

固化改良した建設発生土の 長期耐久性と締固め特性

宮下 千花¹・井上 玄己²・宮武 裕昭¹

¹国立研究開発法人土木研究所 地質・地盤研究グループ 施工技術チーム
(〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6)

²基礎地盤コンサルタンツ株式会社 関東支社 技術第二部
(〒135-0016 東京都江東区東陽3-22-6東陽町AXISビル), 元国立研究開発法人土木研究所

発生土の適切な有効利用を促進することを目的として、低品質な発生土をセメントや石灰などの固化材混合によって改良し、築造した盛土の長期的な安定性や耐久性と、盛土施工における適切な品質管理手法について研究している。本論文では、改良土による道路盛土の施工から9年後の強度特性の調査、低品質な発生土に固化材を混合した改良土の長期暴露実験、締固め施工実験の結果について紹介する。

キーワード 建設発生土, 固化材, 改良土, 一軸圧縮強さ, 盛土, 長期耐久性, 締固め特性, ボーリング調査, 暴露実験, 施工実験

1. はじめに

建設工事において地盤の掘削等で生じる土を建設発生土（以下、発生土）という。発生土は現場内または近隣の他工事等で利用されており、工事現場で使用される土砂の約9割を占めている¹⁾。「建設リサイクル推進計画2014」の策定等を背景に、近年、発生土の更なる有効利用が求められている。

筆者らは発生土の適切な有効利用を促進することを目的として、低品質な発生土をセメントや石灰などの固化材混合によって改良し、築造した盛土の長期的な安定性や耐久性、盛土施工における適切な品質管理手法について研究を行っている。本論文ではこれまでの取り組みの中から、改良土による道路盛土の施工から9年後のボーリング調査、低品質な発生土に固化材を混合した改良土の長期暴露、締固め施工実験の結果について紹介する。

2. 改良土による道路盛土の施工から9年後の強度特性

本章は、既往の報告²⁾に基づいて改良土による道路盛土のボーリング調査結果をまとめたものである。

(1) 調査対象盛土の概要

対象盛土は最大高さ約40mにおよぶ大規模な谷埋め盛土であり、高含水比の火山灰質粘性土を主体とした発

生土にセメント系固化材を混合した改良土を用いて、2007年までに施工された。盛土自体の安定性を確保するために設定された表-1に示す改良土の設計一軸圧縮強さを目標とし、定置式プラントを採用して発生土と固化材の均質な混合を試みた。当該盛土は前後区間の複数の工区で発生する切土を受け入れる目的で計画されたため、他工区の工程に従って品質の異なる発生土が不規則に運び込まれた。このため、最も強度発現が小さい発生土の配合試験に基づいて安全側にセメント配合量を決定する必要があった。配合量の範囲は32～225 kg/m³であった。

改良土は製造の同日中に運搬、撒き出され、21 t級湿地型ブルドーザを用いて転圧された。盛土材である改良土の物性が常に変化したため、乾燥密度による締固め度の管理は適切に実施できないものと判断された。代替手法として一軸圧縮強さと湿潤密度との関係を利用した湿潤密度比による管理が提案、実施された³⁾。

(2) 調査方法

図-1に示す小段上から盛土底面の原地盤までオールコアボーリング（掘削長L=21 m, コア径φ=70 mm）にて施工から約9年経過後の試料を採取した。固結・混合状態の確認のための目視観察およびフェノールフタレイン試験、強度の確認のための一軸圧縮試験を実施した。深度方向約2m間隔で実施する一軸圧縮試験の補間として、10 cm間隔で土壌硬度試験および針貫入試験を行い、換算一軸圧縮強さを求めた。

表-1 施行当時の改良土の一軸圧縮強さ

	下部路体	上部路体
設計一軸圧縮強さ q_u (kN/m ²)※材齢28日	500	190
配合試験での目標一軸圧縮強さ q_u (kN/m ²)※材齢28日。(現場/室内)強さ比0.8	625	238
プラントでの一軸圧縮強さ q_u (kN/m ²)※材齢28日	範囲	239 ~ 1654
	平均	1022

