短い測定間隔による 修繕前後の FWD 構造評価結果

渡邊一弘¹・増戸洋幸²・篠塚政則³・上島 壯⁴

¹ 正会員 国立研究開発法人土木研究所 道路技術研究グループ (〒305-8516 茨城県つくば市南原 1-6)

E-mail: k-watanabe@pwri.go.jp

² 正会員 東亜道路工業株式会社 技術研究所 (〒300-2622 茨城県つくば市要 315-126)

³ 正会員 鹿島道路株式会社 技術研究所 (〒182-0036 東京都調布市飛田給 2-19-1)

⁴ 正会員 (〒063-0012 北海道札幌市西区福井 1-17-18)

舗装の構造評価手法の一つに FWD たわみ量調査があり、非破壊調査であることから実務面での普及が進んできている。しかし、FWD たわみ量の平均値の信頼範囲が不明なこと、実道において既設舗装の損傷状況は様々ではないことから、測定間隔の設定に苦慮する場合もある。本稿では、実道において短い測定間隔で修繕前後の FWD たわみ量調査及び路面性状調査を実施し、FWD たわみ量が 2m 程度ずれるだけで 2 倍以上となりうることを、同様の修繕工事内容でも既設舗装の状況や補修履歴により、舗装の構造的健全度の回復度は大きく異なること、供用年数が長い舗装区間においてはひび割れの発生状況と構造的健全度の関係について相関が確認され、ひび割れの長さや交点に着目することでより的確に構造的健全度を評価しうる等の知見を得た。

Key Words : pavement, FWD, measurement interval, rehabilitation, crack

1. はじめに

効率的な舗装管理に向け、従来の原形復旧一辺倒ではなく、舗装の構造的健全度を適切に評価し、ライフサイクルを見据え適切な工法を選定することが求められる。舗装の構造調査の一手法として、FWD たわみ量調査があり、そのデータから構造診断・修繕設計を実施する手法が提案されている¹⁾。また、「FWD および小型 FWD 運用の手引き」²⁾や「活用しよう! FWD」³⁾といったマニュアルも整備され、実務においても活用される⁴⁾など普及が進みつつある。しかし、実道において既設舗装の損傷状況は局所的な損傷箇所が存在するなど一様ではなく、プロジェクトレベルで適切な工法選定を目的として FWD たわみ量調査を実施する場合、測点の設定に苦慮する場合もある。前出のマニュアルでは、舗装厚さ、使用材料、交通量、環境条件が同一な既知の舗装区間(均質区間)においては、その 1 区間の測定点数が最小でも 16 個になる間隔を測定間隔として提示している。しかし、1 区間の延長により測定間隔も異なり局所的な損傷が抽出されないことが考えられる。また、1 区間最小でも 16 個となる間隔はサンプリング理論から設定されたもので

あるが、FWD たわみ量調査の場合、平均値の信頼範囲をどの程度とするかはあまり明確となっていない²⁾。また、修繕工事に関し各種の工法に着目した構造的健全度の回復度に関する検討事例は多数存在する⁵⁾が、一般的な修繕工法である切削オーバーレイについて、局所的な損傷の存在を考慮して短い測定間隔による構造的健全度の回復度を評価した事例はない。

特定非営利活動法人舗装診断研究会(理事長: 姫野賢治中央大学教授)は、舗装構造の診断技術の向上・普及等を目的として諸活動を行っており、そこで組織された委員会の一つに技術普及委員会事例収集小委員会がある。同小委員会の活動の一環で、実道での表層 1 層の切削オーバーレイによる修繕前後での FWD たわみ量調査を実施する機会を得て、舗装路面の実際の損傷状況と FWD たわみ量調査で設定する測定間隔の関係等を把握すべく調査を行った。本論文は、その調査結果から得られた知見をとりまとめたものである。

