

アスファルト舗装における凍上対策工法の 力学的評価に関する研究*

ANALYTICAL EVALUATIONS OF FROST HEAVE PREVENTING METHOD IN ASPHALTIC PAVEMENTS

久保 宏**・菅原 照雄***

By Hiroshi KUBO and Teruo SUGAWARA

1. ま え が き

積雪寒冷地における道路舗装とそれに付帯する構造物などの土木工事で、土の凍結・凍上作用のみならず影響はきわめて大きい。特に道路舗装に生ずる凍上現象は、北海道や東北地方はもとより温暖な地域でも山岳地帯においては重大な影響を及ぼすものである。

凍上とは、地盤中に霜柱が発生し、それが寒気にさらされる方向に成長することによって地面が隆起する現象である¹⁾。この凍上現象による道路舗装の破壊形態としては、凍上そのものによるものと、春の融解期に起こる路床・路盤などの支持力低下によるものとがある。特に、後者による破壊は、冬の凍結期に地下深くから多量の水が霜柱発生部分に吸引され、春の融解期に排水が凍結層によって妨げられたときに、多くの重車両の供用によって舗装路面に局部的な沈下と亀甲状のひびわれ現象として生ずるものである²⁾。

これらの凍上による舗装破壊を防止する対策工法としては、従来から試験的、経験的に置換工法、薬剤処理工法、断熱工法、遮水工法などが行われてきた³⁾。しかし、現在わが国の道路で主として用いられているものは、その経済性、施工性、信頼性などの面から、冬期間に最大となる凍結深さの約 70% までを、凍上の起こしにくい粗粒材料で置き換える置換工法である³⁾。この工法は、経験的に十分裏付けられているため現在では道路の等級と地域ごとに設計基準に従って実用上問題なく実施されてきた。

しかし、この経験を主とした寒冷地アスファルト舗装の設計法では、交通条件や層構成の変化、新しい路床・路盤材料の選択に対しては不十分なものとなってきてい

る。そこで、従来の凍上対策工法からなるアスファルト舗装の力学的構造解析による評価を行い、新材料などの環境条件にも十分適用できる合理的な舗装設計法の確立が必要となってきた。

アスファルト舗装構造の理論解析については、実際の道路舗装における舗装構造各層の応力とひずみが求められず、また各層を構成する材料の力学的性状が十分に把握されていないこともあって、その解析が非常に困難なものであった。特に、寒冷地で凍上作用を受けた路床・路盤などを構成する材料の力学的性状に関しては、理論計算に必要なこれらの層の弾性係数(変形係数)が単にその材料の CBR との関連において議論されてきたにすぎない⁴⁾。

したがって、凍結と融解の繰り返し作用を受けた路床、路盤など舗装構造各層の弾性係数を実際の交通荷重のある道路舗装条件下において求める必要がある。

一方、アスファルト混合物の層構造としての弾性係数については、環境条件すなわち温度と載荷時間との関係ではほぼ満足できる成果が得られている⁵⁾。また、寒冷地アスファルト舗装の現地での凍上破壊に対する評価が、主として舗装路面に生ずるひびわれによってなされている現状から、アスファルト混合物の疲労性状との関係についても検討する必要がある。この点に関しては、十分に利用できる室内実験結果があり、これと舗装の現地でのパフォーマンスとの関係を求めることが重要である。

“美々試験道路”は、寒冷地舗装の凍上対策工法に関して体系的な研究を行い、あわせて理論解析にも資することを目的として北海道苫小牧市美沢地区の一般国道 36 号に沿って築造されたものである⁶⁾。筆者らがここで行った調査は⁷⁾、凍上対策としての置換工法に関して、置き換え材料の種類と厚さの異なる舗装構造における各層の地盤係数の実測と、交通量との関連における舗装のひびわれ破壊での評価である。

本研究では、この試験道路で得られた路床・路盤各層

* 土木学会第 34 回年次学術講演会 V-148 にて一部発表済。

** 正会員 工博 北海道開発局土木試験所 舗装研究室長

*** 正会員 工博 北海道大学教授 工学部土木工学科

の地盤係数に基づいてその弾性係数を算定するとともに、舗装の層構造解析によって凍上対策工法の力学的評価を行った。また、凍上現象によるアスファルト舗装の疲労に関する試験道路でのパフォーマンスとアスファルト混合物の疲労性状との関連性についても検討した。なお、この場合アスファルト舗装での層構造解析に弾性理論解法を適用することについては多少の疑問もあるが、筆者らは寒冷地舗装という特定な環境条件で温度と載荷時間を設定することによってこの弾性理論計算が可能であると考えた³⁾。

2. 美々試験道路の地盤支持力調査

“美々試験道路”は、道路の凍上対策工法の体系的な確立をめざして北海道開発局土木試験所によって計画され、昭和 35 年度から現地調査が継続して実施されているものである。ここに示す試験調査断面は、昭和 42 年度に工事に着手され、43 年 10 月に完成してただちに調査が開始された（付図-1 参照）。

