

コンクリート舗装の維持修繕に関する研究

研究予算：運営費交付金（一般勘定）

研究期間：平 27～平 30

担当チーム：道路技術研究グループ舗装チーム

先端材料資源研究センター

材料資源研究グループ

寒地道路保全技術研究グループ

寒地道路保全チーム

研究担当者：藪 雅行、岩永 真和、

西崎 到、古賀 裕久

佐々木 巖、加藤 祐哉

川島 陽子

丸山 記美雄、上野 千草

【要旨】

コンクリート舗装はアスファルト舗装に比べ、損傷した場合の補修が困難なことや補修後の交通開放に時間を要することが課題とされている。本研究では、コンクリート舗装の維持修繕工法の改善、軽微な破損に対する維持方法の提案、早期交通開放可能な修繕工法の提案、積雪寒冷地での適用性の検証を目的とし、①-1 供用によるコンクリート舗装の損傷傾向や性能を把握するために供用 18 年になるコンクリート舗装版の追跡調査①-2 現場条件を考慮し複数の維持修繕工法を試験施工しその効果の検証と課題の整理、②軽微な破損に対する補修材に求められる性質の整理や評価方法の検討、③早期交通開放技術として期待される 1DAY PAVE、速硬コンクリート、ラテックス改質速硬コンクリートを用い舗装走行実験場における舗装への適用性評価、④積雪寒冷地に施工されたコンクリート舗装の実態調査および解析・評価を実施した。

その結果、①-1 路面性能や版としての構造性能は維持しているものの、構造的な弱点である目地部での荷重伝達率が低下している版が存在していることを確認し、目地部から劣化が進行しやすい傾向にあった。①-2 従来、維持方法として位置づけられているアンダーシーリング工法を適用した結果、 D_0 たわみの低下、荷重伝達率の回復及び L_{10} 振動レベルの低減が確認され、効率的な補修工法として適用できる可能性を示した。②軽微な破損に対する補修材に求められる性質を整理した上で、特に剥離抵抗性や輪荷重に対する耐久性を評価するための室内試験手法を検討した。また、暴露試験や屋外実物大試験も実施して検証した。その結果、セメント系および樹脂系補修材は、付着切れによる浮きが生じた後に、輪荷重等の作用により破損が生じる場合が多いことが分かった。また、破損のきっかけとなった付着切れの発生には環境作用の影響が大きい可能性があることが分かった。③早期交通開放技術として期待できる 1DAY PAVE、速硬コンクリート及びラテックス改質速硬コンクリートの試験施工の結果、いずれも早期交通開放性を有していることを確認した。④凍上性材料が凍結深さ内の路床に用いられ、路床の凍上によりコンクリート舗装版下の路盤面にわずかでも不陸が発生すると、舗装寿命が大幅に低下することが明らかになった。このことから、積雪寒冷地のコンクリート舗装の路床設計においては、凍結深さまで非凍上性材料で構成させることを提案した。

キーワード：コンクリート舗装、修繕工法、維持方法、早期交通開放、寒冷地

1. はじめに

コンクリート舗装は、高耐久性を有し、ライフサイクルコストの低減に繋がり、環境にも優しいといった長所が挙げられる。しかし、国内におけるコンクリート舗装のシェアは、昭和40年代以前は30%以上であったが、現在は5%程度に留まっている¹⁾。一方で、近年の厳しい財政的制約等から、社会インフラの長寿命化が求められており、国土交通省も長寿命化に関する各種施策²⁾を打ち出している。その一つに「国土交通省技術基本計画」³⁾の中で、「コンクリート舗装等耐久性の高い素材の採用等によるライフサイクルコストの削減を目指す。」と明記され、コンクリート舗装に関する関心が高まり、施工量も増加傾向にある。

一方、コンクリート舗装は維持や修繕を目的とした補修の実施に際し、工法や補修材料の適用方法が不明確なために補修が困難だと考えられていることや、交通開放に時間を要するなどの課題が存在する。これらは発注者や道路管理者にコンクリート舗装の大きなデメリットとして捉えられ、適材適所におけるコンクリート舗装の活用の妨げになっている。

本研究は、コンクリート舗装の維持及び修繕に関して、既存の修繕工法の改善、軽微な破損に対する維持方法の提案、早期交通開放可能な修繕工法の提案、積雪寒冷地での適用性の検証を目的とした。具体的な取組みとして、①-1 供用によるコンクリート舗装の損傷傾向や性能を把握するために供用18年になるコンクリート舗装版の追跡調査、①-2 現場条件を考慮し複数の維持修繕工法を試験施工しその効果の検証と課題の整理、② 軽微な破損に対する維持方法の提案、③ 早期交通開放技術として期待される1DAY PAVE、速硬コンクリート及びラテックス改質速硬コンクリートを用い走行実験場において舗装への適用性評価、④ 積雪寒冷地に施工されたコンクリート舗装の実態調査および解析・評価を実施した。

2. 既存の維持修繕工法の改善

2.1 コンクリート舗装の追跡調査

コンクリート舗装は設計期間を20年とされているなかで、平泉バイパスは供用18年になり、まもなく設計期間を迎え、今後疲労等による損傷が発生することも予想される。そこで、コンクリート舗装の各性能の経時変化を把握することで、損傷メカニズムの解明に繋げることを目標に供用16、18年に調査を実施した。また、平泉バイパスでは、鉄網の効果

を把握するため、試験的に鉄網設置区間、未設置区間を設けていることから、鉄網の効果についても検討した。

2.1.1 調査概要

調査箇所を図-2.1、調査工区を図-2.2に示す。調査は、岩手県西磐井郡平泉町の国道4号平泉バイパスの第2、3、4工区にて実施した。平泉バイパスは全長が約5.8kmで、そのうち約2kmがコンクリート舗装(全4工区)である。第2工区では鉄網設置区間と鉄網未設置区間を設けている⁴⁾。

調査項目は、FWDによるたわみ量、DFテスターによるすべり抵抗性、ひび割れを測定した。なお、本報告では、FWDによるたわみ量、DFテスターによるすべり抵抗性は第2工区、ひび割れに関しては第2、3、4工区の調査結果を記載する。



図-2.1 調査箇所

スリットフォーム 施工区画	1工区 約220m	2工区 約257m	3工区 約655m	4工区 約406m
下り		100m 100m 有筋区間 調査対象区間		
上り			平泉道路橋	新六田川橋

施工規模	L=2020m・W=8250mm・A=12642m ²			
舗装構造	Co厚20cm・中粒層4cm・下層粒層5cm・鉄床のCSR12LL・設計交通量の区分 D交通			
版の構造	有筋 Co版	無筋 Co版	無筋 Co版	有筋 Co版
目地の構造および目地間隙	横収縮目地10m	横収縮目地10m	横収縮目地10m	横収縮目地10m
盛土施工時期	平成11年1~3月	昭和62年~63年	昭和62年~63年	平成10年12月~11年3月
盛土高さ	H=1~4m	盛床まで完成済	路床まで完成済	H=6~14m

図-2.2 工区割

2.1.2 調査結果

第2工区の版央 D_0 たわみ量(98kN 載荷)を図-2.3、目地部の荷重伝達率を図-2.4に示す。

版央 D_0 たわみ量の平均は供用16年で130 μ m程度、供用18年で134 μ m程度であり、供用による大きな変化はなかった。一方、荷重伝達率の平均は供用16年で89.8%程度、供用18年で83.5%程度を示し大きな変化はなかったが、測点11、21では66~69%程度を示し、目地部から損傷が進行している傾向にあった。なお、荷重伝達率が低下しているコンクリート版の劣化要因は現状、不明であり、今後詳細調査が必要と考えている。

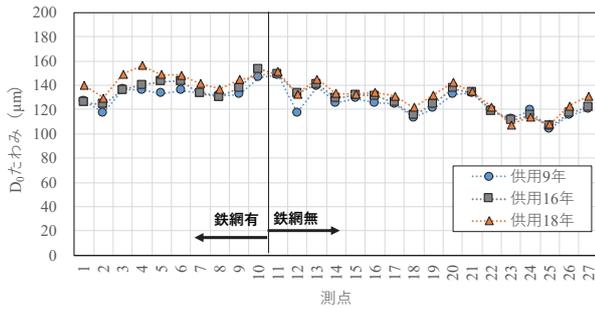


図-2.3 D₀たわみ量 (版央) (98kN) 【第2工区】

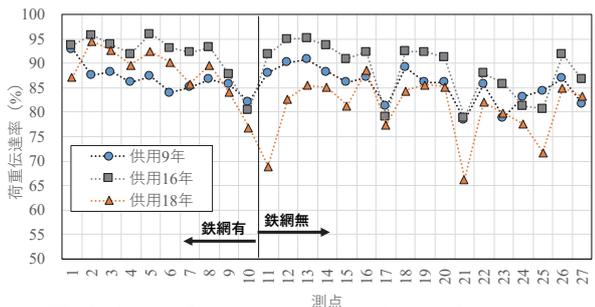


図-2.4 荷重伝達率 (目地部) 【第2工区】

表-2.1 に動的摩擦係数の測定結果を示す。供用に

表-2.1 動的摩擦係数測定結果

	動的摩擦係数 μ_{60}		
	供用 9 年	供用 16 年	供用 18 年
第 2 工区 OWP	0.51	0.47	0.46

伴い動的摩擦係数 (μ_{60}) は若干低下する傾向にあるものの供用 18 年で 0.46 を示し、要補修の目安である 0.25 は満足していた。以上より、車両の供用により若干すべり抵抗は低下する傾向にあったが、供用初期に適切なすべり抵抗性が確保されている場合、供用 18 年でも大きな性能低下は確認されず、良好なすべり抵抗性を示した。

表-2.2 に鉄網設置、未設置工区でのひび割れ測定

表-2.2 鉄網有無の比較 (ひび割れ)

鉄網の有無	工区	盛土施工時期	平均ひび割れ度 (cm/m ²) ※1)	平均ひび割れ幅 (mm) ※1)	ひび割れ発生舗装版の割合※2)
有	第 2 工区下り (鉄網有部分)	S63	6.8	0.45	1/10 (10%)
	第 4 工区下り	H11	6.1	0.29	5/19 (26.3%)
	平均	—	6.5	0.37	(18.2%)
無	第 2 工区下り (鉄網無部分)	S63	—	—	0/17 (0%)
	第 3 工区上り	S63	6.4	0.47	24/63 (38.1%)
	第 3 工区下り	S63	4.9	0.32	15/66 (24.2%)
	平均	—	5.7	0.40	(20.8%)

※1：対象版におけるひび割れ発生を確認した版のひび割れ度、ひび割れ幅を平均した。

※2：(ひび割れ発生を確認した舗装版の数) / (調査した舗装版の数)。なお、角欠け発生は除く。

結果を示す。工区毎に見ると一部で差異はあるものの平均で見ると、平均ひび割れ幅を比較すると、鉄網設置工区では 0.37mm、鉄網未設置工区では 0.40mm を示し、明確な差は確認できなかった。平均ひび割れ度、ひび割れ発生舗装版数も同様の傾向であった。

また、工区によっては 10m 程度の盛土区間があるが、本調査の範囲では、盛土に起因するような損傷は確認できなかった。

コンクリート舗装の供用に伴う性能の把握、鉄網の効果、盛土区間への適用性含め、今後も継続的な調査による検討が必要と考えている。

2.2 既存の維持修繕工法の改善

コンクリート舗装の維持修繕工法は、目的、損傷状態に応じて修繕工法が提案⁵⁾されているものの、同一路線、同一損傷に対し各修繕工法の効果や、効果の持続性を定量的に評価した事例は見当たらない。路線によっては、損傷に対しライフサイクルコストや交通規制状況を考慮すると、恒久的な措置ではなく、応急的な措置により対処せざる得ない状況も考えられ、補修工法の効果とその持続性を把握しておくことは、コンクリート舗装の修繕を計画する上で非常に重要である。

そこで、大型車両通行時に振動が発生する不具合が生じた国道のコンクリート舗装を対象に、複数の補修工法を試験施工し、追跡調査によりその効果の確認と課題の整理を実施した。

2.2.1 各補修工法の概要

(1) 対象としたコンクリート舗装

対象とする路線は 50 年程度の供用により損傷を受けた路線で、これまでアスファルトによるオーバ

ーレイ工法、注入工法が実施された。舗装断面は図-2.5に示す通り、供用開始時は版厚25cmのコンクリート舗装であったが、現在はアスファルト舗装によりオーバーレイされ、結果としてコンポジット舗装断面となっている。調査の結果、ダウエルバーの破断による荷重伝達性能の低下により大型車両走行時に振動の発生が生じている一方で、コンクリート版自体は緻密な硬化体を形成し供用50年を経ても、良好な性状を示したことから、既存のコンクリート版を可能な限り活用し、修繕を実施した。

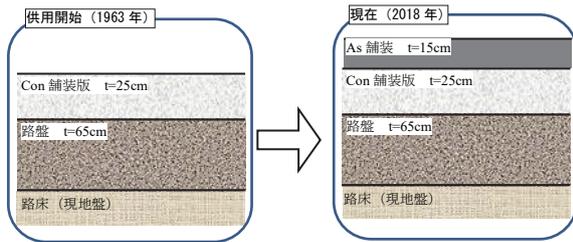


図-2.5 舗装断面

(2) 実施した補修工法

①アンダーシーリング工法の適用

本路線は、ダウエルバーの破断による荷重伝達性能の低下に起因する損傷のため、局部打替え工法、バーステッチ工法のように荷重伝達性能を回復する修繕工法が望ましい。しかし、本路線は昼間の交通量が多く、夜間の交通規制のみで修繕することが求められた。そこで、局部打替え工法、バーステッチ工法などの修繕工法に比べ、比較的短時間の交通規制で対応が可能なアンダーシーリング工法に着目し、 D_0 たわみ量、荷重伝達率の改善を目的に、本現場への適用性を検討した。アンダーシーリング工法は、従来、目地部などでアスファルト系材料またはセメント系材料を注入し、コンクリート版下と路盤の間に生じた空隙や空洞を充填する工法として、従来では維持工法として位置付けられるが、本検討では図-2.6に示すよう、空洞の有無に関わらずコンクリート版全域に定間隔で複数の掘削孔から注入することで、従来の修繕工法にかわる補修工法として検討した。なお、本検討で実施したアンダーシーリング工法を本報告書ではアンダーシーリング(全域)工法と記載する。

表-2.3に注入条件を示す。アンダーシーリング(全域)工法は、コンクリート版下まで1枚の版に対し所定の8箇所を $\phi 50\text{mm}$ で削孔し、ブローンアスファルトを0.4MPaの圧力にて注入した。アンダーシーリング工法の実施後、アスファルト舗装を15cm厚さにてオーバーレイを実施した。

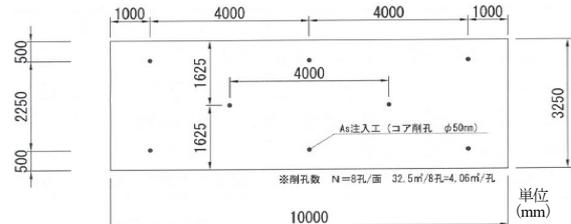


図-2.6 注入箇所

表-2.3 注入条件

項目	内容
注入材料	ブローンアスファルト
注入方法	加圧注入 (0.4MPa)
注入量	平均約4.6mm厚 (注入量から算出)

②各目地に実施した補修工法

実施した各補修工法のイメージ図を図-2.7に示す。

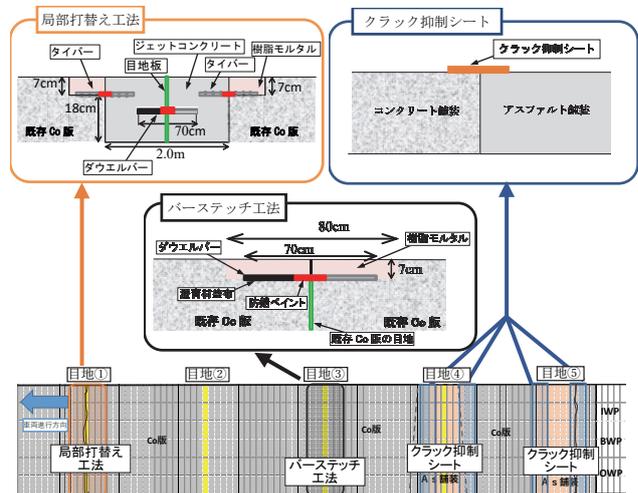


図-2.7 補修工法のイメージ図

目地①は局部打替え工法を実施した。局部打替え工法は、目地部のコンクリート版を撤去した後、ダウエルバー ($\phi 28\text{mm}$ 、設置間隔:400mm) とチェアを設置しジェットコンクリートを用いて復旧した。なお、既存コンクリート版とジェットコンクリートの接合部は、タイバー (D22mm、設置間隔:300mm) で連結した。