2. 調査箇所及び修繕工事内容

図-1 舗装構成

調査箇所は、地方自治体管理の中央分離帯付きの4車線道路（下り2車線，上り2車線，1970年代後半に4車線道路として供用開始）である。大型車交通量は、同一路線上の近傍地点における平成22年度道路交通センサス結果⁹⁾では、舗装計画交通量区分でN₆に相当する。道路管理者へヒアリングしたところ、舗装構成は図-1のとおりであり、構築路床は、路盤砂による路床入替である。なお、下り車線は信号交差点の流出部，上り車線は同流入部に位置している。道路線形はほぼ直線である。

当該区間にて、表層1層の切削オーバーレイによる修繕工事が延長100mの範囲で上下全車線にわたり秋季に実施された。使用材料は、交差点内を除く下り車線が改質Ⅱ型密粒度アスファルト混合物（20），交差点内及び上り車線が改質Ⅲ型密粒度アスファルト混合物（20）である。道路管理者へのヒアリング及び修繕工事前の路面状況の目視観察等より、下り車線は20年程度は無補修と類推され、また上り車線は当該工事の6年前に表層1層の切削オーバーレイが実施されている。

3. 調査内容

当該工事区間において、交通規制の制約上交差点付近の一部の区間を除外し、概ね60m区間の範囲の上下車線それぞれ第一走行車線を調査対象区間として設定した。工事延長が100mであり、1章で触れた測定間隔の設定手法に従えば、16個のFWDたわみ量の測定点となる測定間隔は概ね6mとなる（調査対象の60mに限った場合、測定間隔は概ね4mとなる）。今回使用したFWD測定車両は、載荷点から最も遠いたわみセンサーは2mの距離であることを踏まえ、現地での実際の測定点の位置だしの容易さ（1個の縁石の長さが0.6m）の観点から、本調査では一部の区間を除いて1.8m間隔（0.6m×3）でOWP部にてFWDたわみ量調査を修繕前後で行った。調査日は、以下のとおりである。

修繕直前：工事3日前

修繕直後：下り車線は工事から3日後，上り車線は

図-2 使用FWDの同一地点たわみ量比較

工事から4日後（いずれも工事から調査日までは交通開放）

修繕半年後：修繕工事から半年後（下り車線のみ）

なお、使用したFWD車両は、修繕直前と修繕半年後は同一のものであるが、車両の手配上、修繕直後のみ異なる車両を用いている。この機差については、別の機会において同一地点にてこれらの車両で連続して測定することによって確認した。その結果を図-2に示す。図中のたわみ量は連続して測定したことから、温度補正せず荷重補正のみ実施している。この2本の曲線の差異が機差を示すが、その差は小さく、本論文においては機差の影響は無視できる程度と判断している。

また、修繕直前及び直後においては同日に路面性状測定車を用いた路面性状調査を実施した。

測点名は、一般交通の進行方向に下り車線はN31を起点としてN30，N29，・・・，N1と，上り車線は同S1，S2，・・・，S37とした。これにより、横断方向には、N1～N31がそれぞれS1～S31と概ね同一の測線上に位置することとなる。それぞれ測点間隔については、現地の都合上S32～S33，S34～S35，S36～S37は1.2m間隔とした以外は1.8mである。

4. 調査結果

(1) 修繕直前の路面状況

修繕直前の路面性状調査から得られた路面のひび割れ発生状況を図-3及び図-4に示す。下り車線は亀甲状にひび割れが入っている区間を有していることに対し、上り車線はOWP部を中心に縦断方向に1本ひび割れが入っているかいないか、という程度であることが分かる。2章で述べたとおり、下り車線は20年程度は無補修と類推しており、亀甲状のひび割れが入っている区間は既に構造的な損傷が重度に進行していると考えられる。その一方、上り車線は路面のひび割れ状況からは同様の損傷区間を有していると判断することは難しい。しかし、6年前に表層1層の切削オーバーレイを実施しているという補修履歴を考慮すると、当時基層以下に残っていたひび割れに起因してリフレクティブに路面までひび割れが到

