

# 路床の新たな評価手法による道路舗装設計の合理化の取組み

近藤益央・宮武裕昭・綾部孝之・藪 雅行

## 1. はじめに

道路土工と舗装は段階的に施工されており、適用される技術基準が異なるものの、それぞれの特性に応じた設計法が用いられ、連携をとりながら工事が行われている。道路土工は道路土工指針<sup>1)</sup>により締固め度を用いて施工管理しており、工事完了後の品質管理も仕様書に定められている締固め度を満足しているか確認している。舗装では舗

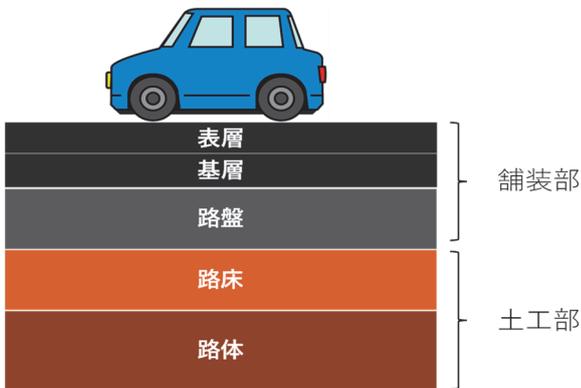


図-1 道路の構造



写真-1 路床の生石灰混合状況



写真-2 路床の転圧状況

装設計施工指針<sup>2)</sup>により、使用する路床材料を用いてCBR試験<sup>3)</sup>を行い、得られたCBR値から経験にもとづく設計方法であるTA法<sup>2)</sup>により舗装断面を決定しているのが一般的である。

道路は、図-1に示すように通行する交通荷重を表層、基層、路盤、路床を通じて路体に伝達する構造である。舗装の経験にもとづく設計法であるTA法では路床の下限CBR値は3であり、これを満足しない場合には路床改良を行う等の措置が必要になる。そのため、道路土工では路床に求められる締固め度でCBR値が3以上になる路床材を調達して使用するのが一般的である。逆に改良路床等でCBR値が20を超えるような場合であっても一律CBR値を20として舗装を設計するため高い改良効果が有効に考慮されない場合もある。路床及び路体に対する新たな材料や施工方法が提案される中、より合理的な舗装を構築していくためには、舗装の耐久性等に影響を与える施工後の路床等の状態を適切に評価していただくことが求められる

以上を踏まえて、本検討では、路床の一般的な施工管理に用いられる転圧回数と締固め度、支持力との関係性について整理を通じて、路床の締固め評価法について検討した。さらに、舗装の理論的設計方法を用いて、舗装の耐久性に大きな影響を与える路床の弾性係数について、その計測方法と弾性係数に影響を与える要素の確認を行ったので紹介する。

## 2. 路床の締固め

### 2.1 路床の施工管理と品質管理

路床の評価方法を検討するため転圧回数の異なる路床を作成し、様々な評価手法を用いて締固め度や支持力の評価方法を検討した。

路床の評価試験は土木研究所つくば中央研究所土工実験施設内で実験を行った。評価対象とした路床材は、標準的な良質山砂、生石灰改良した現場発生土、セメント改良した現場発生土の3種類

