ISSN 0368—5878
土木研究所資料 第2647号

土 木 研 究 所 資 料

日加科学技術協議
第3回寒冷地舗装会議
発表論文集
—日本側発表論文—

昭和63年 7月

建設省土木研究所
道路部舗装研究室

「Copyright © (1988) 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。」

ISSN 0386−5878
土木研究所資料 第2647号

日加科学技術協議
第３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、日加科学技術協議の研究テーマである、「寒冷地舗装」第３回ワークショップに提出された合計32編の論文のうち、日本側の論文14編をとりまとめたものである。第３回ワークショップで討議されたテーマは以下のとおりである。

- 寒冷地用のアスファルト材料
- 低温クラック
- リフレクションクラック対策
- 維持修繕
- リサイクル舗装
- 維持管理システム
- 新材料

キーワード

日加科学技術協議、寒冷地舗装、アスファルト、摩耗、わだち掘れ、ひび割れ、低温クラック、リフレクションクラック、オーバーレイ、維持修繕、リサイクル舗装、維持管理システム

まえがき

昭和62年7月20日～24日、カナダ国モントリオール州オタワ市において、日加科学技術協議第3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14編をとりまとめたものである。

目　　次

日本の道路舗装用ストレートアスファルトの性状調査結果 …… 1

(財)国土開発技術研究センター　飯島　尚
日本大学土木工学科　阿部頼政
(社)日本アスファルト協会　牛尾俊介
建設省土木研究所　伊藤正秀

老化にともなうアスファルトコンクリートの性状変化 …… 27

運輸省港湾技術研究所　佐藤勝久
同　八谷好高

アスファルト舗装内部の温度分布に関する研究 …… 75

東京工業大学土木工学科　姫野賢治
武蔵工業大学土木工学科　渡辺隆
長岡技術科学大学　丸山暉彦

低温横断クラックの入ったアスファルト舗装の支持力評価 …… 109

北海道工業大学土木工学科　笠原篤
同　計算機センター　吉田久芳

横断クラックの予防と補修に関する調査 …… 127

北海道開発局土木試験所　久保宏
同　熊谷茂樹

アスファルト舗装の破損形態に関する要因分析 …… 143

東北大学土木工学科　福田正
同　籠谷雅博
東北工業大学　村井貞視

薄いブロックオーバーレイの接着層について …… 153

北海道工業大学土木工学科　犬塚雅生
札幌市建設局　佐藤巌

粗骨材の表面処理によるアスファルト舗装の耐久性の向上 …… 167

建設省土木研究所　安崎裕
同　池田拓哉

トンネル内の舗装修繕について …… 185
（プレキャストコンクリート版を用いた舗装修繕）
建設省北陸地方建設局　須田　公男
同　竹重　寿夫

路上再生路盤工法の現状と評価 …… 197
(社)日本道路協会　多田　宏行
建設省大臣官房　河野　宏
建設省土木研究所　安崎　裕
同　吉兼　秀典

再生アスファルト混合物の性質と供用性 …… 225
大阪市立大学土木工学科　山田　優

日本における路上再生工法の最近の施工例 …… 239
建設省大臣官房　河野　宏
(社)日本道路建設業協会　陶山　武彦

高速道路における路上表層再生工法 …… 261
日本道路公団試験所　土屋　勝彦
同　岩田　久志
(財)高速道路技術センター　野上　幸治

日本における舗装維持管理システム化の最近の動向 …… 277
建設省土木研究所　足立　義雄
同　安崎　裕
日本道路公団東京湾横断道路室　菊川　滋

日本の道路舗装用ストレートアスファルトの性状調査結果

Investigation on the Straight Asphalt Properties of Japan

(財)国土開発技術研究センター　飯島　尚
日本大学土木工学科　阿部頼政
(社)日本アスファルト協会　牛尾俊介
建設省土木研究所　伊藤正秀

概　要

日本では、JIS K 2207に道路舗装用ストレートアスファルトとして有すべき性状が規定されている。そして、このJIS K 2207は、昭和53年版のアスファルト舗装要綱において規定された、(社)日本道路協会規格を参考に改訂されたものであり、実質的にわが国の道路舗装用ストレートアスファルトの品質規格には過去８年間変化がなかった。

一方、近年わが国の交通条件はより苛酷に、複雑になり、アスファルトの原料としての原油の供給事情も変化した。このような状況から、アスファルトの性能に対するニーズは多様化してきている。

本文では、これらのアスファルトに関する問題を明らかにするために、各種の試験を実施し、検討を加えた結果について述べている。

内容は大別すると次のように要約できる。

1)日本の道路舗装用ストレートアスファルトの品質の現況調査

2)各種性状間の関連の検討

3)アスファルト性状を評価する試験方法についての検討

試験項目は、ＪＩＳに規定されていない項目を含めた広範なものであり、対象とした試料は、現在日本で生産されているすべての道路舗装用ストレートアスファルトである。

これらの調査結果は、今後のストレートアスファルトの性状および性状試験を検討する際に、貴重な情報を与えるものである。

日本の道路舗装用ストレートアスファルトの性状調査結果

(財)国土開発技術研究センター　飯島　尚
(社)日本アスファルト協会　牛尾　俊介
日本大学理工学部　阿部　頼政
建設省土木研究所　伊藤　正秀

1．はじめに

アスファルトは従来より、舗装の供用性に影響を及ぼす主要な材料として考えられている。アスファルトの中でもストレートアスファルトは最も一般的な材料であり、日本ではJIS K 2207にその品質規格が規定されている。そして現在は全てこの規格に合格するストレートアスファルトが使用されている。しかし、このJIS規格は過去８年余り実質的な変更がない。この間に舗装を取り巻く環境、すなわち交通条件などは変化し、またアスファルト製造の技術も進歩している。したがって現在のJIS規格がアスファルトの性状を適切に表現できるかということが議論がされるようになってきた。また現在、日本で使用されているアスファルトの性状について、統一された調査も10年余り実施されていない。このようなことから日本アスファルト協会では、建設省土木研究所の協力のもとに、1985年度、日本で生産されているすべての道路舗装用ストレートアスファルトの性状調査を実施した。試験項目はJISに規定されている項目のほか、規定されていない項目も含まれている。これは、いずれのアスファルトも規定されている性状については、規格値を満足し、各試料の性状の違いが明確に現われないとの考えからである。

本文ではまず、第２章で日本のアスファルト生産の実態とアスファルト規格の解説を行い、第３章で性状調査結果について述べることとする。

2．日本のアスファルト生産の実態とアスファルト規格

2.1 アスファルト生産の実態

日本の舗装の大部分はアスファルト舗装である。しかし、アスファルトの原料である原油は日本では少量しか産出されず、必要量のほとんどを輸入に頼っているのが実情である。日本では世界各国から原油を輸入している。しかしアスファルトを生産できる原油の種類は限られており、大部分は中東産原油である。その輸入状況[3]を表-1に示す。

日本のストレートアスファルト生産の実態[4]を表-2に示す。これらのうち主に舗装に使用されるのは針入度40~60、60~80、80~100である。60~80が一般の地域に使用されている。80~100は主として積雪寒冷地に使用されている。また40~60は温暖地の重交通路線に使用されている。これら以外の低針入度アスファルトはグースアスファルト等に、高針入度アスファルトはアスファルト乳剤の製造に主に使用されている。

表-1 日本のアスファルト製造原油の輸入状況

Unit : 1,000kl, %

Crude	Arabian Heavy		Iranian Heavy		Kuwait		Khafji		Subtotal		Total	
FY	Amount	Ratio	Amount	Ratio	Amount	Ratio	Amount	Ratio	Amount	Ratio	Amount	Ratio
1979	11,256	4.1	17,929	6.5	21,491	7.8	11,070	4.0	61,746	22.3	277,143	100.0
1980	16,250	6.5	2,865	1.1	8,865	3.5	8,449	3.4	36,404	14.6	249,200	100.0
1981	17,571	7.6	7,329	3.2	7,451	3.2	5,685	2.5	38,036	16.5	230,231	100.0
1982	14,888	7.2	8,849	4.3	1,865	0.9	8,126	3.9	33,728	16.3	207,395	100.0
1983	15,071	7.1	13,057	6.1	3,498	1.6	11,378	5.3	43,004	20.2	212,844	100.0
1984	13,447	6.3	6,422	3.0	5,130	2.4	10,385	4.9	35,384	16.6	212,911	100.0
1985	6,790	3.4	6,232	3.2	3,330	1.7	8,409	4.3	24,761	12.6	197,261	100.0

表-2 日本のアスファルト生産の実態

Unit : ton

Grade	1980	1981	1982	1983	1984	1985
0 - 10	2,170	2,335	1,893	2,023	2,256	2,006
10 - 20	0	0	0	0	0	0
20 - 40	1,086	1,141	1,018	1,047	1,021	907
40 - 60	7,163	70,000	49,819	43,559	47,812	48,190
60 - 80	2,930,264	2,806,200	2,638,357	2,651,605	2,655,901	2,489,373
80 - 100	1,141,659	1,023,577	975,034	941,828	1,006,120	989,833
100 - 120	0	0	0	0	0	0
120 - 150	1,223	0	468	0	0	0
150 - 200	113,392	113,232	117,302	117,141	122,853	113,599
200 - 300	34,197	41,968	39,847	36,381	34,050	27,852
For Industrial Material Use	183,872	202,108	185,496	177,223	165,346	147,629
For Fuel Use	0	0	187,015	539,725	765,753	829,590
Other Use	0	4,335	1,867	1,675	1,632	1,209
Total	4,479,482	4,264,896	4,197,117	4,512,207	4,802,744	4,650,186

2.2 日本のアスファルト規格の変遷

日本でアスファルト舗装が盛んに行われるようになったのは、1920年代である。そして1932年に統一的なアスファルト規格として、JISの前身であるJES(Japan Engineering Standard)が制定された。ただし、この規格は舗装用ストレートアスファルトのみを対象としたものではなく、工業用アスファルト全般を対象としたものであった。一方、舗装用ストレートアスファルトのみを対象とした規格が1950年、日本道路協会により制定された。その後、しばらくの間はJIS規格と日本道路協会規格が独立して存在した。ただし、舗装用アスファルトの規格は実質的には日本道路協会規格が適用されていた。そして1980年にJIS規格が日本道路協会に整合され、舗装用ストレートアスファルトの規格が一本化されて現在に到っている。

道路協会規格の変遷[5]を表-3に示す。過去の改訂で特に大きな変更が加えられた点について解説する。1955年から1967年までの間、同一針入度のアスファルトを伸度によってA，B，Cの３種類に分類していた。これは、ナフテン基や中間基（中東系）等のアスファルト採取原油の区別を明確にするため採用されていたが、現在ではその区別も意義がなくなり一本化されている。

1972年の改正で蒸発後の針入度比、薄膜加熱試験、比重が規格化された。さらに軟化点、蒸発試験、引火点の規格値も厳しくなった。

1978年の改正では、舗装用のアスファルトとして針入度40~60,60~80,80~100,100~120の４種類とし、蒸発減量および蒸発後の残留針入度の項目が削除された。四塩化炭素可溶分は、溶剤の毒性を考慮して三塩化エタン可溶分に変更された。

2.3 アスファルト規格項目の意義および背景

2.3.1 針入度および軟化点

アスファルトの硬さ、すなわちコンシステンシーを表わす規格としては針入度、軟化点、60℃粘度がある。日本ではストレートアスファルトの等級化は針入度で行われている。試験条件は温度:25℃、荷重:100ｇ、貫入時間:5secであるが、アスファルトの感温性や粘弾性を評価する場合には、試験条件を変えて測定することもある。

針入度とアスファルト混合物の塑性流動に関しては、いくつかの研究があり、その関連性が認められている。また、ひび割れについては既設混合物中のアスファルトの残留針入度と関係あると言われている。また5℃針入度は混合物の曲げ脆化温度と関係あるという報告もある[6]。しかし、針入度とひび割れの関係について明確な結論は得られていない。

2.3.2 伸度

伸度は一般にアスファルトの伸びやすさを示していると考えられている。しかし、その試験の意義については余り明らかにされていない。ただし、舗装の供用後の回収アスファルトの伸度とひび割れとの間に相関がみられたという報告がある[7]。

2.3.3 三塩化エタン可溶分

アスファルトの中の無機物質、カーボン等の不純物の有無を調べる試験である。舗装用アスファルトとして使用する場合、多少の不純物が含まれていても施工上の問題がないと考えられる。製造上も規格を外れる

ことはまずないと考えられる。

2.3.4 引火点

規格値の260℃以上あれば、通常のアスファルトの使用では引火の危険性はほとんどない。引火点の高低とアスファルト性状とは関係があまりない。

2.3.5 薄膜加熱試験

薄膜加熱試験後のアスファルト性状は、プラントで製造したアスファルト混合物から回収したアスファルトと比較すると、ほぼ同程度か若干硬い結果になったという報告がある[8]。このように、本試験はアスファルトと骨材を加熱混合するときの劣化度合を評価する方法としては有効であると考えられている。

2.3.6 蒸発後の針入度比

本試験は高温貯蔵時に相分離を起こしやすいアスファルトを排除する目的で規格化された。外国にはない独特な規格である。アスファルトに相容性に劣る軽質分が入っていれば、加熱貯蔵時にその軽質分が上層に浮いてくる。本試験はこの判定を行う。試験方法は次のとおりである。

① 2つの針入度カップに入った試料を163℃で5時間加熱する。

② 加熱後、一方のカップの試料はかきまぜる。もう一方はかきまぜない。

③ 冷却後、2つの試料の針入度を測定して針入度比を算出する。

$$\text{針入度比（\%）} = \frac{\text{かきまぜない材料の針入度}}{\text{かきまぜた材料の針入度}} \times 100$$

2.3.7 比重

比重は、アスファルト混合物の理論密度を計算するために規定されている。また、アスファルトの比重は組成分析の４成分の割合と関係があるといわれている。ただし、規格値の1.000以上であればアスファルトの品質としては特に問題がない。

2.3.8 高温粘度

日本道路協会規格ではアスファルトの高温粘度を120,140,160,180℃で測定し報告することになってる。一方米国においては、135℃粘度が混合、施工に最も関連があるとみなされ規格となっている。日本の場合アスファルト採取原油が必らずしも同一でなく、その性質も違うことが予想されるので、粘度－温度関係から混合温度と締固め温度を求めている。

2.3.9 剥離試験

剥離試験はアスファルトと骨材との付着性を評価する試験である。この試験はアスファルトよりむしろ骨材の種類によって影響されるため、骨材の選定試験としてとらえられている。供用性との関連は高く、重要な試験と考えられている。

2.4 規格外の項目

2.4.1 60℃粘度

日本ではストレートアスファルトの規格に60℃粘度試験は採用されていない。しかし、昭和53年日本道路協会のセミブローンアスファルト（AC-100）の規格に60℃粘度が採用された。60℃は実際の供用中における舗装体の最高温度に相当する。この温度におけるアスファルトの粘性はアスファルト混合物の塑性流動によるわだち掘れと相関があると考えられている。実験的にもアスファルトの60℃粘度とホイールラッキング試験における変形率との間に良い相関があるという報告がある[9]。

しかし60℃粘度測定装置の普及度合が低く、また、試験操作が針入度や軟化点などと比べて煩雑なことから、ストレートアスファルトに対しては研究目的以外には余り適用されていない。現在では特に改質アスファルトの性状評価に本試験は用いられている。

2.4.2 針入度指数（PI）

PIは極端な感温性を示すアスファルトを除外するためには意義があると考えられる。またPIと寒冷地の温度クラックの間には関連があるという報告がある。ただし最適なPIの範囲等についてはまだ明確にされていない。

2.4.3 組成分析（4成分分析）

アスファルトの組成分析法には様々な方法がある。日本では石油学会で制定された試験法（JPI-5S-22-83）が用いられている。この方法はアルミナゲルを用いたカラムクロマトグラフィーにより、アスファルテン、レジン、芳香族分飽和分の4成分に分離する方法である。組成分析はアスファルトの熱劣化供用中の老化、ブローイング反応の解析などに主に用いられている。特にアスファルトが劣化すると、芳香族分がレジンに、レジンがアスファルテンに変化することが知られている。しかし、アスファルトの性状を組成のみから判断することは困難であると考えられている。

2.4.4 パラフィン分

パラフィン分はその含有量が多いと、針入度や軟化点等の性状に影響を与えるともいわれている。様々な試験法があるが、日本ではホルデ法を改良した石油学会法が規格化されている。しかし、試験操作が難しくパラフィン分のもつ意義が必ずしも明確ではないため、特別な研究目的以外には用いられていない。

2.4.5 回転式薄膜加熱試験

薄膜加熱試験に比較して、実際のプラントでの混合条件により近い条件を与える試験と考えられている。しかし、試験操作が煩雑なため日本では研究目的以外あまり使用されていない。

2.4.6 その他

蒸発質量変化率、蒸発後の残留針入度、スポット試験、フラース脆化点等の試験があるが、舗装用ストレートアスファルトの品質を判断する試験としては意義が薄いと考えられている。

表-3 日本道路協会規格一覧表

規格名		昭和25年 アスファルトモノント 昭和25年5月1日発行 委員長 金子 鎮 委員 名坂所井二 (注) 日本道路協会	32年 石油アスファルト 昭和32年2月1日改正 委員長 金子 鎮 委員 名坂所井二 (注) 日本道路協会	42年 舗装用石油アスファルト 昭和42年12月20日発行 委員長 岸 大道 (注) 日本道路協会	47年 舗装用石油アスファルト 昭和50年11月1日改正 委員長 谷藤正三 委員 坂上義次郎 (注) 日本道路協会	53年 舗装用石油アスファルト 昭和53年6月15日発行 委員長 谷藤正三 委員 多田文行 (注) 日本道路協会
針入度	40～50	40～50				40～60
	50～60	50～60	40～60			
	60～70	60～70		60～80	60～80	60～80
	70～80	70～85	60～80			
	80～90	85～100				
	90～100		80～100	80～100	80～100	80～100
	100～120	100～120	100～120	100～120	100～120	100～120
	120～150	120～150	120～150	120～150	120～150	
	150～200	150～200	150～200			
	200～300	200～300	200～300			
軟化点	40～50					47.0～55.0
	50～60		40℃以上	43.0～53.0	44.0～52.0	44.0～52.0
	60～70			41.0～51.0	42.0～50.0	42.0～50.0
	70～80					
	80～90					
	90～100			40.0～50.0	40.0～50.0	40.0～50.0
	100～120		35℃以上	38.0～48.0	38.0～48.0	
	120～150					
	150～200		30℃以上			
	200～300					
伸度	40～50	100cm以上 (25℃)	10℃ 15℃ 25℃ A 100cm以上 B 100cm以上 C 100cm以上	100cm以上 (15℃)	100cm以上 (15℃)	100cm以上 (15℃)
	50～60					
	60～70					
	70～80					
	80～90	60cm以上 (25℃)	5℃ 10℃ A 30cm以上 B 30cm以上 C 30cm以上			
	90～100					
	100～120					
	120～150					
	150～200		A 30cm以上 B 30cm以上			
	200～300	60cm以上 (15℃)				
蒸発質分	40～50	1%以下	0.5%以下			
	50～60			0.3%以下	0.3%以下	
	60～70					0.5%以下
	70～80					
	80～90	2%以下		0.5%以下	0.5%以下	
	90～100					
	100～120					
	120～150					
	150～200					
	200～300					
蒸発後の針入度	40～50	78%以下	78%以上	75%以上	80%以上	
	50～60					
	60～70					
	70～80			70%以上	75%以上	
	80～90				70%以上	
	90～100					
	100～120					
	120～150					
	150～200					
	200～300	66%以下				
蒸発後の針入度比	40～50					110%以下
	50～60					
	60～70				110%以下	
	70～80					
	80～90					
	90～100					
	100～120					
	120～150					
	150～200					
	200～300					

規格名		アスファルトモノント 昭和25年5月1日発行 委員長 金子 鎮 委員 名坂所井二 (注) 日本道路協会	石油アスファルト 昭和32年2月1日改正 委員長 金子 鎮 委員 名坂所井二 (注) 日本道路協会	石油アスファルト 昭和42年12月20日発行 委員長 岸 大道 (注) 日本道路協会	石油アスファルト 昭和50年11月1日改正 委員長 谷藤正三 委員 坂上義次郎 (注) 日本道路協会	石油アスファルト 昭和53年6月15日発行 委員長 谷藤正三 委員 多田文行 (注) 日本道路協会
蒸発後の針入度残留率	40～50					0.6%以下
	50～60					
	60～70				0.6%以下	
	70～80					
	80～90					
	90～100					
	100～120					
	120～150					
	150～200					
	200～300					
蒸発後の針入度残留率	40～50					58%以上
	50～60					
	60～70				58%以上	55%以上
	70～80					
	80～90					50%以上
	90～100					
	100～120					
	120～150					
	150～200					
	200～300					
四塩化炭素可溶分	40～50	99.5%以下	99.5%以上	99.5%以上	99.5%以上	99.0%以下
	50～60					
	60～70					
	70～80					
	80～90					
	90～100					
	100～120					
	120～150					
	150～200					
	200～300					
引火点	40～50	230℃以上	230℃以上	240℃以上	250℃以上	260℃以上
	50～60					
	60～70					
	70～80					
	80～90					
	90～100					
	100～120			210℃以上	210℃以上	
	120～150	200℃以上	210℃以上		200℃以上	
	150～200					
	200～300	180℃以上	200℃以上			
比重	40～50					1.00以上
	50～60					
	60～70				1.000以上	
	70～80					
	80～90					
	90～100					
	100～120					
	120～150					
	150～200					
	200～300					
			A型：アスファルト乳剤より蒸発したもの。蒸発前の1%以下蒸留でも良い。 B型：蒸発皿底より蒸発皿ごの1/2内外(0.6cm以上は入らない) C型：A型のを比較的多くまた混合基油より蒸発わずかに蒸発残留している。	比重、蒸発一品質は付記すること。	・60～80、80～100については120℃、140℃、160℃、180℃における蒸発度を0.5%以下で規定 ・はく離試験に関する試験を行うことが望ましい。	ストレートアスファルトの性状(60～80、80～100については120℃、140℃、160℃、180℃でのそれぞれにおける蒸発度を試験表に付記しなければならない。

(注) 1. 1950年より蒸発残留は蒸発前質量比率となった。

3．アスファルト性状の試験

3.1 試験材料および試験項目

今回、試験の対象としたストレートアスファルトは、日本全国の24の製油所から収集したアスファルトである。その内訳を表-4に示す。試験は昭和60年9月から昭和61年3月にかけて行った。試験項目としては、JISに規定れている試験のほかに、JISに規定されていない幾つかの試験も行った。表-5に試験項目の一覧表を示す。

表-4 製油所一覧表

No.	会社名	製油所	40/60	60/80	80/100
1	アジア共石株式会社	坂出製油所		○	
2	出光興産株式会社	千葉製油所	○	○	○
3	〃	徳山製油所		○	
4	鹿島石油株式会社	鹿島製油所		○	○
5	極東石油工業株式会社	千葉製油所		○	
6	興亜石油株式会社	堺臨海製油所		○	
7	コスモ石油株式会社	千葉製油所		○	○
8	〃	四日市製油所		○	○
9	三井油化工業株式会社	市川工場	○	○	
10	昭和シェル石油株式会社	川崎製油所	○	○	○
11	西部石油株式会社	山口製油所		○	
12	昭和四日市石油株式会社	四日市製油所		○	○
13	東亜燃料工業株式会社	川崎工場		○	
14	〃	和歌山工場		○	
15	東北石油株式会社	仙台製油所		○	○
16	日本鉱業株式会社	水島製油所		○	
17	〃	知多製油所		○	
18	日本石油株式会社	新潟製油所		○	
19	日本石油精製株式会社	根岸製油所	○	○	○
20	〃	富岡製油所			○
21	富士石油株式会社	袖ケ浦製油所		○	○
22	海南石油精製株式会社	海南製油所		○	○
23	三菱石油株式会社	川崎製油所	○	○	
24	〃	水島製油所		○	

