

積雪寒冷地におけるコンクリート舗装の劣化対策に関する研究

研究予算：運営費交付金（一般勘定）

研究期間：平 24 年度～平 26 年度

担当チーム：寒地道路保全チーム

研究担当者：木村 孝司，丸山 記美雄，
安倍 隆二，上野 千草，
井谷 雅司，田中 俊輔

【要旨】

本研究では、積雪寒冷地特有の舗装劣化の実態調査を行い、当該地域特有のコンクリート舗装の劣化損傷を把握した。この結果、積雪寒冷地特有の損傷として、凍上および融解期の支持力低下に伴う路盤面の不陸が要因と考えられるコンクリート舗装のひび割れを抽出した。さらに、FEM を用い凍上等の影響を考慮したモデルを作成し、解析を行った結果、凍上により生じる舗装版と路盤間の空隙がコンクリート舗装の寿命低下の要因となることを明らかにした。そこで、コンクリート舗装の長期利用に向けて、置換率の設計をこれまでのアスファルト舗装の設計法に準拠したものから、コンクリート舗装の凍上の影響を考慮した設計へ改善することを提案する。

キーワード：積雪寒冷地，コンクリート舗装，凍上，FEM

1. はじめに

近年、社会資本整備・維持管理に対するコスト縮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縮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」の公布に伴い、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、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²⁾。

一方、アスファルト舗装は、現在、北海道の国道舗装延長の大部分を占めるに至っているが、アスファルトの原料である原油はそのほとんどを海外から輸入しているため、国際情勢によっては必要量の入手が困難となる場合や、購入価格が高騰する場合がある。また、ガソリン等の石油製品の需要が環境保全の取り組みの推進等により減少する傾向にあり、同じ原油から製造される「連産品」のアスファルト

の製造量も減少し、これまでのような入手は難しくなることが想定されている³⁾。

これに対し、コンクリート舗装は国内でほぼ全ての材料を入手でき安定供給が可能であり、生コン価格はアスファルト混合物と比較して安定している⁴⁾。

本文は、積雪寒冷地におけるコンクリート舗装の長期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地調査およびコア採取を実施し、現状把握を行った結果をとりまとめた。

さらに、積雪寒冷地におけるコンクリート舗装の長期利用に向けた課題である、凍上等によるコンクリート舗装版のひび割れに着目し、凍上により生じるコンクリート版と下層路盤間の空隙が、コンクリート舗装版に与える影響について、FEM 解析を用いて評価を行った。

2. コンクリート舗装の舗設状況

積雪寒冷地である北海道における国道延長は、平成 23 年度時点で 6,652km である。その内訳はアスファルト系舗装が 6,466 km に対し、セメント系舗装が 186km であり国道延長の 2.8%の比率に留まっている（図-1）⁵⁾。

セメント系舗装の適用箇所は、トンネル部が 88.7%であり、明かり部が 11.3%と、明かり部での採用は少ない状況である⁵⁾。

3. 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、道路設計便覧^{6)~12)}よりまとめた。年度別の設計法を表-1に示す。

コンクリート舗装の設計強度は昭和39年⁷⁾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^{7)・8)}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⁹⁾は大型車交通量によって決定されている。なお、昭和39年⁷⁾、昭和42年⁸⁾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。

鉄網および横収縮目地は、昭和39年⁷⁾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。

さらに、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年のセメントコンクリート舗装要綱までは凍結深までとされていたが、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記載され、現在まで理論最大凍結深さの置換率70%が適用されている。

この理由は、設計基準決定当時、理論最大凍結深さの7割を凍上しにくい材料で占められるように置き換え深さを決めれば、路床土に凍結および氷晶が発生しても、舗装に有害な影響を与えず、氷晶の融解時に路床支持力の低下がわずかであることを経験的に得ていたため¹³⁾とされている。

4. 長期的供用性状

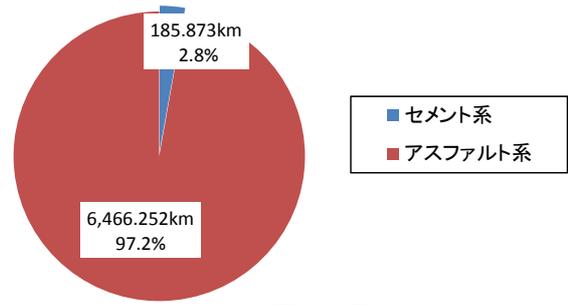
北海道開発局の舗装管理支援システムを用い、コンクリート舗装、および近接するアスファルト舗装において、供用年数、大型車交通量が同程度であり、施工後一度も補修履歴のない区間を抽出し、路面性状測定車より測定された供用性状を比較した。

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号石狩市浜益の2路線3箇所である。

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した。以下に各供用性状を比較した結果を示す。

4.1 平坦性

対象箇所の平坦性を図-2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



北海道の国道管理延長: 6,652.125km

図-1 北海道の国道管理延長および舗装種別

表-1 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-2 調査対象区間の概要

	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)	38	38	234	234	341	341
延長 (m)	1,420	1,633	857	5,446	1,015	2,840

※平成24年度交通センサス

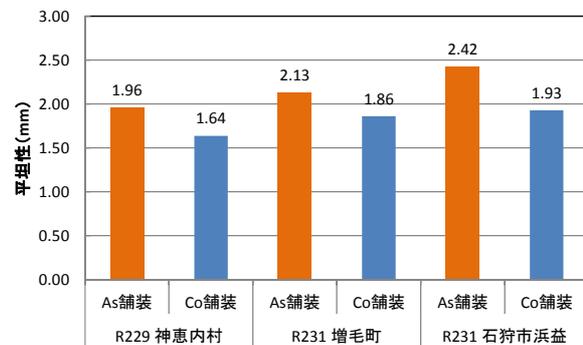


図-2 平坦性

アールト舗装の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る状態を維持している。

4.2 わだち掘れ量

対象箇所のでだち掘れ量を図-3に示す。

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。わだち掘れ量に差がみられた要因としては、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。

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。

また、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。

4.3 ひび割れ率

対象箇所のひび割れ率を図-4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¹⁴⁾を参考にひび割れ率に換算した。

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。

5. 実態調査

5.1 調査項目

調査箇所と調査項目を表-3に示す。調査は、明かり部のコンクリート舗装を対象に行い、目視調査、FWD調査、および採取コアの室内試験を実施した。

5.2 調査目的

1) 目視調査

目視調査を実施し、表-4に基づき損傷原因の評価を行い、積雪寒冷地における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、「舗装の維持修繕ガイドブック2013」¹⁵⁾、「舗装の維持修繕」¹⁶⁾を基に、図-5に示すひび割れ発生パターンより、破損要因を推定した。

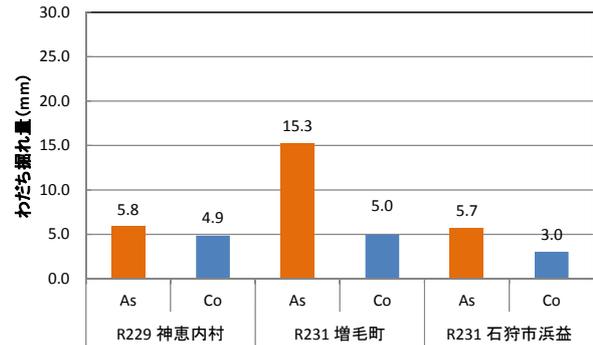


図-3 わだち掘れ量

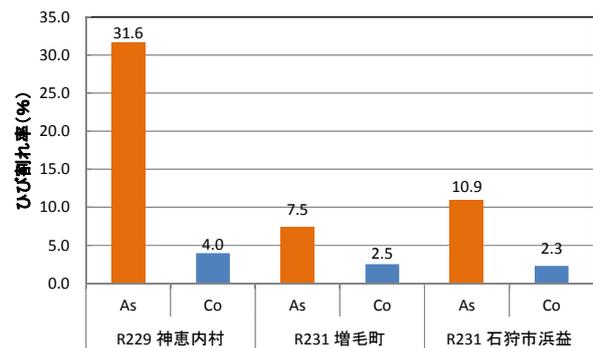


図-4 ひび割れ率

表-3 調査箇所および調査項目

調査箇所	目視調査	FWD調査	コアの室内試験
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	○	○	○
一般国道5号森町	○	—	○
一般国道228号北斗市上磯	—	—	○
一般国道5号札幌市手稲	○	○	○

