ISSN 0368－5878
土木研究所資料第3202号

土 木 研 究 所 資 料

日加科学技術協議
第５回寒冷地舗装会議
発表論文集
―日本側発表論文―

平成５年９月

建設省土木研究所
道路部舗装研究室

Copyright © (1993) by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P.W.R.I.

この報告書は，土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって，本報告書の全部又は一部の転載，複製は，土木研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

土木研究所資料
第3202号1993年9月

日加科学技術協力協定
第5回寒冷地舗装会議
発表論文集
—日本側発表論文—

建設省土木研究所
道路部舗装研究室

要　旨

本論文集は，日加科学技術協力協定の研究テーマである，「寒冷地舗装」第5回ワークショップに提出された合計32編の論文のうち，日本側の発表論文16編をとりまとめたものである。第5回ワークショップで討議されたテーマは以下の通りである。

- ●低温クラックの防止
- ●空港舗装
- ●舗装における再生材の利用
- ●剛性およびたわみ性舗装の設計
- ●舗装表面の氷雪の軽減
- ●寒冷地における舗装材料
- ●革新的舗装および舗装材料の試験方法

キーワード：日加科学技術協力協定，寒冷地舗装，改質アスファルト，低温クラック，路上表層再生，転圧コンクリート舗装，FWD，ガラスグリッド，アスファルトオーバーレイ，リフレクションクラック，排水性舗装，ファジィ，アスファルト舗装の破損，締固め特性，分級フライアッシュ，空港舗装

まえがき

日加寒冷地舗装会議（通称PICA＝Paving in Cold Areas）は、昭和５５年（１９８０年）６月に東京で開催された「第４回日加科学技術協議」において、日本側から寒冷地舗装に関する技術交流を提案し、カナダ側の合意を得て発足したものである。

現在は、昭和６１年（１９８６年）５月７日、東京において締結された「科学技術における協力に関する日本国政府とカナダ政府との間の協定（日加科学技術協力協定）」に基づき、両国の舗装技術者による技術交流、共同研究を目的として開催されている。

平成５年９月13日～15日、カナダ国アルバータ州カナナスキスにおいて、第５回寒冷地舗装会議ワークショップが開催された。本論文集は、会議に報告された論文のうち、日本側の論文16編を取りまとめたものである。

目　次

路上表層再生工法の適用性に関する研究 …… 1

日本道路公団試験研究所　中西　勤
同　佐藤正和
日本道路公団仙台管理局　中沢寿幸

寒冷地域の路上表層再生工法 …… 23

前建設省中部地方建設局　菊川　滋
建設省中部地方建設局　相原正之
同　桂川幸文
建設省土木研究所　吉田　武

札幌市における街路廃材の再利用システム …… 45

北海道工業大学　神谷光彦
同　笠原　篤
札幌道路維持公社　星　昇
同　渡邊啓了

ガラスグリッドによるコンクリート舗装上の
アスファルトオーバーレイのリフレクションクラック発生防止 …… 59

大成ロテック(株)　弓削富士夫
同　石谷雅彦
北海道工業大学　笠原　篤
北海学園大学　久保　宏

寒冷地における排水性舗装の適用性 …… 77

室蘭工業大学　新田　登
北海道土木部　鳩崎和夫
日瀝化学工業(株)　秋本　隆
鹿島道路(株)　辻本明人

北陸地方における冬期路面管理…… 105
建設省北陸地方建設局　酒井　孝
同　権平靖生
建設省土木研究所　中村俊行

北海道における冬期路面性状並びに舗装に関する諸問題…… 119
北海道開発局開発土木研究所　川村和幸
同　二ノ宮秀彦
同　武田祐輔
同　佐々木克典

舗装材料強度の評価手法に関する研究…… 139
建設省土木研究所　桐山孝晴
同　安崎裕
同　中村俊行
同　久保和幸

アスファルト単体とアスファルト混合物の低温性状…… 151
北海道大学　森吉昭博
同　徳光克也

低温クラック抑制を考慮した舗装材料…… 169
北海道開発局帯広開発建設部　水島達朗
世紀東急工業(株)　稲垣竜興
日瀝化学工業(株)　羽入昭吉

ファジィ集合理論を用いた舗装路面の新しい評価方法に関する研究…… 193
北海道大学　姫野賢治
日本大学　栗谷川裕造
函館工業高等専門学校　川村彰
日本道路(株)　遠藤桂

アスファルト舗装の破損の分類 …… 211
石川工業高等専門学校　西沢辰男
佐藤道路(株)　松野三朗
福田道路(株)　原富男

アスファルト混合物層の温度推定法 …… 227
長岡技術科学大学　丸山暉彦
同　高橋修
北海道大学　姫野賢治
東亜道路工業(株)　林正則

重荷重を対象とした転圧コンクリートの
締固め特性の改善に関する分級フライアッシュの効果 …… 239
運輸省港湾技術研究所　福手勤
テクノ・リソース(株)　石井光裕
大阪セメント(株)　寺野宣成
東京都立大学　國府勝郎

航空機荷重が空港舗装の路面性状に及ぼす影響 …… 257
運輸省港湾技術研究所　八谷好高
同　梅野修一
長岡工業高等専門学校　佐藤勝久
運輸省大阪航空局　杉村正俊

改質アスファルトの空港舗装への適用性 …… 287
運輸省港湾技術研究所　八谷好高
運輸省第三港湾建設局　大林正和

路上表層再生工法の適用性に関する研究

A Study on the Application of Surface Recycling Methods

日本道路公団試験研究所　中西　勤
同　佐藤正和
日本道路公団仙台管理局　中沢寿幸

路上表層再生工法の適用性に関する研究

日本道路公団試験研究所　中西　勉
日本道路公団試験研究所　佐藤正和
日本道路公団仙台管理局　中沢寿幸

概　要

路上表層再生工法に関する研究は、日本では１９７８年から着手した。日本道路公団においては、本工法の最大の利点と言われた経済性に着目し、１９８１年から試験施工を実施するなどの研究を行い、リペーブとリミックスは工法としては既に確立されている。

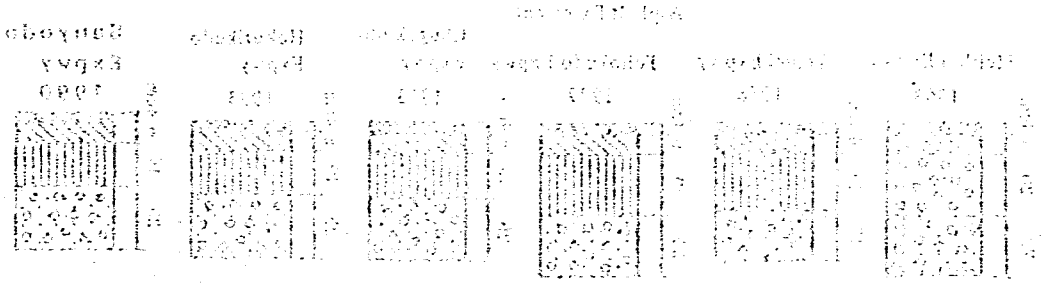
近年はスパイクタイヤの使用が禁止されたことから、摩耗によるわだち掘れが減少したことや、形状改善だけでなく品質改善が可能なリミックス工法が他の工法に比べて採用される割合が多くなっていくと思われる。

また、最近、高速道路においては特に流動わだち掘れ対策が急務であったため、既設の表層を耐流動性の高い混合物に打替る切削オーバーレイ工法を主たる工法として採用している。

しかしながら、１９９１年に「再生資源の利用の促進に関する法律」が施行されたことにもより、アスファルト廃材の発生を抑制したり、再利用することの必要性がさらに増したため、リミックス工法の適用性の拡大について再度検討することとした。

本文は、リミックス方式に関する室内試験および試験施工箇所の追跡調査からその適用性について確認した結果と、適用範囲の拡大を目的に粒度改良、石炭灰を利用した添加材の使用などを試みたリミックス工法などを供用中の寒冷地の高速道路において施工した結果を報告するものである。

これらの研究結果は、今後路上表層再生工法の適用を検討する際の参考となるものである。



路上表層再生工法の適用性に関する研究

日本道路公団試験研究所　中西　勉
同　佐藤　正和
日本道路公団仙台管理局　中沢　寿幸

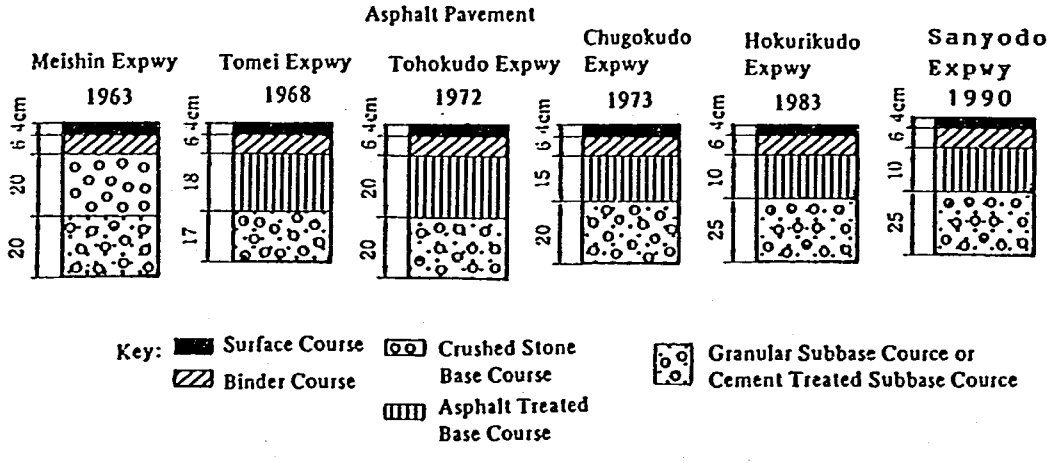
1．序論

日本道路公団（ＪＨ）は、１９５６年に設立されて以来、国に代わって高速道路の建設および維持管理を行ってきている。高速道路は、法律で11,520Kmの整備が予定されており、日本列島を縦断する幹線縦貫間道がほぼ完成し、１９９３年４月現在ではそのうち5,404Km が供用中である。そして、これを１日約３００万台の車両が利用し、全道路に対する輸送分担率は４０％に達しており、わが国の経済活動、日常生活にはなくてはならぬ重要な役割を果たしている。

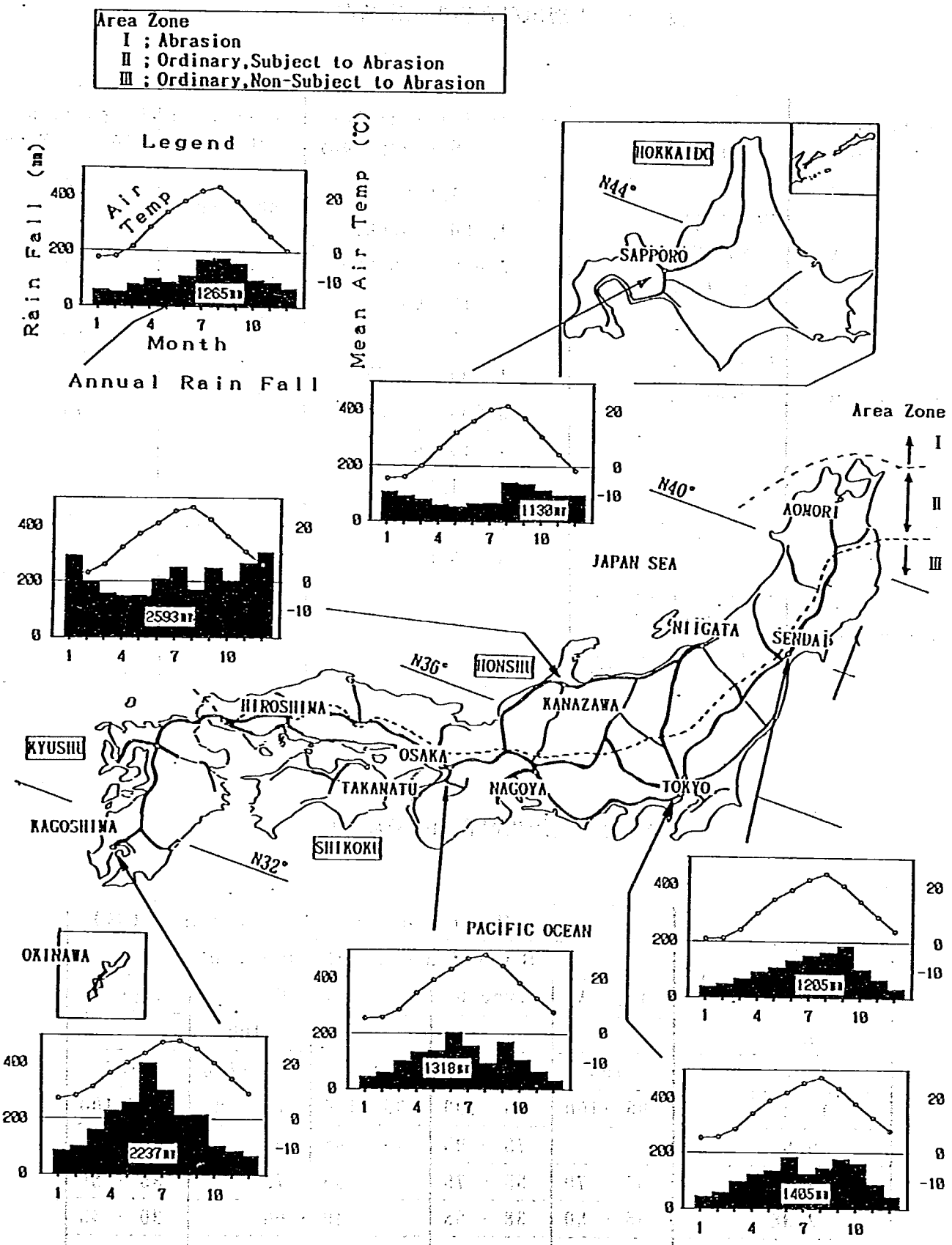
舗装の損傷形態別に日本列島を地域区分すると、①摩耗を受ける地域（233Km）、②準摩耗地域(1610Km)、③摩耗を受けない一般地域(3561Km)の３つに区分され、寒冷地域である①と②に該当する供用中の高速道路の延長は、１８４３Km（３４％）である。また、各地域により気温、降雨量など気象条件が大きく異なる。（図－１）

高速道路の舗装のうち９４％がアスファルトコンクリート舗装（以下「アスファルト舗装」）であり、残りがセメントコンクリート舗装である。路面の平坦性、タイヤ騒音、施工および補修の容易さなどを考慮した結果、耐久年数は少ないものの前者が多く採用されている。

また、標準的なアスファルト舗装の層構造は、図－２のとおりであり、表層には地域別に表－１、２のような混合物を使用することになっている。



図－２　高速道路の舗装構造



図－1　損傷形態別地域区分と気象[1]

表－1　表層用混合物の選定基準

Mixture for Surface Course	Area Zone	Commercial Vehicles / One Way /day	Pnetration Grade	Compaction Blows / Face
Type A	Ordinary, Non-Subject to Abrasion	< 1,500	60 - 80	50
		1,500 - 3,000		75
		3,000 - 15,000	40 - 60	
		≧ 15,000		
Type B	Ordinary, Subject to Abrasion	< 1,500	60 - 80	50
		1,500 - 3,000		75
		3,000 - 15,000		
		≧ 15,000		
Type C	Abrasion	< 1,500	80 - 100	50
		1,500 - 3,000		
		≧ 3,000		
Type G	Radius in Curve : ≦ 700 meters Londitudinal Gradient : 3% or more	———		

表－2　表層用混合物の粒度範囲

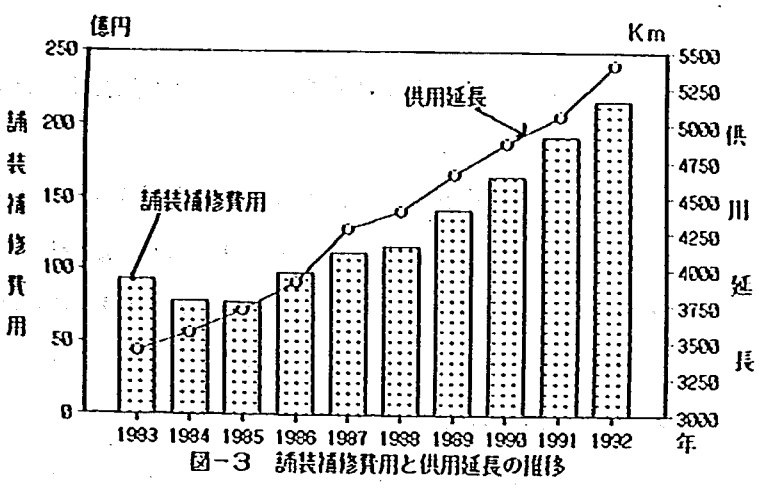
Sieve Size (mm)	Percent Passing (%)			
	Surface Course			
	Type A	Type B	Type C	Type G
26.5			100	
19.2	100	100	95 ~100	100
13.2	95 ~100	95 ~100	75 ~ 95	95 ~100
9.5	—	75 ~ 95	68 ~ 88	—
4.75	55 ~ 70	55 ~ 75	55 ~ 72	35 ~ 55
2.36	35 ~ 50	38 ~ 58	40 ~ 60	30 ~ 45
0.6	18 ~ 30	21 ~ 36	25 ~ 45	20 ~ 40
0.3	10 ~ 21	13 ~ 25	16 ~ 33	15 ~ 30
0.15	6 ~ 16	6 ~ 16	8 ~ 21	5 ~ 15
0.075	4 ~ 8	4 ~ 8	5 ~ 12	4 ~ 10

今後も年間２５０Ｋｍのペースで高速道路を建設していく予定であるが、このストックに加え、交通量の増加と老朽化などからその補修に要する費用も年々増加しており、１９９２年には２１５億円に達している（図－３）。

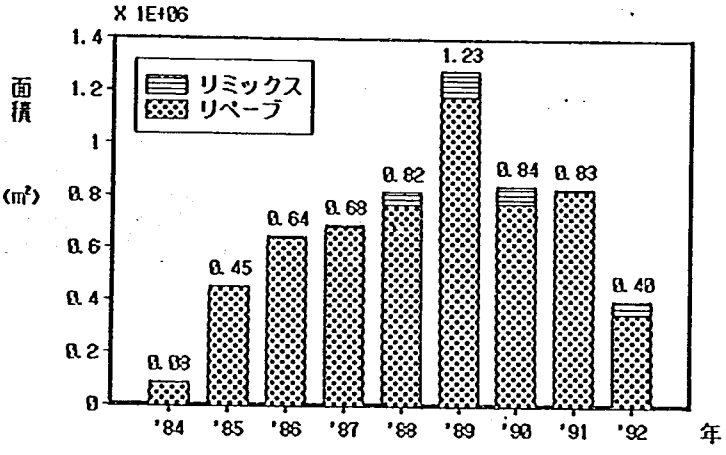
これは高速道路を改良する予算の約２割を占めることからも経費節減が重要な課題となっている。

舗装の補修についてみると、高速道路の損傷形態の大半が表層のわだち掘れである。　また、近年は特に高速道路においては、以前は摩耗だけを受けるとされていた地域においても、夏季に流動によるわだち掘れが発生した。そのため、これの対策が急務であったため、既設の表層を耐流動性の高い混合物に打替ることができる切削オーバーレイ工法を主に採用してきていることもあり、路上表層再生工法は減少している。（図－４）

しかしながら、切削したアスファルト廃材を処理するヤードの確保が困難になりつつあることや、１９９１年に「再生資源の利用の促進に関する法律」が施行されたこともあり、アスファルト廃材の発生を抑制したり、再利用することの必要性がさらに増してきたため、これに関する検討を再度実施することとした。



図－３　舗装補修費用と供用延長の推移



図－４　路上表層再生工法の施工の推移

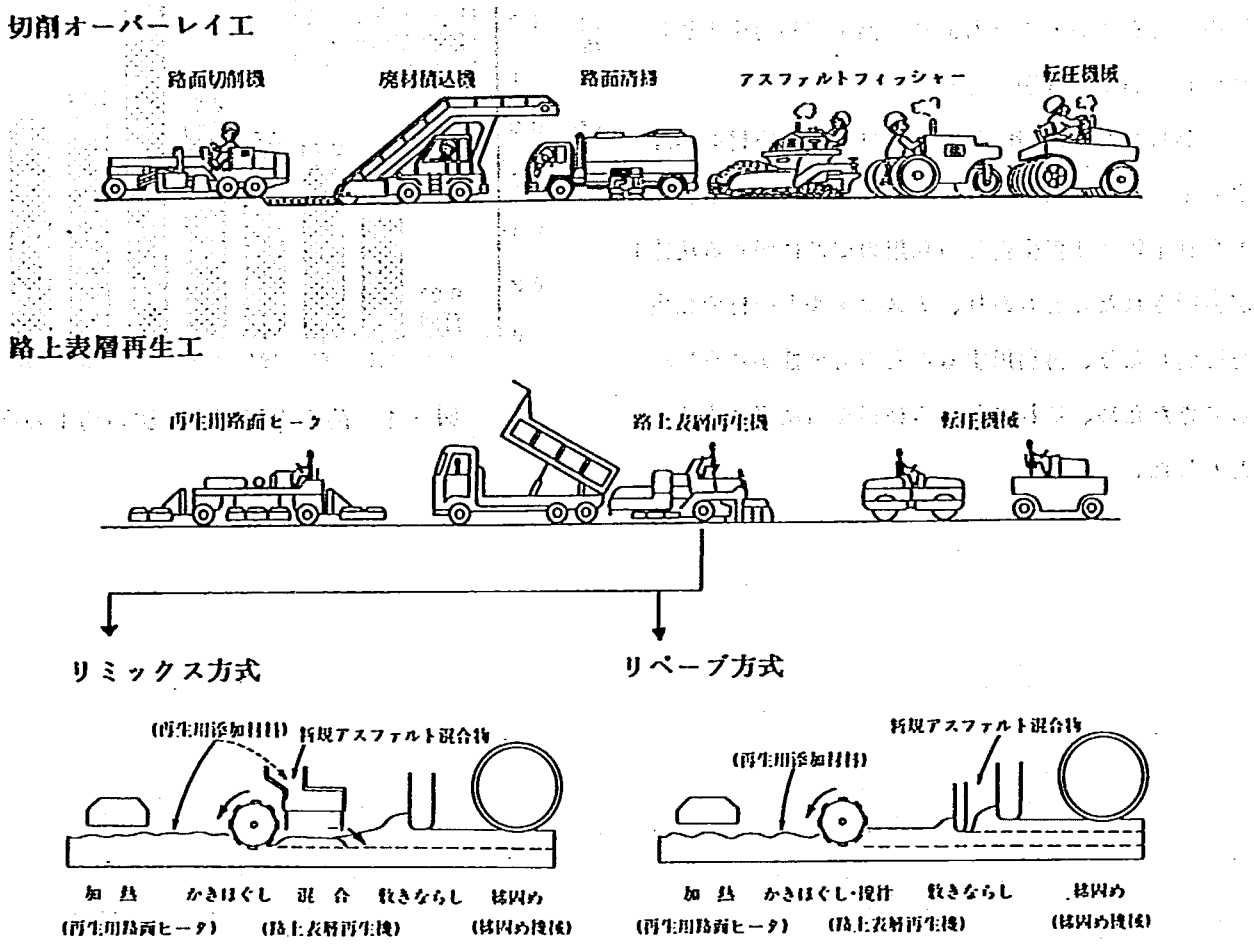
2．路上表層再生工法の導入経緯

ＪＨにおいては、より経済的な補修工法を開発するために、アスファルト舗装の再生工法に関する研究を１９７８年より着手した。

舗装材料の再生利用は、路上再生方式とプラント再生方式に大別されるが、ＪＨでは管理する高速道路の舗装の損傷の大半が表層のわだち掘れであり、既設材の品質にほとんど問題がないこと、および廃材の運搬を必要としない前者に注目し、再生された混合物の諸性状をとらえることを主眼に研究を進めた。

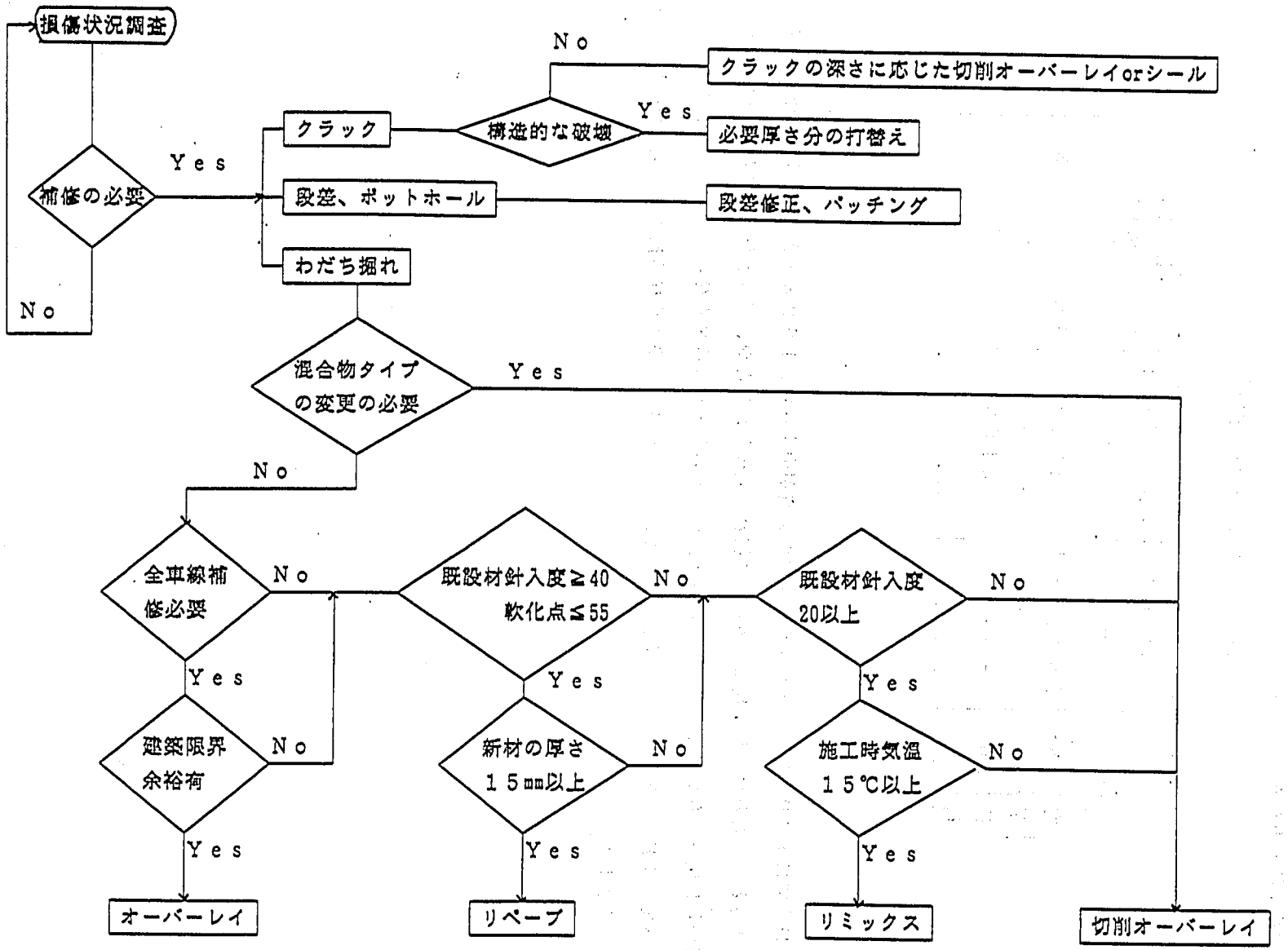
１９８１年からは、供用中の高速道路で試験施工を実施し、１９８８年には「施工の手引き」を作成して本格的に導入した。

当時は、寒冷地域では冬季のスパイクタイヤなどによる摩耗わだち掘れの発生が著しかったため、まず摩耗量に見合うだけの新材を補足し、その下部に残った表層は掻きほぐすだけで良いリペーブ工法を確立し、その後、新材と既設材を混合するリミックス工法についても標準的な補修工法の一つとして採用した。（図－５）



図－５　補修工法別の機械編成と作業の流れ[2)]

これまでの室内試験と試験施工結果から、現在は、図－６のような考え方で補修工法を選択している。



図－６　補修工法選定フロー

参考のために補修工法別の標準的な施工費を比較した例を表－３に示す。既設舗装の摩耗量、廃材の処理費やアスファルトの劣化度合いによって単価は変動するが、一車線、５Km間を厚さ４cmで補修する場合には、路上表層再生工法の方が安価である。

表－３　補修工法別の施工費

		オーバーレイ	切削オーバーレイ	路上表層再生	
				リペーブ	リミックス
平均摩耗量	15mm	1500円／㎡	2020	1610	1720
	10mm	― ― ―	2100	― ―	1550

一方、日本では１９９０年よりスパイクタイヤの製造が中止され、１９９３年より特例地域を除き、その使用が禁止された。これにより摩耗によるわだち掘れが減少したことや、形状改善だけでなく品質改善が可能で新材の量に制限のないリミックス工法の方が採用されることが今後多くなっていくと思われる。

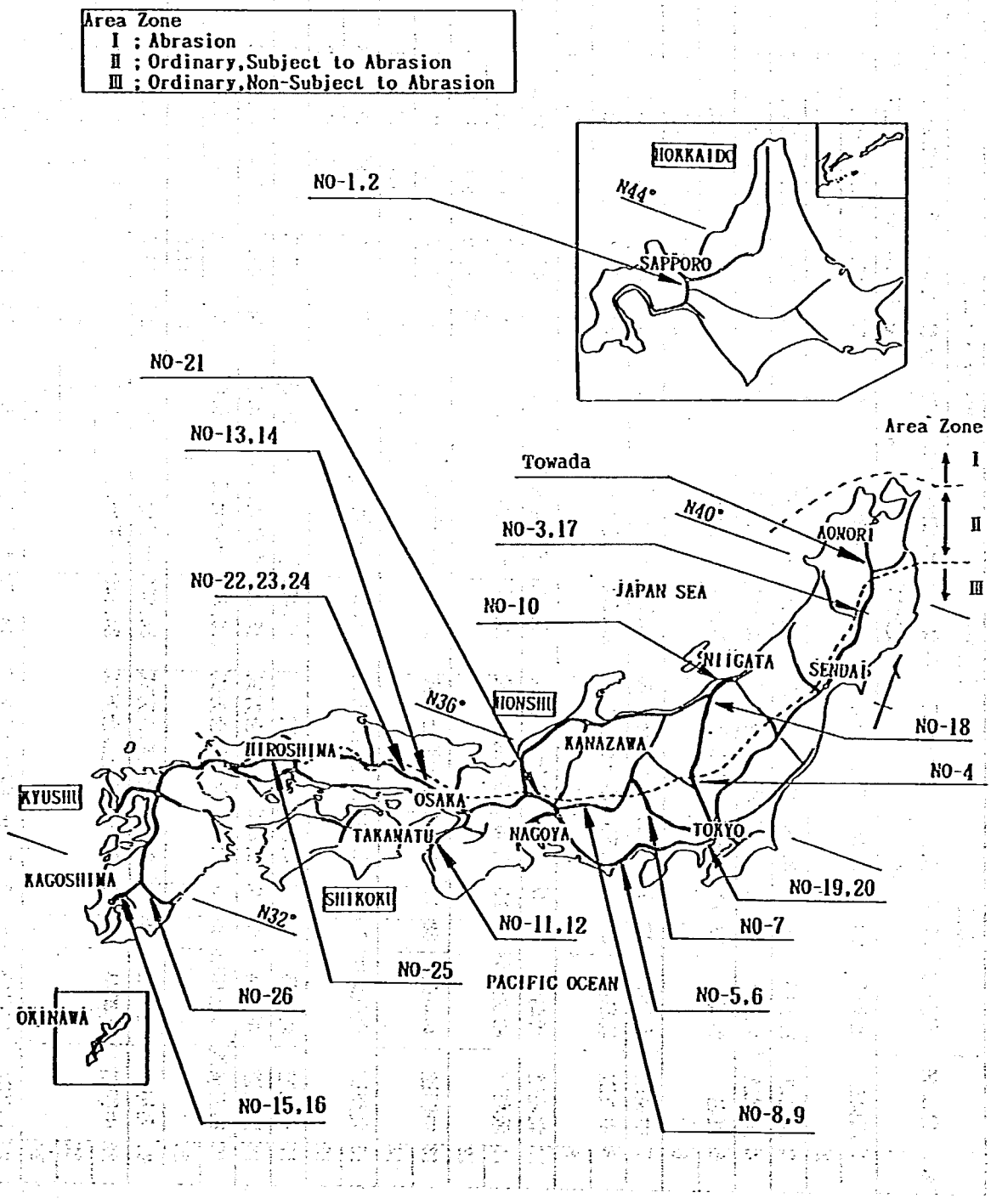
したがって、ＪＨでは前述のような背景を踏まえ、リミックス工法のさらなる技術の向上を目指し、研究を進めることとした。

3．リミックス工法による施工箇所の追跡調査

3.1　施工箇所の概要

１９８８年と１９８９年に全国で施工した計２６箇所（１０２．６千㎡）の追跡調査を実施した。その施工箇所および概要は図－７と表－４のとおりである。

２６箇所中の５箇所が摩耗地域と準摩耗地域であった。



図－７　追跡調査箇所位置図

表－4　リミックス工法施工概要

NO.	路線名	都道府県	施工年	施工月	面積 ㎡	混合方式	1991年平均日交通量	地域区分	既設材のデータ 摩耗深 mm	既設材のデータ 針入度 1/10mm	既設材のデータ 2.36mm通過量	再生材の配合設計データ 新材厚 mm	再生材の配合設計データ 2.36mm通過量	再生材の配合設計データ 混合物タイプ	再生材の配合設計データ マーシャル空隙率	再生材の配合設計データ 目標針入度	再生材の配合設計データ 添加材種類	再生材の配合設計データ 添加量 %
1	道央道	北海道	88	8	3,850	路上混合方式	24,097	摩耗地域	15.9	55	45.1	25.7	44.0	C	4.1	-	-	-
2												18.0	44.4	C	3.9	-	-	-
3	東北道	岩手県	88	6	6,955	路上混合方式	19,461	一般地域	15.9	54	58.2	16.5	53.3	C	3.4	-	-	-
4	関越道	群馬県	88	5	3,500	路上混合方式	53,987	一般地域	10.2	31	49.0	10.2	48.1	B	3.9	50	エマルジョン	0.44
5	東名	静岡県	88	11	2,534	路上混合方式	67,500	一般地域	7.0	20	47.5	12.0	48.0	B	4.3	40	エマルジョン	0.62
6									5.1	21	48.9	8.0	47.8	B	5.0			0.71
7	中央道	山梨県	88	7	3,500	路上混合方式	35,735	一般地域	11.5	46	51.6	11.5	48.3	B	3.4	50	エマルジョン	0.12
8	中央道	岐阜県	88	5	3,500	路上混合方式	23,530	一般地域	10.1	44	51.4	10.1	43.0	B	4.0	50	エマルジョン	0.22
9													45.2	B				
10	北陸道	新潟県	88	5	1,700	路上混合方式	17,067	準摩耗地域	11.2	46	47.5	11.2	48.3	C	3.0	60	エマルジョン	0.29
11	阪和道	和歌山県	88	11	3,500	路上混合方式	16,551	一般地域	2.0	29	53.7	10.0	51.2	B	3.6	50	オイル	0.27
12									1.0	17	53.9	9.0	51.7	B	3.6	40		0.43
13	中国道	兵庫県	88	11	3,500	路上混合方式	39,124	一般地域	8.5	40	45.9	8.5	48.0	B	4.2	50	オイル	0.12
14									4.3	33	49.0	4.3	48.0	B	4.2	50		0.25
15	九州道	鹿児島県	88	9	6,800	路上混合方式	17,360	一般地域	6.6	17	48.2	6.6	47.8	B	3.8	40	オイル	0.62
16													47.8	B	3.2	30		0.42
17	東北道	岩手県	89	9	14,000	パッチ方式	19,400		16.0	50	57.7	16.0	50.9	C	3.8	-	-	-
18	関越道	新潟県	89	7	9,871	路上混合方式	16,256	準摩耗地域	13.0	34	49.5	13.0	46.6	C	3.5	50	エマルジョン	0.31
19	第三京浜	神奈川県	89	9	9,074	路上混合方式	113,335	一般地域	6.0	38	45.2	5.0	48.5	B	3.9	50	エマルジョン	0.38
20										32	47.9		46.8	B	3.4	50	オイル	0.26
21	名神	岐阜県	89	9	9,725	路上混合方式	54,853	一般地域	10.0	27	48.3	10.0	46.9	B	4.3	45	エマルジョン	0.30
22	中国道	兵庫県	89	11	10,166	路上混合方式	24,146	一般地域	8.0	28		8.0	45.7	B	3.5	50	オイル	0.56
23									8.7	46	47.7	8.7	47.6	B	3.7	50		0.11
24									9.2	40		9.2	45.1	B	3.6	50		0.25
25	中国道	広島県	89	7	7,000	路上混合方式	14,372	準摩耗地域	6.4	50	55.7	6.4	47.3	C	3.7	-	-	-
26	宮崎道	宮崎県	89	10	3,425	路上混合方式	6,340	一般地域	4.2	19	48.5	4.0	47.8	B	4.0	50	オイル	0.58

3.2 調査結果

追跡調査結果は、表－５のとおりであり、以下にその概要を記す。

3.2.1 路面性状

２６箇所中６箇所（No．１、２、３、７、２１、２５）が既に補修に至っていたが、そのうち５箇所は同時期に切削オーバーレイで施工した隣接箇所にも同様にわだち掘れが発生し、補修していた。その他の箇所は隣接箇所に比べるとわだち掘れは若干大きいもののクラックなどについては同程度であり、切削オーバーレイに比べて耐久性が著しく劣るということはなかった。

２６箇所の施工２年後の平均わだち掘れ量は、９．２㎜（標準偏差５．７）であったが、目標とした再生材の混合物のタイプ別みると、タイプＢ８㎜、タイプＣ１３㎜と骨材粒度の粗い前者のほうがわだち掘れが少なかった。

3.2.2 粒度改良の可能性

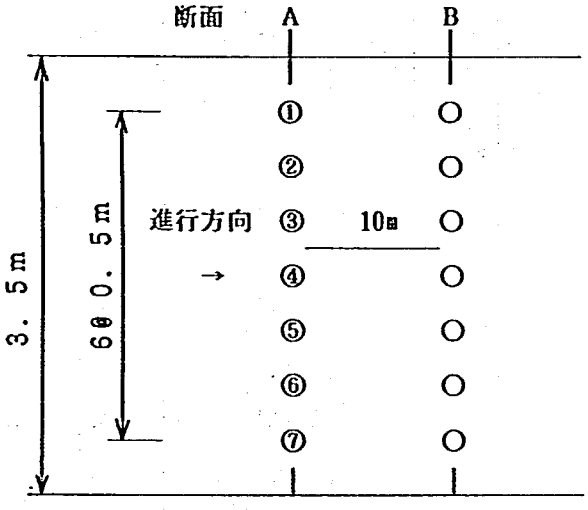
耐流動性を向上させるために、細粒分を少なくして（2.36㎜以下を５％少なくなるように新材を配合）、粒度改良を試みた２箇所（No．８、２５）のうち、１箇所は供用後すぐに骨材が飛散した。

3.2.3 新材と既設材の混合性

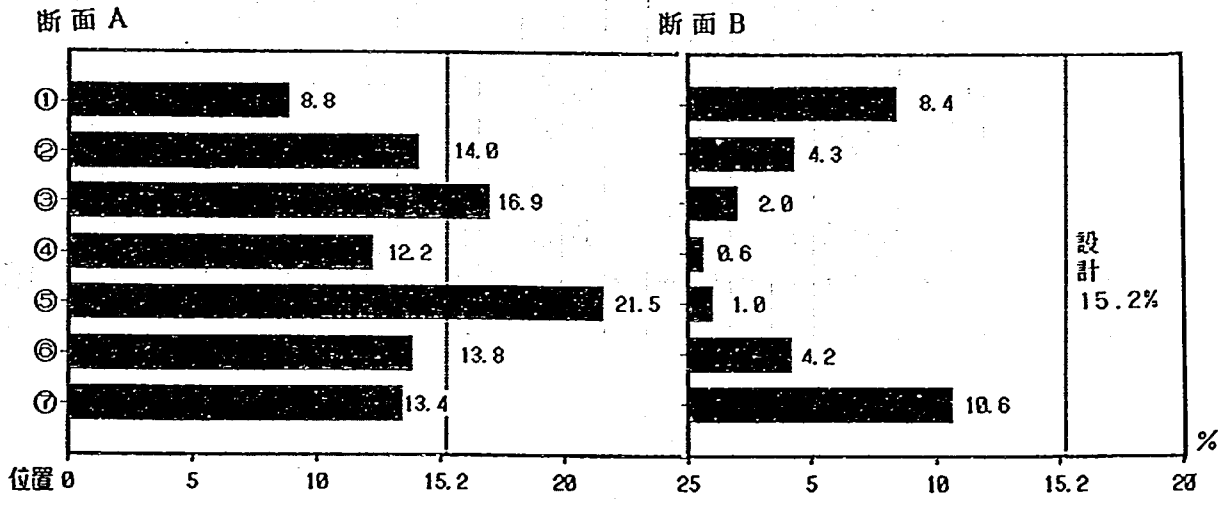
新材の粗骨材に白い人工骨材を使用して、国内で一番多く使用しているタイプの路上混合式のリミキサーの混合能力を調査した。

調査方法は、施工後に進行方向に１０m離れた箇所で、それぞれ横断方向に７箇所コアを採取し（図－８）、白い人工骨材の混入割合を設計数量と比較しすることで、新材と既設材の混合性を評価した。

調査結果の例は、図－９に示すとおり、新材は車線中央部に少なく、両端に多く混入する傾向があり、進行方向にも大きなバラツキが生じる場合もあった。



図－８　コア採取箇所（例）



図－９　白い人工骨材の分散状況

表－5　リミックス工法追跡調査結果

NO.	路線名	都道府県	混合物タイプ	添加材種類	施工時2.36㎜通過量	針入度 1/10㎜ 施工時	針入度 1/10㎜ 1年後	針入度 1/10㎜ 2年後	空隙率 % 施工時	空隙率 % 1年後	空隙率 % 2年後	平坦性 ㎜ 施工時	平坦性 ㎜ 1年後	平坦性 ㎜ 2年後	わだち ㎜ 1年後	わだち ㎜ 2年後
1	道央道	北海道	C	－	45.9	60	62	65	3.7	1.7	1.2	0.68	0.79	0.62	13.0	23.0
2			C	－	45.9	60	59	59	3.7	1.9	2.2	0.64	0.63	0.68	13.0	24.5
3	東北道	岩手県	C	－	46.4	58	36	39	3.6	2.9	2.2	0.78	0.70	0.88	4.2	6.0
4	関越道	群馬県	B	エマルジョン	48.4	48	46	41	5.3	4.1	3.4	0.67	0.77	0.93	6.8	8.5
5	東名	静岡県	B	エマルジョン	45.3	41	35	32	4.6	3.2	3.6	0.99	0.97	0.94	9.3	6.0
6			B		47.6	38	33	28	6.4	4.3	3.7	0.77	1.13	1.24	8.0	5.0
7	中央道	山梨県	B	エマルジョン	48.3	50	51	57	3.8	2.9	2.5	1.13	1.24	1.74	9.5	14.7
8	中央道	岐阜県	B	エマルジョン	38.7	56	39	42	4.3	2.4	2.3	1.18	1.12	1.17	8.2	11.5
9			B		45.2	58	54	59	4.1	2.2	2.0	1.10	1.26	1.77	8.8	12.4
10	北陸道	新潟県	C	エマルジョン	50.2	61	36	41	3.2	2.4	2.5	0.97	0.77	0.89	7.4	5.4
11	阪和道	和歌山県	B	オイル	53.9	47	38	24	6.1	5.6	5.1	1.09	1.05	1.00	0.9	1.8
12			B		49.5	37	51	42	5	6.1	5.5	0.84	0.85	0.80	1.9	2.6
13	中国道	兵庫県	B	オイル	47.1	48	41	31	5.3	2.5	3.2	1.25	0.67	1.24	7.8	11.4
14			B		48.7	44	28	37	5.6	5.4	3.9	0.61	0.67	0.66	4.4	4.4
15	九州道	鹿児島県	B	オイル	49.2	36	30	29	3.8	2.6	1.8	0.96	1.01	1.01	3.0	2.0
16			B		48.6	36	31	31	3.5	1.5	1.3	0.91	0.98	0.94	3.6	2.5
17	東北道	岩手県	C	－	50.7	53	37	45	3.8	1.9	1.5	0.82	0.74	0.91	4.4	4.8
18	関越道	新潟県	C	エマルジョン	50.2	54	41	39	4.1	3.2	1.8	0.52	0.57	0.65	3.3	7.7
19	第三京浜	神奈川県	B	エマルジョン	47.2	45	－	37	4.2	－	2.3	0.80	－	0.92	－	8.0
20			B	オイル	44.1	44	－	36	3.7	－	2.4	0.80	－	0.93	－	9.4
21	名神	岐阜県	B	エマルジョン	47.0	47	34	30	5.3	3.7	3.6	0.99	1.23	1.16	11.1	12.8
22	中国道	兵庫県	B	オイル	43.9	46	36	32	3.9	5.4	4.3	0.72	0.91	1.28	8.3	10.8
23			B		46.6	52	47	34	3	3.6	4.5	0.51	0.65	0.85	8.2	11.3
24			B		46.4	51	32	33	3.2	4.7	2.5	0.43	0.59	0.69	8.0	9.5
25	中国道	広島県	C	－	46.3	46	30	27	4.2	5.0	4.9	－	2.31	2.90	12.0	17.0
26	宮崎道	宮崎県	B	オイル	47.5	48	30	30	3.7	3.3	3.2	0.85	1.43	1.45	6.0	6.6

3.2.4 アスファルトの性状の回復

これを目的とした添加剤には、エマルジョン系とオイル系の２種類あり、表－６のような得失がそれぞれある。今回の施工箇所の中では前者を１０箇所、後者を１１箇所で使用していた。

どちらも目標とした針入度や軟化点まで回復させることができており、目的は達せられていた。

しかしながら、施工２年後のわだち掘れを比較すると、添加剤を使用しなかった箇所の平均が１５㎜、エマルジョン系が９㎜、オイル系が７㎜という結果であった。これは再生材の針入度がそれぞれ５５、４９、４６（1/10㎜）であったことから、夏季の流動わだち掘れの影響をこの順番で受けたもの思われる。

表－６　添加剤の得失

種類	エマルジョン系	オイル系
長所	・低粘度なため散布しやすい。 ・散布量が多いためバラツキが少ない。	・針入度の回復率が大きい。 ・混合物の温度が低下しない。
短所	・約４０％の水を含むため、混合物の温度低下、品質への悪影響が懸念される。	・粘度が高いので、均一に散布するためには加熱し散布温度を管理する必要がある。

3.3 検討すべき課題

調査結果より現行の施工の手引きどおりの適切な施工が可能であれば、既設材と新材を混合することでその性状を回復できることが確認できた。しかしながら、本工法の利点である品質改善を可能とし、適用範囲を拡大するためには、さらに下記の課題に対応することが必要となった。

① リミキサーの混合性能の改善

添加剤でアスファルトの針入度を回復させることで、既設材よりも耐流動性が損なわれるおそれがある場合には、粗骨材を多く混合し、粒度を粗くすることが必要となる。これに対応するためにはリミキサーの混合性能向上させることが必要である。

② より高度な混合物への適用

耐久性を向上させるためにアスファルトあるいは再生材に改質材等を加えた混合物の施工も可能とすることも必要である。

4．適用範囲の拡大を目的とした試験施工

前章までで述べたとおり、資源や環境のことなどを考慮すると舗装の補修工法としてリミックス工法に期待することは大きいが解決すべき課題もある。そこでＪＨでは、その課題に対処するために施工方法の違いや混合物の内容に着目し、その違いによる施工性や供用後の耐久性を比較・評価するために、１９９２年に東北自動車道の十和田地区の同一ＩＣ区間の走行車線で試験施工を実施した。

4.1 試験施工区間の概要

当区間は１９８６年に開通した区間で、１９９２年の平均日交通量は一方向２，９５９台、内大型車交通量８９０台と日本の高速道路の中では軽交通量区間である。

気象状況は表－７、図－１０のとおりであり、国内では積雪寒冷地域に位置し、舗装の損傷から見ると冬季は摩耗し、夏季は流動する地域で、施工前のわだち掘れの最大深さの平均は２５㎜であった。

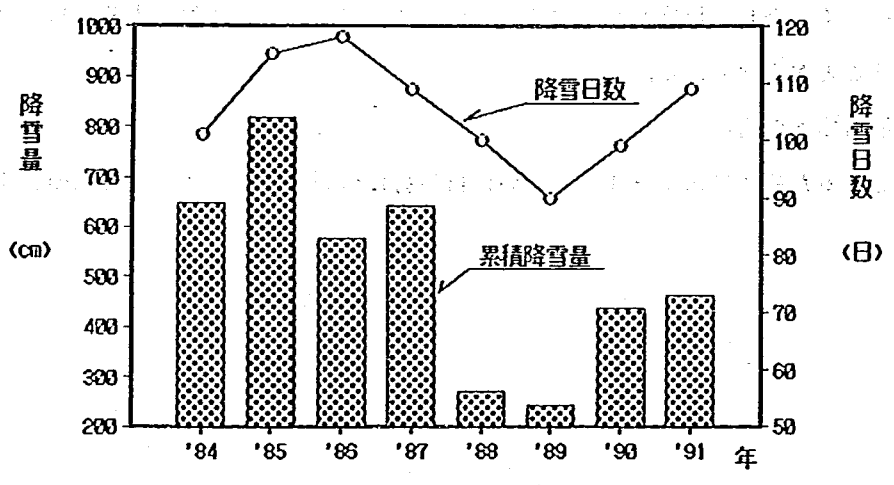
また、建設時は摩耗を受ける地域としていたため、表層に用いた混合物は表－１のタイプＣであり、施工前の既設材のアスファルトの針入度は５２(1/10㎜)、軟化点は５２℃であった。

表－７　試験施工箇所の気象[3)]

地点	十和田		東京		バンクーバ	
緯度	40°35'		35°41'		49°11'	
	平均気温	降水量	平均気温	降水量	平均気温	降水量
	℃	㎜	℃	㎜	℃	㎜
１月	-5.6	8	5.2	45.1	2.5	153.6
４月	7.8	24	14.1	125	8.8	59.8
７月	20.4	147	25.2	126.1	17.3	33.1
１０月	11.4	53	17.6	164.1	10	113.9
年平均	9.0	年計 619	15.6	年計1405	9.8	年計1113
ﾃﾞｰﾀ	*)1984		**)1961-1990		**)1951-1980	

*)観測所気象年報　1985　より

**)理科年表　1993　より



図－１０　降雪量と降雪日数

4.2　試験施工計画

以下の５項目を比較評価するために表－８のとおり試験施工区間の工区割を決定した。

①　リミキサーの混合方式の違いによる施工性。（工区２と３，５と６、７と８を比較）

②　リミックス工法の粒度改良の効果。（工区２と５，３と６を比較）

③　リミックス工法に特殊材料を使用した場合の効果と施工性。（工区２、５と７，３、６と８を比較）

④　リミックス工法の新材の量の違いによる耐久性。（工区３と４を比較）

⑤　リミックス工法とそれ以外の施工方法との耐久性。（工区１，５，６，９を比較）

表－８　各試験工区の施工内容

工　区No.	1	2	3	4	5	6	7	8	9
施工日	8.5	7.29	8.1	8.3	7.29	8.1	7.30	8.3	7.17
施工方法	切削ｵｰﾊﾞｰﾚｲ	リミックス							リペーブ
新材の量(㎜)	４０	１３		９	１３				１５
新材のタイプ	Ⅰ				Ⅱ		Ⅰ		
再生材のタイプ	－－	a		b	c		d		－－
特殊材料の使用		なし					あり		なし
リミキサーの種類	－－	A	B		A	B	A	B	－－
延　長(m)	８００	各４８０							

注1)特殊材料とは、石炭の灰を利用した吸油性の材料であり、詳しくはで4.4.2 で記述する。

注2)リミキサーの種類Ａとはバッチ混合式、Ｂとは路上混合式のもののことであり、詳しくは4.4.1 で記述する。

注3)施工厚さはすべて４㎝とした。

4.3　配合試験結果

新材および再生混合物の目標配合を表－9、マーシャル安定度試験結果およびホイールトラッキング試験結果は表－10のとおりであった。

表－9　新材および再生混合物の目標配合

混合物のタイプ	各フルイ目の通過量（重量比%）									アスファルト量	備　考
	19mm	13.2	9.5	4.75	2.36	0.6	0.3	0.15	0.075		
①　既設材	100	85.0	72.2	60.3	44.8	30.7	18.0	8.1	5.9	6.5%	
②　新材　Ⅰ	100	99.4	88.5	59.4	43.0	26.8	15.1	8.2	5.7	5.7	
③　新材　Ⅱ	100	99.4	87.7	56.5	39.7	24.7	14.3	7.9	5.6	5.0	
④　再生材a，d	100	89.7	77.5	60.0	44.2	29.4	17.1	8.2	5.9	6.2	①＋②
⑤　再生材b	100	88.5	76.2	60.1	44.4	29.8	17.3	8.1	5.9	6.3	①＋②
⑥　再生材c	100	89.7	77.2	59.1	43.1	28.7	16.8	8.1	5.8	6.0	①＋③

表－１０　マーシャル安定度試験およびホイールトラッキング試験結果

		密度 g/cm³	空隙率 %	飽和度 %	骨材間隙率 %	安定度 kgf	フロー値 1/100cm	S／F	理論密度 g/cm³	DS 回/mm
基準（目標）値		--	3～5	75-85	17-20	600以上	20-40	15-45	--	600
混合物のタイプ										
	新材　Ⅰ	2.439	3.8	78.3	17.5	1050	31	34	2.536	950
	新材　Ⅱ	2.444	5.0	68.2	16.8	1020	29	35	2.571	1050
	再生材a	2.397	3.3	81.6	17.9	963	24	40	2.479	420
	再生材b	2.397	3.0	83.1	17.8	985	23	43	2.471	--
	再生材c	2.399	3.6	79.5	17.6	862	26	33	2.488	1690
	再生材d	2.352	4.7	74.7	18.6	993	27	37	2.468	1820

なお、今回のリミックス工法での施工では、既設材のアスファルトの針入度などの性状が、目標値を十分満足するものだったため、その性状を回復させるための添加剤を使用しなかった。

新材のアスファルトは、針入度６０～８０(1/10mm)のものを使用した。

これによると、どの再生材もマーシャル安定度試験結果は基準値を十分満足しており、新材とほぼ同等であった。

また、ホイールトラッキング試験結果によると、再生材ａに吸油性の材料を添加した再生材ｄがａよりＤＳが大きく、目的とした耐流動効果を示した。

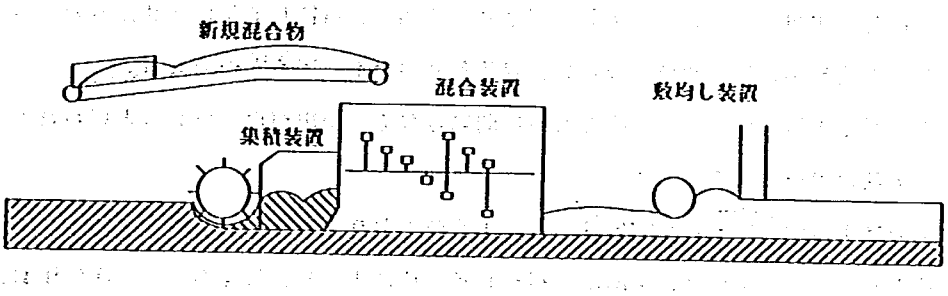
4.4　施工性に関する評価

4.4.1　リミキサーの混合方式の違いによる施工性

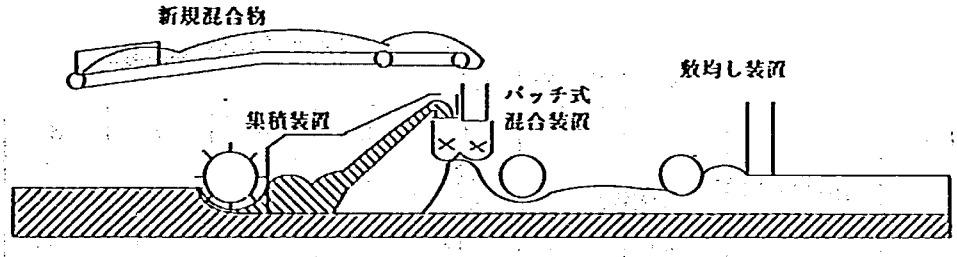
リミックス工法では、新材と既設材を混合して施工するため、骨材粒度を改良できることも利点の一つであるが、前述のとおり以前の路上混合方式での試験結果では、あまり期待できるものではなかった。

そこで、今回は路上混合方式（図－１１）のものと、一旦既設材をリミキサーの中に回収し、これと新材をそれぞれ独立して計量した後、混合し舗設するバッチ式（図－１２）のもので施工し、舗設後の混合物を採取し、骨材をふるい分けて目標粒度との差を比較した。その結果は表－１１のとおりであった。

これによると目標粒度に対するばらつきについては両者に差がなく、骨材の大きさや横断方向による違いもなかったが、１９８９年の調査と比べると施工精度は向上しているようである。



図－１１　路上混合方式の概念図



図－１２　バッチ方式の概念図

表－１１　混合方式別の目標粒度との差（%）

混合方式			バッチ式				路上混合式			
工区No.			2	5	7	平均	3	6	8	平均
フルイ目と測定位置	9.5	OWP	2.7	1.7	4.5	3.0	5.5	6.4	-2.0	4.6
		CENTER	6.6	1.8	3.0	3.8	0.4	4.2	2.7	2.4
		IWP	2.8	5.4	3.1	3.8	4.9	1.5	-1.8	2.7
		平均	3.7	3.0	3.5	3.4	3.6	4.0	2.2	3.2
	4.75	OWP	2.0	1.0	3.0	2.0	4.6	3.7	2.0	3.4
		CENTER	4.1	2.4	4.4	3.6	0.6	1.9	2.2	1.6
		IWP	1.1	4.9	2.2	2.7	2.1	-1.9	-1.1	1.7
		平均	2.4	2.8	3.2	2.8	2.4	2.5	1.8	2.2
	2.36	OWP	0.6	-0.4	2.4	1.1	2.1	1.8	1.1	1.7
		CENTER	2.2	0.6	2.9	1.9	0.3	1.7	2.5	1.5
		IWP	-0.4	2.9	0.6	1.3	0.3	-0.3	-1.2	0.6
		平均	0.8	1.0	2.0	1.4	0.9	1.3	1.6	1.3

注）平均は、各差の絶対値の平均である。

4.4.2　特殊材料を使用した場合の施工性

アスファルト混合物の耐流動性を高める方法の一つとして、アスファルトにゴムあるいは樹脂を添加したり、混合物自体にゴム、樹脂、繊維などを混合する場合がある。一般にゴムや樹脂を混合する場合には、ストレートアスファルトを使用する場合よりも混合・施工温度が１５℃程度高くなることから、屋外で加熱・混合するリミックス工法で使用することは不可能であった。

そこで耐流動性を向上させるために使用する添加剤の条件を以下のように決めた。

①１１０℃程度でも転圧できること。→ゴムや樹脂は不可

②混合性の良いこと。→繊維系のものは、塊となるおそれがあるので不可

この結果、今回は火力発電所から排出される石炭灰を利用した吸油性の骨材を使用することとした。これは石炭灰の細粒分に少量のセメント、水および増粘剤を加え、造粒して乾燥させたものであり、石炭灰の多孔性を利用して混合物中の軽質油分を吸着し、耐流動性の向上を図るものである。

施工結果から見ると混合性、路面性状とも特に問題はなく、使用が可能であると思われる。

4.4.3　施工方法の違いによる施工性

施工方法別の施工温度を比較した結果は、表－１２のとおりであった。

これによるとリミックス工法は、切削オーバーレイ工法に比べて、敷き均し、一次転圧および二次転圧温度がそれぞれ１５℃、２０℃および１０℃程度低かった。しかしながら、一次転圧開始温度は１１０℃以上であり、転圧後の状況を見る限り特に支障はなくこの影響はないものと思われる。

表－１２　施工温度

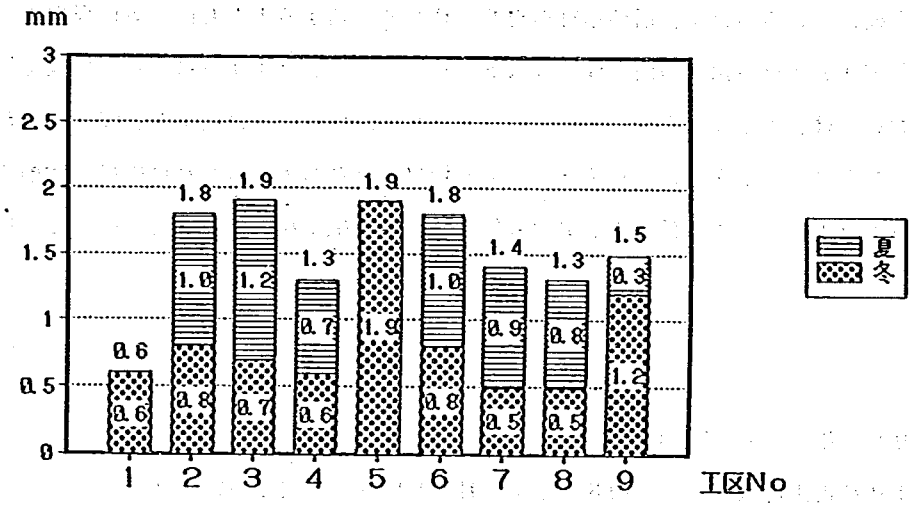
工　区No.	1	2	3	4	5	6	7	8	9
施工方法	切削ｵｰﾊﾞｰﾚｲ	リミックス							リペーブ
気　温（℃）	― ― ―	23	21	19	23	21	24	19	22
掻きほぐし温度	― ― ―	122	121	122	121	123	120	122	122
新材出荷　〃	１５８	172	170	169	172	171	170	171	164
敷き均し　〃	１４６	131	129	130	128	134	125	131	146
一次転圧　〃	１４１	120	123	115	118	113	117	118	*113
二次転圧　〃	１１９	111	104	103	108	107	104	106	114

注）表中のリペーブの＊は、既設材の温度である。

4.5 耐久性に関する評価

１９９３年５月の路面性状の調査では、どの工区もクラックなどの発生は見られず良好な状態を保っていた。図－１３のわだち掘れの測定結果を見てもまだ顕著な差はない。

今後は、わだち掘れの他に、路面の粗さ、すべり抵抗およびクラックについても春秋の年に２回の調査を５年間程度実施し、これらの結果により評価することとする。



図－13 約1年後のわだち掘れ

5．まとめ

１９９２年の施工を見る限り、リミックス工法の施工精度は向上してきており、粒度改良や添加剤の使用により混合物の品質改善も可能と思われる。また、１９８９、９０年に施工した箇所の路面性状も、現状では多少わだち掘れの増加が大きいものの切削オーバーレイ工法に大きく劣るものではないことから、補修工法の一つとして採用することは可能である。

したがって、今後はこれらの施工箇所の追跡調査を継続して評価するとともに、更に現場再現性の高い再生材の設計と施工方法および供用後の耐久性とコストのバランスとれた工法を目指して研究を進めていく。

また、ＪＨにおいては、①リミックス施工箇所のリミックス工法による再施工と、②高速道路の表層を切削した廃材をプラントにストックし、それをプラントで新材と混合して製造した再生材を切削オーバーレイに使用するプラント再生についても試みる予定であり、今後も再生工法に関する研究を進めていく予定である。

参考文献

1)理科年表　１９９３年　P198～P209

2)路上表層再生工法技術指針（案）　昭和６３年１１月　社団法人　日本道路協会　P8

3)観測所気象年報　昭和６０年　気象庁　P46,P246

寒冷地域の路上表層再生工法

Application of In-Situ Surface Recycling Methods in Cold Areas

前建設省中部地方建設局	菊川　滋
建設省中部地方建設局	相原正之
同	桂川幸文
建設省土木研究所	吉田　武

寒冷地域の路上表層再生工法

(前) 建設省中部地方建設局　菊川　滋
建設省中部地方建設局　相原　正之
〃　桂川　幸文
建設省土木研究所　吉田　武

概　要

本報告は、舗装発生材を現位置で再生処理する路上表層再生工法のリペーブ方式（かきほぐした既設表層混合物の上に、新規アスファルト混合物を敷き均し、同時に締固めて再生する）及び、リミックス方式（かきほぐした既設表層混合物に、新規アスファルト混合物を混合し、品質改善のため再生用添加材を混入し、性状を整え再生する）の試験舗装結果についての報告である。

建設省中部地方建設局では、管内を夏期の大型車による流動が問題となる一般地域と、冬季のスパイクタイヤによる摩耗が問題となる積雪寒冷地域に分け、１３地区において、路上表層再生工法の試験舗装を実施した。

1983年度及び、1984年度に、リペーブ方式を主体とした試験舗装を実施し、追跡調査を実施したが、既設舗装の品質改善が問題となり、1987年度にリミックス工法に重点をおいた試験舗装を実施した。

試験舗装及び、それに続く追跡調査の結果、以下のことが判明した。

1）路上表層再生工法は、切削オーバレイ工法に代わる工法として十分適用可能である。

2）一般地域、積雪寒冷地域ともに再生用添加材は、既設表層の品質改善や施工性、混合性から乳剤系が望ましい。

3）一般地域では、リペーブ方式に比べて、リミックス方式が望ましい。

4）積雪寒冷地域では、リペーブ方式が最適であり、新材のアスファルト混合物としては、密粒度アスコン（２０Ｆ）が好結果であった。

寒冷地域の路上表層再生工法

(前) 建設省中部地方建設局　菊川　滋
建設省中部地方建設局　相原　正之
〃　桂川　幸文
建設省土木研究所　吉田　武

1．はじめに

アスファルト舗装道路は交通量の増大と重交通化による供用性の低下により舗装の寿命が短くなっている。供用性を確保するには、維持修繕を行うことが重要な課題である。　又、維持修繕に伴って発生する舗装発生材は、都市近郊部を中心に環境等の深刻な問題になっている。

舗装発生材は、1991年４月に制定された『再生資源の利用の促進に関する法律』において建設副産物と位置付けられ再生利用を積極的に推進していくこととしている。

アスファルト舗装発生材の再生利用技術は、その用途により、アスファルト混合物と路盤材に大別される。更に、再生処理の方式には、発生現場から定置式のプラントまで運搬し、そこで再生処理するプラント方式と、廃材の発生する現位置で行う現位置再生方式とがある。　このうちプラント再生方式については、舗装廃材再生利用技術指針（案）（1984年７月　日本道路協会）に従って進められてきたが、現在は、再生舗装技術指針（1992年１２月改訂　日本道路協会）に従って進められている。　現位置再生方式は、路上再生路盤工法技術指針（案）（1987年１月　日本道路協会）及び、路上表層再生工法技術指針（案）（1988年１１月　日本道路協会）が基本となって進められている。

路上表層再生工法は、1982年頃から試験的に採用されるようになり、中部地方建設局でも1983年度から寒冷地を中心に試験舗装を開始した。

2．試験舗装の概要

試験舗装の概要を表２．１に、試験舗装の場所を図２．１に示す。

なお、ここでいう積雪寒冷地域とは、冬季にスパイクタイヤの装着が考えられる地域とした。　地形的には、太平洋側が温暖な気候の一般地域であり、中部山岳部が積雪寒冷地域にあたる。

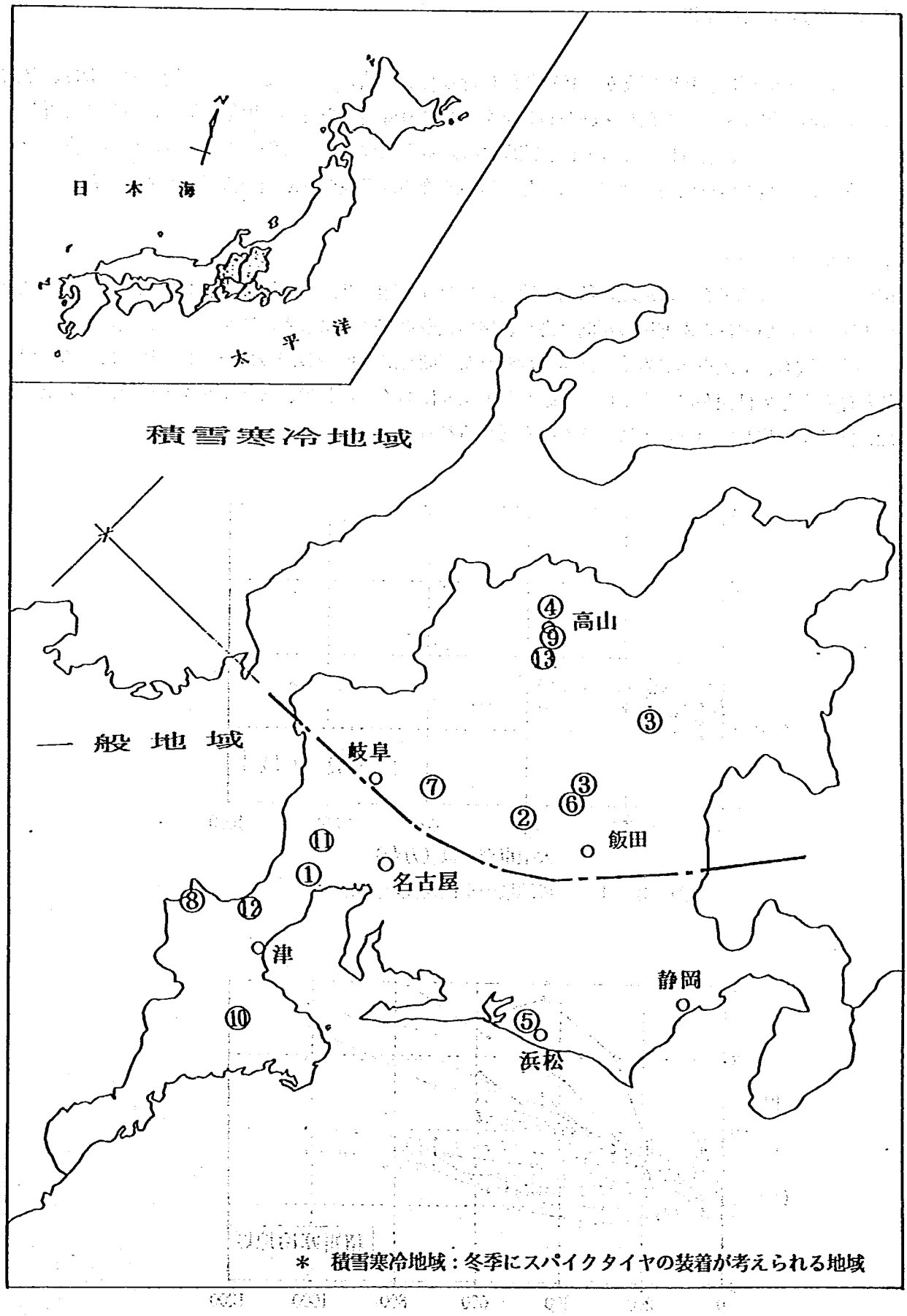
試験舗装は、リペーブ方式（かきほぐした既設表層混合物の上に、新規アスファルト混合物を敷均し、同時に締固めて再生する）を中心に1984年度までに１１地区３６工区の試験区間を設け、５年間の追跡調査を行い供用性の評価を行った。供用性の評価では、一般的に行われている切削オーバレイと、遜色のない結果が得られ、経済性や環境対策に大きく貢献する結果となった。　但し、既設表層の品質に問題がある場合には、既設表層の品質改善が問題となり、1987年度から、リミックス方式（かきほぐした既設表層混合物に、新規アスファルト混合物を混合し、品質改善のため再生用添加材を混入し、性状を整え再生する）による試験舗装を開始した。　これは、既設表層に品質的な問題がある場合、リペーブ方式では限界があり品質改善をする方法として検討した。　試験舗装は、一般地域と積雪寒冷地域の各々４工区計８工区で行った。

一般地域では、再生用添加材を変え、乳剤系２種類と潤滑油系１種類のリミックス方式３工区とし、比較工区に切削オーバーレイ区間を設けた。　又、積雪寒冷地域では、乳剤系添加材を用いたリミックス工区、添加材なしのリペーブ工区、乳剤系添加材を用いたリペーブ工区、更に、比較として切削オーバーレイ工区の計４工区とした。

表－２．１　路上表層再生工法の試験施工概要

年度	No.	路線	地　区　名	一般地域、積雪地域の別	工区数	施工時期	摘　　要
1983	1	1	三重郡朝日町小向	一般地域	6	1983.10	かき起こし３～５cm
	2	１９	恵那市長島町永田	積雪地域	7	1983.10	かき起こし２～３cm
	3	１９	木曽郡日義村 塩尻市洗馬	〃	4	1983.10	かき起こし平均４cm
	4	４１	吉城郡古川町杉崎	〃	4	1983. 8	かき起こし平均４cm
	5	1	浜松市下飯田	一般地域	1	1984.11	かき起こし平均３cm

年度	No.	路線	地区名	一般地域、積雪地域の別	工区数	施工時期	摘要
1984	6	19	木曽郡日義村原野	積雪地域	6	1984.10	かき起こし平均4cm
	7	21	各務原市鵜沼町	〃	3	1984.11	かき起こし平均3cm
	8	25	上野市西明寺	一般地域	2	1984. 9	かき起こし平均4cm
	9	41	吉城郡国府町	積雪地域	1	1984. 6	かき起こし平均4cm
	10	42	度会郡紀勢町柏野	一般地域	1	1985. 2	かき起こし平均4cm
	11	258	桑名市今島	〃	1	1984.11	かき起こし平均4cm
1987	12	25	鈴鹿郡関町	〃	4	1987.12	かき起こし平均3cm [illegible]系舗装材(アス・ゴムチップ、リクラマイト) [illegible]舗装系舗装材(バインドール)
	13	41	吉城郡国府町三川	積雪地域	4	1987. 9	かき起こし平均3cm [illegible]系舗装材(リクラマイト)


日本海
太平洋
積雪寒冷地域
一般地域
高山
岐阜
飯田
名古屋
津
静岡
浜松
④
⑨
⑬
③
⑦
③
⑥
②
⑪
①
⑧
⑫
⑩
⑤
＊ 積雪寒冷地域：冬季にスパイクタイヤの装着が考えられる地域

図－2.(1) 施工場所

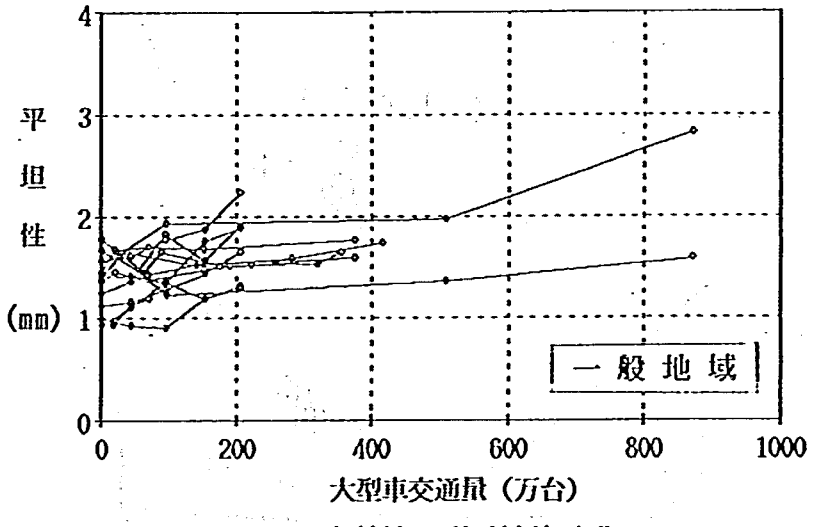
3．リペーブ方式の解析結果

リペーブ方式の解析は、1983年度から1984年度に行った試験舗装について行う。供用性の解析は、路面の供用性状である平坦性・わだち掘れ・ひびわれ率を中心に追跡調査を行い、累積交通量に対して解析し結果を以下に示す。　なお、解析に当たっては、路面に与える損傷程度が一般地域と積雪寒冷地域で交通形態が違うことから、一般地域は累積大型交通量とし、積雪寒冷地は累積全交通量を因子として行った。

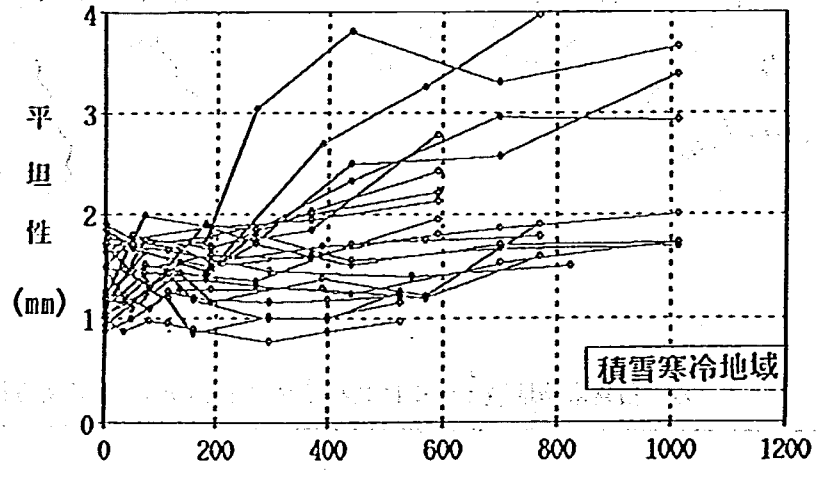
3．1　平坦性について

平坦性の追跡調査結果を一般地域と積雪寒冷地域に分けて図－3．1・図－3．2に示す。一般地域では、調査の1区間を除いてほとんど横這傾向にあり、累積大型車交通量による影響がほとんど見られない。

積雪寒冷地域も、交差点部等の特殊箇所で行われた区間を除けば一般地域に類似した状況にある。但し、全体的な傾向としては僅かながら平坦性が悪くなる傾向にある。これは、スパイクタイヤ等による磨耗を受け表面に凹凸が発生していることによるものと考えられる。



図－3．1　一般地域の平坦性経年変化



図－3．2　積雪寒冷地域の平坦性経年変化

3．2　わだち掘れについて

わだち掘れの経年変化は、図－3．3・図－3．4に示す。図－3．3に示す一般地域のわだち掘れは、供用初期の段階で大きく進行し、それ以後は直線的に伸びている。

第３８回建設省技術研究報告（1984年度）資料によるプラント再生材並びに、新材ラインと比較すると、ほぼ類似した傾向で推移している。又、図－3．4に示す積雪寒冷地域では、供用初期の時点から直線的に増加し一般地域と違った傾向になっていることが判る。

土木技術資料（1984/4月）に報告された、北陸地方の細粒度アスコンでストレートアスファルト使用とゴム入りアスファルト混合物のわだち掘れ量で比較する。　これによると、交通量で３００万台までの結果しかないが、路上表層再生工法の方がわだち掘れの発生が少なく良好な結果になっている。

これらのことから、一般地域も積雪寒冷地域も切削オーバレイ工法と比較して遜色ない結果であることが判った

【一般地域】　$y=2.10+0.56(X)^{0.5}$　　$r=0.846$

第３８回建技（1984年度）

プラント再生ライン　$y=2.82(\mathrm{Log}(X)-4)^2-4.84(\mathrm{Log}(X)-4)+5.39$　$r=0.533$

新材ライン　$y=2.30(\mathrm{Log}(X)-4)^2-3.37(\mathrm{Log}(X)-4)+4.28$　$r=0.502$

【積雪地域】　$y=3.42+0.022X$　　$r=0.929$

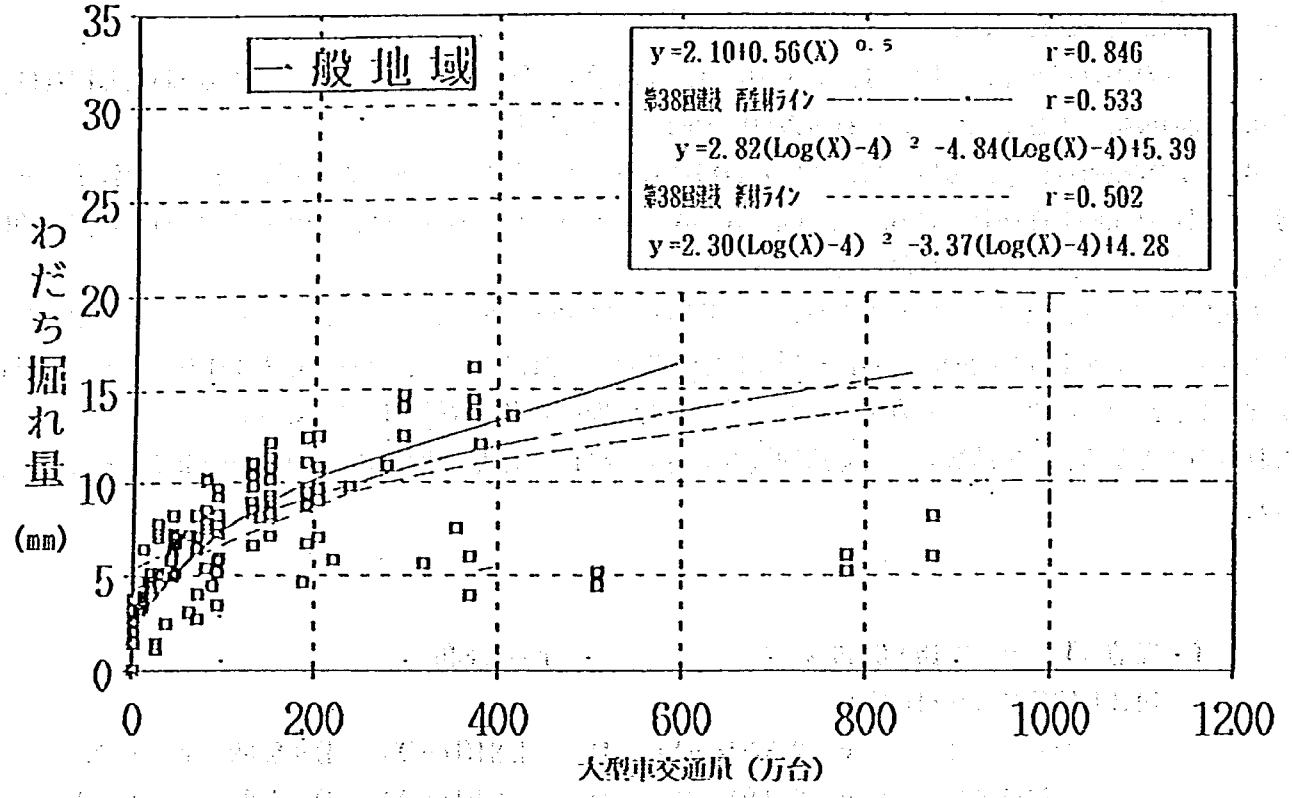
北陸地方細粒度アスコン

ストアスライン　$y=5.40(\mathrm{Log}(X)-4)-2.83$　　$r=0.40$

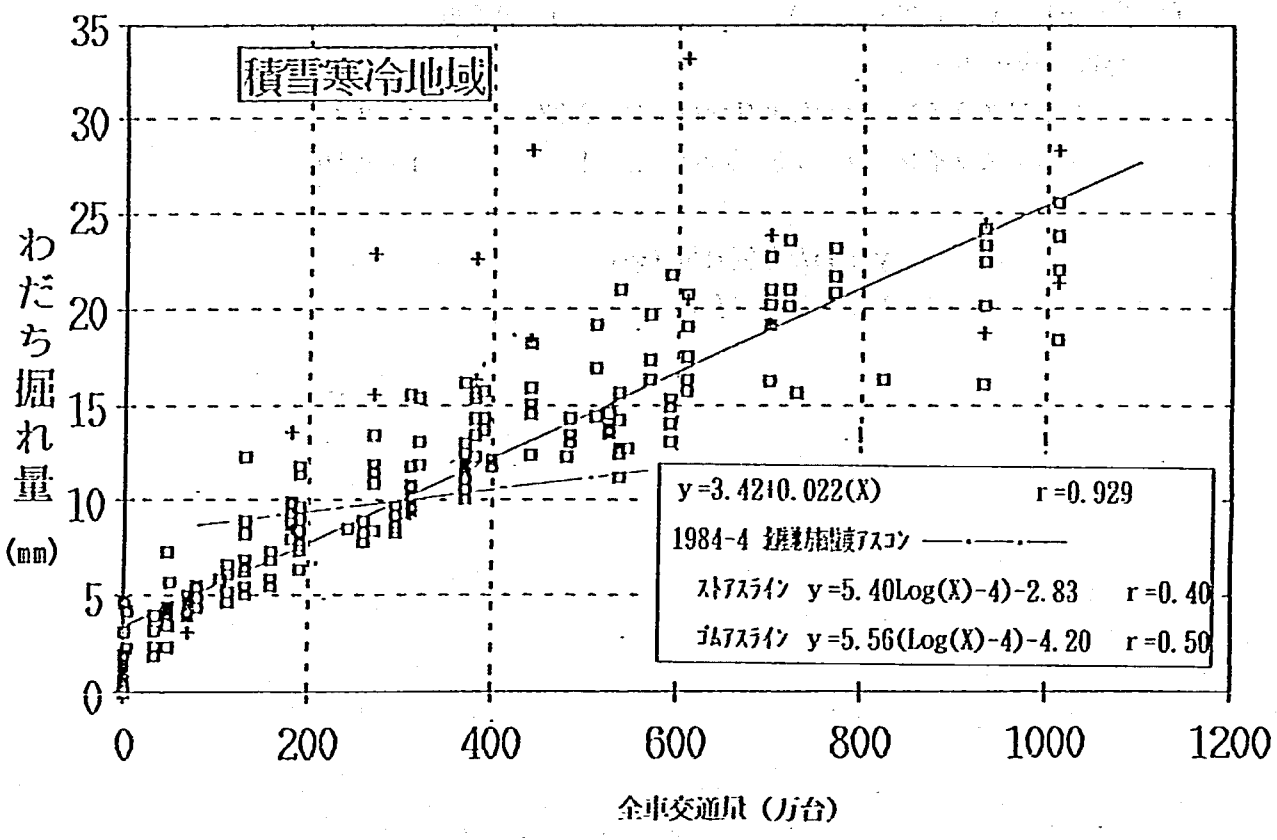
ゴムアスライン　$y=5.56(\mathrm{Log}(X)-4)-4.20$　　$r=0.50$

y：わだち掘れ量（㎜）

X：交通量（台）



図－3．3　一般地域のわだち掘れ経年変化

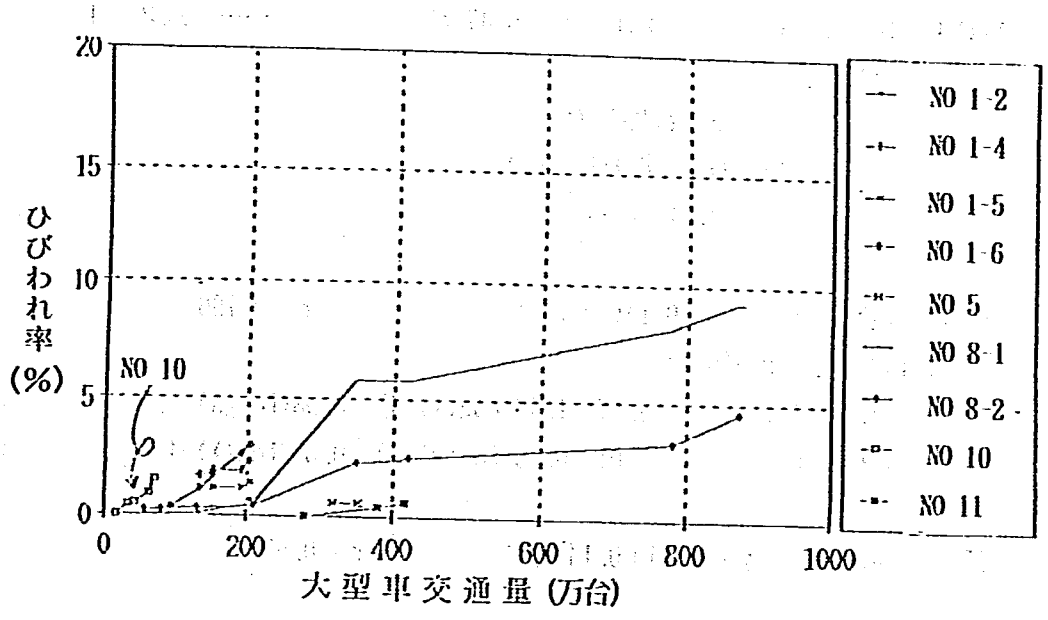


図－3．4　積雪寒冷地域のわだち掘れ経年変化

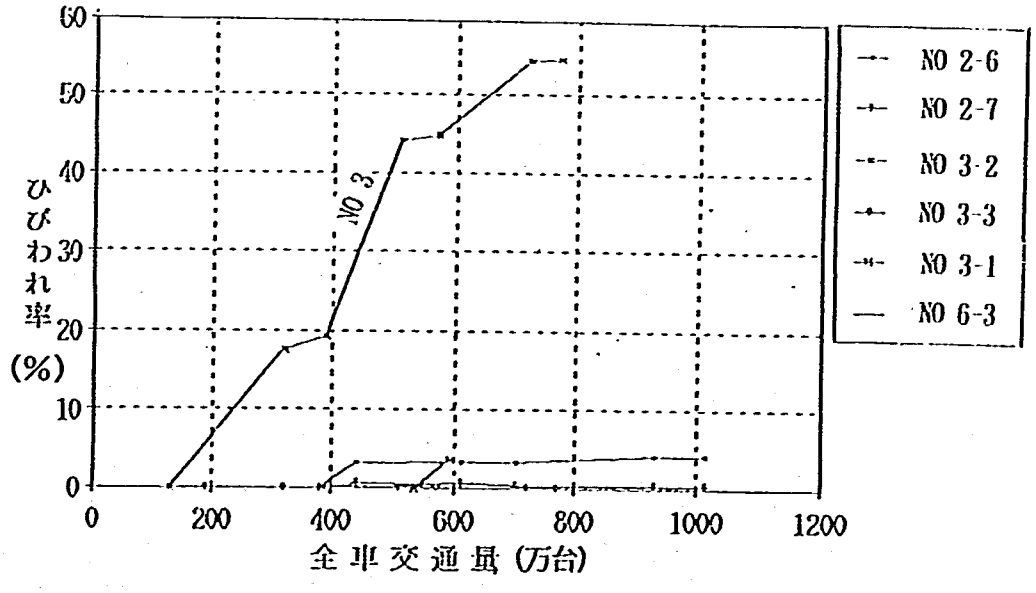
3．3　ひびわれ率について

追跡調査期間でひび割れの発生した区間は少なく、発生した区間について図－3．5・図－3．6に示す。これによると一般地域では、初期に発生した調査No.10 を除けば累積大型車交通量で１００万台程度から発生している。発生後の伸び率は急激に増加する場合と、ゆっくり増加する区間とに分類されるが、いずれも既設アスコンによる影響が最終的な供用性に影響すると言える。

積雪寒冷地域は、調査No.3の交差点部を除けば累積全交通量で４００万台からひびわれが発生しやすくなっている。但し、ひびわれの発生している区間は、ほとんど既設表層アスコンにひび割れの発生していた区間であり、設計段階でひびわれの処理を検討すればひびわれの発生が少なくなると判断した。経済効果を考えれば、安価な工法であり、産業廃棄物の発生がないので、積雪寒冷地域の磨耗修繕工法としては最適である。



図－３.５　一般地域のひびわれ率経時変化



図－３.６　積雪寒冷地域のひびわれ率経時変化

3．4　維持管理指数について

維持管理指数（ＭＣＩ）を以下に示す式－３．１より求め、図－３．７・図－３．８に示す。図－３．７に示す一般地域では、第３８回建技（1984年度）の新材ラインに比べＭＣＩの低下が幾分早い結果になっている。プラント再生ラインとは、ほぼ同じ結果になっておりライフサイクルとしては十分であると判断した。

積雪寒冷地域については比較の対象がないが、全交通量の内大型車混入率が１５～２０％程度であることから換算して一般地域と比較してみると、全交通量６００万台で大型車が１００万台程度になり、ＭＣＩは６となる。　したがって一般地域の８に比べＭＣＩが２程度小さくなっている。　これは、冬期の摩耗による影響であり、積雪寒冷地域にあっては摩耗のウエイトが大きいと言える。

維持管理指数（Maintenance Control Index, ＭＣＩ）

$$MCI = 10 - 1.48C^{0.3} - 0.29D^{0.7} - 0.47\sigma^{0.2} \quad \cdots\cdots \text{式}3-1$$

ただし、

Ｃ：ひびわれ率（％）

Ｄ：わだち掘れ量（㎜）

σ：平坦性（㎜）

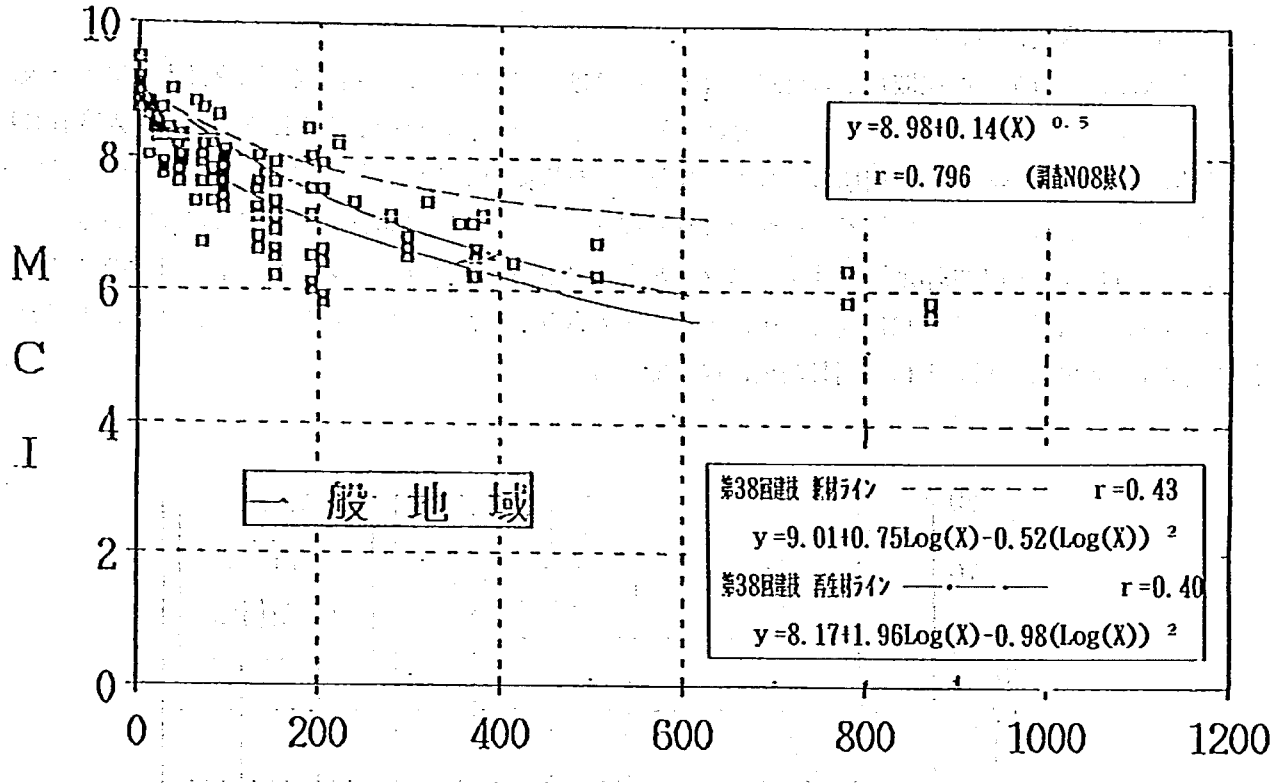
【一般地域】　$y = 8.98 + 0.14(x \times 10^{-4})^{0.5}$　　$r = 0.796$

第３８回建技（1984年度）

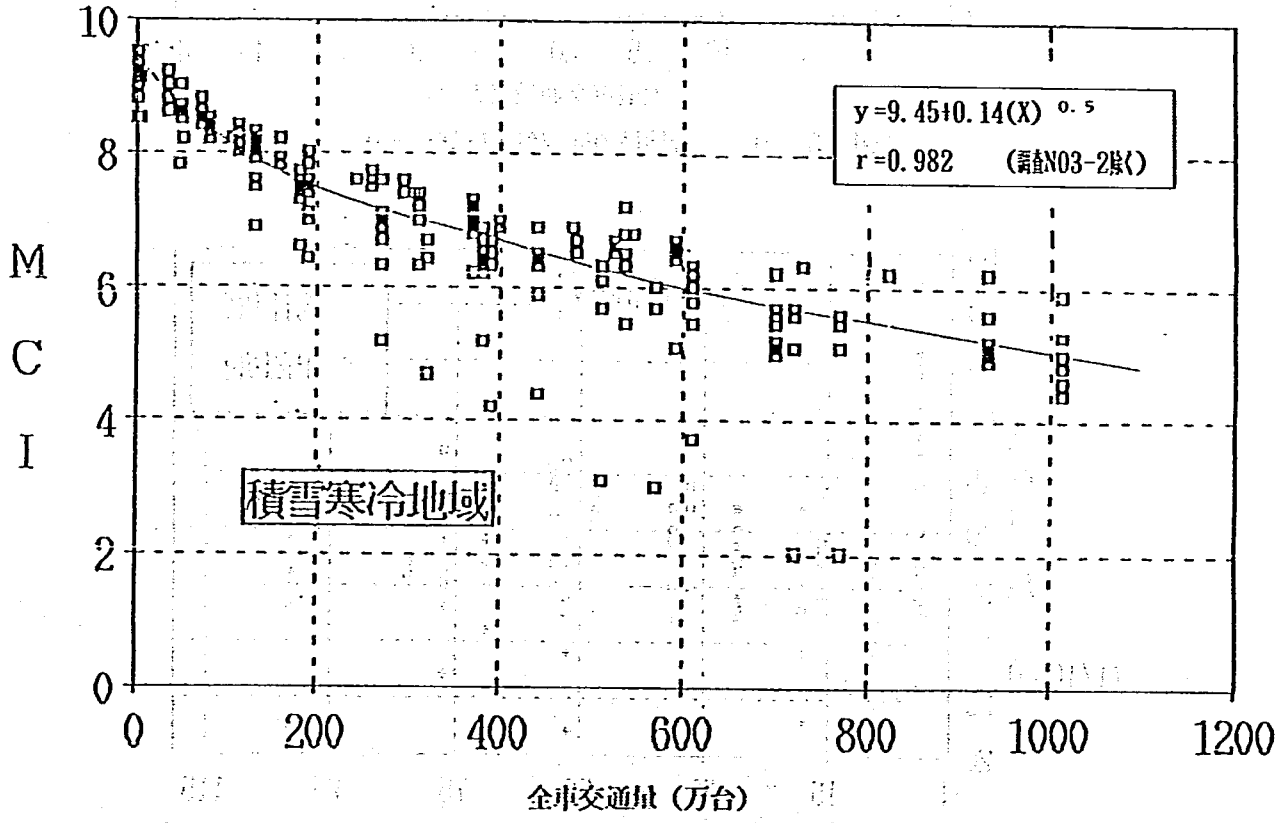
プラント再生ライン　$y = 8.17 + 1.96(\mathrm{Log}(x)-4) - 0.98(\mathrm{Log}(X)-4)^2$　　$r = 0.403$

新材ライン　$y = 9.01 + 0.75(\mathrm{Log}(x)-4) - 0.52(\mathrm{Log}(X)-4)^2$　　$r = 0.435$

【積雪寒冷地域】　$y = 9.45 + 0.14(x)^{0.5}$　　$r = 0.982$



図－３．７　一般地域のＭＣＩ経年変化

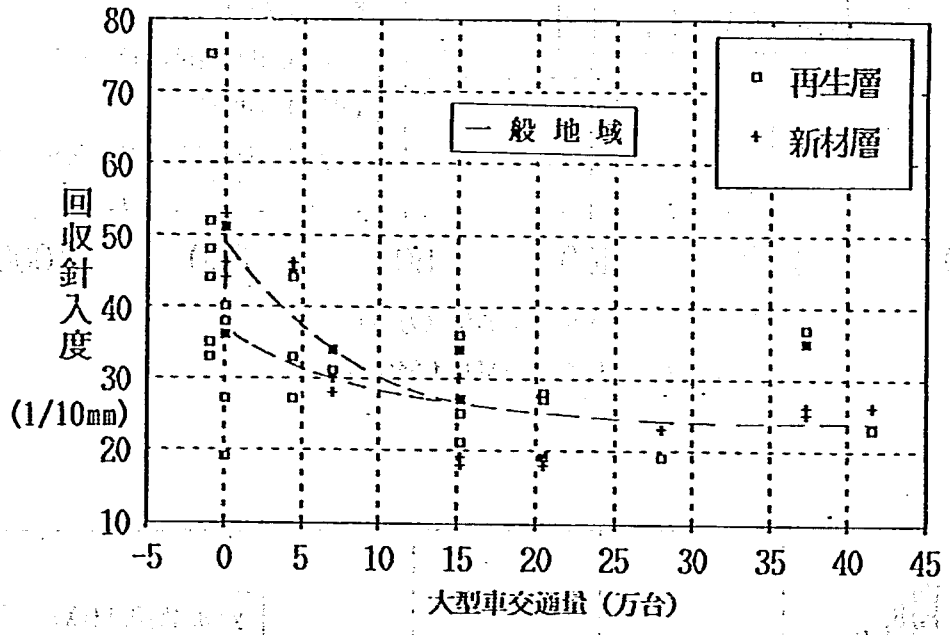


図－３．８　積雪寒冷地域のＭＣＩ経年変化

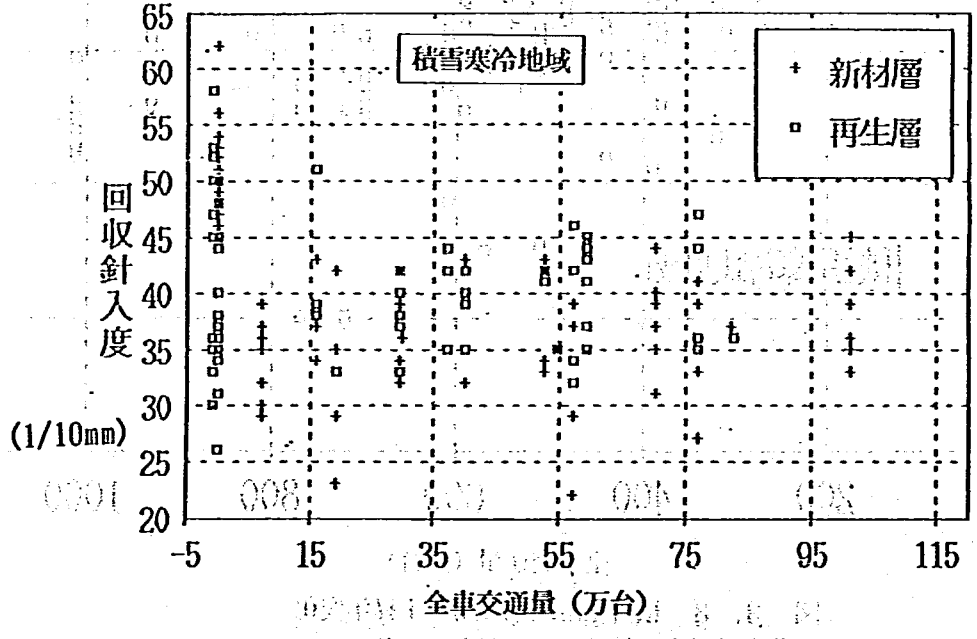
3．5　残留針入度について

残留針入度は、コアーを採取して新材層と再生層に分け、アスファルトを回収し回収針入度により求め図－3．9・図－3．10に示す。図－3．9に示す一般地域では、新材層が施工段階で回収針入度５０程度から毎年低下し２年経過で施工初期の５０%になり、それ以後の変化は少なくなっている。再生層は施工初期で平均的に３５程度で、２年経過で初期の８０%程度になり、以後は新材層と同じになっている。

図－3．10に示す積雪寒冷地域は使用アスファルトがストレート60/80 とストレート80/100の２種類が使われており、一般地域のような傾向を見出だすことができなかった。全体的な傾向では、２～３年経過で再生層の回収針入度は新材層とほぼ同じ結果になっている。



図－3．9　一般地域の回収針入度経年変化

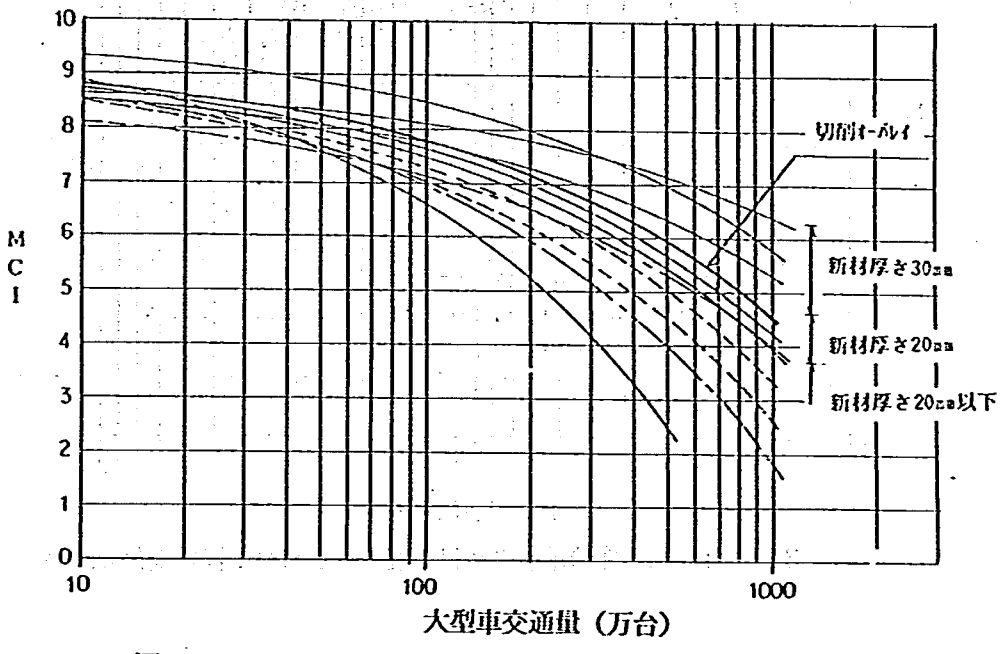


図－3．10　積雪寒冷地域の回収針入度経年変化

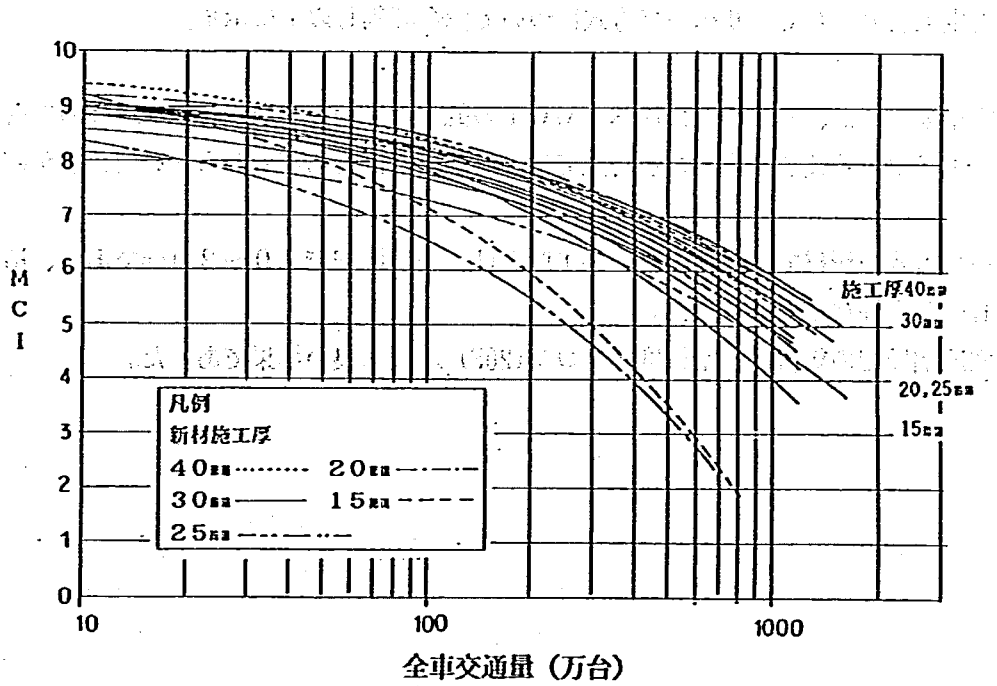
3．6　新材種別と施工厚さについて

一般地域における累積大型車交通量とＭＣＩの関係は図－３．１１に示すように、新材厚さが２０㎜以下の場合は新材厚さ３０㎜に比べ耐久性が劣る結果になった。一般工法である切削オーバレイは、リペーブ方式の新材厚さ２０㎜とほぼ匹敵する結果である。

積雪寒冷地域は図－３．１２に示すように、一般地域と同じ傾向で新材層の厚さが厚いほど耐久性が大きい結果になっている。

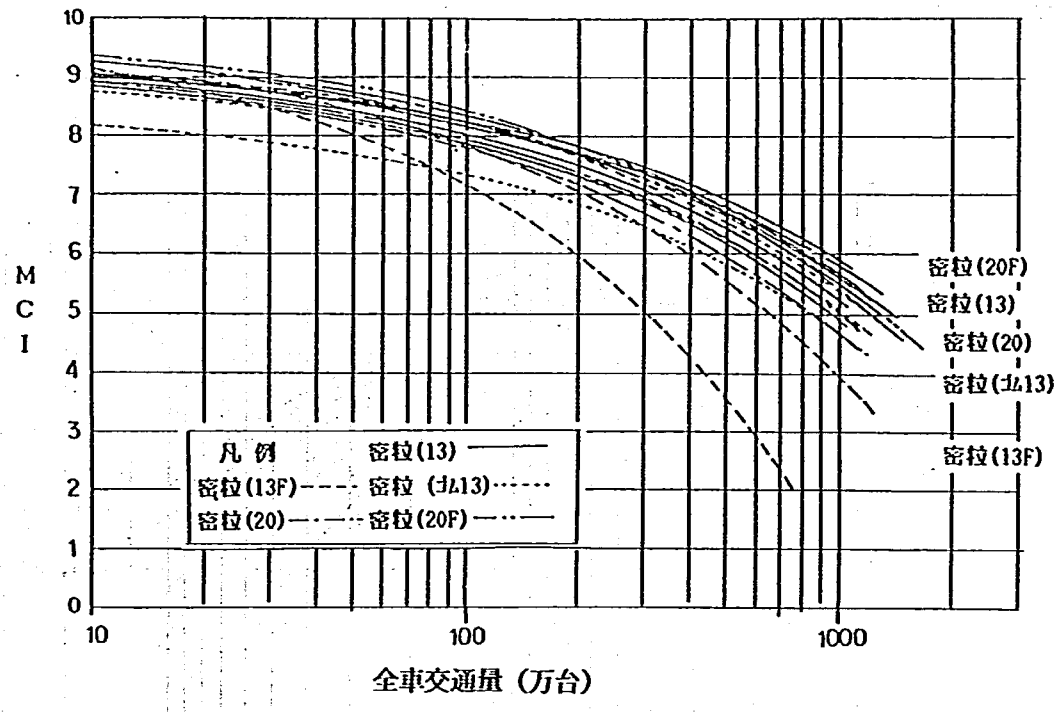


図－３．１１　一般地域の新材層厚さとＭＣＩ経年変化の関係



図－３．１２　積雪寒冷地域の新材層厚さとＭＣＩ経年変化の関係

リペーブ方式に採用した混合物の種別とＭＣＩの関係は、図－３．１３に示すように密粒度アスコン(20F)及び密粒度アスコン(13)が他の混合物に比べて耐久性が高い結果になった。これに対して、密粒度アスコン(13F)(ゴム入り13F)が耐久性の短い結果になり、密粒度アスコン(20)が中間的な結果になった。



