

FWD 試験データの波形を考慮した 舗装の力学モデルに関する検討

竹原 和也¹⁾, 小澤 良明²⁾, 尾本 志展³⁾, 松井 邦人⁴⁾

¹⁾ 学生会員 東京電機大学 理工学研究科 (〒350-0394 埼玉県比企郡鳩山町石坂)

E-mail : 09rmk18@ms.dendai.ac.jp

²⁾ 正会員 センチュリテクノ株式会社(〒103-0001 東京都中央区日本橋小伝馬町2番8号)

³⁾ 正会員 (株) NIPPO 技術研究所(〒140-0002 東京都品川区東品川 3-32-34)

⁴⁾ フェロー会員 東京電機大学 理工学部建築・都市環境学系(〒350-0394 埼玉県比企郡鳩山町石坂)

FWD 試験は舗装構造表面に衝撃荷重を作用させる動的試験であるので、逆解析に動的解析を組み込むのが望ましい。また、動的解析を行うとき舗装に内在する減衰の影響を無視することはできない。代表的な減衰モデルとして密度比例、フォークトモデル、複素剛性がある。

本研究の目的は、FWD 試験の波形を説明する適切な減衰モデルを決定することである。上記の減衰モデルおよびその組み合わせで波動伝播解析および逆解析を行った。その結果 FWD たわみ波形との類似点が高い減衰モデルは、フォークトモデルであることの結論を得た。

Key Words : FWD, wave propagation, Voigt model, density proportional damping, complex modulus

1. はじめに

FWD 試験は、舗装の構造評価のための非破壊試験として広く普及し、標準試験とみなされている。今や多くの国々で、この試験結果に基づき維持管理計画を策定する方向にある。

現在 FWD 試験データの分析法¹⁾として、1)たわみ特性から経験的に直接各層の弾性係数を推定する方法と、2)荷重のピーク値とたわみのピーク値を選択し、それらを準静的なたわみとみなし、静的逆解析法を用いる方法がある。これらの方法では、FWD 試験が衝撃荷重試験であるという試験法の特徴を反映していない。

FWD 試験では重錘が舗装表面に落下することにより、落下点から衝撃波が放射状に伝播する。FWD 試験機はこの衝撃波を半径の異なる同心円上の舗装表面上の数点で波動の鉛直方向の成分(たわみ波形)を測定している。図-1 は実測した FWD のたわみ波形である。測定点におけるたわみのピークに着目すると、荷重載荷点から離れるほどピークの出現時刻が遅くなっていることがわかる。この時間的ずれがた

わみ波形の位相差と呼ばれ、衝撃波の伝播速度と関連がある。舗装のような弾性係数の異なる層状構造物において伝播速度は衝撃波の周波数により異なることが知られている。このように時刻歴データには多くの情報が含まれており、その情報を活用することが精度良い診断につながる。

Uzan²⁾以来 FWD を対象とした動的逆解析に関する研究が注目されるようになってきた。Al-Koury ら^{3,4)}はスペクトル要素法を用いて効率的な逆解析法を提案しているが、減衰を考慮していない。Kang⁵⁾

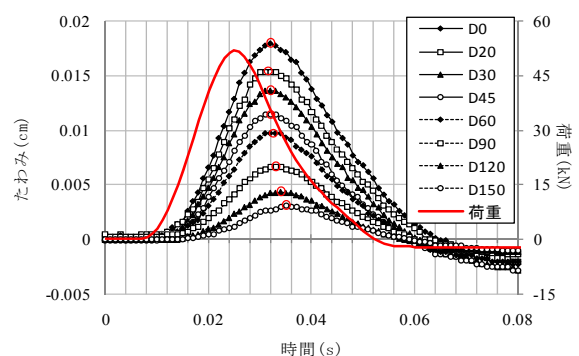


図-1 実測データの例

も周波数領域で逆解析を行い、層ヤング係数を推定する方法を提案している．小澤ら⁶⁾は舗装の各層をフォークトモデルで表すことができると仮定して、波動伝播問題の理論解を求め、時間領域で逆解析を行う方法を提案している．菊田ら^{7,8)}、Dong ら⁹⁾や西山ら¹⁰⁾は、動的解析において減衰を剛性比例と仮定して FEM と Ritz ベクトルを用いて順解析と感度解析を行い、逆解析の効率化を図っている．Chatti ら¹¹⁾は軸対象 FEM を用い、また、Ji ら¹²⁾はデカルト座標系を用いて表面の正方形領域に等分布荷重が作用すると仮定して 3 次元近似解を誘導し、各層の複素剛性を求めている．

