

美々新試験道路におけるアスファルト舗装の長期供用性

Long-term Performance of Asphalt Pavements at Bibi New Test Road

丸山 記美雄* 田高 淳**

Kimio MARUYAMA and Jun TAKO

本報告は、構造設計手法の違い及び混合物配合や構成厚の違いがアスファルト舗装の長期供用性や耐久性に与える影響に関して、実際に供用中の道路を対象とした長期間の追跡調査結果をとりまとめたものである。

調査の対象とした美々新試験道路では、交通量やひび割れ、わだち掘れ、平坦性計測を供用後17年間毎年定期的に行っている。これらの調査結果から、路面性状の長期的な推移は舗装を構成する材料や厚さの影響を受けており、アスコン層が薄い方がわだち掘れ変形量が大きい傾向があることや、断面構成によりわだち掘れ変形の生じる部位(アスコン層、路盤、路床)が異なることを示した。また、舗装構成厚と使用する材料が異なれば、疲労ひび割れ発生時期が異なることを示した。

《キーワード：アスファルト舗装；長期供用性；ひび割れ；わだち掘れ；試験道路》

This paper reports on the effects of differences in asphalt mixtures and asphalt layer thickness on the long-term performance and durability of pavements, based on long-term observation at a road in service.

The observation was performed at Bibi New Test Road, which consists of eight sections of different pavement structure design. Traffic conditions, cracking, rutting, and surface smoothness have been measured each year for the 17 years.

The long-term road surface characteristics was found to differ by the type of asphalt materials and its thickness. The layers in which rutting deformation occurs (e.g., asphalt mixture layer, base course, subgrade) was found to differ according to the pavement configuration. Fatigue cracking, which is caused by vehicle loading, was also found to have occurred in the asphalt layers, and the time of occurrence was shown to differ according to asphalt type and thickness.

《Key Words: asphalt pavement; long term performance; cracking; rutting; test road》

1. はじめに

混合物配合や舗装断面構成厚さが異なる舗装の長期パフォーマンスが異なるであろうことは想像に難くない。これまでも、AASHO 試験道路¹⁾に代表される各種試験道路^{2), 3), 4)}において、舗装構造や材料と長期パフォーマンスの関係について検討が実施されてきた。その研究成果に基づいてわが国の舗装設計手法である CBR-T_d法が確立された。しかし、この CBR-T_d法は経験的に交通荷重に耐えうる舗装断面を設計する手法を体系化したものとなっているため、設計された断面がどのようなパフォーマンスを示すのか、異なる材料を使用したときにどのように異なったパフォーマンスを示すのかを明確にする手法とはなっていない。

2001年に舗装の構造に関する技術基準(以下、技術基準⁵⁾)が定められ、基準の内容が技術革新に柔軟に対応できるよう仕様規定から性能規定化に向けて大きく舵が切られた。それに伴い、舗装の設計手法も Shell およびアメリカアスファルト協会(AI)による手法に代表される多層弾性理論などをベースとした理論的設計手法を採用するなど、性能照査型の設計手法に移行していくことが望まれる。それにより、新技術や新材

料の導入が進み、建設コストやライフサイクルコストの縮減が期待できる。

しかし、これらの力学的な設計手法においてもその妥当性について検証が必要であり、混合物配合や舗装断面の異なる舗装が、供用後どのような路面性状の経年変化を示し、どのように破壊に至るのか、その実態を定量的に把握・解析し、実態と理論の整合性を検証することが重要な段階にあると考えられる。そのため、海外では1987年に始まった SHRP (Strategic Highway Research Program, 新道路研究計画)の舗装長期供用性プログラム(LTPP)⁶⁾や、MnROAD, WesTrack, NCAT Pavement Test Track などにおける実物大試験や促進載荷試験装置を用いた取組みが、日本では土木研究所つくば中央研究所の舗装走行実験場における促進載荷試験や、本報告で述べる美々新試験道路における取組みがなされている。

美々新試験道路では、同一の交通条件・同一環境下で供用されている舗装構成の異なる舗装の長期供用性の差異を示すデータが得られた。新技術や新材料を導入する場合の力学的設計手法の妥当性を確認する上で有益なデータと考えられ、定量的なとりまとめを行った結果を述べる。

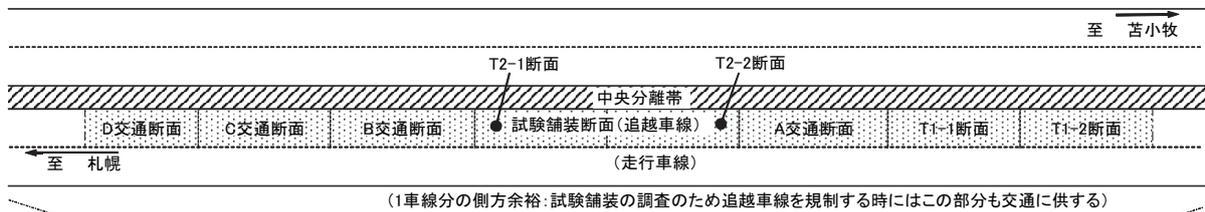


図-1 美々新試験道路の試験舗装平面図



図-2 美々新試験道路の舗装断面および疲労ひび割れ発生状況

2. 美々新試験道路の概要

美々新試験道路は、舗装の構造設計手法の違いによる長期パフォーマンスの検証と理論的設計法の確立を目的として、1990年7月に一般国道36号苫小牧市美沢に構築された。この試験道路の詳細については、これまでも報告されていることから^{7)・8)・9)}、本報ではその概要を述べるにとどめる。

