

礫分を多く含むクリンカアッシュの混合による土質改良効果に関する実験的研究

Experimental Study on Soil Improvement Effects by Mixing with Gravel-Coarse Sand of Clinker Ash

河野勝宣 Masanori KOHNO (鳥取大学大学院工学研究科)
 西村 強 Tsuyoshi NISHIMURA (鳥取大学大学院工学研究科)
 吉岡一郎 Ichiro YOSHIOKA (中国電力(株)流通事業本部)
 中下明文 Akifumi NAKASHITA (中国電力(株)電源事業本部)

本研究は、土試料と土ークリンカアッシュ（石炭灰）混合土の突固めによる締固め試験前後のクリンカアッシュの粒子破碎の程度と、礫分を多く含むクリンカアッシュを土に混合した時、原土試料の特性がどのように変化するかを、突固めによる土の締固め試験、吸水膨張試験、CBR 試験および土の変水位透水試験をおこなって検討した。試験結果から、土試料にクリンカアッシュを混合することで、(1) 最大乾燥密度および最適含水比の低下、(2) 吸水膨張試験における膨張量の抑制、(3) 修正 CBR における支持力の向上、(4) 透水性の向上などの土質改良効果が期待できることが明らかとなった。

キーワード：クリンカアッシュ、締固め、吸水膨張、CBR、透水

(IGC : D-0)

1. 緒言

石炭火力発電所は、今日においても、重要な電力供給源の一つである。その発電所から排出されるクリンカアッシュ（石炭灰）の処理については、環境負荷低減の観点から一層の利用拡大が求められている。クリンカアッシュは、主に砂分および礫分から構成され、多孔質であり、粒子破碎を起こしやすい材料ではあるが、高いせん断強度をもつことや、砂に比べて単位体積重量が小さいこと、また、透水性や排水性に優れていることから、様々な地盤材料として有効活用され始めている。しかし、クリンカアッシュの特性を十分に理解したうえでの利用には至っておらず、これまで、クリンカアッシュの物理・力学特性などの材料特性の把握や有効利用技術に関する研究¹⁾³⁾がおこなわれてきた。これらの研究成果から、クリンカアッシュの地盤材料としての適用性に関する知見が得られてきている。一方、クリンカアッシュは、建設工事で発生する不良土の土質改良材としての利用や、コスト削減の観点からも、残土などと混合した軽量盛土材、擁壁などの裏込材、路盤材、排水材などとして利用することは非常に有効であると考えられる。既往の研究において、不良土にクリンカアッシュを混合し、透水試験をおこない、透水性に与える影響について検討した結果⁴⁾なども報告されているが、特に、不良土などの土試料とクリンカアッシュを混合することによる土質工学的性質や土質改良効果に関する実験的研究については非常に希薄である。

本研究は、土試料にクリンカアッシュを混合することにより、原土試料の特性がどのように変化するかを、土の締固め試験における締固め曲線、吸水膨張試験における膨張量、CBR 試験における修正 CBR 値および変水位透水試験

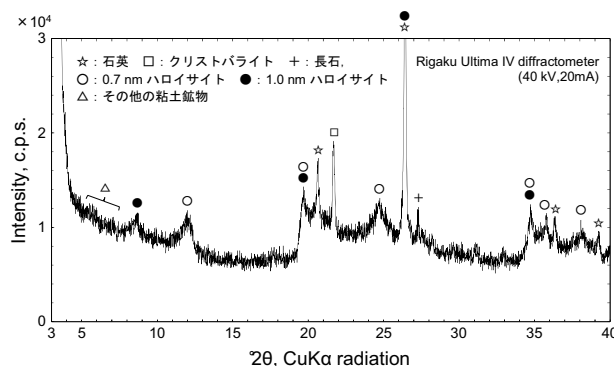


図-1 土試料の不定方位 X 線回折パターン

における透水係数の変化に基づいて検討した。なお、前述のように、クリンカアッシュは粒子破碎を起こしやすい材料であることから、本研究では、礫分を多く含むクリンカアッシュを用いて土の物理的・力学的試験をおこなうことにより、特に、締固め試験前後の粒子破碎の程度の把握についても検討した。

