積雪寒冷地における コンクリート舗装の設計法に関する一検討

上野千草¹・安倍隆二²・井谷雅司³・木村孝司⁴

¹正会員 国立研究開発法人 土木研究所 寒地土木研究所 (〒062-5602 北海道札幌市豊平区平岸 1-3-1-34)

E-mail : ueno-c22aa@ceri.go.jp

^{2,3,4}正会員 国立研究開発法人 土木研究所 寒地土木研究所 (〒062-5602 北海道札幌市豊平区平岸 1-3-1-34)

積雪寒冷地におけるコンクリート舗装の実態調査を行い、損傷状況を把握した。この結果、既存の設計法で施工されたコンクリート舗装は、供用 20～40 年経過後においても概ね健全な状態を維持していた。ただし、一部の調査区間において、凍上が要因と考えられるコンクリート舗装版のひび割れを確認し、凍上対策における現設計法の課題を抽出した。そこで、凍上の影響を考慮した FEM モデルを作成し、凍上がコンクリート舗装に及ぼす影響について解析を行った。その結果、凍上により路盤面に不陸が生じると、コンクリート舗装版と路盤の間に生じる空間が影響し、舗装寿命が低下する懸念があることが明らかになった。

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

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、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¹⁾。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¹⁾、平成 26 年 4 月 1 日現在では 2.9%である²⁾。

現在、アスファルト舗装は舗装延長の大部分を占めているが、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懸念がある。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」であるアスファルトの製

造量も減少し、これまでのような入手が難しくなることが想定される³⁾。

一方、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、コンクリート価格はアスファルト混合物と比較して安定している⁴⁾。今後、コンクリート舗装の活用が推進されていくことが考えられるが、積雪寒冷地における長期性状を踏まえた現設計法の検証は進んでいない。

そこで、本文では、これまでの設計法で積雪寒冷地に施工されたコンクリート舗装の性状調査を実施し、既存の設計法により施工された既設舗装を評価した結果について報告する。さらに、積雪寒冷地におけるコンクリート舗装の課題として、凍上等の影響によるひび割れを抽出し、凍上の不陸によりコンクリート舗装版と路盤の間に生じる空間が、コンクリート舗装の寿命に及ぼす影響について、FEM 解析および「舗装設計便覧」⁵⁾に示されている疲労度を用いて評価した結果を報告する。

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」⁶⁾、「舗装設計便覧」⁵⁾よりまとめた。年度別の設計基準を表-1 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⁶⁾。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。

3. 既設コンクリート舗装の評価

既存の設計法で積雪寒冷地に施工されたコンクリート舗装の性状調査を実施し、長期供用後の性状評価を行った。

(1) 調査箇所および調査項目

調査箇所の概要を表-2 に示す。調査箇所は全 6 箇所であり、交通量区分、舗装厚、施工時期は調査箇所によって異なっている。なお、調査箇所名については以降表-2 に示す略称を使用する。

調査内容は表-3 に示すコア採取、目視調査、FWD 調査の 3 項目である。コア採取については、道路管理者の協力を得られた 5 箇所において実施し、目視調査については、表-3 に示すようにアスファルト舗装によってオーバーレイされていない 3 箇所にて実施した。FWD 調査については、後述する目視調査にてひび割れ発生頻度の高かった R231 増毛と同一路線の R231 石狩で行った。

a) 採取コアによる室内試験

採取コアに対し表-4 に示す塩化物イオン濃度、中性深さ、曲げ強度の 3 項目について試験を行った。

b) 目視調査

路面および開削時の舗装断面目視調査を実施し、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、「舗装の維持修繕ガイドブック 2013」⁷⁾、「舗装の維持修繕」⁸⁾を参考に表-5 より破損要因を推定した。

c) FWD 試験

R231 増毛、R231 石狩にて FWD によるたわみ量測定法⁹⁾ (以下、FWD) により、D0 たわみ量を測定し、舗

表-1 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-2 調査箇所の概要

調査箇所	略称	交通量区分	版厚	施工年	調査時の供用年数
一般国道 229 号神恵内村	R229 神恵内	N4	20cm	H7~8	19~20 年
一般国道 231 号増毛町	R231 増毛	N4	25cm	S55~61	29~35 年
一般国道 231 号石狩市	R231 石狩	N4	25cm	S54~58	32~36 年
一般国道 5 号森町	R5 森	N6	25cm	S47	40 年
一般国道 228 号北斗市	R228 北斗	N6	23cm	S30~33	54~57 年
一般国道 5 号札幌市	R5 札幌	N7	20cm	S28	59 年