新試験道路は図-1および図-2に示すように、中央分離帯の設置された片側2車線の札幌方向の追越車線部分に、8つのアスファルト舗装断面を連続して設けている。なお、片側2車線の外側には1車線幅程度の側方余裕が設けられており、通常の供用時にはこの部分を車両が走行する事はなく停車帯として利用されているが、新試験道路の調査時に追越車線部を規制する場合には車線の切り替えを行い、走行車線と側方余裕部分を車両が走行できるようにして、調査時の渋滞等の影響を軽減するよう配慮した平面構造となっている。8断面の内4断面は日本において標準的に用いられている経験的設計手法である $CBR-T_A$ 法によって設計された断面(A, B, C, D断面)であり、他の4断面は当該車線の49kN換算輪数が1年で疲労破壊に達すると仮定して多層弾性理論により設計した断面(T1-1, T1-2断面)、2年で疲労破壊に達すると仮定して多層弾性理論により設計した断面(T2-1, T2-2断面)となっている。T1-1, T1-2, T2-1, T2-2断面は最下層の混合物種類を変化させ、混合物の違いによる長期パフォーマンスの差を検証できるようにしている。

3. 外的条件に関する調査

3.1 調査目的

路面性状の長期変化に影響を与える外的要因としては、交通量、輪荷重、気温、路温、降雨量(湿度)などが挙げられる。そのため、調査対象とする舗装道路上を走行する交通の量と質の双方を把握し、合わせて気温などの情報も収集している。

交通に関する調査としては、交通量、輪荷重、タイヤ走行位置分布、走行速度の4項目を、環境に関しては気温を調査している。

3.2 調査方法

交通量と輪荷重の調査は供用後ほぼ毎年1回定期的に、秋期の平日に24時間実施している。測定は舗装試験法便覧¹⁰⁾ 7-3「数取器による交通量の調査方法」、お

よび舗装試験法便覧別冊¹¹⁾ 3-3-3T「可搬式車両重量計を用いた走行車両の輪荷重測定試験方法」に拠り、追越車線と走行車線の各々の車線の外側車輪通過位置(OWP部)にマット式ポータブル輪荷重計を設置して行った。走行速度もマット式ポータブル輪荷重計により測定した。

走行位置分布調査は、車線横断方向に路面に5cm間隔の目盛りをマーキングし、その上を車両が通過する状況をビデオカメラで撮影記録して、再生画像から第一軸目の外側タイヤ中心通過位置を目視によって測定する手法をとった。走行位置分布調査は2004年秋期の交通量調査と輪荷重調査に合わせて実施し、時間当たり大型車通過台数が約100(台/時間/車線)と予想された事から、走行位置分布を把握するために十分なサンプル数として大型車約400台のデータ取得を目標として合計4時間実施した。ダンプトラックやトレーラのタイヤ中心位置は第1軸と第2軸、第3軸で若干ずれており、本調査では第一軸のタイヤ中心位置に対して、第2、第3軸のタイヤ中心位置のずれが10cmとして通過位置を算出した。

気温は、最寄りの気象庁のアメダス観測データを用いた。このアメダス観測地点は厚真であるが、美々新試験道路近傍の気温とほぼ同じであることを確認している。

3.3 交通調査の結果

3.3.1 交通量と輪荷重調査結果

試験道路が構築されている追越車線と、走行車線における交通量および輪荷重の平均値を表-1に示す。なお、各年度における詳細の測定データは文末に資料として添付しているので参照されたい。

表-1より、試験断面が構築されている追越車線の大型車交通量は1,704台/日/車線、平均日49kN換算輪数は2,261(輪/日/車線)である。これに対し、走行車線の大型車交通量は2,476台/日/車線、平均日49kN換算輪数は4,875(輪/日/車線)であり、試験断面が設けられている追越車線には方向交通の約4割、輪荷重の3割が通過していることになる。

次に、交通の時系列的な変化について述べる。大型車交通量は図-3に示すように測定年度による変動が見られないにもかかわらず、49kN換算輪数は図-4に示すように1994年以降減少し、最近10年程度は横ばい傾向にある。図-3, 4の図中には1994年5月に道路交通法が改正されて過積載車両に対する罰則が厳しくなった時期と1997年4月に過積載に対する行政処分

が強化された時期を付記してある。49kN換算輪数の減少はこれらの時期に対応している。また、図-5には調査年度毎の輪荷重階級毎の49kN換算輪数を示す。過積載取締り強化前の1993年度以前の調査では、輪荷重が6t以上の過積載車両による49kN換算輪数が非常に多いが、過積載取締り強化直後の1994年度調査では輪荷重が6t以上の過積載車両による49kN換算輪数は激減し、その後若干増えた以降は似かよった分布を示している。さらに、警察庁のデータに基づく統計資料¹²⁾をもとに作成した全国における過積載取締り件数の推移を図-6に示す。改正法施行後の1994年度以降、過積載取締り件数は明らかに減少し、2003年度には、ピーク時の1993年度の5分の1の件数になっていることが

分かる。

これらの結果から、時系列的には1994年と1997年の過積載の取締りの強化を契機に49kN換算輪数が減少し、近年は適正な輪荷重になってきている状況があると推測される。

3.3.2 タイヤ走行位置測定結果

外側の区画線から100cm離れた点を原点0とし、横断方向に原点から外側に向かう方向をプラス、原点から内側に向かう方向をマイナスとして、10cm間隔の区間を通過した大型車のタイヤの走行位置測定結果を図-7に示す。

原点付近を中心とした分布をしており、正規性の適

表-1 交通量調査と輪荷重測定の測定結果

	交通量調査結果			輪荷重測定結果	
	全車交通量 (台/日/車線)	大型車交通量 (台/日/車線)	大型混入率 (%)	日49kN換算輪数 (輪/日/車線)	10年49kN換算輪数 (輪/10年/車線)
追越車線(試験車線)	5,095	1,704	33.5	2,261	8,752,700
走行車線	5,311	2,476	46.9	4,875	19,235,500
方向当り (追越+走行)	10,406	4,180	40.2	7,136	26,046,400