表-5 試験項目一覧

試験項目	第1類	第2類	第3類	試験方法
針入度	25℃/5s	5℃/5s		JIS K2207
軟化点	環球法（自動）			〃
伸度	15℃	10℃，7℃		〃
引火点	C．O．C．			〃
比重	25℃/25℃			JIS K2249
三塩化エタン可溶分	三塩化エタン			JIS K2207
はく離	静的はく離			舗装要綱法
60℃粘度 1)	絶対粘度			土研基準
高温粘度 2)	120，140，160，180℃			土研基準
蒸発試験	質量変化 針入度比			JIS K2207
薄膜加熱		質量変化 針入度比 60℃粘度	組成分析	〃
回転式薄膜加熱		質量変化 針入度比 60℃粘度		ASTM D2872
組成分析			4成分	石油学会法
スポットテスト			スポット	AASHTO T102
パラフィン分			パラフィン分	石油学会法

注）
1) 原アスファルトの60℃絶対粘度は粘度管No.100，加熱後は粘度管No.200を使用した。
2) 高温粘度は，キャノン・フェンスケ不透明液用粘度計を用い，120，140，160，180℃各温度に対し粘度計番号450，400，350，300を使使用した。

3.2 試験結果

試験の結果および各試験項目についての検討結果を以下に述べる。なお、試験は各試料について２回繰り返して行い、平均値を求めた。また、試験結果については付表-1~4にまとめて示している。

3.2.1 25℃針入度、軟化点および針入度指数

25℃針入度、軟化点および針入度指数(PI)の関係を図-1に示す。25℃針入度の平均値は、40~60および80~100グレードではほぼ規格値の中央にある。しかし60~80グレードでは規格値の中央より下の値(60～70)を示したものが全試料の約60%を占めていた。

軟化点は、すべての試料がJIS規格を満足しており、各グレードの平均値も規格値のほぼ中央を示した。軟化点の試験方法は、JISに電気加熱式のものとガス加熱式のものとが規定されている。近年、電気加熱式による自動軟化点試験器(以下、自動試験器という)がかなり普及してきており、今回の試験においても自動試験器を用いて測定を行った。この自動試験器とガス加熱式による軟化点試験器(以下、手動試験器という)での測定結果の相違について検討するために、８人の試験者により自動試験器と手動試験器の各々２回ずつ測定を行った。表-6はその測定結果を示したものであり、手動測定の方が2.5~4.0℃高い値を示した。また、全測定者の平均でも3.3℃の違いがあり、この差は無視できない大きさであると思われる。これは、自動試験器では昇温を機械的に管理し、撹拌子によって容器内を撹拌しているのに対して、手動試験器では直火で加熱しているために試験者により温度上昇にバラツキが生じやすいことや、撹拌を行っていないために試料に均一に水温の上昇が伝わらない可能性があることなどによると考えられる。自動試験器と手動試験器による測定値の差については、今後更に確認試験を行っていくことが必要である。

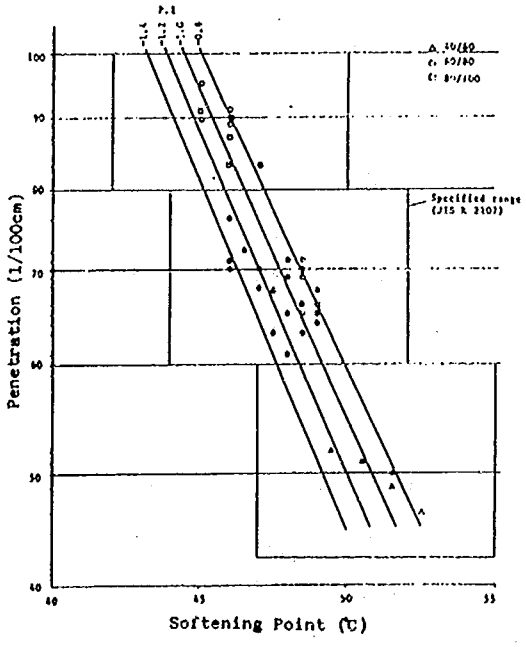


図-1 針入度、軟化点、針入度指数の関係

表-6 軟化点の手動と自動試験器による測定結果

	個数	平均値	最大値	最小値	σn-1	変動係数
自動軟化点	8	46.8	47.0	46.5	0.3	0.6
手動軟化点	8	50.1	50.5	49.5	0.4	0.9
手・自の差	8	3.3	4.0	2.5	0.6	17.9

PIは、軟化点での針入度を800と仮定して求めた。結果は図-1に示すとおり-0.7~-1.5の範囲にすべての試料がはいっており、針入度グレードによる違いはみられなかった。

一般に針入度グレードが違っていても、同一原油から生産されたアスファルトのPIはほぼ一定であるといわれている。そこで、表-7に各製油所ごとに整理したPIを示したが、あまり明確な関係は認められない。道路舗装用ストレートアスファルトに対するPIの規格値はJISには規定されていないが、北海道開発局では昭和39年に針入度グレード60~80で+0.5~-1.5、80~100で+0.5~-1.2という規格値を定めている。これは当時北海道で、PIが極端に小さいアスファルトが納入されて舗装の摩耗が著しくなったために設けられたものである。しかし、その後原油事情が変化し、現在のアスファルトはすべてこの規格値 を満足しているために、規定にさほど意味がなくなってきている。PIには意義があると認められるが、規格として規定するにはさらにPIと供用性との関連について検討する必要がある。

表-7 製油所別の針入度指数

製油所	グレード	PI
A	40／60	-0.88
	60／80	-1.10
	80／100	-1.07
B	40／60	-1.23
	60／80	-1.26
	80／100	-0.89
C	40／60	-1.03
	60／80	-1.26
	80／100	-0.89
D	40／60	-0.83
	60／80	-1.19

3.2.2 5℃針入度

低温でのコンシステンシーの違いを見るために、5℃において針入度を測定した。載荷条件は5℃、100g、5秒載荷である。測定結果は付表-1~4に示してある。5℃針入度は25℃針入度と同一の荷重および載荷時間で測定したために、試験値は25℃針入度の結果が圧縮された形になっており、試料間にあまり差がなかった。5℃針入度により試料間の違いをみるためには、載荷荷重を重くしたり、載荷時間を長くしたりするなど、載荷条件の検討が必要であると思われる。

3.2.3 60℃粘度

60℃粘度と針入度の関係を両対数グラフにプロットしたものを図-2に示す。相関係数はr=0.89と良い相関を示しているが、針入度グレード40~60と60~80は同一グレードであっても、試料により粘度の違いが見られる。現在のJISには60℃粘度は規定されていないため、AASHTO粘度規格の規格値を図-2に示した。針入度グレード40~60はAC-40に、60~80はAC-20に相当し、80~100はAC-10の範囲よりやや高めの60℃粘度値を示すようである。

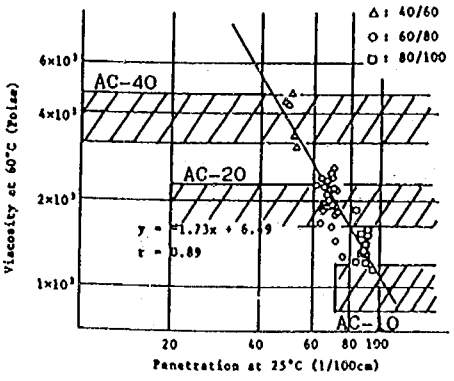


図-2 60℃粘度と25℃針入度の関係

3.2.4 高温動粘度

高温動粘度は120℃,140℃,160℃,180℃の4点で測定した。各々の試料に対する温度と粘度の関係は、縦軸に粘度のlog(log)を、横軸に絶対温度のlogをプロットすると、すべて相関係数が0.99以上の直線で表され、非常に良い相関を示していた。よって、高温動粘度は4点の温度について測定する必要はなく、3点の測定で十分に温度と粘度の関係を求めることができると思われる。また、図-3は各針入度グレード別の温度ー粘度直線の範囲を示したものである。図-3には、マーシャル試験における混合粘度および締固め粘度の範囲も

図示した。図から、温度－粘度直線の範囲は幅があることがわかる。米国では135℃粘度が混合、締固め温度の目安になっていると考えられる。しかし、温度－粘度直線はアスファルトに固有なものであるため、混合、締固め温度の設定は、温度－粘度直線によることが合理的であると考えられる。

次に、温度－粘度直線から内挿により求めた135℃粘度と針入度、軟化点および60℃粘度との関係を示したものが図-4~図-6である。相関係数はそれぞれ、0.81、0.89、0.94であり、各々の試験温度と135℃の違いが大きいほど相関係数は小さくなっている。図-6には、AASHTO粘度規格の60℃粘度の規格範囲も同時に示した。各ACグレードに相当するアスファルトは、該当する135℃粘度の規格値をいずれも満足していることがわかる。

また、温度－粘度直線の傾きとPIとの関係を示したものが、図-7である。相関係数は0.46となっており、25℃軟化点付近の感温性と高温域での感温性は必ずしも一致していないことを示している。

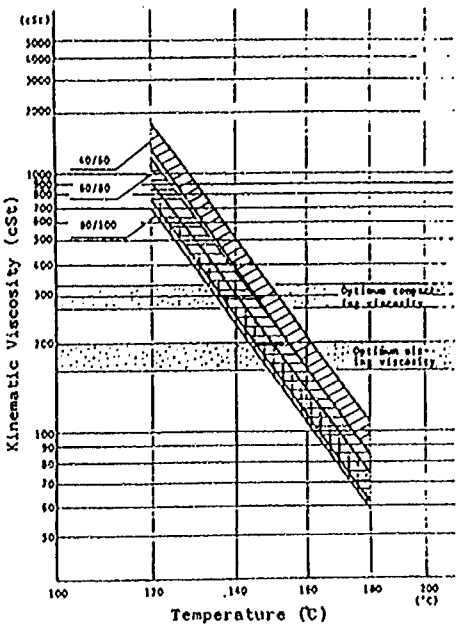


図-3 温度粘度直線の範囲

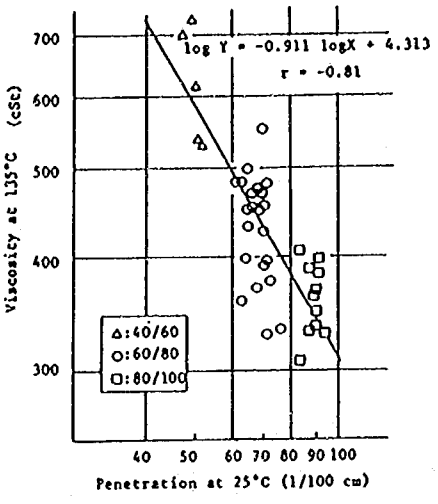


図-4 135℃粘度と25℃針入度の関係

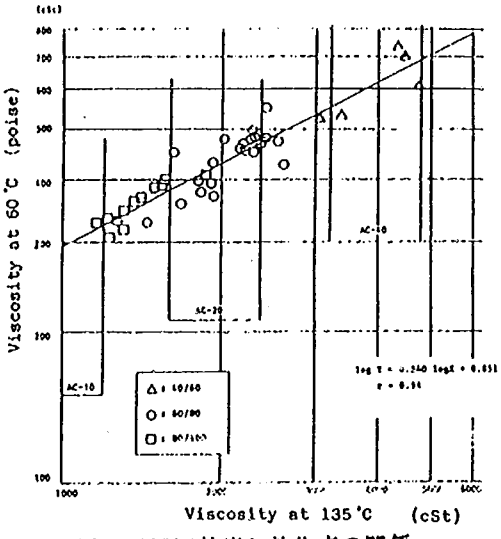


図-6 135℃粘度と軟化点の関係

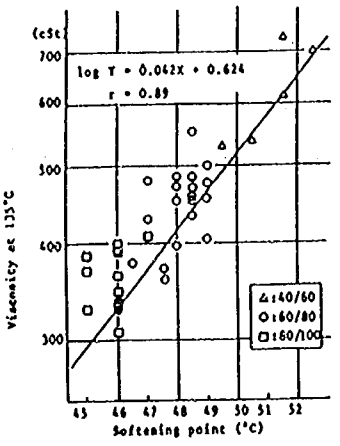


図-5 135℃粘度と25℃針入度の関係

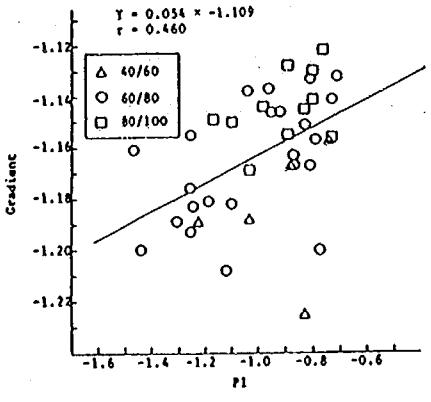


図-7 温度粘度直線の傾きと
ＰＩの関係

3.2.5 伸度試験

15℃伸度の試験結果は全試料とも100+であり、試料による違いはみられなかった。

15℃伸度では試料による性状の違いがみられなかったために、10℃における伸度試験も行った。その結果を針入度グレード別にグラフ化したものが図-8である。40~60の10℃伸度はすべてが0~20の間にはいっており、試料間の差は小さい。60~80の10℃伸度は11~140+と広範囲にわたっており、試料間の差が顕著に現れている。80~100グレードでは140+の値をもつ試料が5試料あり顕著な差は認められなかった。80~100グレードの約半分の試料の10℃伸度が140+であったことから、さらに7℃において伸度試験を行った。また、60~80グレードのうち、100+の値をもつ試料についても7℃伸度試験を行った。7℃伸度の結果を表-8に示す。最大は27であり、約2/3の試料が10±2cmの値である。

以上、伸度試験を引張速度一定という条件で、温度を15, 10,7℃の3点で行ったが、わずかな温度変化でも伸度は急激に変化し各試料の性状の違いが認められた。

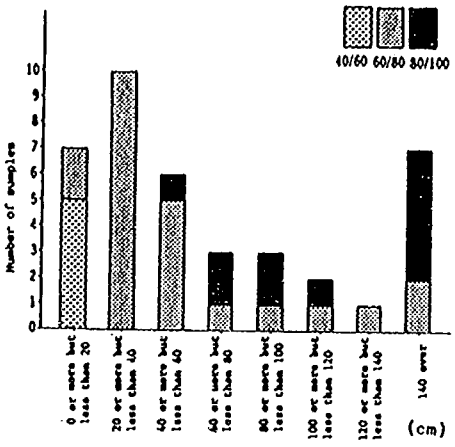


図-8 10℃伸度

表-8 10℃、7℃伸度

(cm)

グレード	No.	7℃伸度	10℃伸度
60/80	1	0	106
	4	5	127
	12	9	140+
	19	16	140+
80/100	1	27	140+
	2	8	43
	3	12	140+
	4	10	140+
	5	10	88
	6	10	119
	7	10	73
	8	13	140+
	9	16	140+
	10	8	68
	11	10	92

3.2.6 三塩化エタン可溶分

試験結果は、全試料とも規格値である99.0%を満足している。

前述のように、本試験は不純物の含有量を判定する試験である。しかし、現在のアスファルト製造技術では不純物が混入する可能性は極めて低い。また多少の不溶分は施工上、問題とはならないと考えられる。したがって舗装用ストレートアスファルトの規格としての意義は低いと言える。

3.2.7 引火点

引火点は全試料が規格値の260℃以上の値であり、320~360℃の値を持つ試料が80%あった。また引火点のグレード別平均値に有意差も認められない。

引火点の測定時に引火点付近の温度で膜の生成あるいは泡の発生が見られた試料がいくつかあった。付表-1~4に膜と泡の有無を示した。膜の生成や泡の発生は同一試料で繰り返し試験を行った場合、ほとんど同じ状況を示すことから、各試料に特有の性質と考えられる。

3.2.8 蒸発試験

蒸発試験後の質量変化および針入度比の試験結果を図-9,10に示す。質量増加を示した試料が40~60,60~80,80~100各グレードで、各々80%,57%,27%である。高針入度グレードほど、質量増加する試料が少なくなっている。これは針入度の大きいアスファルトほど酸化作用による質量増加より、蒸発作用による質量減少の影響が大きいためと考えられる。

針入度比はすべての試料が規格値の110%以下を満足している。しかし本試験では加熱試験後、どの程度の時間をおいて針入度を測定するか規定されていない。したがって、この条件についての検討が必要である。

また、かきまぜない試料では、１つのカップの３点の針入度値にバラツキがあるものがあった。これは上下層の分離だけでなく、部分的な軽質分あるいは、硬化部分が表面分離していると考えられる。この点についても今後検討の余地がある。さらに各測点の針入度値のうち、かなり値の低いものが見られ、針入度比の下限値についても検討する必要がある。

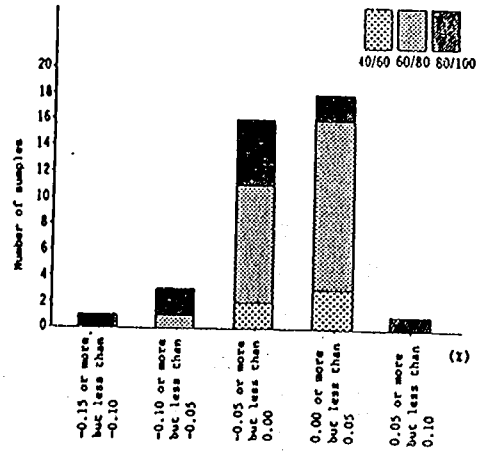


図-9 蒸発質量変化率

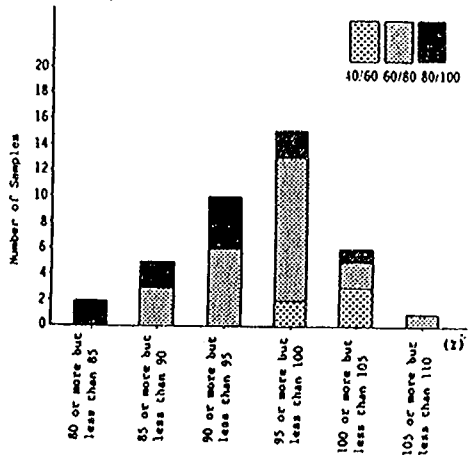


図-10 蒸発後の針入度比

3.2.9 組成分析

組成分析試験結果を図-11~14に示す。各グレードごとのアスファルテン、芳香族、飽和分の平均値に有意差は認められない。レジン分は60~80が40~60より多い傾向を示した。

各試料ごとの組成の違いも明確でない。したがって組成によりアスファルトの性状を判断することは困難であると考えられる。ただし、アスファルテン分と回転式薄膜試験後の伸度には、ある程度の相関(r=-0.61)が見られる。

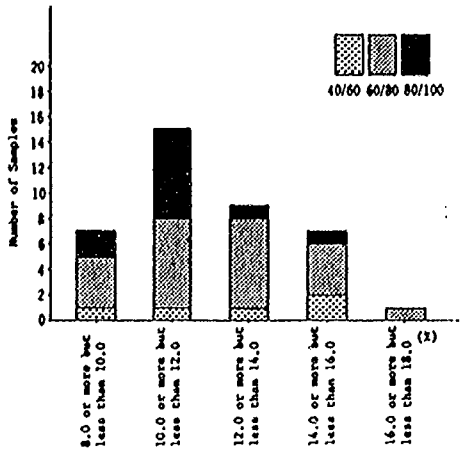


図-11 組成分析(アスファルテン分)

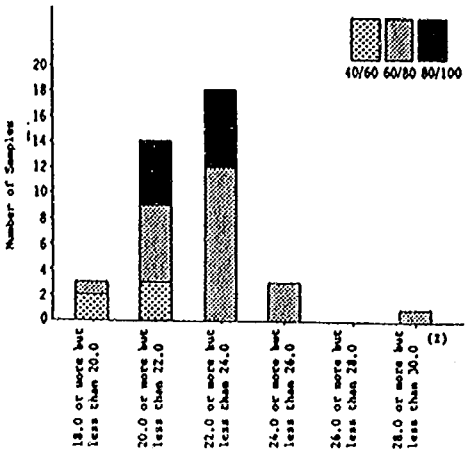


図-12 組成分析(レジン分)

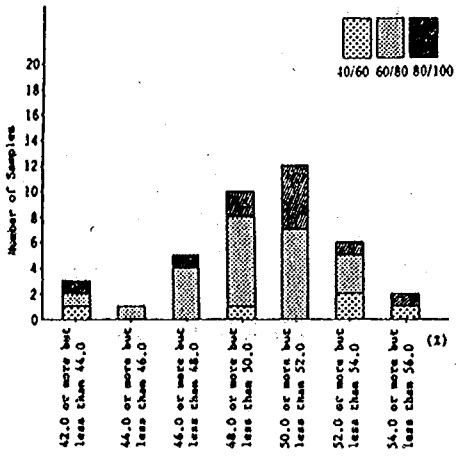


図-13 組成分析(芳香族分)

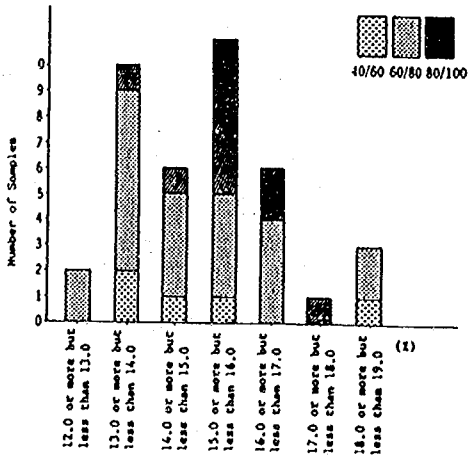


図-14 組成分析(飽和分)

3.2.10 パラフィン分

ほとんどの試料が2%前後の値であった。ただし、パラフィン分1%以下の試料が2つあった。

今回の試験では、試料間の違いは小さく、他の性状との関係は明確ではない。また、事前の十分な試験操作を行ったにもかかわらず、同一試料での２回の測定結果のバラツキが大きくなったこれは、試験操作規定そのものに問題があるためと考えられ、規格試験としては不適と考えられる。

3.2.11 スポットテスト

すべてのアスファルトが加熱試験前、および薄膜加熱試験後とも陰性であった。スポットテストでは現在のアスファルトの性状を判断できないと考えられる。

3.2.12 比重

全試料が規格値の1.000以上の値であり、規格値として特に問題はない。また比重は一般に、針入度が低くなると、増加すると言われている。しかし今回の結果では、そのような傾向は認められない。組成の４成分と比重の間には相関が認められている。ただし比重がアスファルトの性状にどのような意義を持っているか不明である。したがって比重はやはりアスファルト混合物の理論密度を計算するための意義が大きいといえる。

3.2.13 剥離試験

いずれの試料とも剥離率は5%未満であり、試料による違いは認められない。しかし本試験は供用中の舗装における剥離性状と関連があり、重要な試験であると考えられる。ただし本試験はアスファルトの性状試験と考えるより、骨材の試験であると考えられる。

3.2.14 薄膜加熱試験(TFOT)