2. 試料および試験方法

2.1 試料

土試料およびクリンカアッシュは、それぞれ、鳥取県倉吉市寺谷地域から採取した土および火力発電所で排出されたものを用いた。土試料は、肉眼的に褐色（湿潤状態）～淡褐色（乾燥状態）を呈し、不定方位粉末 X 線回折データ（図-1）によると、石英、クリスタバライト（クリスタバル石）、長石、0.7 nm ハロイサイト、1.0 nm ハロイサイ

表-1 試料の物理的性質

	土試料	クリンカアッシュ	S-C混合土
含水比 (風乾状態) : w (%)	11.0	5.3	3.5
土粒子密度 : ρ_s (g/cm ³)	2.648	2.101	2.357
液性限界 : w_L (%)	55.6	NP	NP
塑性限界 : w_p (%)	28.1	NP	NP

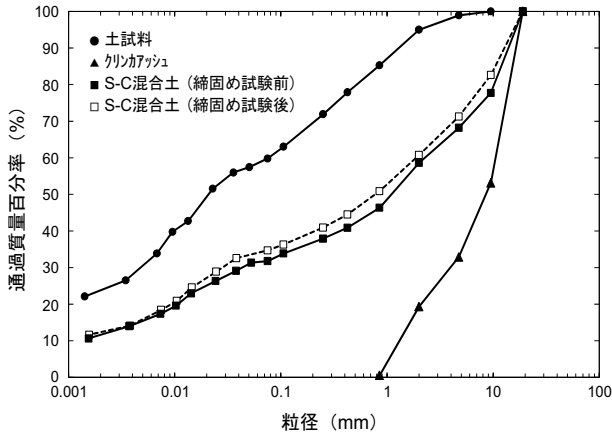


図-2 試料の粒径加積曲線

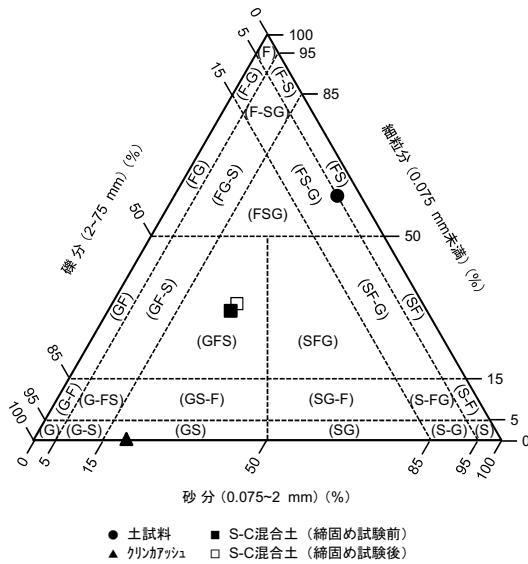


図-3 三角座標⁵⁾による試料の土質分類

ト、その他の粘土鉱物などからなる。クリンカアッシュは、肉眼的に大部分暗灰色～黒色を呈し、主に二酸化ケイ素 (SiO₂) や酸化アルミニウム (Al₂O₃) などからなる⁷⁾。土ークリンカアッシュ混合土 (以下、「S-C 混合土」と記す。) は、これらの風乾状態における土試料とクリンカアッシュを質量混合比 1 : 1 の割合で混合したものとする。なお、クリンカアッシュは 19 mm ふるい通過分、かつ、850 μm ふるい残留分の中礫～粗砂分を用いた。

土試料および S-C 混合土について、地盤工学会基準⁵⁾に基づいて、土の物理的試験 (土の含水比試験、土粒子の密度試験、土の粒度試験および土の液性限界・塑性限界試験) と、力学的試験 (突固めによる土の締固め試験、吸水膨張試験、CBR 試験および土の変水位透水試験) をおこなった。

