

アスファルト舗装のオーバーレイ設計に関する FWD 動的解析の一手法

横田 漢¹・出口近士²・樗木 武³・弓削 雄⁴

¹正会員 工博 宮崎大学教授 工学部土木環境工学科 (〒 889-21 宮崎市学園木花台西 1-1)

²正会員 工博 宮崎大学助教授 工学部土木環境工学科 (〒 889-21 宮崎市学園木花台西 1-1)

³正会員 工博 九州大学教授 工学部建設都市工学科 (〒 812 福岡市東区箱崎 6-10-1)

⁴学生員 宮崎大学大学院工学研究科 (〒 889-21 宮崎市学園木花台西 1-1)

道路舗装の老朽度の診断等にあたって、FWD 載荷試験装置が最近多用されるようになってきたが、解析手法の多くは静的なものにとどまっている。本論文は FWD の衝撃荷重—舗装応答特性を考慮に入れた動的解析手法を提案するものである。同手法をケンタッキー州における FWD 測定例と同州の舗装設計手法に適用して、オーバーレイ厚を算定し、その検討を通じて本提案手法の適用性を吟味している。

Key Words : FWD, dynamic analysis, overlay, flexible pavement

1. はじめに

FWD (Falling weight deflectometer) は舗装面に衝撃荷重を載荷して、舗装面のたわみ形状から舗装構造の評価やオーバーレイ厚の算定などをおこなう装置である。FWD の試験や解析等の研究報告は 1980 年代に入って国内外とも多くなって、今日、我が国では各種 FWD の共通試験の実施による FWD 試験の普遍化も図られている¹⁾。

我が国においては、佐藤ら²⁾や笠原ら³⁾によってそれぞれコンクリート空港舗装とアスファルト道路舗装に対する FWD の適用性についての研究が始められた。これらの非破壊試験による舗装構造の評価は、FWD 試験による舗装たわみ分布が多層弾性体に関する理論解や FEM 解によるたわみ分布と最小 2 乗法的に一致するように、舗装構造の弾性係数等を逆算的に求める形でおこなわれる。この逆算を高精度でおこなうことも含めて、その後、これらの舗装評価手法は姫野ら⁴⁾、八谷ら⁵⁾、井上ら⁶⁾、三瓶ら⁷⁾、松井ら⁸⁾や阿部ら⁹⁾などの研究によってさらに発展させられ、FWD 解析は現在、これらの研究成果を踏まえて具体的な舗装補修設計システムの開発の段階に入っているといえよう¹⁰⁾。

一方、上記の解析はすべて静的な解析であるが、FWD の動的載荷状態をより忠実に反映させるための動的解析が最近、FEM 解析によりおこなわれている¹¹⁾。これらの研究は、荷重とたわみとの間の位相の遅れやたわみの周波数特性などを表現できる振動系として、FWD 荷重

—道路構造系をとらえるものである。本研究も「地盤上スラブ動的理論」¹²⁾(以下、DSGT と略称)を用いた FWD の動的解析である。DSGT は、舗装部分を T_A 換算してそれをスラブで、また路床部分以下を半無限弾性体で表現し、道路構造を 2 層構造としてモデル化するものである。スラブに関しては Timoshenko 型スラブ理論を用いてアスファルト混合物の変形特性を反映させ、同スラブの解と半無限弾性体の波動伝播解とを結び付けて、スラブ表面上に作用する動荷重に対するスラブたわみ解を求めるものである。舗装評価解析における T_A 概念の有効性についての問題は残ろうが、DSGT は動的 FEM では取り扱いが困難な衝撃荷重による波動伝播を十分に取り入れることができるという利点を有している。

本論文は、著者らが先に提案した DSGT による動的解析手法¹³⁾の中の「動的 T_A 法」を回帰式化すること等により改良を加えて実用性を高め、FWD に適用したものである。ケンタッキー州の舗装評価手法¹⁴⁾においては、表・基層のアスファルト混合物の弾性係数はその温度や変形速度等の関数で与えられており、また通常の舗装厚設計曲線においても、表・基層の弾性係数の値は指定されているので、数値解析がおこないやすいものといえる。したがって、ここでは「動的 T_A 法」をケンタッキー州の FWD 載荷システムと舗装評価手法に適用し、同州における FWD たわみ測定結果を用いてオーバーレイ厚算定解析をおこない、もって FWD による動的舗装評価の一手法として提示するものである。

2. FWD 荷重状態に対する DSGT の適用方法

ケンタッキー州で用いられている FWD は複重錘型の荷重方式であり、荷重は 6 kips (27.2 kN), 9 kips (40.8 kN), 12 kips (54.4 kN) および 15 kips (68.0 kN) が標準のものとなっている。荷重直径は 12 インチ (30.5 cm) であり、たわみセンサーとして速度計が 12 インチ間隔で 7 個設置される。同 FWD の荷重 (舗装たわみ) 一時間曲線の測定例を Fig. 1 に示すが、この衝撃荷重の波形は正弦波の半波長分に比較的、似ている。これは我が国で用いられている FWD に関しても同様であるといえる¹⁵⁾。また荷重時間 τ は同図から約 $\tau=23$ millisc (10^{-3} 秒) と読み取れ、これは前述のようにこの波形を正弦波とみなして振動数 f に換算した場合、 $f=21.7$ Hz に相当する。Fig. 1 とは別の道路における測定例でも今まで入手したデータの範囲では τ の値はおおむね、 $\tau=23$ millisc となっている。

一方、DSGT は Fig. 2 に示すように、せん断変形と回転慣性を考慮したスラブ理論である Timoshenko 型スラブが半無限弾性体上になめらかに接し、スラブ上に半径 r_0 の円形等分布荷重 q ($P=\pi r_0^2 q$) が周期的に作用する場合のスラブたわみを $W(r, t)=w(r) \exp(ipt)$ という形で求める理論解である。ただし、 r は q の中心からの距離、 p は周期荷重の円振動数を表わしている。同理論解の詳細についてはここでは省略するが、スラブたわみ $W(r, t)$ は結局、スラブの弾性係数 E_1 、スラブの厚さ H_0 、半無限弾性体の弾性係数 E_0 および周期荷重の振動数 f ($=p/2\pi$) の 4 つを主要変数として表現される。我々は、フルデプスや T_A 概念を用いてスラブを舗装部分と、また、半無限弾性体を路床以下の部分とみなして DSGT をアスファルト舗装問題に適用するものである。この T_A 換算された舗装部分 (以下これを AC と略称する) をスラブとしてモデル化する場合にここでは、Timoshenko 型スラブを用いている。その理由は、通常の曲げスラブ理論ではアスファルト舗装における舗装部分のせん断変形を表現することができないが、Timoshenko 型スラブではこれを考慮に入れることができるためである。

いま、FWD の荷重や舗装たわみの曲線を正弦波の半波長分とみなし、また同時にフーリエ半区間展開の概念を用いれば、DSGT はそのまま FWD 解析に利用することができる。すなわち、FWD 荷重曲線の P (Fig. 1 参照) および荷重振動数 f の値を測定データから読み取って、 q および p 値に換算のうえ、これを DSGT の外力として与え、また他の E_1 , H_0 および E_0 を変数やパラメータと取り扱って解析すればよいこととなるからである。