薄膜加熱試験後の質量変化は、すべての試料が絶対値で0.14%以下の値を示し、規格値を満足している。

薄膜加熱試験後の針入度、軟化点、針入度指数を図-15に示す。すべての試料の針入度変化率は規格値を満足している。ただし、針入度が大きいと残留針入度が小さくなる傾向がある。軟化点も、軟かいアスファルトほど軟化点上昇率が大きくなる傾向がある。針入度指数は、80~100グレードの平均値が、他のグレードに比較して、加熱により、針入度指数が低下する傾向を示している。これは加熱による針入度の低下に比較して、軟化点の上昇が小さいためである。

薄膜加熱試験後の15℃伸度は、各試料の違いが明瞭に現われている。この傾向は10℃伸度の傾向に類似している。(r=0.72)

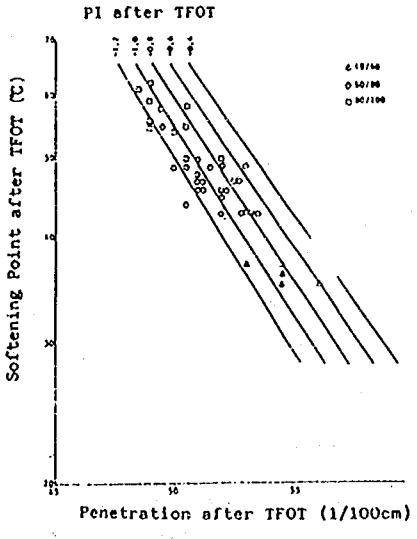


図-15 薄膜加熱試験後の針入度、軟化点、ＰＩの関係

薄膜加熱試験前後の60℃粘度の関係を図-16に示す。加熱前の60℃粘度と加熱後の60℃粘度の相関は高く、ほとんどの試料がおよそ2倍前後に60℃粘度が上昇している。

組成については、薄膜加熱試験後、アスファルテン、レジンが増加し、芳香族分、飽和分が減少する傾向である。しかし、各成分量の変化は余り顕著でない。

薄膜加熱試験はすべての針入度グレードに対して163℃の加熱条件である。したがって軟かいアスファルトほど、加熱により性状が大きく変化する可能性がある。温度一粘度直線から163℃における粘度を求め、その値と加熱による質量変化の関係を検討した(図-17)。しかし明確な関係は認められない。

3.2.15 回転式薄膜加熱試験

回転式薄膜加熱試験による質量変化は、増量する試料も減量する試料もあった。また値も-0.24%~0.17%の間であり、グレードが異なっても、同一製油所のアスファルトは同一の質量変化の傾向を示した。

回転式薄膜加熱後の針入度、軟化点及び針入度指数を図-18に示す。

軟らかいアスファルト程、針入度の低下の割合が大きくなる傾向が見られる。回転式薄膜加熱後の針入度指数は、グレードが大きくなるに従って小さくなっている。回転式薄膜加熱後の60℃粘度を図-19に示したが、原アスファルトの60℃粘度と高い相関を示している。回転式薄膜加熱後の60℃粘度は、平均で原アスファルトに比較して2.3倍前後に上昇することがわかる。

またAASHTOの回転式薄膜加熱後の粘度規格により、今回の試験結果を分類したものを図-20に示す。各グレードに担当する試料数は、AR-40で46%AR-80で10%、AR-160で3%である。原アスファルト60℃粘度結果粘度グレードにあてはめた場合ほど対応していないようである。

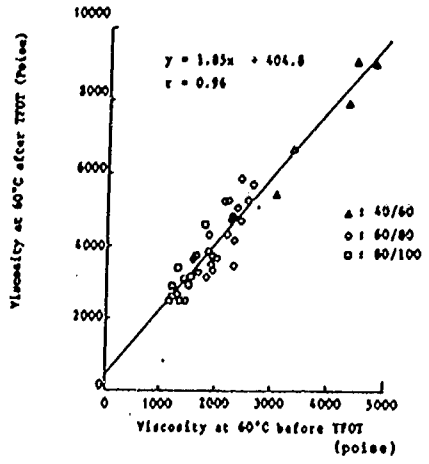


図-16 薄膜加熱試験前後の60℃粘度の関係

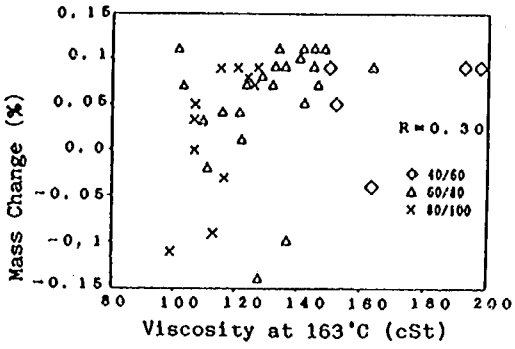


図-17 163℃粘度(推定)と薄膜加熱質量変化率の関係

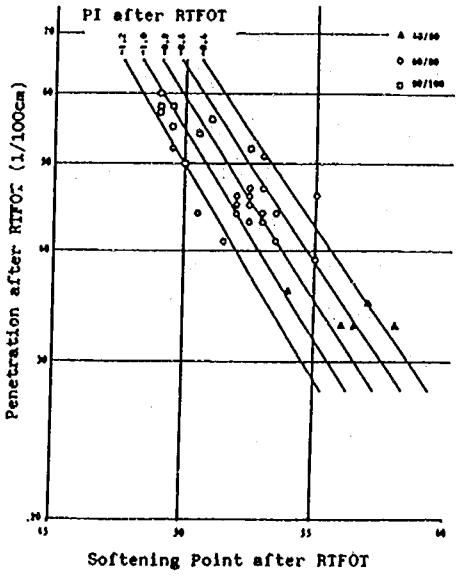


図-18 回転式薄膜加熱試験後の針入度、軟化点、ＰＩの関係

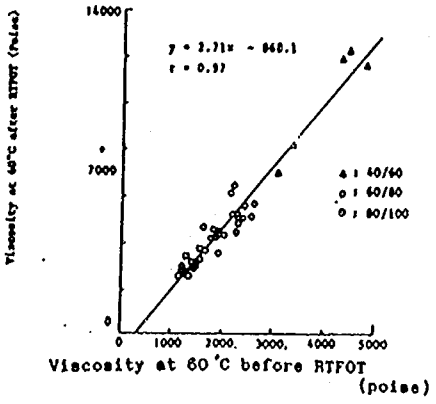


図-19 回転式薄膜加熱試験前後の60℃粘度の関係

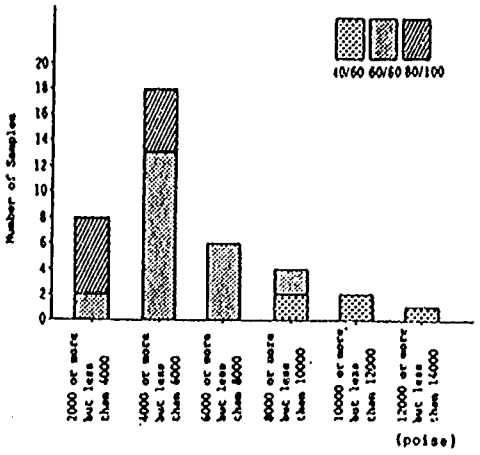


図-20 ＡＲグレードにより分類した粘度試験結果

3.3 各性状間の関係

3.3.1 針入度、軟化点と60℃粘度の関係

針入度と60℃粘度および軟化点と60℃粘度の関係を図-21および図-22に示す。それぞれ、相関係数r=0.89,0.90と高い相関を示している。

また、図-22に参考のため、ゴム入りアスファルト,セミプローンアスファルト，再生アスファルトの例も示した[10]が、いずれも高い相関を示している。しかしながら、異なるアスファルト種では異なる直線を形成している。これらは各アスファルト種の感温性、非ニュートン性の程度の違いなどが影響していると考えられる。したがって、ストレートアスファルトのみについて考えた場合でも、原油や精製法が異なるのでバラツキが大きくなるため、異なるアスファルトの針入度と60℃粘度および軟化点60℃粘度の関係を全体として一つの直線で表わすのは難しいと考えられる。

我が国では舗装供用時の最高温度は60℃程度となるが、その温度域におけるコンシステンシーを表わす60℃粘度はストレートアスファルトについて規格化されておらず、軟化点の高低で高温におけるコンシステンシーを推定しているのが実状である。

ここで、軟化点試験と60℃粘度試験の精度を比較してみる。60~80の軟化点平均値(今回の調査結果)に許容再現精度を加えた47.8±2℃を図-22の回帰直線から60℃粘度に換算すると、2230±730poiseとなる。60℃粘度試験の再現精度はASTMに10%と規定さ

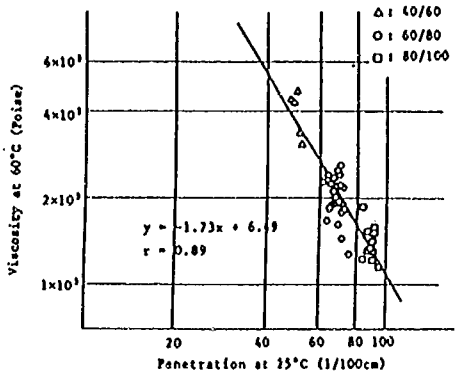


図-21 60℃粘度と25℃針入度の関係

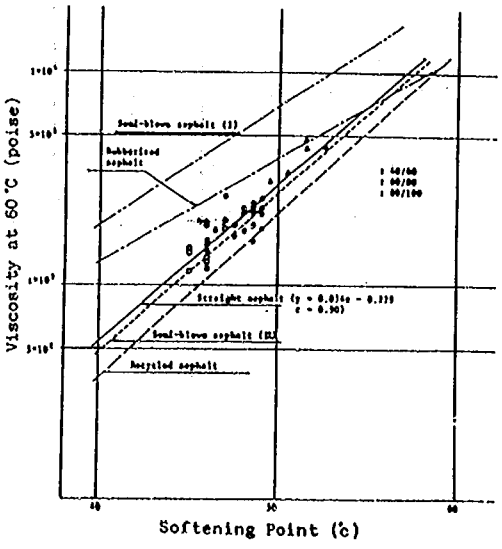


図-22 60℃粘度と軟化点の関係

れており、その範囲は2230±223poiseとなる。したがって、60℃粘度試験は軟化点試験に較べ、供用最高温度域におけるアスファルトのコンシステンシーを厳しく管理できると言えよう。

現在我が国では、セミブローンアスファルトのような耐流動を目的として作られた高粘度アスファルトについては、60℃粘度による規格が設けられており(60℃粘度が10000±2000Poise)、供用最高温度域のコンシステンシーを表現するものとして重要な意味を持っていると言える。しかし、60℃粘度のあまり高くないストレートアスファルトに対して、60℃粘度規格を設けることについては、流動性を制御するという観点から見ると、その意義が低いとの議論もある。したがって、ストレートアスファルトへの60℃粘度規格の適用に関しては、今後十分な検討が必要であると思われる。

3.3.2 組成と他の性状の関係

原アスファルトの組成と他の性状の関係を相関係数で示したものが表-9である。また、各成分量を説明変数とし、他の性状値を目的変数とした重回帰分析における重相関係を表-10に示す。これらより、アスファルトの組成と比較的高い相関のある性状としては、それぞれアスファルテン量および飽和成分量と比重、芳香族成分量と引火点、アスファルテン量と回転式薄膜加熱試験後の伸度などがある。中でも回転式薄膜加熱試験後の伸度は、アスファルトの供用性状との関連を考察する上で重要と考えられる。

重回帰分析の結果では、アスファルトの組成と比重および引火点がそれぞれr=0.89,0.76と比較的高い相関を示しているが、その他の性状とはあまり相関が見られない。

しかし、比重および引火点アスファルトの供用性状との関連についての意味づけは不明確であり、組成分析の結果からアスファルトの供用性状を判断するのは困難であろうと思われる。

表-9 原アスファルトの４成分と各種試験値との重相関

項　目	重相関係数
針入度	0.39
軟化点	0.57
ＰＩ	0.66
比重	0.89
引火点	0.76
log(６０℃粘度)	0.62

表-10 原アスファルトの成分と各種試験の相関係数

項　目	Ａｓｔ	Ｒｅ	Ａｒ	Ｓａ
針入度	-0.27	0.24	-0.04	-0.27
軟化点	0.47	-0.47	0.05	0.47
ＰＩ	0.54	-0.50	-0.03	0.54
針入度（逆数）	0.22	-0.27	0.09	0.22
log(針入度)	-0.26	0.27	-0.07	-0.26
比重	0.68	-0.58	0.29	0.68
引火点	-0.36	0.25	0.65	-0.36
log(６０℃粘度)	0.40	-0.50	0.11	0.40
薄膜質量変化	0.04	-0.05	0.54	0.04
蒸発質量変化	0.15	-0.24	0.11	0.15

3.3.3 蒸発試験と薄膜加熱試験の関係

蒸発試験と薄膜加熱試験の質量変化率の関係を図-23に、針入度変化率の関係を図-24に示す。両者は相関係数がr=0.37,0.34であり、相関性は低い。

加熱中の質量変化は、アスファルト中の軽質分の蒸発による減量と酸化による増量が考えられる。両試験における試料の膜厚を比較すると、薄膜加熱試験では蒸発試験の約1/7である。また、空気に触れている表面積に差があるなど、試験条件に違いがある。そのため減量、増量の程度がそれぞれ異なり、両試験間の相関性が低いものと考えられる。

アスファルト混合物製造過程においては、アスファルトタンク中の大量貯蔵の際に起こる蒸発、酸化に較べ、加熱混合時の薄膜状態下での蒸発、酸化の方が劣化に与える影響は非常に大きいと推定される。蒸発試験はアスファルトタンク中の加熱貯蔵に近く、薄膜加熱試験はアスファルトプラントでの加熱混合状態に近いと考えられている。したがって、供用中のアスファルトの実用性状を把握するための試験としては、薄膜加熱試験の方がより現実性があり、優れていると考えられる。

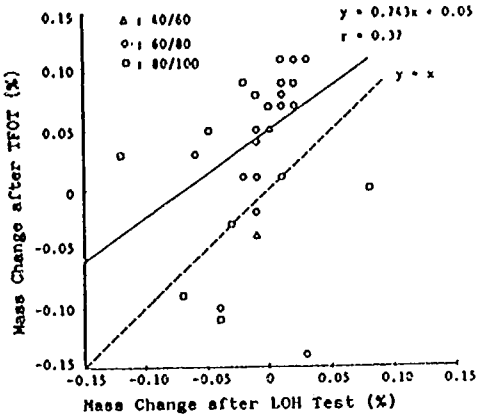


図-23 蒸発質量変化率と
薄膜加熱質量変化率の関係

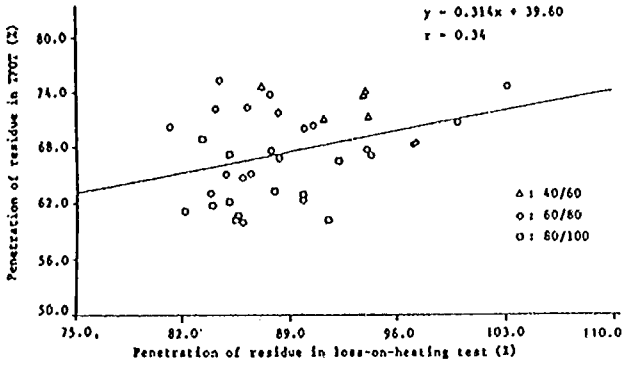


図-24 蒸発針入度変化率と
薄膜加熱針入度変化率の関係

3.3.4 薄膜加熱試験(TFOT)と回転式薄膜加熱試験(RTFOT)の関係

薄膜加熱試験後と回転式薄膜加熱試験後の質量変化率、針入度、軟化点、伸度、60℃粘度の関係を図-25~図-29に示す。これらは高い相関を示している。プロットした点がY=Xの直線付近に分布していることから、両試験によるアスファルトの劣化状態は、かなり類似したものであることがうかがえる。しかしながら、回帰直線から判断して、RTFOTの方がTFOTに比較して幾分過酷な加熱条件のようである。

また、図-27および図-29から、高粘度のアスファルトほどRTFOT 後の粘度（軟化点）の方がTFOT後の粘度（軟化点）より高い傾向が強くなっている。これは、両者の膜厚の違いによると考えられる。すなわち、TFOTは膜厚が約3mmと厚く、高粘度アスファルトほど加熱中の試料の対流が少ない。一方、RTFOTは膜厚が5～10μmと薄く、常に新しい表面が曝露されている。そのため高粘度のアスファルトほどTFOTとRTFOTの加熱条件の違いによる劣化度合の差が大きくなるものと考えられる。

したがって、RTFOTはアスファルトの粘度の大小にかかわらず、同程度の劣化条件を与えること、膜厚がアスファルト混合物の加熱混合状態（10μm）に極めて近いこと等から考えて、TFOTよりも加熱混合状態により近い試験であると思われる。

しかしながら、RTFOTは我が国では一部研究機関で研究目的に利用されているのみであり、また試験手順も煩雑となるため、規格試験としての適用には今後の検討が必要と思われる。

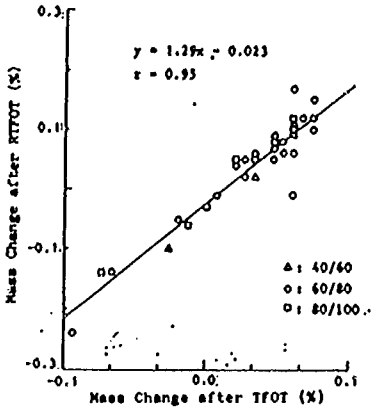


図-25 薄膜加熱質量変化率と回転式薄膜加熱質量変化率の関係

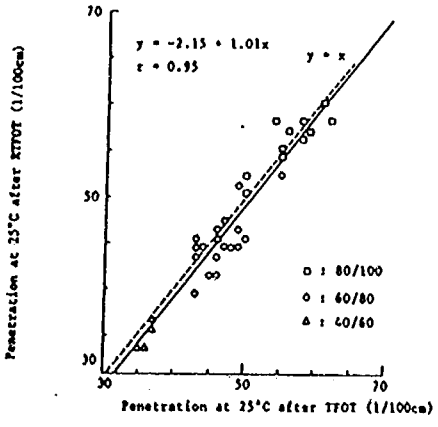


図-26 薄膜加熱後針入度と回転式薄膜加熱後針入度の関係

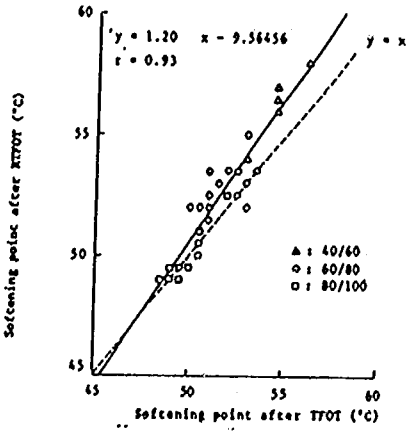


図-27 薄膜加熱後軟化点と回転式薄膜加熱後軟化点の関係

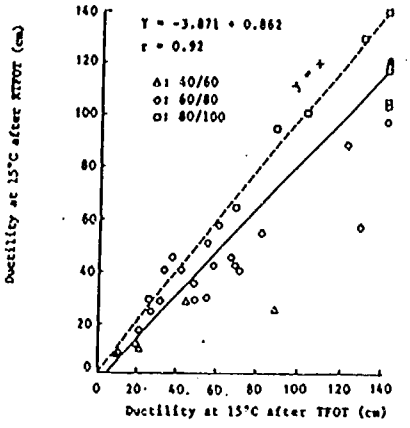


図-28 薄膜加熱後15℃伸度と回転式薄膜加熱後15℃伸度の関係

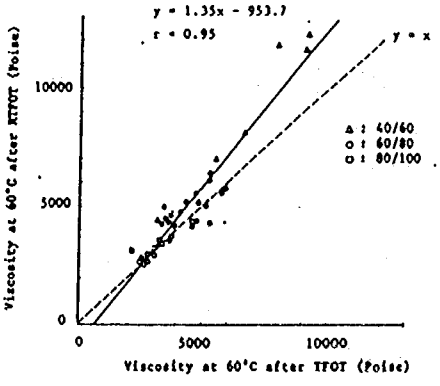


図-29 薄膜加熱後60℃粘度と回転式薄膜加熱後60℃粘度の関係

4．結論

本調査の結果、明らかになったことをまとめると次のようである。

①いずれのアスファルトもJIS規格の規格値を満足する。そのため、JISに規定されている性状については各試料の性状の違いが認められない。

②1972年に日本道路協会が実施したアスファルト性状試験結果[11]に対して、今回の結果は大きな性状の変化は認められない。ただし、1972年の調査は規格化されている性状のみについての調査である。

③規格化されていない性状試験では、低温伸度、薄膜加熱後の伸度等、試料間の違いが明確に現れるものがある。

④既存の化学分析試験ではアスファルトの性状の違いを把握することは難しい。

⑤高温動粘度の規格など、幾つかの簡素化のできる規格がある。また蒸発後の針入度比試験など、試験法の規定について検討を要する試験がある。

⑥各性状試験の関係については、従来明らかにされているものと大きな違いは認められない。ただし薄膜加熱試験、回転式薄膜加熱試験はアスファルトの粘性の違いにより、加熱の影響の程度が異なる。

【参考文献】

1)建設省土木研究所；ストレートアスファルトの性状調査結果、土木研究所資料2398号、1986年8月

2)(社)日本道路協会；アスファルト舗装要綱（昭和53年版）

3)(社)日本アスファルト協会；アスファルトポケットブック－1986－、1986年8月

4)(社)日本アスファルト協会；石油アスファルト統計月報、1987年1月

5)白神、土居；我が国アスファルト規格の変遷、アスファルト vol.29 No.148、1986年7月

6)林；アスファルトの供用性に関する研究、アスファルト、vol.20 No.110、1977年1月

7)飯島、岩崎；幕張試験舗装におけるアスファルトの老化と供用性、土木技術資料、vol.27 No.3、1985年3月

8)近藤；アスファルトの薄膜蒸発試験、アスファルト、vol.13 No.74、1970年8月

9)(社)日本アスファルト協会；重交通道路の舗装用アスファルト「セミブローンアスファルト」の開発、1984年5月

10)(社)石油学会製品部会討論会、セミブローンアスファルトの熱劣化に関する検討、1985年

11)アスファルト小委員会；舗装用石油アスファルトの規格改訂（暫定規格）、道路、1972年9月

付表-1 試 験 結 果 一 覧
(40~60,80~100:その1)