目地③はバーステッチ工法を実施した。バーステッチ工法は、深さ7cm程度の切込みを入れた後、ダウエルバー ($\phi 22\text{mm}$ 、設置間隔:300mm) を再設置し、樹脂モルタルで復旧した。

目地④、⑤はクラック抑制シート工法を実施した。クラック抑制シート工法は、コンクリート版とアスファルト舗装との継ぎ目に幅50cmのクラック抑制シート(ガラス繊維+改質As)を用いてプライマーを塗布して敷設した。

各目地において、所定の補修工法を実施後、アスファルト舗装を15cm厚さでオーバーレイを実施した。

2. 2. 2 各補修工法の追跡調査結果

(1) アンダーシーリング（全域）工法の追跡調査結果

図-2.8にアンダーシーリング（全域）工法施工前後における D_0 たわみ量、荷重伝達率の測定結果を示す。FWDにより測定した D_0 たわみが $400\mu\text{m}$ 以上で空洞の可能性あり、荷重伝達率が80%以上で有効と判断される。

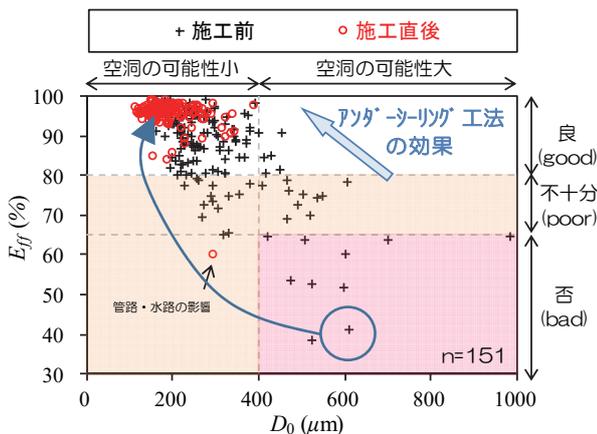


図-2.8 アンダーシーリング工法施工前後での D_0 たわみ、荷重伝達率の測定結果

アンダーシーリング（全域）工法施工前は、 D_0 たわみは高い箇所では $600\mu\text{m}$ 程度、荷重伝達率は低い箇所では40%程度を示したが、アンダーシーリング施工後は、全ての測定箇所、 D_0 たわみは $400\mu\text{m}$ 未満、荷重伝達率は80%以上を示し、健全な値まで回復したことから、アンダーシーリング（全域）工法による効果が確認できた。

表-2.4にアンダーシーリング（全域）工法実施前後における平均 L_{10} 振動レベルを示す。アンダーシ

表-2.4 アンダーシーリング前後の平均 L_{10} 振動レベル

実施前 (dB)	実施後 (dB)	実施前後の差 (dB)
59.5	57.5	2.0

※N=16

ーリング工法実施前は平均59.5dBであったのが、アンダーシーリング（全域）工法実施後は平均57.5dBを示し、平均2dB低下した。また、個別の測点で着目すると、図-2.8に示す○の測点では、施工前（ D_0 たわみ： $610\mu\text{m}$ 、荷重伝達率：41.0%）は L_{10} 振動レベルが63dBであったが、アンダーシーリング（全

域）工法施工後（ D_0 たわみ： $199\mu\text{m}$ 、荷重伝達率：94.0%）は L_{10} 振動レベルが58dBまで低下した。このことから、アンダーシーリング（全域）工法による振動抑制効果を確認できた。

以上より、従来維持工法として位置づけられているアンダーシーリング工法を適用した結果、 D_0 たわみの低下、荷重伝達率の回復及び L_{10} 振動レベルの低減が確認され、本現場での課題に対応できる可能性を示した。さらに、アンダーシーリング（全域）工法は、局部打替え工法やバーステッチ工法などの修繕工法と比較し、コンクリート材料の養生時間が不要であり、比較的短時間で交通規制に対応が可能であるため、効率的な補修工法として適用できる可能性が示唆された。但し、本結果は、アンダーシーリング実施直後の結果であるため、アンダーシーリング（全域）工法による効果の持続性については、今後、追跡調査による確認が必要と考えている。

(2) 各目地に実施した補修工法

図-2.9に D_0 たわみ測定結果（49kN）、図-2.10に荷重伝達率測定結果を示す。

各補修工法実施後の D_0 たわみ（49kN）は、各補修工法によって明確な傾向は確認されず、約100～250 μm のたわみを示し、いずれの目地でも空洞の可能性は低い結果であった。各工法実施後の荷重伝達率も同様に、各工法によって明確な傾向は確認されず、全ての目地で90%以上の荷重伝達率を示し、十分な荷重伝達性能を示したことから、各工法による効果が確認できた。但し、本調査結果は修繕後から供用約2年までの結果であり、効果の持続性に関しては、今後の検証が必要と考えている。

2. 2. 3 各補修工法の課題

実道にて各補修工法を実施し、修繕後供用2年での追跡調査結果から得られた課題を以下に示す。

(1) 補修効果の持続性の確認

アンダーシーリング工法、局部打替え工法、バーステッチ工法、クラック抑制シートを実施し、各工法による効果が確認できた。その一方で、現在のところ損傷は発生しておらず、各工法による効果に関して明確な違いは確認できなかった。よって、今後も各箇所での供用による追跡調査を実施し、各工法による効果の持続性を把握する必要があると考えている。

(2) アンダーシーリング（全域）工法のみ効果の確認

本検討では、アンダーシーリング（全域）工法を

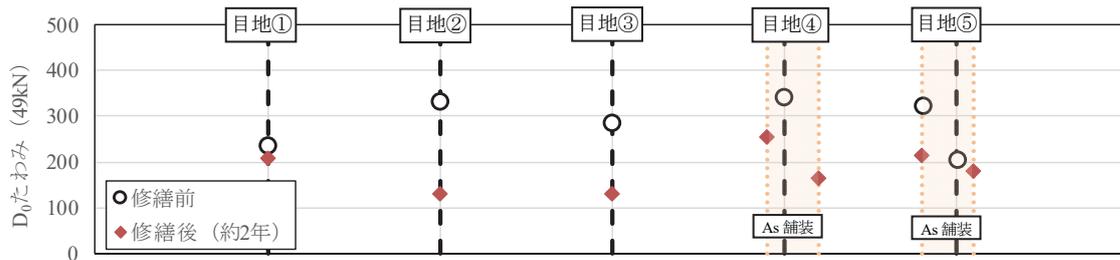


図-2.9 D_0 たわみ (49kN) 測定結果

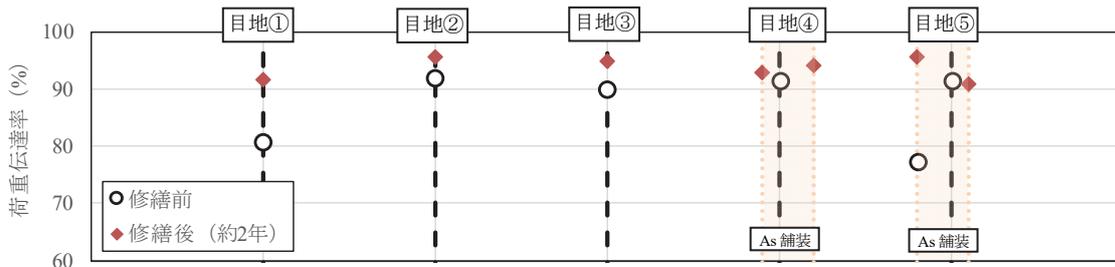


図-2.10 荷重伝達率 (98kN) 測定結果

実施した箇所では、併せて切削オーバーレイ工法も実施している。そのため、効果にはアンダーシーリング (全域) 工法のみ効果だけではなく、切削オーバーレイ工法の効果も含まれる。

今後、アンダーシーリング (全域) 工法のみを実施した場合での効果の確認が必要と考えている。

(3) パーステッチ工法の効率化

本路線の損傷要因は、ダウエルバーの破断による荷重伝達性能の低下にあった。このような場合は、荷重伝達性能を回復することを目的に、パーステッチ工法の採用が考えられるが、本路線では、パーステッチ工法を採用するために必要な交通規制時間を確保することが難しかった。そのため、多くの現場条件で採用できるようにするためには、施工の効率化による施工時間の短縮化が必要である。

3. 軽微な破損に対する維持方法の提案

3.1 コンクリート舗装の補修の実態と課題

研究を開始するにあたって、過去 (平成 24 年度および 27 年度) に行われた北海道内のコンクリート舗装区間を対象とした軽微な破損の発生状況観察結果 (図-3.1、図-3.2) を再確認したところ、目地部の破損 (角欠けなど) が最も多く、穴あきがそれに続いて多いことが分かった。

軽微な目地部の破損 (段差や角欠けなど) や舗装の穴あき等は、写真-3.1 に示すように、補修材でこれを埋めること (パッチング) により補修される。補修材には、アスファルト系やセメント系、樹脂系

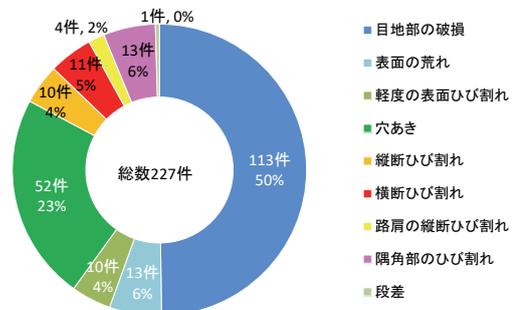


図-3.1 コンクリート舗装の破損件数 (平成 24 年度)

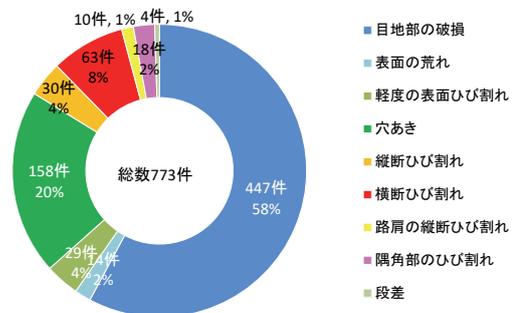


図-3.2 コンクリート舗装の破損件数 (平成 27 年度)



(a) 段差擦付け (b) 角欠け補修

写真-3.1 軽微な破損に対する補修例 (パッチング)

などがある。特にアスファルト系 (例えば、常温合材) は一般的に交通規制時間が短いためよく用いられているが、パッチングを行っても数日後に剥離し、

表-3.3 本研究で用いた擦付け用補修材

分類	補修材		20℃フロー値(mm)	圧縮強度 (MPa)*	曲げ強度 (MPa)*	弾性係数 (GPa)*	線膨張率 (×10 ⁻⁶ /℃)	施工面の処理方法
	記号	種類						
セメント系	PCM-a	ポリマーセメントモルタル	165(15打)	48.9	9.1	25.1	10.8	水湿し
	PCM-b	ポリマーセメントモルタル	178(15打)	70.6	9.2	29.8	14.8	水湿し
	PCM-c	ポリマーセメントモルタル (柔軟型)	159(0打)	2.5	1.6	3.8	12.2	水湿し
樹脂系	RM-a	エポキシ樹脂モルタル	—	102.3	42.0	18.3	15.7	プライマー
アスファルト系	AsM	常温硬化型アスファルトモルタル	—	0.3	0.3	0.01	—	特になし

※20℃封かん養生で材齢 28 日目に測定

表-3.4 本研究で用いた角欠け用補修材

分類	補修材		20℃フロー値(mm)	圧縮強度 (MPa)*	曲げ強度 (MPa)*	弾性係数 (GPa)*	線膨張率 (×10 ⁻⁶ /℃)	施工面の処理方法
	記号	補修材の種類						
セメント系	PCM-b	ポリマーセメントモルタル	178(15打)	70.6	9.2	29.8	14.8	水湿し
	PCM-d	ポリマーセメントモルタル	133(15打)	50.2	15.0	24.8	14.9	水湿し
樹脂系	RM-a	エポキシ樹脂モルタル	—	102.3	42.0	18.3	15.7	プライマー
	RM-b	アクリル樹脂モルタル	—	61.5	31.6	10.5	38.5	特になし
アスファルト系	As(13)	加熱合材 (細粒度アスファルト混合物(13))	—	—	—	—	—	タックコート
	ColdAs	常温合材 (骨材最大粒径 3mm)	—	—	—	—	—	特になし

※20℃封かん養生で材齢 28 日目に測定

再補修を繰り返すような事例があるなど、補修箇所

表-3.1 補修材の残存状況

補修箇所の状態		アスファルト系補修材	セメント系補修材
平成 24 年度	平成 27 年度		
○良好	→○良好	3 件 (3%)	4 件 (24%)
○良好	→△概ね良好	7 件 (6%)	2 件 (12%)
△概ね良好		24 件 (21%)	2 件 (12%)
○良好	→×不良	3 件 (3%)	1 件 (6%)
△概ね良好		23 件 (20%)	2 件 (12%)
×不良		33 件 (28%)	2 件 (12%)
×完全に散逸		7 件 (6%)	0 件 (0%)
再補修		17 件 (15%)	4 件 (24%)

表-3.2 補修材に求められる性質の例

要件	補修材へのニーズ	求められる補修材の性質
補修材の施工性	所定の作業時間に平たんに施工できる	コンシステンシーなど
	所定の交通規制時間内に硬化する	硬化時間
補修箇所の耐久性	凍結融解作用で容易に破損しない	凍結融解抵抗性
	補修材が容易に剥離しない	剥離抵抗性 (環境作用) 剥離抵抗性 (輪荷重)
	輪荷重で補修材が容易に変形しない	輪荷重に対する耐久性 (変形抵抗性)
	輪荷重で補修材が容易に破損しない	輪荷重に対する耐久性 (耐荷性能)
	容易にすり減らない	すり減り抵抗性
補修箇所の走行安全性	すべりにくい	すべり抵抗性

耐久性に課題があるのが現状である。平成 24 年度から平成 27 年度の期間における補修材の残存状況を表-3.1 に示す。セメント系補修材を用いた場合は、アスファルト系補修材と比べて良好な状態を長時間維持できるものが多かった。

補修箇所の耐久性などを確保するために求められる補修材の性質やその評価方法は、基準類などには明示されていないのが現状である。そこで本研究では、セメント系および樹脂系補修材を主な対象とし、

補修材に求められる性質や評価方法などを検討した。

3. 2 求められる補修材の性質と本研究での検討

補修材には、損なわれた路面の平たん性回復が求められるため、補修材には平たんにかつ適切に施工できるような作業性が求められる。また、交通規制時間は短い方が良いため、硬化時間は短い方が望ましい。更に、補修材には容易に剥離したり輪荷重などで変形したりしないような耐久性も求められる。その他に、積雪寒冷地域で適用する場合の凍結融解抵抗性や、チェーン等によるすり減り抵抗性、交通安全の観点からすべり抵抗性も必要と考えられる。これらの性質をまとめると表-3.2 のとおりとなる。

補修材の施工性や凍結融解抵抗性などの補修材単体の基本的性質については 3. 3 に、環境作用に対する剥離抵抗性について検討した結果を 3. 4 に、輪荷重に対する耐久性 (剥離抵抗性、変形抵抗性、耐荷性能) については評価方法の検討結果も含め 3. 5 に、すり減り抵抗性については 3. 6 に、室内試験による検討に加えて実施した屋外の暴露試験による検討結果は 3. 7 に、荷重車を用いた屋外実物大試験による検証結果を 3. 8 に示す。

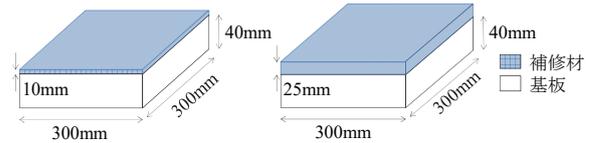
3. 3 補修材単体の基本的性質

3. 3. 1 研究に用いた補修材

表-3.3 に示す段差擦付け用 (以下、擦付け用) 補修材と表-3.4 に示す角欠け用補修材を用いた。セメント系の PCM-b と樹脂系の RM-a は擦付け用にも角欠け用にも用いた。また、PCM-c は他のポリマーセメントモルタルと異なり、柔軟型のものである。アスファルト系補修材は、現場で良く使用されている AsM、As(13)、ColdAs の 3 種類を比較用として用いた。補修材は As(13)を除きプレミックス品で、

表-3.5 As(13)の使用材料

材料	密度 (g/cm ³)			吸水率 (%)
	表乾	かさ	見掛	
6号砕石(砂岩)	2.652	2.634	2.683	0.70
7号砕石(砂岩)	2.629	2.602	2.675	1.05
粗砂(砕砂)	2.585	2.547	2.648	1.50
細砂(砕砂)	2.554	2.481	2.677	2.95
石粉	—	—	2.753	0.10
ストレートアスファルト 60-80	—	—	—	—