表-3 調査項目

調査箇所	調査項目			補修状況
	コア採取	目視調査	FWD	
R229 神恵内	—	○	—	パッチング
R231 増毛	○	○	○	パッチング
R231 石狩	○	○	○	パッチング
R5 森	○	—	—	オーバーレイ (アスファルト舗装)
R228 北斗	○	—	—	オーバーレイ (アスファルト舗装)
R5 札幌	○	—	—	オーバーレイ (アスファルト舗装)

表-4 採取コアによる試験項目

調査項目	試験名	備考
塩化物イオン濃度	硬化コンクリート中に含まれる塩化物イオンの試験	JIS A 1154 準拠
中性化深さ	コンクリートの中性化深さの測定	JIS A 1152 準拠
曲げ強度	コンクリートの圧縮強度試験	JIS A 1180 準拠

表-5 ひび割れの種類と主な原因

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

装体の健全度を評価した。

(2) 調査結果

a) 採取コアによるコンクリート舗装版の評価

表-6 に塩化物イオン濃度の測定結果を示す。塩化物イオン量は、一定厚さ毎に採取コアを切断し、各層の塩化物含有量を測定した。舗装表面の塩化物イオン濃度は高い値となっているが、鉄網の設置位置においては最大でも 0.8kg/m^3 であり、いずれの箇所においても鉄網の腐食は確認されなかった。

圧縮強度試験の結果より、「舗装調査・試験法便覧」に示されている換算式¹⁾を用い推定した曲げ強度を図-1に示す。また、文献¹⁾より得た施工時の曲げ強度を併せて示す。なお、文献の記載が代表値のみの箇所については、最小値および最大値を記載していない。昭和39年度以降に施工された R231 増毛、R5 石狩、R5 森においては、現在の曲げ強度の規格値である 4.4MPa を施工時および現在においても満足している。一方、それ以前の施工箇所においては、施工時および現在において現在の規格値を下回る値が見られる。また、R5 札幌の現在の曲げ強度は規格値を満たしているが、亀甲状の疲労ひび割れが舗装全面に発生している。この要因は主に交通量の増加による版厚の不足と考えられる。

図-2 に各調査箇所の中性化深さを示す。中性化深さは、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。いずれの箇所も 15mm 以内であり、鉄網の設置されている深さ(約 $60\sim 80\text{mm}$)に達していない。

b) 目視調査による評価

北海道内の国道の明かり部に施工されたコンクリート舗装全長 11.3km のうち、 10.8km を占める R229 神恵内、R231 石狩・増毛¹⁰⁾において、平成24、27年度に目視調査を行い、損傷状況を整理した。結果を図-3に示す。

破損の内訳を見ると、目地材の抜け出し等による目地部の破損が $50\sim 60\%$ 、次いで、穴あき(ポットホール等)が 20% 程度、構造的な損傷である縦断ひび割れが 4% 程度であり、横断ひび割れは $5\sim 8\%$ の頻度で発生している。

なお、調査区間の目地部において、FWD を用いた荷重伝達率¹¹⁾の確認、および開削箇所における目視調査を実施し、目地機能が健全であることを確認している¹²⁾。

表-4 より、縦・横断ひび割れの原因の一つに凍上が考えられるため、この点に着目し検討を行った。図-4 に各調査箇所の代表的な舗装断面¹⁾と、ひび割れの発生頻度を示す。ひび割れの発生頻度の低い R229 神恵内、R231 石狩においては、路床が岩盤および凍上・風化のおそれがない岩ズリとなっている。一方、発生頻度が高い R231 増毛では、路床がレキ質土であり、凍上試験を行った結果、凍上性の材料であることが確認された。

表-6 塩化物イオン濃度

調査箇所	塩化物イオン濃度(kg/m^3)	
	舗装表面	鉄網位置
R231 増毛	8.0	0.2
R231 石狩	17.5	0.4
R5 森	4.9	0.8
R228 北斗	2.7	0.1
R5 札幌	3.2	0.2

