

積雪寒冷地におけるコンクリート舗装の 現況把握と設計手法に関する一検討

寒地土木研究所 寒地道路保全チーム ○上野 千草
安倍 隆二
木村 孝司

本報告では、北海道開発局で実施してきたコンクリート舗装の設計手法の推移、北海道におけるコンクリート舗装の路面状況、および積雪寒冷地特有の破損事例を報告する。また、凍上による破損を抑制する設計断面の検討のために置換率70%および100%で実施した試験施工箇所における現地調査の内容と、現在までに得られた調査結果を報告するものである。

キーワード：コンクリート舗装、積雪寒冷地、凍上、設計法

1. はじめに

近年、社会資本整備・維持管理に対するコスト削減への社会的要請から、道路舗装においても高耐久化・長寿命化によるライフサイクルコストの削減が求められている。そこで、アスファルト舗装よりも耐久性が高く、長寿命化が期待できるコンクリート舗装への関心が高まっている。

積雪寒冷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¹⁾、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²⁾。

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り、昭和52年には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が2%まで低下している²⁾。

本文は、積雪寒冷地におけるコンクリート舗装の設計手法の推移、供用性状、および積雪寒冷地特有の破損事例の報告、積雪寒冷地特有の凍上による破損を抑制する設計断面の検討のために実施した試験施工の調査内容と現在までに得られた調査結果を報告するものである。

2. 設計手法の推移

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等^{3)~9)}よりまとめた。設計法の推移を表-1に示す。

コンクリート舗装の設計強度は昭和 39 年から変わらず 4.4MPa(45kg/cm²)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、舗装厚を増やすよう記述がある^{3), 4)}。

鉄網および横収縮目地間隔は、昭和 39 年から設計で考慮されているが、設計年度によって使用する材料や寸法が異なっている。

表-1 コンクリート舗装の設計基準の推移^{3)~9)}

| 設計年 | S39・S42 | S47 | S55 | S59 | H18 |
|-------------------------|-------------------------|-----------------|------|-----|----------|
| コンクリートの設計強度 | | | | | |
| 曲げ強度 | 45kg/cm ² 以上 | | | | 4.4MPa以上 |
| コンクリート版の厚さ | | | | | |
| 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 | | | | | |
| 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 | 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 |

3. 供用性状

北海道開発局の舗装管理支援システムを用い、コンクリート舗装、および近接するアスファルト舗装において、供用年数、交通量が同程度であり、施工後一度も補修履歴のない区間を抽出し、供用性状を比較した。

対象箇所は、コンクリート舗装が比較的長い延長で施工されている一般国道 229 号積丹町・神恵内村、一般国道 231 号増毛町、一般国道 231 号石狩市浜益である。

各区間の概要を表-2 に示す。各区間の供用年数は、25～30 年程度であり、長期供用性状について評価可能と考える。以下に各供用性状を比較した結果を示す。

(1) 平坦性

対象箇所の平坦性を図-1 に示す。コンクリート舗装の値は、横収縮目地があるにもかかわらずアスファルト舗装の 8～9 割程度の値となっており、コンクリート舗装はアスファルト舗装に比べ、比較的平坦性に優れた状態を維持している。

(2) わだち掘れ量

対象箇所のわだち掘れ量を図-2 に示す。コンクリート舗装にも一定のわだち掘れが発生しているが、これはいずれの箇所においても、スパイクタイヤが禁止される平成 3 年より以前に供用されていることから、スパイクタイヤによる摩耗の影響も含まれている。

図-2 より、いずれの箇所においてもコンクリート舗装はアスファルト舗装よりも低い値を示している。ただし、調査対象区間の大型車交通量が比較的少ないため、わだち掘れ量は全体的に少ない傾向にある。

わだち掘れ量に差がみられた要因として、アスファルト舗装は夏期の高温時に流動によるわだちが発生するが、コンクリート舗装では流動が発生しないことが影響しているものと考えられる。

