケーキおよびその原土に PS 灰系改質材を 20 kg/m^3 添加した改質土を使用して、以下の手順で試験を実施した。

- ① 当該原土、または改質土を加水または自然乾燥させて含水比を調整した試料を用意する。
- ② JIS A 1228 に準拠して締固めた土のコーン指数試験を実施し、 q_c を求める。

- ③ ①で用意した同じ試料を用いて、モールド内径 5cm (0.2L モールド) で突固めを実施し、その直後に、各層ごとに山中式土壤硬度計を用いて土壤硬度 (指標硬度) を測定する。突固めは 3 層に分けて行うため、土壤硬度の測定は 3 回実施する。
- ④ 3 回測定した土壤硬度の平均値を指標硬度 h とする。
- ⑤ q_c と h の相関性を確認する。

試験結果を図 8 に示す。同図に示すように原土、改質土および脱水ケーキの発生元の違いによる差はなく、広範囲にわたり高い相関性が得られている。また、既往の研究⁴⁾で示された相関関係 ($q_c = 35.48e^{0.1556x}$) と比較すると、 $h=20\text{mm}$ を超える指標硬度において今回の試験結果の方がやや大きめの q_c 値が得られている ($h=20\text{mm}$ に対して、既往データでは $q_c \approx 800\text{kN/m}^2$ に対して、今回の結果では $q_c = 1000\text{kN/m}^2$ 程度となっている)。なお、 h が 25mm を上回るケースでは、コーン指数の立ち上がりが著しいため、 q_c の推定は困難であり、指標硬度 h の適用範囲は $0 \sim 25\text{mm}$ 程度、 q_c 換算で $35 \sim 3000\text{kN/m}^2$ 程度と思われる。

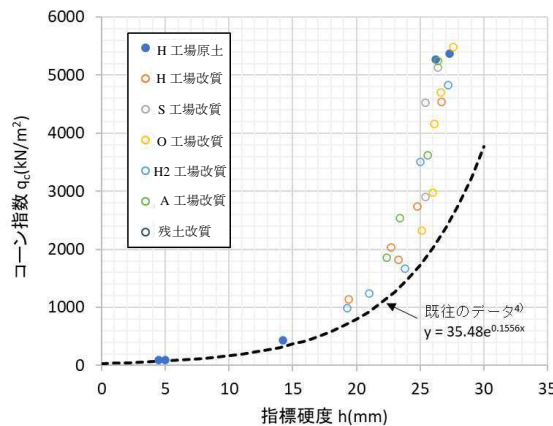


図 8 JIS A 1228 による q_c と 0.2L モールドによる h の関係

盛土の品質管理において、一般的に D_c 値管理 (路体では最大乾燥密度の 90% 以上) が用いられることが多い。この方法では最大乾燥密度が低い粘性土に対しては規格値を満足していてもトラフィカビリティーが十分ではない場合も見られる。図 9 で示す通り、砂利洗浄汚泥は含水比が最適含水比前後では、コーン指数 q_c も良質土としての特性 (第 2 種建設発生土相当 $q_c \geq 800\text{kN/m}^2$) を示す材料である。一方、含水比が 20% を上回ると、土は泥濘化する。含水比が 21% 程度で $q_c \approx 200\text{kN/m}^2$ であることから、それ以上の含水状態では、施工不良となり、盛土材には不適な性状となる。一般的には最大乾燥密度 ρ_{dmax} に対する 90% 値 (D_c 値 $\geq 90\%$) による管理で盛土施工は行われるが、図 10 の締固め試験の結果に示すように最適含水比より湿潤側では、 D_c 値 $\geq 90\%$ を満足しても施工不良の範囲が広く存在するため、 $D_c \geq 90\%$ 管理では良好な施工管理ができないことが懸念される。

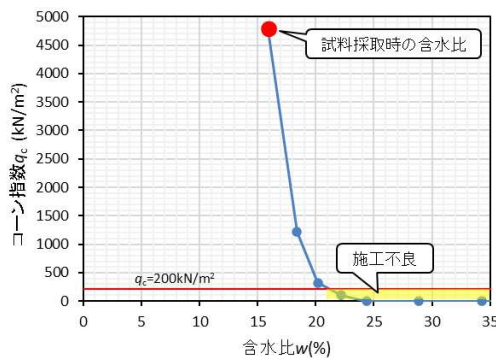


図 9 コーン指数試験結果

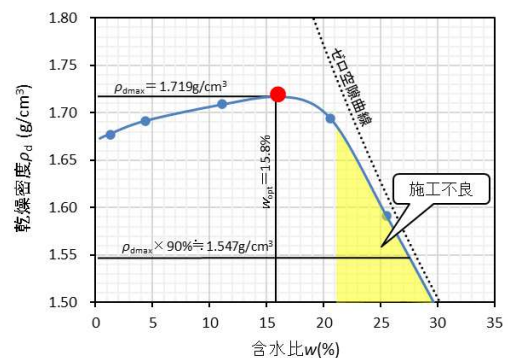


図 10 締固め試験の結果

一方、脱水ケーキおよびその改質土の土粒子密度はどの脱水ケーキでも概ね 2.75g/cm^3 前後の値が得られており、その場合のゼロ空隙曲線、空気間隙率 $v_a=2\%$ 、10% および飽和度 $S_r=95\%$ 、85% の曲線を併せてプロットした結果も図 11 中に示してある。5 つの原材料すべてが、締固め曲線のピーク ($\rho_{dmax}-w_{opt}$ になるところ) が、 $v_a=2 \sim 10\%$ または $S_r=85 \sim 95\%$ の範囲内にあり、しかも自然含水状態の材料土 (白抜きのおのりのプロット) は、いずれもそのピーク付近にある。さらに、 $v_a > 2\%$ または $S_r > 95\%$ の管理値の範囲外 (飽和に近い部分は、いずれも湿潤側にあり、過度に含水比が増加して脱水ケーキが軟化するケースを除外することができると、 D_c 管理よりも合理的な締固め管理が行える。