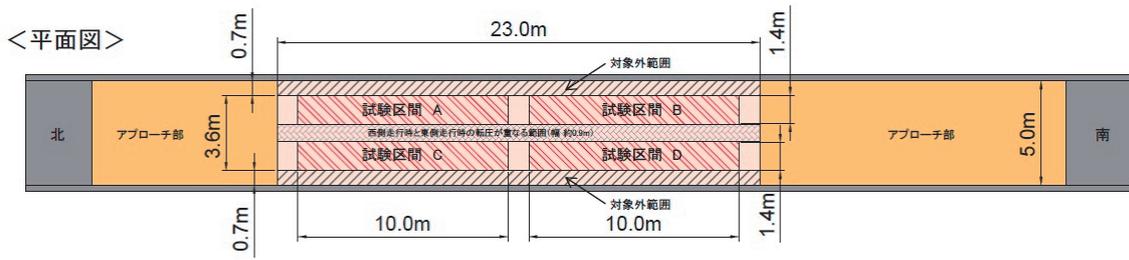


図-2 路床の試験区分

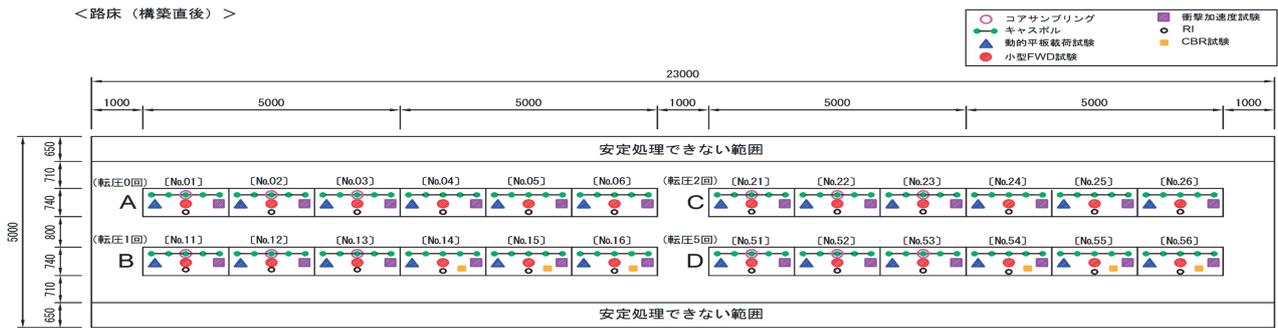


図-3 試験区分内で実施した評価試験項目

表-1 路床の評価試験結果

項目	区分	CASE-3 セメント安定処理土										CASE-2 石灰安定処理土										CASE-1 山砂																				
		構築直後					構築から13日目					構築直後					構築から14日目					構築直後																				
		A	B	C	D	A	B	C	D	A	B	C	D	A	B	C	D	A	B	C	D	A	B	C	D																	
密度系	RI計器による密度試験	1.416	1.604	1.666	1.727	1.472	1.632	1.692	1.775	1.368	1.439	1.549	1.583	1.354	1.420	1.480	1.586	1.791	1.842	1.928	1.994	1.011	1.163	1.211	1.247	1.081	1.200	1.240	1.308	1.089	1.118	1.208	1.198	1.079	1.110	1.135	1.211	1.608	1.653	1.728	1.784	
	湿潤密度 (g/cm³)	1.416	1.604	1.666	1.727	1.472	1.632	1.692	1.775	1.368	1.439	1.549	1.583	1.354	1.420	1.480	1.586	1.791	1.842	1.928	1.994	1.011	1.163	1.211	1.247	1.081	1.200	1.240	1.308	1.089	1.118	1.208	1.198	1.079	1.110	1.135	1.211	1.608	1.653	1.728	1.784	
	乾燥密度 (g/cm³)	1.364	1.364	1.364	1.364	1.364	1.364	1.364	1.364	1.279	1.279	1.279	1.279	1.279	1.279	1.279	1.279	1.279	1.786	1.786	1.786	1.786	1.364	1.364	1.364	1.364	1.364	1.364	1.364	1.364	1.279	1.279	1.279	1.279	1.279	1.279	1.279	1.279	1.786	1.786	1.786	1.786
	最大乾燥密度 (g/cm³)	1.364	1.364	1.364	1.364	1.364	1.364	1.364	1.364	1.279	1.279	1.279	1.279	1.279	1.279	1.279	1.279	1.279	1.786	1.786	1.786	1.786	1.364	1.364	1.364	1.364	1.364	1.364	1.364	1.364	1.279	1.279	1.279	1.279	1.279	1.279	1.279	1.279	1.786	1.786	1.786	1.786
	含水比 (%)	40.1	38.0	37.6	38.4	36.3	36.0	36.6	35.8	25.5	28.7	28.2	32.1	25.5	28.0	30.4	31.0	11.3	11.4	11.5	11.8	40.1	38.0	37.6	38.4	36.3	36.0	36.6	35.8	25.5	28.7	28.2	32.1	25.5	28.0	30.4	31.0	11.3	11.4	11.5	11.8	
支持力系	小型FWD試験	74.1	85.3	88.8	91.4	79.2	87.9	90.9	95.9	85.2	87.4	94.5	93.7	84.4	86.8	88.7	94.7	90.0	92.6	96.7	99.9	74.1	85.3	88.8	91.4	79.2	87.9	90.9	95.9	85.2	87.4	94.5	93.7	84.4	86.8	88.7	94.7	90.0	92.6	96.7	99.9	
	動的平板載荷試験	47	75	111	142	263	296	413	419	55	62	61	116	149	158	135	290	124	119	128	120	47	75	111	142	263	296	413	419	55	62	61	116	149	158	135	290	124	119	128	120	
	衝撃加速度試験	10	15	25	28	50	56	74	78	12	14	14	26	54	45	29	62	32	32	31	29	10	15	25	28	50	56	74	78	12	14	14	26	54	45	29	62	32	32	31	29	
	衝撃反力係数K30相当 (MN/m²)	29	34	40	44	91	92	125	141	26	27	37	51	37	49	71	132	11	8	15	11	29	34	40	44	91	92	125	141	26	27	37	51	37	49	71	132	11	8	15	11	
	変形係数E pFWD (MN/m²)	41.3	44.6	49.4	51.1	61.2	74.9	84.9	85.6	36.2	37.4	44.1	58.0	47.7	49.4	54.3	83.5	24.4	23.0	27.4	25.0	41.3	44.6	49.4	51.1	61.2	74.9	84.9	85.6	36.2	37.4	44.1	58.0	47.7	49.4	54.3	83.5	24.4	23.0	27.4	25.0	
現場CBR試験	10.1	11.6	13.3	14.1	15.8	18.3	19.9	22.1	9.9	8.5	12.1	11.7	12.7	9.7	11.7	17.3	5.2	4.6	5.6	5.9	10.1	11.6	13.3	14.1	15.8	18.3	19.9	22.1	9.9	8.5	12.1	11.7	12.7	9.7	11.7	17.3	5.2	4.6	5.6	5.9		
CBR R推定値 (%)	11.4	13.8	16.6	17.7	20.6	24.6	26.5	30.6	10.9	8.7	14.6	13.8	15.4	10.7	13.9	22.9	3.4	2.5	4.0	4.6	11.4	13.8	16.6	17.7	20.6	24.6	26.5	30.6	10.9	8.7	14.6	13.8	15.4	10.7	13.9	22.9	3.4	2.5	4.0	4.6		
現場CBR試験	CBR (%)	-	-	-	-	12.5	15.6	18.8	21.8	-	-	-	-	11.0	8.2	11.4	19.7	2.1	2.1	3.4	2.2	-	-	-	-	12.5	15.6	18.8	21.8	-	-	-	-	11.0	8.2	11.4	19.7	2.1	2.1	3.4	2.2	

