

アスファルト舗装におけるクリンカアッシュの復元・永久変形挙動 Resilient / Permanent Deformation of Clinker Ash in Asphalt Pavement

○村上由貴¹, 小田喜隆二², 竹内康³, 岡澤宏³

Y. Murakami, R. Odaki, Y. Takeuchi and H. Okazawa

1. はじめに 石炭火力発電所から排出される石炭灰の有効利用が課題となっている。石炭灰には、ボイラ底部から回収されるクリンカアッシュと集塵機で回収されるフライアッシュがある。筆者らは、重錘落下式の舗装非破壊試験機 (Falling Weight Deflectometer, FWD) による調査を実施し、福島県川内村の「県営ふるさと農道緊急整備事業」において路床置換材あるいは凍上抑制材として用いられたクリンカアッシュの支持力評価を行った。その結果、当該事業区間のクリンカアッシュ置換層は設計値を上回る支持力を有してはいるものの、室内試験結果から想定される支持力には達しておらず、施工時に十分な締固め効果が得られなかったものと考えられた。

本研究では、川内村で使用したものと同等 (同一石炭火力発電所) のクリンカアッシュを用い、繰返し三軸圧縮試験により締固め度が異なった場合の復元・永久変形特性を把握するとともに、FWD 試験解析結果との整合性および長期供用性について検討したので報告する。

2. FWD試験結果概要 FWD 試験による支持力調査は、農道緊急整備事業実施地区である福島県川内村下川内地区において、2007年8月21日～22日にかけて実施した。そして、測定データから多層弾性理論に基づく逆解析プログラム BALM for Windows を用いて表層～路床の弾性

係数を求めた。

当該区間の舗装構造は表-1 に示すとおりであり、逆解析にあたっては同じクリンカアッシュを用いた凍上抑制層と置換層は同一層として扱った。解析結果は図-1 に示すとおりで、凡例 E1～E4 は表層～路床の弾性係数を示している。図-1 において、クリンカアッシュ層 (E3) と路床 (E4) の弾性係数には大きな差は認められない。これは、施工時にクリンカアッシュが路床に食い込んでしまい、設計厚よりも大きくなったためだと考えられる。これについては、今後の調査が必要になると考えられる。

3. 繰返し三軸圧縮試験結果 繰返し三軸圧縮試験は、舗装調査・試験法便覧 E016 に準拠し、表-2 に示す性状のクリンカアッシュを用いて締固め度 $D_c=85\sim100\%$ の供試体を作製し、 $\sigma_1=98\text{kPa}$, $\sigma_3=40, 60, 80\text{kPa}$ の条件で、繰返し载荷回数が 20000 回になるまで行った。なお、繰返し载荷に伴い供試体には塑性ひずみが累積されるが、軸差応力 σ_d と除荷後の復元ひずみ ϵ^p から復元弾性係数 M_R を求めることができる。また、载荷回数 N の増加に伴う累積塑性ひずみ ϵ^p は (1) 式によって近似することができるが、竹内ら (2001) は、 $N=1$ のときの塑性ひずみ I と

表-1 FWD 調査区間の舗装構造

設計 CBR	3
表層	4cm (密粒アスファルト混合物 13F)
路盤層	15cm (M-40)
凍結抑制層	19cm (クリンカアッシュ)
置換層	41cm

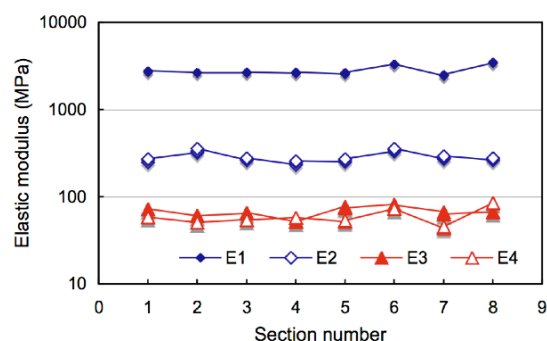


図-1 FWD 調査区間の弾性係数

1 福島県 Fukushima Prefecture, 2 中日本高速道路(株) Central Nippon Expressway Co.,Ltd

3 東京農業大学 Tokyo University of Agriculture

Key Words: アスファルト舗装, クリンカアッシュ, 構築路床, 繰返し三軸圧縮試験, FWD 試験

表-2 クリンカアッシュの基本特性

試験項目	試験値	試験項目	試験値
土粒子密度	2.14g/cm ³	自然含水比	—
均等係数	16.0	最適含水比	34.2%
曲率係数	0.56	最大乾燥密度	1.219g/cm ³
最大粒径	9.5mm	室内 CBR	66.8%