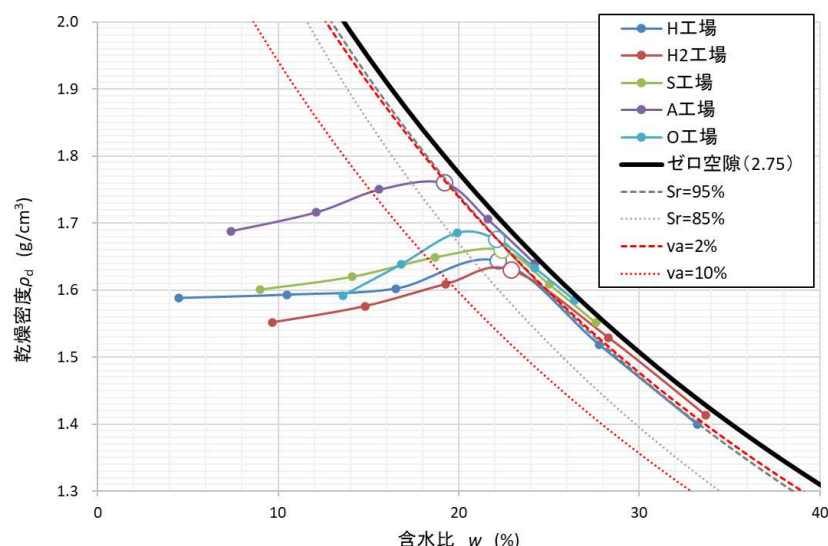


図 11 簡易手法で求めた原材料の締固め特性

3.3 出荷側の管理手段

上記の検討結果から策定した砂利洗浄汚泥改質の管理手順を以下に示す。

- ① 砂利洗浄汚泥に 20kg/m^3 以上の PS 灰系改質材を添加
- ② 改質直後の砂利洗浄汚泥処理物で簡易コーン試験を実施 (0.2L モールドでの締固め)
(山中式土壤硬度計による貫入量 (指標硬度 h) が 20mm 以上であることを確認する)
 $\Rightarrow q_c \geq 800\text{kN/m}^2$ 以上と判断して OK とする。
- ③ ②の試験時に、供試体の質量、体積、含水比を併せて測定
 \Rightarrow 単位体積重量 ($\gamma_t = 19\text{kN/m}^3$ 以上)、空気間隙率 ($2\% \leq v_a \leq 10\%$) または飽和度 ($85\% \leq S_r \leq 95\%$) を把握し、品質に問題ないことを確認する。
- ④ ②または③が NG となった場合は、出荷をとりやめ、PS 灰系改質材の添加量を増やすか、天日乾燥を施す
 \Rightarrow 材料の調整を再度行い、②③の試験が合格となるまで繰り返す。

4. 現場への適用事例

4.1 予備施工

盛土の造成に際して、砂利洗浄汚泥の改質土砂を用いた土砂敷均し、11t 級振動ローラーによる転圧工の試験施工を現地に実施した。山梨県「土木工事施工管理基準及び規格値」によれば、盛土の施工管理は「突砂法」、「RI 計器を用いた盛土の締固め管理要領 (案)」、「TS・GNSS を用いた盛土の締固め管理要領」3 種類のいずれかを実施することとされている (表 6)。当該盛土は大規模土工に該当し、取り扱い数量が多いため「TS、GNSS を用いた盛土の締固め管理要領」に基づいて品質管理を行うこととしている。なお盛土の重要性を鑑み、上乘せ基準として RI 法により 1 日 1 回、空気間隙率 v_a 、飽和度 S_r を確認することとした。試験施工では、原位置での RI 試験を実施すると共に、転圧回数に対する表面沈下量を把握した。試験結果より、空間間隙率 (v_a) および飽和度 (S_r) が管理基準を満足した転圧回数は 6 回以上となった。また、巻き出し層厚は表面沈下量から、 30cm とした。試験施工の転圧回数の決定は、空気間隙率と飽和度が共に基準値を満足する転圧回数を採用した。上記の試験施工結果に基づき施工を行う。転圧管理システムのデータは、雨畑ダム産粗粒材 ($\phi 35$ 度材) と同じ転圧回数 (6 回転圧) のため、エリア全体が規定の転圧回数で表示されることになった。砂利洗浄汚泥処理物の盛土は、盛土履歴を記録し、転圧管理システムのデータと照合することにより、工法規定方式による締固め管理を行うこととした。

4.2 本施工

試験施工結果より敷均しは、試験施工にて決定した撒出し厚 30cm 以下になるように、ブルドーザまたはバックホウにて行い、転圧は、11t 級振動ローラーにて行う (写真 1、2、3)。転圧回数は試験施工で得られた回数とし、転圧回数の確認は GNSS・TS を用いた振動ローラーにて確認を行い、締固め不足のないよう施工する。砂利洗浄汚泥処理物については、原位置での RI 試験を実施する (写真 4)。空気間隙率または飽和度が規格に入っていることを確認したのち、その後の受け入れを再開する。この際、規格外となった場合は敷き均しを中断し、その後の運搬受け入れを中止するとともに、施工した砂利洗浄汚泥処理物盛土の撤去を行う。撤去した盛土材は、搬出元の工場に返却する。

表 6 山梨県「土木工事施工管理基準および規格値」

試験項目	試験方法	規格値	試験時期・頻度
現場密度の測定 ※ 右記試験方法（3種類）のいずれかを実施する。	最大粒径 ≤ 53 mm : 砂置換法 (JIS A1214) 最大粒径 > 53 mm : 舗装調査・試験法便覧 [4]-256 突砂法	【砂質土】 ・路体：次の密度への締固めが可能な範囲の含水比において、最大乾燥密度の 90%以上（締固め試験 (JIS A 1210) A・B 法）。 ・路床及び構造物取付け部：次の密度への締固めが可能な範囲の含水比において、最大乾燥密度の 95%以上（締固め試験 (JIS A 1210) A・B 法）もしくは 90%以上（締固め試験 (JIS A1210) C・D・E 法） 【粘性土】 ・路体：自然含水比またはトラフィカビリティーが確保できる含水比において、空気間隙率 v_a が $2\% \leq v_a \leq 10\%$ または飽和度 S_r が $85\% \leq S_r \leq 95\%$ 。 ・路床及び構造物取付け部：トラフィカビリティーが確保できる含水比において、空気間隙率 v_a が $2\% \leq v_a \leq 8\%$ ただし、締固め管理が可能な場合は、砂質土の基準を適用することができる。 その他、設計図書による。	路体の場合、1,000m ³ につき 1 回の割合で行う。 ただし、5,000m ³ 未満の工事は、1 工事当たり 3 回以上。 路床及び構造物取付け部の場合、500m ³ につき 1 回の割合で行う。ただし、1,500m ³ 未満の工事は 1 工事当たり 3 回以上。 1 回の試験につき 3 孔で測定し、3 孔の最低値で判定を行う。
または、 「RI 計器を用いた盛土の締固め管理要領（案）」		【砂質土】 ・路体：次の密度への締固めが可能な範囲の含水比において、1 管理単位の現場乾燥密度の平均値が最大乾燥密度の 92%以上（締固め試験 (JISA 1210) A・B 法）。 ・路床及び構造物取付け部：次の密度への締固めが可能な範囲の含水比において、1 管理単位の現場乾燥密度の平均値が最大乾燥密度の 97%以上（締固め試験 (JIS A 1210) A・B 法）もしくは 92%以上（締固め試験 (JIS A 1210) C・D・E 法）。 【粘性土】 ・路体、路床及び構造物取付け部：自然含水比またはトラフィカビリティーが確保できる含水比において、1 管理単位の現場空気間隙率の平均値が 8%以下。ただし、締固め管理が可能な場合は、砂質土の基準を適用することができる。または、設計図書による。	盛土を管理する単位（以下「管理単位」）に分割して管理単位ごとに管理を行うものとする。路体・路床とも、1 日の 1 層あたりの施工面積を基準とする。管理単位の面積は 1,500m ² を標準とし、1 日の施工面積が 2,000m ² 以上の場合、その施工面積を 2 管理単位以上に分割するものとする。1 管理単位あたりの測定点数の目安を以下に示す。 ・500m ² 未満：5 点 ・500m ² 以上 1000m ² 未満：10 点 ・1000m ² 以上 2000m ² 未満：15 点
または、 「TS・GNSS を用いた盛土の締固め管理要領」による		施工範囲を小分割した管理ブロックの全てが規定回数だけ締め固められたことを確認する。	1. 盛土を管理する単位（以下「管理単位」）に分割して管理単位毎に管理を行う。 2. 1 日の施工が複数層に及ぶ場合でも 1 管理単位を複数層にまたがらせることはしないものとする。 3. 土取り場の状況や土質状況が変わる場合には、新規の管理単位として取り扱うものとする。



