

寒冷地におけるアスファルト舗装の 構造設計に関する考察

岳本 秀人¹・久保 裕一²

¹正会員 北海道開発土木研究所（〒062-8602 札幌市豊平区平岸1条3丁目1番）

²北海道開発土木研究所（〒062-8602 札幌市豊平区平岸1条3丁目1番）

寒冷地におけるアスファルト舗装について、長寿命化によるライフサイクルコスト低減の観点から舗装構造の検討を行った。北海道では、舗装の構造設計に磨耗層の設置、凍上抑制層の設置、路床土の凍結融解による支持力低下を考慮した設計 CBR などが採用されている。本研究では、これら寒冷地特有のアスファルト舗装の設計法について再検討を加え、設計期間 20 年に対応する舗装構成を検討した。また、これらの舗装構成におけるライフサイクルコストを試算し、長寿命化による効果についても評価を行った。

Key Word : design of asphalt pavement, wearing course, thermal stresses crackings, frost heave, life cycle cost

1. はじめに

北海道では、全国と同様に高度経済成長期に建設された数多くの道路構造物の老朽化が進み、今後は維持修繕及び更新に多額の費用を要することが懸念される。このような中で、道路構造物の建設及び更新にあたっては、建設コスト縮減のみならず、その後の維持修繕・更新の費用や道路利用者損失を含めたライフサイクルコスト（以下、LCC という）の低減を図る必要がある。

平成 13 年度に策定された「舗装の構造に関する技術基準¹⁾」（以下、舗装技術基準という）では、舗装の設計期間は LCC を考慮して決定することとされている。北海道における舗装の構造設計には、摩耗や路床の凍上・凍結融解対策が反映されているが、これらの積雪寒冷地特有の課題についても検討を行う必要がある。

本研究では、スパイクタイヤの使用規制に伴って舗装の摩耗量が減少していることから摩耗層の廃止を提案するとともに、低温クラック抑制の観点から、アスファルト混合物層の厚さ（以下、As 層厚という）について検討した。また、凍上対策としての置換工法について、10 年確率から 20 年確率の置換厚の採用を検討するとともに、路床土の設計 CBR について土質に応じた CBR 値の採用を提案した。さらに、アスファルト舗装の長寿命化を図るため、設計期間を 10 年から 20 年へ変更した場合の舗装構造と、その構造における LCC の低

減効果について検討を行った。

2. As 層厚の検討

(1) 摩耗の現状

スパイクタイヤ使用規制前の、舗装の摩耗状況を写真-1 に示す。スパイクタイヤの使用規制として環境庁による地域指定告示がなされた地域は、平成 3 年の 1 次指定から平成 8 年の 4 次指定まで計 116 市町村に及び、指定地域外は 96 町村である。スパイクタイヤの装着率と、全道における冬期間の表層最大摩耗量の推移を図-1 に示す。

平成元年度以降、スパイクタイヤ装着率が急激に低下し、平成 5 年度に主要都市では 10% 以下となった。これに伴い、一冬に 13 mm に達していた最大摩耗量平均が、平成元年度には 4 mm 程度まで減少し、近年では 1 mm 程度となった。以上の経緯から、摩耗層の必要性は低下していると考えられる。



写真-1 スパイクタイヤ規制前の舗装路面の摩耗

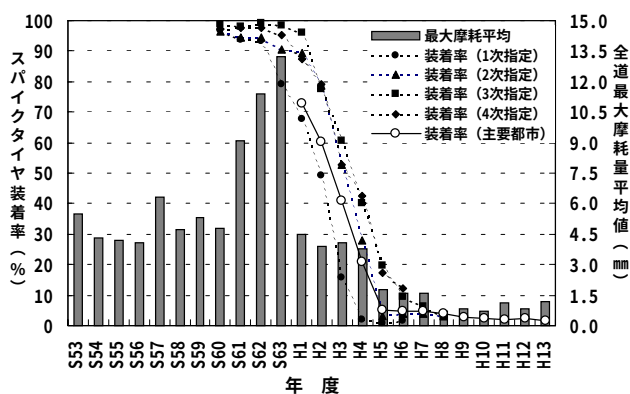


図-1 スパイクタイヤ装着率と摩耗量の推移

(2)低温クラック

舗装技術基準¹⁾別表1による表層と基層を加えた最小厚さと、北海道開発局が採用している表層と基層の厚さの比較及びAs層厚を表-1に示す。

表-1 As層厚

舗装計画交通量 (台/日・方向)	表層と基層を加えた最小厚さ (cm)		As層厚 (cm)	
	舗装 技術 基準 ¹⁾	北海道開発局	摩耗層 含む	表層+基層 +As安定処理
T<100 (旧L交通)	5	—	—	—
100≤T<250 (旧A交通)	5	7	5	12
250≤T<1,000 (旧B交通)	10 (5)	9	7	15
1,000≤T<3,000 (旧C交通)	15 (10)	14	12	26
3,000≤T (旧D交通)	20 (15)	17	15	35

北海道開発局の基準²⁾では、上層路盤に瀝青安定処理工法を採用している。同工法を採用した場合の、舗装技術基準における表層と基層を加えた最小厚さは表-1中の括弧内の値となり、旧B・C交通では摩耗層を除いても、北海道開発局の基準が2cm厚くなる。