試料の物理的性質、粒径加積曲線および三角座標による土質分類を表-1、図-2 および図-3 示す。ここで、S-C 混合土については、締固め試験によるクリンカアッシュの粒子破碎の程度を知るため、締固め試験前後の粒径加積曲線および三角座標による土質分類を示した (図-2 および図-3)。土試料の土粒子密度は、土を構成する主な無機質の鉱物の密度の範囲内 (2.5~2.8 g/cm³)⁵⁾ であるのに対し、クリンカアッシュの土粒子密度は 2.101 g/cm³ と小さく、土試料に比べて単位体積重量が小さいことがわかる (表-1)。三角座標⁵⁾による試料の土質分類は、土試料は礫混じり砂質細粒土 : FS-G (礫分 5%, 砂分 : 35%, 細粒分 60%), クリンカアッシュは砂質礫 : GS (礫分 80%, 砂分 : 20%) および S-C 混合土は細粒分質砂質礫 : GFS (礫分 42%, 砂分 : 26%, 細粒分 32%) である (図-3)。

2.2 試験方法

突固めによる締固め試験は、A-b 法 (乾燥法・非繰返し法、突固め層数 : 3 層、突固め回数 : 25 回) でおこなった。CBR 試験における供試体の作製は、突固めによる締固め (E-b 法、乾燥法・非繰返し法、突固め層数 : 3 層、突固め回数 : 92 回、42 回および 17 回) でおこなった。CBR 試験において、貫入試験をおこなう前に供試体を 4 日間水浸させ、その間の膨張量を測定した (吸水膨張試験)。変水位透水試験における供試体は、突固めによる締固め (A-b 法) によって、最大乾燥密度および最適含水比になるように作製した。なお、供試体の飽和方法は、水浸減圧容器による脱気法でおこない、いずれの供試体も 3 時間以上おこなった。

3. 混合土の粒度調整法

粒径加積曲線は試料の力学的性質を把握するうえで重要な指標の一つである。そこで、混合する試料 (ここでは、土試料とクリンカアッシュ) の物性値、粒径加積曲線および混合比から、S-C 混合土の粒径加積曲線を推定するための方法について簡潔に記述する。

土試料とクリンカアッシュの炉乾燥質量、粒径 : d に対する通過質量割合および粒径 : d 以下の質量をそれぞれ、 M_s 、 $P_s(d)$ および $m_s(d)$ と M_c 、 $P_c(d)$ および $m_c(d)$ とすると、

$$m_s(d) = M_s P_s(d) \tag{1}$$

$$m_c(d) = M_c P_c(d) \tag{2}$$

であるので、S-C 混合土の粒径： d 以下の質量を $m_{sc}(d)$ とすると、(1),(2)式より、

$$\begin{aligned} m_{sc}(d) &= m_s(d) + m_c(d) \\ &= M_s P_s(d) + M_c P_c(d) \end{aligned} \quad (3)$$

となる。したがって、S-C 混合土の粒径： d に対する通過質量割合： $P_{sc}(d)$ は、

$$P_{sc}(d) = \frac{M_s P_s(d) + M_c P_c(d)}{M_s + M_c} \quad (4)$$

となる。ここで、土試料およびクリンカアッシュの質量混合比を $M_s : M_c = a : b$ とすると、

$$M_c = \frac{b}{a} M_s \quad (5)$$

となるので、(5)式を(4)式に代入して、(6)式を得る。

$$P_{sc}(d) = \frac{P_s(d) + \frac{b}{a} P_c(d)}{1 + \frac{b}{a}} \quad (6)$$

次に、湿潤密度： ρ_{ts} 、含水比： w_s および体積： V_s の土試料と、湿潤密度： ρ_{tc} 、含水比： w_c および体積： V_c のクリンカアッシュを準備したとすると、土試料およびクリンカアッシュの炉乾燥質量： M_s および M_c は、

$$M_s = \frac{\rho_{ts}}{1 + w_s} V_s \quad (7)$$

$$M_c = \frac{\rho_{tc}}{1 + w_c} V_c \quad (8)$$

であるので、(7),(8)式を(4)式に代入して、(9)式を得る。

$$P_{sc}(d) = \frac{\frac{\rho_{ts}}{1 + w_s} V_s P_s(d) + \frac{\rho_{tc}}{1 + w_c} V_c P_c(d)}{\frac{\rho_{ts}}{1 + w_s} V_s + \frac{\rho_{tc}}{1 + w_c} V_c} \quad (9)$$