(3) ひび割れ率

対象箇所のひび割れ率を図-3 に示す。コンクリート舗装については、ひび割れ度として舗装管理システムで管理されていることから、アスファルト舗装のひび割れ率と比較するため、(社)セメント協会の報告¹⁰を参考にひび割れ率に換算している。

なお、本対象区間のひび割れ度は全て 5cm^2 以下であったため、上記に則ると、「ひび割れ度=ひび割れ率」となる。

この結果、いずれの箇所においてもコンクリート舗装の値がアスファルト舗装の値を下回る。

特に、一般国道 229 号神恵内村では、アスファルト舗装の値が、コンクリート舗装の値の約 8 倍となっており、その差が顕著である。

以上より、今回対象としたい調査箇所においては、コンクリート舗装がアスファルト舗装よりも長期供用性状に優れた結果が示された。

4. 積雪寒冷地特有の損傷

積雪寒冷地におけるコンクリート舗装の利用に際する課題抽出のため、現在使用されているコンクリート舗装の現状把握を行った。

(1) 調査箇所および調査項目

現状把握は、前述で供用性状を整理した3箇所に加え、一般国道5号森町にて実施し、調査は明かり部のコンクリート舗装を対象に、目視調査とコア採取を実施した。

表-2 調査対象区間の概要

| | R229 | | R231 | | R231 | |
|--------------|-----------|-------|----------|-------|------------|-------|
| | R229 神恵内村 | | R231 増毛町 | | R231 石狩市浜益 | |
| | As舗装 | Co舗装 | As舗装 | Co舗装 | As舗装 | Co舗装 |
| 供用年数 (年) | 26.3 | 27.0 | 24.6 | 26.8 | 32.0 | 30.9 |
| 大型車交通量 (台/日) | 39 | 39 | 169 | 169 | 374 | 374 |
| 延長 (m) | 1,420 | 1,633 | 857 | 5,446 | 1,015 | 2,840 |

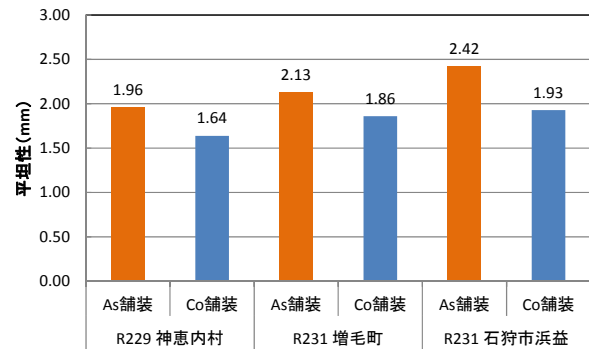


図-1 平坦性

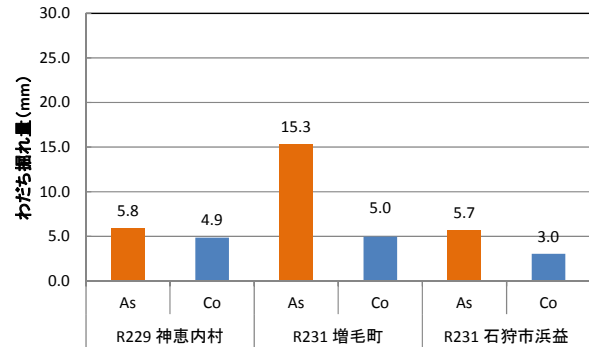


図-2 わだち掘れ量

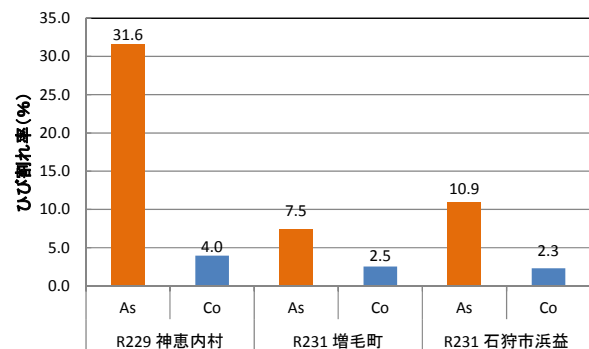


図-3 ひび割れ率

a) 目視調査

路面および開削時の舗装断面を目視調査を実施し、積雪寒冷地特有のコンクリート舗装の破損形態および破損要因の把握を行った。ひび割れについては、**図-4**に示すひび割れ発生パターンより破損要因を推定した。