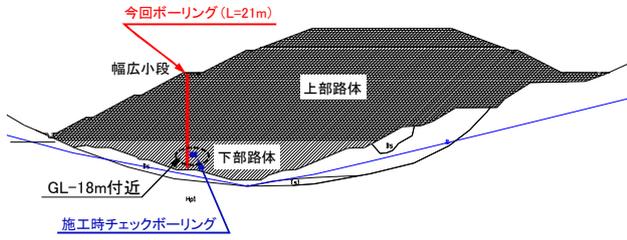


図-1 調査地点の盛土の断面図



図-2 フェノールフタレイン試験結果の一例 (深度15~18m)

(3) 調査結果

採取した試料(ボーリングコア)は比較的硬質で、全体に棒状を呈する固結状態であった。ボーリングに伴う亀裂を除き、潜在的な亀裂は認められなかった。累計29種類の発生土を利用してのことから、部分的に土質(礫径、マトリクス等)や色が異なっていた。図-2にフェノールフタレイン溶液散布前後の代表写真(深度15~18m間)を示す。採取試料全体にフェノールフタレイン反応による色の変化が見られたことから、約9年経過後も固化材混合によるアルカリ性を保持していること、顕著なムラがなく固化材が全体に混合されていたことを確認した。

土壌硬度試験の硬度指標と針貫入試験の針貫入勾配はそれぞれ地盤工学会基準⁴⁾、試験器メーカーのマニュアル(丸東製作所, SH-70)で提案されている式を用いて一軸圧縮強さに換算した。図-3に土壌硬度試験及び針貫入試験の換算一軸圧縮強さ(以下それぞれ $q_{u,D}$ 、 $q_{u,NP}$)を含めた一軸圧縮強さの深度分布を示す。 $q_{u,NP}$ は礫が点在する影響からばらつきが大きい、 $q_{u,D}$ 、 $q_{u,NP}$ 共に一軸圧縮試験と概ね同程度の値を示した。設計一軸圧縮強さを下回る強度も見られたが局所的であったため、施工から9年後も深度方向全体において設計一軸圧縮強さを超える強度を有しているものと判断した。