この試験道路の各試験区間は、凍上性の粘性土で路床を築造し、その上に材料と厚さの異なる合計 16 種類の舗装構造を設定したものであり、その置き換え深さはすべて 75 cm とした。また、各試験区間の延長は 30 m で、総延長は 480 m となっている。この試験道路の路床・凍上抑制層・路盤に用いた材料の性状は付表-1 に示すとおりである。路床・路盤などの各層の支持力は、図-1 に示すような直径 30 cm の剛性載荷板を各層の上面に 2 重管でその上層と絶縁する形式で埋設し、毎年舗装が凍結する直前の 11 月と融解期の 3 月～5 月

表-1 路床・凍上抑制層・路盤の地盤係数

路床凍上抑制層 路盤材料	測定位置*	測定時期**	地盤係数 (kg/cm ²)			
			個数	測定値の範囲	平均値	不偏分散の平方根
凍上性路床土	凍上性路床土	凍結前A	40	9.2~17.5	11.9	2.5
		融解期B	40	5.2~15.2	9.8	3.0
凍上抑制層 砂	凍上抑制層砂	凍結前A	6	23.6~27.2	25.6	1.5
		融解期B	6	19.6~24.8	22.1	3.4
	凍上性路床土	凍結前A	6	10.8~15.2	13.8	1.7
		融解期B	6	9.2~14.8	12.7	3.8
切込砂利 max. 50.8 mm	切込砂利 max. 50.8 mm	凍結前A	6	30.4~39.2	34.5	3.4
		融解期B	6	23.6~34.4	29.1	3.5
	凍上抑制層砂	凍結前A	6	23.6~27.2	25.6	1.5
		融解期B	6	19.6~24.8	22.1	1.7
切込砂利 max. 88.9 mm	切込砂利 max. 88.9 mm	凍結前A	8	25.2~32.0	29.0	2.5
		融解期B	8	21.2~30.8	25.4	2.9
	凍上性路床土	凍結前A	8	10.4~12.4	11.4	1.1
		融解期B	8	8.8~12.4	10.5	1.5
粒調碎石 max. 38.1 mm	粒調碎石 max. 38.1 mm	凍結前A	10	40.8~54.8	47.7	5.7
		融解期B	10	33.6~44.4	38.7	3.4
	切込砂利 max. 50.8 mm	凍結前A	10	23.2~33.2	28.8	4.1
		融解期B	10	16.8~30.8	25.1	4.6
凍上抑制層 細粒火山灰	切込砂利 max. 50.8 mm	凍結前A	10	30.0~40.0	33.8	3.7
		融解期B	10	22.0~30.4	26.7	2.5
	凍上性路床土	凍結前A	10	10.0~16.0	12.0	2.1
		融解期B	10	8.0~15.2	10.8	2.8

* 各層上面で測定

** 凍結前Aは11月に測定した値、融解期Bは3~5月の最小値

の毎月中旬に1回ずつ測定した。この調査を実施した昭和 43 年度～46 年度（毎年 10 月から翌年 5 月まで交通に開放）までに試験道路を供用した大型車交通台数は 8.35×10^5 台であった。また、主としてひびわれ率による各試験区間のパフォーマンスと交通量の関係も求められた。

4 年間の調査期間において得られた凍結前および融解期での路床・路盤など各層上の地盤係数は表-1 に示すとおりである。各種の試験舗装構造における凍結深さは、その年の寒さの程度や各試験区間によって異なるが、おおよそ舗装路面から 95~105 cm であり、路床に生じた凍上量は約 4~14 cm であった。

3. 弾性係数の算定とそれに関する考察

北海道において、在来路床土は一般に凍上を起こしやすい土質からなっている。また、凍上抑制層材には細粒火山灰、砂、最大粒径 88.9 mm または 50.8 mm の切込砂利が用いられ、下層路盤には最大粒径 50.8 mm の切込砂利が採用されることが多い。一方、本州各地では上層路盤として粒度調整碎石（以下、粒調碎石という）が用いられている。そこでこれらの材料について層としての弾性係数を凍結前と融解期で求めようと試みた。こ

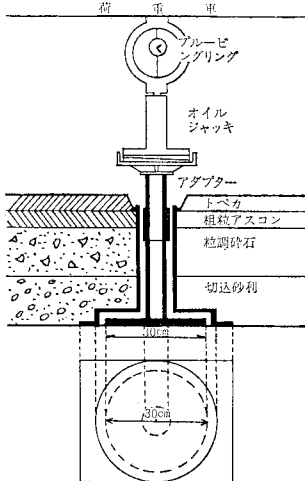


図-1 路床・路盤支持力試験装置

表-2 路床・凍上抑制層・路盤の弾性係数

路 床・路 盤 材 料	弾 性 係 数 E^* (kg/cm ²)			融解期現場 CBR (%)	融解期設計*** CBR	$\frac{E_{B'}}{E_{A'}}$ 現場 CBR	$\frac{E_{B'}}{140}$
	凍結前 E_A	融解期 $E_{B'}$	低下率** (%)				
路 床 土 (凍上性粘性土)	210	170	19	6.2	3	27	1.2
細 粒 火 山 灰	830	540	35	6.2	4	87	3.9
砂	950	770	19	8.5	5	91	5.5
切 込 砂 利 (最大粒径 88.9 mm)	2080	1750	16	26.0	10	64	11.8
切 込 砂 利 (最大粒径 50.8 mm)	2120	1560	26				
粒度調整碎石 (最大粒径 38.1 mm)	2630	1820	31	—	—	—	—