b) コアの室内試験

採取コアより、舗装厚の確認、および深さ方向別塩化物含有量試験を実施し、凍結防止剤の鉄網等の鋼材への影響を評価した。

塩化物含有量試験は、一定厚さ毎に採取コアを切断し、硝酸による塩化物イオンの抽出により各層の塩化物含有量を測定する方法をとった。

(2) 調査結果

a) スパイクタイヤによる摩耗

一般国道5号森町の舗装断面を**図-5**に示す。

この箇所は、昭和47年に施工されており、昭和55～58年に一度目の補修が行われたが、このときまでにコンクリート舗装版が平均5.2cm 摩耗したことが採取コアより確認された。

また、摩耗によるコンクリート舗装断面の不足によりクラックが発生し、補修が行われている。

スパイクタイヤは平成3年より使用が禁止されたため、今後新設するコンクリート舗装では、スパイクタイヤによる摩耗の考慮の必要はないが、既設舗装の修繕においては、舗装厚が薄くなっていることが推察されるため、必要に応じて、コア採取による残存層厚の確認、FWD試験を用いた舗装版の健全度評価等を行う必要がある。

b) 凍上・凍結融解の影響とみられるひび割れ

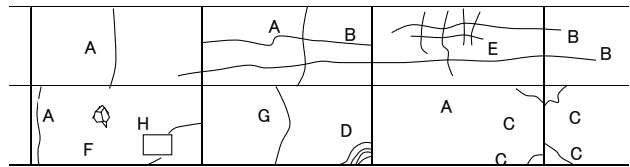
一般国道231号増毛町の舗装断面を**図-5**に、当該箇所に見られるコンクリート舗装版の構造的な破壊状況を**写真-1, 2**に示す。**図-4**に示したように、写真に見られる縦断ひび割れや横断ひび割れは、施工・設計不良によらない場合、凍上や沈下、疲労破壊が原因と考えられる。

この箇所は、凍上抑制層材料には80mm級の粗粒材が用いられ路面から80cmまでが置換されているが、路床に用いられているレキ質土を舗装開削時に採取し凍上試験を行った結果、凍上性の判定が不合格であった。このため、路床の深さまで凍結が達した際に凍上が発生した可能性がある。

凍上によるひび割れのメカニズムの一例を**図-7**に示す。

路床が凍上性の材料で、路床まで0℃以下となり、路肩からの水分の供給がある場合、**図-7**の左図のように、路肩側の路床にアイスレンズが発生・発達し、舗装版が持ち上げられる。ここに車輛荷重が繰り返しかかり縦断的にひび割れが発生する。また、融解期には路肩端部の支持力を低下をまねき、ひび割れの発生要因となる。

一方、**図-7**の右図のように舗装下で路床にアイスレンズが発生した場合、車輛荷重がかかることにより横断方向にひび割れが発生する。また、融解期には舗装版直下の支持力を低下をまねき、ひび割れの発生要因となる。



| 番号 | ひび割れの種類 | 主な原因 |
|----|-----------------|----------------------|
| A | 横断ひび割れ | 供用による疲労、設計不良、施工不良、凍上 |
| B | 縦断ひび割れ | 供用による疲労、沈下、凍上 |
| C | 隅角ひび割れ | 供用による疲労 |
| D | Dクラック | 材料不良 |
| E | 面状、亀甲状 | 供用による疲労 |
| F | 乾燥によるひび割れ | 施工不良 |
| G | 円弧状ひび割れ | 施工不良 |
| H | 不規則ひび割れ(拘束ひび割れ) | 設計不良 |