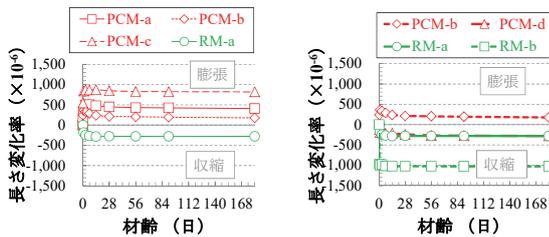


(a) 擦付け用 (b) 角欠け用

図-3.4 付着試験用供試体

表-3.6 As(13)の配合率

材料	骨材					アスファルト
	6号砕石	7号砕石	粗砂	細砂	石粉	
配合率 (%)	21.5	15.9	27.1	23.4	5.6	6.4



(a) 擦付け用 (b) 角欠け用

図-3.3 補修材の長さ変化率

表-3.7 凍結融解試験結果(擦付け用)

補修材		凍結融解抵抗性 (300 サイクル)	
分類	記号	相対動弾性係数	質量減少率
セメント系	PCM-a	105%	-0.9%
	PCM-b	95%	0.5%
	PCM-c	210 サイクルで 52%	210 サイクルで -5.4%
樹脂系	RM-a	101%	0.0%
アスファルト系	AsM	45%	-5.3%

表-3.8 凍結融解試験結果(角欠け用)

補修材		凍結融解抵抗性 (300 サイクル)	
分類	記号	相対動弾性係数	質量減少率
セメント系	PCM-b	95%	0.5%
	PCM-d	104%	0.0%
樹脂系	RM-a	101%	0.0%
	RM-b	95%	-0.1%
アスファルト系	As(13)	32%	-0.6%

As(13)は表-3.5、表-3.6 に示す材料と配合率で 150℃にて加熱混合したものである。いずれも、常温で 2~3 時間程度で硬化する。

3.3.2 補修材単体の試験結果

各補修材の 20℃におけるモルタルフローの値(セメント系のみ)、圧縮強度、曲げ強度、弾性係数、線膨張率は表-3.3 および表-3.4 に示すとおりである。いずれの補修材も常温で 2~3 時間程度で硬化するものであり、As(13)および ColdAs はローラコンパクタ、その他はこて作業で問題なく施工できるものであった。PCM-c は、強度および弾性係数が他のセメ

表-3.9 基板コンクリートの材料

材料名	密度 (g/cm ³)	吸水率 (%)
C 普通ポルトランドセメント	3.16	—
S 山砂	2.56	0.39
G 硬質砂岩砕石(5号と6号を質量比 1:1 で混合、Gmax=20mm)	2.67	1.79

表-3.10 基板コンクリートの配合

W/C (%)	単位粗骨材かさ容積	s/a (%)	単位量(kg/m ³)			
			W	C	S	G
49.2	0.72	39.6	145	295	728	1158

表-3.11 基板コンクリートの基本性状

目標スランブ※	5.0cm
目標空気量※	4.5±1.0%
28 日圧縮強度 (標準養生)	49.0MPa
28 日曲げ強度 (標準養生)	5.60MPa
28 日曲げ強度荷重 (標準養生)	18.9kN

※適宜、AE 減水剤、AE 剤を添加して調整

ント系や樹脂系と比べて小さい。RM-b の線膨張率は $38.5 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ であり、他の補修材や一般的なコンクリート ($10 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ 程度) よりも大きかった。

セメント系および樹脂系の長さ変化率 (JIS A 1129-3 を参考に、材齢 2 時間 (RM-a のみ 3 時間) を基長とした場合の測定結果) は、図-3.3 のとおりである。PCM-d および樹脂系は収縮し、他のセメント系は一度膨張した後に収縮する特徴がある。

JIS A 1171 で評価した補修材の凍結融解試験の結果は、表-3.7 および表-3.8 のとおりである。PCM-c およびアスファルト系は凍結融解 300 サイクルまでに相対動弾性係数が 60%を下回ったが、その他の補修材は凍結融解抵抗性を有していると評価できるものであった。

3.4 補修箇所環境作用に対する剥離抵抗性

3.4.1 試験方法

表-3.3 および表-3.4 の補修箇所の剥離抵抗性を評価するために、図-3.4 に示す供試体を作製して付着試験を行った。

基板には、舗装コンクリートを模擬した表-3.9、表-3.10、表-3.11 に示す材料、配合、基本性状のコンクリートを用いて作製し、表面はディスクグラインダ等で細骨材が露出する程度まで研磨した後に、

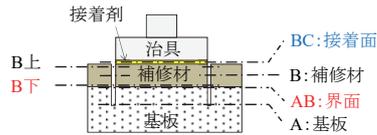


図-3.5 付着試験の破壊位置の分類

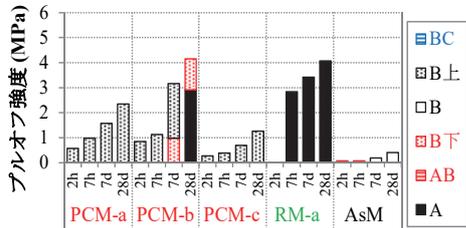


図-3.6 付着試験結果 (20°C、擦付け用)

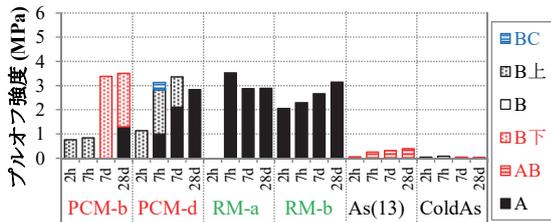


図-3.7 付着試験結果 (20°C、角欠け用)

表-3.3 および表-3.4 に示す製造者の指定する施工面の処理を行ってから補修材を施工した。補修材厚さは、擦付け用は10mm、角欠け用は25mmとした。

付着試験は、JSCE-K 561「コンクリート構造物用断面修復材の試験方法(案)」 「5.8 付着強度」を参考に、40mm×40mmの治具および建研式接着力試験機を用いて行い（プルオフ試験）、図-3.5のとおり破壊位置を分類した。

3. 4. 2 標準的環境の付着試験結果

舗装用補修材は、施工および硬化後は特に養生が行われないのが一般的である。そこで標準的環境として、補修材施工後、20°C 空气中養生を行った状態で、材齢2時間、7時間、7日、28日における付着試験結果を図-3.6および図-3.7に示す。なお、棒グラフの大きさは試験箇所3箇所の平均プルオフ強度、色は破壊位置の割合を示している。また、RM-aは材齢2時間では未硬化のため試験は行わなかった。

ColdAsを除き、材齢の増加に伴ってプルオフ強度も増加傾向を示した。アスファルト系はセメント系および樹脂系と比べてプルオフ強度は小さく、ColdAsはほとんどゼロであった。

PCM-cを除くセメント系のプルオフ強度は、初期材齢では小さいが、材齢が進むと2MPa以上まで増加し、PCM-aを除き基板(A)で破壊するようになる傾向を示した。樹脂系は初期材齢からプルオフ強度

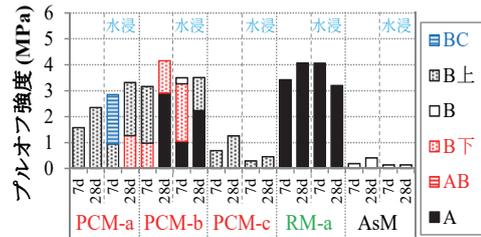


図-3.8 水浸養生後の付着試験結果 (擦付け用)

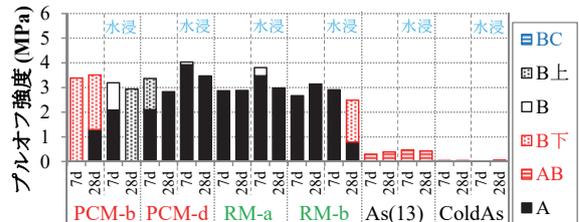


図-3.9 水浸養生後の付着試験結果 (角欠け用)

が大きく、基板(A)で破壊した。なお、これらの界面の付着強度は基板のプルオフ強度以上と考えられ、付着強度は十分大きいと考えられる。

柔軟型のPCM-cは、材齢28日でもプルオフ強度が2MPa未満と、他のセメント系と比べて小さく、破壊位置は補修材(B上)であった。他のセメント系もプルオフ強度が小さい場合は、破壊位置は(B上)と同様であった。なお、これらは補修材のプルオフ強度を示しており、基板のプルオフ強度や界面の付着強度よりも小さいと考えられるが、補修材の表面薄層部で破壊するため、大きな凹みや大きな塊の飛散が生じず、補修材のすり減りが顕著でなければ第三者被害の恐れが少ないと考えられる。

3. 4. 3 湿潤環境の影響

路面は降雨により湿潤環境となる場合がある。補修材によっては、湿潤環境下において剥離抵抗性が低下する恐れがある。そこで、材齢7時間以降を20°C水中養生とした場合の付着試験を行い、湿潤環境が付着試験結果に及ぼす影響を確認した。その結果を20°C空气中養生の場合の結果と合わせて図-3.8および図-3.9に示す。

アスファルト系のAs(13)およびColdAsは目立った差は生じなかったが、AsMは水浸によってプルオフ強度の低下が確認された。破壊位置は補修材(B)であり、水浸によって補修材のプルオフ強度に影響が生じたと考えられる。

セメント系および樹脂系については、PCM-cのみ、水浸によるプルオフ強度（破壊位置は補修材(B上)であり、補修材のプルオフ強度を示す）の低下が確認された他は、水浸の影響は確認されなかった。

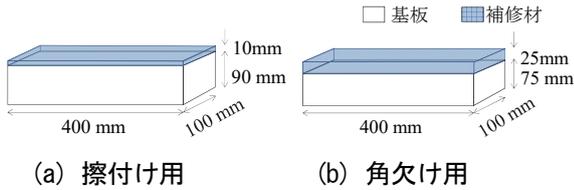


図-3.10 付着試験用供試体 (その2)

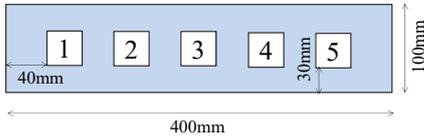


図-3.11 付着試験位置

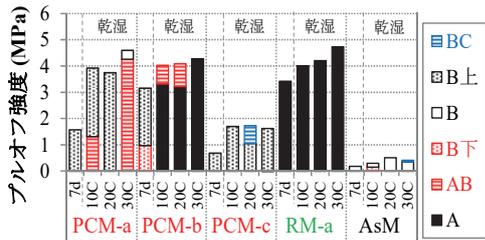


図-3.12 乾湿繰返し後の付着試験結果(擦付け用)

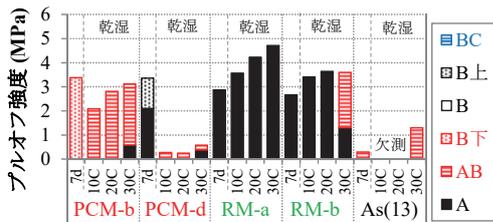


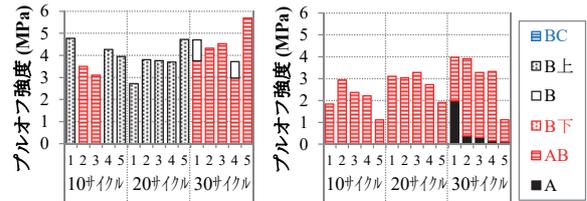
図-3.13 乾湿繰返し後の付着試験結果(角欠け用)

3. 4. 4 乾湿繰返し・温度変化の影響

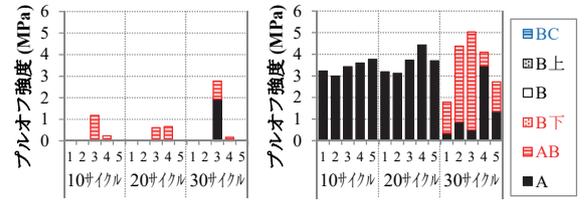
実環境では、乾燥湿潤（以下、乾湿）の繰返しや温度変化が作用し、コンクリート版や補修材に繰返し寸法変化が生じている。これらが剥離抵抗性に及ぼす影響を確認するために、図-3.10 に示す供試体用いて、補修材施工後の材齢7日まで20℃気中養生を行った後に乾湿繰返し（温度変化）を作用させて、付着試験を行った。乾湿繰返しおよび温度変化は、60℃47h→自然放置1h→20℃水中48hを1サイクルとして、30サイクルまで行った。付着試験は10、20、30サイクル毎に、図-3.11 に示す位置で行った。

乾湿繰返し（温度変化）後の付着試験結果を標準環境における材齢7日の付着試験結果と共に図-3.12 および図-3.13 に示す。なお、ColdAs は供試体作製時に基板が破壊したため、試験は実施しなかった。

擦付け用（補修材厚さ10mm）は、PCM-a はプルオフ強度の大きさは大きい、30サイクルでほぼ界面(AB)で破壊するようになった。その他はほとんど



(a) PCM-a (擦付け用) (b) PCM-b (角欠け用)



(c) PCM-d (角欠け用) (d) RM-b (角欠け用)

図-3.14 乾湿繰返し後付着試験結果(個別)

影響が確認できなかった。

角欠け用（補修材厚さ25mm）は、RM-b は30サイクルで、PCM-b は10サイクルで、界面(AB)で破壊するようになった。特にPCM-b は擦付け用（補修材厚さ10mm）では影響が確認できなかったこととは対照的な結果が得られた。また、PCM-d は10サイクルで著しくプルオフ強度が低下し、ほぼ界面(AB)で破壊するようになった。その他はほとんど影響が確認できなかった。

影響の生じた補修材について、図-3.14 に各試験箇所の付着試験結果を示す。

PCM-a (擦付け用) は30サイクルで破壊位置が界面(AB)となったが、プルオフ強度の大きさは10、20サイクルの場合と同等で3MPa以上あり、界面の付着強度は30サイクルでも十分大きいと考えられる。

PCM-b (角欠け用) およびRM-b (角欠け用) は、影響が生じると、破壊位置が界面(AB)となることに加え、供試体両端側のプルオフ強度が小さくなる傾向を示した。PCM-d (角欠け用) は著しくプルオフ強度が低下し、供試体両端側は付着試験前に界面(AB)で剥離したことから、同様の傾向を示したと考えられる。既往の研究⁷⁾では、基板コンクリートに断面修復材を施工した暴露供試体の付着界面両端部が開閉する挙動が測定されている。コンクリートと線膨張率の差が大きなRM-bも影響を受けているが、差のあまり大きくないPCM-a、PCM-b (角欠け用)、PCM-dも影響を受けるなど、線膨張率との関係は不明瞭だが、既往の研究⁷⁾と同様の挙動によって両端部の付着強度が低下したものと考えられる。また、PCM-b (擦付け用) は30サイクルまでに影響が確認

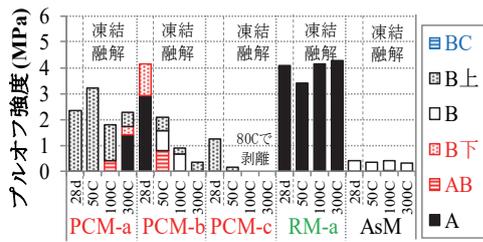


図-3.15 凍結融解後の付着試験結果 (擦付け用)

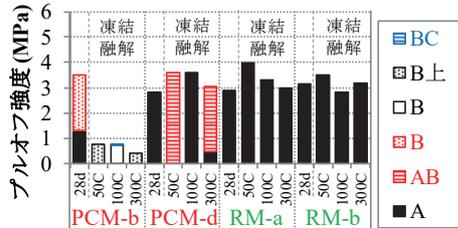


図-3.16 凍結融解後の付着試験結果 (角欠け用)

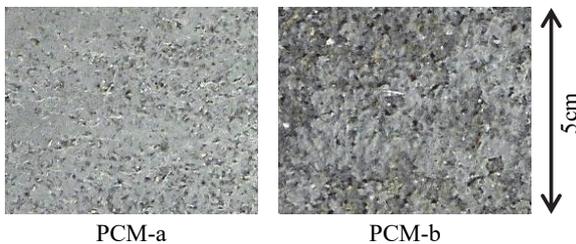


写真-3.2 スケーリング状況 (50 サイクル)

されなかったため、補修材の厚さが大きいほど影響を受けやすいと考えられる。

3. 4. 5 凍結融解作用の影響

積雪寒冷地では補修箇所は凍結融解作用を受けるため、補修材自体の凍結融解抵抗性の他、剥離抵抗性に及ぼす影響も考慮する必要がある。そこで、図-3.10 の供試体を用いて、凍結融解作用が剥離抵抗性に及ぼす影響を確認した。