Sample No.			40/60					80/100										
Items			1	2	3	4	5	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Penetration	25°C	1/10 mm	49	52	51	50	47	91	83	89	90	87	91	90	90	94	83	87
	5°C	1/10 mm	6	7	6	5	6	9	11	10	9	9	11	10	10	11	9	10
Softening point		°C	51.5	49.5	50.5	51.5	52.5	45.0	47.0	46.0	45.0	46.0	46.0	46.0	46.0	45.0	46.0	46.0
Penetration Index			-0.88	-1.23	-1.03	-0.83	-0.74	-1.07	-0.73	-0.83	-1.10	-0.89	-0.76	-0.80	-0.80	-0.98	-1.03	-0.89
Viscosity at 60°C	poise		4310	3060	3350	4760	4440	1500	1860	1360	1410	1550	1570	1310	1220	1160	1300	1220
High temperature viscosity	120°C	cSt	1620	1300	1330	1610	1760	858	908	805	825	871	893	769	737	714	691	731
	140°C		519	422	408	481	546	316	333	295	314	323	327	288	281	270	261	276
	160°C		209	171	171	188	220	135	164	130	132	140	143	127	121	118	112	119
	180°C		99.7	83.7	84.5	89.3	107	69.6	71.6	67.0	68.1	72.9	74.7	67.1	64.4	62.6	59.0	62.4
Ductility	15°C	cm	121	140+	140+	140+	108	140+	140+	140+	140+	140+	140+	140+	140+	140+	140+	140+
	10°C		9	15	4	18	8	140+	43	140+	140+	88	119	73	140+	140+	68	92
	7°C		-	-	-	-	-	27	8	12	10	10	10	10	13	16	8	10
Solubility in trichloroethene		%	99.77	99.83	99.94	99.99	99.98	99.98	99.76	99.94	99.97	99.93	99.85	99.0	99.49	99.74	99.91	99.92
Flash point	Flash point temperature	°C	362	356	342	299	341	355	347	343	354	357	323	339	342	346	338	350
	Foam									oo							oo	oo
	Film						oo	oo	oo	oo	oo	oo	oo		o		oo	o
Loss-on-heating test	Volatilization loss	%	+0.02	+0.01	0	-0.01	+0.01	+0.02	0	+0.01	-0.03	-0.01	-0.02	-0.07	-0.12	-0.05	-0.04	+0.08
	Penetration ratio (%) Mean		97.5	101.1	100.0	95.8	100.0	94.1	82.3	96.9	93.5	98.1	85.7	81.1	102.7	94.3	85.8	93.9
	1 (Measurement point 1)		100	98	100	100	102	75	82	98	99	97	86	77	96	99	89	100
	1 (Measurement point 2)		100	98	100	94	105	95	88	98	99	99	90	78	95	101	70	88
	1 (Measurement point 3)		100	100	100	98	100	99	86	99	99	100	90	75	109	78	93	96
	2 (Measurement point 1)		96	102	100	91	98	98	84	95	84	103	89	84	92	103	76	89
	2 (Measurement point 2)		96	102	100	89	100	100	84	94	88	108	81	89	109	81	103	97
	2 (Measurement point 3)		96	102	100	100	98	94	84	96	81	100	78	80	104	101	79	93

付表-2 試 験 結 果 一 覧
(40~60,80~100:その2)

Sample No.			40/60					80/100										
Items			1	2	3	4	5	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Asphalt separation %	Asphalten		12.5	8.5	14.0	11.6	15.8	10.2	15.8	10.0	9.0	8.8	12.7	11.7	11.0	10.8	11.8	11.9
	Saturatus		15.0	14.8	13.8	18.5	13.4	14.0	16.3	13.5	15.8	15.2	15.4	15.9	15.6	17.2	16.5	15.9
	Aromatics		52.7	55.6	49.6	43.6	52.4	51.6	43.4	54.2	51.4	52.0	50.5	50.4	51.0	48.6	47.5	48.7
	Resin		19.5	20.8	21.8	21.5	18.4	21.9	21.2	21.6	23.7	23.3	20.9	21.8	22.2	23.2	23.8	23.6
	Recovery		99.6	99.7	99.2	95.1	99.9	97.7	96.6	99.3	99.9	99.3	99.5	99.8	99.8	99.8	99.5	100.1
Paraffin content	%		2.08	1.86	2.08	0.71	2.06	1.88	1.83	2.71	1.45	1.09	2.61	2.88	3.25	3.07	3.12	3.44
Spot test			-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Specific gravity	(25/25°C)		1.035	1.029	1.032	1.027	1.037	1.029	1.029	1.031	1.023	1.021	1.029	1.027	1.027	1.024	1.025	1.024
Stripping test			5%-*	5%-	5%-	5%-	5%-	5%-	5%-	5%-	5%-	5%-	5%-	5%-	5%-	5%-	5%-	5%-
TFOT	Mass change	%	+0.09	+0.09	+0.05	-0.04	+0.09	+0.09	+0.07	+0.09	-0.03	+0.08	+0.09	-0.09	+0.03	+0.05	-0.11	0.0
	Penetration	1/10 mm	36	37	35	37	35	61	50	56	55	59	58	55	62	58	50	54
	Penetration of residue	%	73.5	71.2	68.6	74.0	74.5	66.5	60.2	62.9	60.6	67.3	63.2	61.6	68.9	61.7	60.2	62.1
	Softening point	°C	54.5	53.0	54.5	54.5	56.0	48.5	52.0	49.0	49.0	49.0	50.5	50.5	49.0	49.5	50.5	50.0
	P.I.		-0.82	-1.13	-0.92	-0.80	-0.60	-1.12	-0.71	-1.19	-1.23	-1.07	-0.73	-0.85	-0.95	-0.98	-1.07	-1.02
	Viscosity at 60°C	poise	7930	5460	6690	9030	9120	2780	4650	2690	3110	3070	3770	3380	2460	2620	3060	2780
	Viscosity ratio at 60°C		1.87	1.78	2.00	1.90	2.05	1.85	2.50	1.98	2.21	1.98	2.40	2.58	2.02	2.26	2.51	2.14
	Ductility (15°C)	cm	21	44	10	88	9	140+	32	140+	140+	140+	87	41	140+	128	68	101
	Asphalt separation % Asphalten		14.1	10.7	14.5	13.0	16.3	12.7	17.3	12.6	11.4	11.9	14.9	14.1	13.0	13.3	15.5	13.2
	Saturatus		11.9	11.5	13.4	18.2	12.0	13.9	15.3	13.1	14.8	14.2	14.6	16.1	15.6	15.8	16.4	15.6
	Aromatics		48.6	50.7	46.1	42.1	48.6	49.4	42.2	50.1	47.5	47.8	46.7	45.7	46.1	45.5	44.7	46.6
	Resin		23.5	25.2	23.8	22.0	22.5	22.5	22.6	25.0	25.1	26.3	23.3	23.6	24.2	24.4	24.2	23.8
	Recovery		98.1	98.1	97.8	95.3	99.4	98.4	97.4	100.7	99.7	100.2	99.4	99.4	98.7	99.1	100.0	99.2
	Spot test		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
RTFOT	Mass change	%	+0.09	+0.09	+0.02	-0.10	+0.12	+0.06	+0.08	+0.11	-0.05	+0.06	+0.10	-0.14	+0.05	+0.05	-0.14	-0.3
	Penetration	1/10 mm	33	36	33	35	33	60	52	57	55	57	56	54	58	58	50	58
	Penetration of residue	%	67.3	69.2	64.7	70.0	70.2	65.9	62.7	64.0	60.7	65.0	61.5	60.0	63.9	61.7	60.2	66.1
	Softening point	°C	56.5	54.0	56.0	57.0	58.0	49.0	52.5	49.0	49.5	49.0	51.0	50.5	49.5	49.0	50.0	49.5
	P.I.		-0.62	-0.97	-0.72	-0.40	-0.32	-1.03	-0.50	-1.15	-1.11	-1.15	-0.69	-0.90	-0.98	-0.1:	-1.20	-0.98
	Viscosity at 60°C	poise	11800	6990	8060	11600	12200	2950	4320	2510	3100	3190	3690	3380	2630	2510	2910	2650
	Viscosity ratio at 60°C		2.74	2.28	2.41	2.44	2.75	1.97	2.32	1.85	2.21	2.06	2.35	2.58	2.16	2.16	2.39	2.04
	Ductility (15°C)	cm	9	27	8	24	7	140+	27	140+	103	104	94	89	119	130	64	100

* Meaning less than 5%

付表-3 試験結果一覧
(60~80:その1)

Sample No.			60/80																			
Items			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23
Penetration	25°C	1/10 mm	65	65	63	76	68	69	70	61	72	68	63	70	71	69	66	64	66	65	70	68	71	71	69
	5°C	1/10 mm	9	10	8	10	9	10	11	9	10	8	10	10	7	8	9	7	7	6	7	9	8	8	8
Softening point		°C	48.0	49.0	47.5	46.0	47.5	48.5	48.5	48.0	46.5	47.0	48.5	46.0	46.0	48.0	49.0	49.0	48.5	48.5	47.0	49.0	48.5	48.0	48.5
P. I			-1.10	-0.83	-1.31	-1.36	-1.12	-0.81	-0.77	-1.23	-1.26	-1.26	-1.04	-1.47	-1.44	-0.95	-0.79	-0.87	-0.92	-0.96	-1.19	-0.71	-0.73	-0.87	-0.81
Viscosity at 60°C	poise		3300	2390	1680	1230	1610	1930	2310	3300	1830	3020	2430	1900	1450	2190	2140	1850	2330	1920	2630	3560	2270	1750	2430
High temperature	110°C cSt		1190	1100	832	784	859	1020	1090	1160	852	984	1130	893	751	1080	1040	920	1090	990	1000	1100	1110	907	1140
viscosity	140°C		400	401	392	373	395	383	381	383	305	349	393	318	267	382	374	329	389	358	359	398	386	330	408
	160°C		162	164	123	118	124	132	130	139	129	147	166	137	114	139	134	119	142	131	144	167	165	138	169
	180°C		80.5	88.1	63.9	60.9	62.8	77.3	73.6	78.7	66.4	75.1	83.4	69.6	58.7	80.9	77.5	70.3	81.3	72.9	72.8	83.8	82.4	70.5	84.8
Ductility	15°C		140+	140+	140+	140+	140+	140+	140+	140+	140+	140+	140+	140+	140+	140+	140+	140+	140+	140+	140+	140+	140+	140+	140+
	10°C		106	30	32	127	50	49	17	11	24	21	58	140+	95	46	24	34	26	25	140+	48	32	33	28
	3°C		0			5								9							16	—	—	—	—
Solubility in trichloroethane		%	99.88	99.63	99.93	99.89	99.92	99.60	99.76	99.91	99.94	99.99	99.97	99.99	99.97	99.96	99.98	99.44	99.93	99.79	99.99	99.39	99.22	99.89	100.0
Flash point	Flash point temperature	°C	361	346	351	332	344	340	320	356	342	352	347	318	359	356	315	351	356	363	296	343	333	346	330
	Froth									**														**	
	Film			**	**		*	*	**				*	*		**	**	**	*				**	**	**
Loss-on-heating test	Volatilization loss	%	+0.02	+0.03	-0.06	-0.02	-0.01	+0.01	0	+0.01	-0.01	+0.01	0	-0.01	+0.01	-0.01	-0.04	+0.01	+0.02	+0.02	-0.03	+0.01	+0.03	-0.02	-0.01
	Penetration ratio (%) Mean		96.5	99.1	106.6	97.8	97.5	92.9	92.9	95.0	89.9	88.2	90.0	95.1	89.2	102.8	96.4	94.8	98.3	98.2	94.7	98.3	100.8	93.6	93.6
	(Measurement point 1)		93	102	111	100	97	94	90	90	91	88	86	94	88	102	93	91	95	96	91	100	98	100	98
	1 (Measurement point 2)		98	102	123	100	95	92	93	93	93	88	94	94	87	104	98	95	96	96	94	95	102	93	58
	(Measurement point 3)		95	102	106	93	98	92	87	95	91	94	93	96	90	104	98	93	98	100	93	95	103	58	100
	(Measurement point 1)		102	53	104	96	98	94	102	95	87	83	94	96	90	100	96	93	100	98	92	98	100	93	79
	2 (Measurement point 2)		98	96	98	93	93	88	94	95	87	89	92	96	91	100	98	95	98	95	98	100	102	93	100
	(Measurement point 3)		96	95	100	100	98	92	84	93	103	84	95	96	90	98	96	93	100	98	94	100	100	95	102

付表-4 試験結果一覧
(60~80:その2)

Sample No.			60/80																						
Items			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23
Asphalt separation I	Asphalten		12.9	13.8	9.0	9.8	11.1	11.5	16.4	11.6	11.4	9.4	11.7	14.0	9.9	13.2	15.0	13.4	12.5	11.1	10.9	15.3	14.5	12.9	12.8
	Saturates		13.1	14.8	15.6	18.2	16.5	15.5	14.1	13.4	15.8	13.6	13.1	13.1	14.8	14.8	16.5	14.3	11.7	13.8	18.1	13.4	13.8	16.2	15.1
	Aromatics		51.6	49.2	46.7	46.8	46.3	49.1	44.3	52.8	46.0	50.0	51.5	49.6	51.4	50.3	47.4	49.0	53.1	52.7	43.0	50.6	51.0	49.2	49.9
	Resin		22.9	21.2	28.0	22.9	24.7	22.8	22.6	21.8	24.7	25.7	23.0	23.3	23.5	32.1	21.2	22.7	22.8	21.4	20.2	22.0	20.4	21.1	22.1
	Recovery		100.5	99.0	99.1	99.6	98.4	98.9	99.3	99.6	98.0	98.6	98.2	99.8	99.6	99.4	100.0	99.3	101.0	93.0	91.9	100.3	99.7	99.3	99.8
Paraffin content		%	2.30	2.25	2.00	2.07	2.54	1.72	1.55	2.16	2.50	2.11	1.69	2.21	2.76	1.67	2.17	2.84	1.55	2.14	0.43	2.00	1.71	2.68	2.14
Spot test			—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Specific gravity		(25/25°C)	1.033	1.032	1.033	1.033	1.027	1.031	1.031	1.032	1.028	1.023	1.033	1.032	1.028	1.028	1.031	1.031	1.030	1.030	1.025	1.038	1.033	1.027	1.029
Stripping test			St-	St-	St-	St-	St-	St-	St-	St-	St-	St-	St-	St-	St-	St-	St-	St-	St-	St-	St-	St-	St-	St-	St-
TFOT	Mass change	%	+0.09	+0.11	+0.03	+0.07	-0.02	+0.09	+0.03	+0.10	+0.04	+0.08	+0.07	+0.04	+0.11	+0.05	-0.10	+0.07	+0.11	+0.11	-0.14	+0.09	+0.11	+0.01	+0.09
	Penetration	1/10 mm	48	47	46	55	46	49	49	46	49	46	47	50	49	49	43	45	43	44	47	43	46	43	43
	Penetration of residue	%	73.8	72.3	72.2	71.8	66.9	71.0	70.0	75.4	68.1	66.9	74.6	70.7	68.3	70.3	65.2	70.3	65.2	67.7	67.1	65.2	64.8	59.9	62.3
	Softening point	°C	51.0	52.5	51.0	49.5	51.0	52.0	53.0	51.0	50.5	51.0	52.5	51.0	50.0	51.5	53.0	52.0	52.0	50.5	51.0	53.5	52.0	53.0	53.0
	P.I.		-1.04	-0.74	-1.14	-1.11	-1.14	-0.76	-0.52	-1.14	-1.12	-1.14	-0.74	-0.95	-1.24	-0.88	-0.82	-0.95	-1.05	-1.35	-1.09	-0.70	-0.90	-0.82	-0.82
	Viscosity at 60°C	poise	4160	4030	3260	2590	3330	3740	5290	3470	3170	3660	4710	3510	2500	4350	5220	3890	5130	3700	5230	5280	4760	4600	5900
	Viscosity ratio at 60°C		1.81	2.11	1.94	2.04	1.73	2.31	2.39	1.51	1.73	1.81	1.94	1.85	1.72	1.99	2.46	2.10	2.16	1.93	2.18	2.06	2.10	2.57	2.43
	Ductility (15°C)	cm	140+	48	120	140+	66	70	21	127	68	60	57	140+	140+	54	20	48	33	80	140+	37	54	26	27
	Asphalt separation I Asphalten		14.3	14.8	10.9	12.7	13.6	13.9	17.2	12.9	13.4	9.6	15.9	15.1	11.1	13.5	15.1	13.4	13.7	12.0	12.3	15.3	14.6	14.6	14.8
	Saturates		12.6	13.8	15.2	16.0	15.5	13.9	15.2	11.0	14.2	12.9	10.4	9.2	10.8	12.6	13.0	12.2	13.5	13.0	16.4	11.8	12.5	14.5	14.3
	Aromatics		49.5	47.6	45.1	44.5	44.1	46.7	42.2	50.5	44.0	49.1	50.0	50.9	50.1	48.4	45.8	46.3	49.4	50.5	40.1	49.7	46.2	45.0	47.4
	Resin		23.1	23.1	28.1	26.2	27.4	24.8	23.8	24.3	26.7	25.7	23.6	24.3	27.4	25.9	25.1	26.8	23.6	24.1	21.2	22.1	22.3	23.9	22.4
	Recovery		99.5	99.3	99.3	99.4	99.4	98.3	98.9	98.6	98.3	97.3	99.7	99.5	99.4	99.4	99.0	99.2	100.2	99.5	89.9	98.8	96.0	98.0	98.8
	Spot test		—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
RTFOT	Mass change	%	+0.17	+0.15	+0.04	+0.09	-0.06	+0.09	+0.06	+0.12	+0.02	+0.08	+0.07	+0.05	+0.13	+0.06	-0.14	+0.05	+0.10	+0.10	-0.24	+0.06	+0.13	-0.01	-0.01
	Penetration	1/10 mm	44	44	41	52	43	51	46	43	44	45	43	45	44	44	39	41	43	44	47	44	46	43	44
	Penetration of residue	%	66.9	66.9	65.1	67.8	65.5	73.2	65.7	70.5	63.9	66.2	74.6	64.3	62.0	63.8	59.1	64.1	65.2	67.7	66.4	64.7	64.1	62.7	63.8
	Softening point	°C	53.0	53.5	51.5	49.5	52.0	53.0	55.0	52.5	51.0	52.5	53.5	52.0	50.5	53.0	55.0	53.5	53.0	52.0	52.5	53.5	52.5	52.0	53.0
	P.I.		-1.00	-0.65	-1.27	-1.23	-0.93	-0.43	-0.22	-0.93	-0.90	-0.83	-0.74	-0.95	-1.35	-0.77	-0.59	-0.81	-0.83	-1.00	-0.74	-0.65	-0.78	-0.95	-0.77
	Viscosity at 60°C	poise	4750	5330	3560	3530	4240	4610	6350	4920	4400	4300	5510	4410	2730	5160	6100	4140	5000	3520	5580	5060	4320	4150	5930
	Viscosity ratio at 60°C		2.07	2.24	2.11	2.02	2.20	2.85	2.87	2.14	2.40	2.13	2.27	2.32	1.91	2.36	2.85	2.24	2.11	1.83	2.12	1.98	1.90	2.32	2.35
	Ductility (15°C)	cm	94	28	88	140+	44	39	16	55	41	57	41	120	140+	29	11	34	40	56	117	44	59	28	23

* Meaning less than 5%

老化にともなうアスファルトコンクリートの性状変化

Changes in Properties of Asphalt Concretes Due to Aging

運輸省港湾技術研究所　佐藤　勝久
同　八谷　好高

概　要

本研究の目的は、空港アスファルト舗装の表層アスファルトコンクリートの老化による性状変化とそれにともなう温度応力クラックについて調べることである。

実際の空港アスファルト舗装の表層の状態を老化という点から調べた。その結果、表面からの深さに応じた老化の程度、老化へのアスファルトの種類の影響、老化がアスファルトコンクリートの力学的性質へ及ぼす影響等が明らかになった。

一方、アスファルトコンクリートの老化に関する一連のモデル試験も行った。その試験は、70°Cの熱作用および自然暴露による老化を与え、アスファルトコンクリートの力学的性質の変化および回収アスファルトの物理的、化学的性質の変化をみるものである。試験結果から、熱作用による老化と自然暴露による老化の差異、アスファルトコンクリートの老化におけるアスファルトや骨材の種類の影響等が明らかになった。

アスファルトコンクリートの老化性状

運輸省港湾技術研究所土質部滑走路研究室長　佐藤　勝久
運輸省港湾技術研究所土質部主任研究官　八谷　好高
新東京国際空港公団計画室調査役　阿部　洋一

1．まえがき

近年アスファルト舗装の収縮クラックが重大な問題になってきている。これらのクラックは、環境作用によるアスファルトコンクリートの老化と密接な関係があると考えられる。

アスファルトコンクリートの老化によりその性質がどのように変化し、温度応力クラックの発生にどのような影響を持つのかを明らかにするために、実際の空港での現地調査と一連のモデル試験を実施した。

現地調査は、老化したアスファルトコンクリートのクラックの評価、アスファルトコンクリートの各種性質の経時変化の試験である。モデル試験は、熱作用を与えた供試体および自然暴露した供試体に対する試験により、アスファルトコンクリートの老化による各種性質の変化を調べるものである。現地調査の結果とモデル試験の結果をそれぞれ解析し、またそれら相互の比較を行った。

本報告では、これらの結果のうち主として、アスファルトコンクリートの老化性状とその老化がアスファルト舗装の挙動に及ぼす影響について示す。

2．空港アスファルト舗装における実態

2.1　新東京国際空港の場合

2.1.1　調査内容

新東京国際空港の第Ⅰ期舗装工事は、1973年におおよそ完成した。主滑走路（A滑走路，4,000m×60m），横風用滑走路の一部（C滑走路，930m×60m ）、および連絡誘導路はアスファルト舗装からなり、1970年から1972年にかけて建設された。

舗装工事完了後、これらの施設は、空港反対運動のために供用開始まで６年間放置されねばならなかった。この期間に、これら施設の表面には、交通に起因しないクラックがかなり発生してきているのが観測された。

このことから、新東京国際空港公団では、施設機能の状態をチェックする目的で、これら空港舗装施設を調査することにした。路面性状の調査を実施し、回収したアスファルトに対する各種物理、化学試験、およびアスファルトコンクリート供試体に対する各種の力学試験を実施した。

2.1.2　路面性状調査

各施設に対し、縦断凹凸量、横断形状、路面のクラック状態、路面の粗さ、路面のすべり抵抗性などの注意深い観測が実施された。本報告は舗装の性状に対するアスファルトコンクリートの老化の影響について論じるので、ここでは主として路面クラックのデータについてのみ解析を加える。

クラック調査は、A滑走路の両端各100mの部分と、C滑走路の末端100mの部分について実施された。表－2.1 はクラック調査の結果を示している。

この表から、クラック率（クラック面積×100 / 舗装面積（%））はどの部分でも年を経るごとに確実に増大していくことと、A滑走路の方がC滑走路よりも顕著であることがわかる。

この主な理由は、各滑走路表層に用いられたアスファルト間の違いによると考えられる。

A滑走路に用いられたアスファルトは、シェル石油のプレミアムアスファルトであり、C滑走路に用いられたものは、普通のストレートアスファルトであった。A滑走路、B滑走路に用いたアスファルト量は、各々6.5 %，6.0 %であった。

2.1.3　回収アスファルトに関する調査

アスファルトコンクリートのコアーは既設舗装の表層部分から切り取られ、アスファルトはこのコアーから回収された。舗装の深さ方向における老化程度を確認する目的で、表層から切り取ったコアーを表面から深さ方向に0 ～5mm，8～13mm，16～35mmの３層に分けて切り出した。アスファルトはアブソン法（ASTM D 1856 ）により各層ごとに回収し、この回収したアスファルトについて各種の物理、化学試験を行い、その性状変化を調べた。

図－2.1 は針入度の経年変化を深さ方向別に示したものである。図中には、原アスファルト（アスファルト素材）の針入度もオリジナル値としてプロットしている。

プレミアムアスファルトについては、舗装表面付近の針入度の低下は顕著であるが、下層になるにつれてほとんど変化していない。一方、ストレートアスファルトについては、むしろ下層の針入度の低下が顕著で、表層全体に針入度の経年変化が及んでいるとみてよい。

これらの結果は、二つのアスファルトにおける物性の違い、アスファルトの量の差、およびアスファルトコンクリートの空隙率の違いなどに起因していると考えられる。

セミブローンアスファルトの一種で、ある程度酸化を受けていると思われるプレミアムアスファルトは、ストレートアスファルトに比べ老化の進行はより緩やかなようにみうけられる。