一方、設計一軸圧縮強さの数倍大きな強度も確認された。後述する施工当時と9年後の強度の比較結果も考慮

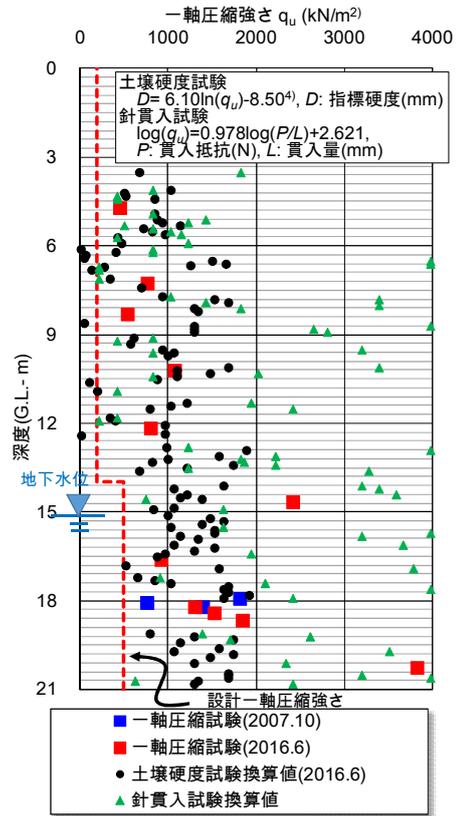


図-3 一軸圧縮強さの深度分布

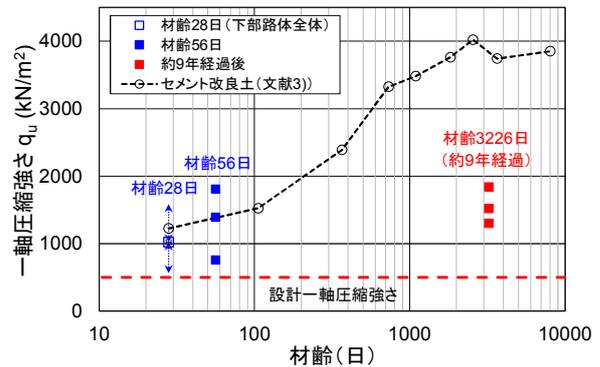


図-4 一軸圧縮強さと材齢の関係

すると、設計値をはるかに上回る強度発現箇所が生じたのは、施工ときに最も強度発現の小さい発生土にあわせて固化材の配合量を決定したためであったと考えられる。

(3) 長期的な強度特性の変化

深度18m付近の施工時(材齢56日)および本調査(約9年経過後)での一軸圧縮強さを図-4に示す。施工時の一軸圧縮強さは盛土の品質管理の一環で強度確認を目的として求めたものである。約9年経過後の強度の平均値は、材齢56日の平均値の約1.2倍であった。既往の研究⁹⁾で報告されているセメント改良土の長期強度特性と比較すると強度増加が緩慢であった。文献3)のセメント改良土は火山灰質粘性土にセメント系固化材をスラリー混合し、地下水位以上の深度に充填・覆土した改良柱体である。本調査の改良土は種類の異なる火山灰質粘性

土に固化材を粉体混合し、敷均し・転圧した改良盛土であり、強度増加傾向の確認は地下水位以深で行った。二つの改良土の長期強度増加傾向の違いは以上のような材料特性、施工方法、固化材の配合量、周辺環境による養生条件等の影響によるものであったと考えられる。

周辺環境の強度への影響がない、または小さい既往の研究によると、室内実験や現地調査から得られた様々な改良土の材齢 28 日に対する材齢 10 年以上の強度増加率は 1.6 ~ 8.6 倍であったと報告されている⁹⁾。表-1 に示す下部路体全体の材齢 28 日の平均強度と、深度 18 m の材齢約 9 年の強度の比で本調査の強度増加率を求めると 1.5 倍であり、既往研究の下限値と同程度となった。

3. 低品質な発生土に固化材を混合した改良土の長期暴露実験

(1) 実験方法

実験には関東地方の 2 種類の発生土 A, B を用いた。表-2 および図-5 に基本物性を示す。固化材の種類と配合量は現場実態調査の結果⁷⁾を参考に決定した。種類はセメント系固化材（六価クロム溶出低減タイプ、以下「セ

表-2 発生土 A, B の基本物性

	発生土 A	発生土 B
土質分類	砂質粘性土	砂混じりシルト
土粒子密度 ρ_s (g/cm ³)	2.725	2.812
最適含水比 w_{opt} (%)	30.1	52.6
最大乾燥密度 ρ_{dmax} (g/cm ³)	1.360	0.995
自然含水比 w_n (%)	40.8	60.5
コーン指数 q_c (kN/m ²)	182	1065

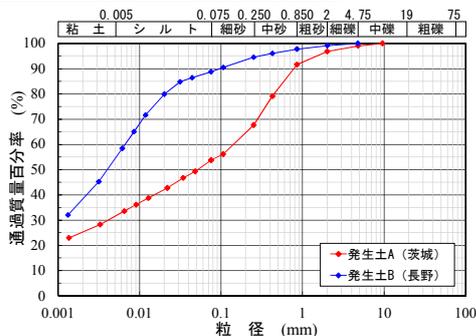


図-5 発生土 A, B の粒度分布

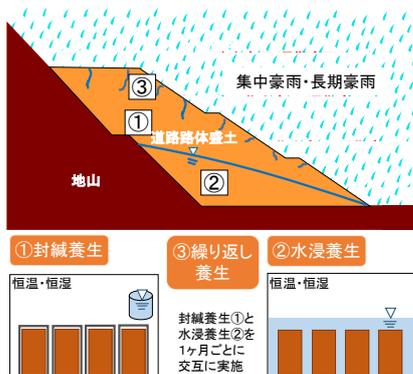


図-6 道路盛土への水の浸透作用を考慮した供試体の養生条件

メント」という)、石灰系固化材（発塵抑制型石灰、以下「石灰」という）の 2 種類とした。配合量はそれぞれの固化材で少ないケースと多いケースの計 4 通りとした。配合量の少ないケースでは、セメント協会のマニュアル⁸⁾に記載の最少添加量、日本石灰協会のマニュアル⁹⁾に記載の必要最小添加量としてそれぞれ 50 kg/m³、30 kg/m³ とし、多いケースでは少ないケースの 3 倍の 150 kg/m³、90 kg/m³ とした。発生土と固化材はミキサーで 5 分間攪拌した。供試体は直径 50 mm、高さ 100 mm の円柱型のモールドに 3 層に分けて静的締固めにより作製した。混合時の発生土の含水比は自然含水比とし、供試体の密度は道路路体盛土の締固め管理基準値である締固め度 $D_r=90\%$ とした。