図-3 ひび割れ発生状況（下り車線）

図-4 ひび割れ発生状況（上り車線）

図-5 わだち掘れ深さ

達し始めた状態とも考えられ、構造的な損傷が進行しているとも推測できる。なお、調査区間のひび割れ率は、下り車線は23%，上り車線は10%であった。

わだち掘れ深さについては、各測点上で調査した結果、図-5 に示すとおりであった。ひび割れの状況と同様に、下り車線はわだち掘れも進行していることに対し、上り車線は進行していないことが分かる。

縦断凹凸については、この調査区間では下り車線で概ね 3.9mm/m、上り車線で概ね 2.2mm/m であり、ひび割れ、わだち掘れの状況と同様の傾向であった。

(2) 修繕直前直後のたわみ量調査結果

図-6 に下り車線の修繕直前のたわみ量調査結果を、図-7 に修繕直後の結果を示す。同様に、上り車線のそれらを図-8 及び図-9 に示す。なお、いずれのたわみ量も 49kN で荷重補正を行っている。温度補正についてはアスファルト混合物（以下、「アスコン」という。）層（本舗装構成では $t=20\text{cm}$ ）の平均温度を「舗装性能評価法—必須および主要な性能指標編—」⁷⁾に従い算出し、それをもとに「活用しよう！FWD」³⁾により D_0 及び D_{200} のたわみ量を 20°C 換算で補正している。また、上り車線の 61.3m 地点 (S36) のたわみ量については、測定ミスにより修繕直

図-6 下り車線修繕直前たわみ量

図-8 上り車線修繕直前たわみ量

図-7 下り車線修繕直後たわみ量

図-9 上り車線修繕直後たわみ量

前のものが取得できていない。

ひび割れの入った舗装では D_0 たわみ量の変動係数は 30% 程度であること、既設舗装では約 20% であることが知られている²⁾。本調査においても、部分的に亀甲状にひび割れが入っていた下り車線において修繕直前 D_0 たわみ量の変動係数は 28% (修繕直後は 24%)、ひび割れが目立たない上り車線のそれは 18% (修繕直後は 15%) であった。しかし、図-6 及び図-7 より、41.4m 地点 (N24) と隣接点 (N23) の 1.8m 間で D_0 たわみ量は 2 倍以上の差 (修繕直前では $384\mu\text{m}$ と $861\mu\text{m}$) が生じている。上り車線においても同様に、図-8 及び図-9 より、起点 (S1) と隣接点 (S2) の 1.8m 間で 1.6 倍以上の差 (修繕直前では $360\mu\text{m}$ と $580\mu\text{m}$) を示している。修繕直前の D_0 たわみ量は、下り車線の平均が $484\mu\text{m}$ で標準偏差が $135\mu\text{m}$ であること、上り車線の平均は $649\mu\text{m}$ で標準偏差が $117\mu\text{m}$ であることから、隣接測点においてこの差は大きいものと考えられる。渡邉ら⁸⁾は、構内の舗装走行実験場における 2m 間隔での FWD たわみ量調査結果より、2~4m 程度の測定地点のずれで測定結果に大きく差が生じていることを報告しているが、これらより実道でも同様に 1.8m 程度の測定地点のずれで測定結果に大きな差 (構造的変化) が生じることが分かった。舗装マネジメントを行う際、PMS (Pavement Management System) に FWD たわみ量調査結果を組み込むことがあるが、この場合は一般的に 100m 間隔とするなど長い測定間隔と

図-10 修繕前後の D_0 たわみ量変化
(下り車線：測点 N)

図-11 修繕前後の D_0 たわみ量変化
(上り車線：測点 S)

なる。工事により路面の状態も変わり、前回測定位置の特定が路面上の情報のみでは困難な場合もある。PMS の運用など FWD たわみ量調査を継続的に実施する場合、前回測定地点の座標データを活用する等の正確な位置合わせに留意する必要がある。