である。生石灰及びセメント改良は写真-1に示すスタビライザを使用した。また、転圧には写真-2に示す土工用振動ローラを使用した。

### 2.1.1 路床の評価試験

改良路床の評価試験は改良路床の転圧直後と転圧後13日目もしくは14日目にも一部の評価試験を実施した。図-2に示すように転圧回数0回が試験区分A、転圧回数1回が試験区分B、転圧回数2回が試験区分C、転圧回数5回が試験区分Dとし、各試験区分で実施した試験内容を図-3に示す。これは、改良路床の場合、固化が進行した状態での評価を目的として実施したものである。セメント系の場合、28日強度を設計値として用いるため、固化後の評価も28日目に行うのが適切であると考えられるが、実験スケジュールから14日目強度で評価することとした。なお、コアカッターによる密度試験は固化後のサンプリングが困難なため実施しなかった。

表-1に路床の評価試験結果を示す。RI計器による湿潤密度の変化に着目すると、振動ローラによる転圧回数の増加により密度も増加していることがわかる。基準となるCASE-1である山砂を路床材として用いた場合には、ミニショベル3tクラスで敷均しを行った状態である転圧回数0回でも締固め度が90%に達しており、転圧回数が5回のD区間では締固め度が99.9%であった。他の改良路床においても同様に転圧回数の増加により締固め度も増加していた。セメント改良(CASE-3)の場合、構築直後の締固め度と構築後14日程度の締固め度を比較すると、構築後14日程度の方が締固め度の増加が認められたが、生石灰改良(CASE-2)の場合はほとんど変化が認められなかった。これは、生石灰改良の場合には攪拌混合により母材である発生土の含水比により締固め度の増加を期待しているためと考えられる。これに対して、セメント改良の場合は母材である発生土