供試体は作製から 7 日間封緘養生した後にモールドから脱型し、供用期間中の路体盛土に想定される状況を簡易的に再現した 3 種類の条件で養生に供した。図-6 に養生条件を模式的に示す。封緘養生は図-6 の①、水浸養生は②、繰り返し養生は③をそれぞれ想定したものである。繰り返し養生は盛土表層付近の降雨による浸潤とその間のやや乾燥する状態を想定したもので、水浸養生と封緘養生を 1 ヶ月ごとに交互に繰り返すこととした。水浸養生と繰り返し養生には水道水を用い、1 ヶ月ごとに交換した。養生温度は全ての過程で 20 ± 3 °C とした。供試体作製から 7 日、1 ヶ月、6 ヶ月、1 年で一軸圧縮試験 (JISA 1216) を実施した。

(2) 実験結果

封緘養生供試体の一軸圧縮強さと材齢との関係を図-7 に示す。凡例に C を含むものはセメント、L を含むものは石灰を混合した供試体であり、C と L に続く各数字は配合量 (kg/m³) を示す。配合量の少ないケースは a)、多いケースは b) に分けて図示している。配合量の多いケースでは、細粒分含有率の低い発生土 A の一軸圧縮強さが同一配合の発生土 B よりも大きかった。配合量の少ないケースでは、材齢の経過とともに発生土 A と発生土 B の一軸圧縮強さが同程度となった。セメント改良土は材齢の経過に伴う強度増加傾向が明確であった。

材齢 1 年における封緘、水浸、繰り返し養生供試体の一軸圧縮強さを図-8 で比較する。各配合、養生ケースの 3 供試体の強度の範囲を縦線「|」、平均値を四角「□」でそれぞれ示す。各養生ケースの強度の差は異なるものの、どの配合においても水浸、繰り返し、封緘養生供試体の順に一軸圧縮強さが小さかった。水浸養生供試体の封緘養生供試体に対する強度比 (図中に青字で表示) は、配合量の多いケースの方が大きかった。

材齢 1 年における封緘、水浸、繰り返し養生供試体の一軸圧縮強さと含水比との関係を図-9 に示す。配合量の小さいケースのみを拡大表示した図を、ピンクの点線の四角枠で囲んで挿入している。また、封緘養生供試体のデータは黒い点線の丸印で囲んで示している。それぞれ

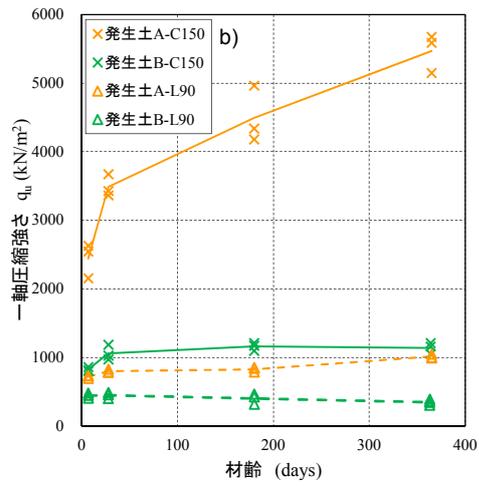
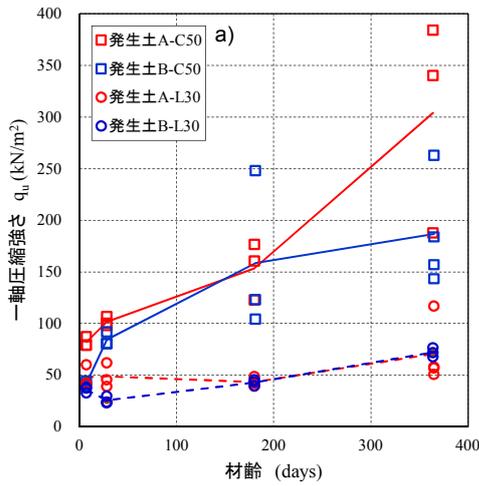