一方、北海道では冬期間に起こる低温クラックの発生が、舗装破損の問題の一つになっている。低温クラックとは、道路の延長に対して直角方向に発生する温度応力クラックであり、写真-2に示すように道路横断方向に直線的に発生する。この低温クラックは、菅原ら³⁾の報告によれば、寒冷地でAs層厚が薄く、交通量の少ない道路に多く見られる。



写真-2 低温クラック発生状況 (補修後)

網走、帯広、釧路の3建設部管内において、20路線のアスファルト舗装道路の路面性状調査データから、交通区分・供用年と低温クラック発生の関係を求めた。上記3建設部管内は、いずれも道内において比較的寒さの厳しい地域である。

図-2は、供用期間と低温クラック発生率の関係を示している。供用期間20年以下で供用期間の増加に伴い低温クラック発生率が高くなっている。この要因としては、アスファルトの劣化や急激な温度低下を受けた頻度などが影響していると考えられる。

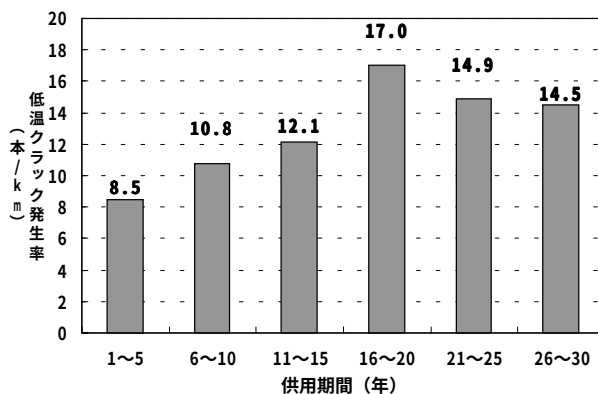


図-2 供用期間と低温クラック発生率

図-3は、旧交通量区分と低温クラック発生率を示しており、これまでの報告と同様にAs層厚が薄くなると、低温クラック発生率が大きくなる傾向を示した。これはアスファルト舗装の温度ひび割れ率はアスファルト混合物の収縮性状、応力緩和性能などの材料的要因に依存するが、さらに温度勾配と応力分布がAs層厚に関係することから、構造的要因にも依存するためと考えられる。

張ら⁴⁾の報告によれば、温度ひび割れ率Rはひび割れが発生するときのエネルギーバランスを考慮して式(1)により求められ、As層厚hの逆数に比例することが報告されている。

$$R = \frac{\alpha \int_0^h \sigma(t_0, h') \cdot \Delta T(t_0, h') dh}{100h}$$

…式(1)

α：アスファルト混合物の線膨張係数

σ(t₀, h')：降温過程のt₀時刻、深さh'における緩和応力

ΔT(t₀, h')：t₀時刻、深さh'における温度差

h：As層厚

このため摩耗層を廃止して、As層厚を薄くした場合、低温クラックの発生増加が懸念される。

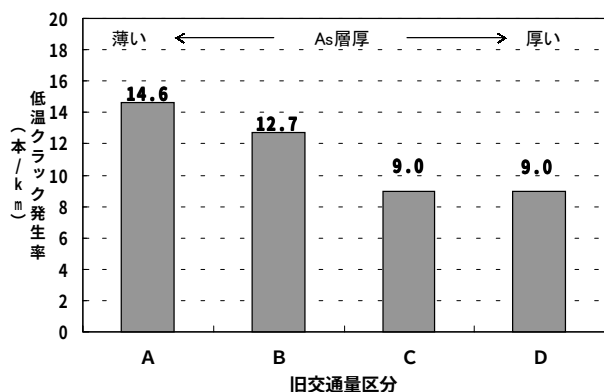


図-3 旧交通量区分と低温クラック発生率

3. 凍上対策としての置換厚の検討

北海道では、冬期に路床土が凍結し凍上を起こすことによって、舗装路面にクラック等の被害が発生する（写真-3 参照）。これら道路の凍上対策は、非凍上性の材料で凍上性路床土を置換する工法が採用されている。現在、この置換の厚さ（深さ）は10年確率凍結指数より算出されている。舗装の設計期間を20年とした場合、20年確率の凍結指数の採用を検討する必要がある。



写真-3 凍上による縦断クラックの発生状況

一例として、札幌市における10年確率及び20年確率の置換厚の算定手順を示す。

まず、凍結指数は道路土工・排水工指針⁵⁾に従い、図-4に示すように冬期間の日平均気温の累計値が最大となる日を最初として、同値が最小となる日までの日平均気温を積算し、土の最大値の絶対値を加え合わせる。

札幌市の1980年における凍結指数 X は下記の値となる。

$$X_{1980} = +174.0 + |-138.3| = 313 \text{ (}^{\circ}\text{C} \cdot \text{days)}$$