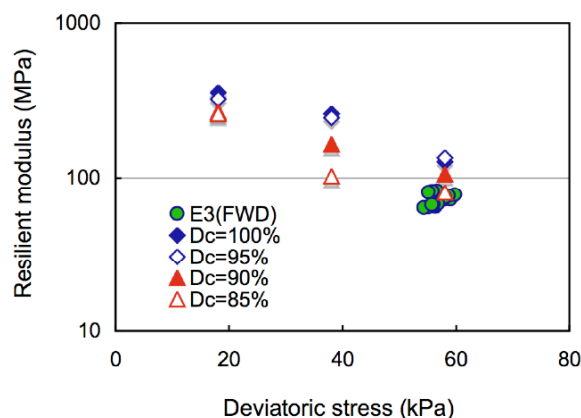


図-2 D_C の変化に伴う σ_d と M_R の関係

塑性ひずみ増分 S は、供試体の拘束状態や弾性係数によって変化することから、(2)式に示す偏差ひずみエネルギーによってこれらパラメータの変化を説明できることを示した。そのため、本研究でもこれに従い、 I と S の変化を偏差ひずみエネルギーによって把握することとした。

$$\varepsilon^p = I \cdot N^S \quad \dots\dots\dots (1)$$

$$E_{dev} = \frac{1+\nu}{M_R} J_2 \quad \dots\dots\dots (2)$$

ここに、 ν はポアソン比、 J_2 は偏差応力の第2不変量である。

図-2 に D_C の変化に伴う σ_d と M_R の関係を示す。また、同図には図-1 に示したクリンカアッシュの層弾性係数 E_3 と σ_d の関係をプロットした。なお、 E_3 と σ_d の関係は、多層弾性理論による順解析プログラム GAMES を用い、FWD 载荷 (49kN) にともなうクリンカアッシュ層の応力解析結果より求めた。その結果、 D_C に伴い M_R も小さくなる傾向にあることがわかる。また、FWD 試験により求めたクリンカアッシュの層弾性係数は $D_C=85\sim90\%$ の値と概ね一致することがわかる。このことより、川内村でのクリンカアッシュ置換層は十分な支持力を有してはいるものの、目標値である $D_C=90\%$ を僅かに下回っていることがわかった。

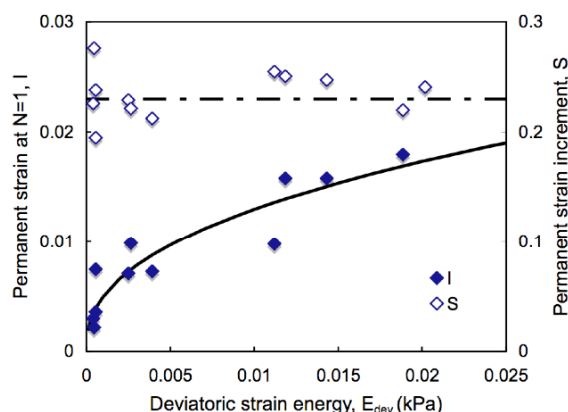


図-3 E_{dev} と I , S の関係

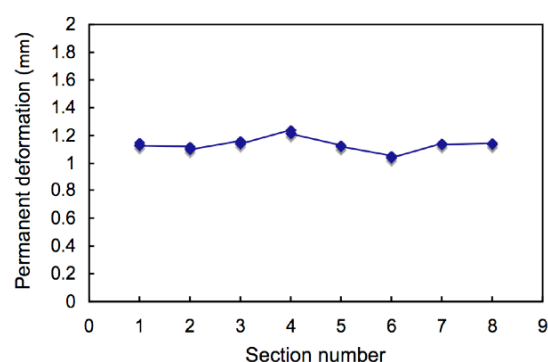


図-4 各工区の永久変形量予測値

次に E_{dev} と I および S の関係を図-3 に示す。これらの結果より、 E_{dev} と I は(3)式により近似できることがわかった。また S は E_{dev} によらずほぼ一定値 (0.23) を示すことがわかった。

$$I = 0.089 \cdot E_{dev}^{0.4184} \quad \dots\dots\dots (3)$$

また、図-1 および図-3 の結果を用い、多層弾性解析結果よりクリンカアッシュ置換層の永久変形解析を行った。このときの繰返し载荷回数は、II 交通の疲労破壊輪数にあわせ、 $N=30000$ 回とした。その結果、図-4 に示すようにクリンカアッシュ置換層の永久変形量は 1.0～1.4mm 程度であり、締固め度の不足が舗装の長期供用性に大きな影響を与えないことがわかった。

4.まとめ 以上の結果より、クリンカアッシュは良質な路床置換材料として使用でき、長期供用性についても問題は無いものと考えられる。これについては、今後も同地区の供用性をモニタリングし、検証する必要があると考えられる。

参考文献 竹内 他(2001)：コンクリート舗装における路盤面の残留変形解析に関する研究，土木学会舗装工学論文集，Vol6，pp.161-172.