図-1 曲げ強度

図-2 中性化深さ

図-3 コンクリート舗装の損傷状況

	R229神恵内	R231石狩	R231増毛
	コンクリート舗装 $t=20\text{cm}$	コンクリート舗装 $t=25\text{cm}$	コンクリート舗装 $t=25\text{cm}$
	上層路盤 (切込砕石40mm級) $t=25\text{cm}$	上層路盤 (切込砕石30mm級) $t=20\text{cm}$	上層路盤 (切込砕石30mm級) $t=15\text{cm}$
	凍上抑制層 (切込砕石80mm級) $t=25\text{cm}$ 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) $t=25\text{cm}$
	路床 (岩盤および凍上・風化のおそれがない岩ズリ) 【非凍上性】		凍上抑制層 (切込砕石80mm級) $t=15\text{cm}$
			路床(レキ質土) 【凍上性】
H24	横断ひび割れ件数(件)	0	1
	縦断ひび割れ件数(件)	0	0
	発生頻度(件/km)	0.00	0.40
H27	横断ひび割れ件数(件)	0	5
	縦断ひび割れ件数(件)	0	0
	ひび割れ発生頻度(件/km)	0.00	2.02

図-4 舗装断面の違いによるひび割れ発生状況

調査箇所近傍の浜益および増毛の AMeDAS データ過去 12 年分を用いて凍結指数を算出し、「寒冷地地盤工学」¹³⁾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図-5 に示す。これより、両箇所とも路床まで凍結が到達する冬を経験していることが分かる。

以上のことから、増毛および石狩のコンクリート舗装のひび割れの原因としては、図-6 に示すような凍上によるものと考えられる。路床が凍上性の材料で、路床まで凍結が入り、路肩からの水分の供給がある場合、図-6 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の低下をまねき、ひび割れの発生要因となる。一方、図-6 の右図のように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の低下をまねき、ひび割れの発生要因となる。R231 増毛で縦・横断ひび割れが高い頻度で発生している要因として、図-6 のようなメカニズムが考えられる。R231 増毛においても理論最大凍結深さの 70%を非凍上性の材料で置換しており、一定の凍上対策が施されている。しかし、このような対策を施してもコンクリート舗装では、ひび割れを生じる可能性が示唆された。

c) FWD による評価

R231 増毛・石狩にて FWD 試験を載荷荷重 98kN の条件にて実施した。D0 たわみ量を図-7 に示す。なお、凍上の影響と見られるひび割れが多数発生している R231 増毛においては、融解期である 4 月に、健全部と横断ひび割れ部の 2 条件で計測した。健全部における D0 たわみ量は概ね 150~250 μm の範囲にある。一方、ひび割れが検出されている箇所に着目すると健全部の平均値の約 2 倍のたわみ量となっている。この結果は、融解期の支持力低下や凍上によるコンクリート舗装版と路盤の間に生じた空間の影響と推察される。

4. FEM による凍上の影響の評価

(1) 検討モデルの作成

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、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。凍上量の計測結果をコンター図で表した図を図-8 に示す。なお、軸方向は FEM 解析モデルにおける軸方向と一致させている。凍上量は一樣ではなく不陸が生じている。これを用い、平面と仮定したコンクリート舗装版下面と、凍上により不陸の生じた路盤表面の間に生じる空

図-5 凍結深さ

図-6 凍上によるひび割れ発生メカニズム

図-7 FWD による D0 たわみ量

図-8 凍上による不陸高さのコンター図

間幅を計算した結果、空間幅は最大約 19mm となった。

これを踏まえ、空間幅 5mm 未満をコンクリート版と密着、5mm 以上 10mm 未満を 5mm の空間、10mm 以上 15mm 未満を 10mm の空間、15mm 以上 20mm 未満を 15mm の空間とし、検討モデル（以下、凍上モデル）を図-9 のように作成した。

(2) 解析条件

FEM 解析は Pave3D¹⁴⁾を用い、モデルサイズはコンクリート舗装版 1 枚を想定した幅 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-7 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」に示されている代表的な値を用いた⁵⁾。なお、融解期の路床の支持力低下時における弾性係数については設計 CBR の下限値である 3 に 10 を乗じた値⁵⁾とした。

また、舗装厚については R231 石狩・増毛における現在の 20 年設計の断面より決定し、凍結深さは当該地区の 20 年確率理論最大凍結深さである 100cm とした。

解析に用いた要素分割間隔は X、Y 軸方向ともに 12.5cm とし、コンクリート舗装版における Z 軸方向の要素分割間隔は 5.0cm とした。

荷重条件は、実際にダンプトラックを用いた計測により得られた図-10 の条件¹⁵⁾を用いた。载荷位置は、図-11 の赤色の着色の位置であり、X 軸方向は前輪路肩側の荷重中心位置が縦自由端部から 100cm 離れとなる位置とし、Y 軸方向は凍上モデルにおける路盤表面とコンクリート舗装版の間の空間上に後輪 8 輪が载荷される位置とした。