この凍結指数を1980年～2000年（21年間）の各年毎に算出し、図-5に示す。

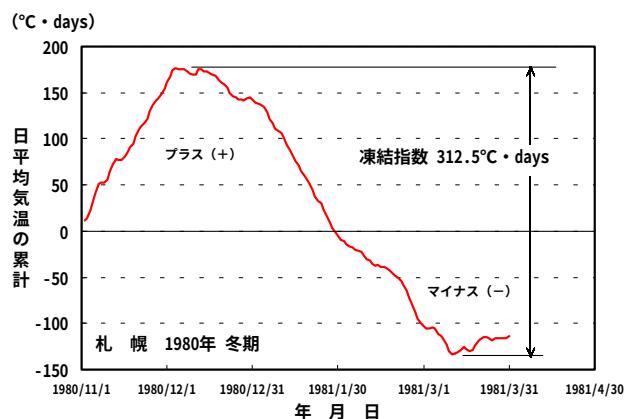


図-4 凍結指数の算出方法（札幌 1980 年）

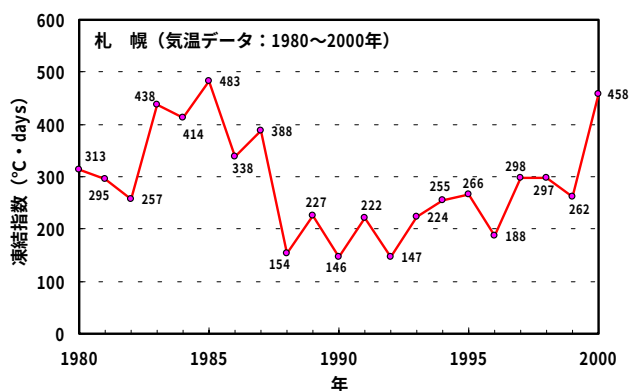


図-5 凍結指数の推移（札幌 1980～2000 年）

舗装設計施工指針⁶⁾によれば、凍結指数の度数分布曲線は対数正規分布曲線によく合致する。したがって、 n 年確率値を推定する場合は、各年の凍結指数を対数値に変換して推定する。ここに n 年確率凍結指数 X は、以下の式によって求められる。

$$\text{Log}_{10} X = \sigma_0 \cdot \zeta + \text{Log}_{10} X_0 \quad \cdots \text{式(2)}$$

X : n 年確率凍結指数

(n 年に1回起こると推定した凍結指数、 $^{\circ}\text{C} \cdot \text{days}$)

X_0 : 凍結指数対数値の平均値

($\sum \text{Log}_{10} X_i / k$) = $\text{Log}_{10} X_0$ となる X_0 の値

σ_0 : $\text{Log}_{10} X_i$ の標準偏差

ζ : 確率年数 (n) に対応する統計値。20年確率の場合は1.64、10年確率の場合は1.28

X_i : 各年の凍結指数 ($^{\circ}\text{C} \cdot \text{days}$)

図-5の札幌における1980～2000年の凍結指数の平均値 X_0 、およびその標準偏差 σ_0 は

$$X_0 = 288.9, \sigma_0 = 0.1518$$

10年確率凍結指数は、各年の凍結指数および式(2)より

$$\begin{aligned}\log_{10} X &= \sigma_0 \cdot \zeta + \log_{10} X_0 \\ &= 0.1518 \cdot 1.28 + 2.435 = 2.629 \\ X &= 10^{2.629} = 425.6 \text{ (}^\circ\text{C} \cdot \text{days)}\end{aligned}$$

となる。

一方、20 年確率凍結指数は

$$\begin{aligned}\log_{10} X &= \sigma_0 \cdot \zeta + \log_{10} X_0 \\ &= 0.1518 \cdot 1.64 + 2.435 = 2.684 \\ X &= 10^{2.684} = 483.0 \text{ (}^\circ\text{C} \cdot \text{days)}\end{aligned}$$

となる。

次に、凍結深さを熱伝導論的に扱って計算する Aidrich の公式を、簡単なものに変形した式(3)を用いて算出する⁵⁾。

$$Z = C \cdot \sqrt{F} \quad \cdots \text{式(3)}$$

Z：凍結深さ (cm)

F：凍結指数 ($^\circ\text{C} \cdot \text{days}$)

C：定数 (凍結指数に対する C 値：含水比 15%、乾燥密度 1.8 g/cm³ の場合)

表-2 凍結指数と定数 C

凍結指数 ($^\circ\text{C} \cdot \text{days}$)	100	200	300	400	500	600	700	800	900	1000	1100
C 値 ($=Z/\sqrt{F}$)	3.7	4.1	4.4	4.6	4.7	4.8	4.9	5.0	5.0	5.1	5.2