写真 1 砂利洗浄汚泥処理物の敷均しの状況



写真 2 11t 級振動ローラーによる転圧状況



写真 3 TS・GNSS を用いた盛土管理



写真 4 RI 計器を用いた計測状況

現場で実施した RI 試験による測定データを締固め曲線上にプロットした結果を図 12 に示す。同図より各測点の平均値は管理基準である空気間隙率 ($2\% \leq v_a \leq 10\%$) または飽和度 ($85\% \leq S_r \leq 95\%$) を満たしており、適切な施工が行われていることが分かる。さらに工場出荷時の推定コーン指数 q_c と現場での RI 試験結果から飽和度 S_r 、空気間隙率 v_a 、含水比 w および乾燥密度 ρ_d の値をプロットし、関係性を確認した。結果、図 13、14 のように $S_r \approx 95\%$ 、 $v_a \approx 2\%$ あたりで

q_c が低下する傾向が見られた。飽和度が大きくなりすぎる（＝空気間隙率が小さくなりすぎる）と有効な締固めができず、強度が出にくくなることが読み取れる。一方、図 15、16 のように ρ_d や w を用いた D_c 管理では、値が大きくバラつくため、有効な管理が出来ない。また、工場出荷時の q_c 値が同じ値に対して、室内試験の結果に比べての現場での S_r が大きく、 v_a 値が小さくなっているのは、現場での転圧機械によるエネルギーが大きい影響と考えられる。以上から、締固め管理をする上で v_a 管理や S_r 管理が有効であると判断した。

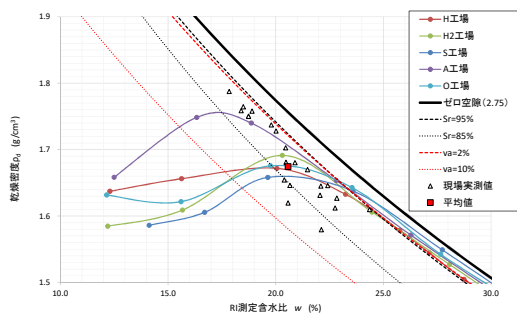


図 12 現場改質土の締固め管理図

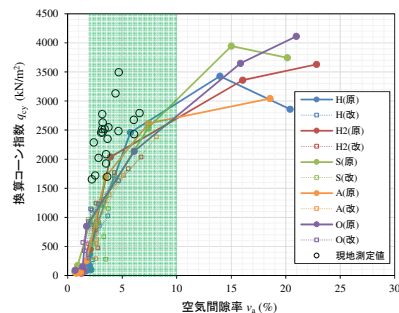


図 13 v_a - q_c と現場測定値との相関性について

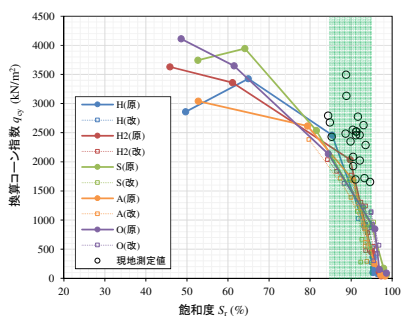


図 14 S_r - q_c と現場測定値との相関性について

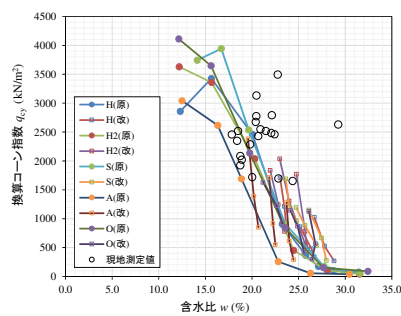


図 15 w - q_c と現場測定値との相関性について

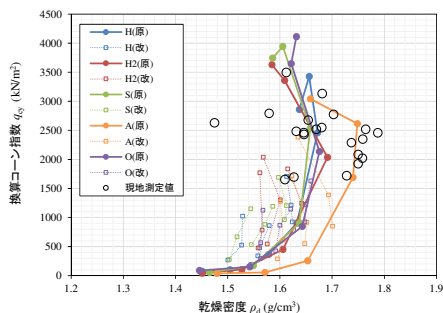


図 16 ρ_d - q_c と現場測定値との相関性について

5. おわりに

締固め特性の異なる複数種の砂利洗浄汚泥の再生利用を図るにあたり、選定した PS 灰系改質材を用いた改質処理の検討と処理した砂利洗浄汚泥の品質管理の省力化について検討した。改質材の選定にあたっては、添加量や使用する盛土工事の材料としての仕様を満たす PS 灰系改質材を採用した。また、現場の施工管理の煩雑化を回避する方策として、締固め特性の異なる材料を出荷する工場側で、品質管理を統一的行うため、空気間隙率 v_a や飽和度 S_r 、コーン指数 q_c に関する日常管理手法を確立した。さらに、締固め用モールドの小型化や土壌硬度計によるコーン試験等の簡易手法を導入することで現場管理における省力化を図ることが出来た。

参考文献

- 1) 水野健太：各種改質材を用いた高含水底泥の改質効果に関する検討、第 12 回地盤改良シンポジウム、2020。
- 2) 菊池喜昭、岡祥司、水谷崇亮：高炉水砕スラグ効果促進工法の現場適用性の検討、港研報告第 49 号第 2 号、pp.21～46、2010。
- 3) 地盤工学会編：地盤調査の方法と解説。
- 4) 仁平学、望月美登志、山内裕元、早野公敏：締固めた土のコーン指数を土壌硬度から推定する簡易方法の提案、第 57 回地盤工学研究発表会、2022。

PS 灰系改質材を用いた改質土の大規模埋土利用の基礎的検討

粘性土 PS 灰系改質材 液状化抵抗

五洋建設株式会社 正会員 ○古賀 大三郎
五洋建設株式会社 正会員 江口 信也
domi 環境株式会社 正会員 仁平 学

1. はじめに

ペーパースラッジ灰（PS 灰）系改質材は、セメント系改良材や生石灰に比べて低 pH のため周辺環境への影響が抑制され、生石灰のような発熱もなく作業安全性に優れている¹⁾。改質材は高い吸水性を有し、軟弱泥土の短期間での搬出や仮設盛土の早期構築に利用されることが多い。一方で、PS 灰系改質材で改質した材料（改質土）が大きなせん断や繰返し荷重を受ける箇所、あるいは重要構造物に利用される例は現時点では限定的である。

PS 灰系改質材が高い吸水性を示す一つの理由に、改質材を構成する PS 灰粒子が多孔質性を示し、その開口した微細孔への毛細管現象により物理的に吸水される²⁾ことが挙げられる。このような多孔質性の粒子を地盤材料として埋め戻しに利用する場合、大きな上載荷重で粒子破砕が生じ、地盤が長期的に沈下や変状する懸念がある。また、PS 灰系改質材には緩やかな水和反応（弱い固化）という特徴があり、改質土の浸水や転圧のタイミング、あるいは掘削と転圧の繰返しによる、改質土の性状や埋戻地盤の強度変化も確認が必要となる。さらに、改質土の粒度特性は粗粒分を多く含む砂礫状となることが多く、液状化への抵抗力も懸念事項として挙げられる。