* 凍結前 E_A , 融解期 $E_{B'}$ は、それぞれ凍結前の 11 月に測定した地盤係数および 3~5 月の融解期の最小地盤係数をもとに計算し、10 の単位にまとめた。

** 低下率 = $(E_A - E_{B'}) / E_A \times 100(\%)$

*** 北海道開発局道路工事設計基準 (昭和 48 年度~54 年度)¹⁴⁾

粒度調整碎石については実測現場 CBR がいないため、設計 CBR は示されていない。

れは、16 種の試験舗装構造各層の上面で実測した地盤係数をもとに、植下が示した多層系弾性体変位の近似計算法⁹⁾によって求めた。“美々試験道路”の舗装構造における凍上性路床土、凍上抑制層および路盤の弾性係数とその融解期の低下率は表-2 に示すとおりである。

ここで、材料ごとに得られた弾性係数に関して若干の考察を加えると次のようになる。

冬期間に凍上性路床土中に発生した霜柱が春に融解し、それが路床・路盤支持力の低下をもたらして舗装が破壊されることは経験的によく確かめられている。これらの支持力低下を路床・凍上抑制層・路盤の材料ごとに弾性係数とその変化によって示したものが表-2 の結果である。これによると、春の融解期の弾性係数は凍結前のそれに比べて 16~35% 低下した値を示す。特に、細粒火山灰と粒調碎石からなる層の弾性係数は、それぞれ 35% と 31% の大きな低下率を示した。これは、寒冷地で置換材料としての従来の経験的な評価と一致しているものである。この低下率が大きいことの原因は、その材料に含まれているシルト以下微粒分が砂や切込砂利の場合に比較して多いことにあると考えられる。また、この粒調碎石は、凍結前には比較的大きな弾性係数が確保されていても融解期にそれが大きく低下することから、これを寒冷地舗装の上層路盤として用いることには多少の疑問がある。

北海道の道路のアスファルト舗装は、実際の交通に供用された国道の路床・凍上抑制層について、材料ごとに融解期の現場 CBR を実測し¹⁰⁾、それによって設計 CBR を求めて設計されている^{11), 12)}。筆者はこれを材料ごとに舗装の設計 CBR とした¹¹⁾。本論文で得られた凍上性粘性土の路床ならびに細粒火山灰、砂、切込砂利の凍上抑制層の融解期における弾性係数と、融解期の現場 CBR ならびに北海道の道路舗装設計で一般に用いられている上記の設計 CBR との関係は表-1 に示すようになる。この表から、最も凍上を起こしやすい土質からなる路床土の場合を除いて、凍上抑制層の各材料ごとに弾性係数

と CBR との間には、高い相関関係が認められる。すなわち、凍上抑制層として用いられている各種材料の融解期における弾性係数とその材料の現場 CBR ならびにその材料がある厚さ以上からなり、かつ安全率を考慮しての設計 CBR との間には、相関係数がそれぞれ 0.94 と 0.88 である。したがって、融解期における弾性係数と CBR にはおおよそ次のような関係が成立する。

$$\begin{aligned} \text{弾性係数 (kg/cm}^2\text{)} &= 80 \cdot \text{現場 CBR} \\ &= 140 \cdot \text{設計 CBR} \end{aligned}$$

以上のように、埋込み平板載荷試験による地盤係数から舗装を構成する各層の弾性係数が植下法で算定され、寒冷地舗装の設計に用いられている融解期の CBR との関係も明らかにされた。現在では、北海道における国道、道道、市町村道などの道路舗装の構造設計はすべて、この融解期の現場 CBR から材種ごとに求めた設計 CBR に基づく設計基準によって行われ、満足のゆく舗装の供用性が得られている^{10)~12)}。したがって、ここで示した地盤係数の測定法ならびに植下による弾性係数の算定法が妥当なものであると考えられる。また、このことはここでの弾性係数を用いた舗装の構造解析が可能であることをも意味するものである。

4. 舗装体の層構造解析

舗装を構成する各層の弾性係数が、先に述べたように現場で実測した地盤係数によって求められた。また、アスファルト混合物層の弾性係数は、温度と時間の影響を大きく受けるが現在では多くの室内実験の結果が存在し容易に利用できるまでになっている⁹⁾。

一方、寒冷地舗装の融解期における破壊は、いうまでもなく繰り返し応力ないしひずみによって生ずるものである。また、アスファルト舗装のこのような疲労による破壊を考慮することによって、凍上現象での舗装破壊に関する対策が可能になるものと考えられる。したがって、舗装の層構造解析による各層の応力とひずみを算出