Fig. 3 は、荷重振動数 f が $f=25$ Hz と $f=0$ Hz の場合のスラブたわみ $w(0)$ の比を DSGT を用いて計算し

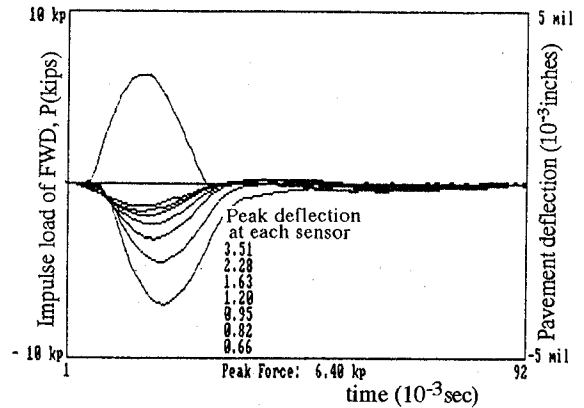


Fig. 1 Measured values of Impulse load of FWD and pavement deflection ($P=6.40$ kips)

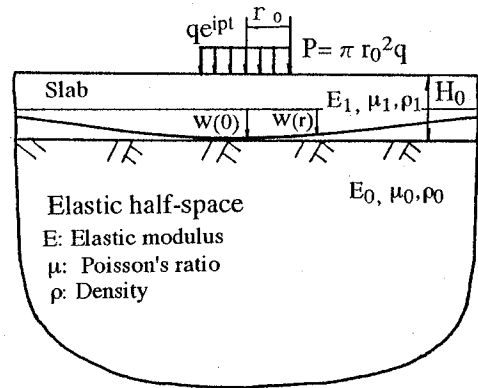


Fig. 2 Model of Dynamic slab-ground theory (DSGT)

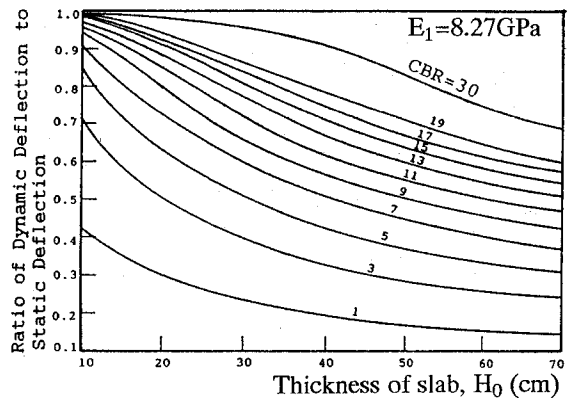


Fig. 3 Decreasing ratio of dynamic deflection to static deflection

たものである。これをもってここでは、動的荷重と静的荷重における舗装たわみの比、すなわち動的たわみの減少割合をみることにする。ただし、AC の弾性係数 E_1 は $f=25$ Hz と $f=0$ Hz のいずれにおいても等しいとし、 $E_1=8.27$ GPa としている。 E_1 の値はアスファルト混合

物の温度やその変形速度(いまの場合は載荷振動数 f)の影響を受け、ここではそれを後述の式(2)のように表わしているが、 $E_1=8.27$ GPa は同式における $f=25$ Hz の場合の値(ただし、 $T=70^\circ\text{F}$ (21°C))である。静的載荷における E_1 の値は動的なものに比べて小さく表われる。したがって、本論文のような動的解析はおこなわずに、ただ E_1 については動的値を用いて解析は通常の静的なものによる場合でも動的たわみは当然、静的たわみに比べて小さなものとなる。本論文ではその影響は式(2)で評価することとなるので、Fig. 3 ではそれ以外の影響、すなわち構造系の動的応答と静的応答の違いをみたものとなっている。同図によれば、AC 層厚 H_0 が大きくて、路床の CBR (DSGT では半無限弾性体の弾性係数 E_0 に相当) が小さいほど動的たわみは減少していることがわかる。これは動荷重とたわみとの間の位相の遅れに起因するものと考えられ、前述の静的解析(動的 E_1 値利用)の場合ではこのような動的たわみの減少を考慮に入れて解析をおこなう必要があることを示している。

このように動的解析の必要性は認められるが、本解析手法の場合にこれを厳密におこなおうとすれば、FWD の荷重-時間曲線をフーリエ展開する必要がある。しかし、フーリエ展開は計算が複雑なものとなるので、ここでは FWD に対する近似解析手法の 1 つとして DSGT を用いることとし、前述のように FWD の荷重や舗装たわみの曲線を正弦波の半波長分とみなして、測定時に得られた f の値に対応して FWD の動的解析を行うものである。

3. 動的 T_A 法のケンタッキー州手法への適用

3~4 層構造である道路構造を DSGT でモデル化して、舗装評価解析をおこなうにあたり、以下に述べるような「動的 T_A 法」に依っている。すなわち、解析対象道路についてまず、現舗装部分を舗装新設用のアスファルト混合物で等値に換算した AC 層厚 H_0 (残存 T_A 値) と路床の CBR 値を DSGT により求める。次に、交通量と路床の CBR 値等により定まる同道路に関する舗装新設計上の T_A 値を許容等値換算舗装厚 H_{0A} とし、舗装設計曲線より求める。そのとき、オーバーレイ必要厚 ΔH を

$$\Delta H = H_{0A} - H_0 \quad (1)$$

と求め、得られた ΔH のランクにしたがって舗装補修の評価をおこなうものである。すなわち、各道路や各道路区間に関して得られた ΔH に対して、ネットワークレベルでの舗装マネジメントシステムの中で ΔH 値の大小に応じて補修の種類やその順序を定めてゆくものとする。

この「動的 T_A 法」の具体的な手法については以下の通

りである。

(1) AC 層の弾性係数 E_1

E_1 の値は前述のように、温度と変形速度に大きく依存するが、ケンタッキー州ではアスファルト混合物の室内動的 1 軸試験の結果¹⁶⁾を用いて、式(2)のように E_1 を表現している¹⁴⁾。

$$\log E_1 = a + bT + cT^2 + (d + eT + gT^2) \log f \quad (2)$$

ここで

T : AC 層の平均温度 ($^\circ\text{F}$),

f : AC 層に作用する載荷振動数 (Hz)

E_1 : (psi, 1 psi \approx 7.0 KPa)

$a = 6.7638554$, $b = -0.0072846$,

$c = -0.0001108$, $d = -0.1741191$,

$e = 0.0074997$, $g = -0.0000180$

なお、式(2)における平均温度 T の算出方法に関してケンタッキー州では、舗装表面の測定温度、測定時刻および試験前 5 日間の平均気温に基づき表・基層部分の上層部、中央部および下層部の温度を推定し、それら 3 箇所の温度の平均値をもって T の値としている¹⁷⁾。