表-4 コンクリート舗装の損傷の種類と原因^{13), 14)}

損傷の種類	主な原因等	原因と考える層	
		路面	コンクリート版以下
ひび割れ	初期ひび割れ	○	○
	隅角部		◎
	縦・横断方向		◎
	亀甲状		◎
段差	版と版		◎
	版とAs舗装	○	○
	構造物付近		◎
目地部	目地材の破損	◎	
	目地縁部の破損	○	○
平坦性	縦断方向の凹凸	○	○
その他	摩耗	◎	
	はがれ(スケール)	◎	
	穴あき	◎	
	圧屈(フローアップ・クラッキング)		◎
	版の持ち上がり		◎
	路盤のエロージョン		◎

◎:原因として可能性が高いもの ○:原因として可能性のあるもの

2) FWD 調査

FWD試験機を用い、コンクリート舗装版目地部の健全度を荷重伝達率等によって評価した。

3) コアの室内試験

コンクリート舗装版の健全度を、圧縮強度試験による曲げ強度の推定、中性化深さ試験、および深さ方向別塩化物含有量試験を行い評価した。

中性化は、大気中のCO₂等により、コンクリートが本来のアルカリ性からPHが下がる現象であり、これが鉄網等の深さまで到達すると、鋼材が腐食する原因となる。なお、中性化深さは、アルカリ性で赤紫色を呈するフェノールフタレイン試薬を用いて、中性化領域を判断し、表面からの深さを計測した。

また、塩化物含有量試験は、海水や凍結防止剤等が鉄網等の鋼材へ与える影響を把握するため、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した。

5. 3 調査箇所概要

調査箇所の舗装構成および概要を図-6に示す。

a) 一般国道 229 号積丹町・神恵内村

昭和 60～平成 8 年に施工され、供用後 17～28 年が経過している。コンクリート舗装版厚は t=20cm である。

この地区のコンクリート舗装は、岩盤路床の区間と凍上抑制層で置換した区間がある。

b) 一般国道 231 号増毛町

昭和 54～61 年に施工され供用後 27～34 年が経過している。コンクリート舗装版厚は t=25cm である。

凍上抑制層材料には 80mm 級の粗粒材が用いられ、路床はレキ質土である。

c) 一般国道 231 号石狩市浜益

昭和 54～61 年に施工され、供用後 27～34 年経過している。当初のコンクリート舗装版厚は t=25cm であるが、採取時には t=24.5cm であり、0.5cm が摩耗したと考えられる。

この箇所は、路床に凍上・風化のおそれのない岩ズリが用いられている。

d) 一般国道 5 号森町

昭和47年に施工され、供用後43年経過している。当初のコンクリート舗装版厚は t=25cm である。スパイクタイヤによる摩耗（当初施工時より 5.2cm 摩耗）に伴うわだち・ひび割れのため、昭和 55～58 年に薄層オーバーレイや打ち替えが行われた。さらに補修後 25～30 年経過し、平成 25 年度にさらなる補修が行われている。

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-5 ひび割れ発生パターン¹⁴⁾

一般国道229号 積丹町・神恵内村

コンクリート舗装 t=20cm	当初曲げ強度	—
上層路盤(切込砕石40mm級) t=25cm	鉄網	異形鉄筋6mm,鉄筋量: 3.0kg/m ²
凍上抑制層(切込砕石80mm級) t=25cm or 0cm	ダウエルバー	有
路床(岩盤)	横目地間隔	8.0m
	設計舗装厚	20.0cm

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

一般国道231号 石狩市浜益

コンクリート舗装 t=25cm	当初曲げ強度	5.1～5.2MPa
上層路盤(切込砕石30mm級) t=20cm	鉄網	異形鉄筋6mm,鉄筋量: 3.2kg/m ²
路床(凍上・風化のおそれのない岩ズリ)	ダウエルバー	有
	横目地間隔	7.5m
	設計舗装厚	25.0cm
	採取コア舗装厚	24.5cm

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

一般国道5号 札幌市手稲

コンクリート舗装 t=20cm	当初曲げ強度	3.9MPa
上層路盤(切込砕石30mm級) t=6cm	鉄網	無
下層路盤(切込砕石60mm級)	ダウエルバー	無
路床	横目地間隔	6.7m
	設計舗装厚	20.0cm
	採取コア舗装厚	15.6cm

図-6 調査箇所の舗装構成

e) 一般国道 228 号北斗市上磯

昭和 30～33 年に施工され、供用後 55～58 年が経過している。現在は厚さ t=3cm のアスファルト舗装のオーバーレイが施されており舗装構成は不明である。

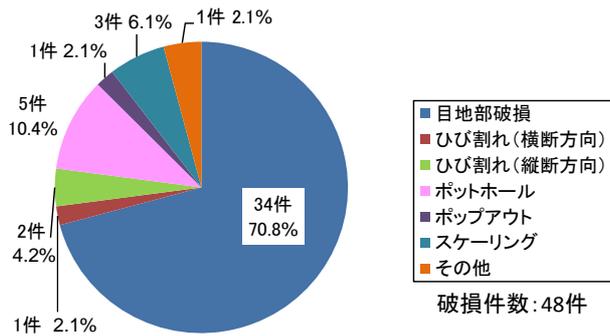


図-7 破損形態の分類 (一般国道 229 号)

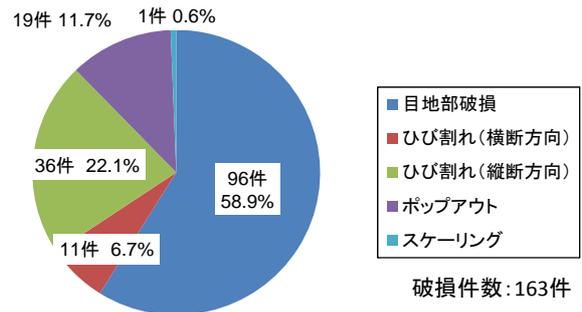


図-8 破損形態の分類 (一般国道 231 号)



写真-1 目地部の破損 (角欠け)



写真-2 目地部の破損 (隅角部)



写真-3 ひび割れ (縦断方向)



写真-4 ひび割れ (横断方向)



写真-5 ポップアウト



写真-6 目地部側面の状況

f) 一般国道 5 号札幌市手稲

今回の調査箇所では最も古い昭和 28 年に施工され、供用後約 60 年が経過している。

コンクリート舗装厚は $t=20\text{cm}$ で、当時の記録では曲げ強度 3.9MPa (現在の規格は 4.4MPa 以上¹²⁾、鉄網やダウエルバーは設置されていない。

この区間は、スパイクタイヤなどによる摩耗(当初施工時より 4.4cm 摩耗)が確認され、現在アスファルトによるオーバーレイが施されている。

6. 調査結果

6. 1 目視調査

a) 一般国道 229 号 積丹町・神恵内村

延長 $L=4.886\text{km}$ 上下車線を対象に破損状況把握調査を実施した。破損形態の分類を図-7 に示す。

目地部の破損(写真-1, 2)が 7 割(34 件)を占めた。ポットホールが 1 割(5 件)、ひび割れ(縦・横断)、スケーリングがともに 6%(3 件)であった。

破損は上下線で 48 件発生し、その頻度は 100m 程度に 1 箇所の割合であり、比較的良好な路面状態である。

b) 一般国道 231 号 増毛町・石狩市浜益

延長 $L=11.739\text{km}$ の上下車線を対象に破損状況把握調査を実施した。破損形態の分類を図-8 に示す。

目地部の破損が 6 割(96 件)を占め、ひび割れ(写真-3, 4)が約 3 割(47 件)であった。また、ポップアウト(写真-5)も 1 割程度(19 件)を占めた。