し、それによる詳細な検討が必要となる。

(1) 舗装構造各層の応力とひずみの計算

ここで筆者は、“美々試験道路”の16種の試験区間のうち図-2に示すような簡易舗装，A，B，C交通区分にはほぼ相当する舗装構造のものを取り出し，先に得られた弾性係数を用いて舗装路面に5t輪荷重を載荷したときの各層の応力とひずみをBISAR(Shell Oil Co.)のプログラム⁹⁾によって算出した。図-2に示す舗装構造は，昭和42年当時においては交通区分ごとに寒冷地アスファルト舗装として最適なものと考えられ，現在でもほぼ設計基準に合致している。舗装構造各層の応力とひずみは，接地面積中央直下のものとし載荷半径方向(水平方向)とそれに垂直な方向について求めた。この計算における入力条件としての仮定は次のとおりである。

- a) 輪荷重は5tに固定し，その接地面積等値半径は17cmとした¹⁴⁾。
- b) アスファルト混合物層の弾性係数は，菅原らの研究成果⁵⁾に基づき，トベカ表層と粗粒度アスコンコンクリート基層(以下粗粒アスコンという)については，温度10°C，載荷時間2/100秒のときのものとして30000 kg/cm²をとった。また，アスファルト安定処理上層路盤(以下アス処理層という)では，表層・基層より深い位置にあるため，より大きな載荷時間をとって28000 kg/cm²とした。なお，ここで示す10°Cの温度は，図-2の“美々試験道路”の舗装構造で，アスファルト混合物層下面の融解期におけるおおよその値である。また，2/100秒の載荷時間は，この試験道路における一般交通車両の平均的な速度60 km/hに対応するものであ

ブロック NO.	SH-9	SH-10	SH-7b	SH-8a
表層・基層	トベカ 4cm 粗粒アスコン4cm	トベカ 4cm 粗粒アスコン5cm	トベカ 4cm 粗粒アスコン5cm	トベカ 4cm 粗粒アスコン5cm
上層路盤	粗粒砕石 25cm	粗粒砕石 25cm	粗粒砕石 25cm	粗粒砕石 25cm
アス処理層	6cm, 12cm	6cm, 12cm	6cm, 12cm	6cm, 12cm
下層路盤	切込砂利 15cm	切込砂利 15cm	切込砂利 15cm	切込砂利 15cm
凍上抑制層	砂 14~28cm	砂 28cm	砂 20cm	砂 14cm
凍上性粘土				
相当する舗装構造	簡易舗装	A交通区分	B交通区分	C交通区分
融解期の凍結までの大型車台数*	1.0 x 10 ³	1.8 x 10 ³	2.9 x 10 ³	4.2 x 10 ³ 凍結線

*: 融解期(3月~5月)において，舗装路面のひびわれ率が約20%¹⁵⁾になるまでの大型車台数
 **: 各断面の左端の数字は，路面からの深さ(cm)を示す。

図-2 美々試験道路における試験舗装断面

- c) 舗装構造各層間ではすべりがなく完全に粗面をなしているとした。
- d) 舗装を構成する各層内では均質なものからなり，特に凍上性粘性土の路床は凍上現象による霜柱発生の有無に関係なく無限の深さまで一様であると考えた。
- e) 舗装各層のポアソン比はすべて0.5とした。

(2) 計算結果とその考察

4種の試験舗装断面について，先に示した入力条件のもとに計算した凍結前と融解期の舗装各層の水平方向と垂直方向の応力とひずみは，表-3に示すとおりである。これらの計算結果のうち，B交通区分に相当する舗装構造(SH-7b)の各層の応力とひずみを示すと図-3のようになる。また，他の舗装断面についてもこれとほ