FWD 試験結果の解釈を誤ると大きな出費につながる．Al-Khoury¹⁾によると、FWD 試験データの解釈に 5%の誤差があると、残存寿命の誤差は 25%になると述べている．それゆえ FWD 試験結果の評価には細心の注意が必要である．

本研究の目的は、FWD のような衝撃荷重が舗装表面に作用するとき代表的な 3 種類の減衰モデルと表面たわみの関係を明らかにするため、すべての層の減衰モデルが同じときと、層により減衰モデルが異なるときについて、表面たわみにどのような違いがあるか調べている．さらに、実測データを説明できそうなモデルを選択して逆解析を行い、減衰モデルの適否を下記の基準で判断した．

1) 実測データとの比較より 3 種類のモデルでそれぞれ実測データと解析波形の差が小さくなるモデルのパラメータを求める．

2) 上で求めたパラメータを用いて解析した波形と実測データとの一致度の良否で、減衰モデルの優劣を判断する．

適切な減衰モデルを選択することにより、ヤング係数の推定精度も向上することが期待できる．

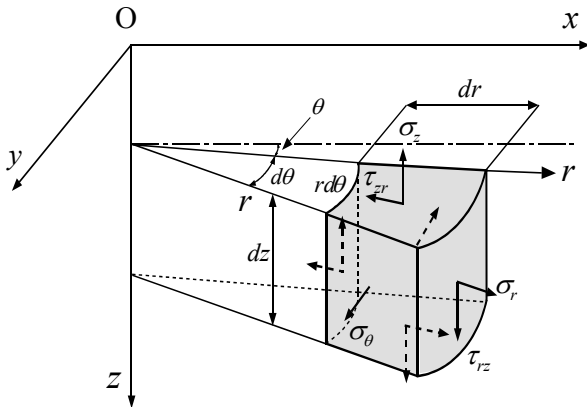


図-2 軸対称円柱座標系の応力

2. 波動理論

舗装構造を平行な層からなる半無限多層構造でモデル化することができるものとする．舗装表面で鉛直方向に作用する衝撃荷重は円形等分布すると仮定して、図-2 のような円柱座標系を用いると、平衡方程式を式(1)のように書くことができる．

$$\frac{\partial \sigma_r}{\partial r} + \frac{\partial \tau_{rz}}{\partial z} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = \rho \frac{\partial^2 u_r}{\partial t^2} + C \frac{\partial u_r}{\partial t} \quad (1a)$$

$$\frac{\partial \tau_{rz}}{\partial r} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + \frac{\tau_{rz}}{r} = \rho \frac{\partial^2 u_z}{\partial t^2} + C \frac{\partial u_z}{\partial t} \quad (1b)$$

ここに、 $\sigma_r, \sigma_\theta, \sigma_z$ はそれぞれ r 方向、 θ 方向、 z 方向の垂直応力であり、 τ_{rz} はせん断応力である．

また、 u_r, u_z はそれぞれ r 方向および z 方向の変位、 ρ は密度、 C は減衰係数(密度比例型)である．

ひずみと変位の間には、式(2)のような関係がある．

$$\varepsilon_r = \frac{\partial u_r}{\partial r} \quad (2a)$$

$$\varepsilon_\theta = \frac{u_r}{r} \quad (2b)$$

$$\varepsilon_z = \frac{\partial u_z}{\partial z} \quad (2c)$$

$$\gamma_{rz} = \frac{\partial u_z}{\partial r} + \frac{\partial u_r}{\partial z} \quad (2d)$$

$\varepsilon_r, \varepsilon_\theta, \varepsilon_z$ は、それぞれ r 方向、 θ 方向、 z 方向の垂直ひずみであり、 γ_{rz} はせん断ひずみである．

応力とひずみの間にはフォークトモデルが適用でき、ポアソン比を一定であると仮定すると、

$$\begin{Bmatrix} \sigma_r \\ \sigma_\theta \\ \sigma_z \\ \tau_{rz} \end{Bmatrix} = \left(E + F \frac{d}{dt} \right) \begin{bmatrix} b+2c & b & b & 0 \\ b & b+2c & b & 0 \\ b & b & b+2c & 0 \\ 0 & 0 & 0 & c \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_r \\ \varepsilon_\theta \\ \varepsilon_z \\ \gamma_{rz} \end{Bmatrix} \quad (3a)$$

ここに、

$$b = \frac{\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)}, \quad c = \frac{1}{2(1+\nu)} \quad (3b)$$