補修材施工後材齢 28 日まで 20℃ 気中養生後、28 日間 20℃ の水中に浸漬して供試体に水分を含ませた後に、JIS A 1148 に準拠して凍結融解試験を行い、50、100、300 サイクルで付着試験を行った。付着試験の位置は図-3.11 のとおりとした。

凍結融解後の付着試験結果を標準環境における材齢 28 日の付着試験結果と共に図-3.15 および図-3.16 に示す。なお、As(13)は供試体作製時に基板が破壊したため、ColdAs は凍結融解試験装置への設置時に補修材が崩壊するため、試験は実施しなかった。

擦付け用 (補修材厚さ 10mm) は、PCM-b と PCM-c でプルオフ強度が低下した。PCM-c は 50 サイクルでプルオフ強度が著しく低下し、80 サイクルで補修

材全体が界面から剥離した。PCM-c は単体としての凍結融解抵抗性が小さく、凍結融解作用で付着にも影響が生じたと考えられる。

PCM-b は補修材(B)または(B上)で破壊し、補修材のプルオフ強度が低下した。写真-3.2 に示すように、PCM-b は表面にスケーリングが生じており、表層の劣化が影響を与えた可能性がある。他の補修材では、PCM-a でもスケーリングが生じていたが軽微であり、プルオフ強度に顕著な低下は生じていなかった。今回はスケーリング量の定量的評価を行わなかったため、スケーリング量と補修材のプルオフ強度との関係性検討については今後の課題であるが、スケーリング量が多い場合は注意する必要がある。その他は、ほとんど付着強度に対する影響が確認できなかった。

角欠け用 (補修材厚さ 25mm) は、PCM-b のプルオフ強度が低下した。また、PCM-d は 50 サイクルおよび 300 サイクルで界面(AB)破壊が生じたが、プルオフ強度の低下は見られず、界面の付着強度に影響が及んではないと考えられる。その他は、ほとんど付着強度に対する影響は確認できなかった。

補修材単体の凍結融解抵抗性が小さい補修材は、凍結融解作用が剥離抵抗性に影響を及ぼしたが、単体で凍結融解抵抗性を有すると見なせる補修材についても、スケーリングが生じたものには補修材の破壊によってプルオフ強度が低下する場合があることが分かった。

3. 4. 6 剥離抵抗性に関するまとめ

本研究で用いた補修材について、付着試験 (プルオフ試験) で付着強度を測定すると、アスファルト系のはプルオフ強度が非常に小さく、セメント系および樹脂系のは、アスファルト系に比べてプルオフ強度は大きかった。また、樹脂系は初期材齢から付着強度が大きい特徴があった。

柔軟型ポリマーセメントモルタルは、比較的小さな強度で破壊するが、破壊位置は補修材(B上)であり、補修箇所全体が大きな塊状に破損、飛散がすることはなかった。

補修材単体の線膨張率と剥離抵抗性の関係は明確ではなかったが、乾湿繰返し・温度変化を作用させると補修材の剥離抵抗性が低下するものもあった。

補修材単体として凍結融解抵抗性の小さいものは、凍結融解作用により剥離抵抗性に影響が生じた。補修材単体として凍結融解抵抗性を有すると評価される補修材でも、表面にスケーリングが生じた材料で

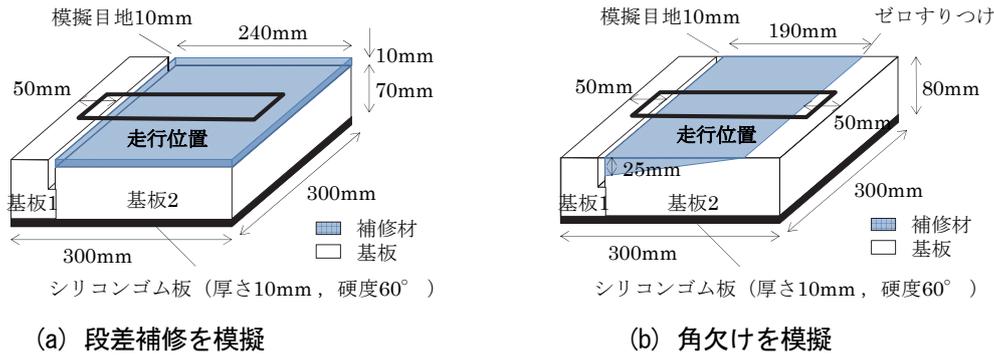


図-3.17 模擬目地を設けた室内輪荷重試験用の供試体

は、補修材部分で破壊し、プルオフ強度が著しく低下した場合があったことから、このような場合も耐久性上の留意が必要と考えられる。

3.5 補修箇所の輪荷重に対する耐久性

3.5.1 室内輪荷重試験の検討

表-3.3 および表-3.4 の補修材を用いた場合の輪荷重による変形や剥離などに対する耐久性（以下、輪荷重耐久性）の評価を検討することにした。しかし、補修したコンクリート舗装版の輪荷重耐久性を実験で検討した事例はほとんどないため、試験の方法から新たに検討する必要があった。

舗装の輪荷重耐久性を評価する既存の室内試験には、アスファルト混合物に用いる「ホイールトラッキング試験」や「水浸ホイールトラッキング試験」がある。これらに用いる水浸ホイールトラッキング試験機は、舗装関係企業の研究所等では一般的であることに加えて、大型車の接地圧よりやや大きい⁸⁾0.63MPaの接地圧を載荷できるため、これを活用した室内輪荷重試験を検討することにした。

供試体は可能な限り実際の状況を模擬するために、模擬目地を設けたものを作製することとした。また、坂本らの研究⁹⁾によると、49kN (5tf) の輪荷重を2輪（軸荷重 98kN）、普通コンクリート舗装版を模擬したモデルに載荷させた場合、横目地の最大鉛直変位が 0.15mm 程度と計算された結果が得られているが、このような目地部の変位も耐久性に影響を及ぼすと考えられる。そこで、供試体は図-3.17 に示す形状のものとした。供試体は基板1と2を用いて幅 10mm の模擬目地を設け、シリコンゴム板を敷いて輪荷重を載荷した際に目地部の最大鉛直変異が 0.15mm 程度となるように作製したものである。なお、輪荷重載荷後に付着試験を行うために、模擬目地は片側に寄せた形状としている。

路面は夏期の高湿状態や雨天時の湿潤状態など、様々な環境にさらされると考えられるため、試験条件は試験温度や水浸の有無、輪荷重載荷時間などを試験機で調整可能な範囲で、補修材にポリマーセメントモルタルを用いて予備検討¹⁰⁾を行った結果、試験後に剥離が生じやすくなるなど影響が生じやすい条件として、①試験温度 60℃、②輪荷重載荷時間 1 時間、③水浸条件（雨天時を想定して、水面は供試体表面）、④トラバース走行せず同じ位置に輪荷重載荷、の 4 項目を設定した。

3.5.2 擦付け用補修材の室内輪荷重試験結果

表-3.3 の擦付け用補修材を用いて図-3.17(a) に示す供試体を作製し、室内輪荷重試験を行った。補修材施工後、20℃気中養生を行い、材齢 6 日に 60℃の室温に静置し、材齢 7 日目に試験を行った。

(1) 変形抵抗性

室内輪荷重試験前後の供試体（基板 2）外観を表-3.12 に示す。アスファルト系の AsM は顕著なわだち掘れが生じた。セメント系と樹脂系は車輪の跡が汚れとして残る程度で、変形はほとんど生じなかったが、PCM-c のみ目地部に深さ 2mm 程度の欠け（写真-3.3）が生じた。アスファルト系が顕著に変形する条件においても、セメント系と樹脂系はほとんど変形せず、高い変形抵抗性を確認できた。

(2) 剥離抵抗性

次に、目立った変形の生じなかったセメント系と樹脂系補修材について、輪荷重の繰返し載荷が剥離抵抗性に及ぼす影響を確認するために、図-3.18 に示す走行影響部 6 箇所と日走行部 6 箇所で行った付着試験を行った結果を図-3.19 および図-3.20 に示す。PCM-a、PCM-b、RM-a は、走行影響部、非走行部共に、プルオフ強度は 2MPa 以上、大部分が 3MPa 以上を示した。破壊位置は基板(A)または補修材(B)で

表-3.12 擦付け用補修材の輪荷重載荷前後の外観

	PCM-a	PCM-b	PCM-c	RM-a	AsM
輪荷重載荷前					
輪荷重載荷後					



写真-3.3 目地部の欠け

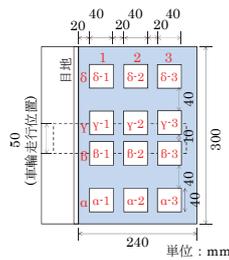


図-3.18 付着試験位置 (室内輪荷重試験)

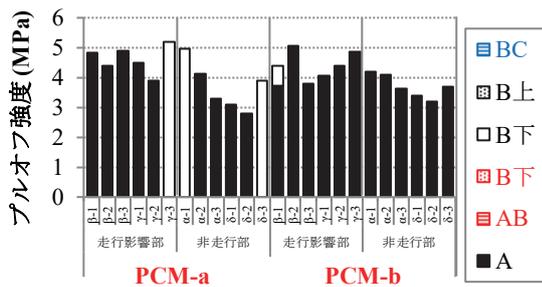


図-3.19 付着試験結果 (擦付け用 PCM-a、PCM-b)

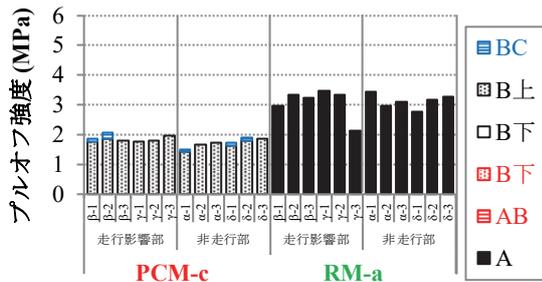


図-3.20 付着試験結果 (擦付け用 PCM-c、RM-a)

あり、これらの値は基板や補修材のプルオフ強度を示していると考えられる。界面の付着強度は基板のプルオフ強度以上と考えられることから、輪荷重載荷後も十分な付着が保持できており、走行影響部と非走行部に差が生じなかったと考えられる。PCM-cも走行影響部と非走行部に差は見られなかった。ただし、他の補修材と異なりプルオフ強度は2MPa以下で、全ての位置が補修材表面薄層(B上)で破壊した。これらの値は補修材のプルオフ強度を示してい

るが、基板のプルオフ強度や界面のプルオフ強度よりも小さいと考えられ、補修材の表面薄層で破壊する性質があると考えられる。通常、低いプルオフ強度で界面(AB)や補修材(B)で破壊する場合、大きな凹みや大きな塊の飛散が生じやすいと考えられるが、PCM-cは補修材表面薄層(B上)で破壊しているため、大きな凹みや大きな塊の飛散が生じにくく、すり減りが激しくなければ道路管理上問題とならない可能性があると考えられる。

これらの結果より、輪荷重載荷後も十分な付着強度を維持しているもの、または、補修材表面薄層で破壊する性質のあるもの、などの理由により、繰返し荷重による付着への影響は確認されなかった。

3.5.3 角欠け用補修材の室内輪荷重試験結果

擦付け用補修材と同様に、表-3.4の角欠け用補修材を用いて図-3.17(b)に示す供試体を作製し、室内輪荷重試験を行った。なお、常温合材のColdAsは完全に硬化せず、試験開始後ただちに崩壊することが考えられたことから、試験は行わなかった。

(1) 変形抵抗性

室内輪荷重試験前後の供試体(基板2)外観を表-3.13に示す。アスファルト系のAs(13)は顕著なわずらわし掘れが生じ、補修材全体が界面から剥離した。セメント系および樹脂系は、ゼロすりつけ部に軽微な欠けが生じた他は、変状はほとんど生じなかった。

(2) 剥離抵抗性

次に、目立った変形の生じなかったセメント系と樹脂系補修材について付着試験を行った結果を図-3.21および図-3.22に示す。

角欠け用の供試体は付着試験位置によって補修材厚さが変化するが、今回用いた補修材については、プルオフ強度に差は生じなかった。

いずれの補修材も、走行影響部、非走行部共にプルオフ強度は2MPa以上、大部分が3MPa以上を示した。破壊位置は位置により基板(A)や補修材(B)、

表-3.13 角欠け用補修材の輪荷重載荷前後の外観

	PCM-b	PCM-d	RM-a	RM-b	As(13)
輪荷重載荷前					
輪荷重載荷後					

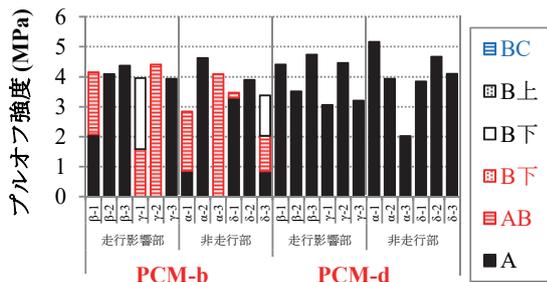


図-3.21 付着試験結果（角欠け用 PCM-b、PCM-d）

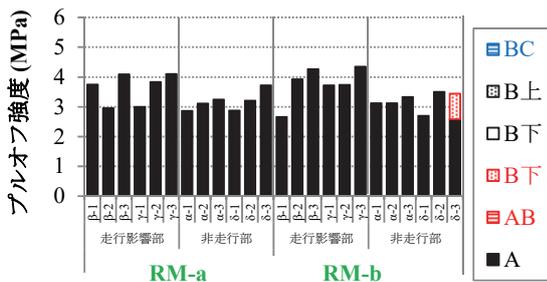


図-3.22 付着試験結果（角欠け用 RM-a、RM-b）

界面(AB)があり、輪荷重載荷後も十分な付着強度を維持したと考えられる。

3. 5. 4 輪荷重に対する耐久性に関するまとめ

今回の試験からは、輪荷重載荷後も十分な付着強度を維持しているもの、または、補修材表面薄層で破壊する性質のあるもの、などの理由により、繰返し荷重による付着への影響は確認されなかった。

3. 6 補修箇所のすり減り抵抗性

3. 6. 1 試験方法

表-3.3 および表-3.4 の補修材のすり減り抵抗性を評価するために、舗装調査・試験法便覧に記載の B002「ラベリング試験方法（往復チェーン型）」を実施した。なお、常温合材の ColdAs は完全に硬化しないため、試験は行わなかった。

往復チェーン型のラベリング試験は、400mm×150mm×50mm の供試体を用いるが、表-3.3 に示す擦付け用補修材については、主に薄層で施工されることを考慮して、基板を用いた図-3.23(a)に示す形

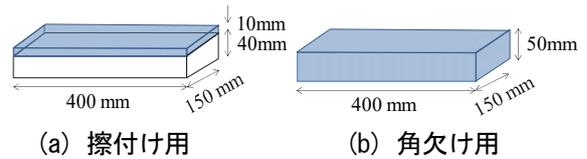


図-3.23 ラベリング試験用供試体

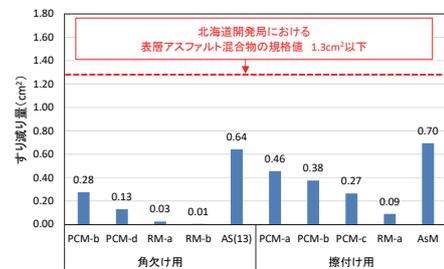


図-3.24 すり減り量

状とし、角欠け用は通常の形状（図-3.23(b)）とした。

3. 6. 2 試験結果

ラベリング試験から得られたすり減り量を図3-24に示す。なお、擦付け用の供試体について、基板コンクリートが露出する程度までは擦り減らなかった。アスファルト系はすり減り量が大きく、次いでセメント系、樹脂系の順にすり減り量が小さくなる傾向を示している。北海道開発局では、表層アスファルト混合物にすり減り量の規格値として1.3cm²以下を設けているが、今回用いた補修材はいずれもこの規格値を満足していた。

3. 7 暴露試験

3. 7. 1 試験概要

補修材の性質を評価するため、試験室において各種性質の測定や、促進試験による評価を行ってきた。促進試験は材料の評価を短時間で行う方法として一般的であるが、実際の環境は乾湿繰返し、温度変化、凍結融解などの環境作用が複合的に生じていること、厳しい環境変化などにさらす促進試験中での劣化と、実際の環境で生じる劣化のメカニズムが同一と言え