図-4 ひび割れ発生パターン¹⁾

一般国道5号 森町

| | | |
|------------------------|---------|----------------------------------|
| コンクリート舗装 t=25cm | 当初曲げ強度 | 4.4MPa |
| 上層路盤(切込砕石30mm級) t=35cm | 鉄網 | 異形鉄筋6mm.鉄筋量:3.2kg/m ² |
| 凍上抑制層(砂) t=10cm | ダウエルバー | 有 |
| 路床(火山灰質砂) | 横目地間隔 | 8.0m |
| | 設計舗装厚 | 25.0cm |
| | 補修前の舗装厚 | 19.8cm |
| | 採取コア舗装厚 | 24.7cm |

図-5 一般国道5号森町の舗装構成および概要

一般国道231号 増毛町

| | | |
|-------------------------|---------|----------------------------------|
| コンクリート舗装 t=25cm | 当初曲げ強度 | 4.8～5.2MPa |
| 上層路盤(切込砕石30mm級) t=15cm | 鉄網 | 異形鉄筋6mm.鉄筋量:3.2kg/m ² |
| 下層路盤(切込砕石40mm級) t=25cm | ダウエルバー | 有 |
| 凍上抑制層(切込砕石80mm級) t=15cm | 横目地間隔 | 7.5m |
| 路床(レキ質土) | 設計舗装厚 | 25.0cm |
| | 採取コア舗装厚 | 26.8cm |

図-6 一般国道231号増毛町の舗装構成および概要



写真-1 縦断ひび割れ **写真-2** 横断ひび割れ

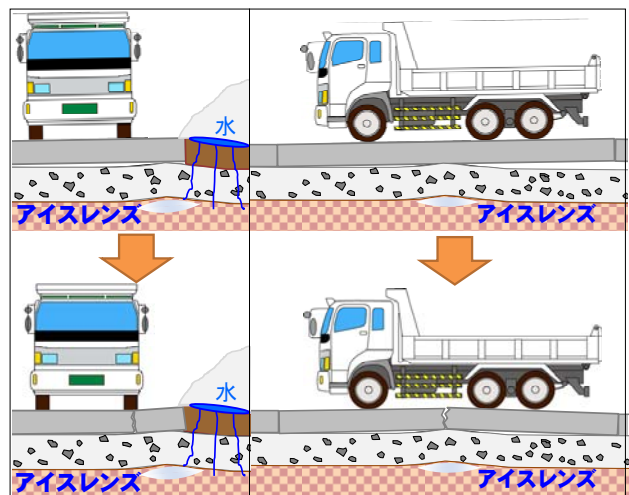


図-7 凍上によるひび割れ発生メカニズム

C) 凍結防止剤の散布による塩化物イオン量の増加

図-8に採取したコアの塩化物イオン量を示す。

一般国道231号石狩市浜益と一般国道231号増毛町の値が一般国道5号森町と比較し大きな値を示している。これは、海岸線から近いことから飛来塩分が原因と考えられる。一方、海岸線から離れている一般国道5号森町においても、塩化物イオンが確認されている。これは、冬期に散布される凍結防止剤の影響と推察される。

なお、ダウエルバー、鉄網のコンクリート舗装版の上面からの埋設深さは、前者がコンクリート版厚の1/2の深さ、後者がコンクリート版厚の1/3の深さである。

今回の調査箇所では、埋設深さの浅い鉄網の位置(約8cm)においても、腐食発錆限界塩化物イオン濃度 1.2kg/m^3 以上¹²⁾を越える値は検出されなかった。

以上より、積雪寒冷地特有の条件下においてコンクリート舗装を長期的に利用していくためには、凍上や凍結融解による支持力低下の検討を行うことが必要と考える。

5. 試験施工

凍上ひび割れ・凍結融解による支持力の低下を抑制する設計断面を検討するため、置換率70%および100%の断面にて試験施工を行った。試験施工箇所における概要、調査内容、現在までに得られた調査結果を以下に示す。