図-7 封緘養生供試体の一軸圧縮強さと材齢の関係

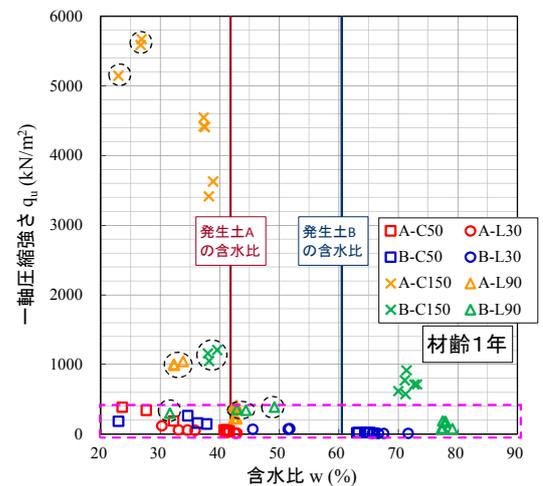


図-9 一軸圧縮強さと含水比の関係

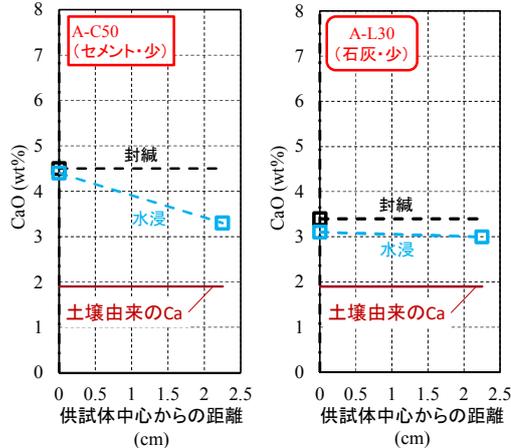


図-10 供試体断面方向のカルシウムイオン量の測定例

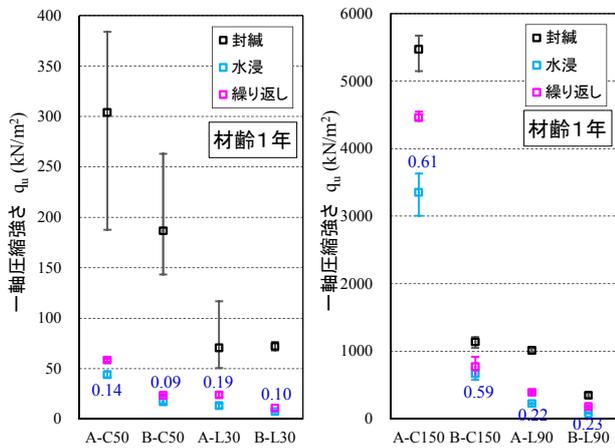


図-8 一軸圧縮強さと養生条件の関係

の発生土で同一の乾燥密度，含水比を目標に作製された供試体は，1年間異なる条件で養生された結果，封緘養生の供試体の含水比が最も低かった。このような物理的性質の影響により，含水比が低いほど一軸圧縮強さは大きかったものと考えられる。

エネルギー分散型蛍光X線分析装置により求めた，カルシウムイオン含有量の計測例を図-10に示す。封緘養生は供試体の中心から，水浸養生は供試体の中心と外周

5 mm 程度の二箇所から試料を採取し，分析した。封緘養生に比べ，水浸養生の供試体ではカルシウムイオンの量が少なく，その差は外周部において特に顕著であった。カルシウム水和物等の固結成分の溶脱に伴う化学的性質の変化によっても強度低下が生じたものと考えられる。

4. 低品質な発生土に固化材を混合した改良土の締固め施工実験

(1) 実験方法

実験に用いた盛土試料の基本物性を表-3，粒度分布を図-11にそれぞれ示す。土質(3)，(4)，(5)は既往の実験¹⁰⁾に用いた試料で，美浦砂は本研究で用いた試料である。土質(3)，(4)は最適含水比 w_{opt} 付近に調整された砂質土，土質(5)は w_{opt} よりも約3%含水比の高い細粒土である。美浦砂は発生土の土質区分で泥土に分類される砂質土で，配合試験結果¹¹⁾に基づいて 21.3 kg/m^3 の生石灰， 58.7 kg/m^3 のセメント系固化材をバックホウで混合することにより，それぞれ石灰，セメント改良美浦砂とした。改良後の含水比はそれぞれの w_{opt} と比較して約11%，9%高かった。