破損は上下線で 163 件であり、破損の頻度 70m 程度に 1 箇所の割合となっており、比較的良好な路面状態である。



写真-7 舗装断面（浜益地区）



写真-8 舗装断面（増毛地区）



写真-9 下層路盤上のシルト



写真-10 疲労破壊による亀甲ひび割れ



写真-11 破断したダウエルバー



写真-12 疲労破壊によるひび割れ

供用年数が長い一般国道 231 号は、一般国道 229 号と比較して**写真-3** に示すような疲労破壊や凍上の影響とみられる縦断ひび割れが多く発生している。

目地部の側面の状況を**写真-6** に示す。カッター目地の箇所からクラックが発生しており、目地が有効に機能していることが確認できる。

目地部のシーリング材の抜け出しが原因となり、舗装表面に**写真-1, 2** のような角欠けが**図-8** に示したように高い頻度で発生しているが、後述するように、荷重伝達効果も良好であり、目地としての機能は良好であると推測される。

写真-7 に石狩市浜益地区における開削箇所の舗装断面の状況を示す。上層路盤には切込砕石、路床には岩ズリが使用されており、高い支持力が期待できる状態であった。

写真-8 に増毛地区における開削箇所の舗装断面の様子を示す。写真はコンクリート版が撤去された後の状況である。上層路盤、下層路盤には切込砕石、凍上抑制層は 80mm 級の粗粒材、路床にはレキ質土が用いられている。なお、路床土を採取した試料による凍上試験において、凍上性の判定が不合格となった。

写真-9 は、増毛地区のコンクリート版下面の状況である。赤破線枠で示すように、コンクリート版と下層路盤の間に、シルト系の土砂が数 cm 堆積している状況が確認された。これは、コンクリート版目

地部からの浸水と、車輻荷重の繰り返し作用によるポンピングの影響と考えられる。

c) 一般国道 5 号森町

前回の補修から 25～30 年経過し、平成 25 年度にひび割れ等の破損のため再度補修が行われている。

疲労破壊等による縦断方向のひび割れや亀甲状のひび割れが一部の区間に発生している (**写真-10**)。

亀甲状のひび割れが発生した箇所では、コンクリート舗装版が沈下し、鉄網は切断された箇所があり、局部打換えが実施され、バーステッチ工法で補修された。

写真-11 は、ダウエルバーの切断した状況である。切断した目地部のダウエルバーには、数 cm 程度の段差が確認され、走行荷重により路盤や路床が沈下し、切断したものであると推察される。

ただし、目地部のコンクリート舗装版の上面部の段差は発生していないことから、昭和 55～58 年の補修前に破断していたと考えられる。

d) 一般国道 5 号札幌市手稲

本調査箇所のコンクリート舗装版は、アスファルト舗装でオーバーレイされているため、表面部の舗装が剥離しコンクリート舗装版が露出した箇所において目視調査を行った。

コンクリート舗装版には、一般国道 5 号森町よりも密に縦横断方向にひび割れが見られ、疲労破壊に至っていることが確認できる (**写真-12**)。

6. 2 FWD 調査

FWD 調査¹⁷⁾は、目地部の健全度を評価するために実施した。この調査は FWD 試験装置（写真-13）を用いて行う非破壊試験であり、舗装体の支持力を評価する試験である。

図-9 に目地部の健全度を評価する荷重伝達率¹⁷⁾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¹⁸⁾。

a) 一般国道 231 号 石狩市浜益

目地部における荷重伝達率を図-10 に示す。荷重伝達率は平均で 92.9%を示している。

荷重伝達率は全調査箇所において 80%以上であることから、目地部の健全度は良好に機能していると判断できる。

図-11 に目地部の D0 たわみ量（載荷重 98kN）を示す。D0 たわみ量は平均 211.5 μ m を示し、後述する一般国道 5 号札幌市手稲よりも小さなたわみ量を示した。たわみ量が小さい理由としては、コンクリート版厚が厚いことや（浜益 24.5cm, 札幌 15.6cm）、コンクリート版の健全度の違い、および浜益では上層路盤以下の層に岩ズリを使用しているが、札幌では、切り込み砕石 60mm 級と現地盤となっていることが挙げられる。

b) 一般国道 5 号札幌市手稲

FWD 調査は目地部 3 測線、ひび割れ発生箇所、および健全部箇所において実施した。

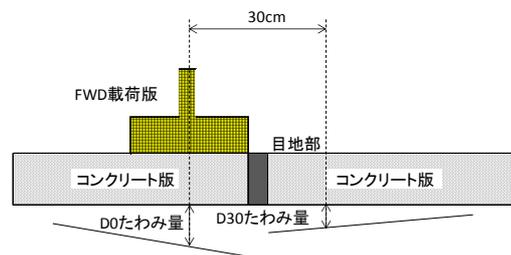
調査に先立ちダウエルバーの位置および鉄網の埋設位置を確認するため、電磁波レーダを用いたが、金属の反応が現れなかった。

「北海道舗装史」によると北海道のコンクリート舗装は、昭和 30 年代の前半から鉄網が使用され始め²⁾、それ以前のコンクリート舗装には鉄網を入れない設計であった。また、敷網・ダウエルバーともに昭和 39 年の「セメントコンクリート舗装要綱」より記述があり⁷⁾、設計で考慮されるようになっている。

当該調査箇所の施工年度は昭和 28 年であり、当時の設計では、ダウエルバーや鉄網を使用する設計に



写真-13 FWD 調査



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

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-9 荷重伝達率の概要

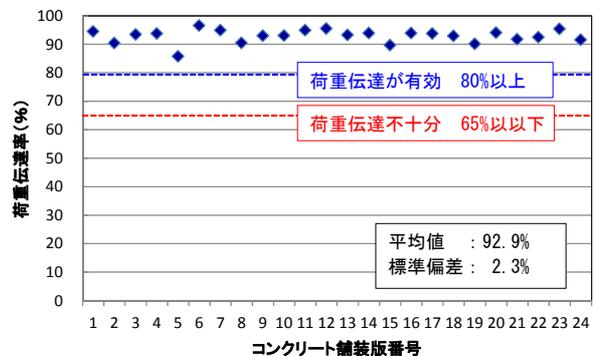


図-10 荷重伝達率（一般国道 231 号石狩市浜益）

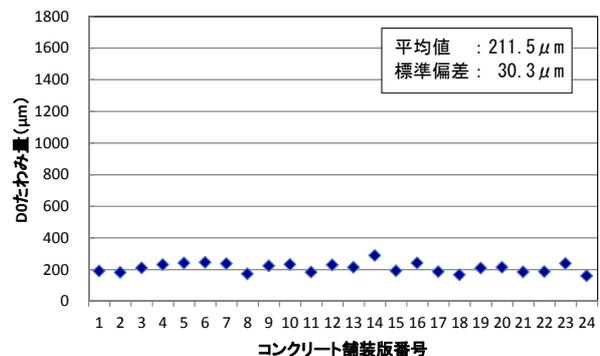


図-11 D0 たわみ量（一般国道 231 号石狩市浜益）

なっていなかったため施工されていないものと考えられる。

ダウエルバーが設置されていないため、荷重伝達率による目地部の健全度を適切に評価できないことから、D0たわみ量（載荷荷重 98KN）を用い、目地部の評価を行った。

図-12 に調査結果を示す。目地部の D0 たわみ量の平均値は 917.7 μm を示し、クラック発生箇所の平均値 834.4 μm と比較しても大きい値を示した。健全部では 650 μm 程度であり、目地部において支持力の低下箇所が確認された。