E はヤング係数、 F は粘性係数(剛性比例型)、 ν はポアソン比である．また、応力とひずみの関係を複素剛性でモデル化できるとき、式(4)のように表すことができる．

$$\begin{Bmatrix} \sigma_r \\ \sigma_\theta \\ \sigma_z \\ \tau_{rz} \end{Bmatrix} = E^* \begin{bmatrix} b+2c & b & b & 0 \\ b & b+2c & b & 0 \\ b & b & b+2c & 0 \\ 0 & 0 & 0 & c \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_r \\ \varepsilon_\theta \\ \varepsilon_z \\ \gamma_{rz} \end{Bmatrix} \quad (4)$$

ここに、 $E^* = E + i\tilde{E}$ は複素ヤング係数であり、 b, c は式(3a),(3b)と同じである。多層構造表面に動的荷重 $P(t)$ が半径 a の円に等分布していると仮定すると、境界条件は式(5)のように書くことができる。

$$\sigma_z(r, 0, t) = -p(t) \quad |r| \leq a \quad (5a)$$

$$= 0 \quad |r| > a \quad (5b)$$

$$\tau_{rz}(r, 0, t) = 0 \quad r \geq 0 \quad (5c)$$

ここに、

$$p(t) = P(t)/(\pi a^2) \quad (5d)$$

式(1),(2),(3)に FEM を適用すると、減衰マトリックスはレイリー減衰の形になることが分かる。すなわち、式(1)の右辺の C は質量比例減衰、式(3)の F は剛性比例減衰に含まれる。ここでは、ハンケル変換と FFT を用いて理論的に誘導した解を用いて解析を行っている⁶⁾。

3. 減衰モデルと表面たわみ

解析に用いる舗装は3層構造のモデルで、1層目を密粒(ストアス)+粗粒+As 安定処理、2層目をクラッシュラン、3層目を路床として仮定する。減衰の部分を除いた共通部分の舗装断面と力学定数を表-1に記載する。表面には最大値が 49kN となる衝撃荷重が半径 $a = 15\text{cm}$ の円に等分布すると仮定する。荷重 $P(t)$ は次式のように表す。

$$P(t) = 49 \sin^2\left(\frac{\pi}{0.04}t\right) \quad 0 \leq t \leq 0.04\text{s} \quad (6)$$

フォークトモデルで減衰がどのように影響するかを調べるため、すべての層で $C_i = 0$ とし、 F_i の値を E_i の値の 0.5%, 1.0%, 5.0% と変えて解析を行った。

F_i の単位は $\text{MPa} \cdot \text{s}$ である。解析結果のうち D0, D60, D150 (注: 数値は載荷点中央からの距離を cm で表示したものである) のたわみ波形と荷重波形を図-3 に記す。減衰係数を増加するとたわみは減少する。減衰の変化はたわみのピーク値が変わるだけでなく、荷重のピーク値とたわみのピーク値の発生時刻の差(位相差)も変化している。また、減衰が大きくなると波形が消えるのに長時間かかる。

表-2 は荷重ピーク値の発生時刻と D0, D60, D150 ピーク値の発生時刻の時間差である。減衰が大きいほど時間差が増加している。

次に、密度比例減衰係数 C の値が応答に及ぼす影

響を調べるため、各層において $F_i = 0$ とし、 c_i の値は ρ_i の値を 0.1 倍、0.5 倍、2 倍と変えて解析を行った。その結果から D0, D60, D150 のたわみ波形と荷重波形を図-4 に記す。減衰係数 c_i を増加するとたわみは減少する。表-3 は荷重ピーク値の発生時刻と D0, D60, D150 ピーク値の発生時刻の時間差である。減衰の変化によりたわみのピーク値が変わるが、荷重のピーク値とたわみ D0 のピーク値の発生時刻との位相差はほとんど変化しない。密度比例減衰は、D0 たわみに対する減度は小さいが、D150 の位相差については、大きいことを確認した。

次に、複素剛性の場合、すなわち式(3)の代わりに式(4)を用いて解析を行う。すべての層の密度比例減衰を $C_i = 0$ とし、ヤング係数の虚数部 $\tilde{E}_i$ の値を実部 E_i の 0.1 倍、0.5 倍、1.0 倍と値を変えて解析を行った。その結果のうち D0, D60, D150 のたわみ波形と荷重波形を図-5 に記す。 $\tilde{E}_i$ が増加すると上の2つの減衰モデルと同様たわみのピーク値は減少する。同図は荷重が作用しだと荷重の作用と反対方向に変位が進行することを意味している。すなわち、このタイプの減衰はたわみが増加し始めるノーズ部分で実測データ(図-1)に見られない挙動をする。複素剛性は調和加振から粘弾性体の力学特性値を求めるのに用いられ、衝撃荷重が作用するときのモデルとしては適さないと考えられる。