(3) 解析結果

a) 凍上に対する検討

路盤上面に不陸の発生していない標準モデルと、図-9 で示した路盤上面に不陸を設けた凍上モデルに対して、車輛荷重の载荷を行い、応力度コンター図で表した結果をそれぞれ図-12、13 に示す。

図-12 の標準モデルの最大引張応力は、0.23MPa であり設計曲げ強度 4.4MPa の約 5% であるが、図-13 の凍上モデルでは 1.42MPa と設計曲げ強度の 32% となった。

この結果より、凍上により 15mm 程度の不陸が生じても、全重量 196.2kN(20t)のダンプトラック 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、凍上の影響がない標準モデルと比較して約 6 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が増大している。

b) 支持力低下に対する検討

融解期における支持力低下を考慮した支持力低下モデルに対して車輛荷重の载荷を行い、応力度コンター図で表した結果を図-14 に示す。最大引張応力は 0.46MPa で

図-9 凍上モデル

表-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	0.2	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-10 荷重条件

図-11 荷重载荷位置

図-12 応力度コンター図（通常モデル）

図-13 応力度コンター図（凍上モデル）

あり、支持力低下を起こしていない標準モデルの0.23MPaの2倍の値となった。

c) 凍上と融解期の支持力低下の複合作用の検討

FWD 試験結果より、凍上が発生した箇所が融解期を迎えても、コンクリート舗装版と路盤の間に空間が残る場合が想定されたことから、不陸を再現した凍上モデルにおいて、路床部の路面から深さ 85~100cm の位置の支持力を 100MPa から 30MPa に低減した複合モデルを作成し、車輛荷重の载荷を行い、応力度コンター図で表した結果を図-15 に示す。最大引張応力は凍上モデルより大きな 1.60MPa となり、標準モデルの約7倍の値となった。

5. 疲労度による凍上の影響の評価

FEM 解析を行った結果、最大引張応力に大きな差が見られた標準モデル、凍上モデルを用い、「舗装設計便覧」⁹⁾のコンクリート舗装の理論設計を基に疲労度の算定を行い、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した。

(1) 条件の設定

積雪寒冷地におけるコンクリート舗装の供用状況を再現するため、以下のように条件を設定した。

a) 温度応力

温度応力算定にあたっては、図-16 に示すように、R231 浜益・増毛と同一路線の石狩市浜益区送毛のコンクリート舗装に埋設した温度計の実測値と、「舗装設計便覧」に示されている温度分布を比較し、実測値と発生頻度分布が近似している「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」の分布を引用した。

b) 舗装厚・車線数・車線幅員

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。

c) 軸荷重応力と作用度数

一般国道 231 号において既往の車両重量調査結果が無いため、この区間の交通量（交通量区分 N4:大型車交通量 341 台/日）と同等程度の交通量である一般国道 238 号（交通量区分 N4:大型車交通量 547 台/日）の調査結果を用い、表-8 に示す軸荷重群と通過輪数を設定した。

d) 設計期間の設定

疲労度を算定するための設計期間は、標準モデルでは 20 年、凍上モデルでは 1 シーズンの凍上期間を想定した期間とした。凍上期間は、コンクリート舗装箇所に設置した温度計および水分計のデータより、今回作成したモデルの路床にあたる 80cm 以深の値を用いて決定した。

図-14 応力度コンター図（支持力低下モデル）

図-15 応力度コンター図（複合モデル）

図-16 コンクリート舗装版の温度分布

表-8 軸荷重群と通過輪数

輪荷重 (KN)	通過輪数		
	1日	1シーズン (60日)	20年間
9.8	2,365	141,900	17,264,500
19.6	493	29,580	3,598,900
29.4	481	28,860	3,511,300
39.2	138	8,280	1,007,400
49.0	41	2,460	299,300
58.8	26	1,560	189,800
68.6	9	540	65,700
78.4	5	300	36,500
88.2	0	0	0
98.0	2	120	14,600