表-3 凍結前および融解期における舗装各層の応力とひずみ

ブロック No.	舗装構造	深さ (cm)	水平応力 (kg/cm ²)			垂直応力 (kg/cm ²)			水平ひずみ (cm/cm)		垂直ひずみ (cm/cm)			
			凍結前 σ_r	融解期 σ_r'	σ_r'/σ_r (%)	凍結前 σ_z	融解期 σ_z'	σ_z'/σ_z (%)	凍結前 ϵ_r	融解期 ϵ_r'	ϵ_r'/ϵ_r (%)	凍結前 ϵ_z	融解期 ϵ_z'	ϵ_z'/ϵ_z (%)
SH-9	粗粒アスコン下面	7	14.9	20.6	138	3.93	3.55	90	3.14×10^{-4}	4.03×10^{-4}	128	6.27×10^{-4}	8.05×10^{-4}	128
	砂利上面	32	0.595	0.430	72	1.04	1.04	98	3.10×10^{-4}	3.99×10^{-4}	128	6.21×10^{-4}	7.98×10^{-4}	129
	砂	47	0.867	0.76	88	0.406	0.420	104	3.01×10^{-4}	3.81×10^{-4}	127	6.00×10^{-4}	7.61×10^{-4}	127
	路床	75	—	—	—	0.115	0.120	104	2.59×10^{-4}	3.36×10^{-4}	130	5.18×10^{-4}	6.71×10^{-4}	130
SH-10	粗粒アスコン下面	9	14.8	19.4	131	3.08	2.70	88	2.98×10^{-4}	3.68×10^{-4}	123	5.97×10^{-4}	7.36×10^{-4}	123
	砂利上面	34	0.553	0.402	73	0.833	0.804	97	2.64×10^{-4}	3.31×10^{-4}	125	5.27×10^{-4}	6.62×10^{-4}	126
	砂	49	0.790	0.690	87	0.337	0.345	102	2.66×10^{-4}	3.32×10^{-4}	125	5.32×10^{-4}	6.63×10^{-4}	125
	路床	75	—	—	—	0.109	0.113	104	2.46×10^{-4}	3.15×10^{-4}	128	4.92×10^{-4}	6.31×10^{-4}	128
SH-7b	粗粒アスコン下面	9	0.693	1.38	199	3.22	3.01	93	0.652×10^{-4}	0.730×10^{-4}	112	1.30×10^{-4}	1.46×10^{-4}	112
	アス処理	15	11.1	13.5	122	1.63	1.36	83	2.27×10^{-4}	2.65×10^{-4}	117	4.53×10^{-4}	5.30×10^{-4}	117
	砂利上面	40	0.465	0.346	74	0.452	0.417	92	1.74×10^{-4}	2.09×10^{-4}	120	3.49×10^{-4}	4.19×10^{-4}	120
	砂	55	0.616	0.527	86	0.194	0.191	98	1.91×10^{-4}	2.30×10^{-4}	120	3.82×10^{-4}	4.60×10^{-4}	120
路床	75	—	—	—	0.091	0.093	102	2.03×10^{-4}	2.51×10^{-4}	124	4.05×10^{-4}	5.03×10^{-4}	124	
SH-8a	粗粒アスコン下面	9	—	—	—	4.00	3.90	98	0.240×10^{-4}	0.223×10^{-4}	93	0.481×10^{-4}	0.447×10^{-4}	93
	アス処理	21	8.33	9.83	118	0.962	0.777	81	1.66×10^{-4}	1.89×10^{-4}	114	3.32×10^{-4}	3.79×10^{-4}	114
	砂利上面	46	0.402	0.303	75	0.262	0.238	91	1.27×10^{-4}	1.49×10^{-4}	117	2.54×10^{-4}	2.97×10^{-4}	117
	砂	61	0.502	0.424	84	0.118	0.114	97	1.46×10^{-4}	1.72×10^{-4}	118	2.92×10^{-4}	3.45×10^{-4}	118
路床	75	—	—	—	0.076	0.075	99	1.64×10^{-4}	1.96×10^{-4}	120	3.27×10^{-4}	3.93×10^{-4}	120	

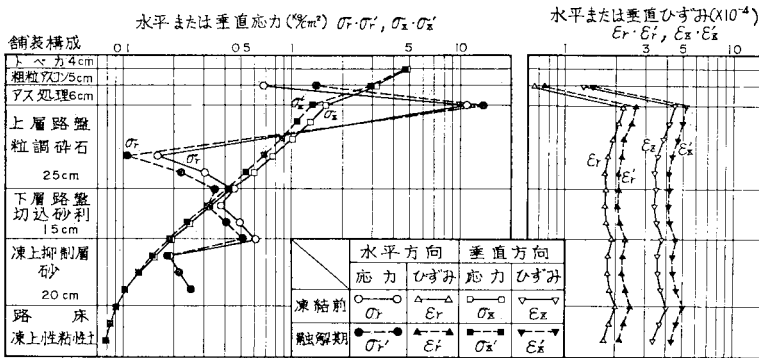


図-3 舗装構造各層の応力とひずみ (SH-7b)

水平応力とひずみの融解期における増加割合が比較的小さく、寒冷地舗装でのアス処理層の採用は、より合理的であるといえる。これはまた、従来からの経験によっても裏付けられている^{11), 15)}。

一方、舗装構造各層の垂直応力とひずみについてみると、応力は路面からの深さが大きくなるに従って図-3に示すように漸減してゆくが、そのひずみは

粒調砕石層と凍上性路床土で比較的大きな値を示している。特に、凍上性路床土でのひずみが、融解期において切込砂利や砂のものと同値を示していることに注目する必要がある。それは、この路床土の破壊時のひずみが砂、切込砂利と同じものが要求され、それが満たされないときには舗装路面のわだち部の大きな沈下となり、亀甲状ひびわれも伴った舗装破壊に繋がることを意味するからである^{15), 16)}。また、図-5は凍上性路床土上面に生ずる垂直ひずみを凍結前と融解期についてアスファルト混合物層の厚さとの関係について示し、さらにそのひずみの融解期での増加割合も併示した。この図から凍上性路床土に生ずる垂直ひずみは、凍結前に比べて20~30%増加し、厳しい条件下に置かれていることがわかる。