そこで、改質土の恒久的な利用を前提とした大規模埋土に利用することを想定し、実施工での改質操作や埋立造成工程を模擬した改質土を作製して室内土質試験に供し、大きな上載荷重や繰返し施工履歴を受ける改質土地盤の力学特性を調査した。本稿では、その内容について報告する。

2. 実験概要

(1) 想定する工事イメージ

掘削工事で発生する泥土を改質し、大規模の埋戻工事（地盤造成）に適用する事例を考える。

- ①掘削の対象は沖積粘土層（含水比 0.9 w_L 程度）とする。
- ②改質は掘削搬出のために行い、地下水位低下とバックホウ原位置混合による（図 1 参照）。
- ③改質材の混合から 4 時間で転圧する（車両トラフィカビリティ確保）。改質条件は、締固めた改質土のコーン指数 1,500kN/m²（4 時間後）とする。
- ④転圧 1 日後に掘削して解きほぐし、埋戻材に利用する。
- ⑤埋戻材利用は陸上造成工（敷き均し、転圧の繰返し）とし、埋土層厚 20m とする。
- ⑥造成地盤での地下水位の回復と、地盤の掘削・再転圧利用を想定する。

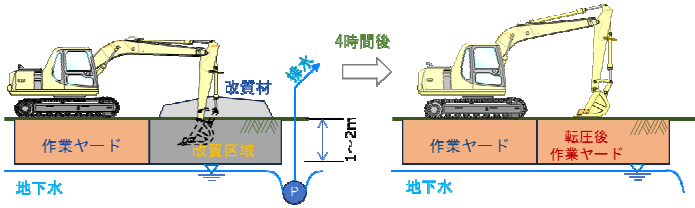


図 1 想定する改質操作

(2) 実験試料と実験方法

実験では、0.9 w_L に調整された青粘土（液性限界 $w_L=40.3\%$ ）を原土とした。原土の土質特性を表 1 に示す。ポリ袋内で原土と PS 灰系改質材を十分に混合した後、ポリ袋の口を開いて 4 時間養生し、改質土を得た。突固めによる土の締固め試験方法（JIS A 1210）の A 法に準拠して締固め、締固めた土のコーン指数試験（JIS A 1228）より地盤強度を求めた。

表 1 青粘土（原土）の土質特性

土粒子密度 ρ_s		g/cm ³	2.738
含水比 w (0.9 w_L)		%	36.6
コンシ テンシー	液性限界 w_L	%	40.3
	塑性限界 w_P	%	24.1
	塑性指数 I_p	—	16.2
細粒分含有率		%	86.1

(3) 配合条件と改質土の土質特性

改質材添加量と 4 時間養生後のコーン指数 q_c の関係を図 2 に示す。 q_c が 1,500kN/m² となる改質材の添加量より配合添加量を 150kg/ m³ に設定した。原土と改質土の粒度を図 3 に示す。粒度試験では、水洗いを実施せず、ふるい分けのみとした。改質により原土は団粒化し、砂質礫の粒度を示した。図 4 に締固め曲線を示す。改質土は、原土より w_{opt} が約 10% 増加し、 ρ_{dmax} が 0.235g/cm³ 低下した。締固め度 90% 転圧では、改質土の含水比調整は最適含水比 +10% までの範囲で行うことが示された。

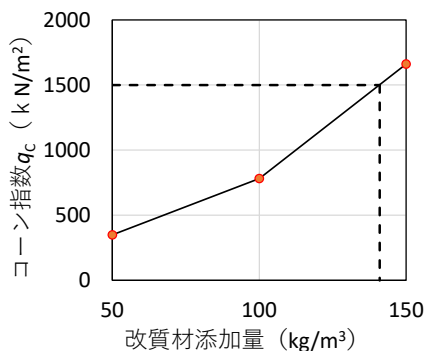


図2 4時間養生後のコーン指数

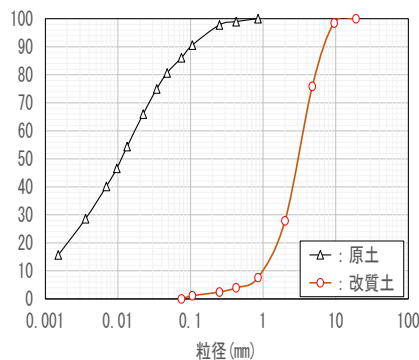


図3 原土と改質土の粒度

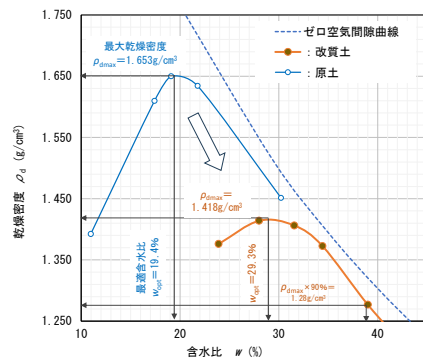


図4 原土と改質土の締固め曲線

3. 改質土の力学特性

(1) 転圧の大小による改質土の圧密／せん断挙動の変化 (上載荷重が大きい場合)

1) 検討内容

改質土がどの程度の応力レベルで圧密降伏するかを調べるため、有効拘束圧が $100\text{kN/m}^2 \sim 400\text{kN/m}^2$ の範囲で圧密せん断試験を実施した。改質の有無、転圧の大小の影響を調べるため、原土 (青粘土 $0.9w_L$)、締固め度 $D_c 80\%$ 改質土、同 $D_c 90\%$ 改質土の3種類を実験対象とした。供試体には、安定処理土の締固めをしない供試体作製方法 (JGS 0821) に従い、目標の密度となるように静的載荷にて成型したものを用いた。

2) 検討結果

①圧密挙動

原土と改質土の圧縮曲線を図5、圧密試験結果を表2に示す。改質土は原土と同じく粘性土とみなせる圧密挙動 ($e\text{-log}p$ 曲線) を示した。

改質土の間隙比は団粒化により原土より大きくなるが、圧密降伏応力 (P_c) は $D_c 80\%$ まで転圧することで原土に比べて 30% 程度大きくなった。さらに、 $D_c 90\%$ とすることで、 P_c は 482kN/m^2 となり、埋立厚さ 20m 程度 (気中、有効上載圧 340kN/m^2 相当) では自重圧密しない結果となった。適切に締固め管理された改質土地盤の沈下挙動は弾性変形による即時沈下のみで、大規模施工においても長期的な圧密沈下が生じることはないと考えられる。

$D_c 80\%$ 転圧では圧密降伏応力の改善は見込めないが、圧縮性は原土と同程度であり、圧密係数は 10 倍程度大きくなった。造成時の転圧が不十分な場合でも、改質土地盤の最終沈下量は原土地盤と同程度で、沈下収束は 10 倍速い圧密挙動を示すと推察される。

②せん断抵抗

三軸試験 (CUBar) より $D_c 90\%$ 転圧時のモールの有効応力円を図6に示す。内部摩擦角は 30° 以上と 5kN/m^2 程度の粘着力が確認された。圧密応力が 400kN/m^2 に至るまで内部摩擦角の低下はなく、低拘束圧から高拘束圧まで、一定の強度定数を用いた設計が可能である。