表-3.14 暴露供試体（つくば）の外観写真



※写真上方：南

表-3.15 暴露供試体（つくば）の側面写真

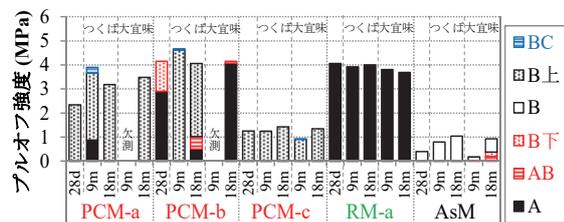
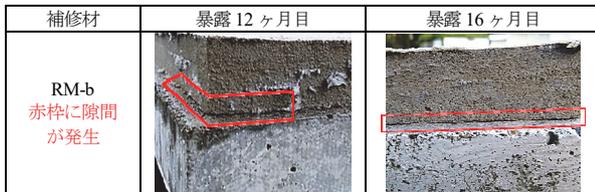


図-3.25 暴露後の付着試験結果（擦付け用）

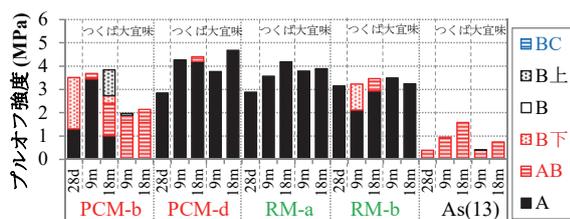


図-3.26 暴露後の付着試験結果（角欠け用）

るか、という点で疑問が残る。そこで、表-3.3および表-3.4の補修材を用いた暴露試験を並行して行った。

暴露は、標準的環境としてつくば市内と、紫外線量の多い沖縄県大宜味村（つくばの約1.6倍の紫外線量¹¹⁾）の2箇所で行った。供試体は図-3.4に示すものを用いた。

3.7.2 外観の変化

暴露供試体の補修材表面を観察すると、暴露9ヶ月目の段階で、つくばに暴露したAs(13)（角欠け用）の一部にひび割れが生じた（表-3.14）他は、暴露18ヶ月目までの期間において補修材の表面にひび割れなどの変状は確認されなかった。

暴露供試体の補修材と基板の界面を観察すると、大部分の補修材には変化は見られなかったが、RM-b（角欠け用）に、暴露12ヶ月目の時点で界面の一部に隙間が生じているのが確認され（表-3.15）、16ヶ月目には隙間が拡大していた。RM-bは、室内の乾

湿繰返し試験（図-3.14）後に付着に影響が及んだと考えられる補修材の1つである。しかし、同様に室内の乾湿繰返し試験において影響が認められた他の補修材については目立った変化は確認されなかった。

3.7.3 暴露供試体の剥離抵抗性

次に、暴露供試体の付着強度を9ヶ月目および18ヶ月目に行った。付着試験の結果を標準環境における材齢28日の付着強度と合わせて図-3.25および図-3.26に示す。なお、ColdAsは付着試験前の切り込み時に補修材が界面から剥離したため、試験が行えなかった。

角欠け用のPCM-bは、つくばでは18ヶ月目に界面(AB)で破壊しやすくなる傾向が生じた。大宜味では9ヶ月目の時点で、プルオフ強度が低下し、界面(AB)で破壊する傾向を示した。擦付け用のPCM-bでは目立った変化が生じていないことから、室内の乾湿繰返し試験と同様、施工厚さの大きい方が付着試験結果に影響が生じやすい結果が得られた。

暴露供試体の界面端部に隙間の生じたRM-bは、つくばの18ヶ月目において一部界面(AB)で破壊する部分が生じたが、プルオフ強度の大きさはあまり変化がなかった。室内乾湿繰返し試験では、30サイクルで影響が生じたことから、今後、暴露供試体にも影響が生じるか否か、観察が必要である。

PCM-d（角欠け用）は室内の乾湿繰返し試験で付着試験結果に著しい影響が生じたが、18ヶ月目までにおいては付着試験結果にほとんど影響は生じていなかった。

3.7.4 暴露試験に関するまとめ

今回の暴露試験は18ヶ月目までの結果が得られているが、大部分の補修材について、つくばと大宜味との間に顕著な差はまだ認められなかった。また、剥離抵抗性については、18ヶ月の時点で室内乾湿繰返し試験の結果と同様の傾向を示すものもあったが、同様の傾向が生じていないものもあり、引き続き暴露を行い、影響が生じるか観察を続ける必要がある。

3.8 屋外実物大試験

3.8.1 試験概要

屋外で33tの荷重車を走行させることができる舗装走行実験場を用いて、実物大試験による検証を行い、3.5および3.7で紹介した室内輪荷重試験や供試体の暴露試験と結果を比較した。

舗装走行実験場のコンクリート舗装区間（コンクリートの配合、基本性状は表-3.16、表-3.17に示すとおりで、ダウエルバーあり）に、表-3.3および表



写真-3.4 舗装走行実験場

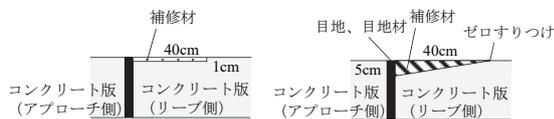
表-3.16 舗装コンクリートの配合

W/C (%)	s/a (%)	単位量(kg/m ³)				
		W	C	S	G	混和剤
40.5	38.1	149	368	682	1151	3.94

C : 早強ポルトランドセメント、Gmax : 20mm

表-3.17 舗装コンクリートの基本性状

施工	スランプ	空気量	曲げ強度(材齢7日)
2007年12月	6.0cm	4.9%	5.60MPa



(a) 段差補修を模擬 (b) 角欠けを模擬

図-3.27 模擬補修箇所の寸法



(a) 段差補修を模擬 (b) 角欠けを模擬

写真-3.5 模擬補修箇所の近景

表-3.18 荷重車の走行期間

荷重車 走行期間	施工後の 経過日数	累積走行 回数(千回)	累積輪荷重 (10 ⁴ kN)
0 2017/12/21 (補修材施工)	0	0	0
1 2018/1/30 ~3/5	40 ~ 74	17	2.7
2 2018/4/16 ~5/11	116 ~141	33	5.4
3 2018/6/26 ~6/29 (中断)	187 ~190	36	5.8
2018/10/17 ~11/13	300 ~327	50	8.1
4 2018/11/17 ~11/29 (中断)	331 ~343	54	8.8
2019/1/7 ~1/31	382 ~406	67	10.8

-3.4 に示す補修材（常温合材の ColdAs を除く）を用いて、図-3.27 に示す断面形状で約 2m×0.4m の模擬補修箇所を施工した（写真-3.5）。その後、前述の荷重車を表-3.18 に示す期間走行させ、定期的に補修材の外観変化や凹凸の変化、すべり抵抗性の変化を観察・測定し、補修箇所の耐久性確認を行った。

3. 8. 2 外観の変化

補修箇所の外観変化の状況を図-3.28 に示す。なお、図中の灰色の部分には車輪走行部を示している。

まず、今回の検討の期間（表-3.18）を通じ、補修箇所の状態を全般的に紹介すると、RM-b（角欠け用）は 0.3mm 程度以上の幅の顕著なひび割れや浮きが生じ、PCM-c（擦付け用）は補修材の一部が手で容易に取り除けるような状態となったが、飛散には至らない状態であった。その他の補修材については、浮きが生じた後に幅 0.1mm 程度以下のひび割れが生じたり、若干の欠けや表面の摩耗が生じたりするなど軽微な変状に留まったものが 6 箇所、一部に浮きが生じたのみに留まったものが 1 箇所、まったく変状が生じなかったものが 1 箇所あった。

(1) RM-b（角欠け用）の変状

RM-b（角欠け用、図 3-28(viii)）は最も顕著な変状が生じた。表-3.18 に示す 2 回目の走行期間に含まれる 2018 年 4 月 26 日（累積走行 26 千回）の観察で補修材の浮きと、浮きの生じていない部分との境目付近に幅 0.3~0.5mm 程度の円弧状ひび割れが認められた。さらに、図-3.28 には記載がないが、5 月 2 日（累積走行 29 千回）には浮きの生じていない部分との境目付近に新たな円弧状ひび割れが認められた。これらの発生順序から、この箇所は、まず浮きが生じた後に輪荷重が作用したことで、ひび割れが生じたものと考えられる。一方、表-3.18 に示すように、6 月 29 日から 10 月 17 日の期間は、荷重車の走行を停止していたが、この停止期間にあたる 7 月 3 日と 10 月 10 日の観察結果を比較すると、浮きの生じた部分の拡大や新たなひび割れが確認できる。このため、荷重車による輪荷重以外の要因によっても変状が進行した可能性が考えられる。表-3.15 に示すように、RM-b を用いた暴露供試体の界面に隙間が生じていたが、表-3.4 より RM-b の線膨張率は $38.5 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ と一般的なコンクリート ($10 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ 程度) よりも差が大きく、コンクリート版との界面における付着切れが特に生じやすかった可能性が考えられる。なお、舗装走行実験場のコンクリート舗装区間の表面から 2.5cm の深さの温度を図-3.29 に示すが、温度差 10~20℃の温度変化が毎日作用していることを確認している。

(2) PCM-c（擦付け用）の変状

PCM-c（擦付け用、図-3.28(iii)）は、4 月 26 日の観察で、車輪走行部の目地側に浮きと幅 0.35mm 程度のひび割れが確認された。7 月 3 日の観察では、

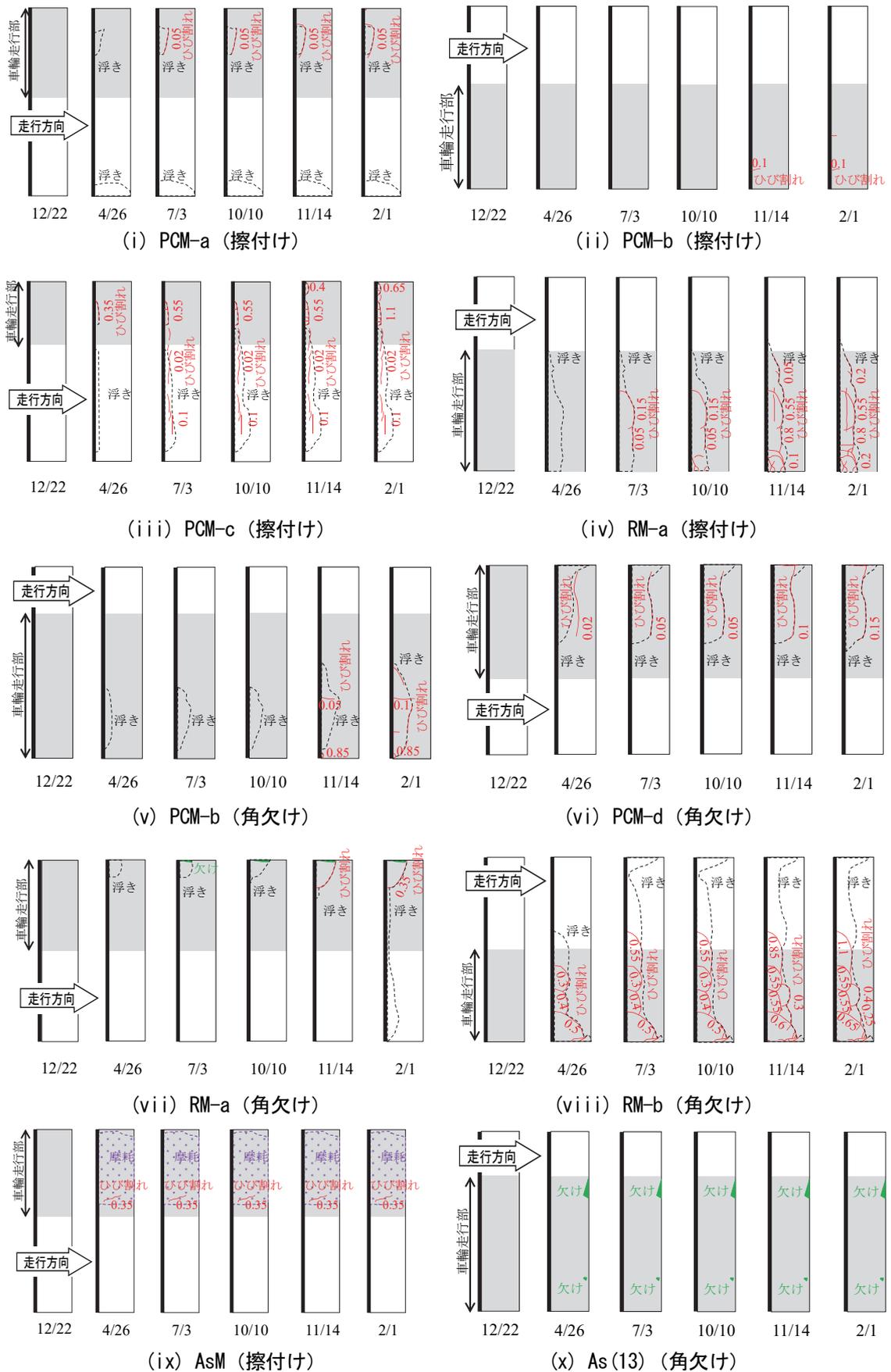


図-3.28 補修箇所の外観変化の状況

浮きの生じた部分が拡大すると共に、最初に生じたひび割れは幅が 0.55mm 程度に拡大し、更に浮きの生じた部分に環状に進展して付着が完全に喪失していた。飛散はしないもの手で容易に取り除ける状態になっていた（写真-3.6）。写真-3.3 に示すように、室内輪荷重試験でも目地部に欠けが生じたことから、屋外実物大試験でも欠けが生じやすい傾向が示されたと考えられる。

(3) アスファルト系補修材の変状

As(13) (角欠け用、図-3.28(x)) は4月26日までにゼロすりつけ側の一部に若干の欠けが生じていた。また、AsM (擦付け用、図-3.28(ix)) は4月26日の観察で、一部に幅 0.35mm 程度のひび割れが、表面には走行による摩耗と考えられる細骨材の露出が確認された。その他は、両者とも10月10日までに外観上、顕著なわだち掘れなどの目立った変状の進行は読み取れなかった。

(4) その他の補修材の変状

PCM-d (角欠け用、図-3.28(vi)) は補修材の一部(目地側)に浮きと、幅 0.05mm 程度のひび割れが確認された。PCM-a (擦付け用、図-3.28(i))、RM-a (擦付け用、図-3.28(iv)) は、浮きの生じていない部分との境目付近に幅 0.05~0.15mm 程度のひび割れが確認された。これらは、RM-b (角欠け用、図-3.28(viii)) と形態が類似しており、同様の変状が生じていると考えられる。

PCM-b (擦付け用、図-3.28(ii)) は変状が生じなかったが、同じ補修材を用いた PCM-b (角欠け用、図-3.28(v)) は浮きを確認した。なお、10月10日までにひび割れは生じなかった。

RM-a (角欠け補修、図-3.28(vii)) は4月26日の観察で目地側に補修材の浮きを確認されたが、7月3日までに若干の欠けを確認した。更に10月10日の観察で、走行停止後の浮きの生じた部分の拡大が確認された。

3.8.3 表面の凹凸の変化

荷重車の走行による路面の凹凸の変化(変形抵抗性)は、写真-3.7のマルチロードプロファイラ(以下、MRP)で表面の凹凸を測定することで評価した。凹凸の測定は図-3.30に示すように、補修材の前後20cmを含めて荷重車走行方向と同じ方向に行った。

MRPによる凹凸の測定結果を図-3.31に示す。セメント系は代表例としてPCM-b(擦付け用)とPCM-c(擦付け用)を、樹脂系は代表例としてRM-b

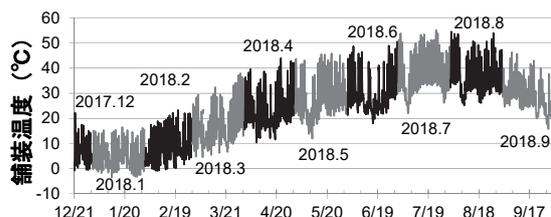


図-3.29 コンクリート舗装の温度(深さ2.5cm)



写真-3.6 付着の喪失 写真-3.7 マルチロードプロファイラ(MRP)

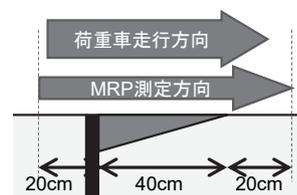


図-3.30 MRPによる表面凹凸の測定位置

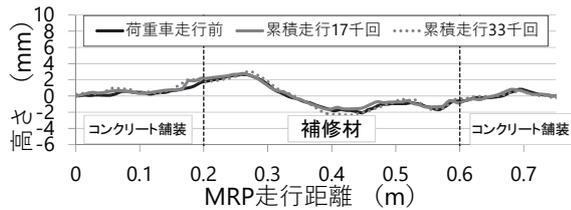
(角欠け用)を示した。アスファルト系はAs(13)(角欠け用)とAsM(擦付け用)の両方を示した。

外観に変状が確認されなかったPCM-b(擦付け用)とひび割れや浮きの生じたPCM-c(擦付け用)は、荷重車の走行回数が増加してもほとんど表面の凹凸は変化しなかった。図には示さないが、他のセメント系およびRM-b(角欠け用)を除く樹脂系も同様であった。