置換厚は、上記により算出した理論最大凍結深さの 70%とした⁶⁾。

すなわち、10 年確率凍結深さは

凍結指数：425.6 ($^\circ\text{C} \cdot \text{days}$) で

$$\text{凍結深さ } Z = 4.6 \cdot \sqrt{426} = 95(\text{cm})$$

∴置換厚=95×0.7=66.5 以上 70 (cm) となる。

一方、20 年確率凍結深さは

凍結指数 F：483.0 ($^\circ\text{C} \cdot \text{days}$) で

$$\text{凍結深さ } Z = 4.7 \cdot \sqrt{483} = 103(\text{cm})$$

∴置換厚=103×0.7=72.1 以上 75 (cm) となる。

同様の方法で、全道 157 ポイントのアメダス地点における 1980 年～2000 年の日平均気温から、10 年及び 20 年確率の置換厚を算出した。

これらの算定結果から、全道における 20 年確率の置換厚の等高線図を作成し、図-6 に示す。

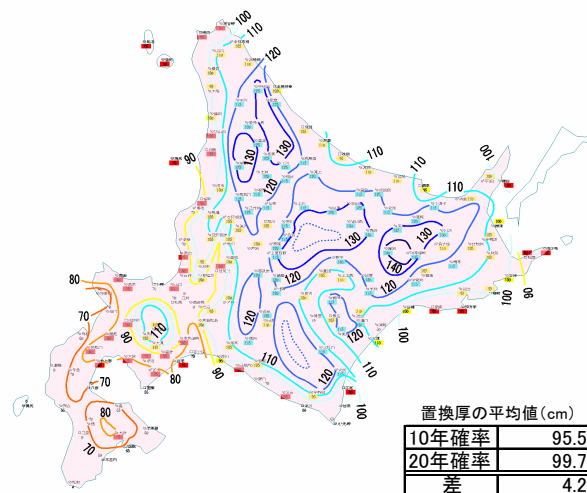


図-6 20 年確率凍結指数から求めた置換厚

20 年確率凍結指数によって求めた置換厚は、10 年確率凍結指数によって求めた置換厚と比較し全道平均で約 4cm 大きい値となる。

北海道開発局では、一般国道における置換厚を最大 110cm としているが、20 年確率凍結指数によって求めた置換厚の最大値は 130cm 以上を示し、その差は 20cm 以上となる。そこで、国道近傍にあるアメダス地点 132 ポイントを選定し、従来国道に採用されている置換厚と、20 年確率凍結指数によって求めた置換厚との比較を行った。比較の結果、両者の差は最大で約 47cm (阿寒湖畔・一般国道 240 号)、最小で約 -21 cm (浦河・一般国道 235 号) となり、平均で約 15 cm の差があった。国道別では、日本海と太平洋の沿岸の一部を除くほとんどの路線で、20 年確率凍結指数によって求めた置換厚が 10 年確率の置換厚より大きな値を示した。現在採用されている置換厚は、凍結指数によって求めた値を基に、凍上被害の発生状況などを踏まえて経験的に決定されている。今後、全道の国道における置換厚を見直す場合も、同様の検討が必要であろう。

4. 土質を考慮した路床の設計 CBR の検討

北海道内 62 箇所の路床土について、凍結融解前後の CBR 試験を実施した。凍結融解前の試験は、舗装試験法便覧の「CBR 試験方法」に準じた。凍結融解後の試験は、KODAN 112「土の凍上試験」

(図-8 を参照) に準拠し、凍上試験終了後に供試体を融解させ CBR 試験を実施した。一例として路床土の細粒分 (シルト分以下) が 20% 未満の場合と、20% 以上に分けた試験結果を図-7 に示す。細粒分 20% 以上の路床土には、凍結融解前の CBR 値が高くても凍結融解後に値が大きく低下しているものがある。

しかし、細粒分 20%未満の路床土には、比較的大きな低下は見られない。

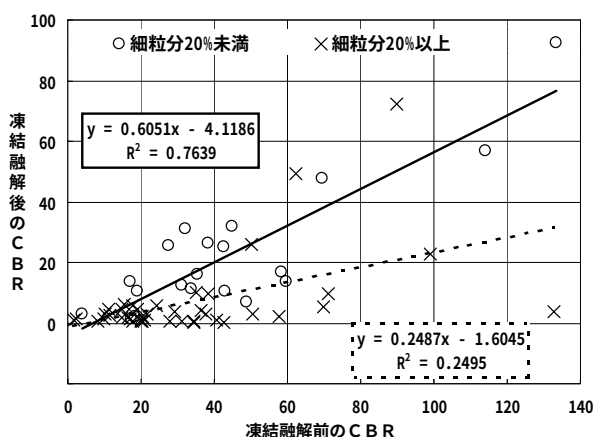


図-7 細粒分を区分した路床土の凍結融解前後の CBR

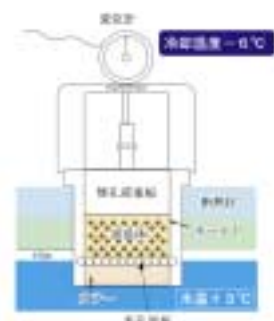


図-8 KOU DAN 112「土の凍上試験」

現在、北海道では融解期の支持力低下を考慮して、路床土の設計 CBR を土の場合は一律 3 とし⁷⁾ている。設計条件の適正化によるコスト削減の観点から、凍結融解前の CBR 値が高い、細粒分の含有率が低い、凍上率が低いなどの良質な路床土を用いた場合、土質に応じて適切な CBR 値を決定することによって舗装構成が低減され、より経済的な設計が可能となる。

そこで、凍結融解前の CBR 値に対する凍結融解後のそれを、式(4)に示すように CBR 保存率と定義し、細粒分含有率および凍上率で CBR 保存率の分類を行なった。算定結果を表-3 に示す。

細粒分が少ないものや非凍上性の材料は、比較的保存率が高い。

$$\text{凍結融解後の CBR 保存率} = \frac{\text{凍結融解後の CBR}}{\text{凍結融解前の CBR}} \times 100(\%)$$

…式(4)