図－３．１３　積雪寒冷地域の新材の混合物とＭＣＩ経年変化の関係

３．７　リペーブ方式の総合評価

路上表層再生工法のうちで、リペーブ方式について総合評価し以下に示す。

（１）積雪寒冷地域では、一般地域に比べてＭＣＩの低下が２程度早いが冬期の摩耗の影響を受けており、スパイクタイヤの着装を禁止した現時点では一般地域とほとんど変わらない耐久性が確保できると判断する。

（２）リペーブ方式の新材で耐久性の高い施工厚さは、一般地域で２０～３０㎜であり、積雪寒冷地域が２５～３０㎜が良好な結果になった。

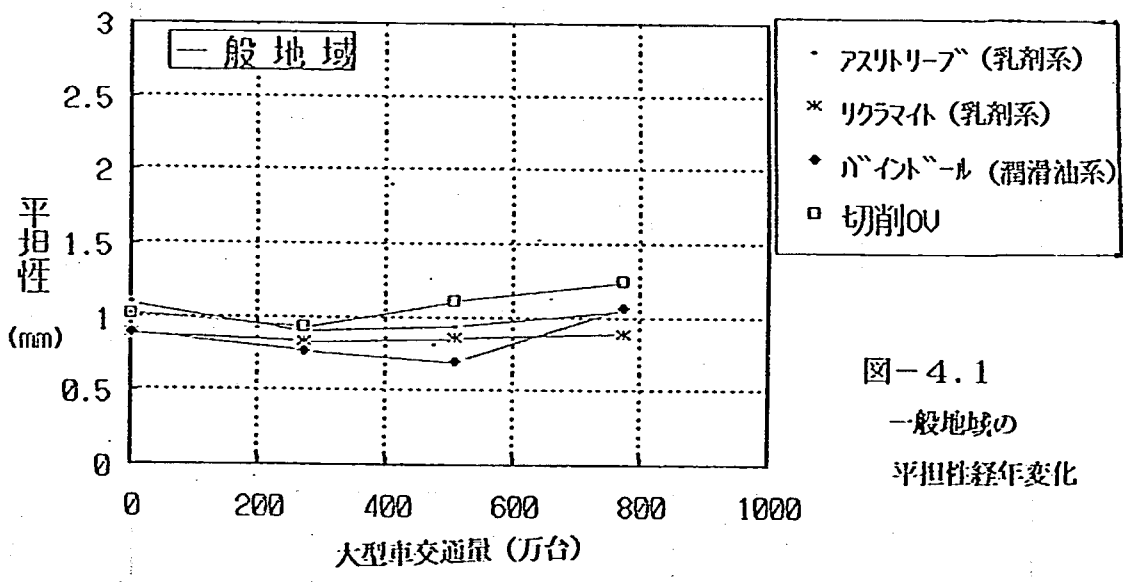
（３）積雪寒冷地域での新材は、密粒度アスコン(20F) が最も良い結果であった。

4．リミックス方式の解析結果

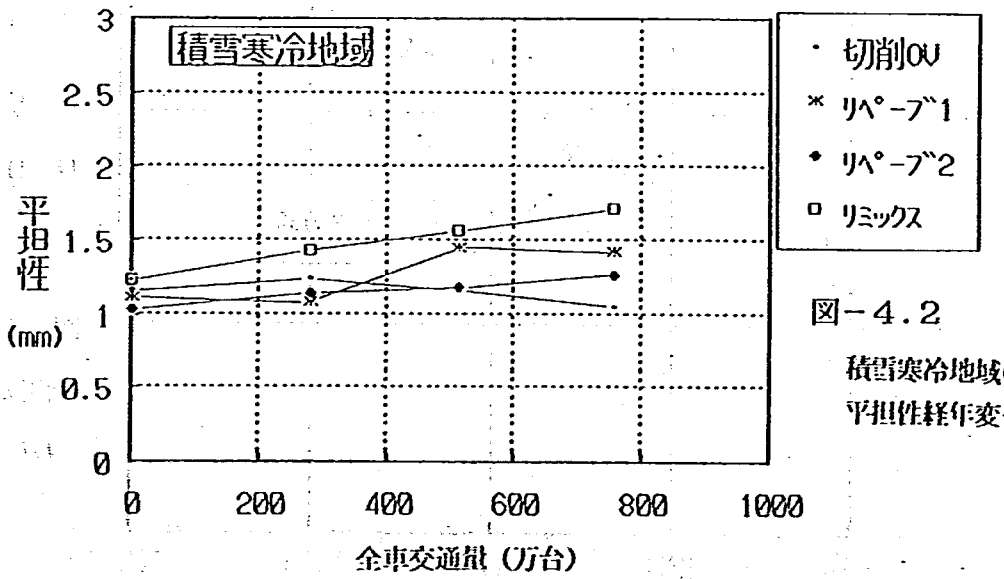
リペーブ方式の場合には、既設アスコンの性状によって耐久性に問題がある結果が得られたことから、既設アスコンを現位置である程度改質することが可能なリミックス方式を検討した。　試験舗装に採用した場所は、一般地域が大型交通量の多い一般国道２５号で、既設アスコンに混合する添加材を変えて合わせて新規混合物をミックスする方式を行った。　積雪寒冷地域は、一般国道４１号で積雪が多く摩耗の大きい地域を選定し、既設アスコンに添加材を加えたリミックス方式と、既設アスコンに添加材を加えないリペーブ方式（リペーブ1）及び、既設アスコンに添加材を加えたリペーブ方式（リペーブ2）を施工し比較検討を行った。

4．1　平坦性について

平坦性の経年変化は図－４．１・図－４．２に示すように、リペーブ方式とほとんど同じ傾向を示している。図－４．１に示す一般地域は、ほぼ横這傾向で大型車交通量が６００万台以降で幾分平坦性が悪くなる傾向にある。図－４．２に示す積雪寒冷地域は、経年変化に伴って僅かではあるが平坦性が悪くなっている。



図－４．１
一般地域の
平坦性経年変化

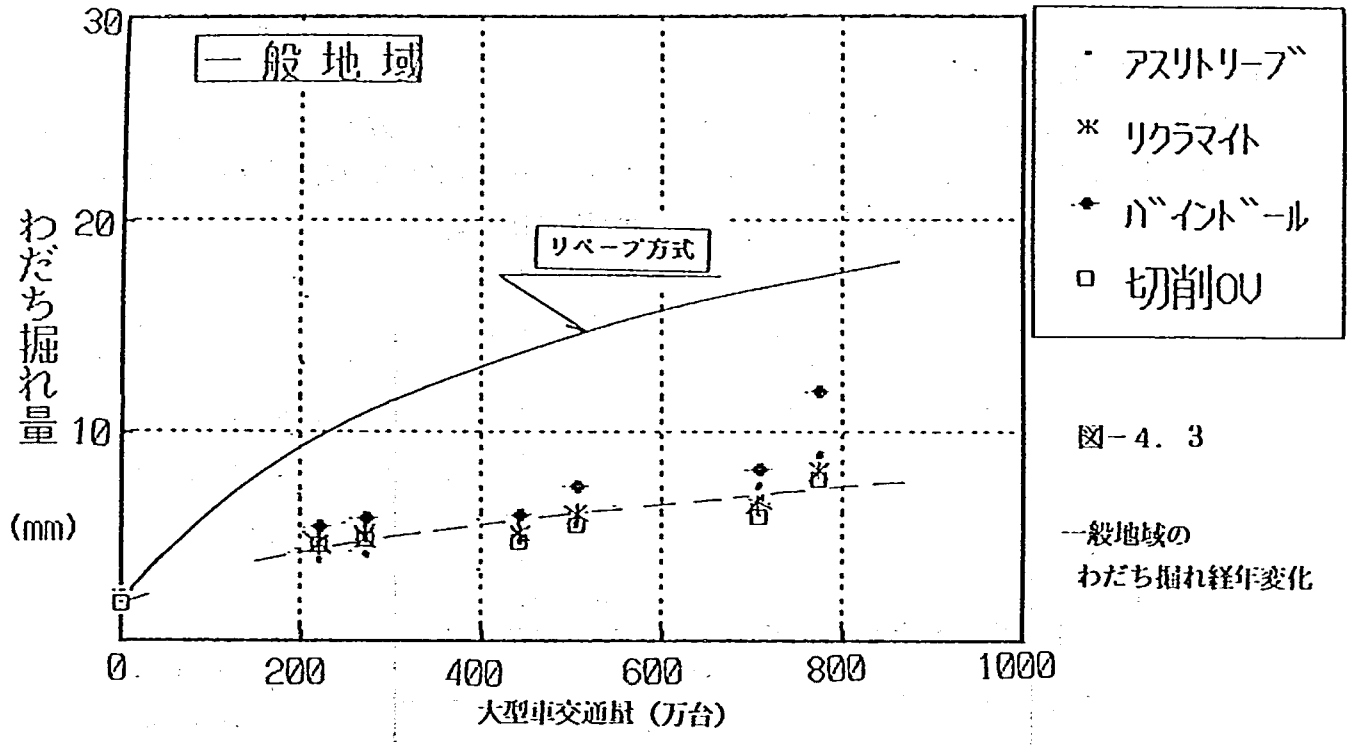


図－４．２
積雪寒冷地域の
平坦性経年変化

4．2　わだち掘れについて

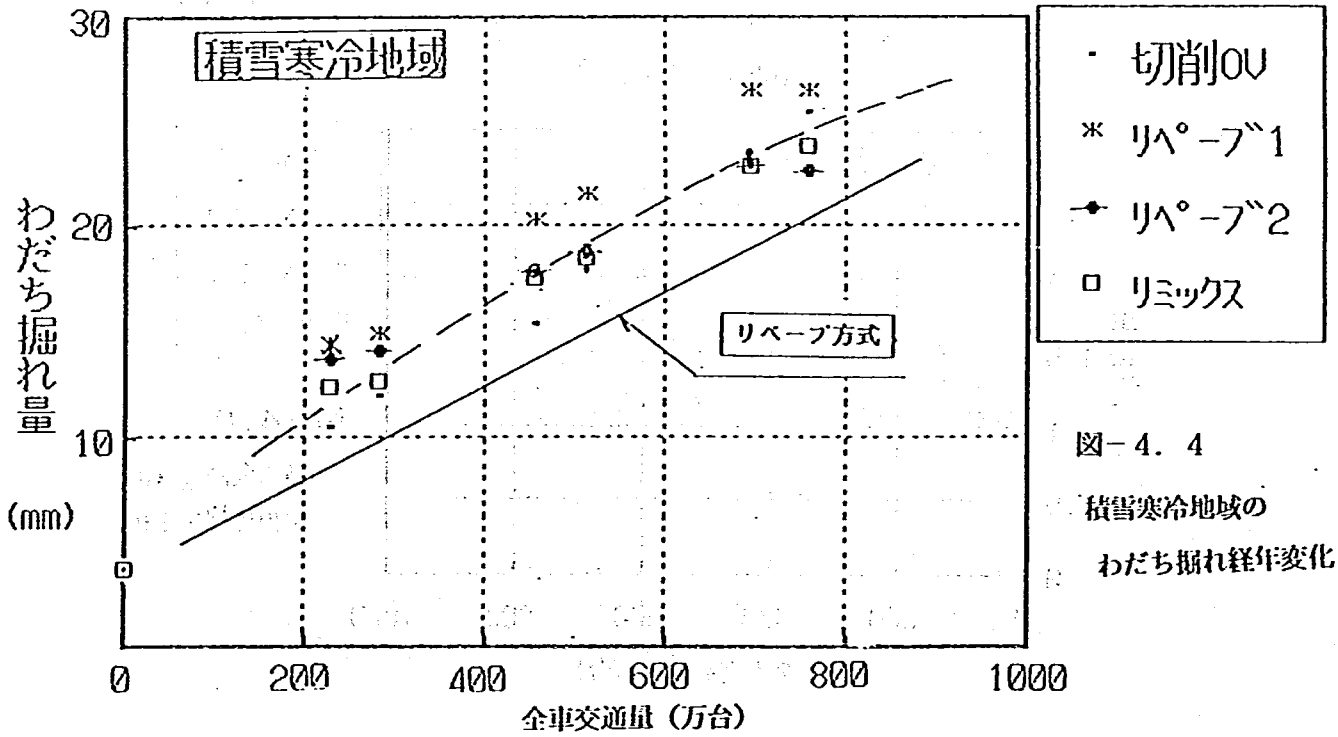
わだち掘れの経年変化は図－4．3・図－4．4に示す。図－4．3に示す一般地域は、リペーブ方式のわだち掘れ変化に対して極端に少ない結果になった。添加材別では、潤滑油系（バインドール）が大型車交通量で６００万台以降ほかの添加材に比べわだち掘れが大きくなっている。他の添加材は、切削オーバレイとほぼ同じで遜色ない結果であった。

図－4．4は積雪寒冷地域のわだち掘れ量で、先に行ったリペーブ方式に比べ幾分大きいわだち掘れになっている。切削オーバレイと比較するとリペーブ1が最も大きなわだち掘れになっているが、リミックス方式は切削オーバレイと同じ結果になっている。



図－4．3

一般地域の
わだち掘れ経年変化



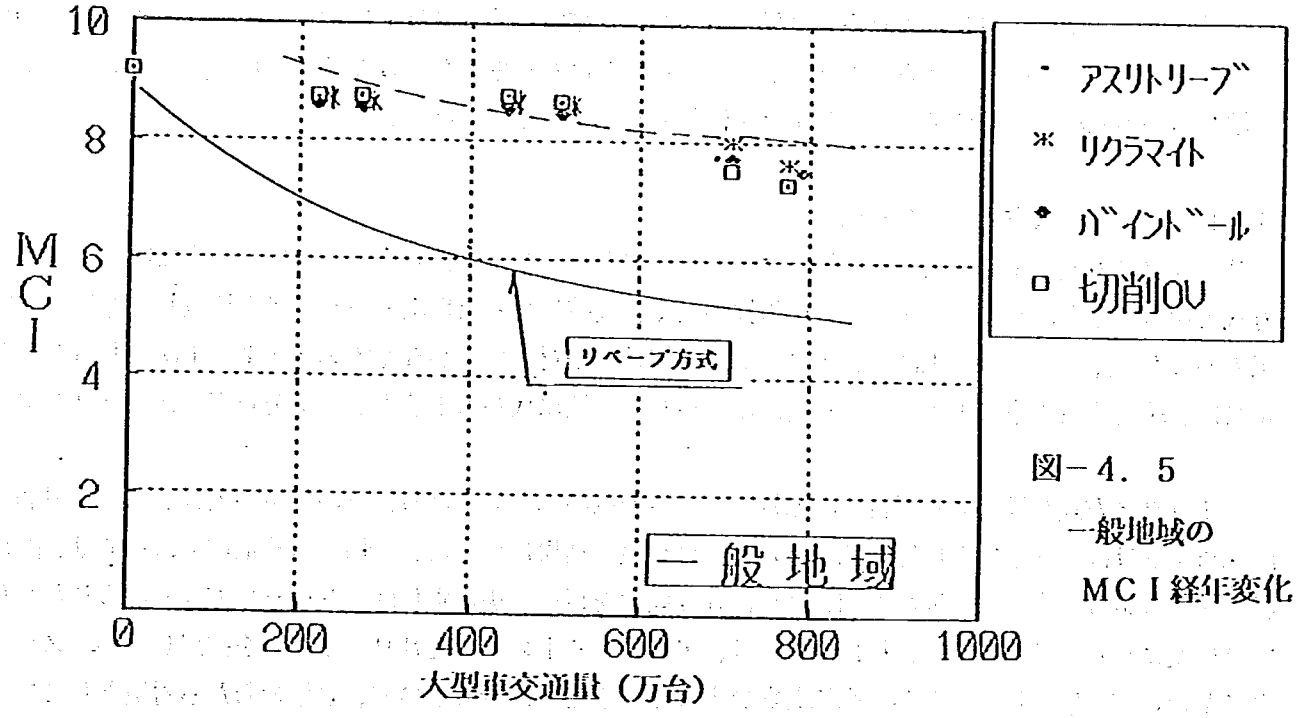
図－4．4

積雪寒冷地域の
わだち掘れ経年変化

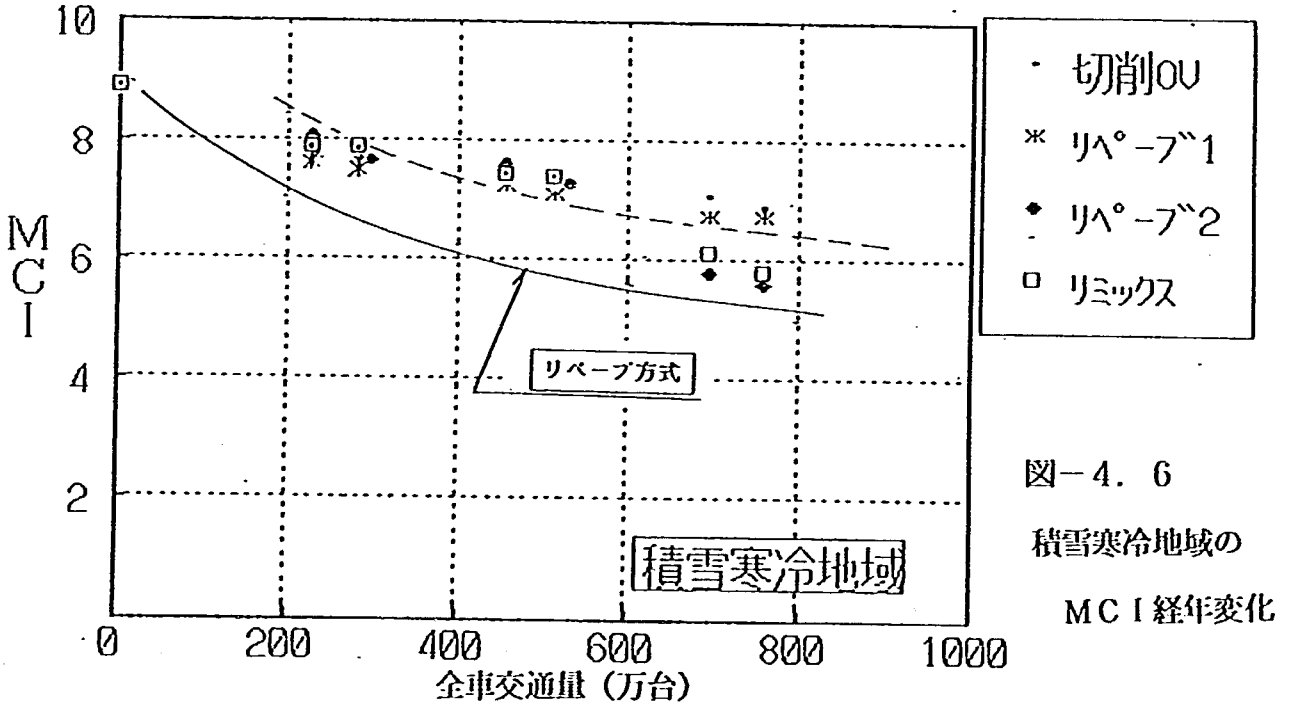
4．3　維持管理指数について

維持管理指数（ＭＣＩ）は図－４．５・図－４．６に示すように、一般地域・積雪寒冷地域共に先に行ったリペーブ方式に比べ供用性の良い結果が得られた。　図－４．５に示す一般地域の添加材で見ると、潤滑油系（バインドール）のＭＣＩが切削オーバレイと同じ結果になっており、他の添加材（乳剤系）は切削オーバレイより供用性のよい結果になっている。

図－４．６に示す積雪寒冷地域の結果では、切削オーバレイが最も良い結果でリペーブ方式・リミックス方式共に幾分悪くなった。　しかしながら、ＭＣＩで１以下の違いであり極端に供用性が劣るとは言えない結果である。



図－４．５
一般地域の
ＭＣＩ経年変化



図－４．６
積雪寒冷地域の
ＭＣＩ経年変化

4．4　残留針入度について

施工後の追跡調査で、毎年コアーを採取してアスファルトを回収し残留針入度を試験した。一般地域の残留針入度は、配合検討で５０を目標に添加材量を決定し、施工直後で３８～４０であった。　3年経過で２６～２９になり、減少率が２９～３４％で切削オーバレイとまったく同じであった。　積雪寒冷地域の針入度は、配合検討で７０を目標に添加材の量を決定し、施工直後で５４になった。　3年経過でも施工直後と同じであり、アスファルトの劣化はほとんどない結果であった。

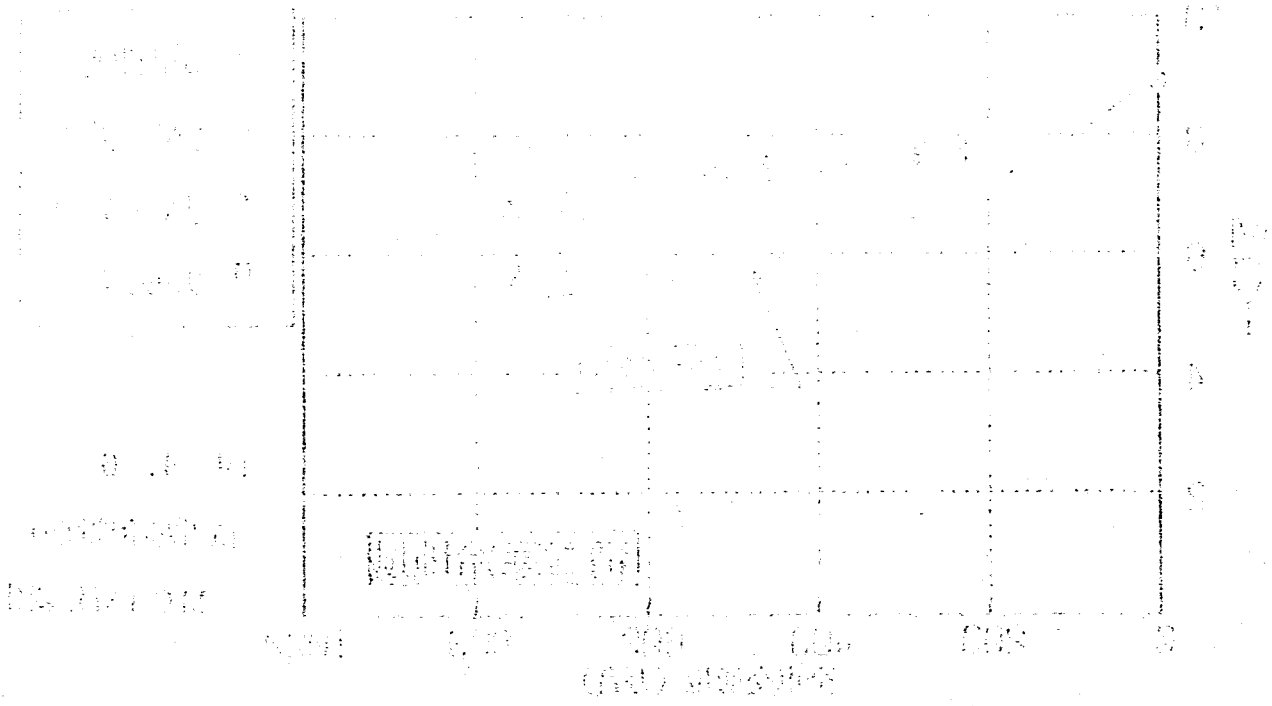
4．5　ひびわれ率について

一般地域のひびわれ率は、3年経過で切削オーバレイが0．4％で最も大きく、リミックス方式は0．1％で健全度が切削オーバレイより良い結果であった。　積雪寒冷地域は逆に切削オーバレイにひびわれの発生はなかったが、リペーブ2方式とリミックス方式にひびわれ率が0．5％発生した。　この結果では、一般地域も積雪寒冷地域も切削オーバレイと比較して遜色ない結果である。

4．6　リミックス方式の総合評価

リミックス方式の試験舗装は、2地区で十分な結果が得られたとは考えていない。　先に行ったリペーブ方式と比較すると、リミックス方式の供用性が良く、同時に行った切削オーバレイと比較しても遜色ない結果であった。路上表層再生工法は、アスファルト舗装発生材の発生がなく省エネルギー工法であることを考えれば、維持修繕工事の主流であった切削オーバレイ工法に代わる工法として十分対応できると判断する。

リミックス方式を採用する場合の添加材は、一般地域の結果でわだち掘れの発生が大きかった潤滑油系の添加材を除けば、作業性も良好な乳剤系の添加材が良い結果になった。　積雪寒冷地域にあっては、配合検討段階で設定針入度を一般地域と同じように５０程度を目標に決定すれば、リペーブ方式で得られたわだち掘れ程度になると考える。　新材については、アスファルトの針入度８０／１００を採用したが、スパイクタイヤの着装を禁止したことから摩耗も幾分少なくなると考えられるので、夏場のわだち対策としてアスファルト針入度６０／８０の採用が適切であると判断する。



5．あとがき

積雪寒冷地域と一般地域の両地区で、路上表層再生工法と一般的に採用されていた切削オーバレイ工法とを比較して行った。

路上表層再生工法の供用性評価は、切削オーバレイと遜色ない結果であり、アスファルト舗装発生材の発生がなく省エネルギー工法であって、切削オーバレイ工法に比べると安価な工法である。

アスファルト舗装発生材の再生利用技術の開発が積極的に行われている現在にあっては、積極的に採用を検討する工法であり推奨したいと考える。

一般地域のように耐久性を考えた質の向上を検討するのであれば、リミックス工法が最適であり、品質の改善を目的に使う添加材は乳剤系が作業性もよく潤滑油系に比べ耐久性がある。　積雪寒冷地域のように、摩耗を考慮した路面の供用性回復を目的に採用するのであればリペーブ方式が最良の工法であり、新材のアスファルト混合物しては密粒度アスコン（２０Ｆ）が好結果であった。



札幌市における街路廃材の再利用システム

Recycling Systems for Waste Materials of Reconstruction of Streets in Sapporo City

北海道工業大学　神谷光彦
同　笠原篤
札幌道路維持公社　星昇
同　渡邊啓了

札幌市における街路廃材の再利用システム

北海道工業大学　神谷　光彦
北海道工業大学　笠原　篤
札幌道路維持公社　星　昇
札幌道路維持公社　渡邊　啓了

概　要

札幌市が管理している道路延長は約4000Kmであり，その全部が舗装されている。舗装の維持修繕を行うことにより，毎年大量の道路廃材が発生している。道路廃材は，アスファルト混合物，粒状路盤材および路床土である。特に，生活道路では，凍上抑制層厚が不足であることにより，修繕工法として打換えが採用されている。アスファルト混合物については，その全量を1979年から再生処理し，再生アスファルト混合物として利用している。しかし，粒状路盤材および路床土については，投棄していた。札幌市内において投棄場所の確保が困難になってきており，それらの再利用する必要に迫られてきた。

本研究においては，粒状路盤材および路床土を再利用するためのシステムを検討した。掘削時には，アスファルト混合物，粒状路盤材および路床土が混合しないように，層状に掘削している。各々の材料についての再利用方法は，以下の通りである。

アスファルト混合物については，市内に3箇所配置してある再生プラントに搬入して，その全量を再利用している。掘削された大きな固まりのアスファルト混合物を水蒸気または温水により破砕される方法と機械的に破砕する方法が採用されている。破砕されたアスファルト混合物は，アスファルトプラントにて加熱され，舗装の路盤，アスファルト安定処理層，基層に用いられている。

粒状路盤は，この度新たに開発した専用プラントに搬入され，水洗い，ふるい分けされることにより砕石および砂として回収される。この砕石と砂を適切量混合された路盤材料の修正ＣＢＲ値は規定値以上あり，砂は非凍上性で凍上抑制層として再利用できる。水洗いに用いられた水は，沈砂池に導かれ，細粒分を沈砂後，再利用される。沈砂池に溜まった細粒の土は，浚渫されプレス脱水機によってプレスされ，含水比が40%程度の脱水ケーキとなる。

路床掘削土および路盤材リサイクルプラントからの脱水ケーキは，スットクパイルにより一定の品質の土が得られるように混合する。これにより得られた土は砂質土もしくは礫質土であり，裏込め，築堤，宅地造成などの材料として利用可能な性状の土となる。

札幌市における街路廃材の再利用システム

北海道工業大学　神谷　光彦
北海道工業大学　笠原　篤
札幌道路維持公社　星　昇
札幌道路維持公社　渡邊　啓了

1．はじめに

札幌市が管理している道路延長は約4000kmであり，その全部が現在舗装されている。舗装の維持修繕を行うことにより，毎年大量の道路廃材が発生している。特に，生活道路では，凍上抑制層厚が不足であることにより，修繕工法として打換えが採用されている。これにより発生する道路廃材はアスファルト混合物，粒状路盤材，路床土である。

建設に関する４Ｒは一般的になってきており，それは舗装の打ち換え(Reconstruction)，修繕(Rehabilitation)，再表層(Resurfacing)およびリサイクル(Recycling)である[1)]。舗装のアスファルトのリサイクルは材料の節減，環境保護および建設と修繕工法の経費の節約などの考え方において，非常に現実に即した手法であり，特にエネルギーや材料および経費の節約が重要な点である。

アスファルト混合物については，その全量を1979年から再生処理し，再生アスファルト混合物として利用している。粒状路盤材，路床土などの掘削残土は従前は公共用地の盛土材，埋立て地の覆土材や宅地造成などとしてに利用されてきた。しかし，札幌市内においても，受入れ適地の確保が年々困難となってきており，それらの掘削残土を再利用する必要に迫られてきた。そのため，1992年より道路掘削残土のリサイクルプラントを建設し再利用を開始した。

札幌市では掘削時に，アスファルト混合物，粒状路盤材および路床土が混合しないように，各々層状に掘削している。各々の材料の特性および再利用先を考慮して，３つの異なるシステムで再利用をを行っている。本研究は，アスファルト混合物，粒状路盤材および路床土を再利用するためのシステムを示したものである。

2．アスファルト混合物の再利用

アスファルトのリサイクルの方法はいくつかの分けられる。一つはサーフェイス・リサイクルで，通常25㎜以下の厚さで再表層することであり，多種類の機械が用いられてきている[2)・3)]。二つめは現場リサイクリングと呼ばれるもので，通常，現場で発生する骨材を加熱せずに常温で行われる[4)]。中央プラントリサイクルは現存する舗装材料を再利用する３番目の分類となる。それは舗装の各層を剥ぎ取り，掻き起こして，プラントに搬入してリサイクルされる方法である。各々のリサイクル方法にはそれぞれ長所や欠点がある。

アスファルト混合物についての再生利用のために種々の調査が札幌市において，1971年に開始された。その結果，アスファルト混合物を再生利用をするならば，次のような利点が得られることがわかった。

・材料生産のためのエネルギーが節減できること。
・アスファルト，フィラー，骨材などの材料自体を節約できること。
・再生アスファルト混合物を生産する費用の中で，人件費の占める割合が多く，雇用の拡大ができること。
・再生アスファルト混合物の価格は，バージンのアスファルト混合物の価格より，20～30%安くなること。

その結果，バージンのアスファルト混合物と混合することなく，掘削されたアスファルト混合物のみを加熱し再生利用するために，1979年に市内３箇所に中央方式の再生プラントが設置された。プラントに運び込まれたアスファルト混合物の固まりを細かくするための方法において，水蒸気または温水により解砕する方法と機械的に破砕する方法を採用している。再生アスファルト混合物を生産する手順は以下のようである。

(1)掘削されたアスファルト混合物の固まりを融解機に投入する。
(2)融解機中のアスファルト混合物は，スチームまたは温水によって 80°Cまで加熱されると，約40分で解砕される。
(3)解砕されたアスファルト混合物を篩い分けし，大きい粒度の骨材を取り除く。
(4)解砕されたアスファルト混合物は，ドラム型のドライミキサーにより加熱混合される。この時に再生アスファルト混合物の舗設箇所により適時アスファルト改質剤が添加される。
(5)150°C程度に加熱された再生アスファルト混合物は，ストックビンに貯蔵される。
(6)ストックビンから，それらはトラックに積み込まれる。

機械的に破砕する方法においては，上述の(1)および(2)の行程が，クラッシャによる破砕に置き換えられる。

搬入される掘削されたアスファルト混合物の種類としては，アスファルト安定処理路盤，粗粒度アスファルトコンクリート，密粒度アスファルトコンクリート，細粒度アスファルトコンクリートなどである。これらの掘削されたアスファルト混合物は再生プラントの敷地内に野積されており，それらを再生プラントに投入する際に取り崩されることから，ある程度混合されている。再生プラントにおいて生産される再生アスファルト混合物について，その粒度調整とアスファルト含有量の調整は一切行われていない。その理由としては，重交通道路に再生アスファルト混合物を舗設しないとの考え方から，それに高い品質を期待していないことと，再生アスファルト混合物の価格を低く抑えることによる。また，生産された再生アスファルト混合物について，数十回の骨材のふるい分け試験結果から，再生アスファルト混合物の組成粒度を表－１に示す

範囲に設定すれば，ほぼすべての再生アスファルト混合物はその範囲に入ることが確認されている。さらに，数多くの再生アスファルト混合物についてアスファルト抽出試験を行った結果，全ての再生アスファルト混合物のアスファルト含有量は６％以上であった。

再生アスファルト混合物が舗設される箇所は，以下のように限定されている。

・市道のアスファルト安定処理路盤
・交通量の少ない宅地内の街路舗装におけるアスファルト安定処理路盤および表層
・歩道の表層
・公園内の道路，駐車場

再生アスファルト混合物についてのマーシャル試験の基準値は表－２に示されている。現在までに，再生アスファルト混合物を用いた舗装体については，ひび割れの発生などの破損はほとんど見られていない。

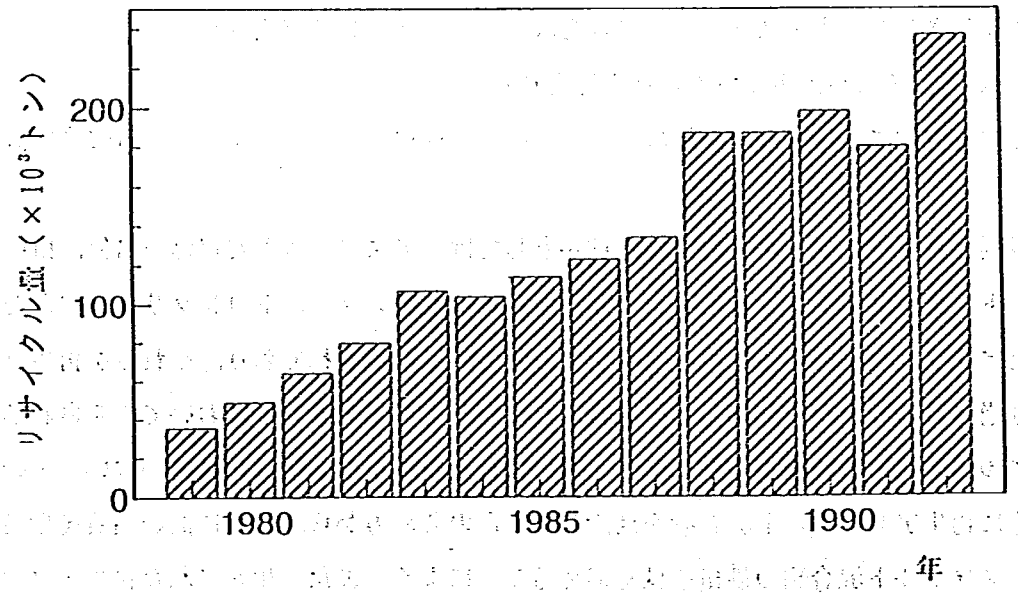
札幌市に設置されている３箇所の再生プラントにて生産された再生アスファルト混合物の量の推移は，図－１に示されており，1992年には237,000トンに達している。

表－１　再生加熱アスファルト混合物の骨材標準粒度

ふるい目		最大粒径 30㎜	最大粒径 13㎜
ふるいを通過する重量百分率（％）	37.5(㎜)	100	
	31.5	95～100	
	26.5	90～100	
	19.0	80～100	100
	13.2	65～100	90～100
	4.75	45～ 80	60～ 85
	2.36	35～ 70	45～ 70
	600(μm)	25～ 55	25～ 55
	300	13～ 40	13～ 40
	150	5～ 25	5～ 25
	75	3～ 10	3～ 10
アスファルト量		6%以上	

表－２　再生アスファルト混合物のマーシャル試験基準値

突固め回数	50回
空隙率（％）	1～10
安定度（％）	500以上
フロー値（1/100cm）	20～60



図－１　アスファルト混合物のリサイクル量の推移

3．掘削残土の再利用

札幌市では年間 110万m³の道路掘削残土が発生している。これまでは路盤材，路床土とも一括して掘削し，混合して処理することが多かった。しかし，路盤掘削土は付加価値が高く，資源の有効利用の観点からみると，性状の異なる路床土は異なる方法で再利用することが望ましい。

路盤掘削土は，温暖な地域では，セメントや石灰を添加し，含水比を低下させ，強度を増大させて再び道路材料として供給する方法が多い。しかし，札幌市のような積雪寒冷地では，路床・路盤材料などは支持力の他に耐凍上性が要求される。そのため，掘削残土の粒度分布を非凍上性になるように改良することにより道路材料としての再利用が可能となる。

札幌市の道路掘削残土の再利用システムのフローを図－2に示す。

はじめに舗装の打ち換え工事を行う既設舗装体の路盤および路床の試験掘削を実施し，路盤材の量と粒度組成および路床土の土質を把握する。掘削は路盤・路床に分けての層状掘削を原則とし，路盤材と粒状材料の多い路床土は路盤材リサイクルプラントでその他の掘削土はストックパイルで処理して再利用する。本システムは性状の異なる路盤掘削土と路床掘削土を異なる方法で再利用するのが特徴である。

3．1 路盤掘削土の再利用

路盤掘削土の再利用はリサイクルプラントで水洗いして，砕石と砂を分離して回収する方法である。この方法により付加価値の高い砕石や砂を低価格・低エネルギーで回収することが可能となる。

路盤材プラントの基本フローを図－3に示す。

掘削残土は投入ホッパーの自動スクリーンにより150㎜以上のゴミ，コンクリート塊，玉石などを除去した後，一次振動篩で 60㎜以上を除去する。60㎜以下の土はドラムウォッシャーで水洗いされ，トロンメルで，40㎜以上，5～40㎜および5㎜以下に分級される。

5～40㎜は粘土塊除去装置で圧縮もみ洗いされ，付着した細粒分が除去されたのち，二次振動篩を通って回収される。5㎜以下は分級機により砂のみが回収される。

また，5～40㎜のみでは細粒分が少なく，粒度分布が悪いため，途中で適当量の砂と混合され砕石40～0として堆積する。

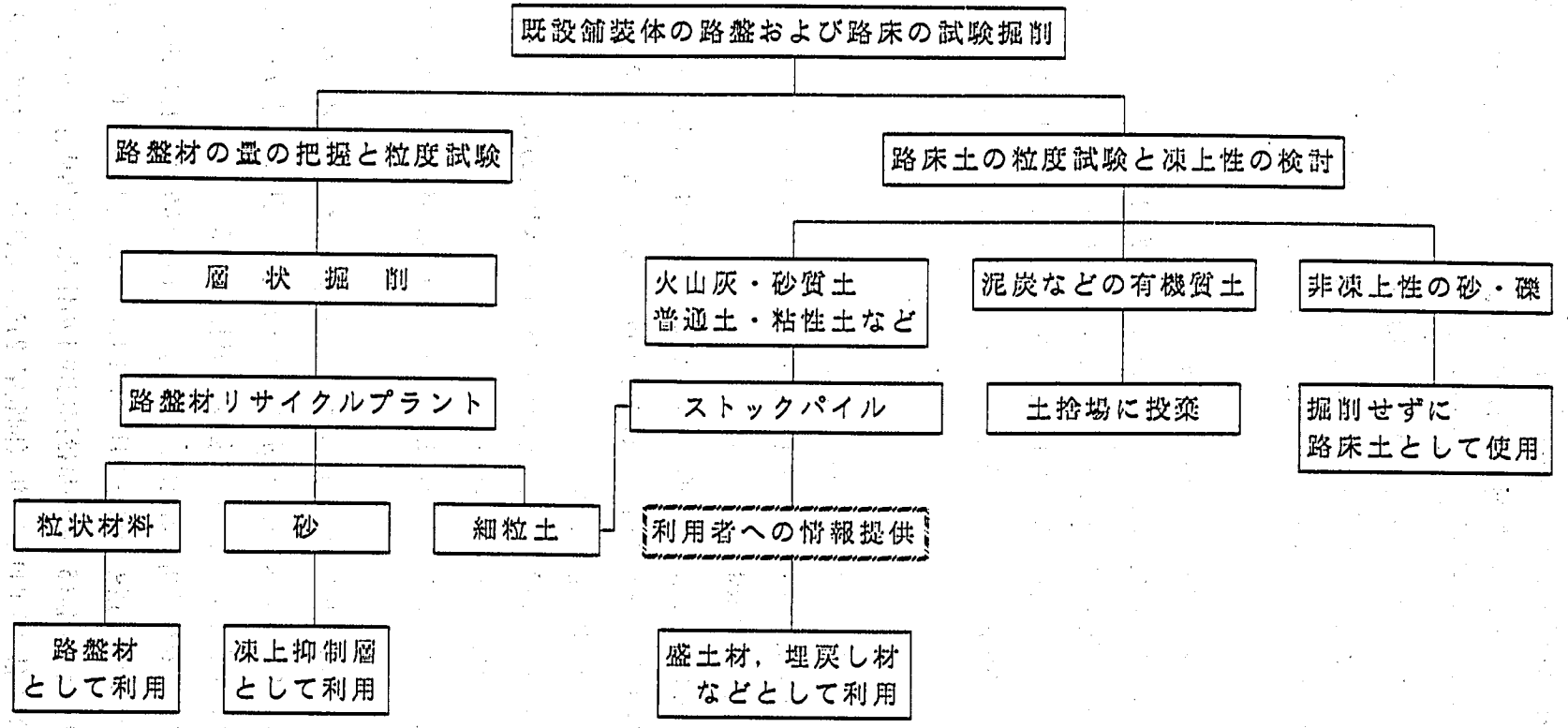
各分級機から排出されたシルト，粘土分は汚泥水となってゴミスクリーンを通った後，シックナーに導かれ，薬品により凝縮沈澱し，フィルタープレスの加圧脱水により含水比40%程度の脱水ケーキとなる。脱水ケーキはストックパイルで路床土に混合して，盛土材などの再利用に供する。

洗浄水には井水を使用しているが，循環使用するため，通常運転時は濁水が河川等に流出することはない。

本プラントの処理能力は約 90m³/hrで，運転期間を4月～11月として，年間 106,000m³を処理できる。

製品として回収される砕石(40～0㎜)や砂(5～0)の量は掘削残土の性状に当然依存するが，砕石 53,000 m³／年（回収率は投入量の 50%），砂 26,000 m³／年（回収率 25%）であり，75%程度が回収可能である。また，回収されないものとして40㎜以上の礫 10%，細粒土 15%となっている。

再生路盤材として利用される砕石の粒径加積曲線を図－4に示す。粒度分布は札幌市の土木工事仕様の粒



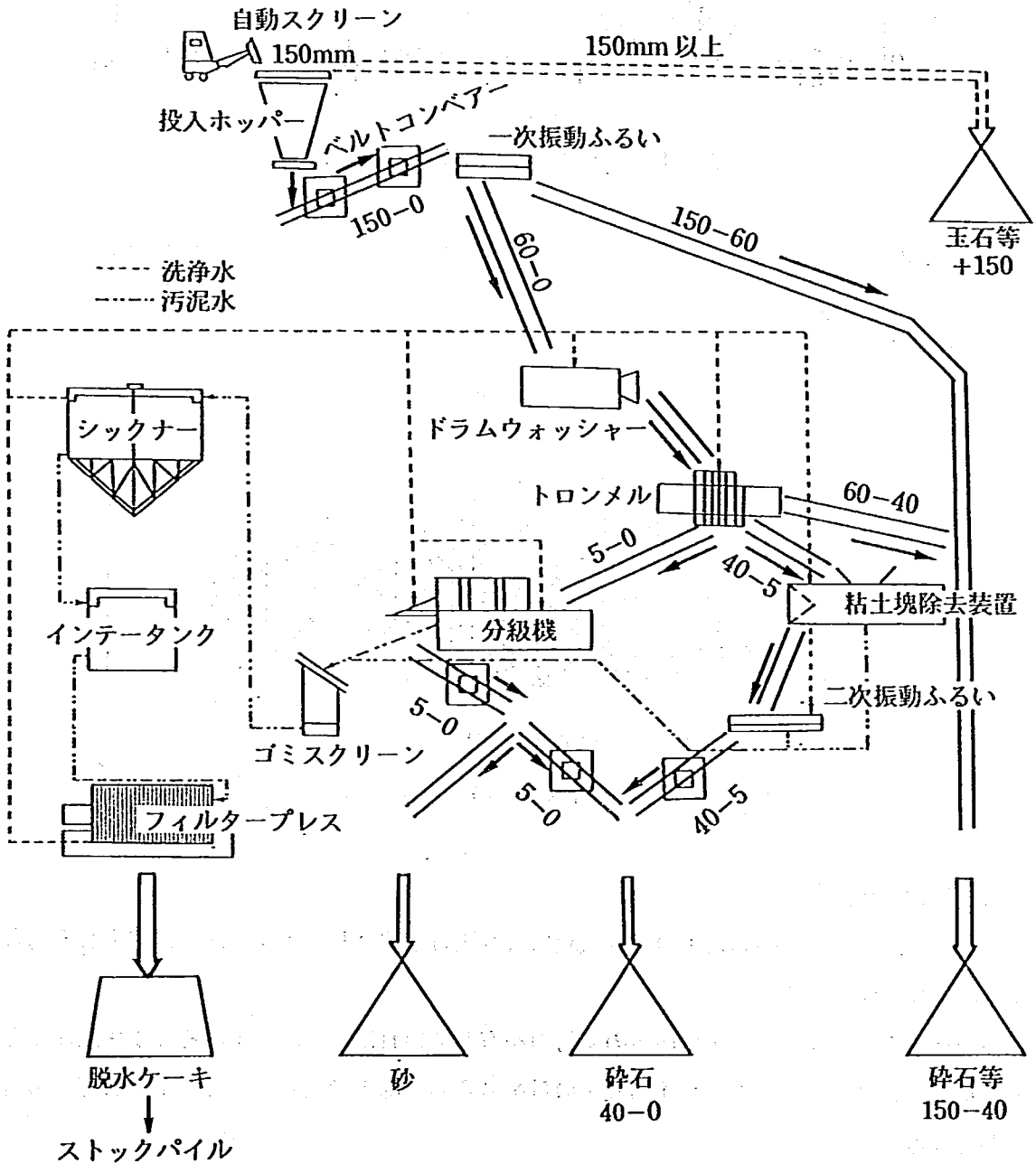
図－2　札幌市の道路掘削残土の再利用システムのフロー

度範囲を満足している。0.075㎜ふるい通過率は 0.3～2.7%あり，これは路盤材規格値の 15%以下である。

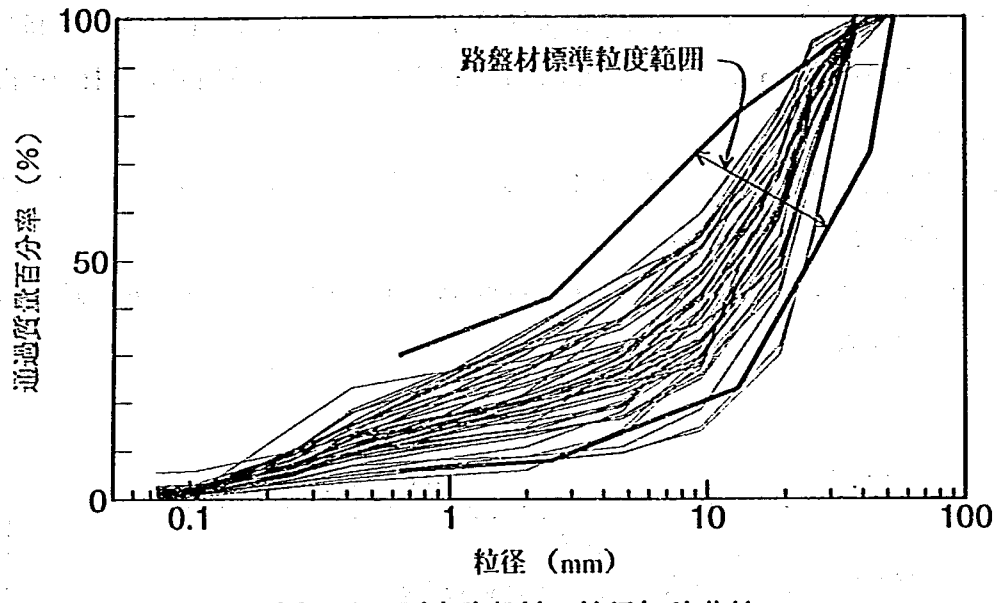
修正ＣＢＲの頻度分布を図－５に示す。平均値で84 が得られ，これは札幌市の路盤材の規格の 30 を十分越えるものである。

砂は 0.075㎜ふるい通過率が平均で 0.5～4.4%である。凍上試験でもその非凍上性が確かめられており，凍上抑制層として利用可能な材料である。

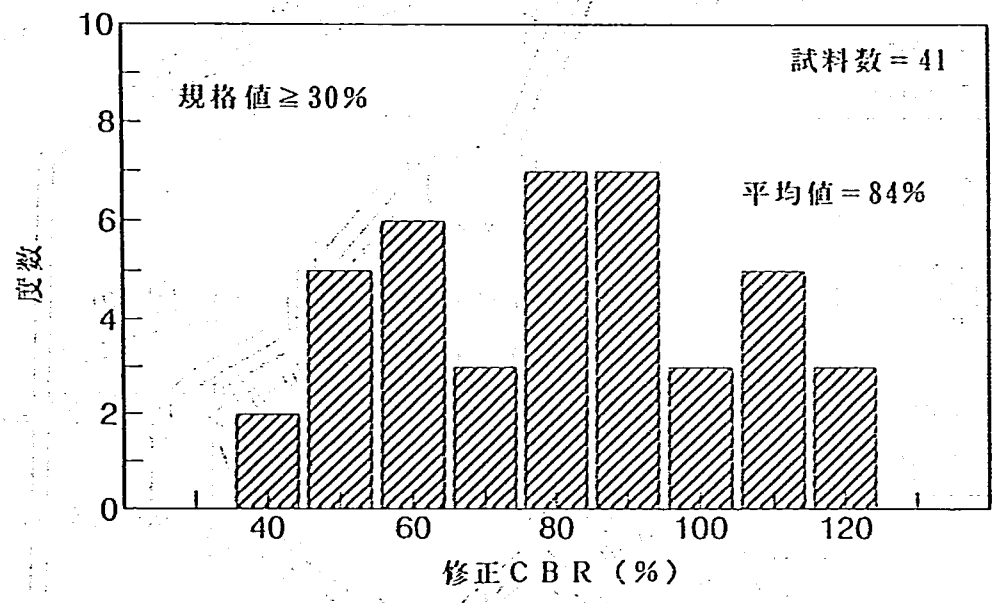
また，このプラントで回収された砕石や砂の単価は市販のものと同程度であり，採算面よりみても，この路盤材リサイクルシステムは妥当なものである。



図－３　路盤材リサイクルプラントのフロー



図－4　再生路盤材の粒径加積曲線



図－5　再生路盤材の修正ＣＢＲの分布

3.2 路床掘削土の再利用

路床土については，試験掘削した土の粒度試験により土質を確認し，非凍上性と推定される場合は，凍上試験により凍上性の検討する。

凍上試験の結果より非凍上性の土で所定の支持力を有していれば，掘削せずにそのまま路床土として使用することとなる。このことにより発生する残土の量を減らし，凍上抑制層として使用される砂の量も減少させることができる。

路床土が泥炭などの有機質土の場合は，現状では再利用が困難であり，土捨場に投棄せざるを得ない。

砂質土・火山灰・普通土・粘性土などについてはストックパイルに搬入され，目視により，砂質土，火山灰，普通土，粘性土に分類され，ストックパイルヤードに仮置きされる。これを所定の品質の土が得られる

ように，互層に積み上げてストックパイルを作製する。このストックパイルには路盤材リサイクルプラントで発生した細粒土の脱水ケーキも混合する。

ストックパイルとは性質の異なる土をサンドウィッチ状に積み上げ，搬出時のバックホウでの切崩し，積み込み，現場での積みおろし，敷きならし，さらに転圧により混合され，均一な土質を作成する方法である。

ストックパイルを用いることによって，シルト・粘土などの，その力学的性状から単体としては利用の範囲が限定されている土であっても，ストックパイルで良質土と混合することにより広範囲の土質の掘削残土が再利用可能となる。

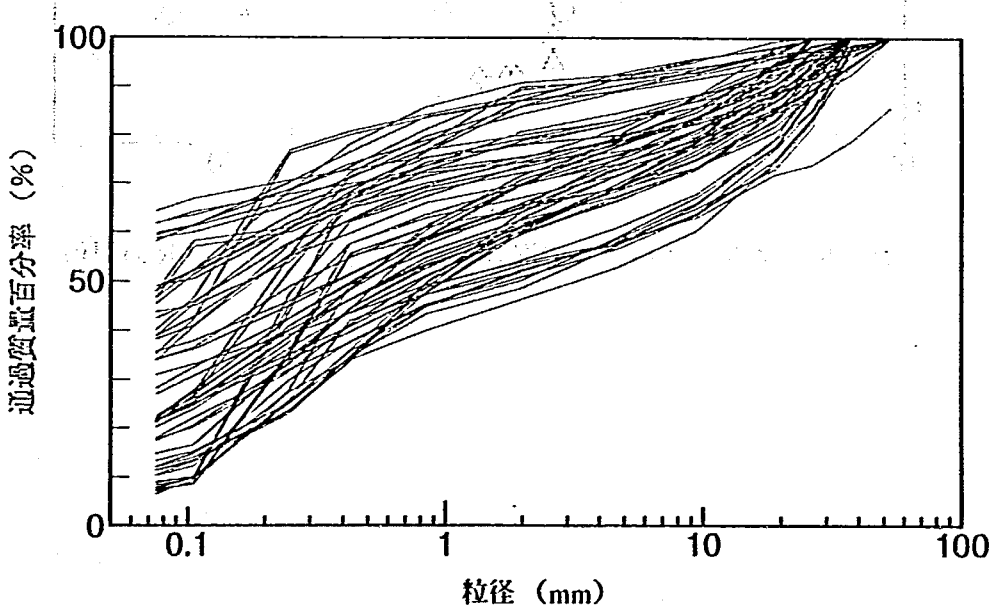
さらに，種々の土質の混入割合を調整することにより，所定の性質を有する土質材料を作ることが可能である。このストックパイルに路盤材リサイクルプラントの脱水ケーキを混入することにより，プラントで回収されなかった細粒土の再利用も可能となる。

このストックパイル方式により，一定の性質を持った土が，決まった場所で，必要な時期に，必要量だけ供給することができる。それゆえ，これまでの掘削残土の再利用の妨げとなっていた問題点を解消することができる。

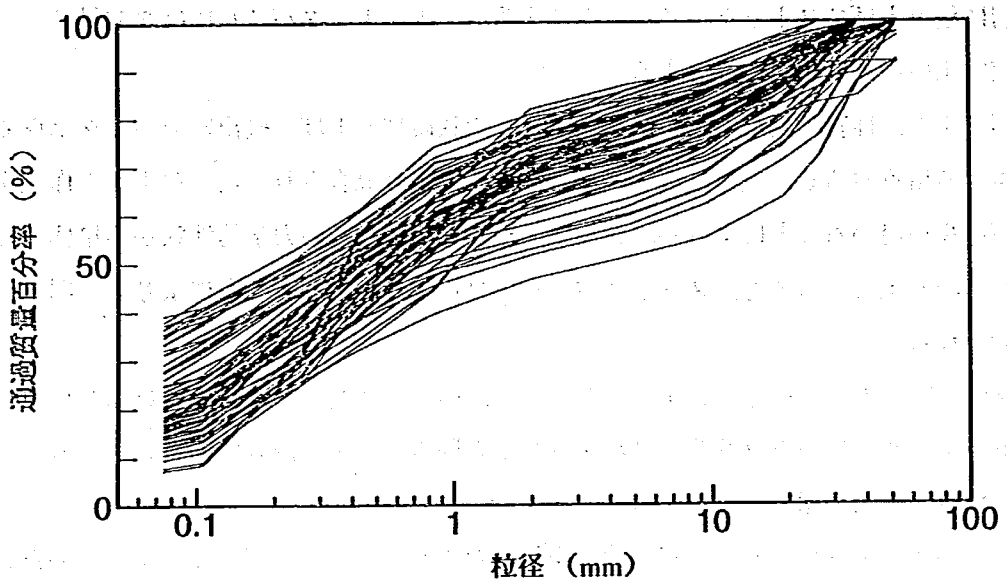
プラントに搬入された路床掘削土の粒径加積曲線を図－6に，ストックパイルで混合した土の粒径加積曲線を図－7に示す。

搬入された掘削土は地域により異なるため，種々の粒度分布を示す。ストックパイルで混合された土の粒度分布はほぼ均一となっている。ストックパイルで適当な土の組み合わせで混合することにより，，0.075㎜以下の含有量が 12～38%で砂質土もしくは礫質土を作成することができた。

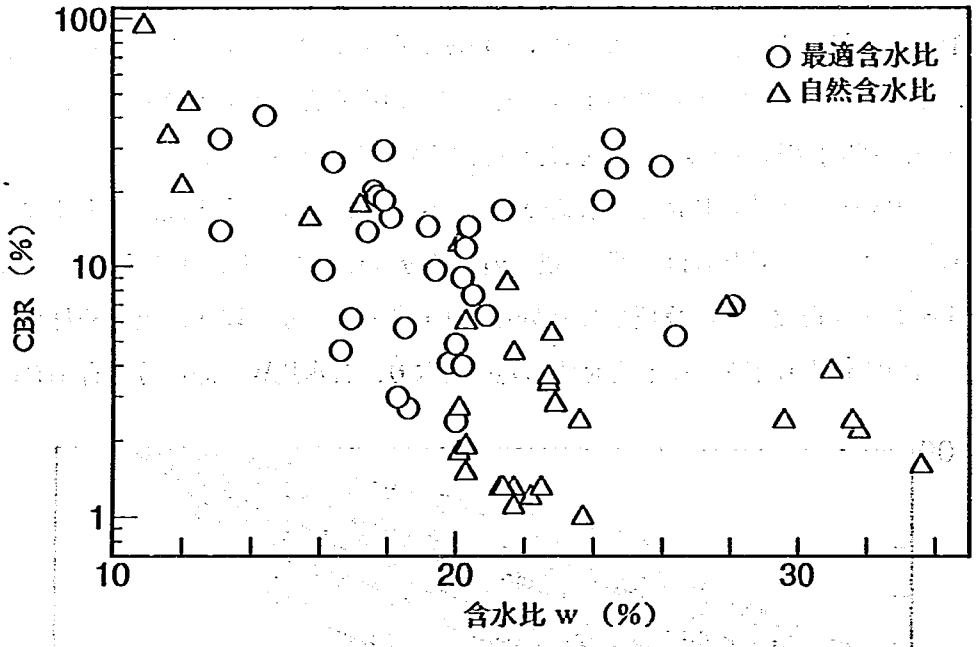
ストックパイルで混合した土のＣＢＲと含水比の関係を図－8に示す。含水比が大きくなるとＣＢＲが小さくなる傾向にある。さらに，ＣＢＲは0.075㎜以下の細粒分含有率にも影響される。そこで，含水比と細粒分含有率の関係をコーン指数ごとに分類したのが図－9である。いま，路床，裏込め材料のＣＢＲ基準を5以上とすると，図の実線より下が基準を満足する範囲となり，含水比Wと細粒分含有率Ｐの関係は次式の



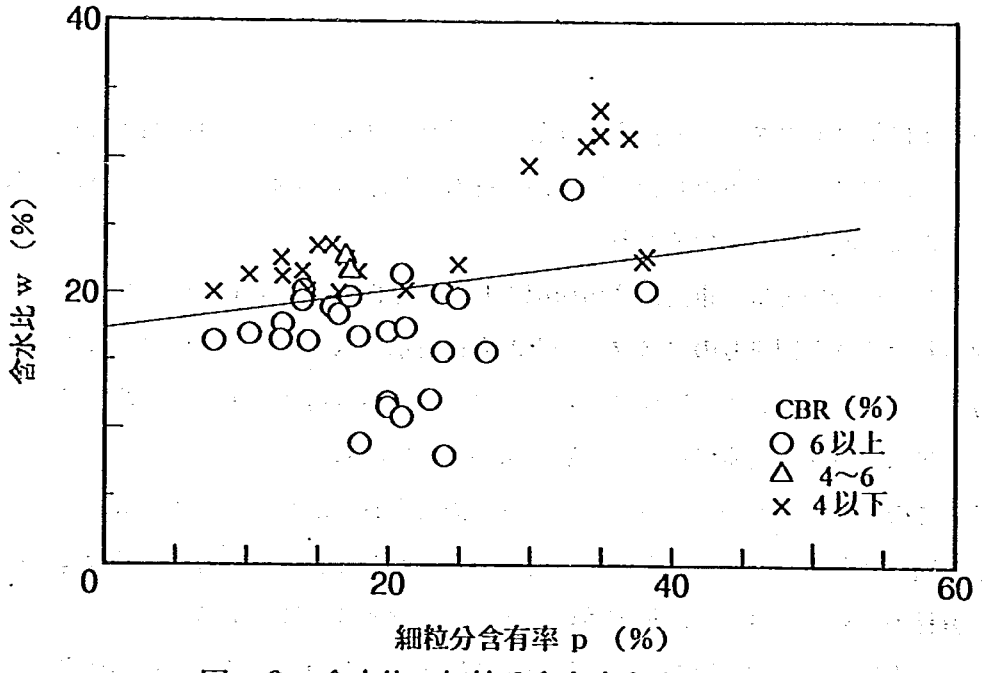
図－6　路床掘削土の粒径加積曲線



図－７　ストックパイルで混合した土の粒径加積曲線



図－８　ストックパイルで混合した土の含水比とＣＢＲの関係



図－9　含水比，細粒分含有率とＣＢＲの関係

ようになる。

$$W < 17 + 0.15P \qquad (1)$$

そのため，ストックパイルで砂質土に粘性土や脱水ケーキを(1)式の範囲になるように混合することにより，強度面よりみても均一な土質材料を作製することができる。これらの混合土は路体，裏込め材料，河川堤防，宅地造成などに利用可能な土である。

本プラントの路床土の処理能力は 19,800m³であり，搬入される土質や残土の需要にも拠るが，改良された土が逐次搬出されれば，年間５サイクル 10万m³程度の処理が可能である。

4．まとめ

札幌市では1992年に第３セクターの公社を設立して，道路廃材の全量再利用を開始した。

これは，掘削時に，アスファルト混合物，粒状路盤材および路床土が混合しないように，層状に掘削し，各々異なるシステムで再利用するものである。

アスファルト混合物については，市内に３箇所配置してある再生プラントに搬入して，その全量を再利用している。掘削された大きな固まりのアスファルト混合物を水蒸気または温水により破砕される方法と機械的に破砕する方法が採用されている。破砕されたアスファルト混合物は，アスファルトプラントにて加熱され，舗装の路盤，アスファルト安定処理層，基層に用いられている。

粒状路盤材は，この度新たに開発した専用プラントに搬入され，水洗い，ふるい分けされることにより砕石および砂として回収される。この砕石と砂を適切量混合された材料は路盤材に，砂は凍上抑制層として再利用できる。路盤材のの修正ＣＢＲ値は規定値以上あり，砂は非凍上性である。

水洗いに用いられた水は，沈砂池に導かれ，細粒分を沈砂後，再利用される。沈砂池に溜まった細粒の土は，浚渫されプレス脱水機によってプレスされ，含水比が４０％程度の脱水ケーキとなる。

路床掘削土および脱水ケーキは，ストックパイルにより一定の品質の土が得られるような配合で各種の残土を混合する。これにより得られた土は砂質土もしくは礫質土で，細粒分含有率を調整することにより，裏込め，築堤，宅地造成などの材料として利用可能な性状の土であり，現在は，ゴミ捨て場の覆土や築堤に利用している。

参考文献

1) Jame A.Scherocman : Recycling Overview, Proceedings of AAPT, Vol.48, pp.239-240, 1979.

2) H.Kohne and T.Suyama : Recycling of Pavement In-situ in Japan, Proceedings of the 3rd Workshop of Pavivng in Cold Areas, Vol.2, pp.869-892, 1987.

3) J.Emery and M.Terao : Asphalt Technology for Hot In-Place Surface Recycling, Proceedings of the 4th Workshop of Paving in Cold Areas, Vol.2, pp.2-75, 1990.

4) John R.Mosey and J.H.DeFor : In-Place Recycling of Asphalt Pavements, Proceedings of AAPT, Vol.48, pp.261-272, 1979.

5) The Asphalt Institute : Asphalt Hot-Mix Recycling, MS-20, 1981.

6) Richard O.Wolters : Bituminous Hot Mix Recycling in Minesota, Proceedings of AAPT, Vol.48, pp.295-350, 1979.

ガラスグリッドによるコンクリート舗装上のアスファルトオーバーレイのリフレクションクラック発生防止

Prevention of Reflection Cracks in Asphalt Overlay on Concrete Pavemnet with Glassgrids

大成ロテック(株)　弓削富士夫
同　石谷雅彦
北海道工業大学　笠原篤
北海学園大学　久保宏

ガラスグリッドによるコンクリート舗装上のアスファルトオーバーレイのリフレクションクラック発生防止

大成ロテック株式会社北海道支社　課長代理　弓削富司夫
大成ロテック株式会社北海道支社　課　　長　石谷　雅彦
北海道工業大学　土木工学科　教　　授　笠原　篤
北海学園大学 工学部 土木工学科　教　　授　久保　宏

舗装の分野においては、リフレクションクラックの防止は大きなテーマの１つである。リフレクションクラックを発生させる力としては、温度応力、せん断応力、曲げ応力クラックがある。近年、リフレクションクラックを防止するための方法が幾つか提案されている。その中の１つとして、ガラス、プラスチック、鉄網などによる補強方法がある。しかしながら、これらの補強工法においても効果が顕著な場合と効果がほとんど無い場合とがある。その理由として、輪荷重によるクラック部のせん断変形の大きさが寄与しているものと予測される。

本研究においては、ガラスグリッドのリフレクションクラックの防止効果について述べている。コンクリート舗装上にアスファルト混合物によるオーバーイレを施した試験舗装を舗設し、軸重９８ｋＮのトラックを走行させて、累積９８ｋＮ軸重数が１０，０００になるまで、リフレクションクラックの発生状況を観測した。試験舗装は幅員３ｍ長さ９５ｍである。その舗装構造は、１５ｃｍの粒状路盤、１５ｃｍのコンクリート版、３ｃｍまたは６ｃｍのアスファルト混合物である。コンクリート版の目地部にガラスグリッドを設置した箇所と設置していない箇所がある。コンクリート版の目地部の路盤に厚さ30㎜と60㎜の発泡スチロールを設置し、輪荷重によるコンクリート舗装版の目地部の変位量を変化させている。

本研究で得られた主な成果は以下の通りである。

1)ガラスグリッドにはリフレクションクラックの発生を抑制する効果がある。

2)リフレクションクラックの発生状況はＦＷＤのたわみ量と関係がある。

3)オーバーレイするアスファルト混合物の厚さが薄いほうがガラスグリッドの効果は明瞭となる。

ガラスグリッドによるンクリート舗装上のアスファルトオーバーレイの リフレクションクラック発生防止

大成ロテック株式会社　北海道支社　課長代理　弓削富司夫
大成ロテック株式会社　北海道支社　課　　長　石谷　雅彦
北海道工業大学　　土木工学課　教　　授　笠原　篤
北海学園大学　工学部　土木工学課　教　　授　久保　宏

1．まえがき

舗装の分野においては、リフレクションクラックの防止は大きなテーマの１つである。リフレクションクラックの発生メカニズムについては多くの報告例があり大別して温度応力に起因する引張り変形によるものと、輪荷重によるせん断変形によるものがある。近年、リフレクションクラックを防止するための方法が幾つか提案されている。その中の１つとして、ガラス、プラスチック、鉄網などによる補強方法がある。

これらの補強方法は主として温度応力による引張り変形についてその効果が顕著であるものが多い。ただ、実際の道路では輪荷重によるせん断変形が必ず伴うところから、たわみ量が大きいところではそのリフレクションクラック抑制効果は必ずしも明瞭ではない。そのため、その適用範囲はたわみ量との関係で限界があると考えられる。

本研究においては、大きなせん断変形を伴った場合のガラスグリッドのリフレクションクラックの防止効果について述べている。コンクリート舗装上にアスファルト混合物によるオーバーレイを施した試験舗装を舗設し、軸重９８kNの後輪が２軸のトラックを走行させて、累積９８kN軸重数が１０，０００になるまで、リフレクションクラックの発生状況を観測した。試験舗装は幅員３m長さ９５mである。その舗装構造は、１５cmの粒状路盤、１５cmのコンクリート版、３cmまたは６cmのアスファルト混合物である。コンクリート版には５mピッチで目地を設けた。目地部にはガラスグリッドを設置した箇所と設置していない箇所がある。コンクリート版の目地部の路盤に厚さ30mmと60mmの発泡スチロールを設置し、輪荷重によるコンクリート舗装版の目地部の変位量を変化させている。

走行試験ではリフレクションクラックの発生状況の観察とともに、目地部のたわみ量をＦＷＤで定期的に測定した。また、コンクリート版の温度測定、目地幅の変動等の調査も併せて実施したが、走行試験を短期間で行ったためこれらについてはほとんど変動がなく有意な傾向が得られなかったため今回は言及しない。

また、走行試験終了後、試験に使用したトラックを用いてコンクリート版の目地部の瞬間的な変形状況を確認した。この測定については現在解析の途中であるが興味深いデータが得られたためここでその一部を紹介する。

2．ガラスグリッド

2.1 ガラスグリッド

今回の試験施工で使用したガラスグリッドは、ガラスファイバーを格子状に加工し瀝青材料で表面をコーティングして有る。また、ガラスグリッドの裏面には接着剤が塗布されており、初期の基層との接着を確保している。

今回使用した２種類のガラスグリッドの主要な性状を表－１に示す。

表－１　ガラスグリッドの主要諸元

種類	格子径(mm)	引張り強度(kN/m) 軸方向	横方向
8501	12.5×12.5	100	100
8502		200	100

今回使用したガラスグリッドはリフレクションクラックを抑制する目的で欧米を中心に既に７，０００，０００㎡の施工実績が有り日本においても１９９１年から５０，０００㎡程度施工されている。

施工方法は乾燥した路面にガラスグリッドを敷き広げ、タイヤローラで圧着するだけの非常に簡便なものである。しかし、施工時にガラスグリッドに弛みが生じると所期の性能を発揮できないところから注意深い施工が必要である。

2.2 ガラスグリッドのリフレクションクラック抑制のメカニズム

リフレクションクラックの発生メカニズムについては多くの報告例がある。Ｄｒ．Ｒ．ＨＡＡＳによるリフレクションクラックの発生メカニズムを図－１に示す。

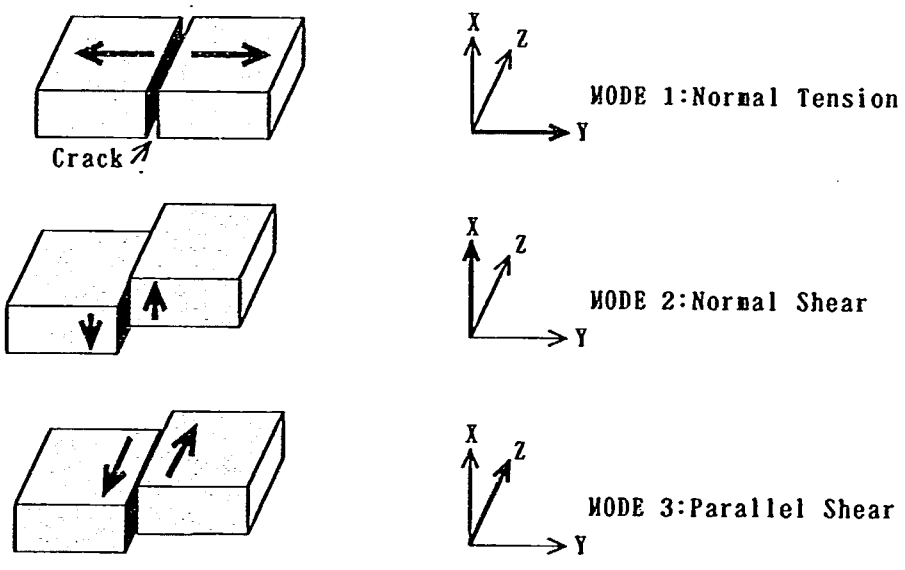


FIGURE 1. Modes of crack displacement

報告によればリフレクションクラックは基層の温度応力等による引張り変位、輪荷重等によるせん断変位、また、希なケースとして横方向のせん断変位を指摘している。一般的には図に示されたＭＯＤＥ１とＭＯＤＥ２が複合していると考えられる。今回使用したガラスグリッドについては製造会社であるＢ社により、ＭＯＤＥ１に関する抵抗力は既に評価がなされている。

ＭＯＤＥ２の様なせん断変位が基層に発生した場合、ガラスグリッドは基層のクラック部に集中するせん断変位を曲線状に分散し、オーバーレイ層に発生するせん断変位を緩和するものと考えられる。

３．試験道路と走行試験

１９９１年に北海道札幌市内の北海道工業大学の構内に、主としてせん断変位が発生した場合のガラスグリッドのリフレクションクラック抑制効果を検討する目的で試験道路を築造した。試験道路は幅員が５m、延長は９５mである。試験道路の基層は厚さ１５０mmの砕石路盤と厚さ１５０mmのコンクリート舗装の構造である。コンクリート舗装には５mピッチで深さ１００mmのカッター目地を設けた。また、目地部はリフレクションクラックの発生を促進する目的でダウエルバーによる荷重伝達装置は設置していない。路盤の支持力が低下した状況を再現するために、目地部に発泡スチロールによりコンクリートと路盤の間に空洞を設けた。目地部直下の空洞の深さは０、３０、６０mmである。

図－２はコンクリート舗装の目地部の構造を示している。

コンクリート舗装の上にアスファルト混合物により、３０mmと６０mmのオーバーレイを行った。３０mmのオーバーレイ区間ではガラスグリッドはコンクリート表面とアスファルト混合物の中間に、６０mmのオーバーレイ区間ではアスファルト混合物を２層で施工しガラスグリッドはその中間に設置した。

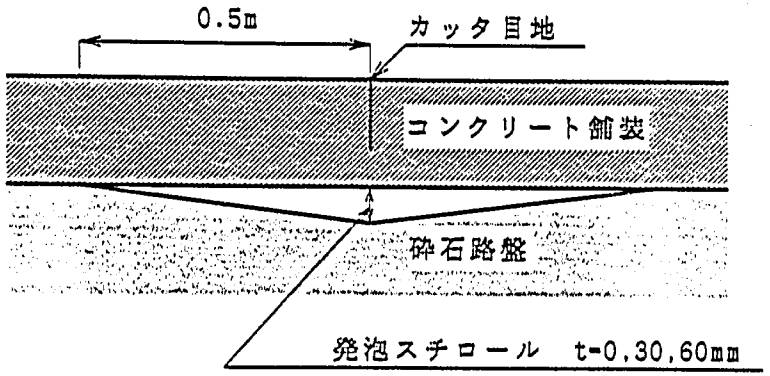
ガラスグリッドは目地を中心に１．５m×１．５mの大きさで設置した。使用したガラスグリッドは１層部がＮＯ．８５０２、２層部はＮＯ．８５０１である。

図－３には、アスファルト混合物によるオーバーレイの構造とガラスグリッドの設置位置を示して有る。また、図－４には路盤空洞、オーバーレイの厚さ、ガラスグリッドの設置位置を示して有る。

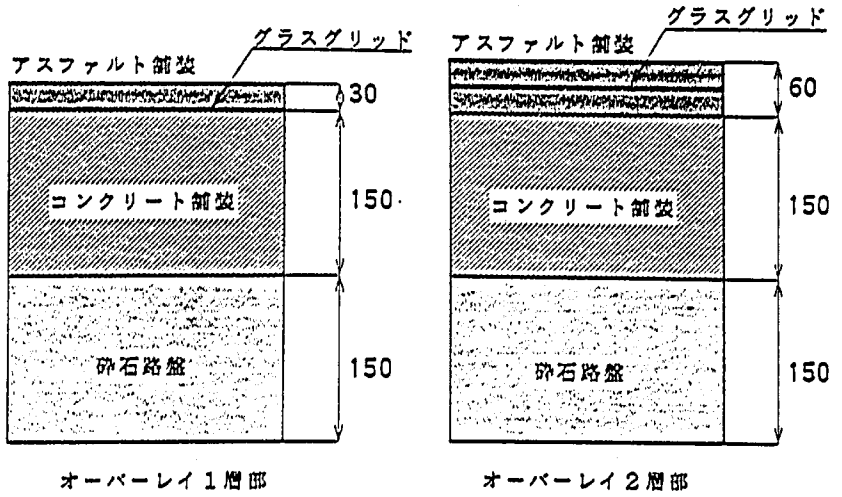
試験道路が完成後、前軸の荷重が５６kN、後軸の軸荷重が９８kNで２軸型式のトラックを２０Km／ｈの速度で走行させた。

走行試験ではリフレクションクラックの発生状況の確認と、定期的にＦＷＤにより目地部のたわみ量を測定した。測定位置は図－４に示して有る。

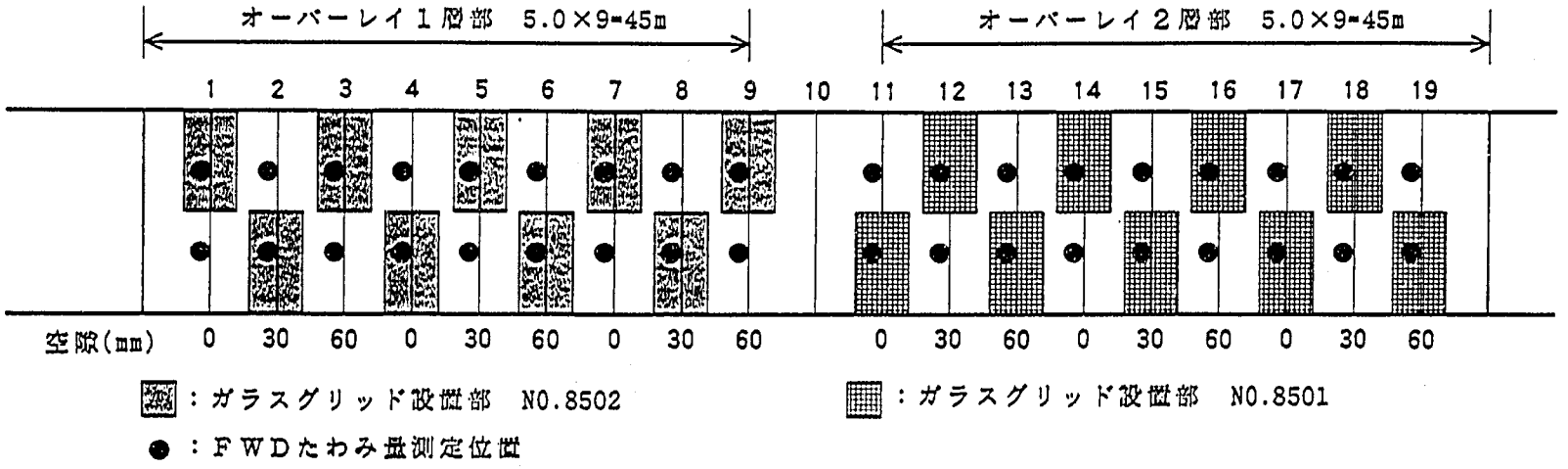
また、測定終了後に同一条件のトラックを走行させ、瞬間的な版の隅角部のたわみ量を変位計により測定し、実際の交通荷重で目地部分の変位がどのように生じるか確認を行った。



図－２．コンクリート舗装の目地部の構造



図－３　試験道路の構造



図－４．試験道路の平面図

4．たわみ量の測定方法

たわみ量の測定に用いたＦＷＤの主な仕様は以下に示すとおりである。

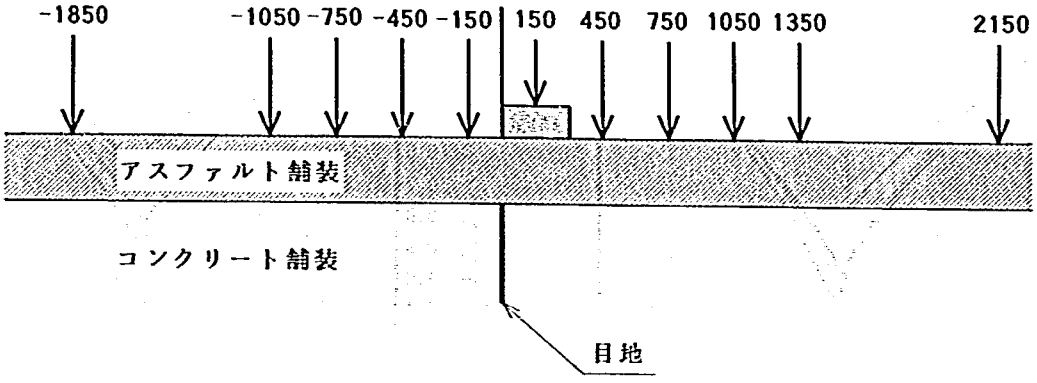
機種：フェニックス社製　ＰＴ５００２(写真１参照)

荷重：５０kN

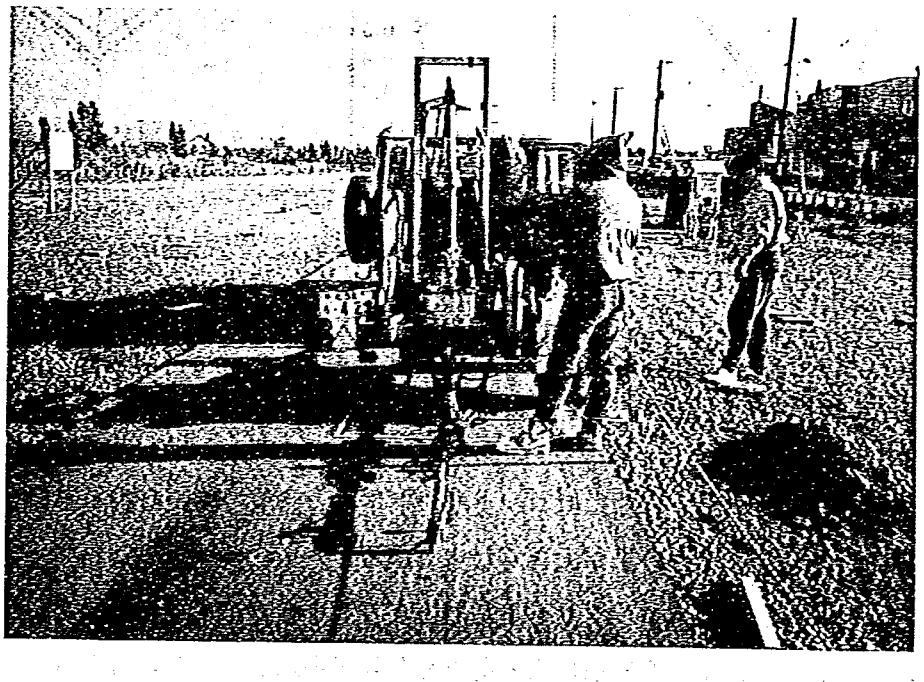
載荷版の直径：３０cm

たわみ測定範囲：０～２mm

たわみ測定位置：図－５に示す。



図－５．ＦＷＤたわみ測定位置

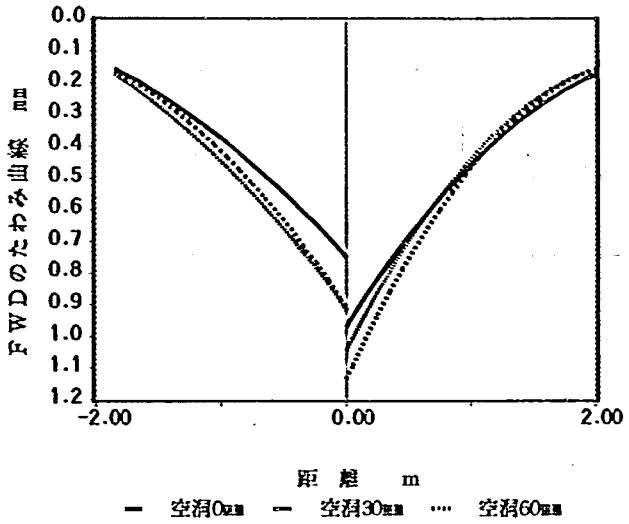


写真－１：測定に使用したＦＷＤ

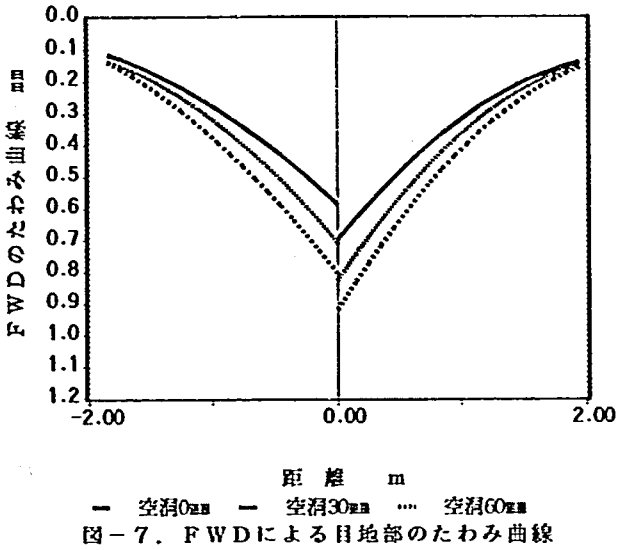
5．走行試験

5.1 走行試験開始前のＦＷＤによるたわみ量

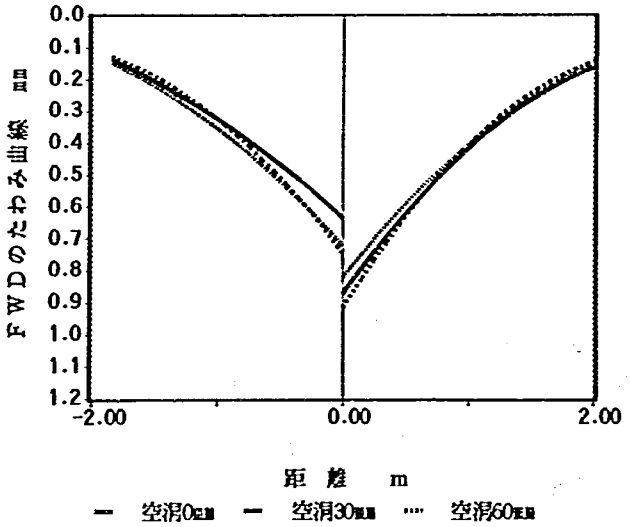
アスファルトによるオーバーレイを行う前のコンクリート基層上でのＦＷＤによる平均的なたわみ曲線を図－６，７に示す。また、アスファルトによるオーバーレイ後、走行試験開始前の同一地点の平均的なたわみ曲線を図－８，９に示す。



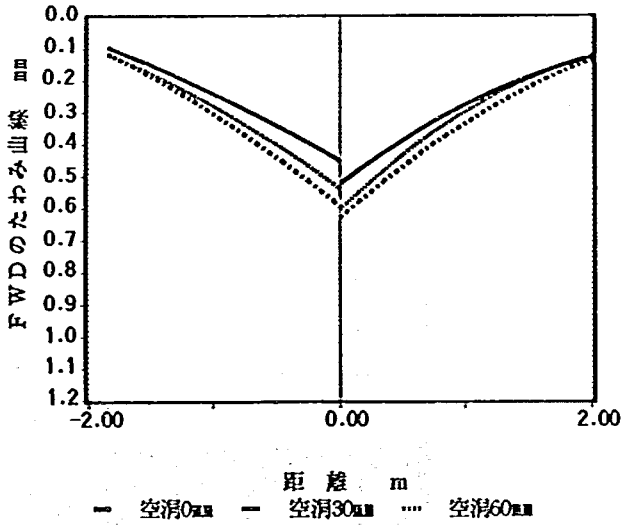
図－６．ＦＷＤによる目地部のたわみ曲線
（コンクリート上，１層部）



図－７．ＦＷＤによる目地部のたわみ曲線
（コンクリート，２層部）



図－８．ＦＷＤによる目地部のたわみ曲線
（アスコン上，１層部）



図－９．ＦＷＤによる目地部のたわみ曲線
（アスコン上，２層部）

図から、コンクリート基層上のたわみ曲線はコンクリート下面と路盤の間の空洞の影響を受けており、空洞が大きくなるに従い目地位置のたわみ量が大きくなっている。

また、オーバーレイ後のたわみ量はコンクリート基層上よりも小さくなっており、オーバーレイが厚いほうが小さい。これは、アスファルト混合物層による荷重分散効果を示していると考えられる。また、空洞の影響については１層部についてやや不明瞭となっている。

5.2 クラック発生状況

走行試験は、交通量が1層部で約３０００台、2層部で約５０００台まで行った。トラック1台について５６kNの軸重が1回、９８kNの軸重が2回載荷された事になる。走行試験により発生したリフレクションクラックの発生状況を図－１０，１１に示す。また、クラックの代表的な発生状況を写真２，３に示す。

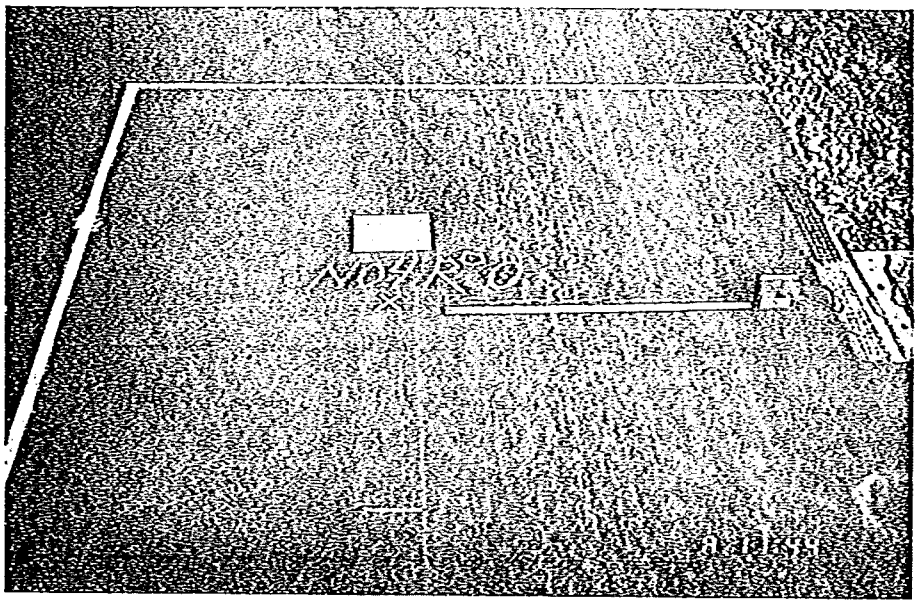


写真２　リフレクションクラック発生状況（ガラスグリッド設置部）

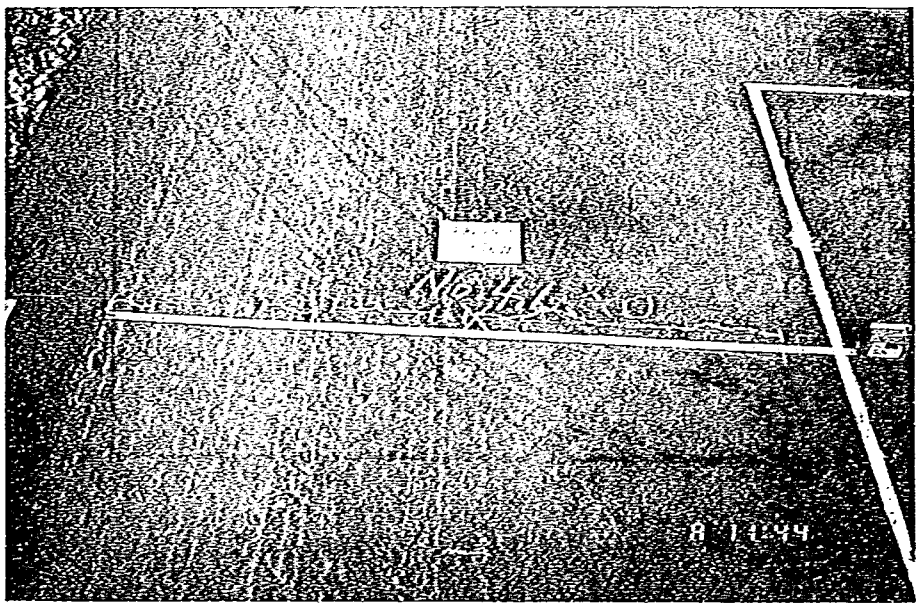
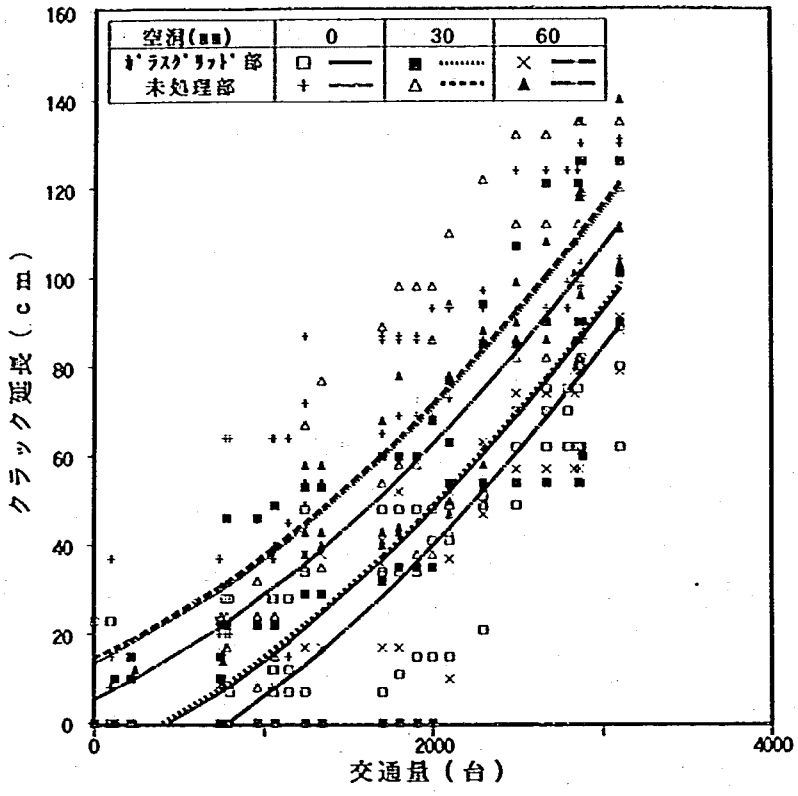
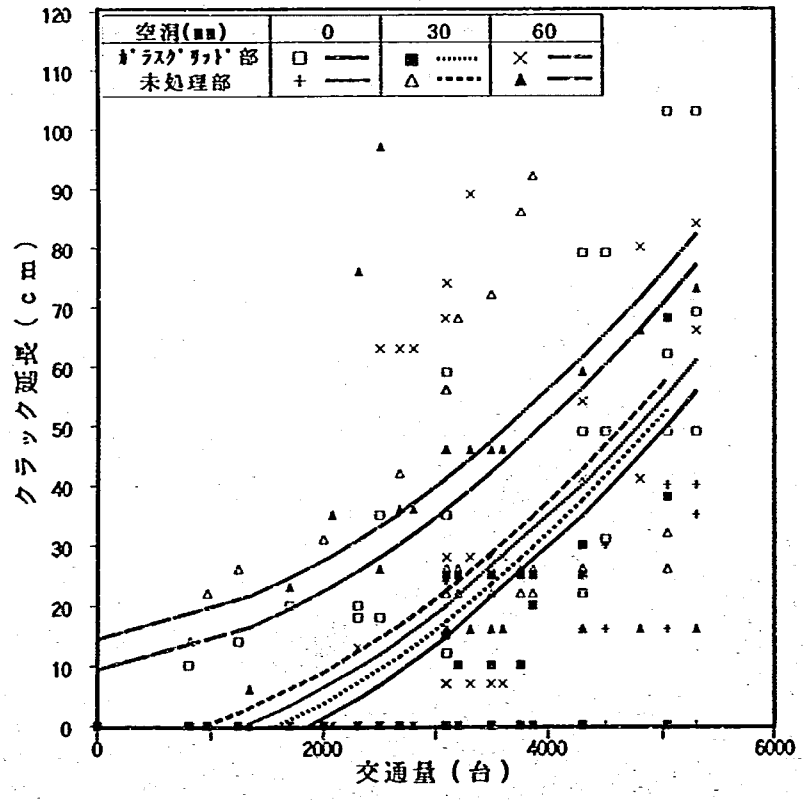


写真３　リフレクションクラック発生状況（未処理部）



図－１０．交通量とクラック延長（１層部）



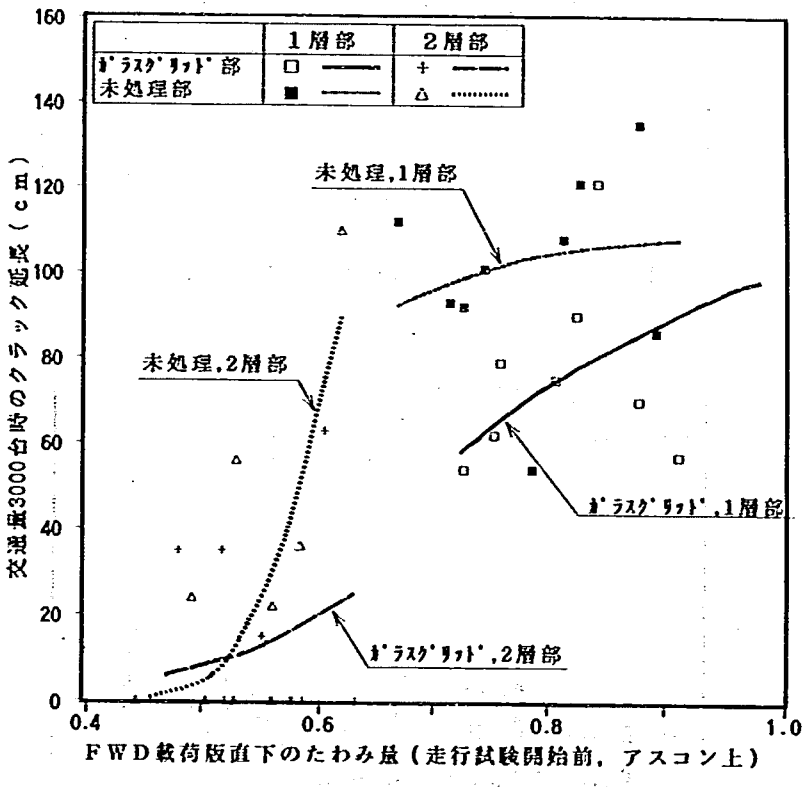
図－１１．交通量とクラック延長（２層部）

1層部と2層部を比較すると1層部のほうがリフレクションクラックが早く成長している。

走行試験の結果オーバーレイが1層部では、表層の厚さが薄いためにリフレクションクラックの発生状況に与える空洞の影響は明瞭でない。しかし、いずれの空洞の大きさの場合でもガラスグリッドを設置した場合のほうがクラック延長は短く、ガラスグリッドのリフレクションクラック発生を遅らせる効果が確認できる。

オーバーレイが2層部では、コンクリートと路盤の間の空洞が大きいほうがリフレクションクラックの成長が早い傾向がみられる。しかし、ガラスグリッドのリフレクションクラック抑制効果は1層部と比較して小さい結果となった。これらの結果から、リフレクションクラックはオーバーレイの厚さが薄いほうが発生し易く、またガラスグリッドのリフレクションクラック抑制効果は、オーバーレイ層が薄いほうが明瞭に現れる傾向が見られる。

走行試験開始前のFWDのたわみ量と交通量が3000台時のリフレクションクラックの延長との関係を図－12に示す。



図－12．FWDたわみ量とクラック延長

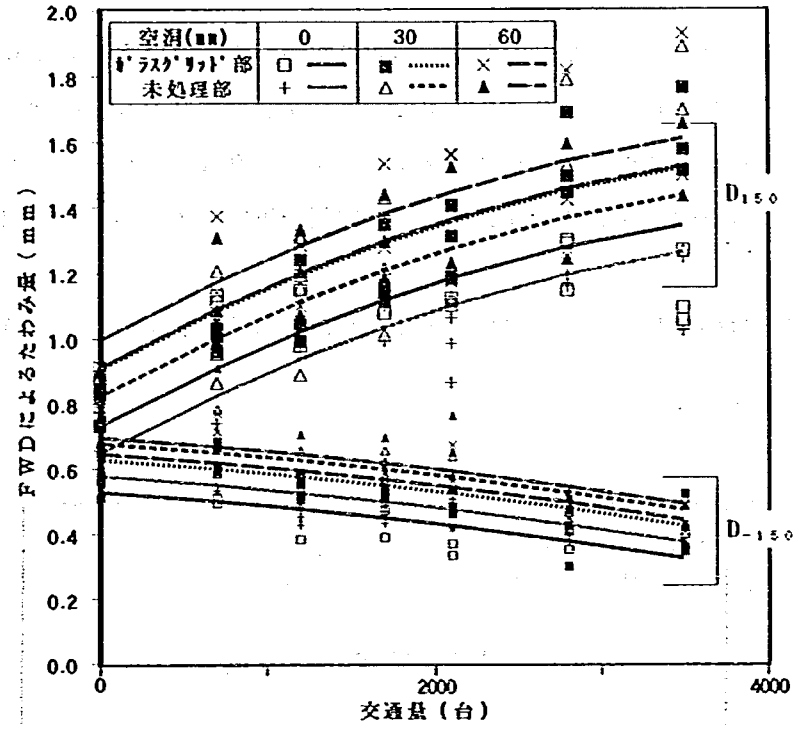
図から走行試験開始前のFWDのたわみ量$D_{(150)}$が大きいほど交通量が3000台の時のリフレクションクラックの延長は大きい。

実際の道路ではせん断変位以外に温度応力に起因する引張り変位が生じる。今回の検討では両者が複合した場合については検討していないが、たわみ量が充分に小さい場合、引張り変位の要因が卓越し、ガラスグリッドの効果は確保されるものと考えられる。

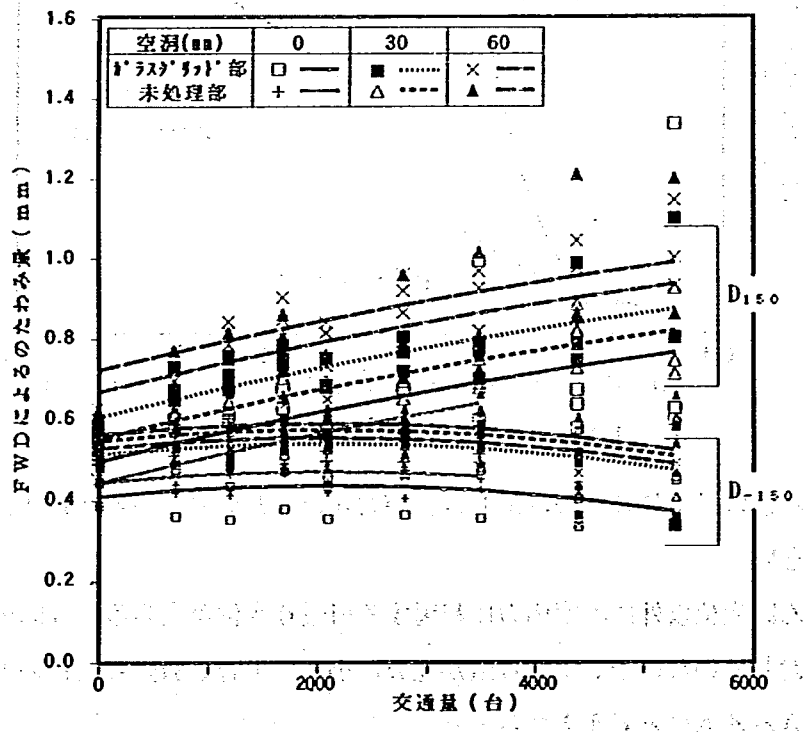
5.3 ＦＷＤによるたわみ量の経時変化

走行試験の間に定期的に、タイヤ走行位置の目地位置でＦＷＤによるたわみ量の測定を行った。

走行試験開始後のＦＷＤのたわみ量の中でＤ$_{(150)}$（載荷版直下）とＤ$_{(-150)}$のたわみ量の経時変化を図－１３，１４に示す。



図－１３．交通量とＦＷＤたわみ量の経時変化（１層部）



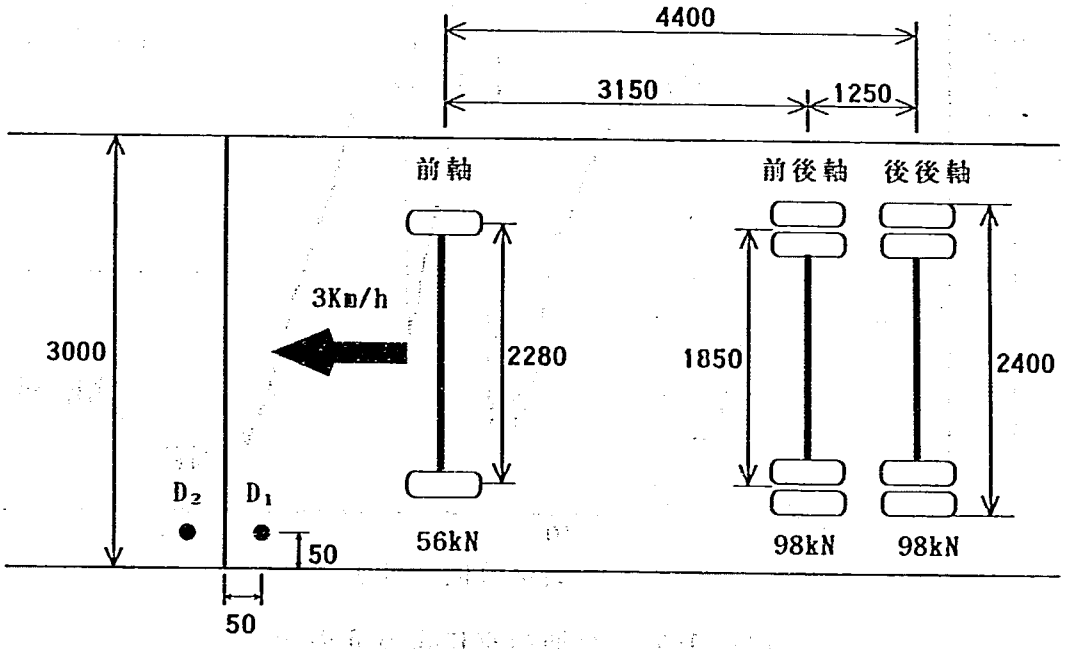
図－１４．交通量とＦＷＤたわみ量の経時変化（２層部）

図から走行試験にともない、載荷版側のたわみ量は大きくなり、載荷版の反対側は逆にたわみ量が小さくなっており、載荷側と非載荷側のたわみ量の差が大きくなっている。これは、目地部の荷重伝達効果が徐々に低下している事を意味する。また、1層部、2層部ともに路盤の空洞が大きくなるに従いたわみ量は大きくなる傾向を示している。これらのたわみ量の変化は、オーバーレイ層の荷重伝達効果がクラックの成長とともに減少していること、交通荷重により、路盤に微少な空隙が生じている可能性を指摘できる。

5.4 交通荷重によるコンクリート版の挙動

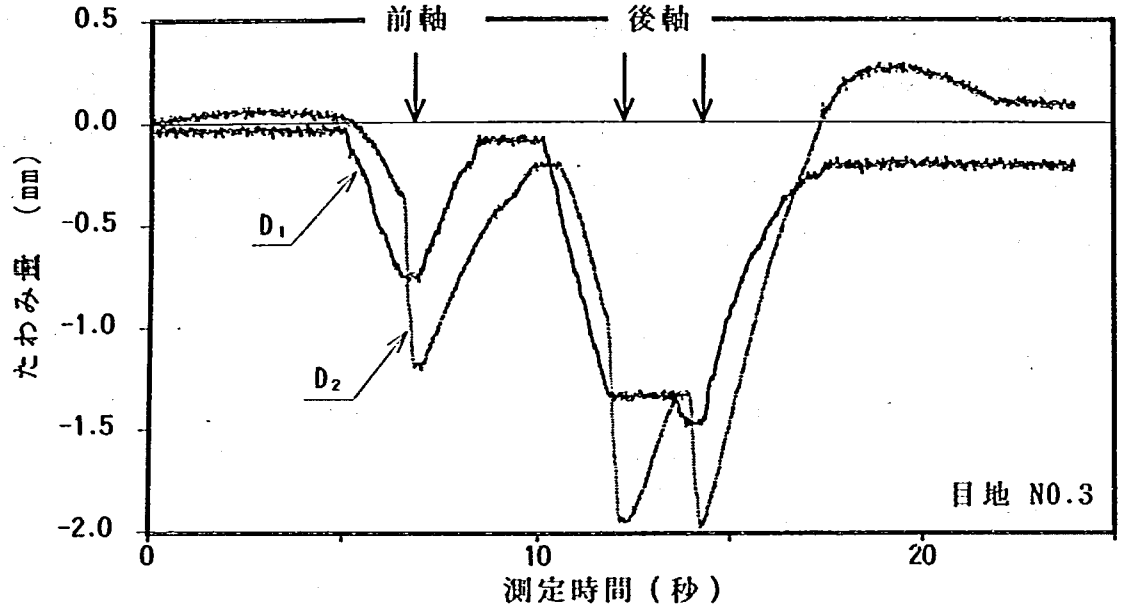
走行試験が終了した後、実際の交通荷重により目地部がどのように変位するかを確認する目的で基層のコンクリート版の変位量の測定を行った。この測定については、現在解析の途上にある。そのため今回は、途中経過のデータについて一例を参考に示す。

トラックは走行試験時と同一のものとし、試験道路の中央を時速3Km／hで走行させた。コンクリート版の変位量の測定は、図－15に示す2箇所の位置（D_1,D_2）で変位計を設置して行った。変位計の設置位置がタイヤから25cm、目地から5cm程度離れているためにタイヤ直下の目地のたわみ量とは異なると思われるが、版の挙動の傾向はほぼ同様と考えられる。

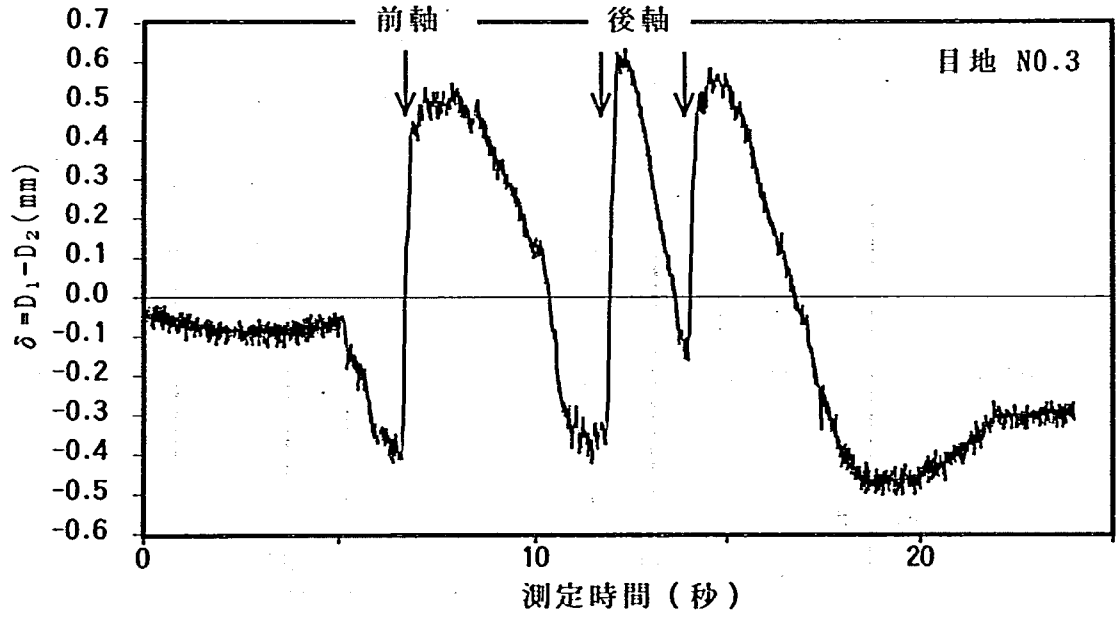


図－15．交通荷重によるたわみ量測定方法

変位量のデータサンプリングは1回／10msecとし、2箇所の点を同時に測定した。測定結果の一例を図－16，17に示す。図は走行試験が終了し、既にオーバーレイ層にリフレクションクラックがほぼ全断面にわたって発生している状態にある。



図－１６　交通荷重によるたわみ量の変化



図－１７　交通荷重によるδの変化

図－１６は測定値点のたわみ量の経時変化を示すが、たわみ量の最大値は進行方向に対して後方の版のほうが大きい傾向がみられた。また前軸の影響は後軸と比較して小さい事がわかる。
これらのたわみ量はコンクリート版やオーバーレイ層に発生する曲げ応力と関係があるものと考えられる。

図－１７は隣接する２枚のコンクリート版のたわみ量の差（δ）の経時変化を示している。オーバーレイ層に発生するせん断応力はδと密接な関係があると考えられる。図からδの変化にはトラックの各軸に対応した３個のピークが観測できる。特に各軸が目地を通過する瞬間に大きなδの変化があり、今回の測定では

0．3秒程度の間にδのプラスとマイナスが逆転している。また、前軸によるδは後軸とほぼ同様な値を示しており、オーバーレイ層に発生するせん断変形を検討する場合には、前軸も無視できないものと考えられる。

6．結論

今回の試験道路における走行試験結果からの主要な結論は以下の通りである。

1)ガラスグリッドにはリフレクションクラックの発生を抑制する効果がある。

2)リフレクションクラックの発生状況はFWDのたわみ量と関係がある。

3)オーバーレイするアスファルト混合物の厚さが薄いほうがガラスグリッドの効果は明瞭となる。

4)オーバーレイ層に発生するせん断変形を検討する場合、前軸も大きな要因となる。

謝辞

本研究に当たって、ベイミルズ社、三菱商事株式会社、繊維土木開発株式会社の関係各位に御支援を頂いた。また、北海道大学の菅原名誉教授にも貴重なご意見を頂いた。ここに謝辞を表するものであります。

参考文献

1) BROWN, S.F., BRUNTON, J.M. and ARMITAGE, R.J.: Grid reinforced overlays. Reflective cracking in pavement,(RILEM, Assessment and Control), pp63 -70, 1989.