A滑走路に用いられたプレミアムアスファルトコンクリートは、C滑走路に用いられたストレートアスファルトコンクリートより0.5 %アスファルト量が多い。また、図－2.2 に示すように、プレミアムアスファルトコンクリートの空隙率Vv(=(1-Dm/Dt) ×100(%),Dm:密度,Dt:理論最大密度) の変動幅は、ストレートアスファルトコンクリートの変動幅とほぼ同じで約４％に相当する。しかし、プレミアムアスファルトコンクリートの変動幅の位置は、ストレートアスファルトコンクリートのそれに比べ全体的に約２％内側にある。

二つのタイプの回収アスファルトについて、軟化点と針入度、および軟化点と60°C粘度の関係を図示したのが図－2.3 である。

図から、針入度が低下すると軟化点が上昇し、60°C粘度も高くなるという傾向が読みとれる。軟化点と60°C粘度との関係は、二つのタイプのアスファルトとも同じ直線で表現できるが、軟化点と針入度の関係については、両アスファルトで異なる関係が表われている。すなわち、プレミアムアスファルトがほぼ直線変化であるのに対し、ストレートアスファルトは指数関数的な変化を示している。

回収アスファルトの物理試験結果と路面性状の関係を軟化点とクラック率から求めたものが図－2.4 である。　以上述べた解析に加えて、アスファルトの老化を化学的な面から評価するため、赤外線吸収スペクトル分析を実施した。試験結果は図－2.5 に示すとおりである。

スペクトル曲線が切れている部分はOH基の吸収位置を示す。スペクトル曲線をみると、一般にアスファルトの酸化程度の指標とされている、波長1,700cm のカルボニル基、および1,621cm の芳香族核に吸収ピークが表われている。このカルボニル基の吸収ピークの形状から、アスファルトが酸化されている程度は、舗装表面に近いほど大きいこと、経年につれて酸化が進行していくことがわかる。

2.1.4　アスファルトコンクリートの力学的性質に関する調査

既設表層アスファルトコンクリートを滑走路から切り出し、その力学性状を定ひずみ速度曲げ試験により解析した。曲げ試験は、供試体の寸法3 ×3 ×25cm、中央一点載荷、載荷のひずみ速度1 ×10sec ⁻¹、試験温度－5 ～25°Cで行った。舗装表面の老化に起因するクラックの影響をみるため、舗装表面を残したもの（供試体A）と、表面から５㎜をカットして成形したもの（供試体B）とを用意し、表面を引張り側にして、定ひずみ速度曲げ試験を実施した。

図－2.6 は破断応力と温度の関係を示している。この図から次のことがいえる。

① 供試体Bは供試体Aに比較し破断応力が大きい。

② 供試体AとBにおける破断応力の違いは、プレミアムアスファルトコンクリートの方がストレートアスファルトより大きい。したがって、プレミアムアスファルトコンクリートの表面５㎜部分の老化は、ストレートアスファルトのそれよりもかなり進行しているといえる。

③ 破断応力－温度曲線において、ピークに対応する温度として定義される転移点は、供試体Bの方が供試体Aよりも低くなってる。

図－2.7 は、供試体Bについての繰返し曲げ疲労試験の結果を示したものである。繰返し曲げ疲労試験は、供試体の寸法3 ×3 ×40cm、支点距離30cm、中央２点載荷（各スパン10cm）、温度0°C 、ひずみ1.5 ×10 ～4.5 ×10 間の任意の点で破壊に至る繰返し回数を求める方法によった。

図から、ひずみと載荷回数は両対数グラフでほぼ直線関係が得られている。その勾配はプレミアムアスファルトコンクリート、ストレートアスファルトコンクリートともほぼ同じといえる。舗装表面をカットしているため、舗装内部の変化が少ないプレミアムアスファルトコンクリートの方がばらつきは少ないようである。

これら一連の力学試験結果から、表層の表面付近は中間部や下層に比べより急速に老化が進行することは明らかである。

2.2 下地島空港の場合

2.2.1 調査内容

下地島空港の滑走路、誘導路のアスファルト舗装は、1976年から1977年にかけて建設され、1979年に供用開始された。

しかしながら、これらの舗装は建設完了後約９か月でクラックが生じ始めた。このクラックは、滑走路、誘導路に各々用いられたアスファルトコンクリート、ならびにそれらに作用する環境条件に関係があると考えられた。なぜなら、供用開始以前にクラックが発生し始めていたのが観測されていたからである。

クラックの挙動や、より正確な発生原因を把握するために、路面性状調査とアスファルトコンクリートの材質調査が実施された。

滑走路、誘導路に用いられたアスファルトコンクリートの特徴は、おおよそ次のようなものである。

① 高い吸水性を持つコーラルリーフロックが表層、および基層に用いられている。ただし、滑走路表層にはコーラルルーフロックは用いられていない。

② 滑走路表層には一般的な骨材である石灰岩が用いられている。

③ 滑走路表層にはプレミアムアスファルトが用いられている。

④ さらに、平行誘導路の南側部分には、表層、基層ともプレミアムアスファルトが使用されている。

⑤ ③と④に述べた以外の区域では、表層、基層にはストレートアスファルトが使用されている。

2.2.2 路面性状調査

図－2.8 は経年につれてのクラック率の変化を示している。各位置におけるクラック率とその成長速度は経年につれて増大するのがわかる。

各位置でのクラックはまったく異なった状態にあるといえる。コーラルリーフロックを骨材とし、プレミアムアスファルト40～60をバインダーとしたアスファルトコンクリートからなる誘導路の南側部分は、最も顕著なクラックを呈している。

誘導路の北側部分のクラックは、南側部分に次いで大きい。誘導路の南側部分に比べて少ない理由としては、バインダーとしてプレミアムアスファルトの代わりにストレートアスファルト60～80を使用していることがあげられる。

表層用として通常骨材と普通のストレートアスファルトを用いている滑走路は、最も少ないクラック発生状況であるといえる。

2.2.3 回収アスファルトに関する調査

図－2.9 は色々な深さ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針入度を示している。最も大きな針入度の変化は、表層の表面部分にみられる。そして、老化の影響は深さが増すにつれて小さくなる。

ストレートアスファルトを用いたアスファルトコンクリートの深さ方向での変化割合は、プレミアムアスファルトの場合よりも大きい。この傾向は新東京国際空港の場合と同様である（図－2.1 参照）。

図－2.10および図－2.11は、表層から回収したアスファルトについての針入度と軟化点の経年変化を示している。プレミアムアスファルトの場合、各物性の変化は一年間が非常に大きく、それ以降はあまりないということができる。

次に、路面性状調査の結果を回収アスファルトについての結果と対比してみた。図－2.12はクラック率と針入度、図－2.13はクラック率と軟化点の関係を示している。

クラック率は、針入度の減少、軟化点の増大につれて、増大していくことが明らかにみてとれる。

3．モデル試験

3.1　試験方法

一連のモデル試験が、アスファルトコンクリートの老化性状を明らかにするために行われた。図－3.1 は試験手順である。

表－3.1 は試験に用いられたアスファルトコンクリートの種類である。二種類の骨材が用いられた。一つは主として安山岩からなる通常骨材で、他方はコーラルリーフロックである。それらの吸水率はそれぞれ2.28％と9.51％である。骨材の粒度は図－3.2 のとおりである。また使用アスファルトは、ストレートアスファルト60～80とセミブローンアスファルト40～60で、それらの物理的性質は表－3.2 のとおりである。

アスファルトコンクリートを40×40×6cm の鋼製モールドにマーシャル基準密度の約98％になるように締固め、モールドに入れたまま所定の老化を与えた。所定の老化を与えたアスファルトコンクリートをモールドから取り出し、カッターにより4 ×4 ×25cmの供試体を作製し、各種試験に供した。

このモデル試験での老化の与え方は、二つの方法によった。一つは熱作用によるもので、試料を所定の期間70°Cの炉に入れておく。他方は自然暴露によるもので、その期間は最大５年である。

これらの二つの方法により老化させたアスファルトコンクリートを種々の面から試験し検討した。回収アスファルトコンクリートの物理的性質の試験、アスファルトコンクリートの力学的性質の試験を行った。力学試験としては、定ひずみ速度曲げ試験、熱膨張係数試験、温度応力試験等が行われた。自然暴露による老化の場合には、アスファルトコンリートの試料を表面に平行にスライスし、各深さの試料についてアスファルトを回収し試験した。その深さは、 0～5mm と 8～13mmである。これら試験の詳細については、前回の報告に詳しいので、それを参照してほしい。

3.2　試験結果

3.2.1　回収アスファルトの物理的、化学的性質の変化

老化した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物理的性質の経時変化の結果が図－3.3～3.6 である。物理的性質としては、針入度、軟化点、針入度指数（PI）、60°C粘度を選んだ。

各項目の試験結果は、全般としては、材令が進むにしたがってアスファルトが硬くなり、その感温性が低下していることを示している。

今回の試験でアスファルトコンクリートに使用された２種類の骨材に関しては、それらがアスファルトの老化に及ぼす影響にはほとんど差のない結果となっている。一方２種類のアスファルト、すなわちストレートアスファルトとセミブローンアスファルトの間には、図－3.3 のように若干の差がみられる。ストレートアスファルトが若干セミブローンアスファルトより速く老化しているようである。この傾向は、図－2.1 および図－2.9 で示した新東京国際空港および下地島空港での結果と符合するものである。

自然暴露でのアスファルトコンクリートの場合には、アスファルトの老化は供試体の表面からの深さで変化している。表面から5mm の深さまでが、8 ～13mmの深さのものより明らかに老化が進行している。このことは、図－2.1 および図－2.9 に示した新東京国際空港および下地島空港での結果と符合している。

老化の方法に関し、熱作用による結果と自然暴露による結果の間には差異がみられる。熱作用による場合、各項目において、初期に比較的大きく変化するものの、材令２週間以降はほとんど変化しない。これに対し、自然暴露の場合には、各項目で変化割合は減少していくものの、材令とともにかなり変化している。

図－3.7,3.8 は、回収アスファルトの化学組成分析の結果である。使用した両アスファルトとも、老化していくにしたがって芳香族が減少し、アスファルテンが増加していっている。しかしこの傾向も、熱作用による場合と自然暴露による場合で差がみられる。熱作用による変化は小さいのに対し、自然暴露での変化は大きい。アスファルトの種類については、ストレートアスファルトの場合の変化が、セミブローンアスファルトの場合の変化より大きくなっている。

老化におけるアスファルトの酸化の程度を調べるために、回収アスファルトの赤外線分析が行われた。図－3.9 がその結果の一部である。実際の空港でのアスファルトコンクリートの老化では、アスファルトの酸化が熱による劣化より大きな要素である。著しく酸化したアスファルトでは、赤外線分析で1,700cm のところにカルボニール基のピークが出るといわれている。図－3.9 の(a) に示すように、熱作用による老化ではそのピークが表われていない。これより、70°Cの熱作用の８週間程度では、アスファルトの酸化は起らないようである。これに対し、図－3.9 の(b) に示すように、自然暴露の場合には、明瞭なピークが表われており、材令が進むにしたがってそのピークが大きくなっている。

3.2.2　アスファルトコンクリートの力学的性質の変化

老化にともなうアスファルトコンクリートの力学的性質の変化を調べるために、一連の曲げ試験を行った。試験は、ひずみ速度1 ×10sec ⁻¹、温度10°Cで実施した。曲げ強度、破断ひずみ、スティフネスの３項目について検討した。

図－3.10は材令と曲げ強度の関係である。曲げ強度の材令にともなう変化はほとんどない。

図－3.11は材令と破断ひずみの関係である。破断ひずみは明らかに材令とともに小さくなっている。

図－3.12は材令とスティフネスの関係である。どの試料も材令とともにスティフネスが大きくなっている。骨材にコーラルリーフロックを使ったアスファルトコンクリートが特に著しい傾向を示している。それは、コーラルリーフロックが大きな吸油性を持つことにより、通常の骨材よりもアスファルトコンクリートを硬化させることによると考えられる。

図－3.10～3.12から判断して、アスファルトコンクリートは、熱作用でも自然暴露でも硬化し、もろくなるようである。

図－3.13は材令とアスファルトコンクリートの熱膨張係数の関係である。自然暴露の場合には、明らかに材令とともに熱膨張係数が大きくなっている。しかし、使用骨材の種類、使用アスファルトの種類、アスファルト量に関しては、明瞭な差はみられない。

１．でも述べたように、アスファルトコンクリートが硬くなるにしたがって温度応力クラックが多くなる。図－3.14は材令と－20°Cでの温度応力の関係である。データのばらつきはあるものの、熱作用の場合も自然暴露の場合も、発生応力が材令とともにしだいに大きくなっていくようである。この増加は、材令とともにアスファルトコンクリートの緩和弾性率が増加し、図－3.13に示したように熱膨張係数が増加していくことによると考えられる。

4．考察

この章では、実際の空港での調査とモデル試験の結果とを比較検討する。

本研究で対象としたどのアスファルトコンクリートも、材令とともに硬くなっていく。しかしその程度は、使用アスファルトの種類、アスファルト量、使用骨材の種類、環境条件等により異なる。

図－2.1,2.9 および3.3 の結果によれば、セミブローンアスファルトを用いたアスファルトコンクリートは、セミブローンアスファルトが生産過程である程度酸化され老化しており、しかもアスファルトコンクリートとしての初期段階ではストレートアスファルトのものよりも老化しているにもかかわらず、老化速度という点ではストレートアスファルトを用いたアスファルトコンクリートより小さいことがわかった。

自然暴露の場合、表面から5mm までがその下の層よりも老化が著しく、老化は深くなるにしたがって少なくなっている。ストレートアスファルトの場合の方が、セミブローンアスファルトの場合よりも深くまで老化が進行している。セミブローンアスファルトの場合の老化が、通常骨材で通常アスファルト量では表面20mmに限定されているのに対し、ストレートアスファルトの場合の老化は、表層全体（厚さ4cm ）に及び、また場合によってはその下の基層にも及んでいるものがある。

下地島空港での結果とモデル試験の結果から、吸水性の大きな骨材を用いたアスファルトコンクリートの硬化は、通常骨材を用いたアスファルトコンクリートより大きい。この場合、両者からの回収アスファルトの物理的、化学的性質にはほとんど差がないにもかかわらずこのような差が生ずることは、吸水性の大きな骨材の場合、アスファルトのオイル分をより多く吸油し、骨材の周りのアスファルトを硬くしていることによると考えられる。　アスファルトコンクリートは、図－3.10～3.12に示すように、熱作用でも自然暴露でも硬化していく。しかし、硬化のメカニズムは異なることがわかった。図－2.5 および図－3.9 の結果によれば、自然暴露での硬化の主な原因が酸化であると考えられるのに対し、熱作用の場合には酸化はほとんどみられない。したがって、自然暴露に代わって熱作用によりアスファルトコンクリートの硬化を力学的な観点から評価することはできても、アスファルトの物理的、化学的変化の評価に熱作用を用いることはできない。

アスファルトコンクリートの自然暴露による老化をシミュレートできる老化促進装置を開発した。図－4.1 は装置の概略である。直径400mm 、厚さ60mmのアスファルトコンクリートの供試体に酸素を圧力をかけて透気させるものである。予備試験では、0.2 ～0.4kgf/cm の小さな圧力で酸素の透気ができた。

5．結論

本研究の主な結論は以下のとおりである。

(1) アスファルトコンクリートは材令とともに硬く、もろくなる。その老化は、アスファルトの種類、アスファルト量、骨材の種類、環境条件等の要因によって異なる。

(2) ストレートアスファルトを用いたアスファルトコンクリートとセミブローンアスファルトを用いたアスファルトコンクリートとを比較すると、セミブローンアスファルトを用いたものの方が、初期段階では老化が大きいにもかかわらず、以降の老化の進行は少ない。(3) アスファルトコンクリートの表面からの深さが大きくなるにしたがって老化の程度が小さくなる。同一骨材、同一アスファルト量のもとで比べると、ストレートアスファルトを用いたアスファルトコンクリートの方が、セミブローンアスファルトを用いたアスファルトコンクリートの場合より長期的には深くまで変化している。

(4) 吸水性の大きな骨材を用いたアスファルトコンクリートの方が、通常の骨材を用いたアスファルトコンクリートより硬く、もろくなる。しかし回収アスファルトで比較すると、両者で物理的、化学的性質にほとんど差がない。

(5) 熱作用でも自然暴露でもアスファルトコンクリートは硬くなる。しかし、それらのメカニズムは異なっている。自然暴露ではアスファルトの酸化が主な原因と考えられるが、熱作用ではその酸化はほとんどない。(6) アスファルトコンクリートの自然暴露での老化をシュミレートできる老化促進装置を開発した。

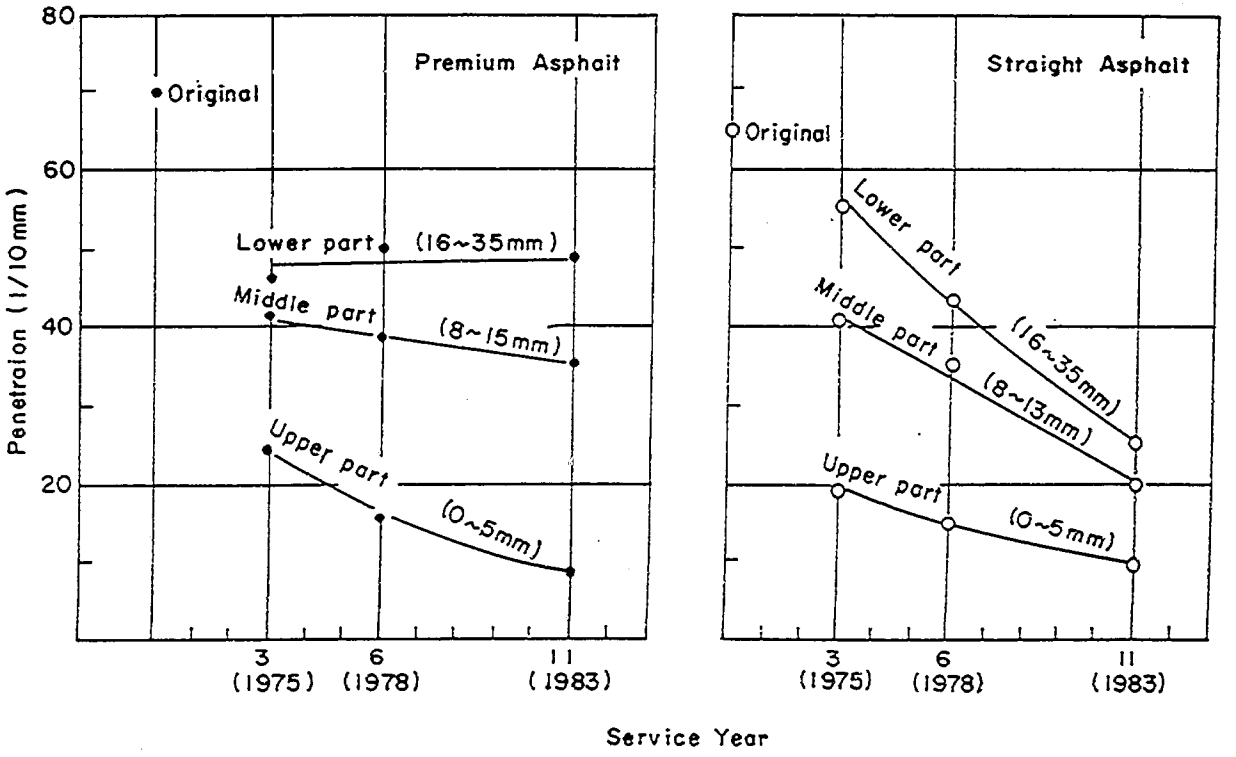
(7) アスファルトコンクリートが老化すると、曲げ試験での破壊ひずみが小さくなり、スティフネスが大きくなる。また−20°Cで発生する温度応力が増加する。

(8) 表層アスファルトコンクリートが老化するにしたがって、クラックの量が増えていく。

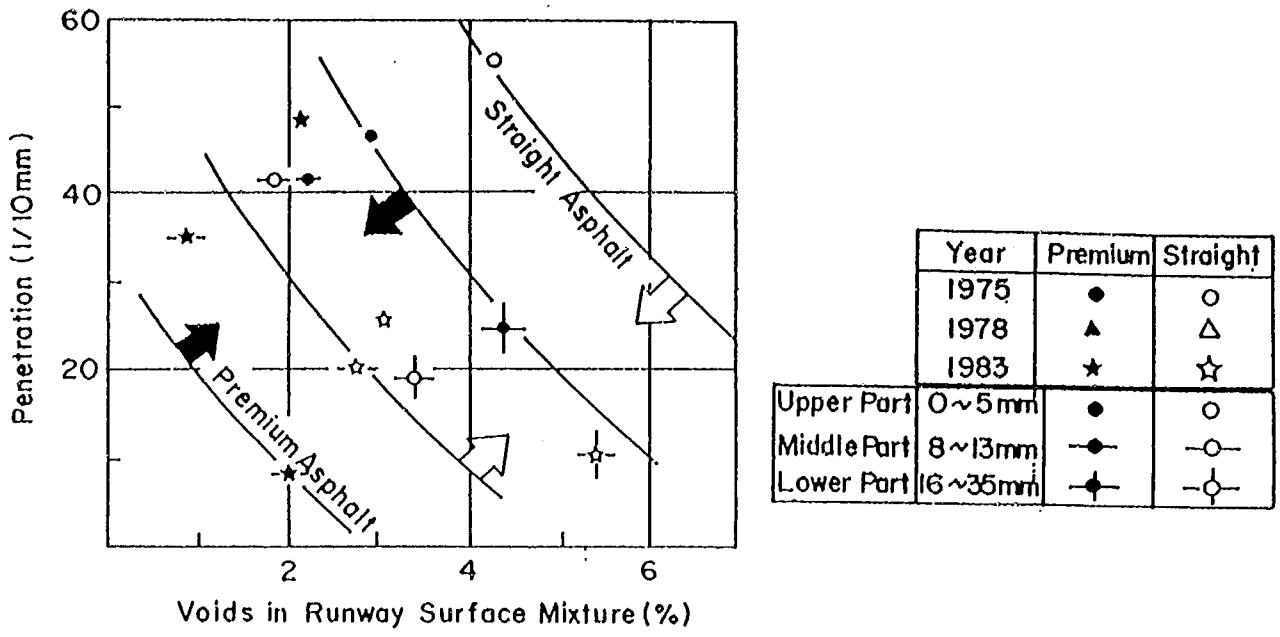
(9) 表層アスファルトコンクリートのクラックの量は、アスファルトコンクリートが老化し、アスファルトの針入度が減少し、軟化点が増加するにしたがって増えていく。アスファルトの針入度や軟化点とクラックの量との関係は、アスファルトの種類ごとに異なる。

参考文献

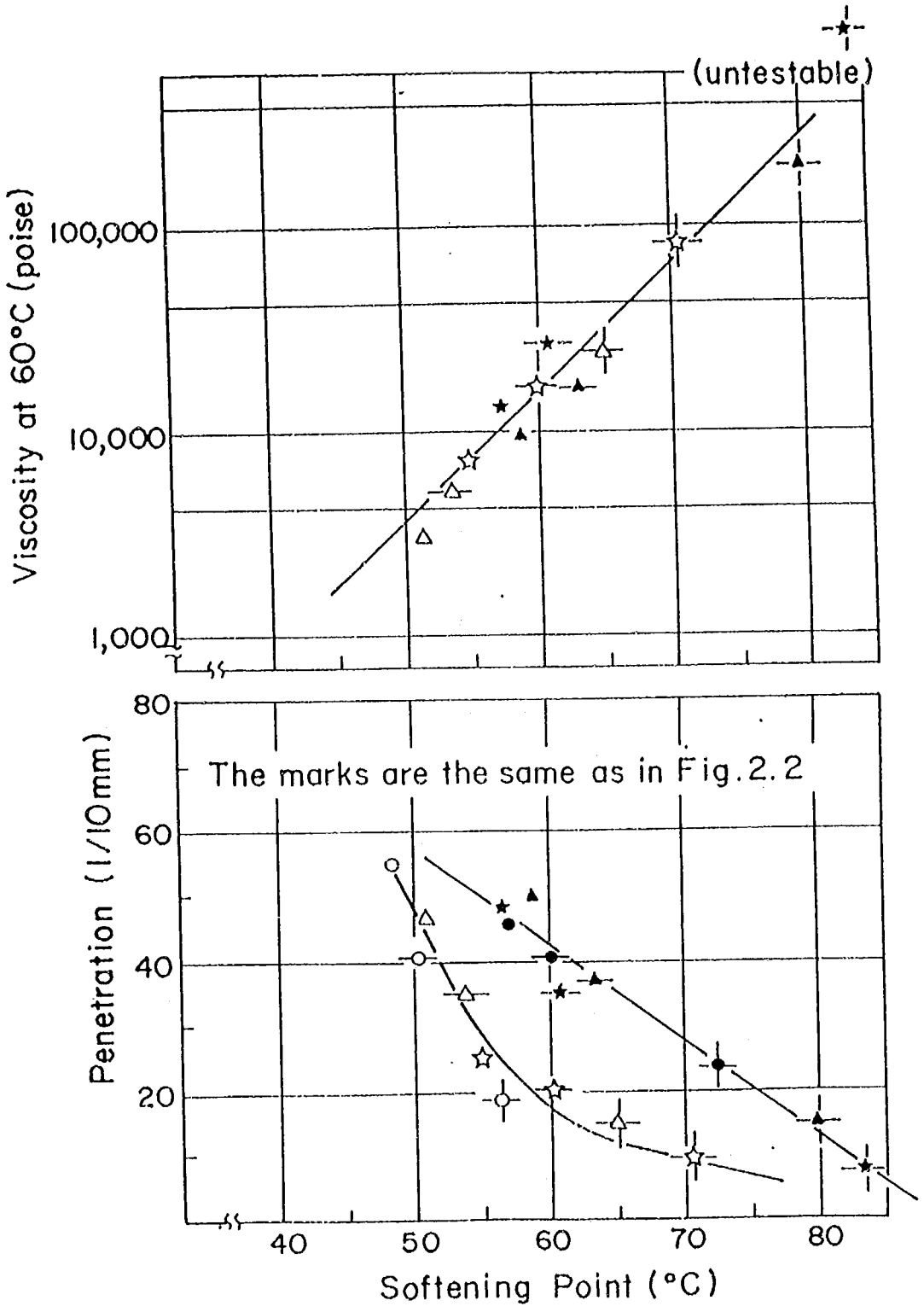
1）佐藤勝久、福手勤、八谷好高：空港アスファルト舗装におけるアスファルトコンクリートの硬化にともなう温度応力クラック、日加科学技術協議「寒冷地舗装」に関するミニワークショップ論文集、1982年10月、pp. 102～125.