ここで、土試料およびクリンカアッシュの体積混合比を $V_s : V_c = c : d$ とすると、

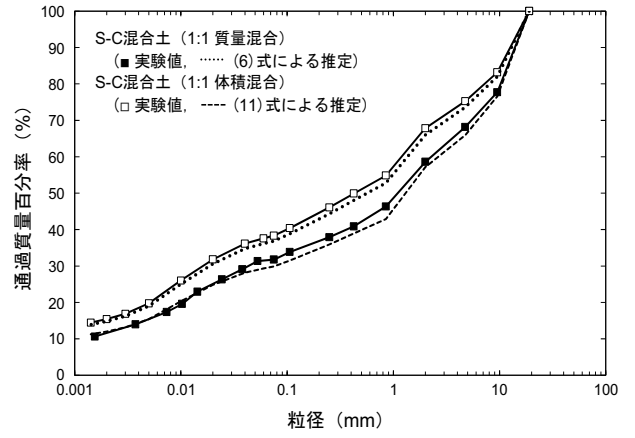


図-4 粒度試験における実験値と推定式による粒度加積曲線との比較

$$V_c = \frac{d}{c} V_s \quad (10)$$

となるので、(10)式を(9)式に代入して、(11)式を得る。

$$P_{sc}(d) = \frac{\frac{\rho_{ts}}{1 + w_s} P_s(d) + \frac{\rho_{tc}}{1 + w_c} \frac{b}{a} P_c(d)}{\frac{\rho_{ts}}{1 + w_s} + \frac{\rho_{tc}}{1 + w_c} \frac{b}{a}} \quad (11)$$

ここで、土試料とクリンカアッシュを質量混合比 1 : 1 および体積混合比 1 : 1 の割合で混合した S-C 混合土について粒度試験をおこない、それぞれ、(6)および(11)式によって推定した粒度加積曲線と比較した (図-4)。その結果、いずれの混合比においても、粒度試験と推定式との粒度加積曲線に大きな違いは見られない (図-4)。このことから、(6)または(11)式を用いることで、S-C 混合土の粒度加積曲線を計算により推定することが可能であることが明らかとなった。実務において、土試料とクリンカアッシュを混合する際、(11)式については、試料の湿潤密度と試料の体積混合比 $V_s : V_c = c : d$ を用いているため、粒度試験をおこなわずに、S-C 混合土の粒度特性を把握する一つの有効な手段になると考えられる。

4. 結果および考察

試料の粒度加積曲線 (図-2) より、S-C 混合土の締固め試験前後で、曲線に大きな変化が見られない。また、締固め試験後における S-C 混合土の三角座標⁵⁾による土質分類は細粒分質砂質礫：GFS (礫分 40%、砂分：26%、細粒分 34%) であり、S-C 混合土の締固め試験前後で、土質分類にも大きな変化が見られない (図-3)。以上のことから、

本研究における実験では、突固めによるクリンカアッシュの粒子破碎の程度は、粒径加積曲線上で確認できるほど明確なものではなく、また、S-C 混合土の土質分類に影響を与えるものではなかった。

4.1 突固めによる締固め試験

突固めによる土の締固め試験 (A-b 法) における試料の乾燥密度-含水比曲線を図-5 に示す。土試料と S-C 混合土の最大乾燥密度： ρ_{dmax} および最適含水比： w_{opt} は、それぞれ、 $\rho_{dmax} = 1.520 \text{ g/cm}^3$ および $w_{opt} = 26.78\%$ と $\rho_{dmax} = 1.335 \text{ g/cm}^3$ および $w_{opt} = 23.84\%$ であり、いずれも S-C 混合土の方が小さい。