2) NUNN, M.E.:An investigation of reflection cracking in composite pavements in the United Kingdom. Reflective cracking in pavement,(RILEM, Assessment and Control), pp146 -153, 1989.

3) Van GURP, C.A.P.M and MOLENAAR, A.A.A.: Simplified method to predict reflective cracking in asphalt overlay. Reflective cracking in pavement,(RILEM, Assessment and Control), pp190 -198, 1989.

4) HAAS, R and JOSEPH, P.E.: Design oriented evalution of alternatives for reflection cracking through pavement overlays. Reflective cracking in pavement,(RILEM, Assessment and Control), pp23 -46, 1989.

5) MOLENAAR, A.A.A.:Evaluation of pavement structure with emphasis on reflective cracking. Reflective cracking in pavement,(RILEM, State of the Art and Design Recommendations), pp21 -48, 1993.

寒冷地における排水性舗装の適用性

Field Performance of Porous Asphalt Pavement in Cold Areas

室蘭工業大学　新田　登
北海道土木部　鳩崎和夫
日瀝化学工業(株)　秋本　隆
鹿島道路(株)　辻本明人

寒冷地における排水性舗装の適用性

室蘭工業大学　新田　登
北海道土木部　鳴崎　和夫
日瀝化学工業㈱　秋本　隆
鹿島道路㈱　辻本　明人

概　要

従来、寒冷地で用いられてきたアスファルト舗装には冬季間におけるスパイクタイヤ装着車の走行に対処するため空隙を小さくして耐摩耗性を重視したアスファルト混合物を使用してきた。北海道では１９９３年３月からスパイクタイヤ禁止指定地区がほぼ全域に拡大されることになり、舗装が本来道路利用者に提供すべき機能である安全性、快適性を重視した舗装機能の向上が図られる状況に移行しつつある。

排水性舗装は、高速走行時の水跳ね防止、道路騒音の軽減、夜間における視認性の向上など高機能化の一つとして注目されてはいるが、高空隙のアスファルト混合物を用いるため北海道のような積雪寒冷地に適用するには解決すべき課題も多いと思われる。

本論文では、寒冷地における排水性舗装の適用上の問題点を明らかにすることを目的として、地域特性、気象条件の異なる３カ所で実施した試験舗装に関する調査結果をまとめたものである。

得られた主な成果と問題点は以下のようである。

１）スパイクタイヤ装着車が減少したことによって排水性舗装の適用は可能であるが、しばらくの期間は摩耗を考慮して、骨材の最大粒径を２０㎜、空隙率を２０％程度としたアスファルト混合物を用いた方がよい。

２）排水性舗装路面の滑り抵抗は細粒度アスファルトコンクリートに比べてかなり高い値を示すようである。

３）排水性混合物の室内試験による凍結融解抵抗性は密粒度アスファルトコンクリートと大差なく、試験舗装によってもクラックの発生は見られなかった。

４）降雨強度が大きい場合、雨水全てが舗装体内に浸透せず、路面上を流れる水量も多くなるので、舗装厚、基層の勾配など排水のための構造、地下排水施設などについての検討も必要である。

５）春期における排水性舗装路面上の融雪速度は地形、道路の形状などによって一定しないが、幅員が広い道路では車道縁部での滞雪が見られた。冬季の幅員確保についても検討しなければならないケースも考えられる。

寒冷地における排水性舗装の適用性

室蘭工業大学　新田　登
北海道土木部　鳩崎　和夫
日瀝化学工業㈱　秋本　隆
鹿島道路㈱　辻本　明人

1．はじめに

この報告は、積雪寒冷地である北海道において、高空隙の排水性舗装が適用できるかということを、室内の試験と3地域での試験舗装によって確認を行い、ここで得られた成果と問題をまとめたものである。

1.1　本研究の背景

日本における道路舗装の整備は、モータリゼーションの普及速度に対応して順調に進められてきた。しかし、舗装整備の基本的な理念は舗装率を高めること、交通量の増大、車両の重量化に沿った耐久性の向上に重点がおかれていたように思われる。特に積雪寒冷地においては、冬季交通を確保するために機械化除雪を大幅に取り入れたり、一部融雪剤の散布を実施してきたが路面を完全に露出した状態に保持することが困難であったため、スパイクタイヤの装着を認めてきた。したがって、スパイクピンの切削作用による摩耗に耐え得るアスファルト混合物の開発が重要な寒冷地舗装技術として位置づけられ、アスファルト含有量、フィラー量の多い表面がきわめて平滑で空隙率の小さい細粒度ギャップアスファルトコンクリートが広く用いられてきた。

最近、ライフサイクルの変化に基づく生活の２４時間化、レジャー交通の増加、高齢化社会への移行などが進行するにつれて舗装機能への認識が高まり、道路の幾何構造とともに交通の安全性、快適性に対する舗装の寄与に関する議論が活発になってきた[1)]。そのなかで、舗装が道路利用者に提供する便益として、安全性に関与する滑り抵抗の増大、高速走行時の水跳ね防止、夜間における視認性の向上、快適性に関与する騒音の軽減などが改めて認識されてきている。日本においてもこのような社会的要求に合致する舗装として排水性舗装が注目され、全国各地で試験施工が実施されている[2)3)]。

北海道においてもスパイクタイヤで削られたアスファルト粉塵による健康被害が環境保全上の重要な問題として提起されるのにともない、スパイクタイヤの使用規制が進められてきたが、１９９３年3月1日からスパイクタイヤ禁止指定地域が一部の地域を除いて北海道全域に拡大された。このことは耐摩耗性を重視した従来の舗装から、舗装本来の使命である道路利用者の便益を優先した舗装への転換を促すこととなり、排水性舗装への期待が大きくなっている。

しかし、空隙率の大きいアスファルト混合物を用いた排水性舗装を寒冷地に適用するには、低温時におけ

る舗装挙動の把握、使用材料の適切な選択、排水機能の長期保持対策、冬季における路面管理手法など解明すべき課題も多いと思われる[1]。このようなことから本報告書では、北海道において地域特性、気象条件の異なる3地域に試験舗装区間を設けて、上記の課題の幾つかについて考察している。

1.2 目的

排水性舗装を北海道のような寒冷地に適用する場合には、排水機能の保持の他に低温時の温度応力クラックおよび使用規制後もしばらくの期間残存するであろうスパイクタイヤ装着車の走行による摩耗など耐久性に関する検討も必要である。

このようなことから、この報告では以下に示す事項について検討した結果について述べている。

1）開粒度アスファルトコンクリートの凍結融解抵抗（室内試験）
2）温度応力クラック対策（旭川）
3）開粒度アスファルトコンクリートの摩耗量（帯広、室蘭）
4）摩耗による滑り抵抗性の変化（帯広）
5）舗装体温度と融雪状況（旭川、帯広、室蘭）
6）排水機能の経年変化
7）交通騒音の低減効果（室蘭）
8）排水速度の向上対策（室蘭）

1.3 試験地域の気象状況[5]

試験舗装を実施した3つの地域はFig. 1に示すように、旭川は北部に、帯広は東部に、また室蘭は南部に位置しており、異なった気象条件を有している。この図には1㎜以上の降雨を記録した年間の降雨日数を示しているが、北海道で帯広は最も降雨日数が少ない地域であり、旭川は最も多く、室蘭はその中間にある。

一方、年平均降水量の分布はFig. 2に示すようであり、帯広９１７㎜、旭川１０９１㎜、室蘭１２２４㎜の順に多くなっている。なお、室蘭における試験舗装区間は隣接する登別１９２１㎜との境界に位置しているので、この区間の降雨量はきわめて多いと言える。さらに豪雨が発生するとされる日降雨量９０㎜以上の生起頻度はTable. 1のようであり、降雨の影響からみると室蘭試

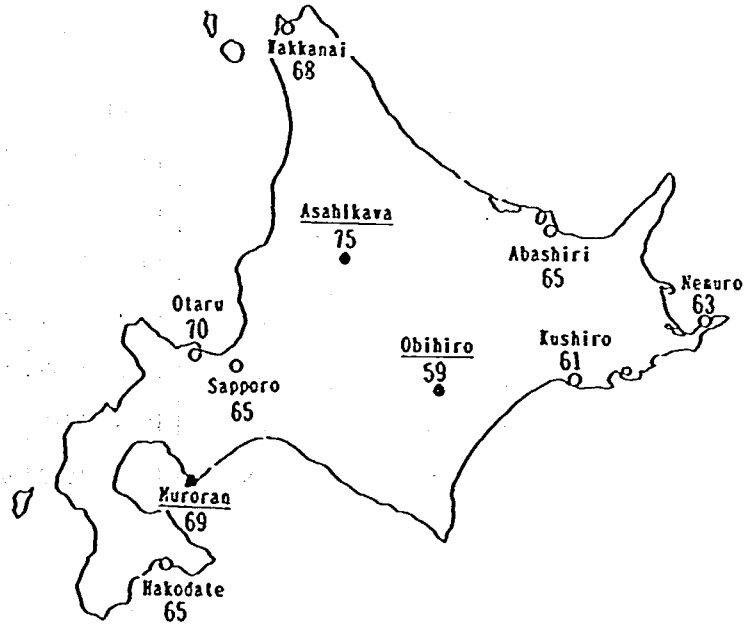


Fig. 1 Number of Days with Rainfall equal to or greater than 1mm Amount in Hokkaido (days, 1961～1990)

験区間が最も厳しい条件にあると言える。

Table. 2は、3つの試験地域における冬季間の月別平均気温、最低気温が0度以下になる日数を示している。室蘭は冬季間でも比較的寒さは厳しくないが、旭川、帯広は最低気温が－15℃と低く、0℃以下になる日数が60～80日と多く、これらの地域は寒さの影響を受けやすい地域であると言える。

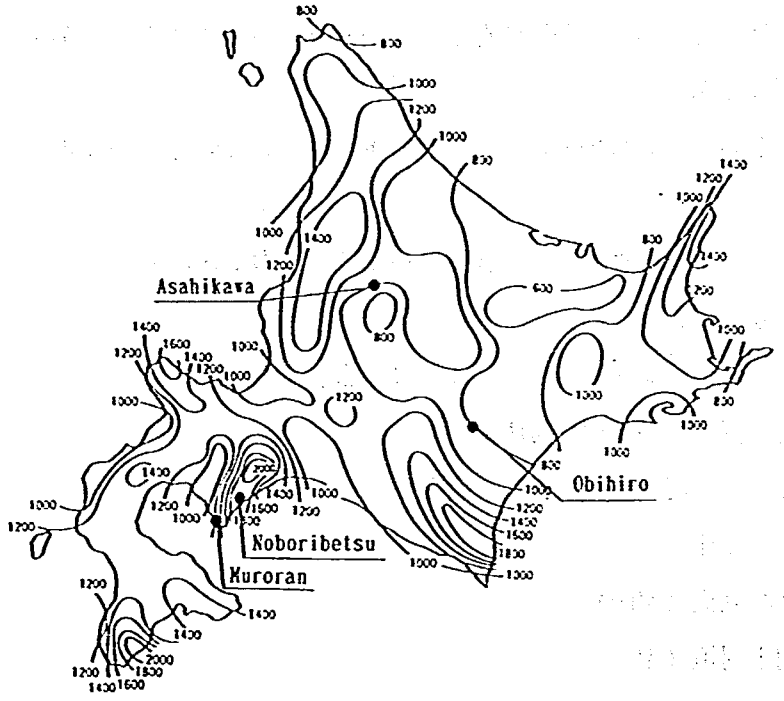


Fig. 2 Mean Annual Precipitation in Hokkaido
(mm, 1979～1987)

Table. 1 Occurrence Frequency of Daily Rainfall in Hokkaido(90mm Over)

Place	Frequency	Periods	Place	Frequency	Periods
Kuroran	16	1950～1988	Sapporo	16	1950～1988
Noboribetsu	47	1968～1988	Asahikawa	11	〃
Shiraoi	22	1973～1988	Rumoi	9	〃
Morino	89	1963～1988	Wakkanai	4	〃
Tomakomai	25	1950～1988	Abashiri	1	〃
Meguro	59	1963～1988	Nemuro	7	〃
Hakodate	8	1950～1988	Obihiro	4	〃

Table. 2 Monthly Temperature Data in Winter at Test Regions. (Periods:30Years)

Region \ Month	Jan.	Feb.	Mar.	Apr.	Dec.	Annual
Average Temperature (°C)						
Asahikawa	-8.4	-7.7	-2.5	5.0	-4.2	6.4
Obihiro	-8.2	-7.2	-1.9	5.2	-4.0	6.3
Muroran	-2.3	-2.4	0.5	5.4	0.5	8.4
Average of Minimum Temperature (°C)						
Asahikawa	-13.4	-13.2	-7.5	-0.1	-8.1	1.6
Obihiro	-14.7	-13.8	-7.2	0.0	-9.3	1.1
Muroran	- 4.6	- 4.7	-1.8	2.7	-1.9	5.9
Days of Minimum Temperature less than 0°C (days)						
Asahikawa	26.8	22.4	8.5	0.1	18.7	80.1
Obihiro	23.5	19.0	4.7	0.1	11.9	59.9
Muroran	16.1	15.0	4.3	0.1	7.2	43.5

2　混合物と材料

排水性舗装に用いる開粒度アスファルトコンクリートは高空隙率を要求されると同時に耐摩耗性、凍結融解抵抗をも考慮する必要があるので、これまでの経験をベースに所定の空隙率を得るための配合について検討し、室内凍結融解試験を行った。

2.1 アスファルト混合物

排水性舗装に用いられるアスファルト混合物は排水機能を高めるたのに空隙率の大きな開粒度アスファルトコンクリートが用いられる。一般に高空隙率のアスファルト混合物は摩耗抵抗が小さいことから、寒冷地の舗装には適さず、これを寒冷地に用いる場合には特に耐摩耗性を考慮しなければない。

本試験舗装では粗骨材量（５㎜フルイ残留分）が７０～８５％の範囲にある開粒度アスファルトコンクリートを用いたが、耐摩耗性を高める目的で、骨材の最大粒経を２０㎜とし、５～０．６㎜分を少なくしたギャップ型の骨材粒度としている。さらに、骨材表面上のフィラー・ビチューメンの被膜を厚くするためＦ／Ｂ＝１／１とした。（Ｆはフィラー量、Ｂはバインダー量を表す）

この混合物の空隙率と排水機能との関係を検討するため、開粒度アスファルトコンクリートの目標空隙率を１５％、２０％、２５％の３段階に設定した。この目標空隙率を得るため、Fig. 3に示すように、その値の小さい順に粗骨材量をそれぞれ７０％、７８％、８５％とした粒度を用いている。設計バインダー量は、いずれの混合物もマーシャル安定度が４００ kgf以上、フロー値が２０～４０（１／１００cm）を満足することを基本条件として、各骨材粒度について求めた空隙率とアスファルト量との関係曲線から目標空隙率に対応するバインダー量を設計バインダー量とした。なお、本試験で用いた骨材粒度では、空隙率２５％の混合物を得ることができなったので、２３％に修正した。その結果、目標空隙率１５％、２０％、２３％の混合物のバインダー量は、それぞれ４．３％、４．８％、５．０％となった。

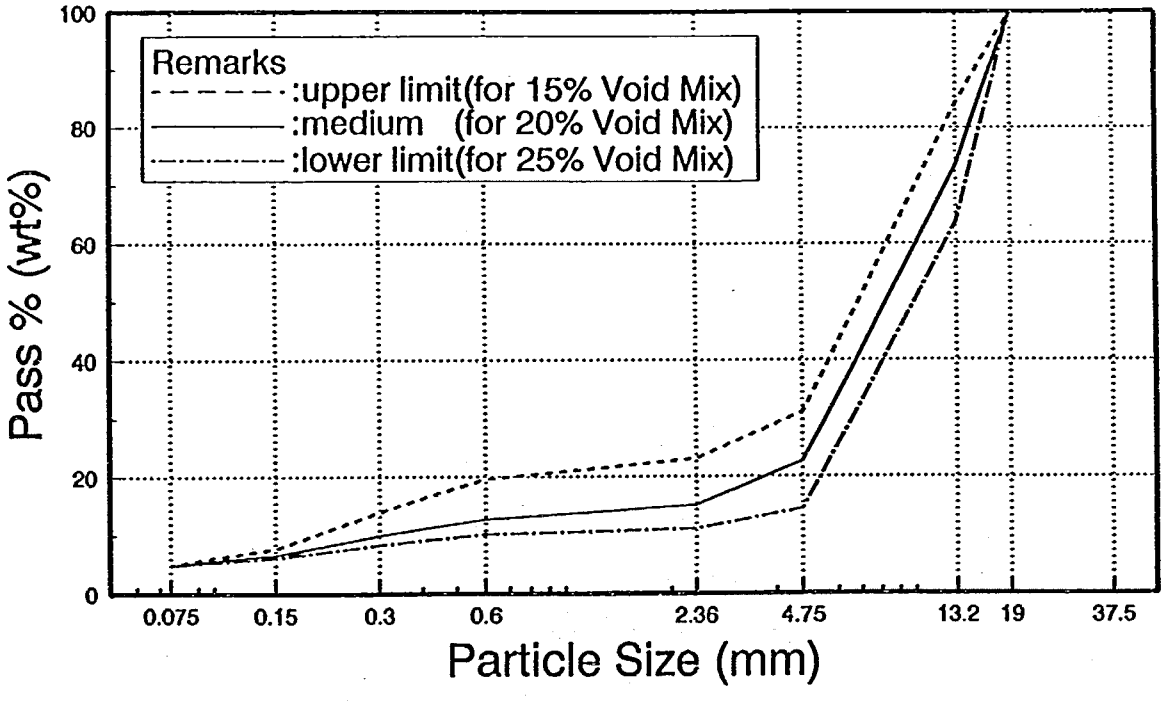


Fig.3 Aggregate Gradation Curve

2.2 バインダー

高空隙の開粒度アスファルトコンクリートは、摩耗しやすいのみならず骨材相互の噛み合わせ効果が期待できずかつ水、空気、日光の影響を直接受けるために劣化しやすいものと考えられる。したがって、この種の混合物に用いられるバイダーは骨材の把握力が大きく、骨材の被膜を厚くできるものであり、かつ耐水性、耐流動性を付与するものが望まれる。

本試験舗装では、このような条件を満足させるべく開発された特殊改質バインダーを用いた。このバインダーの一般的性状および温度－粘度曲線をTable. 3、Fig. 4に示す。このバインダーの特徴的な性質は、軟化点が高いこと、骨材把握力を示すタフネス、テナシティーが大きいこと、６０℃の粘度が２０００００ポイズ以上であり、通常のストレートアスファルトのそれが２０００ポイズ程度であるので、１００倍以上の高粘度を有していることである。

Table. 3 Physical Properties of Special Modified Binder

Testing Items			Test Values
Penetration (25°C, 100gf, 5sec)		(1/100cm)	59
Softening Point (Ring&Ball)		(°C)	82.5
Ductility at 15°C		(cm)	87
Fraass Breaking Point		(°C)	-24
Weight Change after Thin-film Oven Test		(%)	+0.03
Retained Penetration after Thin-film Oven Test		(%)	81.5
Flushing Point		(°C)	310
Density at 15°C			1.027
Toughness at 25°C		(kgf·cm)	277
Tenacity at 25°C		(kgf·cm)	201
Kinematic Viscosity	at 140°C	(cSt)	1472
	at 160°C	(cSt)	620
	at 180°C	(cSt)	303

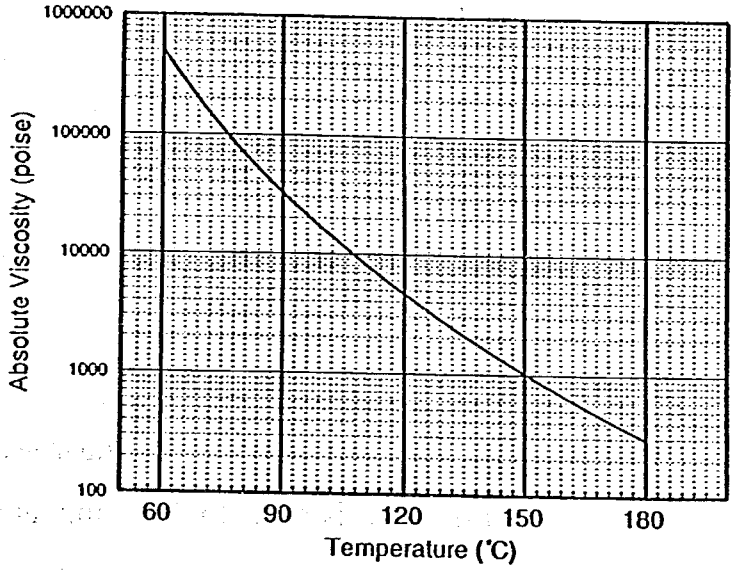


Fig.4 Temperature Dependency of Vicscosity of Special Modified Binder

2.3 凍結融解抵抗

試験舗装を施工する旭川、帯広地区の冬季間は北海道でもきわめて厳しい温度環境にあり、一冬における凍結融解回数は平均して４０～５０回程度であることが調査によって明らかになっている[4]。

そこで、排水性舗装に用いる開粒度アスファルトコンクリートが高空隙であることから凍結融解作用には弱いと考えられたので、空隙率２０％の混合物を用いてバインダーの種類を変えて室内凍結融解試験を行った。この試験はマーシャル供試体を（－１８．５±１．５℃）で１．５時間凍結、その後（４．５±１．５℃）で１．５時間融解を１サイクルとして１日８サイクルの凍結融解作用を与える試験であり、最大３００サイクルまで行った。１００、２００および３００サイクル時の残留安定度を次式により求めて凍結融解抵抗の指標とした。

$$\text{残留安定度} = \frac{\text{凍結融解後のマーシャル安定度（kgf）}}{\text{バージン混合物のマーシャル安定度（kgf）}} \times 100\ (\%)$$

Fig. 5は、残留安定度とサイクル数の関係であり、高粘度バインダーの種類に関係なく、開粒度アスファルトコンクリートの残留安定度は北海道において5～6冬分に相当する300サイクルの凍結融解作用を与えても、最低で60%、それ以外では80%以上の値を示している。この値は、密粒度アスファルトコンクリートの凍結融解抵抗とほぼ同等である。凍結融解抵抗をこの種のような単純な試験のみで明確には評価することはできないが、高空隙であることが凍結融解抵抗性に与える影響は比較的小さいものと考えられる。この結果より、高空隙率の開粒度アスファルトコンクリートを用いた排水性舗装の試験施工を実施することとした。

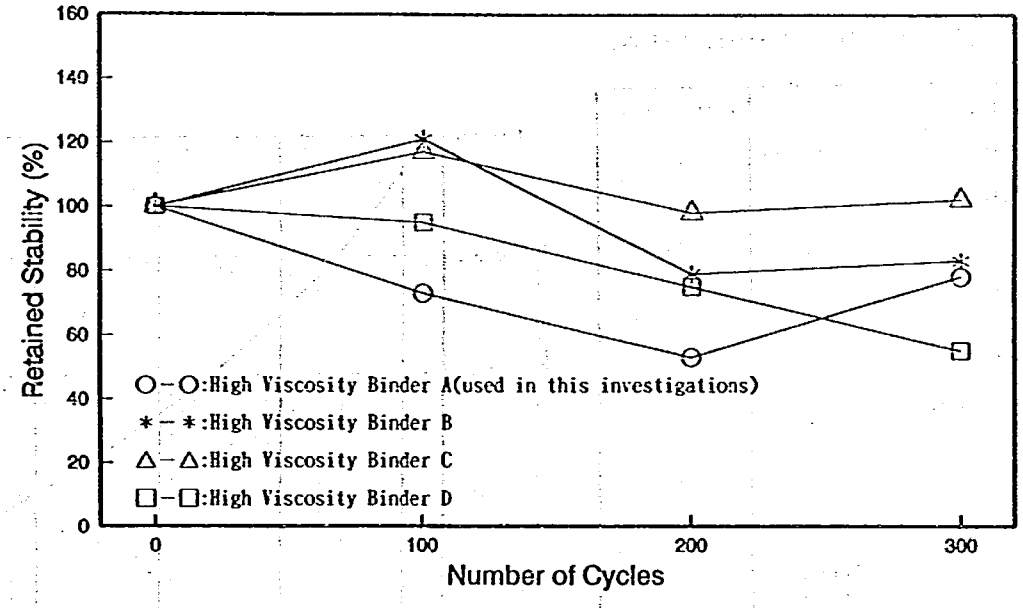


Fig.5 Resistance to Freezing and Thowing (Laboratory Test)

3．試験舗装工事の概要

試験舗装工事は、気象条件、沿道条件、交通条件の異なる旭川、帯広、室蘭の３地区で実施した。その工事概要と主たる調査結果は以下のようである。

3.1 旭川試験工事

3.1.1 工事の概要

本試験区間は、一般道々鷹栖東鷹栖比布線の旭川市東鷹栖地区に設けられた。この道路は東西に延びる幅員６．５Mの歩道をもたない往復２車線の道路であり、試験区間は平坦な直線区間である。沿道は田畑が連なり北側に建物が僅かに散在するが南側は日光を遮るものがなく気温の変化の影響を受けやすい箇所である。交通量は１０００台／日と極めて少ない。既設の舗装は十数年前に施工された特殊改良４種舗装であり、これまでに温度応力による横断クラックが発生していた箇所である。

本試験区間は排水性舗装に用いる高空隙率の開粒度アスファルトコンクリートの温度応力クラック発生の有無を検証することを主たる目的として施工したものであるが、同時に排水機能、すべり抵抗に対する検証も行った。

Fig. 6は、試験舗装の区間の平面図であり、２００Mを排水性舗装とし、そのうち１００Mについてはリフレクションクラック防止工としてジオテキスタイルをレベリング層の表面に張り付けて、温度応力クラックの識別を容易にできるように考えた。また、排水性舗装区間の前後５０Mは照査区間として細粒度アスファルトコンクリートを舗設して排水性舗装との比較に供した。

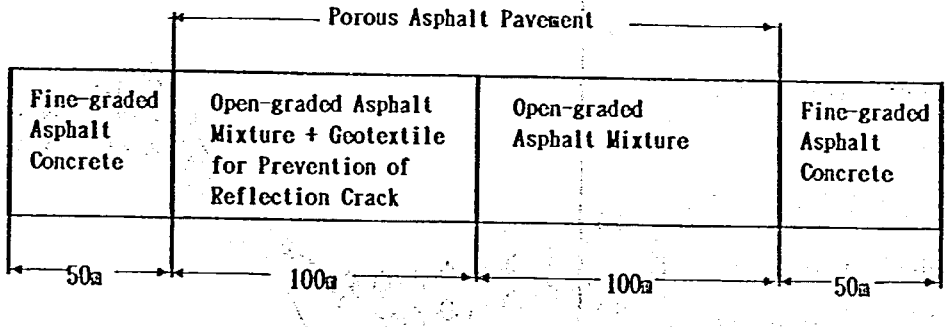
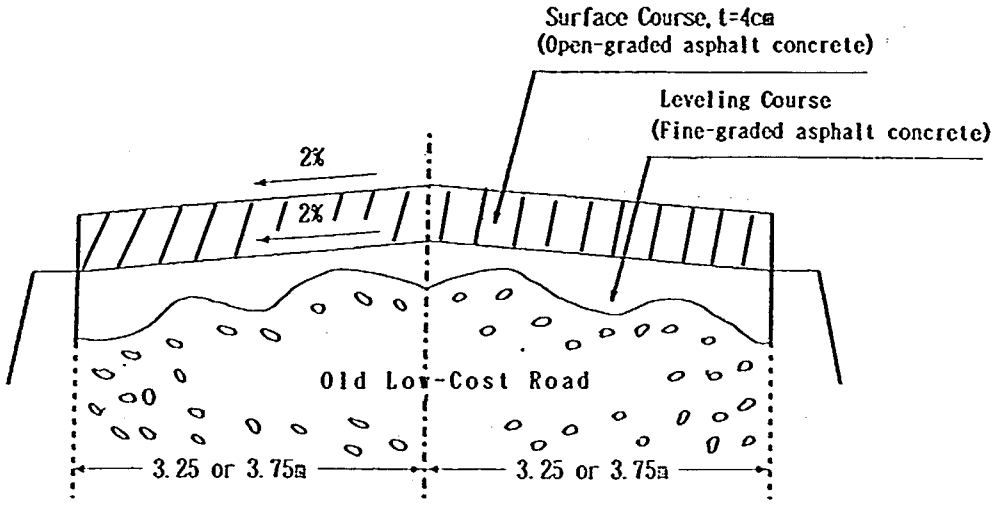


Fig. 6 Plane of Test Section

排水性舗装区間の構造はFig. 7のようであり、既設の路面上に細粒度アスファルトコンクリートのレベリング層を設けて、その上に厚さ４cmの開粒度アスファルトコンクリート（最大粒経２０mm、空隙率２３%）を舗設している。表層、レベリング層とも２%の横断勾配を有し、舗装表面から浸透した水はレベリング層表面を側方へ流れて排出される。

舗装工事は１９９１年１０月に実施された。舗装体には、温度センサーを表面から０．５cm、４cmの深さに、また、摩耗や流動による変形量を測定するための基準ピンを打ち込んでいる。さらに、路面の状況を観測するためのカメラを電柱に取り付け、定時観測を行った。



Remarks: (3.25m:Asahikawa Test Section, 3.75m:Obihiro Test Section)

Fig.7 Cross Section of Porous Asphalt Pavement

3.1.2 調査結果

1）温度応力クラック発生の有無

この区間はこれまでに温度応力による横断クラックの発生がみられた区間であるが、施工後2冬経過後において開粒度アスファルトコンクリートにも細粒度アスファルトコンクリートにも温度応力クラック、リフレクションクラックのいずれも発生しておらず、現在も観測を継続中である。

そこで、排水性舗装の路面凍結に影響する冬季の舗装体の温度の観測を行った。

Fig.8は、最低気温が－27℃を記録した日の気温と舗装体の温度の時間変動を示したものである。在来舗装の表面部分（表面から0．5cmの深さにおける観測値）では、最高気温－7．5℃になった時刻の1時間前に舗装体温度が－10℃という最高値を示し、排水性舗装では在来よりさらに1時間前に－7℃という最高値を示した。また、気温が低くなる夜から早朝と夕方以降の時間帯ではほぼ両方共同等の温度を示している。日中では、2℃程度排水性舗装の方が高くなっている。一方、表層の底部に当たる表層から4cmの位置では、表面部分より温度変化は少ないものの同様の傾向を示しており、在来の舗装に比して排水性舗装では、日中の温度が高いことが言える。

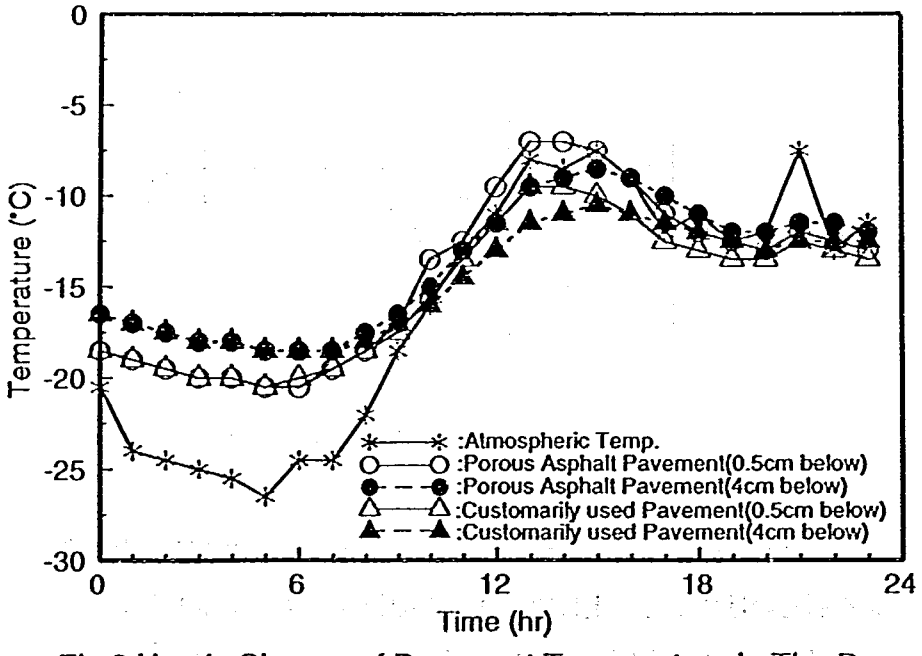


Fig.8 Hourly Change of Pavement Temperature in The Day Recorded Lowest Atmopheric Temperature

これらの結果から、排水性舗装に用いた開粒度アスファルトコンクリートでは、高空隙率のために舗装体温度が細粒度アスファルトコンクリートより低下することはないものと考えられる。。

2）夏季における舗装体温度

寒冷地である北海道においても夏季には最高気温が３０℃近傍まで上昇するので、スパイクタイヤの装着が規制されると表層混合物の流動によるわだち掘れの発生が顕在化するものと考えられる。そこで、排水性舗装の耐流動性に影響する夏季の舗装体の温度の観測を行った。

Fig. 9は、最高気温が３０℃を記録した日の気温と舗装体の温度の時間変動を示したものである。舗装の表面部分（表面から０．５cmの深さにおける観測値）では、最高気温３０℃になった時刻の１時間前に舗装体温度が５３℃という最高値を示したが、排水性舗装と在来の舗装との間に差はなく、気温が低くなる早朝と夕方の時間帯で２℃程度排水性舗装の方が低くなっている。一方、表層の底部に当たる表層から４cmの位置では、在来の舗装に比して排水性舗装では、最高気温を記録した時刻で４℃程度低く、それ以外の時刻でも１～３℃程度低い値を示している。

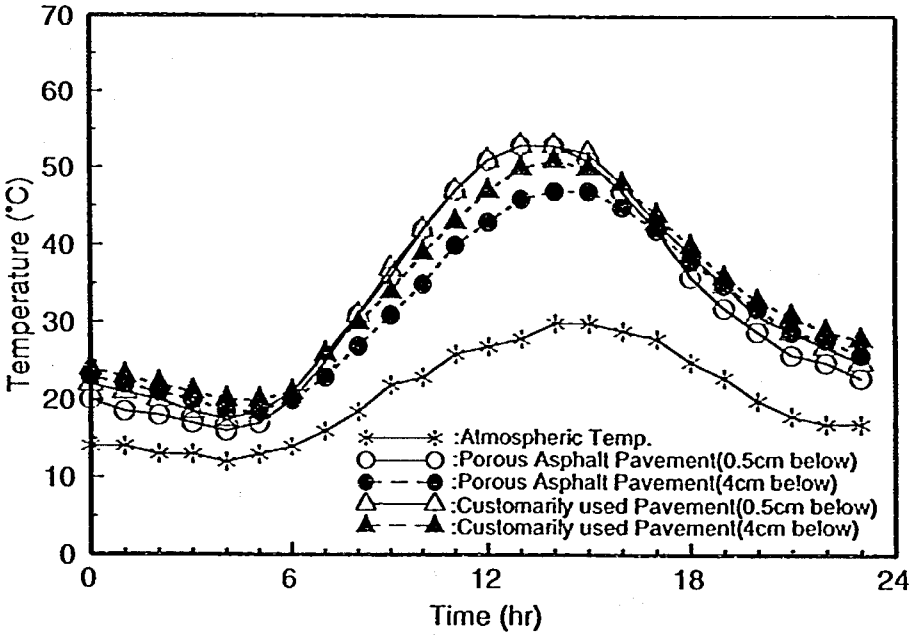


Fig.9 Hourly Change of Pavement Temperature in The Day Recorded Highest Atmospheric Temperature

これらの結果から、排水性舗装は夏季の流動に対しても比較的高い抵抗性を有するものと判断される。

3）路面の状況

降雨時の路面の状況は写真－１に示すようである。これは施工後８カ月経過時の写真であるが、在来の路面（手前の部分）が光っているのに対して、排水性舗装では路面上に水が滞留していないため、降雨時でも晴天時とほとんど同じ路面状況を示している。また、春の融解期には排水性舗装路面の雪は在来路面より早く融解する傾向がみられた。これは道路の幅員が狭くかつ路肩側が歩道がなくフリーの状態にあるため浸透水が迅速に排出されるものと思われる。しかし、厳冬期においては、排水路面は在来路面より圧雪状態が多い傾向であった。この理由としては、路肩周辺にまで除雪によって堆積された雪により、日中路面で融解した水が舗装部から排水されないことから、夜間凍結するといった状態になるというようなことが考えられる。

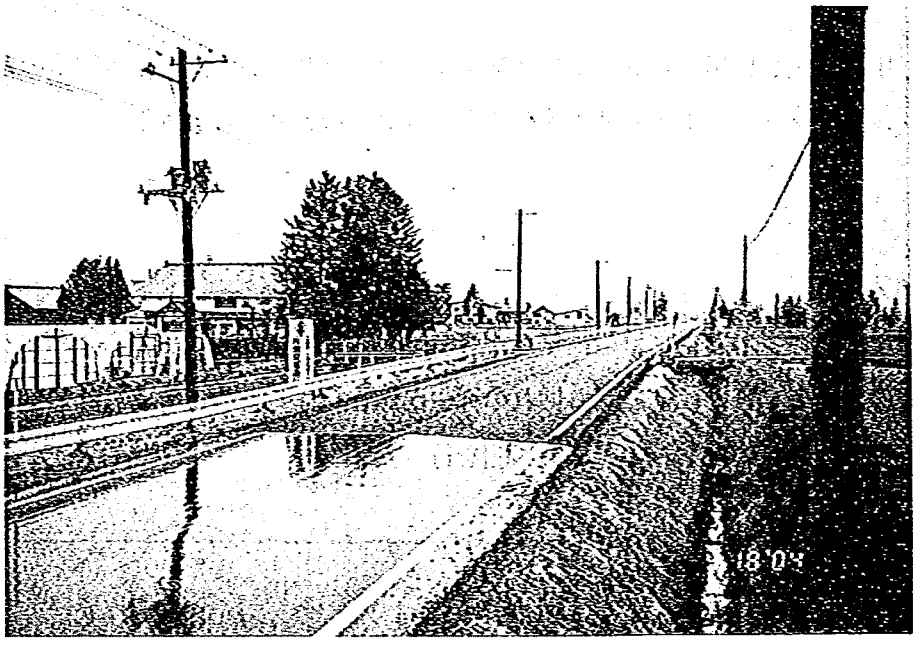


Photo.1　降雨時の路面状況（手前：細粒度，後方：開粒度）

4）排水機能

排水機能の経年変化を観測する目的で、舗装試験便覧に記載されている透水性アスファルト舗装の現場透水試験法によって、４００㎖の水が舗装体を通って流下する時間を施工直後から定期的に測定した。

Fig.10は、ある横断面の４つの測定点についての透水時間の経年変化を示したものである。施工後３００日までは初期の排水機能が保たれているがその後次第に機能低下が観測された。しかし、用いた混合物の空隙率が大きかったこと、交通量が少ないことなどから、目詰まりによる排水機能の低下は余り大きくなく、この期間内では排水性舗装としての機能は十分に保持されていると考えられた。

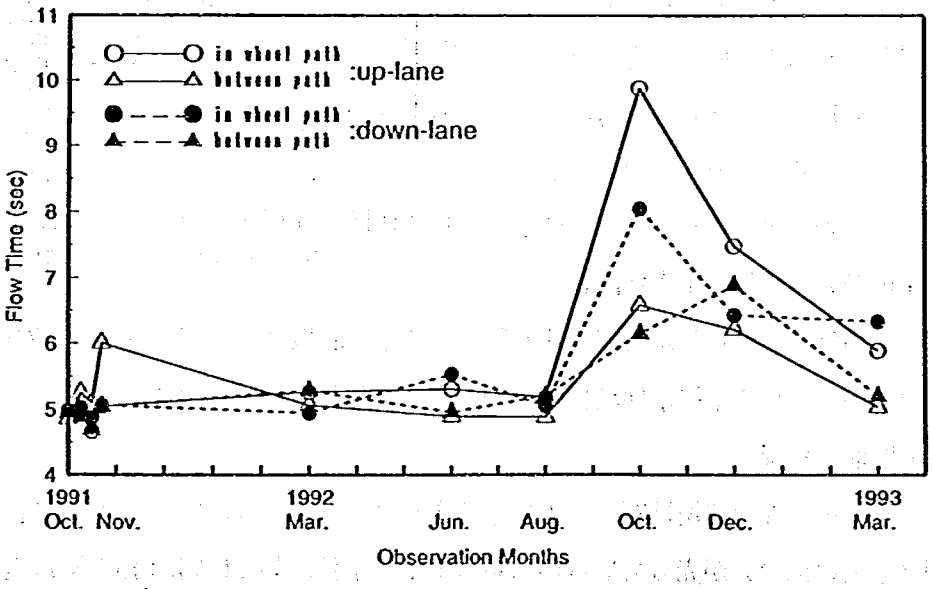


Fig.10 Changes of Flow Time in Service Condition

5）すべり抵抗

舗装路面のすべり抵抗をＤＦテスター（Dynamic Friction Tester）で定期的に測定した。Fig.11に速度６０㎞／hrに相当する路面の摩擦係数の経時変化を示した。排水路面、在来路面とも施工直後は極めて小さいすべり抵抗値しか示さないが、供用によって次第に大きくなり、１年半後には在来路面が０．５８であるのに比して、排水路面では０．７６とかなり大きな値を示している。排水性舗装はすべり抵抗の面からも卓越した機能をもった舗装と言えるようである。

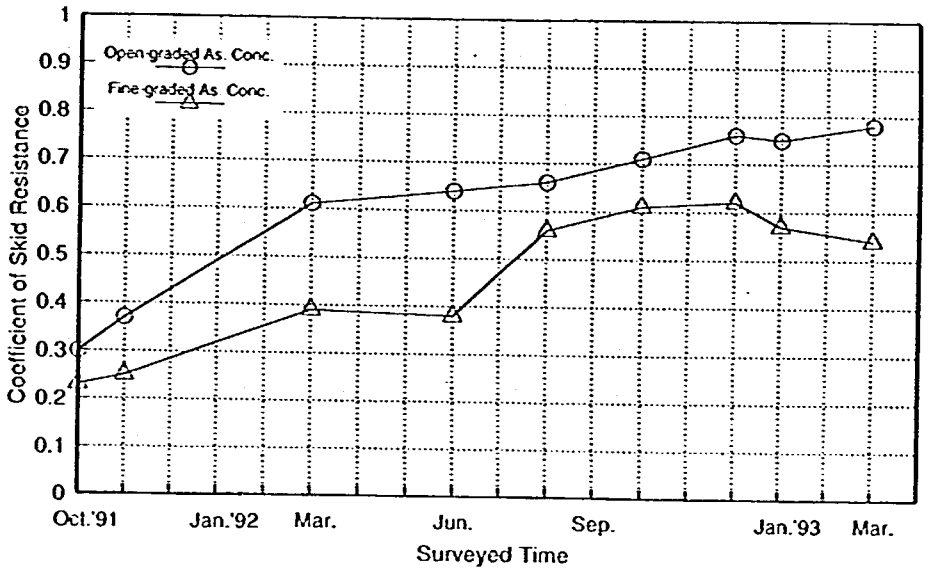


Fig.11 Skid Resistance at 60km/hr in Service

3.2 帯広試験工事

3.2.1 工事の概要

本試験区間は、一般道々川西芽室音更線で帯広市の隣の河西郡芽室町字北伏古地区に設けられた。この道路は、南東から北西に延びる幅員７．５ｍの歩道をもたない往復２車線道路であり、試験区間は平坦な直線道路である。沿道はビート畑が連なり、旭川と同様に南側は日光を遮るものがなく気温の変化の影響を受けやすい箇所である。交通量は約３、０００台／日であり、農作物（ビート）の取り入れ時期にはダンプトラックが頻繁に通過し、大型車混入率が７０％程度になる箇所である。既設の舗装は十数年前に施工された特殊改良４種舗装であり、わだち掘れや陥没の多い箇所であった。また、部分的に凍上によるクラックも発生していた。

本試験区間は、大型車交通量が多いことから、排水性舗装の空隙率の変化による機能の経年変化と耐久性を把握するすることを主たる目的として、空隙率を１５％、２０％、２３％と変化させて施工したものであり、透水試験、すべり抵抗試験、横断形状変化調査、コア密度変化調査を行った。

Fig.12は、試験舗装の平面図であり、３００ｍを排水性舗装とし、空隙率の違いによる機能の経年変化を判別できるように、このなかで空隙率を１５％、２０％、２３％と変化させて１００ｍづつ施工した。また、排水性舗装の手前側は、前年度施工された細粒度アスファルトコンクリートであり、比較のために旭川試験区間に実施したものと同種の試験を行った。

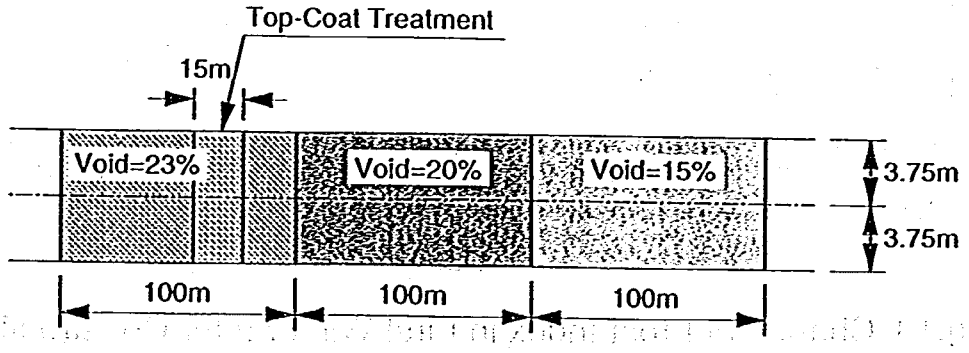


Fig.12 Plane of Porous Asphalt Pavement in Obihiro Section

排水性舗装区間の構造は旭川試験区間と同様でFig. 7の通りであり、既設の路盤上に細粒度アスファルトコンクリートのレベリング層を設けて、その上に厚さ4cm、最大粒径20mmで、それぞれの空隙率が15%、20%、23%の開粒度アスファルトコンクリートを舗設している。表層。レベリング層とも2%の横断勾配を有し、舗装表面から浸透した水はレベリング層表面を側方に流れて路肩側へ排出される。なお、雨水が速やかに舗装から排出されるために保護路肩の張り芝は、舗装から2cm下げた。

舗設工事は旭川と同様に、1991年10月に実施された。それぞれ空隙率を変えた舗装体毎に、温度センサーを舗装表面から0．5cm、4cmの深さに、また、摩耗や流動による表面の変形量を測定するための基準ピンを打ち込んである。さらに、路面の状況を観測するためのカメラを設置している。

3.2.2 調査結果

1）凍結指数

積雪寒冷地における舗装は、路床土の凍結融解の影響により破損することがあるので、その対策として凍上抑制層を構築している。排水性舗装では高空隙率の開粒度アスファルトコンクリートを用いることから、一般的な舗装よりも、冷気が深くまで浸透する危険があり、凍上抑制層を厚くする必要があるかということを把握する目的で、在来舗装と空隙率が15、20、23%の排水性舗装それぞれの箇所で舗装体の下部の温度を測定した。

Fig. 13は、冬季間の凍結指数を示したものである。図より開粒度アスファルトコンクリートと細粒度アスファルトコンクリートの間には凍結指数には大きな差はないようであり、同等と考えてよさそうである。なお、データにバラツキがあるのはセンサーの埋め込み部の状態が場所によって異なるためと考えられ、今後測定回数を多くしていく必要があろう。

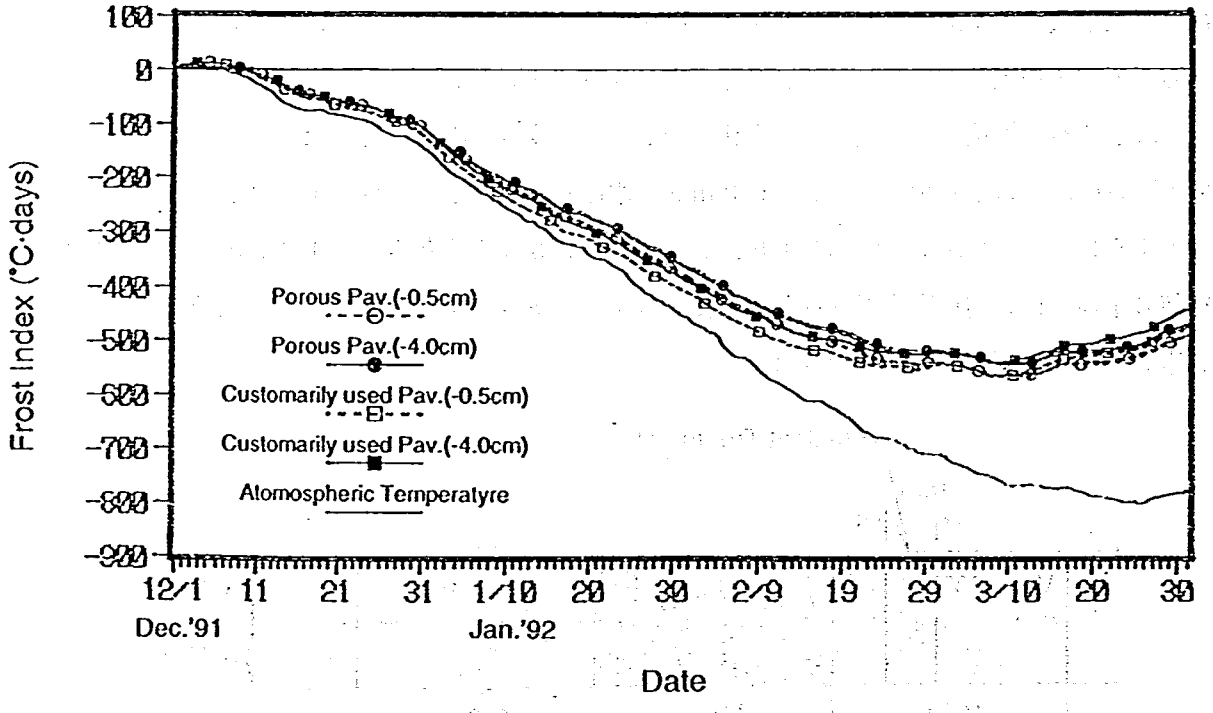


Fig.13 Change of Frost Index in First Winter after Construction

2）排水機能の変化

Fig. 14は、空隙率が異なる区間における透水時間の経時変化を示したものである。排水性舗装の施工直後においては、当然のことながら、空隙率の大きなものほど透水能力は大きかったが、空隙率の違いにかかわらず透水機能は優れたものであった。スパイクタイヤ装着後、摩耗による車粉が目づまりの原因となり徐々にその機能が低下していったが、スパイクタイヤ脱着後には回復してきた。特に、車両走行位置（わだち部）においてこの傾向が大きいことから、車両走行によるバキューム効果により、空隙中の泥が吸い出されたためと考えられる。しかし、その後スパイクタイヤを装着していない期間においても、徐々に透水機能が低下した。これは、時期が農作業の開始時期と同時期であることと、周囲が畑であることから、車両が畑の泥をつけたまま舗装を走行したために、この泥が目づまりの原因になったものと考えられる。

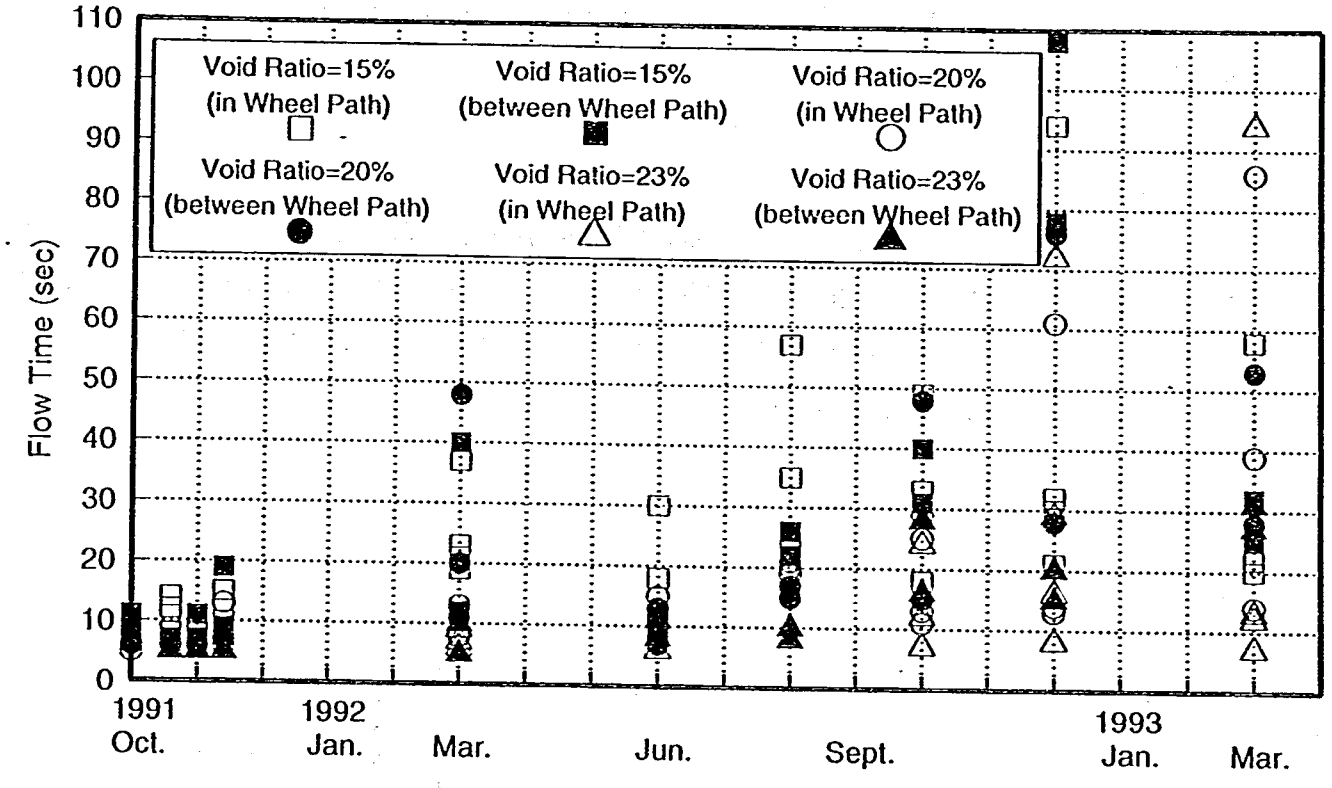


Fig.14 Relation between Drainability and Elapsed Time of Asphalt Mixtures

図より空隙率が大きいものほど、目づまりの程度が小さく、将来スパイクタイヤによる摩耗がなくなることを考慮すれば、空隙率が２０％以上であれば相当の期間透水機能が持続できるものと判断される。

3）摩耗流動の変化

横断プロフィルメータによって、春と秋に横断形状の変化を測定した。絶対量の変化を求めるために、スパイクタイヤなどによって摩耗してもその変化量が測定できる基準ピンを設定した。なお測定は、スパイクタイヤによる摩耗と、夏期間における塑性流動を区分するために、春と秋（おおむね５月と１１月）に実施し、春から秋を塑性流動、秋から春を摩耗と考えた。

２冬経過すると同時に、スパイクタイヤの装着時期も２度経験したが、これによる摩耗は、細粒度アスファルトコンクリートと比較しても大差はなかった。しかし、夏期間においてわだち掘れの変化量は、細粒度アスファルトコンクリートと比較して大きなものとなった。密度変化を測定する目的で採取したコアの断面

を観察すると、レベリング層に用いた細粒度アスファルトコンクリートの中に、開粒度アスファルトコンクリートがめり込んでいることが分かった。また、開粒度アスファルトコンクリート部分の厚さも４cmであり、この部分の流動でないことが考えられる。このことから、表面凹凸を抑止するにはレベリング層に用いる細粒度アスファルトコンクリートの高温性状に関する検討が必要であると考えられる。

４）すべり抵抗

排水性舗装の部分は、空隙率の変化によらず全て舗設直後には細粒度アスファルトコンクリートの１年経過後のものよりすべり抵抗性は若干小さかった。しかし、間もなく逆転し、排水性舗装の方がすべり抵抗値が大きくなった。空隙率の差による影響については、速度６０km／hrに相当する路面の摩擦係数は、約１年半経過後の１９９３年３月で空隙率が１５％の箇所で０．６４、２０％の箇所で０．６７、２３％の箇所で０．７８となっており、空隙率が大きいほどすべり抵抗値が大きくなり安全な舗装といえる。在来路面は、０．４５であり、排水性舗装の方がはるかに安全であるといえる。

トップコートを施工した箇所と、ない箇所での差はほとんど無くトップコートの影響は不明である。

５）密度の経年変化

目つぶれの状況変化を把握する目的で、コア採取による密度測定を行った。密度を求める方法として、採取したコアの体積をノギス法によって求めたが、開粒度アスファルトコンクリートは、面が粗なことなどから、データにバラツキが見られた。しかしながら、密度変化は小さく、それによる空隙率の変化はFig. 15に示すようであり、車両走行による目つぶれの発生はしていないと思われる。

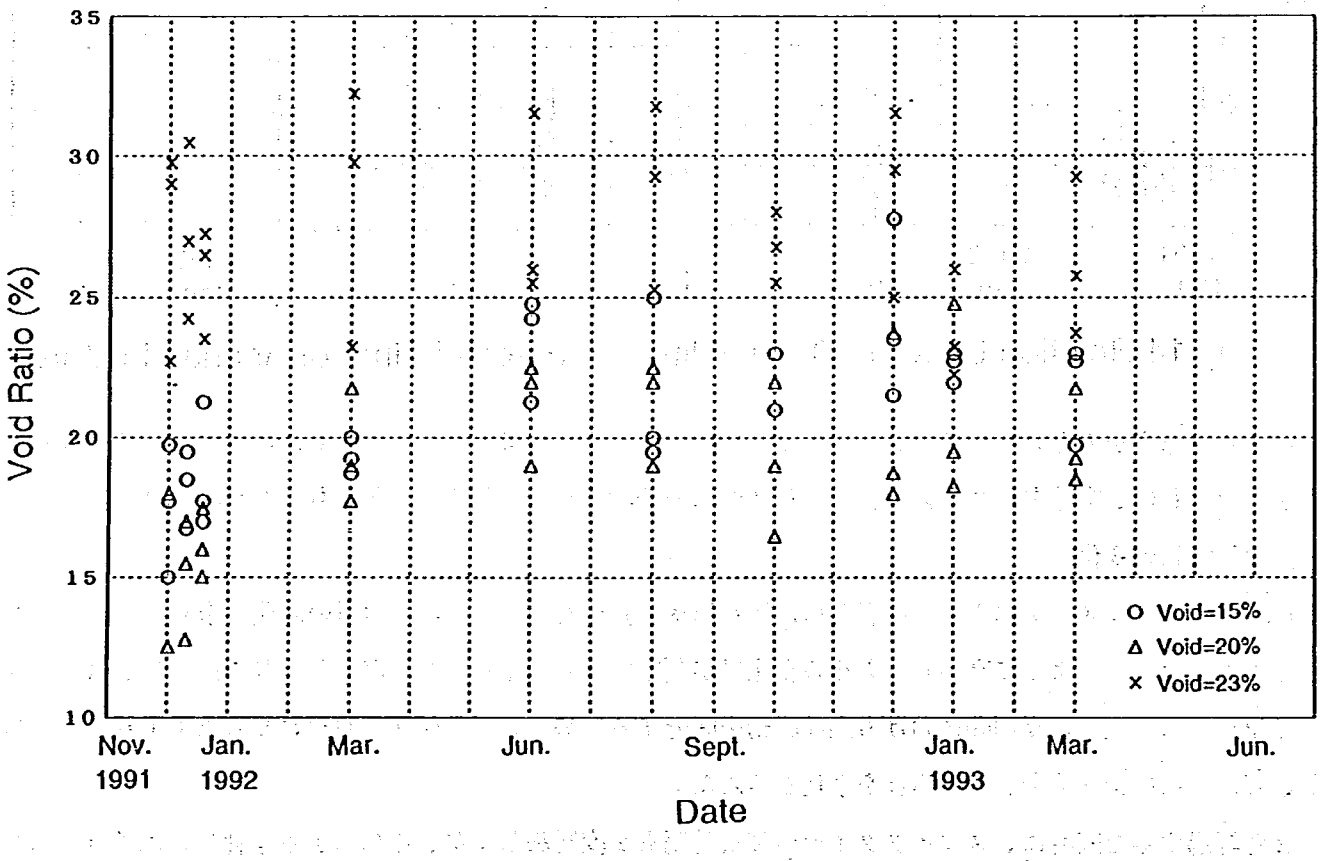


Fig.15 Change of Void Content in Service Condition (Obihiro Test)

6）路面の状況

舗設直後、農作業に用いられる大型農機具がチェーンを装着して、空隙率２３％の区間を走行したために、骨材の飛散が大きい箇所がみられた。その後、その箇所の破損がそれほど進行していないことから、排水性舗装はチェーンの叩打作用を受ける場所には適さないようである。

また、通常の降雨時には、雨水が速やかに排水されて舗装表面には耐水していなかったが、数１０㎜と降雨量が大きい時には、舗装表面に雨水が溜まった箇所がみられた。降雨量が多い地域ではこのことを考慮して、排水機能の検討が必要と考えられた。

3.3　室蘭試験工事

3.3.1　工事の概要

本試験区間は、主要道々室蘭環状線の室蘭市高砂地区に設けられた。この道路は南北に延びる幅員１３Ｍの歩道がある往復４車線の道路であり、試験区間は平均縦断勾配４％の直線区間である。沿道は商店が連なっている箇所である。交通量は１２，０００台／日と非常に多いが、大型車の混入率は８％と少ない。既設の舗装は交通量区分がＢ交通の舗装であり、これまでにスパイクタイヤなどによる摩耗わだちが多く、頻繁にオーバーレイによる補修を繰り返していた箇所である。Fig.16にスパイクタイヤの装着率を示す。スパイクタイヤ装着率は年々減少してきてはいるが、舗装直後の冬期は３０～４０％の装着率であり、摩耗の発生が予想される区間である。

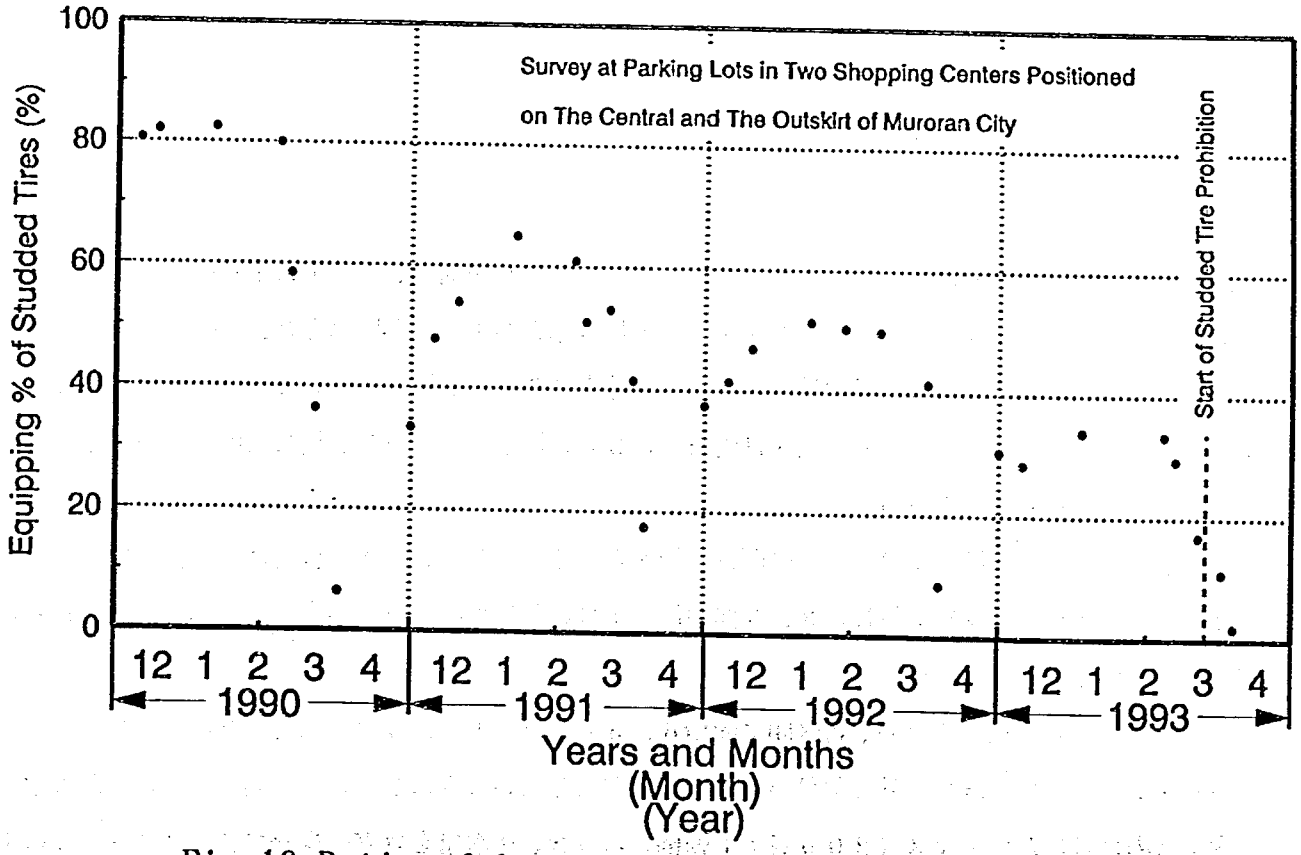


Fig. 16 Ratio of Studded Tire Equipped Cars in Muroran

本試験区間は、排水性舗装の下層部の横断勾配の変化によって、排水性舗装の構造と排水機能との関係を検討することと騒音低減効果の検証を主たる目的として施工したものであるが、同時にすべり抵抗に対する検証も行った。

Fig.17は、試験舗装区間の平面図であり、２００Ｍを排水性舗装とし、そのうち１００Ｍについては下層の横断勾配を２％、もう一方の１００Ｍは横断勾配が３．５％となるように既設舗装を切削した。また、排水性舗装区間の前後３０Ｍは照査区間として細粒度ギャップアスファルトコンクリートを舗設して排水性舗装との比較に供した。

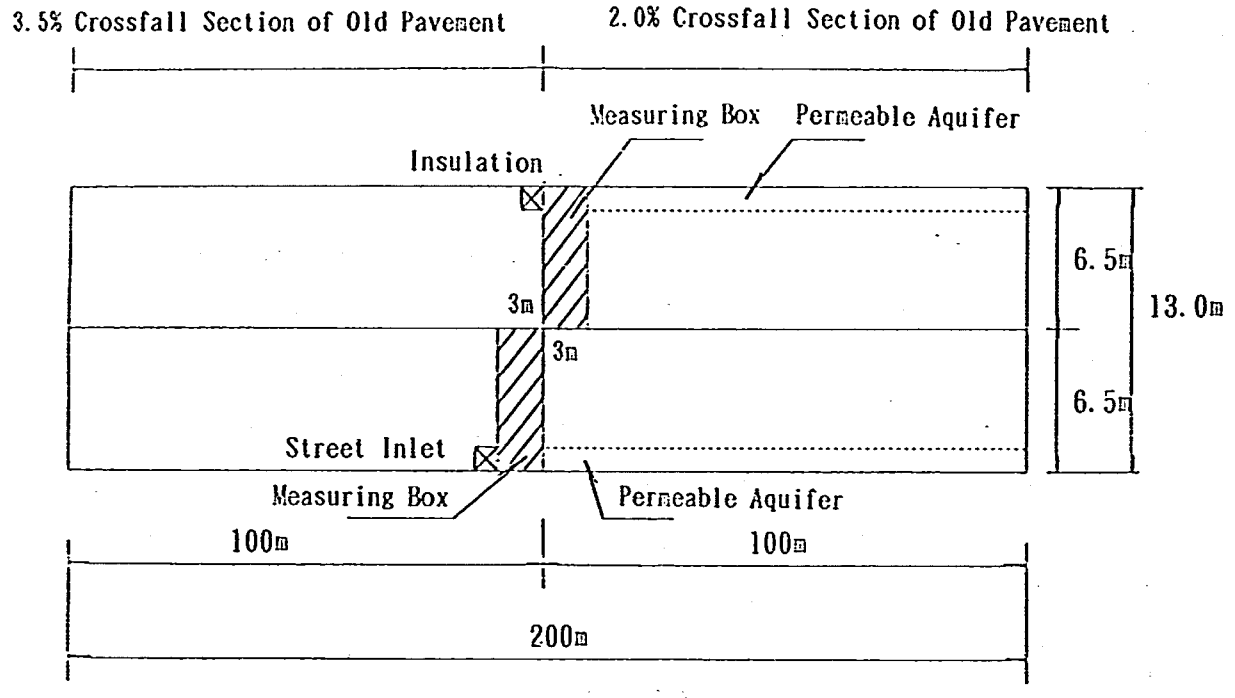


Fig.17 Plane of Muroran Test Section

排水性舗装区間の構造断面はFig.18のようであり、既設の路面を切削し、その上に下層の横断勾配が２％の箇所では厚さ４cm、３．５％の箇所ではセンター部の最低厚さが４cm（平均厚さ８．８cm）となるように開粒度アスファルトコンクリート（最大粒経２０㎜、空隙率２０％）を舗設している。３．５％区間では縁部が厚くなるので２層施工としている。表層は両方共に２％の横断勾配を有し、舗装表面から浸透した水は下層表面を側方へ流れて排出される。

下層の横断勾配が２％の箇所では、この区間は歩道を有することから、排水を容易にする目的で図のように幅５０cm深さ１０cmの導水層を設け、３．５％の箇所では切削状態のままで雨水マスに水が排水されるような構造としている。

各勾配区間の排水能を求めるため、各区間に面積６．５×３m＝１９．５㎡の部分（Fig.－１８のハッチング部分）をシール材で分離して外の部分からの雨水が混入しないようにして、この面積上に降った雨水のみを雨水マス内に設けた転倒マス（２００mℓで１転倒）に導き、排水量をロガーを経てデータストッカのＩＣカードに入力させるようにして、常時観測を行った。

舗装工事は１９９２年８月に実施された。

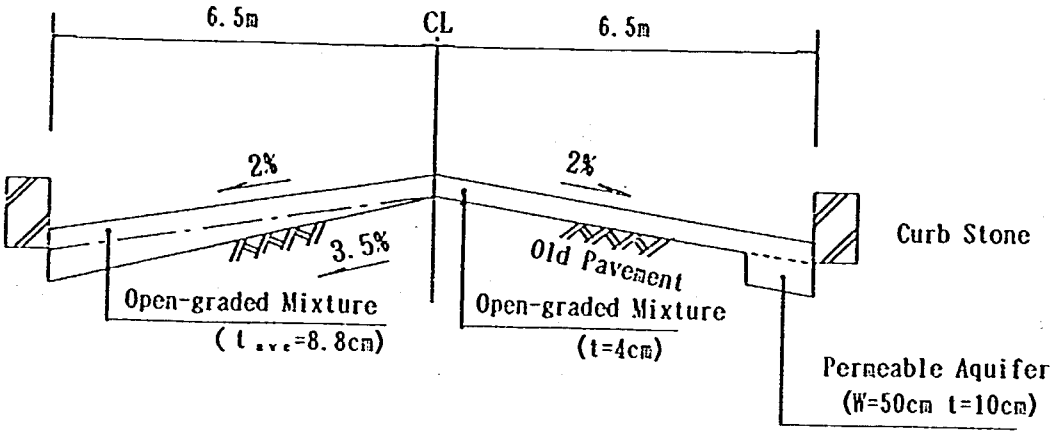


Fig. 18 Cross Section of Muroran Test

3.3.2 調査結果

1）騒音の低減効果

Fig. 19、20は施工直後の排水性舗装と在来舗装における、中央車線側で乗用車と１１ｔトラックの試験車を速度を変化させて他の車両の無い早朝に４０、６０、８０km/hで走行させ、Ｏ．Ｗ．Ｐから３．９m離れ、高さ６７cmの位置で測定した騒音のＰｅａｋ値の変化を示したものである。同時に周波数を調査するために騒音を録音テープに記録した。乗用車の場合、排水性舗装では測定位置で騒音量に違いがあるものの在来舗装と比べると４～６ｄＢ低減されている。また、大型車の場合には、排水性舗装の測定位置にそれほど影響はなく、在来舗装と比べると速度が４０～６０km/hでは１～２ｄＢとほとんど差が無く、８０km/hでは約5ｄＢ低減している。これは、大型車の速度が４０～６０km/hでは、エンジン音の影響がタイヤから発生する騒音よりも大きく影響しているためと推測される。

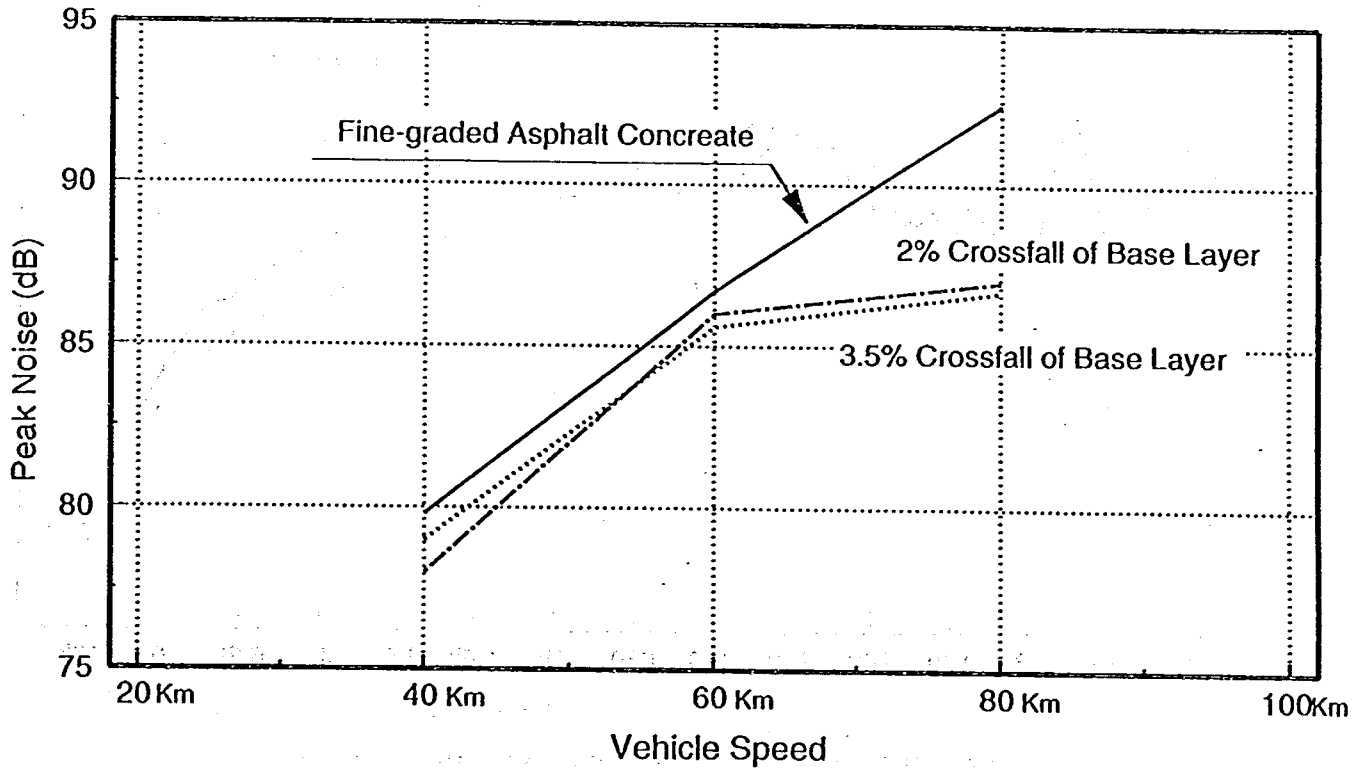


Fig.19 Sound Level in Driving of Commercial Vehicles

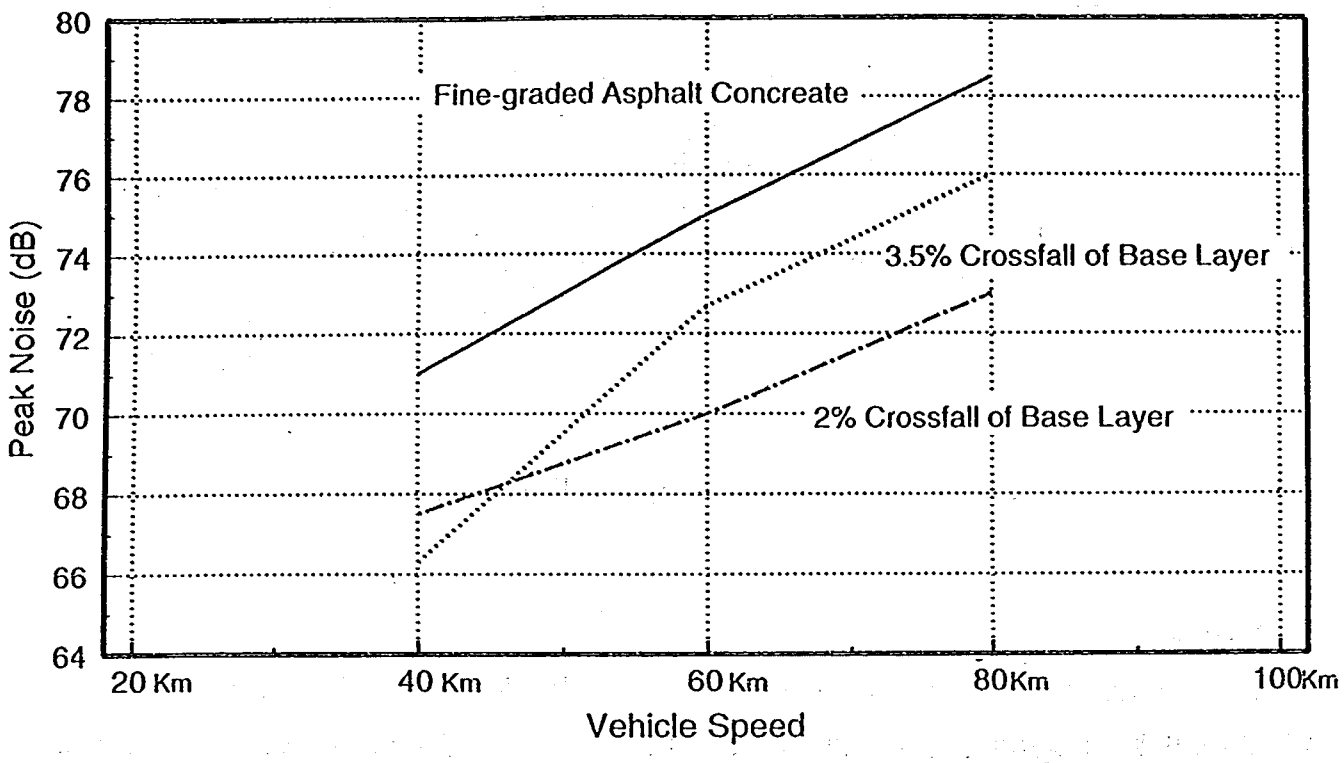


Fig.20 Sound Level in Driving of Passenger Car

排水性舗装による交通騒音の低減は、沿道環境の改善に大きく寄与するものといえる[6]。

また、Fig. 21には、トラックの８０km/h走行時の周波数特性を示した。図から、騒音は在来舗装でも排水性舗装においても、低周波数領域ではそれほど変化はなく、３００～２０Hzの高周波数領域で排水性舗装の方が低減している。これは、乗用車にもこの傾向がみられる。

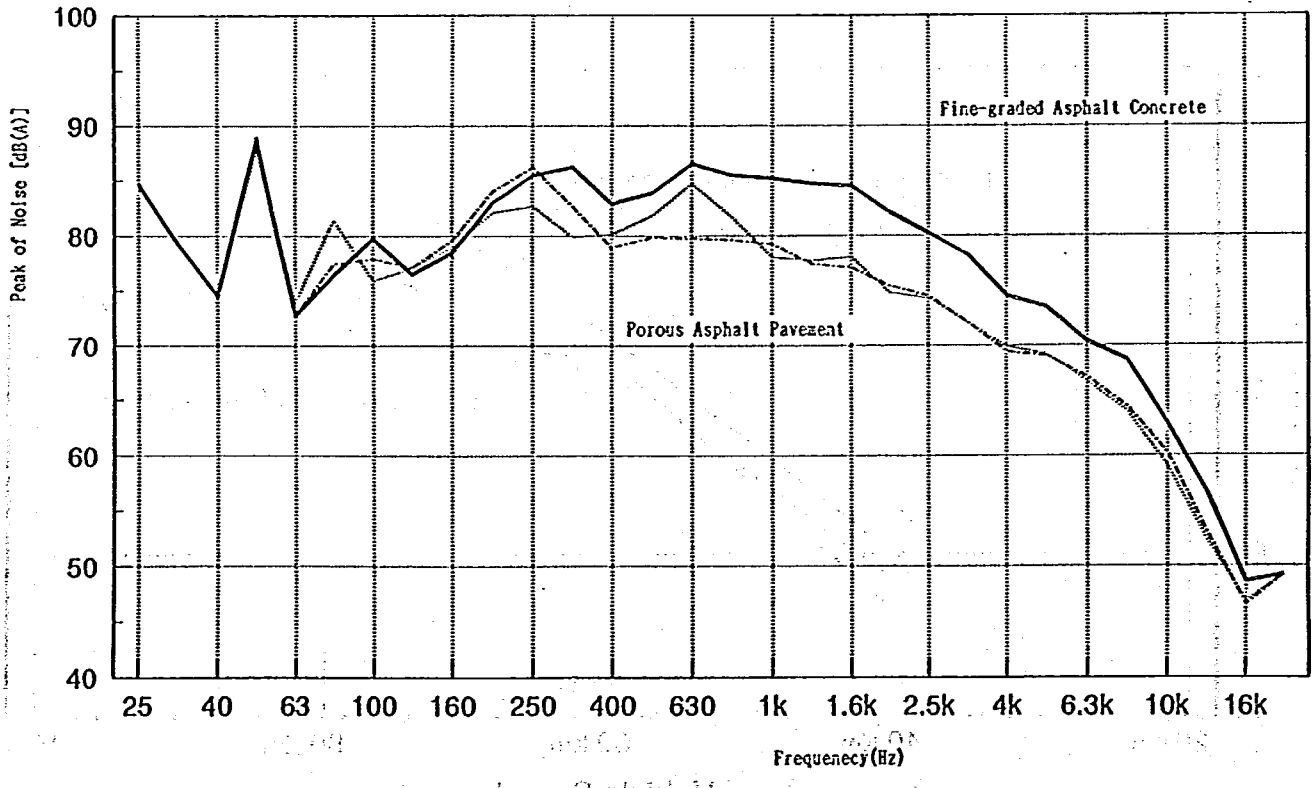


Fig. 21 Frequency of Traffic Noise in driving of Cossercial car at 80Km/hr

2）降雨観測データ

排水機能を評価するのに用いた降水雨量は１９９３年6月１９日１９時１０分に降りはじめたものである。Fig.22はこのときの累加雨量を示している。この図より総降雨量７１．５㎜、平均雨量強度７．７㎜／hrおよび継続時間１６時間４０分という長時間降り続く６月頃の室蘭特有の降雨状況であることが示される。なお、この対象とした降雨は経過時間３００分から７００分までほぼ一定の勾配を呈していることから、強度７．７㎜／hrの一様降雨と考えられる。

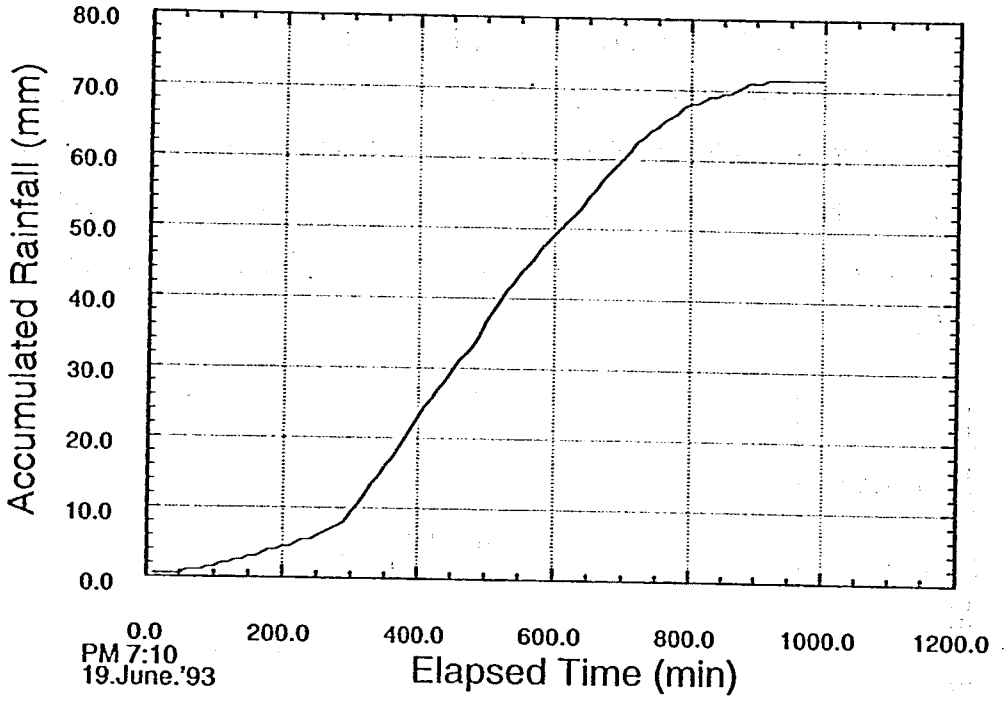


Fig. 22 Accumulated Rainfall Curve

3）排水量

Fig.23は舗装体の試験面積１９．５㎡上の降雨が排水性舗装から浸透し、雨水マスに排出した水量の時間分布を示す。

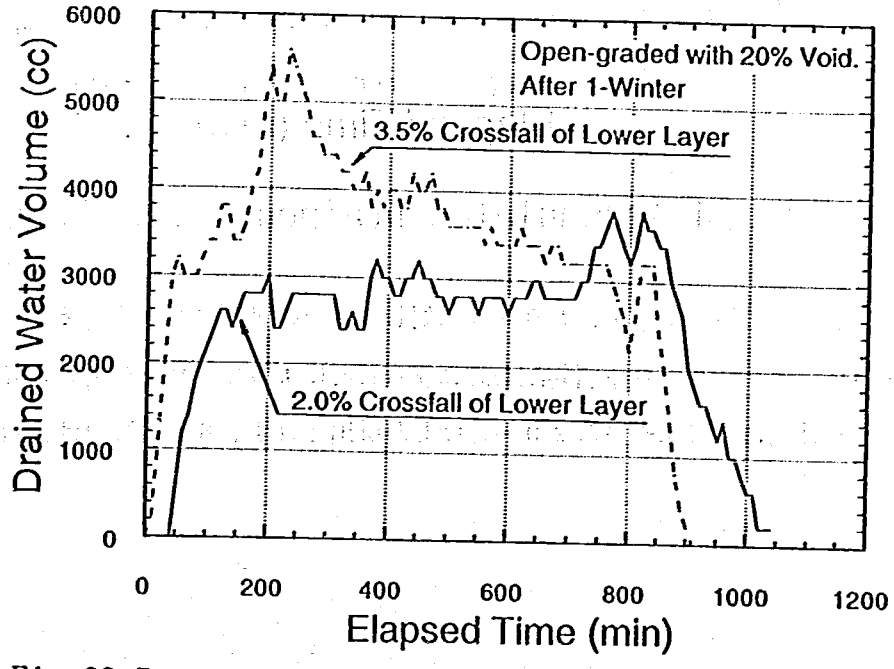


Fig. 23 Pattem of Drained Water Change with Time

下層の勾配が３．５％の区間では排水開始時刻が２．０％勾配区間より４０分程度早く、かつ排水時間も１００分程度短いことが認められる。なお、一様降雨であるにもかかわらず、３．５％勾配部の排水量が２００分および８００分でピークが見られるが、その原因は不明である。

Fig. 24は累加排水量と経過時間の関係であり、２つの区間とも一定勾配をもつ直線で近似されるようである。対象降雨が時間的に一様であるので、舗装体内の雨量も定常的な流れになり降雨開始時から終了時までほぼ一定量の雨水を排出していると考えられる。また、排水機能は３．５％勾配部が２．０％勾配部に比して常に大きく下層勾配の違いが浸透流の駆動力となるであろう重力成分の大小に起因するものと考えられる。さらに、この図の一定勾配区間の流出高を求めてみると３．５％区間で流出高１．２１㎜／hr、２．０％区間で流出高０．９２㎜／hrとなり、流出高は下層の横断勾配に関係なくおよそ１㎜／hr程度となる。この間の平均降雨強度は７．７㎜／hrであるので６．７㎜／hrの雨水が舗装体に浸透せずに表面流として直接排出されたことになる。

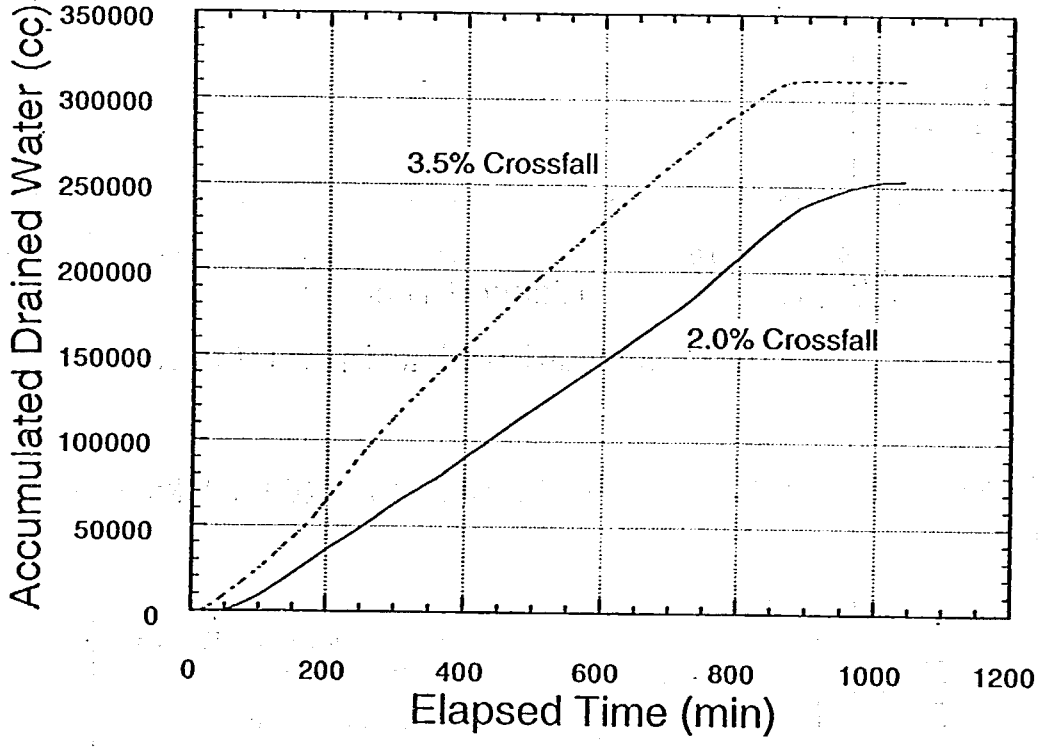


Fig. 24 Accumulated Drained Water Curve

これらのデータより、降雨の総供給量１，３９４㎥に対して２つの区間における舗装体からの排出率を求めるとTable. ４のようになる。これより下層勾配を急にすることによって舗装体を浸透して排出される割合は若干大きくなるが、総体的にみて降雨量の２０％程度しか排出されず、８０％程度は表面流として排出されることになる。

Table. 4 Drain Capacity of Porous Asphalt Pavement

	magnifude of crossfall	
	3.5%	2.0%
total drained water under the surface		0.254m³
run-off water on the surface	1.080m³	1.140m³
rate of drained water	22.5%	18.2%

この観測は施工後１冬経過後に実施したものであり舗装がスパイクタイヤで摩耗して目詰まりがかなり進行したために舗装への浸透量が少なくなったものと思われ、かつ縦断勾配が４%の区間であることもその理由のひとつに挙げられよう。しかし、目視観測では降雨時の路面上の流れはあまり多くなく、かつ長時間経過後には２．０%勾配部で路面が水によって光る部分が若干観測されたが、３．５%勾配部ではほとんどそのような現象はみられなかった。

一観測データのみで結論づけるのは困難であるが、下層の横断勾配の変化は排水機能に影響する可能性が見いだされたので、今後さらに雨量強度と排水機能との関係について観測を継続する予定である。

また、今後スパイクタイヤの完全規制によって目詰まり現象も少なくなると予想されるので、排水性舗装を寒冷地に用いることは可能であると判断できる。

備考：

今回排水量の測定のために試作した転倒マスの測定能力は１転倒２００mℓで１分間６転倒である。今回の測定における最大排水量は１０分間で５，６００mℓであったので、この場合の１分間における転倒回数は

$$n = \frac{5600}{200 \times 10} = 2.8\text{回} < 6\text{回}$$

となり、この降雨は転倒マスの測定能力の範囲内であるので、流出した排水量は信頼できるものと考えられる。

4．結論と今後の課題

本論文で記述した現地観測は施工後１～２冬経過したばかりであり、現在さらに観測を継続中であって、最終結論を出すに至っていない。

しかし、気象条件、沿道条件の異なる３地域での観測によって寒冷地における排水性舗装の適用に関して多くの情報を得ることができた。

これまでに得られた結論および今後の課題は以下のようである。

１）北海道のような積雪寒冷地においても、排水性舗装を用いることができる。

２）寒冷地で用いるアスファルト混合物には高い凍結融解抵抗性が要求されるが、特殊改質バインダーを用いた高空隙の開粒度アスファルトコンクリートは凍結融解作用に関して問題がないように思われる。

３）スパイクタイヤの装着が予想される地域においては、２０％程度の空隙率を有し、最大粒径２０㎜の開粒度アスファルトコンクリートを用いた方がよい。

４）排水性舗装は在来舗装に比して舗装体温度は夏季には１～４℃低く流動によるわだち掘れの発生は小さくなる。

５）冬季における排水性舗装の温度は高空隙にもかかわらず、在来舗装と大差がなく、現地でも温度応力クラックが発生していないことから、高空隙率が低温性状を悪化させるとは言えない。

６）排水性舗装上の横断凹凸はレベリング層に用いたアスファルト混合物の細粒分が開粒度アスファルトコンクリートの空隙に逆浸透した為に生じる場合があるので、レベリング層のアスファルト混合物の高温性状に関する検討も必要である。

７）排水性舗装の排水機能を高めるには下層部の横断勾配を大きくすることが有効である。

８）排水性舗装は交通騒音の減少に有効であり、特に大型車が６０㎞／hr以上の高速で走行する場合には在来舗装よりも約５ｄＢ(A) 小さくなるようである。

９）排水性舗装表面の目詰まりによる排水機能の低下は避けられない現象である。今後排水機能を保持するためのシステマテックな目詰まり回復手法の開発が必要である。

10）排水性舗装上の春先の融雪速度は、道路の幅員、除雪の状況、駐車車両の有無など種々の条件によって変化するようであり、特に広幅員の場合には舗装表面の空隙にシャーベット状の雪が入り込み夜間に凍結してすべり抵抗が低下する可能性があるように思われる。したがって、融雪剤散布を含め、冬季の路面管理について検討しておくことが必要であろう。

謝　辞

本論文の作成にあたり、浸透水量の観測機器の試作ならびに、データの解析に適切な指示・助言をいただいた室蘭工業大学建設システム工学科　助教授　藤間聡博士に深甚なる謝辞を表します。

また、北海道における排水性舗装に関する現地調査の推進に対して支援をいただいた北海道土木技術会舗装研究委員会新技術対応ワーキンググループ（主査：北海学園大学　武市　靖教授）のメンバー諸氏に感謝いたします。

参考文献

1）北海道土木技術会舗装研究委員会

舗装マネジメントシステム（ＰＭＳ）入門　１９９２年

2）渡辺、神谷、中村

東北自動車道における排水性舗装

舗装２４巻１１号　PP4～9、１９８９年

3）大野、田原

排水性舗装の追跡調査

高速道路と自動車　PP３４～４３、１９９１年8月号

4）武市

積雪寒冷地における排水性舗装の課題

ポーラスアスファルト研究発表会　PP４４～５０　１９９２年１１月

5）藤間

胆振、日高地方の豪雨特性について

室蘭工業大学地域共同研究開発センター

第5回大学・企業技術交流会講演集　PP５６～６８　１９９２年１０月

6）内田、田中

各種舗装路面のすべり抵抗と騒音低減効果

平成２年　東京都土木技術研究所年報　PP５５～６３　１９９０年

北陸地方における冬季路面管理

Winter Road Surface Control in the Hokuriku Region

建設省北陸地方建設局　酒井　孝
同　権平靖生
建設省土木研究所　中村俊行

北陸地方における冬期路面管理

建設省北陸地方建設局　酒井　孝
建設省北陸地方建設局　権平　靖生
建設省土木研究所　中村　俊行

概　要

北陸地方は世界でも有数の豪雪地帯であり、除雪や凍結防止剤の散布等による冬期道路管理は、人の移動や物の輸送を確保するうえで非常に重要である。これにより、地域住民の利便性、安全性、社会・経済活動が維持されている。

建設省北陸地方建設局は、１９５８年に設立されて以来、所管の一般国道の冬期道路管理に努めてきた。この結果、約１０００ｋｍに及ぶ管理区間を対象とした、現在の冬期道路管理システムが確立されることとなった。しかしながら、「スパイクタイヤ粉塵の発生の防止に関する法律」により、１９９２年4月1日からスパイクタイヤの使用が禁止されたことから、冬期道路管理のあり方が、改めて問われることとなった。

この報告は、スパイクタイヤ禁止後の北陸地方建設局の冬期路面管理についての方針と取組について紹介するものである。

北陸地方における冬期路面管理

建設省北陸地方建設局　酒井　孝
建設省北陸地方建設局　権平　靖生
建設省土木研究所　中村　俊行

1. はじめに

日本では１９９２年４月以降、狭い範囲の特殊な条件の地区を除き、スパイクタイヤの使用が法律で禁止された。これはスパイクタイヤが道路の舗装を磨耗させ、その粉塵が人の健康に悪影響を及ぼすことを、防止するための措置として実施されたものである。

日本の北陸地方（ここでは新潟・富山・石川県）は、日本の中央部に位置し、面積21,000㎢の地域に約480万人が生活している。この地方は毎年多くの積雪がみられ、日本において特殊な地域であるばかりでなく、世界的にも稀な多積雪地である。

北陸地方地方建設局は、幹線道路約1,000 kmを管理しており、この報告は北陸地域におけるスパイクタイヤ禁止後の冬期路面管理について、実際に採っている対策とその対応の考え方を述べるものである。

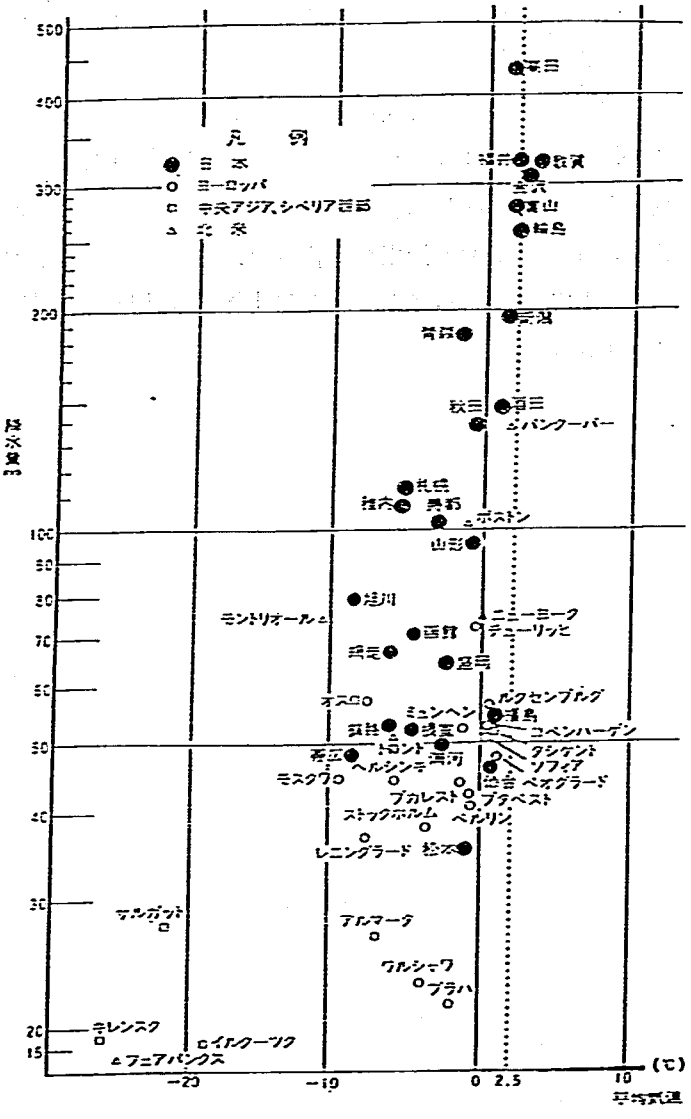
2 冬の北陸地方の特色

2.1 降雪量が多い

北半球の主要都市における降雪量を想定するために、1月の降水量と、平均気温との関係を示したものが図－1である。

本来、降雪量、積雪深を比較したいが毎日の降雪量、積雪深を測定している所は少なく、同一の比較ができないので、降水量で比較してみる。

一般に降水が地上へ雪として降るか雨とし



図－1　北半球主要都市の1月平均気温と降水量[1)]

て降るかの境界は地上の気温が2.0 ～3.0 ℃付近であるので、気温がこれを下回る所を取上げている。

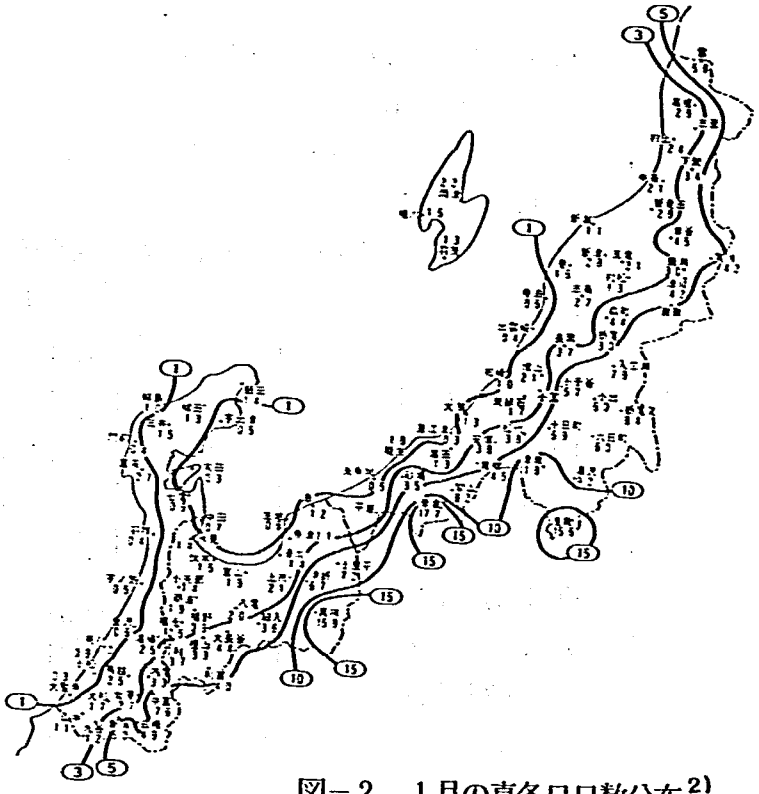
日本の北陸地方では一月の降水量は大部分が降雪によるものである。積雪は平年、平野部で0.5 ～1.5 m、山地部では2～3 mになる所が多く、世界的にみても降雪量が極めて多い特異な地域である。

2.2 雪の降る日が多い

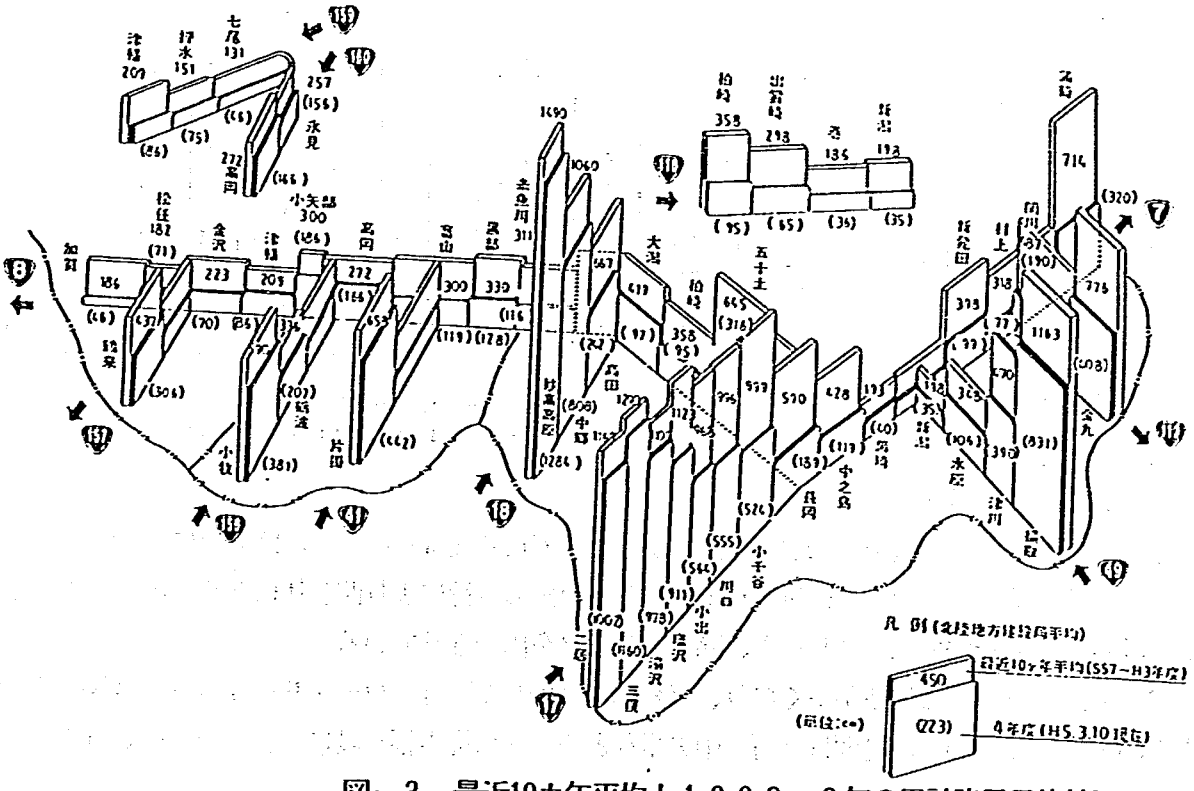
道路の除雪に密接な関連がある一冬の平均降雪日数は、３０～７０日ある。降り初めると多量の降雪となり、数日間降り続くことも稀ではない。

2.3 雪は日中に一部が融け夜間に凍る

北陸地方は、一月でも最高気温が０℃を下回る（真冬日）日数は、５日以内の所が多く、最大で 15 日程である。そのため、日中は気温が０℃を超える日が多い。



図－２　１月の真冬日日数分布[2)]



図－３　最近10カ年平均と１９９２～３年の累計降雪量比較図

3　道路上に積もる雪の処理

3.1　1 km当たり 50,000 m³の雪が路上に積る

北陸地方の幹線国道は、12路線延長約 1,000kmである。代表する区間ごとの累計降雪量（毎日の降雪の深さを累計したもの）が図－3であり、管内43地点の最近10カ年平均では、最小 131cm～最大1,490 cm、平均の累計積雪量は 450cmである。

一般に海岸から離れるにしたがって多く、標高が高くなる程多い。管内の路上に降り積る雪の総量は、およそ 5,000万m³に達する。

3.2除雪機械の配置と体制

管内約 1,000kmは、5事務所17出張所で道路の維持管理をしているが、冬期間は 38 の工区に分割して除雪にあたっている。38の工区はそれぞれ独立した除雪ステーションを持っており、各ステーション毎に除雪機械を配置し、総計 397 台で除雪している。