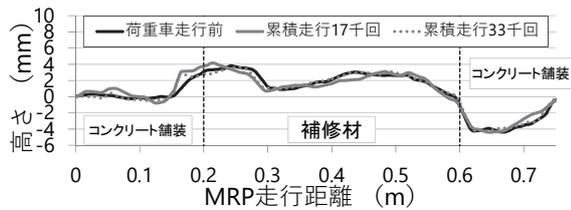
外観に最も顕著な変状が生じたRM-b(角欠け用)も大部分は表面の凹凸に変化はなかったが、補修材の目地側(荷重車走行手前側)は、走行回数が増加すると顕著なひび割れが生じたため、浮き上がるような変化が確認された。

一方、As(13)(角欠け用)は、走行回数が増加すると荷重車の進行方向に変形していることが分かる。また、摩耗による細骨材の露出が認められたAsM(擦付け用)は、走行回数が増加すると補修材の高さが低くなっていることが分かる。

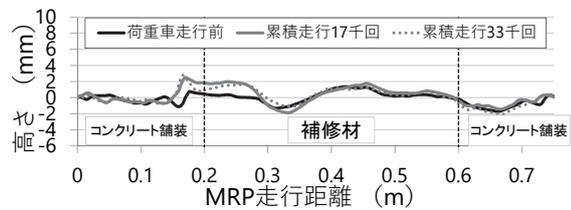
アスファルト系補修材は、室内輪荷重試験でも顕著なわだち掘れが生じたが、セメント系および樹脂系はほとんど変形しなかった。屋外実物大試験でも同様の傾向が示されたものと考えられる。



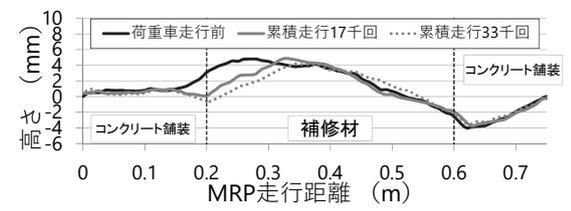
(a) PCM-b (擦付け用)



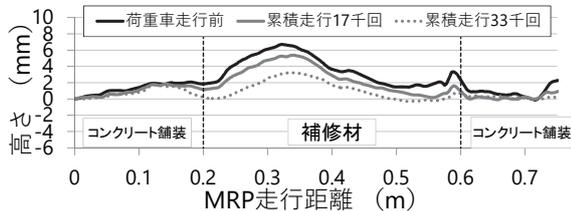
(b) PCM-c (擦付け用)



(c) RM-b (角欠け用)



(d) As(13) (角欠け用)



(e) AsM (擦付け用)

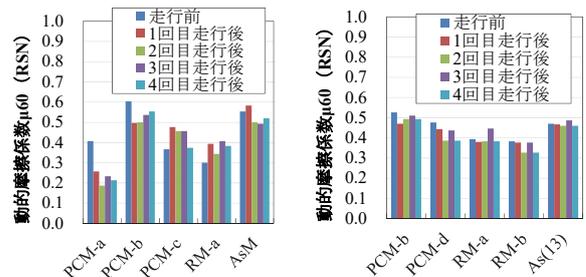
図-3.31 補修箇所の表面凹凸の測定結果

3. 8. 4 すべり抵抗性の変化

荷重車の走行前後の補修箇所のすべり抵抗性評価は、舗装調査・試験法便覧に記載されている S021-3 「回転式すべり抵抗測定器による動的摩擦係数の測



写真-3.7 回転式すべり抵抗測定器



(a) 擦付け用

(b) 角欠け用

図-3.32 動的摩擦係数 (60km/h)

定方法」(写真-3.7 に示す測定器で試験を行う)で行った。荷重車走行前および走行後の 60km/h における動的摩擦係数 μ_{60} を図-3.32 に示す。

荷重車走行前の補修箇所の μ_{60} は、いずれも 0.38 以上であった。道路維持修繕要綱では維持修繕要否判断の目標値として、舗装調査・試験法便覧に記載されている S021-1 「すべり抵抗測定車によるすべり抵抗測定方法」で測定したすべり摩擦係数が 0.25 を設定している¹²⁾。回転式すべり抵抗測定器で測定された μ_{60} は、測定方法が異なるため前述のすべり摩擦係数とは異なるが、舗装性能評価法によると、すべり摩擦係数 0.25 は $\mu_{60} \approx 0.32$ となる¹³⁾。すべり抵抗性は施工の仕方も影響すると考えられるが、今回の屋外実物大試験に施工した補修箇所については、荷重車走行前はこの基準を満足するすべり抵抗性を有していると評価できた。

次に、荷重車の走行に伴う変化を確認すると、角欠け用補修材では、走行回数の増加に伴い、PCM-d と RM-b の μ_{60} がやや低下傾向を示し、表-3.18 に示す 4 回目の走行後は、RM-b の μ_{60} が 0.32 程度となったが、顕著な低下は生じなかった。

擦付け用は、PCM-a と PCM-b が 1 回目の走行後に、AsM が 2 回目の走行後に μ_{60} が低下し、その後は目立った低下は生じなかった。荷重車走行によるすり磨きですべり抵抗性が低下したと考えられるが、すべり抵抗性の低下は比較的初期に起こり、その後は目立った変化が生じない特性があると考えられる。

一方、擦付け用のPCM-cのように、1回目の走行後に μ_{60} が増加し、その後は目立った変化が生じない特性を持つものもあった。

3. 8. 5 屋外実物大試験に関するまとめ

屋外実物大試験を行った結果、輪荷重に対する変形抵抗性や、目地部の欠けの生じやすさについては、室内輪荷重試験と同様の結果が得られた。また、室内輪荷重試験では剥離抵抗性に影響の生じなかったセメント系、樹脂系補修材については、付着切れによる補修材の浮きが生じ、その後にひび割れが生じる場合が多かった。荷重車の走行停止期間にも変状が進行し、線膨張率の特に大きな補修材の浮きが顕著だったことから、輪荷重よりも環境変化による補修材の寸法変化の方が、影響が大きい可能性があることが分かった。

本試験で施工した補修箇所のすべり抵抗性については、走行回数が増加に伴って、あまり変化しないもの、初期に低下するものや増加するものなど様々であった。特にすべり抵抗性が大きく低下する傾向を示すような場合は、すべり抵抗性を向上させる措置が必要となる。補修箇所の規模が大きく、車両の交通安全性に影響を及ぼすと考えられるような場合は、使用する補修材や施工方法についてすべり抵抗性に関する特徴を事前に確認しておくことが望ましいと考えられる。

4. 早期交通開放可能な修繕工法の提案

コンクリート舗装の維持修繕に関する課題の一つに養生時間の確保のため交通規制時間が長くなることが挙げられる。コンクリートに用いるセメント系材料は、水和反応により強度発現するため、所定の強度に達するまで、ある程度の養生期間が必要となる。そのため、コンクリート舗装の打ち換えなどの修繕に用いる場合、養生期間確保のために長期間の交通規制が必要となり、打ち換えなどの修繕が実施できない場合がある。

このような背景のもと、本研究ではコンクリート舗装の打ち換えなどの修繕時に必要となる養生時間がこれまでより短く、早期交通開放可能な工法を提案することを目的に、既存の速硬性材料、工法をコンクリート舗装の打ち換え、局部打ち換えなどの修繕に、より汎用的に適用できるよう検討を実施した。

なお、本研究で用いた、「早期交通開放」であるが、所定の強度に達するまでの養生期間を1日以内、施工規模にもよるが養生期間に通常の施工期間を加えて、既存舗装版の切削、撤去など準備から修繕による打設、修繕後の復旧まで含めて、全施工工程が2~3日程度で完了することを目標とした。

4. 1 各技術の特徴と試験施工概要

本研究では表-4.1に示す3種類の技術を対象に、舗装走行実験場において試験施工を実施し、各技術の早期交通開放性、荷重車走行による耐久性を評価した。本研究では、打替え、局部打替え用に1DAY PAVE、速硬コンクリート (Facet® Concrete) (以下、FC)、薄層オーバーレイ用にラテックス改質速硬コンクリート (Latex Modified Facet® Concrete) (以下、LMFC®) の3技術を検討した。

4. 2 試験施工

試験施工工区は、各技術で10m (幅員5m) とし、図-4.1に示す舗装断面で実施した。

4. 2. 1 1DAY PAVE の試験施工結果

表-4.2に1DAY PAVEの配合、表-4.3に表面仕上

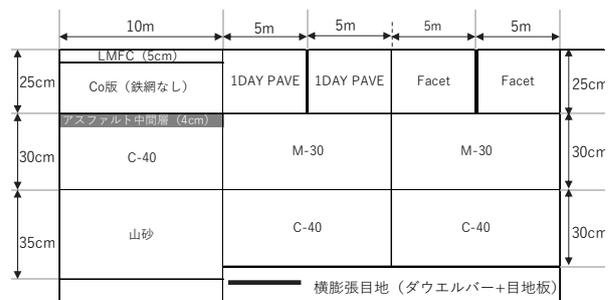


図-4.1 試験施工の舗装断面

表-4.1 検討した早期交通開放技術

技術名	用途	特徴	必要養生期間	試験施工の目的
1DAY PAVE	打換え 局部打ち換え	・早強セメントと高性能 AE 減水剤の使用による低 W/C 化により早期強度を発現。 ・汎用的な材料を使用。	材齢 1日	すべり抵抗性の向上
FC	打換え 局部打ち換え	・JIS 生コンに速硬性混和材を添加し、短時間での強度発現が可能。	材齢 12時間	車両走行による路面性状、耐久性の把握
LMFC®	薄層オーバーレイ用	・速硬性混和材とラテックス混和材により、速硬性と付着特性、物質透過抵抗性の向上。	材齢 12時間	

表-4.2 1DAY PAVE の配合

配合	W/C (%)	単位粗骨材 かさ容積 (m ³ /m ³)	細骨材率 (%)	単位量 (kg/m ³)			
				W	C	S	G
No.1	35.0	0.60	42.1	169	483	694	963
No.2	35.0	0.70	32.4	169	483	535	1123

表-4.3 表面仕上げ方法 (1DAY PAVE)

記号	配合	箒目の 施工時期	骨材露出 工法
①-適	No.1	適切	—
①-遅		遅め	—
①-露		—	●
②-適	No.2	適切	—
②-遅		遅め	—
②-露		—	●

表-4.4 曲げ強度試験結果 (1DAY PAVE)

材齢	配合	
	No.1	No.2
24 h	4.68	4.59
7 d	8.24	8.34
目標値	3.5N/mm ² (24h)	3.5N/mm ² (24h)

げ方法、表-4.4に1DAY PAVEの曲げ強度試験結果を示す。粗骨材量によるすべり抵抗性の関係を把握するため、単位粗骨材量を配合No.1では0.6、配合No.2では0.7とした。さらに箒目の施工時期によりテクスチャが異なることによるすべり抵抗性の違いを把握するため、箒目施工時期を2パターン用いた。なお、箒目施工時期の指標に関しては、参考文献¹⁴⁾の通り設定した。さらに、すべり抵抗性の向上が期待できる骨材露出工法も採用した。

1DAY PAVEの施工は、人力施工で行い、敷均しや締固め、表面仕上げなどの施工性は、単位粗骨材かさ容積0.6、0.7m³/m³ともに問題なく施工できた。

1DAY PAVEの曲げ強度は材齢24時間で両配合4.6N/mm²程度を示し、目標値の3.5N/mm²以上を満足し、目標とする早期交通開放性を確保していることが確認された。

4.2.2 FCの試験施工結果

表-4.5にFCの配合、表-4.6にFCの圧縮強度・曲げ強度試験結果を示す。

FCの製造は、レディーミクストコンクリート工場から出荷したコンクリートをアジテータトラックで運搬し、現場到着後に写真-4.1に示すように硬化時間調整剤・速硬性混和材を投入して、所定時間のミキシングを行うことでFCを製造した。

表-4.5 FCの配合

W/C (%)	s/a (%)	単位量 (kg/m ³)				速硬性混和材 (外割添加) (kg/m ³)		
		W	C	S	G	Facet	Re	W
48.0	44.6	165	344	793	992	150	適宜	10

Facet®: 速硬性混和材
Re: 硬化時間調整剤
Gmax: 20mm

表-4.6 圧縮強度・曲げ強度試験結果 (FC)

材齢	FC	
	圧縮強度 (N/mm ²)	曲げ強度 (N/mm ²)
6 h	25.9	—
12 h	36.3	4.6
24 h	38.5	4.7
7 d	48.1	—
28 d	64.8	7.6
目標値	—	3.5N/mm ² (12h)



写真-4.1 速硬性混和材投入状況 (FC)

FCの試験施工は、アジテータトラックを用いたFC製造やコンクリートポンプ車による圧送、簡易フィニッシャーによる敷きならし、ほうき目仕上げなど、問題なく施工することが出来た。

FCの曲げ強度は材齢12時間で4.6N/mm²を示し、目標値の3.5N/mm²以上を満足し、目標とする早期交通開放性を確保していることが確認できた。

4.2.3 LMFC®の試験施工結果

表-4.7にLMFC®の配合、表-4.8にLMFC®の圧縮強度・曲げ強度試験結果を示す。

LMFC®の曲げ強度は材齢12時間で7.7N/mm²を示し、目標値の3.5N/mm²以上を満足し、目標とする早期交通開放性を確保していることが確認された。

LMFC®の試験施工は、材料製造に傾胴ミキサを、敷きならしや締固めに簡易フィニッシャーを用いることで問題なく実施することができた。

表-4.7 LMFCの配合

W/C (%)	s/a (%)	単位量 (kg/m ³)					速硬性混和材 (外割添加) (kg/m ³)	
		W	C	S	G	L	Facet	Re
35.9	40.5	51	340	742	1167	111	154	適宜

L : ラテックス
 Facet® : 速硬性混和材
 Re : 硬化時間調整剤
 Gmax : 20mm

表-4.8 圧縮強度・曲げ強度試験結果 (LMFC)

材齢	LMFC®	
	圧縮強度 (N/mm ²)	曲げ強度 (N/mm ²)
6 h	35.4	—
12 h	43.5	7.7
24 h	47.4	7.8
7 d	61.9	—
28 d	62.1	10.7
目標値	—	3.5 N/mm ² (12h)

表-4.9 荷重車の走行条件

項目	走行条件
設定走行速度	30km/hr
同時走行台数	2~4台
タイヤ走行パターン	左右 25cm の正規分布 2σ
軸重 (図-4.2 参照)	前軸重 : 69.1kN[7.05t] 後前軸重 : 128.1kN[13.07t] 後後軸重 : 127.1kN[12.97t]
荷重車 1台当たりの 49kN 換算輪数	5.9959 $\div (69.1/2/49)^4 + (128.1/2/49)^4 + ((127.1/2/49)^4)$
年間 49kN 通過輪数	40万輪



後後軸重 : 127.1kN (12.97t) 後前軸重 : 128.1kN (13.07t) 前軸重 : 69.1kN (7.05t)

図-4.2 荷重車の軸重

4.3 荷重車走行による供用性調査結果

舗装走行実験場にて、荷重車による促進載荷試験を実施し、供用性を調査した。荷重車の走行条件を表-4.9に示す。なお、供用性調査結果は49kN換算

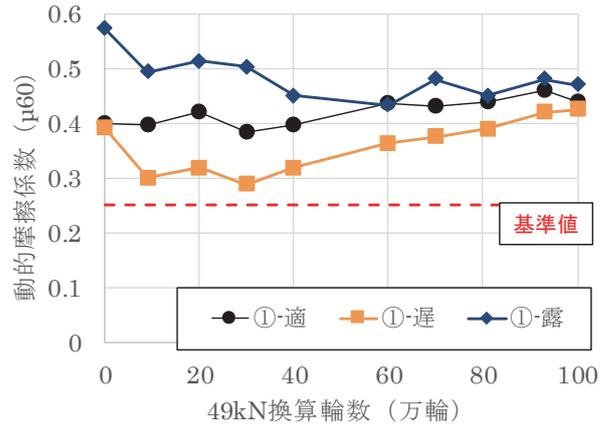


図-4.3 動的摩擦係数測定結果 (1DAY PAVE) 【配合①】

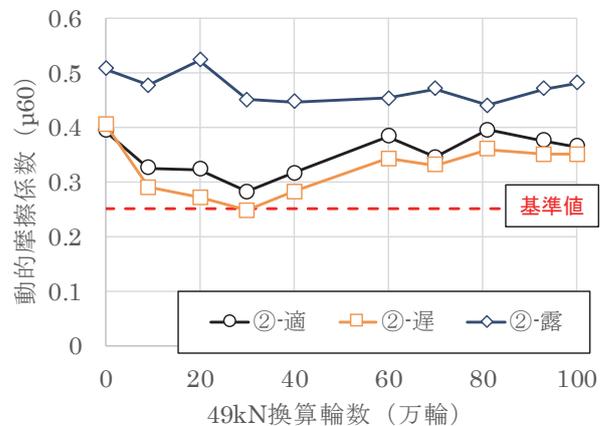


図-4.4 動的摩擦係数測定結果 (1DAY PAVE) 【配合②】

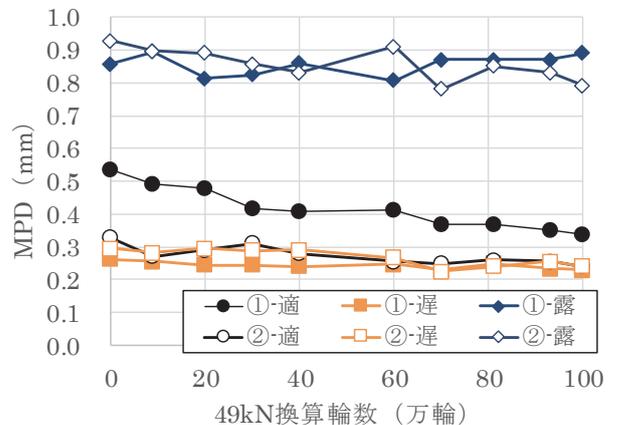


図-4.5 きめ深さ測定結果 (1DAY PAVE)