表-1 舗装断面と力学定数

	1層目	2層目	3層目
ヤング係数 E (MPa)	5000	200	60
層厚 (cm)	25	35	
ポアソン比	0.35	0.35	0.4
密度 ρ (kg/m^3)	2300	1900	1600

表-2 荷重とたわみのピーク値発生時刻の位相差(フォークトモデル) (s)

F_i ($\text{MPa} \cdot \text{s}$)	D0	D60	D150
$F_i = E_i \times 0.005$	0.008	0.0098	0.0150
$F_i = E_i \times 0.01$	0.010	0.0116	0.0162
$F_i = E_i \times 0.05$	0.015	0.0160	0.0190

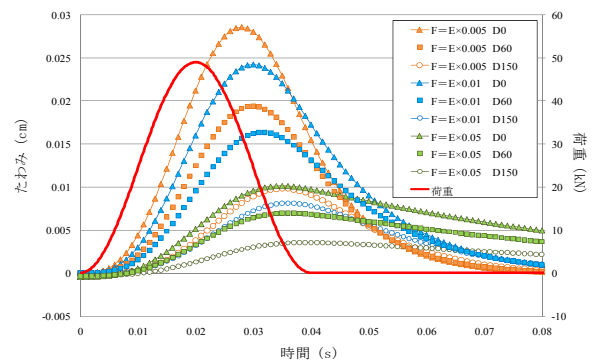


図-3 荷重と表面たわみ(フォークトモデル)

表-3 荷重とたわみのピーク値発生時刻の位相差(密度比例減衰モデル) (s)

C_i (MPa・s)	D0	D60	D150
$C_i = \rho_i \times 0.1$	0.0038	0.0064	0.0130
$C_i = \rho_i \times 0.5$	0.0038	0.0076	0.0196
$C_i = \rho_i \times 2.0$	0.0040	0.0102	0.0512

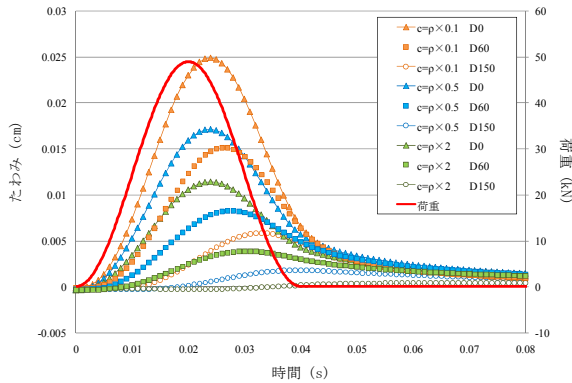


図-4 荷重と表面たわみ(密度比例減衰モデル)

表-4 荷重とたわみのピーク値発生時刻の位相差(複素剛性モデル) (s)

$\tilde{E}_i$ (MPa)	D0	D60	D150
$\tilde{E}_i = E \times 0.1$	0.0053	0.0076	0.0134
$\tilde{E}_i = E \times 0.5$	0.0076	0.0096	0.0152
$\tilde{E}_i = E \times 1.0$	0.0094	0.0112	0.0162

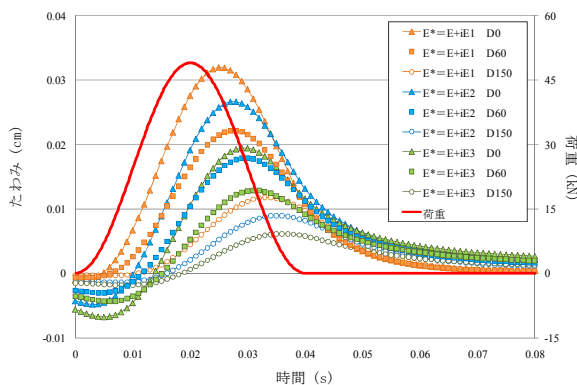


図-5 荷重と表面たわみ(複素剛性モデル)

表-5 各層の力学定数

	(MPa・s)	(MPa)	(MPa)
ケース1	50	100	30
ケース2	50	200	60

表-6 荷重とたわみのピーク値発生時刻の位相差(混合型モデル) (s)