の含水とセメントとの水和反応が攪拌終了後も継続して固化しているためと考えられる<sup>4)</sup>。

支持力系の評価試験では、改良土の場合には締固め度と同様に転圧回数の増加により支持力評価も若干増加しているが、山砂の場合には転圧回数の増加により支持力系の評価値が顕著に増加することはなかった。改良土の構築直後の支持力と構築後14日程度の支持力を比較すると、セメント改良土の場合は構築後14日程度の支持力が構築直後の2倍程度まで増加したが、生石灰改良の場合は1.5倍程度と増加度合いが若干低かった。これは、生石灰改良の場合には攪拌混合後の早い段階で反応が終了するのに対して、セメント改良の場合は母材である発生土とセメントとの反応が時間をかけて進行し、時間経過による強度増加が大きいためと考えられる。

2.2 路床材料が弾性係数に与える影響の検討

アスファルト舗装の多層弾性理論により、土工と舗装を一体として設計をする手法として理論的設計法がある。その理論的設計法において、弾性係数は重要な入力パラメータである<sup>4)5)</sup>。そのため、理論的設計により舗装構造設計を行う場合は、路床や舗装各材料の弾性係数をレジリエントモジュラス（以下「Mr」という。）試験等の室内試験により実測し適切に設定する必要がある。しかし、路床材の弾性係数は拘束圧等の応力状態や粒度、飽和度、締固め度等の材料特性に依存する性質があり、これらを考慮した舗装構造設計方法は確立されていない。そこで本検討では、材料特性が弾性係数に与える影響について整理するために、砂質土を用いて飽和度や締固め度の異なる供試体を製作しMr試験及び動的三軸試験を実施した。

2.2.1 検討内容

舗装構成材料の弾性係数を求める場合にはMr試験が用いられる<sup>6)</sup>。また、土の動的変形特性として弾性係数を求める場合には、地盤工学分野では繰返し三軸試験が用いられる。本検討では、同一の路床材料に対して、「地盤材料の変形特性を求めるための繰返し三軸試験」（以下「動的変形試験」という。）とMr試験を実施した。拘束圧条件はMr試験で規定される3ケース（41、28、14kPa）とし、偏差応力を変えつつ、動的変形試験を実施した。試験に使用した材料は細粒分質砂で粒径分布図を図-4に、物性値を表-2に示す。Mr試験に用いる供試体の作製方法及び試験方法は、舗装調査・試験法便覧「路盤材・路床材のレジリエントモジュラス試験方法」に準拠し、供試体は、締固め度Dc=90%、93%、95%、98%の4密度に対して、締固め曲線に対する乾燥側w<sub>opt-α</sub>、湿潤側w<sub>opt+α</sub>の各含水比で作製した。動的変形試験に用いる供試体の作製方法は地盤工学会基準「土の三軸試験の供試体作製・設置方法」JGS 0520-2009に準拠し、供試体は、締固め度Dc=90%、93%、95%の3密度に対して、締固め曲線に対する乾燥側w<sub>opt-α</sub>、最適含水比w<sub>opt</sub>、湿潤側w<sub>opt+α</sub>の各含水比で作製した。試験方法は地

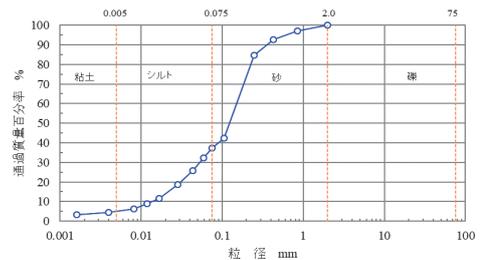


図-4 試験に使用した細粒分質砂の粒径分布図

表-2 試料の物性値

項目	物性値	
土粒子の密度 ρ <sub>s</sub> g/cm <sup>3</sup>	2.694	
自然含水比 w <sub>n</sub> %	5.8	
粒度特性	礫 分 2~75mm	0
	砂 分 0.075~2mm	62.8
	シルト分 0.005~0.075mm	32.2
	粘土分 0.005mm未満	5.0
	最大粒径 D <sub>max</sub> mm	2.00
	均等係数 U <sub>c</sub>	11.1
締固め	締固め試験方法	A-c法
	最大乾燥密度 ρ <sub>dmax</sub> g/cm <sup>3</sup>	1.724
	最適含水比 w <sub>opt</sub> %	17.0