表-3 路床土の土質と CBR 保存率

区 分	凍結前CBRと 凍結融解後CBRの 相関係数 (R ²)	CBR保存率 (%)		
		平均値 $\bar{x}$	標準偏差 σ	$\bar{x} - \sigma$
細粒分15%以上 (n=53)	0.28	23	23	-
〃 15%未満 (n=9)	0.84	68	21	47
細粒分20%以上 (n=42)	0.25	20	21	-
〃 20%未満 (n=20)	0.76	51	27	24
細粒分25%以上 (n=36)	0.17	18	19	-
〃 25%未満 (n=26)	0.65	46	30	16
凍上率 5%以上 (n=45)	0.16	18	18	-
〃 5%未満 (n=17)	0.92	61	23	38
凍上率10%以上 (n=32)	0.17	15	15	-
〃 10%未満 (n=30)	0.84	45	30	15

細粒分 15%未満で区分した場合、凍結融解前の CBR 値と凍結融解後の CBR 値は良好な相関を示し、ばらつきも少ないことから、高い CBR 保存率が期待できるが、対象となっているサンプル数は9件と少ない。細粒分 15%未満は土質分類上、砂や礫などに分類され、実際現場においてこのような材料が路床となるケースは少ないと考えられ、対象範囲が狭ければ土質に応じて設計 CBR を細分化する効果が期待できない。また、細粒から 25%未満の場合には、対象となるサンプル数は多いが、ばらつきが大きくなり期待できる CBR 保存率が 16%と低くなり、細分化の効果が期待できない。そこで、中間的な細粒分 20%未満で区分した場合が妥当と考えた。

次に、凍上率については、10%未満を対象としたケースでは、ばらつきが大きく CBR 保存率が 15%と低くなり、細分化の効果が期待できないことから、凍上率 5%未満で区分の方が妥当と考えた。

以上のことから、寒冷地における路床土の設計 CBR の決定にあたっては、融解期における路床の支持力低下を考慮して、凍結融解後の CBR の推定値を用いることとした。算定にあたっては、CBR 試験、土の凍上試験などに基づいて、土質に応じた CBR 保存率を採用し、式(5)により求められる。CBR 保存率はばらつきを考慮して、下回る確率が 16%以下となるよう $\bar{x} - \sigma$ の値とした。

$$\begin{aligned} \text{設計 CBR} &= \text{凍結融解後の CBR の推定値} \\ &= \text{CBR} \times (\text{CBR 保存率の平均値} - \text{標準偏差}) \end{aligned}$$

…式(5)

細粒分 20%未満の路床土の場合、式(5)と表-3 により、

$$\begin{aligned} \text{設計 CBR} &= \text{CBR} \times (51 - 27) / 100 \\ &= \text{CBR} \times 0.24 \end{aligned}$$

となる。

凍上率 5%未満の路床土の場合、同様に、

$$\begin{aligned} \text{設計 CBR} &= \text{CBR} \times (61 - 23) / 100 \\ &= \text{CBR} \times 0.38 \end{aligned}$$

となる。

5. 舗装構成に関する検討

長寿命化による LCC の低減を図るため、設計期間 20 年の舗装構成について、次のような方針で舗装の構造設計を行った。

- ① スパイクタイヤ使用規制によって摩耗量が減少していることから、摩耗層を廃止する。
- ② 低温クラックを現状より増大させない観点から、As 混合物層の厚さは現状を確保する。

信頼性 90% として、 T_A 法により求めたアスファルト舗装の必要等値換算厚を表-4 に示す。設計期間を 10 年から 20 年とすることにより増加した T_A は、設計 CBR が小さいほど、舗装計画交通量が多いほど大きくなる。

表-4 舗装計画交通量と各設計 CBR における T_A

舗装計画交通量 (台/日・方向)	設計 CBR	設計期間						
		3	4	6	8	10	12	20
$T < 100$ (旧 L 交通)	20 年	16.1	14.7	13.0	12.0	11.2	10.6	9.1
	10 年	14.4	13.2	11.7	10.7	10.0	9.5	8.1
	差	1.7	1.5	1.4	1.3	1.2	1.1	1.0
$100 \leq T < 250$ (旧 A 交通)	20 年	20.8	19.1	16.9	15.5	14.5	13.7	11.8
	10 年	18.6	17.1	15.1	13.9	13.0	12.3	10.5
	差	2.2	2.0	1.8	1.6	1.5	1.4	1.2
$250 \leq T < 1,000$ (旧 B 交通)	20 年	28.1	25.8	22.9	21.0	19.6	18.6	15.9
	10 年	25.2	23.1	20.5	18.8	17.6	16.6	14.3
	差	3.0	2.7	2.4	2.2	2.1	1.9	1.7
$1,000 \leq T < 3,000$ (旧 C 交通)	20 年	38.4	35.2	31.2	28.6	26.8	25.3	21.7
	10 年	34.4	31.5	27.9	25.6	24.0	22.7	19.5
	差	4.0	3.7	3.3	3.0	2.8	2.7	2.3
$3,000 \leq T$ (旧 D 交通)	20 年	49.7	45.6	40.4	37.0	34.6	32.8	28.1
	10 年	44.5	40.8	36.1	33.1	31.0	29.4	25.2
	差	5.2	4.8	4.2	3.9	3.6	3.4	3.0

設計期間が 10 年と 20 年の T_A の差を、摩耗層の $T_A=2$ で相殺した場合、設計 CBR=3、旧 A 交通ではその差が僅か 0.2 となる。CBR=3、旧 D 交通では T_A の差が 3 程度となる。

次に、一例として設計 CBR=3、10 年確率の置換厚 70cm、20 年確率の置換厚 75cm（凍上抑制層用材料：粗粒材）の条件で、舗装構成の検討を行った結果を表-5 に示す。