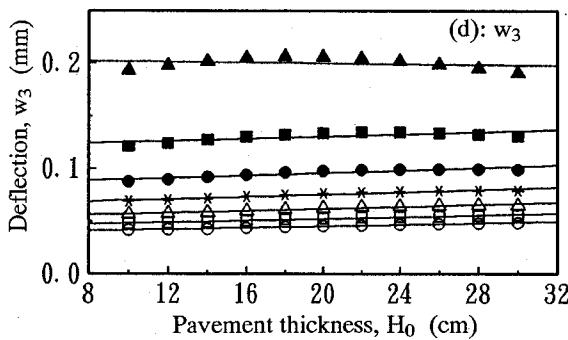
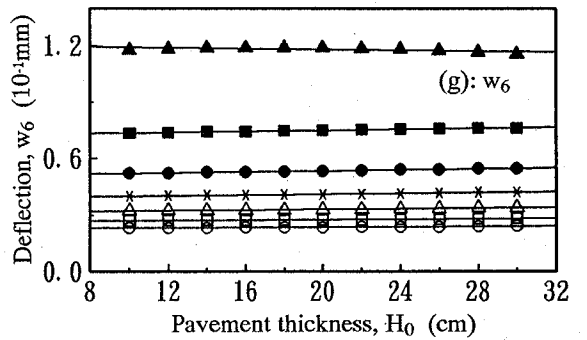
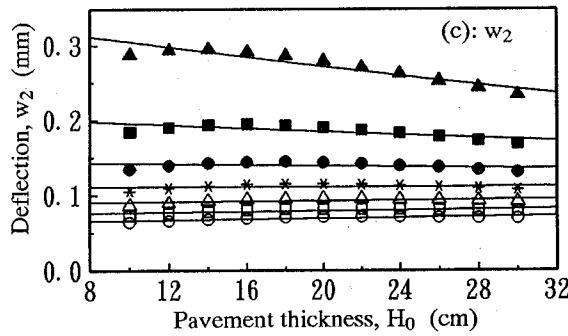
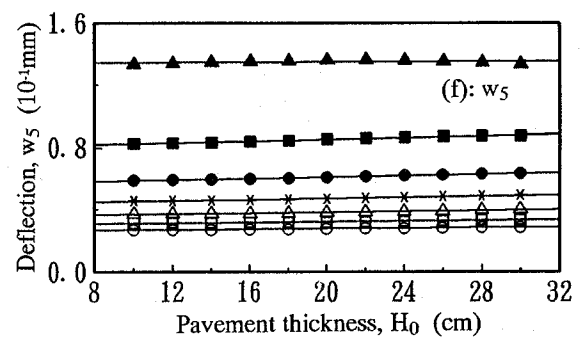
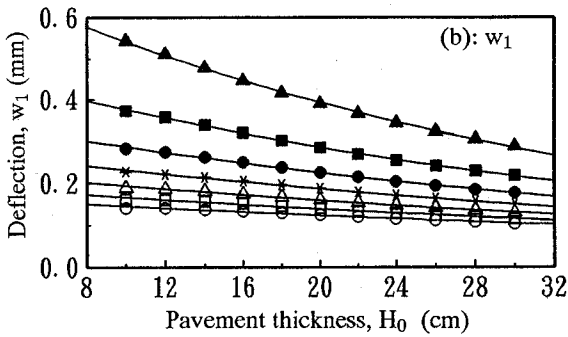
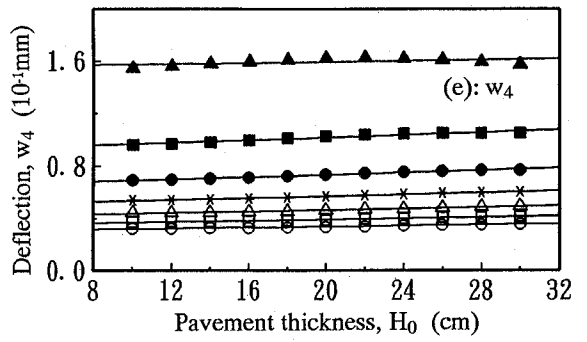
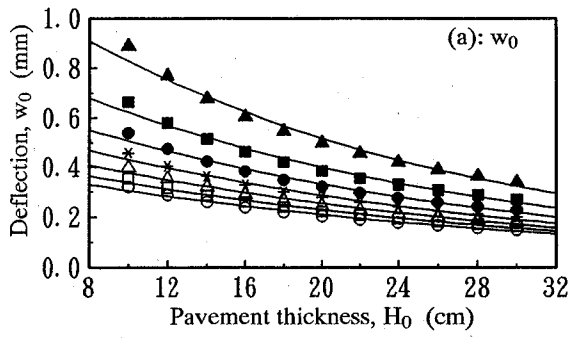
(2) DSGT によるたわみの回帰式化

DSGT では前述のように、AC 層の弾性係数とその厚さ、 E_1 、 H_0 および路床部分の弾性係数 E_0 と周期荷重の振動数 f の 4 つを主要変数とする。 E_1 については式(2)のように AC 層の平均温度 T と f の関数で与えられるので、FWD による舗装のたわみは結局、 f 、 T 、 H_0 、 E_0 の変数で表わされることとなる。

f の値に関してはいま、前述のように $f=21.7$ Hz が測定上多くみられるので、本論文では $f=21.7$ Hz の場合を考えることとする。いま、 $T=76^\circ\text{F}$ (24.4°C) に関して FWD の各センサー点におけるたわみ $w_0 \sim w_6$ を DSGT により求め、 E_0 をパラメータとして H_0 に対して図示すれば、Fig. 4 のとおりとなる。なお、同図は $P=10$ tf (98 KN) の場合の解であり、また AC 層と路床部分の密度とポアソン比の値はそれぞれ、 $\rho_1=2.3$ g/cm³、 $\rho_0=1.8$ g/cm³、 $\mu_1=0.5$ 、 $\mu_0=0.25$ としている。

w_0 、 w_1 の値は H_0 の値の増加に伴って減少しているが、 $w_2 \sim w_6$ に関してはこの傾向がみえない。これは、たわみ分布が H_0 の大小の場合で異なっているからである。すなわち、 H_0 の値が小さい領域でのたわみ分布は、荷重の中心近傍でたわみが大きく、荷重中心点から離れるにしたがって急激に減少してゆく形状を示すが、 H_0 が大きい場合にはたわみは小さいもののその分布は比較的に平らな形状を示す。したがって、 H_0 の大きい場合の $w_2 \sim w_6$ の値が H_0 の小さい場合のものに比べて大きく表われることがみられるのである。

これらのグラフを式(3)の形で回帰して、以降解析を



E_0 ; ▲: 200MPa, ■: 300MPa, ●: 400MPa, *: 500MPa
△: 600MPa, □: 700MPa, ○: 800MPa

Fig. 4 (a)~(g) Deflection distributions calculated by DSGT and their regression curves ($f=21.7\text{Hz}$, $T=76^\circ\text{F}$, $P=10\text{tf}$)

うちで w_0 と w_1 の 2 個のみを解析に用いているので、 $w_2 \sim w_6$ の回帰の精度の問題については今後の検討課題としたい。

$$w_i = a_i E_0^{b_i} \exp\{(c_i + d_i \ln E_0) H_0\} \quad (3)$$

いま、 $i=0 \sim 6$ に対する a_i , b_i , c_i , d_i の値を示せば、Table 1 のとおりである。

(3) H_0 と E_0 推定方法

式(3)は前述のように $P=10\text{tf}$ の場合における回帰曲線であるため、FWD 試験によるたわみ測定量 w_0 , w_1

進めてゆくが、Fig. 4 中の実線はその回帰曲線を表わすものである。 w_0 と w_1 に関しては比較的良好な回帰を得ているが、 $w_2 \sim w_6$ については一部、不十分な点が見られる。しかし、本論文では後述のように、 $w_0 \sim w_6$ のたわみ量の