一般に積雪量の多い区間は担当延長が短く、逆に少ない区間は長くなっている。最小は 11 km　最大が47km　平均 26km である。

表－1　事務所別機械配置台数

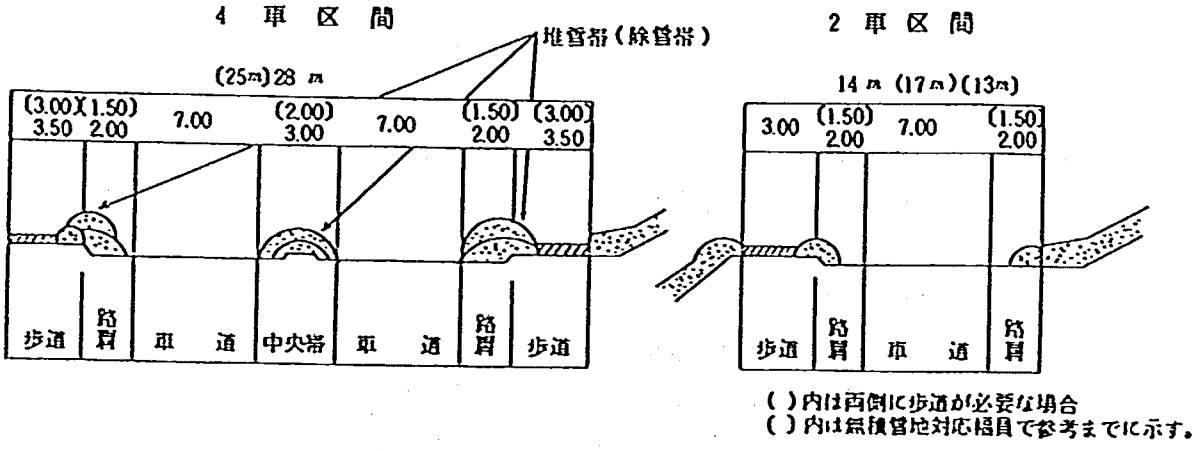
事務所名	除雪延長(km)	車道除雪機械								歩道除雪機械			合計
		除雪トラック	除雪グレーダ	ロータリ除雪車	除雪ドーザ	スノーローダ	凍結防止剤散布車	標識車	小計	小形除雪車	小形除雪機	小計	
新潟国道工事事務所	(3.7) 287.7	19	25	11	2	—	(1) 11	1	69	21	9	30	99
長岡国道工事事務所	(1.8) 208.5	16	27	24	4	—	11	—	82	13	10	23	105
高田工事事務所	124.9	11	17	10	3	1	(1) 6	—	43	14	3	17	65
富山工事事務所	(2.7) 186.8	8	19	7	2	—	8	—	44	9	10	19	63
金沢工事事務所	(24.6) 200.7	10	17	6	—	—	(1) 8	—	41	3	16	19	60
北陸技術事務所	—	1	3	1	—	—	—	—	5	—	—	—	5
合　計	(32.8) 1008.6	65	108	59	11	1	(3) 44	1	289	60	48	108	397

※小形除雪車は、搭乗式の歩道除雪機械
◎小形除雪機は、ハンドガイド式の歩道除雪機械

3.3　車道の雪の処理

車道除雪は、路上の積雪が5～10cmになると除雪トラック、除雪グレーダで除雪を開始する。降雪が連続して長時間降り続くと、路面上に踏み固められた状態の「圧雪」が発達する。この圧雪は気温が上昇すると車両の走行により凹凸状になり、走行しにくくなるため、圧雪を除去する目的で除雪グレーダ、除雪トラックを出動させている。

除雪車の稼働で路側への堆積が多くなり、路肩幅が減少したとき、ロータリー除雪車で路外へ飛ばすか路側へ堆積させる。車道の雪の処理は路肩、中央帯などの一部に堆雪幅を設けて、堆積させている。

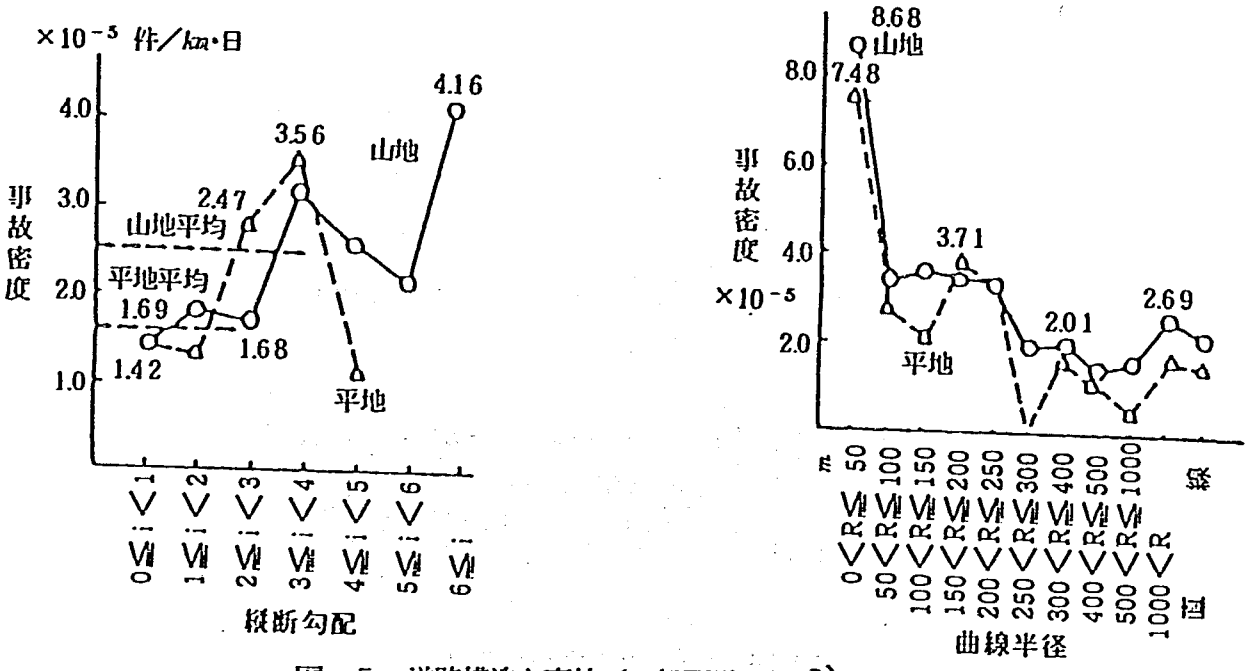


図－4　道路幅員と堆雪帯

4　北陸地方の幹線道路の問題点

4．1　道路構造と冬期の問題点

車両の事故発生と道路構造とは関連がある。北陸地方の国道１７号での調査によると、図－５のように縦断勾配が急な所、曲線半径の小さい所で死傷事故が多い。この傾向は、管内の他路線でも同様と考えられ、スパイクタイヤ禁止後は、車両スリップの出現がより多くなるものと見られる。



図－５　道路構造と事故（一般国道17号）[3]

管内には下記の急勾配・小半径区間があり、これらの箇所への適切な対応が課題である。

① 縦 断 勾 配

6 %以上　　12 km　　(1.2 %)

② 曲線半径 300m未満の箇所

50m未満　　43箇所

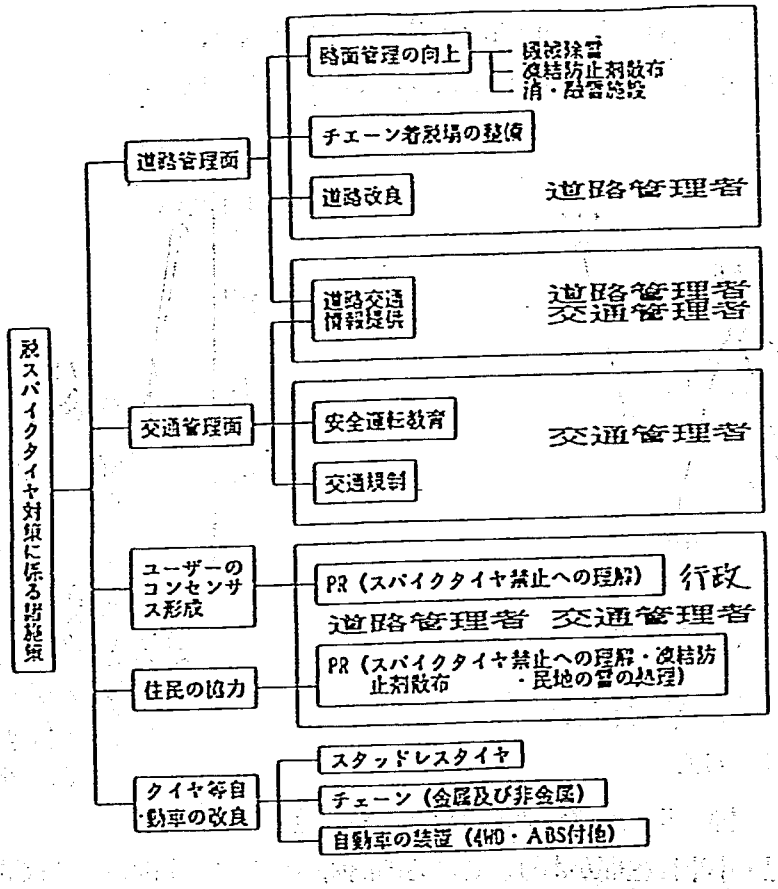
5～6%以上	26	(2. 6)	50m～100 m未満	83	〃
4～5 〃	33	(3. 3)	100～150 〃	148	〃
3～4 〃	52	(5. 2)	150～200 〃	138	〃
3 %未満	878	(87. 7)	200～300 〃	224	〃
計	1001	(100. 0)	計	636	〃

4.2 除雪堆積スペースのない区間

北陸地方では、多量の積雪を除雪車で路側へ堆積している。堆積をするスペースを持たないところ（トンネル、洞門、スノーシェッドを除く）はこの幅を確保する整備を逐次進めてきている。

堆雪幅を持たない区間、たとえば沿道に家屋が連担し路肩が狭い所では、地下水をパイプで道路の下に通し、ノズルで路面に噴出させ、水温と車輪の攪拌により消雪させる施設を設置している。このほか、路側に深い側溝を設けて河川水を流し、ここへ路面の雪を投入して流下させる方法（流雪溝）をとっている所や、運搬して捨てている所もある。

5 スパイクタイヤ使用禁止後の対策



図－8 脱スパイクタイヤ対策に係わる諸施策

5.1 降雪予測・気温予測

除雪体制で問題なのは、通常の勤務時間以外となる１７時から翌朝までである。直轄国道では除雪のために24時間、常に出動可能な待機はしていない。除雪が必要となるかどうかを道路管理者が判断して、待機または出動の指示を除雪作業者に日々おこなっている。そこで、指示の決定に必要な気象予測を独自に入手しており、予測は除雪のための降雪予測、凍結防止に必要な気温予測である。この予測は、一般に気象庁が発表している広域的な予測では不十分なため、少地域を対象にしている。

降雪予測方法は、予測地点の過去における降雪量と、各種気象因子との多重相関解析をもとに、回帰式を作成し、これにより予測している。予測の的中率は60～80%程度であり、予測と結果が異なる場合には、除雪出動の遅れや、凍結防止剤散布の効果が損なわれることがある。今後も的中率を高めるため、予測式の改良を進めることにしている。

スパイクタイヤ禁止後は、夜間のパトロール強化により、積雪初期の除雪出動に遅れを生じないようにつとめている。

5.2　除雪機械の改良

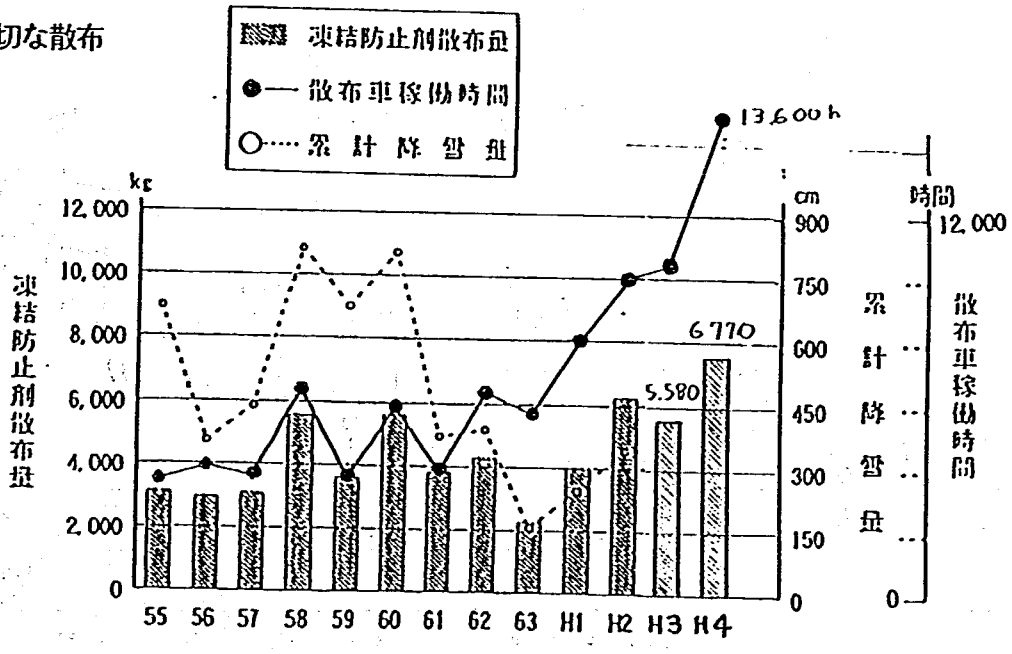
北陸地方の雪は密度が大きく、車輪に踏まれたり、除雪後は硬度が大きくなる。そこで北陸地方の雪質に対応した各種徐雪機械の改良を1960年代から進めてきており、大きな成果を上げてきた。

改良はいま、従来の除雪車運転には多くのレバー操作と熟練を必要としたが、これを改善するためレバーの集約と操作の簡略化を進めている。また、走行系のオートマチック化（A／T）を除雪車の更新に併せて進めている。これらにより除雪作業を特殊な熟練作業から開放することを目指すと共に、操作者の個人差をなくし、除雪レベルの均質化をはかる。一方、効率性を高めるため　①　除雪機械の作業幅を拡大する　②　作業・回送速度を上げる改良も進めている。

5.3　凍結防止剤の適切な散布

凍結防止剤を散布する理由は、路面とタイヤとの摩擦係数を、大幅に低下させないために行う。

北陸地方は１日の中で、気温が０℃を上下することから、氷板（ブラックアイス）の発生頻度が多い。氷板はタイヤとの間の摩擦係数を低下させ、車両の発進



図－７　凍結防止剤散布量と累計降雪量・散布車稼働時間

や安全な走行ができなくなる。そこで、凍結防止剤を散布して路面の雪質を氷板にさせなくするか、又は、走行に支障がない雪質にするために実施している。

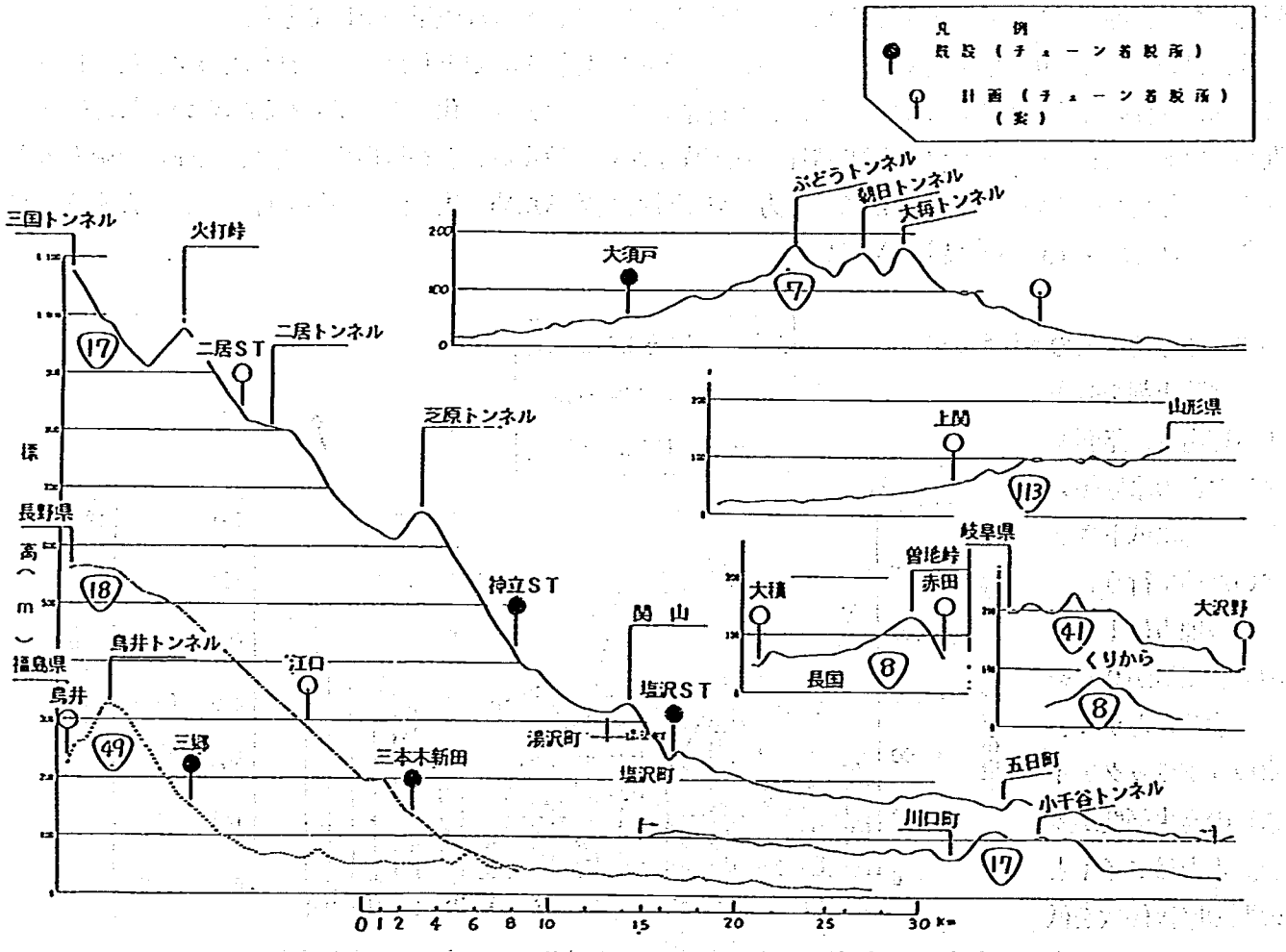
凍結防止剤を散布する区間は、次の様な場所の中から事前にきめている。

1） 縦断勾配が急な区間
2） 平面曲線半径が小さい区間
3） 橋梁とその前後の取付け区間
4） 局部的に日陰となる区間
5） トンネル・洞門・スノーシェッド等の出入口
6） 幅員が狭小となる区間
7） 信号交差点及びその手前
8） 堆積雪が融けて路面にしみ出している区間

凍結防止のための散布量は30g/㎡を基準にしている。

5.4 チェーン着脱所の整備

スパイクタイヤ禁止後は、従来と同じ程度の路面水準であっても、坂道で発進出来ない車両が多くなるりやすい。そこで、チェーンの着装を必要とする機会の増加に対して、タイヤチェーン着脱所を、峠越えとなる手前に設置してきているが、今後に予定している整備を早めることにしている。



図－8 管内の急勾配区間とチェーン着脱所配置図

5.5 消・融雪施設

道路への積雪を除去する方法として最も経済的な方法は機械除雪であり、管内延長の94%は機械除雪で実施しており、今後も機械除雪が主力であると考えている。

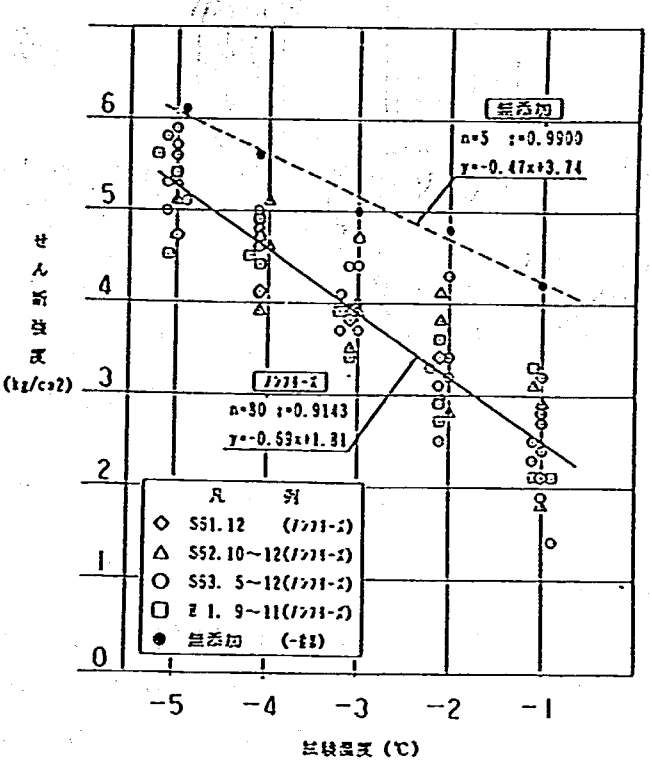
消雪パイプは、路側に堆雪幅を持たない家屋連坦区間で、地下水利用が可能な所に設置している、現況は延長の約6%であるが、しだいに浅層での地下水が得にくくなっており、今後大幅な増設は見込んでいない。電熱ロードヒーティングは、ランニングコストが高いため、他の消雪施設が適当でない所に採用しており、延長は 0.1%の区間に留まっている。

5.6 舗 装

① 凍結緩和(抑制)舗装

凍結緩和・抑制舗装は凍結に対する効果について、いくつかの報告がある。

図－9のように圧雪と舗装面との間のせん断力（付着力）が小さいため、除雪車による圧雪除去にに対して有効である。耐久性の向上を進めながら、採用の拡大をはかりたいと考えている。



図－9 試験温度～せん断強度[4)]
（第5回北陸道路舗装会議報文集p237）

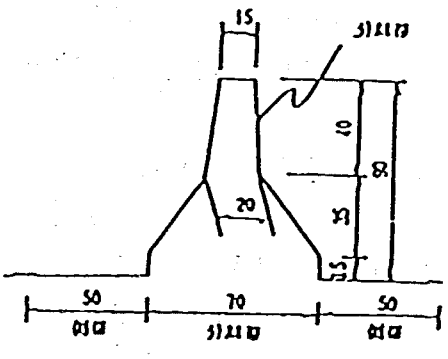
② 排水性舗装

排水性舗装は試験舗装段階から、実用化へ向けて施工を増加してきている。

積雪寒冷地の路面管理に対し、凍結防止剤の持続に効果があるとの見解もあり、これらの成果をみて、有効な場所への施工を拡大したいと考えている。

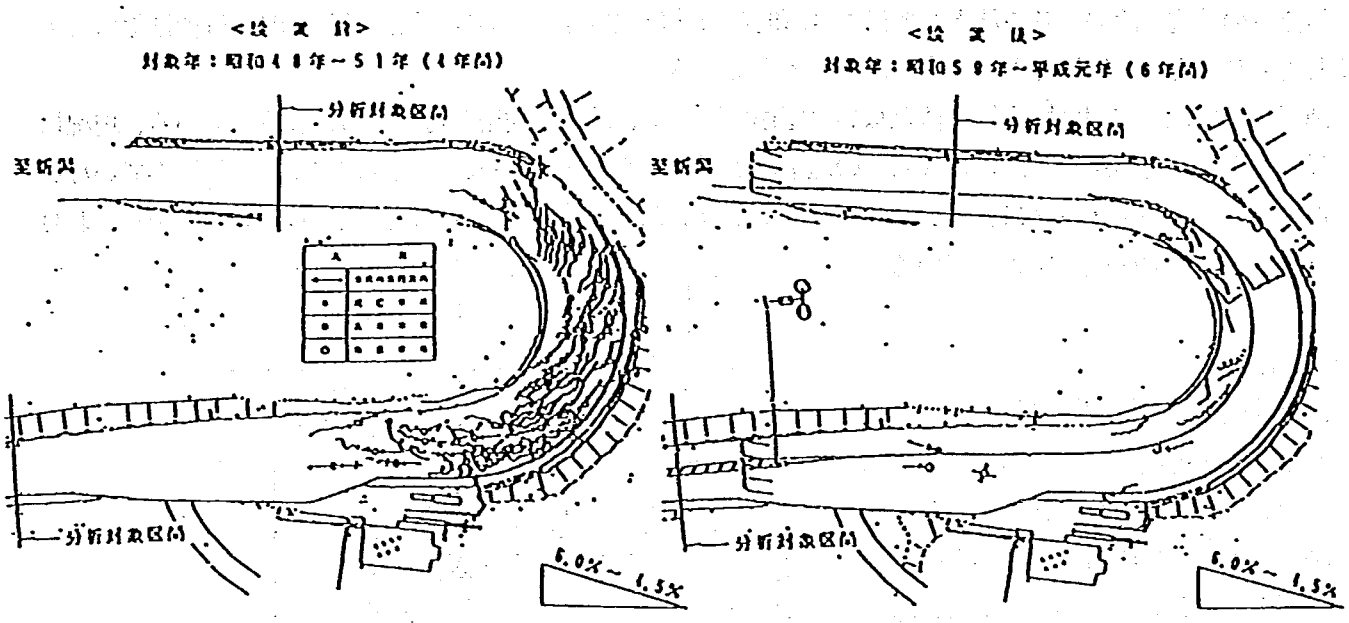
5.7 小半径箇所の事故対策

管内の一般国道 17 号のヘアピンカーブでは、事故率（件／億台km）が冬期は無雪期に比較して約4倍（5か所平均）を越えていた。事故対策として、車線を分離する中央帯を設置することにより、顕著な事故減少効果があった。そこで、他の小半径箇所に対しても、順次に中央帯の設置を進めている。



図－10 中央帯の標準断面

急カーブ道路における中央帯の設置効果



(一般国道17号貝掛:R=30m)

図－11　対策前後における交通事故発生状況[5)]

5.8　道路情報の提供

道路の現況に関する情報は、まず道路管理者が円滑に管理をするための情報収集を重点に集めてきた。近年、これらの情報を積極的に道路利用者へ提供するための施設の整備をすすめている。これは旅行者自身が、経路の選択、旅行時間の想定、タイヤ交換、チェーン携行が必要かどうかなどを事前に判断してもらうことが、道路管理者にとっても望ましいことによる。

しかし、情報提供（ＩＴＶ）はまだ４０㎞離れた所までしか実施していない。今後は、100 ㎞以上離れた道路情報ターミナル等においても、情報が得られるように進めることにしている。これらは、道路管理者が使用する光ケーブル設備の完成をまって実施することにしている。

現在提供している情報内容は、テレビカメラ（ＩＴＶ）による道路現況、車両走行現況、気温・風速の電光表示、一部区間で受信可能な路側通信（放送）などである。

① 雪氷情報収集施設(1993.4.1 現在)

	ヶ所
交通監視用テレビ（ＩＴＶ）	３４
気温計	３８
積雪深さ計	５２
凍結感知器	１１

② 道路情報提施設(1993.4.1 現在)

情報板	１３９ヶ所
路側放送	６ヶ所
	12.5㎞
道路ステーション	２ヶ所

6　おわりに

スパイクタイヤの規制は、道路管理者にとってみると、路面損傷を軽減させる効果と路面標示の持続期間が長くなることにより、交通安全の面からも好ましいことである。しかし、スパイクタイヤ規制に対応する施策は、道路管理者、交通管理者、道路利用者、車両・タイヤメーカー等がそれぞれに分担しながら総合的に進めなければならないものである。もし、これが相応に実行されない場合に懸念されることは、スパイクタイヤ規制に起因するとみられる問題が発生した場合、道路の路面状態だけが強調され、短絡的に道路管理者の対策が不十分だからだとする論が進行しかねないからである。

スパイクタイヤ禁止がスタートして2カ年（1992 ～ 3年）の冬期は幸いに降雪、積雪が少なく冬期道路管理でのトラブルはほとんどなかった。しかし冬期の気候は過去にそうであったように、変動が大きく、多量の積雪や気温が低い年があることを常に想定して、着実に施策を実行することにしている。

参考文献

1）国立天文台編：理科年表，平成5年
2）建設省北陸地方建設局：北陸の雪，平成3年
3）長岡国道工事事務所：北陸技報第10号，1982.11
4）技術報文集：第5回北陸道路舗装会議，平成3年
5）飛田潤一ほか：積雪寒冷地域の山岳道路における中央帯の設置効果調査（第3回雪と道路研究発表会），平成3年

北海道における冬季路面性状並びに舗装に関する諸問題

Winter Road-Surface Conditions and Pavement Ploblems in Hokkaido

北海道開発局開発土木研究所　川村和幸
同　二ノ宮秀彦
同　武田祐輔
同　佐々木克典

北海道における冬期路面性状並びに舗装に関する諸問題

北海道開発局　開発土木研究所　道路部　維持管理研究室　川村和幸
二ノ宮秀彦
武田祐輔
佐々木克典

概　要

北海道は、日本の最北端に位置し、積雪寒冷な気候を有する。そのため、北海道の舗装は、低温クラック対策と摩耗対策が主要な課題であった。しかし近年のスパイクタイヤ禁止に伴い、摩耗に代わり、舗装の夏期における流動、さらには冬期間のすべり抵抗性の低下等が問題となってきている。

特に1993年の冬には、都市部において非常にすべり易い路面が発生し、スタッドレス化が進行する中、早急なすべり止め対策が要求されている。

本報文では、昨冬の路面性状、冬期路面対策の一環として位置づけられている凍結抑制舗装等の性状評価、そして低温クラック対策としてアクリル樹脂系補修材料の性状試験等について紹介している。

北海道における冬期路面性状並びに舗装に関する諸問題

北海道開発局　開発土木研究所　道路部　維持管理研究室　川村和幸
二ノ宮秀彦
武田祐輔
佐々木克典

はじめに

北海道は日本の最北端に位置し、積雪寒冷な気候を有している。そのため北海道の舗装は温度応力クラック、摩耗等の課題を有している。近年においては、スパイクタイヤ規制により摩耗被害は減少してきているものの、冬期路面状況、流動等従来とは異なった傾向が見られるようになって来ている。本文では、それらの現状について紹介するとともに、現在試験的に行われている様々な対策について報告する。

1．北海道のアスファルト舗装における課題

現在の北海道のアスファルト舗装における主な課題を表－1に示す。

表－1　北海道におけるアスファルト舗装の課題と対策

課題	現状および対策
舗装の摩耗	指定地域でのスパイクタイヤ使用の禁止(1990年6月)
冬期路面	凍結抑制舗装
	すべり抵抗性の高い路面
	グルービング工法
低温クラック	高針入度アスファルトによる発生の抑制
	アクリル樹脂系材料によるひびわれの補修工法
舗装の流動	流動の実態調査
	改質剤による流動の抑制
	配合粒度からの流動の抑制

これまで北海道のアスファルト舗装の問題は、冬期間の摩耗と低温クラック等の問題が主流であった。しかしながら、スパイクタイヤの使用規制により、スタッドレスタイヤが普及するにつれて、先に述べたすべり易い路面状況の発生が見られ、冬期間のすべり止め対策が重要視されてきている。また、舗装の摩耗が減少する一方で、夏期の流動問題が表面化してきている。

以下の章ではこれらの問題の現状および現在北海道開発局で実施している対策について述べる。なお、以

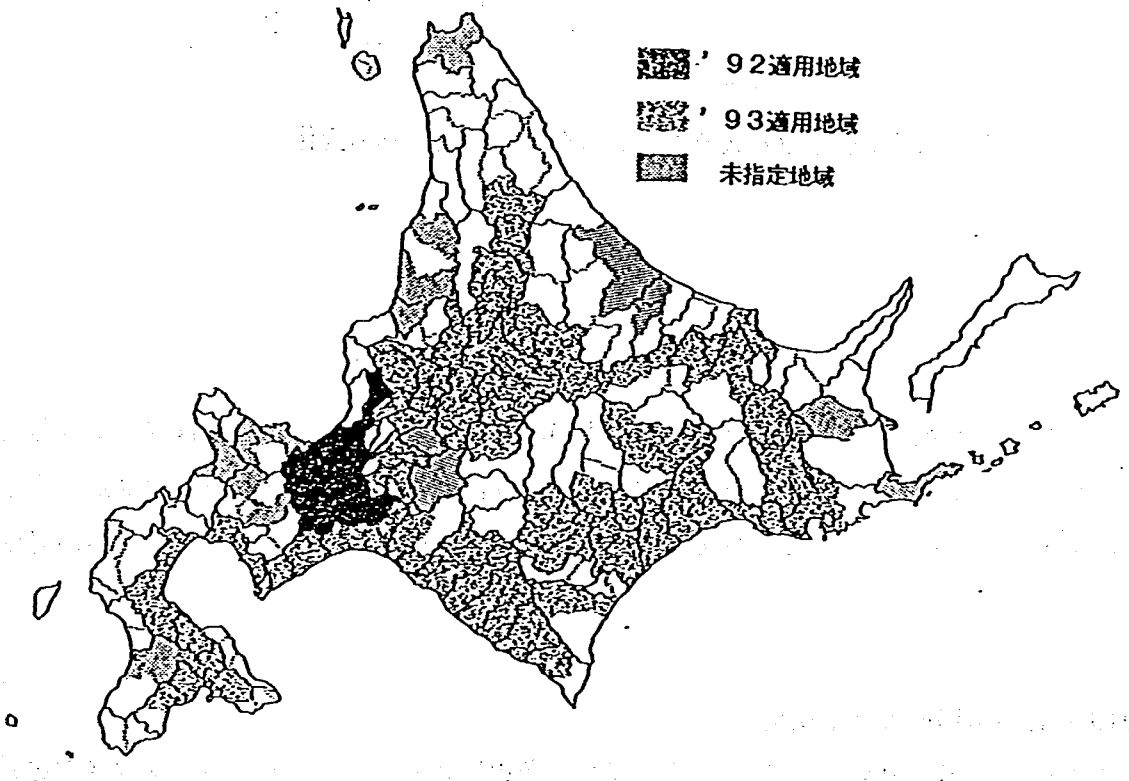
後冬期間を示す場合には92／93（１９９２年～１９９３年にかけての冬期）等の略号を用いる。

２．舗装の摩耗

北海道では、これまでスパイクタイヤによる舗装の摩耗が問題となっていた。しかしながら、粉塵による環境への影響が社会問題となり、１９９０年６月に指定地域におけるスパイクタイヤの使用を禁止する法律が制定された。この章では現在のスパイクタイヤ規制状況と、スパイクタイヤ使用率の変遷について述べる。

2.1 北海道におけるスパイクタイヤの規制状況

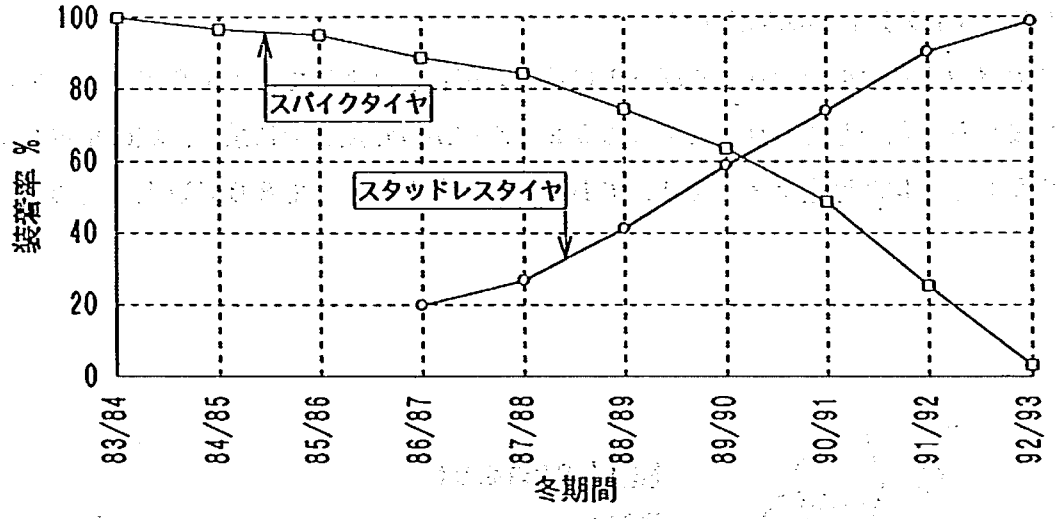
北海道におけるスパイクタイヤの規制状況を図－１に示す。現在、北海道では１１６市町村がスパイクタイヤの使用を禁止する法律に該当しており、このうち９２市町村が今年度までに禁止区域の指定を受けている。　規制地域は面積にすれば北海道全体の４３％であるが、車両台数にして８０％以上を占める。



図－１　北海道におけるスパイクタイヤの規制状況（1993年6月現在）

2.2 スパイクタイヤ装着率の変遷

北海道で最も早くスパイクタイヤの期間規制を開始した札幌市では、現在ほとんどの車両がスタッドレスタイヤに移行している。札幌市におけるスパイクタイヤおよびスタッドレスタイヤの装着率の変化を図－２に示す。83／84には、ほとんどの車両がスパイクタイヤを使用していたが、徐々に減少してきており罰則が適用となった92／93ではほとんど見られなくなっている。逆にスタッドレスタイヤは、86／87から急速に普及し、92／93にはほとんどの車両が装着するに至っている。また、札幌市以外の北海道内３１市においても、札幌市を追いかける形でスタッドレス化が進展している。



図－２　札幌市におけるスパイクタイヤとスタッドレスタイヤの装着率の変化

３．冬期路面状況

92／93にかけて、主に札幌市においてすべり易い路面の発生が深刻な問題となった。１つはツルツル路面と呼ばれる平坦な滑りやすい路面であり、もう１つはこぶ氷路面と呼ばれる路面に小さなデコボコが発生したものである。こうした路面の発生は、スタッドレスタイヤが普及の過程にある現在、何らかの対応が必要とされている。

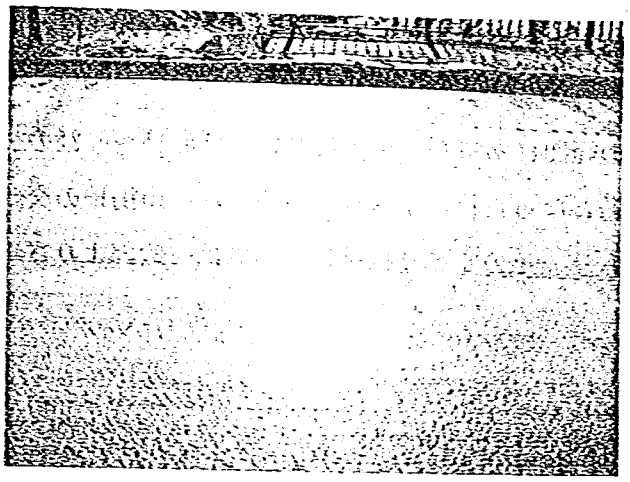
3.1 ツルツル路面およびこぶ氷路面の発生状況

ツルツル路面およびこぶ氷路面については、92／93の温暖な気象の影響あるいはスタッドレスタイヤの普及の影響などと言われているが、現在発生要因等の分析が行われている。

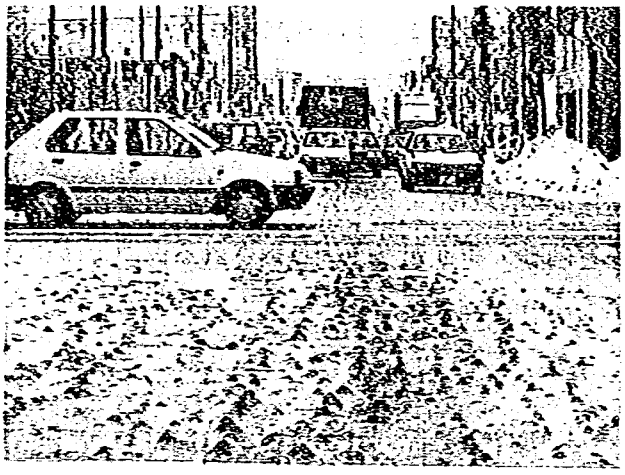
北海道開発局ではツルツル路面およびこぶ氷路面を以下のように定義している。

3.1.1 ツルツル路面（写真－１）

ツルツル路面とは、日中気温が高くなり、雪氷がいったん解けてできた表面の水が、その後の気温の低下により再凍結し、通過車両のタイヤによる摩擦などにより平滑な状態となったスリップしやすい路面を指す。



写真－１　ツルツル路面



写真－２　こぶ氷路面

この路面は、日中の気温が 0℃以上となる初冬・終冬時に発生しやすいと考えられる。

3.1.2 こぶ氷路面（写真－２）

こぶ氷路面は、主に車両の発進・停止が頻繁に繰り返される市街部の交差点付近等で確認されており、日中気温が高くなった時交差点手前等において車両の駆動力などによって圧雪が変形し、乱された雪氷が、その後の気温の低下により再凍結し凹凸状になった路面を指す。

3.2 冬期交通事故の発生状況

92／93と91／92の札幌圏における事故件数の比較を表－２に示す。

札幌圏では、交通事故の総件数が横ばいなのに対し、冬型事故の増加が見られる。特に１２月および２月のスリップ事故の発生は、それぞれ97.0％および87.1％の大幅な増加が見られた。

これらの結果は、前項で述べたスリップアイス路面およびこぶ氷路面の発生と関係があると思われる。

表－２　札幌圏７市町村における冬期の事故の発生状況

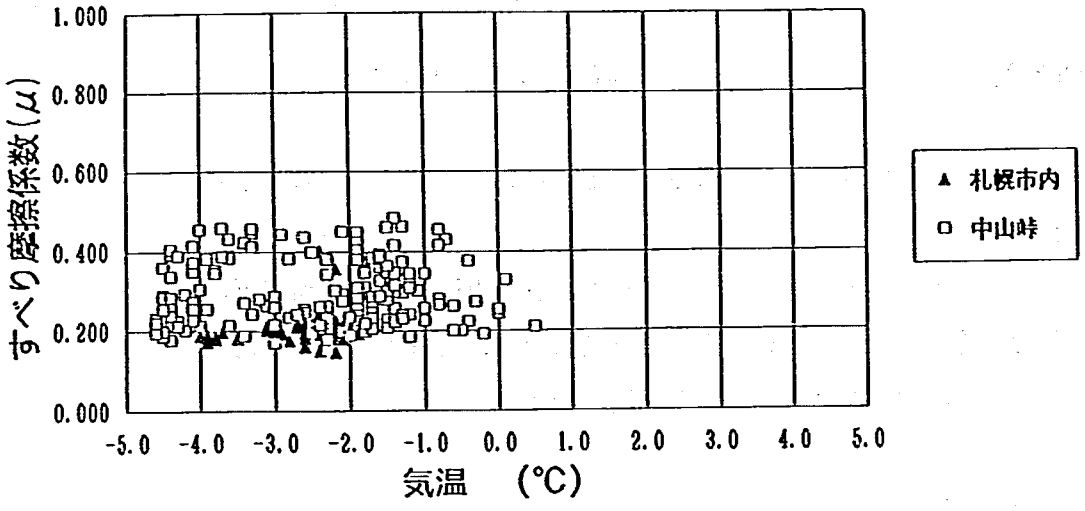
項目		月					
		11月	12月	1月	2月	3月	計
全人身事故	92/93	982	1,305	853	1,056	700	4,896
	91/92	1,033	1,057	998	1,041	801	4,930
	増減率(%)	-4.9	23.5	-14.5	1.4	-12.6	-0.7
冬型事故	92/93	87	605	433	519	139	1,783
	91/92	77	314	359	317	203	1,270
	増減率(%)	13.0	92.7	20.6	63.7	-31.5	40.4
スリップ	92/93	83	591	419	494	133	1,720
	91/92	76	300	328	264	186	1,154
	増減率(%)	9.2	97.0	27.7	87.1	-28.5	49.0

3.3 路面のすべり摩擦係数

札幌市内と札幌郊外の峠部で92／93に測定した氷板路面のすべり摩擦係数（スタッドレスタイヤによる）

を図－３に示す。測定は、すべり摩擦抵抗測定車により一般部（非交差点部）について実施している。得られたデータは札幌市内で７６件、峠部で１６５件であった。

氷板路面のすべり摩擦係数は、峠部においては0.20～0.45の範囲にあるが、市内においては0.15～0.25の狭い範囲に集中して発生していることがわかる。92／93に問題となった特にすべり易い路面は、市街地の交差点部など制動・発進が多く繰り返される箇所で確認されており、そのすべり抵抗については一般部よりさらに低いものと推測される。



図－３　札幌市内および郊外部で測定した路面のすべり摩擦係数（氷板）

４．冬期路面対策

スパイクタイヤの使用規制は、交通管理者、道路管理者、ドライバーの一体となった安全対策を必要としている。道路管理者においては、安全な道路交通を目的として、さまざまな冬期路面のすべり止め対策が検討されている。本章においては、現在検討されている路面の凍結抑制工法等についてその機能や効果について述べる。

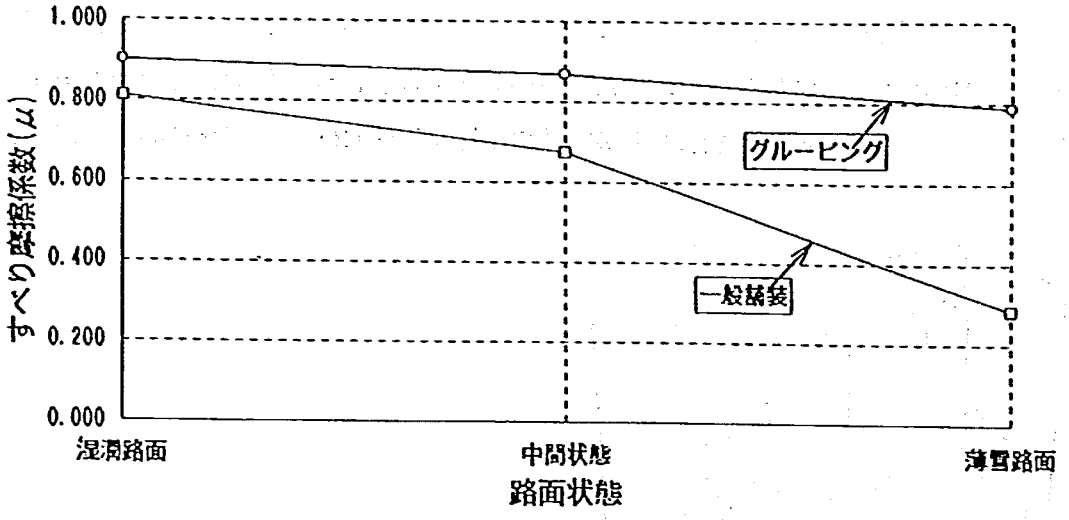
4.1 グルービング工法

グルービング工法は、わが国では安全溝と呼ばれスリップ事故防止等の目的で設置されている。冬期路面におけるグルービング工法の効果としては、溝の凹凸によるグリップ力の向上，速やかな排水によるアイスバーンの減少等が考えられる。グルービングの冬期のすべり止めとしての使用は、空港舗装で実施されているのみであり、一般道路においてはこれまで用いられていなかったのが実情である。

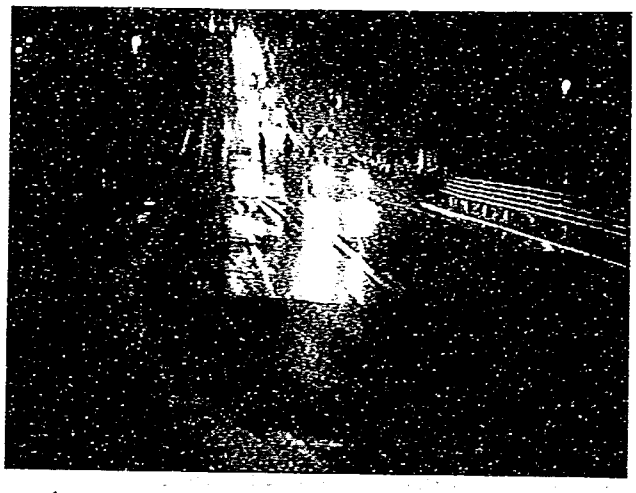
そのため試験施工区を設定し、耐久性の調査、すべり抵抗性の測定、排水性の確認および夜間降雨時のライトの照り返し状況などについて調査を行っている。アスファルト舗装におけるグルービングの試験施工は、１９９３年５月現在、北海道全体で９箇所、施工面積は約 10000㎡に達している。

すべり抵抗性に関しては、図－４に示すようにすべり試験車による測定の結果、悪条件下でのすべり抵抗

性の向上に効果が見られた。このことはブラックアイスや、薄い圧雪の状態においてスリップの防止に有効であることを示している。また、排水性とそれに伴う照り返しの抑制についても写真－３に示すように効果が確認された。



図－４　各路面状況におけるグルーピングのすべり摩擦係数



写真－３　ライトの照り返し状況

溝の損傷については、札幌近郊の国道２３１号厚田においては二冬を越してなお良好な状況を保っている。現在までの試験施工結果から、耐久性の面では脱スパイクによって効果の持続性はさらに増すと思われる。なお、グルーピングについては、その目的に対応した溝のピッチや形状について検討をしていく必要がある。

4.2 凍結抑制舗装[1)]

凍結抑制舗装は、舗装自体に凍結抑制機能を付与するために、混合物に塩化物やゴムチップを配合したものである。現在日本では、主に４種類（マフィロン、ベルグリミット、ノンフリーズ（日本で開発、特殊塩化物を特殊なセメントに混入硬化させ粉砕し骨材としたもの）、ルビット）が試験施工されている。

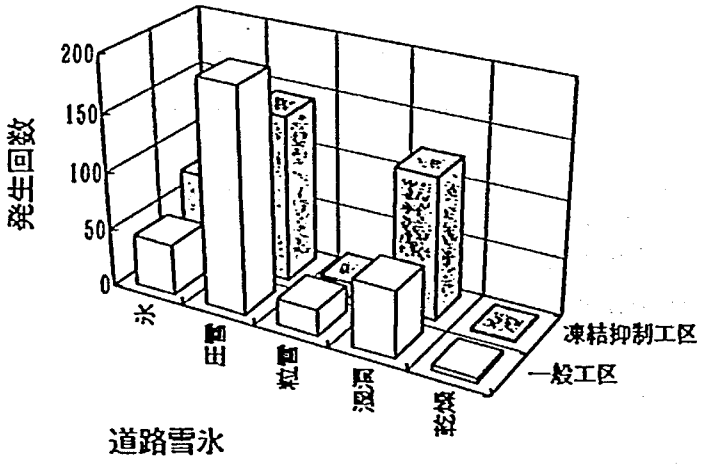
凍結抑制舗装が北海道の気象条件下において有効か否かの機能評価は充分なされておらず、現段階では各

機関が独自で調査を行っている状況にある。以下に、これまでの機能評価に関する調査結果を示す。対象とした凍結抑制舗装は、ベルグリミットである。

4.2.1 路面状態の発生率

路面状態の種類別発生回数を図－５に示す。

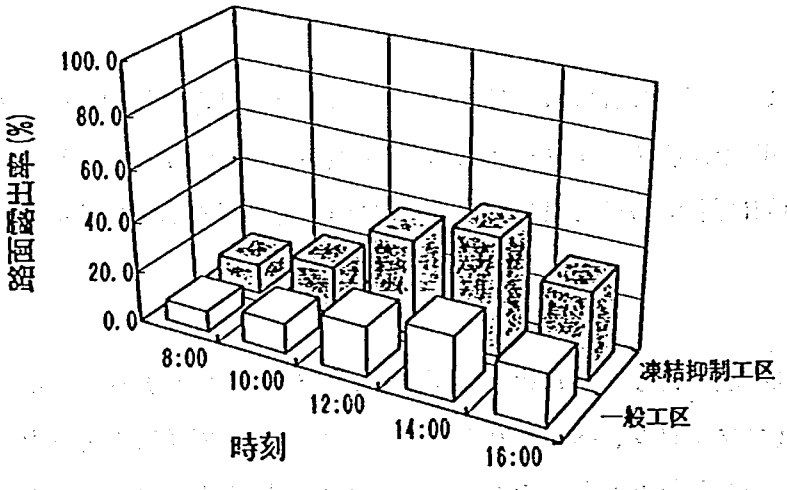
一般舗装と凍結抑制舗装を比較すると、圧雪は一般舗装で 189回と最も多く発生しているのに対し、凍結抑制舗装では 122回と約２／３に減少している。また、一般舗装では、湿潤状態および氷がそれぞれ46回および42回発生しているのに対し、凍結抑制舗装では湿潤状態が96回と約２倍、氷が68回と約1.5倍に増加している。



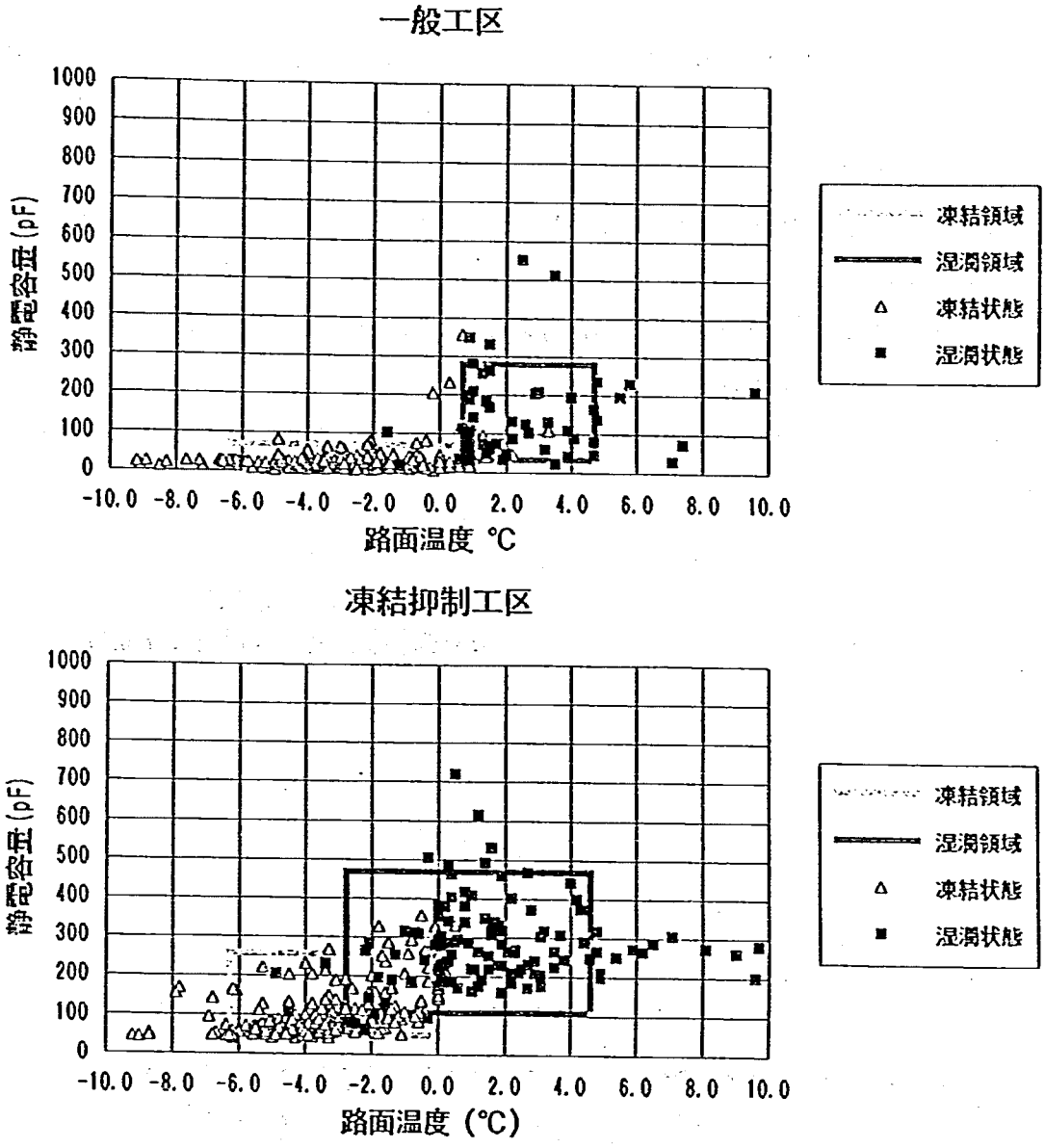
図－５　路面状態の種類別発生回数（１２月から２月）

4.2.2 路面露出率

観測期間を通じた路面露出率の撮影時刻別平均を図－６に示す。各時刻において凍結抑制舗装の路面露出率が一般舗装を上回っていることがわかる。特に凍結抑制舗装の路面露出率は、10:00から12:00の間で急激に上昇している。また、一般舗装の10:00および12:00の路面露出率は、凍結抑制舗装の8:00および10:00と同程度の値となっており、凍結抑制舗装は、一般舗装と比較して、路面露出を早めると言える。



図－６　路面露出率の時刻別平均（１２月～２月）



図－7　凍結状態と湿潤状態の発生分布（１２月～２月）

4.2.4 塩化物溶出状況

塩化物溶出状況の把握は、誘電式路面凍結検知器（以後ＤＰＦと略す）により行った。ＤＰＦは雪氷の誘電特性とコンデンサーの原理を応用し、路面の電気容量および路面温度から路面状況を判別するために開発された。

今回の調査では、誘電体に塩化物が混入することにより、測定される電気容量が上昇する性質を利用して、塩化物の溶出状況を評価している。

道路雪氷を比較的安全と思われる湿潤状態と凍結状態（湿潤状態，乾燥状態を除いた状態）に分類した結果を図－７に示す。図中の枠はデータの90％信頼区間を示している。

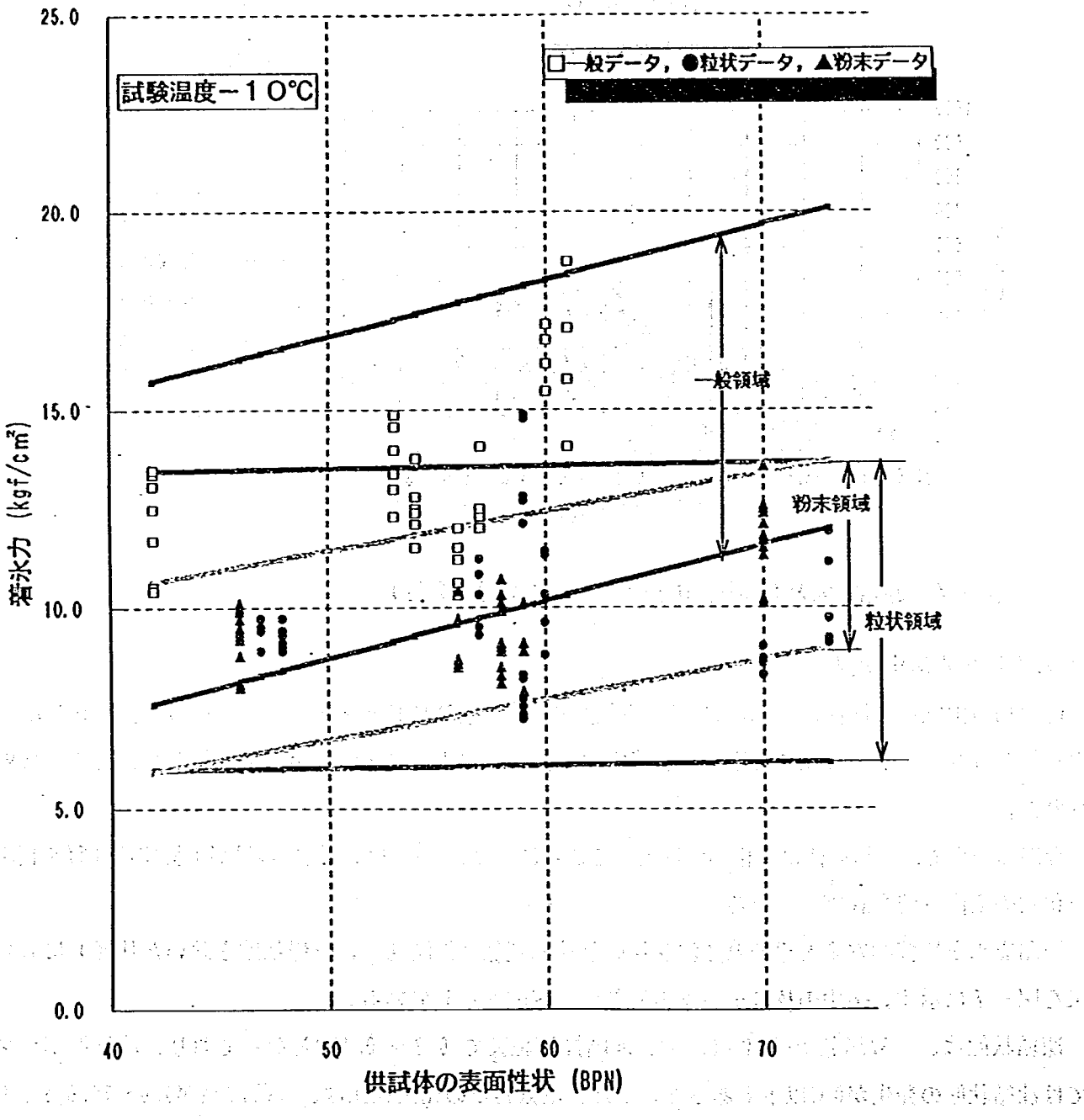
凍結状態は、一般舗装で-6.4～0.8℃、凍結抑制舗装で-6.3～-0.1℃となっており、凍結抑制舗装については凍結状態の発生が0℃以下であった。また、電気容量の発生範囲は、一般舗装が9.0～70.0pFであるのに対し、凍結抑制舗装では49.5～256.3pFとなっており、塩化物の混入により電気容量が高くなっている。

湿潤状態は、一般舗装で0.7～4.7℃、凍結抑制舗装で-2.8～4.6℃となっており、凍結抑制舗装では、湿

潤状態の発生が一般舗装より3.4℃低く、凍結が抑制されていることがわかる。また、電気容量の発生範囲は、一般工区の34.3～280.3pFに対し、凍結抑制舗装は107.8～468.8pFとなっており、凍結状態と同様、塩化物の混入により高くなっている。

また、一般舗装では凍結状態と湿潤状態が0.7～0.8℃あたりで分割されるが、凍結抑制舗装については、電気容量約100～250pF、路面温度約-3～0℃の範囲でオーバーラップしている領域がある。この領域は、雪氷状態でありながら路面に雪氷が氷着していない状態と考えられ、除雪後、路面に付着雪氷が残らないほか、除雪自体の高速化が図れるものと考えられる。

また、これまでの結果から、路面温度と電気容量を観測することによって、ある程度の路面状況の推定は可能と考えられる。



図－８　供試体の表面性状と着氷力

4.2.3 凍結抑制舗装の着氷力

凍結抑制舗装の効果把握の１方法として、舗装面と氷との接着力（着氷力）の測定を行っている。着氷力は、供試体上にリングを置きその中に張った氷を水平荷重をかけはがすものである。着氷力の定義は、氷がはがれる瞬間の最大反力を、着氷面積で除した値としている。

凍結抑制混合物および一般混合物の供試体について、トラフィックシミュレータにより強制的に表面性状を変化させ、着氷力がどのように変化するかを検討した結果を図－８に示す。試験温度は、-10℃となっている。なお、表面性状の評価には、ポータブルスキッドテスターによるＢＰＮ値を使用した。試験の結果、同じＢＰＮであっても着氷力にばらつきが見られたため、データの信頼区間を９５％として、ある程度幅をもたせた上で比較を行った。

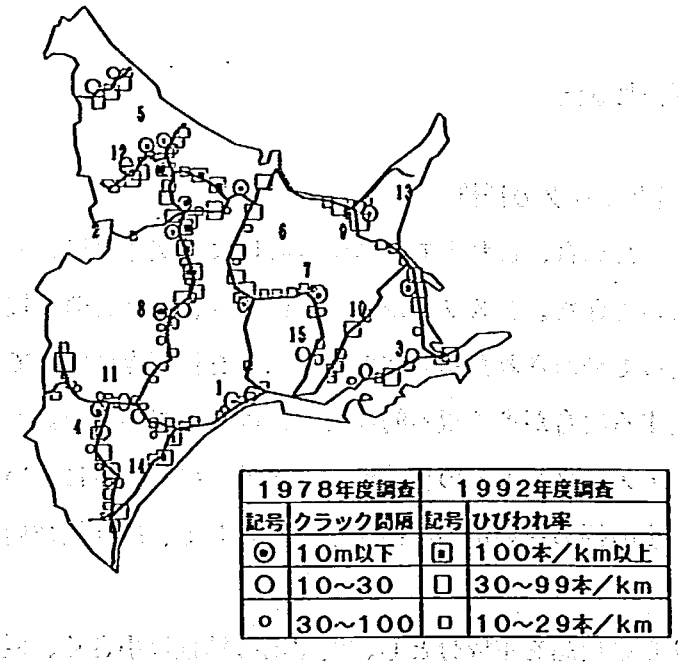
供試体の着氷力は、ＢＰＮの増加とともに高くなる傾向が見られる。凍結抑制混合物の着氷力は、一般混合物の下限値に分布しており、着氷力は、小さいことが確認された。一般的に凍結抑制舗装の有効な温度が-4～-5℃程度迄と言われていることを考慮すると、氷がはがれやすい傾向にあるといえる。

５．低温クラック

北海道におけるアスファルト舗装道路のひびわれの実態とその補修材、補修工法に関する試験・調査について紹介する。特にクラック補修については、低温下における補修材の硬化あるいはクラック内における泥の詰まりなどの要因により、充分な補修が難しかったのが実情である。

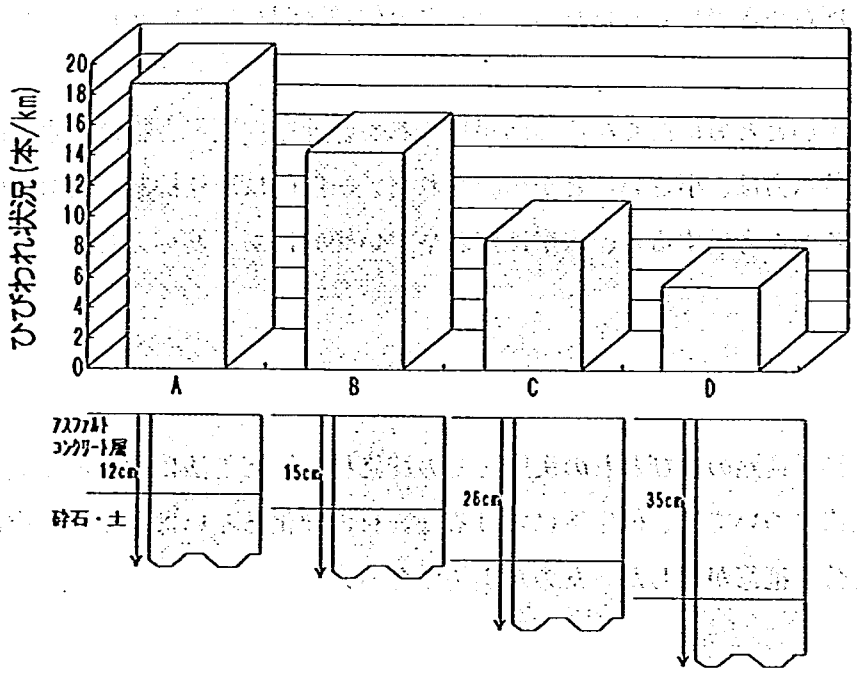
5.1 低温クラックの発生分布

北海道東部における舗装のクラックの分布状況を図－９に示す。



図－９　北海道東部におけるひびわれの分布

ひびわれ調査は、１９７８年と１９９２年の２度行われており、これらの結果が重ねられている。１９７８年にはひびわれの間隔で調査を行なっているのに対し、１９９２年にはひびわれ状況（本／km）で調査を行なっているので直接的な比較は困難ではあるが、補修等の要因を勘案しても、再び同じ箇所にひびわれが発生しているのがわかる。また、海岸部よりも内陸部にひびわれが集中しているのがわかる。ルート別では、国道２３９号(No5)、国道２４２号(No8)および国道３３３号(No12)のひびわれ状況が高い値を示している。また、舗装断面構成とひびわれの関係は図－１０に示す通り、舗装厚が厚くなるに従いひびわれ状況は減少する傾向にある。



舗装断面

図－１０　舗装断面構成とひびわれ状況

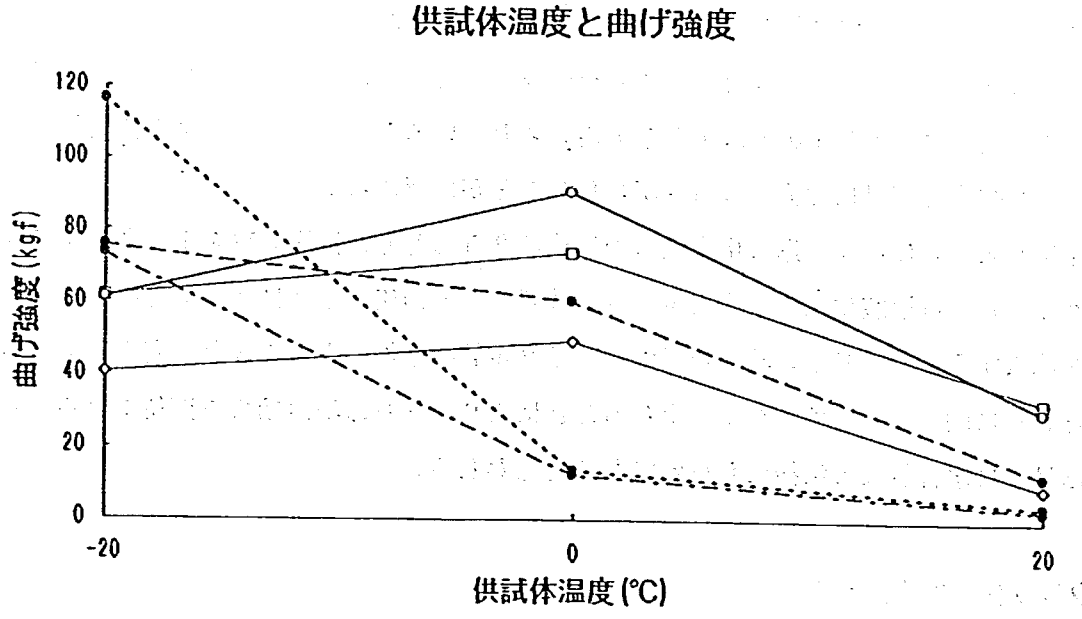
5.2 アクリル樹脂系補修材を用いた低温クラックの補修

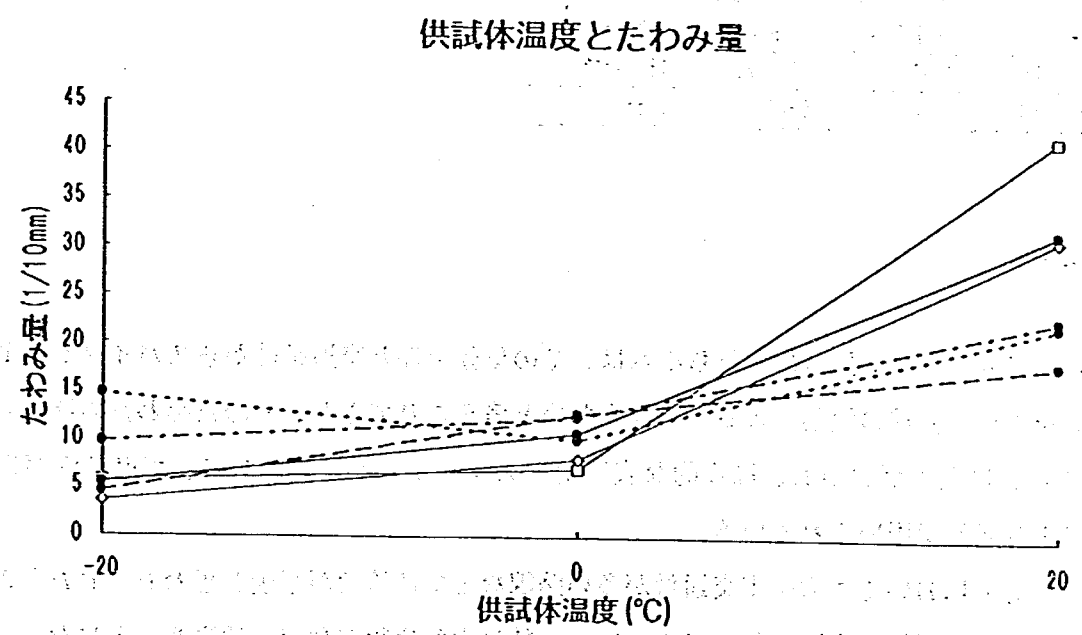
アスファルト舗装上にクラックが発生した場合、これまでは高圧水等による洗浄の後、アスファルト系の補修材料を使用し路盤への水の浸入を防いできた。アスファルト系補修材は、舗装との相性、簡便な施工性等優れている点も多いが、クラックによって分断された舗装体の応力伝達を行う点においては強度的に難しい。このため補修後再びクラックが発生する場合が多く根本的な解決にはなっていない。

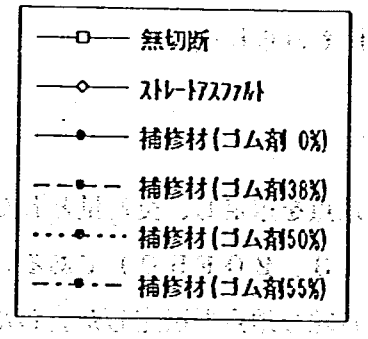
ここで紹介するアクリル系補修材は、アスファルトとの相溶性、浸透性、接着強度において優れており、水分浸入の防止、応力の伝達、0.05㎜程度の幅の狭い亀裂の補修を目標として、現在試験施工されているものである。

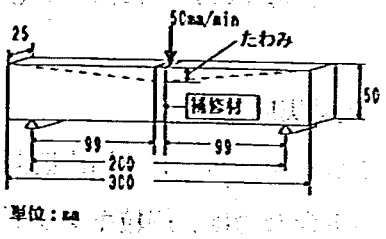
補修材（商品名リビルト）は、アクリル系樹脂を主成分とし、硬化前の粘性は小さく、浸透性に優れている。実際に使用するときには、軟質油の添加によって柔軟性を持たせたり、経済性や耐久性の向上の面から、アスファルトコートした砂等が増量材として使用される。

補修材に低温性状を改善するためにゴム系材料を添加し、補修試験を行った。試験結果を図－１１に示す。供試体は、あらかじめ切断し、それを補修材により接着したものである。ゴム系の添加剤を用いた試料が、歪み、強度とも低温域で優れた特性を示していることが確認された。今後、本補修材を用いて現地試験を行う予定である。









図－１１　ゴム系材料を添加した補修材の補修試験結果

5.3 クラック内の洗浄方法

クラック補修においては、クラック内に付着した泥の除去が補修の成功を左右する大きな要因の一つである。従来のクラック洗浄は、高圧水による洗浄の後エアコンプレッサーでクラック内の水を除去する方法であったが、この方法ではクラック内部、特にクラック幅の小さいものに関しては、十分な洗浄が困難であり結果的に補修材とアスファルト混合物の付着が不十分なものであった。

高圧水を用いても洗浄が困難な泥の成分は、土と有機成分（腐植物，アスファルト乳剤）の混じり合った物である。過酸化水素水は、土粒子の分散剤として用いられているもので、クラック内に固着した泥に対して滴下すると、泥が発泡し容易に除去しうる状況になることが確認された。

洗浄試験の結果を表－３に示す。過酸化水素水の濃度は３５％とし、洗浄回数を１～３サイクルとした。この場合の１サイクルとは過酸化水素水注入後４０分放置し、その後高圧水によって分解した泥を洗浄、クラック内の水を除去するまでである。洗浄効果は、サイクル数の増加によって大きく向上している。またクラック幅の小さい物に関しても、サイクルを重ねることによりかなりの洗浄効果を期待できることが判明した。本洗浄方法は、排水性舗装の清掃にも有効であると思われる。

表－３　クラック洗浄試験結果

	１サイクル 洗浄深さ	２サイクル 洗浄深さ	３サイクル 洗浄深さ
クラック幅(10㎜程度)	5～6cm	10～12cm	15cm程度
クラック幅(5㎜以下)	3～4cm	5～7cm	10cm

６．舗装の流動実態

北海道におけるアスファルト舗装のわだちぼれは、その気候条件と交通条件からスパイクタイヤによる摩耗がその大部分を占め、夏季の流動によるものは少ないと考えられてきた。そのためわだちぼれ対策としては摩耗を減らすことに重点がおかれ、標準的な表層用アスファルト混合物として、耐摩耗性が良好なもの（細粒ギャップ１３Ｆ）が用いられている。

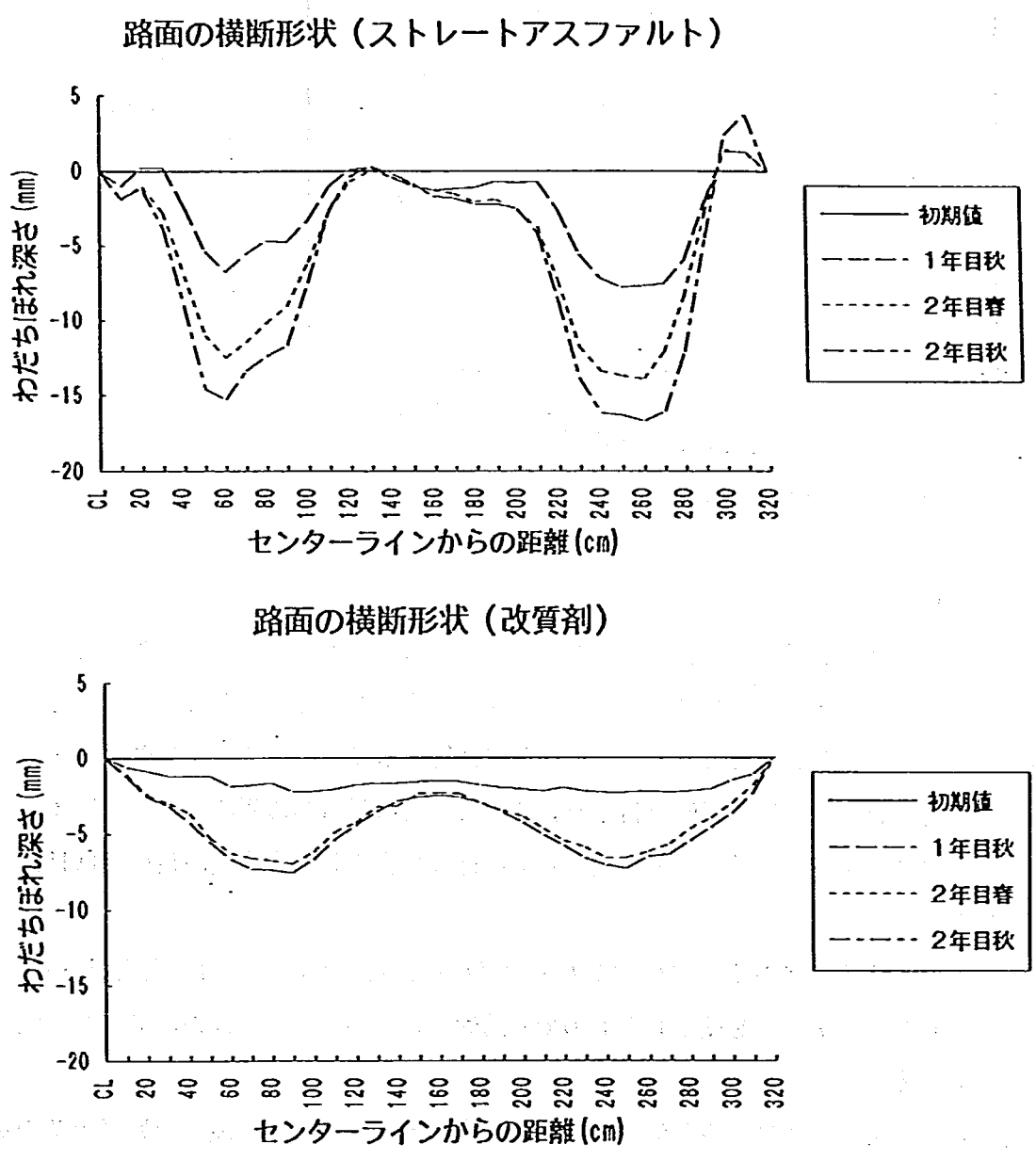
しかし近年、北海道においても大型車交通量が多い路線などでは流動が原因と思われるわだちの発生が見られるようになり、その対策が必要になってきている。特に大型貨物自動車の輸送ルートになっているような路線では流動が激しく、毎年のように補修が必要となる箇所もみられる。

6.1 北海道の舗装の流動実態

１９９１年に施工されたオーバーレイ補修区間の中から６地点を選定し、交通量とわだちぼれ量の関係を調査した。アスファルト混合物は、細粒ギャップアスコン（１３、２０Ｆ５０）である。調査地点はわだちが発生しやすいと思われる、交通量が多く、車線数が片側１車線の地点を選定した。わだちぼれ量の計測方法は、調査対象路線のセンターライン側と路肩側に基準ピンを埋設し、ピン間の路面横断形状を横断プロフィ

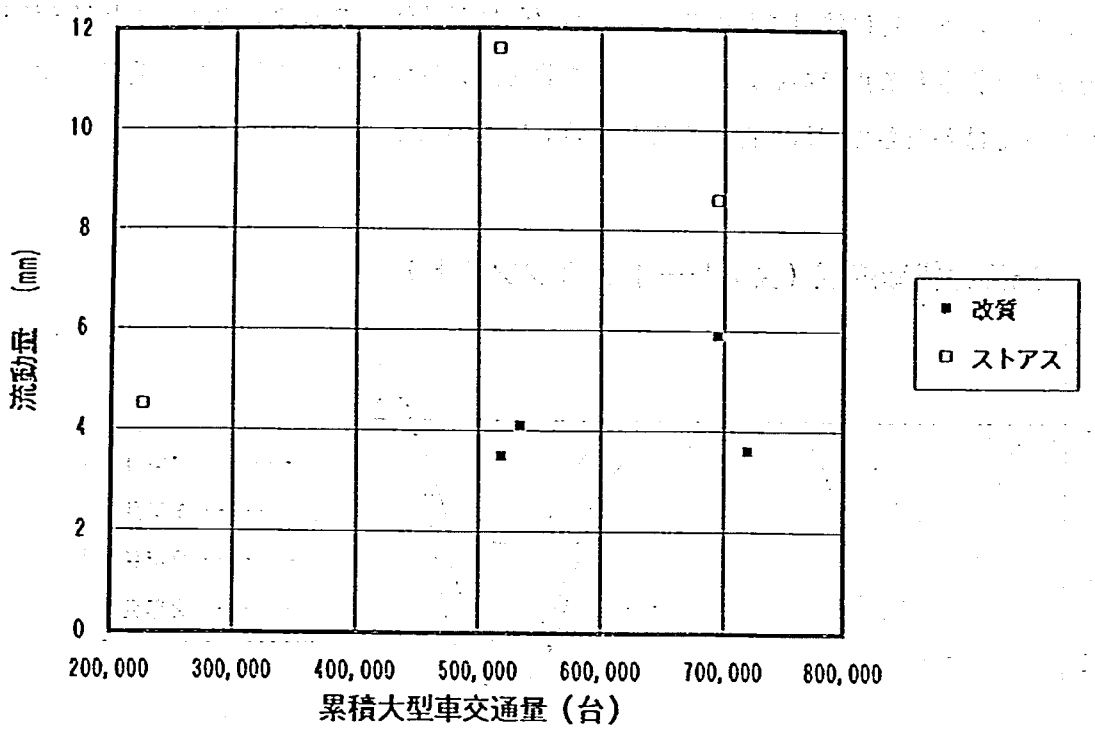
ルメーターで定期的に計測した。

路面形状の変化を図－１２に示す。上の図はバインダーにストレートアスファルトを使用した箇所、下の図は改質アスファルトを使用した箇所となっている。改質アスファルトを用いた箇所では２年目の流動（２年目の春から秋にかけての変化）はほとんど見られないのに対し、ストレートアスファルト使用箇所では２年目も流動が進行している。特に注目されることは、路肩側に舗装体がこぶのように盛り上がる流動わだちの特有の路面形状が確認される点である。このことから北海道の気象条件下においても重交通路線ではストレートアスファルトではわだちの進行を抑えることは難しいといえる。



図－１２　路面形状の変化

大型車交通量と流動量の関係を図－１３に示す。バインダーを改質アスファルトにすることで耐流動効果が得られていることがわかる。今後データ点数を増やしていくことで、交通量と動的安定度から流動量を予測することが可能になると思われる。



図－１３　大型車交通量と流動量

6.2 耐摩耗混合物の流動特性

北海道におけるアスファルト混合物は、これまで耐摩耗性を重視するという観点から、表層用混合物として細粒分とアスファルト分が多く、またアスファルトも通常に比べて柔らかいものを使用しているため、耐流動性は非常に低いと考えられる。そこでアスファルト混合物のホイールトラッキング試験を行い、調査箇所で使用した表層混合物の耐流動性の評価を行った。動的安定度は混合物の耐流動性を評価する現在最も一般的な指標であり、アスファルト舗装要綱では流動対策を行う場合の動的安定度の目標値は1500～5000（回／㎜）とされている。

ストレートアスファルトをバインダーに使用したもの（標準混合物）は、動的安定度がおおよそ100程度非常に低く、また改質アスファルトを使用したものでも動的安定度が350から900程度であり、流動に対しては不十分であるといえる。

次に動的安定度に関して、アスファルト混合物の配合が変わることでどの程度の影響がでるのか、影響要因の検討を行った。対象とした要因（表－４）は、混合物タイプ（細粒、密粒）、粒度分布（ギャップ、スムース）、骨材最大粒径（１３、２０ｍｍ）そしてフィラー量（Ｆ／Ａ＝１．０，１．７）である。これらの要因の全ての組み合わせについて試験を行い、影響の程度を調べた。各要因についての分散分析結果からは、混合物種類、粒度分布の影響が大きいことが確認されている。またこれらに比べ影響度は小さいものの、各要因間の相互作用も見逃せない結果となった。

表－4　配合の動的安定度への要因

項目	要因
A：混合物種類	粗粒　OR　密粒
B：粒度分布	ギャップ粒度　OR　スムース粒度
C：骨材の最大粒径	13mm　OR　20mm
D：フィラー量	F/A=1．0　OR　F/A=1．7

7．おわりに

北海道の気候は、多雪で日較差が大きく、凍結融解の頻度が高いという特性を有している。そのため車両は滑り止め装置として使用が簡便なスパイクタイヤを用い、舗装は耐摩耗対策を余儀なくされてきた。しかし、近年のスパイクタイヤの規制に伴い、北海道においては冬期路面管理、流動、クラック対策等の重要性が改めて高まってきている。

本文においては、北海道の舗装が抱える様々の課題およびその検討状況について紹介してきた。いずれの課題もその対応は容易とはいい難いが、こうした会議を通じて経験を深め、解決に向けて一歩一歩前進して行きたいと考えている。なお、本論文の作成にあたり、資料を提供していただいた北海道警察本部をはじめ、協力していただいた方々に対し謝意を表する。

参考文献

1) 二ノ宮，川村，吉野：凍結抑制舗装の供用性評価について，開発土木研究所月報 No.476 pp.16 - 21，1993.

舗装材料強度の評価手法に関する研究

Study on the Evaluation Methods for The Strength of Pavement Materials

建設省土木研究所　桐山孝晴
同　安崎裕
同　中村俊行
同　久保和幸

舗装材料強度の評価手法に関する研究

建設省土木研究所　桐山　孝晴
〃　安崎　裕
〃　中村　俊行
〃　久保　和幸

概　要

アスファルト舗装の構造設計に関しては、経験的設計方法に代わって多層弾性理論を使用した理論的設計方法の導入が求められている。多層弾性理論による構造解析においては、使用材料の強度として弾性係数を設定しなければならないが、その評価手法はわが国においては十分に確立されているとは言えないのが現状である。

本研究は、アスファルト混合物の弾性係数測定試験方法について、AASHTO指針に示されている繰返し間接引張試験の妥当性の検討ならびにより簡易な試験方法の開発を目的としている。そして、6種類のアスファルト混合物について、繰返し間接引張試験とともに、より簡易な試験方法である共鳴振動による動弾性係数測定試験、圧縮強度試験およびノモグラフによる推定を行い、得られた弾性係数を相互に比較した。

その結果、異なる試験方法間に関連性が得られ、簡易な試験方法の導入可能性を見いだすことができた。また、アスファルト混合物の温度別の弾性係数を概ね把握することができた。

舗装材料強度の評価手法に関する研究

建設省土木研究所　桐山　孝晴
〃　安崎　裕
〃　中村　俊行
〃　久保　和幸

1．はじめに

現在、わが国においてはアスファルト舗装の構造設計はT_A法によっているが、そこでは使用材料の強度特性は、等値換算係数（その材料1cmの厚さが表層・基層用アスファルト混合物の何cmの厚さに相当するかという、材料の相対的な強度指標）という形で設定されている[1]。この等値換算係数は、試験舗装の実績に基づいて定められたものであり、実績の少ない新材料、新工法を採用する場合、T_A法では柔軟に対応することができないという問題点が指摘されている。

そこで、経験的な設計方法であるT_A法に代わるものとして、多層弾性理論を用いて舗装体内の応力やひずみを計算して舗装断面の妥当性を検討する理論的設計方法の導入が求められている。多層弾性理論を用いた解析においては、使用材料の強度特性は弾性係数という形で設定される。しかし、弾性係数の評価手法はわが国ではまだ確立されているとはいえないのが現状である。

2．研究目的

AASHTO指針[2]においては、アスファルト混合物の弾性係数（Resilient Modulus）を設定するための室内試験方法として、繰返し間接引張試験（ASTM D4123）を規定しているが、その結果の妥当性を検討するためには他の試験方法による結果との比較を行う必要がある。また、繰返し間接引張試験は特殊な試験装置を必要とすることから、広く一般に用いるためには必ずしも適当な方法とはいえず、これに代わる簡易な試験方法の開発が求められている。

そこで、同一の材料、配合であるアスファルト混合物について、繰返し間接引張試験、共鳴振動による動弾性係数試験および圧縮強度試験を実施し、得られた結果を相互に比較検討した。動弾性係数試験と圧縮強度試験は、いずれも本来はセメントコンクリートの供試体を対象とした試験である[3]が、簡易な弾性係数試験の開発を目的として、これをアスファルト混合物の供試体に準用したものである。また、併せてノモグラフによるスティフネスの推定も行った。なお、本論文では用語の混乱を防ぐために、弾性係数の呼び名を表－1に示すようにした。

表－1　弾性係数の呼び名

試験方法	呼び名	記号
繰返し間接引張試験	全弾性係数	M_R
動弾性係数試験	動弾性係数	E_D
圧縮強度試験	静弾性係数	E_S
ノモグラフから推定	スティフネス	S_{mix}

3．試験方法

試験に用いたアスファルト混合物の種類は、細粒、密粒G(20F)、密粒(20)、密粒(13)、粗粒(20)、遮青安定処理の６種類である。

3.1 繰返し間接引張試験（ASTM D4123準拠）

繰返し間接引張試験においては、直轄国道の試験舗装現場から直径10cmのコアを採取し、ASTM D4123に準じて試験を行った。試験個数は、１混合物種について、各温度３個ずつの合計９個である。その他の試験条件は、表－２に示すとおりである。

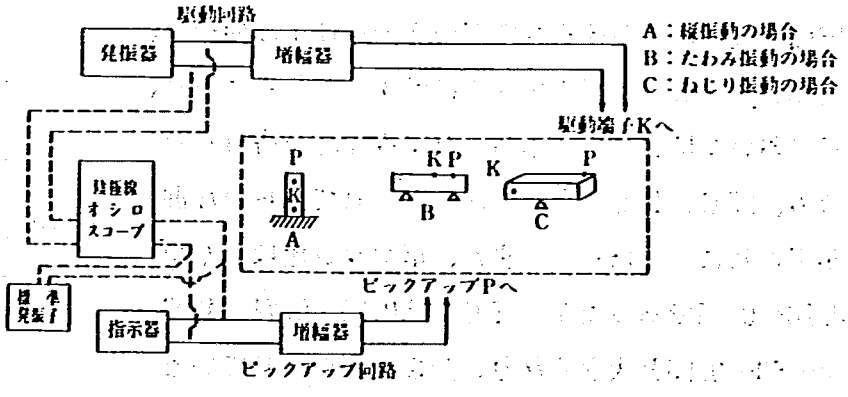
表－２　繰返し間接引張試験の条件

項目	試験条件		
試験温度および載荷荷重	5℃ 100kgf	25℃ 40kgf	40℃ 10kgf
載荷周波数	1.0Hz (載荷0.4秒、休止0.6秒)		

3.2 共鳴振動による動弾性係数試験

共鳴振動による動弾性係数試験においては、試験舗装に使用した混合物と同じ材料、配合でアスファルト混合物を製造し、直径10cm、高さ20cmの円柱供試体を作製した。供試体の作製にあたっては、締固めを３層に分けて行い、各層の密度が基準密度の100±1%となるようコンクリート用圧縮強度試験機を用いて締固めた。また、３層の境界面が不連続とならないよう、締固めの終った下層の上面をほぐしてから上層の材料を追加した。供試体の作製個数は、１混合物種について９個である。

振動の種類には、縦振動、たわみ振動、ねじり振動があるが、ここでは縦振動を与えた。試験は、一定の温度を保つことができる恒温室内で行い、所定の温度で養生した供試体を支持台（発信器）上に鉛直に立て、他端上にはピックアップ（受信器）を設置した。発信器の振動数を変え、これに応じて供試体が振動するように駆動力を加えながらピックアップの出力電圧を観測し、指示器に明確な振れを生じかつ振動の節を測定した結果、一次共鳴縦振動であることを確かめたときにこれを一時共鳴振動数とした。試験用器具の配置の例を図－１に示す。



図－１　動弾性係数試験用器具の配置の例[3)]

試験温度は５℃、25℃、40℃とし、各温度において供試体３個ずつを使用した。

動弾性係数は、式-1、式-2によって算出した。

$$E_D = CWf^2 \qquad \text{(式-1)}$$

ただし、$C = 408 \times 10^{-5} L / A$ (式-2)

ここに　E_D：動弾性係数（kgf/cm²）

W　：供試体の重量（kgf）

f　：縦振動の一次共鳴振動数（Hz）

L　：供試体の長さ（cm）

A　：供試体の断面積（cm²）

3.3 圧縮強度試験

圧縮強度試験においては、共鳴振動による動弾性係数試験に用いた供試体をそのまま使用した。

供試体は圧縮試験機の加圧板の上に立て、供試体に衝撃を与えないように一様な速度で荷重を加えた。載荷速度は圧縮強度に影響を与えるが、ここでは既存の実施例[4]を参考として、載荷速度は3.0cm/分とした。供試体には60mmのひずみゲージを縦横十字状に交差させて貼付け、動ひずみ測定器を用いて試験中の圧縮応力、縦ひずみ、横ひずみを0.05秒ごとに測定した。静弾性係数は最大荷重の１／３の圧縮応力およびこの時の縦ひずみを用いて算出した。

試験温度は５℃、25℃、40℃とし、各温度において供試体３個ずつを使用した。

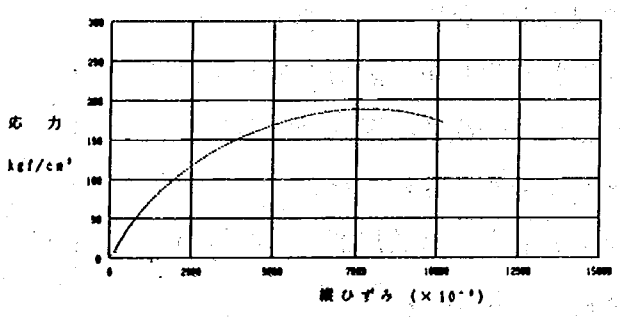
3.4 ノモグラフによるスティフネスの推定

3.1 で述べた試験舗装で用いたアスファルト混合物の性状（バインダーの軟化点、バインダーの針入度指数、混合物の骨材充填率）をvan der PoelのノモグラムおよびHeukelomの式に代入し、アスファルト混合物のスティフネスを算出した。なお、載荷時間は0.4 秒とし、温度は５℃、25℃、40℃の３とおりとした。

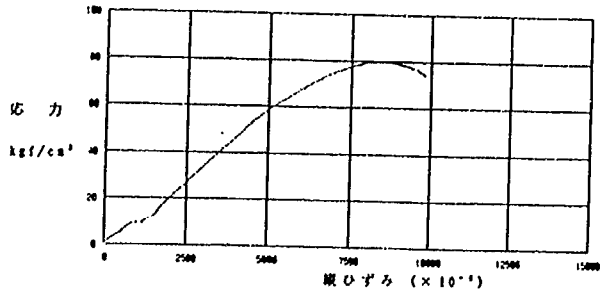
４．試験結果

4.1 圧縮強度試験の試験状況

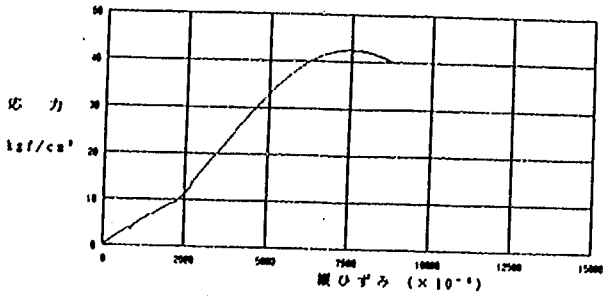
圧縮強度試験における温度別の応力－ひずみ曲線を、密粒(20)を例として図－２～４に示す。これによると、５℃においてはきれいな応力－ひずみ曲線が得られたものの、25℃、40℃と高温になるにつれて滑らかな曲線が得られにくくなった。また、ポアソン比は５℃では0.26～0.35であったが、25℃では0.35～0.71、40℃では0.50～0.95と大きくなり、塑性変形が生じていることがうかがえる。



図－２　応力－ひずみ曲線（５℃）



図－３　応力－ひずみ曲線（25℃）



図－４　応力－ひずみ曲線（40℃）

高温域ではひずみゲージのはがれ、湾曲、切断という現象も見られ、正確なひずみ測定が難しいことから、測定法を改良する必要があると考えられる。

4.2 試験結果

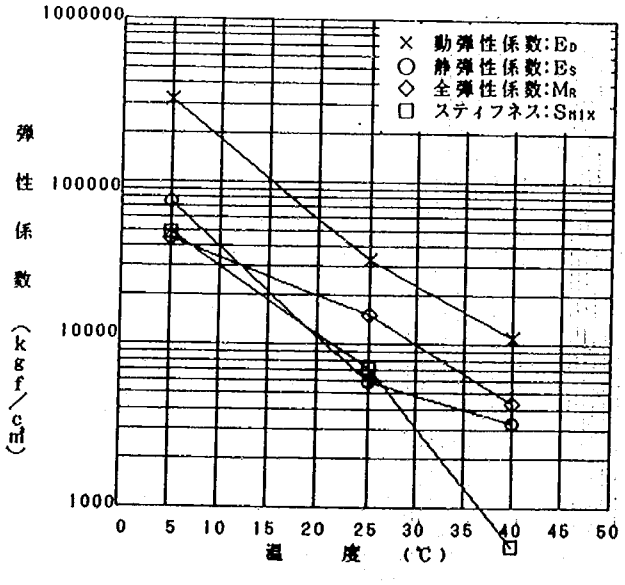
各試験により求めた弾性係数を、混合物種類別に図－５～10に示す。

各温度における弾性係数を全弾性係数を代表としてとらえると、５℃ではおよそ５万kgf／cm²、25℃ではおよそ２万kgf／cm²、40℃では５千kgf／cm²であった。

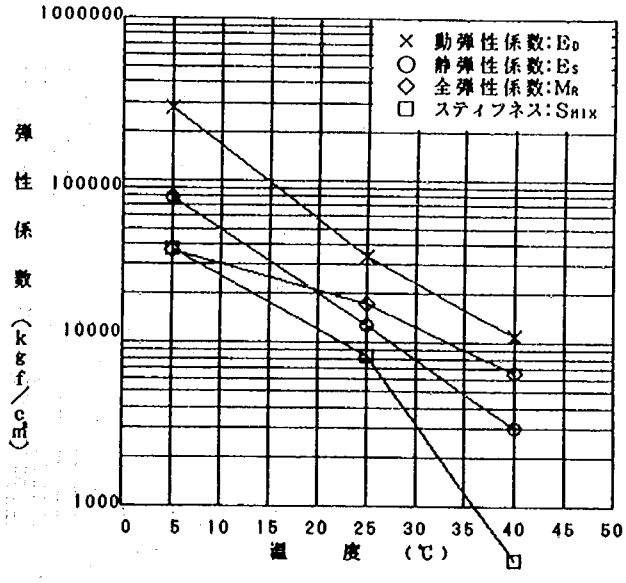
動弾性係数は全体に高い数値を示しており、全弾性係数と比較すると５℃で約５倍、25℃、40℃では約２倍となっている。静弾性係数は、全弾性係数と比較すると５℃ではやや高いが、25℃、40℃では約半分の数値となっている。動弾性係数と静弾性係数は試験に同じ供試体を使用していることもあって、挙動が似ており、両者の相関は図－11に示すとおり高くなっている。

一方、スティフネスは25℃では他の試験とほぼ同様の結果が得られているが、低温では高く、高温では低い値が得られ、温度による勾配が大きい。また、混合物種による違いも非常に大きい。

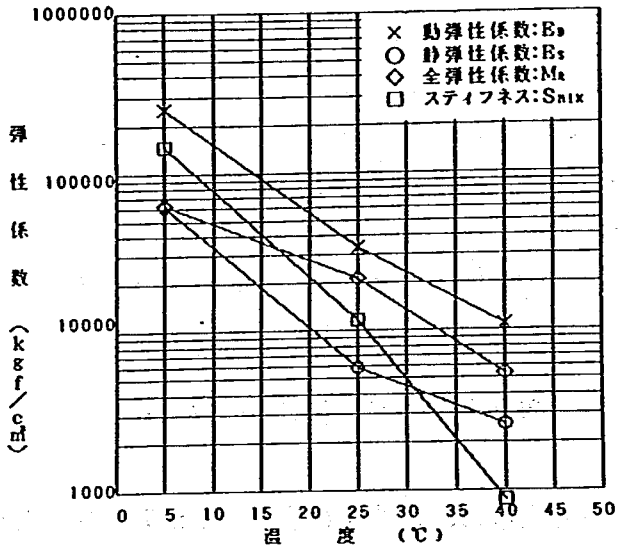
混合物種による弾性係数の違いは、各方法によって挙動が異なり、明確な関係はみられなかった。



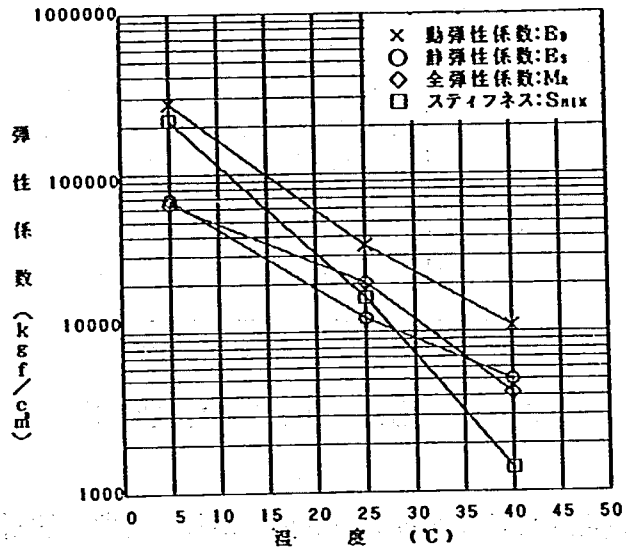
図－５　細粒混合物の弾性係数



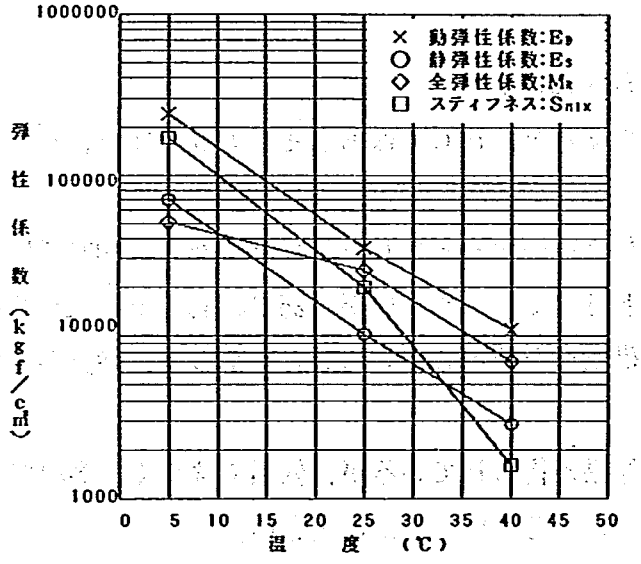
図－６　密粒G(20F)混合物の弾性係数



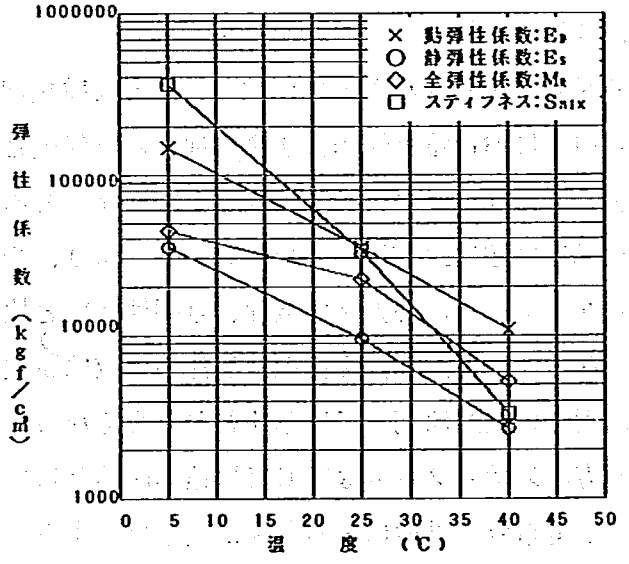
図－7　密粒(13)混合物の弾性係数



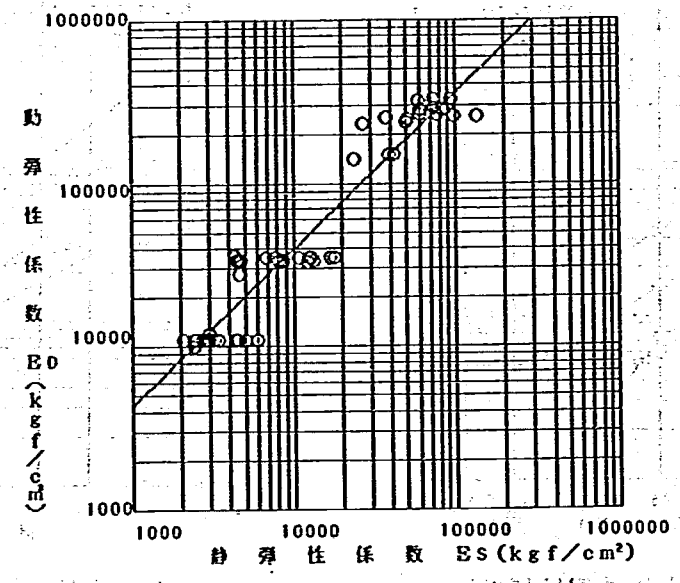
図－8　密粒(20)混合物の弾性係数



図－9　粗粒(20)混合物の弾性係数



図－10　瀝青安定混合物の弾性係数



図－11　静弾性係数と動弾性係数の比較

5．考察

5.1 弾性係数のばらつき

全弾性係数、動弾性係数、静弾性係数は、同一試験条件の下で3個の供試体について試験を行って求めたが、その際のばらつき（変動係数＝σ／$\bar{X}$）を表－3に示す。

これによると、全弾性係数はおよそ10～20%のばらつきがあることがわかる。これに対して動弾性係数のばらつきは非常に小さく、安定した測定値が得られる。動弾性係数は、図－11をみてわかるように混合物種による違いも出にくい試験であるが、5℃では瀝青安定処理混合物が他の混合物よりも低くなっていることは注目される。一方、静弾性係数は平均して30%程度、場合によっては40%以上と、たいへんばらつきが大きい。ここでは、応力のばらつきはあまり大きくないので、このばらつきは主としてひずみの測定値にばらつきが大きいことによるものである。

以上のことから、供試体に力を加えて変形させる試験は、ばらつきが生じやすいといえる。

表－3　弾性係数の変動係数（%）

温度	混合物種	全弾性係数		動弾性係数		静弾性係数	
5℃	細粒	14.3	9.9	0.3	2.9	19.0	28.5
	密粒G(20F)	12.5		3.6		6.7	
	密粒(20)	21.2		3.0		16.3	
	密粒(13)	2.5		2.0		40.8	
	粗粒(20)	2.3		5.0		65.6	
	瀝青安定	6.3		3.6		22.5	
25℃	細粒	27.8	15.1	10.3	2.3	34.0	29.7
	密粒G(20F)	5.6		2.4		3.4	
	密粒(20)	18.9		0.0		35.2	
	密粒(13)	2.9		0.0		33.2	
	粗粒(20)	10.9		0.0		46.4	
	瀝青安定	24.6		1.3		25.9	
40℃	細粒	5.9	16.2	0.0	1.4	26.8	14.1
	密粒G(20F)	23.4		4.3		9.5	
	密粒(20)	7.8		0.0		13.6	
	密粒(13)	14.9		4.3		6.5	
	粗粒(20)	27.1		0.0		13.0	
	瀝青安定	18.2		0.0		14.9	

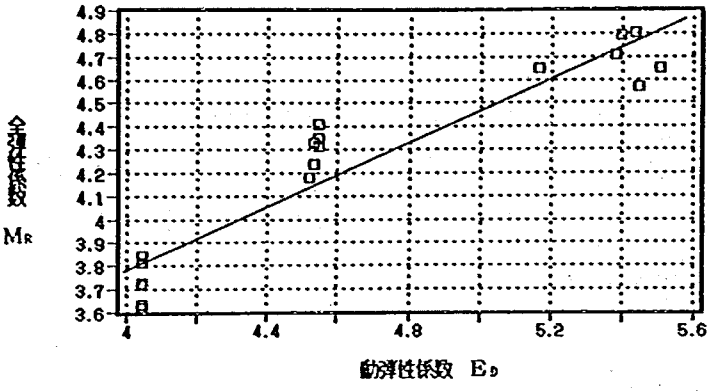
5.2 試験法間の相関

各試験によって求めた弾性係数について、対数値をとり、回帰分析を行った結果を表－4に示す。ここでは、3段階の温度条件をまとめて回帰分析を行っているので相関が大きくなっているが、温度別ではかなりばらつきがある。

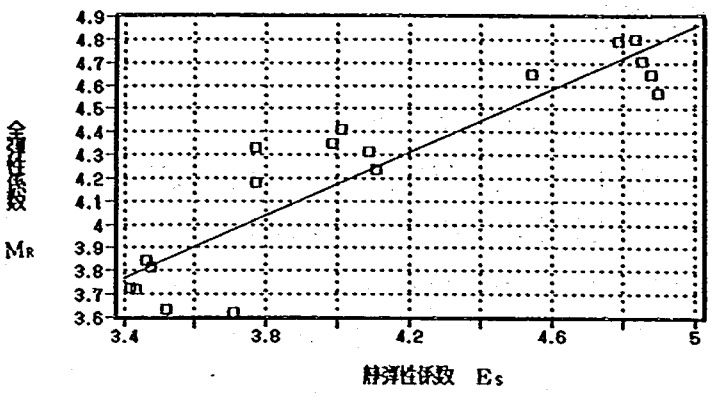
表－4　各弾性係数間の相関（R^2）

	M_R	E_D	E_S	S_{mix}
全弾性係数(M_R)	－	0.88	0.84	0.93
動弾性係数(E_D)	0.88	－	0.97	0.81
静弾性係数(E_S)	0.84	0.97	－	0.78
スティフネス(S_{mix})	0.93	0.81	0.78	－