表-3 盛土試料の基本物性

	土質(3)	土質(4)	土質(5)	美浦砂
土質分類	細粒分質砂	細粒分質砂	砂質細粒土	細粒分質砂
土粒子密度 ρ_s (g/cm ³)	2.675	2.681	2.665	2.691
最適含水比 w_{opt} (%)	16.0	18.8	24.9	24.1
最大乾燥密度 ρ_{dmax} (g/cm ³)	1.674	1.666	1.531	1.527
実験時含水比 w (%)	15.9	18.3	28.2	34.5, 34.1
コーン指数 q_c (kN/m ²)	-	-	-	68 (w=34.1%)

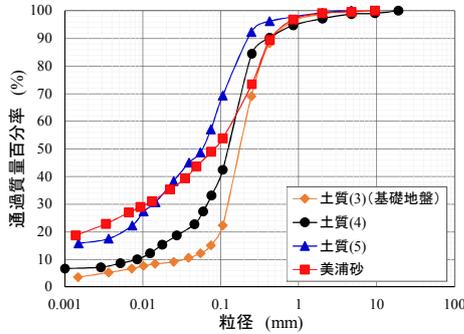


図-11 盛土試料の粒度分布

図-12に示す幅5 m, 長さ44.8 m, 高さ4 mのコンクリート製の実験ピット内に土質(3)で締固め度 $D > 95\%$ の基礎地盤を造成し, この上に各盛土試料を敷均した. 転圧終了後の盛土の層厚が30 cm程度となるよう, 敷均しにおける盛土の層厚は約40 cmとした. 0.1 m³クラスの油圧ショベル(自重2.7 t)でクローラ走行した状態を0回転圧と定義して図-12に示す各計測を実施後, 11 t級の振動ローラを用いて転圧を行った. 振動ローラの起振力は土質(3), (4), (5)の実験で226 kN, 石灰, セメント改良美浦砂の実験で181 kNとした. 土質(3), (4), (5)の実験では2, 4, 6, 8, 12, 16回, 改良した美浦砂の実験では西側半分(西レーン)において1, 2, 3, 4, 6, 8回転圧毎に, 0回転圧と同様の計測を行った. 計測項目は現状の施工管理で行われている密度試験(コアカッターによる土の密度試験, JGS1613-2003)の他, 比較的間便に土の剛性や強度を計測できる手法を選択した. これらの計測結果の詳細については文献²⁾を参照されたい.

(2) 実験結果

コアカッターによる上(盛土表層~10 cm), 中(10~20 cm), 下(20~30 cm)層の密度の平均値から求めた締固め度と, 転圧回数との関係を図-13に示す. 土質(3), (4), (5)では転圧を重ねることで締固め度が大きくなり, 路体, 路床盛土の品質管理基準値である $D=90, 95\%$ を超えた. 石灰, セメント改良美浦砂は初めの2回までは転圧後に締固め度が増加したものの, その後は大きなエネルギーを与えて転圧を重ねても密度が大きくなかった.

コアカッターによる締固め度の平均値と, 動的平板載荷試験による地盤反力係数との関係を図-14に示す. 土質(3), (4), (5)は転圧2回以降, 石灰, セメント改良美浦砂は転圧1回以降の計測値である. 土質(3), (4)において,