図-17 より路床温度が初めて 0℃以下となった 1 月 20 日を凍結開始日とし、凍結終了日については、温度データにおいて路床温度が 0℃以上となった 3 月 23 日、および同箇所において設置した水分計の測定結果から含水比が上昇し始めた 3 月 18 日より、平均を取り 3 月 20 日とした。これにより、設計に用いる凍上期間は 1 月 20 日から 3 月 20 日までの 60 日と設定した。

e) 疲労度の計算条件

疲労度の計算条件を表-9 に示す。「疲労着目点」は、横断ひび割れを対象とし、縦自由端部・横ひび割れとした。また、曲げ強度は、設計基準曲げ強度の 4.4MPa を用いた。

(2) 合成応力の算出

「舗装設計便覧」に示されている疲労度の算定方法には、凍上を考慮する項目がないため、以下の方法で凍上による影響を反映させることを試みた。

まず、FEM 解析を用い、「舗装設計便覧」に示されている「合成応力とその作用度数」に示されている軸重を作成したモデルに載荷し、その時に舗装端部へかかる最大引張応力を走行位置別に算出した。次に、凍上による応力増加分のみを疲労度の式に反映させるため、モデル間における各条件の最大引張応力の差を求め、この値を疲労度の算定式の合成応力に加算した。算出した最大引張応力の代表例として、縦自由端部から 105cm および 15cm の位置に軸荷重が作用した場合の計算値と、応力差を表-10 に示す。

軸荷重が大きくなるほど、縦自由端部から近いほど、通常モデルと凍上モデルにおける応力差が大きくなり、合成応力に加算される値が増加する傾向となった。

(3) 疲労度の算定

上記にて設定した条件、および得られた合成応力を疲労度の算定式に入れ、計算を行った。なお、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」(以下、A 曲線)、および(以下、B 曲線)「最近の研究成果によって定められた疲労曲線」の双方の計算を行い、B 曲線については「舗装設計便覧」に示される破壊確率 50%を用いた。結果を表-11 に示す。網掛けかけ部分は、疲労度が 1.0 を上回る結果を示している。

通常の条件では 20 年の供用期間を経ても疲労度は 1.0 に至らず、R231 増毛・石狩の現在の供用年数である 35 年においても疲労度が 1.0 を上回らない結果となり、供用 48 年の条件において A 曲線で疲労度が 1.0 を超えた。一方、凍上した条件には、A 曲線において 60 日 (1 シーズン) の供用で疲労度 1.0 を上回る結果となった。また、B 曲線では 90 日で疲労度が 1.0 を上回った。

図-17 路床深さにおける温度と含水比の推移

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

表-10 最大引張応力

軸荷重 (KN)	1日の 通過 輪数	舗装版端部にかかる最大引張応力(MPa)				応力差(MPa)	
		標準モデル		凍上モデル			
		105cm	15cm	105cm	15cm	105cm	15cm
9.8	1,229	0.03	0.12	0.25	0.43	0.22	0.31
19.6	252	0.06	0.23	0.42	0.80	0.37	0.57
29.4	274	0.09	0.35	0.60	1.16	0.52	0.82
39.2	49	0.12	0.46	0.78	1.53	0.67	1.07
49.0	23	0.15	0.58	0.97	1.90	0.82	1.32
58.8	10	0.18	0.69	1.14	2.26	0.97	1.57
68.6	2	0.21	0.81	1.32	2.63	1.12	1.82
78.4	2	0.23	0.92	1.50	3.00	1.27	2.07
88.2	0	0.26	1.04	1.69	3.37	1.42	2.33
98.0	0	0.29	1.15	1.87	3.73	1.57	2.58

表-11 疲労度の試算結果

	設計期間	疲労度	
		A曲線	B曲線
標準の条件	20年	4.10E-01	4.00E-02
	35年(供用年数相当)	7.40E-01	5.00E-02
	48年	1.01E+00	7.00E-02
凍上した条件	18日	1.06E+00	2.00E-02
	60日(1シーズン)	3.14E+03	7.90E-01
	90日	3.29E+03	1.03E+00

以上の結果より、凍上が発生しなければ、20年以上構造的な損傷が生じない舗装でも、凍結が路床まで到達し、凍上が発生した場合、1～2シーズンでコンクリート舗装版に構造的な損傷の発生する可能性があると考えられる。

(4) 現地調査結果に対する評価

前述した目視調査において、横断ひび割れの件数が顕著であったR231増毛においては、AMeDASデータより求めた凍結深さが路床深さまで到達したと考えられる。また、FWD調査においては、融解期の支持力低下や凍上によるコンクリート舗装版と路盤の間に生じた空間の影響と推察される値が検出された。これら調査結果から、R231増毛においては、凍上によりコンクリート版と路盤面に隙間が生じたことや融解期の支持力低下が原因となっており、FEM解析で示されたように疲労度が限界近くになり構造的な損傷に至ったと判断する。