動弾性係数および静弾性係数と全弾性係数との関係を図－12、図－13に示す。回帰式は式-3、式-4に示すとおりであり、動弾性係数および静弾性係数から全弾性係数を推定することができる。ただし、全弾性係数の実測値は推定値よりも40℃では低めに、25℃では高めになる。



図－12　動弾性係数と全弾性係数（対数値）



図－13　静弾性係数と全弾性係数（対数値）

$$\mathrm{Log}M_R = 0.683 \times \mathrm{Log}E_D + 1.062 \qquad \text{(式-3)}$$

$$\mathrm{Log}M_R = 0.675 \times \mathrm{Log}E_S + 1.486 \qquad \text{(式-4)}$$

6．まとめ

アスファルト混合物の弾性係数を４つの異なる方法で求め、各弾性係数を比較した結果、それぞれの間には高い相関があり、相互に推定可能であることが明らかになった。ただし、これは５～40℃の広い範囲でとらえた場合におよその推定ができるといった程度のものであり、試験結果のばらつきが大きいことを考えるとあまり高い精度を要求することはできない。

繰返し間接引張試験による全弾性係数は、他の試験との相関が高く、絶対値もほぼ中間であるので、妥当な試験であるといえる。

共鳴振動による動弾性係数試験は、ばらつきが小さく試験結果が安定していることが特長である。動弾性係数の絶対値は他の弾性係数よりも大きいが、他の試験との相関が高いことから換算は可能である。

圧縮強度試験による静弾性係数は、試験方法が一般的でわかりやすいことが特長である。ただし、ひずみの測定は難しく試験結果のばらつきが大きくなりやすいので、測定個数を増やすとかひずみの測定方法を改良する等の工夫が必要であると考えらる。

ノモグラフによるスティフネスの推定は、コンピュータ上で計算して求めることができることが特長であるが、ちょっとした条件の違いによる推定結果の変動が大きいので、その取扱いには注意する必要がある。

このように、アスファルト混合物の弾性係数について各種の試験を実施し、試験結果を相互に比較することによって、従来の試験方法の妥当性やより簡易な試験方法の導入可能性を明らかにすることができた。今後は、試験結果のばらつきへの対策や、得られた弾性係数の絶対値の妥当性等についても検討していく必要がある。

[参考文献]
1)①(社)日本道路協会、②③アスファルト舗装要綱、④PP32～33、⑤1992年12月
2)①(社)セメント協会、②③舗装に関するAASHTO指針、④PP429～430、⑤1990年11月
3)①(社)日本道路協会、②③舗装試験法便覧、④PP793～P803、⑤1988年11月
4)①蜂岸順一、他、②アスファルト混合物の一軸圧縮特性、③東京都土木技術研究所年報、④PP91～94、⑤1991年

アスファルト単体とアスファルト混合物の低温性状

Low Temperature Properties of Asphalts and Asphaltic Mixtures

北海道大学　森吉昭博
同　徳光克也

アスファルト単体とアスファルト混合物の低温性状

北海道大学　工学部　森吉　昭博
北海道大学　工学部　徳光　克也

概　要

日本におけるアスファルト舗装では、亀裂や流動が大きな問題となっており、特に寒冷地においては横断亀裂の発生が顕著である。この現象の主な要因として、舗装体が低温状況下におかれることや地域によってはアスファルトの性状が必ずしも適当でないこと等があげられる。しかしながら、これらの亀裂を抑制するためのアスファルトの性状を評価する手法が未だ確立されていないのが現状である。

著者らは、これらを評価できる２つの新しい試験方法を開発した。森吉脆化点試験と改良型フラース脆化点試験と呼称するこれらの試験は、手軽で簡便であり、また再現性も良好である。

本論文は、さまざまな状況下（精製所、貯蔵所、プラント、舗装）にあるアスファルトを採取し、これらの試験を行った結果について述べたものである。また、混合物についても低温領域における熱応力試験により評価を行った。その結果、開発したこれらの試験によって得られたアスファルトの脆化点温度は、混合物の熱応力試験の破壊温度ならびに現場におけるアスファルト舗装の横断亀裂の発生頻度ときわめて高い相関にあることが明らかとなった。

アスファルト単体とアスファルト混合物の低温性状

北海道大学　工学部　森吉　昭博
北海道大学　工学部　徳光　克也

1. 概　要

我が国の北海道のような寒冷地においては、横断亀裂が大きな問題となっている。また、一般地域においても、近年、縦断方向の亀裂がみられるようになってきた。したがって、亀裂現象は単に寒冷地ばかりでなく、各地域に使用されているアスファルトの品質に問題があるといえる[1)2)3)]。しかしながら、現在、アスファルトの規格は針入度、軟化点、粘度等があるものの、これらの現象を評価し得る低温時の試験法が確立されていない。

そこで、著者らは２つの新しい試験法を開発した。サンプルを低温槽に水浸させるというきわめて簡易な方法である森吉脆化点試験（MBP試験）とフラース脆化点試験を改良した試験（MFBP試験）である。これらの試験法については、既発表済みである[4)5)6)]。

本研究は、精油所、貯蔵所、プラント、舗装からさまざまなグレードのアスファルトを採取し、薄膜加熱試験やサンプリングの影響について検討した。また、混合物については、亀裂の発生している現場から切り取り版を採取し熱応力試験を実施するとともに、これらから回収したアスファルトの物性との関連性を検討した。その結果、これらの新たな試験法は横断亀裂現象の評価に有効な結果が得られることが明らかとなった。

2. 試験方法

2.1 森吉脆化点試験（MBP試験）

アスファルト50g(厚さ約3mm)を直径14cm、深さ1cmのステンレス製の2つの容器にそれぞれ採取する。約130℃で加熱した後、へらで攪拌し45℃まで冷却させる。

このうち1試料を1分間低温水槽に水浸させ、アスファルトの表面に熱応力による亀裂が発生したか観察する。亀裂が発生していない場合は、水槽の温度を1～2℃低下させ、再度水浸させる。このような操作をアスファルトの表面に亀裂が発生するまで繰り返す。同様な操作をもう一方の試料についても実施する。両者の亀裂発生時の温度差が3℃以上の場合は、サンプルの作製からやり直す。森吉脆化点温度は、両者の結果のうち高い方の温度と定義する。

2.2 改良型フラース脆化点試験（MFBP試験）

改良型フラース脆化点試験は、特製のステンレス鋼版(41×20×0.1mm)を用い、メタノール水槽中で実施した。その他の試験条件はDIN U 6に準じた。

2.3 混合物の熱応力試験（TF試験）

熱応力試験は、混合物を直方体(25×25×260mm)にカッティングし、両端を鋼材で拘束して実施するものである[7]。本試験におけるメタノール水槽の温度精度は、設定温度の±0.1℃である。混合物の熱応力と温度の関係を図－1に示す。

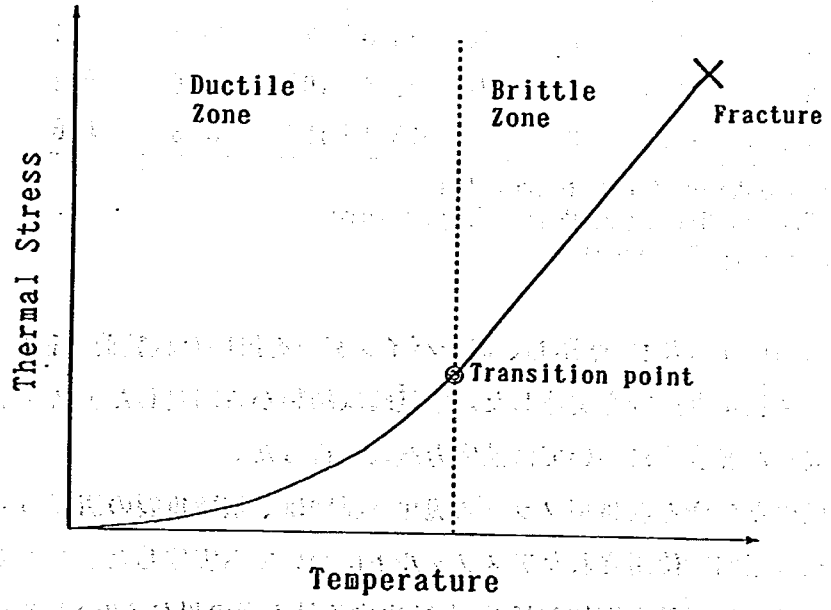


Fig.1 The Concept of Thermal Fracture Test of Mixture

アスファルト混合物が延性領域から脆性領域に移行する温度を転移点温度、また、混合物が破壊した温度を破壊温度と定義する。

熱応力試験は、温度勾配-30℃/h、初期温度10℃で実施した。

3. アスファルトとアスファルト混合物の材料性状

3.1 アスファルト (Pen.30/40 - 200/300)

表－1に本研究で使用した針入度と針入度指数の異なる13種類のアスファルトの物理性状を示す。ここには凍結指数が400-1200℃・日程度の北海道において通常使用されているアスファルト(10, 12, 13)についても示している。

Table-1 The Properties of Asphalts

No	Before TFOT						After TFOT					
	Pen.	Softening Point (℃)	P.I.	MBP*1 (℃)	MFBP*2 (℃)	TF*3 (℃)	Pen.	Softening Point (℃)	P.I.	MBP*1 (℃)	MFBP*2 (℃)	TF*3 (℃)
8	98	52.0	-1.2	-19	-12	-27.9	69	52.0	0.1	-18	-10	-27.4
9	69	52.0	0.1	-18	-10	-27.1						
10	90	47.6	-0.4	-24	-13	-31.0						
11	109	47.5	0.3	-28	-19	-36.9						
12	85	47.5	-0.5	-27	-15	-34.5						
13	90	46.5	-0.6	-24	-15	-32.8						
14	34	54.0	-1.1	-10	-4	-19.0				-9	-3	
15	44	60.5	0.8	-23	-12	-29.0	34	67.0	1.4	-23	-10	
16	60	50.6	-0.6	-21	-10	-27.9	46	55.9	0.0	-21	-10	
17	69	50.5	-0.2	-22	-12	-28.5	40	57.8	0.1	-22	-12	
18	108	44.5	-0.7	-25	-14	-33.0	70	49.8	-0.4	-24	-13	
19	173	37.5	-0.4	-30	-21	-39.4	109	47.6	0.3	-28	-19	-36.9
20	235	47.5	-0.4	-32	-21	-38.4	162	43.8	0.6	-31	-22	

*1: Moriyoshi Breaking Point Temperature
*2: Modified Fraass Breaking Point Temperature
*3: Thermal Fracture Temperature

薄膜加熱試験はASTM D 1754に準拠し、同一バインダーを用いた試験前・後において森吉脆化点試験と改良型フラース脆化点試験を実施した。本試験は舗装から回収したアスファルトについても実施し、また、採取した混合物については熱応力試験も行った。

さらに、森吉脆化点試験と改良型フラース脆化点試験は、横断亀裂の調査対象箇所として選定した滝川での試験舗装区間で使用されたアスファルトについても実施した。ここでは、タイプA（針入度80/100）とタイプB（針入度120/150）と呼称する針入度の異なる2つのアスファルトを使用している。精油所における両者のアスファルトの性状を表－2に示す[8]。タイプBについては、薄膜加熱試験後での森吉脆化点試験ならびに改良型フラース脆化点試験を実施した。タイプBはこの試験舗装用として特注し、3,000t製造したものである。

貯蔵所におけるアスファルトは1,000tごとに、プラントでのアスファルトは、300tごとにそれぞれアスファルトタンクの上部から採取した。アスファルトの回収は、表層、基層、アスファルト安定処理層の3層からアブソン法によって抽出した。ここでの調査における薄膜加熱試験は、プラントから採取したアスファルトについて実施している。精油所、貯蔵所、プラント、さらに回収した一連のアスファルトは、それぞれ同一タイプのものである。精油所におけるタイプBのサンプルは、1,000tごとにアスファルトタンクの底部から採取した。

Table-2 The Properties of Asphalts at Refinery

Items	Asphalt A 1988. 7.10	Asphalt B 1989. 6. 1
Before Thin Film Oven Test		
Pen. (25℃, 100g, 5sec)	92	140
Softening Point (℃)	46.0	43.0
Penetration Index	-0.7	-0.3
Ductility (15℃)	100+	100+
Specific Gravity	1.032	1.021
After Thin Film Oven Test		
Penetration Ratio (%)	69.8	
MBP Temperature (℃)		-23
MFBP Temperature (℃)		-15

以上のように、森吉脆化点試験と改良型フラース脆化点試験は主に以下の条件で採取したアスファルトについて実施している。

1番目の調査は、網走において製造メーカーの異なる3つのプラントからアスファルトを採取し、日変化をみた。2番目の調査は、各地の11箇所の精油所から採取したアスファルトについて実施した。3番目は、留辺蘂(2区間)と足寄(2区間)の舗装区間、さらに1972年に建設された札幌の高速道路における4つの舗装区間から回収したアスファルトについて実施している。これらの現場から切り取った混合物の粒度を表－3に示す。

Table-3 Composition of Mixtures

Sieve Opening (mm)	Asphalt Concrete Type 1 (%)	Asphalt Concrete Type 2 (%)	Asphalt Concrete Type 3 (%)	Asphalt Concrete Type 4 (%)	Asphalt Concrete Type 5 (%)	Asphalt Concrete Type 6 (%)	Asphalt Concrete Type 7 (%)
13	100	100	100	97	99	100	100
10	88			90	90	89	91
5	67	83	86	70	64	58	65
2.5	49	75	75	52	48	50	50
1.2	34						
0.6	29	73	68	37	40	38	35
0.3	18	57	52	22	27	30	24
0.15	9	18	18	10	9	10	11
0.074	7	14	14	7	8	8	7
Binder Content (%)	5.8	8.5	8.5	6.2	6.4	6.5	7.2

タイプ2～タイプ3は道道の留辺蘂、タイプ4～タイプ7は札幌の高速道路における粒度である。これらの舗装区間は、それぞれ舗装構造、舗装厚等は同一であるものの、他の地区に比べ多数の横断亀裂が発生しており、アスファルトの品質(Pen.80/100)が影響しているものと思われる。

3.2 アスファルト混合物

表－3に示した粒度の混合物を用いて熱応力試験を実施した。本表には前述した現場からの切り取り版の粒度も示している。供試体は直方体(25×25×260㎜)にカッティングし、試験に供した。

室内における供試体(粒度は表-3のタイプ1)の作製は、アスファルトの粘度が2ポアズとなるまでアスファルトと骨材を加熱し、3分間混合後、モールドに詰める。その後、アスファルトが30ポアズになるまで放置し、ローラコンパクター(線圧16kgf/㎝)により締固めを行う。最後に、ホイールトラッキング試験機(荷重55.1kgf，45℃，トラバース速度30㎝/6分，42パス/分)を用い、ニーディングを実施する。

4. 森吉脆化点試験と改良型フラース脆化点試験の妥当性

4.1 再現性

4.1.1 森吉脆化点試験

森吉脆化点試験の冷却温度ピッチを標準温度とした1℃と0.2℃で実施した。標準温度の1℃ピッチでは、10個の供試体(バインダータイプNo10)のうち5個が-24℃、他の5個が-25℃であった。0.2℃ピッチで実施した6個の供試体の試験結果は表－4のとおりである。

Table-4 The Results of MBP Test at 0.2℃ Temperature Step

No. of Vessel	1	2	3	4	5	6
MBP Temperature (℃)	-24.8	-24.8	-25.4	-25.4	-25.2	-25.6
Type of Cracking Pattern	1	1	1	1	1	1

本表から森吉脆化点温度のバラツキは、±0.4℃であり、範囲は0.8℃であった。したがって、標準温度ピッチの1℃は、妥当な値といえよう。

4.1.2 改良型フラース脆化点試験

9個の同一タイプの供試体を用いて改良型フラース脆化点試験を実施した結果、1サンプルが-13℃、7サンプルが-14℃、1サンプルが-15℃を示し、バラツキは±1℃であった。

4.2 森吉脆化点試験の亀裂パターン

森吉脆化点試験における亀裂パターンは、図－2に示すとおりである。

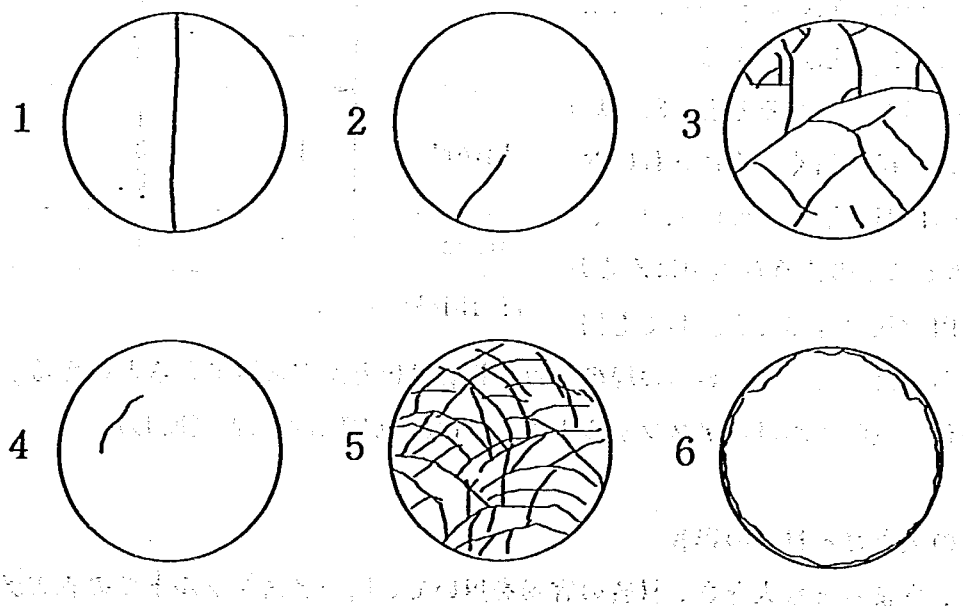


Fig-2 Cracking Patterns in MBP Test

6個のタイプに分類でき、パターン1は容器の端から端へ連続的に発生した1本の亀裂である。パターン2は、容器の端から途中で途切れた1本の亀裂である。パターン3は、容器全体にさまざまな亀裂が発生したケースである。パターン4は容器の内部に亀裂が発生したものであり、パターン5は細かいネット状に亀裂がみられるもの、また、パターン6は容器の縁に沿って同心円状に亀裂が発生したものである。

4.3 森吉脆化点試験におけるアスファルトの厚さの影響

表－5は、森吉脆化点試験におけるアスファルトの厚さの影響を示したものである。ステンレス容器を用いた森吉脆化点温度は、アスファルトの厚さが1㎜と3㎜の場合に比べ、6㎜の厚さのものは1～2℃高い。これは供試体が厚くなるにしたがい、熱の伝わりやすさが低下し、供試体内の温度が不均一になるためである。また、厚さ6㎜の供試体では、亀裂が目視観察によって確認される前に亀裂の発生音を聞き取ることができるが、1℃ピッチで水槽を冷却させる段階で、この亀裂を目視で確認することは十分可能である。

Table-5 The Results of MBP Test
(Variable; Material, Size of Vessel and Thickness of Asphalt)

Material of Vessel	Inner Diameter (cm)	Thickness of Asphalt (㎜)	MBP Temperature (℃)
Stainless	14	0.5	-26
		1	-27
		3	-26
		6	-28
	10	1	-28
		3	-28
		6	-29
Ditto Disc	14	1	-27
Aluminum	14	1	-28
		3	-28
		6	-30
	12	1	-28
		3	-28
		6	-34
Invar*	14	1	-29
		3	-29
		6	-29
Brass	10	1	-24

*: Thickness 3㎜

森吉脆化点温度が比較的高い供試体では、亀裂の両サイドが隆起する現象がみられた。また、厚さ1㎜以下の供試体では、亀裂の幅がきわめて狭いことから目視観察の評価としては不適といえる。

一方、亀裂パターンをみると、3㎜厚のものは容器の直径を描くようにきれいな亀裂を示すのに対し、厚さ0.5㎜、1㎜、6㎜の供試体ではこのような亀裂はみられなかった。円盤状の容器で実施しても同様な結果であったことから、容器の縁の拘束の影響はほとんど無視できるといえる。以上のことから、森吉脆化点試験におけるアスファルトの厚さは3㎜が最も適当と判断した。

4.4 容器の大きさと材質の影響

表－5は、さまざまな大きさ、材質の容器を用いて、同一アスファルトでの森吉脆化点試験を行った結果である[9]。容器の材質の影響は顕著に現れ、ステンレス製の容器(直径14cm)を使用した森

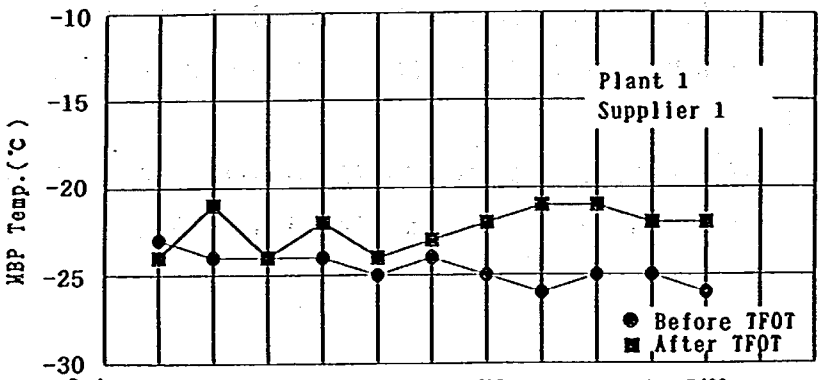
吉脆化点温度は他より若干高く、インバール製の容器を使用した場合は、低い温度を示した。また、ステンレス製の容器を使用した場合、大きい容器の方が小さい容器より森吉脆化点温度が若干高い値であった。これは、表面積の大きいものほど亀裂が生じやすいと考えられる。また、インバール製の容器の場合は、熱容量が小さいのに加え他の容器より厚さが厚かったためと思われる。アルミニウム製の容器を使用した場合は、容器自体の剛性の影響が現れ、森吉脆化点温度が低い傾向を示した。また、亀裂パターンは、初期の段階で容器の縁に沿り同心円状(パターン6)に微細な亀裂が発生した。ステンレス製の容器を使用した亀裂パターンは、容器の中央に集中し、縁のない円盤状の容器では、亀裂パターン4や5を示した。

以上述べたように、森吉脆化点試験は、容器の材質や直径、ならびにアスファルトが接触する容器表面の粗面性状に大きく影響されることからこれらを標準化する必要がある。

5. 結 果

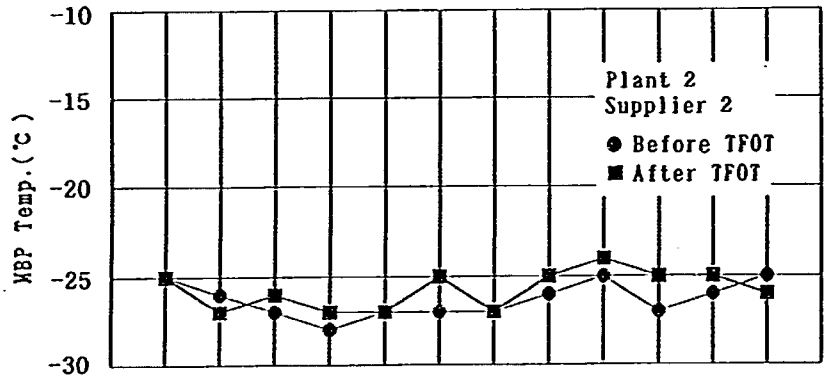
5.1 プラントでの森吉脆化点温度の変化

図－３～５は、3つの製造メーカーの薄膜加熱試験後における森吉脆化点温度と亀裂パターンを示したものである。



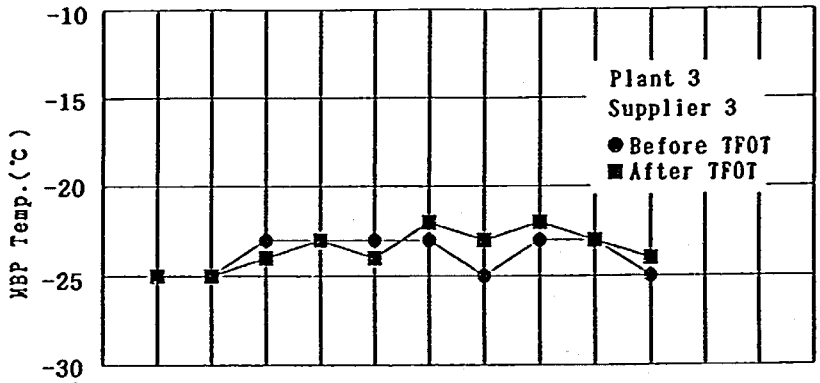
Date	6/25	6/29	7/1	7/3	7/6	7/9	7/12	7/15	7/18	7/21	7/28	
cracking	2	4	1	1	3	1	2	2	2	1	2	Before TFOT
pattern	1,3	2	1	1	2	2	2	1	2	2	2,6	After TFOT

Fig-3 Scatter in MBP Temp. at Plant 1



Date	7/2	7/6	7/8	7/9	7/11	7/13	7/16	7/18	7/22	7/24	7/27	7/29	
cracking	2	4	2	2	2	2	2	2	2	3	1	1	Before TFOT
pattern	3	1	1	1	2	1	1	1	1	2	1	2	After TFOT

Fig-4 Scatter in MBP Temp. at Plant 2



Date	6/23	6/26	6/29	7/2	7/6	7/8	7/11	7/14	7/17	7/20	
cracking	1	1	1	1	1	1	1	1	2	1	Before TFOT
pattern	1	3	1	1	1	1	1	1	1	1	After TFOT

Fig-5 Scatter in MBP Temp. at Plant 3

試験は、オリジナルのアスファルト、すなわち精油所から直接採取したものについても実施した。森吉脆化点温度のバラツキ(オリジナルアスファルトと薄膜加熱試験後のアスファルト)は、サンプリング日時の差により0～3℃であった。薄膜加熱試験後の森吉脆化点温度は、オリジナルのアスファルトよりも若干高い傾向を示している。なお、本試験での2つの容器の森吉脆化点温度の差は、いずれのアスファルトにおいても3℃未満であったことを付記する。

5.2　さまざまな場所における森吉脆化点温度の変化

表－6は、滝川での高速道路に使用された2種類のアスファルトを異なる場所から採取した時の森吉脆化点温度である。

Table-6　The Results of MBP Test at Takikawa

Sites	MBP Temperature (℃)	Difference (Max-Min) (℃)	Standerd Deviation (℃)	Average (℃)	Numbers of Sample
Asphalt A(80/100)					
Depot	-29～-27	2	0.8	-28.5	4
Plant	-27～-24	3	1.1	-25.4	9
Recovery	-25～-22	3	1.3	-23.4	9
After TFOT	-26～-21	5	1.6	-22.9	9
Asphalt B(120/150)					
Refinery	-30～-28	2	1.3	-28.5	4
Depot	-32	0	0.0	-32.0	4
Plant	-29～-27	2	0.7	-27.6	9
Recovery	-28～-25	3	0.9	-27.0	8
After TFOT	-28～-25	3	1.1	-26.6	7

タイプAアスファルトはタイプBアスファルトより森吉脆化点温度の変化が大きいものの、両者の標準偏差はいずれも約1℃程度であった。また、両者の森吉脆化点温度は、タイプBアスファルトの精油所の結果を除き、貯蔵所からプラント、プラントと回収後で高くなる傾向がみられた。プラントと回収アスファルトの1次回帰による相関係数は、タイプAアスファルトで0.7、タイプBアスファルトで0.9である。したがって、プラントと回収アスファルトの森吉脆化点温度は、サンプリングによって若干異なることがわかる。なお、貯蔵所での森吉脆化点温度は、ほとんど一定値を示している。薄膜加熱試験後とプラントでの森吉脆化点温度の一次回帰における相関係数は、タイプAで0.6、タイプBで0.7であった。

表－7は、精油所から貯蔵所、貯蔵所からプラント、プラントから回収後の2つのアスファルトの物性の変化を示したものである。これらの数値は平均値であり、森吉脆化点温度の負の値は温度が低下することを意味している。なお、数値は供試体数を示している。タイプBアスファルトでは、貯蔵所のタンクが満載時の約70%使用された状態でのサンプリングも行った。その結果、森吉脆化点温度は-28℃を示し、満載時の状態より4℃高い結果を示した。本調査の期間中、他のアスファルトが混入されたということは考えられない。これまでの研究成果から、アスファルトの採取時に撹拌

の影響が現れることが確認されている。すなわち、撹拌しないでタンクの上部から採取したアスファルトの森吉脆化点温度は、撹拌した場合のそれより2～3℃高くなる傾向がある。また、常温時におけるアスファルトの模様も異なっている。このような現象は、アスファルトが静置状態にある時にアスファルト中の低比重のワックスが影響を与えていると思われる。

Table-7 The Changes of Asphalts Properties

From Site To Site	Asphalt A (80/100)	Asphalt B (120/150)
Refinery-Depot		
MBP Temperature(℃)		-3.0 (3)
Penetration Ratio(%)		97 (2)
Softening Point(℃)		1.0 (2)
Depot-Plant		
MBP Temperature(℃)	2.0 (4)	4.8 (4)
Penetration Ratio(%)	98 (4)	87 (4)
Softening Point(℃)	0.7 (4)	1.5 (4)
Plant-Recovery		
MBP Temperature(℃)	1.8 (9)	0.5 (8)
Penetration Ratio(%)	57 (9)	68 (8)
Softening Point(℃)	7.7 (9)	3.4 (8)

Numbers in parentheses are numbers of samples

5.3 アスファルトの亀裂パターン

図－3～5をみると、薄膜加熱試験前におけるプラント2と3の亀裂パターンは、それぞれ大部分がパターン2と1を示していることから、同じグレードのアスファルトであっても製造メーカーによって亀裂パターンは異なることがわかる。また、プラント1では約半数がパターン1、もう半数がパターン2を示している。薄膜加熱試験の影響をみると、プラント2では半数が亀裂パターン2から1に移行しているのに対し、プラント3では薄膜加熱試験後も変化はみられない。したがって、プラント3のアスファルトは、薄膜加熱試験によっても物性的な変化はないと思われる。このような亀裂パターンならびに亀裂パターンの変化が意味するものは明らかではないが、プラント1に比べプラント3のアスファルトはより安定しているということがいえよう。

図－6は、11箇所の精油所のオリジナルアスファルトとこれらの薄膜加熱試験後の亀裂パターンを示したものである。

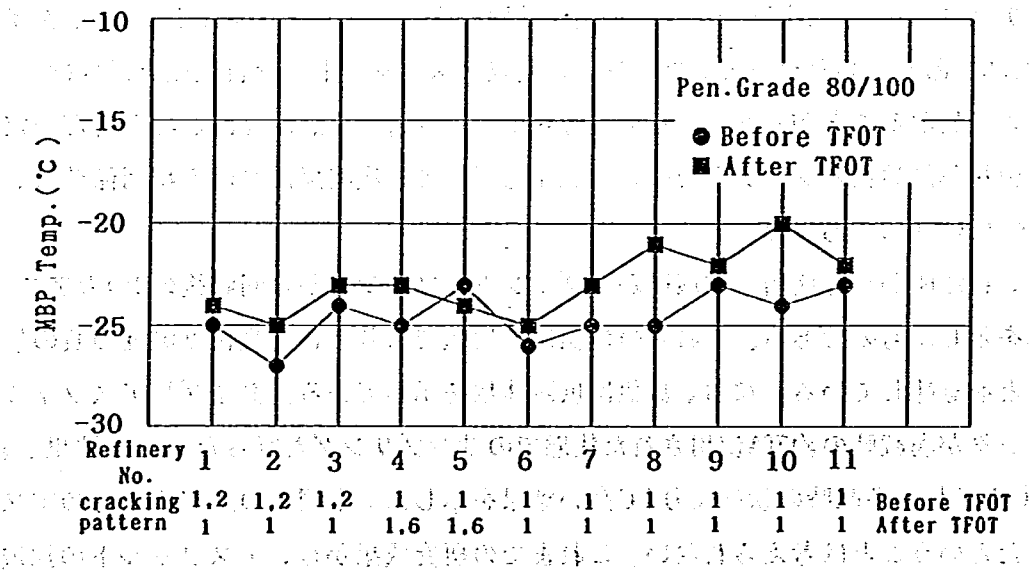


Fig-6 Scatter in MBP Temp. at Refinery

亀裂パターンは、ほとんどがパターン1であり、また、オリジナルアスファルトの森吉脆化点温度は、薄膜加熱試験後のそれより若干低い傾向を示した。

5.4 針入度の異なるアスファルトの混合

針入度の異なるアスファルトを混合した森吉脆化点温度と亀裂パターンを表－8に示す。

Table-8 MBP Temperature of Mixed Asphalts

80/100:180/200	100:0	60:40	50:50	40:60	0:100
MBP Temperature (℃)	-24	-30	-30	-30	-32
Pattern of Cracks	1	2	2	2	1

これらは、120℃で12時間混合を行った。80/100のアスファルトの森吉脆化点温度は-24℃、180/200では-32℃であった。両者を50:50に混合したものはこれらの平均値を示すのではなく、180/200のものより2℃高い値であった。2つのアスファルトの亀裂パターンは、両者ともパターン1であったが、混合したものはパターン2であった。表－9は、同一精油所における軟、中、硬のグレードのアスファルトを用いた森吉脆化点試験の結果である。100/150の亀裂パターンは、80/100と150/200の両者の亀裂パターンを示した。したがって、亀裂パターンが2を示すものは、アスファルトのコロイド構造が不均一であり、混合状態が適正でないことを示唆しているといえよう。

Table-9 MBP Temperature of Different Asphalt Grade

Penetration Grade	80/100	100/150	150/200
MBP Temperature (℃)	-25	-28	-28
Pattern of Cracks	1	1,2	2

5.5 各種の試験の関連性

図－7は、北海道において亀裂の発生が著しい箇所の試験結果を示したものである。これらは、国道242号線の足寄地区と道道の留辺蘂地区に位置し、それぞれセクションAとセクションBと呼称する。セクションAの2区間は隣接しており、使用アスファルト(80/100)、舗装構造、バインダー量(7.0%)、舗装厚はすべて同一である。国道242号線のこの区間では横断亀裂の発生が多いが、これは改良型フラース脆化点温度が比較的高いことからもわかる。セクションBにおける2つの区間は約200m離れている。セクションAと同様、両区間の舗装条件(バインダー量は8.5%)は同一である。セクションBにおける2区間の差は、一方が常に強風にさらされており冷却しやすいことから、中程度の亀裂が発生したと思われる。もう一方の区間では、軽度の亀裂が発生している。

図－7は、上記の両セクションから切り出した混合物の熱応力破壊温度と改良型フラース脆化点温度の関係を示したものである。両者にはきわめて高い相関のあることがわかる。したがって、これらの試験は、アスファルト舗装における低温時の収縮クラックを評価できる有効な方法といえる。

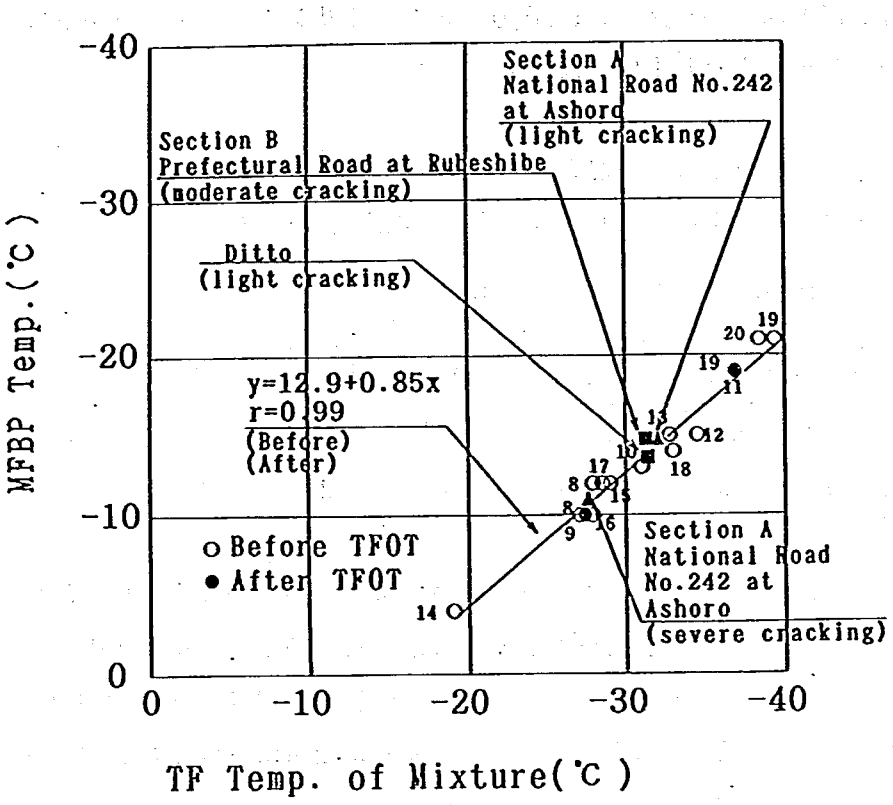


Fig-7 Relation between MFBP Temp. and TF Temp.

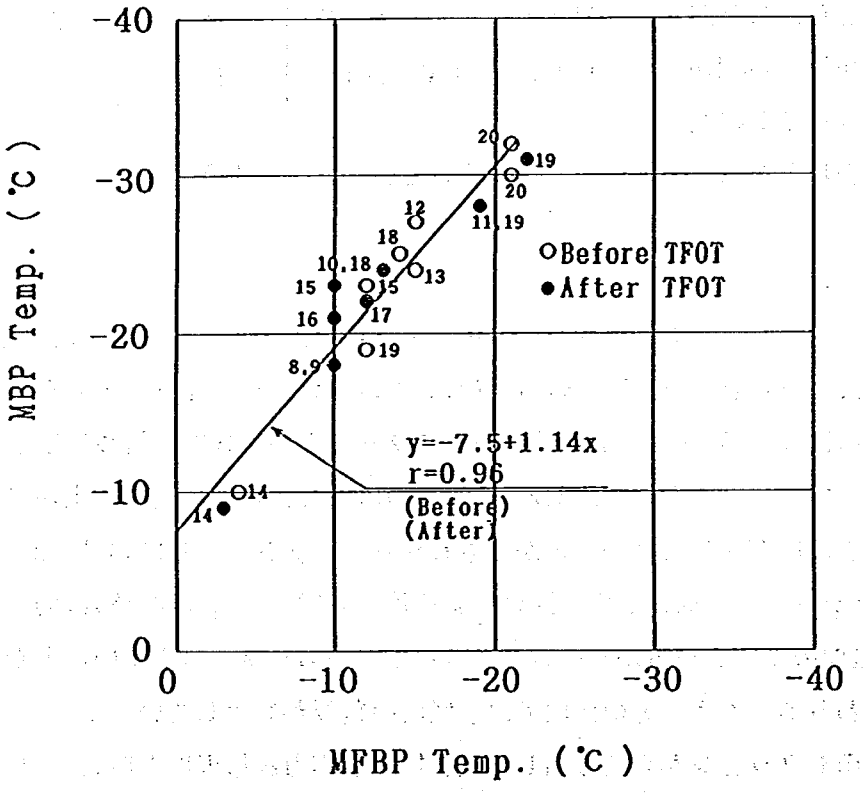


Fig-8 Relation between MBP Temp. and MFBP Temp.

改良型フラース脆化点温度と森吉脆化点温度の関係を図－８に示す。本図において黒丸は薄膜加熱試験後のアスファルトを、白丸はオリジナルアスファルトの結果を示している。各種のアスファルトにおいて両者には高い相関のあることがわかる。

表－１０は、札幌における高速道路(4地区)の表層から採取した混合物の熱応力破壊温度と回収アスファルトの森吉脆化点温度を示したものである。

Table-10 Relation between Cracking Frequency and Properties of Asphalts and Asphaltic Mixtures on Freeway in Sapporo (Y=a+bX)

No.	Section	Length (km)	Crack*1 (/km·year)	Lowest Temp. (℃)	Freezing Index (℃·Day)	Hours*2	Thermal Fracture Temp. (℃)	Transition Point Temp. (℃)	MBP Temp. (℃)
4	Izumisawa	6.9	0.23	-25	677	88	-27.9	-17.7	-22
5	Uenae	5.2	5.76	-28	659	417	-24.1	-12.3	-16
6	Takaoka	7.9	3.14	-22	509	58	-31.1	-17.1	-25
7	Itoi	9.5	0.32	-20	369	21	-29.9	-17.3	-22
r: Coefficient of Correlation				-0.65	0.38	0.85	0.60	0.91	0.73
a				-9.32	-1.52	0.57	16.9	16.9	20.8
b				-0.49	0.01	0.01	0.51	0.9	0.87

*1: Cracks which were longer than 2 m in 1985-1986 (/km·year)

*2: The total hours of ambient temperature lower than the transition point temperatures for the asphaltic mixtures were calculated for the period from November 1986 to March 1987.

表中の「時間」は、1986年の11月から1987年の3月の期間において混合物の転移点温度よりも低い外気温の総計を求めたものである。また、毎km毎年における平均亀裂は、2m以上の亀裂について計算している。一次回帰での分析の結果、「時間」にきわめて高い相関がみられた。

図－９は、高速道路と道道、ならびに室内で検討したサンプルの熱応力破壊温度とアスファルトの森吉脆化点温度の関係を示している。これらの結果から、両者には高い相関のあることが確認できる。

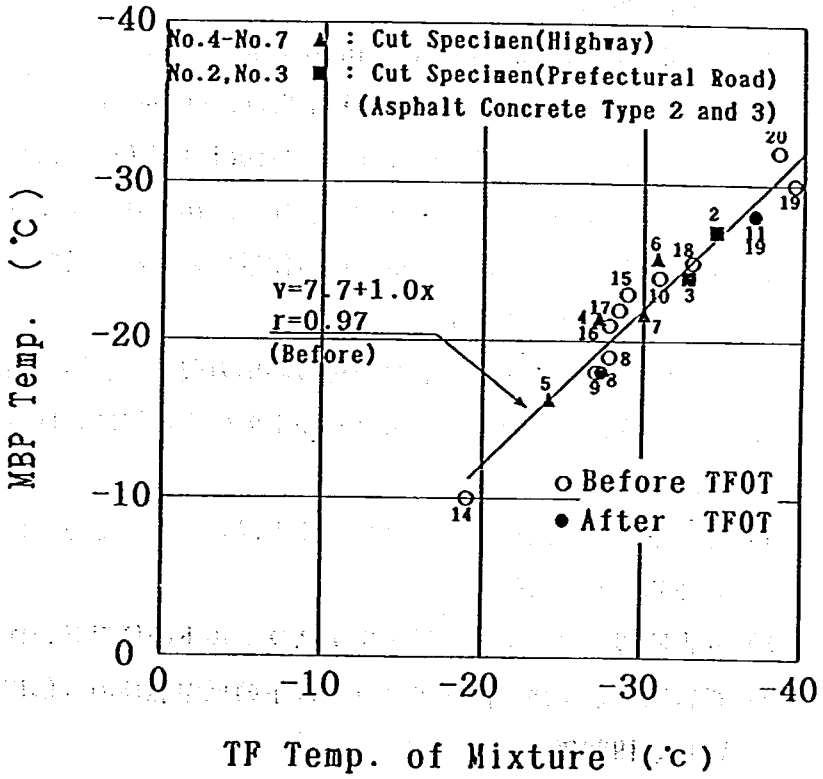


Fig-9 Relation between MBP Temp. and TF Temp.

6. 結　論

本研究で明らかになった事項を以下に列記する。

1)森吉脆化点温度と改良型フラース脆化点温度は、アスファルトの低温性状を評価できる簡便な方法である。

2)森吉脆化点温度と改良型フラース脆化点温度は、アスファルトの品質、採取日、製造メーカーや製造場所、その他の因子に影響される。

3)混合物の熱応力破壊温度は、アスファルトの森吉脆化点温度ならびに改良型フラース脆化点温度ときわめて高い相関がある。

4)森吉脆化点温度と改良型フラース脆化点温度は、アスファルト舗装の低温亀裂を予測する有効な因子である。

謝　辞

本研究は、日本道路公団、北海道開発局、北海道庁の協力のもとで実施された。ここに、感謝の意を表したい。

参考文献

1) Monismith, C.L., Secor, G.A., K.E., Proc. Assoc. of Asphalt Paving Technologists, 34, Feb., 1965.

2) Canadian Good Roads Association Ad Hoc Committee on Low Temperature Behavior of Flexible Pavement, Convention Proc, Canadian Good Roads Association, 1970

3) Symposium on Non-Traffic Road Associated Cracking of Asphalt Pavements, Proc. the Association of Asphalt Paving Technologists, 35, 1966.

4) 森吉昭博、高橋将、張肖寧「低温領域におけるアスファルトの亀裂試験法」石油学会誌、Vol.30、No.4、1987年

5) 森吉昭博「アスファルト混合物の熱応力破壊」石油学会誌、Vol.31、No.2、1988年

6) 森吉昭博、川村和将「アスファルトの低温領域における破壊ひずみ」石油学会誌、Vol.35、No.4、1992年

7) 森吉昭博、藤原正浩「アスファルト混合物の熱応力挙動に関する研究」土木学会論文集、No.396、V-9、1988年

8) 森吉昭博、後藤英一「舗装用アスファルトの低温ぜい性」石油学会誌、Vol.35、No.2、1988年

9) 森吉昭博、藤原正浩「アスファルトの低温脆性の評価に関する研究」土木学会論文集、No.408、V-11、1989年

低温クラック抑制を考慮した舗装材料

A Paving Material Intended to Prevent Low Temperature Cracking

北海道開発局帯広開発建設部　水島達朗
世紀東急工業(株)　稲垣竜興
日瀝化学工業(株)　羽入昭吉

低温クラック抑制を考慮した舗装材料

北海道開発局　水島　達朗
世紀東急工業（株）　稲垣　竜興
日瀝化学工業（株）　羽入　昭吉

概　要

日本列島は南北に長く、北緯45°30′から24°の間にある。また、気候は一般的に温暖であるが、北部に位置する北海道は寒冷地域に属する。

北海道内陸部の旭川、北見および帯広等の地方においては、温度応力に起因するクラック（以下、低温クラック）が発生し、舗装体の耐久性を低下させる原因のひとつとなっている。

本報告は、低温クラック抑制を目的としたバインダーを試作開発し、その室内性状試験並びに、現場に適用した結果について述べるものである。

当現場は橋梁部とその取付の盛り土部からなる。ここの環境条件は苛酷であり、夏は暑く冬は極寒となり、夏季と冬季の気温差が50～60℃程度となる。また、当地方では低温クラックが多発しており、この種のクラック抑制に有効な舗装材料が強く求められていた。

試作バインダーは、低温時の応力緩和特性を改善し、かつバインダーの劣化抑制および高温時の耐流動性にも配慮したものである。

施工は1992年11月に行われ１冬が経過したが、当現場は温度応力に起因すると思われるクラックの発生は認められず、良好な状態にある。現在その供用性調査と併せて、舗装の温度変化の実態調査を行っている。

低温クラック抑制を考慮した舗装材料

北海道開発局　水島　達朗
世紀東急工業（株）　稲垣　竜興
日瀝化学工業（株）　羽入　昭吉

1．はじめに

日本列島は南北に長く、一般的には温暖な気候である。北海道はこの中にあって北緯42～46度に位置し、積雪寒冷地域に属する。北海道の内陸部の地域においては、温度応力に起因するクラック（以下低温クラック）が発生し、これが舗装の耐久性を低下させる原因の一つとなっている。このため、この種のクラック抑制に有効な舗装材料が強く求められている。

低温クラックは気温の低下に伴い、アスファルト混合物層の温度が低下することにより、アスファルト混合物層に温度変化による内部応力が生じ、これがある限界（例えば応力緩和限界等）を越えた時に発生すると考えられている。

本文は、低温時の応力緩和特性を改善し、かつバインダーの劣化抑制および高温時の耐流動性にも考慮したバインダーを試作開発し、その室内試験結果並びに現場に適用した結果について述べるものである。

2．低温クラックの発生状況とその要因

2.1 北海道における発生状況

低温クラックの発生に関する特徴として、以下のことが報告[1)]されている。

① 道路の横断方向に直線的に発生する。

② 寒冷地でアスファルト舗装用混合物の層の厚さが薄く、交通量の少ない道路に多く発生する。

③ アスファルトおよび骨材の性状や、混合物の配合と関係があり、吸水量の多い骨材や硬いアスファルトを使用した場合、アスファルト量の多い配合にした場合に発生しやすい。

④ 路床の土質や路盤材料と関係があり、粘性土系のものより、むしろ岩や砂質系のものに多い。

⑤ 舗装用混合物の伸縮は、路盤との摩擦の大小の影響を受ける。

⑥ 舗装の端部にある区画線ペイントや雨水升の角等からクラックが発生して車線中央へ進み、経過年数とともにクラックの数が増え、その幅も拡大する。

2.2 発生要因

この種のひびわれの発生要因には以下のことが考えられる。

2.2.1 気象条件

気象条件としては一般的に次のように言われている。すなわち、最低気温が−20℃以下の地域に多発し[2]、最大凍結指数が約1,000℃·days以上の地域に多発している[3]。また、新設の舗装でも厳寒期の最低気温が−32℃以下、下降温度勾配−2.5℃／hより大きい場合にも発生するおそれがある[4]。また、発生時期は、10から12月にかけて最も多い。

これらのことから、気象条件の主な要因は次の５つといえる。

① 最低気温、② 日最大温度差、③ 温度勾配、④ ①〜③の応力緩和限界に達する累積日数または頻度、⑤ ①〜④と混合物内部の温度状態

2.2.2 アスファルトの性状

日本道路公団では低温クラック対策として、各種の調査結果からアスファルトをはじめとした規格を提案している[5]。それによると、針入度は大きいほど発生しにくいが、夏期の流動抵抗性を確保するために、軟化点は40℃以上が望ましい[6]。脆化点は西欧での規格値を参考にすると-10℃以下が望ましい[6]。さらに、針入度指数は小さいとクラックが多いという事例から、-0.7以下が望ましいとしている[6]。

また、一定温度勾配下の応力と温度の関係は、温度勾配が変わっても図-1に示すように同一曲線になるとの研究報告[7][8]もある。このデータによれば、低温クラックを抑制するためには応力緩和限界温度と現場の温度条件との関係に着目することが重要であるとも考えられる。

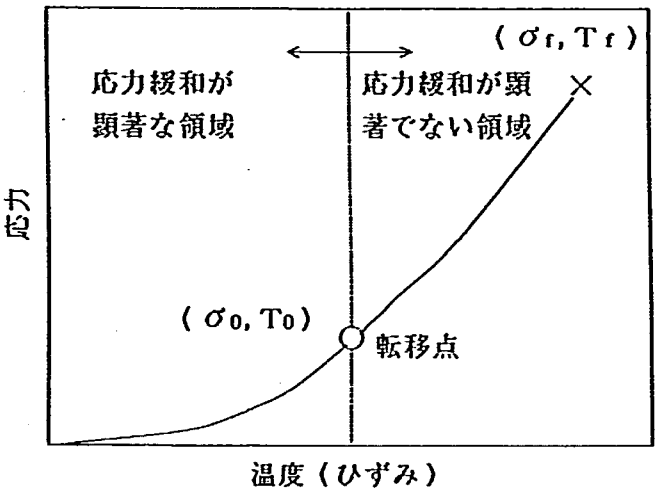


図-1 温度·応力曲線

これらのことから要因としては次の項目が考えられる。

① 針入度、② 脆化点、③ 応力緩和性状、④ 針入度指数、⑤ 膨張係数、⑥ スティフネス

2.2.3 混合物の性状

骨材の品質として特に吸水率はクラックに大きな影響を及ぼしている傾向がある[9]。北海道開発局では、低温クラック対策として2%以下が望ましいとしている[1]。また、アスファルト量はあまり多くない方がよく、特にF/Aは1.3以下が望ましいとする報告もある[6]。

2.2.4 その他

凍結指数はあまり大きな影響はないという報告もあるが、最低気温および温度勾配の両要因は寄与率が高いことから、凍結指数も今後の検討課題と考えられる。

施工場所は舗装体の温度に影響することから、要因として検討する必要がある。また、混合物の厚さは厚い方がよいようであるが、その厚さについては明確にされていない。調査報告によれば、15cm以下の交通量

の少ない箇所に多く見られるようである[1)]。

3．低温クラックの抑制対策

前章で述べた発生要因を考慮すると、この種のひびわれ抑制対策は、使用するアスファルト、骨材、混合物等の性状改善、加えて舗装構造、施工方法等の面から総合的に対策を講じる必要があると考えられる。

筆者らは、これらの対策の内、アスファルトおよび混合物の性状を改善することから検討を試みることとした。

3.1 検討フロー

本研究の基本的な検討フローは図-2に示すとおりであり、その内容は次のとおりである。

① 実態調査･把握

文献調査および現場の実態調査結果等から低温クラックの発生状況の実態と原因を把握し、対策について検討する。

②,③ バインダーおよび混合物に要求される性状の検討

低温クラック抑制に有効と考えられるバインダーおよび混合物性状について検討し、目標値を設定する。

④ 試作品の開発

設定した目標値に沿って、バインダーおよび混合物の試作を行い、低温クラックの評価に有効と考えられる特性値を把握する。なお、材料特性としては、要因の頁で挙げた項目を参考に室内試験を行う。

⑤,⑥ 試験舗装および供用性調査

試作品を使用して試験舗装を行い、追跡調査により供用性を把握するとともに、現場で温度測定を継続的に行い、温度条件の実態を把握する。また、現場からの試料採取を経時的に行い、回収アスファルトおよび混合物の性状を調査し、供用性状との関係を把握する。

⑦,⑧ 解析，低温クラック対策の妥当性の検討

現場の温度変動の実態と室内試験で求めた材料特性および供用性との関係を分析し、低温クラック対策としての妥当性について評価する。

妥当な結果が得られない場合は、目標値設定を再度行い２次試作品の開発を行う。

⑨,⑩ 寒冷地舗装としての適用性の検討

耐流動性および耐摩耗性等の性状を把握し、寒冷地にいて必要な混合物の一般的性状を具備しているか検討する。満足が得られない場合は試作品を改良する。

⑪ 材料性状の目標値および基準値の提案

試験舗装等を通じて、寒冷地域の舗装として許容される場合は、得られた値等を目標値または基準値として設定する。

⑫ 実施工，追跡調査

実施工を行い、追跡調査を開始する。

⑬,⑭ バインダ,混合物の改良

実施工の追跡調査結果により、必要に応じてバインダおよび混合物の改良を行う。

なお、本文は図-1に示した全体フローの中で、材料の第１次試作を試み、現場へ適用したところまで報告するものであり、主として①～⑨までを行ったものである。十分な追跡調査データは未だ得られておらず、今後、調査を継続しそのデータを基に解析等を行っていく予定である。

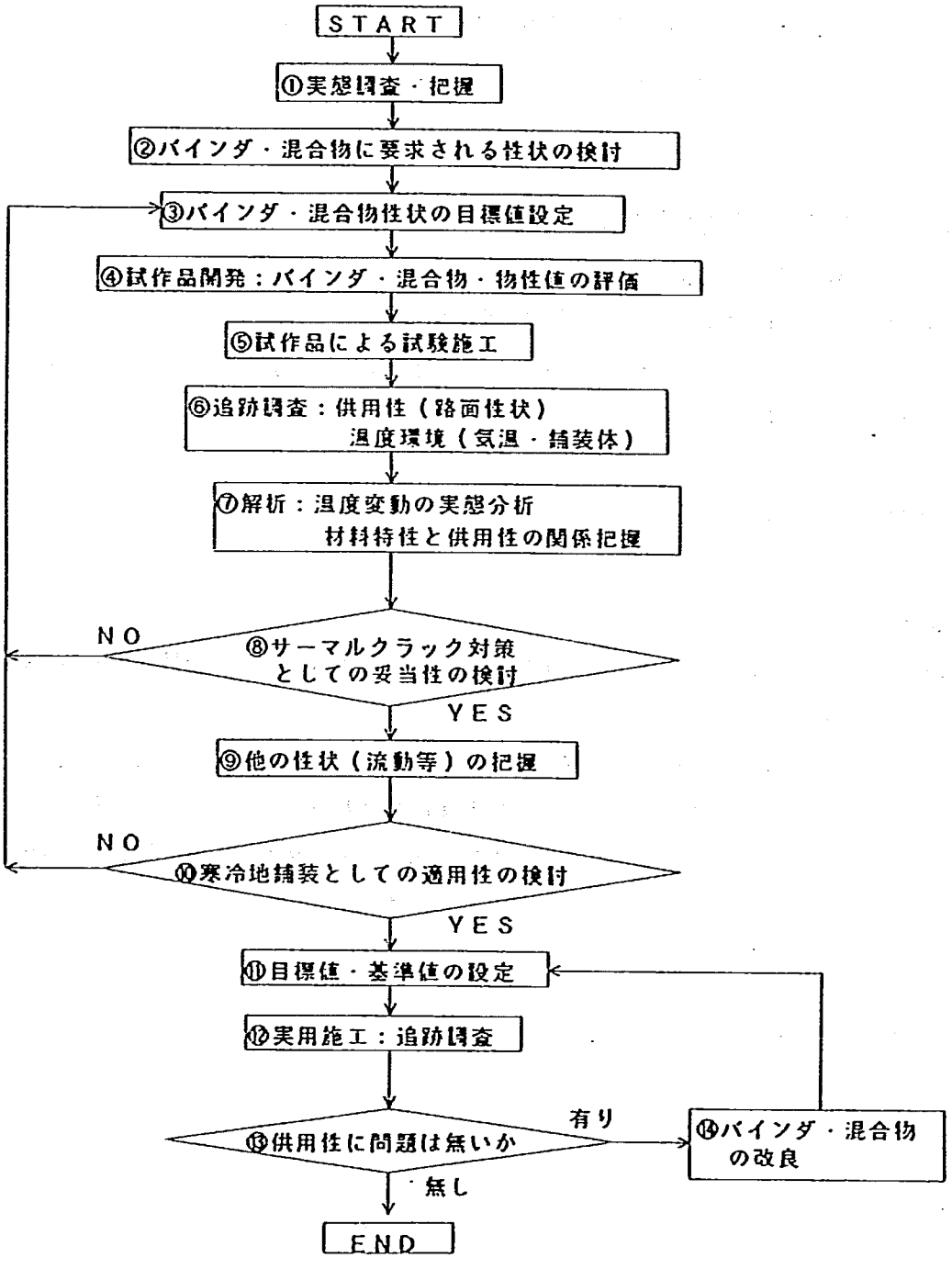


図-2 検討フロー

3.2 試作アスファルトに関する基本的な考え方

試作アスファルトに要求される性状は、前章で述べた発生要因を考慮すると、次のようなことが考えられる。

① 針入度を大きくし、高温の粘度を下げ良好な作業性が得られるようにする。

② 脆化点を低下させ、低温時のたわみ性を大きくする。

③ 低温時の緩和弾性率を低下させること、応力緩和限界温度を低下させること等により、応力緩和性状を改善する。

④ 混合物製造時および供用後の劣化特性を改善するため、薄膜加熱後の針入度が北海道で一般に使用されているストレートアスファルト80/100のグレードに入るようにする。

⑤ 熱可塑性エラストマーを添加し、低温時の応力緩和性状を改善し、かつ高温時の耐流動性もある程度確保する。

3.3 混合物に関する基本的な考え方

① 吸水率の小さい骨材を使用する。

② 石粉量が少ない（F/Aが小さい）混合物を使用する。

③ 植物性繊維およびメッシュ材等の添加剤や補強材を使用し、引張りおよび曲げ強度を大きくすることにより、ひびわれ抵抗性を高める。

4．試作材料の室内試験結果

4.1 試作バインダーの性状

試作したバインダーは軟質アスファルトおよび軟質改質アスファルトの２種類であり、その性状は表-1に示すとおりである。

軟質アスファルトはストレートアスファルトに特殊なオイルを添加し、針入度を大きくしアスファルトのレオロジー性状を改善することにより、施工性およびひびわれ抵抗性を向上させたものである。

軟質改質アスファルトは、軟質アスファルトに熱可塑性エラストマーを添加し、応力緩和性状を改善するとともに骨材把握力および耐摩耗性を高めたものである。

表－1　軟質アスファルトおよび軟質改質アスファルトの性状

試験項目＼試料名		軟質アス	軟質改質アス	ストアス80/100
針入度	(25°C, 1/10㎜)	118	95	95
軟化点	(°C)	44.0	50.0	46.0
伸度	(7°C, ㎝)	100+	100+	100+
伸度	(15°C, ㎝)	100+	100+	100+
引火点	(°C)	329	334	336
薄膜加熱質量変化率	(%)	+0.07	+0.05	+0.03
薄膜加熱針入度残留率	(%)	72.9	88.4	66.3
密度	(15°C, g/㎤)	1.036	1.038	1.038
フラース脆化点	(°C)	-16	-18	-14
60℃粘度	(poise)	1000	2460	1390
高温動粘度	120 ℃ (cSt)	630	1770	860
	150 ℃ (cSt)	152	255	185
	180 ℃ (cSt)	55	109	62

4.2 混合物性状

試作したアスファルトの効果を把握するため、混合物の低温および高温時の各種性状試験を行った。実施した試験は、応力緩和試験、単純曲げ試験、ホイールトラッキング試験およびラベリング試験である。その結果、低温クラック抑制に効果があると考えられる試験結果を得た。以下にこれらの結果について述べる。

なお、試験に使用した混合物の種類は、北海道等で比較的多く使用されている細粒度アスファルト混合物(13F)を使用して行った。また、応力緩和試験および曲げ試験に使用した供試体は、締固めた混合物からダイヤモンドカッタを使用し、所定の大きさに切り出して作製した。

4.2.1 応力緩和試験

応力緩和試験は図-3に示すように、アスファルト混合物に一定ひずみを与えた場合の、時間と内部応力の減衰状態の関係を調べる試験であり、短時間に応力が減衰するものほど、また、発生する内部応力が小さいものほど、ひびわれが発生しにくいといえる。

なお、試験は圧縮応力緩和とし、その試験条件は表-2に示すとおりである。

表-2 応力緩和試験条件

項　　目	条　　件
供試体寸法 (cm)	10×4×4
設定圧縮ひずみ (%)	0.2
試験温度 (℃)	-20,-10,-5,0,+10,+15,+30,+40

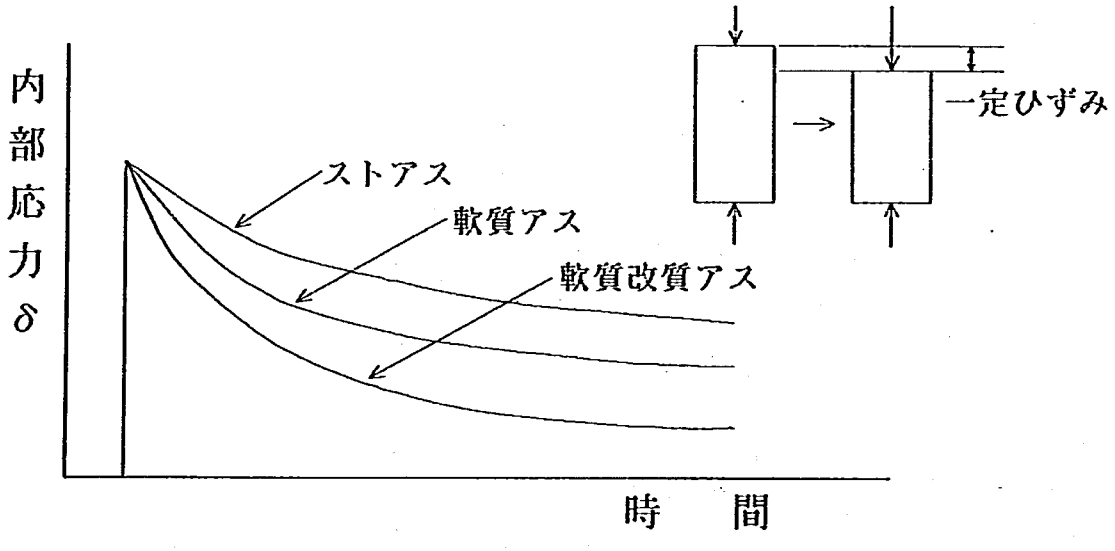


図-3 応力緩和試験

各混合物の0℃における緩和時間（初期の内部応力が1/eまで減衰するのに要する時間）は図-4に示すとおりである。軟質および軟質改質アスファルトともにストアスの1/2程度の緩和時間であり、応力緩和性状が向上していることがわかる。

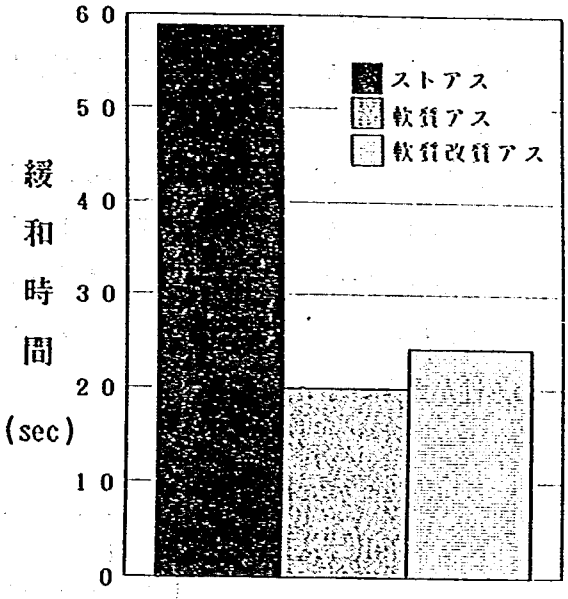


図-4 緩和時間

また、図-5は基準温度0℃における載荷時間と緩和弾性率の関係を示すマスターカーブである。

緩和弾性率Er(t)は載荷時間の増加とともに現象傾向を示し、10^{-1}～10^{4}secの載荷時間領域におけるEr(t)は、ストレートアスファルトが最も大きく、軟質改質アスファルトが最も小さい。この傾向は10^{5}sec以上の領域では逆転し、軟質改質アスファルトのEr(t)が他に比べ大となった。

すなわち、軟質および軟質改質アスファルトはストレートアスファルトに比べ、短載荷時間領域（低温領域）で緩和しやすく、内部応力も小さいと考えられる。

また、軟質改質アスファルトは他に比べ、長時間載荷領域（高温領域）で緩和しにくい（変形しにくい）ことを示していると考えられる。

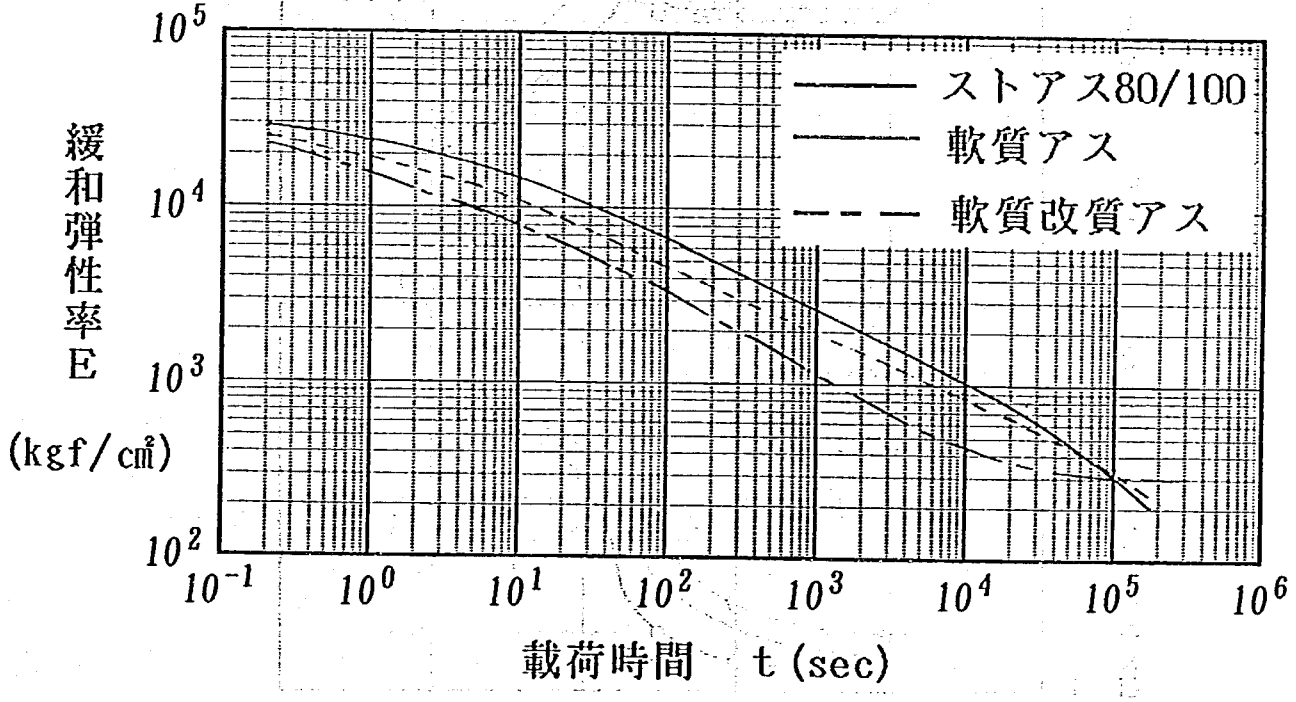


図-5 緩和弾性率のマスターカーブ（基準温度0℃）

4.2.2 曲げ試験

曲げ試験はアスファルト混合物の低温脆化とたわみ性を評価するものであり、試験条件は表-3に示すとおりである。

試験結果は図-6に示すとおりであり、各混合物の曲げ脆化点は軟質改質アスファルトが-5℃、軟質アスファルトが-4℃、ストレートアスファルトが0℃であった。すなわち、軟質系のアスファルトはストレートアスファルトに比べ脆化点が低く、低温性状の改善効果がみられた。

また、低温時の曲げ破断ひずみは、ストレートアスファルトに比べ軟質系アスファルトの方が大きく、たわみ性が大きいといえる。

表-3 曲げ試験条件

項　　目	条　　件
試験温度　(℃)	-20,-10,-5,0,+5,+10
スパン長　(cm)	20
載荷速度(mm/min)	10
供試体寸法　(cm)	3×3×30

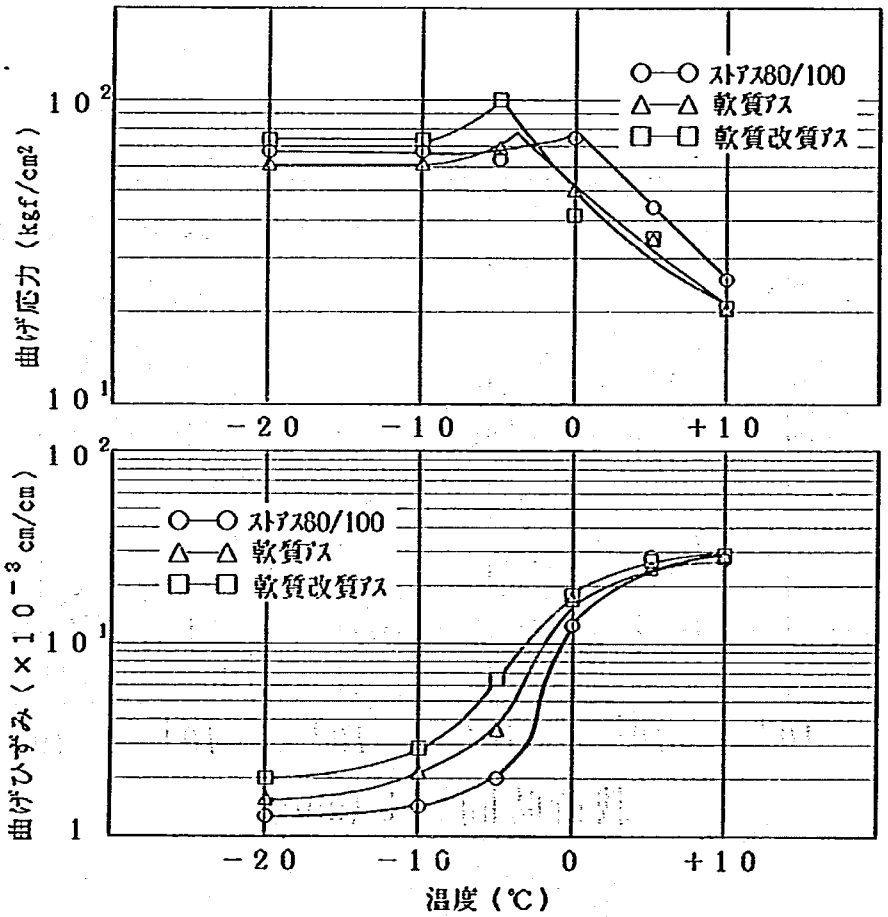


図-6 曲げ試験結果

4.2.3 ホイールトラッキング試験結果

ホイールトラッキング試験は、動的安定度（以下、ＤＳ）から混合物の耐流動性を評価するものであり、試験条件は表-4に示すとおりである。

試験結果は図-7に示すとおりである。軟質改質アスファルトを使用した場合、混合物のＤＳは、45℃で1600(回/㎜),60℃で120(回/㎜)であり、ストレートアスファルトを使用したものと同等以上の耐流動性を示した。また、軟質アスファルトを使用した場合のＤＳはストレートアスファルトに比べ若干劣るものであった。

表-4 ホイールトラッキング試験条件

項　　目	条　　件
温度　　(℃)	60±1，45±1
接地圧　(kgf/cm²)	6.4
試験時間　　(min)	60
走行速度（回／min)	42±1
走行距離　　(㎜)	230±10

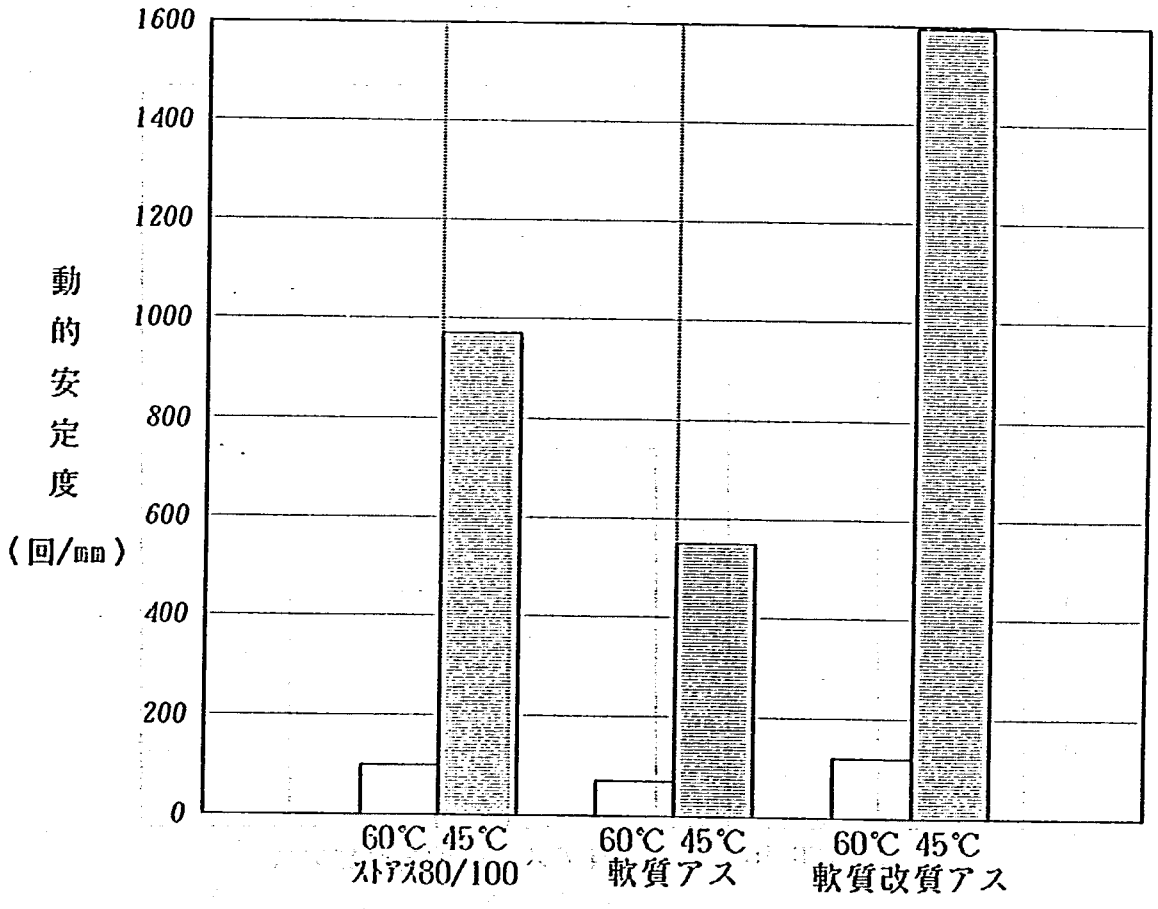


図-7 ホイールトラッキング試験結果

4.2.4 ラベリング試験結果

ラベリング試験は寒冷地におけるチェーン等による摩耗性を評価するものである。試験条件と試験結果を表-5および図-8にそれぞれ示す。

各混合物のすりへり量は、軟質アスファルトがストレートアスファルトの約80%、軟質改質アスファルトが50%程度であった。

表-5 ラベリング試験条件

項　　目	条　　件
試験温度　(℃)	-10±1
試験時間　(時間)	1.5
供試体寸法　(cm)	40×15×5
養生時間　(時間)	4
チェーン材質	JIS G 4051 S 35 C
車輪回転数(回/min)	200

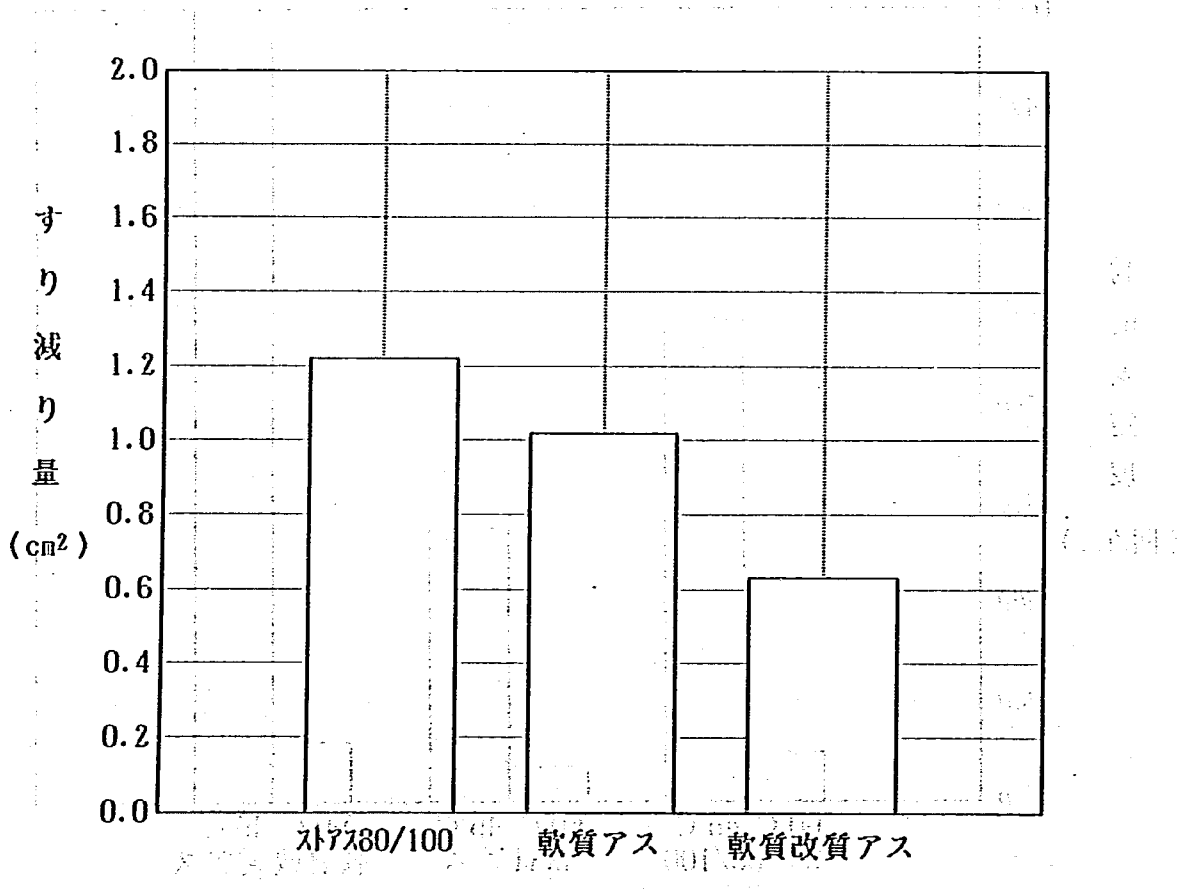


図-8 ラベリング試験結果

5．試験舗装

前述したように、試作バインダーおよび混合物性状の効果が室内試験により確認されたので、現場適用性を把握すべく試験舗装を実施した。施工に先立ち、現場で実際に使用される骨材を用いて、混合物の温度応力試験を実施した。また、施工当日は現場に使用された混合物を採取し各種の特性試験を行い、試作品の室内試験データとの比較を行った。

試験舗装は1992年11月に一般国道336号浦幌町内で行われた。また当箇所は、橋梁部とその取付の盛り土部からなる往復２車線の道路である。ここの気象条件は苛酷であり、夏は暑く30℃以上になり、冬は極寒-30℃程度となり、夏季と冬季の気温差が最大で50～60℃程度にも及び、低温クラックが多発している地方である。

以下にこれらの内容について述べる。

5.1 本試験舗装における低温クラック対策

5.1.1 アスファルト

使用するアスファルトは、冬季の低温クラック抑制と夏期の路面の変形を考慮し、軟質改質アスファルトを使用することとした。

5.1.2 混合物

使用した骨材は表-6に示すとおりであり、吸水率は粗骨材で1.0%未満、細骨材で2.0%未満のものを選定し使用した。

混合物の骨材粒度は、夏期の耐流動性を考慮して、細粒度ギャップアスファルト混合物を使用した。また、チェーン等による耐摩耗性を考慮する必要がある地域のため、Ｆ／Ａは1.3以上にせざるを得なかった。

さらに、補強材を添加し破壊強度を高めた混合物を部分的に適用し、その効果も併せて検討することとし、補強材に植物繊維であるメチルセルロース（ＭＣ）を添加した。

なお、混合物の種類は表-7に骨材配合は表-8にそれぞれ示した。

表-6 使用材料

		６号砕石	７号砕石	粗目砂	細目砂	石粉	ｱｽﾌｧﾙﾄ
通過質量百分率(%)	19.0 mm						
	13.2	100	100				
	4.75	12.3	95.1	100	100		
	2.36	0.7	9.0	92.7	99.9		
	600 μm	0	0.4	48.7	89.8		
	300		0	25.4	63.4	100	
	150			5.5	28.1	95	
	75			1.5	7.1	83	
比重	見掛	2.736	2.750	2.644	2.745	2.70	1.032
	カサ	2.665	2.680	2.518	2.616		
	表乾	2.691	2.706	2.565	2.663		
吸水率 %		0.964	0.949	1.885	1.792		

表-7 混合物の種類

	混合物の種類	ｱｽﾌｧﾙﾄの種類	補強材有無
Ｔｙｐｅ－Ａ	細粒度ｷﾞｬｯﾌﾟｱｽﾌｧﾙﾄ混合物	軟質改質ｱｽﾌｧﾙﾄ	ＭＣ無し
Ｔｙｐｅ－Ｂ	細粒度ｷﾞｬｯﾌﾟｱｽﾌｧﾙﾄ混合物	軟質改質ｱｽﾌｧﾙﾄ	ＭＣ有り
Ｔｙｐｅ－Ｃ	細粒度ｷﾞｬｯﾌﾟｱｽﾌｧﾙﾄ混合物	StAs80/100使用	ＭＣ無し

表-8 骨材配合

	6号砕石	7号砕石	粗目砂	細目砂	石粉	ｱｽﾌｧﾙﾄ	F／A
Ｔｙｐｅ－Ａ	31.1	10.7	15.8	25.4	9.9	7.1	1.39
Ｔｙｐｅ－Ｂ	31.4	10.8	15.9	25.6	9.9	6.4	1.55
Ｔｙｐｅ－Ｃ	33.4	9.5	0.0	38.1	12.0	7.0	1.71

5.1.3 試験舗装区間の割り付け

試験舗装区間は図-9に示すように割り付けた。橋梁部および土工部の一部は軟質改質アスファルトを使用した細粒度ｷﾞｬｯﾌﾟｱｽﾌｧﾙﾄ混合物（type-A）、橋梁部に接続する50m区間はこれにＭＣを外割で0.3%添加したもの（type-B）、その他はストレートアスファルトを使用した細粒度ｷﾞｬｯﾌﾟｱｽﾌｧﾙﾄ混合物（type-C）である。

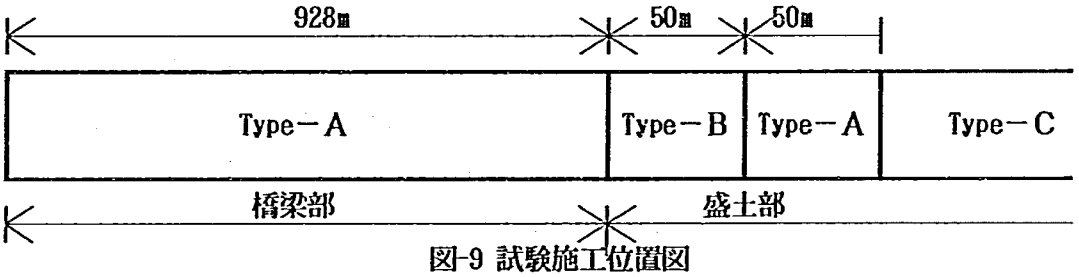


図-9 試験施工位置図

5.2 プラント出荷混合物の性状試験

施工に先立ち温度応力試験を室内で実施し、低温クラックに対する抵抗性の確認を行った。この試験はプラント出荷混合物についても行った。また、プラント出荷混合物を用いてホイールトラッキング試験、ラベリング試験、応力緩和試験を行い実際に舗設された混合物の性状についても確認した。以下にこれらの結果について述べる。

5.2.1 温度応力試験

温度応力試験は図-10および写真-1に示す試験機を用いて行った。この試験は両端を固定した供試体に一定の温度勾配を与え、このとき発生する荷重および変位を測定するものである。本試験は、表-9に示す条件で行い、比較検討のため、ストレートアスファルト40/60および軟質アスファルトを用いて行い、これらのアスファルトの性状は表-10に示すとおりである。なお、試験舗装で使用したＴｙｐｅ－Ａ～Ｃについては、プラントから出荷された混合物についても試験を行った。

表-9 試験条件

	区　分	ｱｽﾌｧﾙﾄの種類	補強材	温度勾配	初期温度
室内作製	Type-A	軟質改質アス	無	-10℃/h	5℃
	Type-B	軟質改質アス	有		
	Type-C	StAS 80/100	無		
	Type-D	StAS 40/60	無		
	Type-E	軟質アス	無		
プラント	Type-A'	軟質改質アス	無	-10,-20 ℃/h	
	Type-B'	軟質改質アス	有		
	Type-C'	StAS 80/100	無		

表-10 アスファルトの性状

試験項目 ＼ ｱｽﾌｧﾙﾄの種類	軟質改質 ｱｽﾌｧﾙﾄ	軟質アス	ストアス 80/100	ストアス 40/60
針入度 (1/10㎜)	103	123	89	57
軟化点 (℃)	46.5	43.5	46.5	49.5
針入度指数	−0.2	−0.6	−0.7	−1.0

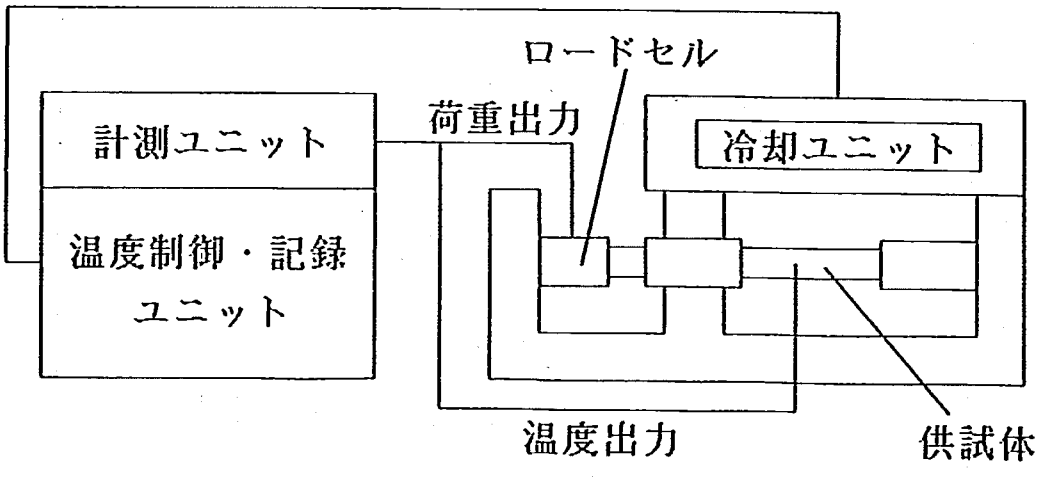


図-10 温度応力試験器

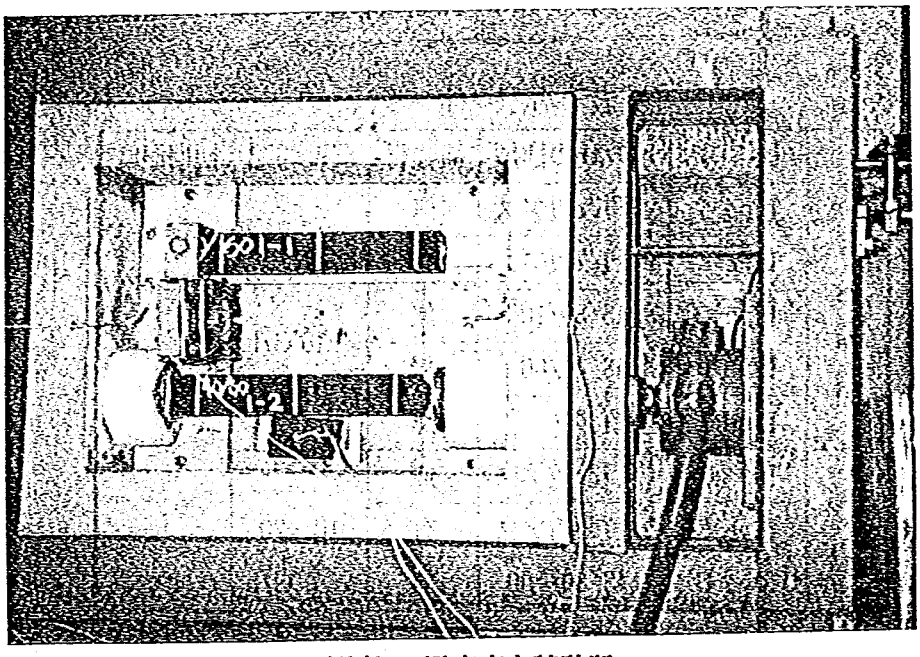


写真-1 温度応力試験器

(1) 室内作製混合物

初期温度5℃、温度勾配－10℃／hとして、温度応力試験を行った結果は図-11に示すとおりである。

いずれの混合物も温度の低下にともない、内部応力は増加する傾向を示した。また、針入度の大きいものほど発生する内部応力は小さく、応力･温度曲線は低温側へシフトする結果が得られた。また、図中の↓は転移点（応力緩和限界点）を示すものであり、Type-D(StAs40/60)が約-18℃，Type-C(StAs80/100)が約-23℃，その他の軟質系が約-28℃であり、軟質系アスファルトの有効性が確認された。

Type-A（軟改無）、Type-B（軟改有）およびType-E（軟質無）の温度と内部応力の関係は同一曲線上にあり、これらは同等のひびわれ抵抗性を有すると考えられる。

なお、凡例中の有無は補強材の有無を示すものである。

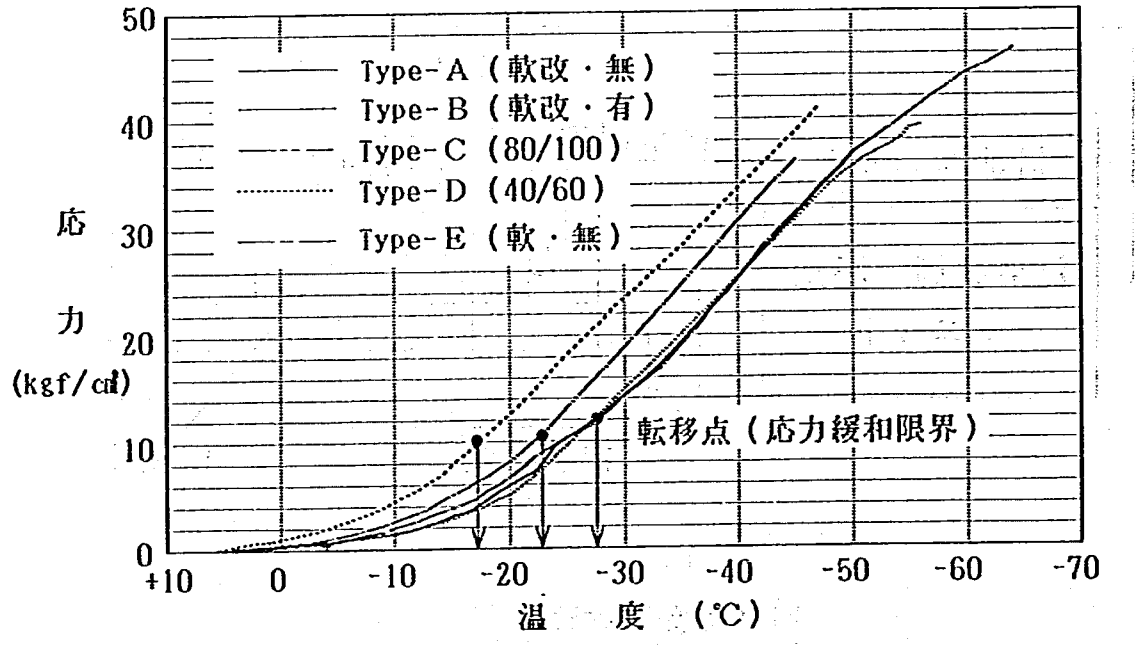


図-11 応力･温度曲線（室内作製混合物）

(2) プラント出荷混合物

プラントから出荷された混合物の応力･温度曲線は図-12に示すとおりであり、室内と同様にType-A（軟改無）およびType-B（軟改有）はType-C（ｽﾄｱｽ80/100）に比べ、ひびわれ抵抗性に優れていることが確認された。

図-13はType-A（軟改無）、Type-B（軟改有）およびType-C（ｽﾄｱｽ80/100）の室内とプラントを比較してものである。いずれの混合物もプラントは室内に比べ大きな応力を示し、ひびわれ抵抗性が低下していることを示している。この理由は、施工が11月中旬でかなり寒い時期であったため、混合物の出荷温度を10℃程度高めに設定したことにより、劣化が促進されたことにあると推察される。

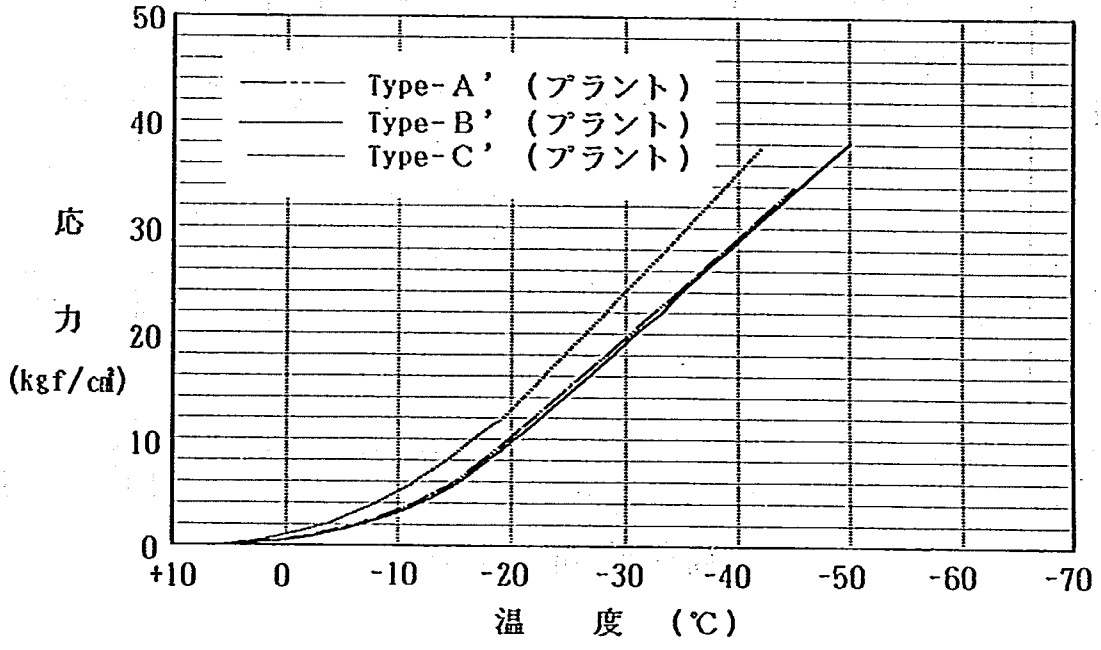


図-12 プラント出荷混合物の温度と応力の関係

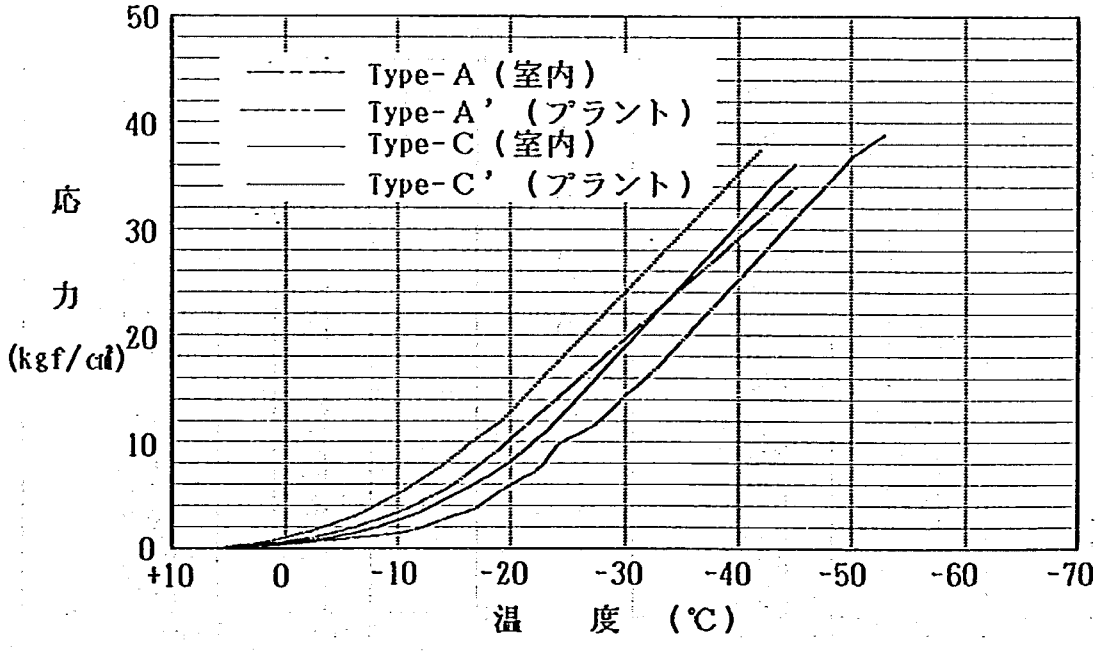


図-13 プラント出荷混合物と室内作製混合物の温度と応力の関係

5.2.2 その他の混合物試験結果

応力緩和試験、ホイールトラッキング試験およびラベリング試験結果は図-14～図-18に示すとおりである。

この中でホイールトラッキング試験結果は、温度応力試験結果同様に、混合物出荷温度を高めたことによる劣化の影響が伺われた。

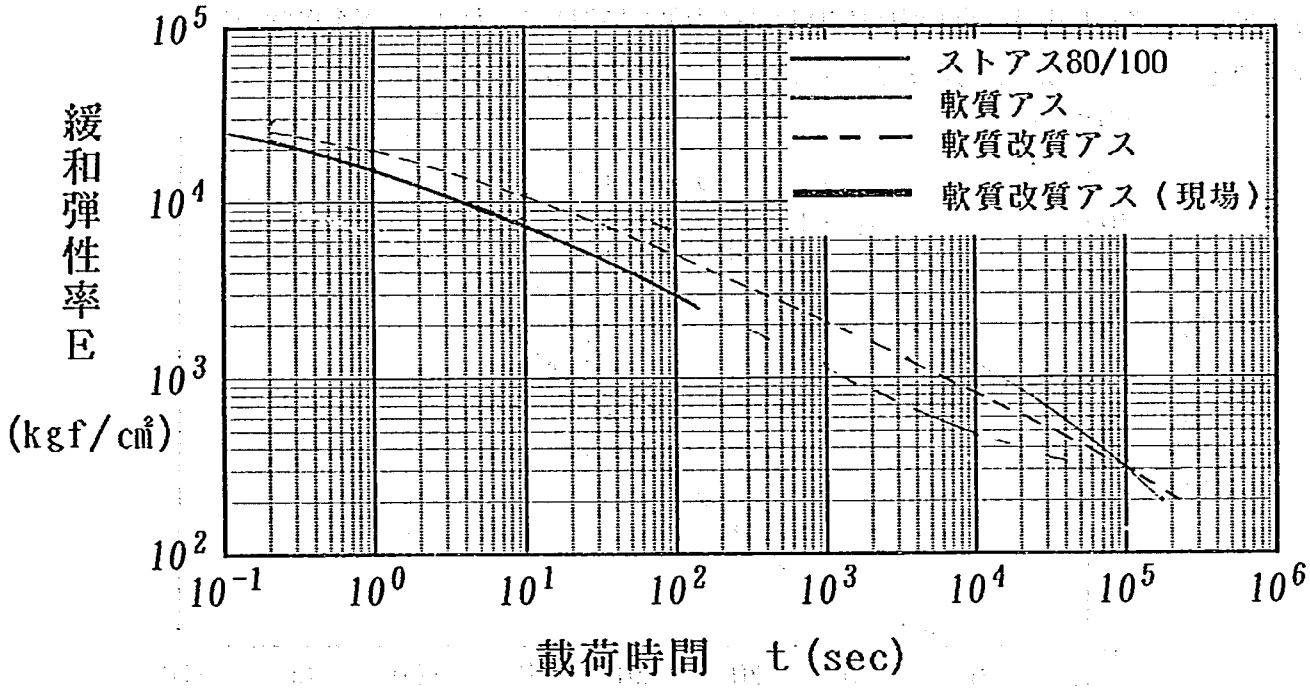


図-14 緩和弾性率のマスターカーブ（基準温度0℃）

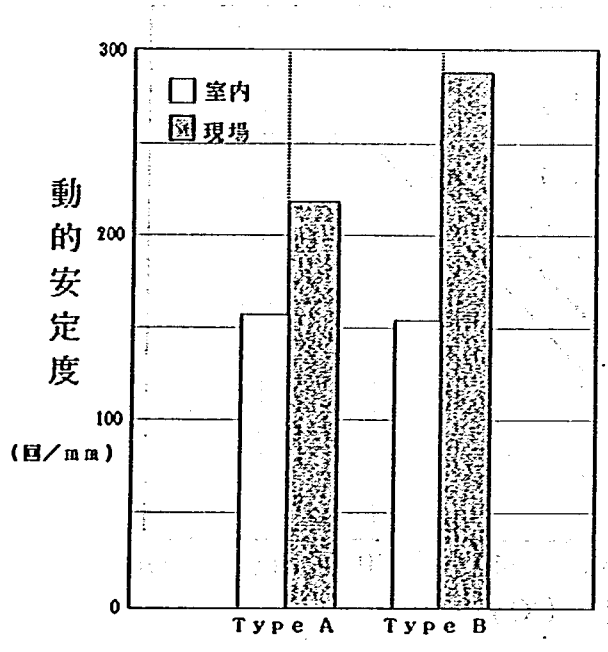


図-15 ホイールトラッキング試験結果

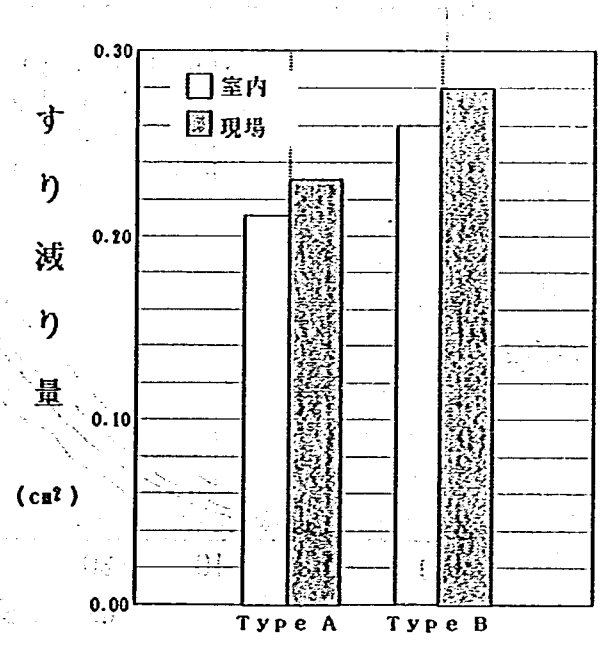


図-16 ラベリング試験結果

5.3 追跡調査

低温クラックの発生は、最低気温、日最大温度差、温度勾配の大きさ、温度応力緩和限界領域に達する累積日数等が複合して関連しているといわれている。

よって、低温クラックの発生等の路面性状の経時変化と当箇所の温度変動の実態を調査するため、現在、追跡調査を行っている。

追跡調査は目視による観察およびひびわれのスケッチと舗装体中に埋設した熱電対による温度測定を行っている。なお、熱電対埋設位置は図-17に示すとおりである。

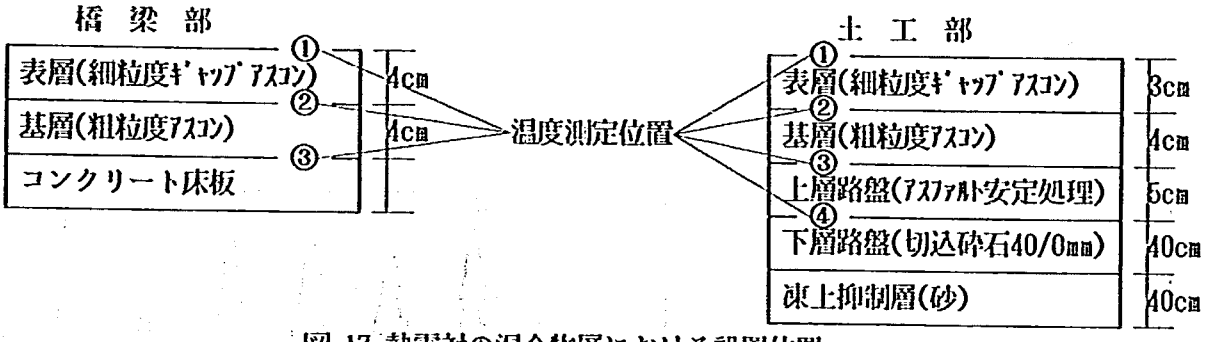


図-17 熱電対の混合物層における設置位置

5.3.1 目視調査結果

目視調査は1992年12月および1993年3月の２回行い、その結果は次のとおりである。

① 1992年12月には、低温クラックなどの損傷は見られず、良好な供用状態であった。

② 1993年１月15日に北海道・東北地区を中心に比較的規模の大きな地震が発生し、震源に近い釧路地方沿岸では、道路や宅地の崩壊等が起こった。このため、本施工箇所のひびわれ調査を急遽実施したところ、橋梁部にひびわれは発生していなかったが、土工部および周辺の道路では横断方向のクラックが多発し、歩道部にまでクラックが発生している箇所もあった。今後の調査は、今回観察したクラックを除外して行っていくこととし、低温クラックとは区別して扱うこととした。

③ 1993年3月に行った目視調査では、地震時に発生したクラック以外には観察されなかった。

5.3.2 温度測定結果

気温および舗装体温度の測定は12月および3月の２回行った。橋梁部の12月と3月の舗装体温度の変化を図-18および図-19に、代表的な１日の温度変化を図-20および図-21にそれぞれ示した。なお、３月に測定した舗装体表面部のデータは、熱電対の接触不良のため、一部データを得ることができなかった。また、外気温の最低気温、日最大温度差および最大温度勾配は表-11に、舗装体の温度勾配は表-12にそれぞれ示した。これらの調査結果をまとめると次のようになる。

① 外気温 (表-11)

最低気温は１２月が-13.3℃、３月が-9.0℃と12月の方が低く、気温の温度勾配および温度下降時の最大温度差も12月の方が大きかった。

② 舗装体の温度（表-12，図-18～図-21）

12月の舗装体温度は、おおむね-15～5℃の範囲で変動しており、3月のそれは、-10～20℃の範囲にあり、12月の方が舗装は低温状態に置かれている。また、温度下降時の温度勾配は12月に比べ3月の方が大きい傾向にある。

③ 3月の舗装体の温度勾配は、12月に比べ大きいが、その大半が0℃以上の温度領域にあり、応力緩和性能を保持していると考えられる。また、12月はその大半が氷点下の温度範囲に舗装体は置かれており、混合物は応力を十分緩和できない、いわゆる応力緩和限界点以下に達する機会が多いと推察される。