輪数で1DAY PAVEは100万輪、FC、LMFC®は92.5万輪までの結果である。

4.3.1 1DAY PAVEの供用性調査結果

図-4.3、図-4.4に1DAY PAVEの動的摩擦係数測定結果、図-4.5にきめ深さ測定結果を示す。

動的摩擦係数(μ60)は、いずれの配合も修繕の目安である0.25を満たし、所要のすべり抵抗性を示した。骨材露出工法を実施した配合では、0.45~0.50程度の高い値で推移し、すべり抵抗性の向上策とし

て一定の効果を示した。

配合2では、箒目のタイミングによって動的摩擦係数は顕著な差がないのに対し、配合1では「①-適」では供用開始時から動的摩擦係数が高い傾向を示した。「①-適」ではきめ深さも高い傾向を示していることから箒目が適切に施工されたと考えられる。このことから配合によっては、最適な箒目施工のタイミングがあることが考えられ、箒目施工のタイミングによってすべり抵抗性に違いが生じる可能性が示唆された。

4. 3. 2 FCの供用性調査結果

図-4.6にFCの動的摩擦係数測定結果を示す。FCの動的摩擦係数は荷重車走行に伴い49kN換算輪数21万輪までは低下し、92.5万輪時には0.45程度まで増加した。これは、被膜養生剤に含まれるパラフィンが荷重車の走行に伴い消失したこと、などに起因すると考えられる。

以上より、本調査期間の範囲ではFCの動的摩擦係数(μ_{60})は、修繕の目安である0.25以上を確保していたことから、所要のすべり抵抗性を有していることが確認できた。

なお、49kN換算輪数92.5万輪走行後のわだち掘れ量は、3mm程度であり、優れた耐摩耗性を示した。

4. 3. 3 LMFCの供用性調査結果

図-4.7にLMFC®の動的摩擦係数測定結果を示す。

LMFC®の動的摩擦係数は荷重車走行に伴い49kN換算輪数31万輪までは増加し、その後92.5万輪時には0.5程度を示した。FC同様、被膜養生剤に含まれるパラフィンが荷重車の走行に伴い消失し、動的摩擦係数が増加したと考えられる。以上より、本調査期間の範囲ではLMFC®の動的摩擦係数(μ_{60})は、修繕の目安である0.25以上を確保していたことから、所要のすべり抵抗性を有していることが確認できた。なお、49kN換算輪数92.5万輪走行後のわだち掘れ量は、FC同様、3mm程度であり、優れた耐摩耗性を示した。

5. 積雪寒冷地におけるコンクリート舗装の実態把握および新たな路床設計法の提案

積雪寒冷地のコンクリート舗装における実態調査およびFEM解析および疲労度による評価を行い、凍上に起因する舗装寿命の低下を確認した。このため、積雪寒冷地におけるコンクリート舗装の長寿命化を目的として、新たな路床設計法を提案する。

5. 1 施工実績

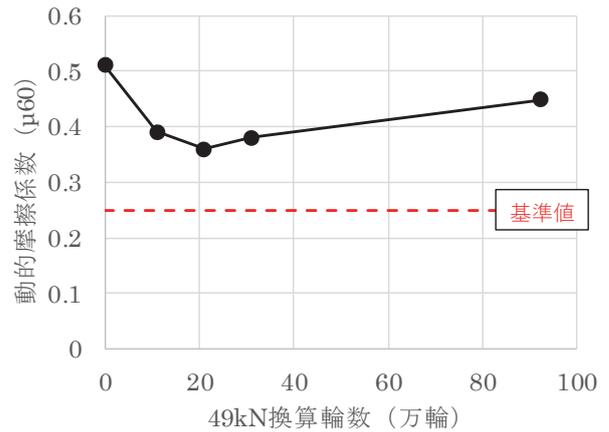


図-4.6 動的摩擦係数測定結果 (FC)

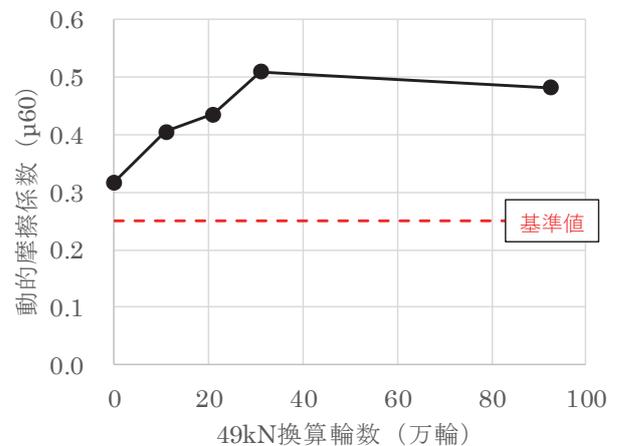


図-4.7 動的摩擦係数測定結果 (LMFC)

積雪寒冷地である北海道におけるコンクリート舗装の施工実績は、昭和初期から報告されており、昭和36年度には、北海道の国道延長の約20%をコンクリート舗装等のセメント系舗装が占めていた¹⁵⁾。

しかし、昭和33年3月に「道路整備緊急措置法」が公布されると、迅速な施工が可能であるアスファルト舗装が多く採用されるようになった。

その結果、コンクリート舗装の施工延長は減少し、コンクリート舗装等のセメント系舗装が北海道の国道延長に占める割合は、昭和40年に9%、昭和44年に5%、昭和52年には2%までに低下した¹⁵⁾。平成26年度において、アスファルト舗装によってオーバーレイされていないコンクリート舗装が舗装総延長に占める割合は、表-5.1に示すとおり3%程度にとどまる。

表-5.2に北海道内における明かり部（トンネル・橋梁部以外）のコンクリート舗装の交通区別供用延長を示す。供用年数が長く、交通量の多い交通量区分N7、N6の路線においては、全ての延長でアスファルト舗装によりオーバーレイが施されている。平成26年度において、コンクリート舗装が露出して

いる路線は、交通量区分 N4 の路線のみで、全舗装延長の2割程度である。

N7、N6 交通区間でオーバーレイが施された理由として、現道拡幅に伴う路面高の変更や、長期供用による損傷、加えて表-5.3に見られるように交通量の増加によるコンクリート舗装版厚の不足、および置換え深さの不足による舗装版の損傷が推察される。

5. 2 設計基準の推移

コンクリート舗装に関する過去からの設計基準を、「セメント・コンクリート舗装要綱」¹⁸⁾、「舗装設計便覧」¹⁹⁾よりまとめた。年度別の設計基準を表-5.4に示す。コンクリート舗装の設計強度については、昭和39年から変わらず4.4MPa以上となっている。

一方、コンクリート版厚については、設計年度により異なり、昭和39・42年の設計では、通過する車両数で決められる単位区間自動車交通量によって定められていたが、昭和47年以降は大型車交通量によって決定されている。なお、昭和39年、昭和42年の設計でも、大型車交通量が多い箇所については、別途考慮し、舗装厚に留意するよう記載がある。鉄網および横収縮目地は、昭和30年の設計から考慮されているが、年度によって使用する材料や寸法が異なる。

凍上に対する非凍上性材料の置換率については、昭和39・42年までは凍結する深さまでと記載されていたが、昭和47年以降は、アスファルト舗装要綱に準拠することと示され、現在は、理論最大凍結深さに対し70%の深さまで非凍上性の材料で置き換えることとされている。

5. 3 既設コンクリート舗装の実態調査

積雪寒冷地の既設コンクリート舗装に対して目視調査、およびFWD調査を実施した。概要を表-5.5に示す。

目視調査については、北海道内で、比較的長い延長においてコンクリート舗装が露出している一般国道231号石狩市、増毛町、および一般国道229号神恵内村の明かり部のコンクリート舗装を対象とした。

FWD調査については、目視調査の結果、凍上の影響と見られる舗装版のひび割れが多く確認された一般国道231号増毛町の明かり部のコンクリート舗装にて実施した。

5. 4 目視調査結果

5. 4. 1 損傷状況

コンクリート舗装の目視調査結果を図-5.1に示す。目地部の損傷件数が約6割を占め、次に路面の

表-5.1 平成26年度の北海道内の国道舗装延長^{16、17)}

アスファルト舗装総延長 (km)	6,523.9
コンクリート舗装総延長 (km)	197.1
総延長に占めるコンクリート舗装の割合 (%)	2.9%

表-5.2 北海道内の国道明かり部のCo舗装延長¹⁶⁾

施工年次	S20年代	S30年代	S40年代	S50年代	S60年代以降
N7	23.9km	-	0.901km	1.502km	0.089km
N6	1.893km	9.619km	5.202km	-	-
N5	-	-	-	-	-
N4	-	-	-	8.349km	3.171km
合計	25.79km	9.619km	6.103km	9.851km	3.26km

表-5.3 コンクリート舗装の交通区分別供用延長¹⁶⁾

交通量区分	総延長 (km)	うちCo舗装露出延長(km)	うちAsオーバーレイ延長(km)	Co版厚不足延長(km)	70%置換厚未満の区間(km)
N7	26.4	0.0 (0%)	26.4 (100%)	26.4 (100%)	11.6 (44%)
N6	16.8	0.0 (0%)	16.8 (100%)	16.8 (100%)	4.3 (26%)
N5	0.0	0.0 (0%)	0.0 (0%)	0.0 (0%)	0.0 (0%)
N4	11.5	11.3 (98%)	0.2 (2%)	0.0 (0%)	0.0 (0%)
全体	54.7	11.3 (21%)	43.4 (79%)	43.2 (79%)	15.9 (29%)

表-5.4 コンクリート舗装の設計基準の推移

設計年度	S30	S39・S42	S47	S55	S59	H18
コンクリートの設計強度						
曲げ強度 (kg/cm ²)	30~40	45以上				-
曲げ強度 (MPa)						4.4以上
コンクリート版の厚さ						
将来交通量より計算	○	-				
単位区間自動車交通量						
2,000(台/日・2車線)未満	-	20cm	-			
2,000以上7,500(台/日・2車線)未満	-	23cm	-			
7,500(台/日・2車線)以上	-	25cm	-			
大型車交通量						
250(台/日・1方向)未満	-	25cm		20cm		
250~1,000(台/日・1方向)未満	-	25cm				
1,000~3,000(台/日・1方向)未満	-	25cm		28cm		
3,000(台/日・1方向)以上	-	30cm				
鉄網						
4~6mmの鉄筋	3kg	-				
6~8mmの丸鋼または異形鉄筋	-	3kg	-			
6mmの丸鋼または異形鉄筋	-	3kg		-		
6mmの異形鉄筋	-		3kg			
横収縮目地間隔						
区分無し	4~6m	6~10m	7.5m,8.0m,10.0m			-
版厚25cm未満	-					8.0m
版厚25cm以上	-					10.0m
交通量区分N4	-					8.0m
交通量区分N5、N6、N7	-					10.0m
置換率						
凍結深さを考慮する	○	-				
10年間の理論最大凍結深さに対し	-	凍結深さまで	-			
10年確率の理論最大凍結深さに対し	-	70%			-	
n年確率の理論最大凍結深さに対し	-		-			70%

表-5.5 調査箇所概要¹⁸⁾

調査箇所	大型車交通量	調査延長	施工	調査項目	
				目視調査	FWD
一般国道229号神恵内村	39(台/日)	2838(m)	H7~8	○	-
一般国道231号石狩市	374(台/日)	2479(m)	S54~58	○	-
一般国道231号増毛町	169(台/日)	5449(m)	S55~61	○	○

穴あきが多く2割を占めた。図中白抜き文字で示す路面表面における損傷と、黒文字で示す構造的な損傷の割合は5:1程度の割合であった。

図-5.2 に各調査区間の舗装構成と調査区間別の横断ひび割れ件数、縦断ひび割れ件数を示す。なお、横断ひび割れは版の横断方向全幅員にわたるひび割れを、縦断方向のひび割れは版の縦断方向に版延長の半分以上の延長となる比較的大きなひび割れを対象とした。路床に凍上のおそれのない材料が用いられている一般国道 229 号神恵内および一般国道 231 号石狩と、路床に凍上性の材用が用いられている一般国道 231 号増毛を比較すると、発生件数および発生頻度ともに一般国道 231 号増毛が高い状況であり、路床材料がひび割れに影響している可能性が示唆される結果となった。

5. 4. 2 凍上量調査

一般国道 231 号増毛において平成 28 年 12 月から平成 29 年 3 月にかけて凍上量調査を行った。

図-5.3 に調査箇所近傍の過去 15 年間アメダスデータを用いて凍結指数を算出し、「寒冷地地盤工学」²⁰⁾ に示される「凍結指数と予想凍結深さの関係」の式より求めた凍結深さを示す。調査期間にあたる H28 の凍結指数は平年並みであったが、積雪量は非常に少なく、路面が外気にさらされやすい環境であり、凍上量調査の結果、最大 13 mm の凍上が観測された。

5. 4. 3 FWD 調査

凍上が観測された一般国道 231 号増毛において、平成 29 年 4 月にコンクリート舗装版下の状況を把握するため、FWD 調査を実施した。FWD 載荷位置およびコンクリート舗装版のひび割れ発生状況を図-5.4 に示す。なお、図中に赤線で示したひび割れは FWD 調査時に新たに確認されたものである。

FWD 調査の結果を表-5.6 に示す。健全部における D_0 たわみ量は概ね 150~250 μm の範囲にある。一方、ひび割れが生じている箇所に着目すると健全部よりも大きな値となっており、特に新たなひび割れが発生した箇所では D_0 たわみ量が 400 μm 以上とコンクリート舗装版下に空間が生じている可能性が示唆されるような結果となった。

以上の実態調査の結果より、凍上によりコンクリート舗装版と路盤の間に空間が生じ、これが要因となって、コンクリート舗装版に新たなひび割れが発生したことがと推察される。

5. 5 FEM 解析

凍上がコンクリート舗装版へ与える影響を検証す

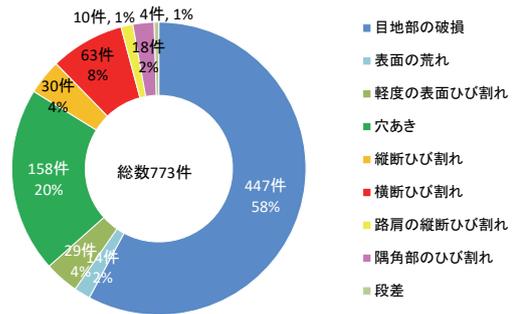


図-5.1 コンクリート舗装の損傷件数 (平成 27 年度)

	舗装構成			
	神恵内	石狩	増毛	
神恵内	コンクリート舗装 t=20cm	コンクリート舗装 t=25cm	コンクリート舗装 t=25cm	
上層路盤	(切込砕石40mm級) t=25cm	(切込砕石30mm級) t=20cm	(切込砕石30mm級) t=15cm	
凍上抑制層	(切込砕石80mm級) t=25cm or 0cm	路床 (凍上・風化のおそれがない岩ズリ) 【非凍上性】	下層路盤 (切込砕石40mm級) t=25cm	
路床(岩盤)	【非凍上性】		凍上抑制層 (切込砕石80mm級) t=15cm	
			路床(レキ質土) 【凍上性】	
H24	横断ひび割れ件数(件)	0	1	10
	縦断ひび割れ件数(件)	0	0	4
	発生頻度(件/km)	0.00	0.40	2.57
H27	横断ひび割れ件数(件)	0	5	40
	縦断ひび割れ件数(件)	0	0	7
	ひび割れ発生頻度(件/km)	0.00	2.02	8.63