	D0	D60	D150
ケース1	0.0094	0.0106	0.0154
ケース2	0.0100	0.0116	0.0162

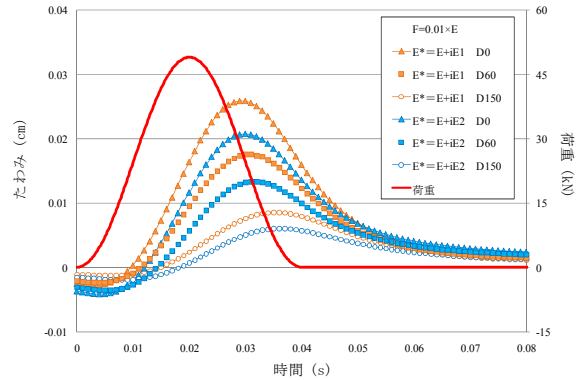


図-6 荷重と表面たわみ(混合型モデル)

表-4 は荷重ピーク値の発生時刻と D0, D60, D150 ピーク値の発生時刻の時間差である. この位相差は, 密度比例減衰よりむしろフォークトモデルに近いことを示している.

アスファルト混合物の減衰は周波数に依存するのに対し, 路盤・路床のような砂礫質や粘性土では減衰は周波数に依存しないと言われている. そこで最後に, アスファルト混合物層をフォークトモデル, 路盤, 路床を複素剛性とし混合型モデルで解析を行った. 解析に用いた力学定数を表-5 に記す. 解析は1層目の減衰係数を変えずに, 2層目3層目の減衰係数を2種類変化させている. 計算結果を図-6 に図示した. 同図と図-5 は類似している.

また参考までに D0, D60, D150 のたわみのピーク値と荷重のピーク値が発生する時間差を表-6 に記す. この位相差は, 上に述べたフォークトモデルと複素剛性モデルとほぼ同じような値である.

本章で検討したすべての減衰モデルについて, 荷重のピーク値発生時刻と D0, D60, D150 のたわみ波形のピーク値の発生時刻との位相差を改めて表-7 に整理した. 密度比例減衰は, 他の減衰モデルと異なり, D0 の位相差は差ほど変化しないが, D150 の位相差は大きく増加している. また D150-D0 を比較すると, 密度比例減衰だけが増加し, 他のモデルでは減少している.

以上より, 密度比例減衰は他のモデルと比べ荷重とたわみの位相差が小さい. また, 複素減衰モデルでは, 実測データと異なる挙動が見られる. これに対し, フォークトモデルの応答が FWD の表面たわみと類似した傾向を示すことが確認できた.

表-7 荷重とたわみのピーク値発生時刻の
位相差(比較一覧) (s)

	D0	D60	D150
$F_i = E_i \times 0.005$	0.0080	0.0098	0.0150
$F_i = E_i \times 0.01$	0.0100	0.0116	0.0162
$F_i = E_i \times 0.05$	0.0150	0.0160	0.0190
$C_i = \rho_i \times 0.1$	0.0038	0.0064	0.0130
$C_i = \rho_i \times 0.5$	0.0038	0.0076	0.0196
$C_i = \rho_i \times 2.0$	0.0040	0.0102	0.0512
$\tilde{E}_i = E \times 0.1$	0.0053	0.0076	0.0134
$\tilde{E}_i = E \times 0.5$	0.0076	0.0096	0.0152
$\tilde{E}_i = E \times 1.0$	0.0094	0.0112	0.0162
ケース1	0.0094	0.0106	0.0154
ケース2	0.0100	0.0116	0.0162

表-8 各層の初期値ヤング係数の範囲

初期値乱数範囲(MPa)	
1層目	5000~10000
2層目	100~400
3層目	50~100

4. 実測データを用いた逆解析

2008年3月25日に東京電機大学の舗装試験サイトで行ったFWD試験で測定したデータを用いる。試験サイトは昭和52年ごろ構築された盛土地盤である。試験舗装断面は表-1と同じである。

前章で述べた密度比例減衰モデルでは、逆解析が行えなかった。その原因は、密度比例減衰の変化はたわみの位相差に与える影響が小さいため、実測波形に柔軟と合うように対応できないためであると思われる。そこで、ここではすべての層がフォークトモデルで表される場合、すべての層が複素剛性で表される場合、フォークトモデルと複素剛性からなる混合型の場合について逆解析を行った結果を記す。

逆解析結果は初期値の影響を受けると言われているので、一様乱数を用いて表-8の範囲で各層の初期ヤング係数を発生させ、50組の初期値の組み合わせを準備し、ヤング係数の1%の値を減衰係数の初期値とした。

ここでは、測定誤差の影響を軽減するため、3セットのFWD試験データを用いて逆解析を行い、各層のヤング係数と減衰係数を1組推定している。フォークトモデルの逆解析結果を表-9に記した。