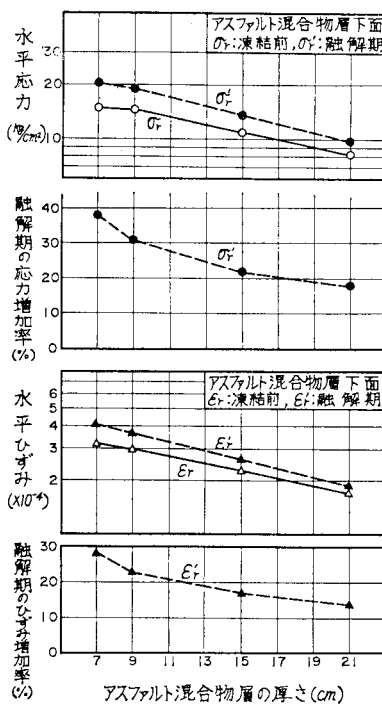


図-4 アスファルト混合物層下面の水平応力とひずみ

5. アスファルト混合物の疲労性状と舗装の破壊

アスファルト舗装用混合物の疲労性状は、前章で述べたように最も厳しい条件下に置かれているアスファルト混合物層下面の水平方向のひずみ、または応力の大きさ

ほぼ同様な応力とひずみの曲線が得られる。これらの図表から舗装構造各層の応力とひずみについて考察すると、アスファルト混合物層下面における水平方向の引張応力(水平応力)が極端に大きくなっており、そのときのひずみもまた大きいことがわかる。さらに、融解期における応力とひずみは、図-4に示すように凍結前のそれらに比較して約15~35%増加し、凍上現象による舗装破壊の危険性が混合物層下面において存在することがわかる。また、この水平応力とひずみの融解期における増加割合は、舗装構造での混合物層の厚さと密接な関係にあり、その厚さが大きくなれば応力-ひずみの融解期での増加は小さく、凍上現象による影響を受けにくい。特に、上層路盤としてアス処理層を設けた場合には、その

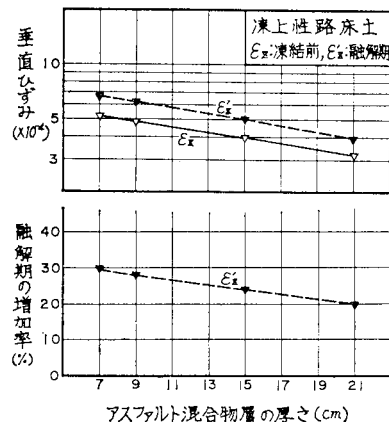


図-5 凍上性路床土上面の垂直ひずみ

とその混合物が破壊するまでの繰り返し載荷回数との関係で論じられている⁵⁾。その場合、与えた水平ひずみ量を ϵ 、破壊までの載荷回数を N とすると、両対数紙上で直線で示され、その両者の関係を実験式で次のように示されることが多い。

$$N = K \cdot \left(\frac{1}{\epsilon}\right)^\alpha$$

この $\epsilon-N$ 曲線における実験式での係数 K, α は、混合物の骨材粒度、アスファルト量などの配合、空隙率ひずみ波形ならびにそのときの温度によって異なることが示されている^{9), 10)}。

一方、図-2 に示す“美々試験道路”の各種試験舗装断面のうち、簡易舗装、A, B, C 交通区分の舗装構造について、3月～5月の融解期に主として生ずる亀甲状のひびわれ破壊^{1), 2), 15)}でのパフォーマンスとその期間でそれまでに供用された大型車交通量との関係が現地調査から求められている。なお、この試験道路は先にも述べたように毎年10月20日から翌年5月31日まで一般交通に開放した。

図-6 は、菅原らによる密粒度アスファルトコンクリート（以下、密粒アスコンという）のひずみ-疲労破壊回数曲線⁵⁾に、“美々試験道路”の各試験断面（図-2）において融解期（3月～5月）に実測されたひびわれ破壊までのその期間の大型車交通量と、融解期の混合物層下面で計算された水平ひずみの関係をプロットしたものである。この場合、室内実験と試験舗装の環境条件の相似性は、混合物層下面の温度と載荷時間によって確保した。また、この図には混合物のアスファルト量と粒度の異なるものが示されているため、同列に扱うことができない。さらに、北海道の道路舗装においては路面のわだち部に沈下を伴った亀甲状ひびわれが約 20% 以上になったときにオーバーレイ等の舗装補修を実施している実

態から、この状態のときの舗装の破壊と規定した^{16)~18)}。

この 図-6 によって、凍上対策工法を用いた舗装構造の実際の道路での挙動と室内でのアスファルト混合物の疲労性状とのおおよその関係が把握できた。さらに、舗装用混合物のアスファルト量などの配合ごとに、この種の室内と現地での試験を実施することによって、アスファルト舗装構造での設計大型車交通量に対する混合物層下面の許容引張ひずみが求められるものと考えられる。