図-5.2 調査区間の舗装構成とひび割れ件数

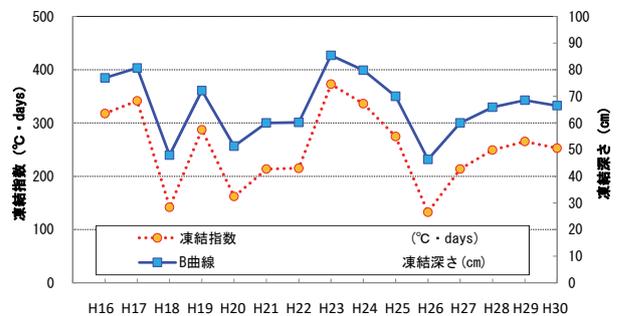


図-5.3 一般国道 231 号増毛の凍結深さ

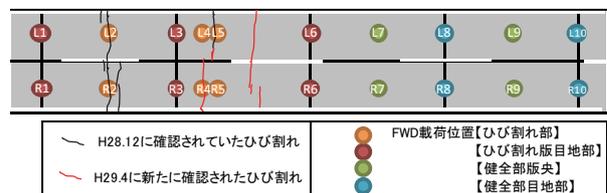


図-5.4 FWD 調査位置およびひび割れ発生状況

表-5.6 D_0 たわみ量

No.	L1	L2	L3	L4	L5	L6	L7	L8	L9	L10
$D_0(\mu\text{m})$	241	166	268	371	587	288	148	238	174	238
No.	R1	R2	R3	R4	R5	R6	R7	R8	R9	R10
$D_0(\mu\text{m})$	265	172	417	402	285	317	155	224	170	270

るため、凍上を再現した FEM モデルを作成し、解析を実施した。

5. 5. 1 検討モデルおよび解析手法

凍上を再現した路盤とコンクリート舗装版の間に最大 15mm の空間を設けたモデル（以下、凍上モデル）と、路盤と Co 版が密着した標準モデルを作成した。

FEM 解析には Pave3D²¹⁾を用い、モデルサイズは Co 版 1 枚を想定した幅 3.5 m×長さ 10.0 m×深さ 3.5 m とした。解析モデルの地盤条件を表-5.7 に示す。Co 版、粒状材料の弾性係数およびポアソン比は「舗装設計便覧」¹⁹⁾に示されている代表的な値を用いた。

5. 5. 2 解析結果

凍上モデルおよび標準モデルの FEM 解析より得られたコンクリート舗装版に生じる最大引張応力を表-5.8 に示す。凍上モデルの版端部下面に作用する最大引張応力は 1.42 MPa となり、標準モデルの 0.23 MPa と比較して、約 6 倍の値となった。

5. 6 疲労度による凍上の影響の評価

標準モデルと凍上モデルの FEM 解析の結果を用いて、凍上により生じるコンクリート舗装版と路盤間の空間が舗装体の寿命に及ぼす影響を評価することを試みた。ここでは、舗装寿命を「舗装設計便覧」¹⁹⁾のコンクリート舗装の理論設計方法を用いて疲労度を算定した。計算に用いた条件を表-5.9 に示す。また、疲労度の算定にあたっては、「舗装設計便覧」に示されている「我が国のコンクリート舗装の実績によって検証されている疲労曲線」を用いた。なお、「舗装設計便覧」に示されている疲労度の算定方法は凍上を考慮する項目がないため、凍上に起因する輪荷重応力の増分算定力を(1)式に示すように合成応力に加算した。

$$\sigma_m = \sigma_{ci,j} + \sigma_{tk} + \sigma_{fi,j} \quad (1)$$

ここに、 σ_m ：合成応力

$\sigma_{ci,j}$ ：輪荷重 P_i が走行位置 j を通過した場合の輪荷重応力

σ_{tk} ：コンクリート版上下面温度差 k による温度応力

$\sigma_{fi,j}$ ：輪荷重 P_i が走行位置 j を通過した場合の凍上に起因する輪荷重応力の増分 (FEM 解析により算出)

上記にて設定した条件、および得られた合成応力を用いて疲労度の計算を行った。

表-5.7 解析モデルの地盤条件

	層厚 (mm)	弾性係数 (MPa)	ポアソン比	密度 (kg/m ³)
コンクリート舗装	250	28,000	0.20	2,500
上層路盤	300	200	0.35	2,040
下層路盤	300	200	0.35	2,040
路床	2,650	100	0.40	-

表-5.8 解析結果

	最大引張応力 (MPa)	標準モデル との比較	最大引張応力 発生位置
比較モデル	0.23	-	版端部下面
凍上モデル	1.42	6.2倍	版端部下面

表-5.9 疲労度の計算条件

設定された舗装の目標	
ひび割れ率〔性能指標値〕(cm/m ²)	10
信頼度 (%)	90
舗装版の条件	
舗装の種類	普通コンクリート舗装
曲げ強度(MPa) ※(舗装より採取したコアの平均値)	5.4
弾性係数(MPa)	28,000
ポアソン比	0.2
温度膨張係数(1/°C)	10×10 ⁻⁶
横目地間隔(m)	10
目地	ダウエルバー使用
交通条件	
大型車混入比率	郊外部
温度差が正の時に走行する大型車数/大型車の全交通量	0.60
温度差が負の時に走行する大型車数/大型車の全交通量	0.40
舗装した十分な幅の路肩	ある
着目点	
着目点	縦自由端部
想定ひび割れ	横ひび割れ

表-5.10 疲労度の計算結果

条件	疲労度が1.0を上回るまでの供用期間
比較モデル	48年
凍上モデル	18日

それぞれの条件において版全幅にわたり貫通する 1 本の横断ひび割れが生じることとなる疲労度 1.0 を上回るまでの期間を表-5.10 に示す。比較モデルの条件では 48 年で疲労度が 1.0 を上回るのに対し、凍上モデルの条件では 18 日で疲労度が 1.0 を上回り、舗装寿命が大幅に低下する結果となった。

5. 6 凍上に対する対策法の提案

実態調査、および FEM 解析と疲労度を用いた評価より、凍上性材料が凍結深さ内の路床に用いられ、路床の凍上によりコンクリート舗装版下の路盤面に不陸が発生すると、舗装寿命が大幅に低下することが明らかになった。このことから、積雪寒冷地のコンクリート舗装の路床設計においては、凍結深さまで非凍上性材料で構成させることを提案する。

なお、本成果は平成 31 年度版国土交通省北海道開発局道路設計要領に反映された。

6. まとめ

6. 1 既存の維持修繕工法の改善

(1) コンクリート舗装の追跡調査

供用 18 年になるコンクリート舗装版の追跡調査を実施した結果、以下のことがわかった。

- 1) 供用により、版央 D_0 たわみ量の平均に大きな変化はなかった。荷重伝達率の平均も大きな低下は確認できなかったが、版によっては 66~69%程度を示し、目地部から損傷が進行している傾向にあった。
- 2) 供用に伴い動的摩擦係数 (μ_{60}) は若干低下する傾向にあるものの供用 18 年で 0.46 を示し、良好なすべり抵抗性を有していた。
- 3) 工区によっては 10m 程度の盛土区間があるが、本調査の範囲では、盛土に起因するような損傷は確認できなかった。

(2) 既存の維持修繕工法の改善

大型車両通行時に振動が発生する不具合が生じたコンクリート舗装に、各修繕工法を適用した結果、以下のことがわかった。

- 1) 従来、維持工法として位置づけられているアンダーシーリング工法をコンクリート版全域に適用した結果、 D_0 たわみの低下、荷重伝達率の回復及び L_{10} 振動レベルの低減が確認された。さらに、アンダーシーリング（全域）工法は、局部打替え工法やバーステッチ工法などの修繕工法と比較し、コンクリート材料の養生時間が不要であり、比較的短時間での交通規制で対応が可能であるため、効率的な補修工法として適用できる可能性が示唆された。なお、アンダーシーリング（全域）工法の適用による改善効果の持続性については、今後の追跡調査が必要と考える。
- 2) 各目地に、局部打替え工法、バーステッチ工法、クラック抑制シートを適用した結果、実施後から供用約 2 年までは顕著な損傷は確認されず、各工法とも効果が確認できた。一方で、各工法による改善効果に関しては明確な違いは確認されず、改善効果の持続性の確認を含め今後の追跡調査が必要である。

6. 2 軽微な破損に対する維持方法の提案

コンクリート舗装の特に目地部に生じた段差や角欠けなどの軽微な破損について、その補修箇所の耐久性向上のために求められる性質や評価方法などを検討した。その結果、明らかとなった事項や適切な維持方法として提案すべき事項を以下に示す。

- 1) 補修材には、供用中に容易に剥離しないことが求められる。本研究ではプルオフ試験によって剥離抵

抗性の評価を行ったが、界面の付着強度が基板コンクリートのプルオフ強度以上であることが望ましい。一方、比較的低い強度で補修材の部分で破壊するような材料でも、表面薄層部で破壊する性質であれば、大きな凹みや大きな塊の飛散が生じないため問題ないと考えられる。

- 2) 凍結融解抵抗性の低い補修材は、凍結融解作用を受けた場合、界面から剥離しやすくなる結果が得られ、剥離抵抗性の低下に注意が必要である。凍結融解試験では、通常、相対動弾性係数によって試験結果を評価するが、相対動弾性係数を指標として凍結融解抵抗性を有すると評価できた補修材でも、表面のスケーリングが生じると、低いプルオフ強度で補修材で破壊した場合があった。スケーリング量と補修材のプルオフ強度の関係に関する検討は今後の課題であるが、凍結融解試験中の質量変化にも注意が必要と考えられる。

- 3) 補修材の線膨張率がコンクリートの線膨張率と大きく異なるものは、屋外実物大試験の結果、環境作用により剥離抵抗性が低下する恐れのあることが分かった。一方で、室内乾湿繰返し（温度変化）試験結果との関係は明確ではなかった。特に補修面積が広い場合は留意が必要と考えられる。

- 4) 室内輪荷重試験後の付着試験を行った結果、今回用いた補修材は、繰返しの輪荷重による付着への影響は確認できなかった。また、屋外実物大試験の結果より、補修材の剥離抵抗性に対しては、輪荷重よりも温度変化などの環境作用の方が大きな影響を及ぼす可能性のあることが分かった。

- 5) 補修材には、供用中に容易に変形や破損しないことが求められる。輪荷重による変形抵抗性を確認する方法として、室内輪荷重試験が有効であり、わだち掘れや目地部の欠けがほとんど生じないことが望ましい。

- 6) 補修箇所の上を車両が通行する場合があるため、すべり抵抗性も求められる。補修箇所のすべり抵抗性は施工の仕方によっても変わると考えられるが、車両の走行ですべり抵抗性が低下するものもあったことから、特に補修箇所の規模が大きく、すべり抵抗性が車両の交通安全性に影響を及ぼすような場合は、補修材や施工のすべり抵抗性に関する特徴を事前に確認しておくのが望ましいと考えられる。

6. 3 早期交通開放可能な修繕工法の提案

早期交通開放可能な技術として、1DAY PAVE、FC、LMFC®を検討した結果、以下のことが分かった。

1) 1DAY PAVE は材齢 24 時間、FC、LMFC®は材齢 12 時間で目標曲げ強度である 3.5N/mm^2 を満たし、早期交通開放性を有することを確認した。

2) 49kN 換算輪数 100 万輪走行後までの 1DAY PAVE のすべり抵抗性は、いずれの配合でも基準値を満たし、所要のすべり抵抗性を示した。また、骨材露出工法は供用初期から 0.45~0.50 程度の高い値で推移し、すべり抵抗性の向上策として一定の効果を示した。

3) 49kN 換算輪数 92.5 万輪走行後までの FC、LMFC® のすべり抵抗性は、供用開始から現在まで、基準値を満たし所要のすべり抵抗性を示した。

6. 4 積雪寒冷地におけるコンクリート舗装の実態

1) 凍上性の路床土が存在する路線では、幅員方向に全幅員に及ぶ横断ひび割れや、比較的大きな縦断ひび割れの発生頻度が高い状況であった。

2) 凍上性の路床土が存在する路線の既設コンクリート舗装において凍上量を調査した結果、最大 13mm の凍上が確認され、さらに、凍上確認後短期間でコンクリート舗装版にひび割れが生じる状況が確認された。

3) 実態調査、および FEM 解析と疲労度を用いた評価より、凍上性材料が凍結深さ内の路床に用いられ、路床の凍上によりコンクリート舗装版下の路盤面にわずかでも不陸が発生すると、舗装寿命が大幅に低下することが明らかになった。このことから、積雪寒冷地のコンクリート舗装の路床設計においては、凍結深さまで非凍上性材料で構成させることを提案する。

【参考文献】

- 1) 公益社団法人日本道路協会：コンクリート舗装に関する技術資料，平成 21 年 8 月
- 2) 例えば、国土交通省：国土交通省インフラ長寿命化計画（行動計画）、平成 26 年 5 月
- 3) 国土交通省：国土交通省技術基本計画～安心と活力のための明日への挑戦～、平成 24 年 12 月
- 4) 小松ほか：コンクリート舗装の合理化施工 国道 4 号・平泉バイパスのスリップフォーム工法、セメント・コンクリート，No.63，セメント協会，2000 年，p.14
- 5) 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，平成 25 年 11 月
- 6) 社団法人日本道路協会：舗装設計便覧、p.173、2006

7) 片平博・古賀裕久：屋外に暴露した断面修復材の付着強度の変化とその要因検討、コンクリート構造物の補修、補強、アップグレード論文報告集、第 18 巻、pp.495~500、2018.10

8) 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、pp.46~47、2013

9) 坂本康文、七五三野茂、源厚：コンクリート舗装の目地部段差量推定式の検証と精度向上に関する検討、土木学会論文集 E1（舗装工学）、Vol.67、No.3（舗装工学論文集第 16 巻）、pp.I-181~I-187、2011

10) 加藤祐哉、川島陽子、古賀裕久：コンクリート舗装用補修材の輪荷重耐久性評価に関する検討、第 14 回北陸道路舗装会議技術論文集、二-146、2018

11) 佐々木巖、山口勝之、西崎到：屋外暴露試験によるストレートアスファルトの紫外線劣化、土木学会第 59 回年次学術講演会講演概要集、pp.1083~1084、2004.9

12) (社) 日本道路協会：道路維持修繕要綱、pp.67~68、p.93、1978.7

13) (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、pp.122~123、2013.4

14) 瀧波ほか：1DAY PAVE のすべり抵抗性及び持続性に関する検討-粗面仕上げ状況の異なる路面について-、第 73 回セメント技術大会講演要旨集、2019

15) 北海道土木技術会舗装研究委員会：北海道舗装史（上）、p.121、pp.382-384、1985

16) 北海道開発局：舗装区分および定規台帳、2015

17) 北海道開発局：道路現況調書（平成 26 年度版）、2014

18) 公益社団法人 日本道路協会：道路工法叢書第 9 集セメント・コンクリート舗装要綱、1955、1964、1967、1972、1980、1984.

19) 公益社団法人 日本道路協会：舗装設計便覧、pp.166-182、pp.156-158、pp.114-117、p.70、2006.

20) 社団法人 地盤工学会北海道支部：寒冷地舗装工学、p.44、2009

21) 一般社団法人 セメント協会ホームページ：http://www.jcassoc.or.jp/tokusetsu/jc_apa_ve3_d/

A study on the maintenance and repair method of concrete pavement

Budgeted : Grants for operating expenses
General account

Research Period : FY2015-2018

Research Team : Road Technology Research Group
Pavement Research Team
Innovative Materials and Resource
Research Center
Cold-Region Maintenance Engineering
Research Group
Road Maintenance Research Team

Author : YABU Masayuki, IWANAGA Masakazu
NISHIZAKI Itaru, KOGA Hirohisa,
SASAKI Iwao, KATO Yuya,
KAWASHIMA Yoko
MARUYAMA Kimio, UENO Chigusa

Abstract : The purposes of this study are, (i) improvement of the conventional repair method of concrete pavement(CP), (ii) proposal of maintenance method for minor damage of CP, (iii) proposal of repair method of CP that allows for early traffic open and (iv) verification of the applicability of CP in snowy cold regions. We carried out (i-1) investigation of CP that is being used 18 years,(i-2)we applied the existing maintenance repair method in consideration of the site conditions in the national highway, we verified the effect and arrange the issues, (ii) organize the required properties and examination of test methods of repair materials, (iii) the test construction with repair method which is able to open traffic quickly, applicability to pavement was evaluated (iv) research on countermeasures to frost heaving of CP in snowy cold regions.

Key words : concrete pavement, maintenance method, repair method, early opening to traffic, Snowy cold region