これらのことから、3月には低温クラックは発生しにくく、12月にはクラックが発生しやすい状況にあると考えられる。

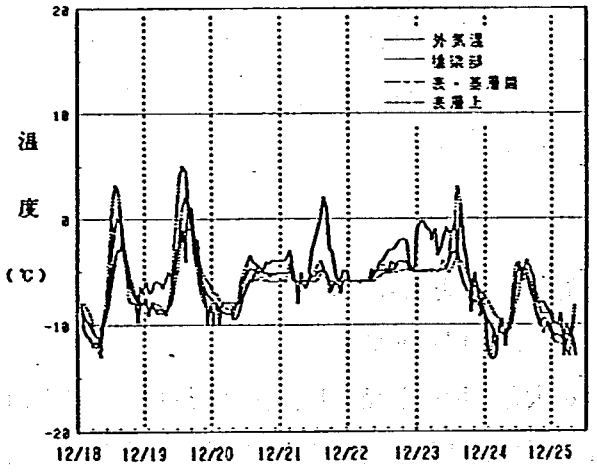


図-18 舗装体の温度変化（12月）

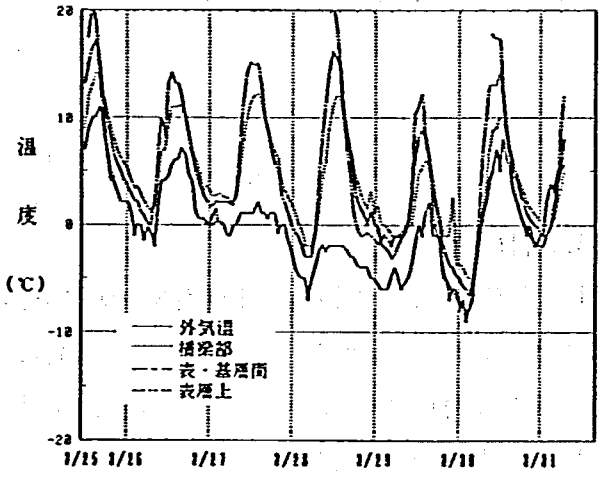


図-19 舗装体の温度変化（3月）

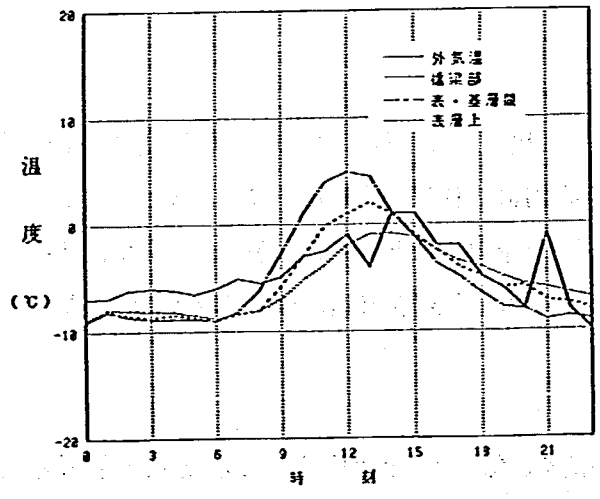


図-20 1日の舗装体の温度変化（12月）

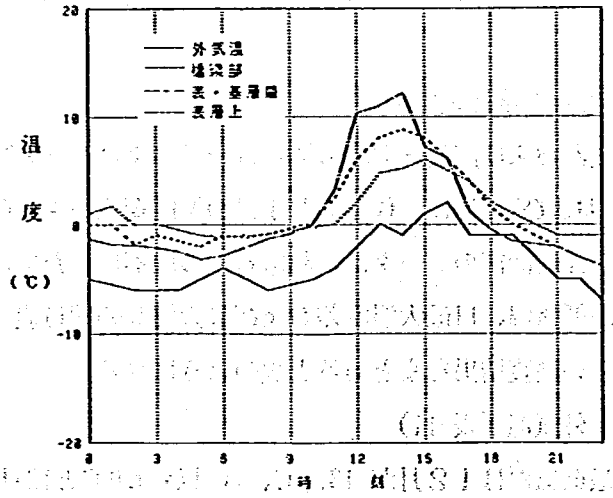


図-21 1日の舗装体の温度変化（3月）

表-11 最低気温、日最大温度差、最大温度勾配

項目＼年月		'92.12	'93. 3
最低気温		−13.3	−9.0
日最大温度差	+	10.0	17.0
	−	14.3	13.0
最大温度勾配	+	5.0	3.5
	−	4.0	3.0

表-12 舗装体の温度勾配

調査年月＼測点			橋梁部 Type−A ①	②	③	土工部 Type−B ①	②	③	④	土工部 Type−A ①	②	③	④
最大値	'92.12.	+	4.8	3.9	2.2	2.0	4.5	3.3	1.6	−	4.5	2.8	2.0
		−	3.5	2.5	1.3	1.8	2.9	4.0	0.9	−	2.8	1.9	1.0
	'93. 3.	+	7.1	5.0	3.5	5.0	7.0	4.2	2.5	−	5.9	4.0	3.0
		−	5.5	3.8	2.1	4.5	5.0	4.4	3.5	−	4.3	3.0	2.2
平均値	'92.12.		0.85	0.54	0.39	0.54	0.75	0.49	0.26	−	0.62	0.46	0.31
	'93. 3.		1.56	1.38	1.01	1.42	1.80	1.30	0.83	−	1.68	1.27	0.86

6. まとめ

本試験舗装結果を求めると以下のようになる。

1) 寒冷地に発生する低温クラック抑制を目的に開発した軟質タイプの新規アスファルトは、室内試験の結果その効果が認められた。

2) 試作バインダーを使用した混合物は温度応力測定試験等で、従来この地域で使用しているストレートアスファルトに比べ、ひびわれ抑制効果のあることが室内試験で確認された。

3) プラント出荷混合物は室内作製混合物に比べ熱劣化の影響を受けており、本来の応力緩和性状が低下した。

4) 本試験舗装区間は、十勝沖地震による横断クラックは発生したが、温度応力に起因するクラックは現在のところ発生しておらず、良好な供用性を呈している。

7. 今後の課題

本試験施工区間は、1冬経過したが、低温クラックの発生は認められていない。今後は、引き続き継続的に低温クラックの発生等の路面性状および舗装体の温度測定を行い、この種のひびわれ抑制に必要なアスファルトおよび混合物の目標性状を把握するための基礎データを蓄積していく考えである。

また、これらのデータに基づき、第2次試作品の開発を試み、舗装材料面（バインダーおよび混合物）からの温度応力ひびわれ抑制対策に寄与していきたいと考える。

参考文献

1)北海道開発局、土木試験所：アスファルト舗装道路の横断ひび割れに関する調査研究報告書，1986.3

2)高速道路技術センター：積雪寒冷地の舗装に関する調査研究，PP.49、1986

3)菅原,久保,森吉：温度応力によるアスファルト舗装のクラック破壊，土木学会誌、PP.68、1979.4

4)久保：アスファルト舗装に発生する温度応力クラック，道路建設、PP.60、1980.7

5)高速道路技術センター：積雪寒冷地の舗装に関する調査研究，1988.3

6)後藤,北沢,他：温度応力による横断ひび割れ対策，舗装、PP.5、1990.2

7)森吉,菅原：アスファルト混合物の破壊に関する研究,土木学会第37回年次学術講演会講演概要集 第5部、PP.479、 1982.10

8)森吉,菅原,他：アスファルト混合物の破壊に関する研究,土木学会第38回年次学術講演会講演概要集 第5部、PP.453、1983.9

9)後藤,荒,武田：アスファルト舗装に発生する横断ひび割れ，日本道路公団技術情報、PP.40、1989.2

ファジィ集合理論を用いた舗装路面の新しい評価方法に関する研究

A New Pavement Surface Evaluation Method using Fuzzy Set Theory

北海道大学　姫野賢治
日本大学　栗谷川裕造
函館工業高等専門学校　川村彰
日本道路(株)　遠藤桂

ファジィ集合理論を用いた舗装路面の新しい評価方法に関する研究

北海道大学工学部　姫野賢治
日本大学生産工学部　栗谷川裕造
函館工業高等専門学校　川村 彰
日本道路㈱技術研究所　遠藤 桂

概 要

道路舗装、空港舗装などの設計、施工、維持管理を行う場合は、路面の性状に対する認識と評価が重要であることは言うまでもない。このような利用者の主観的な満足度と、路面の客観的な性状とを結び付ける研究が多くなされ、その結果に基づいてPSI、PRI、RCI、MCIなどの路面性状を表すための指標が提案されてきた。これらのほとんどは、舗装の破損の程度をわだち掘れ深さやひび割れ率などの単純な物理量が定まれば路面性状も一義的に決定するといった考えに基づいて定式化されている。しかしながら、複雑で種々の発生形態を持つこのような破損が利用者へのサービス水準に及ぼす影響には他のさまざまな要因もあろうし、同一の舗装に対する満足の度合いも利用者によってまちまちであろうことが容易に想像される。

本研究では、舗装路面をより合理的に評価できるように、ファジィ集合理論を応用した。すなわち、かつて東京国際空港(羽田空港)において、24名の空港管理者および舗装技術者によって滑走路、誘導路およびエプロンについて、路面の主要な破損形態の発生程度、ならびにその舗装の維持修繕の必要性について、すべて3段階で視察評価と、併せて、わだち掘れ深さ、ひびわれ率等についての測定も行ったデータに対して、ファジィ数量化理論第Ⅱ類を開発して適用した。その結果、①現在広く用いられているように、わだち掘れ深さ、ひびわれ率などの物理量のみから路面性状の総合的な評価をすることには限界があること、②この説明力を高めるために個々の破損の程度にも主観評価結果を採用しても、結果は一義的には表現できないこと、③評価結果が一義的には決まらないことをモデルの誤差としてではなく、ファジィネスとしてモデルに積極的に取り入れることにより、極めて合理的な判断ができるようになり、健全であると評価されていた舗装が僅かな破損の進展により突然に維持修繕を必要とすると判断されるようになるというような不連続的な解釈を回避することが可能となった。

ファジィ集合理論を用いた舗装路面の新しい評価方法に関する研究

北海道大学工学部　姫野賢治
日本大学生産工学部　栗谷川裕造
函館工業高等専門学校　川村 彰
日本道路㈱技術研究所　遠藤 桂

1. 緒言

道路舗装、空港舗装などの設計、施工、維持管理を行う場合は、利用者が直接見たり触れたりする路面の性状に対する認識と評価が重要であることは言うまでもない。舗装の破壊は、橋梁やダムのなどのような他の土木構造物に比べるとそれを定義することが困難であって、それ自身が構造物として存在しているか否かを以て即破壊したか否かを判定することができないため、評価する観点や評価する主体によって破壊したか否かの判断がしばしば異なる。

現在は、舗装路面の評価は、その利用者が乗心地や安全性の観点から、またはその管理者が技術的な意味での構造的、機能的な健全性の観点から、もっぱら主観的に行われている。このような利用者が判断する主観的な満足度または管理者が判断する主観的な健全度を機械的に表現するために、これらの判断結果を物理的な舗装の路面性状と結び付ける研究が過去に非常に活発になされ、その結果に基づいて、PSI、MCI、PRI、PQIなどの路面性状評価指数が数多く提案されてきた[1)-15)]。これらのほとんどは、舗装の破損の程度をわだち掘れ深さやひびわれ率などの単純な物理量で代表させ、これらが定まれば路面性状も一義的に決定するといった考えに基づいて定式化されている。このことは、舗装の破損の程度が決まれば、全ての評価主体が同一の路面性状に対しては同一の評価を行うものであるということを前提としている。すなわち、換言すれば、たとえばある舗装の破損の程度を100人が評価する場合、ある一定のレベルまでは100人全員が許容範囲内と評価し、徐々に破壊が進行してある点を超えると突然に100人全員が許容限度を超えたと評価するというような結果を期待していると言える。

しかしながら、多様で種々の発生形態を持つこのような舗装の破損が利用者や管理者の主観的な評価に及ぼす影響は非常に複雑であろうし、また、仮りに同一の舗装を評価する場合でも、利用者や管理者の評価主体の違いによって評価の結果はまちまちであろうことが容易に想像される。

本研究は、個々の破損の評価方法の特質を調べ、それらと舗装の総合的な評価結果との関係を分析すると同時に、ファジィ集合理論(Fuzzy Set Theory)を応用したより合理的な評価方法を提案することを目的とした。なお、今回は空港舗装の評価を行ったため、空港利用者ではなく、空港管理者を含む熟練舗装技術者がその舗装の維持修繕の必要性を判断した結果を用いることとした。また、わだち掘れ深さやひびわれ率など、機械的に測定できる物理量の他に、同じ熟練技術者によって、個々の破損の程度の

主観的な評価も実施し、総合的な維持修繕の必要性に対する説明力について比較検討を行った。

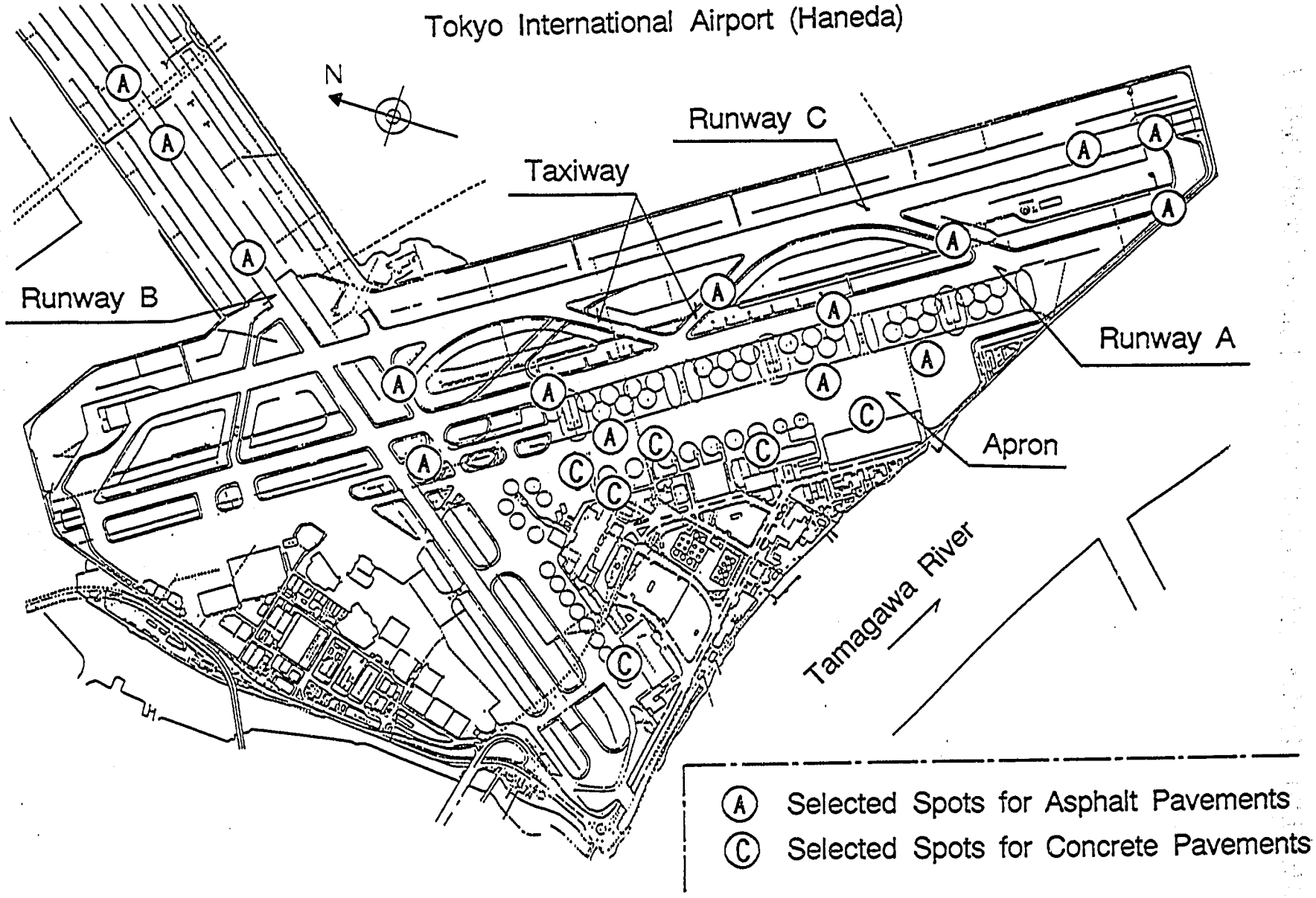


Fig.1 Selected Spots for Investigation in Tokyo International Airport

2. 路面の視察評価の概要

路面の評価データは、運輸省港湾技術研究所が1980年にFig.1に示す東京国際空港(羽田空港)において実施した視察評価結果[16]を用いた。視察評価者は、平均勤続年数13年の空港管理者および舗装技術者合計24名で、滑走路、誘導路およびエプロンのアスファルト舗装とコンクリート舗装を含む計64箇所について主要な破損形態の発生程度と、その舗装が維持修繕を必要とするか否かについての評価をすべて3段階で回答したものである。併せて、わだち掘れ深さ、ひび割れ率等の舗装の破損についてよく用いられる客観的な量についての測定も行われた。Fig.2に、視察評価者の勤続年数の分布を示すが、舗装の評価に関しての専門家の集団により評価が行われたと言い得る。

ここでは、誘導路のアスファルト舗装部32箇所のみのデータを分析の対象として記すが、滑走路、エプロン、またそれぞれのコンクリート舗装部でも同様な分析が可能で、かつ同様な結論が得られたことを付記する。

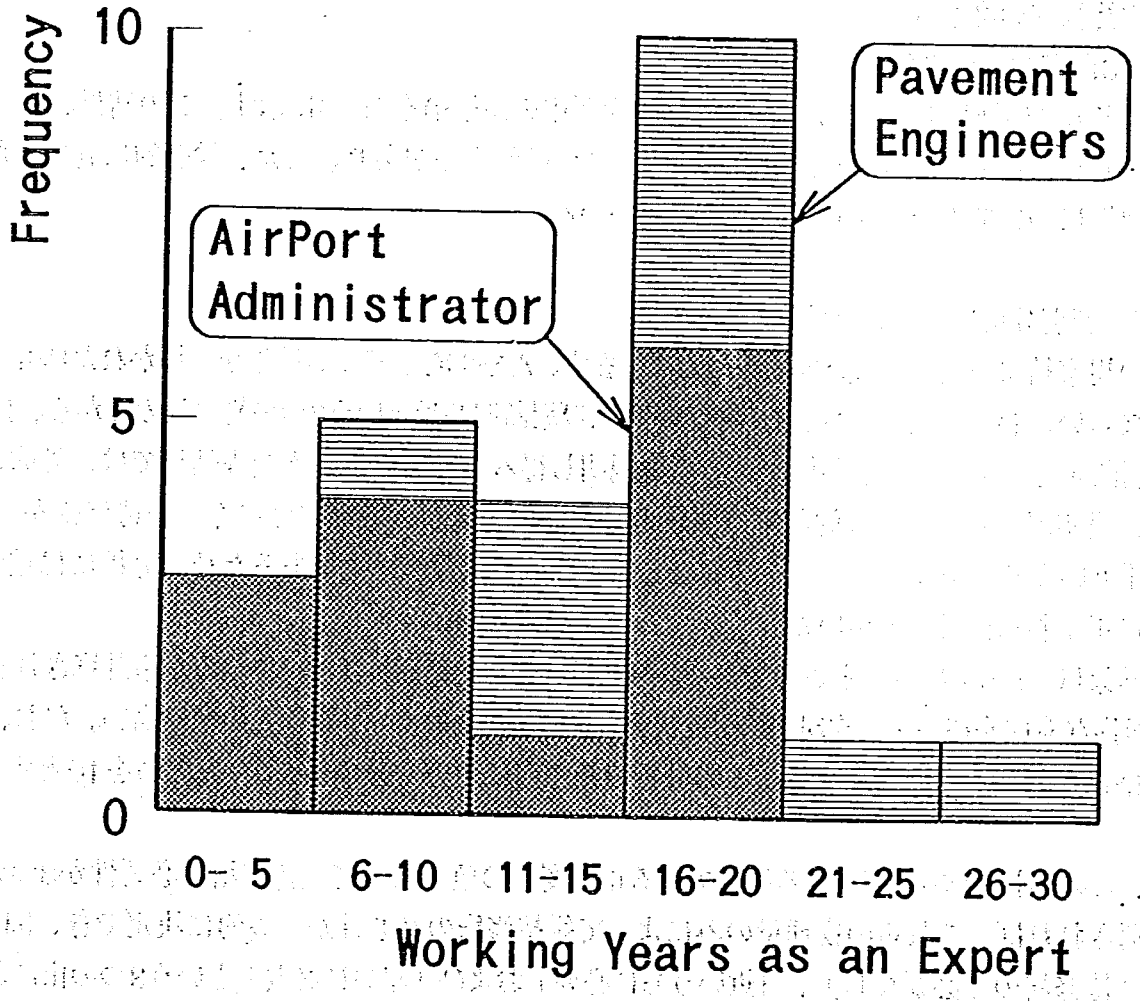


Fig.2 Distribution of Working Years of Investigators

3. 視察評価の分析結果

3.1 評価結果の集計結果

視察評価が行われた項目を具体的に示すと、個々の損傷では、

- わだち掘れ
- 平坦性
- 施工継目の開き
- 線状ひびわれ
- 面状ひびわれ
- ポットホール
- 路面の粗度
- ブリージング

に対してすべて3段階でその程度が回答され、さらに、総合評価として、

- 損傷の程度
- 維持補修の必要性

が同様に3段階で評価された。

全技術者の評価結果を集計したものの例(32箇所中の3箇所)をFig.3に示す。この結果、同一の舗装区間であっても、各損傷に対する発生の主観的評価には個人差があり、また、総合的に判断された維持補修の必要性についても分布をしていることがわかる。

3.2 正準判別分析による分析結果

以上の視察結果を定量的に分析するために、まず、AASHO道路試験結果から導かれたPSIと同様の考え方にならい、わだち掘れ深さ、ひび割れ率および縦断凹凸量という3つの物理量のみから、技術者が総合的に判断する維持修繕の必要性がどの程度説明し得るかを調べた。本調査結果では、外的基準、すなわち、被説明因子となる総合的な維持修繕の必要性の程度が、数字ではなく、維持修繕が「早急に必要」、「近いうちに必要」および「必要なし」という質的なデータであるため、分析には重回帰分析の代わりに正準判別分析法を用いた。

分析結果は、Fig.4に示すとおりである。横軸は、物理的路面性状データのみから計算される指標で、PSIと同様な意味を持つが、物理的路面性状データの値が全般に悪いほどこの値は高い。なお、ここでいう「規格化された」という意味は、この分析の範囲内において最小値を0、最大値を10とすることをいう。

もし、このいわばPSIに相当する指標である正準変量の値によって維持修繕の必要性が3つの程度に完全に判別されれば、これらの物理量のみによって維持修繕の必要性が一義的に決定でき、図では左から順に、維持修繕の「必要なし」、「近いうちに必要」および「早急に必要」という3つの山にお互いに重なり合うことなく分かれるはずである。ところが、特に正準変量の高い方、すなわち路面性状の悪い領

Surveyed Matters	Evaluation	Spot Number 1	2	3
Rutting	(Next to) None			
	To Some Extent			
	Remarkable			
Evenness	Good			
	Fair			
	Poor			
Opening of Construction Joint	(Next to) None			
	To Some Extent			
	Remarkable			
Linear Cracking	(Next to) None			
	To Some Extent			
	Remarkable			
Planar Cracking	(Next to) None			
	To Some Extent			
	Remarkable			
Pot Hole	(Next to) None			
	To Some Extent			
	Remarkable			
Texture	Smooth			
	Medium			
	Rough			
Bleeding	(Next to) None			
	To Some Extent			
	Remarkable			
Total Evaluation on Distresses	Good			
	Fair			
	Poor			
Need for Repair	No Need			
	Before Long			
	Urgently			

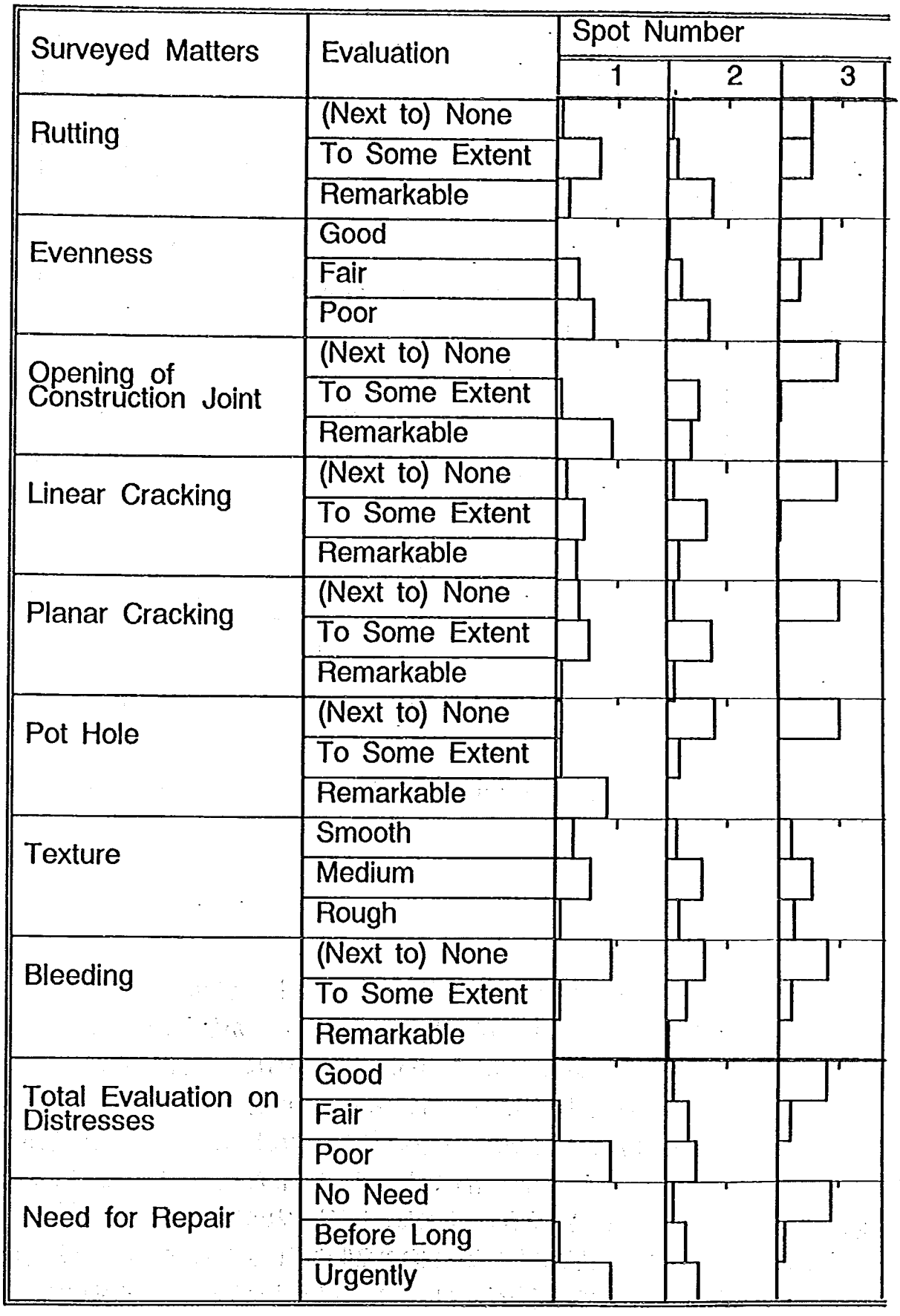


Fig.3 Typical Results of Visual Inspections (by 24 Experts)

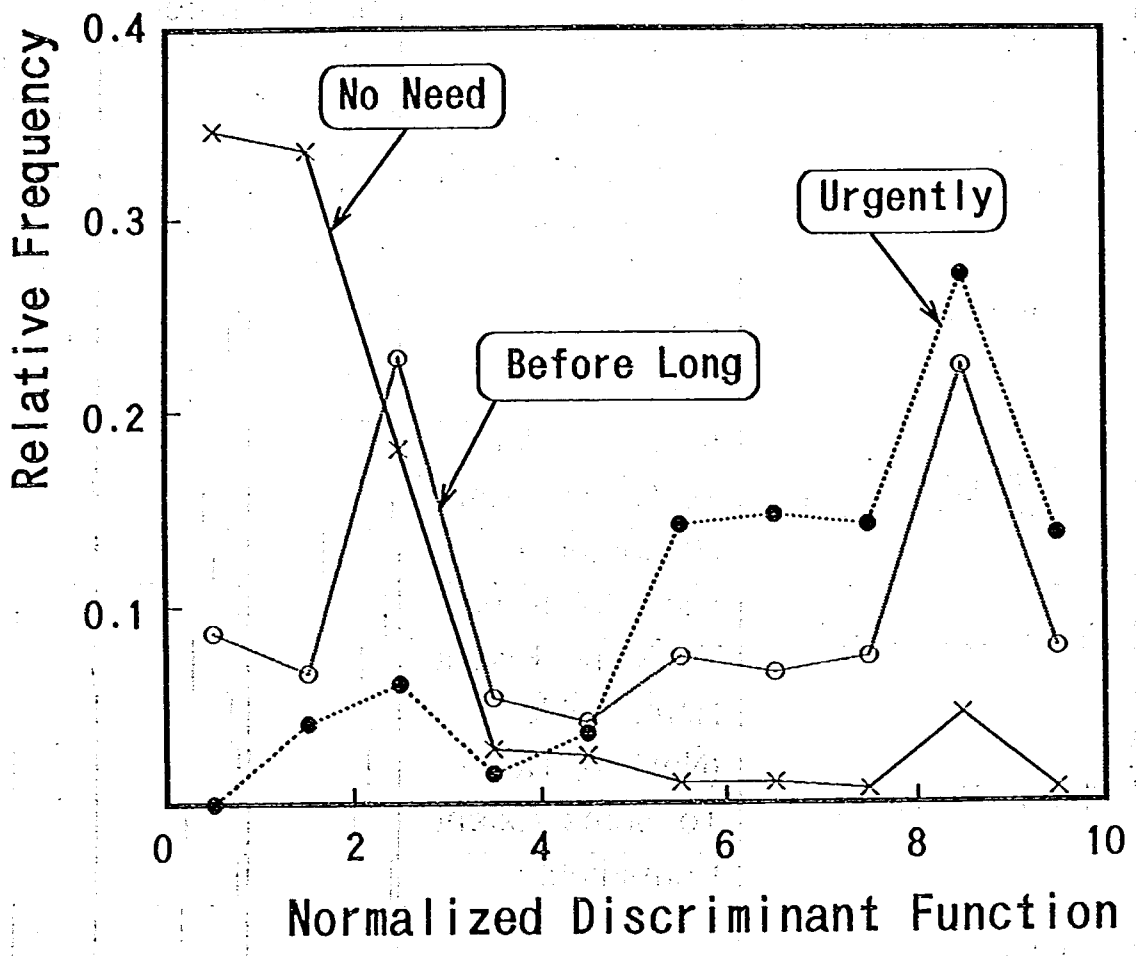


Fig.4 Results of Discriminant Analysis on Necessity for Pavement Repairs

域で3本の曲線区重なり合っており、維持修繕の必要性が高まるにつれて評価がばらついていることがわかる。このことは、このようなモデルを用いると、当面維持修繕の必要がない舗装はほぼ機械的に抽出できるが、残りはそれが近いうちなのか、早急になのかはよくわからないことになる。

そこで、その理由を調べるために、わだち掘れを例にとって、1つの物理量であるわだち掘れ深さと、この破損に対する技術者の主観的な評価との関係を調べてみた。すなわち、わだち掘れ深さが大きくなるにしたがって、技術者もわだち掘れの程度が著しいと感ずるようになるかを調べたわけである。その結果、Fig.5のように、わだち掘れ深さが大きい領域では、わだち掘れの程度についての評価の判別が曖昧になることがわかった。つまり、技術者がわだち掘れの発生の著しさの程度を判断する場合は、単なる深さ以外のさまざまな因子を含めて評価を行っているのであろうと思われる。この傾向は、ひび割れや平坦性についても同様であった。

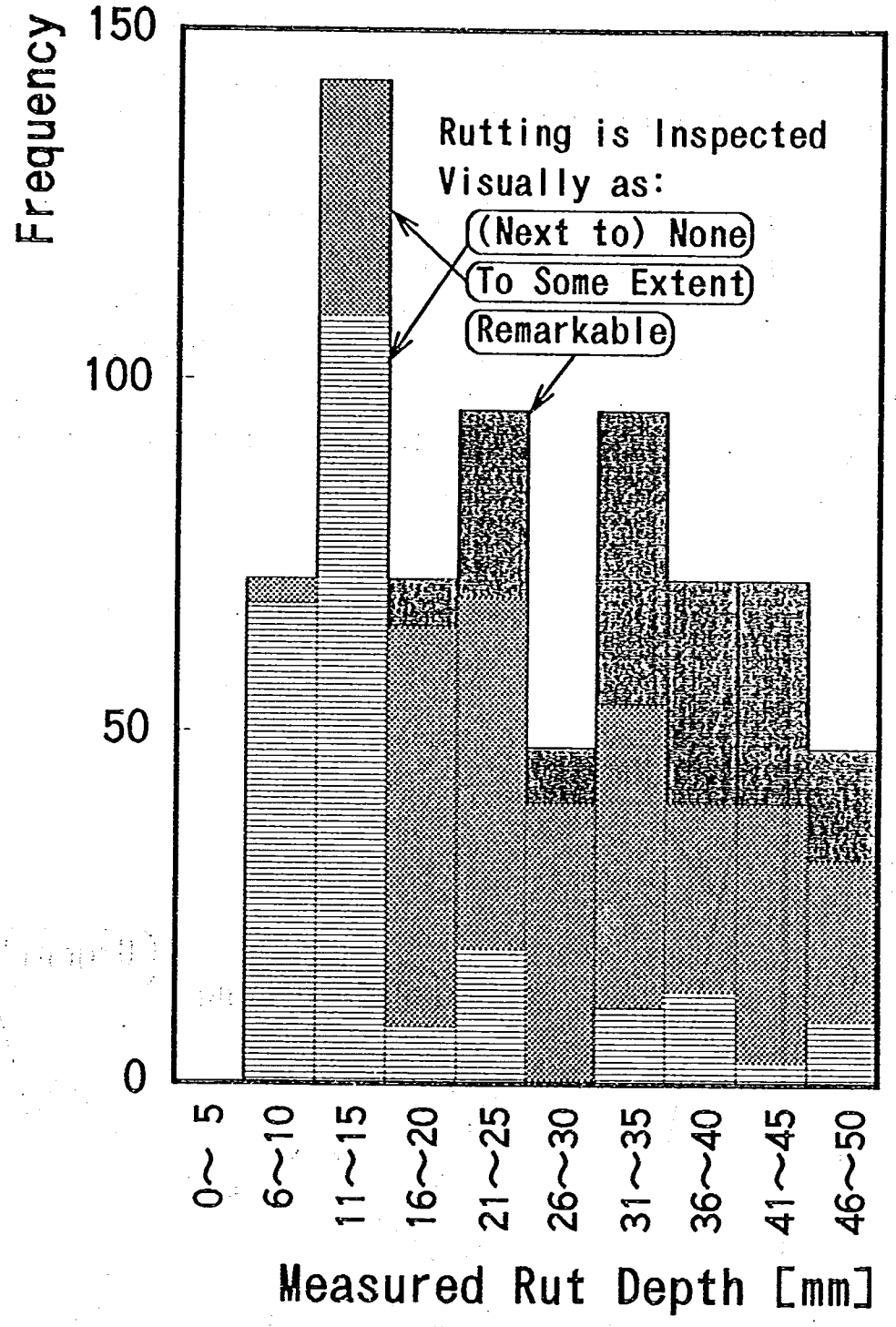


Fig.5 Dirtribution of Actual Rut Depth for each Scored Group

3.3 数量化理論第Ⅱ類による分析結果

以上より、技術者が総合的に判断する維持修繕の必要性の程度には、同じ技術者の判断する個々の破損の程度の説明力の方が高いことが推定されたので、これを用い説明変数も質的なデータの場合の数量化理論第Ⅱ類により分析を行った。すなわち、舗装の総合的な維持修繕の必要性を説明する際に、わだち掘れ深さのような各破損の物理的な量ではなく、技術者が判断する主観的な破損の程度を用いたわけである。

その結果、Fig.6のように、正準判別分析の場合に比べると説明力は高まり、特にサンプルスコアの高い領域で、早急に維持修繕が必要であると判断される曲線が高い位置を占め、より優れた分析法であると考えられる。しかしながら、維持修繕が近いうちに必要であるとされる曲線が中央部で確かに高いものの、すそ野が広く全体にまたがっており、3本の曲線が重ならずに3つの山に分かれず、維持修繕の必要性の判断は依然として必ずしも一義的にできるわけではない。

なお、図でいう横軸のサンプルスコアは、正準判別分析のFig.4の正準変量と同様な意味を持った指標で、各破損の程度に対する技術者の評価結果から計算される量である。

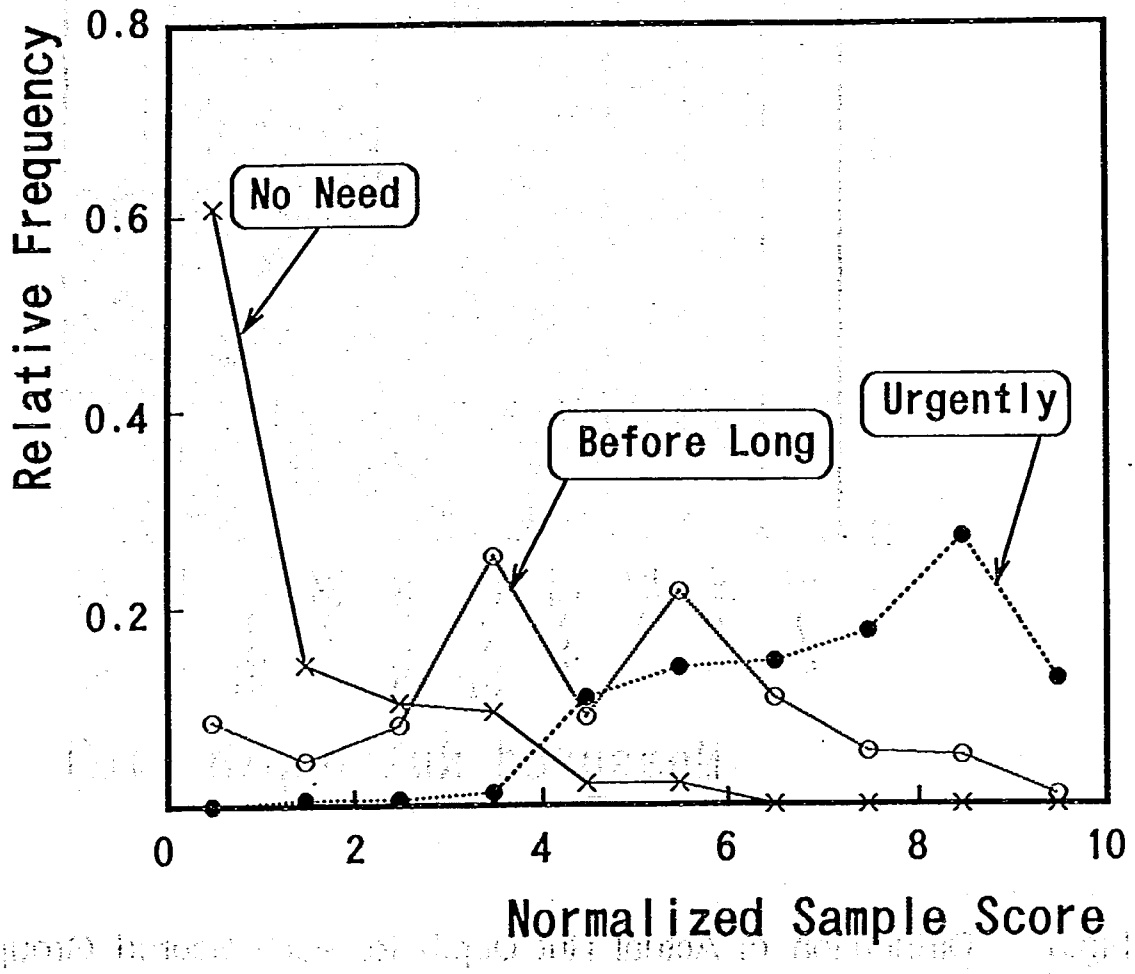


Fig.6 Results of Quantification Analysis on Necessity for Pavement Repairs

3.4 ファジィ数量化理論第Ⅱ類による分析結果

このような個々の路面性状の評価結果では維持修繕の必要性が必ずしも説明し得ないという事実は、データの精度が悪いとかデータの質が悪いなどの問題ではなく、もっと本質的な問題、すなわち、ファジィネスの問題ではないかと推定し、このファジィネスを数量化理論第Ⅱ類に組み込んでさらに分析を試みた。その背景として、上でも述べたように、同一の条件を持った舗装であっても、特に機能的に破壊をしているか否かが微妙な領域では、評価主体によって評価結果はまちまちであろうし、1人の評価者にとっても、早急な維持修繕を求めるか近い将来まで待つかの判断、すなわち、評価欄の2つ以上のアイテムに反応させたいと考えるような微妙なケースもあるであろうと推定されることが指摘できる。このことは、サンプルスコアが一定であっても、いろいろな評価がありうることをファジィネスの問題として容認する立場に立つことを意味する。

ここで、ファジィネスを認めた評価とは、Fig.7の波線に示すように、路面状態をある指数で表した場合に、この指数の値がある値を超えた瞬間に、その路面状態が利用者にとって許容できる舗装から許容できない舗装に転移する従来の考え方に対して、実線に示すようにその許容の度合いは本来緩やかに変化するものであるという前提に立った評価である。

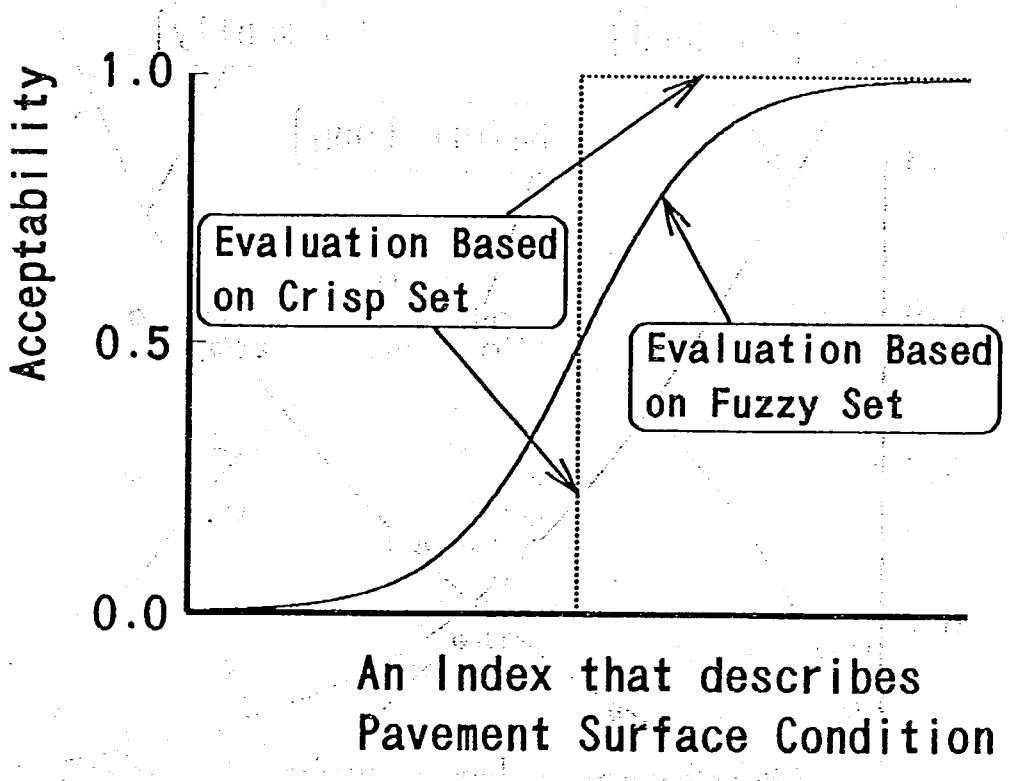


Fig.7 Concept of Pavement Surface Evaluation based on Fuzzy Set Theory

具体的には、通常の数量化理論第Ⅱ類は、各説明変数のアイテムのうち、どれか1つにだけ反応している結果を前提としているが、ここでは24人の技術者の評価結果のもつ分布をメンバーシップ関数とし、これを直接入力データとし得るように、理論を拡張して分析を行った。このことにより、解析のための入力データは、従来の数量化理論第Ⅱ類では、Table1のa.のように各アイテムのうちどれか1つだけに反応をした、0または1から構成されるものであったのに対し、b.のようにどのカテゴリーにも合計が1になるようなメンバーシップ関数の形をしたものになった。ここでは、すべて24人の視察者の視察結果から計算をした。

Fig.8は、このファジィ数量化理論第Ⅱ類を適用して上と同一の評価結果を分析した結果である。各サンプルスコアごとの維持修繕の必要性の程度をなめらかに結ぶことによって、いずれのサンプルスコアに対してもメンバーシップ関数を得ることができる。すなわち、仮に個々の破損の程度に対する評価が同じで等しいサンプルスコアをもつ舗装に対しても評価者によって維持修繕の必要性の判断が異なるという事実を、データの誤差として排除するのではなくファジィネスとして積極的に容認するわけである。このことにより、サンプルスコアの値が大きくなるにつれ、すなわち、個々の破損が徐々に進行するにつれて維持修繕を必要とする判断が次第に強まるという自然でかつ合理的な解釈を行うことが可能となった。

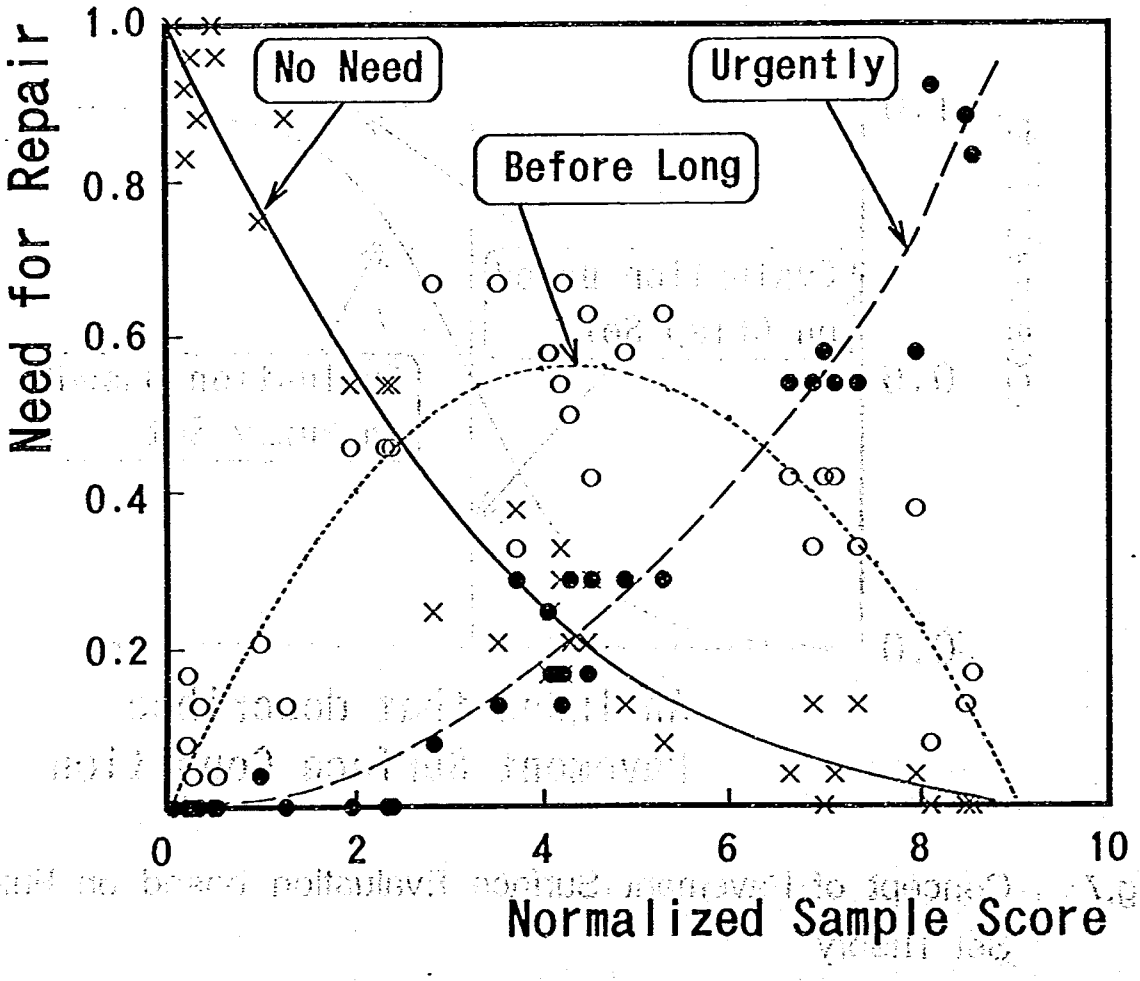


Fig.8 Results of Fuzzy Quantification Analysis on Necessity for Pavement Repairs

Table 1 Difference of Input Data between Conventional and Fuzzy Quantification Analyses

a. Conventional Quantification Analysis

	External Criterion			Item								
	Need for Repair			Rutting			Evenness			Linear Cracking		
Data	○	△	×	○	△	×	○	△	×	○	△	×
1	0	1	0	0	0	1	0	0	1	0	1	0
2	1	0	0	0	1	0	0	1	0	1	0	0
3	0	0	1	0	0	1	0	1	0	0	0	1
4	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:

b. Fuzzy Quantification Analysis

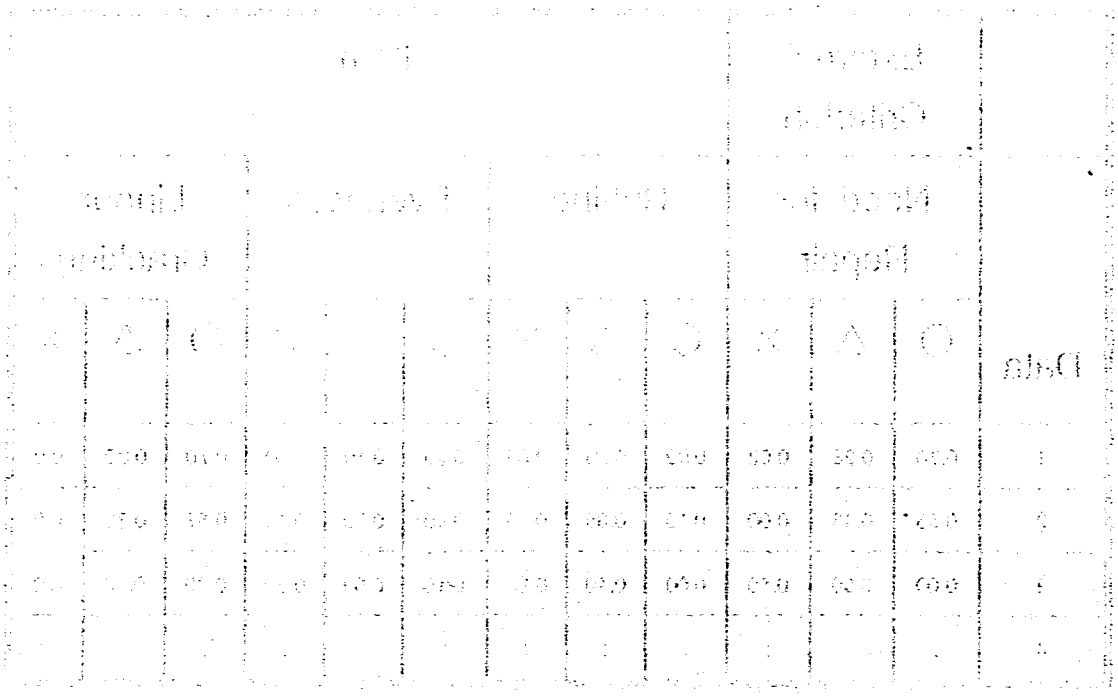
	External Criterion			Item								
	Need for Repair			Rutting			Evenness			Linear Cracking		
Data	○	△	×	○	△	×	○	△	×	○	△	×
1	0.70	0.28	0.02	0.90	0.05	0.05	0.90	0.10	0.00	0.70	0.30	0.0
2	0.55	0.45	0.00	0.10	0.85	0.05	0.40	0.50	0.10	0.67	0.33	0.0
3	0.00	0.50	0.50	0.00	0.10	0.90	0.10	0.60	0.30	0.90	0.10	0.0
4	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:

4. 結言

本研究では、舗装路面をより合理的に評価できるように、ファジィ集合理論を応用した。すなわち、東京国際空港において、24名の空港管理者および舗装技術者によって滑走路、誘導路およびエプロンについて、路面の主要な破損形態の発生程度、ならびにその舗装の維持修繕の必要性について、すべて3段階で視察評価と、併せて、わだち掘れ深さ、ひびわれ率等についての測定も行ったデータに対して、ファジィ数量化理論第Ⅱ類を開発して適用した。その結果、①現在広く用いられているように、わだち掘れ深さ、ひびわれ率などの物理量のみから路面性状の総合的な評価をすることには限界があること、②この説明力を高めるために個々の破損の程度にも主観評価結果を採用しても、結果は一義的には表現できないこと、③評価結果が一義的には決まらないことをモデルの誤差ではなく、ファジィネスとしてモデルに積極的に取り入れることにより、今まで健全であると評価されていた舗装が僅かな破損の進展により突然に維持修繕を必要とすると判断されるようになるというような不連続的な解釈を回避することが可能となった。

謝辞

本研究を実施するに当たり、運輸省港湾技術研究所土質部滑走路研究室の八谷好高室長には、東京国際空港の路面性状視察評価データを快く提供して頂いた。また、北海道大学名誉教授菅原照雄先生には、研究をまとめるに当たり貴重な助言を頂戴した。ここに感謝の意を表する次第である。



参考文献

1) 日本セメント技術協会: AASHO道路試験, 1966
2) FHWA: Evaluation of Pavement Deflection Measuring Equipment, Final Report, 1987
3) Shahin, M. Y. and Kohn, S. D.: Airfield Pavement Performance Prediction and Determination of Rehabilitation Needs, Procs. 5th ICSDAP, pp.637-652, 1987
4) Karan, N. A., Haas, R., Kobi, D. A. and Chetham, A.: Implementation and Verification Examples of Successful Pavements, Procs. 5th ICSDAP, pp.586-597, 1987
5) Phang, W. A.: Pavement-Condition Ratings and Rehabilitation Needs, TRB, Research Record, No.700, pp.11-19, 1979
6) Thompson, P. D. and Hatherly, L. W.: The Development and Use of a Pavement Management System in the United Kingdom, Procs. 5th ICSDAP, pp.564-579, 1987
7) Gorski, M. R.: The Implementation of the International Road Roughness Experiment for Belgium, TRB, Research Record, No.1084, pp.59-65, 1985
8) Paterson, W. D. O.: International Roughness Index: Relationship to Other Measures of Roughness and Riding Quality, TRB, Research Record, No.1084, pp.49-59, 1985
9) 日本道路協会: 道路維持修繕要綱, 1978
10) 建設省道路局国道第一課, 建設省土木研究所: 舗装の維持修繕に関する調査研究, 第33～35回建設省技術研究会報告, 1979～1981
11) 福手 勤, 佐藤勝久, 八谷好高, 山崎英男: 路面性状による空港舗装の供用性の評価, 港湾技研資料, No.414, 1982
12) 八谷好高: 空港舗装の路面性状の実態, 港湾技研資料, No.634, 1988
13) 萩原英輔: 首都高速道路の舗装, 道路, pp.52-57, 1986
14) 阿部頼政, 達下文一, 阿部忠行: 重交通街路の簡易な供用性評価式, 第38回土木学会年次学術講演会講演概要集, V-241, pp.479-480, 1983
15) 水島達朗: 舗装の管理水準について, 北海道開発局土木試験所月報, No.415, pp.21-27, 1987
16) 運輸省港湾技術研究所滑走路研究室・㈱パスコ: 舗装路面性状評価式作成業務報告書、1981
17) Hayashi, C.: On the Quantification of Qualitative Data from the Mathematico-statistical Point of View, Annals of the Institute of Statistical Mathematics, Vol.2, No.1, 1950
18) Zadeh, I. A.: Fuzzy Sets, Information and Control, No.8, pp.338-353, 1965
19) 寺野寿郎, 浅居喜代治, 菅野道夫: ファジィシステム入門, オーム社, 1987
20) Zhang, Z., Singh, N. and Hudson, W. R.: A Comprehensive Ranking Index for Flexible Pavement using Fuzzy Sets Model, TRB 72nd Annual Meeting Preprint, No.930919, 1993
21) 姫野賢治, 菅原照雄, 八谷好高: Fuzzy数量化理論第Ⅱ類を用いた舗装の路面評価に関する研究,

第45回土木学会年次学術講演会概要集, V-9, pp.44-45, 1990年9月
22) 姫野賢治, 川村和幸, 相馬幸六: 主観を取り入れた道路舗装の路面評価に関する研究, 第46回土木学会年次学術講演会概要集, V-11, pp.38-39, 1991年9月

アスファルト舗装の破損の分類

Classification of Distress of Asphalt Pavement

石川工業高等専門学校　西沢辰男
佐藤道路(株)　松野三朗
福田道路(株)　原富男

アスファルト舗装の破損の分類

西沢辰男　石川工業高等専門学校
松野三朗　佐藤道路株式会社技術研究所
原　富男　福田道路株式会社技術研究所

概　要

舗装の破損は、本来舗装の基礎的性状を表しており、現実には設計法の基本となるものであることは論をまたない。過去にいくらかの研究者がアスファルト舗装の破損の分類を試みているが、著者らの経験によるとそれらが果たして全てを網羅し、構造設計や配合設計あるいは材料の基礎的性状などとの関連を明らかにしているとは言い難いように思われる。

ここに示すのは著者らが過去10数年間にわたって、主として日本のアスファルト舗装の破損形態を観察整理したものである。またこれらの破損の実際の道路における発生の頻度についても経験上の判断を示した。これらの中には、人口ちゅう密で、重車両の交通量が極めて多いという我が国の道路に特に多い破損形態も見られる。それらはわだち割れやペーバクラックと呼ばれるものである。

わだち割れは車輪の走行位置付近に、表層の表面から縦断方向に発生するひびわれである。したがって従来の弾性理論による混合物層の底面から発生するとされているひびわれとは根本的に異なる。ペーバクラックはわだち割れと同様に表層表面から縦断方向に発生するが、その発生位置が車輪の走行位置に限らないものである。またペーバの構造上の位置と一致して直線の場合が多い。

このような新しい破損形態が存在すると、従来の弾性理論による構造設計方法に対していくらかの補足が必要になる。それらは夏期の高温時に対応する混合物の疲労と交通転圧によるヒーリングの取り扱いである。また表層混合物の配合設計においても耐老化性状とヒーリング性状の良いアスファルトの選択である。

またこれらの新しい破損はオランダ、および南アフリカにおいてもその存在が意識されており、今後各国において確認作業をすることを提案する。

アスファルト舗装の破損の分類

西沢辰男　石川工業高等専門学校
松野三朗　佐藤道路株式会社技術研究所
原　富男　福田道路株式会社技術研究所

まえがき

アスファルト舗装の構造設計や配合設計の目的が、破損の少ない舗装を経済的に建設することにあることは論をまたない。したがってこの破損形態やひいてはその原因を正確に把握しておくことは、舗装の設計に不可欠の条件である。アスファルト舗装の破損形態については過去に幾つかの報告がある。[1) 2) 3)]　これらに示されている破損形態はほぼ世界共通のものと言えよう。しかし気象条件や交通条件あるいは施工条件の違いから、これらの破損形態が我が国のものと必ずしも一致していない。特に我が国は国土が狭いことから、全てがちゅう密であり、道路においても重車両の交通量が極めて多いという特色がある。このことから独特とも言える破損形態が見られる。この論文は著者らが過去15年以上にわたって調査した我が国のアスファルト舗装の破損形態を子細に分類整理することを試みたものである。特に我が国に多い破損形態である”わだち割れ”についてはいくらか詳しく述べる。

1．破損形態の分類

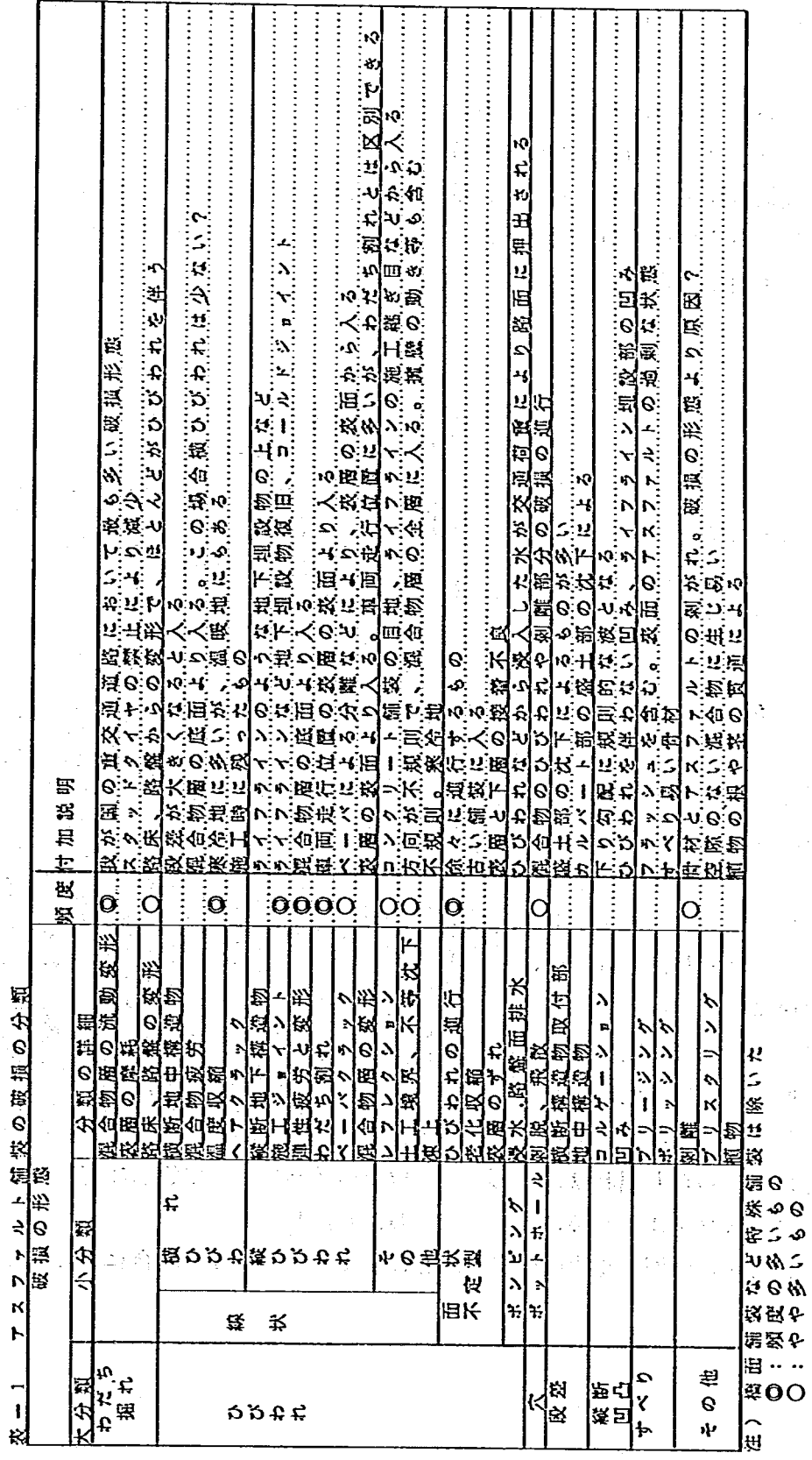
表－1はアスファルト舗装の破損形態の分類である。表に示したようにこの分類表には橋面舗装のような特種な箇所の舗装や、排水性舗装のような特種な機能を持った舗装は含めていない。

表に示す破損形態は、現道において我々が視覚で認識出来る形態に出来るだけ近いように心掛けた。それは維持修繕に携わる技術者が破損形態から、ある程度は破損の原因や維持修繕工法までも判断できるようにと考えたからである。しかし実際にこのような分類を試みて見ると、単純に分類するのが難しいことが分かった。常識的に予測されることではあるが、今回の経験からその理由を挙げると次のようである。

a) 破損形態が同じでも原因が異なる場合があり、正確な分類には各種の子細な試験調査によらねばならないこと。
b) ２つ以上の破損原因が交錯している場合が多く、現実の破損形態をその形態のみからは単純に

分類できないこと。

c) 破損は常に進行するもので、進行してしまった状態ではその初期の状態が分かりにくくなって


表－1 アスファルト舗装の破損の分類
破損の形態
大分類
小分類
分類の詳細
頻度
付加説明
わだち掘れ
ひびわれ
ポットホール
ポンピング
すべり
その他
線状ひびわれ
網状ひびわれ
その他
路床、路体の変形
舗装全体の変形
アスファルト混合物層の流動変形
アスファルト混合物層の塑性変形
アスファルト混合物層の摩耗
アスファルト混合物層の破断
アスファルト混合物層の疲労破壊
アスファルト混合物層の収縮
セメントコンクリート版下層の破損
セメントコンクリート版の破損
セメントコンクリート版の疲労破壊
セメントコンクリート版のくい抜け
セメントコンクリート版の段差
セメントコンクリート版の不等沈下
路床、路体の沈下
路床の凍上
路床の膨張性地盤
路床の不良
路床の支持力不足
路床の不均一
路床の圧縮
路床の排水不良
路床の不等沈下
路床の局部的な支持力不足

いるものがあること。

過去に舗装の破損をその原因別に分類することを試みたものもある。しかしこの方法も、多くの原因が交錯することの多いアスファルト舗装では非常に詳細にわたるものとなり、実用上はあまり意味のないものとなる。

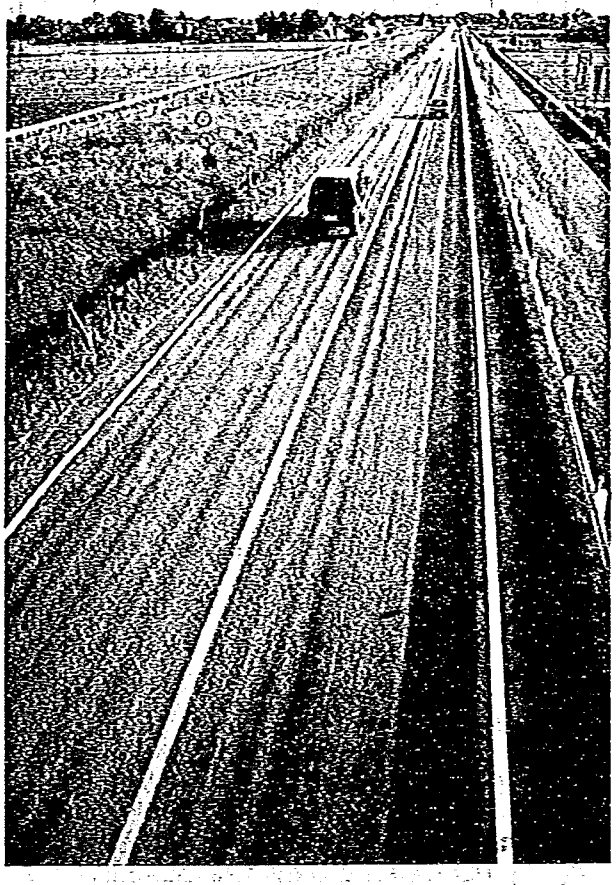
表－1の分類の詳細では、いくらか原因と思われるものも含めたが、これはあくまでも、視覚上の形態判断の補助として用いることを意図したものである。

表－1にはまたこれらの破損の発生頻度をおおまかに示した。これには一部詳細な調査によるものも含まれているが、多くは著者らの経験から判断したものである。以下にこれらの破損形態のうち重要なものについて簡単に説明を加える。

2．破損形態の説明

2.1 わだち掘れ

我が国の重交通道路のアスファルト舗装は、カナダ、アメリカのアスファルト舗装と比べて明らかに混合物層の流動変形によるわだち掘れが多い。重交通道路でこの種のわだち掘れは毎年の舗装の補修費用の多くの部分を占めている。このわだち掘れによる破損はひびわれを伴なうことが少ない。図－1は大型車の走行位置の集中から、夏期に急激にわだち掘れが進行した例である。我が国ではこのようなわだち掘れをその形状からWわだち掘れと呼んでいる。



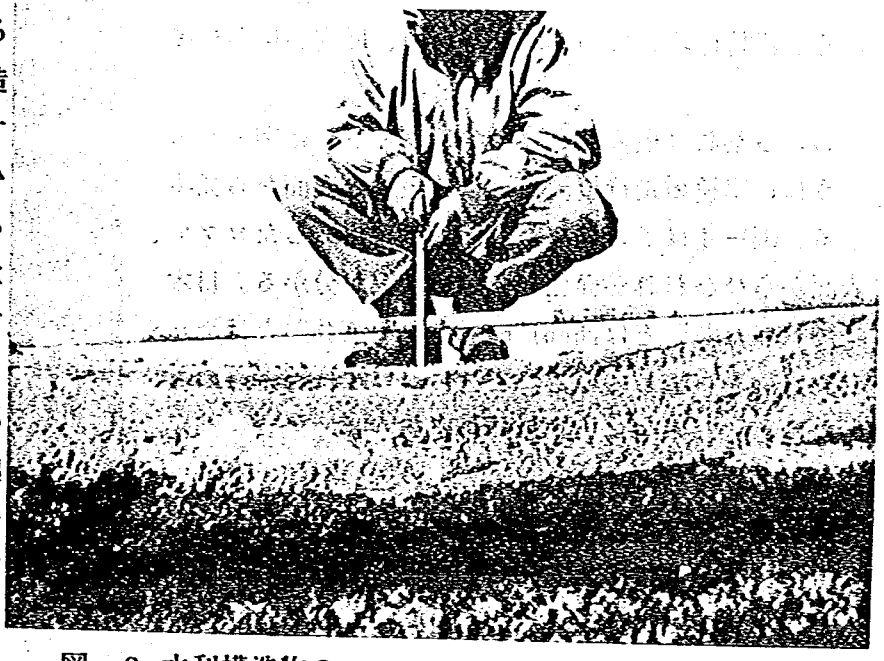
図－1 重交通道路において急速に進行したわだち掘れ

これまで寒冷地で問題となっていた、スタッデッドタイヤによる舗装の摩耗によるわだち掘れは、これの法律的禁止により急速に少なくなってきた。

新しく改訂されたアスファルト舗装要綱では、路床面の変形によるわだち掘れを多層弾性理論を用いて計算する方法が示された。[4] 我が国でこのような路床、路盤の変形によるわだち掘れは、主として中、軽交通の道路のアスファルト舗装に多い。特にこれらの道路で、何かの原因で重車両の交通が急に多くなったような場合に見られる。一般に面状のひびわれを伴なう。

2.2 横断ひびわれ

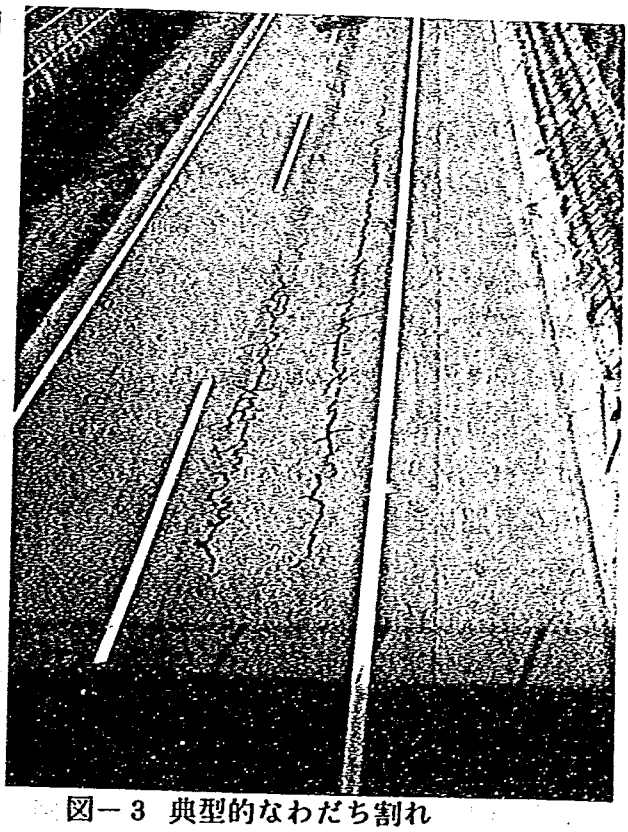
人口ちゅう密な我が国の道路では、道路盛土の下を横断する構造物が多い。このような構造物の端部では必ず段差が発生する。この段差が大きくなるとひびわれに至る。この段差によるひびわれは、盛土の不等沈下などによる縦断ひびわれに比べて変形量が大きくても発生しにくい。その理由はよく分からないが、変形が長い時間をかけて起きることと、永久変形歪みが分散して小さいためと考えるのが妥当のように思われる。図－2は水利構造物のアスファルトフェーシングの例であるが、アスファルト舗装がかなり大きな変形に耐えうることを示している。



図－2 水利構造物のアスファルトフェーシングの変形性能

弾性理論が取り扱う疲労ひびわれが、横断方向であることは少ないと思われる。これについては縦断ひびわれにおいて詳しく述べる。

温度収縮によるひびわれは、寒冷地に多いが、混合物が老化した場合には温暖な地方のアスファルト舗装にも入ることが認められている。



図－3 典型的なわだち割れ

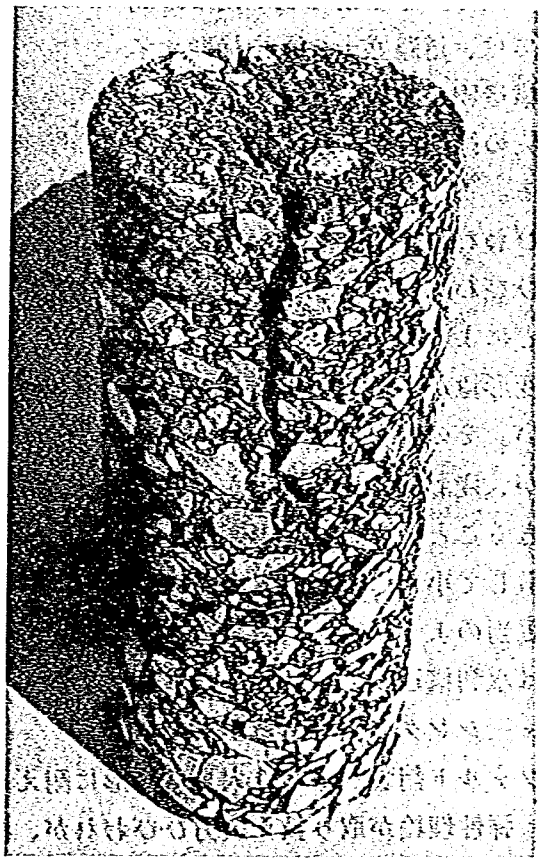
2.3 縦断ひびわれ

我が国の街路や郊外の地方道路においては、車道に個々のライフラインが埋設されている例が多く、これらの改良や復旧により路面に損傷を生じる例が非常に多い。

弾性理論で計算されるアスファルト混合物層の疲労と変形によるひびわれは横断方向よりも、縦断方向に発生する場合が多い。これはいくらかの永久変形を伴なう横断方向の水平歪みの方が縦断方向より卓越しているためと見られる。我が国の重交通道路では次に述べるわだち割れが多いので、

この種の混合物層の底面からのひびわれは混合物層が薄く、維持修繕までの期間の長い中、軽交通道路に多い。

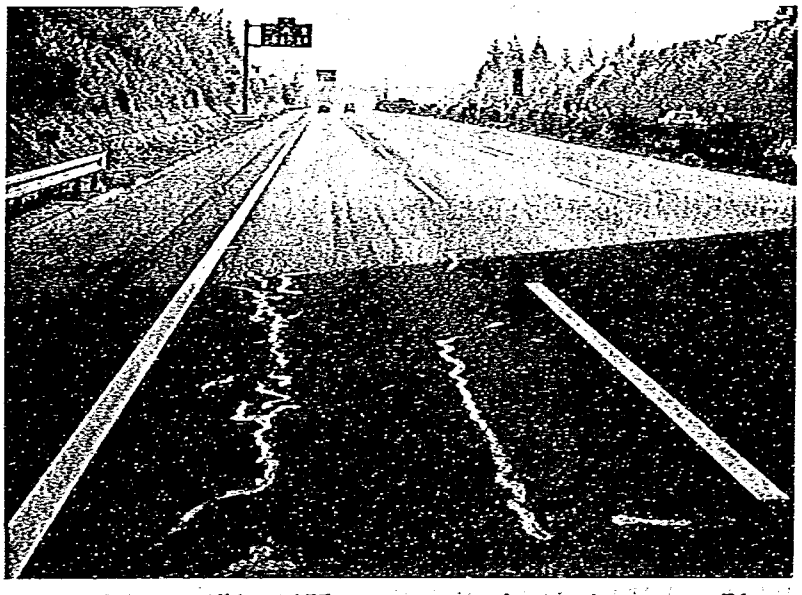
わだち割れ（縦表面ひびわれ、ＬＳＣ）は図－３のように、車輪の走行位置付近に、表層の表面から発生する。図－４はこのひびわれ部分から採取したコアで、表面からひびわれが発生している状況が分かる。日本語で”わだち”とはwheel passを、”割れ”とはcrackingを意味している。これについては著者らのものを含めて、すでにいくつかの研究[5) 6) 7) 8) 9)]発表がある。



図－４ わだち割れ部分のコア

我が国における、わだち割れについての今日までの知見は以下の通りである。[10)]

a) 主に重交通道路において、車輪の走行位置（わだち部）付近に生ずる。
b) 施工後1～5年と比較的早期に発生し始める。
c) わだち割れの発生するアスファルト舗装の路盤は比較的健全であり、その支持力が特に小さいことはない。
d) 表層のアスファルト混合物の老化、硬化が進行している。したがってわだち割れの発生している舗装では、わだち掘れが小さい。
e) ひびわれ面はアスファルトで破断しており、粗骨材で破断する脆性破壊ではない。ひびわれの深さやその下方への進行速度はいろいろである。
f) オーバーブリッジの下など、真夏の昼間に日影になる部分では図－５に示すように発生しにくい。図－６は筆者らが測定した、オーバーブリッジの下の夏期の舗装表面温度の変化である。全く日射のない部分の路面温度は気温よりやや低い。
g) 橋面舗装にも発生するが、その



図－５ 夏期の昼間にオーバーブリッジにより日影になる部分でわだち割れが消えている例

発生率は通常の舗装に比べて小さい。

h) ペーバに原因すると思われるものが多いが、今回これらはペーバクラックとして別の形態に分類した。

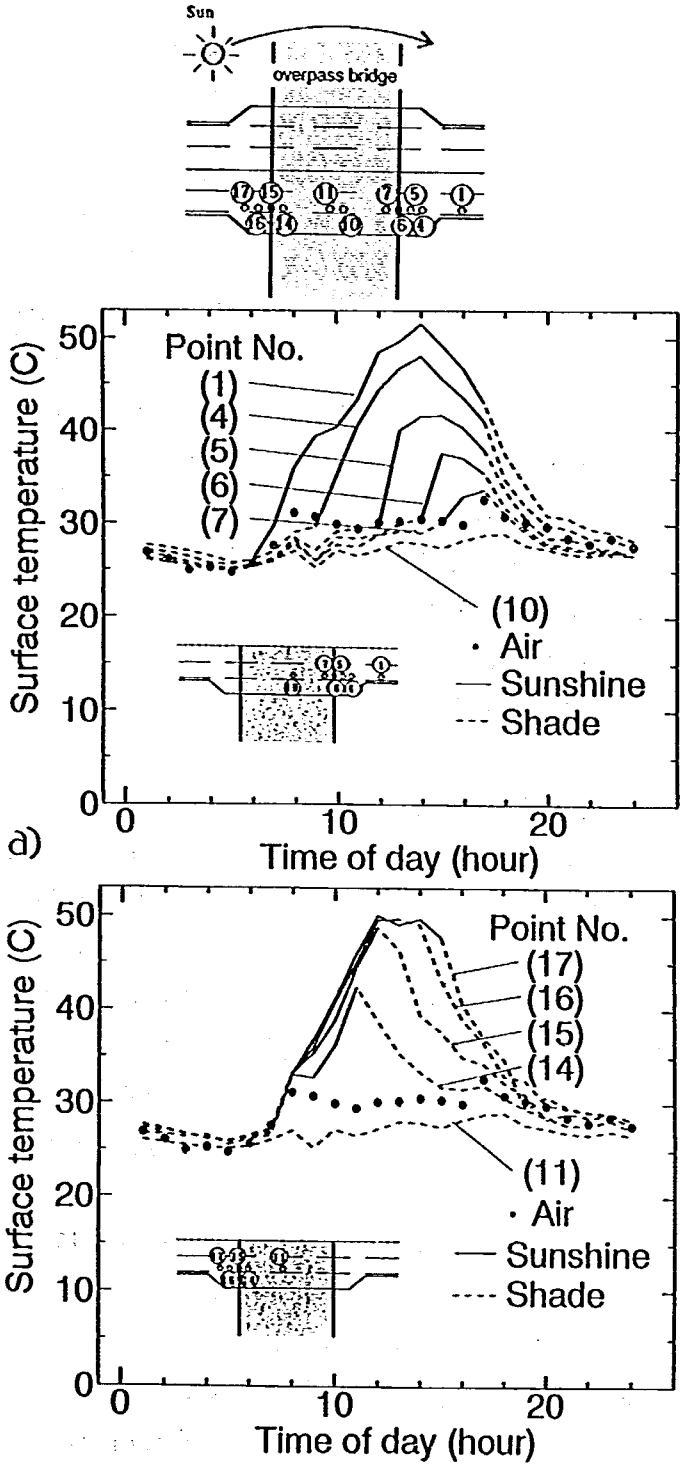
このような表層表面から発生するひびわれの存在は、一般的な弾性理論から言って極めて不思議な現象であると言わざるをえない。その発生原因についての著者らの推定は以下の通りである [6)]

a) わだち割れは夏期の高温時にタイヤ端部に生ずる大きな歪みの繰り返しにより表層表面から発生し始める。

b) 表層のアスファルトが老化、硬化していると、ひびわれが進行する。老化していないアスファルトでは、交通転圧によりマイクロクラックはヒーリングしてひびわれは進行しない。

c) わだち割れやペーバクラックが一旦発生したときには、通常の気温における温度収縮がこれを助長することは充分に考えられる。

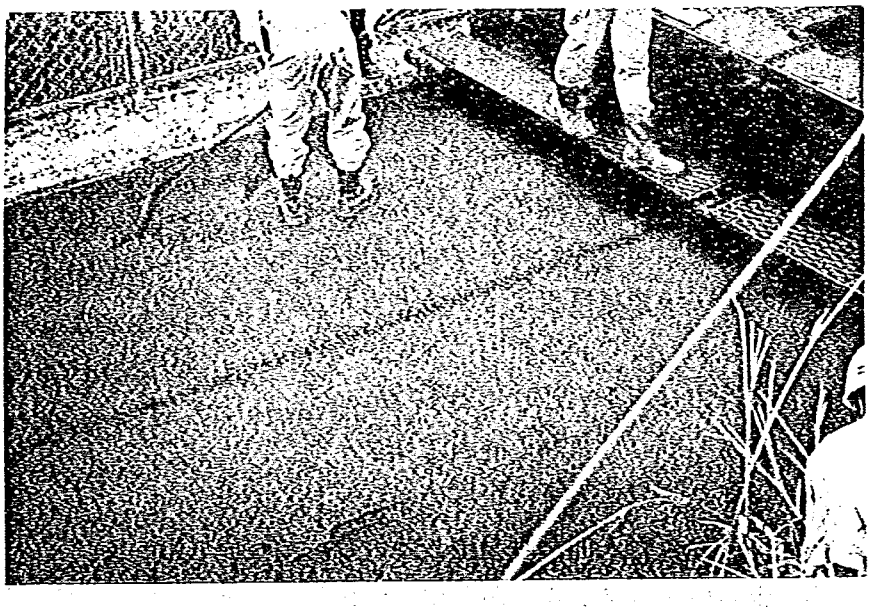
ペーバクラックは著者らの命名したもので、これまでの論文ではわだち割れに含めていた。しかし図－７、図－８に示すように、明らかにペーバに原因があると思われるので、これをわだち割れと異なる破損に分類した。これも表層の表面から発生するが、必ずしも車輪の走行位置付近に限られていない。図－７は極端な例であるが、現在のペーバでは大なり小なり、ペーバによって混合物が分離したまま舗設されることは避けられず、図－８に示すようなひびわれが発生する危険性は常につきまとっている。図－９はカリフォルニア州の例であるが、直線



図－６ 夏期のオーバーブリッジ下のアスファルト路面温度の変化

的なひびわれでありこれもペーバクラックである疑いが強い。

図－１０はわだち掘れ防止のために、オーバーレイに硬い改質アスファルトを用いた舗装の例である。基層以下にまだ流動し易い混合物が残っており、その部分の変形により表層にひびわれが入ったものである。これも表層の表面から発生するが、わだち割れやペーバクラックと異なるのは、図－１０に示すように縦断方向に数多く細かいひびわれが発生することである。この種のひびわれはわだち掘れの多い我が国でもそれほど頻度の多いものではない。



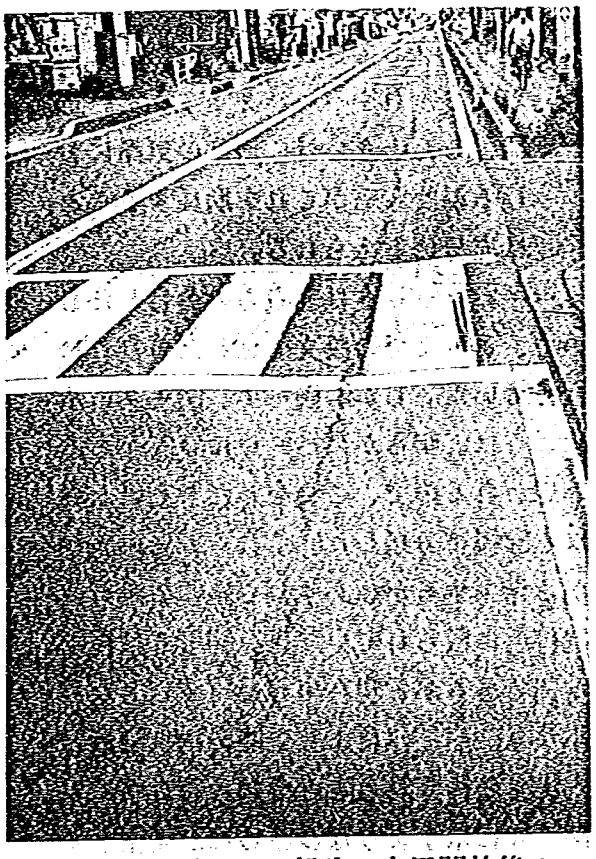
図－７　ペーバの後に残る施工上のライン

2.4 その他のひびわれ

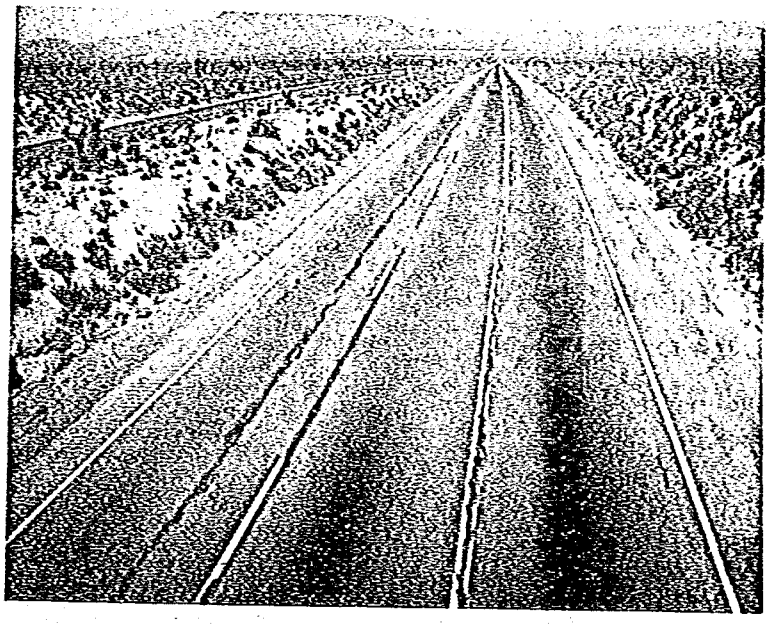
現在の我が国のコンクリート舗装の施工率は5%以下と少ないが、過去に施工され、10年以上を経過したコンクリート舗装にはアスファルト混合物でオーバーレイされたものが多く、これらには必ずレフレクションクラックが発生している。図－１１はオーバーレイの目地上部に予めカッタを入れた例で、すでに7、8年を経過して良好な状態にある。

ライフラインを埋設した上のオーバーレイにもレフレクションクラックが発生しやすく、これは街路や地方道に多く見かけられる。

我が国では丘陵、山岳地帯が多く、これらの道路では必然的に盛土、切土部分が多くを占め、これらの小規模なすべりや不等沈下などから、舗装にひびわれが発生する。これらのひびわれは縦断方向に入ることが多いが、発生位置が特定できないのが特色である。



図－８　図－７の部分の交通開放後のペーバクラック



図－9　カリホルニヤ州でのペーパクラックらしい例

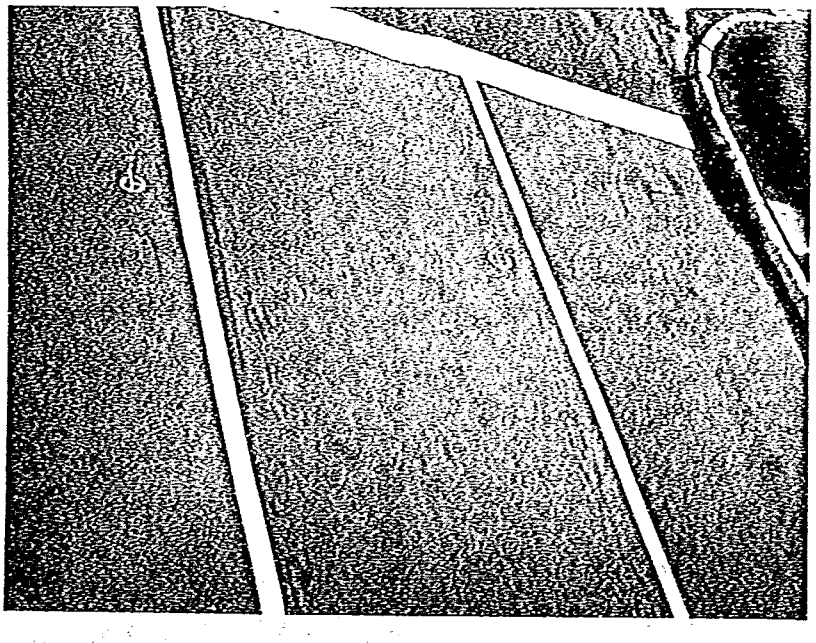
面状のひびわれはその進行速度に速い遅いはあっても、直線状のひびわれから進行したものである。我が国では中、軽交通道路に多い破損形態である。重交通道路ではひびわれが面状に発達する前に補修されることが多く、ひびわれの発達の速い特に重交通の道路以外では見かけることが少ない。

2.4 その他の破損

アスファルト舗装では目地のあるコンクリート舗装ほどにポンピングは多くはないが、混合物層の厚さが厚く、剛性の大きい場合などに小規模なポンピングの発生が見られる

その他の破損で顕著なのは、ポットホールである。我が国は雨量が多いのと、夏期に高温であることから、混合物の剝離現象が多く見られる。剝離現象は水の存在するひびわれ部分、含水比の高い粒状路盤の直上や雨水の浸透した橋梁床版上の混合物に多く見られ、これがポットホールの発生と密接に関連している。

積雪寒冷地ではタイヤチェンやスタッデッドタイヤの摩耗作用により急速にポットホールが発生することがある。これの急速補修材料については、近年特種なセメントとアスファルト乳剤を用いた全天候型急硬性材料が用いられている。雨水が存在しても付着性が良好で、急速に硬化するので冬期の積雪地の補修に活躍している。（図－１２）



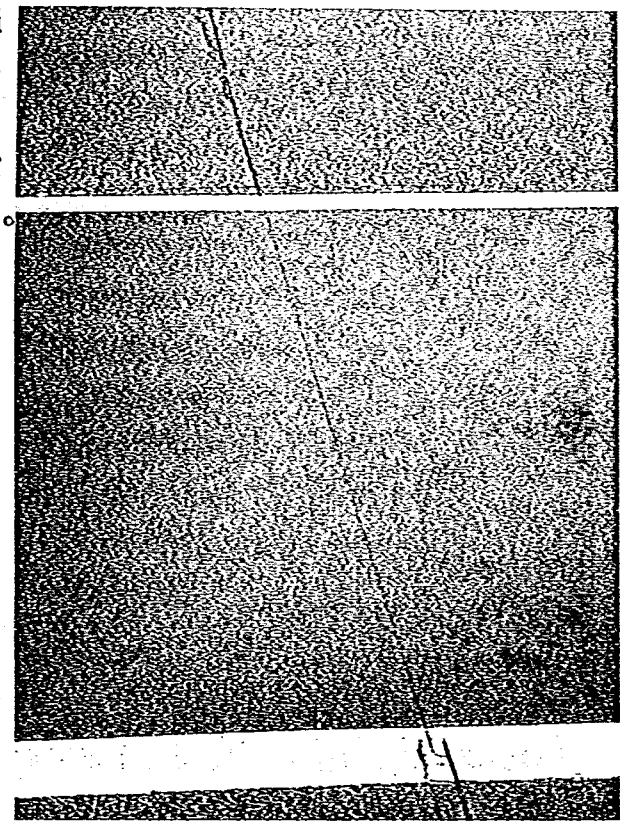
図－１０　表層に硬いアスファルトを用い、基層以下が変形した時のひびわれ

3．主要な破損と設計・施工

3.1 破損現象の取り扱い

すでに述べたように、破損現象を充分に把握しないで、これを防ぐための設計は成り立たない。

我が国で発生頻度の多い破損のうち、ひびわれの破損を除いては、破損現象と設計が比較的良く対応しているように思われる。しかしひびわれにおいては、新たに提起された、わだち割れやペーバクラックに対し設計上どのように対応するかを検討しておく必要がある。わだち割れについてはすでにオランダ、南アフリカ[7][8][9]でその存在が認められており、また発生の原因ついても検討が加えられている。しかし我々のこの新しい破損現象に対する考え方は上記の国とはいささか異なっている。いずれにしろ現象は実在するし、またこれが特定の国に固有なものとは考えにくい。したがってこの現象の存在については今後各国で検討することを提案する。ここでは我々の観点から構造設計と混合物の配合設計、および施工の各面から検討し、問題点の現状と今後の調査研究の方向とをおおまかに示すことにする。

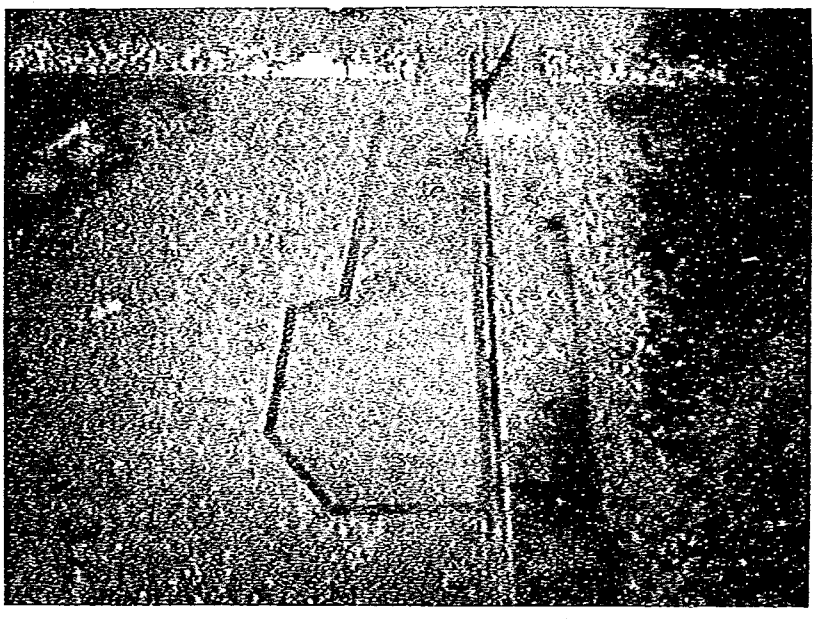


図－１１　コンクリート舗装の目地部分に予めカッタ目地を入れたアスファルトオーバーレイ

3.2 構造設計

アスファルト舗装の供用成績がひびわれ、わだち掘れと平坦性により評価できるとすれば、これの構造設計はひびわれとわだち掘れを対象に行なわれる。すなわち経済的に可能な範囲で、これらの破損を少なくし、期待される寿命を果たすようなアスファルト舗装の構造を決めることになる。

弾性理論で取り扱われる構造設計もまた疲労ひびわれとわだち掘れを対象にしている。ここでいうわだち掘れは表－１に示す路床、路盤の変形によるものである。我が国の経験によれば、路床、路盤が変形したアスファルト舗装でひびわれを伴



図－１２全天候型急速硬化補修材による補修例

なわないものは非常に少ない。したがって弾性理論による構造設計は疲労と変形によるひびわれを対象にしているとしてよい。

温度収縮やレフレクションクラックなどのようなひびわれは明らかに視覚で認識できる。しかしわだち割れやペーバクラックなどを含めた、その他のひびわれではそれがどのように、どこから発生したのかを識別するには、コアボーリングのようなある程度の試験と調査が必要である。ひびわれが他の破損と異なる点はここにある。弾性理論によるひびわれが混合物層の底面より発生し始めることはシュミレーション試験以外ではほとんど見ることが出来ない。この意味では図－4のようなわだち割れはその発生を視覚で認識することができるので、早めにコアボーリングを行なえば検証が可能であり、その存在は少なくとも混合物層の底面からのひびわれより確実に把握できる。

わだち割れやペーバクラックは弾性理論の利用によって説明出来ると著者らは判断している。しかし従来の弾性理論による構造設計方法で取り扱われるひびわれとは異なるものである。したがってわだち割れやペーバクラックは現在の構造設計の対象になるひびわれではないし、またアスファルト舗装の厚さを決める対象となる破損でもない。ただわだち割れの発生原因に対する我々の推論から、弾性理論に基づく現在の構造設計方法に対していくつかのアドバイスを導くことができる。それらは次のような事柄である。

a) 少なくとも我が国の重交通道路では、わだち割れの方が卓越している。したがってひびわれ即支持力不足という、今でも舗装技術者に根強い従来の考え方は成り立たない。これはその他のひびわれをも含めて、常に現場において詳細な試験調査が必要であることを示している。

b) わだち割れは路盤以下の支持力にあまり関係していない。したがって維持修繕の判定に用いられているFWDを含む支持力試験から、わだち割れ部の構造設計や修繕工法を求めることはできない。つまりわだち割れ部ではひびわれ深さなどを別に求める必要がある。ただFWDではわだち割れのひびわれから生じた混合物層の劣化についてはある程度の判断が可能であろう。

c) ひびわれ率はいろいろな種類のひびわれを全て同一のものとして評価しているので、単に舗装の破損の程度を表すものである。維持修繕の時期の判定には用いることが出来るかもしれないが、維持修繕工法の選択に使用することはできない。

d) わだち割れが著者らが推定しているように、夏期高温時に発生するものとすれば、従来の弾性理論で用いられてきた混合物の疲労曲線は再検討の必要があろう。それは夏期の高温における疲労現象の把握とアスファルトの老化現象の取り込みである。また混合物のヒーリング現象に対しても、夏期高温時の交通転圧を含めて検討すべきであろう。

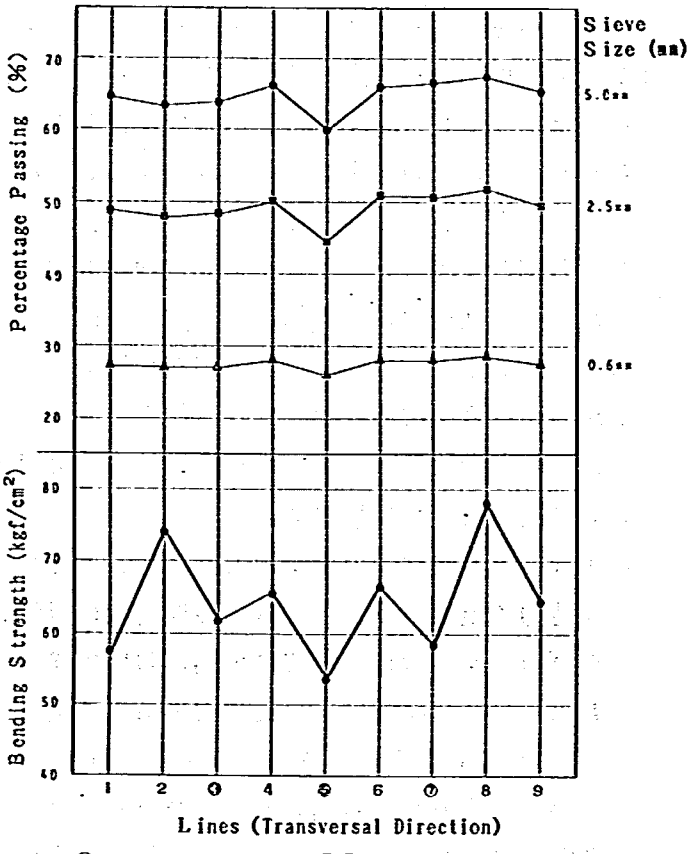
e) 大型の載荷シュミレーション試験機では、恐らくわだち割れやペーバクラックを再現することは不可能であろう。それは施工方法と路面温度が厳密に現実の道路と同じくないからである。

3.3 配合設計

わだち割れは表層の表面から発生するので、表層混合物の性状が最も大きく関連し、主に配合設計の問題であると言ってもよい。わだち割れ部分の表層混合物のアスファルトは常に老化が進行し

ていることが知られている。したがってわだち割れの防止にはアスファルトの老化を防止することが不可欠である。しかし我が国では混合物の流動によるわだち掘れの防止のために、硬いアスファルトとして改質アスファルトを使用することが薦められており、このような硬いアスファルトの使用は副作用として、わだち割れを必然的に多くしている。

このような配合設計の問題点を具体的に解決する方法は未だに持ち合わせていないが、アスファルトの老化防止剤、わだち掘れ対策としての骨材粒度の見直し、夏期に交通転圧を受けた時にマイクロクラックのヒーリング性状のよい改質アスファルトなどが今後の研究対象として上がってくる。



図－１３　ペーバの舗設による横断方向のアスファルト混合物の性状変化

3.4 施工

1984年のPICAワークショップにおいて、わだち割れについて報告したとき、[5] これが施工上の問題から発生するひびわれであるとの指摘があった。しかしこのような指摘にもかかわらず、これが施工上のどのような欠点から発生するのか、またそれが輪荷重の走行によってどのように発達するのかなどの、問題点は研究されていない。図－１３はペーバで舗設した混合物を試験した１例である。ペーバ中央部に混合物の分離が見られ、またこの部分の曲げ強度も小さい。最近このような施工機械に関する試験調査は世界的にも少いように思われるが、ペーバクラックの多い我が国では重要な問題と考えている。

結論

1) 視覚で認識できる範囲で、アスファルト舗装の破損形態を分類し、表－１を示した。
2) 我が国の重交通道路に多い破損形態である、わだち割れとペーバクラックを分類に加えた。
3) これらの新しい破損形態を含めることにより生ずる問題点について言及した。特に従来の弾性理論による設計に用いられている疲労曲線には、夏期の高温時までも検討の対象として含めることやアスファルトの老化と疲労、ヒーリングの関係を求めることなどを提案した。
4) わだち割れやペーバクラックの少ない混合物の配合設計方法について、研究の方向を示した。
5) ペーバについて、その舗設機構、精度とペーバクラックの関係について、今後検討すべきこと

を提案した。

6) わだち割れやペーバクラックの存在について、各国で検討することを提案した。

あとがき

この論文に用いた写真は全て筆者ら個人的に撮影したもので、発表の責任は全て筆者らにある。

参考文献

1) Hveem, F.N., "Types and Causes of Failure on Highway Pavement." HRB Bull. 187(1958) pp. 1-52.

2) "Standard Nomenclature and Definitions for Pavement Components and Deficiencies." HRB Sp. Rep. 113 (1970) 29pp.

3) "Catalogue of Road Surface Deficiencies", Road Research, OECD, 1978.

4) "Manual for Asphalt Pavement, 1993, Apendix 2 " Japan Road Association, pp. 303-307 (In Japanese)

5) Matsuno, S. and Nishizawa, T. "Longitudinal Surface Cracking of Flexible Pavement, Proc. Paving in Cold Areas Mini-Workshop, Canada/Japan Science Technology Consultation, pp. 779-796, 1984.

6) Matsuno, S. and Nishizawa, T. "Mechanism of Longitudinal Surface Cracking of Asphalt Pavement", Proc. 7th Int. Conf. on Asphalt Pavements, Vol. 2, pp. 277-291, 1992.

7) Molenaar, A. A. A. "Fatigue and Reflection Cracking Due to Traffic Loads, Proc. Ass. of Asphalt Paving Technologist, Vol. 53, pp. 440-474, 1984.

8) Hugo, F. and Kennedy, T. W. "Surface Cracking of Asphalt Mixtures in Southern Africa, Proc. Ass. of Asphalt Paving Technologist, Vol. 54, pp. 454-496, 1985.

9) Gerritsen, A. H., Van Gurp, C. A. P. M., Van der Heide, J. P. J., Molenaar A. A. A. and Pronk, A. C. "Prediction and Prevention of Surface Cracking in Asphalt Pavements" Proc. Sixth Int. Conf. on the Structural Design of Asphalt Pavements, Ann Arbor, Michigan, pp. 378-391, 1987.