6. 3 採取コアを用いた室内試験

a) 圧縮強度試験による曲げ強度の推定

コンクリート舗装箇所から採取したコアを使用し、圧縮強度試験を実施し、舗装調査・試験法便覧に示されている換算式¹⁹⁾を用い、曲げ強度を推定した。

図-13 に推定した現在の曲げ強度と、北海道舗装史¹⁾に記載されている施工時の曲げ強度の平均値および試験値の最大・最小を示す。

昭和38年以前に施工された一般国道228号北斗市上磯および一般国道5号札幌市手稲では、施工当時の曲げ強度の規格値が 3.9MPa 程度²⁰⁾であり、当時の曲げ強度は現在の規格値を下回っていたが、今回の試験では、全ての調査箇所において平均値が現在の曲げ強度の規格値 4.4MPa 以上を満足した。

供用年数の短い箇所では、試験値のばらつきが比較的小さいが、供用年数が 60 年程度経っている一般国道 228 号北斗市上磯、および一般国道 5 号札幌市手稲ではばらつきが大きかった。一般国道 228 号北斗市上磯では部分的に現在の規格値を下回る箇所も見られた。

b) 中性化深さ

図-14 に中性化深さの試験結果を示す。中性化深さは試験用供試体の最大値および平均値を示した。大気中の CO₂ 等による中性化の影響は、最大で 10mm 程度であった。

今回の調査箇所では、舗装表面の摩耗や、これに伴うコンクリート舗装の増厚、アスファルト舗装によるオーバーレイにより、中性化深さと供用年数に関する関係性は見られなかった。

c) 深さ方向別塩化物含有量

図-15 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 号増毛町の値が他の調査箇所と比較し大きな値を示した。これは、海岸線沿いに位置することから飛来塩分の

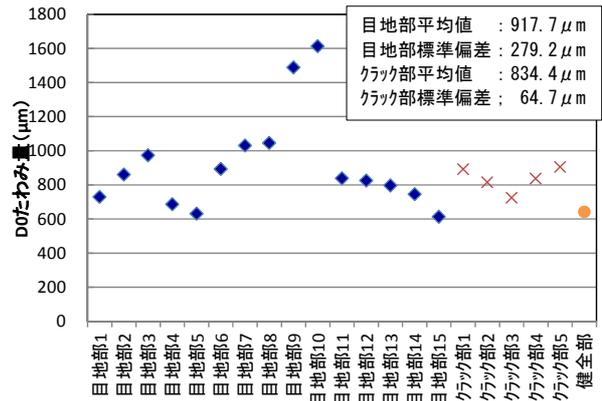


図-12 D0 たわみ量（一般国道5号札幌市手稲）

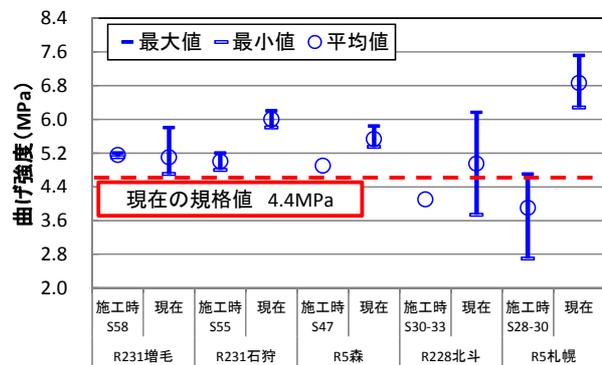


図-13 曲げ強度

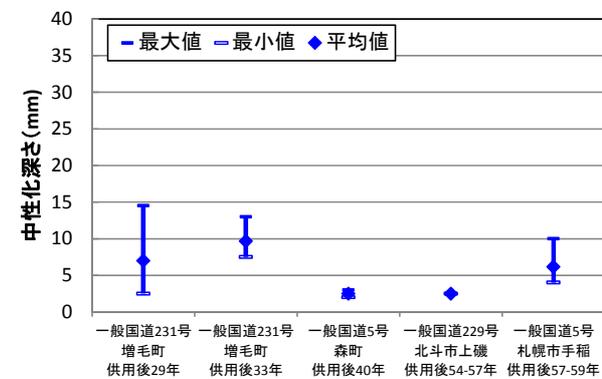


図-14 中性化深さ

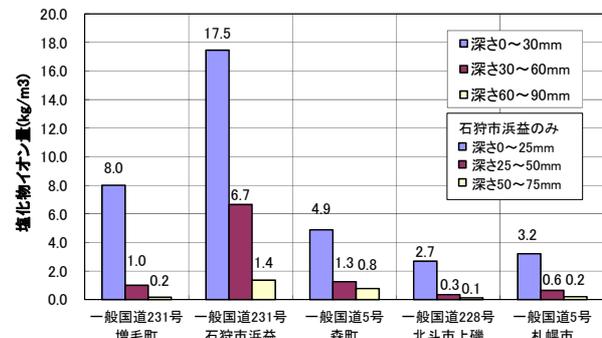


図-15 深さ方向別塩化物含有量試験

影響と考えられる。一方、一般国道 228 号北斗市も沿岸部であるが、塩化物イオン量が小さかった要因として、道路橋示方書²¹⁾に示される塩害の影響度合いが、一般国道 231 号石狩市浜益・増毛町は地域区分 B であるのに対し、一般国道 228 号北斗市は地域区分 C であるためと考える。また、補修対策としてオーバーレイされたアスファルト舗装の影響も寄与していると推察される。

また、内陸部（一般国道 5 号札幌市・森町）における塩分は凍結防止剤の影響と推察される。

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

表面から浅い位置にある鉄網においても、一般国道 5 号札幌市の箇所では約 7cm、その他の箇所では約 8cm の深さであり、鉄網埋設深さにおいて腐食発錆限界塩化物イオン濃度 1.2kg/m³ 以上²²⁾を越える値が検出された箇所はなかった。

6. 4 実態調査の考察

コンクリート舗装の目視調査、FWD 調査、採取コアを用いた室内試験等から以下のことが明らかになった。

- a) 一般国道 229 号および 231 号は、供用後 17～34 年経過しているが、比較的良好な路面性状を示しており、破損形態としては、目地部の破損が多いが、供用年数の長い区間では、凍上等の影響とみられる構造的な破壊（縦横断のひび割れ）が確認された。
- b) 重交通路線である一般国道 5 号札幌市手稲・森町においては、スパイクタイヤによる摩耗により舗装厚が薄くなっている箇所が確認され、さらに層厚不足が原因とみられる疲労ひび割れが発生している。
- c) 目視調査において目地部の角かけ等の損傷が最も高い頻度で確認されたが、FWD 調査による荷重伝達率の評価方法により、目地部の荷重伝達機能は健全であることを確認した。
- d) ダウエルバーが施工されていない一般国道 5 号札幌市手稲において、D0 たわみ量による評価により、クラック発生部および目地部にて支持力低下が確認された。
- e) 採取コアの圧縮強度より換算した曲げ強度は、一部を除き現在の規格値である 4.4MPa を満足し、健全な状態であることが確認された。
- f) 中性化深さは、最大でも 10mm 程度であり、いず

れの調査箇所においても鉄網位置まで達していないことを確認した。

- g) 塩化物イオン量は、海岸部に位置する道路において含有量が高い傾向であったが、鉄網位置において、腐食発錆限界塩化物イオン濃度 1.2kg/m³ 以上となる箇所は確認されなかった。
- h) 路線の環境（塩害の影響度合いの地域区分）、およびアスファルト舗装のオーバーレイが、コンクリート舗装の塩化物イオン量に影響を与えていることを推察した。

以上から、昭和 47 年以降の設計基準により施工された箇所は、概ね健全な状態を維持していることが把握できた。

なお、一部区間において、凍上等の影響と考えられる構造的な破壊（縦断・横断ひび割れ）が発生していることを確認した。

このため、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た。

7. 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% の断面にて平成 24 年および 25 年に試験施工を行った。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。

7.1 試験施工箇所・調査内容

試験施工は、**図-16**に示す深川留萌道大和田トンネル（留萌市：平成 24 年施工）および一般国道 231 号新送毛トンネル（石狩市：平成 25 年施工）の明かり部の 2 箇所である。

各箇所とも**図-17**に示すように、路盤・路床の凍結を確認するための温度計・水分計を埋設した。

各試験施工箇所の概要を**図-18**、**19**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た。