測定たわみと逆解析結果の解析たわみを図-7に示す。この図は3セットの測定データのうちの1セットの結果である。両者の一致度は良いが、若干差が見られるのは3セットのデータで逆解析したためであり、1セットのデータだけで逆解析すると、両者の一致度は更に向上する。

表-9 フォークトモデルの
ヤング係数(MPa)と減衰係数(MPa・s)

	平均	標準偏差	変動係数
E_1	5039	52	0.010
E_2	105	5	0.048
E_3	261	5	0.019
$\tilde{E}_1$	48.62	1.87	0.038
$\tilde{E}_2$	0.84	0.14	0.167
$\tilde{E}_3$	1.15	0.11	0.096

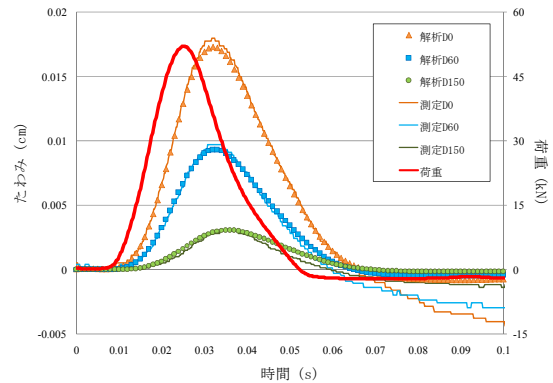


図-7 測定たわみと解析たわみの比較(フォークトモデル)

表-10 複素剛性モデルの
実部(弾性係数:MPa)と虚部(減衰係数:MPa・s)

	平均	標準偏差	変動係数
E_1	3035	290	0.096
E_2	142	24	0.169
E_3	199	8	0.040
$\tilde{E}_1$	4351	79.7	0.018
$\tilde{E}_2$	70.4	9.87	0.140
$\tilde{E}_3$	119.9	3.05	0.025

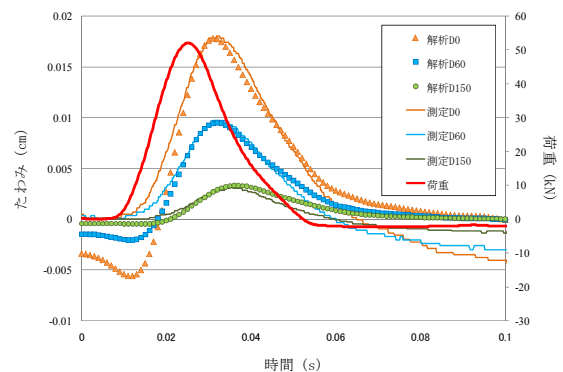


図-8 測定たわみと解析たわみの比較(複素剛性モデル)

表-11 混合型モデル

	平均	標準偏差	変動係数
E_1	4880	189	0.038
E_2	106	18.3	0.173
E_3	235	14.1	0.060
F_1	53.3	2.23	0.042
$\tilde{E}_2$	63.3	12.5	0.197
$\tilde{E}_3$	114	4.84	0.042

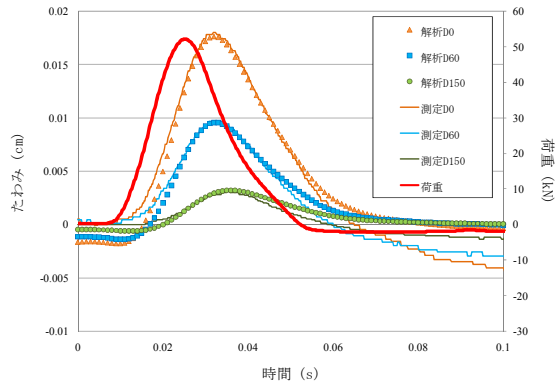
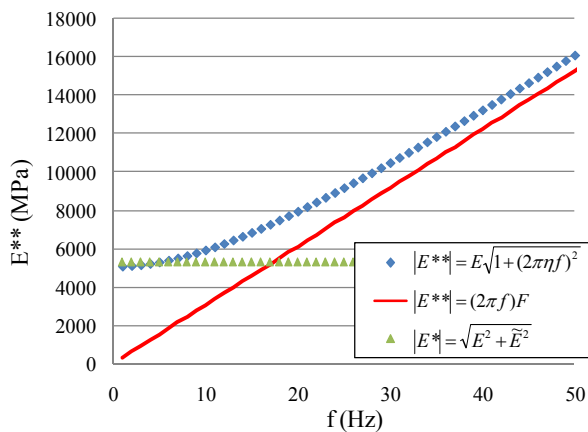
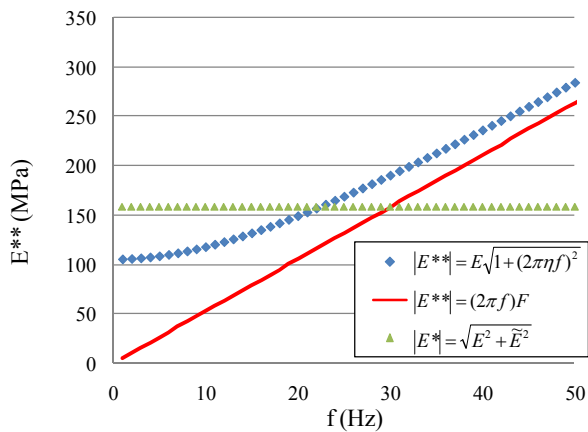