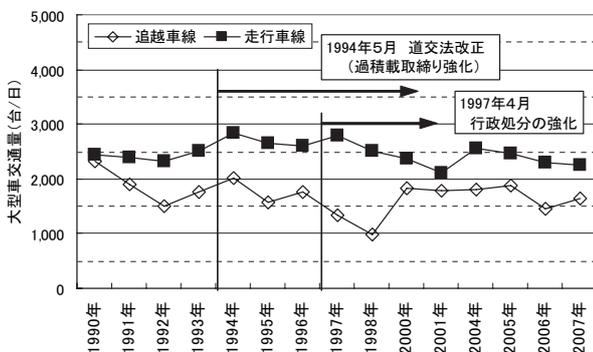


図-3 大型車交通量の時系列変化

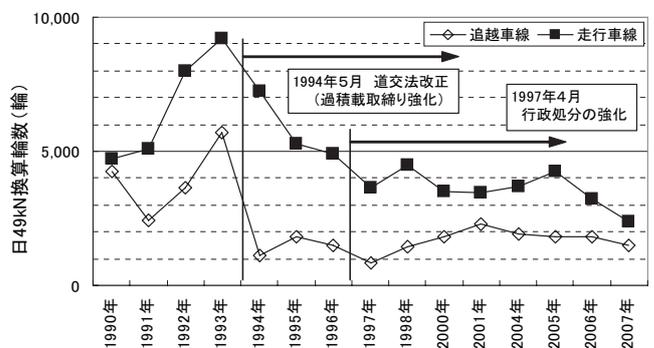


図-4 49kN換算輪数の時系列変化

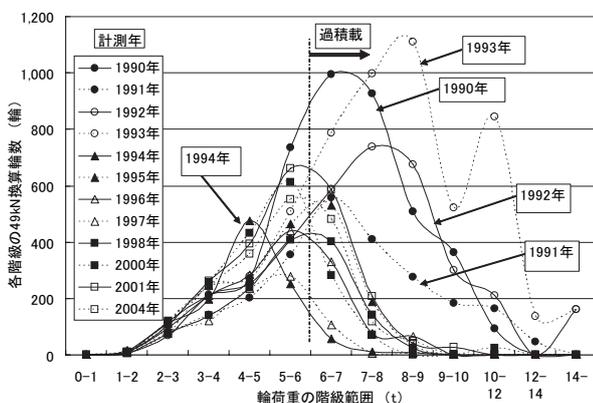


図-5 輪荷重階級毎の49kN換算輪数

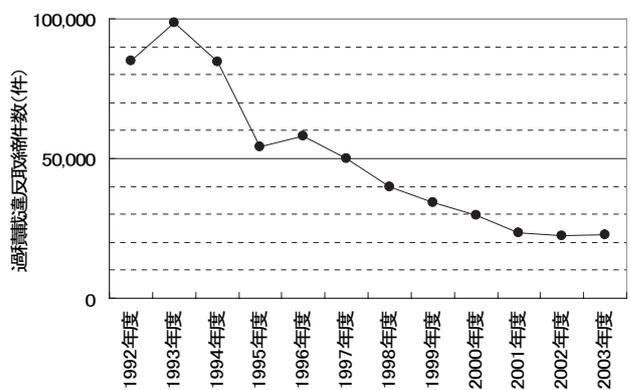


図-6 過積載取締り件数の推移

合度の検定を実施した結果、(1.1, 24.42)の正規分布に適合していると判断された。車両走行位置分布に関して報告された既往の文献では、正規分布や対数正規分布とされているが^{13), 14), 15)}、本調査結果によれば、概ね正規分布として扱って良いものと考えられる。

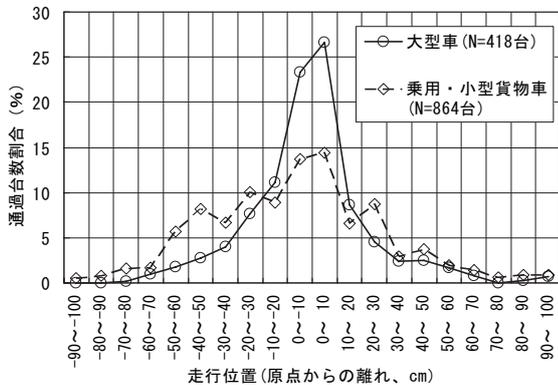


図-7 タイヤ走行位置の分布計測結果

3.3.3 スパイクタイヤ規制に関する調査結果

交通条件の質の変化として、スパイクタイヤ使用規制の経緯について把握しておく必要がある。経緯は以下の通りである。

試験道路構築当時の1990年は冬期間にスパイクタイヤを使用するのが一般的であったが、スパイクピンにより削り取られた細かい屑が車によって舞い上がり人の健康や生活環境に影響するいわゆる車粉公害が社会問題として顕在化し、1990年6月に「スパイクタイヤ粉じんの発生防止に関する法律」が公布、施行された。この法律によって、札幌市や千歳市などが存する一次指定地域は1991年4月1日から、新試験道路が位置する苫小牧市などの第二次指定地域は1993年3月1日からスパイクタイヤの使用が規制された。使用規制に伴いスパイクタイヤ装着率は第一次指定区域では1992年度にほぼゼロとなり、続いて第二次指定区域は1993年度に、第三次指定区域は1996年度にそれぞれほぼゼロ%となったと報告されている¹⁶⁾。

したがって、新試験道路においては構築当時の1990年度および1991年度はスパイクタイヤによる摩耗の発生を考慮に入れる必要があり、1992年度以降はスパイクタイヤによる摩耗がないものと考えて良いと思われる。

3.3.4 気温調査結果

1990年度～2003年度の間のアメダスデータから得られた各月毎の気温と凍結指数を図-8、9に示す。平均気温は-10～20(℃)の範囲、平均凍結指数は585(℃・day)、年間の0℃以下の日数は105日であり、寒冷な気候の地域であることがわかる。