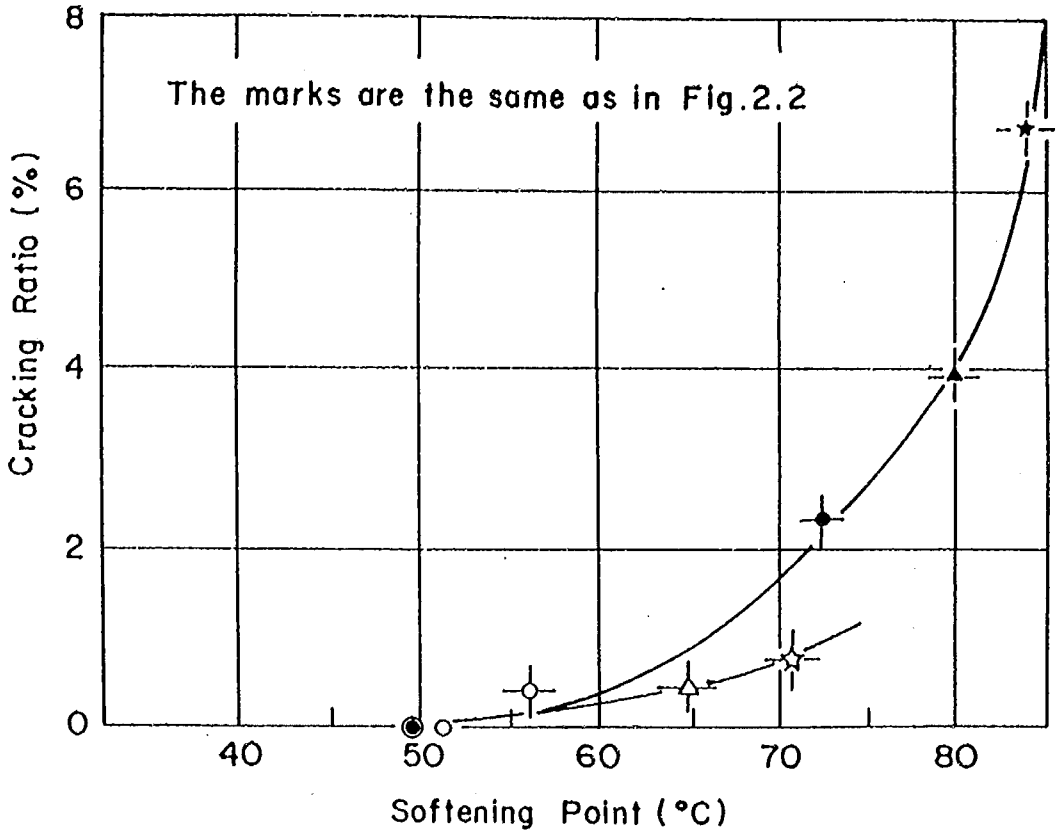
図－2.1　材令にともなう針入度の変化



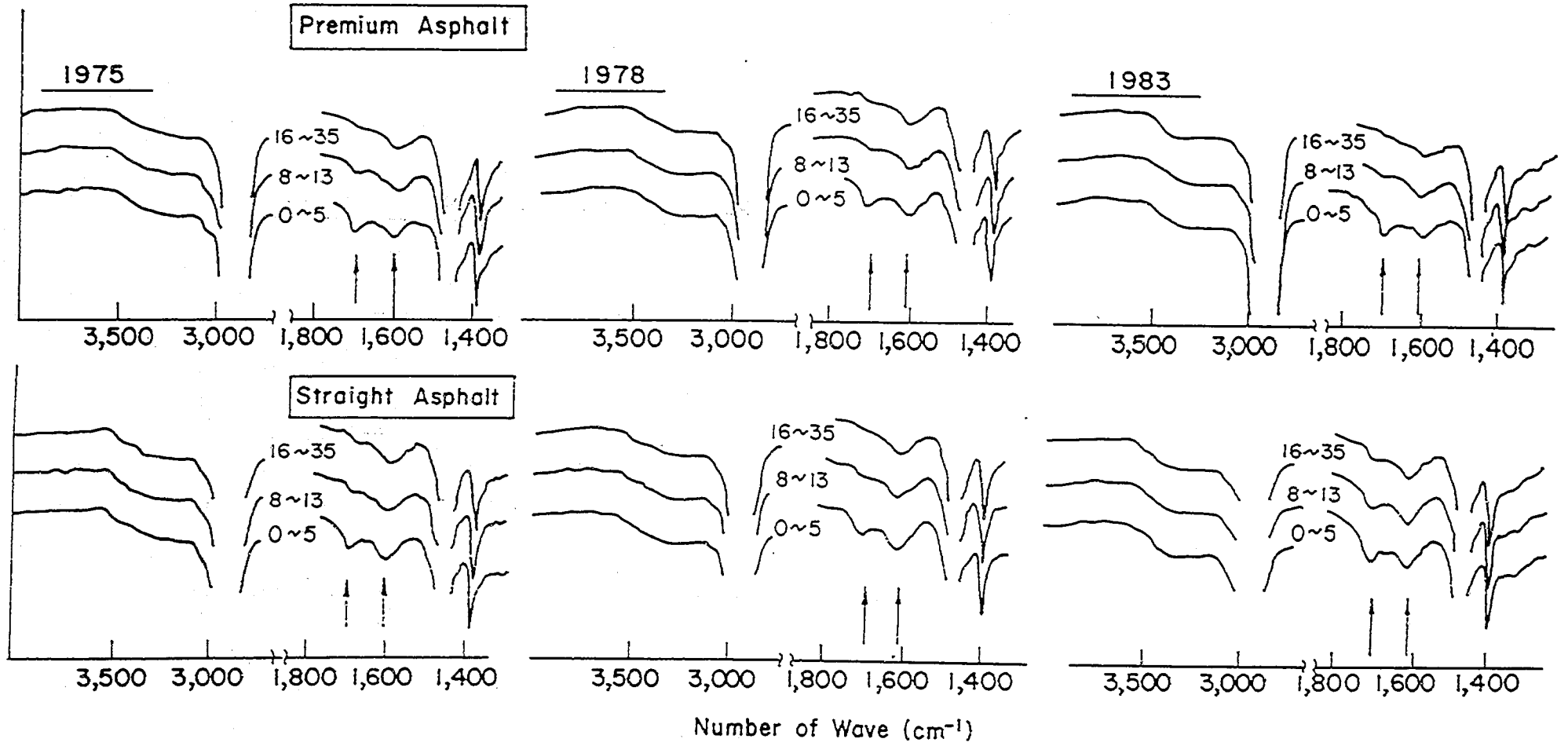
図－2.2　アスファルトコンクリートの空隙と
回収アスファルトの針入度の関係



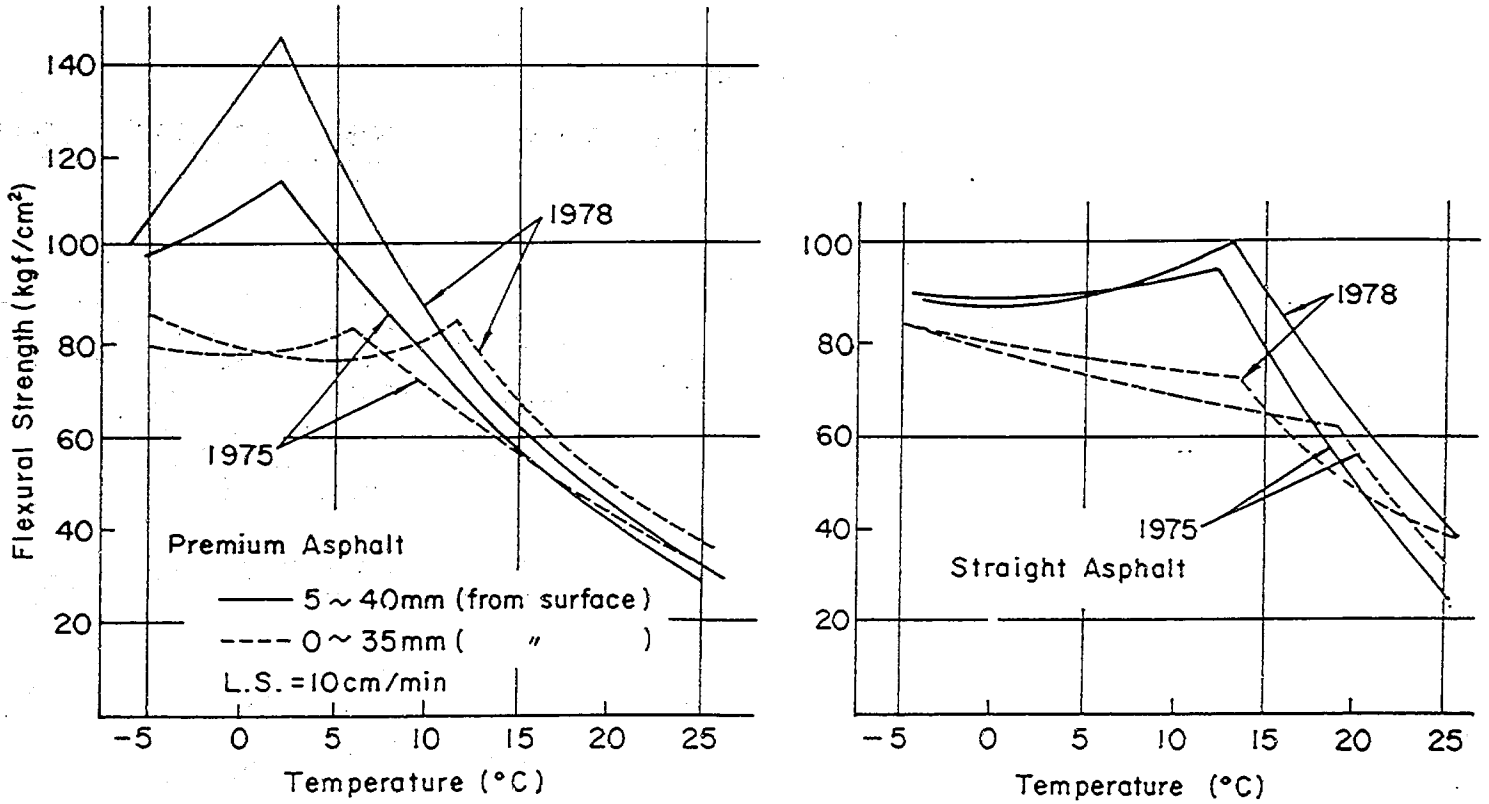
図－2.3　回収アスファルトの軟化点と針入度
および軟化点と60℃粘度の関係



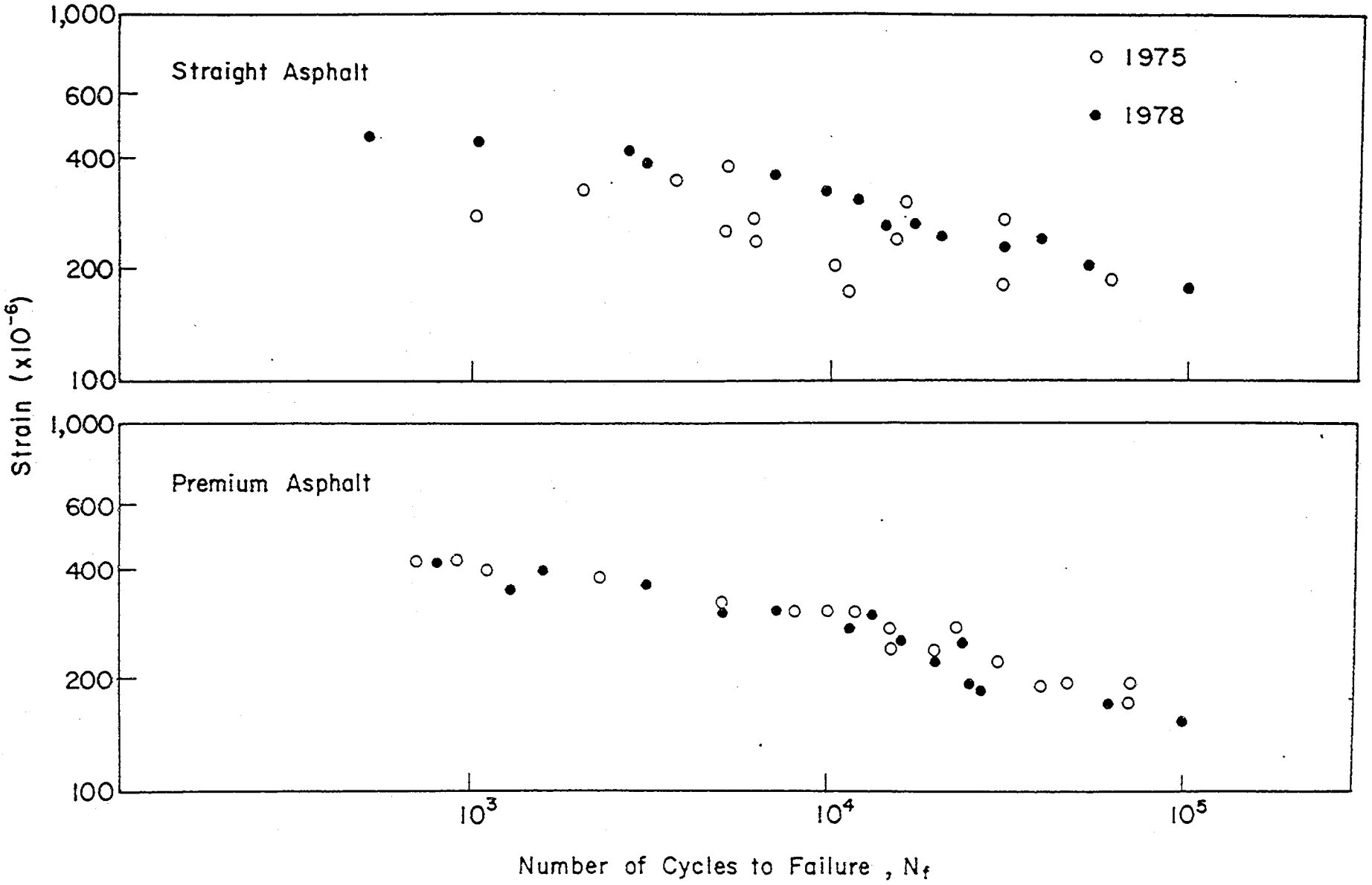
図－2.4　回収アスファルトの軟化点とクラック率の関係



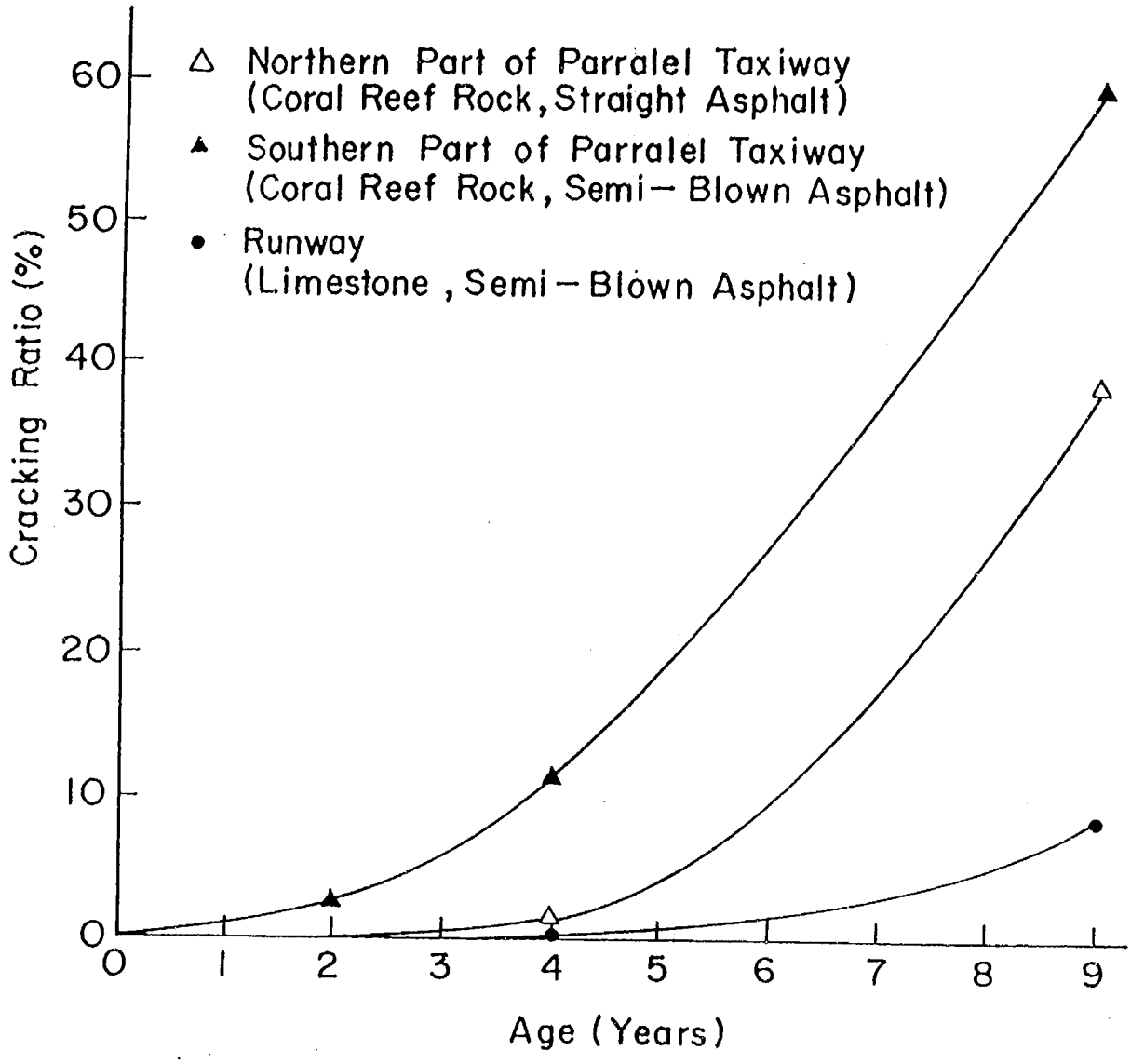
図－2.5　回収アスファルトの赤外線吸収スペクトル



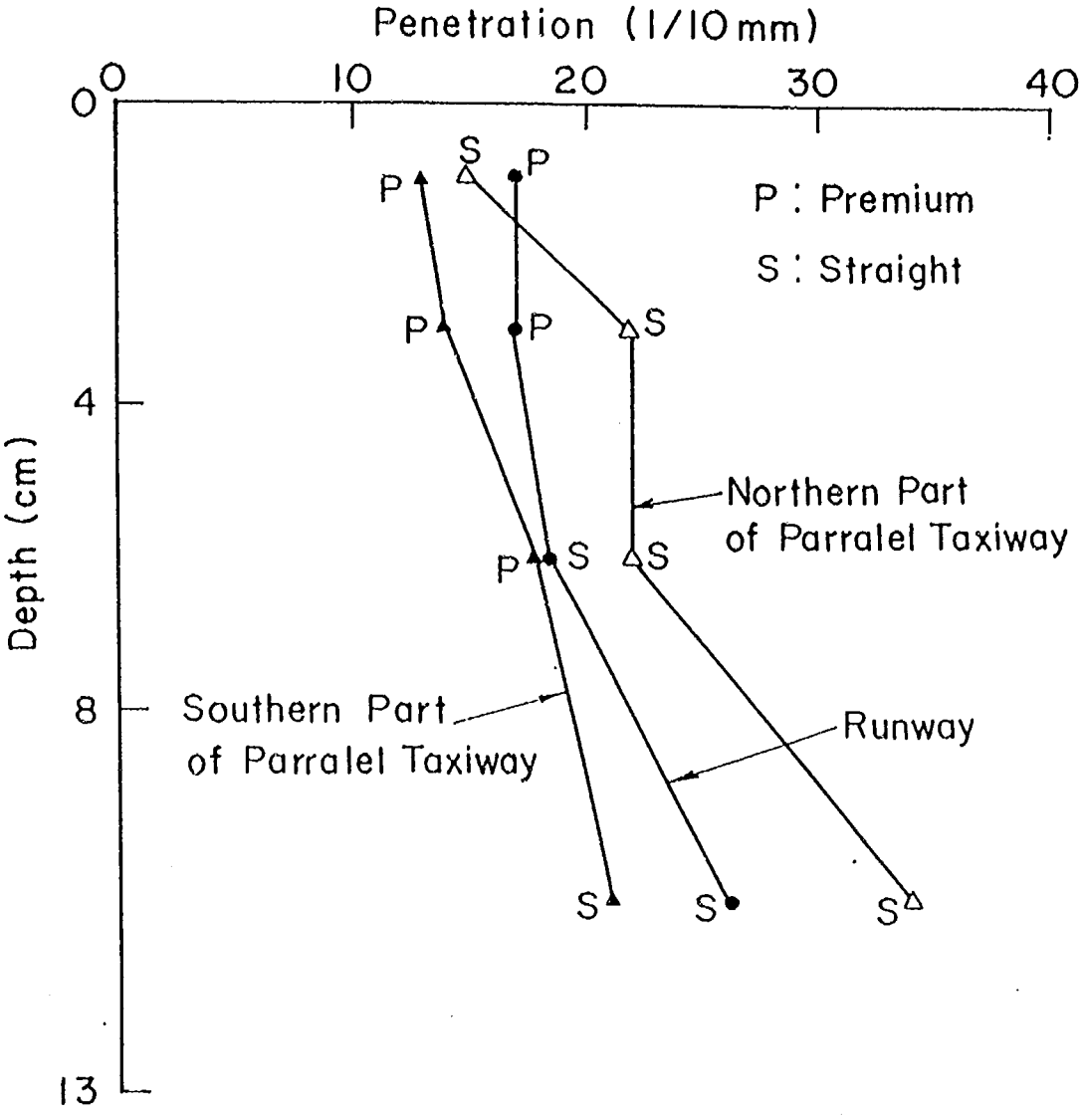
図－2.6　表層アスファルトコンクリートの
定ひずみ曲げ試験における破断ひずみ



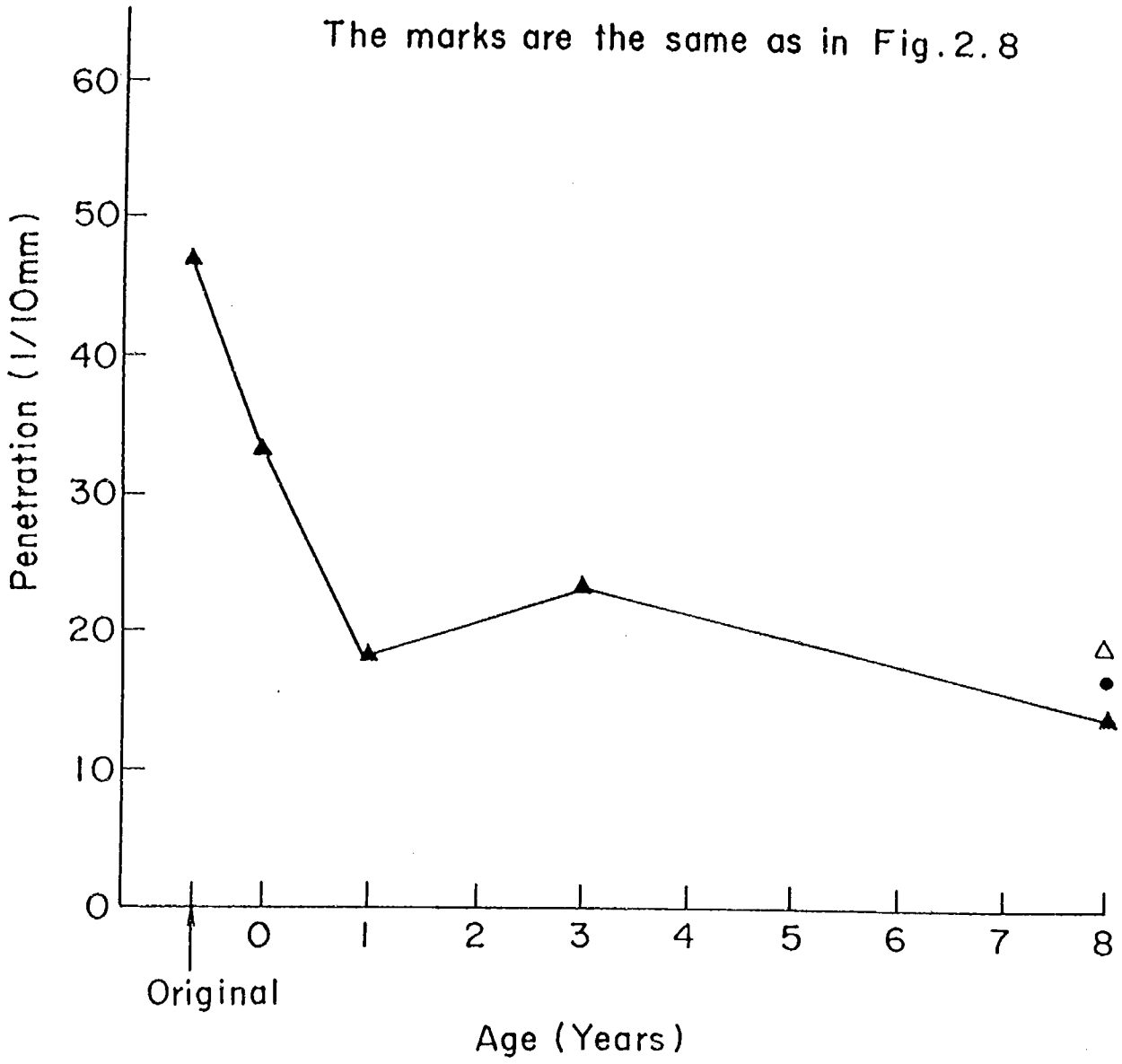