4.2 吸水膨張試験

本試験における供試体は、突固めによる締固め (E-b 法：乾燥法・非繰返し法、突固め層数：3 層、突固め回数：92 回) によって得られた最適含水比になるように作製した。吸水膨張試験における試料の膨張量を図-6 に示す。土の膨潤特性については、密度が高いほど、すなわち、締固め回数が多いほど、膨張量が大きくなる⁹⁾とされるが、本研究では、土試料および S-C 混合土のいずれも締固め回数が 42 回における供試体の膨張量が最も大きく、次いで締固め回数：92 回、17 回であった。この現象については、吸水膨張試験前の供試体の含水比の若干の違いや、含まれる粘土鉱物の膨潤量のばらつきなどが考えられるが、本研究における一例のみから判断することは難しい。これについては、今後、例えば、粘土鉱物の種類や含有量の異なる試料について試験をおこなうことにより明らかになると考えられる。土試料と S-C 混合土の膨張量は、4.9~9.6 mm と 0.2~1.5 mm であり、S-C 混合土の方が小さい。

次に、供試体の膨張量から(12)式によって算出した土試料および S-C 混合土の各締固め回数ごとの膨張比を表-2 に示す。

$$r_e = \frac{d_e}{h_0} \times 100 (\%) \quad (12)$$

ここで、 r_e ：膨張比、 d_e ：膨張量、 h_0 ：供試体の初期の高さ (= 125 mm) である。

膨張比： r_e による道路舗装における路床の状態の目安は、 $r_e < 1\%$ で良好、 $1 \leq r_e \leq 3\%$ で普通、 $r_e > 3\%$ で不良とされる⁹⁾。本研究で用いた土試料は、粉末 X 線回折データ (図-1) に基づくと、膨潤性粘土鉱物である 1.0 nm ハロイサイトが含まれている試料であり、膨張比： r_e は 3.9~7.7% と大きい。一方、S-C 混合土の膨張比： r_e は 0.2~1.2% であり、土試料に比べて大きく低下した。このことから、クリンカアッシュの混合により、膨潤性粘土鉱物を含む土試料においても、膨張量を抑えることができ、路床状態の品質の向上が期待できる。なお、膨張量の抑制については、化学的なものではなく、粒度組成において、粗粒土の存在