10) Nishizawa T. and Matsuno S. "Asphalt Pavement Surface Cracking in Wheel Pass" 土木学会論文集投稿中

アスファルト混合物層の温度推定法

A Simple Temperature Estimation Method in Asphalt Mixture Layers

長岡技術科学大学　丸山暉彦
同　高橋修
北海道大学　姫野賢治
東亜道路工業(株)　林正則

アスファルト混合物層の温度推定法

長岡技術科学大学建設系　丸山　暉彦
長岡技術科学大学建設系　高橋　修
北海道大学工学部　姫野　賢治
東亜道路工業(株)技術部　林　正則

概　要

FWDによって測定された舗装のたわみ形状から、逆解析を用いて、舗装を構成する層の弾性係数を推定することが可能となっている。アスファルト混合物の弾性係数は温度によって大きく変化するが、舗装体内部の温度勾配のために、アスコン層自体の温度を求めることは簡単でない。AASHTOはアスコン層の温度勾配を求めるために、FWD測定時の路面温度と過去5日間の平均気温が必要であるとしている。またSHRPは舗装温度を求めるのに、表層にドリルで穴をあけ、少量のオイルを入れて、その温度を測定するよう推奨している。この方法は穿孔時にかなりの発熱が見られ、注入オイルの温度が一定になるまでに時間がかかる。いずれの方法も、測定の迅速性が長所の一つであるFWDには向いていない。

本研究では、アスファルト混合物層の平均温度を、FWD測定時の気温と路面温度から推定する方法を開発した。新潟県長岡市において、2年間にわたり、アスファルト舗装体内の温度勾配を測定した結果、アスファルト層の深さ方向の温度勾配は、時間および季節とともに刻々と変化するが、1日のある時間だけを取り出してみれば、季節が変わっても温度分布の形には大きな違いはないと見做すことができた。このことに着目し、アスファルト混合物層の平均温度を、気温と路面温度だけから求める回帰式を各時間毎に作成した。この方法は多数の回帰式を扱うことになるが、パソコンプログラム化は容易で、アスコン層の平均温度を迅速に求めることができる。

アスファルト混合物層の温度推定法

長岡技術科学大学建設系　丸山　暉彦
長岡技術科学大学建設系　高橋　修
北海道大学工学部　姫野　賢治
東亜道路工業(株)技術部　林　正則

1．はじめに

ＦＷＤによって測定された舗装のたわみ形状に対し、逆解析を用いて舗装を構成する層の弾性係数を推定することが可能となっている。すなわち、舗装のアスファルト混合物層の弾性係数は容易に求められるようになった。アスファルト混合物層の弾性係数は温度によって数百から数十万 kgf/cm^{2}の間を変化するので、弾性係数を求めるのと同時に、アスファルト混合物層の温度も測定しておかねばならない。温度は、通常、気温と路面温度しか測定されていない。アスファルト混合物層の厚さ方向には温度勾配が生じているから、アスファルト混合物層の温度を路面温度だけから評価することはできず、厚さ方向に平均した温度を求めて、アスファルト混合物層の代表温度とする必要がある。

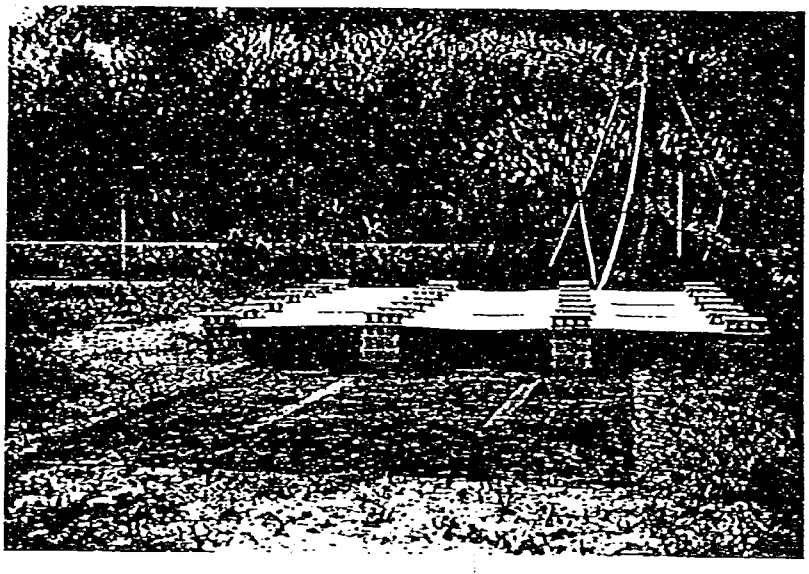
アスファルト混合物層の温度勾配を求めるために、ＡＡＳＨＴＯの方法は、ＦＷＤ測定時の路面温度と、過去５日間分の日平均気温を必要とする[1]。この６つの温度の総和からグラフを用いて、アスファルト混合物層の表面、半分の厚さの位置、及び底面の３点における温度を求め、これらを平均して、アスファルト混合物層の温度とする。しかし、過去５日間分の日平均気温を求めるのは容易ではないし、５日間と定めた根拠が明確でない。

ＳＨＲＰはアスファルト混合物層の温度を求めるのに、表層にドリルで穴をあけ、少量のオイルを入れて、その温度を測定するよう推奨している[2]。穴の深さは３種類を用意する。この方法は穿孔時にかなりの発熱がみられ、注入オイルの温度が一定になるまでに時間がかかる。また、時間が経てばオイルはアスファルト混合物層中に滲み込んでしまう。ＡＡＳＨＴＯ、ＳＨＲＰのいずれの方法も、測定の迅速性が長所の一つであるＦＷＤには向いていない。

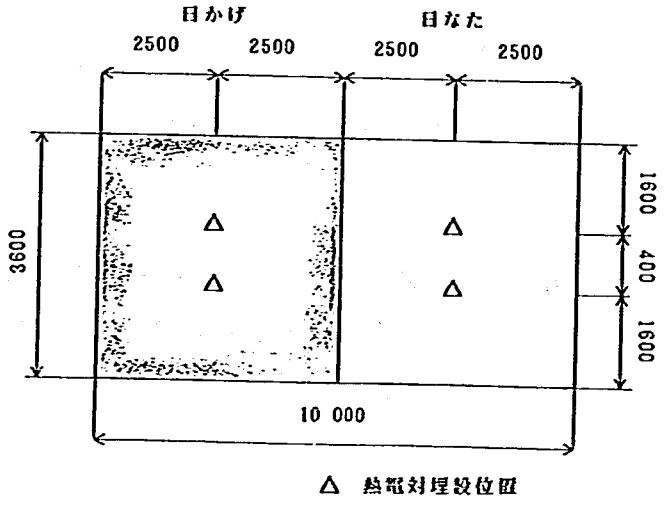
本研究は、ＦＷＤ測定時に同時に測定されている気温と路面温度から、アスファルト混合物層の平均温度を推定する方法を開発した。２年間にわたり、アスファルト混合物層の温度を測定した結果、その深さ方向の温度勾配は、時間および季節とともに刻々と変化するが、１日のある時間だけを取り出してみれば、季節が変わっても温度分布の形には大きな違いがないと見なすことができた。このことに着目し、アスファルト混合物層の平均温度を、気温と路面温度だけから求める回帰式を各時間毎に作成した。この方法は多数の回帰式を扱うことになるが、パソコンプログラム化は容易で、アスファルト混合物層の平均温度を迅速に求めることができる。

2．舗装体内温度分布の測定

舗装体温度測定のために新潟県にある長岡技術科学大学構内に温度測定場を設けた。日陰部をつくるために、測定場の半分に板をかぶせた。測定場の外観を写真－１に示す。 測定場の大きさは 3.6m x 10m で、図－１に示す位置に熱電対を埋設した。アスファルト混合物層の厚さは130mmである。熱電対の埋設深さは図－２に示す通りで、２年の間、15分おきに温度をレコーダに記録した。気温は地上2mの百葉箱内に設置した熱電対によって同様に測定した。

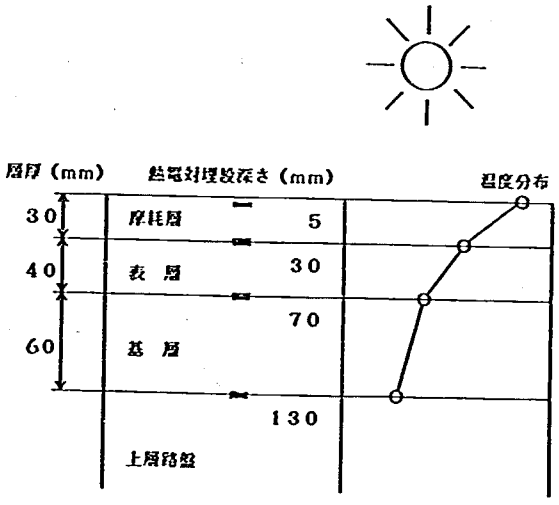


写真－１　舗装温度測定場



図－１　温度測定用舗装体の平面図

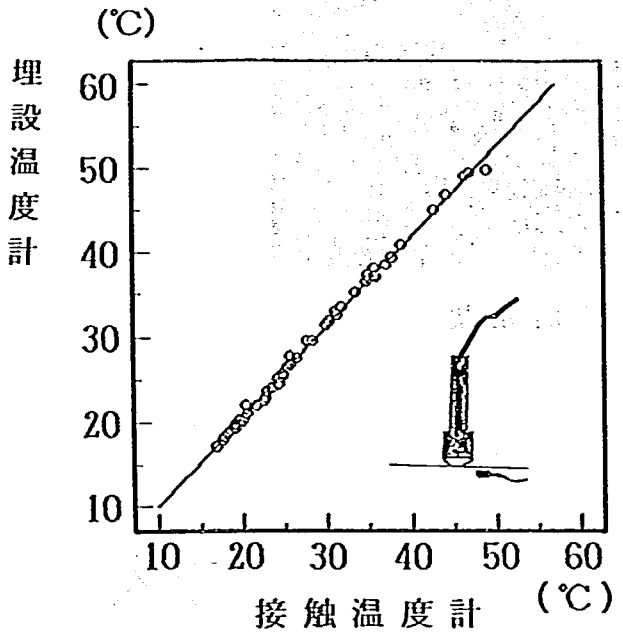
（単位：mm）



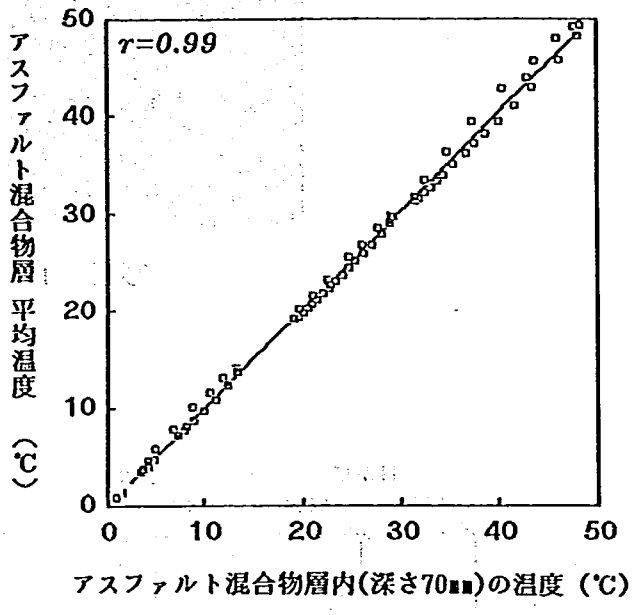
図－２　熱電対埋設深さ

ＦＷＤ測定時の路面温度は接触式路面温度計を用いて測定されるので、この路面温度と深さ5㎜ に埋設された熱電対の温度とを比較した。接触式路面温度計を用いた測定は５月に行い、１時間毎に２日間測定し50個のデータを得た。風はほとんどなかったが、日中の日射はかなり強かった。図－３に示すように、風が弱い場合には接触式温度計による路面温度と深さ 5㎜における温度を等しいとみなすことができる。後で説明する回帰式の変数として、路面温度の代りに 5㎜深さの温度を用いる。

アスファルト混合物層内の深さ 5、30、70、130㎜ における温度を積分平均してアスファルト混合物層の平均温度とした。アスファルト混合物層の厚さは130㎜であるが、この場合図－４に示すように、深さが約半分の70㎜の位置における温度が平均温度とほぼ一致した。以後、深さ70㎜の位置の温度をアスファルト混合物層の平均温度とみなす。



図－３　深さ5㎜の位置における熱電対が示す温度と接触式路面温度計による温度との比較



図－４　アスファルト混合物層の平均温度と深さ７０ｍｍの位置における温度との関係

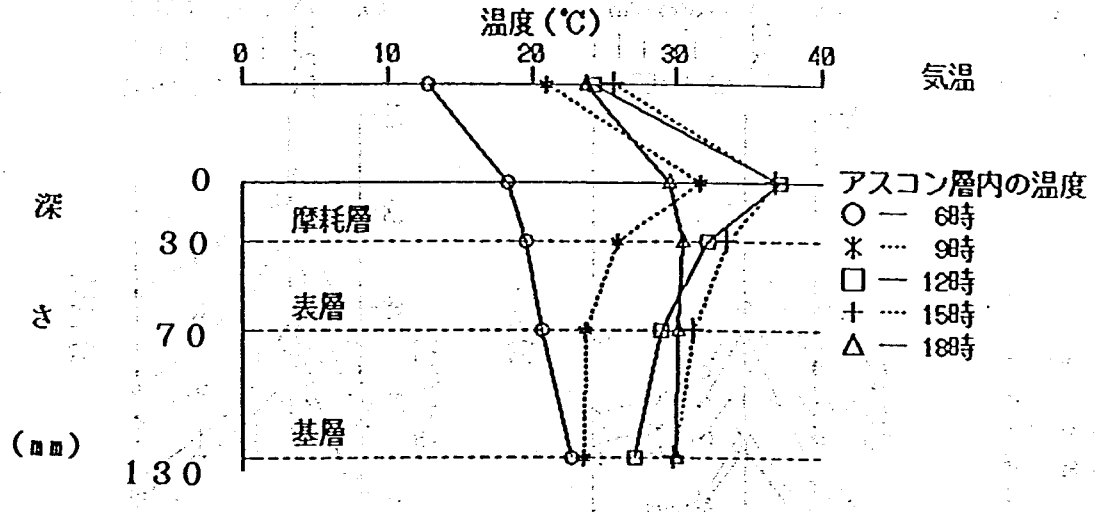
3．アスファルト混合物層の温度推定法

図－5にアスファルト混合物層内の温度分布の1日の変化を示す。朝は深いところほど温度が高く、昼になると日射の影響によって路面温度が急に上昇し、夕方には深さ数10㎜のところの温度が最大になる。このように温度勾配は時刻、季節とともに刻々と変化する。しかし、図－6に示すように、1日のある時間だけを取り出してみれば、季節が変っても温度分布の形には大きな違いはなく、位置だけが異なっているとみなすことができる。このことに着目し、深さ70㎜の温度を目的変数、気温と路面温度を説明変数として各時間ごとの回帰式を求めることにした。回帰式はもっとも簡単な一次回帰式であり、式(1)で表される。

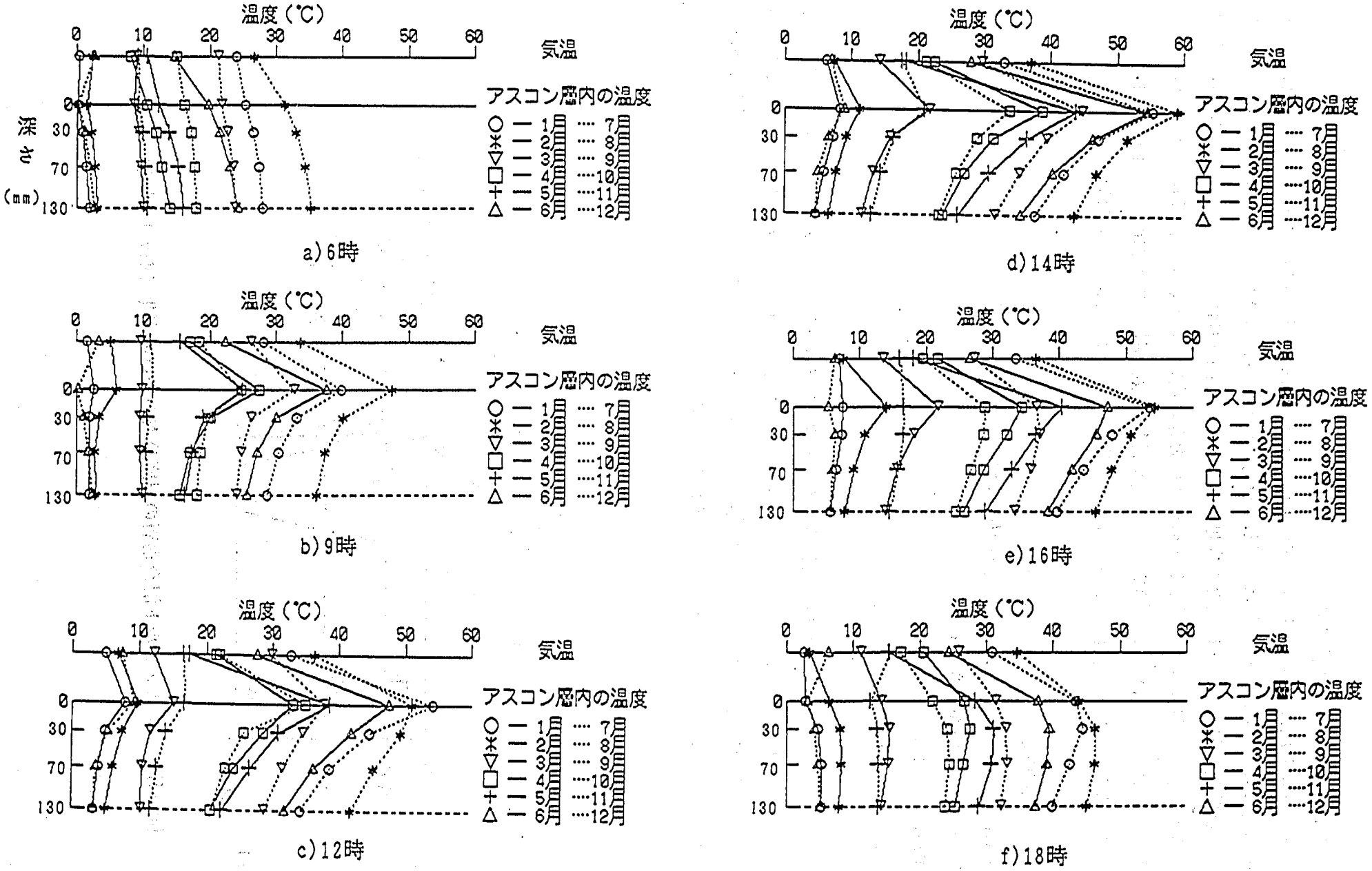
$$Tave = a\,Tsu + b\,Tair + c \qquad (1)$$

ここに　Tave　：アスファルト層の平均温度（℃）
　　Tsu　：路面温度（℃）
　　Tair　：気温（℃）
　　a，b，c：回帰係数

図－6をよく見ると、どの時間帯においても温度分布のパターンが3つのグループに分れている。そこで、1，2，12月をグループ1、3，11月をグループ2、その他をグループ3として回帰式を独立させた。回帰式は6時から18時までの1時間おきの13式が3グループで計39式あることになる。回帰式の数は多いが、温度推定のためのパソコンプログラム化は容易で、実用上は全く苦にならない。



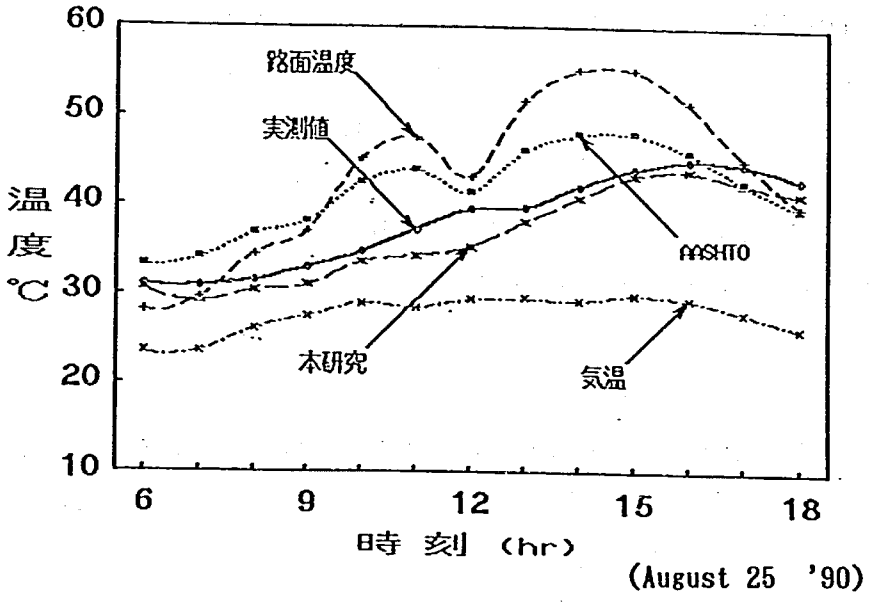
図－5　アスファルト混合物層の温度分布の一日の変化（May 15 '91）



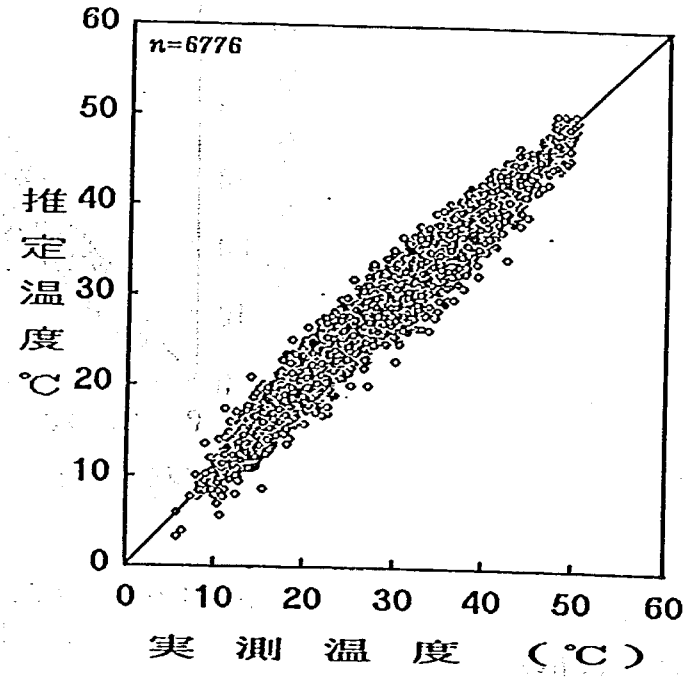
図－6　時間毎のアスファルト混合物層の温度勾配

図－７に、8月のある日のアスファルト混合物層温度の推定結果を示す。雲や風の影響により路面温度の変動が見られるが、推定温度と深さ70㎜における温度はよく一致している。回帰式は、晴天の日と曇天の日を分けたものもつくったが、精度はほとんど向上しなかった。したがって、全天候のデータを用いた回帰式によるものだけを示す。図中にＡＡＳＨＴＯの方法による推定温度も示した。ＡＡＳＨＴＯの方法は本研究の方法よりも路面温度の影響を強く受ける。

図－８に、本研究によるグループ3 の 13hrs x 30days x 7months x 2,5years = 6800 個のデータの実測値と推定値の関係を示す。誤差は最大で約５℃である。日かげ部分のデータについては、まだ解析していない。



図－７　　回帰式によるアスファルト混合物層温度の推定結果



図－８　　アスファルト混合物層温度の
実測値と推定値の関係

4．適用範囲の拡大

以上で与えられた回帰式は厚さ130㎜のアスファルト混合物層をもつ舗装に対するものであったが、任意の厚さの舗装にも適用できるよう、厚さに関する補正項を検討した。

茨城県つくば市にある建設省土木研究所において、厚さ200㎜のアスファルト混合物層の深さ 0、24、48、98、150、200㎜ の位置に熱電対が埋設され、１年間温度が測定され記録された。このデータによると、深さ D ㎜ までの温度を積分平均した値は、深さ D/2㎜ の位置における熱電対が示す温度とほぼ等しかった。次に、厚さ48㎜、98㎜、200㎜のアスファルト混合物層があるとして、その平均温度を、長岡市のデータから得られた回帰式から求め、それぞれの半分の深さの温度と比較した。その結果式(2)のような補正を行うと、任意の厚さのアスファルト混合物層の温度をよく推定できることが明らかになった。

$$T_{ave(z)} = (T_{ave(130)})\ \alpha Z^{\beta} \qquad (2)$$

ここに　$T_{ave(z)}$：任意層厚のアスファルト混合物層の平均温度

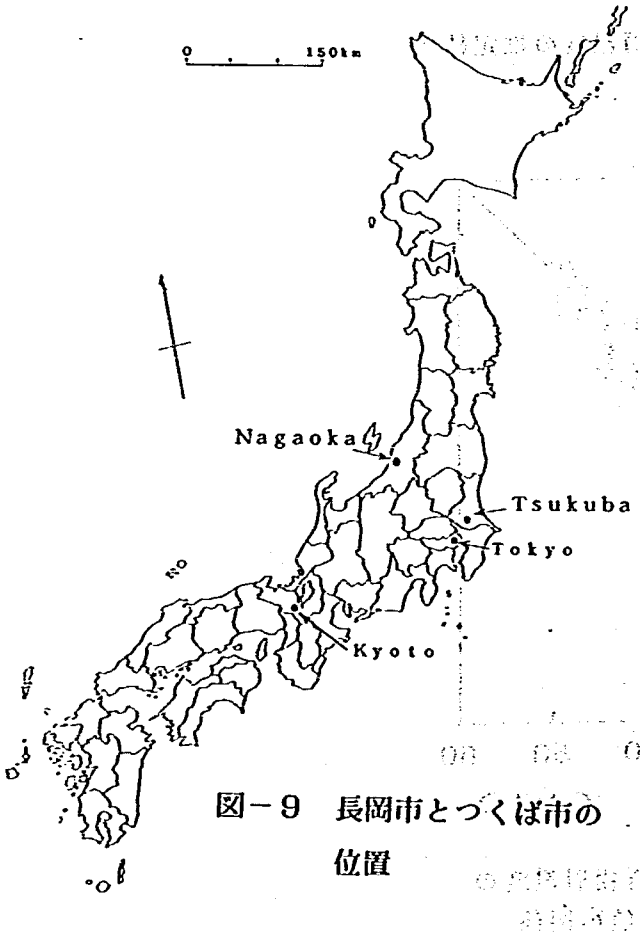
$T_{ave(130)}$：厚さ130㎜のアスファルト混合物層の平均温度

Z：アスファルト混合物層の厚さ(㎜)

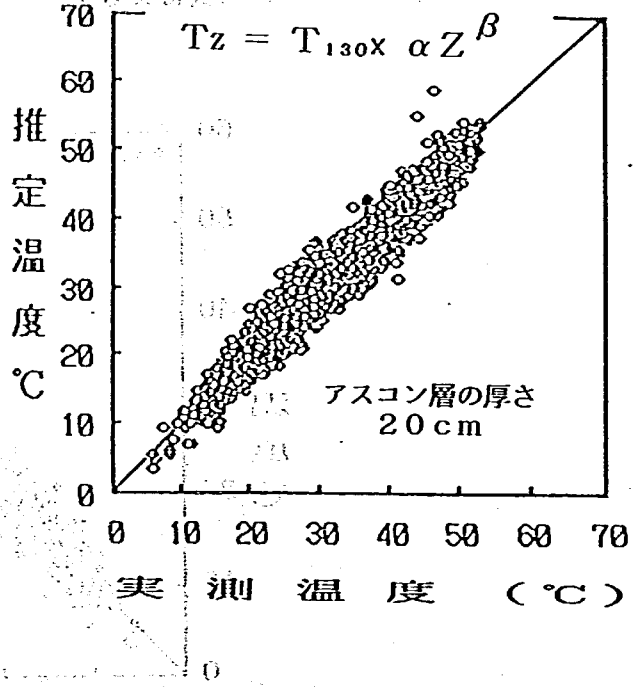
α、β：補正係数

この場合α、βは回帰式の数だけ、すなわち39組あることになる。

図－９に長岡市とつくば市の位置を示す。どちらも日本の中央部に位置している。図－１０は、本式を厚さ 200㎜ のアスファルト混合物層に適用した結果である。2、3の特異なデータを除けば、誤差の最大値は約７℃で、この程度の相関があれば、十分実用に耐えられる。



図－９　長岡市とつくば市の位置



図－１０　厚さ20cmのアスファルト混合物層の温度推定結果

5．結論

本研究の結論を要約すると以下のとおりである。

1)接触式路面温度計による路面温度と深さ 5㎜における温度は強い相関関係があり、両者をほぼ等しいとみなすことができる。

2)アスファルト混合物層の温度勾配は時間とともに刻々と変化するが、時刻を固定すれば、日にちや季節が変わっても温度勾配の形は同じであるとみなせる。ただし、厳冬期およびそれに続く数か月はやや異なる形をとる。

3)アスファルト混合物層の平均温度は厚さが半分の位置における温度とほぼ等しい。

4)アスファルト混合物層の平均温度を路面温度と気温から簡単な回帰式を用いることによって求めることができる。

5)厚さの異なるアスファルト混合物層に対しては、厚さの補正を行うことにより、かなりの精度でその平均温度を推定することができる。

本研究により得られた回帰係数は中部日本のデータだけに基づいており、北部や南部の日本においてもそれらが使用できるとは限らない。この点に関する検討が必要である。

参考文献

1)AASHTO Guide for Design of Pavement Structures 1986, AASHTO, Appendix L, Temperature-Deflection corrections for Asphalt Pavements (1986)

2)SHRP LTPP Manual for FWD Testing: Operational Field Guidelines, Ver.1.0, SHRP, p.II-29 (1989)

3)姫野、猪股：アスファルト舗装内部温度に関する調査研究；土木技術資料 28-6 (1986)

重荷重を対象とした転圧コンクリートの締固め特性の改善に関する分級フライアッシュの効果

Effects of Classified Fly Ash on Improving Compactibility of Roller Compacted Concrete for Heavy Duty Pavements

運輸省港湾技術研究所　福手　勤
テクノ・リソース(株)　石井光裕
大阪セメント(株)　寺野宣成
東京都立大学　國府勝郎

重荷重を対象とした転圧コンクリートの締固め特性の改善に関する分級フライアッシュの効果

運輸省港湾技術研究所　福手　勤
テクノ・リソース株式会社　石井　光裕
大阪セメント株式会社　寺野　宜成
東京都立大学　園府　勝郎

概　要

滑走路、誘導路、エプロンなどの空港基本施設や港湾エプロンでは、対象とする上載荷重が一般道路に比べて格段に大きいために、その版厚が厚くなり、また材料面からは強度や耐久性に優れるものが要求されている。コンクリート舗装では、近年、転圧コンクリート舗装（ＲＣＣＰ）が注目されているが、締固めと平坦性の確保の観点から一層施工の版厚が最大２５ｃｍ程度と限界がある。このため、大きい版厚を施工しようとした場合、２層による施工を行わざるを得なかった。このことが、ＲＣＣＰを空港・港湾の舗装に適用していく上で大きな欠点となっており、重荷重を対象としたＲＣＣＰの普及、発展の妨げとなっている。

また、一般のコンクリートにおいて、コンシステンシーの改善効果や耐久性向上の効果をもつ混和材として、フライアッシュをより高品質化した分級フライアッシュがある。この分級フライアッシュをＲＣＣＰ用コンクリートの材料として用いた場合、締固め性の向上、一層施工厚さの増大が期待される。

本研究では、締固め性試験機を用いた室内試験の結果より、分級フライアッシュを混入したＲＣＣＰ用コンクリートにおいて、締固めエネルギーによる充填率の変化に着目することにより、分級フライアッシュ混入による所定充填率を達成するための締固めエネルギーの低減効果を明らかにし、また、最適な骨材の粒度構成が存在することも確認できた。

また、普通ポルトランドセメント単味と分級フライアッシュを混入したセメントを使用したＲＣＣＰ用コンクリートを用いて、幅３ｍ、総延長１２０ｍ、版厚を２５、３０ｃｍと変化させた試験舗装を施工し比較検討を行った。その結果より、版厚が２５ｃｍを超えても締固め率および強度発現ともに良好であることが確認できた。

重荷重を対象とした転圧コンクリートの締固め特性の改善に関する分級フライアッシュの効果

運輸省港湾技術研究所　福手　勤
テクノ・リソース株式会社　石井　光裕
大阪セメント株式会社　寺野　宜成
東京都立大学　園府　勝郎

1．はじめに

転圧コンクリート舗装（Roller Compacted Concrete Pavement、以下、ＲＣＣＰという）は、機械施工による省力化、早期供用性、コンクリート舗装が本来耐久的であることなどによって、経済的であることが期待されるコンクリート舗装である。わが国において、今後ますます施工されるものと思われる。しかし、転圧コンクリートは、振動ローラなどの表面振動機による超硬練りコンクリートの強力な締固めによって、高い充填率の版を形成する必要があるにもかかわらず、締固めのメカニズム、すなわち、施工機械の重量、振幅、振動数、振動加速度などの締固め条件と、それに適合するコンシステンシーとの関係、また振動締固め性状などが明らかになっていないのが現状である。

ＲＣＣＰ用コンクリートの配合は、機械による施工性に適合するためには硬いコンクリートが、密実で高い充填率を得るためには柔らかいコンクリートが必要とされるため、その両面から適切なコンシステンシーが決定されなければならない。現在、ＶＣ振動締固め試験やマーシャル突固め試験の結果によってコンシステンシーが経験的に決定されているが[1)2)]、必ずしもフレッシュ時の性状を十分に把握しているものとはいえない。

ローラ転圧時には、コンクリート中の振動加速度は表面からの深さとともに減少し、締固められたコンクリートの密度は下層ほど小さくなることが分かっており[3)]、１回で転圧できる版厚は限度がある。滑走路、誘導路、エプロンなどの空港基本施設や港湾エプロンなどの重荷重を対象とした舗装では、そのコンクリート版厚は一般的な舗装に比べて大きくなり、二層に分けて施工せざるを得ない。このことが、空港・港湾の舗装にＲＣＣＰを適用していく上で解決すべき課題となっている。一層による施工厚を増大させるためには、材料面からの改善によって必要締固めエネルギーの小さいコンクリートとすることが有効であるものと考えられる。

本研究では、一般のコンクリートにおいてコンシステンシーの改善効果をもつ、高品質な分級フライアッシュを混入した転圧コンクリートを用いて、園府ら[4)]が行っている締固め性試験（Compactibility test）により、締固めエネルギーと充填率との関係からコンシステンシーを評価、すなわち、結果としての締固め率よりも締固め過程そのものの評価からコンクリートの締固め性を明瞭にし、分級フライアッシュ混入による締

固めエネルギーの変化および締固め性の改善効果を確認したものである。

本文はまず、第二章において室内における締固め性試験による実験およびその結果を考察し、第三章においては、実規模試験施工の結果をもとに、分級フライアッシュを用いることによる下層部分の締固め特性の改善効果について検討を行っている。そして、以上の結果について第四章でまとめ、分級フライアッシュのＲＣＣＰへの適用性についてまとめたものである。

2.室内試験による分級フライアッシュの締固め改善効果

2.1 概要

転圧コンクリートは、強度や耐凍害性の点からその充填率の確保が大きな目標であり、そのために締固めメカニズムを明らかにすることが重要と考えられる。コンシステンシーの評価方法として、マーシャル突固め、ランマー突固め、ＶＣ振動締固めの３種が一般的であるが、いずれも施工条件と施工されたコンクリートの品質について十分に把握できるものではない。このような観点から、コンシステンシーの評価を締固めエネルギーと充填率との関係からとらえるために締固め性試験機を用いて実験を行った。本研究では、分級フライアッシュを混入した配合と混入していない配合のものを比較して、所定の充填率を達成するための締固めエネルギーの分級フライアッシュの使用による低減効果を検討した。また比較として、マーシャル突固め試験も同時に行った。

2.2 使用材料

2.2.1 セメントおよび分級フライアッシュ

本実験に用いた普通ポルトランドセメントおよび分級フライアッシュ（以下、ＦＡ２０）の化学成分および物理的性質を表－１に示す。

表－1 セメントおよび分級フライアッシュの化学成分および物理的性質

	比重	比表面積 (cm2/g)	ig.loss	MgO	SO_3	R_2O	Cl	ﾒﾁﾚﾝﾌﾞﾙｰ吸着量 (mg/g)	材令２８日での圧縮強度比 (%) (ブレーン：419 kg/cm2)
ＯＰＣ	3.16	3240	1.5	1.6	2.1	0.65	0.007	———	———
FA20	2.36	5400	3.3	1.5	59.8	2.68	—	0.50	90.5%

	ig.loss	SiO_2	Al_2O_3	Fe_2O_3	CaO	MgO	SO_3	Na_2O	K_2O
ＦＡ２０	3.3	59.8	26.5	2.5	3.6	1.5	0.0	1.64	1.58

2.2.2 骨材

本実験に用いた骨材は、細骨材として千葉県君津産の陸砂、また粗骨材として青森県八戸産の石灰石砕石を用いた。これらの骨材の物理的性質を表－２に示す。

表－２　使用骨材の物理的性質

	最大寸法 (cm)	表乾比重	絶乾比重	吸水率 (%)	単位容積質量 (kg/m3)	粗粒率
細骨材	5	2.59	2.54	1.82	1793	2.47
粗骨材 (2005)	20	2.70	2.70	0.26	1650	6.71

2.3 コンクリートの配合

実験に用いたコンクリートはプレーンおよびＦＡ２０を混入したものであって、その配合は、プレーンコンクリートは水セメント比３７.６%、単位水量１０５kg/m³、ＦＡ２０を混入した配合では、ＦＡ２０のセメントに対する質量置換率２０%、水結合材比３７.６%、単位水量９５kg/m³とし、細骨材率を３０～４２%の範囲で変化させた。次に、骨材の粒度構成や水量の影響を排除するために、単位水量および骨材量を一定とし、セメントおよびセメント＋ＦＡ２０の容積を一定とした状態でＦＡ２０の置換率を変化させた。これらの配合を表－３に示す。

表－３　コンクリートの配合

(a)

	細骨材率 (%)	水セメント比 (%)	単位量 (kg/m³) 水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G	Km	Kp
OPC	30	37.6	105	279	627	1525	1.21	1.80
	32				669	1481	1.29	1.68
	34				710	1437	1.38	1.59
	36				752	1394	1.47	1.50
	38				794	1350	1.57	1.42
	40				836	1307	1.68	1.35
	42				877	1263	1.79	1.28

(b)

	細骨材率 (%)	水バインダー比 (%)	単位量 (kg/m³) 水 W	セメント C	FA20	細骨材 S	粗骨材 G	Km	Kp
OPC＋FA20	32	37.6	95	202	51	680	1507	1.25	1.55
	34					723	1463	1.33	1.45
	36					765	1418	1.42	1.38
	38					808	1374	1.52	1.30
	40					851	1330	1.62	1.24

(c)

	細骨材率 (%)	FA20 置換率 (%)	単位量 (kg/m³) 水 W	セメント C	FA20	細骨材 S	粗骨材 G	Km	Kp
OPC＋FA20	34	0	95	270	0	723	1463	1.33	1.45
		20		202	51				
		40		143	95				

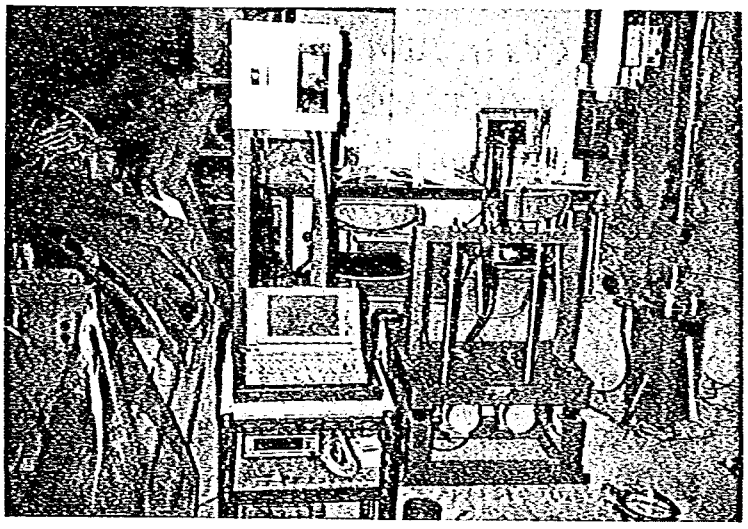
2.4 試験方法

2.4.1 締固め性試験装置

ＲＣＣＰ用コンクリートの締固め性の検討に用いた試験装置は、写真－１に示すような加振部とコンピュータによるデータ処理部からなり、加振機に固定した円筒形型枠（φ１５×３０cm、試料厚２０cm）中の試料の締固めにともなう沈下量から充填率を求め、充填率と締固めエネルギーとの関係である締固め関数を求めるものである。

加振部は振動数６０Hzで振動させ、そのときの加速度を加速度計で測定した。計測部は、試料上面の上載板の変位を変位計測器により0.3秒ごとに計測し、コンピュータに転送する。変位は充填率に変換され、締固めエネルギーと充填率との関係をＣＲＴ画面上に表示する。

また、試料は、ゼロ空隙の示方配合の単位容積質量を基準とした充填率１００％に相当する量を計り取り、３層に分けて投入した後、直径１０mmの突き棒で２２回突き、上面を均して上載板をセットした。



写真－１　締固め性試験装置

2.4.2 マーシャル突固め試験

マーシャル突固め試験の方法は、日本道路協会の転圧コンクリート舗装指針（案）の付録に示されている手順に従って行った。

2.5　室内試験結果および考察

締固め性試験機を用いて、締固めエネルギーと充填率との関係を式（１）で近似して締固め関数を求めた。式（１）における締固めエネルギーは式（２）より求め、単位容積質量の試料が加振機から受ける加速度における締固め時間ｔ秒間の最大運動エネルギーの累積を表わしている。

$$\gamma = Ci - (Cf - Ci) \times (1 - \exp(-b \cdot E^{d})) \qquad (1)$$

$$E = \frac{\rho \cdot \alpha_{max}^{2} \cdot t}{(2\pi)^{2} n} \qquad (2)$$

ここに、γ；締固めエネルギーＥにおける充填率（%）、Ｃｉ；初期充填率（%）、Ｃｆ；達成可能充填率（%）、ｂ，ｄ；実験定数、Ｅ；締固めエネルギー（J/l）、ρ；試料の単位容積質量（kg/l）、α_{max}；加振機の最大加速度（cm/s²）、ｎ；振動数（Hz）、ｔ；締固め時間（S）

図－１に、細骨材率を変化させたコンクリートのマーシャル突固め試験の結果を示し、また、図－２に締固め性試験の結果を示す。図－１よりＦＡ２０を混入したコンクリートでは、細骨材率の変化によらず、ほぼ等しいマーシャル充填率を示しており、混入していないコンクリートでは、明確な傾向は認められない。

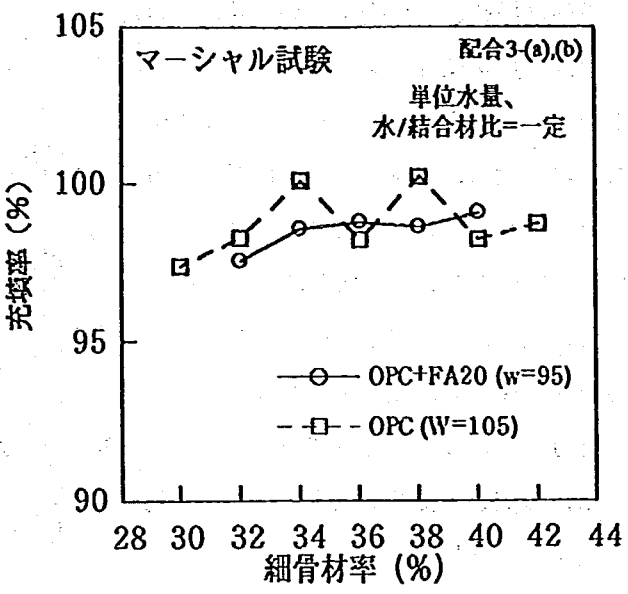
図－２は、細骨材率とE_{98}（充填率９８％となるのに必要とする締固めエネルギーの量）の関係を示すが、ＦＡ２０を混入したコンクリートでは、細骨材率が約３５％、混入していないものでは約３３％付近で

E_{98}が最小の値を示し、配合上、締固めエネルギーが最も少なくてすむ、最適な細骨材率が存在することがわかる。細骨材率を変化させることによってE_{98}に極値が表われるのは、細骨材率の増大は初期充填率を増大させるが、細骨材の空隙をうめるべきペーストの量が相対的に減少するため、締固めの効率が低下することによる。したがって、締固め効率の最も優れた細・粗骨材の割合が存在するのである。

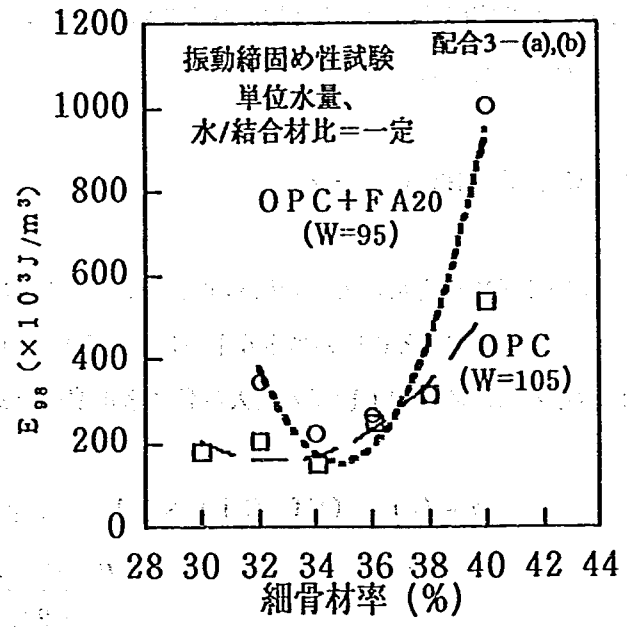
このことは、マーシャル試験法による突固めでは判定できなかった性状を、締固め性試験による振動エネルギーを用いることにより明確に評価することができたのである。

また、分級フライアッシュを混入したコンクリートは単位水量が１０kg減少しているにもかかわらず、極小値での締固めエネルギーが両者ともほぼ等しいことから、セメントの２０％を分級フライアッシュで置換することにより約１０kgの単位水量を削減できることがわかる。これは、ＲＣＣＰにおける分級フライアッシュの使用がコンクリートの強度発現、乾燥収縮、耐久性に対して有効に寄与することを示しているものである。

転圧コンクリートの締固めのしやすさについては、その細・粗骨材量および粒度分布について考慮する必要がある。現在、細骨材率や単位粗骨材容積のほかに、コンクリート中の粗骨材の空隙に対するモルタルの容積の割合（Ｋｍ）、およびモルタル中の細骨材の空隙に対するペーストの容積の割合（Ｋｐ）について配合を計算する方法がある[9]。



図－１　細骨材率とマーシャル充填率との関係



図－２　細骨材率とE_{98}との関係

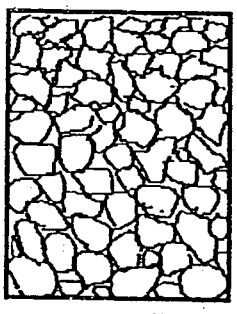
$$Km = \frac{\text{コンクリート}1\,m^3\text{中のモルタルの容積}}{\text{コンクリート}1\,m^3\text{中の粗骨材の作る空隙の容積}}$$

$$Kp = \frac{\text{コンクリート}1\,m^3\text{中のペーストの容積}}{\text{コンクリート}1\,m^3\text{中の細骨材の作る空隙の容積}}$$

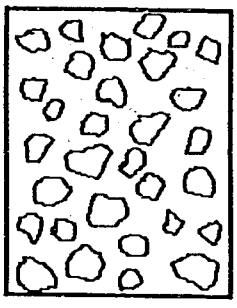
図－3は、Kmの表わす粗骨材の粒子間隔を説明したものである。Km＝1の場合、粗骨材が形成する空隙をモルタルが完全に満たし、骨材粒子が相互に接している状態を表わす。密実なコンクリートを得るためには、粗骨材間にモルタルがゆきわたり、十分に締固めできるものでなければならない。このためには、粗骨材の空隙よりも多いモルタル量が必要と考えられる。

図－4は、図－2をKmの値によって表わしたものである。この図より、ＦＡ２０を混入したものも、混入していないものも、ほぼKm＝１．４で極小値を示しており、細骨材率に支配される骨材全体の粒度分布、すなわち、Km値が締固めのしやすさ、締固め性を支配する重要な因子であることがわかる。また、ＦＡ２０を混入したもののほうが極小値をはずれると大きくE_{28}が増大することは、単位水量が少ないためにペースト量が少なく、細骨材の粒度構成、すなわち、細骨材のつくる空隙に対するペースト量（Kp）の影響が現れやすいためと思われる。

以上のことから、指針案にある細骨材率をパラメータとした配合設計より、骨材の粒度構成を示すようなKmやKpを考慮した設計がより有効であるものと思われる。

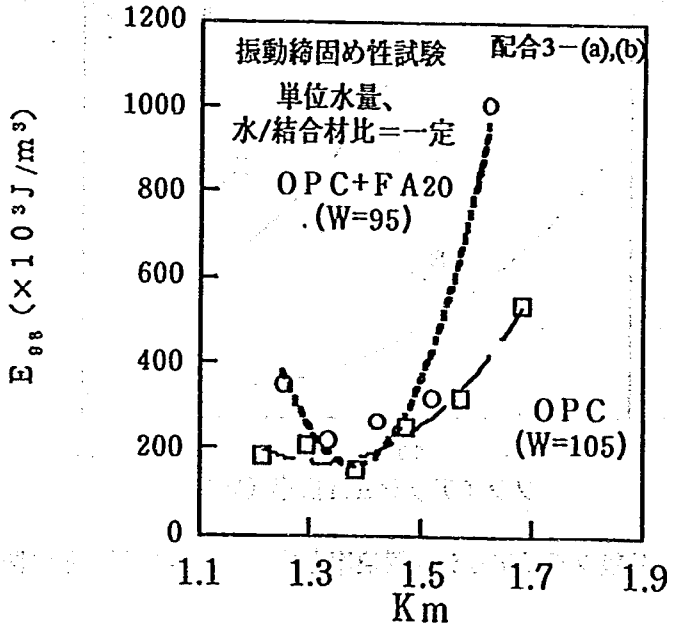


Km=1 の状態
(粒子が相互に接している状態)



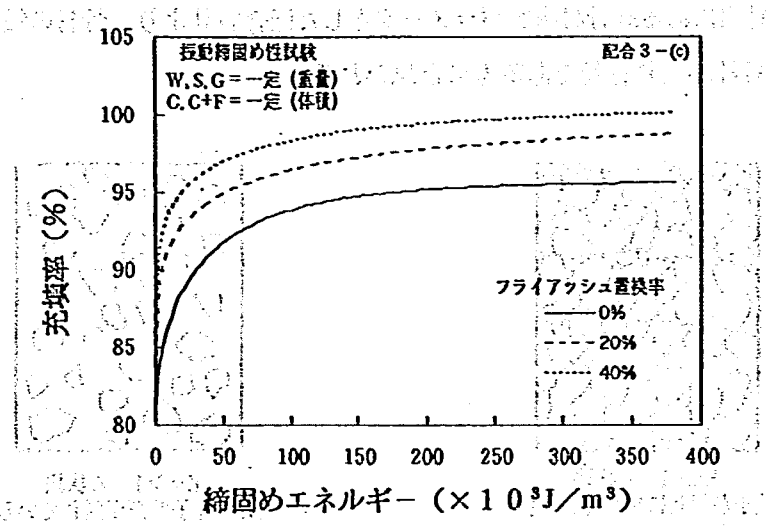
Km>1 の状態
(骨材粒子間隔が離れている状態)

図－3　骨材の粒子間隔（Km）

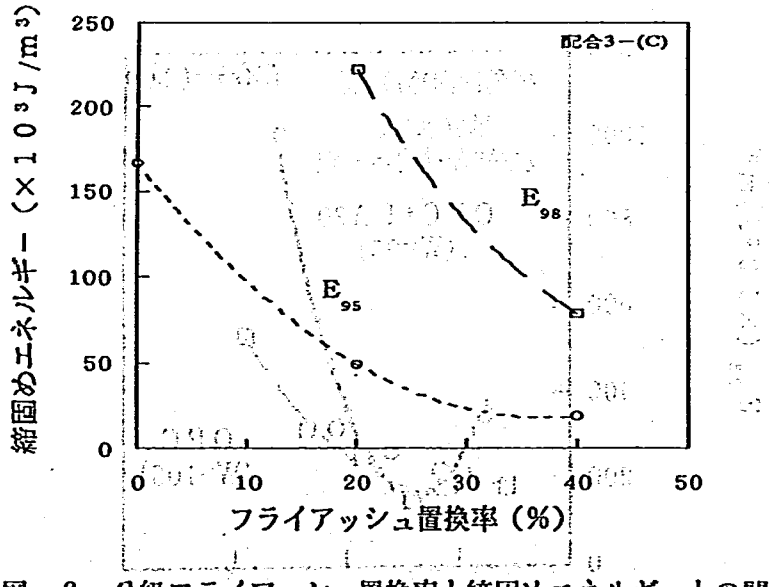


図－4　KmとE_{28}との関係

図－5および図－6は、単位水量、骨材量を一定とし、セメントおよびセメント＋ＦＡ２０の容積を一定とした状態、つまりＫｍ、Ｋｐを一定に保った状態で、ＦＡ２０の置換率を変化させたものである。図－5より、置換率の増加に伴いコンクリートが締固めやすくなっていることがわかる。図－6からE_{95}（充填率９５％を得るのに必要な締固めエネルギー）はＦＡ２０の置換率に伴って減少することがわかる。また、ＦＡ２０を混入していないものでは、いくらエネルギーを与えても充填率９８％まで締固めることができないが、ＦＡ２０を混入すると９８％以上の充填率が得られるようになることがわかる。このことは、単位水量や骨材量などの影響がない条件下における結果であるため、分級フライアッシュを混入することによる締固め性の向上、すなわち、球形の分級フライアッシュ粒子の持つボールベアリング効果により、必要締固めエネルギーが減少し、転圧コンクリートの締固め性が向上、改善されたことを明確に示したものである。



図－５　分級フライアッシュ置換率と充填率との関係



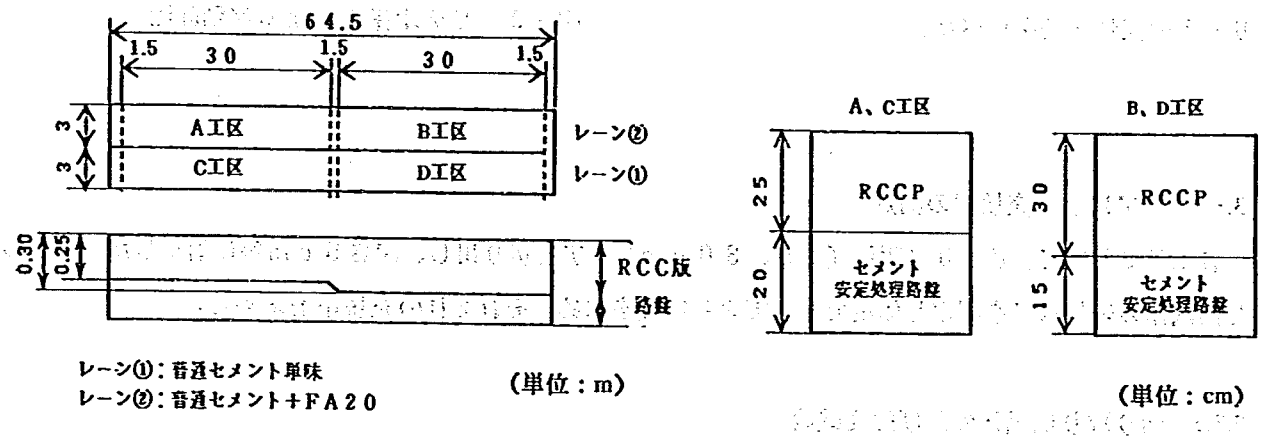
図－６　分級フライアッシュ置換率と締固めエネルギーとの関係

3．試験施工

3.1 概要

室内試験により分級フライアッシュを混入することにより、所定の充填率を得るのに必要な締固めエネルギーが減少することが明らかとなった。このことから実際に試験施工を行い、分級フライアッシュを混入したコンクリートと混入していないコンクリートの締固め性および強度発現性を比較することによって分級フライアッシュの転圧コンクリートへの適用性について検討する。

試験施工は、平成5年1月31日、大阪府堺市堺生コン（株）プラント敷地内で、総延長120m、幅3m、版厚を25、30cmに変化させて行った。図－7に舗装平面図および縦断面図を、図－8に舗装断面を示す。施工手順および機械の編成は、「転圧コンクリート舗装技術指針（案）」に準じて行った。なお、フィニッシャー敷き均し時の余盛り高は10%、敷き均し速度は毎分0.7mを目標とした。



図－7　試験舗装平面図および縦断面図　　図－8　舗装断面

3.2 試験施工に用いた転圧コンクリートの配合

コンクリートの配合は、普通セメント単味で曲げ強度63kg/cm²（材令28日、設計基準曲げ強度50kg/cm²）を満足するものとし、分級フライアッシュを混入したものも水結合材比を同じにした。また、材料分離や表面仕上げを考慮し、室内試験で得られた最適細骨材率より大きくし、細骨材率を40%とした。コンシステンシーの評価はマーシャル突固め試験により行い、充填率96±1%となるように配合設計をした。コンクリートの示方配合を表－4に示す。

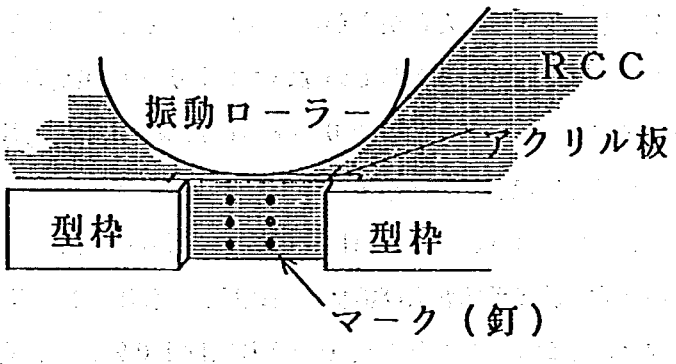
表－4　コンクリートの配合

	細骨材率 (%)	水セメント比 (%)	単位量 (kg/m³) 水 W	セメント C	FA20	細骨材 S	粗骨材 G	混和剤 No.70 (C×%)	マーシャル充填率 (%)
OPC	40	37.6	109	290	—	819	1260	0.25	96±1
OPC+FA20			105	223	56	819	1262		

3.3 試験方法

3.3.1 ビデオ撮影による移動計測

コンクリート材料の違いによる締固め性および材料の移動特性を把握することを目的として、図−9に示すように、フィニッシャー敷き均し後、側面の型枠の一部をはずしてコンクリート版の側面からマーク（釘）を打ち込み、その後透明アクリル板を型枠の代わりにはめ込んだ。振動ローラ通過時にマークの移動をビデオカメラで撮影した後、コンピューターによって移動量を計測し、振動ローラ通過時のコンクリートの変形挙動を調べた。



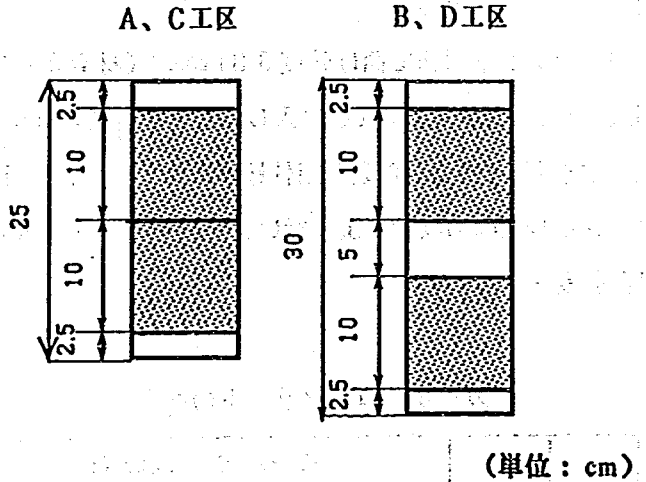
図−9　ビデオ撮影による移動計測

3.3.2 コアによる充填率の測定

各工区において、φ１０×版厚（２５、３０ｃｍ）コアを切り出し、深さ５ｃｍ毎に切断した。切断した供試体の表乾重量を測定し体積で除して表乾密度を求め、それぞれの充填率を求めた。

3.3.3 切り取り供試体の曲げ強度試験

各工区において、図−１０に示すような深さ方向に曲げ強度試験用供試体（１０×１０×４０ｃｍ）を切り取り、材令７日および２８日で曲げ強度を測定した。



（単位：cm）

図−１０　切り取り供試体

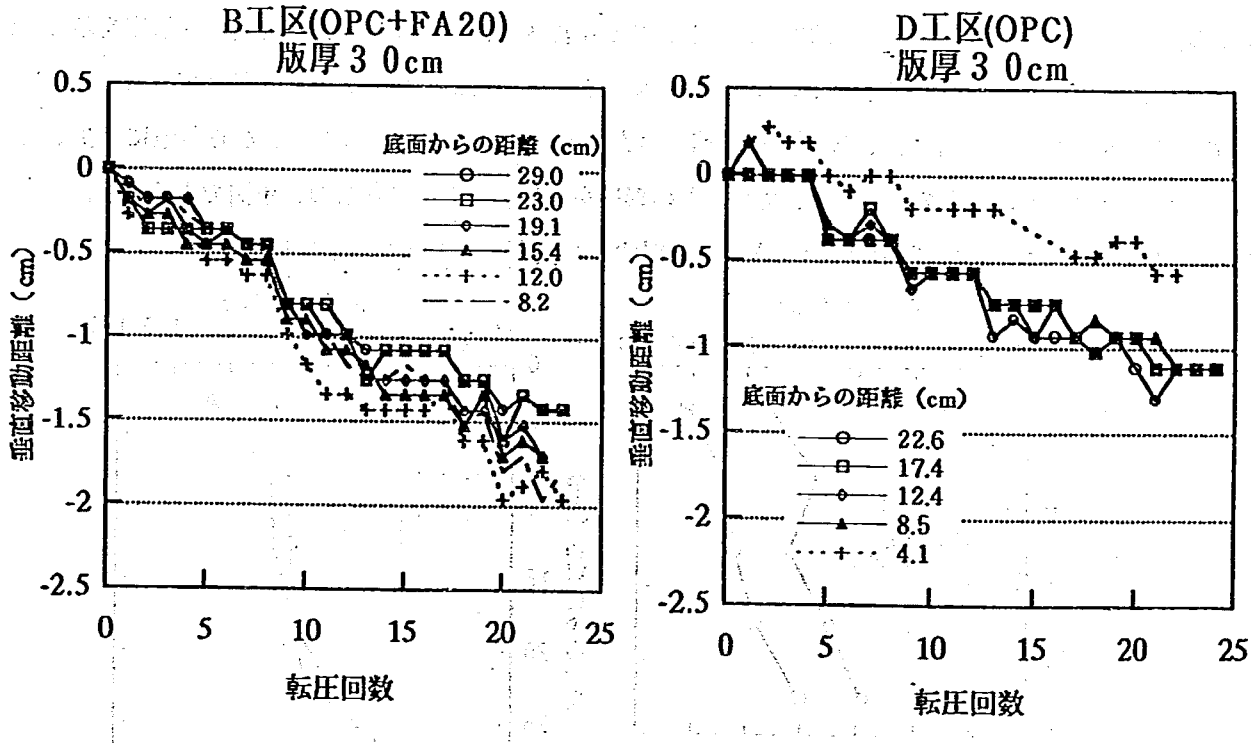
3.4 結果および考察

3.4.1 ビデオ撮影による転圧時の挙動の解析

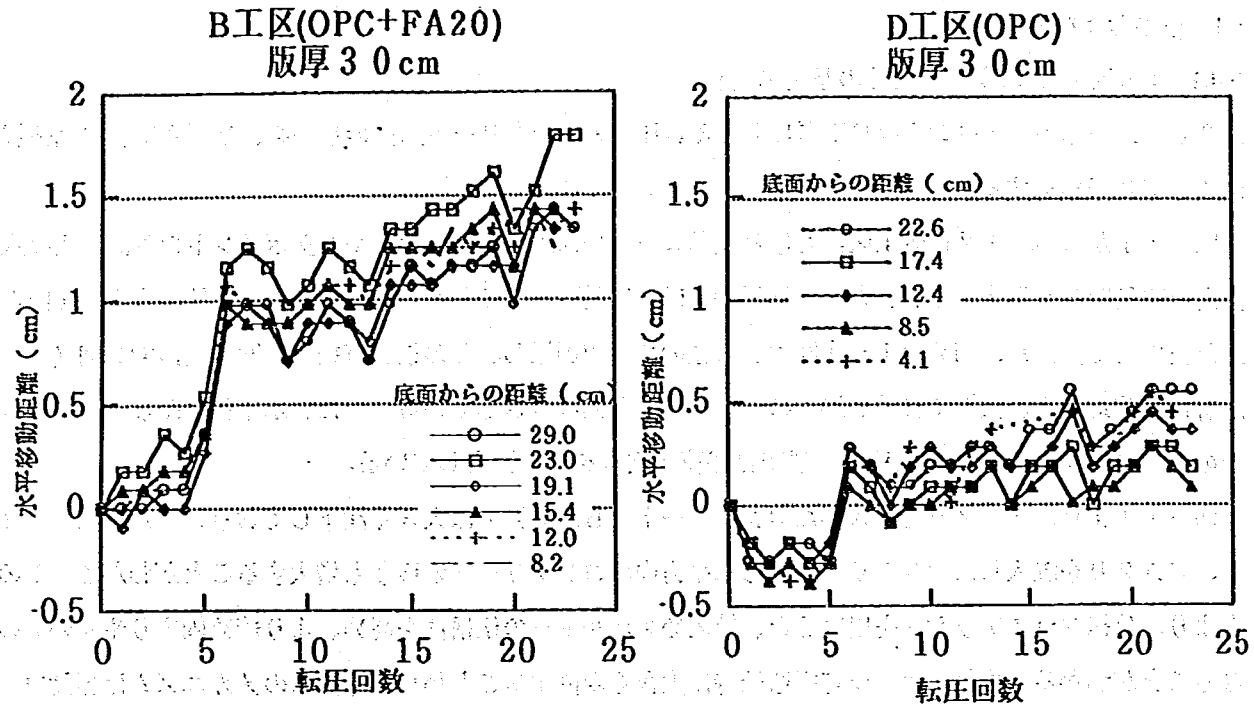
３０ｃｍ版厚のＢ工区およびＤ工区における転圧時のコンクリート層内の挙動を、ビデオ撮影の画像解析によって比較検討する。

図－１１から図－１２に各工区における振動ローラの通過回数と各マーキングポイントの垂直および水平方向の移動距離を示す。なお、ローラ通過回数は、振動ローラの前輪の通過を１回、後輪の通過を１回と数えた値である。また、初めの１～４回は、無振の状態で通過し、その後、有振で２回、無振で２回（ローラが有振で前進通過、無振で後進通過）のサイクルを５回繰り返している。また、水平移動距離では振動ローラの前進方向を（＋）、垂直移動距離では鉛直上向きを（＋）としている。

図－１１より、ＦＡ２０を混入したコンクリート（Ｂ工区）では大きく沈下しており、また、図－１２より、ＦＡ２０を混入したコンクリートでは水平方向のコンクリートの移動も増大することがわかる。このことより、分級フライアッシュを用いると、締固めエネルギーの伝播性を高め、より締め固まりやすいものとなることがわかる。また、ローラ有振通過時に大きく変位することから、締固めのメカニズムは振動ローラの加速度、つまりおもさによる締固めではなく、振動のエネルギーをもとにしたものであることが推測される。



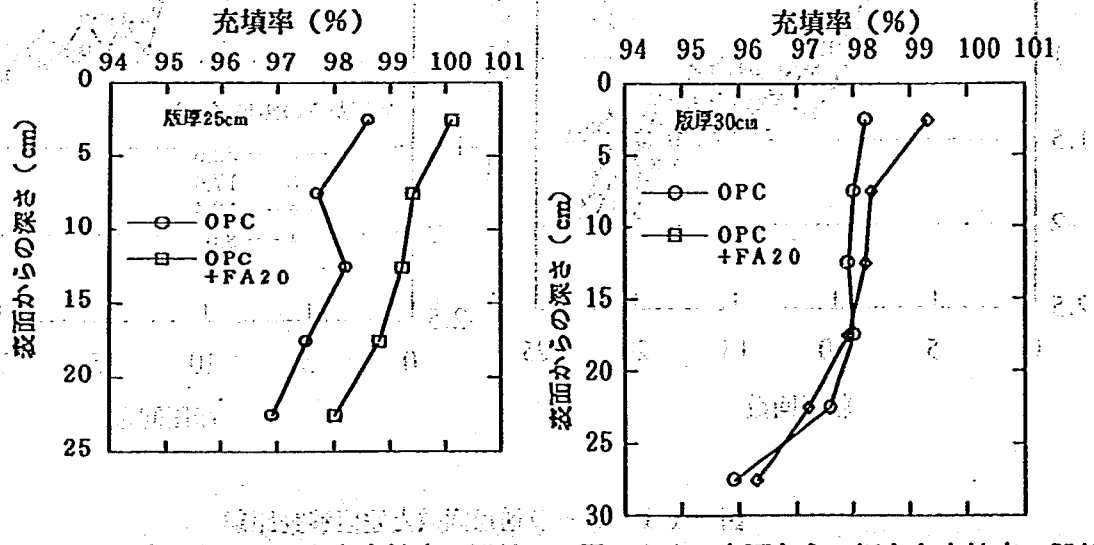
図－１１　ローラ通過回数と垂直移動距離



図－１２　ローラ通過回数と水平移動距離

3.4.2　充填率

図－１３および図－１４に各工区から切り取ったコアの表面からの位置と充填率との関係を示す。図－１３に示す版厚２５ｃｍの結果では、ＦＡ２０を混入したものの方が全体として約１.５％充填率が大きい。また、図－１４に示す版厚３０ｃｍの結果では、ＦＡ２０を混入したものは表面付近で高い充填率を示し、ほぼ直線的に減少しているが、配合設計で基準としたマーシャル突固め充填率９６％を超えている。それに対して普通セメント単味のものは、表面に近い部分の充填率はほぼ一定で、ある深さから急激に減少している。このことは、舗装の耐久性等について何らかの影響を及ぼすことになるものと予測できる。また、締固め層の挙動と路版条件との関係についてさらに検討する必要があることを示している。

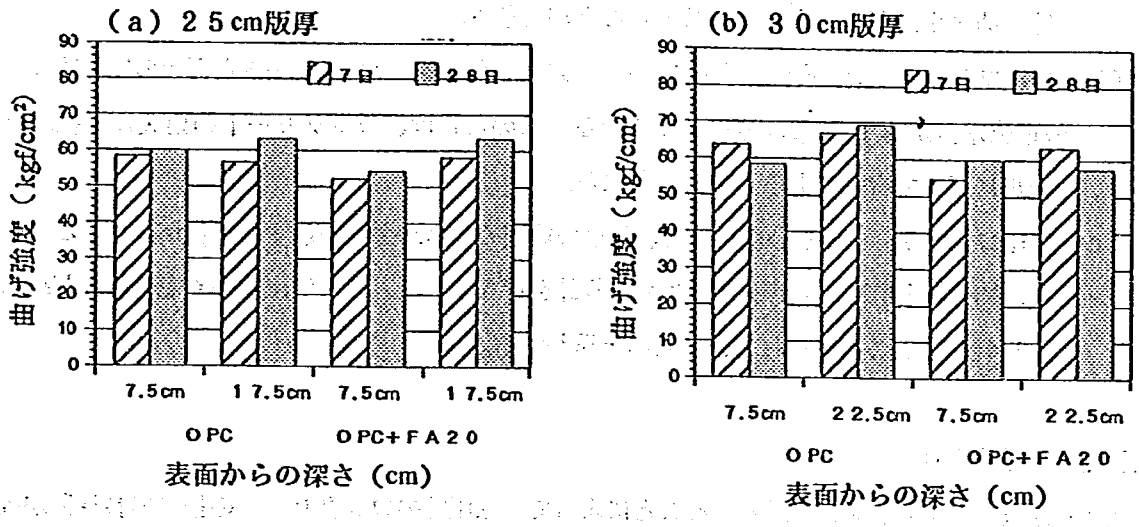


図－１３　表面からの深さと充填率の関係
(版厚２５cm)

図－１４　表面からの深さと充填率の関係
(版厚３０cm)

3.4.3 曲げ強度

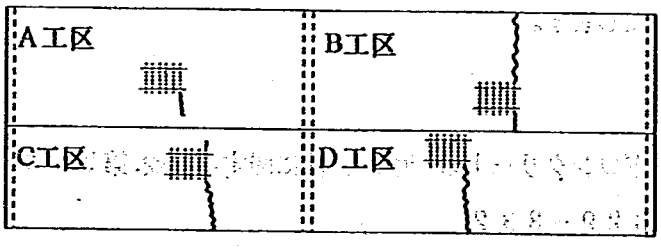
図－１５に現場より切り取った供試体の曲げ強度試験結果を示す。横軸の下の数字は表面からの位置を表わす。図より、各工区ともに上層より下層部分の方が強度の発現が大きくなり、充填率の強度に対する影響を考慮すると明確に説明することができないが、養生環境が版の深さ方向によって異なることや、曲げ強度試験のばらつきの影響等を示唆しているといえる。しかし、現場のコンクリート曲げ強度は、すべて設計基準強度の５０kg/cm²を超えており、十分な強度発現性状を確認できた。



図－１５　曲げ強度試験結果

3.4.4 交通開放後の供用性

試験舗装は、舗設後７日で交通開放し、セメント運搬車（総重量約１５～２０ton）が約２００台／日程度の通過している。図－１６および表－５は、舗設後約４ヶ月経過したときの、ひびわれの発生状況および平均ひびわれ幅を示す。発生したひびわれはすべて、舗設３日後に曲げ試験用供試体を採取した時の、カッターの切り取り跡から誘導されており、他の箇所から発生したひびわれは見られなかった。表－５より、ＦＡ２０を混入したＲＣＣでは、混入していないＲＣＣと比較して、発生したひびわれの幅が小さいことが明らかである。このことは、ＦＡ２０を混入したことによる単位水量の減少が、ＲＣＣの乾燥収縮を削減しているものと考えられる。



図－１６　ひびわれ発生箇所

表－５　平均ひびわれ幅

工区	平均ひびわれ幅（mm）
A（OPC）	0.18
B（OPC）	0.53
C（OPC+FA20）	0.70
D（OPC+FA20）	1.10

4.結論

分級フライアッシュを混入した転圧コンクリートの締固め特性を締固め性試験機を用いた室内試験および試験施工を行った結果より、以下のようなことが明らかになった。

室内試験の結果より

（a）分級フライアッシュを転圧コンクリートに混入することにより、所定の充填率を得るために必要な締固めエネルギーを大幅に低減することができる。

（b）分級フライアッシュを混入することによって、プレーンコンクリートと同等の締固め性を得るための単位水量が約１０Kg/m³程度減少できる。このことは、コンクリートの耐久性、乾燥収縮、強度発現に対して有効であるものと思われる。

（c）転圧コンクリートの配合において、最小の締固めエネルギーを示すKm値が存在する。このことより、細骨材率をパラメータとして配合設計を行うよりも、Km値に基づく配合設計が締固めの容易さを判断することに優れているものと思われる。

試験施工の結果より

（a）分級フライアッシュを混入することによって、転圧時のコンクリートの振動応答挙動が改善される。

（b）分級フライアッシュを混入することにより、普通セメント単味のものに比較して大きな充填率が得られた。

（c）各工区における下層部分の曲げ強度は、分級フライアッシュを使用して普通ポルトランドセメントと同等であることが確認できた。

以上の結果より分級フライアッシュを転圧コンクリートに使用することは、コンクリートの締固め特性を改善し、より充填率の高いものが施工でき、一層での転圧可能な厚さを２５ｃｍより大きくできる可能性があることが確認できた。今後、実用化に向けてより厚い版厚の舗装や平坦性等の出来形についても検証していく予定である。

最後に、本実験の実施に際し、多くの御協力および御指導を頂いた東京都立大学の上野　敦氏ならびに運輸省港湾技術研究所の三浦　幸治氏に深謝いたします。。

（参考文献）

1）福田、中丸、辻井：ローラコンパクテッドコンクリートの締固め特性に関する実験，第７回コンクリート工学年次講演会論文集，１９８５，ｐｐ３２９－３３２

2）桜井、中原、万木：舗装用転圧コンクリートの施工性に関する検討，土木学会第４３回年次学術講演会，１９８８，ｐｐ９０－９１

3）前田、西岡、丸山、森田：超硬練りコンクリートの振動締固め施工実験，土木学会第４３回年次学術講演会，１９８８，ｐｐ３４４－３４５

4）K.Kokubu, A.Ueno, T.Kondoh, Studies on Compactibility and Its Test Method of Extremely Dry Concrete Used for Roller Compacted Concrete Pavement,Fifth International Conference on Concrete Pavement Design and Rehabilitation ,1993,VOL.2 , PP.271-280

5）中原、横田、平田：超かた練りコンクリートの配合の考え方とコンシステンシー，セメント・コンクリート，Ｎｏ．３８４，ｐｐ１２-１８

航空機荷重が空港舗装の路面性状に及ぼす影響

Influence of Aircraft Loading on Surface Characteristics of Airport Pavements in Japan

運輸省港湾技術研究所　八谷好高
同　梅野修一
長岡工業高等専門学校　佐藤勝久
運輸省大阪航空局　杉村正俊

航空機荷重が空港舗装の路面性状に及ぼす影響

運輸省港湾技術研究所　八谷好高
運輸省港湾技術研究所　梅野修一
長岡工業高等専門学校　佐藤勝久
運輸省大阪航空局　杉村正俊

概要

舗装の横断方向にみた場合の航空機の走行位置は、道路上を車両が走行する場合に比べて一般には分散が大きいものとなっている。また、滑走路では離着陸地点が同一とはなっていないことも想定されている。わが国の空港舗装設計法では30年ほど前の調査に基づいた方法が採用されているが、その後の航行援助施設や航空機の発達により走行位置の分散状況が改善されている可能性が大きい。そこで、今回、大阪国際空港と松山空港のそれぞれで航空機走行の実態について調べた。これでは、滑走路のみならず、誘導路とエプロンでの横断方向走行位置分布とともに、滑走路の離着陸地点についても調査を実施した。

航空機運行の安全性を確保するために、空港舗装の状態は常時良好に保つことが要求されており、路面性状、構造、すべり抵抗性といった種々の基準が確立されつつある。このうち、運行の安全性に直接的に関与するものとして路面の平坦性・わだちぼれとすべり抵抗性について、わが国の空港舗装で広範囲な調査を実施してその現状を取りまとめた。また、航空機の走行位置が路面性状に及ぼす影響についても調べている。前者については、横断方向にみた場合の走行位置分布や走行速度の影響が滑走路・誘導路といった施設によって異なったものとなっており、後者については、滑走路における縦断方向走行位置分布の影響が路面へのタイヤゴムの付着としてみられる。

航空機荷重が空港舗装の路面性状に及ぼす影響

運輸省港湾技術研究所　八谷好高
運輸省港湾技術研究所　梅野修一
長岡工業高等専門学校　佐藤勝久
運輸省大阪航空局　杉村正俊

１．はじめに

空港舗装の目的は、航空機に対して安全に運行できるような路面を提供することである。舗装の構造設計において主要な外力となっている荷重は、その大きさと繰り返し回数によりそれに取り込まれている。

空港舗装の特徴である広い舗装幅員により、横断方向にみた場合の荷重通過位置は道路に比べて分散の大きなものとなっているが、この点は設計に反映されて、滑走路の舗装厚は横断方向で一定ではなく、縁端部が減厚されている。その範囲は３０年ほど前の調査結果に基づいているので、その後の航行援助施設や航空機自体の発達により航空機の走行位置が滑走路中心線付近により集中している可能性が大きく、近年の航行援助施設の整備によってさらにその程度が高くなって来ているものと思われる。滑走路に比べて航空機が低速走行する誘導路とエプロンでは、横断方向にみた場合の航空機の走行位置分布は滑走路とは異なっているものと思われる。このほか、空港舗装を縦断方向にみた場合でも、航空機の走行速度、直線・曲線走行の違いにより舗装に加わる荷重は同一ではない。特に、到着機による衝撃によって静止荷重に比べて大きいものとなる、航空機が滑走路へ着陸するときの位置も一定とはなっていないことが推定される。

このような航空機の走行位置について、わが国の主要空港と地方空港を一つずつ取り上げてその実態を調べ、空港舗装構造設計上必要な脚荷重の分散状況を明らかにした。

空港舗装は供用開始後に重荷重や自然環境の作用により機能が低下し始めるが、その状態は航空機運行の安全性を確保するために常時良好に保つことが要求されており、路面性状、構造、すべり抵抗性といった種々の基準が確立されつつある。このうち、航空機の安全運行にとって重要な舗装の路面性状については、ＰＲＩ(Pavement Rehabilitation Index)によって補修の必要性が判断されるようになっている。このＰＲＩは、アスファルト舗装の場合にはひびわれ、平坦性、わだちぼれから、コンクリート舗装の場合にはひびわれ、目地破損、目地段差から算出される。この路面性状については１０年ほど前から定期的に調査が実施されており、破損状況についてのデータは比較的容易に収集できるため、これらを使って路面性状の現状とその経年変化について検討した。

また、空港舗装、特に滑走路面のすべり抵抗性についても、その管理基準値を決定すべく研究が実施されており、数年前からはＳＦＴ(Saab Friction Tester)を使用した調査が実際の空港で実施されてきている。その結果についていくつかの空港での事例をまとめた。

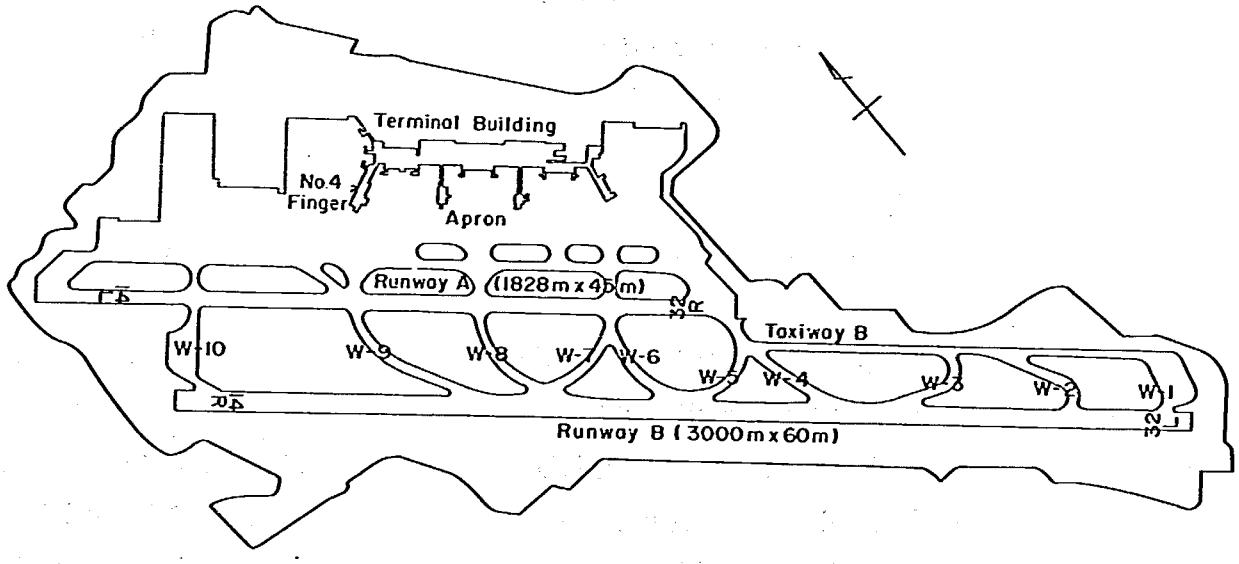
２．航空機の走行位置分布

軟弱地盤上に空港を建設するといったような特殊条件下で舗装を建設・補修する場合などには、ＣＢＲ法やＰＣＡ法といった現行のわが国の空港舗装構造設計法が適用できない。そのため、解析的手法に関する研究が実施されているが、その際の与条件となる航空機の走行位置の実態について調べた。

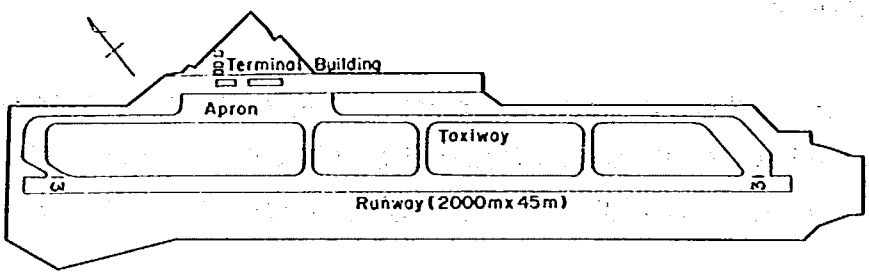
２．１　調査概要

航空機の走行位置分布については、主要空港として大阪国際空港、地方空港として松山空港を選んでその実態調査を行った。[1)]　大阪国際空港では、着陸援助施設としてローカライザー、グライドスロープ、アウターマーカー、ミドルマーカー、インナーマーカー、コンパスロケーターなどが設置されている。松山空港では上記の施設のうちコンパスロケーターを除く着陸援助施設が設置されている。両空港を調査することによって、わが国の空港全体の概要が把握できると考えられている。

大阪国際空港では、図－１に示すように、横断方向走行位置についての調査が１９８８年１１月から１２月にかけての１１日間行われた。この調査は、Ｂ滑走路、Ｂ平行誘導路、Ｗ－９高速脱出誘導路、そしてエプロンのＮｏ．４フィンガーで実施された。滑走路と誘導路ではそれぞれの中心線の延長上にカメラを据え付けることによって、またエプロンではビデオカメラを設置して航空機の走行状況が観察された。



図－１　大阪国際空港平面図



図－２　松山空港平面図

図－２に示した松山空港では、１９８８年１２月の４日間に調査が行われた。滑走路と平行誘導路では横断方向走行位置が把握されたが、滑走路については縦断方向離着陸地点についても観察された。横断方向については、大阪国際空港の場合と同様に、中心線延長上に設置したカメラが用いられたが、滑走路縦断方向の離着陸地点については管制塔よりの目視によった。

航空機の横断方向走行位置分布は、写真等を使用して、航空機と舗装の相対位置関係、具体的には、航空機のノーズギア、主脚、翼端と中心線標識の位置を調べることによって把握された。使用するデータは滑走路の離陸時ではノーズギアが路面から離れる直前、着陸時では接地した瞬間、平行誘導路では取付け誘導路に入る直前、高速脱出誘導路では直線区間に沿って走行し始めた時点のものである。

調査期間中に空港を使用した航空機は、大阪国際空港ではＢ－７４７（設計脚荷重：８３．４ｔｆ）からＹＳ－１１（設計脚荷重：１０．６ｔｆ）までの8機種、松山空港ではＢ－７６７（設計脚荷重：６７．９ｔｆ）からＹＳ－１１までの5機種であった。両空港においても、滑走路は一方向からの使用が大半を占めており、大阪国際空港では３２側から、松山空港では３１側からの運用が主としてなされていた。なお、測定期間中の気象条件は良好で、欠航は一便も記録されなかった。

２．２　走行位置の横断方向分布

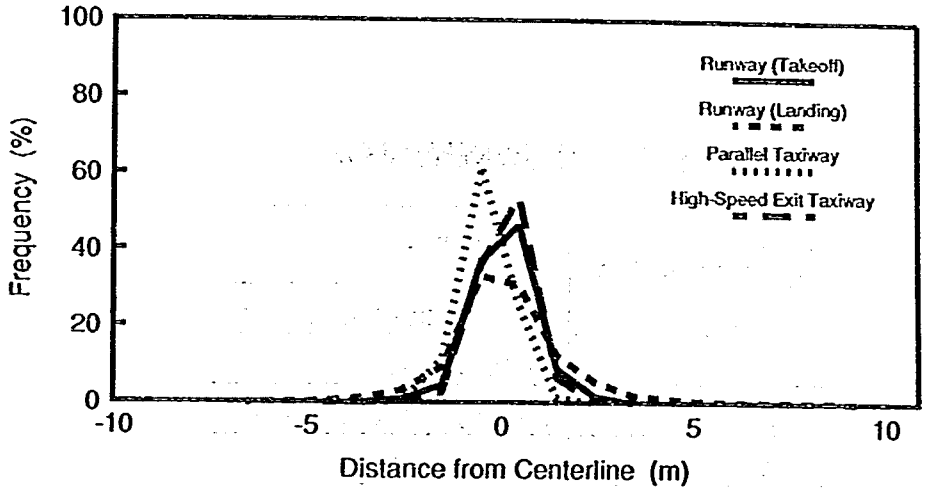
航空機の横断方向走行位置分布については、ノーズギアの位置に注目して、舗装幅員を１mごとのユニットに分割して整理した。

図－３は、大阪国際空港の滑走路・誘導路におけるノーズギアの横断方向の走行位置分布を全機種についてまとめたものである。滑走路と誘導路の場合を比較すると、航空機の走行速度の違いのために、誘導路では滑走路の場合に比べると集中の程度の高いことが認められる。また、滑走路では離陸時のほうが着陸時よりも集中度が高いこと、平行誘導路のほうが高速脱出誘導路に比べるとやや集中程度が高いことがわかる。

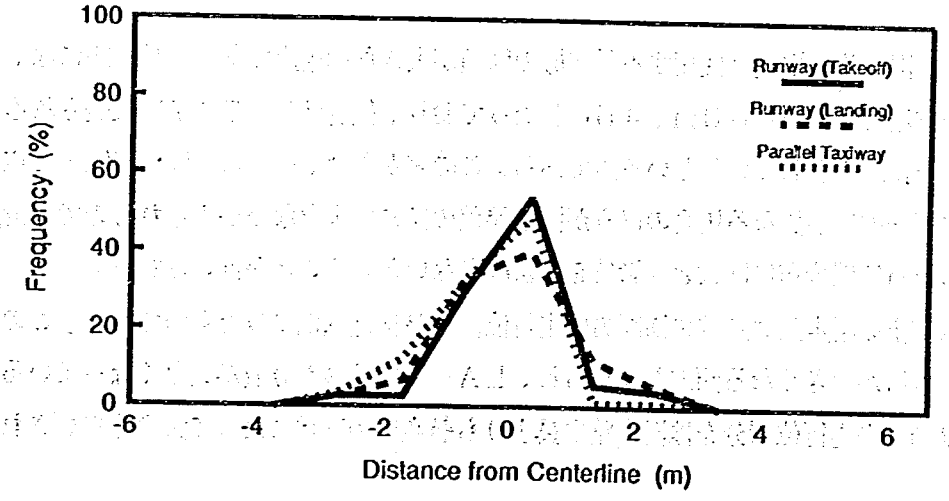
図－４は松山空港における調査結果である。滑走路の離陸時と着陸時を比較すると、大阪国際空港と同様に、離陸時のほうが着陸時よりも走行位置が滑走路中心線付近に集中する傾向がみられる。これは、離陸時、

着陸時はともに滑走路中心線を目標とするものの、着陸時には横風などの影響のために航空機が中心線からずれてしまうことが多いためであると考えられる。なお、誘導路走行時と滑走路離陸時では走行位置の分布に大きな差は認められなかった。

これらの図から大阪国際空港と松山空港における舗装横断方向の走行位置の違いをみれば、滑走路では離陸時、着陸時ともに松山空港のほうが集中度がやや大きくなっていることがわかる。これは、走行位置分布を正規分布とみなして計算した航空機の種類別の標準偏差を示した表－1からも明かである。この表はわが国の空港舗装構造設計法で用いている設計航空機荷重区分別にまとめたものであるが、具体的な機種については表－2に示している。



図－3　ノーズギアの横断方向走行位置分布（大阪国際空港）



図－4　ノーズギアの横断方向走行位置分布（松山空港）

表－1　走行位置分布の航空機種別標準偏差

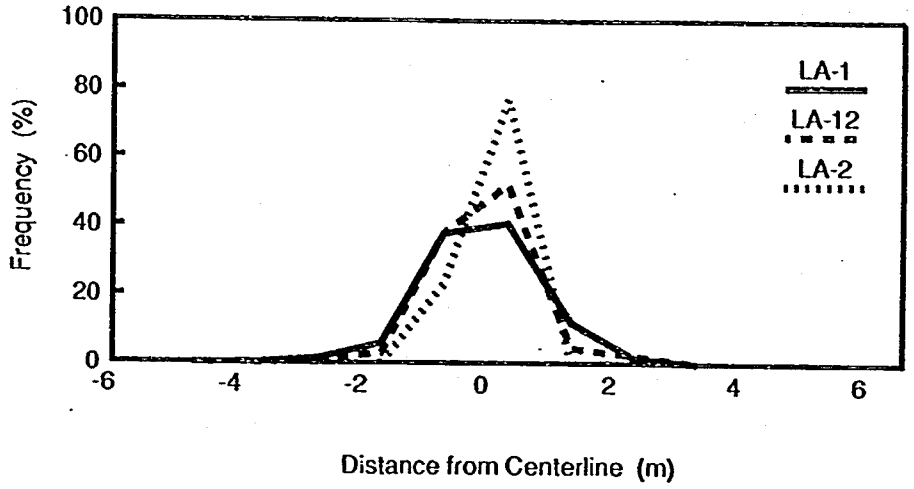
Airport	Aircraft Class	Runway				Parallel Taxiway		High Speed Exit Taxiway	
		Takeoff		Landing					
		σ (m)	N	σ (m)	N	σ (m)	N	σ (m)	N
Osaka	LA-1	0.91	292	1.74	42	0.67	244	0.74	208
	LA-12	0.74	140	1.10	40	0.57	112	0.63	126
	LA-2	0.42	26	1.45	46	0.54	24	0.65	40
	LA-4			1.31	30			0.60	20
Matsuyama	LA-12	0.87	26	1.44	25	0.63	27	0.66	22
	LA-2	1.28	10	0.75	10	0.39	11	0.47	6
	LA-3	0.49	7	0.80	12	0.33	8	0.76	7
	LA-4	0.87	8	0.66	8	0.19	8	0.94	3

表－2　航空機の設計荷重区分

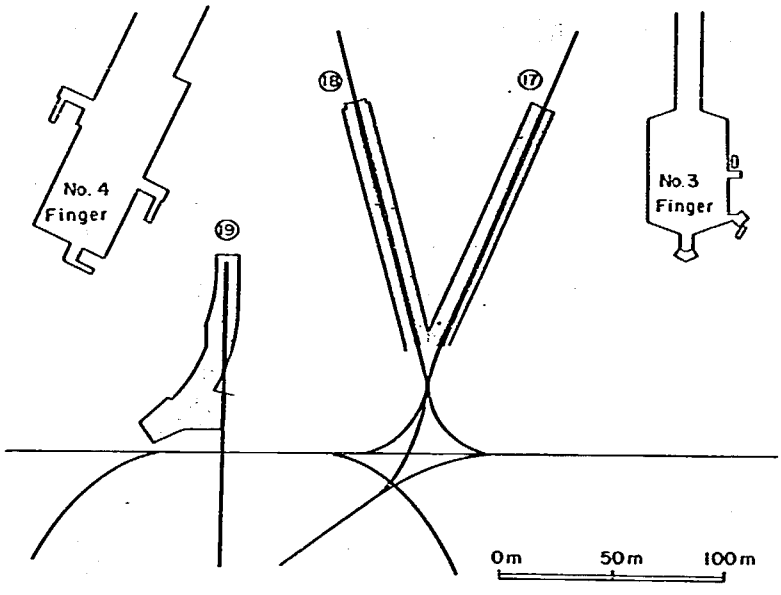
Load Classification	Aircraft
LA-1	B-747, DC-10, L-1011
LA-12	A-300, B-767
LA-2	A-320, MD-81, MD-87
LA-3	DC-9, B-737
LA-4	YS-11

二つの空港間では、滑走路の幅員と使用する航空機の種類が大きな相違点である。具体的には、前者は、大阪国際空港、松山空港でそれぞれ６０ｍ、４５ｍとなっており、後者はＢ－７４７に代表される大型航空機が大阪国際空港のみに導入されているという点である。この表からは、航空機の種類が同一で空港が違う場合よりも、空港が同一機種が異なる場合のほうが標準偏差の値には大きな差がみられるので、滑走路幅員の違いは横断方向の走行位置分布には大きな影響をおよぼさないということが推定される。

図－５は大阪国際空港の滑走路離陸時の横断方向走行位置を航空機種別にみたものである。この図から、大型航空機のほうが分散が大きくなる傾向が認められ、ＬＡ－１では最も分散が大きくなっている。このことから、航空機の横断方向走行位置分布は滑走路幅員よりも航空機の種類によって大きく影響されることが明らかとなった。



図－５　航空機種別横断方向走行位置（大阪国際空港滑走路離陸時）



図－６　エプロン上の走行軌跡

大阪国際空港のエプロンでは航空機のスポットへの出入りはノーズイン、プッシュアウト方式によって運用されている。図－６に示すように、１７、１８番スポットでは、エプロン誘導路から航空機停止位置までの距離が比較的長いために、航空機はほぼガイドラインに沿った走行軌跡となっている。これに対して、１９番スポットではガイドラインが直線であるにもかかわらず、実際には最も近いエプロン誘導路から曲がりながら航空機停止位置に進入するために、ほとんどの航空機がガイドラインからかなり逸脱していた。

２．３　離着陸地点の縦断方向分布

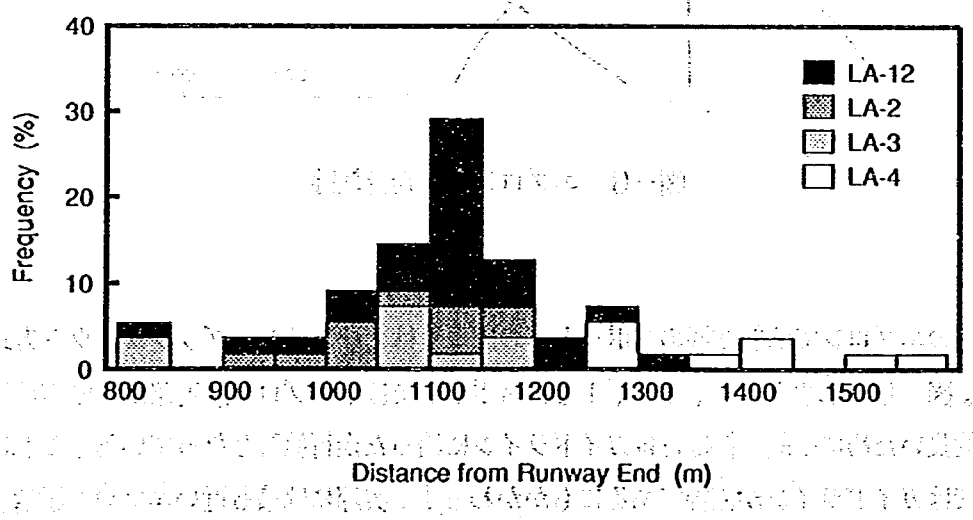
図－７には松山空港の滑走路における航空機の離陸地点の縦断方向分布を示したが、これは、図－２の１３側を０m、３１側を２，０００mとし、３１側から離陸を開始した航空機のみについてまとめたものである。離陸開始地点は１，９５０m付近であるので、平均的にみて８５０m程度の滑走で離陸が行われていると考えられる。この滑走距離について航空機の種類別にみると、設計荷重ＬＡ－１２、ＬＡ－２、ＬＡ－３ではほとんど差がみられないものの、ＬＡ－４（ＹＳ－１１）ではかなり短くなっていることが分かる。

図－８は松山空港の滑走路における航空機の着陸地点の縦断方向分布を示したもので、３１側から着陸を開始した航空機のみについてまとめたものである。航空機が接地点標識（１，７００m付近）を目標として着陸を行うために、着陸地点の縦断方向分布は機種によらず接地点標識付近にかなり集中していることがわかる。

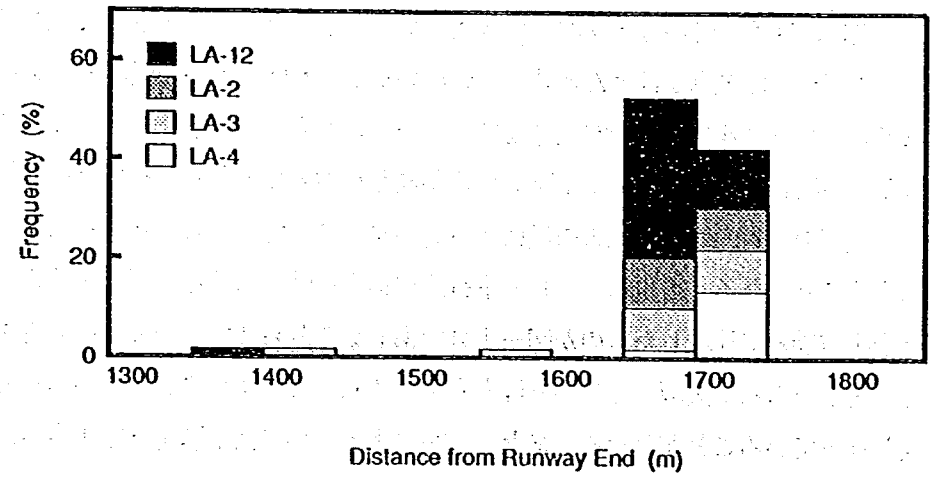
２．４　航空機荷重の分布

わが国の空港舗装構造設計法では主脚のみを荷重として考えているので、前述したノーズギアの横断方向走行位置分布の調査結果に基づいて、航空機荷重の舗装幅員方向分布状況について考察する。この調査でデータが得られた航空機の脚配置型式は、図－９に示すような、2脚3車輪型、ＤＣ－１０型、Ｂ－７４７型の３種類であった。

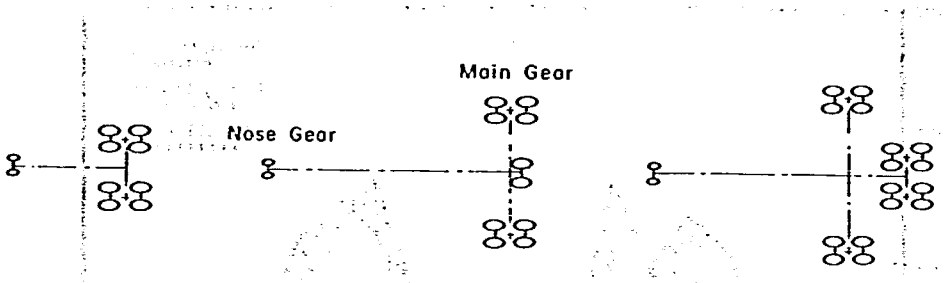
図－１０は大阪国際空港における滑走路離着陸時、平行誘導路と高速脱出誘導路走行時の主脚の横断方向走行位置分布を全機種について示したものである。この図から脚荷重の分布は中心線をはさんで左右に二つの分布となること、機種により脚配置が異なるためにノーズギアの分布よりも分散が大きくなることがわかる。また、離着陸や施設の違いによる差はあまり顕著ではないが、離陸時には主脚は滑走路中心線から左右それぞれ約９mに、着陸時では左右約１０mの範囲にまで分布している。



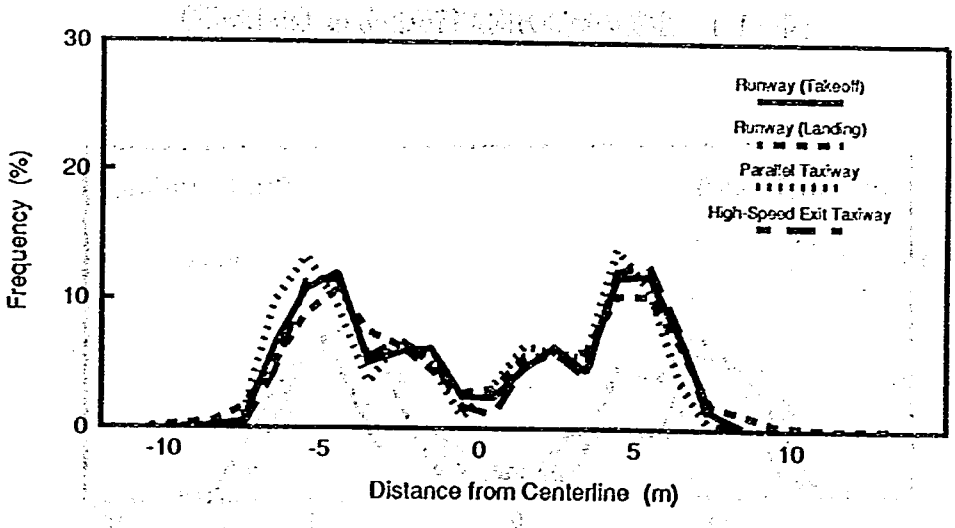
図－７　離陸地点の縦断方向位置（松山空港）



図－８　着陸地点の縦断方向位置（松山空港）



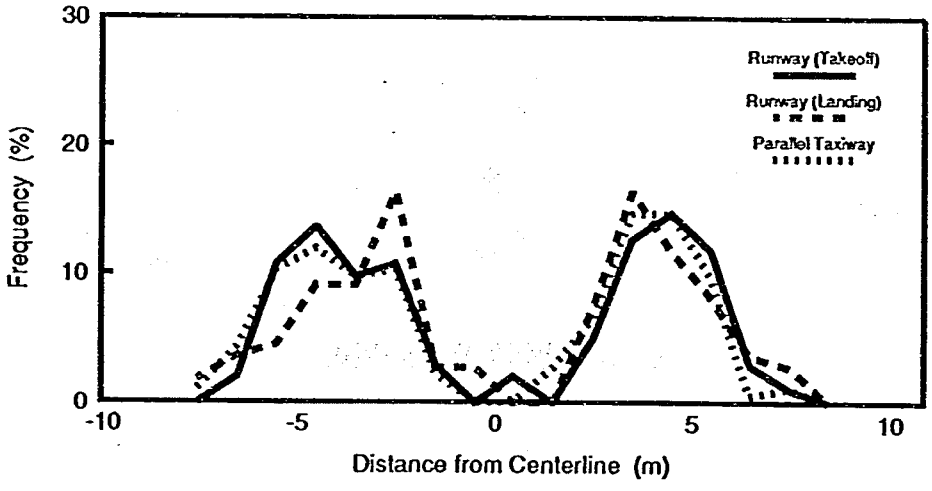
図－９　航空機の脚配置型式



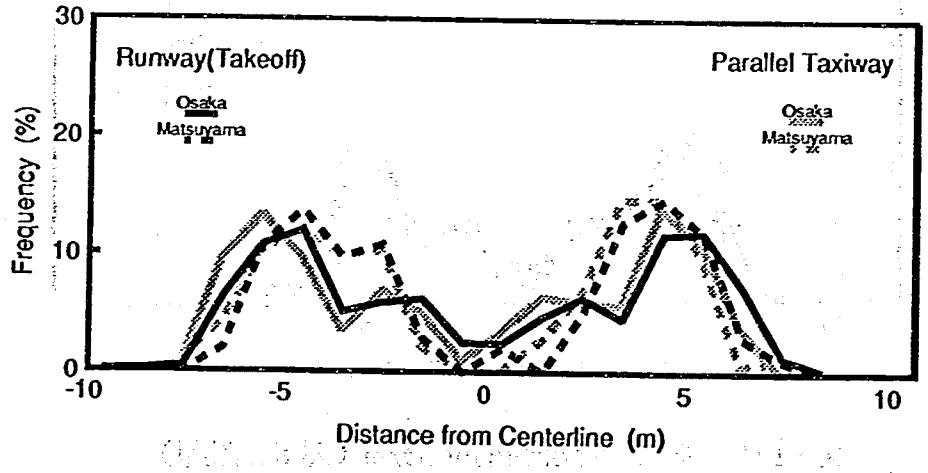
図－１０　主脚の横断方向走行位置分布（大阪国際空港）

図－１１は、松山空港における主脚の分布状況を全機種について示したものである。大阪国際空港の場合とは異なり、舗装中心線部分には主脚がほとんど載っていないが、これは、主脚が機体中心から比較的近い箇所に取り付けられているＢ－７４７が松山空港に就航していないためであろう。舗装施設別にみれば、図－４に示したノーズギアの場合とは異なり、滑走路着陸時が最も集中度の大きくなっていることがわかるが、これにはノーズギアと主脚の相対的位置関係の機種による違いが影響しているものと思われる。

満載航空機が通過することになる、滑走路離陸時と平行誘導路走行時における主脚の横断方向分布について、大阪国際空港と松山空港とで比較したものが図－１２である。これらには４つの主脚を有するＢ－７４７就航の有無による影響がみられ、大阪国際空港では左右それぞれに２つずつのピークがあって、しかも分散が大きい分布形状となっていることがわかる。また、施設による違いでは、誘導路で集中度が若干大きいものとなっている。



図－１１　主脚の横断方向走行位置分布（松山空港）



図－１２　主脚横断方向走行位置分布の比較

3．路面性状の現状

わが国の空港舗装の補修方法・頻度等を合理的に決定するためには、まず舗装の現状を評価し、そして将来の状況について推定することが必要である。このうち、航空機の運行の安全性に直接関係する路面性状に関してわが国の空港舗装の現状を取りまとめる。

3．1　舗装の破損

3．1．1　概要

わが国の空港舗装の補修体系では、路面性状と構造についての評価に基づいて補修工法が決定されることになっている。[2)]　路面性状のうち破損に関しては評価方法も確立されているが、その評価では破損状況がＰＲＩ(Pavement Rehabilitation Index)によって定量化され、補修の必要度が判定される。

このＰＲＩの算定に使われている破損の種類は、アスファルト舗装、コンクリート舗装とも３種類で、前者ではクラック率、わだちぼれ、平坦性、後者ではクラック度、目地部の破損率、段差である。それらの破損の状態から以下に示す式によりＰＲＩが計算できる。[2)]

① アスファルト舗装

$$PRI = 10 - 0.450CR - 0.0511RD - 0.655SV \qquad (1)$$

ここに、CR：クラック率（％、＝クラック面積 / 各調査区画の面積×100）

RD：わだちぼれ（㎜、最大値）

SV：平坦性（㎜、3mプロフィロメーターによる測定値の標準偏差）

② コンクリート舗装

$$PRI = 10 - 0.290CR - 0.296JC - 0.535SV \qquad (2)$$

ここに、CR：クラック度（㎝／㎡、＝クラック長 / 各調査区画の面積）

JC：目地部の破損率（％、＝目地部の破損長の和／目地の長さの和×100）

SV：段差（㎜、最大値）

そして、表－３示す基準に従って補修の必要性が判定される。この基準は補修が必要になると考えられる時期に関してのものであり、Ａ：補修の必要なし、Ｂ：近いうちの補修が望ましい、Ｃ：早急に補修の必要がある、の３種類にランク付けされる。

このＰＲＩによる舗装評価法は、１０年ほど前から原則として３年ごとに各地の空港で定期的に実施されているが、それらのデータを効率的に蓄積・利用するために、空港舗装データバンクシステムを開発して、実用に供している。このデータバンクシステムには、舗装の設計、施工、補修、路面性状、構造強度、交通量、環境といった舗装に係わる広範なデータが入力できるようになっている。[3)]

3．1．2　ＰＲＩによる破損評価

表－４、５には、それぞれアスファルト舗装、コンクリート舗装の破損状況をわが国の空港全体について

まとめてある。[4] アスファルト舗装について、施設別でみると、破損形態によらず、エプロンで最も破損が進行しており、次に誘導路、そして滑走路の順となっており、これを反映してPRIは滑走路で最も大きな値となっていることがわかる。コンクリート舗装は実質的にはエプロンと誘導路にしか使用されていないが、施設による違いはほとんど認められない。PRI分布を図示した図－13、14（施設ごとの平均値を使って集計）でみればこの点がよくわかる。

表－3 PRIによる補修必要性の判断基準

Facility	Evaluation		
	A	B	C
Runway	8.0<	3.8 - 8.0	<3.8
Taxiway	6.9<	3.0 - 6.9	<3.0
Apron	5.9<	0.0 - 5.9	<0.0

Facility	Evaluation		
	A	B	C
Runway	7.0<	3.7 - 7.0	<3.7
Taxiway	6.4<	2.3 - 6.4	<2.3
Apron	5.7<	0.0 - 5.7	<0.0

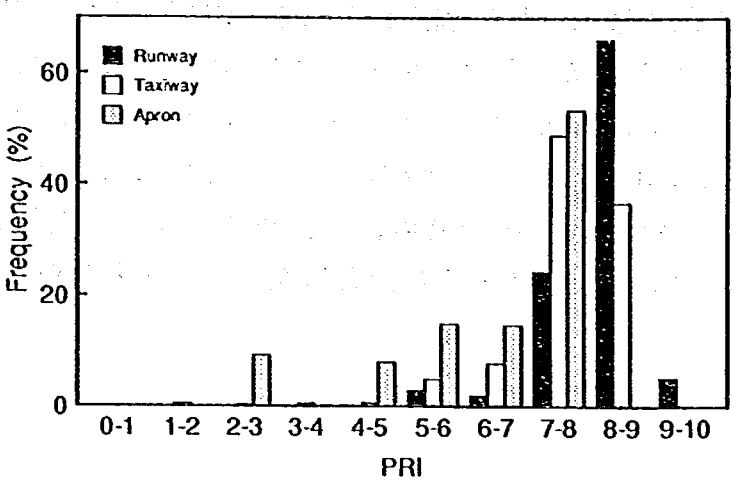
Rehabilitation works are; A: not necessary,
B: needed in the near future,
C: needed immediately.