(1) 試験施工箇所・調査内容

試験施工は、図-9に示す深川留萌道大和田トンネル(留萌市)および一般国道231号新送毛トンネル(石狩市)の明かり部の2箇所である。

各箇所とも路盤・路床の凍結を確認するための温度計・水分計を埋設し、さらに、図-10に示すように新送毛トンネルの明かり部には、コンクリート舗装版内部にひずみ計を、路肩に地下水位計を埋設している。

各試験施工箇所の概要を図-11、12に示す。各箇所とも置換率70%および100%の工区、および供用性状等の比較のためアスファルト舗装工区を設けている。

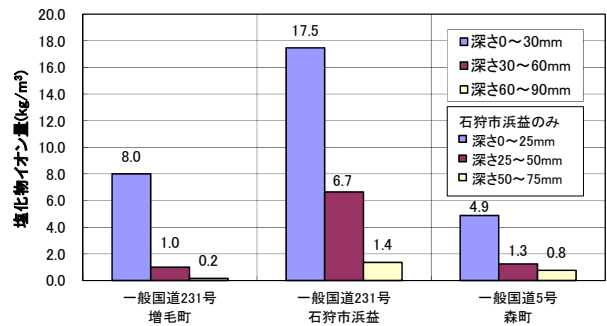


図-8 深さ方向別塩化物含有量



図-9 試験施工箇所図

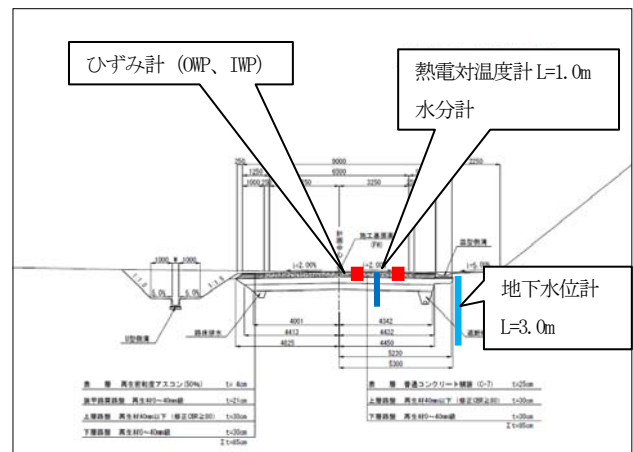


図-10 埋設計器概要(新送毛トンネル置換率70%工区)