7.2 調査結果

a) 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。結果を**図-20**に示す。

試験施工後 1～2 年のため、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

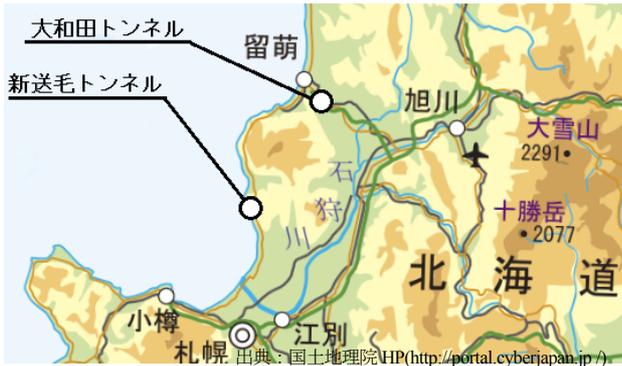


図-16 試験施工箇所図

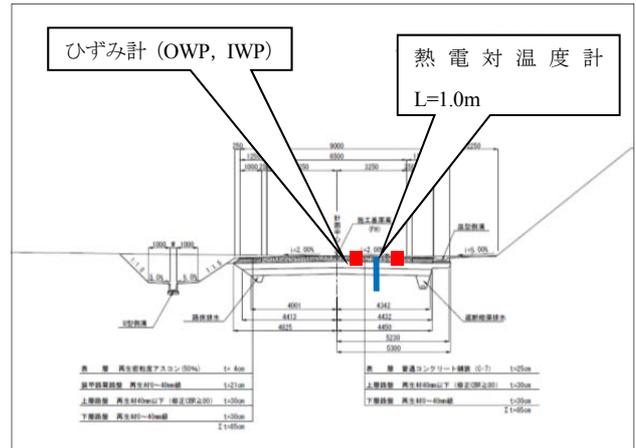


図-17 埋設計器概要(新送毛トンネル置換率70%工区)

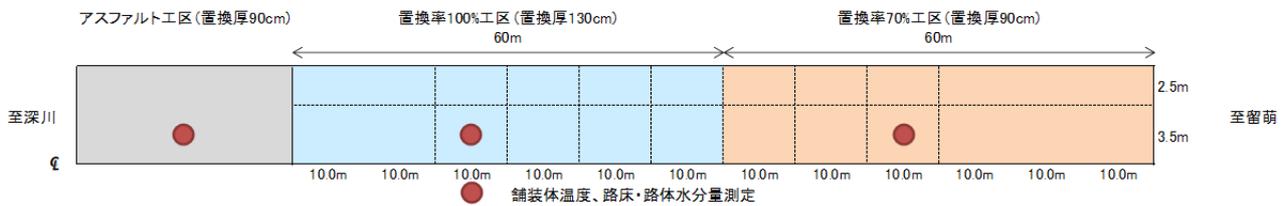


図-18 大和田トンネル明かり部の試験施工工区概要



図-19 新送毛トンネル明かり部の試験施工工区概要

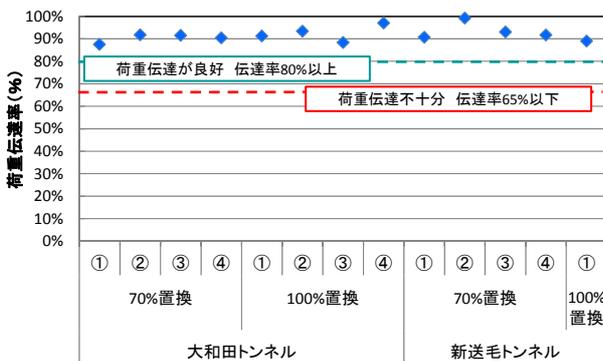


図-20 荷重伝達率

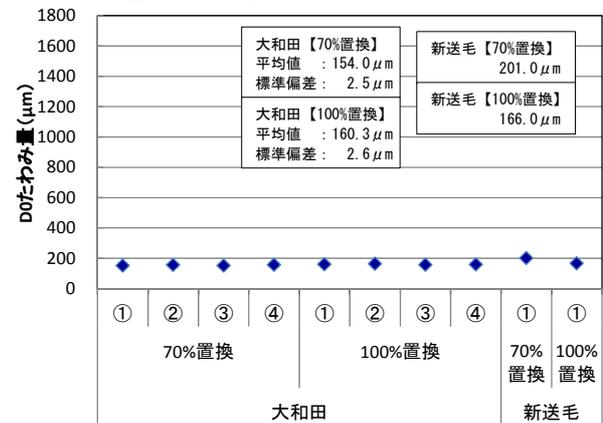


図-21 D0たわみ量

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、調査を継続していくことが必要である。

b) コンクリート舗装のたわみ量

FWD 調査をコンクリート舗装版中央で実施し、D0 たわみ量(載荷荷重 98KN)を計測し、支持力を確認した。結果を図-21 に示す。

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 D0 たわみ量の明確な

差は見られなかった。

また、コンクリート舗装厚が同一の 25cm である 図-11 に示した国道 231 号石狩市浜益 (供用約 30 年) の結果 (平均値 $211.5 \mu\text{m}$) と比較すると、供用直後の大和田トンネル明かり部で $50 \mu\text{m}$ 程度、新送毛トンネル明かり部で $100 \mu\text{m}$ 程度たわみ量が小さい値を示しており、長期供用を経た舗装よりも、舗装全体の支持力が高いことを確認した。

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や空洞が発生した場合、D0たわみ量の増加や、荷重伝達率が低下することが考えられる。また、経年的にD0たわみ量が大きく

なり、支持力が低下していくことが考えられる。本研究で得られた値を初期値として、今後の研究に生かしていく。

c) 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-22 に、水分量を 図-23 に示す。

凍結は表面から75cmまでであり、路床 (表面から90cm) までには至っていない。

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

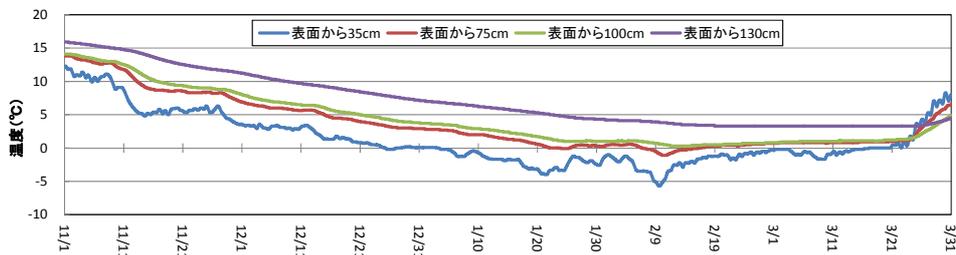


図-22 舗装体温度 (大和田トンネル明かり部)

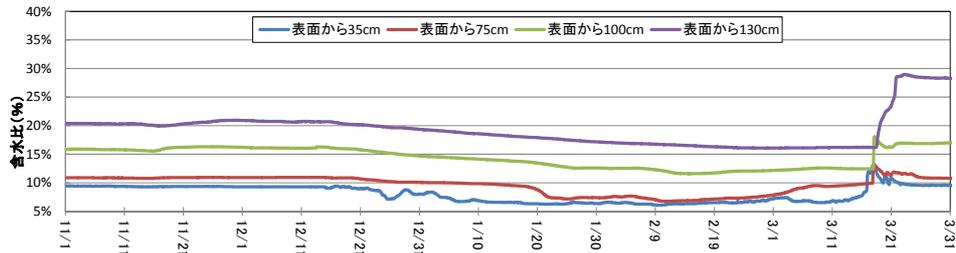


図-23 含水比 (大和田トンネル明かり部)