(2) 施工サイクルにともなうコーン指数の変化

1) 検討内容

改質土の埋戻材利用にあたり、運搬中の降雨ばく露、仮置き養生、造成後の浸水の有無や造成と掘削の繰り返しが転圧施工にて造成する地盤強度に与える影響を調べるため、図7に示すケースで締固め、コーン指数にて強度を測定した。

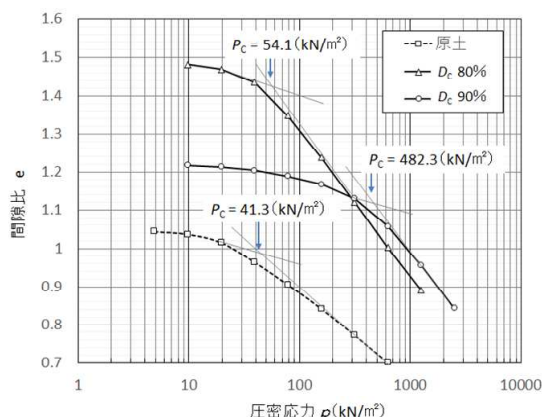


図5 原土と改質土の圧縮曲線

表2 圧密試験結果

土質試験	原 土	改質土	
		転圧小 $D_c 80\%$	転圧大 $D_c 90\%$
圧縮指数 C_c	-	0.239	0.397
圧密降伏応力 P_c kN/m^2	41.3	54.1	482.3
圧密係数 C_v cm^2/d	200 ~ 300	2,000 ~ 3,000	2,000 ~ 3,000
体積圧縮係数 m_v m^2/KN	1×10^{-4} ~ 8×10^{-3}	1×10^{-4} ~ 8×10^{-3}	5×10^{-5} ~ 1×10^{-4}

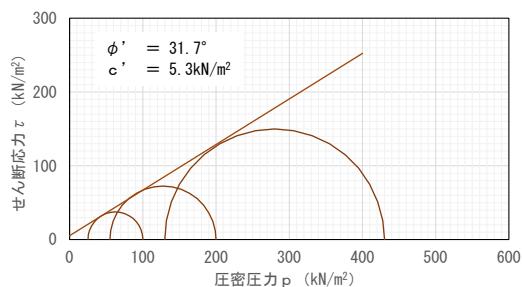


図6 モール応力円 (有効応力, $D_c 90\%$)

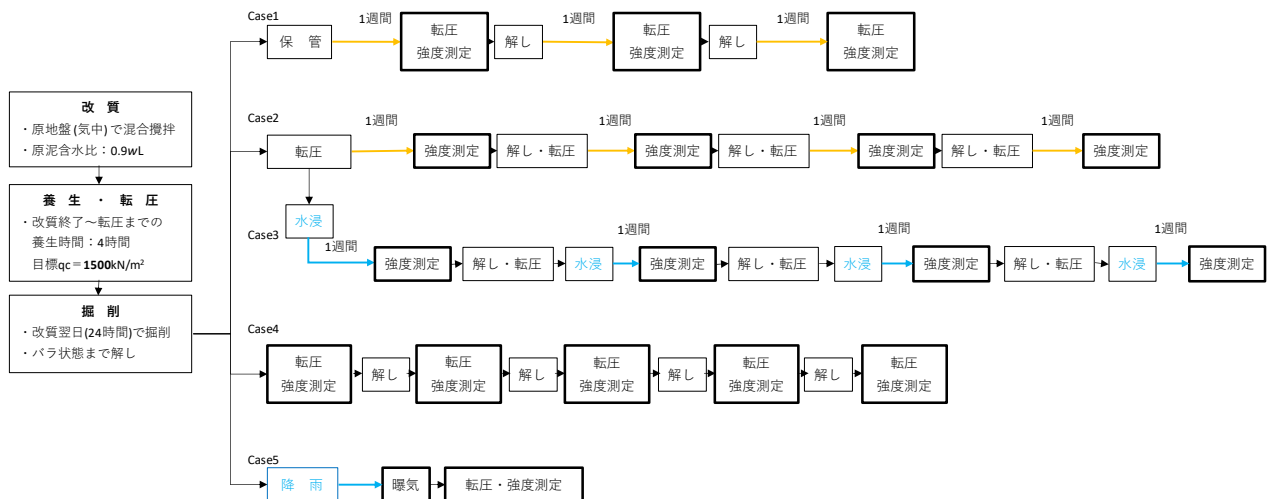


図7 施工サイクルをイメージした試験ケース

各ケースの実験方法は以下の通り。

- Case1: 【養生後造成】改質後1週間養生して転圧、ほぐし状態で1週間養生～再度転圧の繰り返し。
- Case2: 【造成後気中養生】転圧して1週間養生後にほぐす。転圧して1週間養生後にほぐすを繰り返す。
- Case3: 【造成後水中養生】転圧して1週間水中養生後にほぐし。最適含水比まで曝気養生した後に水浸の繰り返し。
- Case4: 【単純繰り返し造成】短期間で転圧とほぐしの繰り返し。
- Case5: 【降雨ばく露造成】改質土をシャワー散水で洗い流し、最適含水比まで曝気養生した後に転圧する。

2) 検討結果

配合強度（1,500kN/m²）を1とした場合の各ケースのコーン指数比を図8に示す。

養生方法の影響として Case 1, 2 を比較すると、転圧して養生する Case2 は、仮置き養生後に転圧する Case1 と比較して、造成地盤の強度は 1.5 倍程度になった。転圧後も改質土の水和反応が進み強度が増加したと考えられた。

造成後の浸水の影響として、Case2, 3 を比較する。造成後に水没した地盤をほぐして転圧する場合でも、地盤強度の変化は 20%程度以内となった。

Case4 より、短期間で転圧、ほぐしを繰り返しても、強度が一樣に低下する傾向はなく、地盤強度の変化は 10%程度に留まった。

Case5 より、降雨に曝されても最適含水比に含水比調整して造成すれば地盤強度は低下しないことが示された。

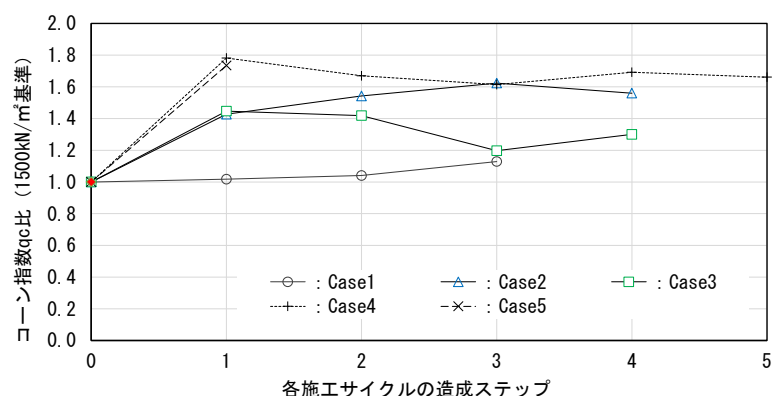


図8 施工サイクルにおける造成地盤の強度変化

(3) 改質土の液状化抵抗性

1) 検討内容

造成した地盤の液状化に対する抵抗性は、改質、転圧の大小でどの程度変化するかを調べるために、原土、D_c80%転圧した改質土、D_c90%転圧した改質土、豊浦標準砂³⁾（相対密度 D_r=50%）の4種類について、静的載荷により供試体を成形し、土の繰り返し三軸試験を行った。圧密圧力は 100kN/m²、拘束圧は 200kN/m²とした。B 値は 0.99～1.00 を示した。