表-3 試験条件

試験名	レジリエントモジュラス試験	動的変形試験
供試体寸法	φ100mm, H200mm	φ50mm, H100mm
試験時の供試体飽和条件	w <sub>opt-α</sub> (乾燥側) w <sub>opt+α</sub> (湿潤側)	w <sub>opt-α</sub> (乾燥側) w <sub>opt</sub> (最適含水比) w <sub>opt+α</sub> (湿潤側)
圧密応力	41(予備載荷) → 41 → 28 → 14 kN/m <sup>2</sup>	41 → 28 → 14 kN/m <sup>2</sup>
繰返し載荷回数	予備載荷(41kN/m <sup>2</sup> )1,000回 1応力あたり100回	1応力あたり11回
載荷方法	ハーバーサイン波 (載荷時間0.1秒、休止時間0.9秒)	正弦波 0.1Hz
各応力における載荷段階数	1応力あたり5~6段階	1応力あたり9~12段階
試験時の排水条件	排気・排水条件	排気・排水条件

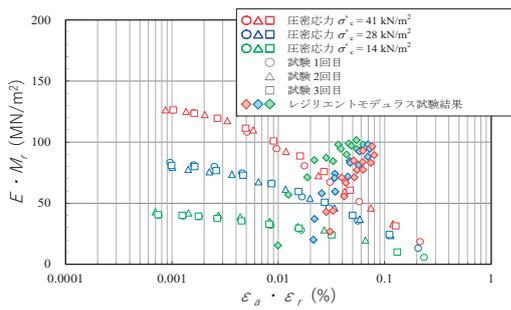


図-5  $E \cdot M_r \sim \varepsilon_a, \varepsilon_r$  関係

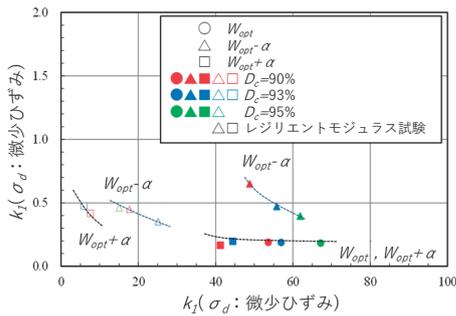


図-6  $k_1(\sigma_d: \text{微小ひずみ}) \sim k_2(\sigma_d: \text{微小ひずみ})$  関係

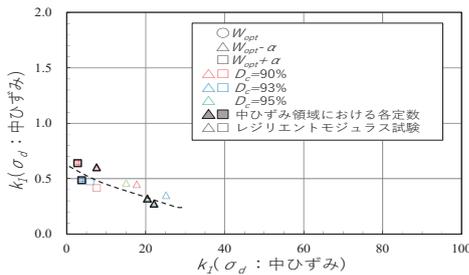


図-7  $k_1(\sigma_d: \text{中ひずみ}) \sim k_2(\sigma_d: \text{中ひずみ})$  関係

盤工学会基準「地盤材料の変型特性を求めるための繰返し三軸試験方法」JGS 0542-2009に準拠して実施した。表-3に実施したMr試験と動的変形試験の試験条件を示す。

### 2.2.2 試験結果

#### (1) Mr試験結果と動的変形試験結果を比較

動的変形試験で得られた等価ヤング率Eと軸ひずみ  $\varepsilon_a$  の関係に、Mr試験により求められたMr値と復元軸ひずみ  $\varepsilon_r$  の関係を重ね合わせたものを図-5（締固め度  $D_c = 95\%$  の乾燥側含水比  $w_{opt} - \alpha$ ）に示す。動的変形試験で供試体に作用させる軸ひずみは、Mr試験より広い範囲の軸ひずみを作用させていることがわかる。動的変形試験では軸ひずみの増加に伴って等価ヤング率Eが低下する傾向を示し、Mr試験では軸ひずみの増加に伴ってMr値は増大する傾向を示している。等価ヤング率EとMr値における  $k_1 - \sigma_d$  と  $k_2 - \sigma_d$  の関係を図-6及び図-7に示す。両者を比較すると、 $k_2$ に