6. 結論

本研究は、積雪寒冷地におけるコンクリート舗装の実態調査を行い、損傷状況を把握した。また、凍上の影響を考慮したFEMモデルを作成し、凍上がコンクリート舗装に及ぼす影響について解析を行った。得られた主な知見を以下に示す。

- (1) 現設計基準で施工されたコンクリート舗装は、供用20～40年経過後においても、規格値以上の曲げ強度を維持し、中性化、塩化物イオンによる鉄筋の腐食は見られず、概ね健全な状態を維持していた。
- (2) 一部の凍上性材料が凍結深さ内の路床に用いられていた箇所において、凍上が要因と考えられるコンクリート舗装版のひび割れが確認され、凍上対策における現設計法の課題を抽出した。
- (3) 今回作成した凍上を再現したモデルによるFEM解析により、凍上により生じるコンクリート舗装版と路盤間の空間の影響により、コンクリート舗装版に生じる引張応力が、空間がない通常モデルと比較し、約6倍となることが確認された。
- (4) 「舗装設計便覧」に示されている疲労度の算出式において、凍上による引張応力の増大分を、合成応力に加算し、疲労度を求めた結果、通常モデルでは20年以上の供用に耐えられる設計条件でも、凍上が発生した場合、1～2シーズンで構造的な損傷が発生する可能性のあることを明らかにした。

以上より、現設計法の積雪寒冷地における課題を抽出し、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寿命に影響を及ぼすことを把握した。

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が、コンクリート舗装では10mm内外の不陸でも許容できずひび割れが発生することが報告されており¹⁾、今回の検討結果と合致する。

現在のコンクリート舗装の設計法では、アスファルト舗装の設計法に準拠し、 n 年確率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しているが、本研究より、凍上性材料が凍結深さ内の路床に用いられ、15mm程度の不陸がコンクリート舗装下面に発生すると舗装寿命が低下することが明らかになった。

今後は、積雪寒冷地においてコンクリート舗装の長期的利用を目的として、凍上の影響を考慮した設計法の検討を行う予定である。また、コンクリート舗装の延命化のため、一度凍上により発生したひび割れに対する適切な補修方法の検討も併せて行っていく。

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, pp.382-384, pp.407-410, p.272, 1985.
- 2) 北海道開発局：H26道路現況調査，p.91, 2015.
- 3) 建設図書：舗装，Vol.46, No.12, pp.7-9, 2011.
- 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.
- 5) 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.
- 6) 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.
- 7) 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.
- 8) 建設図書：舗装の維持修繕，pp.47-53, 1992.
- 9) 公益社団法人日本道路協会：舗装調査・試験法便覧，PP. [1]-234-240, p. [3]-235, 2007.
- 10) 北海道開発局：橋梁・トンネル・立体横断施設・覆道現況調査，pp.449-474, 2015.
- 11) 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) 上野千草，安倍隆二，木村孝司：積雪寒冷地における既設コンクリート舗装の現状について，寒地土木研究所月報No.739, pp.28-36, 2014.
- 13) 公益社団法人地盤工学会北海道支部：寒冷地舗装工学，p.44, 2009.
- 14) 一般社団法人セメント協会ホームページ：http://www.jccsassoc.or.jp/tokusetsu/jc_apa_ve3_d/
- 15) 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ずみに関する一考察，寒地土木研究所月報No.653, p.12, 2007.

AN EXAMINATION ON DESIGN METHOD OF CONCRETE PAVEMENT IN COLD SNOWY REGIONS

Cigusa UENO, Ryuji ABE Masashi ITANI and Takashi KIMURA

Field surveys were conducted on concrete pavements in cold snowy regions of Japan. The damages of the concrete pavements were evaluated and examined in terms of cracking. From the examination, it was found that most of the concrete pavements designed and constructed according to the current design method generally remain sound for 20 to 40 years after opening to service. Some of the pavements, however, show severe cracks that seem to be caused by frost heaving in subgrade, which strongly suggest the need to improve the design method for the concrete pavement in cold regions. An FEM model that is able to consider the influence of the frost heaving in subgrade was developed. The model assumes that the frost heaving causes the void at the bottom of base course and weaken the stiffness of the subgrade. The influence of the frost heaving on the fatigue life was simulated with the model, revealing that it significantly reduces the fatigue life.