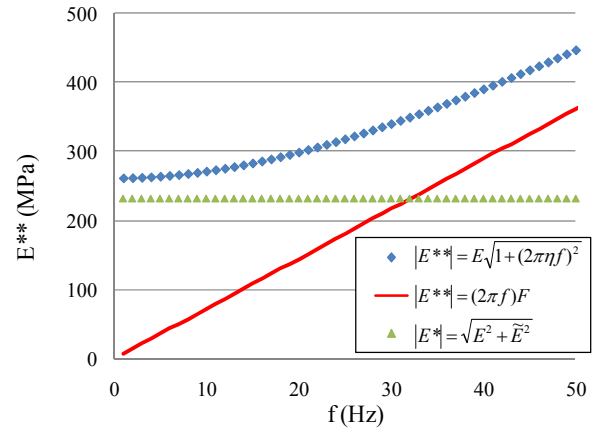
図-9 測定たわみと解析たわみの比較(混合型モデル)



(a) 1 層目



(b) 2 層目



(c) 3 層目

図-10 フォークトモデルから求めた複素剛性

すべての層を複素剛性モデルとして逆解析を行った。その結果を表-10 に記す。

また、逆解析結果から、1 セットのデータで解析たわみと測定たわみを図-8 に比較した。ピーク値はほぼ一致しているが、解析波形の立ち上がり部分で大きく実測データと異なっている。複素剛性モデルで逆解析を行っている文献(11),(12)においても逆解析結果の解析たわみに同じ傾向が見られる。

地盤の地震解析には、複素剛性が良く用いられる。そこで、地盤層である第2層、第3層を複素減衰モデル、アスファルト層である第1層目をフォークトモデルとして逆解析を行った。その結果を表-11 に記す。実測データと解析波形を図-9 に比較した。同図は図-8 と比べると波形の一致度は良いが、図-7 と比べると一致度は劣る。以上より、FWD 試験でデータを用いて逆解析を行うとき、フォークトモデルが最も適切である。このことは、初期値を変えて逆解析を行った結果の変動係数(表-9～表-11)を比較すると、ばらつきが一番小さいことから明らかである。しかし、ここで例題として取り上げたような層ごとに構成則を変え、逆解析を行う事例はこれまでに存在しない。今後検討するに値すると考えている。

複素剛性は各層の剛性を複素剛性と仮定すると、図-8 のように測定たわみと解析たわみの一致度は悪い。この原因は、複素剛性は一定であるとかいていたことにありと考えられる。式(3)をフーリエ変換して、 $(E + F(d/dt))$ の部分のフーリエ変換を E^{**} と置くと、 $E^{**} = (E + i(2\pi f)F)$ となる。ここに、 f は周波数である。式(4)と比較すると E^{**} は周波数依存型の複素剛性と言うことができる。複素剛性はその絶対値で表されるので、この場合、 $|E^{**}|$ は次式のようなになる。

$$|E^{**}| = \sqrt{E^2 + (2\pi f)^2 F^2} = E\sqrt{1 + (2\pi\eta f)^2} \quad (7)$$

ここに、 $\eta = F/E$ は遅延時間とも呼ばれている。

数少ない事例であるが、この結果は FWD 試験から複素剛性を求めるとき周波数依存型の複素剛性を考える必要があることを示唆している。

周波数による複素剛性の特徴を示すため、縦軸を $|E^{**}|$ 、横軸を周波数 f として図-10 に式(7)を図示する。同図より明らかなように、 $f = 0\text{Hz}$ のとき $|E^{**}| = E$ であり、 f が増加すると直線の式、フォークモデルの減衰値 $|E^{**}| = 2\pi F f$ に漸近する。同図には、参考までに複素剛性モデルで求めた $|E^{*}|$ の値を緑でプロットした。