Table 1 Coefficient values of regression curves

| i | a _i | b _i | c _i | d _i |
|---|----------------|----------------|----------------|----------------|
| 0 | 87.2184 | -0.7891 | -0.0827 | 0.0067 |
| 1 | 209.0590 | -1.0614 | -0.0928 | 0.0114 |
| 2 | 217.7122 | -1.2193 | -0.0709 | 0.0113 |
| 3 | 114.2755 | -1.1998 | -0.0319 | 0.0061 |
| 4 | 79.0364 | -1.1815 | -0.0120 | 0.0028 |
| 5 | 71.4345 | -1.1891 | -0.0079 | 0.0018 |
| 6 | 68.0432 | -1.1993 | -0.0093 | 0.0018 |

はまず、FWD 荷重が 10 tf の場合の値に換算されなければならない。その後、それらの値を式(3)に代入して **Table 1** の各係数值 (対象道路の AC 層の平均温度が T=76°F (24.4°C) の場合) を用いれば、H₀と E₀が連立方程式の解として求まることとなる。すなわち、式(3)の対数をとれば

$$c_i H_0 + b_i \ln E_0 + d_i H_0 \ln E_0 = \ln w_i - \ln a_i \quad (4)$$

ただし i=0, 1

式(4)より H₀, E₀が得られることとなるが、ケンタッキー州では路床の CBR 値を次のシュルグループの式より推定している¹⁴⁾。

$$E_0 (\text{MPa}) \approx 10 \text{ CBR} \quad (5)$$

なお、H₀と E₀の決定にあたって、ここでは前述のように、単純に w₀と w₁の2つのたわみ量を用いている。w₀など荷重中心から遠方にある点におけるたわみは路床の弾性係数を反映しており、本来 H₀と E₀はたわみ分布を満足するように決定されるべきである。そのために、FWD は 6~8 個のたわみセンサーを有している。しかし、本論文では FWD の動的な解析に主目的がおかれており、上述のことは考慮されていない。この点で本解析は十分なものとはいえず、すべてのセンサーを用いた解析については、今後の研究課題とするものである。

(4) 許容等価換算舗装厚 H_{0A}およびオーバーレイ厚 ΔH

許容舗装厚 H_{0A}としてここでは、Fig. 5 に示すような通常の舗装厚設計曲線¹⁴⁾を用いる。同図は現在、ケンタッキー州で使われているもので、舗装全体に占める表・基層部分の厚さの比 η が η=100% の場合のものである。同図における AC の弾性係数の値は 3.31 GPa となっており、これは式(2)において、T=70°F (21°C: 同州の年平均気温に相当)と f=0.5 Hz (ベンケルマンビームの載荷速度に相当) の場合の値に相当する。同図を回帰すれば式(6)を得ることとなる。

$$\log(H_{0A}) = C + D \log(EAL) + E(\log(EAL))^2 \quad (6)$$

ここで

$$C = -0.0162 + 0.2849 \log(\text{CBR})$$

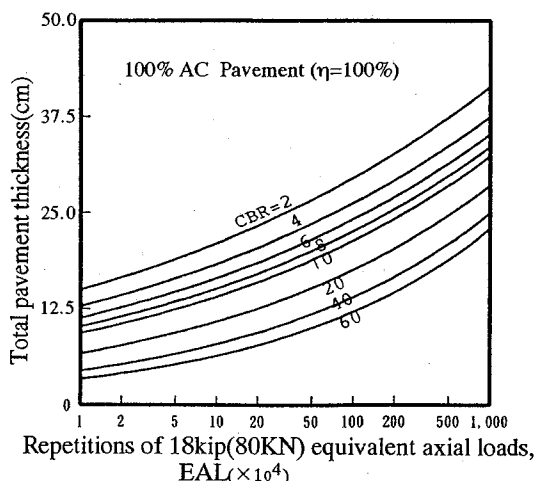


Fig. 5 Thickness design curves for pavement structures having 100% asphalt concrete thickness of the total pavement thickness

$$D = -0.7933 (\log(\text{CBR}))^2$$

$$D = 0.2374 - 0.1201 \log(\text{CBR}) + 0.2044 (\log(\text{CBR}))^2$$

$$E = -0.0080 + 0.0091 \log(\text{CBR}) - 0.0138 (\log(\text{CBR}))^2$$

EAL: 18 kips (81.6 kN) 換算等価軸荷重の通過回数
CBR: 路床の CBR 値
log: 常用対数
H_{0A}: T_A 換算したときの許容舗装厚 (inch)

いま、オーバーレイ厚 ΔH の算出方法を再述すれば、まず FWD たわみ測定量 w₀, w₁を式(4)に代入して H₀と E₀を求め、得られた E₀値と式(5)より路床の CBR 値を求める。この CBR 値とオーバーレイ対象道路の交通量 EAL を式(6)に代入し、許容舗装厚 H_{0A}を求める。この H_{0A}と先に得られている残存 T_A 値、H₀を式(1)に代入することにより、オーバーレイ厚 ΔH を算定できることとなる。

4. ケンタッキー州における FWD 試験結果への適用例

ケンタッキー州で測定された FWD たわみ w₀, w₁の一例を **Table 2** に示す。州際道路 I-64 の 20 測点(間隔は 25 フィート (7.62 m)) におけるものであり、4 種類の載荷荷重 P (6 kips (27.2 kN), 9 kips (40.8 kN), 12 kips (54.4 kN), 15 kips (68.0 kN)) に対してたわみが得られている。載荷時間 τ はいずれも約 τ=23 millisc (載荷振動数 f では f=21.7 Hz) で、また表・基層部分の平均温度は 76°F (24.4°C) であった。

いま、P=6 kips (27.2 kN) の場合を例にとり、オー

Table 2 Measured FWD deflections ($\times 10^{-3}$ cm)