なお、構造的健全度を回復させるにあたっては、どの地点でそれを大きく失っているか事前に把握することが必要となる。本調査においては、表層の供用年数の長い下り車線においては、渡邉ら⁹⁾も指摘しているとおり、ひび割れが高い密度で発生している測点で D_0 たわみ量が大きいたことが図-3 との比較で明確である。表層の供用年数が長い場合、構造的な弱点部での詳細な構造評価を目的とした FWD たわみ量調査の測点設定に際し、事前にひび割れ発生状況を把握しておくことが効果的であると言える。一方、表層の供用年数の短い上り車線については、もとよりひび割れの発生状況が軽度であり、路面の状態から構造的健全度が低い地点を類推することは困難である。この場合、過去の修繕履歴や地形条件上高い地下水位の存在が疑われるといった周辺状況等から総合的に判断していくことが求められる。

次に、本修繕工事における構造的健全度の回復度について検証する。図-10 及び図-11 に修繕前後の D_0 たわみ量変化を示す。

下り車線については、修繕の実施に伴い D_0 たわみ量が全体的に減少しており、特に D_0 たわみ量が大きかった地点ほど大きく減少していることが分かる。一方、上り車線については、高粘度な改質Ⅲ型のバインダーを用いたアスコンを用いているにもかかわらず修繕の実施に伴うたわみ量の減少は確認されない。上り車線は修繕直前におけるひび割れ率は小さいものの、6 年前の表層 1 層の切削オーバーレイ時に残置した基層以下のアスコン層 ($h=15\text{cm}$) についてはひび割れが残っていると推察され、その部分が残ったまま比較的良好な表層を再度切削オーバーレイしても、その構造的健全度の回復は見込めなかったと考えられる。

そこで、上り車線と下り車線の修繕前の状態を比較すべく、修繕直前のたわみ量調査結果から、アスコン層の弾性係数、残存等値換算厚、路床の CBR を以下(1)~(3)の推定式¹⁰⁾により算出し、下り車線と上り車線について各測点の算出結果の平均値を比較したものを表-1 に示す。

$$Eas = \frac{2,352 \times (D_0 - D_{200})^{-1.25}}{has} \quad (1)$$

$$T_{A0} = -25.8 \log(D_0 - D_{1500}) + 11.1 \quad (2)$$

$$CBR = \frac{1}{D_{1500}} \quad (3)$$

ここに、 Eas : アスコン層弾性係数 (MPa)、 D_0 : 載荷点直下のたわみ量 (mm)、 D_{200} : 載荷点から 200mm の位置のたわみ量 (mm)、 has : アスコン層の厚さ (cm)、 T_{A0} :

残存等値換算厚 (cm), D_{1500} : 載荷点から 1500mm の位置のたわみ量 (mm), CBR: 路床の CBR (%), である。
 なお, アスコン層弾性係数については, 式(1)を用いて弾性係数算出後に丸山らの手法¹⁰⁾にて 20℃温度補正を行い, 残存等値換算厚については, 式(2)の D_0 自体を「活用しよう! FWD」³⁾により 20℃温度補正を行っている。

表-1 より上り車線のアスコン層の弾性係数は下り車線のそれに比べてかなり小さく, アスコン層全体にわたって損傷が進行していることが分かる。また, 当該区間の当初舗装設計の情報は得られなかったものの, 図-1 に示す本工区の舗装構成より供用当初の等値換算厚は 28.25cm と算出される。なお, 表-1 の路床 CBR を参考に設計 CBR を 6% とすると, N6 交通相当の必要等値換算厚がちょうど 28cm である。供用当初の等値換算厚と比較して, いずれの車線も残存等値換算厚は小さいが, 特に上り車線で小さくなっている (供用当初の等値換算厚との比率では, 下り車線 0.86 に対し上り車線 0.69)。これらのことより, 修繕工事に際し舗装の構造的健全度を回復させることを求める場合, 特に表層の供用年数が短い区間においては, 修繕工法の選定に際し路面の状況のみで判断することは避けること, また, アスコン層全体にわたって損傷が進行し, 残存等値換算厚が供用当初の等値換算厚と比べ大きく (例えば, 7 割程度以下) 減少している場合は, 例え改質Ⅲ型という高粘度のバインダーを用いた混合物を用いても表層 1 層の切削オーバーレイでは効果に限界があると言える。