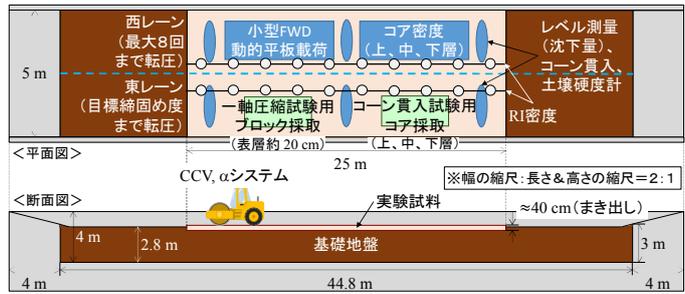


図-12 締固め施工実験の概要

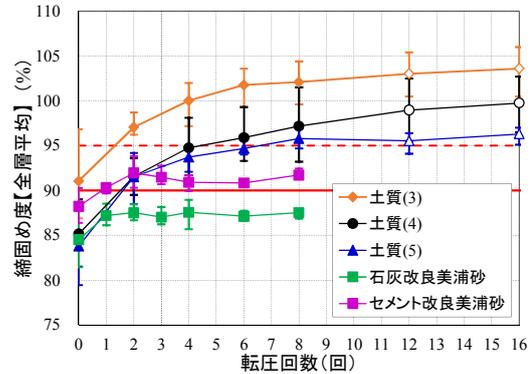


図-13 締固め度と転圧回数との関係

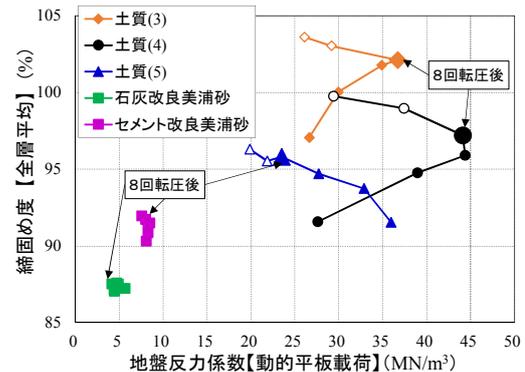


図-14 締固め度と地盤反力係数との関係

転圧回数8回までは地盤反力係数と締固め度との間に正の相関が見られたが, 転圧12, 16回において地盤反力係数が連続的に低下し, 締固め度との関係が逆転した. 土質(5)は転圧2回目から地盤反力係数が低下し続け, 土質(3), (4)とは異なる傾向を示した. 石灰, セメント改良美浦砂は地盤反力係数も締固め度も変化量が小さく, 両者の相関は明瞭でなかった.

各試料の締固め曲線に, 締固め施工実験で得られた転圧中の乾燥密度と含水比との関係を加筆して図-15に示す. 土質(3), (4)は転圧8回, 土質(5)は転圧2回で飽和度が概ね80%以上となった. 飽和度が小さい転圧初期は地盤反力係数と締固め度との間に正の相関が見られるが, 飽和度が大きくなる, つまり密度の増加によって間隙に占める水分の割合が大きくなると, 地盤反力係数の計測値に水の影響(サクシヨンの低下による剛性低下)が表れ始め, 締固め度との関係が変化したものと考えられる. 一方, 石灰, セメント改良美浦砂は含水比が高いために転圧開始時から飽和度が高く, 十分な締固め効果が得ら

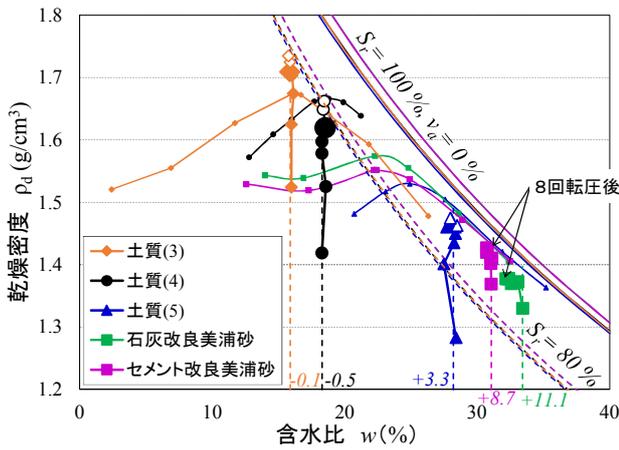


図-15 盛土試料の乾燥密度と含水比の関係

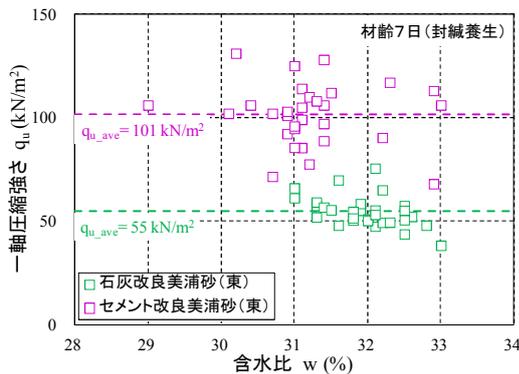


図-16 一軸圧縮強さ(養生7日)と含水比の関係

れなかった。

図-16に石灰、セメント改良美浦砂の一軸圧縮強さと含水比の関係を示す。一軸圧縮強さはブロックサンプリング試料より整形した供試体の7日養生時点での試験結果である。材料の不均質性によるばらつきは大きいですが、配合試験結果から(現場/室内)強さ比を考慮して予想された石灰改良美浦砂の一軸圧縮強さ $q_u = 46 \text{ kN/m}^2$ 、セメント改良美浦砂の目標改良強度 $q_u = 100 \text{ kN/m}^2$ (文献¹¹⁾)に概ね一致する強度が得られた。