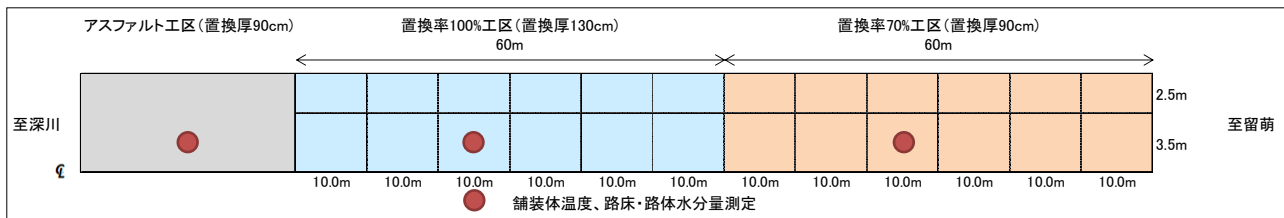


図-11 大和田トンネル明かり部試験施工工区概要

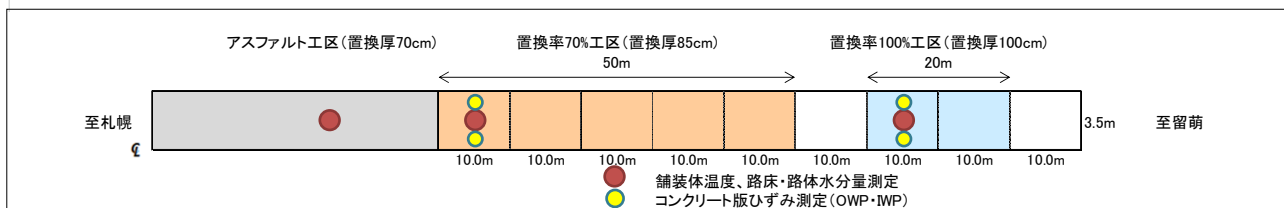


図-12 新送毛トンネル明かり部試験施工工区概要

(2) 調査結果

a) 路床・路盤の凍結および融解期の含水比の上昇

深川留萌道大和田トンネル明かり部の置換率70%工区における2013年の冬期間の路床・路盤温度を図-13に、水分量を図-14に示す。

凍結は表面から75cmまでであり、路床（表面から90cm）までは至っていない。また、含水比は11月から3月中旬に向けて低下している。浅い位置では1月上旬から10%を切る低い値となっているが、これは舗装材料温度の低下によって水分が凍結したため、含水比が適切に計測できなくなったためと考えられる。

3月16日より表面から35cmの含水比が上昇していることから、融解が始まったと考えられる。その後、路床、路体の含水比が上昇し、3月下旬には表面から130cmでは含水比が30%程度の値となった。

一般国道231号新送毛トンネル明かり部（置換率100%

工区）における路床・路盤の冬期間の温度を図-15に、水分量を図-16に示す。なお、置換率70%の工区は、工事工程の都合上、計測計器の設置が2014年3月となったため、冬期間のデータは未測定である。

新送毛トンネルは2014年3月に供用を開始しており、冬期間路面が露出していない期間があったが、凍結は表面から70cmまで達している。なお、置換率70%の路床面に相当する表面から85cmまでは凍結が達していない。

含水比は、厳冬期において水分の凍結により適切に計測できなくなり、表面から70cmの深さまでが低い数値となったと推察される。3月14日より表面から30cmの含水比が上昇しており、融解が始まったものと考えられる。

なお、表面から115cmの路体における含水比が、厳冬期および融解期においてほぼ変動が見られないが、これは別途計測した地下水位が冬期間も高い位置で推移していたことから、地下水位以下となっていると考えられる。