なお, 実際の修繕工事は, 構造面のみならず路面機能面など様々な理由を勘案し道路管理者が総合的な判断のもとその区間・内容を決定するものであり, 本稿はその是非を議論するものではないことを申し添える。

(3) 修繕直前直後の各層弾性係数の変化

FWD たわみ量をもとに多層弾性理論に基づく静的逆解析プログラム (BALM) より舗装各層の弾性係数を求めた。計算条件は, 図-1 に示す舗装構成をもとに表-2 のとおりとした。その結果を図-12 及び図-13 に示す。アスコン層弾性係数は丸山らの手法⁹⁾にて 20℃温度補正を行ったものである。

図-12 より, 下り車線においては表層 1 層の切削オーバーレイによる構造的健全度の回復がアスコン層の弾性係数で確認できる。その他の層は, 上層路盤, 下層路盤及び構築路床で部分的 (13~28m 及び 41m 地点近傍) で変化が見られる以外, 修繕前後で大きな変動はない。な

お, この上層路盤以深の層の弾性係数の部分的な変化について, 当該層は今回の修繕工事の範囲外であり, 本来は生じるものではないと考えられる。本解析は多層弾性理論に基づく静的逆解析であり, アスコン層のひび割れの存在は解析に影響を及ぼしうる²⁾が, 図-3 より特に 13~28m の区間においてはひび割れの存在が顕著であるとも言えない。この上層路盤以深の層の弾性係数の部分的な変化については, 今後の検討課題ではあるものの, 図-13 に示す各縦軸のスケール及び表-2 に示す各層の厚さを踏まえると, 今回の修繕工事がアスコン層の構造的健全度を回復させていることに違いはない。一方で, 図-13 に示す上り車線においては, D_0 たわみ量と同様, 逆解析弾性係数でも表層 1 層の切削オーバーレイによる構造的健全度の回復は確認できない。また, 表-1 に示した推定式で算出されたものと同様に, 上り車線のアスコン層 20cm の弾性係数は総じてアスコンの一般的な弾性係数より相当程度小さめの評価であり, 6 年前の表層切削オーバーレイ時に基層以下のアスコン層 ($h=15\text{cm}$) にひび割れが残置されていたという推察と符合する。また, 図-12 と図-13 を比較すると, 下り車線に比べて上り車線の上層路盤及び下層路盤の弾性係数が小さい。これは, 下層の構造的健全度が低いまま表層 1 層を切削オーバーレイしても舗装全体の構造的健全度の回復は期待できないことを示している。

(4) 下り車線における修繕半年後の FWD たわみ量

修繕半年後に下り車線で交通規制される機会があり, その際に当該車線のみ FWD たわみ量調査を行った。その結果を図-14 に, D_0 たわみ量及び各層の弾性係数の修繕直前直後との比較を図-15 及び図-16 に示す。これらより, D_0 たわみ量は, 総じて修繕直後の状態に近い値を維持していることが分かる。その一方で, 各層弾性係数については, 原地盤で修繕直後の状態又はそれを上回る弾性係数である一方, その他の層では修繕直前の状態に近い傾向が確認された。多層弾性理論に基づく静的逆解析上は, 原地盤の弾性係数の上昇 (例えば, 地下水位の変動による影響) がそれより上の層の弾性係数の低下を相殺し, 結果として原地盤を含めた舗装全体の支持力が維持されていると言えるが, 本修繕工事の範囲は表層 1 層のみであることを考えるとそのメカニズムが妥当であるかは疑問が残るところであり, この点については今後の追跡調査時の検討課題としたい。