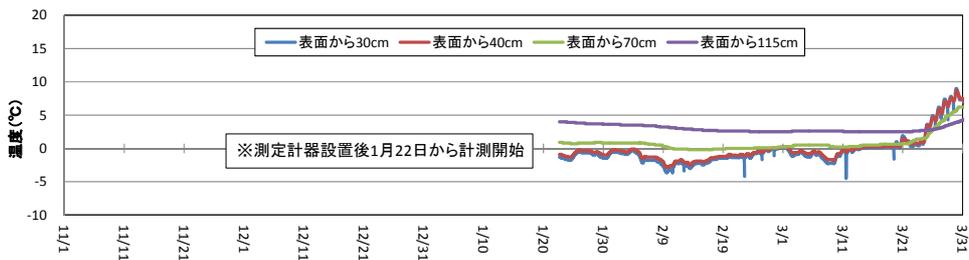


図-24 舗装体温度 (新送毛トンネル明かり部)

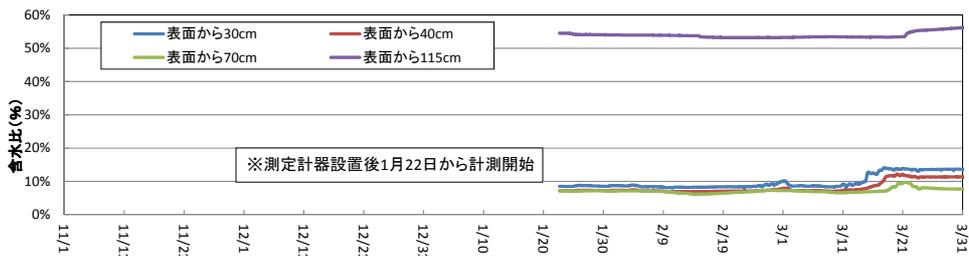


図-25 含水比 (新送毛トンネル明かり部)

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-24に、水分量を図-25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、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、大和田トンネル明かり部の表面から100cm、130cmにおいても、冬期間含水比が低下しているが、10%以上と、表面から75cm、35cmの夏期の含水比より高い値を示しており、凍結はしていないと判断される。

本研究の調査期間では、大和田トンネル明かり部および新送毛トンネル明かり部とも、置換率70%工区の路床深さまで凍結が入り凍上の発生に至るまでの環境条件とはならなかった。今後も継続的な調査が必要と考える。

8. コンクリート舗装設計の改善策の検討

8.1 検討方法

実態調査より、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であると判断したが、現地試験舗装による評価は、気象条件に左右される。前述したように、本研究期間では、試験施工箇所において凍上が発生する環境条件が揃わなかった。

ここでは、FEMを用いて、凍上や凍結融解による支持力低下を再現し、凍上等が舗装に及ぼす影響を把握した。

8.2 凍上によるひび割れの発生形態

凍上によるひび割れのメカニズムの一例を図-26に示す。図-26の左図のように、路床が凍上性の材料で、路床まで凍結が達し、路肩からの水分の供給がある場合、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低下をまねき、ひび割れの発生要因となる。

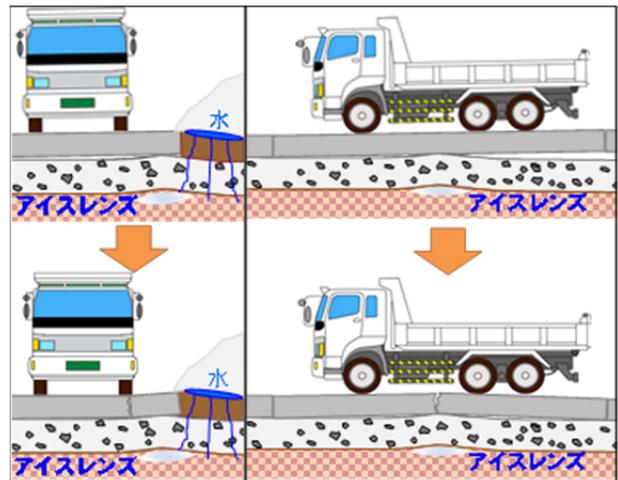


図-26 凍上によるひび割れ発生メカニズム



写真-14 凍上量測定箇所（苫小牧寒地試験道路）

一方、図-26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低下をまねき、ひび割れの発生要因となる。

8.3 凍上および融解期における支持力低下の再現

FEM解析に用いる凍上現象を考慮した舗装モデルを作成するため、当研究所所有の苫小牧寒地試験道路において、冬期間、アスファルト舗装の標高をメッシュ状に計測し（写真-14）、秋期に計測した初期値との標高差より凍上量を算出した。結果を図-27に示す。凍上量は一律ではなく不陸が生じている。

凍上が起こった場合、アスファルト舗装では不陸にある程度追従することができるが、コンクリート舗装は不陸に追従できないため、路盤表面に不陸が生じる（図-28）。アスファルト舗装では、20～30mmの不陸が発生しても、ひび割れが発生しないことが報告されているが、コンクリート舗装では10mm内外の不陸でも許容されない²³⁾。これは図-28の上の図のように路盤とコンクリート舗装版の間に空間が生じ、ひび割れが発生しやすい状況となるためである。

そこで、図-27 の不陸の一部を用い、凍上による不陸を路盤表面に再現した検討モデル（以下、凍上モデル）を図-29 のように作成した。

8.4 解析条件

FEM 解析には西澤ら（石川工業高等専門学校）の開発した *Pave3D* を用い、モデルのサイズは、コンクリート舗装版 1 枚分を想定した幅 3.5m×長さ 10.0m×深さ 3.5m とした。解析モデルの地盤条件を表-5 に示す。コンクリート舗装、粒状材料の弾性係数およびポアソン比は舗装設計便覧に示されている

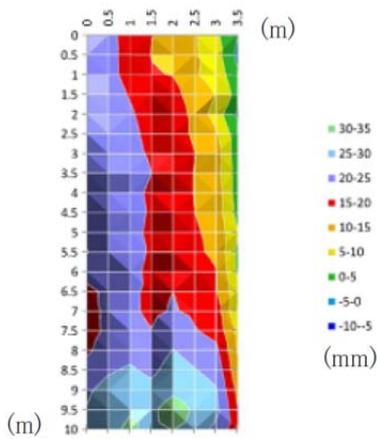


図-27 凍上による不陸高さのコンター図

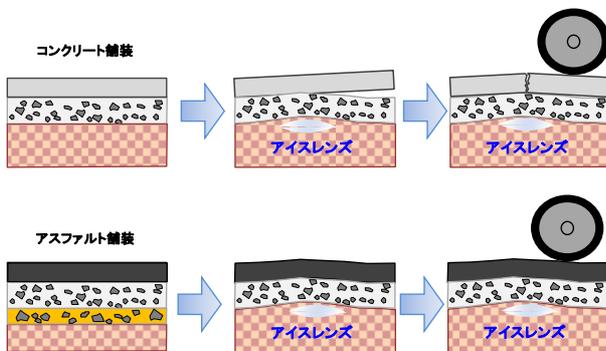


図-28 不陸への追従性の違い

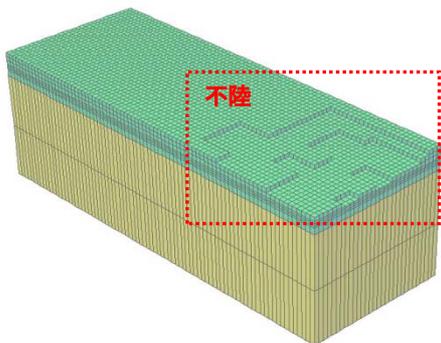


図-29 凍上モデル

代表的な値を用いた²⁴⁾。なお、融解期の路床の支持力低下については既往の研究²⁵⁾より通常期の弾性係数の 0.3 倍とし、凍結深さは 100cm と仮定した。

荷重条件は実測より得られた図-30 の条件²⁶⁾を用い、荷重位置は、図-31 の赤着色の位置とした。

8.5 解析結果

①凍上に対する検討

路盤上面に不陸の発生していない用い標準モデルと、図-29 で示したように路盤上面に不陸を設けた凍上モデルに対して、荷重を行い Y 軸方向の応力度

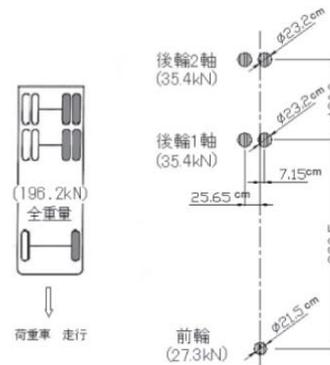


図-30 荷重条件

表-5 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	0.2	2,500
上層路盤	300	200	0.35	2,040
下層路盤	300	200	0.35	2,040
路床	-	100	0.4	-
路床(支持力低下時)	150	30	0.4	-