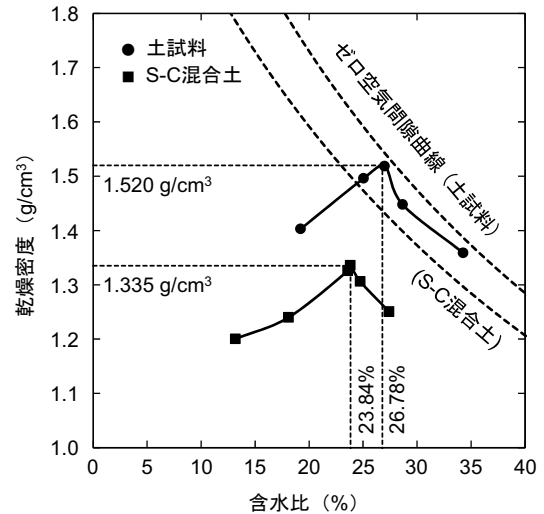


図-5 締固め試験 (A-b 法) における試料の乾燥密度-含水比曲線

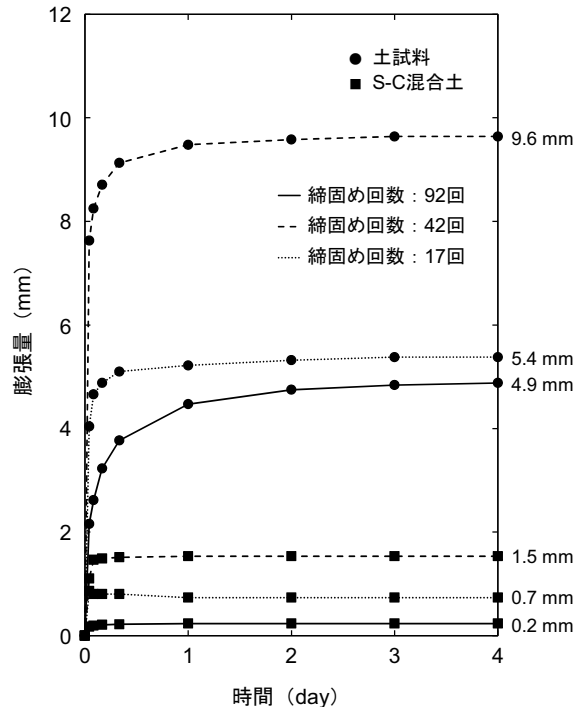


図-6 吸水膨張試験における試料の膨張量

表-2 試料の膨張比

	膨張比 (%)	
	土試料	S-C混合土
締固め回数：92回	3.9	0.2
締固め回数：42回	7.7	1.2
締固め回数：17回	4.3	0.6

割合が大きくなり、大きな粒子群が構成する骨格の中に比較的粒径の小さい土粒子が閉じ込まれるようなインター

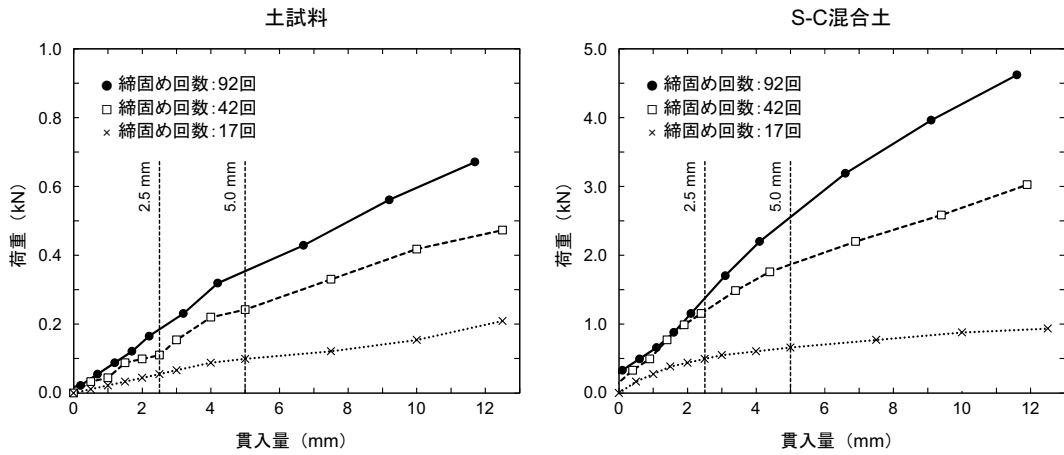


図-7 CBR 試験における試料の荷重－貫入量曲線

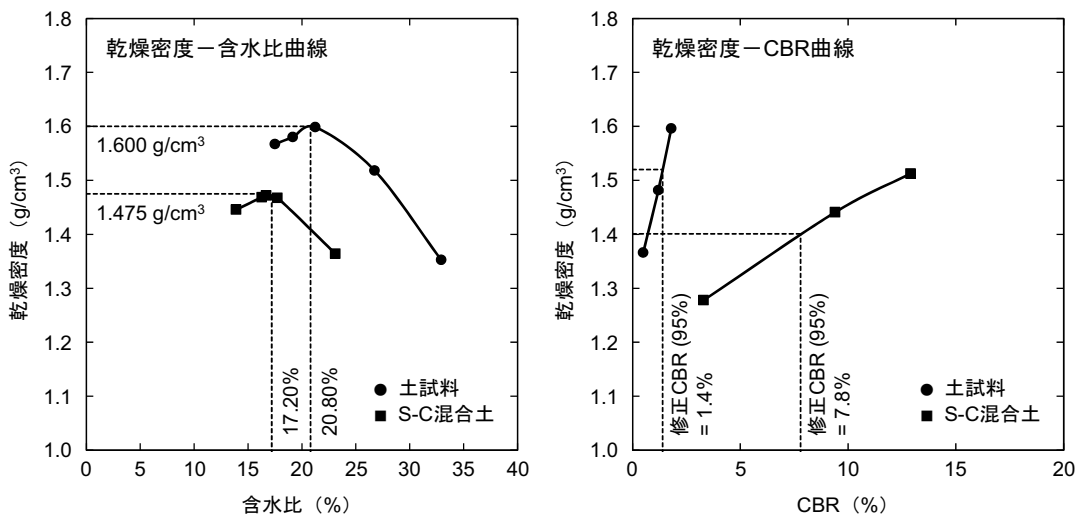


図-8 CBR 試験における試料の乾燥密度－含水比曲線および乾燥密度－CBR 曲線

ロックキングによるものと考えられる。

4.3 CBR 試験

CBR 試験における荷重－貫入量曲線を図-7 に、突固めによる土の締固め試験 (E-b 法) における試料の乾燥密度－含水比曲線および乾燥密度－CBR 曲線を図-8 に示す。

荷重－貫入量曲線 (図-7) より、貫入ピストンを供試体に 12.5 mm 貫入するのに要する荷重は、いずれの締固め回数も土試料に比べて S-C 混合土の方が大きい、いずれも曲線に大きな違いは見られない。なお、土試料の締固め回数：92 回と、S-C 混合土の締固め回数：92 回および 42 回については、原点付近で荷重の値が上がらず、下に凸の曲線であったため、原点修正をおこなった。

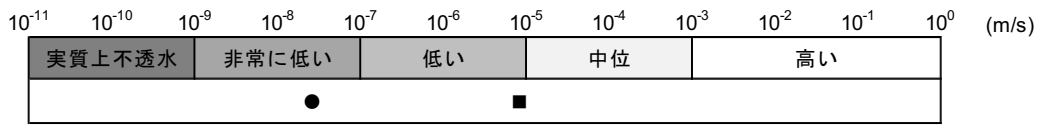