表-2 逆解析計算条件

層名	層厚 (cm)	ポアソン比	弾性係数 初期値 (MPa)
アスコン層	20	0.35	6,000
上層路盤 (M-30)	15	0.35	250
下層路盤 (C-40)	20	0.35	250
構築路床 (路盤砂)	55	0.4	100
原地盤	∞	0.4	50

表-1 修繕直前の構造特性の比較

	アスコン層 弾性係数 (MPa)	残存等値換算 厚 T_{A0} (cm)	路床 CBR (%)
下り車線	6,387	24.1	6.8
上り車線	2,625	19.2	5.8

図-12 修繕前後の各層弾性係数の変化
(下り車線：測点N)

図-13 修繕前後の各層弾性係数の変化
(上り車線：測点S)

図-14 下り車線修繕半年後たわみ量

図-15 修繕前後及び半年後のD₀たわみ量の変化（下り車線：測点N）

また、下り車線は修繕直前時に亀甲状にひび割れが入っている区間（14～22m 付近、49m 前後）も有しており、これらの区間は早期に構造的健全度が低下することも想定されたが、修繕半年後の間ではその状態は確認されなかった。しかし、D₀たわみ量は平均が450 μ m程度であり、これはN6 交通量区分における構造的な補修が必要とされる判断目安の400 μ m¹⁰を超過し、なおかつ317～719 μ m までの変動幅を有している。今後の供用に伴う路面変状の発生状況とこれらの情報を付き合わせて、構造的健全度の効果的な回復を目的とする修繕設計のあり方を引き続き検討していくことが必要である。

5. ひび割れの発生状況とFWD たわみ量の関係

本調査では、原則として1.8m 間隔でFWD たわみ量調査を実施したが、実務面でこれらの間隔で同調査を実施するのは多大なる労力がかかる。そのため、調査目的に応じ、路面の状態から測点を設定する手法があることが好ましい。渡邊ら⁹⁾は、ひび割れ率、わだち掘れ深さ及び平坦性のうち、舗装の構造的健全度と密接な関係を有しているのはひび割れ率であることを明らかにし、また、ひび割れの形態・質に着目すると「単位面積あたりひび割れ延長 (m/m²)」と「ひび割れ交点密度 (点/m²)」という新指標を提案している。「単位面積あたりひび割れ延長 (m/m²)」とは、多数入ったひび割れをより効果的

図-16 修繕前後及び半年後の各層弾性係数の変化（下り車線：測点N）

に評価すべく、路面上のひび割れをスケッチした後その総延長を調査区間面積で除算したもの、「ひび割れ交点密度(点/m²)」とは、ひび割れが1本から派生して亀甲状に至る程度を評価すべく、ひび割れ同士の交点数をカウントして調査区間面積で除算したものである。今回の調査は、修繕直前において20年程度は無補修と類推される下り車線と、6年前に表層の切削オーバーレイによる修繕が実施された上り車線と、異なる供用条件下にある路面を対象としたFWDたわみ量が取得されている。そこで、前述の知見を参考に、ひび割れの発生状況とFWDたわみ量の関係について検討を行った。

(1) 測点に対する評価領域の設定及び関係整理方法

FWDたわみ量調査は測定が一点での調査に対し、ひび割れ率等の指標は面での評価となる。前述の検討⁹⁾では、評価単位は縦断方向に一律10mとしているが、今回の調査は測定間隔が短いこともあり、評価領域の範囲の影響を検討することが可能である。そこで、縦断方向には、ひび割れ率のメッシュが50cmであることから測点前後にメッシュが一つずつある1m、FWDたわみ量センサーの延長である2m、既往の検討⁹⁾と同様の10mの長さでの評価領域を設定した。また、横断方向ではOWP部を中心とした狭い領域での評価と車線全幅での評価が考えられる。狭い領域としては外側線内に収まるように測点を中心に1mの幅と設定した(図-17参照)。