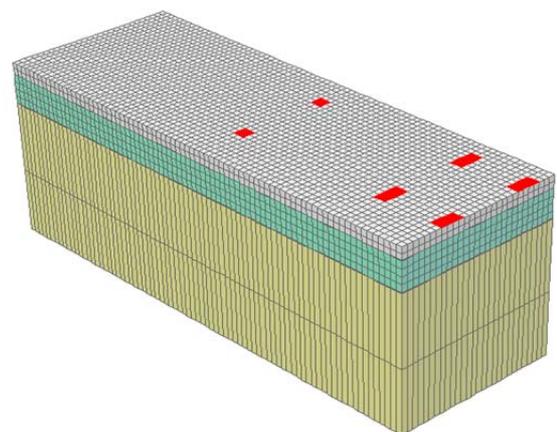


図-31 荷重載荷位置

コンター図で表したものをそれぞれ図-32, 33 に示す。なお、解析に用いたグリッドピッチは X, Y 軸方向ともに 12.5cm, Z 軸方向は 0.5cm である。

図-32 の標準モデルでは Y 方向の最大引張応力は、0.31MPa であり設計曲げ強度 4.4MPa の約 7% であるが、図-33 の凍上モデルでは 3.86MPa と設計曲げ強度の 88% と大幅に増加する。

この結果より、凍上により 15mm 程度の不陸が生じてても、全重量 196.2kN(20t) の 1 回の交通荷重ではコンクリート舗装版にひび割れは発生しないことが分かる。

ただし、凍上による不陸がない標準モデルと比較して約 10 倍の引張応力がコンクリート版表面に発生しており、舗装版の寿命に与える影響は大きいと考えられる。

さらに、舗装設計便覧に記載されている疲労度の計算式を準用し、FEM 解析に用いた後輪の荷重(軸荷重 70.8kN) の繰り返し荷重に対するひび割れ度 $10\text{cm}^2/\text{m}^2$ に至る輪数を算出した。

算出にあたっては、走行位置の分散の影響は考慮せず、FEM 解析で用いた走行位置(縦自由端部から 105cm の位置) に繰り返し荷重を載荷する条件とした。また、一般国道 231 号新送毛トンネル明かり部のコンクリート舗装版の上面および下面温度の実測値と発生頻度分布が近似している舗装設計便覧の「コンクリート版の温度差とその発生頻度」に示されている「温度差の小さいところ」の温度分布を引用し温度応力を考慮した。

舗装厚・車線数・車線幅員については、温度計を設置している石狩市浜益区送毛のコンクリート舗装の値を用い、舗装厚 25cm, 車線数 2, 車線幅員 3.25m とした。その他の設定項目は表-6 に示すとおりである。

算出の結果、非凍上の場合 10,500 万輪であるのに対し、凍上が発生した場合は 98 万輪と疲労に対する耐久性が低下することを確認した。

②融解期の支持力低下に対する検討

融解期における支持力が低下したモデルに対して載荷を行い、Y 軸方向の応力度コンター図で表したものを図-34 に示す。Y 方向の最大引張応力は、0.35MPa

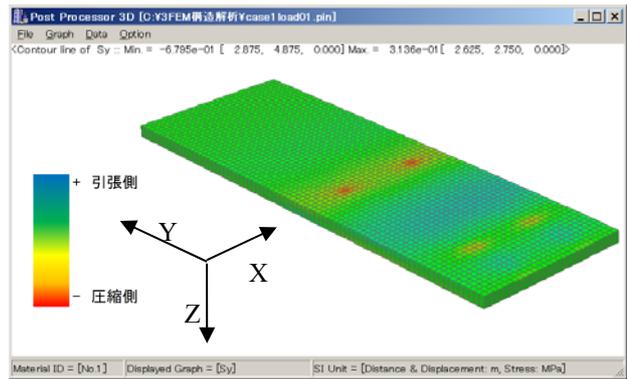


図-32 Y 軸方向の応力度コンター図 (通常モデル)

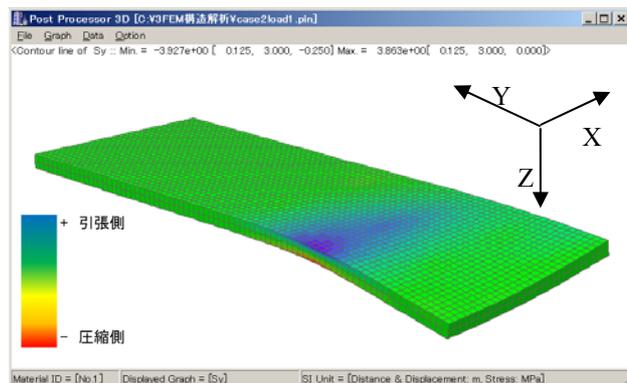


図-33 Y 軸方向の応力度コンター図 (凍上モデル)

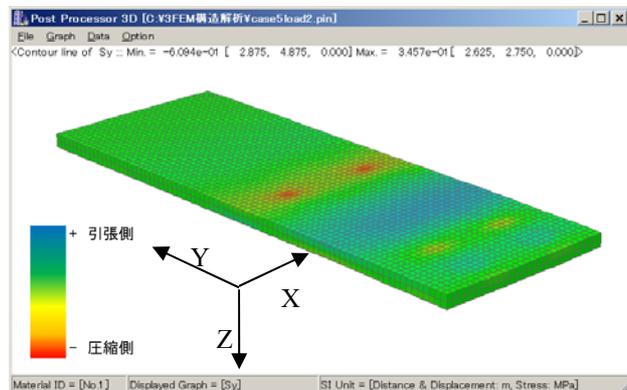


図-34 Y 軸方向の応力度コンター図(融解期モデル)

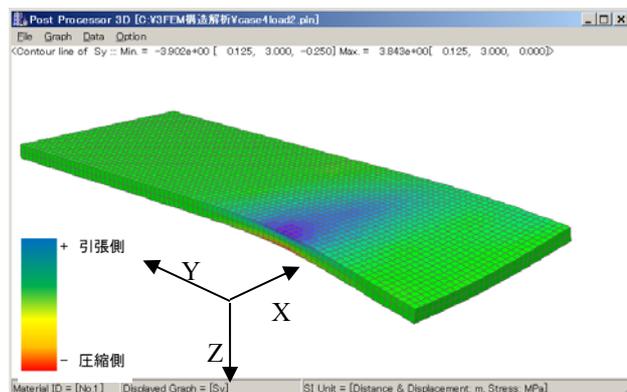


図-35 Y 軸方向の応力度コンター図 (複合モデル)

であり，支持力低下を起こしていない図-32 の 0.31MPa と概ね同等の値となった。

このことから，コンクリート舗装の長期耐久性に与える支持力低下の影響は，凍上によるものと比較して小さいと考えられる。

③凍上と融解期の支持力低下の複合作用の検討

不陸を再現した凍上モデルにおいて，路床の支持が低下した「複合モデル」を作成し車輻荷重の載荷を行い，Y 軸方向の応力度コンター図で表したものを図-35 に示す。最大引張応力は凍上モデルとほぼ同程度の 3.84MPa となり，不陸による空間の影響が大きく現れた結果となった。

9. 改善策の提案

以上の検討より，路床に凍結が入り，凍上が発生すると 15mm 程度の不陸でも，コンクリート舗装では，寿命の低下を招くことが懸念される結果となった。

アスファルト舗装では，置換率 70% が確保されていれば，図-36 に示すように凍上影響比が 8% 程度に抑えられ，凍上による破損は発生しないが，コンクリート舗装では，若干の凍上による不陸が舗装の寿命に影響を及ぼす可能性が高い。