5. 結論

FWD 試験で発生する表面たわみ波形から見て、適切な舗装各層の減衰モデルを選択するため、3 種類の減衰モデルで応答解析を行い、表面たわみに現れるそれぞれのモデルの特性を比較した。また、実測データを用いて逆解析を行うことで、減衰モデルの適否を評価した。その結果以下のことが明らかになった。

- (a) 密度比例減衰は減衰係数を変えても荷重とたわみ波形の位相差はあまり変化しない。
- (b) 複素剛性を用いると、たわみ波形が急増する前のノーズ部分で、実測データの傾向と全く一致しない。
- (c) フォークトモデルにより発生するたわみ波形は、実測データと傾向が似ている。
- (d) アスファルト混合物層をフォークトモデル、路盤と路床を複素剛性モデルで解析を行うと、複素剛性の影響が顕著に現れ、実測データと傾向が一致しない。
- (e) フォークトモデルと比較して、複素剛性モデルの解析波形と実測波形の一致度は悪い。
- (f) すべてのフォークトモデルとして逆解析を行うと、解析波形と実測波形の一致度は良い。

以上より、動的逆解析ではフォークトモデルを用いて行うのが適切であると結論できる。

謝辞：本研究は科研費(基盤研究(C), 20560435)の助成を受けて行ったものである。

参考文献

- 1) 舗装工学委員会：FWD および小型 FWD 運用の手引き，土木学会，舗装工学ライブラリー2，2002.12.
- 2) Uzan, J. : Dynamic Linear Back Calculation of Pavement Material Parameters, ASCE, Journal of Transportation Engineering, Vol. 120, No.1, January/February, 1994, pp.109-126,
- 3) Al-Khoury, R., Scarpas, A., Kasbergen, C. and Blaauwendraad: Spectral element technique for efficient parameter media Part I: Forward calculation, International Journal of Solids and Structures 38, 1605-1623, 2001.
- 4) Al-Khoury, R. , Kasbergen, C. Scarpas, A. and Blaauwendraad: Spectral element technique for efficient parameter media Part II: Inverse calculation, International Journal of Solids and Structures 38, 8753-8772, 2001.
- 5) Kang, Y. V. : Multifrequency Back-Calculation of Pavement-Layer Moduli, ASCE, Journal of Transportation Engineering, Vol.124, No.1, January/February,1998
- 6) 小澤良明，松井邦人：フォークトモデルで構成された舗装構造の波動伝播解析，土木学会論文集 E 編，Vol.64, No.2, 314-322, 2008.
- 7) 菊田征勇，松井邦人，塩谷俊之，安部芳久：マトリックス縮小化を用いた時間領域における舗装構造の逆解析，土木学会論文集，No.557/V-34, pp.77-85, 1997.2.
- 8) 菊田征勇，MAINA James，松井邦人，董勤喜：複数の時系列データを用いた舗装構造の動的逆解析，土木学会論文集，No.760/V-63, pp.223-230, 2004.5
- 9) Dong, Q. X., Hachiya, Y. Takahashi, O., Tsubokawa, Y., Matsui, K. : An Efficient Backcalculation Algorithm of Time Domain for Large-scale Pavement Structure Using Ritz Vectors, Finite Element Analysis and Design, 38(12), 1131-1150, October 2002.
- 10) 西山大三，松井邦人，菊田征勇，東 滋夫：舗装を構成する各層の密度，減衰係数および弾性係数の推定法の開発，土木学会論文報告集 E 編，No.64, No.4, pp.572-579, 2008.10.
- 11) Chatti, K., Ji, Y. and Harichandran, R.: Dynamic Time Domain Backcalculation of Layer Moduli, Damping and Thickness in Flexible Pavements, Transportation Research Board, TRB 2004 Annual Meeting CD-ROM,
- 12) Ji, Y., Wang, F., Luan, M. and Guo, Z.: A Simplified Method for Dynamic Response of Flexible Pavement And Application in Time domain Backcalculation, The Journal of American Science, 2(2), 70-81, 2006.

MECHANISTIC MODEL OF PAVEMENT STRUCTURE CONSIDERING WAVE FORM OF FWD SURFACE DEFLECTIONS

Kazuya TAKEHARA, Yoshiaki OZAWA, Shinobu OMOTO
and Kunihito MATSUI

Backcalculation in conjunction with dynamic analysis is more suitable than static backcalculation, because FWD test applies impulsive force at pavement surface. Damping effect cannot be disregarded in dynamic analysis. Typical damping models are a density proportional damping, a stiffness proportional damping and complex modulus. We examined computed surface deflections using a same damping model in all layers and also using mixed damping model and compared with measured deflections. Then, a stiffness proportional damping was found most suitable.