表-5 As 舗装の構造設計例
(設計期間 10 年と 20 年の比較)

交通区分	単位 (cm)							
	旧 A 交通		旧 B 交通		旧 C 交通		旧 D 交通	
設計期間 (年)	10	20	10	20	10	20	10	20
表層+基層 (摩耗層)	7 (2)	7 —	9 (2)	9 —	14 (2)	14 —	17 (2)	17 —
上層路盤 —As安定処理—	5	5	6	6	12	12	18	18
下層路盤 —粒状材料—	40	35	55	60	55	60	65	75
凍上抑制層 —粒状材料—	20	30	0	0	0	0	0	0

設計期間 20 年の舗装断面と、現行の設計期間 10 年の北海道開発局の標準断面とを比較すると、下層路盤および凍上抑制層厚は、表-5 に示すように 5~10cm 増大する。

6. LCC の検討

表-5 の旧 B 交通断面をケーススタディとして、設計期間 10 年と 20 年の As 舗装道路の LCC を比較した。LCC の算出には舗装のライフサイクルが必要であり、検討結果を表-7 に示す。まず、 T_A 法の設計期間 10 年（標準断面から磨耗層 2cm を除く）と 20 年の舗装断面について、多層弾性理論解析プログラム ELSA を用いて、As 層下面の引張ひずみと路床上面の圧縮ひずみを算出した。解析モデルは図-9 に示す 2 種類の舗装断面に、それぞれ複輪荷条件を加えており、舗装温度と弾性係数は下記の表-6 に示す条件を用いた。

表-6 As 舗装の温度条件と弾性係数

温度条件	1	2	3	4
舗装温度 (°C)	0	10	20	30
該当する月数	1,2,3,12月の4ヶ月	4,11月の2ヶ月	5,6,10月の3ヶ月	7,8,9月の3ヶ月
As混合物の弾性係数 (Mpa)	12000	8000	4000	2000

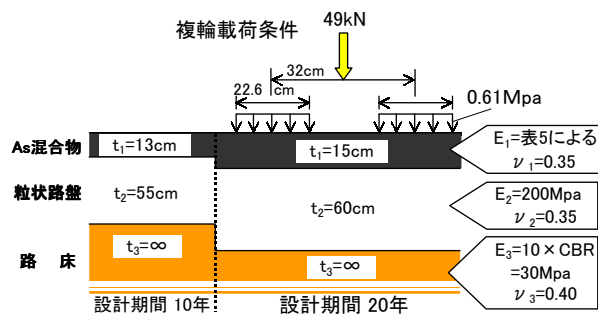


図-9 設計期間 10 年・20 年の舗装断面および各層の材料条件と複輪荷条件

これらの値を用いて、AI の破壊基準式により疲労破壊輪数を求め、舗装技術基準による旧 B 交通設計期間 10 年に対応する疲労破壊輪数 1,000,000 回/10 年との比から、破壊年数を求めた。この際に、信頼性 50% として輪数の割増は行わず、疲労破壊までの平均的な期間を求めた。旧 B 交通における、 T_A 法による設計期間 10 年と 20 年の断面における As 層と路床の破壊年数は、表-7 に示すとおり、それぞれ 16 年と 34 年となる。

表-7 旧 B 交通区分における設計期間 10 年・20 年の As 層および路床の破壊年数

設計期間 (年)		10				20			
温 度 条 件		1	2	3	4	1	2	3	4
As 層 下 面	引張ひずみ ($\times 10^{-6}$)	116	149	219	300	98	127	191	269
	疲労破壊輪数	2,207,873				3,375,656			
	破 壊 年 数 (年)	22				34			
路 床 面 上	圧縮ひずみ ($\times 10^{-6}$)	351	388	448	501	282	315	367	414
	疲労破壊輪数	1,555,843				3,783,777			
	破 壊 年 数 (年)	16				38			

表-8 に示す旧B交通区分の舗装区間において、割引率を4%として50年間のLCCの比較を行った。交通量は、平成13年度の道路交通情勢調査データであり、切削オーバーレイと打換えの工期は、標準的な工程を想定して算出した。

表-8 LCC 算出に用いた交通条件

工事延長	300m			
幅員	9.50m 2車線(3.25m×2+1.50m×2)			
交通量	(昼12時間) 交通量 5,814 台/日			
	乗用車	小型貨物車	普通貨物車	バス
	2,947	1,616	1,190	61
	(夜12時間) 交通量 1,163 台/日			
走行速度	乗用車	小型貨物車	普通貨物車	バス
	687	295	158	23
	60km/h			
	8h/day×3日			
工期	8h/day×9日			

まず、設計期間10年と20年のケースについて、道路管理者費用として初期建設費、修繕費、改築費を比較することとした。舗装の修繕・更新の方法は、MCIが4以下で切削オーバーレイを繰り返し、表-7のAs層及び路床の破壊年数のうち短い方の年数で、As層の総打ち換えを行うこととした。路面性状の予測は、「舗装管理支援システム」の予測式⁸⁾(路面性状測定車によるわだち掘れ量、ひび割れ率、平坦性の調査データから、舗装計画交通量区分別、地域区分別に重回帰分析により作成)により行った。MCIの予測結果を図-10に示す。