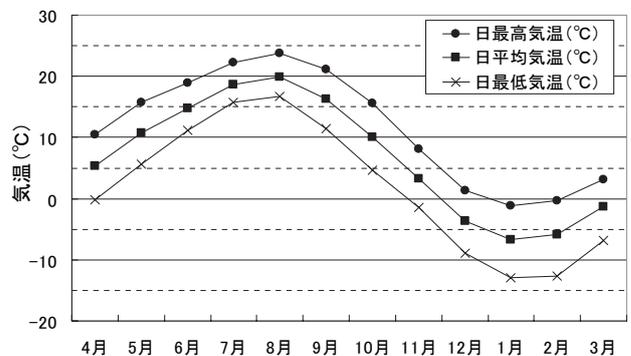


図-8 1990年から2003年の各月平均気温

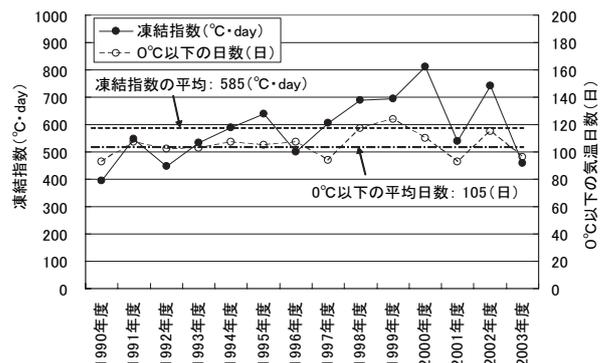


図-9 1990年から2003年の凍結指数と0℃以下の気温日数

4. 路面性状の推移に関する調査

4.1 路面性状調査の目的

舗装断面構成の違いおよび輪荷重と路面性状の長期的変化の関係を把握する目的で、新試験道路の8タイプの試験舗装断面でわだち掘れ量、ひび割れ率、縦断方向の平坦性の3項目の路面性状について追跡調査を行った。

4.2 路面性状調査方法

試験断面が構築されている追越車線において、試験道路構築後毎年定期的に春期(5月頃)と秋期(10月頃)の2回実施している。ただし、ひび割れ率はひび割れ発生確認以降、適宜測定頻度を増やしている。

調査方法は舗装試験法便覧¹⁰⁾に則って実施しており、わだち掘れ量は道路の横断方向に発生する凹凸を横断プロフィルメータにより測定する方法、ひび割れ率は路面に生じたひび割れをスケッチシメッシュ法により算出する方法、平坦性は道路の縦断方向の基準線と路面との高さの差を3mプロフィルメータによって1.5m間隔で計測し、区間の標準偏差を測定値とする方法を用いた。

4.3 累積49kN換算輪数の算定方法

累積49kN換算輪数は、先に述べた輪荷重調査結果を平日の49kN換算輪数とし、土曜日、日曜日は曜日変動を考慮し、49kN換算輪数を補正してこれらを足し合わせて求めた。ここでは、1993年10月に1週間に

わたって実施した交通量調査結果⁷⁾に基づいて、曜日変動係数を平日1.00、土曜日1.05、日曜日0.98とした。

4.4 路面性状調査結果

4.4.1 わだち掘れ量調査結果

わだち掘れ量の時系列変化および49kN換算輪数との関係を図-10に示す。美々新試験道路は1990年8月に供用後、1995年7月にわだち掘れ隆起部のみを切削する工事が施工され、2002年3月には切削4cm+改質II型アスファルト混合物によるオーバーレイ4cmの施工が実施されている。そのため、その時期にはわだち掘れ量が減少して路面状態が改善されている。そこで、図-11を以下に示す3つの期間に分けて検討をすすめることとする。