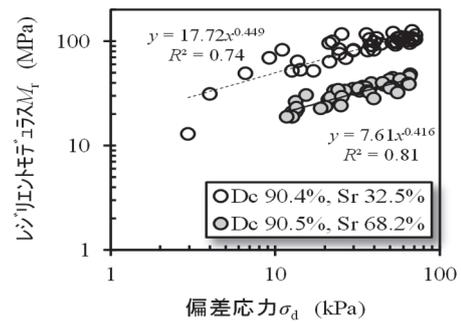


図-8 Mr試験結果（目標締固め度90%）

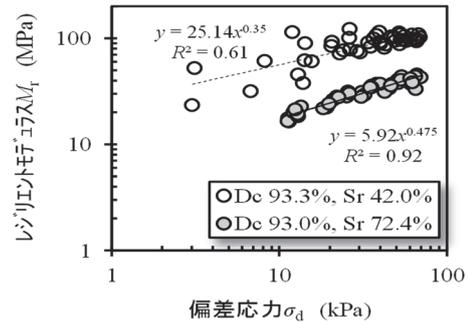


図-9 Mr試験結果（目標締固め度93%）

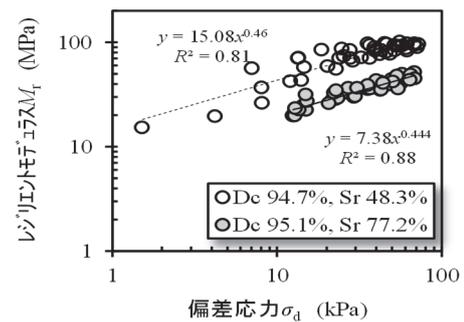


図-10 Mr試験結果（目標締固め度95%）

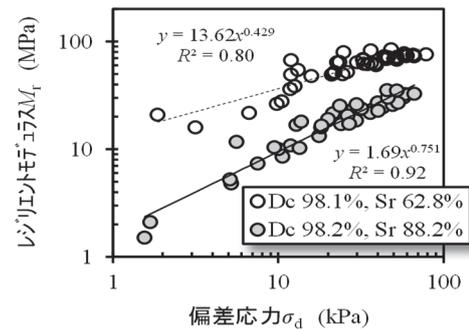


図-11 Mr試験結果（目標締固め度98%）

は大きな違いはみられないが、 $k_1$ は等価ヤング率Eと偏差応力  $\sigma_d$  から求めた方が大きい。図-7からは等価ヤング率Eと偏差応力  $\sigma_d$ （中ひずみ）から求めた  $k_1$  と  $k_2$  の関係とMr値と偏差応力  $\sigma_d$  から求めた  $k_1$  と  $k_2$  の関係を比較すると、両者は比較的近い傾向を示していることがわかる。

#### (2) 回帰式の材料定数算出結果

Mr試験結果を式(1)に示す回帰式k-σモデルよ

り偏差応力とMr値について分析し、供試体の締固め度毎に飽和度の異なる2ケースについて整理した結果を図-8~11に示す。図-8~11より、全てのケースにおいて偏差応力とMr値には正の相関関係があり、Mr値は応力状態に依存していることがわかる。また、同一の締固め度でも飽和度が高い方がMr値は小さい値を示すことがわかった。

$$M_r = k_1 \cdot \sigma_d^{k_2} \quad (1)$$

$$M_r = k_1 \cdot p_a \left( \frac{\theta}{p_a} \right)^{k_2} \left( \frac{\tau_{oct}}{p_a} + 1 \right)^{k_3} \quad (2)$$

$k_1 \sim k_3$  : 材料定数

$p_a$  : 大気圧(=101.3kPa)

$\sigma_d$  : 偏差応力(=  $\sigma_1 - \sigma_3$  )

$\theta$  : 主応力和(=  $\sigma_1 + 2\sigma_3$  )

$\tau_{oct}$  : 八面体せん断応力(主応力下では  $\sqrt{2}\sigma_d/3$ )

次に、Mr試験結果から式(1)、式(2)の材料定数および決定係数を算出した結果を表-4に示す。式(2)は、米国の力学的・経験的舗装設計ガイド(以下「MEPDG」という。)で示されている非結合材料のMr値を表す一般化モデルであり、偏差応力と主応力和を説明変数とした回帰式である。なお、k-σモデルの材料定数は図-2.2.5~2.2.8の回帰式より求め、MEPDGモデルの材料定数は常用対数を用いた重回帰分析により求めた。表-4より、k-σモデル、MEPDGモデルともに全てのケースにおいて決定係数R<sup>2</sup>は0.6以上であり、Mr値と高い相関を得た。この結果より、今回検討した砂質土の締固め度、飽和度に応じたMr値推定式を得ることができた。