また、得られた液状化強度をもとに、埋土深さ 10m での液状化判定を試算した。

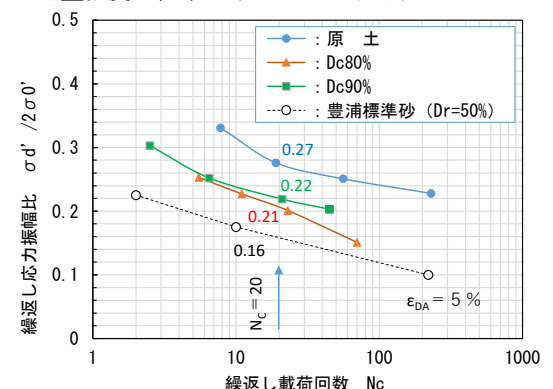


図9 液状化強度曲線

2) 検討結果

①液状化強度

原土、改質土（ D_c 80%），同（ D_c 90%）および比較土（標準砂）の液状化強度曲線を図9に示す。改質土の液状化強度は、原土に対して20%程度低下するものの、緩詰の砂に対し30%以上大きくなった。また、しっかり転圧することで液状化強度は大きくなった。

②造成地盤の液状化判定（試算）

液状化判定手法を用いて液状化に対する抵抗率 F_L ⁴⁾ を求めた。 F_L 値は式(1)により算出され 1.0 以下であれば液状化すると見なされる。

$$F_L = R/L \quad \cdots \quad \text{式(1)}$$

ここで、 R ：動的せん断強度比、 L ：地震時せん断応力比である。動的せん断強度比は、繰返し非排水三軸試験で求めた液状化強度比と補正係数（地震動レベル、 N 値、粒径などによる）の積値である。地震時せん断応力比は設計水平震度、せん断応力比の深さ方向の低減係数、全上載荷重と有孔上載圧の比の積値である。造成地盤の液状化判定試算例を表3に示す。しっかり転圧することで、液状化強度比は更に大きくなる。改質土を D_c 90%転圧して造成した地盤は、砂での埋立地盤と比較して、40%程度大きい液状化抵抗性を示した。

表3 造成地盤の液状化判定試算例

項目		標準砂	改質土 D_c 80%	改質土 D_c 90%	原土
実験結果	液状化強度比 ($\sigma'_d / 2\sigma'_0$, $N_c=20$)	0.16	0.21	0.22	0.27
試算条件	試算深さ (m)	10			
	地下水深度 (m)	5			
	地盤面における設計水平震度	0.18 (Ⅲ種地盤、レベル1地震動)			
試算結果	液状化抵抗率 F_L	0.76	0.99	1.05	1.24

4. まとめ

PS 灰系改質材にて改良した粘性土の力学特性を把握するために、圧密特性、せん断特性、液状化強度を調査した。得られた結果を以下に示す。

- ①改質土の圧密降伏応力（ P_c ）は、十分な転圧を行わない場合（ D_c 80%）でも、粘性土に比べて30%程度大きくなり、十分に転圧（ D_c 90%）することで $P_c=482\text{kN/m}^2$ となった。埋土層厚 20m 程度では自重圧密沈下は起きず、気中 20m 埋立時で杭基礎など要しない上載荷重は 100kN/m^2 以上まで見込める。
- ②改質土で造成した地盤の内部摩擦角は 30° 以上であり、圧密圧力 400kN/m^2 まで一定であったことから、高拘束圧まで一定の強度定数を用いた設計が可能である。
- ③改質土を転圧して養生する場合、仮置き養生後に転圧する場合と比較して、造成地盤の強度が 1.5 倍程度になる。
- ④造成後に水没した地盤を掘起し、ドライ条件で再転圧する場合でも、地盤強度の変化は 20%程度以内となる。
- ⑤造成地盤の掘削と転圧造成を短期間で繰り返しても、造成地盤の強度変化は 10%程度に留まる（気中養生）。
- ⑥降雨に曝された改質土で造成する場合、曝気養生してから最適含水比程度にて転圧すれば地盤強度は低下しない。
- ⑦改質土の液状化強度は粘性土の 80%程度であり、十分に転圧することで 5%程度強度が増加する。

以上より、PS 灰系改質材で改質された土は、適切な転圧管理のもと大規模造成に問題なく使用できると言える。さらに、掘削や転圧を繰り返しても、通常の土砂と同様に最適含水比付近で締固めれば、造成地盤の強度が問題となることはないと考えられる。

参考文献

- 1) 吉野・斎藤・望月・石田・小野・小方：製紙スラッジ焼却灰を用いた泥土改良材の開発と適用，土木学会建設技術シンポジウム，pp.7-12，2004.
- 2) 地盤工学会関東支部：無機系吸水性材料を用いた土の改質技術に関する手引き（暫定版－PS 灰系改質材編－），p15，2021.
- 3) Liu Yinglong, Maliki Otieboame Djandjieme, 早野公敏, 山内裕元：三軸試験によるペーパースラッジ灰系改質材を添加した砂の強度変形特性，第 59 回地盤工学研究発表会，23-6-4-06，2024 .
- 4) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，pp.134-143，2012.

製紙スラッジ焼却灰を主原料とした環境負荷低減型の土壌固化材

製紙スラッジ焼却灰 安定処理 リサイクル型固化材

(株) アグロジャパン

非会員 ○笠原正二

(一社) 泥土リサイクル協会

正会員

西川美穂

1. はじめに

環境に負荷をかけない新しい改良材の開発を目指し、新しい発想のもと、土の固化メカニズムの研究から出発し、可能性をもとめて可能な限り多くの素材を用いて試験を積み重ね、製紙スラッジ焼却灰を主原料とした環境負荷低減型土壌改良固化材（以下、PS 焼却灰系土壌固化材）が完成した。それぞれの素材の持つすぐれた機能性と、素材同士が組み合わせられて生まれる新しい力が、本固化材の卓越した総合力である。

さまざまな土木・建築工事現場において、従来のセメント系固化材や生石灰では満足できなかった条件下での固化・改良が可能となり、今まで困難であった高含水比泥土や有機質土の改良（以下軟弱土砂という）、植生を考慮した改良、作業周辺環境への負荷を抑えた改良など、厳しい条件下での改良実績について、以下に紹介する。

2. PS 焼却灰系土壌固化材について

PS 焼却灰系土壌固化材の材料は、製紙工場から供給されるフライアッシュ（製紙スラッジ焼却灰）ならびに建築現場より排出される石膏ボード端材の分離粉体石膏や製鉄所から供給される高炉スラグ微粉末などのリサイクル材、産業副産物材料を活用している。