図－2.7　表層アスファルトコンクリートの疲労曲線



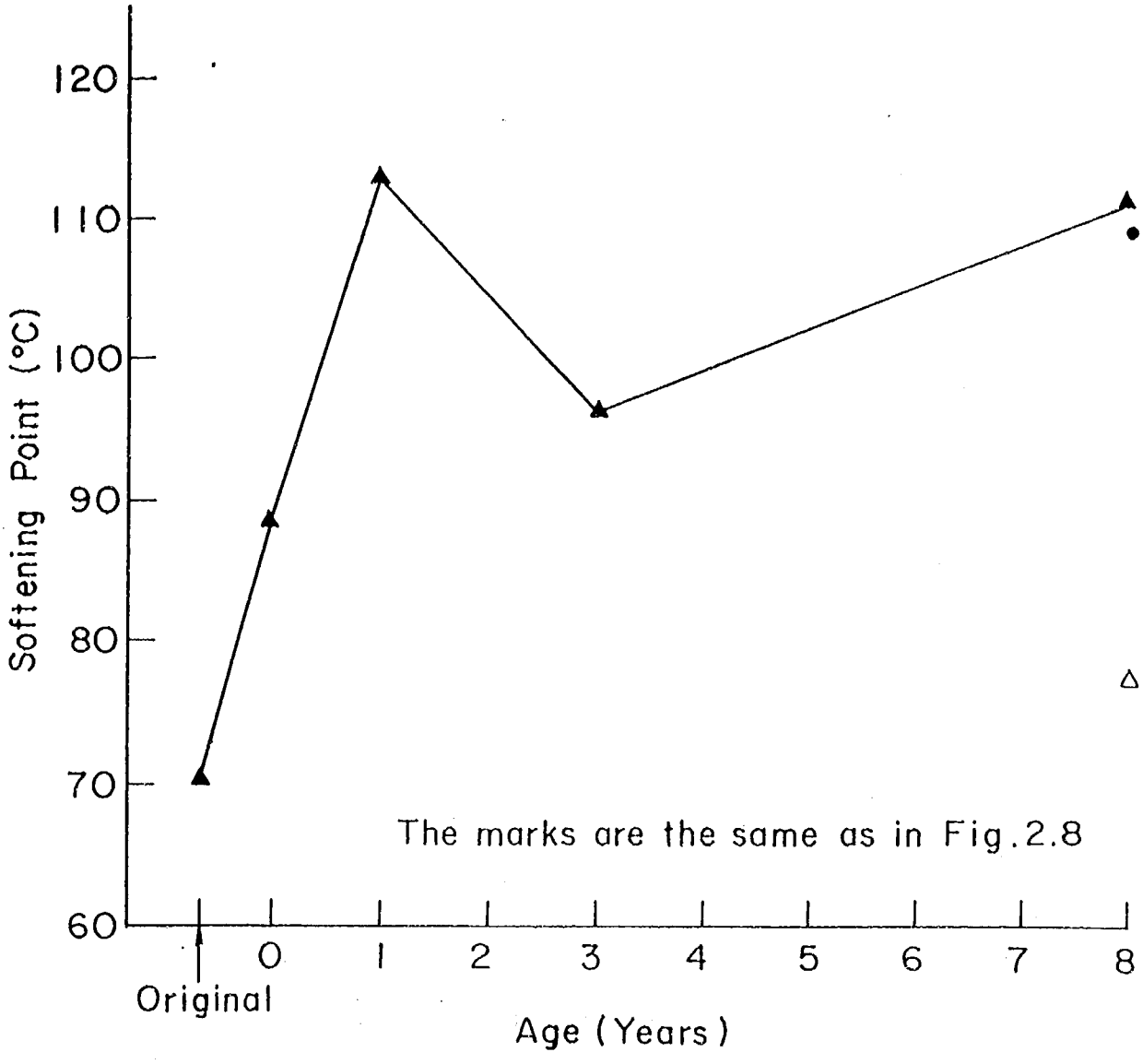
図－2.8　材令にともなうクラック率の変化



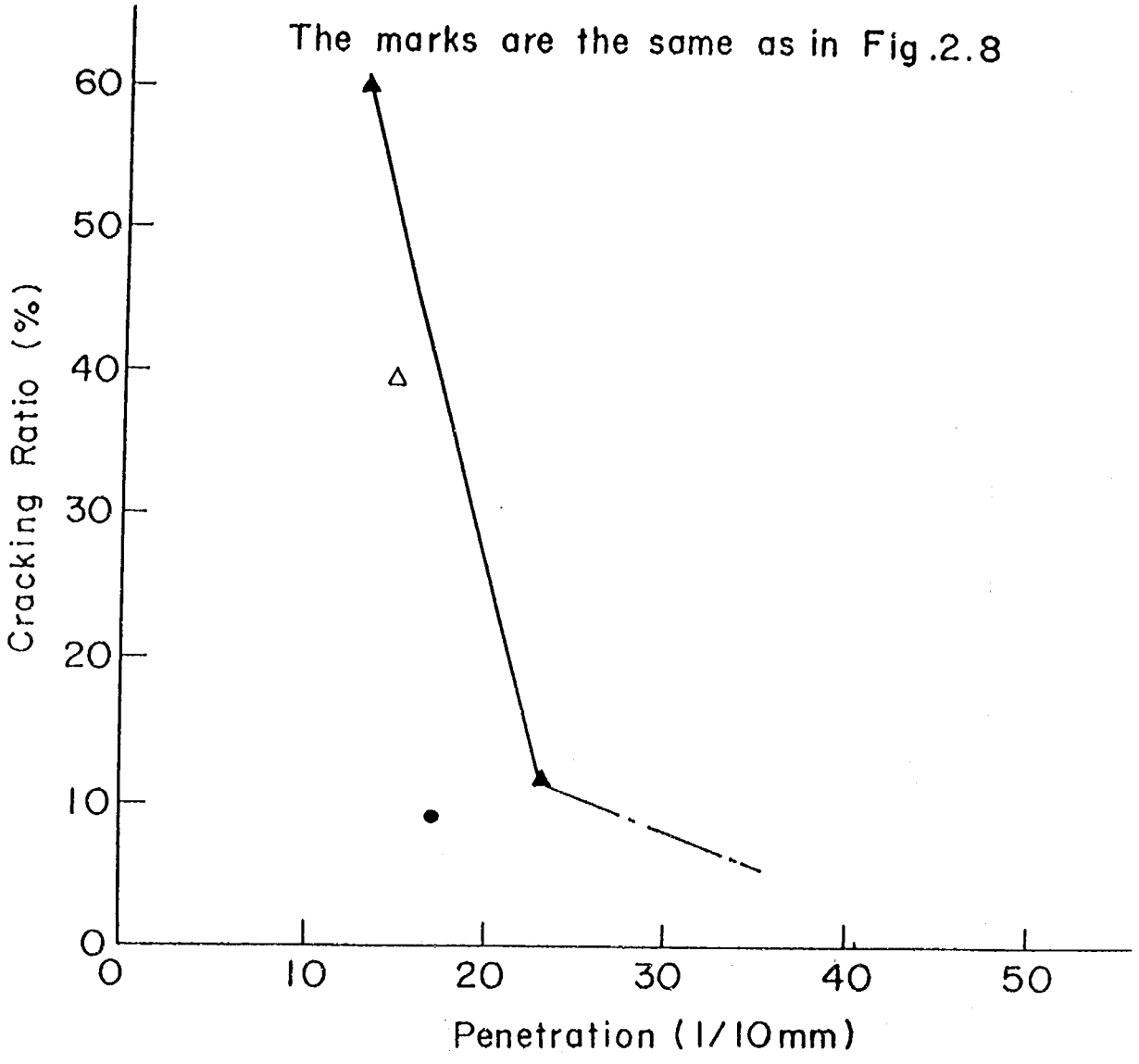
図－2.9　各深さにおける回収アスファルトの針入度



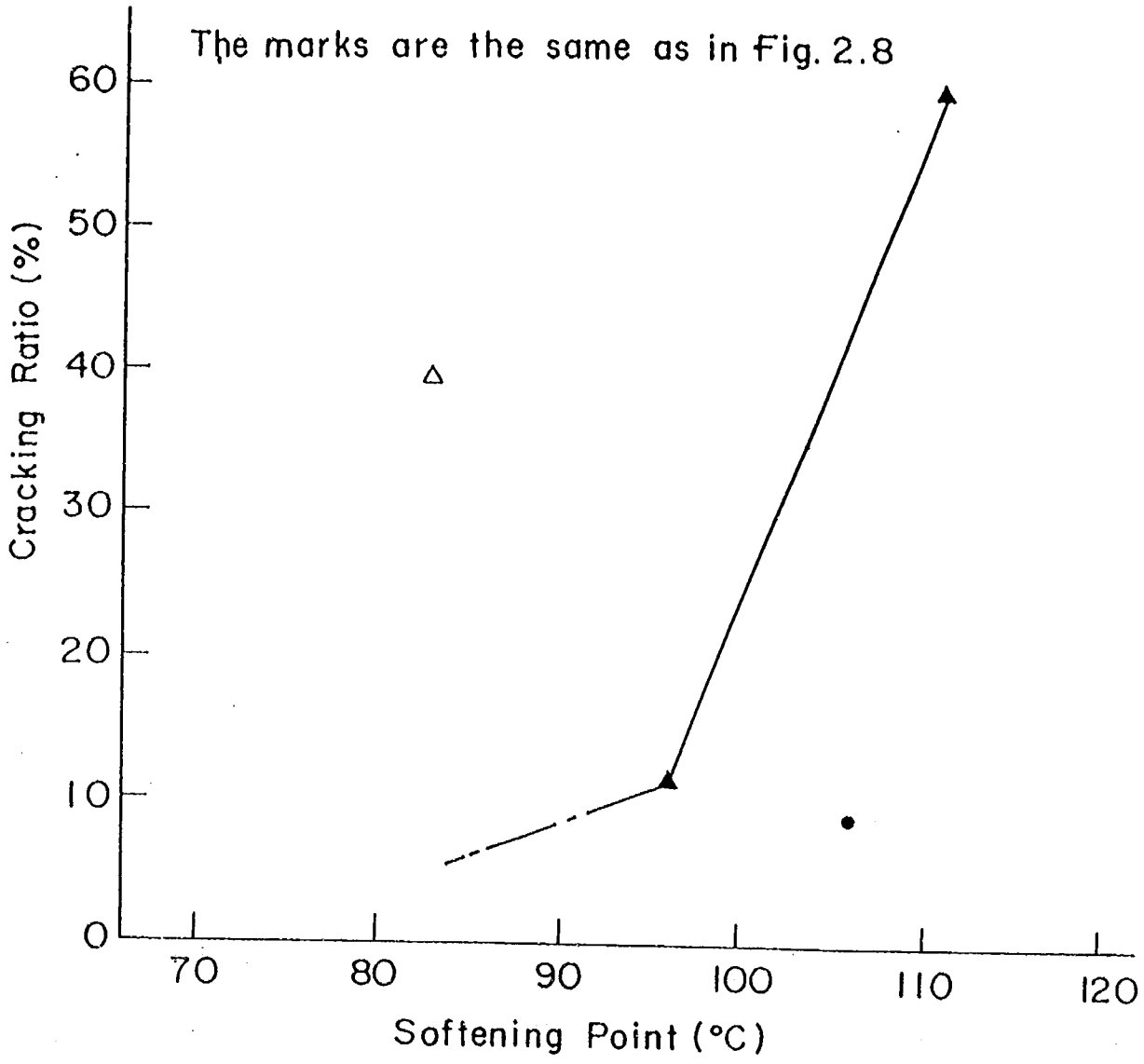
図－2.10　材令にともなう回収アスファルトの針入度の変化



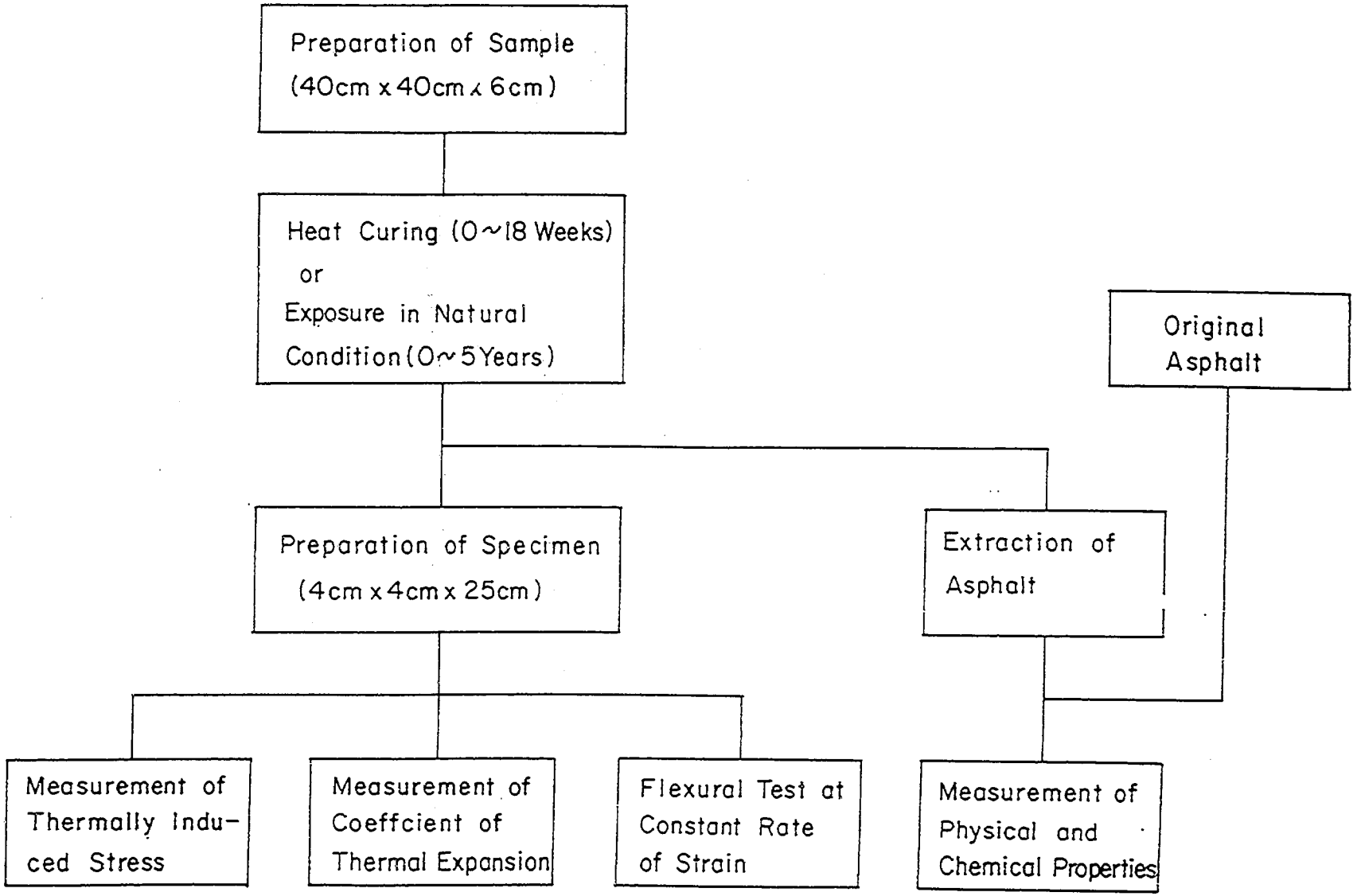
図－2.11　材令にともなう回収アスファルトの軟化点の変化



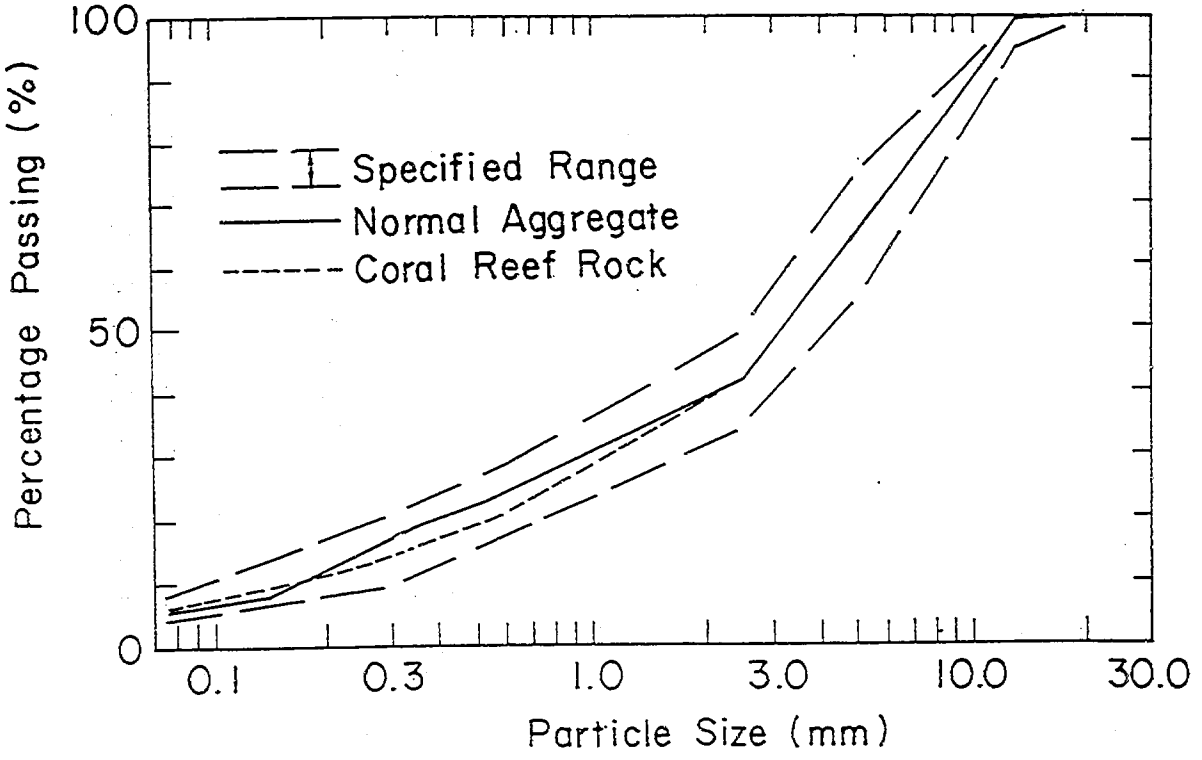
図－2.12　回収アスファルトの針入度とクラック率の関係



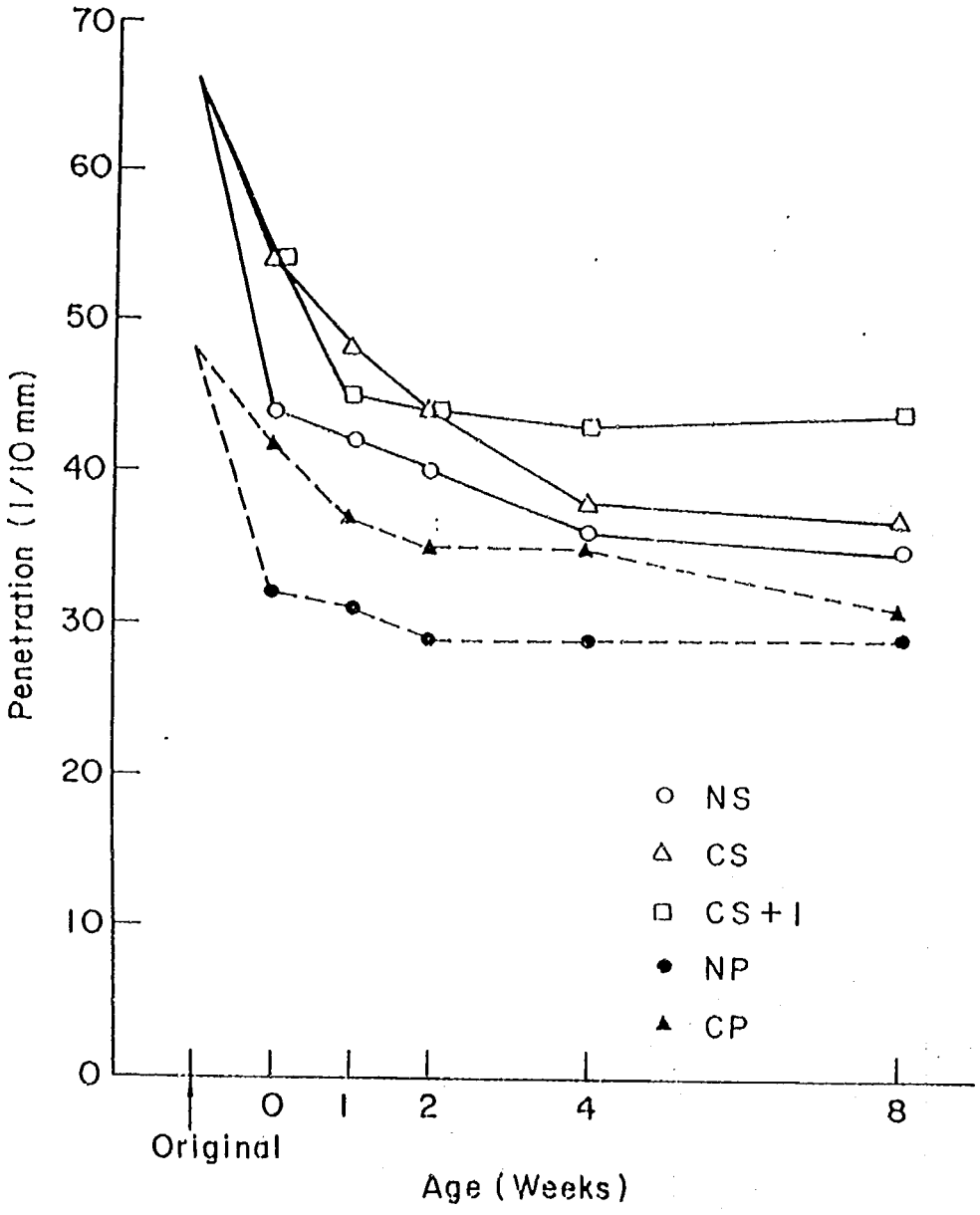
図－2.13　回収アスファルトの軟化点とクラック率の関係