このため，凍結の入る深さまで非凍上性の材料で置き換えることが，積雪寒冷地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有効と考える。

また，凍結の入る深さまで非凍上性の材料で置き換えることにより，融解期の支持力低下の影響も抑制することとなる。

表-6 設定項目

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(%)	50
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) ※R231増毛,R231石狩の採取コアの平均値	4.4
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
着目点条件	
着目点	縦自由端部
想定ひび割れ	横ひび割れ

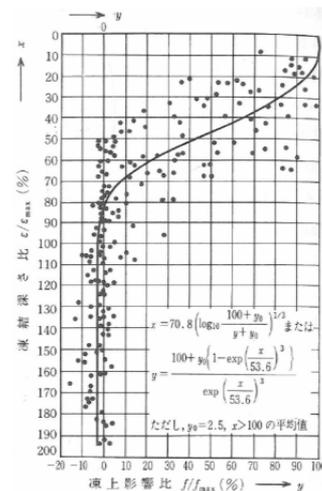


図-36 凍上影響比²⁷⁾

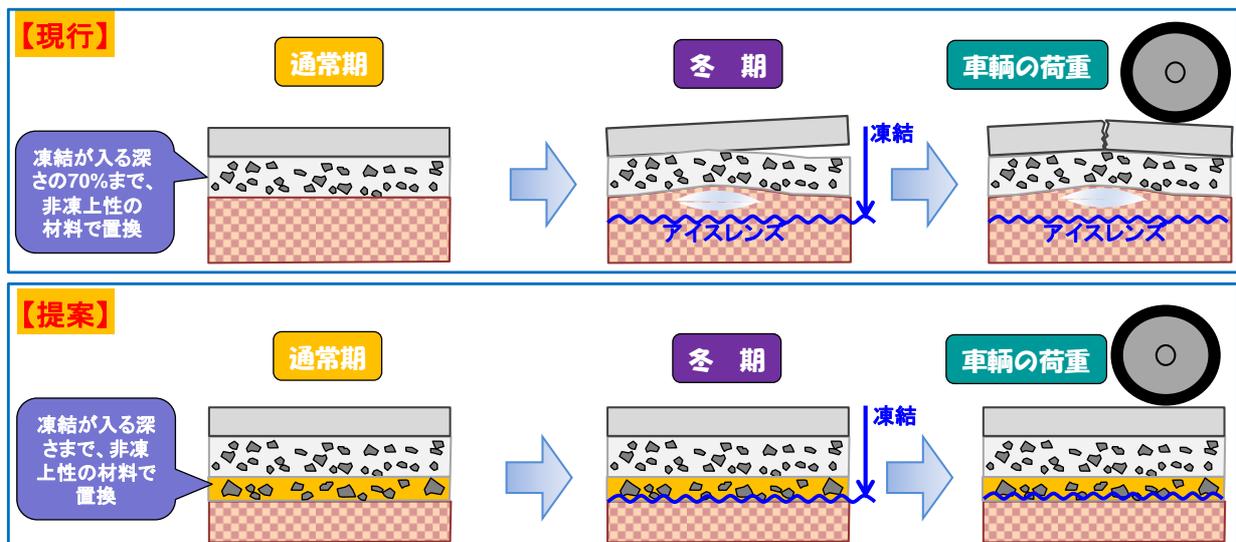


図-37 現行断面と提案断面

現行の設計断面と提案断面の模式図を図-37 に示す。コンクリート舗装の長期利用に向けて、置換率の設計をこれまでのアスファルト舗装の設計法に準拠したものから、コンクリート舗装の凍上の影響を考慮した設計へ改善することを提案する。

なお、置換率を変更した場合、施工費が増加するため、舗装種別選定時のライフサイクルコスト比較時に、初期コストへ反映する必要がある。

10.おわりに

本研究において、積雪寒冷地におけるコンクリート舗装は、同等の供用条件で長期間利用されているアスファルト舗装と比較して、耐久性が高いことが確認された。一方、凍上対策における既存設計法の課題を抽出した。

今回、本研究で提案した設計案は、新たにコンクリート舗装を施工する場合の設計に反映することが可能であるが、すでに供用されている舗装へ対応した対策とはなっていない。

既設コンクリート舗装を有効に活用して行くためには、凍上によって発生したひび割れに対する有効な補修方法が必要とされることから、コンクリート舗装の補修方法について、今後、研究を行っていく予定である。

また、今回、既設コンクリート版の評価については、中性化や塩化物イオン量について着目したが、今後は、補修工法等の検討のため、舗装の破損形態を勘案の上、他の調査方法による評価も実施していきたい。

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），p.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) 建設図書：舗装，Vol.46，No.12，pp.7-9，2011.12
- 4) 小梁川雅：コンクリート舗装の復権，コンクリート舗装新時代，社団法人 セメント協会，p.2，2011.12
- 5) 北海道開発局：道路現況調査，pp.42-89，2011.4
- 6) 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，pp.9-21，1955.10
- 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.15-20，1964.10
- 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.15-21，1967.2
- 9) 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
- 10) 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
- 11) 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
- 12) 公益社団法人 日本道路協会：舗装設計便覧，pp.156-158，2006.2
- 13) 北海道開発局：道路設計基準の解説と運用，p.75，1985.8
- 14) 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
- 15) 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.213-228，2013.11
- 16) 建設図書：舗装の維持修繕，pp.47-53，1992.5
- 17) 公益社団法人 日本道路協会：舗装調査・試験法便覧〔第1分冊〕，PP.〔1〕-234-240，2007.6
- 18) 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，p.56，2002.12
- 19) 公益社団法人 日本道路協会：舗装調査・試験法便覧〔第3分冊〕，p.〔3〕-235
- 20) 北海道土木技術会舗装研究委員会：北海道舗装史（上），p.260，1985.7
- 21) 公益社団法人 日本道路協会：道路橋示方書，p.175-6，2012.4
- 22) 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〕，p.102，2009.4
- 23) 北海道土木技術会舗装研究委員会：北海道舗装史（上），p.272，1985.7
- 24) 公益社団法人 日本道路協会：舗装設計便覧，p.117，2006.2
- 25) 安倍隆二，丸山記美雄，熊谷政行：積雪寒冷地におけるアスファルト舗装の理論設計法に用いる材料特性および環境条件に関する検討，寒地土木研究所月報 No.708，p.6，2015.5
- 26) 安倍隆二，田高淳：動的載荷におけるアスファルト舗装の引張りひずみに関する一考察，寒地土木研究所月報 No.653，p.12，2007.10
- 27) 土質工学会：土の凍結—その理論と実際—，p.182，1994.6

MEASURES AGAINST DETERIORATION OF CONCRETE PAVEMENT IN COLD SNOWY REGIONS

Budgeted : Grants for operating expenses
General account

Research Period : FY 2012-2014

Research Team : Road Maintenance Research
Team

Author : KIMURA Takashi
MARUYAMA Kimio
ABE Ryuji
UENO Chigusa
ITANI Masashi
TANAKA Shunsuke

Abstract : Concrete pavement was surveyed toward investigating surface deterioration and damage characteristic of snowy cold regions. Cracking of the concrete pavement was identified as damage that is characteristic of this snowy cold region. The cracking was thought to be caused by the unevenness of the base course surface, which resulted from frost heaving and the lowered bearing capacity during the thawing periods. By using a finite-element method (FEM), a model was developed that considers the influence of frost heaving. An analysis using the developed model revealed that concrete pavement life decreases due to the void between the pavement slab and the base course caused by frost heaving. As a measure to improve the durability of concrete pavement for longer life, the authors suggested that the design on replacement rate in consideration of the influence of the concrete pavement frost heaving, from the design conforming to the design method of the asphalt pavement.

Key words : cold snowy region, concrete pavement, frost heave, finite element analysis method