ひび割れの発生状況とFWDたわみ量の関係については、各測点において路床を含めた舗装全体の支持力を表すD₀及びアスコン層の強度を示すとされるD₀-D₂₀₀の値と、それぞれの評価領域でのひび割れに関する各指標による評価結果の相関関係の決定係数(R²)を整理することとした。

(2) 整理結果

表-3及び表-4に、それぞれの車線における整理結果を示す。

既往の検討⁹⁾にて示されたとおり、下り車線に関してはひび割れに関する各指標と舗装の構造的健全度には相関が確認され、また指標に関してはひび割れ率より単位面積あたりひび割れ延長及びひび割れ交点密度との相関の方が高い結果となった。メッシュ法であるひび割れ率より、ひび割れの長さや交点に着目することにより、亀甲状となっているなど、構造的健全度に与える影響の観点からのひび割れの発生状況についてよりの確に評価できると考えられる。また、評価領域との関係に関しては、縦断方向では10m単位の評価より1m又は2m単位の評価の方が相関が高いが、横断方向ではOWP付近の評価と車線全幅の評価で大きな違いはない。これより、局所的な損傷の評価に際しては、ひび割れの発生状況に着目

図-17 ひび割れに関する評価領域の設定

表-3 FWDたわみ量との決定係数（下り車線）

	D ₀ との決定係数			D ₀ -D ₂₀₀ との決定係数		
	ひび割れ率 (%)	単位面積あたりひび割れ延長 (m/m ²)	ひび割れ交点密度 (個/m ²)	ひび割れ率 (%)	単位面積あたりひび割れ延長 (m/m ²)	ひび割れ交点密度 (個/m ²)
1m×1m	0.555	0.703	0.686	0.378	0.526	0.397
1m×2m	0.510	0.669	0.725	0.269	0.406	0.542
1m×10m	0.372	0.482	0.491	0.226	0.364	0.335
全幅×1m	0.602	0.685	0.797	0.366	0.456	0.539
全幅×2m	0.587	0.637	0.764	0.291	0.338	0.535
全幅×10m	0.483	0.473	0.558	0.338	0.353	0.365

表-4 FWDたわみ量との決定係数（上り車線）

	D ₀ との決定係数			D ₀ -D ₂₀₀ との決定係数		
	ひび割れ率 (%)	単位面積あたりひび割れ延長 (m/m ²)	ひび割れ交点密度 (個/m ²)	ひび割れ率 (%)	単位面積あたりひび割れ延長 (m/m ²)	ひび割れ交点密度 (個/m ²)
1m×1m	0.006	0.032	0.146	0.000	0.006	0.070
1m×2m	0.007	0.049	0.065	0.000	0.018	0.014
1m×10m	0.008	0.000	0.147	0.010	0.001	0.064
全幅×1m	0.068	0.017	0.178	0.020	0.002	0.093
全幅×2m	0.186	0.058	0.059	0.094	0.027	0.013
全幅×10m	0.165	0.008	0.160	0.102	0.002	0.072

し、ひび割れの発生状況が縦断方向について概ね一様な区間毎にFWDたわみ量調査の測点を設定することが有用であると言える。一方、特に上り車線においてはそれらの相関は確認されない。上り車線は、6年前に表層1層の切削オーバーレイによる修繕が実施されており、前章で述べたとおり、路面のひび割れ状態が構造的健全度を反映していないことによるものと考えられる。表層の供用年数の短い道路においては、FWDたわみ量調査の測点設定に際し、過去の修繕履歴や地形条件上高い地下水位の存在が疑われるといった周辺状況等から総合的