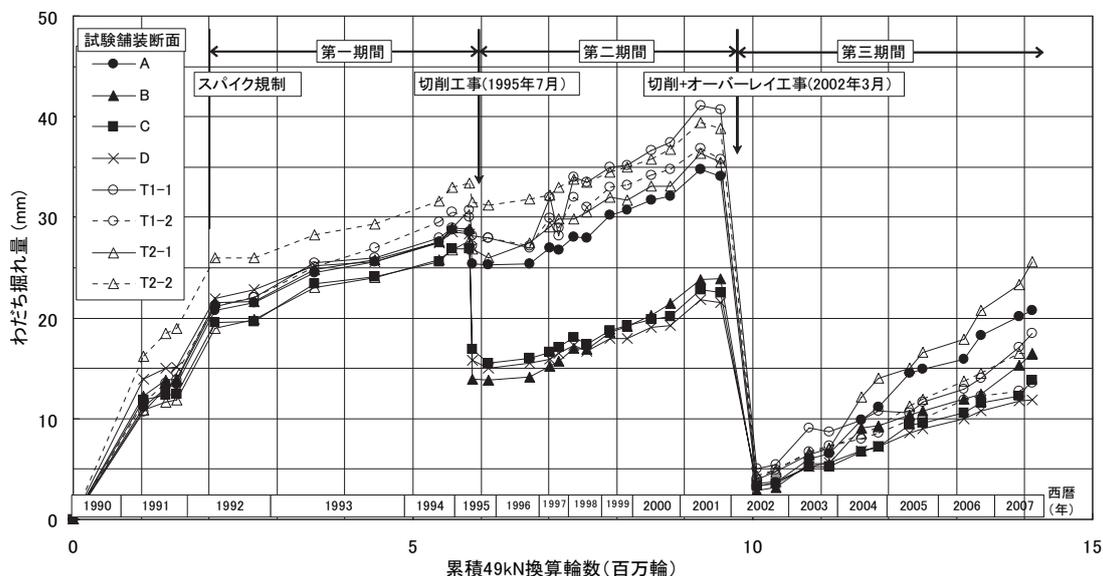


図-8 1990年から2003年の各月平均気温

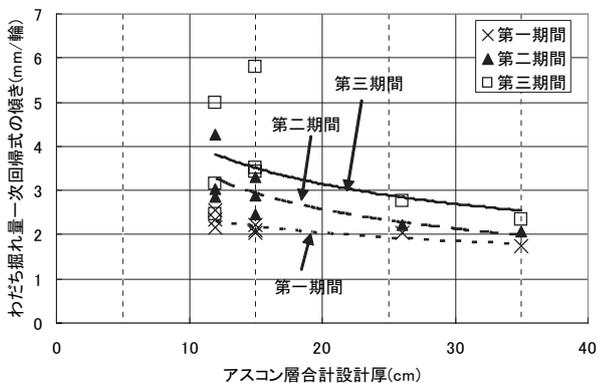


図-11 わだち掘れ回帰式の傾きとアスコン層厚との関係

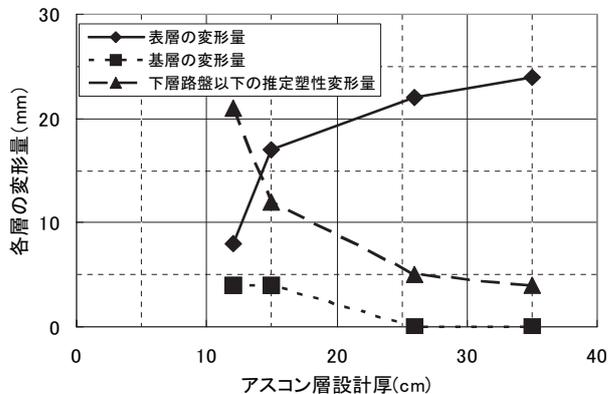


図-11 コア採取調査による各層の変形量

第一期間：スパイクタイヤ規制から初回の
切削工事までの期間

第二期間：初回の切削工事から次の切削
オーバーレイ工事までの期間

第三期間：切削オーバーレイ工事から現在
までの期間

第一期間から第三期間までの各々の舗装断面におけるわだち掘れの進行状況を定量化するために、各期間ごとに累積49kN換算輪数とわだち掘れ量との関係を一次式に当てはめた。各期間をパラメータとした一次式の傾きとアスコン層設計厚さとの関係を図-11に示す。

第一期間はアスコン層の厚さによる差が小さいが、第二期、第三期はアスコン層の設計厚が薄いほど傾きが大きくなる傾向が表れている。

一次式の傾きはわだち掘れの進行速さを示すことから、アスコン設計厚が薄いほど、わだち掘れの進行速さが早い傾向にあるといえる。すなわち、アスファルト混合物層厚さが比較的薄いA、B、T1-1、T1-2、T2-1、T2-2断面は、アスファルト混合物層が厚いC断面とD断面に比較してわだち掘れ進行が早い状況にある。

また、その傾向が第一期に比べて第二期や第三期の方が顕著に認められる事から分かるように、建設直後からその差が認められるものではなく、車輪の累積通過台数の増加につれて、顕著となるものと推測される。切削オーバーレイが施工された後の第三期においてもアスコン層厚が薄い断面でわだち掘れ進行が早い点は注目に値する。

表層、基層部のアスコン層厚変形量の把握と下層路盤面以下の塑性変形量の推定を目的に、供用後5年となる1995年8月に実施したコア採取調査結果を図-13に示す。

図-12から、表層においては、アスコン層厚が厚い断面ほど表層の変形量が大きいことがわかる。基層においては舗装構成によらず大きな違いは見られない。上層路盤層(加熱アスファルト安定処理層)は最大粒径が30mmと大きく、40mm級切込砂利である下層路盤との境界面の骨材の凹凸が激しいため、その境界位置を明確に判断することは困難であった。そこで、上層路盤の変形量はごく小さいものと仮定して、表層と基層の変形量の和とわだち掘れ量の差を下層路盤以下の塑性変形量とすると、下層路盤以下の塑性変形量は、アスコン層厚が薄い断面ほど大きくなっている。すなわち、アスコン層厚が薄いほど表層の変形割合が小さく、下層路盤以下の塑性変形量が大きいとの結果が得られ

た。これはアスファルト混合物層による荷重分散効果の違いにより、下層路盤上面や路床面上面での鉛直荷重の大きさが異なり、塑性変形量が異なったためと考えられる。

以上の結果から、わだち掘れの推移は舗装断面のアスコン層厚さに影響される部分があり、アスコン層厚が薄いほどわだち掘れの進行が早い傾向にあり、下層路盤以下の塑性変形量が大きいものと推測される。なお、補修後のわだち掘れパフォーマンスカーブが補修前に比べて劣るのは一般的に当然と言える結果であり、アスコン層厚だけでなくアスファルト混合物が供用に伴い空隙率が低下することや切削による断面欠損やオーバーレイ混合物の品質が新設時と同等でないことなどの多くの要因が影響する複合的なものであることを認識しておく必要があり、アスコン層厚のみで説明が可能と考えるものではない。

4.4.2 ひび割れ調査結果

2001年3月に写真-1のようなひび割れの発生を確認した。ひび割れ付近のコア採取調査の結果、ひび割れはアスコン層の底面から路面方向に向かって進行しており、このひび割れは疲労破壊によるひび割れ(以下、疲労ひび割れ)であると判断された。疲労ひび割れが発生した断面はこの時点でT1-1断面、A断面、T2-1断面の3つであり、ひび割れ率は約5%程度であった。ひび割れ率の経時変化を図-13に示す。供用開始(1990年7月)から約10年7箇月経過、累積49kN換算輪数にして約900万輪/車線で舗装の表面に疲労ひび割れが生じた事となる。アスファルト舗装要綱¹⁸⁾に示されているA交通やB交通の設計期間10年内の累積49kN換算輪数15万輪および100万輪を上回った。また、試行的に力学設計により設計した断面も予定した設計期間を超えており、断面設計時の凍上抑制層や路床の材料定数やタイヤ走行位置分布、走行速度、舗装体温度、混合物の疲労特性、アスコン層下面にひび割れが生じてから表面に達するまでのタイムラグなどの設定手法の検証が必要と考えられる。これらの点に関しては詳しく検討して別途報告したい。

図-13より、2001年3月にT1-1断面、A断面、T2-1断面に発生したひび割れはその後、徐々に進展した様子がわかる。最初は縦断方向のひび割れが路面に現れ、やや遅れて魚の骨のように横方向のひび割れが現れて亀甲状のひび割れとなっていく様子が観察された。なお、2002年3月の時点でわだち掘れが著しく、試験道路全区間において切削4cm+改質II型混合物による