表－4 アスファルト舗装の破損状況

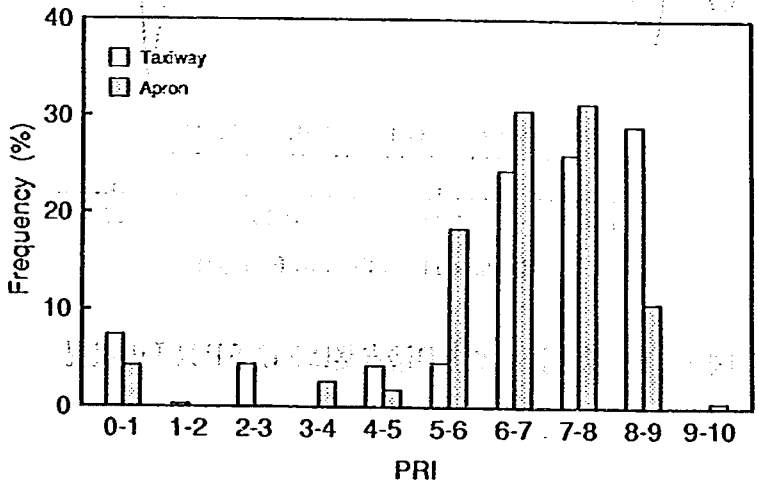
Facility	Investigated Area (1000 m^2)	Cracking Ratio (%)	Rut Depth (mm)	Roughness (mm)	PRI
Runway	22	2.05	19.14	2.36	6.41
Taxiway	743	0.69	12.67	1.22	8.25
Apron	1178	1.02	16.94	1.59	7.64
Average	-	0.91	15.33	1.45	7.86

表－5 コンクリート舗装の破損状況

Facility	Investigated Area (1000 m^2)	Cracking Index (cm/m^2)	Joint Failure Ratio (%)	Faulting (mm)	PRI
Runway	120	0.58	0.51	5.87	5.87
Taxiway	9	0.01	0.77	5.89	5.89
Apron	130	2.21	0.40	5.00	5.00
Average	-	1.38	0.47	5.43	6.56



図－１３　アスファルト舗装のＰＲＩの現状



図－１４　コンクリート舗装のＰＲＩの現状

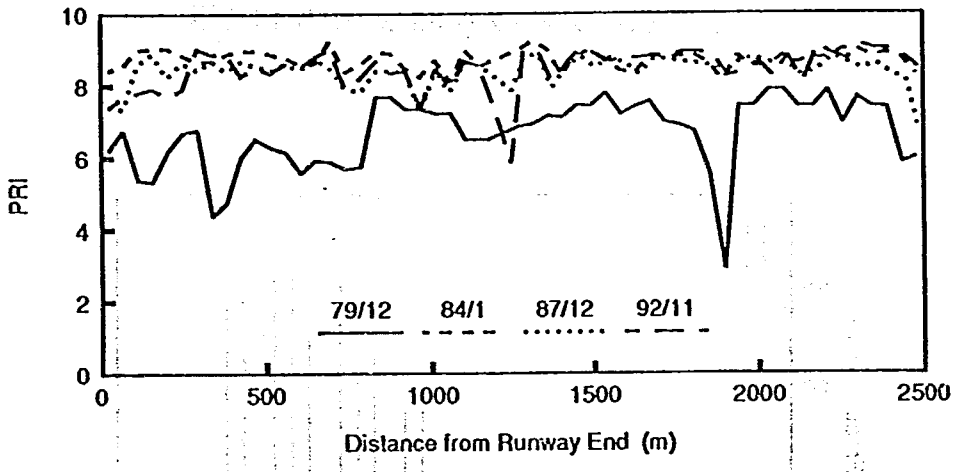
表－６　補修必要性の判定結果

Facility	A	B	C
Runway	9	4	0
Taxiway	48	19	0
Apron	170	39	6

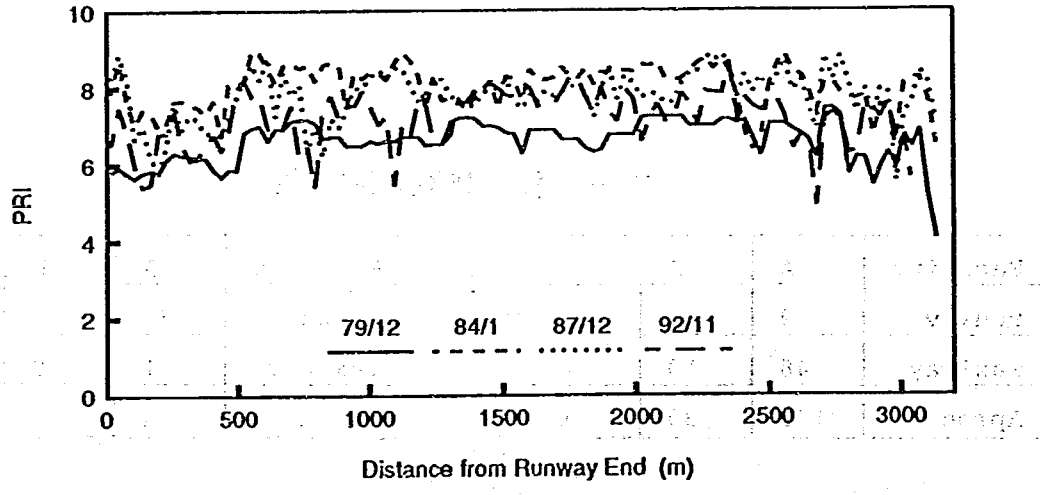
Facility	A	B	C
Runway	30	9	0
Taxiway	1	0	0
Apron	24	7	4

表－３に示した基準に従って補修の必要性を判定した結果を表－６にまとめた。アスファルト舗装ではＡ（補修は必要ない）に評価されるものが全施設数の７０％を越えており、特に、誘導路では８０％近くがＡとなっている。しかし、誘導路にはＣ（早急に補修の必要がある）にランクされる舗装区域も一部でみられる（エプロンではＣはない）。コンクリート舗装はアスファルト舗装とほぼ同様な傾向を示しおり、全体の７０％程度あるいはそれ以上がＡと判定されるものの、誘導路の一部にはＣと判定されるものもある。

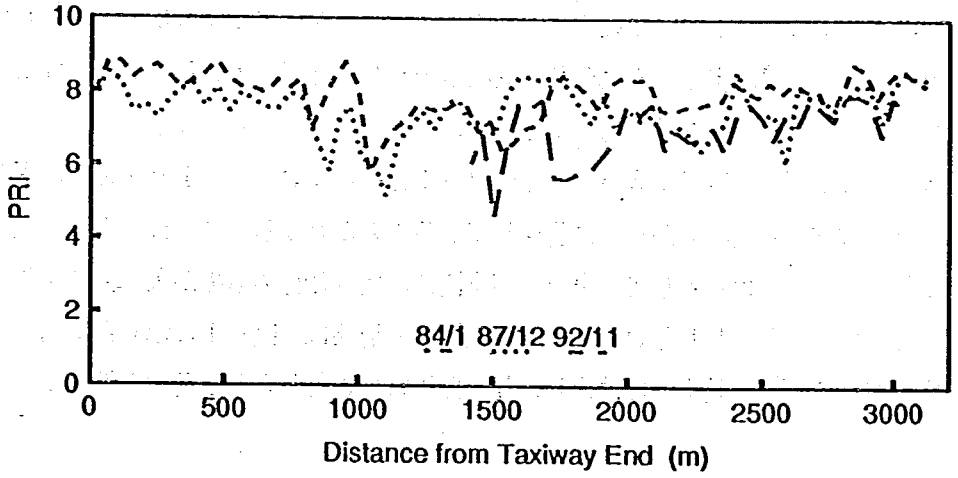
次に、わが国の主要な国際空港である東京国際空港と大阪国際空港における滑走路と誘導路に関する調査結果を示す。



図－１５　東京国際空港Ｂ滑走路におけるＰＲＩの状況



図－１６　東京国際空港Ｃ滑走路におけるＰＲＩの状況



図－１７　東京国際空港A誘導路におけるＰＲＩの状況

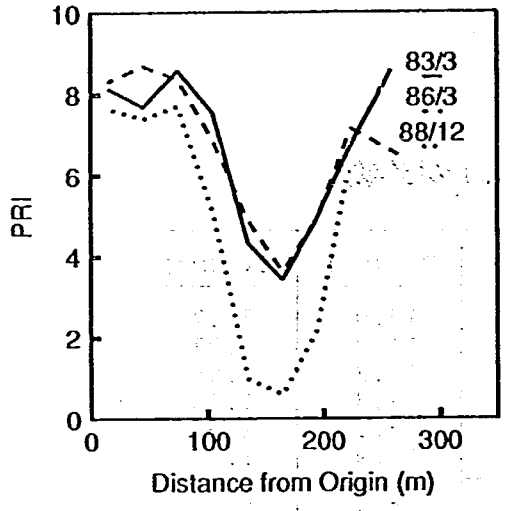
表－７　東京国際空港におけるＰＲＩの経年変化

Facility	Year/Month	PRI	CR (%)	RD (mm)	SV (mm)
Runway B	1979/12	6.67	0.88	18.0	3.07
	1984/ 1	8.73	0.01	11.0	1.07
	1985/11	8.78	0.00	11.3	0.98
	1987/12	8.40	0.05	12.3	1.45
	1989/ 9	8.21	0.11	13.1	1.64
	1992/11	8.46	0.39	12.9	1.07
Runway C	1979/12	6.60	0.23	29.8	2.71
	1984/ 1	8.02	0.29	19.8	1.27
	1985/11	8.30	0.26	16.1	1.16
	1987/12	7.78	0.44	21.8	1.39
	1989/ 9	7.53	0.66	20.5	1.72
	1992/11	7.18	1.68	19.7	1.61
Taxiway A	1984/ 1	7.93	0.10	19.6	1.57
	1985/11	7.75	0.02	24.5	1.50
	1987/12	7.52	0.05	23.9	1.88
	1989/ 9	7.41	0.07	22.1	2.18
	1992/11	6.95	0.14	25.7	2.55

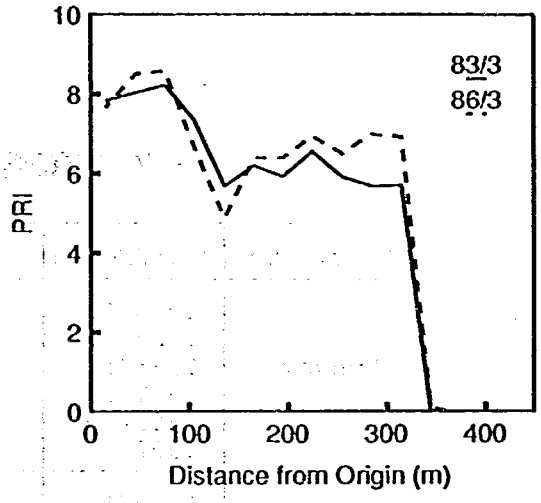
図－１５～１７は、東京国際空港のB滑走路、C滑走路、A誘導路におけるＰＲＩの分布状況である。滑走路では１９７９年当時はＰＲＩが比較的小さく、平均で６．６程度であったが、その後の補修工事により路面性状はかなり改善されたことがわかる。補修工事により回復した路面性状は、昨年までの調査結果をみると、表－７からわかるように、低下傾向が続いているようであり、滑走路のみならず、誘導路においても補修が必要と判定される状況になって来ている。

B滑走路とC滑走路でのＰＲＩの経年変化状況の違いは、前者が横風用滑走路であることに起因しているものと考えられる。また、C滑走路はA誘導路と同程度のＰＲＩとなっているが、表－３に示したように、ＰＲＩによる補修基準が施設で異なるため、滑走路ではBと判定されてしまうようである。

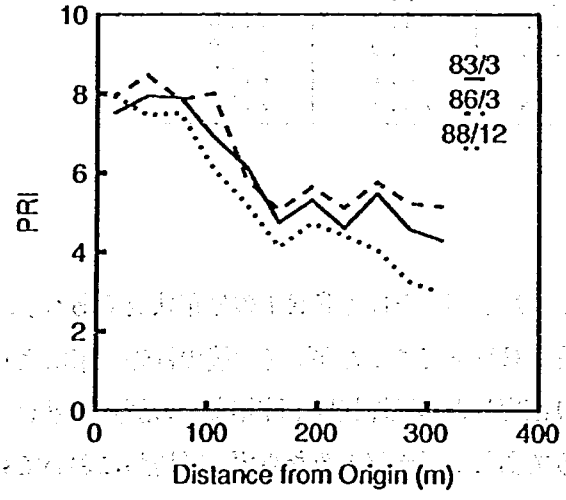
大阪国際空港のW５、W６、W７、W８誘導路のＰＲＩ分布について図－１８～２１にまとめた。東京国際空港と比べると、舗装の路面状態が極端に劣化していることがわかる。これは、大阪国際空港は国際線仕様の航空機がかなり利用するのに対して、東京国際空港は国内線仕様のものが大部分であるという、荷重条件の違いに起因しているのかもしれない。大阪国際空港の誘導路は、図－１に示した平面図でわかるように、A滑走路を経由しているので、航空機は停止したり、曲線状に走行したりと荷重条件はかなり複雑なものとなっている。



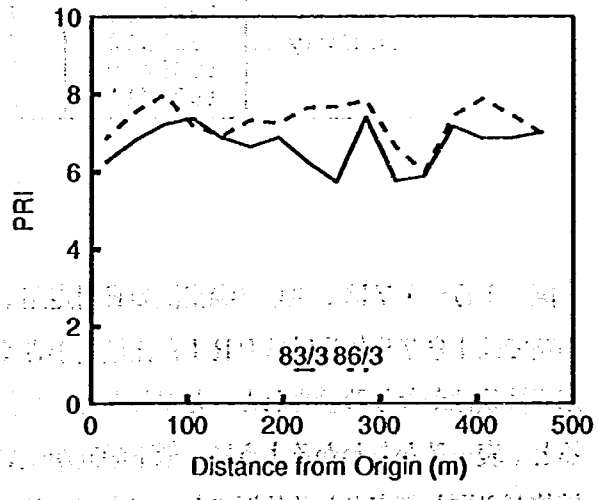
図－１８　大阪国際空港W５誘導路のＰＲＩ分布



図－１９　大阪国際空港W６誘導路のＰＲＩ分布



図－２０　大阪国際空港W７誘導路のＰＲＩ分布

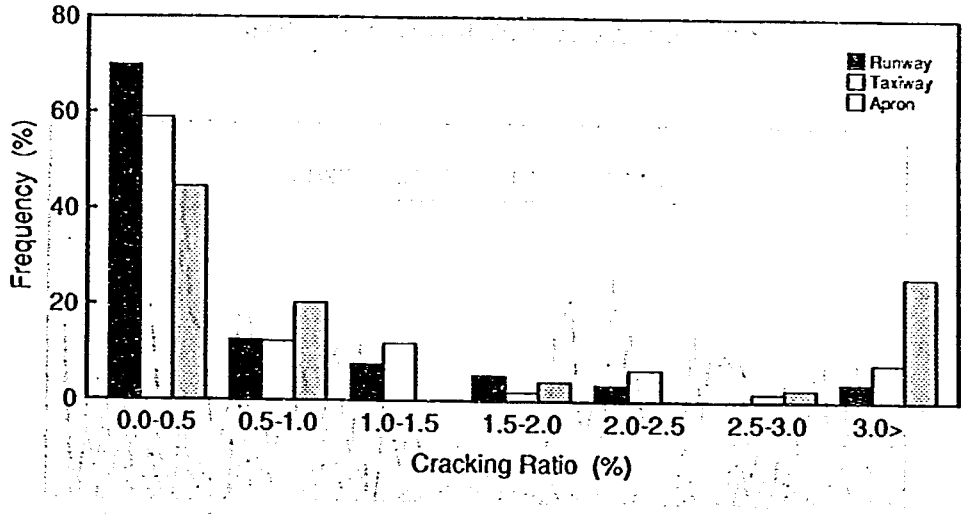


図－２１　大阪国際空港W８誘導路のＰＲＩ分布

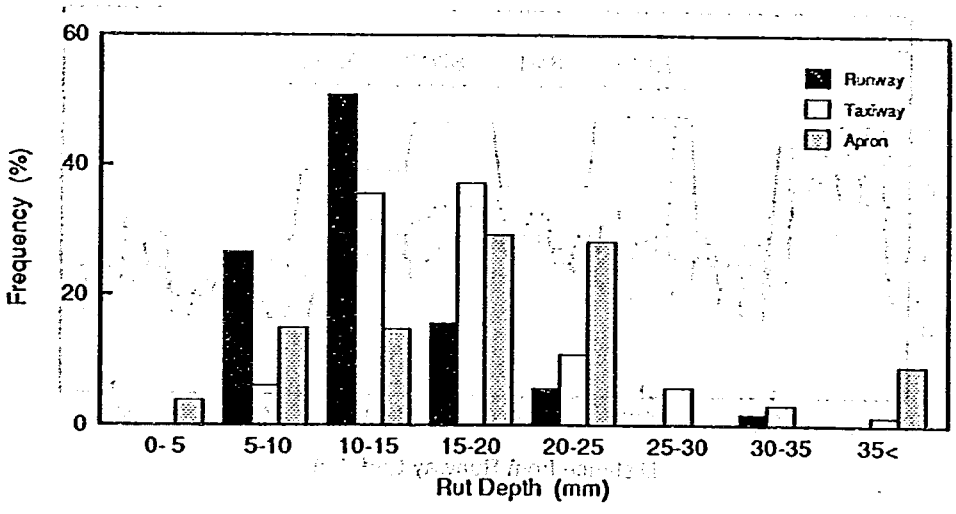
３．１．３　舗装の破損状況

わが国の空港では主としてアスファルト舗装が滑走路、誘導路に用いられており、上述のように、このアスファルト舗装表面に現われてくる破損のうちでは、クラック率、わだちぼれ、平坦性がＰＲＩの構成因子となっている。これらの破損状況を、わが国の空港舗装全体について以下でみることにする。[4)]

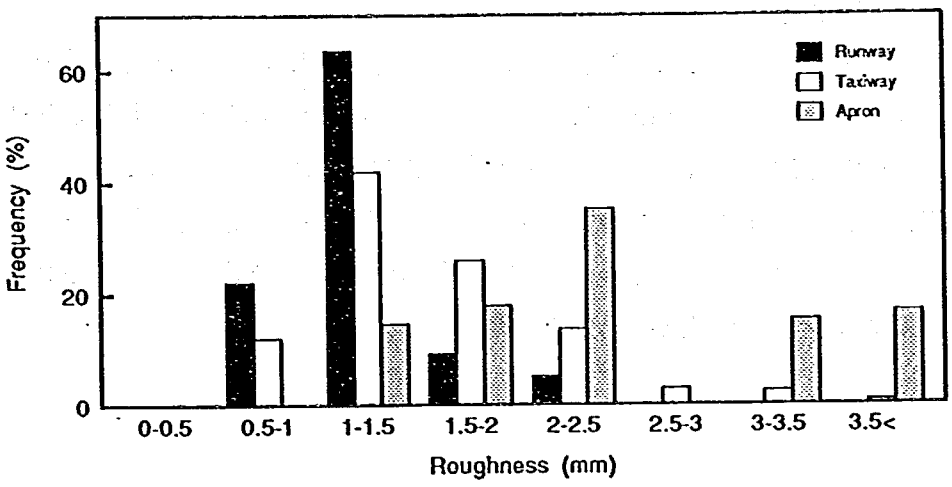
図－２２は、滑走路、誘導路の施設別にみたクラック率の状況である。滑走路ではクラック率０．５%以下のものが全体の７割を占めていること、全体としての平均値を高める結果になっているクラック率３%以上の区画はエプロンに極めて多いことが明らかである。



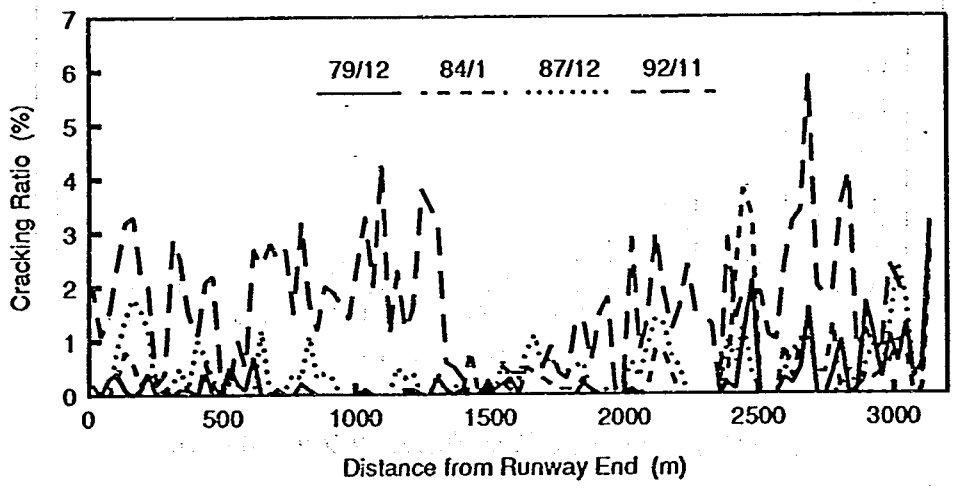
図－２２　滑走路、誘導路別にみたクラック率の状況



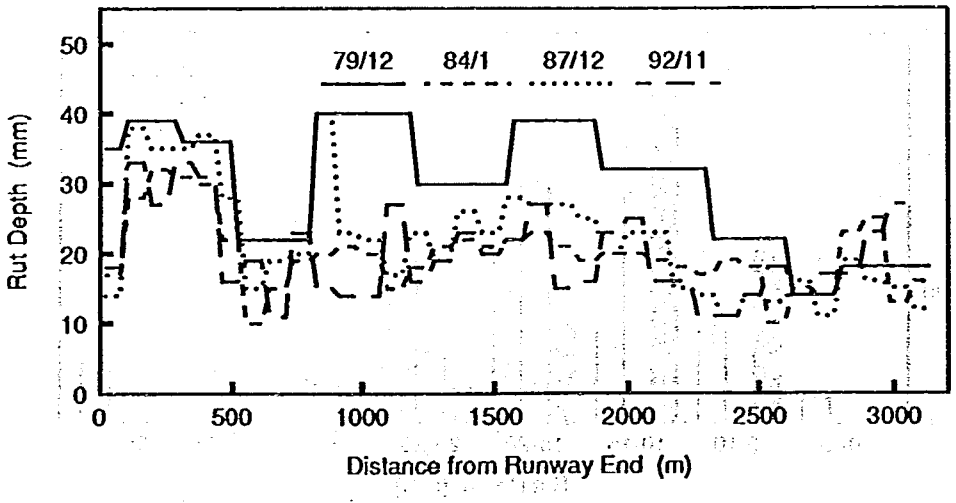
図－２３　滑走路、誘導路別にみたわだちぼれの状況



図－２４　滑走路、誘導路別にみた平坦性の状況



図－２５　東京国際空港C滑走路のクラック率分布



図－２６　東京国際空港C滑走路のわだちぼれ分布

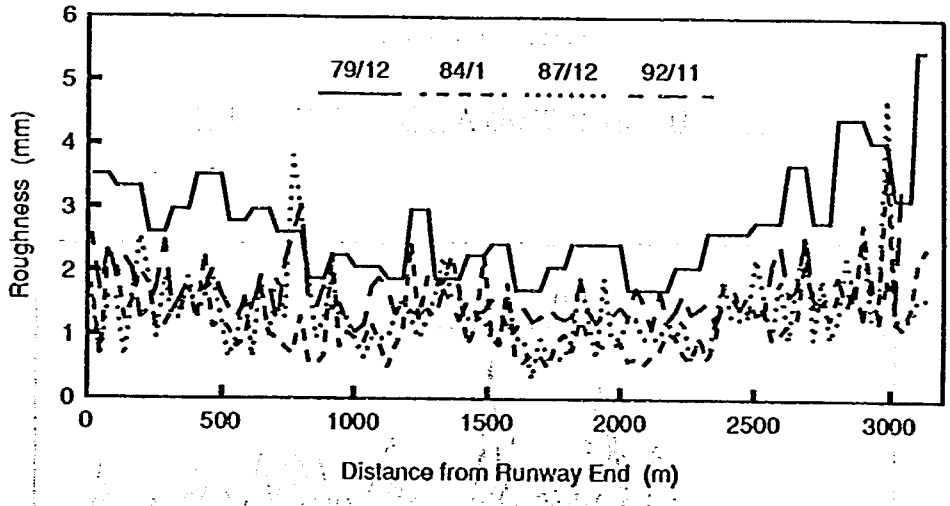
次に、わだちぼれについてを図－２３に示すが、滑走路で最も小さく、次に誘導路、エプロンの順となっていることがわかる。また、エプロンでは、他の施設に比べ、わだちぼれの値が分散していることもわかる。

図－２４には平坦性を示してある。他の破損の場合と同様に、平坦性でみても滑走路が最も良好な状態に維持されていることが認められ、次に誘導路、そしてエプロンの順となっている。

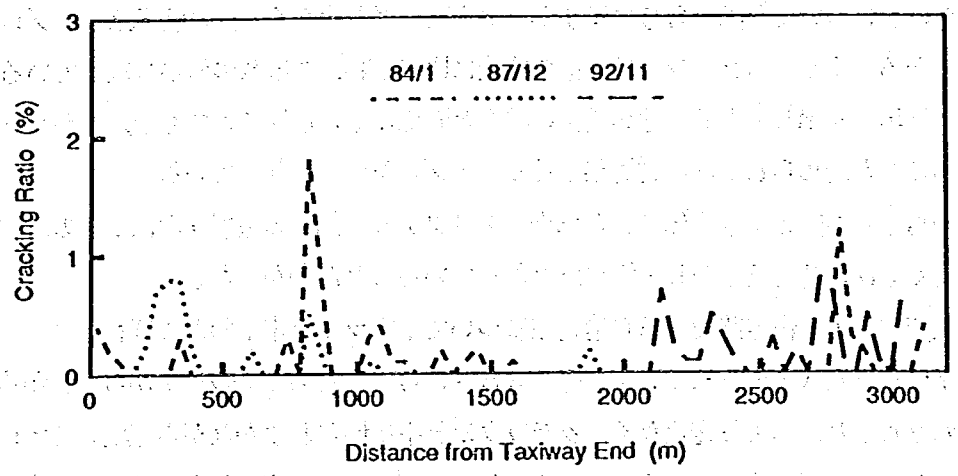
以上のことから、わが国の空港全体でみた場合、アスファルト舗装の破損状況は、その形態によらず、エプロンで最も悪く、次に誘導路、そして滑走路となっていることがわかった。

次に、東京国際空港の主滑走路であるC滑走路について、クラック率、わだちぼれ、平坦性の分布状況を図－２５～２７に、またA誘導路についても図－２８～３０にまとめた。表－７からもわかるように、平均的にみれば、わだちぼれはあまり変化なく、クラック率と平坦性がわずかながら連続して劣化していく傾向が認められる。個々の破損形式に関する補修の判断基準（表－８）に照らし合わせれば、全体的には補修は必要ないこととなるが、部分的には早急に補修が必要と判定される箇所も散見される。

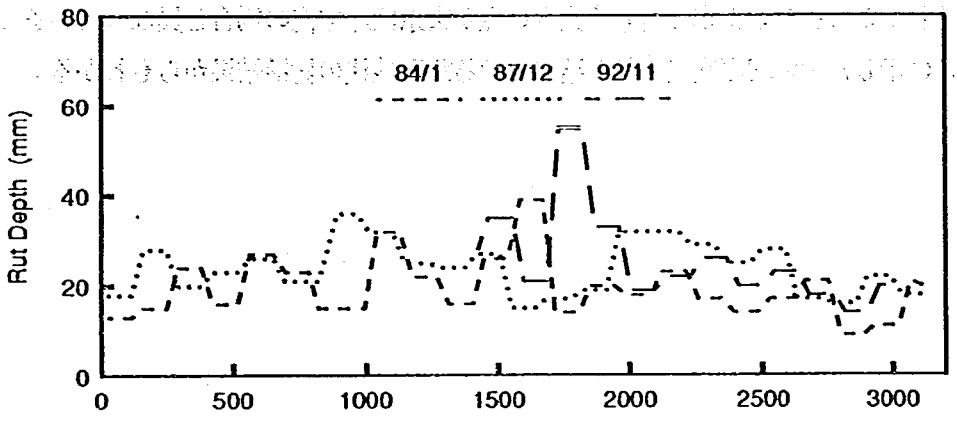
大阪国際空港のW５～W８誘導路におけるクラック率の状況を図－３１～３４に示したが、他の２種類の破損に比較すると、このクラック率の著しく大きい点が東京国際空港の場合と異なっていることがわかる。これは、表－９に示した大阪国際空港の誘導路における路面性状の総括結果からもわかる。



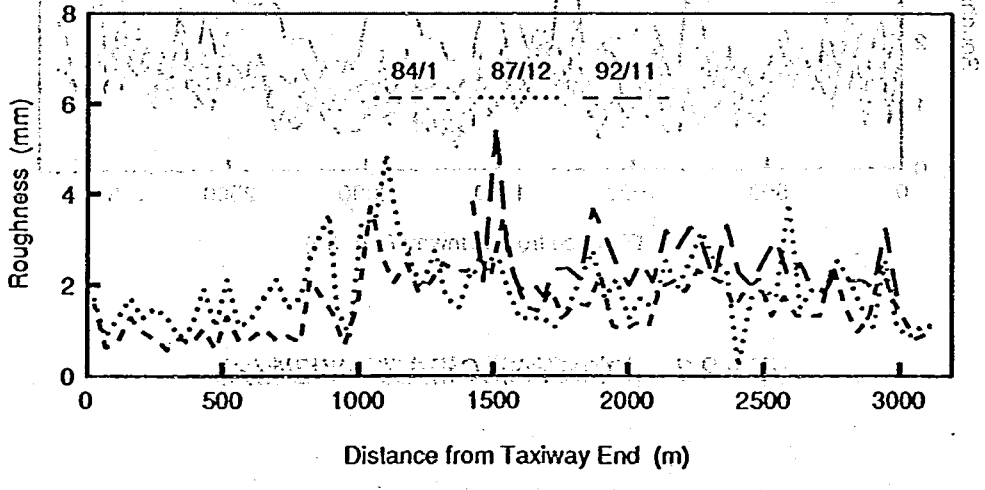
図－２７　東京国際空港C滑走路の平坦性分布



図－２８　東京国際空港A誘導路のクラック率分布



図－２９　東京国際空港A誘導路のわだちぼれ分布

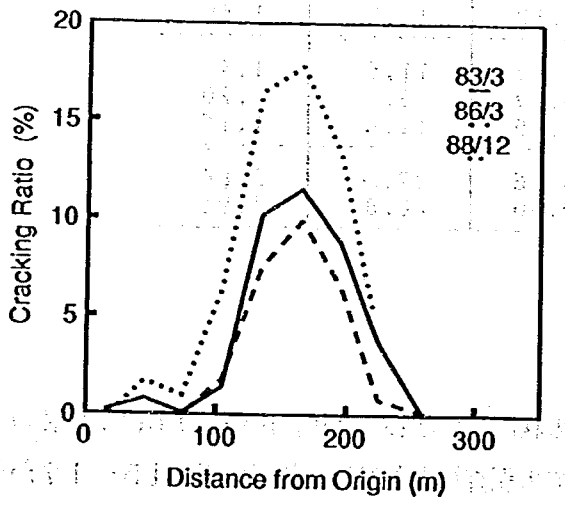


図－３０　東京国際空港A誘導路の平坦性分布

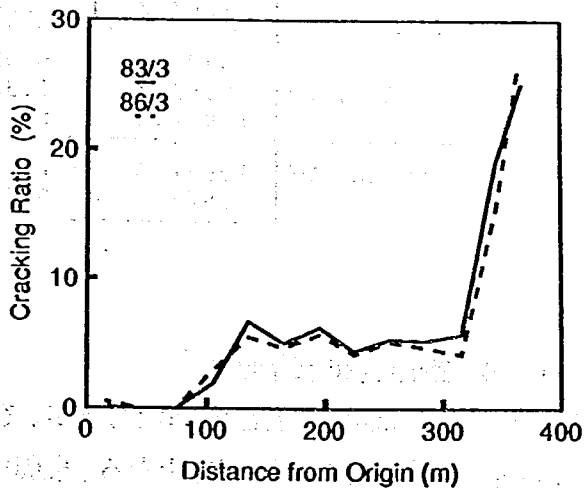
表－8　個々の破損形式に関する補修の判断基準

Item	Facility	Evaluation		
		A	B	C
Clacking Ratio (%)	Runway	<0.1	0.1 - 6.5	6.5<
	Taxiway	<0.9	0.9 - 12.7	12.7<
	Apron	<1.9	1.9 - 17.0	17.0<
Rut Depth (mm)	Runway	<10	10 - 38	38<
	Taxiway	<17	17 - 57	57<
	Apron	<22	22 - 70	70<
Roughness (mm)	Runway	<0.26	0.26 - 3.64	3.64<
	Taxiway	<0.91	0.91 - 6.57	6.57<
	Apron	<1.50	1.50 - 8.63	8.63<

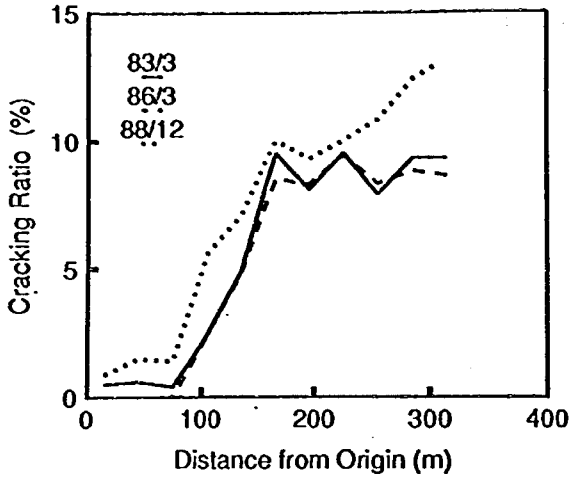
Rehabilitation works are;
A: not necessary,
B: needed in the near future,
C: needed immediately.



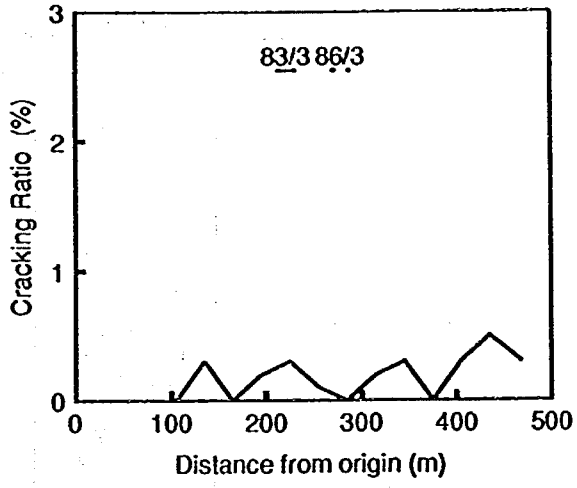
図－３１　大阪国際空港W５誘導路のクラック率



図－３２　大阪国際空港W６誘導路のクラック率



図－３３　大阪国際空港Ｗ７誘導路のクラック率



図－３４　大阪国際空港Ｗ８誘導路のクラック率

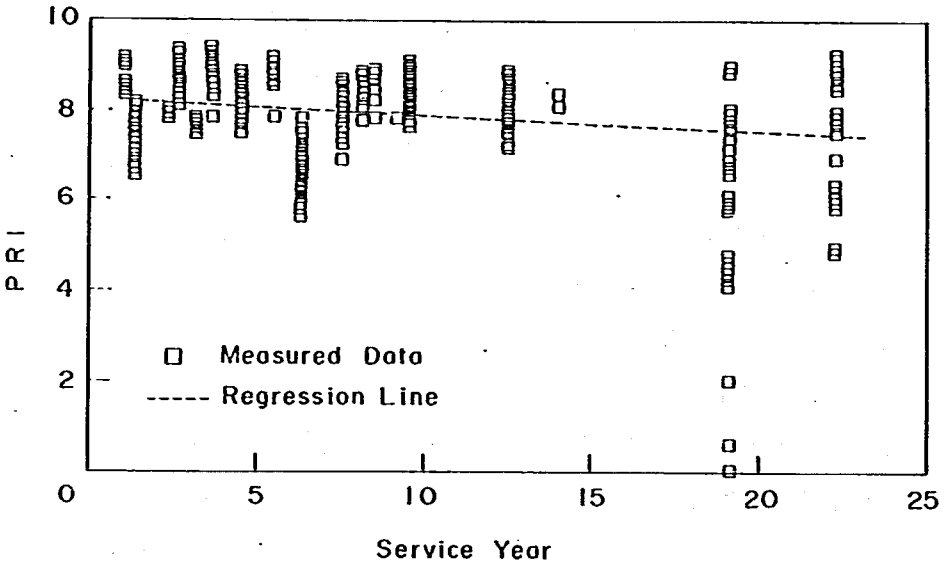
表－９　大阪国際空港の誘導路における路面性状の総括

Facility	Year/Month	PRI	CR (%)	RD (mm)	SV (mm)
Taxiway W5	1983/ 3	6.65	4.08	11.7	1.40
	1986/ 3	6.58	2.96	22.0	1.48
	1988/12	4.66	7.75	17.4	1.47
Taxiway W6	1983/ 3	5.62	6.51	14.8	1.95
	1986/ 3	5.88	6.12	13.2	1.50
Taxiway W7	1983/ 3	5.93	5.67	11.5	1.42
	1986/ 3	6.35	5.37	8.7	1.20
	1988/12	5.24	7.45	12.6	1.16
Taxiway W8	1983/ 3	6.68	0.16	27.3	2.84
	1986/ 3	7.28	0.00	28.8	1.91

３．１．４　路面性状の経年変化

舗装の機能は時間の経過とともに低下するが、その低下の状況、すなわち経年変化がわかれば、舗装の合理的な維持・補修計画の立案が容易となる。東京国際空港での調査結果を示した前掲の図－１５～１７から、補修工事の効果はＰＲＩによる路面性状の調査結果に明確に現われていることがわかる。このことからも、ＰＲＩによる路面性状の評価方法の有効性が確認できた。

わが国の空港の滑走路全体（アスファルト舗装）でみた場合のＰＲＩの経年変化の状況を図－３５にまとめている。これらのデータは特定地点のＰＲＩを経年的に調査したものではなく、ＰＲＩとそのＰＲＩの値が得られた箇所の調査時点における供用期間との関係についてのものであるため、一点ごとに舗装構造、環境・交通条件が異なり、分散は大きなものとなってしまうのは否めない。この図でプロットしたデータには交通量の少ない地方空港のものも含まれているため、空港全体でみるとＰＲＩの経年変化は小さいものとなっている。



図－３５　アスファルト滑走路舗装におけるＰＲＩの経年変化

３．２　すべり抵抗性

３．２．１　概説

航空機走行時の安全性を確保する上で重要な要素の一つであるタイヤ・路面間の摩擦抵抗は、縦横の２方向に分けて考えられる。一つは直線走行時、制動時に関係のある縦すべり摩擦抵抗、もう一つは曲線走行時に係わる横すべり摩擦抵抗である。この路面摩擦に影響する因子としてはタイヤ・舗装といった材料、路面の乾湿・温度、車両の走行速度等が挙げられるが、空港舗装、特に滑走路の場合には航空機の着陸時に路面に付着するゴムの影響について考慮しなければならない。

すべり摩擦係数の測定方法としては、車両を走行させることによって直接摩擦係数を測定するものと、小型の試験装置により摩擦係数を測定したり、路面の凹凸等を測定したりするものの２種類がある。前者によれば、舗装を実際に使用する車両やその類似車両によって現実に近い摩擦係数が測定できるという利点がある。これに対して、後者は測定の容易さから多用されているものの、車両走行時のすべり摩擦抵抗との結び付けが必要とされている。

空港滑走路についてはＩＣＡＯ（国際民間航空機構）により、国際基準が表－１０のように規定されている。[5]　従来わが国では、横すべり摩擦係数を測定する装置であるミューメーターを使用してきたが、測定精度等の問題もあって縦方向のすべり抵抗を測定する装置であるＳＦＴ（Saab Friction Tester）にとって代わられた。[6]　これは、前輪駆動式の乗用車にすべり摩擦係数測定用の測定輪（第５輪）が組み込まれたもので、測定輪のタイヤ圧は７．１ｋｇｆ／ｃｍ^{2}であり、常時１４３ｋｇｆの垂直荷重がかかるようになっている。これによって約１０％のスリップ率で回転する場合の制動トルクを計測して、縦すべり摩擦係数が計算される。

わが国では、4空港の滑走路ですべり摩擦係数について定期的な調査が実施されている。[7] ＳＦＴによる測定時には、路面が湿潤状態となるように自蔵式散水装置を用いて、水深を１mmとして、測定車を時速９５ｋｍで滑走路の末端から末端まで滑走路中心線から片側５．５mの位置を３往復走行させている。ＳＦＴのほかに、土研式粗さ計によっても路面のきめ深さが測定されている。また、目視により路面へのゴム付着、グルービング溝のゴム目詰り、グルービング形状の消失を５段階（１～５）に分けて評価した。これらの測定は、ＳＦＴによる測定線上で実施した。

３．２．２ すべり摩擦係数の実態

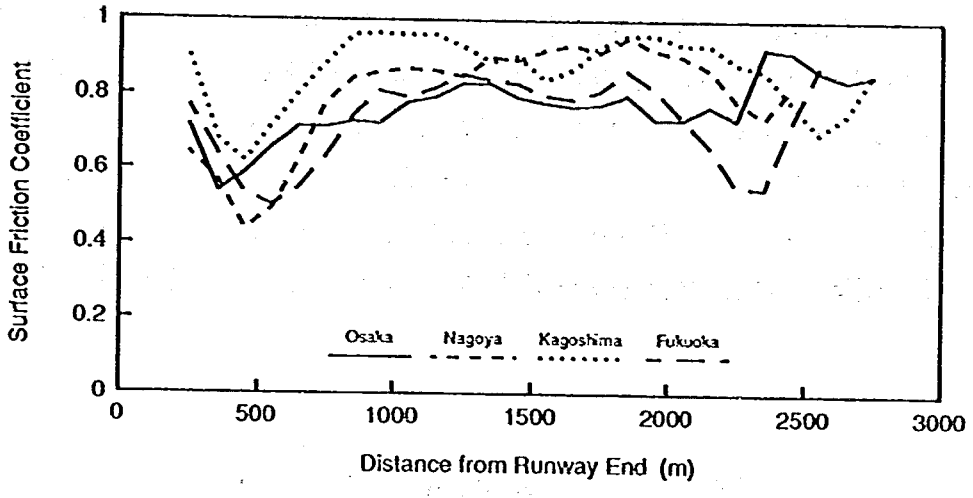
図－３６には、１９９０年6～7月に大阪、名古屋、鹿児島、福岡の4空港で測定した結果を示してある。[8] すべり摩擦係数を回復するための工事を実施すべき基準値として、わが国ではＳＦＴによるすべり摩擦係数を０．５５、０．４５（それぞれ、グルービングあり、なし）を暫定的に採用している[6] が、図－３６に示したデータをこれらの規準値と比較すると、いずれの滑走路においても、すべり抵抗性はほぼ十分なものであることがわかる。接地点標識の位置の内側に相当する部分（滑走路末端から３００～３６０mより内側）で特にすべり摩擦係数が小さいのは、航空機の着陸・制動時にタイヤのゴムが付着している影響が現れているためであろう。

図－３７は、大阪国際空港の滑走路におけるすべり摩擦係数を１年間継続して測定した結果である。厳密にいえば路面温度等試験条件は必ずしも同一ではないが、供用につれてすべり摩擦係数の低下する傾向が明白である。この図から、すべり摩擦係数は１年間で最大０．２程度低下することが推定される。

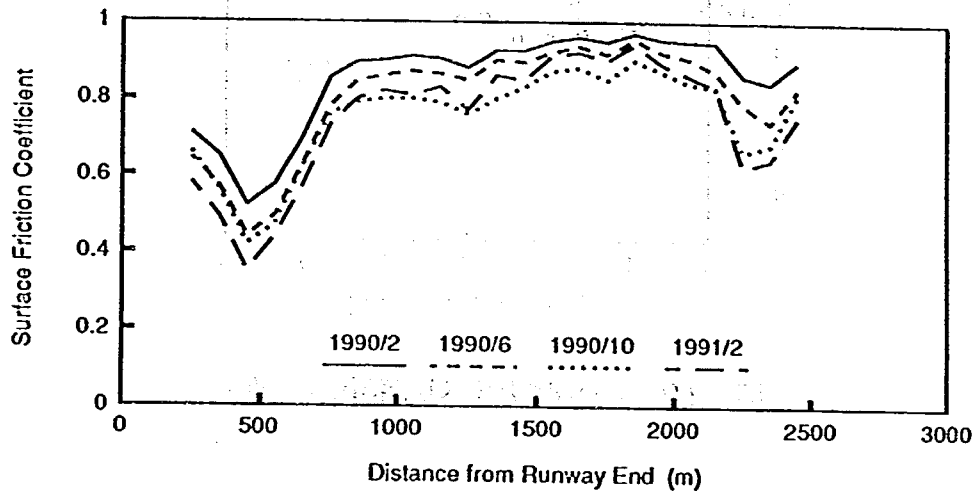
図－３８はグルービング設置前後のすべり摩擦係数の変化である（末端（図の左側）から８００～２，２００mが対象）。２つのデータは6箇月の期間をおいたものである。図－３７にもみられるように、この程度の期間が経過すれば一般的にはすべり摩擦係数が低下するが、グルービングを施工することによってこの部分のすべり摩擦係数は逆に増加していることがわかる。排水性を高めるというグルービングの効果が顕著にみられる。

表－１０ 舗装すべり摩擦係数に関する国際基準

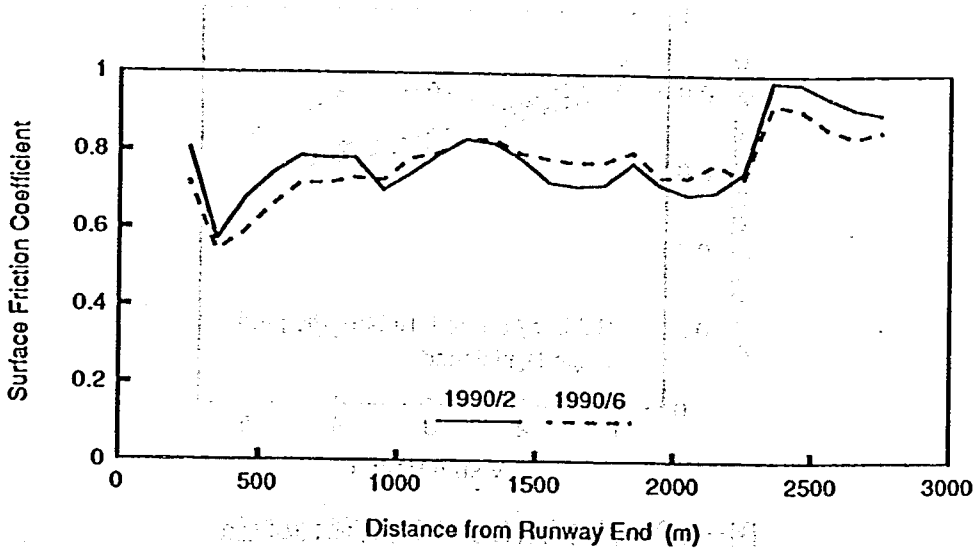
Test Equipment	New Pavement	Maintenance Level	Water Depth (mm)	Speed (km/h)
Mu-meter	0.7 0.65	0.5 0.45	1.0 0.5	65 130
SFT (with High Pressure Tire)	0.7 0.6 0.5	0.5 0.4 0.35	1.0 1.0 1.0	65 95 130
SFT (with Low Pressure Tire)	0.8 0.7	0.6 0.5	1.0 1.0	65 95



図－３６　ＳＦＴによるすべり摩擦係数の状況

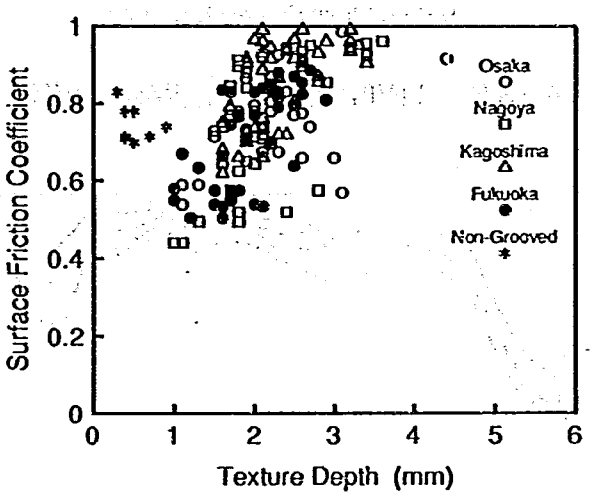


図－３７　大阪国際空港Ｂ滑走路におけるすべり摩擦係数の経年変化

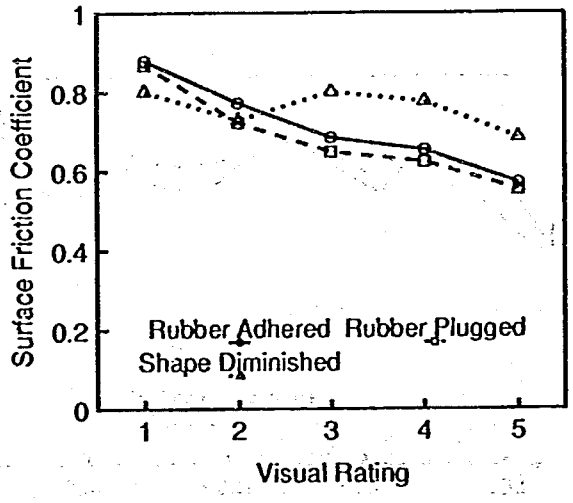


図－３８　グルービング設置前後のすべり摩擦係数の変化

土研式粗さ測定機によるきめ深さとＳＦＴによるすべり摩擦係数の関係を調べたものが図－３９である。データ数はあまり多いとはいえないが、両者の関係はほぼ一義的であるといえよう。この図には、グルービングのない場合のデータも示してあるが、当然きめ深さは小さくなっている。図－４０には、目視観察結果とＳＦＴによるすべり摩擦係数の関係を示している。グルービング形状の消失よりもゴムの付着・溝の目詰まりといったもののほうが、すべり摩擦係数の増減とよく対応しているようである。これらのことから、ＳＦＴによらなくとも簡便な方法によって路面のすべり抵抗性をある程度把握できるものと考えられる。



図－３９　きめ深さとすべり摩擦係数の関係



図－４０　目視観察とすべり摩擦係数の関係

4．まとめ

航空機の走行位置の実態については以下の事項が明らかになった。

（1）滑走路の横断方向走行位置分布をみると着陸時のほうが離陸時よりも広がりが大きい。また、航空機の種類による違いをみると、小型機のほうが大型機よりも中心線付近に集中している。さらに、施設別では、誘導路のほうが滑走路よりも集中程度が高い。

（2）滑走路の着陸地点を縦断的にみると、ほとんどの航空機が接地帯付近に着陸する。

（3）主脚の横断方向走行位置分布は中心線をはさんで左右２つの分布となり、ノーズギアの分布と比べると、その分散は大きなものとなっている。Ｂ－７４７が就航する場合にはそれが著しい。

ＰＲＩによって評価されているわが国の空港舗装の路面性状の現状についてまとめると以下のようになる。

（1）アスファルト舗装はコンクリート舗装よりもＰＲＩでは１以上大きくなっているが、補修の必要性についてはかなりの部分で必要ないと評価され、全体的に見るとわが国の空港舗装は良好さを保っている。

（2）施設別で見れば、アスファルト舗装では、滑走路、誘導路、エプロンの順にＰＲＩの値は小さなものとなっている。補修の必要性についてみれば、誘導路では一部で早急に補修が必要であると判断される区域も見受けられる。

（3）主要空港では路面性状の経年変化は比較的大きなものとなっているが、ＰＲＩについてわが国全体でみると変化は小さい。

４空港の滑走路のすべり抵抗性の実態について調べた結果、以下の点が明らかになった。

（1）いずれの滑走路においても、すべり抵抗性はほぼ十分なものである。（2）ＳＦＴにより測定したすべり摩擦係数は、ゴムの付着により１年間で最大０．２程度低下する。

（3）土研式粗さ測定機による測定や目視観察によって路面のすべり抵抗性がある程度把握できる。

以上のように、航空機の安全運行に影響を与える空港舗装の路面性状についての現状がまとめられたが、舗装の破損状況の改善にはオーバーレイといった補修工事が有効であること、すべり抵抗性回復策としてのゴム除去、排水性向上策としてのグルービングの効果が確認された。それらの工事の実施時期、頻度等を合理的に決定するためには、路面性状が航空機走行の安全性に及ぼす影響を定量化することが必要であると認識されている。

参考文献

1）八谷好高、梅野修一：航空機走行位置分布の実態と舗装構造への影響、港研資料、1993.

2）運輸省航空局：空港舗装補修要領（案）、95p.，1984.

3）八谷好高、佐藤勝久、深海正彦、田中孝士：空港舗装データバンクシステムの開発、第21回空港土木工事報告会資料、13p.，1986.

4）八谷好高：空港舗装の路面性状の実態、港湾技研資料、No.634，p40.，1988

5) International Civil Aviation Organization: International Standards and Recommended Practices on Aerodromes, Annex 14, 159p., 1990.
6) (財) 航空保安協会：グルービング滑走路の安全性に関する調査研究報告書、116p., 1987.
7) 運輸省大阪航空局：滑走路すべり摩擦係数等測定調査総合評価報告書、63p., 1992.
8) 八谷好高、佐藤勝久：空港滑走路のすべり摩擦係数の実態、土木学会第46回年次学術講演会講演集第5部、1991年9月、pp. 44-45.

改質アスファルトの空港舗装への適用性

Application of Modified Asphalt Concretes to Airport Taxiways

運輸省港湾技術研究所　八谷好高
運輸省第三港湾建設局　大林正和

改質アスファルトの空港舗装への適用性

運輸省港湾技術研究所　八谷好高
運輸省第三港湾建設局　大林正和

概　要

わが国の空港誘導路では一般にアスファルト舗装が採用されているが、大型航空機が使用する国際空港等では破損がみられることも多い。その一例は大阪国際空港であるが、１９７１年に供用開始された誘導路では供用開始後2年で数多くの著しいわだちぼれが生じ、材質等根本的な対策を講ずる必要性に迫られた。そこで、ストレートアスファルトによる補修を経て、１９７８年に樹脂入りアスファルトを用いた混合物によるオーバーレイが実施された。しかし、今度は逆にクラックが舗設後半年くらいから発生し始め、再び補修を実施せざるを得ない状態となってきた。そのために、１９８６年に改質アスファルトコンクリートによるオーバーレイが実施されて、現在に至っている。

本論文で、まず１９８６年の改質アスファルトコンクリートによるオーバーレイ工事の際に実施した供用中の舗装の路面性状の調査結果について示す。そしてその結果に基づいたオーバーレイ厚の設計、材料選定、施工状況について言及し、さらにこのオーバーレイ舗装について、供用開始から現在に至るまでの追跡調査の結果について述べている。このなかでは、特に、わだちぼれやクラック率といった路面性状と、現地から採取したアスファルトコンクリートの力学性状の相関性に注目している。最後に、それらの調査結果を総合して、改質アスファルトコンクリートの空港舗装への適用性について明らかにしている。

改質アスファルトの空港舗装への適用性

運輸省港湾技術研究所　八谷好高
運輸省第三港湾建設局　大林正和

１．はじめに

大阪国際空港は、航空輸送の増大に対処するため、１９６４年から空港整備工事が進められ、１９７０年２月のB滑走路供用開始を経て、１９７１年４月にはB誘導路を含む現施設の全面的な供用が開始された。

なかでもB誘導路は、離陸する大型航空機の９５％以上が利用するため、繰返し荷重の増大と低速走行という過酷な供用条件のもとで、供用開始後2年目の夏を過ぎたころから数多くのわだちぼれが確認され、材質等に根本的な対策を講じる必要性に迫られた。そこで、その対策として、樹脂入りアスファルト混合物を用いて１９７８～１９８０年にかけてオーバーレイが実施された。

しかし、耐流動策の併害といえるクラックが舗設後半年くらいから発生しはじめていたが、補修面積が全体の１／３程度を超えるようになったのを機会に、わだちぼれに強く、しかもクラックにも対処可能な改質アスファルト混合物により１９８６～１９８７年にかけてオーバーレイ工事が実施された。

このオーバーレイ工事は、４区画に分けて実施され、供用開始から現在に至るまで、路面性状、採取したアスファルトコンクリートの力学性状、混合物から回収したアスファルトの性質が定期的に調査されている。本論文では、改質アスファルトによるオーバーレイ工事の設計・施工状況を示すとともに、供用開始後の状況を報告する。

２．オーバーレイ時の状況

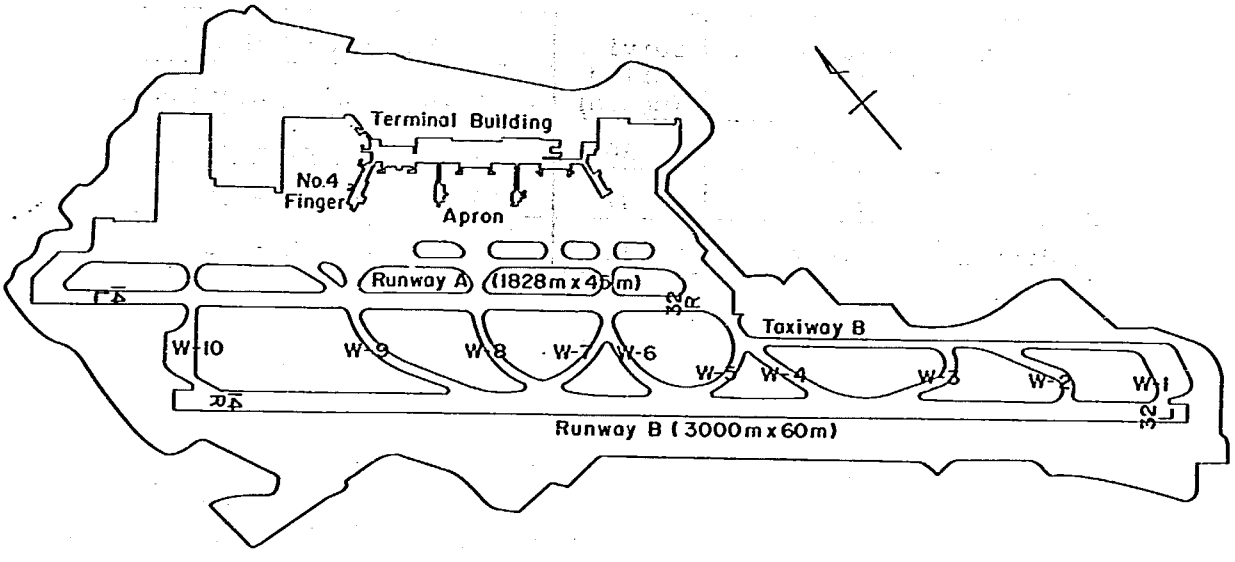
１９７１年に供用が開始された大阪国際空港B誘導路は、１９７４年にストレートアスファルトを用いた混合物による補修が一部実施され、さらに１９７８～１９８０年には樹脂入りアスファルトを用いたオーバーレイ工事が実施されている。このB誘導路は、図－１に示すように、離陸する大型航空機の９５％以上が利用することもあって、わだちぼれやクラックが多数発生しており、補修しながら供用している状態であった。そのため１９８６～１９８８年に全面改修が実施されたが、その工法の検討にあたっては、図－２に示すフローに従って、現地調査ならびにアスファルトコンクリートに関する材料試験が行われた。[1)]

２．１　路面性状

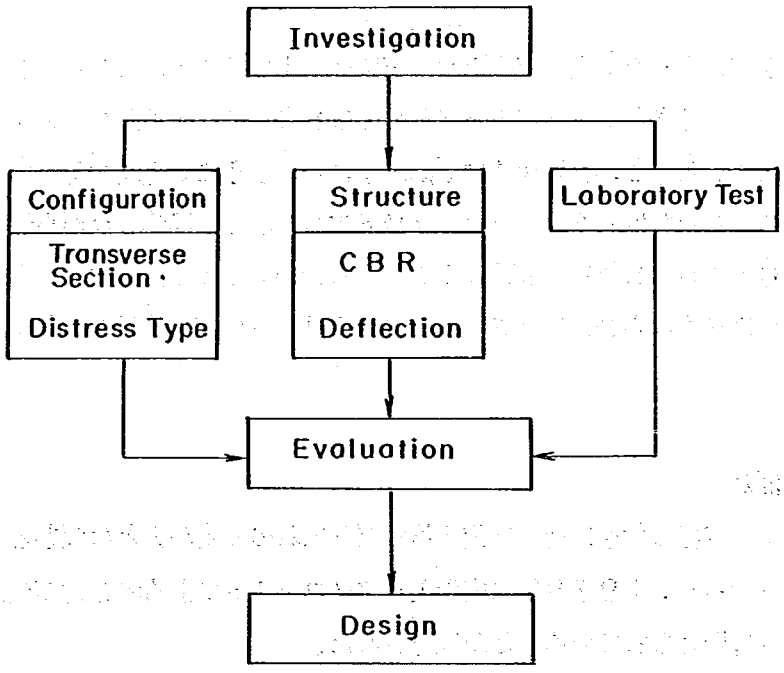
２．１．１　わだちぼれ

B誘導路では、大型航空機の低速走行に起因するわだちぼれの発生が大きな問題となっていた。その状況は表－１に示すとおりであり、１９７８年に樹脂入りアスファルトによる混合物が施工されてからは、それまでの１／４～１／５に抑えられていることが確認された。

図－３は、ストレートアスファルト、樹脂入りアスファルトを用いた混合物を用いた場合の、３夏経過時のわだちぼれ量と現場から採取した試料での動的安定度の関係を示したものである。この図から、動的安定性の大きい混合物ほどわだちぼれが小さいことが明かであり、わだちぼれを小さくするためには動的安定度の高い、すなわち硬質な材料を使用すべきであるということがわかる。



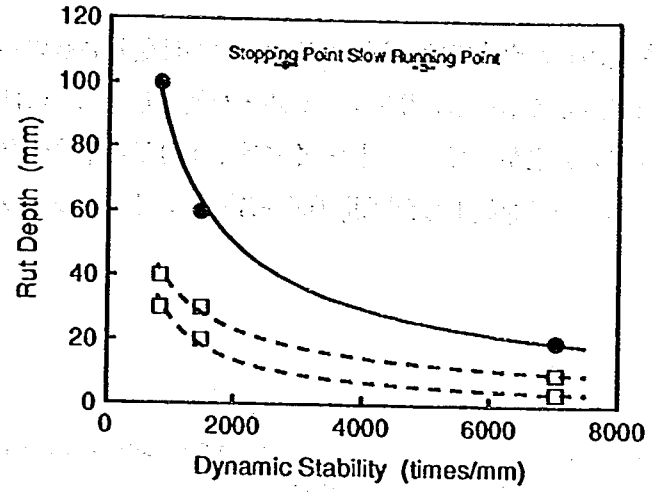
図－１　大阪国際空港平面図



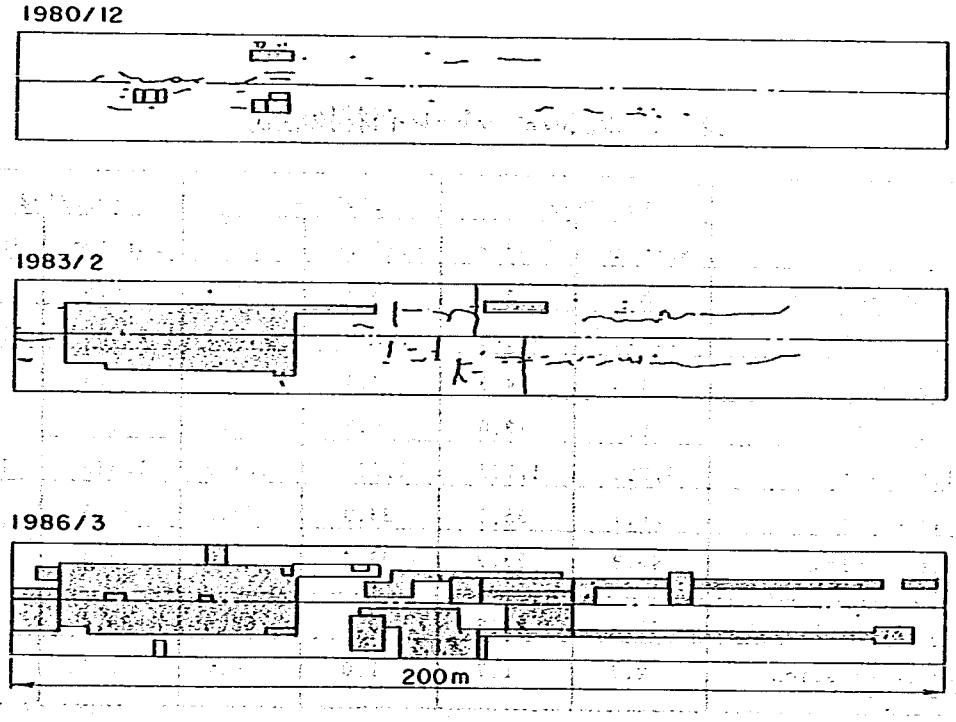
図－2　現況調査のフロー

表－1　三夏経過時のわだちぼれ量

Asphalt Type	Construction Time	Service Period (month)	Measured Point	
			Stopping	Slow Running
Straight	1971/4	30	60	20 - 30
Straight	1974/9	37	100	30 - 40
Modified	1978/2	34	20	2 - 3



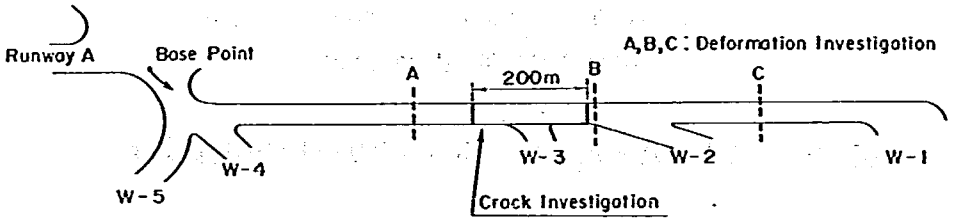
図－3　わだちぼれとアスファルトコンクリートの動的安定度



図－4　クラックの進展状況

2．1．2　クラック

ストレートアスファルトを使用した場合には、わだちぼれの発生は著しいものがあったが、クラックは全く発生していなかった。これに対して、樹脂入りアスファルトを使用した場合には、わだちぼれはかなり抑えられたものの、逆にクラックの発生がめだった。図－4には、１９７８年2～3月に樹脂入りアスファルトを用いた混合物によるオーバーレイを施工した区間（図－5）におけるクラックの進行状況を示している。



図－5　路面性状観察地点

表－2　前回のオーバーレイ材料の性状

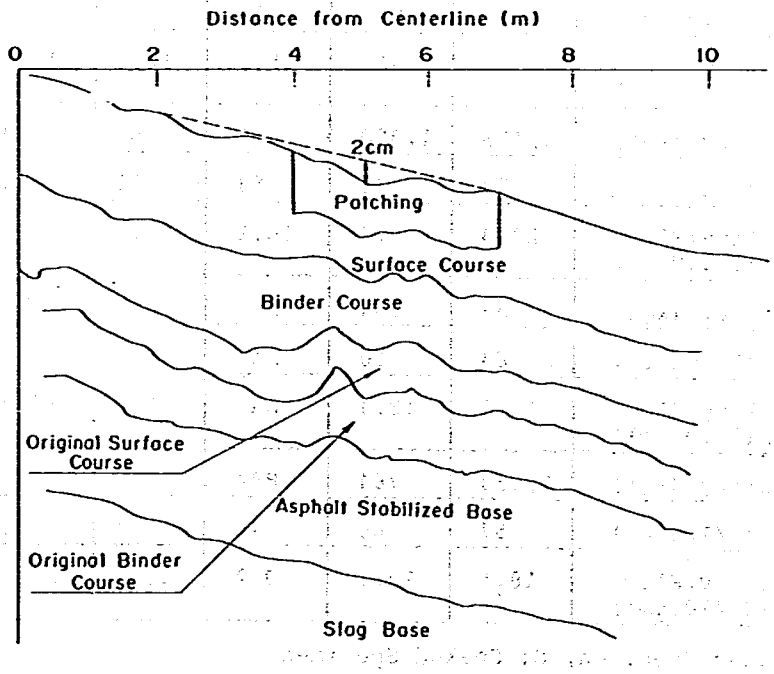
Item	1978/2-3		1978/7-8		1980/1-2	
	Surface	Binder	Surface	Binder	Surface	Binder
Asphalt Content (%)	5.5	4.9	5.5	4.9	5.5	4.9
Density (g/cm^3)	2.540	2.548	2.550	2.553	2.558	2.551
Air Void (%)	4.3	4.3	4.4	4.1	4.0	4.1
Saturation (%)	75.3	73.0	76.3	75.0	76.3	74.5
Stability (kgf)	1,250	1,185	1,288	1,320	1,320	1,340
Flow (1/100 cm)	26.7	35.0	33.0	33.0	34.5	35.0
Stability / Flow (kgf/(1/100 cm))	46.8	33.9	39.0	40.0	38.3	38.3
Residual Stability (%)	89.3	89.5	90.2	88.6	89.4	91.1
Rate of Deformation (10^{-2} mm/min)	2.7	1.7	1.0	0.7	1.0	1.0

このようにクラックが進行してしまった原因としてまず第一に挙げられる点は、当時使用された樹脂入りアスファルトコンクリートの性質であろう。それは、表－2に示すとおり、わだちぼれを重視するあまり樹脂量を多くし（8～10%）、しかもアスファルト量を最適よりも少なくしたことであり、そのために粘度が高くなりすぎ、結果として転圧温度、すなわち混合温度を高めなければならなくなった。また、冬期の施工であったため、輸送中の混合物の温度低下を考えて、混合物の製造温度をストレートアスファルトコンクリートの場合より30℃程度高めたという事実も指摘できる。実際のプラント出荷時のアスファルトコンクリート温度は185℃であった。

以上のことから、樹脂入りアスファルトコンクリートを採用することによりわだちぼれを減少させるという所期の目的は達成できるものの、クラックの発生を抑制するためには樹脂の添加量を減らすなど、改質の度合を低くすることが必要だと判断された。

2．1．3　舗装断面形状

B誘導路における舗装の横断方向断面形状の例を図－6に示す。この図は図－5に示したA地点での調査結果であるが、スラグ路盤以下の変形はほとんど見られないため、路床・路盤がクラックやわだちぼれの原因とは考えられない。



図－6　横断形状

アスファルトコンクリート層の変形をみると、原舗装では、ＤＣ－８の軌跡におけるわだちぼれが３ｃｍ程度あったが、１９７８年のオーバーレイ後にはわだちぼれが最大となる位置がＢ－７４７あるいはＬ－１０１１の主脚位置に移動したことがわかる。しかも、このわだちぼれは原舗装の表層・基層の著しい変形に追従したためであることも認められる。

このほか、Ｂ、Ｃ地点でもＡ地点の場合と同様な結果が得られたことから、大阪国際空港のＢ誘導路において１９７８年にオーバーレイが実施された後にみられたわだちぼれの原因は原舗装にあると推定された。

表－３　既設アスファルト混合物層のマーシャル試験結果

Layer	Item	Point A		Point B		Point C	
		US	S	US	S	US	S
Patched Portion in Overlay Layer	Stability (kgf)	1,240	988	771	743	NA	NA
	Flow (1/100 cm)	65	61	46	51	NA	NA
	Stability/Flow (kgf/(1/100cm))	19.1	16.2	16.8	14.6	NA	NA
Surface Course in Overlay Layer	Stability (kgf)	NA	NA	960	748	1,582	1,399
	Flow (1/100 cm)	NA	NA	62	60	55	46
	Stability/Flow (kgf/(1/100cm))	NA	NA	15.5	12.5	28.8	30.4
Binder Course in Overlay Layer	Stability (kgf)	1,403	1,390	851	667	1,069	1,064
	Flow (1/100 cm)	59	49	53	31	56	57
	Stability/Flow (kgf/(1/100cm))	23.8	28.4	16.1	21.5	19.1	14.0
Surface Course in Original Pavement	Stability (kgf)	853	804	NA	NA	978	856
	Flow (1/100 cm)	63	60	NA	NA	58	61
	Stability/Flow (kgf/(1/100cm))	13.5	13.4	NA	NA	16.9	14.0
Asphalt Base in Original Pavement	Stability (kgf)	1,033	764	884	568	985	699
	Flow (1/100 cm)	57	60	46	41	39	47
	Stability/Flow (kgf/(1/100cm))	18.1	12.7	9.2	13.9	25.3	14.9

US: Un-Soaked Specimen, S: Soaked Specimen

２．２　室内試験

２．１で述べたように、樹脂入りアスファルトコンクリートによるオーバーレイ舗装でみられたわだちぼれの要因として、原舗装の材料的な問題が考えれられた。そこで、図－５に示したＡ、Ｂ、Ｃの箇所から試料を採取して、各種試験を実施した。

２．２．１　マーシャル安定度

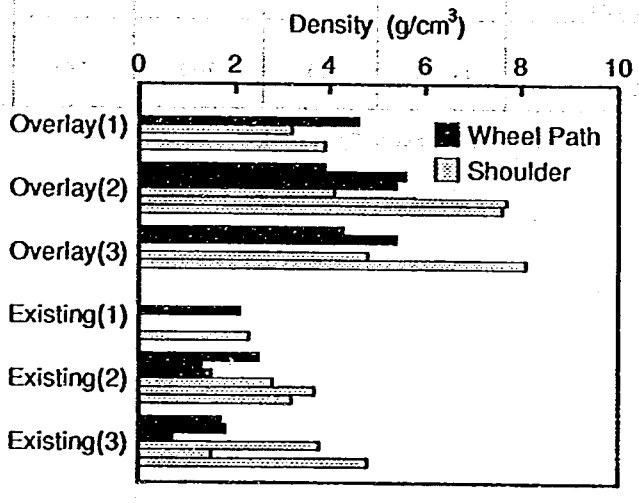
表－３にはマーシャル試験の結果を示したが、Ｂ地点では全層のほとんどにおいて安定度または残留安定度に基準を満足しないものがあり、他の地点では原舗装内に強度的に不十分なものがある。

２．２．２　空隙率

図－７には主脚位置とショルダー部におけるアスファルトコンクリート層の空隙率を示した。いずれの地点においても、樹脂を添加したオーバーレイ層は３～６%の空隙率を維持しているものの、原舗装の表基層では２%以下にまで低下していることがわかる。また、荷重の影響により主脚位置ではショルダー部よりも空隙率は小さくなっていることも明らかである。

２．２．３　動的安定度

ホィールトラッキング試験の結果については表－４に示した。非水浸試験の場合、樹脂入りアスファルトコンクリートの変形率は最大でも２．３×１０$^{-2}$mm／分であるが、原舗装では最小で３．５×１０$^{-2}$mm／分、最大で３８×１０$^{-2}$mm／分とかなり大きな値となっている。このことから、オーバーレイ層では樹脂を添加した効果により変形抵抗性が増加しているのに対して、原舗装では耐流動性が不足している傾向がみられる。水浸試験の結果からは、原舗装の表層・基層の材料は剥離現象を呈したが、オーバーレイ層の大半は十分な耐久性を有していることが認められた。



図－７　アスファルトコンクリート層の密度

表－4　既設アスファルト混合物層のホィールトラッキング試験結果

Layer	Item	Point A		Point B		Point C	
		US	S	US	S	US	S
Patched Portion in Overlay Layer	Rate of Deformation (10^{-2} mm/min)	1.73	3.33	0.53	0.80	NA	NA
	Dynamic Stability (times/mm)	2,423	1,260	7,875	5,250	NA	NA
Surface Course in Overlay Layer	Rate of Deformation (10^{-2} mm/min)	0.30	0.60	2.30	NA	NA	0.33
	Dynamic Stability (times/mm)	12,600	6,300	1,800	185	NA	12,600
Binder Course in Overlay Layer	Rate of Deformation (10^{-2} mm/min)	NA	NA	0.40	0.67	0.40	0.33
	Dynamic Stability (times/mm)	NA	NA	10,500	6,300	10,500	12,600
Surface Course in Original Pavement	Rate of Deformation (10^{-2} mm/min)	23.0	NA	NA	NA	14.3	NA
	Dynamic Stability (times/mm)	180	97	NA	NA	293	69
Binder Course in Original Pavement	Rate of Deformation (10^{-2} mm/min)	37.5	NA	NA	NA	10.0	NA
	Dynamic Stability (times/mm)	112	71	NA	NA	406	84
Asphalt Base in Original Pavement	Rate of Deformation (10^{-2} mm/min)	3.47	NA	6.00	NA	14.0	NA
	Dynamic Stability (times/mm)	1,212	145	700	105	300	172

US: Un-Soaked Specimen, S: Soaked Specimen

2．2．4　曲げ強度・破断ひずみ

下記の条件で実施した曲げ試験結果を表－5に示した。B地点から採取したアスファルトコンクリートでは破断ひずみがかなり小さくなっていることがわかる。

供試体寸法：5cm×10cm×30cm
スパン：20cm
載荷速度：50mm／分
温度：－10℃

2．2．5　回収アスファルトの性状

現場から採取した試料から抽出したアスファルトの性状は表－6にまとめてある。針入度は、樹脂入りアスファルトコンクリートで17～42、原舗装のストレートアスファルトコンクリート、アスファルト安定処理材で、それぞれ40～51、68～83となっており、硬いオーバーレイ層とスラグ路盤層の間に比較的軟らかなアスファルト層がはさみ込まれた状態にあることがわかる。また、1978年に施工された樹脂入りアスファルトコンクリートについても配合設計時の30～34に比較すると、17～28まで低下してきていることが認められる。

2．3　舗装構造の評価

対象となったB誘導路において、ダイナフレクトによる舗装の構造評価を実施した。その結果は図－8であるが、この図にはダイナフレクト最大たわみを舗装延長全体について示してある。図中にはわが国の空港舗装補修要領（案）[2]では、この場合の基準たわみとして12×10^{-3}㎜程度と示しているが、ほとんどの部分でこの基準値よりも小さくなっていることがわかり、舗装の支持力的には問題のないことがわかる。

2．4　まとめ

以上のように、本格的オーバーレイ実施前の大阪国際空港B誘導路は、空港舗装補修要領（案）に従えば十分な支持力を維持していると判断された。また、路床、路盤の材料強度は十分であり、しかも地下水位、不同沈下の点でも問題のないことが確かめられた。しかし、前述のように、1971年の供用開始後のわだちぼれ発生とオーバーレイ後のクラック発生という破損がみられていることも事実である。このことから、これらの舗装破損の要因は原舗装に用いられたアスファルトコンクリートそのものにあると推定された。

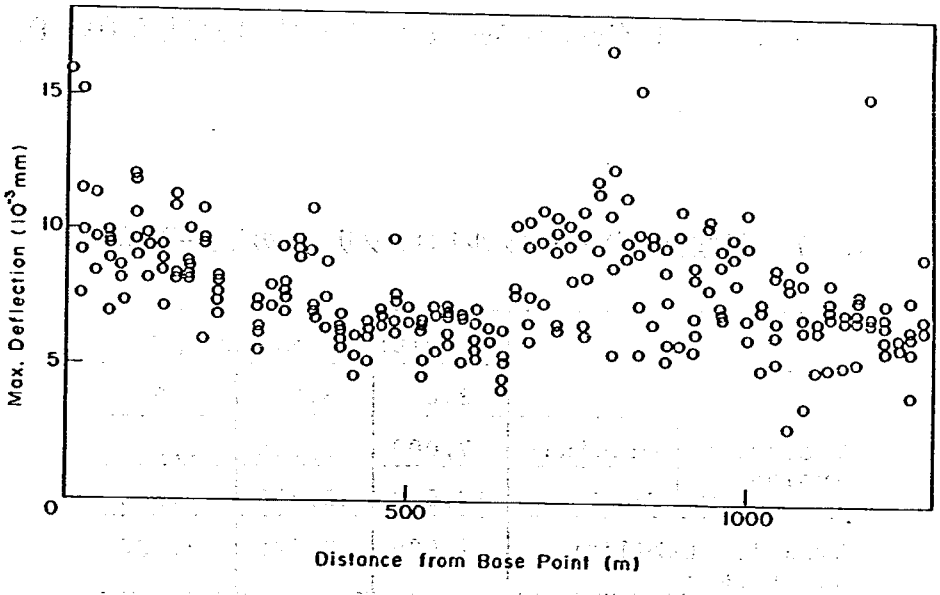
B誘導路の表基層に用いられた材料については以下のようにまとめられる。原舗装では低空隙、低安定度で、アスファルト量が比較的多く、粒度分布も細かいアスファルトコンクリートが使用されたために、わだちぼれが発生したと考えられる。また、オーバーレイ工事においては、原舗装での失敗を繰り返さないように、添加量の多い樹脂入りアスファルトコンクリートを用いたものの、樹脂量を多くしすぎたこととアスファルト量を最適アスファルト量より少なくしたことのために、クラックが発生したものと考えられた。

表－5　既設アスファルト混合物層の曲げ試験結果

Material	Layer	Item	Point A	Point B	Point C
Modified Asphalt	Patched Portion in Overlay Layer	Flexural Strength σ (kgf/cm^2)	71.0	67.3	NA
		Strain at Failure ε (10^{-3})	7.3	4.8	NA
		σ/ε (kgf/cm^2)	11,300	14,100	NA
	Surface Course in Overlay Layer	Flexural Strength σ (kgf/cm^2)	NA	55.1	81.7
		Strain at Failure ε (10^{-3})	NA	2.2	6.8
		σ/ε (kgf/cm^2)	NA	25,000	12,000
	Binder Course in Overlay Layer	Flexural Strength σ (kgf/cm^2)	69.6	28.4	66.7
		Strain at Failure ε (10^{-3})	5.5	3.6	5.5
		σ/ε (kgf/cm^2)	12,700	7,900	12,200
Straight Asphalt	Surface & Binder Course in Original Pavement	Flexural Strength σ (kgf/cm^2)	84.1	NA	71.7
		Strain at Failure ε (10^{-3})	7.0	NA	5.7
		σ/ε (kgf/cm^2)	12,000	NA	12,500
	Asphalt Base in Original Pavement	Flexural Strength σ (kgf/cm^2)	72.9	42.0	66.7
		Strain at Failure ε (10^{-3})	6.9	2.8	4.7
		σ/ε (kgf/cm^2)	10,600	14,800	14,200

表−6　既設アスファルト混合物層から回収したアスファルトの性状

Material	Layer	Item	Point A	Point B	Point C
Modified Asphalt	Patched Portion in Overlay Layer	Penetration (1/10 mm)	42	36	NA
		Softening Point (°C)	56.5	58.0	NA
	Surface Course in Overlay Layer	Penetration (1/10 mm)	28	30	17
		Softening Point (°C)	66.0	58.5	70.0
	Binder Course in Overlay Layer	Penetration (1/10 mm)	28	NA	28
		Softening Point (°C)	65.0	NA	64.5
Straight Asphalt	Surface Course in Original Pavement	Penetration (1/10 mm)	51	NA	40
		Softening Point (°C)	60.0	NA	56.0
	Binder Course in Original Pavement	Penetration (1/10 mm)	61	65	83
		Softening Point (°C)	51.5	50.5	46.0
	Asphalt Base in Original Pavement	Penetration (1/10 mm)	70	68	83
		Softening Point (°C)	51.0	50.5	47.5



図−8　ダイナフレクト最大たわみの状況

３．改質アスファルトコンクリートによるオーバーレイ

２．で説明した舗装の状況を改善すべく、１９８６～１９８７年に改質アスファルトコンクリートを用いたオーバーレイ工事が実施された。この場合の改質アスファルトとしては、種々の材料に関する広範囲な室内試験のほか、前回の補修工事における経験を踏まえて、添加剤入りアスファルトコンクリートを用いた。

３．１　添加剤

添加剤として最終的に２種類が選択された。ゴム系ラテックスである添加剤Ａについては、添加率を３．０、３．５、４．０%に設定し、マーシャル試験、ホイールトラッキング試験、６０℃粘度試験を実施し、添加量の検討を行った結果から、３．５%を最適と判断した。配合試験の結果を表－７に示した。

熱可塑性樹脂粉末である添加剤Ｂについても同様に試験を実施した結果から、表－８に示すとおり添加率５%を最適とした。

表－９には、最適アスファルト量で作製した混合物の力学性状を示してあるが、マーシャル強度でみると、樹脂入りアスファルトコンクリートはゴム系添加剤を使用したものに比べてかなり高いものとなっていることがわかった。

３．２　施工

上記の改質アスファルトコンクリートを用いて、Ｂ誘導路の全長にわたって１５～２０ｃｍ厚のオーバーレイ工事を実施したが、そのオーバーレイ厚の基本的な設定は以下のとおりである（図－９）。

表－７　添加剤Ａ入りアスファルトコンクリートの配合試験結果

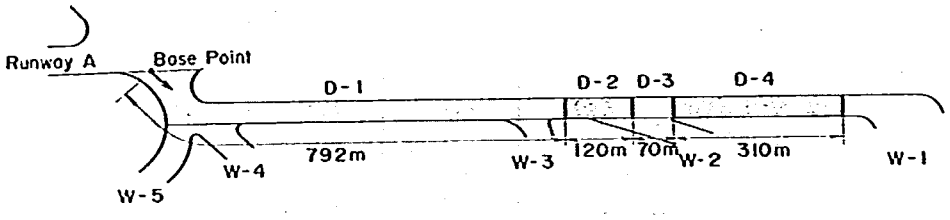
Item		Additive Content (%)		
		3.0	3.5	4.0
Viscosity (poise)	Original	7,000	9,000	13,000
	Aged	17,000	22,300	30,300
Dynamic Stability (times/mm)		2,020	2,840	3,330
Optimum Asphalt Content (%)		5.5	5.4	5.4
Stability (kgf)		1,110	1,180	1,170

表－8　添加剤B入りアスファルトコンクリートの配合試験結果

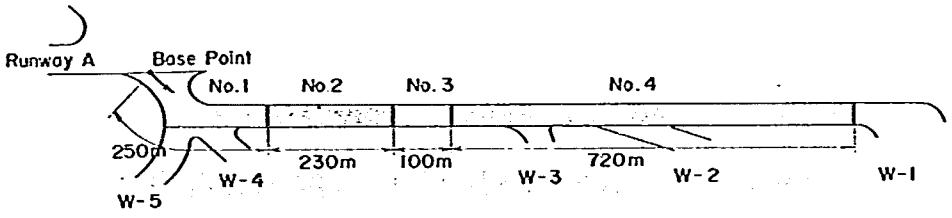
Item		Additive Content (%)		
		4.0	5.0	6.0
Viscosity (poise)	Original	7,500	9,200	17,100
	Aged	11,100	12,700	24,500
Dynamic Stability (times/mm)		3,150	4,620	6,300
Optimum Asphalt Content (%)		5.8	5.8	5.8
Stability (kgf)		1,410	1,460	1,490

表－9　最適アスファルト量を有する混合物の力学性状

Item		Additive Type			
		Surface		Binder	
		A	B	A	B
Density (g/cm^3)		2.416	2.403	2.429	2.418
Air Void (%)		3.0	3.1	3.9	3.9
Saturation (%)		81.4	81.2	73.6	75.2
Stability (kgf)		1,180	1,460	1,180	1,450
Flow (1/100 cm)		28.0	28.0	27.0	28.7
Stability / Flow (kgf/(1/100 cm))		42.0	52.1	43.7	50.4
Residual Stability (%)		85.1	89.8	91.5	88.0
Dynamic Stability (times/mm)		2,840	4,620	4,200	6,300
Strain at Failure (10^{-2})	Original	3.28	2.81	NA	NA
	Aged	2.12	2.20	NA	NA



図－9　設計区域分け



図－10　施工区間

起点から８００m：２０cm厚の単純オーバーレイ
８００～９２０m：既設層を２０cm切削した上で同厚のオーバーレイ
９２０～９９０m：既設層を１５cm切削した上で同厚のオーバーレイ
９９０～１３００m：１５cm厚の単純オーバーレイ

オーバーレイ工事は、図－１０に示すように、4区画に分けて実施された。第1区画（起点から２５０m）は１９８６年１２月～１９８７年3月に実施され、第2区画（２５０m～４８０m）、第3区画（４８０m～５８０m）は１９８７年1～3月に施工された。これらの区画では１９８７年7月の時点でブリスタリングが無数にでき、一部では層間剥離を伴ったクラックが生じてしまったが、これは基層を施工してから表層を施工するまでの間の降雨による舗装内部への水の浸入に起因することが確認できたので、その対策を講じたのち、第4区画（５８０m～１３００m）が１９８７年9月～１１月に施工された。改質アスファルトとして使用されたものは、第１、第２、第4区画では樹脂系の添加剤B入りアスファルト、第3区画ではゴム系の添加剤A入りアスファルトである。

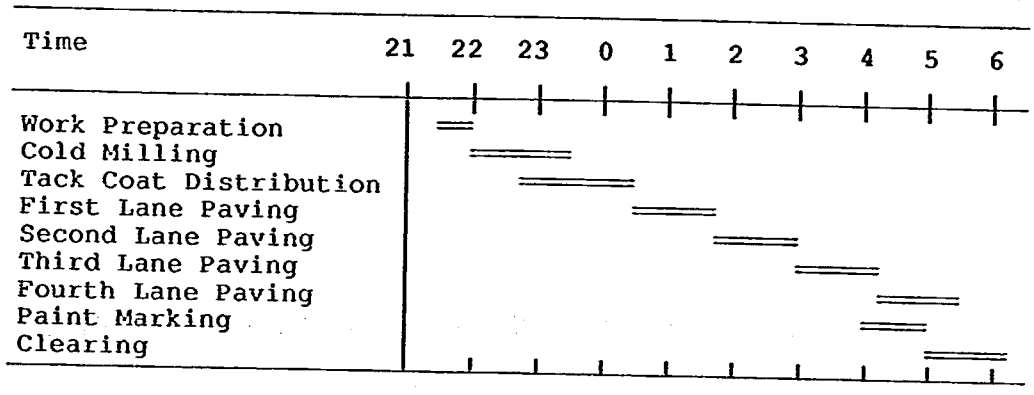
B誘導路は閉鎖できないため、表－１０に示すような工程でオーバーレイ工事が実施された。これは表層の施工状況であるが、午後９：３０～午前６：１５が施工可能時間であった。

タックコートはディストリビューターを使用して、散布温度が５０～６０℃となるように施工した。アスファルトコンクリートはアスファルトフィニッシャーにて所定の厚さに敷きならした後、表－１１に示すように、路面温度、気温に十分配慮しながら注意深く転圧した。

３．３　施工時のアスファルトコンクリートの性状

表－１２には施工時のアスファルトコンクリートの力学性状を示す。また、表－１３は回収したアスファルトの性状である。これらの表中には、７０℃の温度条件下に２週間放置することにより促進老化させた場合についても示してある。

表－１０　オーバーレイの工事工程



表－１１　施工時のアスファルトコンクリート温度

Item	Equipment	Temperature (°C)
Placement	Finisher	160 - 170
First Compaction	Macadam Roller	155 - 165
Second Compaction	Tire Roller	130 - 150
Final Compaction	Tandem Roller	70 - 80

表－１２　施工時のアスファルトコンクリートの力学性状

Item		Additive Type			
		Surface		Binder	
		A	B	A	B
Density (g/cm^3)		2.408	2.403	2.396	2.376
Air Void (%)		3.3	3.1	5.2	5.6
Dynamic Stability (times/mm)	Non-Submerged	3,280	5,310	4,940	8,150
	Submerged	1,480	3,640	1,940	4,350
Strain at Failure (10^{-2})	Original	3.39	3.38	NA	NA
	1 Week Aged	2.85	2.32	NA	NA
	2 Weeks Aged	2.15	2.41	NA	NA

表－１３　施工時のアスファルトコンクリートから回収したアスファルトの性状

Item	Additive Type			
	A		B	
	Original	Aged	Original	Aged
Penetration (1/10 mm)	48	46	37	35
Softening Point (°C)	64.5	59.8	68.0	62.4
Ductility (cm)	100<	100<	4.9	6.0
Viscosity (poise)	9,310	17,700	8,490	12,000

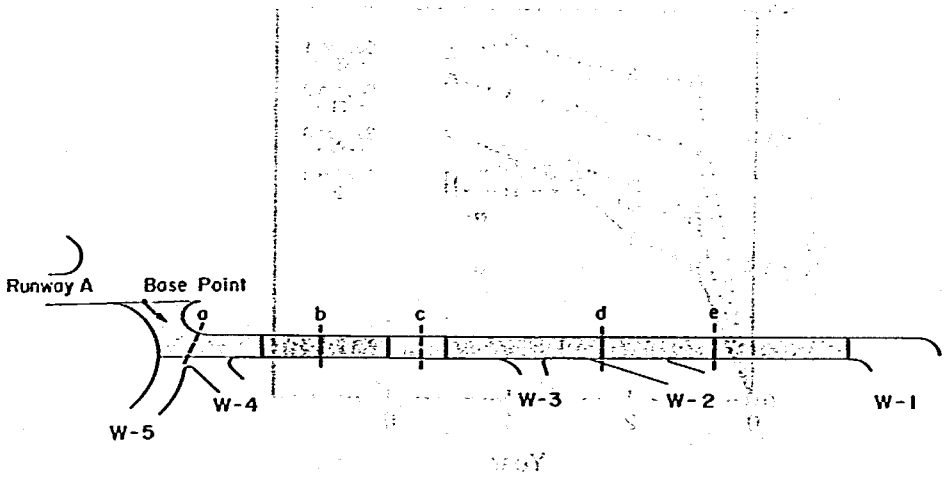
4．供用開始後の舗装のパフォーマンス

この調査は、表－１４、図－１１に示すように、５箇所で実施された。ａ、ｄ地点は航空機が低速で曲線走行する地点であり、アスファルトコンクリートは航空機によるニーディング作用を強く受ける。また、ｂ、ｃ地点は航空機が低速で直線走行する地点であり、ｅ地点は走行頻度が少ない箇所である。

各調査地点においては、路面性状として、クラックを補修した跡であるパッチング率とわだちぼれの測定を行っている。また、各地点からアスファルトコンクリートの試料を採取して密度の測定を行ったほか、ホィールトラッキング試験、曲げ試験により力学性状を把握した。さらに、試料の中間部からアスファルトを回収して、その性状についても調べた。

表－１４　調査地点の特徴

Point	Section	Remark
a	1	Curved Section
b	2	Straight Section
c	3	Straight Section
d	4	Curved Section
e	4	Straight Section (Less Traffic)

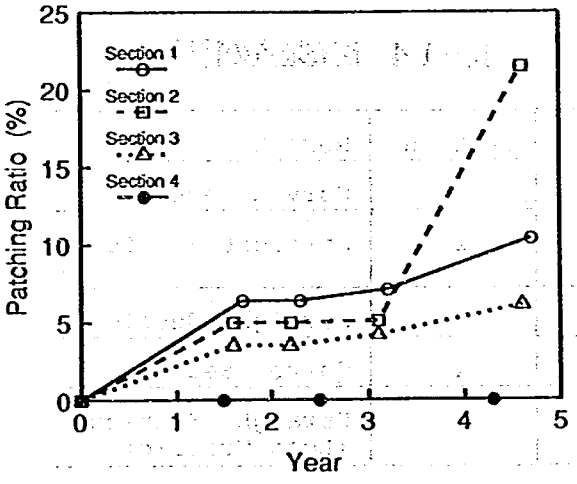


図－１１　調査地点

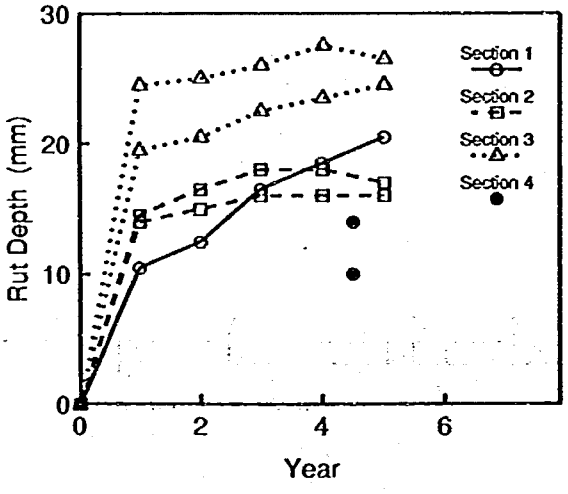
４．１　路面性状

４．１．１　パッチング率

B誘導路のひびわれ発生に伴うパッチング率の経年変化を図－１２に示す。ａ、ｂ、ｃ地点では、ブリスタリングとその剥離破壊に対応するためにパッチングが行われているので、施工後半年経過後のパッチング率は３．５～６．４％であった。この区画ではその後も少しずつパッチング率が増加しているが、特にｂ地点では３～４年目でかなり大きな補修が実施されて、パッチング率が２０％を超えるまでになっている。施工面、材料面で改善した第４区画は良好な路面性状を維持しており、施工後４年半経過した時点でもパッチングは行われていない。



図－１２　パッチング率の経年変化



図－１３　わだちぼれの経年変化

４．１．２　わだちぼれ

わだちぼれは図－１１に示す５箇所で測定したが、その経年変化について図－１３に示した。この図から、わだちぼれの大部分は施工直後から１年間に発生していることがわかる。施工後５年経過した時点におけるわだちぼれを比較すると、添加剤Ａを用いたものでは２５～３０ｍｍ、添加剤Ｂを用いたものでは１５～２０ｍｍと前者のほうが１．５程度大きな値となっていることがわかる。また、添加剤Ｂを使用したアスファルトコンクリートでは、交通条件が異なっていてもわだちぼれの大きさにはあまり差がみられないことがわかる。

４．２　アスファルトコンクリートの性状

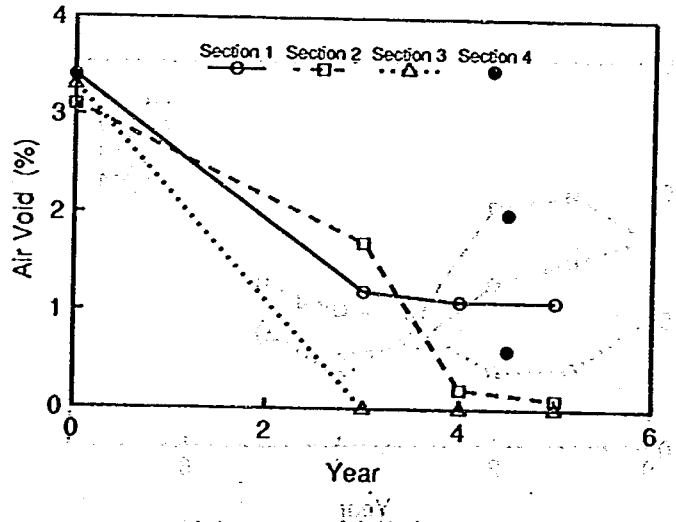
４．２．１　空隙率

試料採取位置におけるわだち部の空隙率の経年変化を図-１４に示す。施工直後は３～５％であった空隙率は５年後には１％以下にまで減少していることが認められるが、これは基層に関しても同様である（図-１５）。

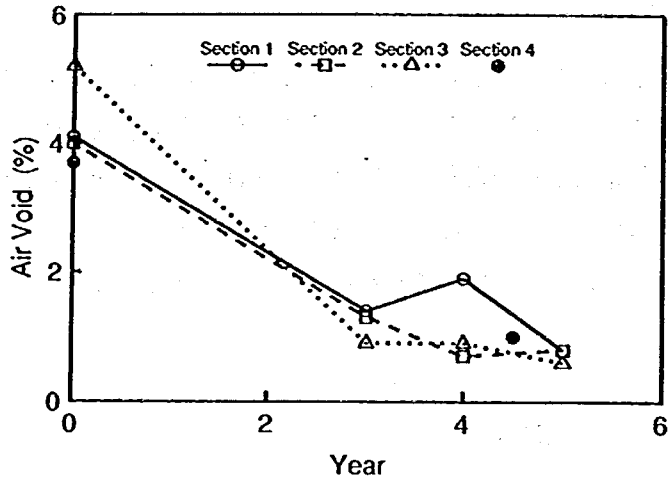
添加剤の違いをみれば、ゴム系の添加剤Ａを用いたもののほうが空隙率の低下が著しく、表層では供用を開始してから３年後には空隙率が０となっていることがわかる。添加剤Ｂを用いたものについては、交通量の影響が出ており、交通頻度の少ない地点では空隙率の低下も小さくなっている。

４．２．２　動的安定度

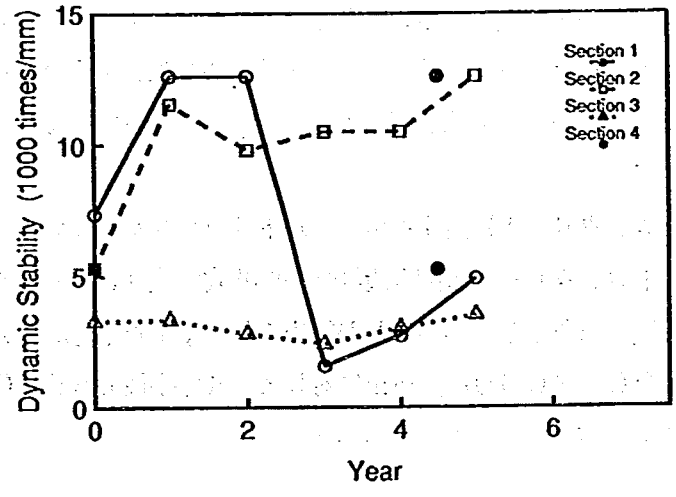
表層、基層のアスファルトコンクリートに対するホイールトラッキング試験の結果を図-１６、１７に示す。添加剤Ｂを用いたアスファルトコンクリートの配合設計時の動的安定度（ＤＳ）は４５００回／㎜程度であるが、５年経過後でもこの程度の値を示していることが認められる。また、基層のアスファルトコンクリートにおいても、配合時の６０００～７０００回／ｍｍに対して、４年半後でも５６００回／ｍｍと若干低めではあるがほぼ配合当初の値を保持していることがわかる。



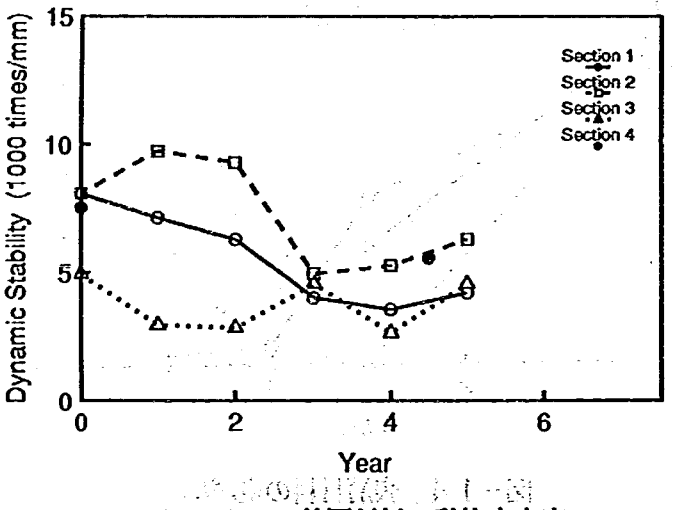
図－１４　表層材料の空隙率



図－１５　基層材料の空隙率



図－１６　表層材料の動的安定度



図－１７　基層材料の動的安定度

供用開始後3～5年後のデータをみると、直線部のDSが高いままであるのに対して、曲線部の値は小さくなっていることが明かである。曲線区間のアスファルトコンクリートは、航空機の強いニーディング作用を受けることによりDSがそれほど高くなることはないが、直線部ではその作用があまり大きくないためDSも増加してしまうことになる。

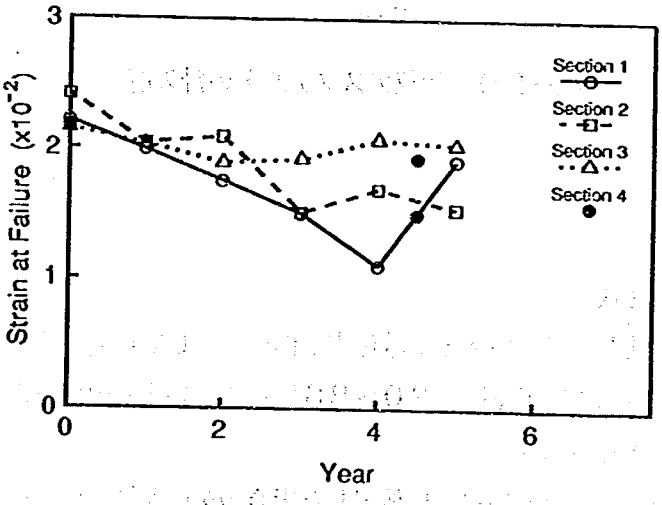
添加剤Aを用いたアスファルトコンクリートは、配合設計時のDSが3000回／mm程度であったが、5年経過後においてもこの程度の値を維持している。この添加剤を用いたものは、曲線部での施工を行っていないので断言はできないが、交通量に対して添加剤Bの場合と同様な傾向があるものとすれば、より過酷なニーディング作用を受けることによりDSは逆に低下する危険性があることになろう。

4．2．3　曲げ強度・破断ひずみ

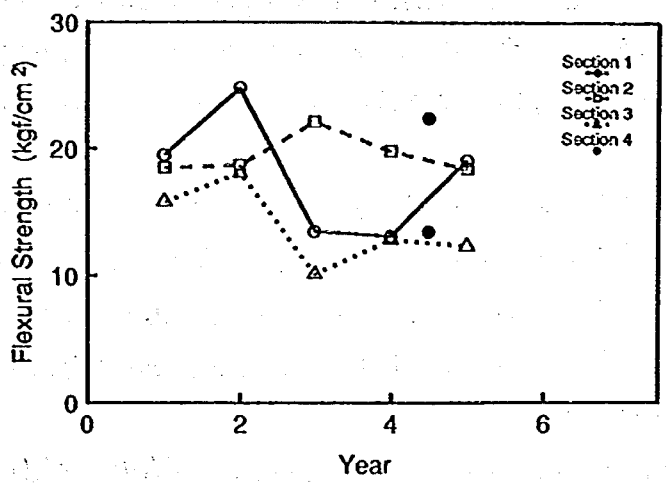
図－18には曲げ試験で得られた破断ひずみを示してある。この場合の試験条件は、温度20℃、ひずみ速度4×10^{-5}／秒である。

添加剤Bを用いたアスファルトコンクリートの配合設計時の破断ひずみ（ε）は2.3×10^{-2}であったが、供用開始後5年で$1.5\sim1.9\times10^{-2}$に低下しており、硬化していることは明白である。しかし、航空機の走行頻度の比較的大きい箇所から採取した試料では1.9×10^{-2}と低下の程度は若干小さくなっている。添加剤Aを用いたものについては、破断ひずみが配合設計時の2.1×10^{-2}であるのに対して、多少のばらつきはあるものの5年経過後でもほぼ同程度の値を示している。以上のように、使用する添加剤によって硬化の程度は異なっており、ゴム系の添加剤を使用したものが破断ひずみの点からは有利であることがわかる。

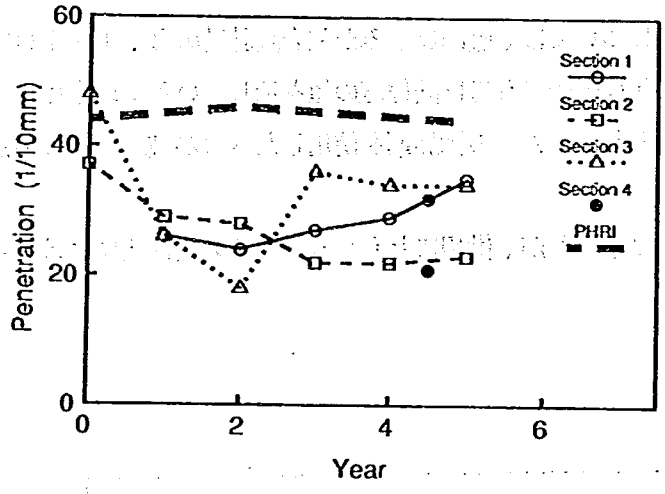
曲げ強度については図－19に示したが、供用にともなう強度の変化は明確にはみられないようだ。



図－18　破断ひずみの経年変化



図－１９　曲げ強度の経年変化

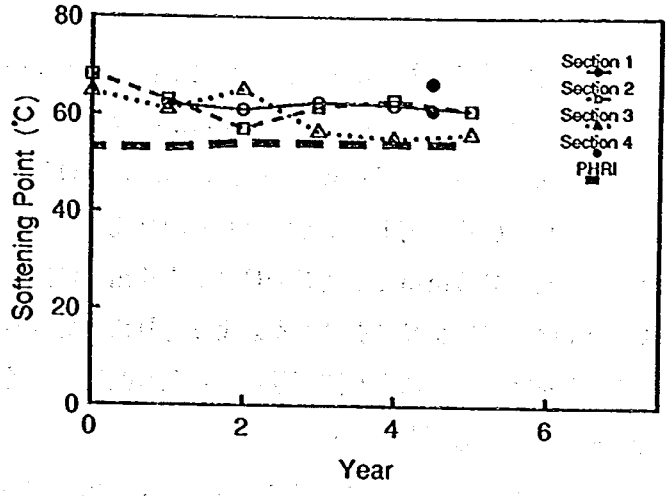


図－２０　回収アスファルトの針入度

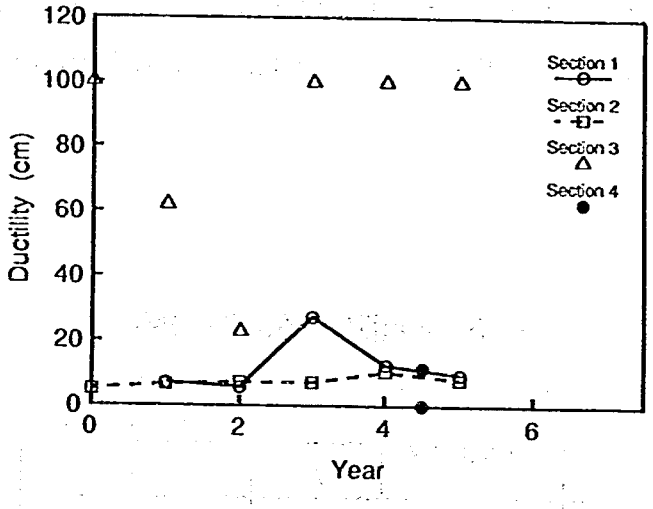
４．３　回収アスファルトの性状

回収したアスファルトの性状として、針入度、軟化点、伸度、６０℃粘度を測定した。このうち、表層アスファルトコンクリートの場合について、図－２０～２３に示す。いずれの指標においてもアスファルトの老化は顕著には認められないようだ。

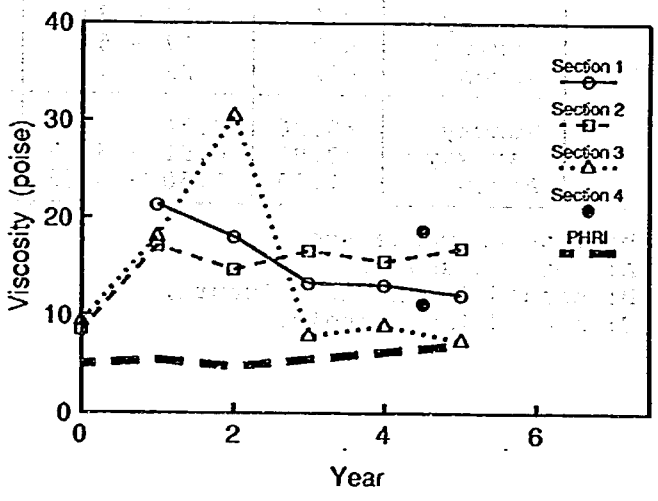
図中には、交通作用のない状態で自然環境下に放置した場合のデータ[3)]　についても示している。これは、ストレートアスファルトを使用した混合物で、表面から８～１３mmまでの部分の値であるが、荷重が作用した場合でも作用しない場合とほぼ同様の傾向を示していることがわかる。



図－２１　回収アスファルトの軟化点



図－２２　回収アスファルトの伸度



図－２３　回収アスファルトの粘度

4．4　まとめ

１９８７年に改質アスファルトを用いて実施された大阪国際空港B誘導路のオーバーレイ舗装における路面状況とアスファルトコンクリートの性状に関して以下の点が明らかになった。

添加剤Bを用いた曲線部については、表層、基層とも、動的安定度が５０００回／mm程度、曲げ破断ひずみが１．９×１０$^{-2}$程度の値を示している。第１、第４区画とも混合物の性状はほぼ同一であるが、前者はパッチング率が１０%、わだちぼれが２０mmで、後者の0%、１４mmに比較すると、路面性状は劣ったものになっている。これは、第１区画ではブリスタリングおよびそれにともなう剥離破壊が発生したことによるものであり、ブリスタリングを防ぐことにより路面状況はかなり改善できるものと思われる。

直線部においては、添加剤の違いによる影響がみられる。

添加剤B、すなわち樹脂による改質アスファルトを用いた混合物は、供用につれて表層が硬化し、動的安定度が１２０００回／mm程度にまで大きく上昇する。そのため、わだちぼれは１７mm程度におさえられているが、逆にクラック発生によるパッチング率が２２%程度に大きくなっている。この添加剤を用いたものについては注意深い施工を行うことによって破損の程度を小さくできる可能性がある。これは、第４区画の交通条件のあまり厳しくない箇所に施工された場合であるが、わだちぼれが１０mm程度となっており、パッチングもみられない。

表－１５　単項目による補修の必要性

Item	Facility	Evaluation		
		A	B	C
Clacking Ratio (%)	Runway	<0.1	0.1 - 6.5	6.5<
	Taxiway	<0.9	0.9 - 12.7	12.7<
	Apron	<1.9	1.9 - 17.0	17.0<
Rut Depth (mm)	Runway	<10	10 - 38	38<
	Taxiway	<17	17 - 57	57<
	Apron	<22	22 - 70	70<
Roughness (mm)	Runway	<0.26	0.26 - 3.64	3.64<
	Taxiway	<0.91	0.91 - 6.57	6.57<
	Apron	<1.50	1.50 - 8.63	8.63<

Rehabilitation works are;
A: not necessary,
B: needed in the near future,
C: needed immediately.

これに対して、ゴム系の改質剤である添加剤Aを用いたアスファルトコンクリートは、供用後も、動的安定度、曲げ破断ひずみとも当初の値からあまり変化しておらず、それぞれ４０００回／mm、２．０×１０$^{-2}$といった値を保持してきている。そのため、わだちぼれが２８mm程度と添加剤Bを用いた場合の約１．５倍となっているが、逆にパッチング率は１／３以下におさまっている。

表－１５に示した基準に従って、これらの破損状態に基づく補修の必要性を判断すると、わだちぼれに関しては第２、第４区画がA、第１、第３区画がBと判定された。また、パッチング率をクラック率とみなせば、第４区画がA、第１、第３区画がB、第２区画がCと判定される。このことから、大阪国際空港のような交通条件の厳しい誘導路であっても、５年程度の短期間であればアスファルト舗装を用いても、大規模の補修をせずに使用していくことが可能であると思われる。

その場合、アスファルトコンクリートの材質は、交通量の大小に応じて変えることも必要となろう。すなわち、曲線部等交通条件の厳しい箇所では混合物の密化が進むので硬めのものを用いることが必要となり、交通条件のあまり厳しくない場合には比較的軟らかめの材料が適している。

5．まとめ

ゴム系と樹脂系の2種類の添加剤による改質アスファルトを荷重条件の厳しい空港誘導路に適用した事例に対する追跡調査の結果は次のようにまとめられる。

(1) 樹脂系改質アスファルトはわだちぼれを防止する上では有効である。注意深い施工を行うことによりクラックの発生もかなり抑制できるが、交通量に応じて配合を変える必要がある。

(2) ゴム系改質アスファルトは、樹脂系改質アスファルトに比べて、わだちぼれは1．5倍程度となるものの、クラックは1／3以下に抑制できる。荷重条件のより厳しい曲線部への適用にあたっては十分な検討が必要である。

参考文献

1) 運輸省第三港湾建設局大阪空港工事事務所：大阪空港の特殊舗装について、第22回空港土木工事報告会、72p, 1987.

2) 運輸省航空局：空港舗装補修要領（案）、95p., 1984.

3) Katsuhisa Sato, Yoshitaka Hachiya, Yoichi Abe: Changes in Properties of Asphalt Concretes due to Aging, Mini-Workshop on Paving in Cold Areas, Canada/Japan Science and Technology Consultations, pp.85～116, 1987.

日加科学技術協議
第５回寒冷地舗装会議発表論文集
―日本側発表論文―

ＩＳＳＮ 0386－5878
土木資料第3202号
平成５年９月(1993)
建設省土木研究所

要 旨　本論文集は，日加科学技術協力協定の研究テーマである，「寒冷地舗装」第５回ワークショップに提出された合計32編の論文のうち，日本側の発表論文16編をとりまとめたものである。

郵便はがき

41円切手をはって下さい

3 0 5 - □ □

茨城県つくば市大字旭一番地

建設省土木研究所

舗装研究室御中

No.

No.

配布先氏名

配布先住所

○

土木研究所資料第3202号　　部

上記のとおり受領しました。

所　属（住所）

氏　名　　印