前述のように、CBR 試験における供試体は E-b 法における締固めによって作製したが、土試料と S-C 混合土の最大乾燥密度： ρ_{dmax} および最適含水比： w_{opt} は、それぞれ、 $\rho_{dmax} = 1.600 \text{ g/cm}^3$ および $w_{opt} = 20.80\%$ と $\rho_{dmax} = 1.475 \text{ g/cm}^3$ および $w_{opt} = 17.20\%$ であり、いずれも S-C 混合土の方が小さく、締固め試験 (A-b 法) と同様の結果が得られ

た。土試料および S-C 混合土のいずれも E-b 法による締固め曲線は、A-b 法による締固め曲線よりも左上方に位置している (図-5 および図-8)。

CBR は、いずれの試料も貫入量 5.0 mm における荷重を標準荷重 (= 19.9 kN) で除した値を採用している。最大乾燥密度の 90% および 95% における修正 CBR は、土試料で 1.0% および 1.4%、S-C 混合土で 5.1% および 7.8% であり、S-C 混合土の方が大きい (図-8)。本研究で用いた試料のみでは、修正 CBR に関する材料規定⁵⁾のいずれも満足しないが、S-C 混合土については、高速道路の路床への適用が可能となる。このことから、クリンカアッシュの混合による、路床などの支持力の向上が期待できる。

4.4 変水位透水試験

変水位透水試験結果を図-9 に示す。土試料と S-C 混合土の透水係数： k は、それぞれ、 $k = 2.66 \times 10^{-8} \text{ m/s}$ と $k = 8.95 \times 10^{-6} \text{ m/s}$ であり、S-C 混合土の方が大きい。このことから、クリンカアッシュの混合による透水性の向上が見られた。粒径加積曲線 (図-2) より、土試料と S-C 混合土



- 土試料 (透水係数 : $k = 2.66 \times 10^{-8}$ m/s, 間隙比 : $e = 0.82$, 飽和度 : $S_r = 99.2\%$)
- S-C混合土 ($k = 8.95 \times 10^{-8}$ m/s, $e = 0.74$, $S_r = 86.0\%$)