オーバーレイ 4 cm の修繕が施された。その後、2003年10月に T1-1断面、A 断面、T2-1断面の3つの断面においてリフレクションクラックの発生、また B 断面においては疲労ひび割れの発生を確認した。このことから、B 交通断面は供用後13年3ヶ月経過、累積49kN換算輪数にして約1,100万輪 / 車線で疲労ひび割れが発生した事となる。この時点までのひび割れ発生の有無と舗装の断面構成厚の関係を図-2において照らして見ると、疲労ひび割れが発生した断面はいずれもアスコン層厚が12cm又は15cmで、アスコン層の最下層がアスファルト安定処理であることが分かる。アスコン層厚が同一厚さでもアスコン層最下層が粗粒度アスコンや密粒度アスコンで造られた断面には疲労ひび割れの発生は認められていなかった点が特筆される。交通荷重条件および環境条件は8つの断面が同一であるため、混合物配合の違いが疲労ひび割れの発生に影響したものと推測できる。つまり、アスファルト安定処理は、粗粒度アスコンや密粒度アスコンよりも疲労ひび割れが入りやすく、発生したひび割れの進展速度が速いと推測された。

さらに、2006年には T1-2断面、T2-2断面、C 断面、

D 断面の路面においてもひび割れの発生が認められ、2007年10月にコア採取および開削調査を実施したところ、T1-2断面に発生したひび割れは疲労ひび割れ(ボトムアップクラック)であり、T2-2断面、C 断面、D 断面に発生したひび割れはトップダウンクラックであることが確認された。このことから、アスコン層最下層が粗粒度アスコンである T1-2断面において、累積49kN換算輪数が約1,300輪 / 車線で疲労ひび割れが発生したこととなる。



写真-1 A断面に発生した疲労ひび割れ

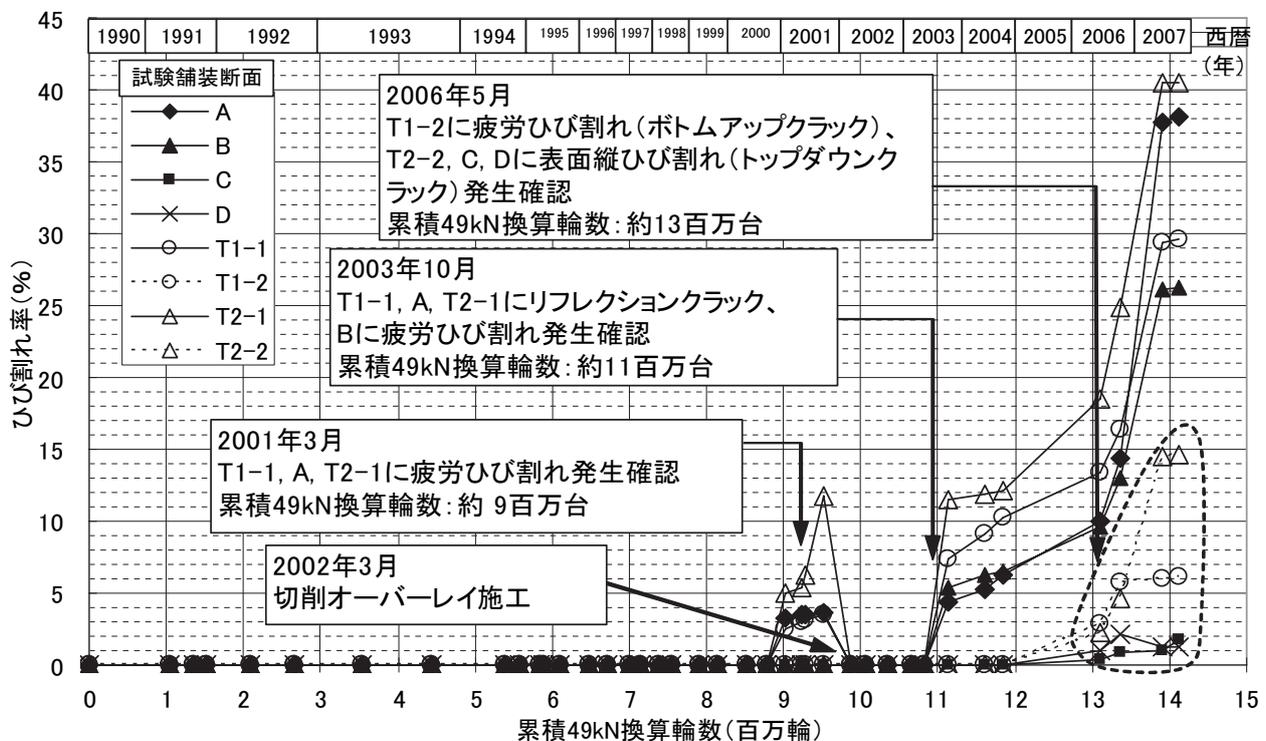


図-13 ひび割れ率の経時変化

4.4.3 平坦性調査結果

外側車輪通過位置(Outer Wheel Path, 以下、OWP)と車輪通過位置中央(Between Wheel Path, 以下、BWP)の平坦性測定結果について、代表例としてA断面の測定結果を図-14に示す。2002年3月に切削4cm+改質II型混合物によるオーバーレイ4cmを実施した以降は平坦性が1mm以下に改善していることから、2002年3月以降のデータを省いたものを図-15に示す。

OWPで測定した平坦性 σ は、累積49kN換算輪数の増加に伴い悪化する傾向にある。その変化には変動があるものの概ね一次直線で回帰でき、800万輪で $\sigma=2.5\text{mm}$ に達している。春期は秋期よりも平坦性が悪化することが予想されたが、一概に春期の平坦性が秋期よりも悪いという傾向は見られず、春期、秋期と変動を繰り返しながらも、通過輪数が多くなるにつれて平坦性が悪化する傾向にある。なお、凍上が平坦性に与える影響に関して凍上量調査は実施していないものの、凍上に対する設計置換厚である80cmまで凍上抑制層(80mm級切込砂利)で置換えられており、問題となるような凍上は発生していないと考えられる。