6. 結 論

積雪寒冷地舗装における凍上対策としての置換工法について、北海道苫小牧市“美々試験道路”での路床・路盤支持力に関する調査結果をもとに、舗装を構成する各層の弾性係数を算定した。さらにこれを用いて弾性理論に基づく層構造解析を行い、各層の応力とひずみを算出した。“美々試験道路”での交通条件とここでのひびわれを主とした舗装のパフォーマンス、アスファルト混合物の疲労性状などの関係において、凍上対策を施した舗装構造の挙動がおおよそ明らかとなった。本研究によって得られた主要な結論は次のとおりである。

(1) 特殊な構造の剛性載荷板を用いて各種の舗装構造における路床・路盤などの地盤係数を求め、融解期の支持力低下の状態を明らかにすることができた。

(2) ここで得られた舗装各層の地盤係数をもとに、多層系弾性体変位の近似計算法によって、寒冷地の路床・路盤などに一般的に用いられている各種材料に関し、凍結前、融解期における層としての弾性係数が得られ、その変化が明らかとなった。その結果、融解期における弾性係数の低下の程度は 16～35% と材料によってかなり異なることがわかった。なかでも細粒火山灰、粒度調整碎石など細粒分を多く含んでいる材料においてその低下が顕著なことに注目すべきであろう。

(3) 数多くの実測をもとに、寒冷地舗装の設計基準として設定されている凍上抑制層材料の融解期における CBR と、計算によって求められた融解期の弾性係数との間にはおおよそ次の関係が成立する。

$$\begin{aligned} \text{弾性係数 (kg/cm}^2\text{)} &= 80 \cdot \text{現場 CBR} \\ &= 140 \cdot \text{設計 CBR} \end{aligned}$$

(4) 舗装構造各層に生ずる応力とひずみを計算することによって、融解期にアスファルト混合物層下面の水平方向の引張応力とそのひずみならびに路床・路盤に生ずる垂直ひずみが増大することを数量的に明らかにした。

(5) アスファルト混合物の疲労性状 ($\epsilon-N$ 曲線)、交通量および融解期に舗装体に生じたひびわれを主としたパフォーマンスとのおおよその関係が求められた。

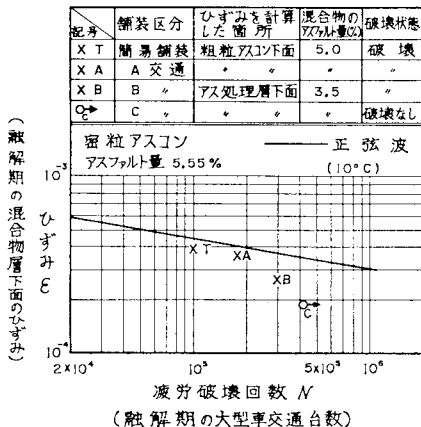


図-6 アスファルト混合物の疲労性状と試験舗装のパフォーマンスの関係

これらの結果は、凍結期と融解期の舗装破壊に関して経験的に得られているいろいろな知見を理論的によく裏付けているように思われる。また、これらの結果を用いることにより、材料、層構成、交通条件の異なるアスファルト舗装についても、その実用性能に関係したパフォーマンスを理論的に推定することが可能となり、寒冷地舗装の合理的設計に資することになろう。筆者らはこれらに関しても検討を進める予定であり、機会をあらため

て発表したいと考えている。

最後に、この研究では昭和 43 年度から北海道開発局土木試験所舗装研究室の久保らが中心となって現地調査を実施し、その調査成果から構造研究室長 井藤昭夫氏のご助言により寒冷地舗装構造の力学的解析がなされたものである。論文のとりまとめにあたっては、北海道大学工学部 森吉昭博助教授と笠原 篤助手から材料の力学性状と層構造解析に関し貴重な助言をいただいた。

SH-1	SH-2a	SH-2b	SH-3a	SH-3b	SH-4a	SH-4b	SH-5
トベカ t=4cm							
粗粒アスファルトコンクリート t=5cm							
切込砂利アスファルト安定処理 t=6cm							
細粒火山灰 セメント処理 C=120kg/m ³ t=12cm	切込砂利安定処理 セメント80kg/m ³ t=12cm		セメント100kg/m ³ t=12cm		アス乳剤110kg/m ³ t=12cm		砂セメント処理 C=120kg/m ³ t=12cm
細粒火山灰 セメント処理 C=80kg/m ³ t=12cm	切込砂利 Max.50.8mm t=18cm						砂セメント処理 C=120kg/m ³ t=12cm
細粒火山灰 t=36cm	砂 t=30cm	細粒火山灰 t=30cm	砂 t=30cm	細粒火山灰 t=30cm	砂 t=30cm	細粒火山灰 t=30cm	砂 t=36cm

凍上性路床土

SH-6	SH-7a	SH-7b	SH-8a	SH-8b	SH-8c	SH-9	SH-10
トベカ t=4cm						t=3cm	トベカ t=4cm
粗粒アスファルトコンクリート t=5cm						砕石アス処理 t=4cm	粗粒アスコン t=5cm
砂利アス処理 t=6cm	アス処理 t=6cm	切込砕石安定処理 アス処理 t=12cm アス乳剤処理 t=12cm セメント処理 t=12cm				粒度調整 砕石 Max.38.1mm t=25cm	
粗粒火山灰 セメント処理 C=120kg/m ³ t=12cm	粒度調整 切込砂利 Max.50.8mm t=12cm	粒度調整 砕石 Max.38.1mm				切込砂利 Max.50.8mm t=15cm	
粗粒火山灰 セメント処理 C=80kg/m ³ t=12cm	切込砂利 Max.88.9mm t=15cm	切込砂利 Max.50.8mm t=15cm				砂 t=28cm	
粗粒火山灰 t=36cm	砂 t=20cm	砂 t=14cm				砂 t=26cm	