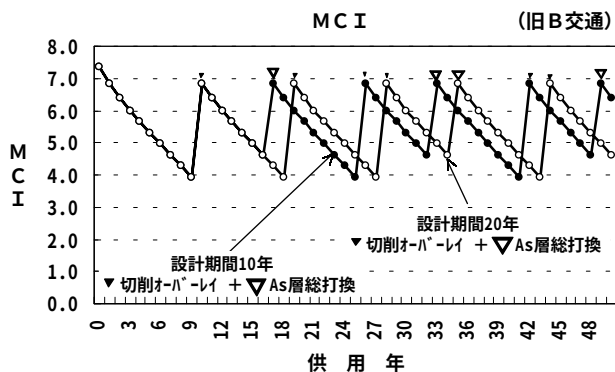


図-10 設計期間10年・20年で算出したMCI

「積算資料」⁹⁾を参考に、表-9に示す初期建設費、修繕費、改築費の単価を作成し、道路管理者費用の試算を行った結果を図-11に示す。

表-9 LCC 算出に用いた建設工事費および修繕・更新費

	工 法	設計期間	
		10年	20年
建設費	新設工事費	4,634 円/m ²	5,182 円/m ²
修繕費	表層t=3cmを切削し、同厚で1層舗設する。	1,471 円/m ²	1,471 円/m ²
改築費	As層全層を打ち換える。	5,193 円/m ²	5,820 円/m ²

設計期間20年では、As層厚が2cm厚く、粒状路盤厚が5cm厚いことによって、初期建設費が設計期間10年と比較し若干高くなるが、疲労破壊によってアスファルト層の打ち換えが必要となるまでの期間が長くなることによって、改築費の合計額が安くなり経済的である。

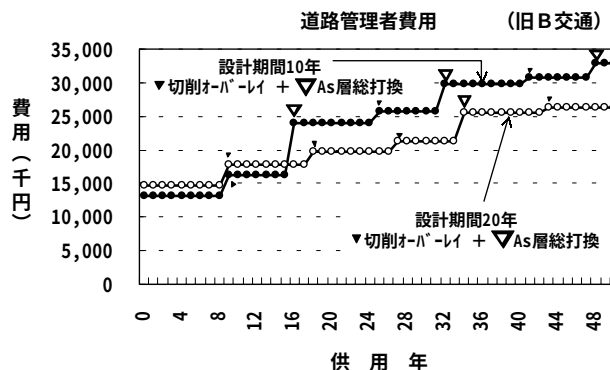


図-11 設計期間10年・20年で算出した道路管理者費用

次に、MCIと走行経費の関係¹⁰⁾から、路面性状の悪化に伴う車両走行費用の増加額を試算した結果を図-12に示す。設計期間10年と20年では、両者ともに切削オーバーレイを行うが、設計期間10年の方が打ち換えのサイクルが短いことから、路面性状が向上し、車両走行費が僅かに低減している。

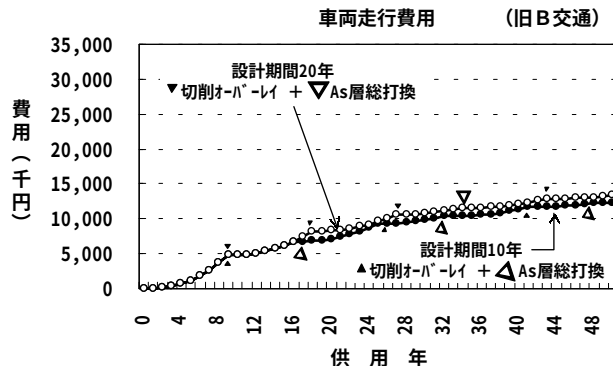


図-12 設計期間10年・20年で算出した車両走行費用

また、工事の通行規制による損失額について、時間価値原単価¹¹⁾と燃料損失原単価¹²⁾をもとに試算した結果を図-13に示す。工事による走行時間の遅れを2分¹⁰⁾として時間損失を求め、さらに走行速度60km/hが、工事区間では20km/hに低下すると仮定して燃料損失を求めた。設計期間を20年とすることによって、通行規制の期間が減少するため、設計期間10年と比較し経済的となっている。

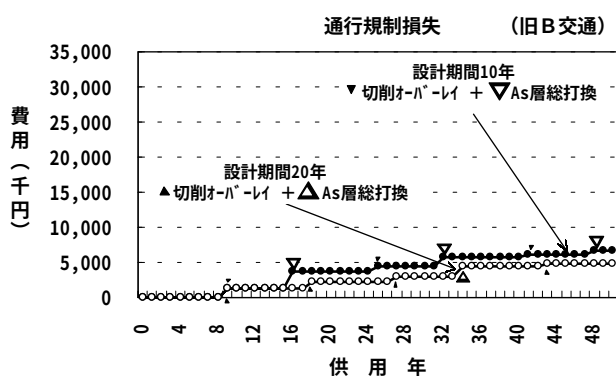


図-13 設計期間 10 年・20 年で算出した通行規制損失

これらの道路管理者費用、車両走行費用および通行規制損失を合計して求めた、ライフサイクルコストを図-14 に示す。設計期間 20 年は設計期間 10 年と比較し経済的になっていることから、長寿命化によるコスト削減効果が確認できた。