一方、車輪が通過しない位置(BWP)の平坦性は、通過輪数によらずほぼ一定していることが分かる。

なお、図に示したA断面以外の全ての断面においても同様の傾向が見られるが、舗装断面構成の違いによる平坦性変化量などに、特に明確な差は確認できなかった。

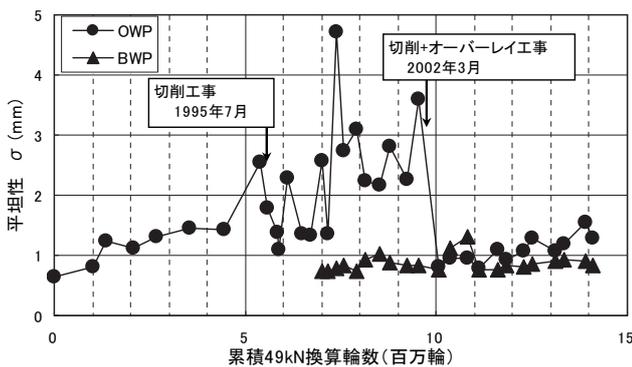


図-14 OWP部とBWP部の平坦性測定結果(A断面)

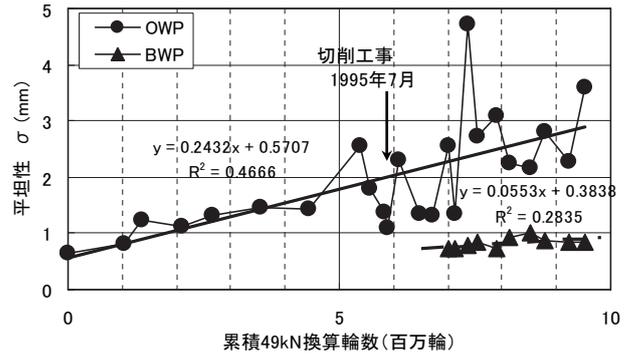


図-15 平坦性と累積49kN換算輪数の関係(A断面)

4.4.4 維持管理指数MCI調査結果

路面評価指標であるMCI(維持管理指数、Maintenance Control Index)は、式(1)から(4)で算出される数値の中で最小のものを評価値とする。

$$MCI = 10 - 1.48C^{0.3} - 0.29D^{0.7} - 0.47\sigma^{0.2} \quad (1)$$

$$MCI_0 = 10 - 1.51C^{0.3} - 0.3D^{0.7} \quad (2)$$

$$MCI_1 = 10 - 2.23C^{0.3} \quad (3)$$

$$MCI_2 = 10 - 0.54D^{0.7} \quad (4)$$

ここで、C: ひび割れ率(%)

D: わだち掘れ量(mm)

σ : 平坦性(mm)

先に述べたわだち掘れ、平坦性、ひび割れ率の3項目に基づいてMCIを算出した結果を図-16に示す。49kN換算輪数の増加に伴いMCIが低下する傾向が伺える。供用開始からの累積49kN換算輪数が500万輪を超える頃にはMCIが4以下となりわだち掘れも30mmに達する区間が見られたことから、そのままの路面状態での供用が困難と判断され、本来であれば切削オーバーレイが施される場所であるが試験舗装区間であるために凸部を切削するに留めて経過を観察した。切削量が断面毎に一律でなかったためにMCIの改善程度は断面によって差があるものの、この切削工事によってMCIが改善した。その後、49kN換算輪数の累積に伴い再びMCIが低下する傾向が認められ、供用開始からの累積49kN換算輪数が900万輪を超える頃には一部の断面でMCIが3以下の路面状態となるに至って、切削4cm+改質II型混合物によるオーバーレイ4cmの修繕が施された。この切削オーバーレイ工事により、MCIは8以上に回復した。

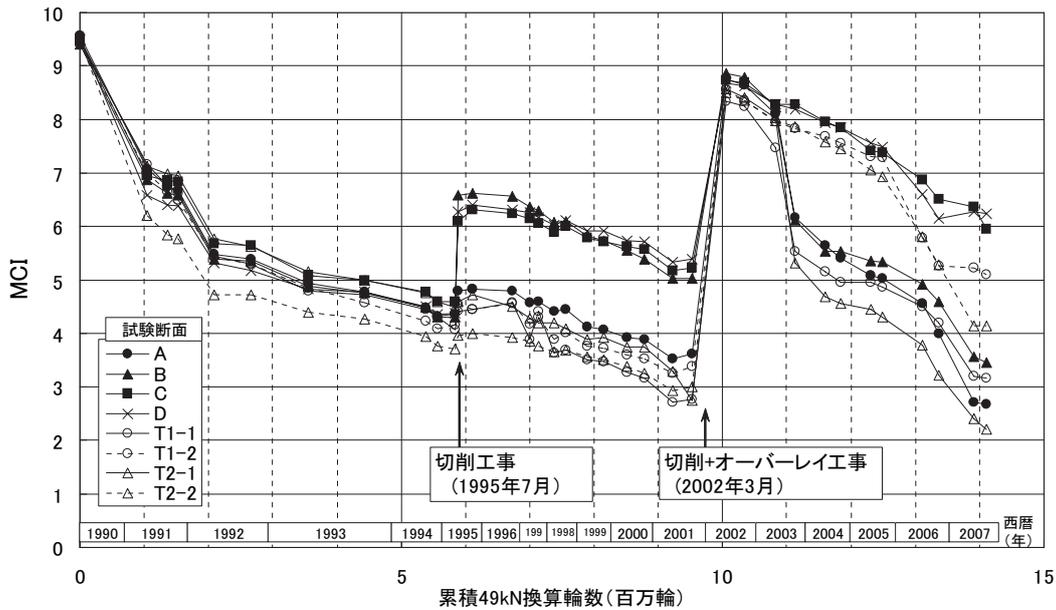


図-16 MCIの経年劣化

切削オーバーレイ工事後約100万輪の49kN換算輪数が通過した頃にT1-1断面、A断面、T2-1断面の3つの断面においてリフレクションクラックが発生し、B断面においては新たに疲労ひび割れが発生したために、それらの4断面ではMCIが急激に低下する傾向を示している。C断面とD断面のMCIの低下が最も緩やかである。