に判断していくことが求められる。

6. まとめ

舗装路面の実際の損傷状況と FWD たわみ量調査で設定する測定間隔の関係等を把握すべく、実道における修繕前後にて、短い測定間隔での FWD たわみ量調査及び路面性状調査を行った。その結果、以下の知見を得た。

- (1) FWD たわみ量は、実道においても 2m 程度の縦断方向の測点のずれにより、その結果に大きく差が生じる。舗装の構造評価や試験施工の追跡評価の際に測点の設定には十分気をつける必要がある。
- (2) 構造的健全度の回復を目的とした修繕工事を実施する場合、表層の供用年数が短い場合においては基層以下の支持力が弱い場合があり、その場合に高粘度なバインダーを用いたとしても表層のみの切削オーバーレイでは構造的健全度の回復は期待できない。補修工法の選定にあたっては、表層の供用年数の確認を含め、過去の補修履歴を確認することが重要である。
- (3) 供用年数の長い舗装区間においてはひび割れの発生状況と構造的健全度の関係について相関が確認され、ひび割れの長さや交点に着目することでよりの確に構造的健全度を評価しうる。

今回の調査実施により、修繕工事前後できめ細かな構造評価及び路面性状調査に関するデータを取得することができた。当該区間の中で今後発生する路面の変状（舗装の損傷）と今回の調査で得た構造的健全度の評価結果との関係等について引き続き調査分析し、適切な構造評価及び修繕設計のあり方の提案に向け、引き続き舗装診断研究会技術普及委員会事例収集小委員会で活動していきたい。

謝辞：本調査は、対象区間を管理する道路管理者及び関係する工事の担当者のご理解・ご協力の下実施したものである。また、舗装診断研究会技術普及委員会事例収集小委員会の委員には、本調査の実施にあたり多大なる尽力を頂いた。ここに記して関係各位に謝意を表す。

参考文献

- 1) 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.41-48，1993.2.
- 2) (社)土木学会：FWD および小型 FWD 運用の手引き，2002.12
- 3) (財)道路保全技術センター：活用しよう！FWD，2005.3
- 4) 例えば，井原努，中村博康：道路舗装の維持修繕計画支援技術，建設の施工企画，No.679，pp.37-42，2006.9
- 5) 例えば，水野卓哉，森山守，西澤辰男：Ta 不足箇所における大粒径 As シックリフト工法と路上路盤再生工法の適応性の検討（その 1），土木学会第 69 回年次学術講演会，V-548，2014.9
- 6) 国土交通省道路局：平成 22 年度全国道路・街路交通情勢調査
- 7) (公社)日本道路協会：舗装性能評価法―必須および主要な性能指標編一，2013.4
- 8) 渡邊一弘，久保和幸：供用初期の舗装各層の構造的健全度低下過程に関する実験的検証，第 31 回日本道路会議，2015.10
- 9) 渡邊一弘，久保和幸：アスファルト舗装のひび割れに関する新たな評価指標の提案，土木技術資料，Vol.52，No.11，pp.32-35，2010.11
- 10) 公益社団法人日本道路協会：舗装の維持修繕ガイドブック 2013，2013.11
- 11) 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.61-68，1994.2

A DURABILITY EVALUATION RESULT USING SHORT INTERVAL FWD TEST BEFORE AND AFTER PAVEMENT REHABILITATION

Kazuhiro WATANABE, Hiroyuki MASHITO, Masanori SHINOTSUKA,
and Tsuyoshi KAMIJIMA

In this study, FWD test was adopted at short interval test points targeted on before and after pavement rehabilitation on the actual road, and also the road surface survey was done at the same time. From the results of these investigations, it was confirmed that the FWD deflections might show values more than twice around 2m away test point, not only evaluating the present pavement state but also referring to the repair history of the repair section was important on selecting the pavement repair method, and there was an association between crack state, especially crack length and cross point, and pavement durability except recent rehabilitation section.