PS 焼却灰系土壌固化材を使用した改良メカニズムは以下の通りである（図-1）。

- ① 土・泥中に含まれる浮遊水分と PS 焼却灰系土壌固化材が接触反応を起こし、反応熱により水分が減る
- ② 土・泥中に含まれる浮遊水分が PS 焼却灰系土壌固化材の成分粒子の中に吸い取られる
- ③ 土粒子の周りの-（マイナス）イオンと PS 焼却灰系土壌固化材の+（プラス）イオンが交換反応を起こし、土が団粒化する
- ④ PS 焼却灰系土壌固化材成分と土成分と水分が化学反応を起こして結合し、土・泥が固化する
- ⑤ 土中の炭酸ガスや、空気中の二酸化炭素と PS 焼却灰系土壌固化材成分が反応して、固化が進む

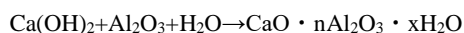
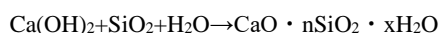
また、PS 焼却灰系土壌固化材の反応メカニズムを以下に示す。

○石灰水和反応（生石灰+水→消石灰+反応熱）

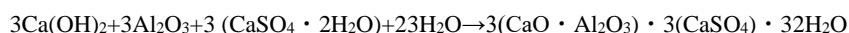


○ポゾラン反応（消石灰+シリカ+水分→ケイ酸カルシウム水和物）

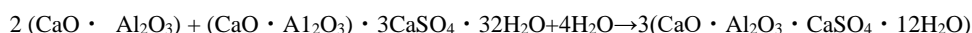
（消石灰+アルミナ+水分→アルミン酸カルシウム水和物）



○エトリンサイト生成反応（消石灰+アルミナ+石膏→エトリンサイト（針状結晶物））



○モノサルフェート生成反応



○石灰炭酸化（消石灰+炭酸ガス→炭酸カルシウム）

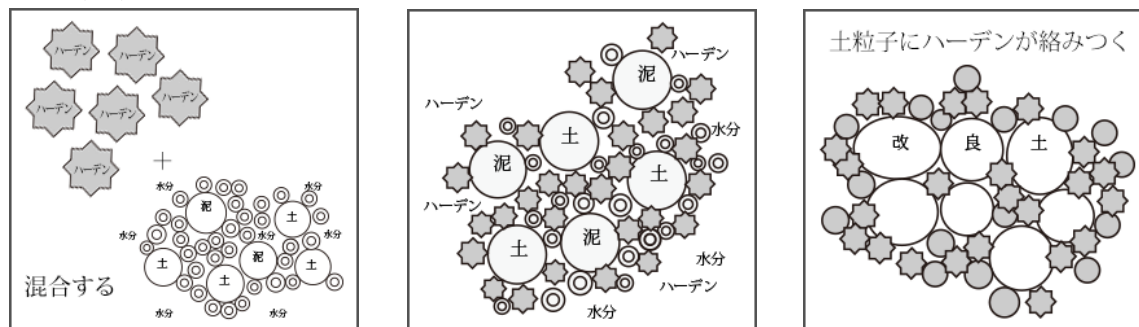
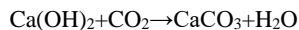


図-1. PS 焼却灰系土壌固化材を使用した改良メカニズム

A soil solidifier with a reduced environmental impact using papermaking sludge incineration ash as the main raw materia

KASAHARA Shoji, (Agro-Japan Co.Ltd)
NISHIKAWA Miho (Mud recycling Association)

PS 焼却灰系土壌固化材は、一般軟弱土・泥土・浚渫土対応型（以下、タイプ 1）、高含水土有機質土・泥土対応型（以下、タイプ 2）、高有機泥土・浚渫土対応型（以下、タイプ 3）等数種類の固化材を開発している。タイプ 1 は、含水比 40～120% 程度の表層改良、軟弱土・粘性土・泥土の改良、安定処理に適用でき、特に粘性土には最適で、また、浚渫土の改良など幅広い土質・用途への適用実績がある。タイプ 2 は、含水比 80～150% 程度の高含水土有機質土・泥土に対して、石灰系固化材として主成分の生石灰の吸水・発熱反応によっても改良する。また、特殊配合により、一般的な石灰系改良材以上の固化性能を持ち、固化しにくい土にも効果を発揮する。タイプ 3 は、含水比 100～200% 程度の高有機質泥土・浚渫土ならびに黒ぼく土や腐食混じり土・ローム土など、改良効果が出にくい高有機質土に適用できる。このように本固化材は、原泥性状に応じてタイプを選択することで要求品質を確保できる。

3. 室内目標強度の算定

軟弱土砂の安定処理における固化材添加量の検討においては、固化材添加量と一軸圧縮強さとの関係を整理し、表-1 に示すように設計強度を（現場/室内）強さ比で除した室内強度から求める。

（現場/室内）強さ比とは、室内配合試験と現場施工における条件の違いを調整するもので、施工機械と室内配合試験用混合機械の攪拌性能による混合程度の相違と、養生温度の相違に起因する強さの差、および改良区域での土質のばらつきや含水比の相違による現場強さの変動を含めて経験的にカバーするものである。

セメント協会の地盤改良マニュアルによれば、表-1 に示す通りバックホウやスタビライザー等を用いた原位置混合では、現場と室内で得られる強度比（現場／室内）は平均的に 0.5 程度であるとしている。これは、攪拌性能による混合程度の相違と養生温度の相違に起因する強度の差、および改良区域での土質のバラツキや含水比の相違による現場強さの変動により生じるものと考えられており、室内配合試験時には、（現場／室内）強度比の逆数を割り増し係数とし、添加量を決定するよう規定している。なお、（現場/室内）強さ比の逆数を割増係数として用いる場合もある。

このように施工機械や土質が同じでも、混合性能により（現場/室内）強さ比を変更する必要がある。また添加量の設定に当たっては、現場における均一な混合が確保できる最小添加量についても考慮する必要がある。なお、最小添加量については、セメント系固化材は 50 kg/m³（セメント協会：セメント系固化材による地盤改良マニュアル 4 章 p110・p111 参照）、石灰系固化材は 30 kg/m³（日本石灰協会：石灰による地盤改良マニュアル）が目安とされている。

表-1. （現場/室内）強さ比

固化材の 添加形態	改良の対象	施 工 機 械	(現場/室内) 強さ比
粉体	軟弱土	スタビライザ	0.5～0.8
		自走式改良機	0.7～0.9
		バックホウ	0.3～0.7
	ヘドロ 高含水土有機質土	クラムシェル	0.2～0.5
		バックホウ	
スラリー	軟弱土	スタビライザ	0.5～0.8
		バックホウ	0.4～0.7
	ヘドロ 高含水土有機質土	処理船	0.5～0.8
		泥土作業車	0.3～0.7
		クラムシェル・バックホウ	0.3～0.6

4. 強度確認試験について

強度確認試験方法は、現場にて採取した試料に、固化材を湿潤密度に対して、50・100・150 kg/m³ の添加量で添加混合し、各添加量ごとに供試体を作成し、7 日養生後に一軸圧縮強度試験を行った。

試験手順として、採取した試料の最大粒径を 10.0mm として試料調整し、含水比の調整は行わない。採取試料と固化材の混練方法は、ハンドミキシングにて目視確認により十分な攪拌を行った。供試体については、試料は湿潤土として、供試体寸法 φ50 mm×h 100 mm で 3 層に分け、各 25 回突き固めた。供試体の養生方法については、室内常温の養生箱に保管し、7 日養生後 JIS A 1216 に準じた一軸圧縮試験を行った。