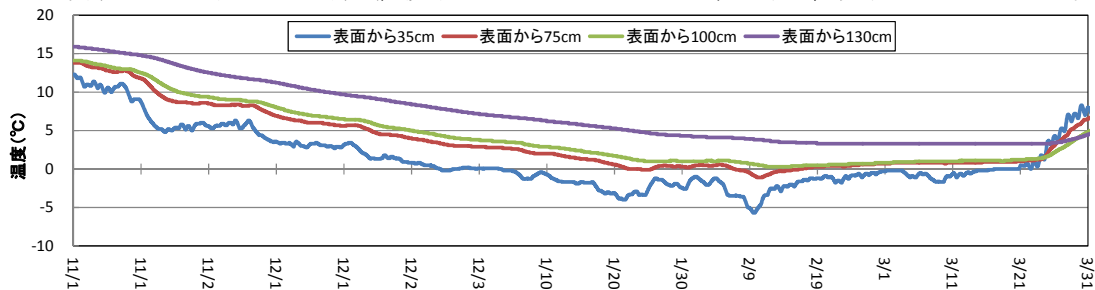


図-13 舗装体温度（大和田トンネル明かり部）

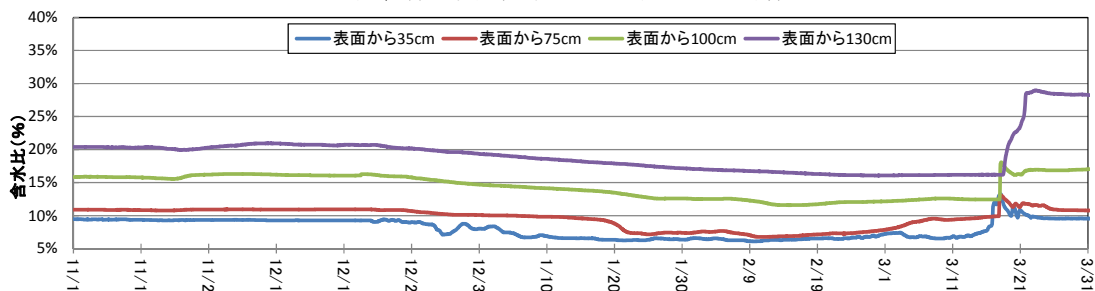


図-14 含水比（大和田トンネル明かり部）

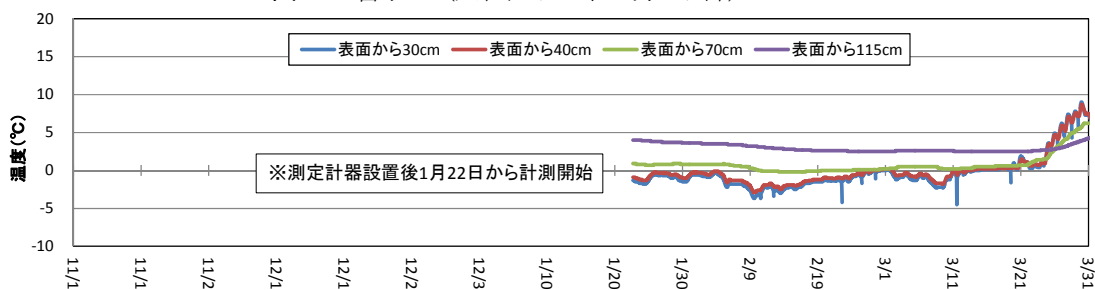


図-15 舗装体温度（新送毛トンネル明かり部）

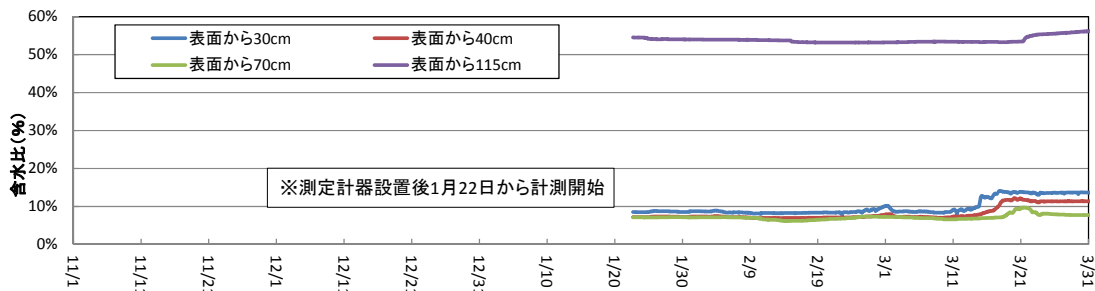


図-16 含水比（新送毛トンネル明かり部）

b) コンクリート舗装の荷重伝達率

目地部の健全度を評価するコンクリート舗装の荷重伝達率を測定し、舗装体の支持力の初期性状を確認した。

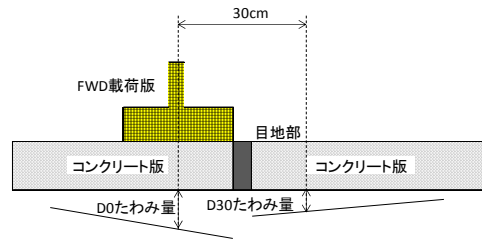
この調査は FWD 試験装置を用いて行う非破壊試験である。図-17 に荷重伝達率について概略を示す。

FWD 試験装置の載荷版をコンクリート舗装版の端部に載荷し、D0 たわみセンサーと載荷版中心から 30cm 離れた D30 たわみセンサーによって、隣接するコンクリート舗装版のたわみ量を測定し、測定値を式(1)に代入し、荷重伝達率を計算する。

この数値が、65%以下であると荷重伝達が不十分であり、80%以上であれば、ダウエルバーが正常に機能し、目地部の伝達が良好であることが評価できる¹⁴⁾。

大和田トンネル明かり部、新送毛トンネル明かり部とも、置換率の違いによる荷重伝達率の明確な差は見られず、測定を行った全箇所において初期値として80%以上の荷重伝達率が確認された。