図-9 試料の変水位透水試験結果

の20%通過径： D_{20} は、それぞれ、 $D_{20} = 0.001$ mm程度と $D_{20} = 0.01$ mm程度であることから、土試料とS-C混合土の透水係数に違いが見られたのは、クリンカアッシュの混合による粒度分布の変化が主因であると考えられる。透水試験後の土試料とS-C混合土の飽和度： S_r は、それぞれ、 $S_r = 99.2\%$ と $S_r = 86.0\%$ であり、S-C混合土の方が小さい。このことから、同一脱気時間に対して、クリンカアッシュの飽和度は上昇しにくいことがわかる。また、透水試験後の土試料とS-C混合土の間隙比： e は、それぞれ、 $e = 0.82$ と $e = 0.74$ であり、S-C混合土の方が小さい。クリンカアッシュは多孔質材料であるにもかかわらず、S-C混合土の間隙比は、土試料に比べて小さい。この理由については、今後の検討課題である。以上のことから、土試料とS-C混合土の透水係数を比較するうえでは、20%通過径： D_{20} などの指標を用いることが適切であると考えられる。

5. 結 言

土試料に礫分を多く含むクリンカアッシュを混合することによる土質改良効果をまとめると次のとおりである。

- (1) 土粒子密度は、土試料のみに比べてS-C混合土の方が小さい。
 - (2) クリンカアッシュの粒子破碎の程度は、締固め試験前後におけるS-C混合土の粒径加積曲線上で確認できるほど明確なものではなく、また、三角座標における土質分類に影響を与えるものではなかった。
 - (3) 突固めによる締固め試験結果より、土試料のみに比べてS-C混合土の最大乾燥密度および最適含水比が低下した。
 - (4) 変水位透水試験結果より、土試料のみに比べてS-C混合土の透水係数が大きくなり、透水性の向上が見られた。
 - (5) 吸水膨張試験結果より、土試料のみに比べてS-C混合土の膨張比が小さくなり、膨張量の抑制が期待できる。
 - (6) CBR試験結果より、土試料のみに比べてS-C混合土の修正CBRが大きくなり、支持力の向上が期待できる。
- 以上のことから、クリンカアッシュを土試料に混合することにより、土試料のみに比べて単位体積重量が小さくな

り、修正CBRおよび透水係数が大きくなることから、軽量盛土材料、排水材料、路床・路盤材料などに適用することが可能であると考えられる。ただし、本研究における実験結果は、土試料とクリンカアッシュの種類および土試料とクリンカアッシュの混合比が1種類のみであることから、上記に示すような土質改良効果は普遍的なものとは判断することは難しい。今後の課題として、様々な種類の土試料や土試料とクリンカアッシュの混合比を変えて試験をおこなう必要がある。

謝辞

本研究をおこなうにあたり、土試料の採取にご協力いただいた鳥取県中部総合事務所農林局基盤整備室山本大輔氏に心よりお礼申し上げます。

参考文献

- 1) 吉岡一郎，中下明文：クリンカアッシュの基礎物性と地盤材料への有効利用技術について，地盤と建設，Vol.30, No.1, pp.9-17, 2012.
- 2) 若槻好孝，田中 等，内田裕二，入江功二郎，兵動正幸，吉本憲正：クリンカアッシュの材料特性と適用性の検討，地盤工学ジャーナル，Vol.2, No.4, pp.271-285, 2007.
- 3) 若槻好孝，兵動正幸，吉本憲正，穴井隆太郎，吉永祐二，吉岡一郎，中下明文：クリンカアッシュの粒子特性と緩詰め状態の強度・変形特性，土木学会論文集C, Vol.65, No.4, pp.897-914, 2009.
- 4) 大西正人，清水正喜，中村公一，西村 強，吉岡一郎，中下明文：ため池底泥土とクリンカアッシュ混合土の土質工学的性質，平成25年度第65回土木学会中国支部研究発表概要集，III-23, pp.1-2, 2013.
- 5) 地盤工学会 室内試験規格・基準委員会：地盤材料試験の方法と解説，(社)地盤工学会，1156p., 2010.
- 6) 斎藤孝夫，箭内寛治：締固めた土の二，三の膨潤特性について，土木学会論文報告集，No.172, pp.11-18, 1969.

(2013年6月24日 受付)