| 測定点 | 6kips (2.72tf) | | 9kips (4.09tf) | | 12kips (5.45tf) | | 15kips (6.81tf) | |
|-----|-------------------|----------------|-------------------|----------------|--------------------|----------------|--------------------|----------------|
| | w ₀ | w ₁ | w ₀ | w ₁ | w ₀ | w ₁ | w ₀ | w ₁ |
| | | | | | | | | |
| 0 | 7.77 | 5.77 | 11.35 | 8.43 | 15.47 | 11.66 | 20.04 | 15.11 |
| 25 | 8.10 | 5.74 | 11.53 | 8.23 | 15.65 | 11.25 | 19.18 | 13.89 |
| 50 | 7.59 | 5.59 | 10.82 | 7.98 | 14.81 | 10.95 | 18.34 | 13.44 |
| 75 | 7.29 | 5.54 | 10.54 | 7.95 | 14.61 | 10.97 | 17.93 | 13.54 |
| 100 | 8.33 | 6.12 | 12.34 | 8.84 | 16.94 | 11.86 | 20.32 | 14.22 |
| 125 | 7.92 | 5.72 | 11.43 | 8.15 | 15.95 | 11.51 | 19.48 | 13.92 |
| 150 | 6.88 | 5.03 | 9.80 | 7.16 | 13.72 | 10.08 | 17.07 | 12.34 |
| 175 | 7.09 | 5.00 | 10.41 | 7.34 | 14.38 | 10.31 | 17.65 | 12.67 |
| 200 | 6.86 | 5.21 | 10.29 | 7.92 | 14.35 | 10.64 | 17.53 | 12.95 |
| 225 | 7.87 | 5.69 | 11.53 | 8.36 | 15.60 | 11.33 | 19.58 | 14.17 |
| 250 | 8.33 | 5.77 | 11.94 | 8.38 | 16.38 | 11.71 | 19.84 | 13.97 |
| 275 | 8.15 | 5.84 | 11.91 | 8.53 | 16.61 | 11.94 | 20.19 | 14.12 |
| 300 | 7.70 | 5.66 | 11.20 | 8.05 | 15.06 | 10.92 | 18.67 | 13.39 |
| 325 | 7.01 | 4.93 | 10.16 | 7.29 | 13.72 | 9.80 | 17.27 | 12.37 |
| 350 | 6.55 | 5.11 | 10.01 | 7.65 | 13.89 | 10.54 | 17.09 | 12.80 |
| 375 | 8.26 | 5.72 | 12.01 | 8.48 | 16.56 | 11.63 | 19.99 | 13.89 |
| 400 | 8.59 | 6.07 | 12.57 | 8.84 | 16.97 | 11.94 | 21.23 | 15.21 |
| 425 | 6.88 | 4.95 | 10.29 | 7.32 | 14.10 | 10.06 | 17.25 | 12.29 |
| 450 | 6.17 | 4.47 | 9.02 | 6.45 | 12.55 | 8.99 | 15.44 | 11.05 |
| 475 | 7.57 | 5.59 | 11.20 | 8.26 | 15.42 | 11.51 | 18.72 | 13.97 |

パーレイ厚の算定過程をみれば Table 3 に示すとおりとなる。同表中の w_0 , w_1 列は、Table 2 中の $P=6$ kips (27.2 KN) のたわみを $P=10$ tf に換算し、mm の単位で表現したものである。なお、10 tf 換算にあたっては荷重～たわみ関係に直線性を仮定しているが、本解析例の範囲ではその直線性は認められるようである (後述の Fig. 7 参照)。

Table 3 中の w_0 と w_1 を式 (4) に代入して H_0 と E_0 を求めれば、同表中の H_0 , E_0 列のとおりとなる。ここで、式 (5) より CBR 値を、また式 (6) より H_{0A} を求めて同表に示す結果を得る。ただし、CBR 値は降雨時期などにおける低下を考えて、ケンタッキー州では計算値の 6 割を使っており、ここでもそれに従っている。また、 H_{0A} の算出にあたってここでは設計交通量 EAL として、 $EAL=10^7$ を設定している。このようにして得られた H_{0A} と H_0 より、オーバーレイ厚 ΔH を式 (1) より求めれば、Table 3 中の ΔH 列に示すとおりとなる。

残り 3 つの $P=9$ kips (40.8 KN), 12 kips (54.4 KN), 15 kips (68.0 KN) に対してもオーバーレイ厚 ΔH を求め、測点に関して図示すれば Fig. 6 のとおりとなる。図中、 \times , \circ , \square , \triangle はそれぞれ FWD 荷重 P が $P=6$ kips (27.2 KN), 9 kips (40.8 KN), 12 kips (54.4 KN), 15 kips (68.0 KN) の場合に対する ΔH を表わしている。

なお、この FWD 試験では、ケンタッキー州における公的荷重試験機であるロードレイターも併用された。ロードレイター荷重は FWD 荷重の約 1 割の大きさであり、3 種類 (0.6 kips (2.7 KN), 1.2 kips (5.4 KN), 1.8 kips (8.1 KN)) に対して試験がおこなわれた。ケンタッ

Table 3 Calculation process of overlay thickness, ΔH

| 測定点 | w ₀ | w ₁ | H ₀ | E ₀ | CBR | H _{0A} | ΔH |
|-----|----------------|----------------|----------------|----------------|-----|-----------------|------------|
| | mm | mm | cm | MPa | | | |
| 0 | 0.27 | 0.20 | 24.94 | 4039 | 23 | 26.67 | 1.73 |
| 25 | 0.27 | 0.19 | 23.26 | 4437 | 26 | 26.13 | 2.87 |
| 50 | 0.26 | 0.19 | 25.04 | 4314 | 25 | 26.31 | 1.27 |
| 75 | 0.24 | 0.19 | 26.59 | 4222 | 24 | 26.41 | -0.18 |
| 100 | 0.29 | 0.21 | 23.90 | 3804 | 22 | 27.02 | 3.12 |
| 125 | 0.28 | 0.20 | 23.59 | 4192 | 24 | 26.46 | 1.22 |
| 150 | 0.24 | 0.17 | 25.42 | 4743 | 27 | 25.73 | 0.31 |
| 175 | 0.25 | 0.17 | 23.95 | 4926 | 28 | 25.52 | 1.57 |
| 200 | 0.25 | 0.19 | 26.28 | 4090 | 24 | 26.61 | 0.33 |
| 225 | 0.28 | 0.20 | 23.59 | 4080 | 24 | 26.61 | 3.02 |
| 250 | 0.30 | 0.21 | 21.64 | 4263 | 25 | 26.36 | 4.72 |
| 275 | 0.29 | 0.21 | 23.01 | 4029 | 23 | 26.69 | 3.68 |
| 300 | 0.28 | 0.20 | 24.48 | 4029 | 23 | 26.69 | 2.21 |
| 325 | 0.24 | 0.17 | 24.07 | 5140 | 30 | 25.27 | 1.2 |
| 350 | 0.25 | 0.19 | 27.43 | 3947 | 23 | 26.82 | -0.61 |
| 375 | 0.28 | 0.20 | 22.12 | 4488 | 26 | 26.06 | 3.94 |
| 400 | 0.30 | 0.21 | 22.32 | 4039 | 23 | 26.69 | 4.37 |
| 425 | 0.24 | 0.18 | 24.76 | 4814 | 28 | 25.65 | 0.89 |
| 450 | 0.21 | 0.15 | 26.11 | 5487 | 32 | 24.89 | -1.22 |
| 475 | 0.27 | 0.20 | 24.89 | 4141 | 24 | 26.54 | 1.65 |

キー州における FWD の利用はまだ、試験段階にあるため、Fig. 6 の FWD 解析結果と比較するデータは現在のところない。一方、DSGT のロードレイターに対する適用性は後述 (付録参照) のように確認されている¹⁸⁾。したがって、ここでは本解析結果の考察のために、ロードレイター荷重に対しても DSGT を適用し、その結果を Fig. 6 に載せている。図中、 \blacksquare , \blacktriangle , \bullet がそれぞれ 0.6 kips (2.7 KN), 1.2 kips (5.4 KN), 1.8 kips (8.1 KN) のロードレイター荷重に対する結果を表わしている。