凍上性路床土

■ : 路床・路盤支持力試験装置の埋設位置

付図-1 美々試験道路調査断面

付表-1 路床・凍上抑制層・路盤材料の性状表

下層路盤, 凍上抑制層 および路床土	粒 度 分 析 (通過累計百分率%)														締固め試験 (JIS A 1211)		修正 CBR (%)	備 考
	88.9 mm	50.8 mm	38.1 mm	25.4 mm	19.1 mm	9.25 mm	4.76 mm	2.38 mm	2.00 mm	590 μ	297 μ	149 μ	74 μ	5 μ	最 適 含 水 比 (%)	最 大 乾 燥 密 度 (g/cm ³)		
粒度調整砕石 (max. 38.1 mm)	—	—	100	84	74	60	45	30	—	17	12	8	4	—	6.0	2.120	90	札幌市手稲産
切込砂利 (max. 88.9 mm)	100	92	80	—	57	33	21	16	—	7	—	—	1	—	5.5	2.206	68	沙流川産
切込砂利 (max. 50.8 mm)	—	100	97	87	79	62	49	42	—	14	4	1	1	—	5.5	2.206	68	〃
砂	—	—	—	—	—	—	100	95	—	43	15	2	1	—	14.0	1.820	12	〃
細粒火山灰	—	—	—	100	—	—	—	91	—	82	—	—	25	—	29.8	1.118	53	美々産
路床土 (凍上性粘性土)	—	—	—	—	—	—	—	—	100	99	92	80	62	13	39.2	1.210	8	LL=68% PI=20%

また、層構造における地盤係数から弾性係数への誘導については、名古屋大学工学部 植下 協教授のご指導とご検討をお願いした。さらに、北海道開発局大型電算機 TOSBAC-5600 による計算処理は、舗装研究室 有田政博と田口史雄の両研究員が行った。ここに、以上の諸氏に深甚なる謝意を表す。

参 考 文 献

- 1) 河野文弘：寒冷地における路床・路盤，土と基礎，No. 673, pp. 19~25, 1972.6.
- 2) 久保 宏：積雪寒冷地舗装の凍上対策，土木学会誌，pp. 10~16, 1979.2.
- 3) 菅原照雄：寒冷地のアスファルト舗装について，アスファルト，pp. 25~30, 昭和41年6月.
- 4) Heukelom, W. and Klomp, A.J.G. : Dynamic Testing as a Means of Controlling Pavements during and after Construction, 1st Interna. Conf. on the structural Design of Asphalt Pavements, Michigan, 1962.
- 5) 笠原 篤・岡川秀幸・菅原照雄：アスファルト混合物の動的性状とその舗装構造の力学解析への利用，土木学会論文報告集，No. 254, pp. 107~111, 1976.10.
- 6) 久保 宏：最近の美々試験道路，舗装，pp. 7~10, 1976.7.
- 7) 久保 宏・美馬 孝・豊島真樹：美々試験道路の調査結果について，第12回日本道路会議論文集，pp. 147~148, 1975.10.
- 8) Monismith, C.L. and F.N. Finn : Flexible Pavement Design, State-of-The-Art-1975 Tran. Eng. Journal, Vol. 103, No. TE 1, pp. 1~53, 1977.1.
- 9) 植下 協：舗装の力学，舗装，pp. 31~34, 1973.6.
- 10) 久保 宏：融解期の現場 CBR とそれに基づく設計 CBR について，土木学会論文報告集，No. 283, 1979.3.
- 11) 北海道開発局建設部：昭和 48 年度~54 年度道路工事設計基準.
- 12) 北海道土木部：昭和 49 年度~54 年度道路工事設計図書作成要領.
- 13) 久保 宏：積雪寒冷地舗装に関する最近の 2, 3 の問題点，道路，pp. 47~51, 1979.5.
- 14) 竹下春見：アスファルト舗装の構造設計に関する考え方，竹下春見博士遺稿集，pp. 254~257, 1967.
- 15) 北村幸治：北海道の舗装について，舗装，pp. 3~11, 1966.10.
- 16) Pell, S.P. : Developments in Highway Pavement Engineering-1, Applied Science Publishers LTD., p. 16, pp. 67-75, 1978.
- 17) 建設省土木研究所道路部舗装研究室：舗装の維持修繕基準に関する調査研究，第 22 回建設省技術研究会報告，pp. 321~333, 1968.11.
- 18) 北海道開発局建設部：昭和 53 年度道路工事設計基準の運用.

(1979.2.8・受付)