(3) 材料特性が弾性係数に与える影響に関する検討

式(1)および式(2)は偏差応力や主応力和などの応力状態を変数とした式であり、算出されるMr値が応力状態に依存する。例えば交通量区分によって舗装厚さが異なる場合、同じ大きさの荷重が作用したときに路床に発生する応力状態が異なるため、路床土が同一材料であってもMr値は異なる値を示す。つまり、舗装構造毎に応力状態を計算し室内試験等から得られた回帰式よりMr値を推定する必要がある。そこで本検討では、図-12に示す舗装構造と材料条件における路床の弾性係数を、表-4の材料定数と式(1)および式(2)を用いて算出し、飽和度や締固め度等の材料特性が

表-4 式(1)、式(2)の材料定数と決定係数

No.	締固め度 D <sub>c</sub> (%)	含水比 W (%)	飽和度 S <sub>r</sub> (%)	k-σモデル			MEPDGモデル			
				k <sub>1</sub>	k <sub>2</sub>	R <sup>2</sup>	k <sub>1</sub>	k <sub>2</sub>	k <sub>3</sub>	R <sup>2</sup>
1	90.4	(W <sub>opt</sub> -α) 8.6	32.5	17.72	0.449	0.74	0.4	-0.427	4.759	0.62
2	90.5	(W <sub>opt</sub> +α) 18.1	68.2	7.61	0.416	0.81	0.19	-0.034	3.247	0.74
3	93.3	(W <sub>opt</sub> -α) 10.3	42.0	25.14	0.350	0.61	0.43	-0.510	4.446	0.67
4	93.0	(W <sub>opt</sub> +α) 18.0	72.4	5.92	0.475	0.92	0.17	0.060	3.460	0.84
5	94.7	(W <sub>opt</sub> -α) 11.4	48.3	15.08	0.460	0.81	0.34	-0.322	4.908	0.63
6	95.1	(W <sub>opt</sub> +α) 18.1	77.2	7.38	0.444	0.88	0.21	0.068	3.113	0.83
7	98.1	(W <sub>opt</sub> -α) 13.6	62.8	13.62	0.429	0.80	0.29	-0.364	4.744	0.67
8	98.2	(W <sub>opt</sub> +α) 19.1	88.2	1.69	0.751	0.92	0.05	-0.623	9.473	0.76

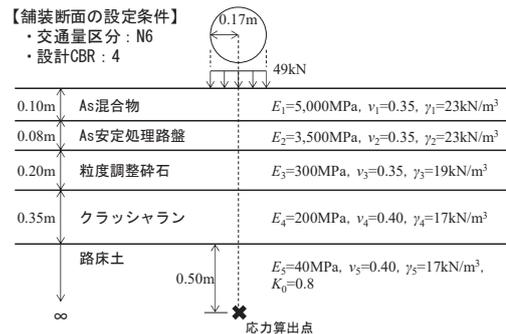


図-12 応力計算に用いた舗装構造と材料条件

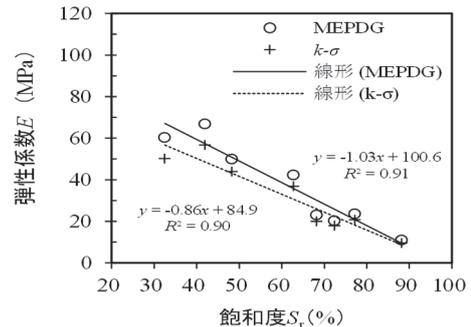


図-13 弾性係数と飽和度の関係

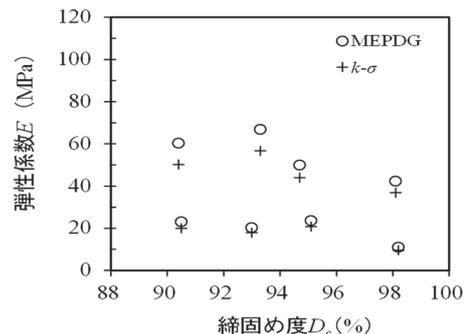


図-14 弾性係数と締固め度の関係

弾性係数に与える影響について検討した。なお、応力算出点は路床上面から50cmの深さ(路床の中心点)とし、主応力和( $\theta$ )と偏差応力( $\sigma_d$ )は式(3)、式(4)により算出した。

$$\theta = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \gamma \cdot z(1 + 2K_0) \quad (3)$$

$$\sigma_d = \sigma_1 - 0.5(\sigma_2 + \sigma_3) + \gamma \cdot z(1 - K_0) \quad (4)$$