ΔH の値は、FWD では $\Delta H=0\sim 5$ cm の範囲であるのに対して、ロードレイター (以降、RR と略称) に関してはオーバーレイは不要という結果が得られている。また、RR に関しては載荷重の大きさによる ΔH のばらつきが大きいが、FWD に関しては載荷重の影響はほとんど見られない。まず、FWD による ΔH が RR によるもの比べて大きく表われることについてであるが、これは FWD と RR の荷重～たわみ曲線の相違に起因しているものと考えられる。Table 2 の FWD に関する荷重とたわみ関係を RR のデータも付加のうエグラフ化したものが Fig. 7 である。図中、 \triangle は RR, \square は FWD の場合を表わしている。この荷重～たわみ関係は明らかに非線形性を示しており、単位荷重に関するたわみは FWD の方が大きい。このことが、FWD による ΔH が RR によるものより大きくなることの原因であると思われる。このことは、荷重の大小により舗装構造の評価が異なってくるということを表わしているので、重交通荷重道路と軽交通荷重道路で FWD 荷重ランクの使い分けや RR との併用を行うことが合理的であるといえる。

Fig. 8 は、Fig. 7 の各点に関する割線係数を取り、それ

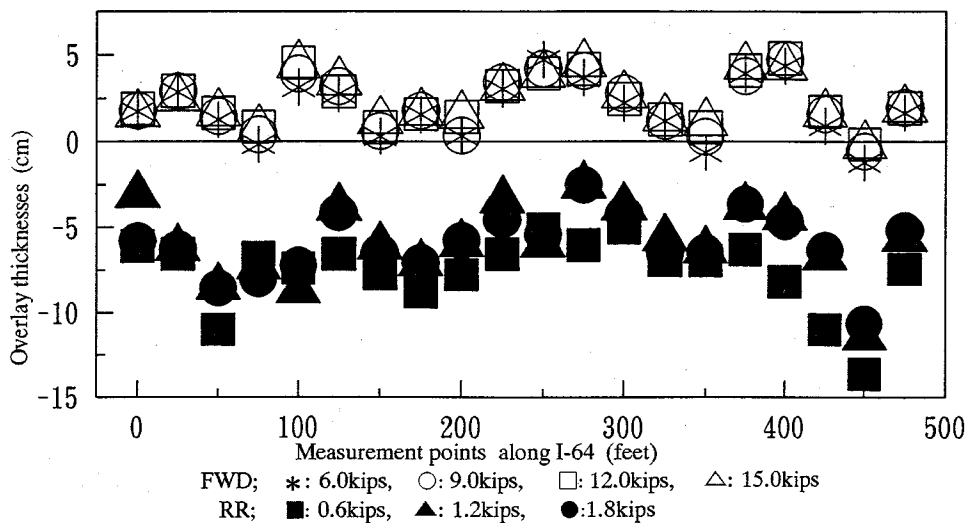


Fig. 6 Calculated overlay thicknesses along measurement points of Interstate road, I-64

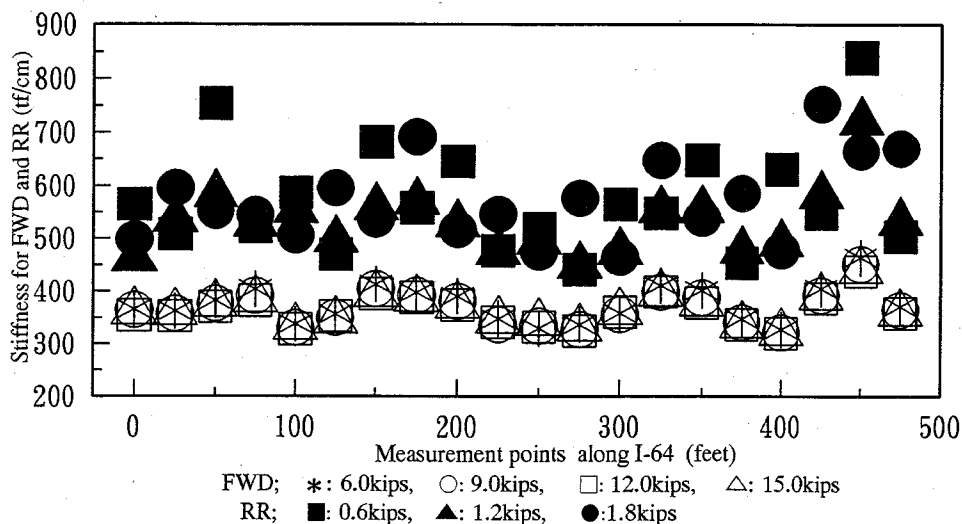


Fig. 8 Stiffness of road structure along measurement points of Interstate road, I-64

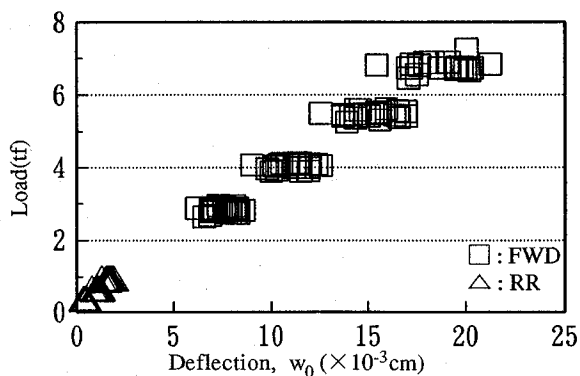


Fig. 7 Relations between loads and deflections for FWD and RR

を各測点に関して表わしたもので、いわばこの道路構造のスティフネスを表現している。FWDでは各測点とも4種類の荷重に対してほぼ同一の値を表わしているが、RRではかなりばらついている。これが、前述したRRによる ΔH のばらつきを表わすものである。RR荷重はFWDのものに比べて1/10程度と小さいため、道路構造系の応答に誤差が入ったり、たわみの測定精度も落ちる。これらのことがRRのばらつきの要因であると思われる。

本解析手法を他の3つの道路、Comberland Parkway, Daniel Boone Parkwayおよびケンタッキー州道KY-61に適用した結果をFig. 9に示す。たわみ測定時の表・基層部分の平均温度はそれぞれ68°F(20.0°C)、

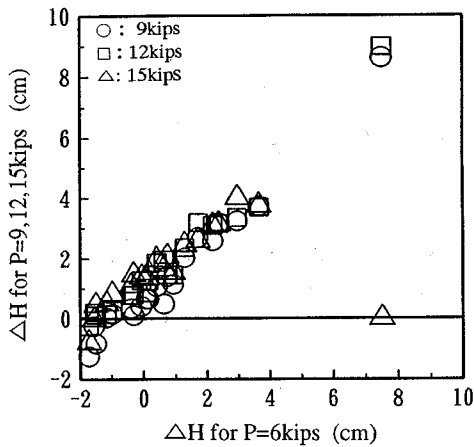


Fig. 9 (a) Overlay thicknesses of Comberland Parkway (FWD, $f=21.7\text{Hz}$, $T=68^\circ\text{F}$)