5. まとめ

本報告は、以下の様にまとめられる。

- 1) 美々新試験道路の大型車交通量は4,180台/日・方向、10年当り49kN換算輪数は26百万輪・方向であることから、D交通相当に該当する。試験道路が設けられている追越車線の大型車交通量は1,704台/日、10年当り49kN換算輪数は8.8百万輪であった。一方向交通量の約7割が走行車線に集中しており、試験断面が設けられている追越車線には約3割の割合となっている。
- 2) 調査期間中の平均日当り49kN換算輪数は7,136輪/日・方向で、試験断面が設けられている追越車線は2,261輪/日・車線であった。1994年と1997年の過積載車両取締り規制の強化によって、49kN換算輪数は1993年度をピークに減少した。この傾向は美々新試験道路だけの傾向ではなく、全国的に同様の傾向を示すものと考えられる。
- 3) 大型車のタイヤの通過位置は道路横断方向にばらつき、そのタイヤ走行位置分布は概ね正規分布に

適合するとの計測結果が得られた。

- 4) スパイクタイヤによる摩耗の影響が大きかった1993年頃までは、舗装構成の違いによるわだち掘れ量への影響は相対的に小さく、差異を認めることはできなかったが、スパイクタイヤ規制後は摩耗が減ったことによって、舗装構成のうちアスコン層厚がわだち掘れに影響を与える傾向が確認された。すなわち、アスコン層厚が薄いほどわだち掘れの進行が早い傾向にあった。アスコン層が薄い場合の変形は下層路盤面以下の粒状材料の塑性変形の占める割合が多いことが確認された。
- 5) 長期的なひび割れ推移はアスコン層厚とアスコン層最下層の混合物配合によって異なっており、アスコン層厚が12cm又は15cmでアスコン層最下層がアスファルト安定処理の断面において最初に疲労ひび割れ(ボトムアップクラック)の発生が認められ、アスコン層厚が12cm又は15cmでアスコン層最下層が粗粒度アスコンや密粒度アスコンで造られた断面には疲労ひび割れの発生が見られなかった。さらに供用年数が経過した後にアスコン層厚が12cmでアスコン層最下層が粗粒度アスコンで造られたT1-2断面に疲労ひび割れ(ボトムアップクラック)の発生が見られた。これらのことから、最下層のアスファルト安定処理の疲労抵抗性が粗粒度アスコンや密粒度アスコンに比べて小さいと推測される。
- 6) 車輪通過部の平坦性は49kN換算輪数の増加に比例して悪化する傾向にあるが、舗装構成の異なる

8つの試験断面による差は特に見られない。

6. おわりに

本報告における路面のパフォーマンスの長期的な推移に関する調査結果をもとに、今後は力学的視点から舗装構造や材料特性と疲労ひび割れ発生の関係に関して検討を進め、耐久性の向上やライフサイクルコストの削減を図る方策を提案していきたいと考えている。

最後に、美々新試験道路において、長期にわたる画期的な調査研究の企画および進行に携わった関係者に敬意を表すると共に、本報告の形で取りまとめる貴重な機会を頂いたことに感謝申し上げます。

参考文献

- 1) Highway Research Board: The AASHO Road Test: Reporte 5-Pavement Research, HRB Special Report 61E, Washington D.C., 1962.
- 2) An OECD Scientific Export Group: Full-scale Pavement Tests, OECD, Paris, 1991.
- 3) Autret, P., Boissoudy, A. and Gramsammer, J.C.: The Circular Test Track of the Laboratoire Central des Ponts et Chaussees (L.C.P.C.) Nantes-First Results-, Proceedings 6th Interjnational Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements, Ann Arbor, Michigan, pp.550-561, 1987.
- 4) Sharma, M.G., Kenis, W.J. and Mirdamadi, M.: Evaluation of Mechanical Parameters of Inservice Pavements from Field Data, Proceedings 6th International Conference on the Structural design of asphalt Pavements, Ann Arbor, Michigan, pp.710-724, 1987.
- 5) 日本道路協会：舗装の構造に関する技術基準・同解説、2001.
- 6) SHRP: Strategic Highway Research Program Research Plans, Final Report, AASHTO, FHWA and TRB, USA, 1986.
- 7) 石谷雅彦、中川伸一、小笠原章、高橋守人、笠原篤：美々新試験道路におけるアスファルト舗装のパフォーマンスに関する研究、土木学会論文集、No.564/V-35、pp.265-276、1997.
- 8) 島多昭典、中川伸一、高橋守人：美々新試験道路における舗装の長期パフォーマンスに関する研究、第1回舗装工学講演会講演論文集、pp.197-204、1996.
- 9) 中川伸一、島多昭典、小笠原章：美々試験道路における構成厚の異なる舗装の長期パフォーマンス(中間報告)、開発土木研究所月報 No.513、pp.25-39、1996.
- 10) 日本道路協会：舗装試験法便覧、1988.
- 11) 日本道路協会：舗装試験法便覧別冊(暫定試験方法)、1996.
- 12) 財団法人交通事故総合分析センター：交通事故統計年報
- 13) 松野三朗、小林泰介：車両走行位置分布について、第14回日本道路会議論文集、pp.177-178、1981.
- 14) 笠原篤、工藤敏雄：舗装における車輛の走行軌跡分布、第14回日本道路会議論文集、pp.179-180、1981.
- 15) 笠原篤：舗装における車輛の車輪通過位置分布に関する研究、第38回土木学会年次学術講演会概要集、V-239、pp.457-476、1983.
- 16) 浅野基樹、原文宏、田邊慎太郎、横山真吾：スパイクタイヤ規制後10年間の評価と今後の課題、開発土木研究所月報 No.580、pp.16-23、2001.
- 17) 日本道路協会：アスファルト舗装要綱、1992.



丸山 記美雄*
Kimio MARUYAMA

寒地土木研究所
寒地道路研究グループ
寒地道路保全チーム
主任研究員



田高 淳**
Jun TAKO

寒地土木研究所
寒地道路研究グループ
寒地道路保全チーム
上席研究員