$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$  : 最大、中間、最小主応力 (kPa)

$\gamma$  : 単位体積質量 (kN/m<sup>3</sup>)

$z$  : 応力算出点までの深さ (m)

$K_0$  : 土圧係数(=0.8)

k- $\sigma$ モデル(式(1))、MEPDGモデル(式(2))から推定した弾性係数と飽和度の関係を図-13に、締固め度との関係を図-14に示す。図-13より、k- $\sigma$ モデル、MEPDGモデルともに飽和度の増加に伴い弾性係数は減少する傾向にあることがわかった。また、今回検討した砂質土は、N6交通断面の応力状態下において、飽和度が1%増加する毎に弾性係数が約1MPa減少することが分かった。一方で図-14より、締固め度の増加に伴い弾性係数が増加する傾向が得られると想定していたが、今回の試験結果では両者に相関関係が確認されない結果となった。

以上から、砂質土を対象として応力依存性を考慮した回帰式を用いて材料特性が弾性係数に与える影響について検討した結果、飽和度は弾性係数に影響を与える可能性があることが分かった。

### 3. まとめ

本検討では、路床の締固め評価法について検討するとともに、舗装の理論的設計手法で重要なパラメータとなる弾性係数の計測方法と影響を与える要素の確認を行った。その結果、以下の知見が得られた。

- ① 道路土工において品質管理に用いている締固め度と、施工管理で用いている転圧回数に高い相関があることを再確認した。
- ② 路床の弾性係数は動的三軸試験を用いて求めることが可能であるが、レジリエントモジュラス試験で行う予備載荷やひずみ特性が土の変形特性試験は異なるため、レジリエントモ

ジュラス試験と同一のひずみ領域での試験を行う必要がある。

- ③ レジリエントモジュラス試験では供試体飽和の際に導入する間隙水の水頭差が規定されておらず、飽和化する際に供試体にダメージを与える場合があるので注意が必要である。
- ④ レジリエントモジュラス試験で与える中ひずみ領域の変形では、路床材のような砂質土の場合には必ずしも弾性域での試験とならない場合があるため、複数の応力条件下での試験が実施出来ない場合がある。
- ⑤ 材料特性が弾性係数に与える影響については、飽和度が影響を与える可能性があることが分かった。
- ⑥ セメント改良した道路路床では強度増加や経年劣化による剛性の変化が考えられることから今後研究を進める必要がある。

今後、路床の状態が舗装の耐久性に及ぼす影響についてさらに整理を進め、舗装の耐久性向上等の観点から、より合理的な路床の評価方法・施工管理方法の構築に向けた検討を進めてまいりたい。

### 参考文献

- 1) (社)日本道路協会：道路土工「盛土工指針」、2010
- 2) (社)日本道路協会：舗装設計施工指針、2006
- 3) (社)日本道路協会：舗装調査・試験法便覧(平成31年度版)、第1分冊、pp [1]~256、2019(社)
- 4) 岩永真和、寺田 剛、藪 雅行：材料特性が弾性係数に与える影響に関する検討、第32回日本道路会議
- 5) 阿部ら：アスファルト舗装の各層の変形係数の決定手法について、アスファルト、Vol.36、No.179、pp.53~72、1994
- 6) 竹内 康、木幡行宏、関根悦夫：室内試験結果を用いたアスファルト舗装の路床の弾性係数算出法の検討、土木学会論文集、Vol.68、No.2、2012

近藤益央



土木研究所地質・地盤研究グループ施工技術チーム  
特任研究員  
KONDOH Masuo

宮武裕昭



土木研究所地質・地盤研究グループ長  
MIYATAKE Hiroaki

綾部孝之



土木研究所道路技術研究グループ舗装チーム  
研究員  
AYABE Takayuki

藪 雅行



土木研究所道路技術研究グループ舗装チーム  
上席研究員  
YABU Toshiyuki