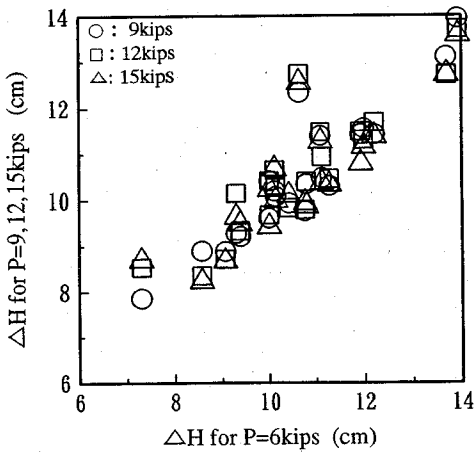


Fig. 9 (b) Overlay thicknesses of Daniel Boone Parkway (FWD, $f=21.7\text{Hz}$, $T=47^\circ\text{F}$)

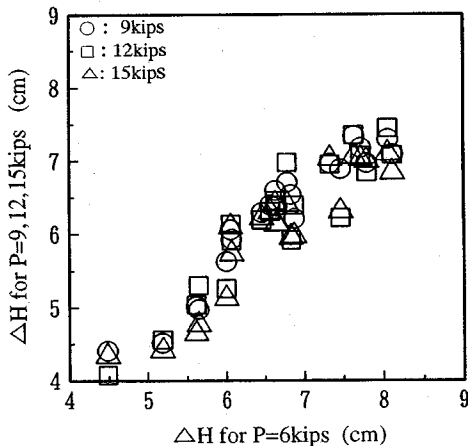


Fig. 9 (c) Overlay thicknesses of KY-61 (FWD, $f=21.7\text{Hz}$, $T=76^\circ\text{F}$)

47°F (8.3°C), 76°F (24.4°C) であり、載荷時間 τ はいずれも約 $\tau=23$ millisec であった。オーバーレイ厚 ΔH は、 $P=6$ kips (27.2 KN) における ΔH を基準にとってそれを横軸に表わし、その他の荷重における ΔH を縦軸に示している。RR に対する解析の結果は紙面の都合上、省略するが、前述の州際道路 I-64 におけるものと同様に、 ΔH は FWD 解に比べて小さく表われ、また荷重の種類に応じてばらつく、という結果となっている。また、荷重-たわみ関係図もここでは示していないが、Fig. 7 と同様な結果となっている。

5. おわりに

FWD を用いたオーバーレイ厚算定に関する一動的解析手法として、DSGT による近似解析手法を提示し、その適用性をケンタッキー州の FWD と同州の舗装設計手法の中で検討した。算例としてケンタッキー州での 4 道路 (約 80 測点) における FWD たわみを用いて、オーバーレイ厚算定を行った結果、次のような内容を得ることができた。

(1) ケンタッキー州における公的な載荷試験機であるロードレイトーによる解析結果に比べて、大きめなオーバーレイ厚が得られた。これは、道路構造系の非線形なたわみ特性に起因して、ロードレイトー載荷力の 10 倍程度の大きさをもつ FWD 載荷力では舗装たわみが非線形的に大きく表われるためである。

(2) FWD の載荷力は 4 ランクあり、解析結果は各測点とも 4 種類の荷重に対してほぼ同一の値を表わすものとなったが、ロードレイトーでは載荷力の種類に応じてばらつく結果が得られた。これは、ロードレイトー荷重は FWD のものと比べて 1/10 程度と小さいため、道路構造系の応答に誤差が入ったり、たわみの測定精度が落ちることなどのためであると考えられる。

(3) 荷重の大小により舗装構造の評価が異なるということは、重交通荷重道路と軽交通荷重道路で FWD 荷重ランクの使い分けやロードレイトーとの併用が必要であることを意味する。したがって、(2) で述べたような小さな載荷力における試験方法に今後、改善を加えてゆくことが必要である。

以上、本 FWD 解析手法の適用結果についてまとめたが、これのみでは本手法の精度や適用性について十分に表わせたものとはいえない。ケンタッキー州では FWD の解析手法はまだ開発中の段階にあり、本解析結果と比較検討するデータがとれていない。また、DSGT を今後、我が国における FWD と舗装設計システムに適用する予定である。将来、これらのデータ入手や解析結果を通じて本手法の適用性等を検討してゆきたい。

また、本解析手法そのものにもまだ、不十分な点があ

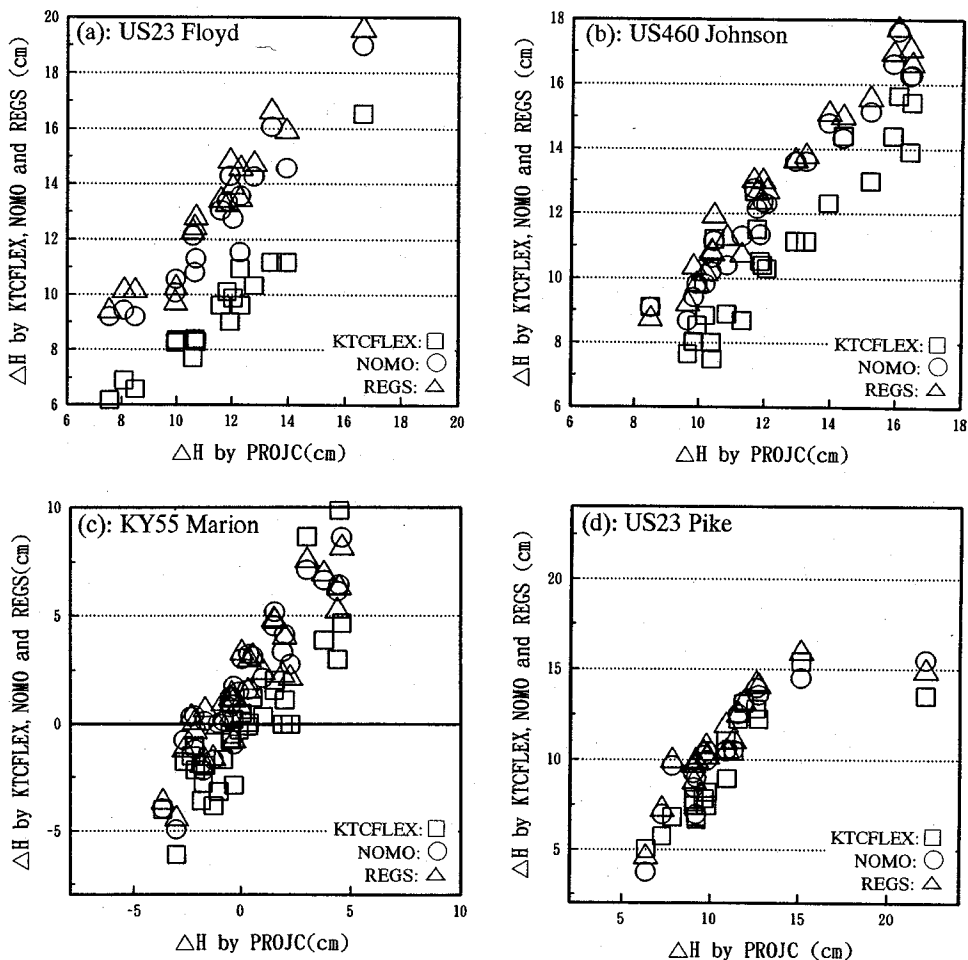


Fig. A1(a)~(d) Overlay thicknesses by KTCFLEX and DSGT (NOMO & REGS) compared with those by PROJC