試験結果として、砂質土、粘性土、高含水土における環境負荷低減型の土壌改良固化材の強度特性（1 週強度）を図-2～4 に示す。要求品質を一軸圧縮強度 160kN/m² とした場合のタイプ 1 の添加量は、砂質土ならびに粘性土で含水比 40% の場合それぞれ 50kg/m³ 程度、高含水土で含水比 150% の場合 80kg/m³ である。

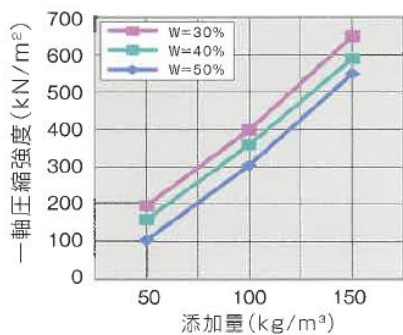


図-2.砂質土

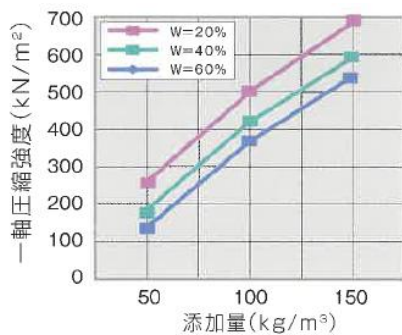


図-3.粘性土

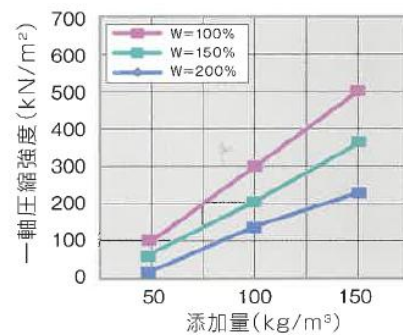


図-4.高含水土

タイプ1を100kg/m³添加した場合の養生日数による強度変化については、図-5に示す通り、含水比32.5%の場合1週で300kN/m²以上、28日には600kN/m²程度発現し、含水比56.2%の場合1週で180kN/m²程度、28日には350kN/m²以上発現する。また、経過日数によるpH値の経時変化については、図-6に示す通り改良直後にpH11の弱アルカリ域程度に変化するが、時間経過に伴い中性域に収束していく。

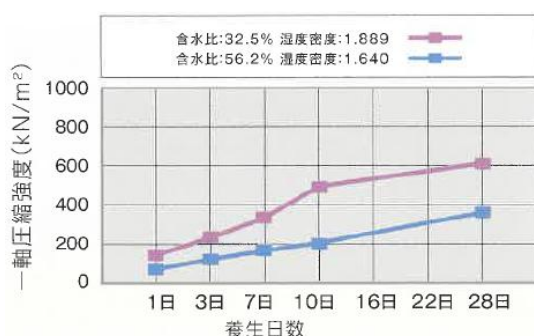


図-5.養生日数による強度変化

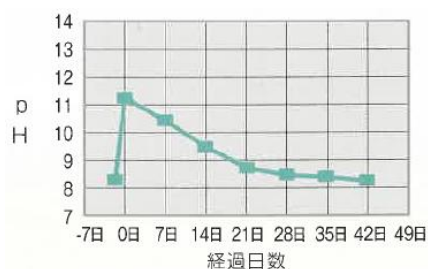


図-6.pH 値経時変化

5. 施工事例

＜港湾浚渫土砂を農地（圃場）基盤嵩上げ土に利用＞

本工事は、海岸外災害復旧工事の浚渫土を農地基盤材として再利用するために、浚渫土の安定化処理を実施した工事である。工事は2年次に亘り、異なる元請業者により施工されるとともに、同様の工事を抱えていた近隣の自治体でも採用された。固化材の選定に際しては、対象となる浚渫土砂が有機分の多い高含水比の土砂であることに加え、改良土を農地の基盤土に利用することを踏まえて、石灰系固化材であるタイプ2が採用された。

タイプ2は、有機分が多めの土砂やならびに含水比が高い土砂に適用できるよう開発された固化材で、改良直後の反応が強く、pHは高めであり、減少するまでに少し時間が掛かるが、基盤土の利用であり問題なく施工され、翌年後にはお米の生産が始まり、無事収穫を迎えている。

写-1に施工状況の写真を示す。



写-1.浚渫土砂の改良

＜基礎杭排泥を高速道路工事の橋脚埋戻し土に利用＞

本工事は、新設の高速道路工事において、基礎杭である鋼管ソイルセメント杭から大量の建設汚泥が排出されるが、50km 圏内の近隣地区に中間処理施設がないことから、工事内の埋戻し材としてリサイクルしたものである。

鋼管ソイルセメント杭から発生する余剰ソイルセメントの特性は、発生した時点で建設汚泥であり、産業廃棄物として適切に処分しなければならない。また、余剰汚泥は自硬性であることから、硬化する前に処理しなければならない。

以上を踏まえて、本工事においては建設汚泥処理技術である粒状固化工法が採用され、その固化材料としてタイプ 1 が使用された。

本工事をきっかけに、その後に計画された全工事において同工法が採用され 3 年間に亘り施工が継続された。

写-2 に施工状況を示す。



写-2.鋼管ソイルセメント杭の余剰排泥処理

＜地盤改良工事から発生する大量の建設汚泥を盛土材として利用＞

本工事における地盤改良工事では、攪拌翼を備えた先端ビットからセメント系スラリーを高圧噴射し、大口径の改良体を造成する工法が採用されており、同工事においては日当たり大量の建設汚泥が排出される。中間処理する場合においては、セメントを大量に含んでいるため、1 日程度放置しておくで固結するため取り扱いが難しく、場外への搬出にあたっては、固結する前までに特装車（ベッセル車およびタンクローリー等）にて運搬し、中間処理しなければならない。しかし、近隣地区に大量の建設汚泥を受け入れ可能な中間処理施設がないことから現場内処理して盛土材として利用することとなり、大量の固化材の製造流通が可能であるタイプ 1 が採用された。

写-3 に施工状況を示す。



写-3.地盤改良工事の余剰排泥処理

6. PS 焼却灰系土壌固化材の適用条件

PS 焼却灰系固化材の適用可能な範囲は、シルト、粘土、有機質土等のいわゆる軟弱土砂であり、浚渫土砂ならびに建設汚泥等の高含水土砂は特に効果が高い。また、同材料はセメントを使用していないことから六価クロム対応型の固化材である。

PS 焼却灰系固化材で安定処理したものはセメントの固化反応のような硬化改良とは異なり、のちの再掘削、再利用が可能な状態に改良ができる。

7. おわりに

リサイクルは時代の要請であり、建設業界における汚泥・泥土や残土の有効活用は、昨今のリサイクル社会の中で重要な問題である。本技術を活用することで固化材成分中に有害な物質を含有することなく、環境負荷の少ない改良方法として活用でき、二酸化炭素排出量の削減やコスト低減等につながる。

今後は、建設工事のみならず全国で多発している水害や土石流災害においても土砂系の災害廃棄物の再生利用技術として活用されることを切望する。