改良土の配合試験ではコーン指数や一軸圧縮強さなどの強度の目標値を満たすように固化材の混合量を決定するが、良質な地盤材料と同様の締固め効果を得るためには、配合試験において含水比や飽和度も考慮して固化材の混合量を検討する必要があるものと考えられる。

5. 結論

- (1) 改良土による大規模盛土にてボーリング調査を実施したところ、深度方向全体において、施工から9年後も設計値を超える強度を有することを確認した。また、同一深度で計測した一軸圧縮強さは、材齢56日からの9年間で約1.2倍に増加していた。
- (2) 固化材で改良した二種類の低品質な発生土の改良土

供試体の室内長期暴露実験を実施した。材齢1年において、水浸、繰り返し、封緘養生の順に一軸圧縮強さが小さかった。養生条件による強度の差は、供試体の含水比などの物理的性質の違いと、カルシウム含有量などの化学的性質の違いが原因であったと考えられる。今後は改良土の透水性が強度特性に与える影響についても検討する予定である。

- (3) 固化材で改良した低品質な発生土の締固め施工実験を実施した。本実験の固化材の配合量では、振動ローラによる転圧に対して締固め度がほとんど上がらず、地盤反力係数などの管理候補値と締固め度との関係は明瞭でなかった。今後は固化材の混合量や地盤材料を変えて同様の試験を行い、改良土の締固め特性について引き続き検討する予定である。

謝辞：国土交通省中部地方整備局沼津河川国道事務所及び西松建設(株)には、改良土盛土でのボーリング調査に際して資料の提供ならびに精査、ヒアリング等にご協力頂きました。長期暴露実験に用いた発生土は国土交通省関東地方整備局よりご提供いただきました。また、蛍光X線分析装置の利用や結果の解釈にあたっては国立研究開発法人土木研究所寒地土木研究所の山崎秀策氏にご支援いただきました。締固め施工実験は産学計13者による共同研究「建設発生土等の長期的な品質管理向上技術に関する共同研究」に基づいて実施しました。ここに記して以上の関係者へ感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 国土交通省：平成24年度建設副産物実態調査結果、<http://www.mlit.go.jp/sogoseisaku/region/recycle/fukusanbutsu/jittaichousa/index01.htm> (2017.9時点)
- 2) 井上ら：施工から9年経過した改良土による道路盛土の長期耐久性の検証，第52回地盤工学研究発表会，2017
- 3) 西見宣俊：セメント改良土を用いた盛土の品質管理，西松建設技報，VOL.32，pp.67-72，2009
- 4) 地盤工学会：地盤調査の方法と解説，pp.425，2013
- 5) セメント系固化材技術専門委員会：セメント系固化材を用いた改良体の長期安定性に関する研究，セメント・コンクリート，No.804，pp.9-14，2014
- 6) セメント改良土の物性と試験方法に関する研究委員報告：委員会報告書，セメント及びセメント系固化材を用いた固化処理土の調査・設計・施工方法と物性評価に関するシンポジウム，pp.163-166，2005.6
- 7) 宮下ら：建設発生土の利用に関する現場実態調査結果の分析，第60回地盤工学シンポジウム論文集，pp.153-156，2016
- 8) 社団法人セメント協会，セメント系固化材による地盤改良マニュアル，2012
- 9) 日本石灰協会，石灰による地盤改良マニュアル，2016
- 10) 森ら：盛土施工における締固め特性について(その1)，土木学会第69回年次学術講演会，2014
- 11) 井上ら：石灰、セメント改良した建設発生土の締固めに関する基礎的検討(その2)，土木学会第72回年次学術講演会，2017
- 12) 宮下ら：石灰、セメント改良した建設発生土の締固めに関する基礎的検討(その1)，土木学会第72回年次学術講演会，2017