る。例えば、解析対象がFWD 載荷時間が23 ミリ秒に対するものにとどまっておらず、また舗装体の温度に関しても未だ回帰式化されていない。これらの不十分性に関しても、本解析手法の我が国のFWD と舗装設計手法への適用を図るなかで解消し、さらに、舗装設計における T_A 概念の舗装構造逆解析における有用性の問題についても、具体的な解析結果の積み重ねの中で検討してゆきたい。

付録. DSGT のロードレイターへの適用性

本解析手法によるオーバーレイ厚 ΔH の算定結果と他の手法によるものとの比較検討については、FWD についてはまだ行われていないが、RR に関しては Fig. A1 に示す結果を得ている¹⁸⁾。同図は、ケンタッキー州の4 道路のオーバーレイ厚設計に関して、ケンタッキー州の手法結果 (同図中の PROJC と KTCFLEX) と著者ら

の DSGT の解析結果 (NOMO と REGS) を比較したものである。なお、PROJC は同州における現行設計手法であり、また KTCFLEX は最新の手法である。同図では、PROJC による ΔH を基準としてそれを横軸に表わし、KTCFLEX と NOMO, REGS による結果を縦軸にとっている。NOMO はノモグラフ利用によって ΔH を求めたものであり、また REGS は本論文と同様な回帰式利用による解析結果を表わしている。KTCFLEX は、たわみ形状が計算値と実測値の間で最小2乗法的に一致するように、舗装各層の弾性係数を得る形で ΔH を求めたものであるが、PROJC では本論文と同様に荷重中心点とその隣の点におけるたわみ量から ΔH を算定している。その意味で KTCFLEX は PROJC より厳密な手法であるといえる。Fig. A1 をみれば、本 DSGT による解析結果は KTCFLEX によるものと比べてやや大きめの ΔH となっているものの、現設計法の PROJC によるものとおおむね一致しており、DSGT はオーバーレイ解析

に有用であるといえる。

参考文献

- 1) FWD研究会：FWDに関する研究，1993年8月。
- 2) Sato, K. and Hachiya, Y.: Application of FWD for Structural Evaluation of Concrete Pavement, *Proceedings of 2nd International Conference on Bearing Capacity of Roads and Airfields*, pp.155-163, 1986.
- 3) Kasahara, A., Kubo, H. and Sugawa, T.: Estimation of In situ Moduli of Pavement Structural Layer with Falling-Weight deflectometer Deflection Basin, *Proceedings of 6th International Conference on Structural Design of Asphalt Pavements*, Vol. 1, pp.590-596, 1987.
- 4) Himeno, K., Maruyama, T., Abe, N. and Hayashi, M.: The Use of FWD Deflection Data in Mechanistic Analysis of Flexible Pavement, *Proceedings of 3rd International Conference on Bearing Capacity of Roads and Airfields*, pp.401-410, 1990. 7.
- 5) Hachiya, Y and Sato, K.: Nondestructive Evaluation Method of Concrete Pavement by FWD, *Proc. of JSCE*, No. 420/V-13, August, 1990.
- 6) 井上武美, 松井邦人, 三瓶辰之: 舗装の逆解析において層弾性係数の推定に影響を及ぼす因子とその影響度の検討, 土木学会論文集, No. 433/V-15, pp.177-185, 1991年8月。
- 7) 三瓶辰之, 松井邦人, 井上武美: 舗装構造の逆解析における各種手法の比較, 土木学会論文集, No. 442/V-16, pp.237-240, 1992年2月。
- 8) 松井邦人, 井上武美, 三瓶辰之: 弾性多層構造の逆解析におけるモデル誤差・測定誤差に関する感度, 土木学会論文集, No. 454/V-20, pp.11-17, 1992年9月。
- 9) 阿部長門, 丸山暉彦, 姫野賢治, 林 正則: たわみ評価指標に基づく舗装の構造評価, 土木学会論文集, No. 460/V-18, pp.41-48, 1993年2月。
- 10) 例えば, 丸山暉彦, 阿部長門, 雑賀義夫, 姫野賢治: FWDによる舗装の構造評価および補修設計システムの開発, 土木学会論文集, No. 484/V-22, pp.61-68, 1994年2月。
- 11) 例えば, Nishizawa, T., Himeno, K., Maruyama, T. and Saika, Y.: Comparison of Static and Dynamic FEM Analyses in Connection with Backcalculation of Pavement Layer Moduli based on FWD Deflection Data, *Proceedings of 4th International Conference on Bearing Capacity of Roads and Airfields*, pp.215-228, 1994.7.
- 12) 横田 漢, 藤本廣: 弾性上スラブの動的解析とそのオーバーレイ問題への適用, 構造工学論文集, Vol. 31A, pp. 473-484, 1985.
- 13) 横田 漢, 出口近士, 樗木 武, 藤本廣: 動的たわみ解析による道路舗装のオーバーレイ設計法, 土木学会論文集, No. 433/V-15, pp.41-50, 1991年8月。
- 14) Southgate, H.F., Deen, R.C., Havens, J.H. and Drake, W.B. Jr: Kentucky Research; A Flexible Pavement Design and Management System, *Proceedings of 4th International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements*, pp.269-297, 1977.
- 15) FWD研究会: FWDに関する研究, pp.71-78, 1993年8月。
- 16) Shook, J.F. and Kallas, B.F.: Factors Influencing Dynamic Modulus of Asphalt Concrete, *Proceedings of The Association of Asphalt Paving Technologists*, Vol. 38, pp.140-178, 1969.
- 17) Southgate, H.F. and Deen, R.C.: Temperature Distribution Within Asphalt Pavements and its Relationship to Pavement Deflection, *Highway Research Record* 291, pp.116-131, 1969.
- 18) Yokota, H., Graves, R.C., Allen, D.L. and Southgate, H.F.: A Dynamic Analysis of Pavement Evaluation by Road Rater and FWD, *Proceedings of 4th International Conference on Bearing Capacity of Roads and Airfields*, 1671-1682, 1994.7.

(1994.5.17 受付)

A DYNAMIC OVERLAY DESIGN FOR FLEXIBLE PAVEMENT BY USING FWD

Hiroshi YOKOTA, Chikashi DEGUCHI, Takeshi CHISYAKI
and Takeshi YUGE

FWD has been used to evaluate pavement structures and to design overlay of pavement since 1980's, but these FWD analyses are almost statical. As FWD's loading is impulsive, the dynamic FWD analyses are rational. The paper proposes a dynamic overlay design method for flexible pavement based on "Dynamic slab-ground theory" derived from one of authors. Applying the dynamic design method to measured FWD deflections at four roads (about 80 points) and pavement design procedures in Kentucky, the obtained overlay thicknesses are examined in comparison with those by Road Rater that is the current loading test equipment in Kentucky. The overlay thicknesses by FWD were larger than those of Road Rater. This is caused by the nonlinear deflection characteristics of road structure.