今後、凍上や凍結融解の影響により、コンクリート舗装版下で、支持力が低下した場合、ダウエルバーが損傷し荷重伝達率が低下してくることが考えられるため、継続的に調査を行っていく予定である。



$$Eff = D30 \div [(D0+D30) \div 2] \times 100\% \quad \dots\dots (1)$$

Eff : 荷重伝達率
D0 : 載荷点直下のたわみ量
D30 : 載荷点直下から30cmの位置のたわみ量

図-17 荷重伝達率の概要

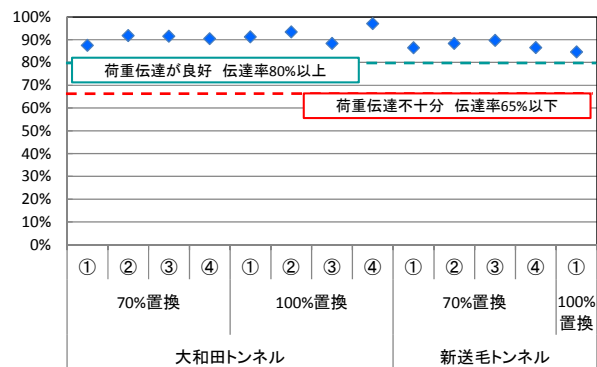


図-18 荷重伝達率

6. まとめ

本検討で得られて知見を以下に示す。

- (1)コンクリート舗装の設計強度は昭和39年から変わらないが、版厚の決定法、鉄網の材料・寸法、および横収縮目地間隔は設計年次によって異なる。
- (2)路床が凍上性の材料の場合で、置換厚を超える深さまで凍結が入った場合、凍上、または凍上+繰り返し走行荷重、凍結融解による支持力の低下等により、コンクリート舗装版にひび割れが発生する要因となると考えられる。
- (3)供用30年程度を経ても、凍結防止剤の散布により、鉄網等の鋼材の深さまで、腐食発錆限界塩化物イオン濃度 1.2kg/m^3 以上を越える値は検出されなかった。

以上より、積雪寒冷地特有の条件下においてコンクリート舗装を長期的に利用していくためには、凍上や凍結融解による支持力低下の検討を行うことが必要と考える。

今後は、試験施工箇所におけるデータ収集を引き続き行い、これより得られた数値を基に、多層弾性理論を用いた解析を実施し、凍上・凍結融解による支持力低下がコンクリート舗装の寿命に及ぼす影響を把握し、積雪寒冷地のコンクリート舗装に適した舗装断面を検討していく予定である。

参考文献

1) 北海道土木技術会舗装研究委員会：北海道舗装史（上）、pp.121、1985.7

2) 北海道土木技術会舗装研究委員会：北海道舗装史（上）、pp.382-384、1985.7

3) 北海道開発局：道路現況調査書、pp.42-89、2011.4

4) 公益社団法人 日本道路協会：セメントコンクリート舗装要綱、pp.15-20、1964.10

5) 公益社団法人 日本道路協会：セメントコンクリート舗装要綱、pp.15-21、1967.2

6) 公益社団法人 日本道路協会：セメントコンクリート舗装要綱、pp.12-17、1972.9

7) 公益社団法人 日本道路協会：セメントコンクリート舗装要綱、pp.12-16、1980.8

8) 公益社団法人 日本道路協会：セメントコンクリート舗装要綱、pp.15-19、1984.2

9) 公益社団法人 日本道路協会：舗装設計便覧、pp.156-158、2006.2

10) 一般社団法人セメント協会：舗装技術専門委員会報告 既存コンクリート舗装のライフサイクルコスト調査結果、p.12、2009.1

11) 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、pp.47-53、2013.11

12) 公益社団法人 土木学会：コンクリート標準示方書〔維持管理編〕、pp.102、2009.4

13) 公益社団法人 日本道路協会：舗装設計便覧、pp.114-118、2006.2

14) 公益社団法人 土木学会：舗装工学ライブラリー2 FWD および小型 FWD 運用の手引き、pp.56、2002.12