なお、今回、路面性状の予測には同一のパフォーマンスカーブを用いているが、設計期間 20 年の場合には、設計期間 10 年と比べて、舗装構成が厚くなっているため、低温クラックや疲労クラックの発生が少なくなり路面性状の悪化が遅くなることが想定され、切削オーバーレイのサイクルが長くなることによって、道路管理者費用及び通行規制提供の差はさらに大きくなる可能性がある。

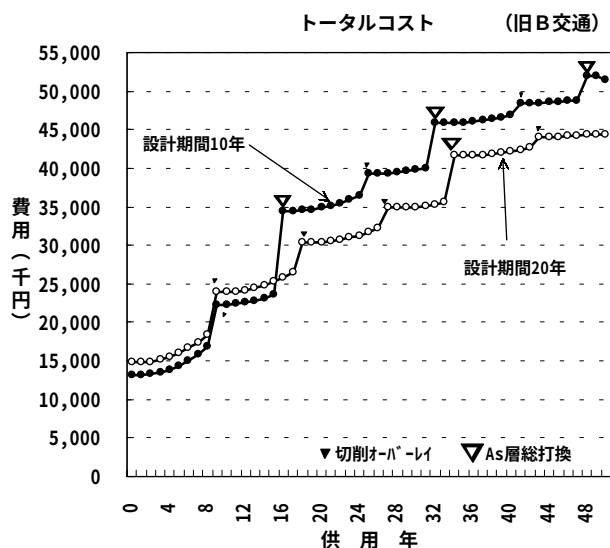


図-14 設計期間 10 年・20 年で算出したトータルコスト

7. まとめ

アスファルト舗装の長寿命化を図るため、設計期間を 10 年から 20 年へ変更した場合の、舗装の構造及び LCC の低減効果について検討した。また、摩耗層の必要性、凍上対策としての置換厚や路床の設計 CBR についても再検討を行った結果、以下に示す項目が明らかとなった。

- (1) 北海道では、スパイクタイヤの規制に伴い舗装の摩耗量が減少しており、摩耗層の必要性は低下している。
- (2) 20 年確率で求めた置換厚は、10 年確率と比較し全道で平均 4 cm 増大する。また、経験的に決められた国道の置換厚と比較し、全道で平均 15 cm 増大する。
- (3) 経済的な構造設計を行うため、細粒分や凍上性などの土質に応じた設計 CBR を採用することが可能である。
- (4) 現行の標準断面(設計期間 10 年)に対して、摩耗層を廃止して T_A に含めることにより、As 層厚を変更しない設計期間 20 年の舗装断面は、下層路盤厚が据え置きか 5~10cm 程度増大する。
- (5) ケーススタディの結果、設計期間 20 年の舗装断面は、設計期間 10 年の舗装断面よりトータルコストを低く抑えることができ、長寿命化による LCC の削減効果が確認できた。

8. あとがき

北海道における現行のアスファルト舗装構造の設計には、凍上や磨耗など寒冷地特有の課題について先人達の調査研究の成果が反映されており、北海道の道路の築造に果たして来た役割は大きい。今後、疲労や凍上による損傷の実態を踏まえた検証を行い、寒冷地における舗装の構造設計法を提案したい。また、ケーススタディによる LCC の評価を行ったが、今回は相対的な比較のレベルであり、今後、舗装構造を考慮した路面性状予測手法の確立などによる精度向上が課題である。多層弾性理論などによる理論的設計法の寒冷地への適用法についても、今後さらに検討したいと考えている。

参考文献

- 1) 社団法人 日本道路協会：舗装の構造に関する技術基準・同解説、2001.7
- 2) 北海道開発局建設部道路建設課：道路工事設計施工要領、pp.8-6、2001.2
- 3) 菅原、久保、森吉：寒冷地舗装に発生する横断ひびわれ、道路、8月号、PP.37~40、1978
- 4) 張、唐、高橋：アスファルト舗装の温度ひび割れ発生率とその影響要因に関する研究、第1回舗装工学講演会講演論文集、pp. 205~211、1996.12
- 5) 社団法人 日本道路協会：道路土工―排水工指針、pp.164 および pp.230~231、1987.6

- 6) 社団法人 日本道路協会：舗装設計施工指針、pp.146～148 および pp.172～173、2001.12
- 7) 北海道開発局建設部道路建設課：道路工事設計施工要領、pp.8-38～8-39、2001.2
- 8) 森、岳本、丸山：積雪寒冷地における舗装マネジメントに向けた路面性状予測について、北海道開発土木研究所月報、2003.3
- 9) 社団法人 経済調査会：積算資料、2002.6
- 10) 第40回建設省技術研究会報告：舗装の管理水準と維持修繕工法に関する総合的研究論文、1987.10
- 11) 財団法人 日本総合研究所：道路投資の評価に関する指針（案）、2000.10
- 12) 秋元：交通渋滞の及ぼす経済損失（効果）の試算、月刊交通 pp.50-65、1993.3

INVESTIGATIONS ON DESIGN OF ASPHALT PAVEMENTS IN COLD REGIONS

Hideto TAKEMOTO, Yuichi KUBO

The structural design of asphalt pavements in Hokkaido calls for a wearing layer and frost blanket, and takes into account the reduction in subgrade CBR during use. We reviewed such design methods, which are unique to cold regions, toward establishing pavements that would afford a design life cycle of 20 years. Also, we estimated the life-cycle cost of the pavements, toward evaluating the cost reduction that would result from extending the life cycle.