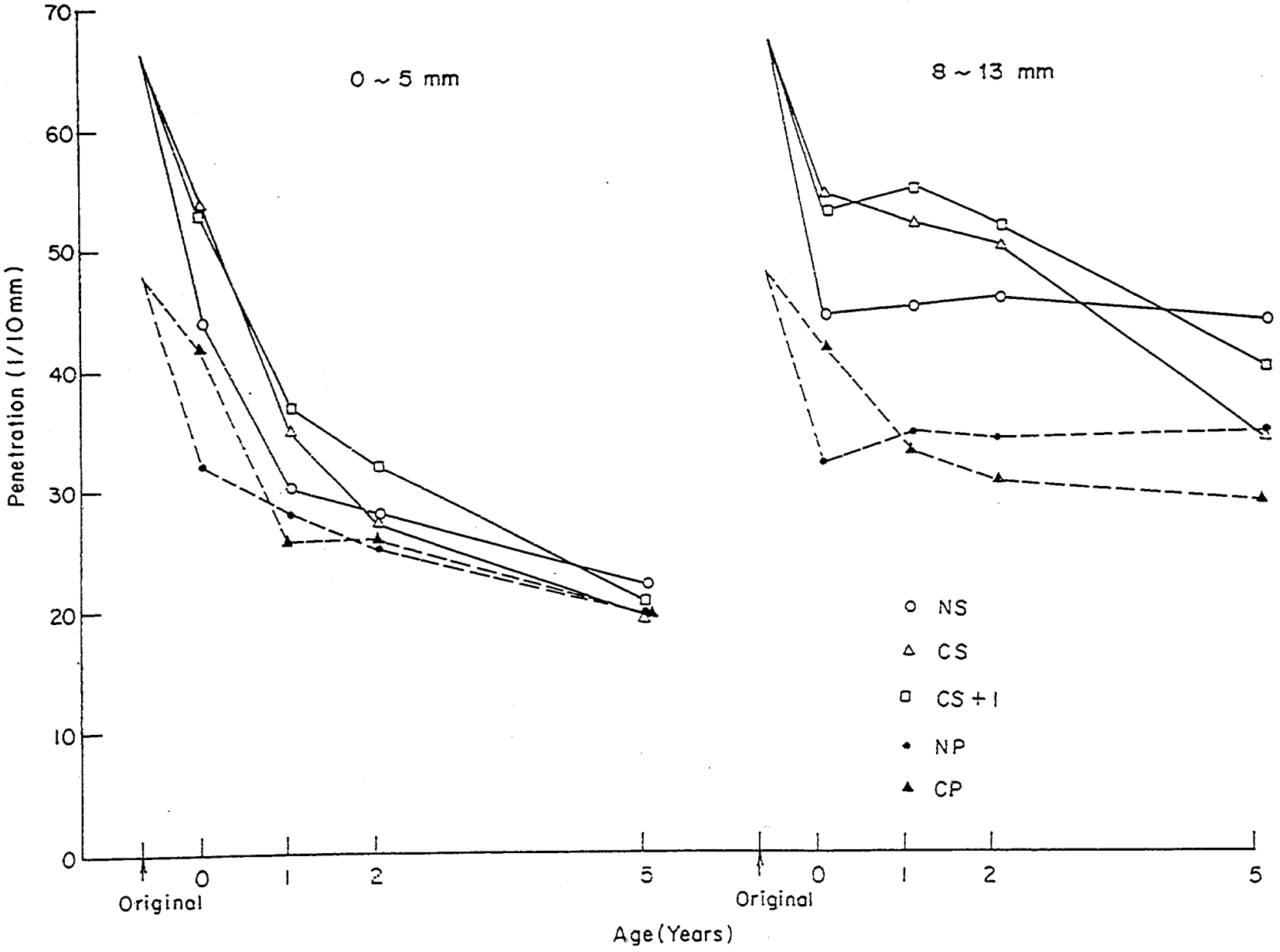
図－3.1　モデル試験の流れ


100
50
0
Percentage Passing (%)
Specified Range
Normal Aggregate
Coral Reef Rock
0.1
0.3
1.0
3.0
10.0
30.0
Particle Size (mm)

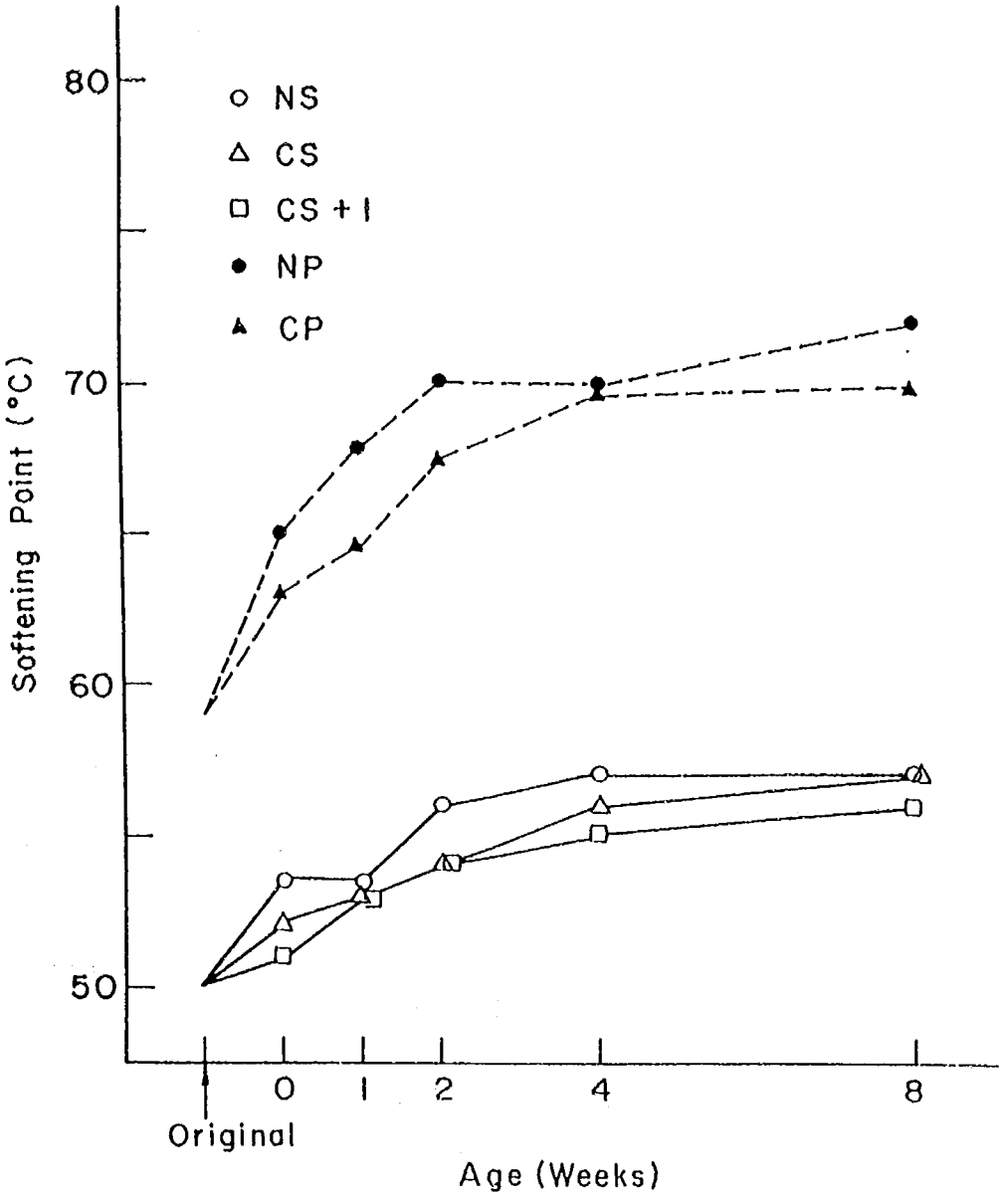
図－3.2　使用骨材の粒度



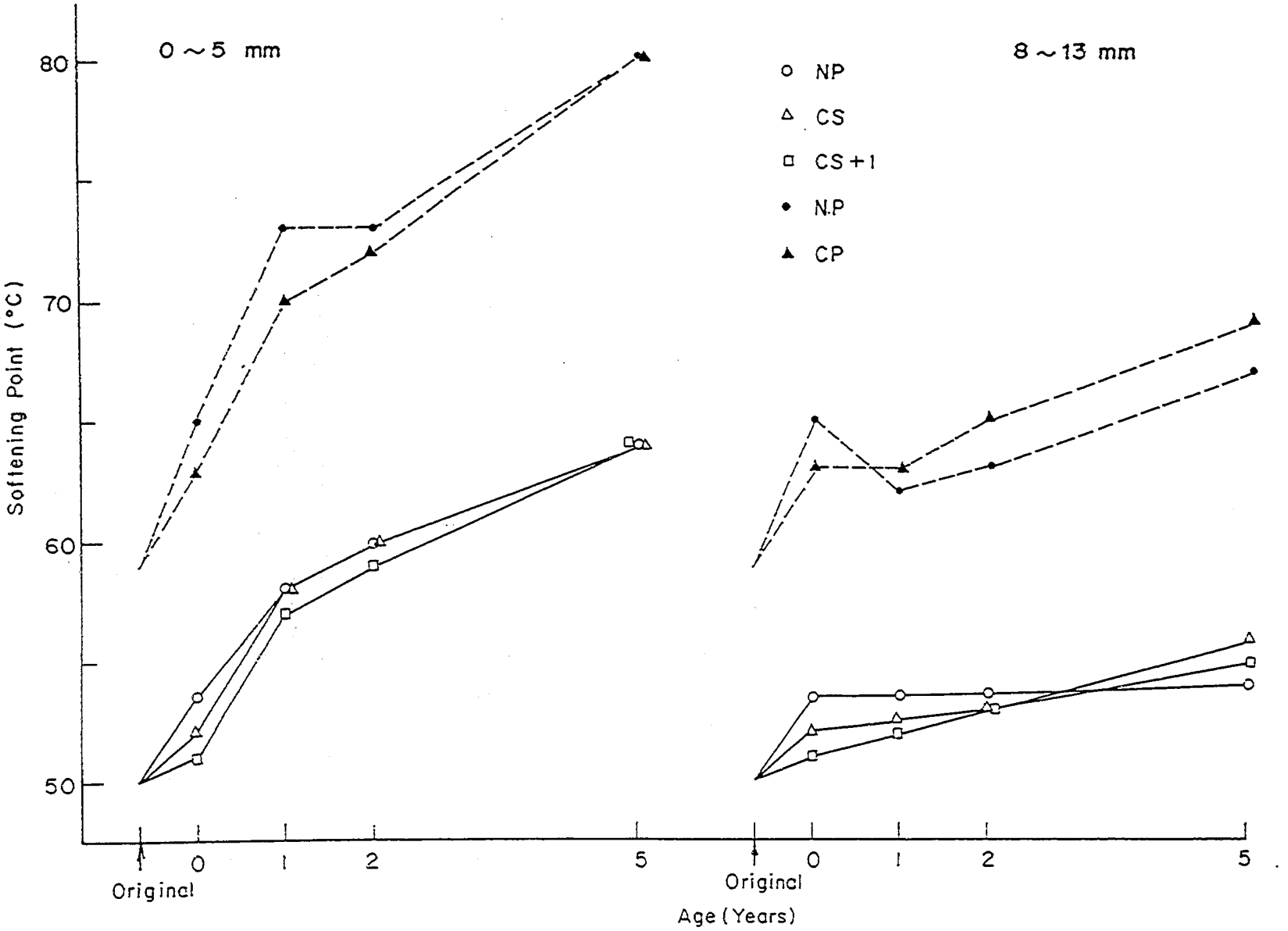
図－3.3(a)　材令にともなう回収アスファルトの
針入度の変化（70℃の熱作用の場合）



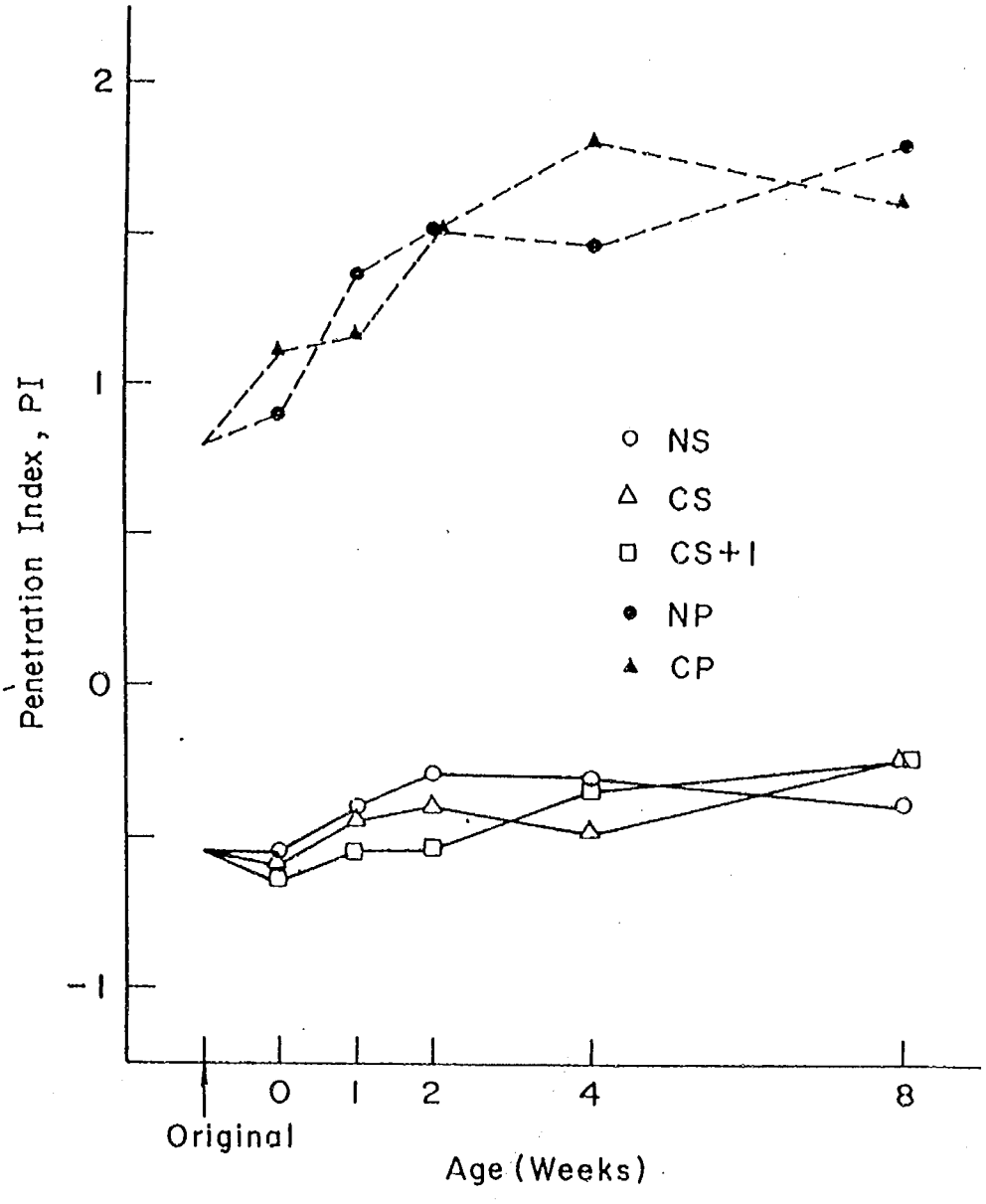
図－3.3(b)　材令にともなう回収アスファルトの
針入度の変化（自然暴露の場合）



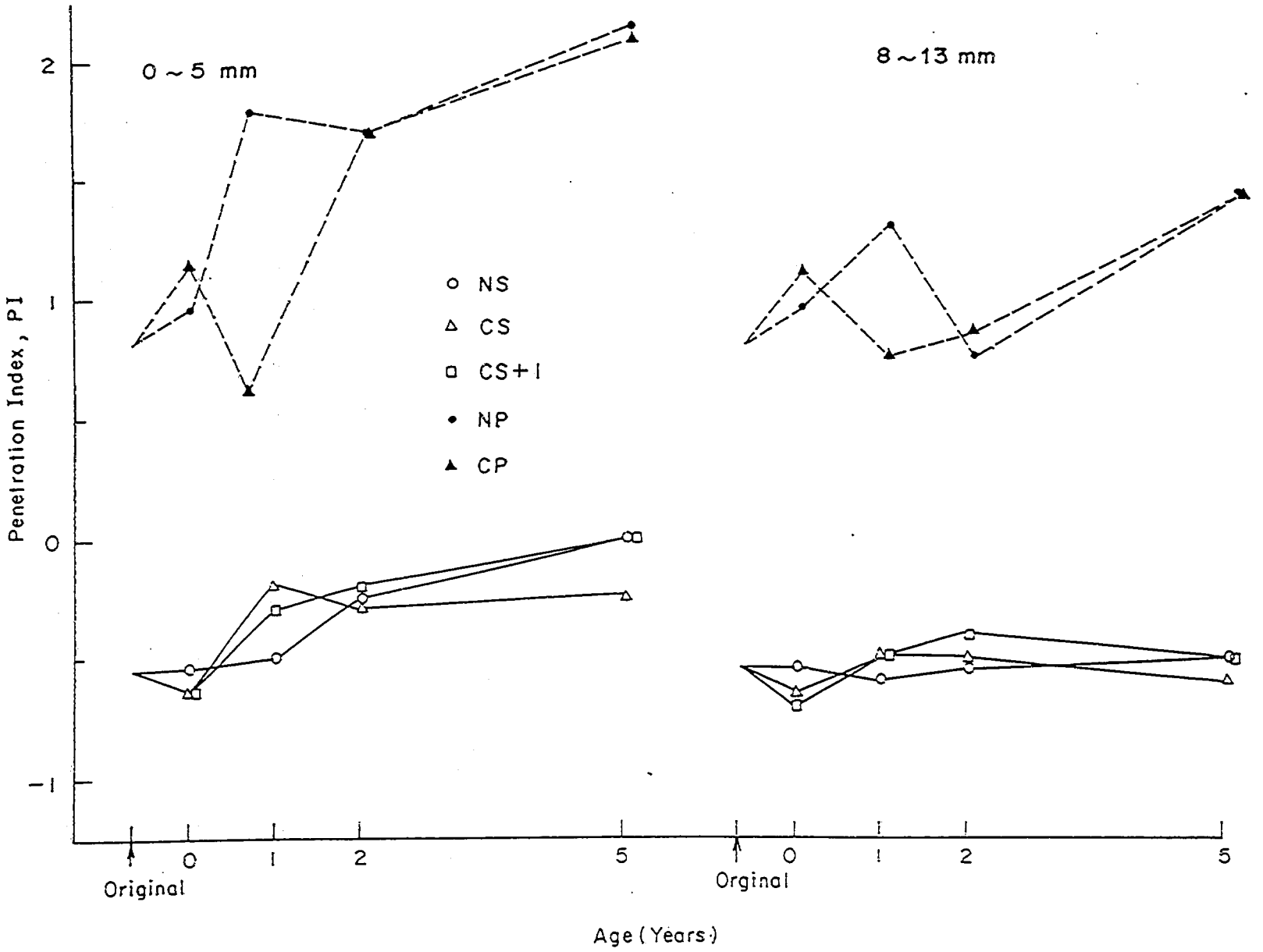
図－3.4(a)　材令にともなう回収アスファルトの
軟化点の変化（70℃の熱作用の場合）



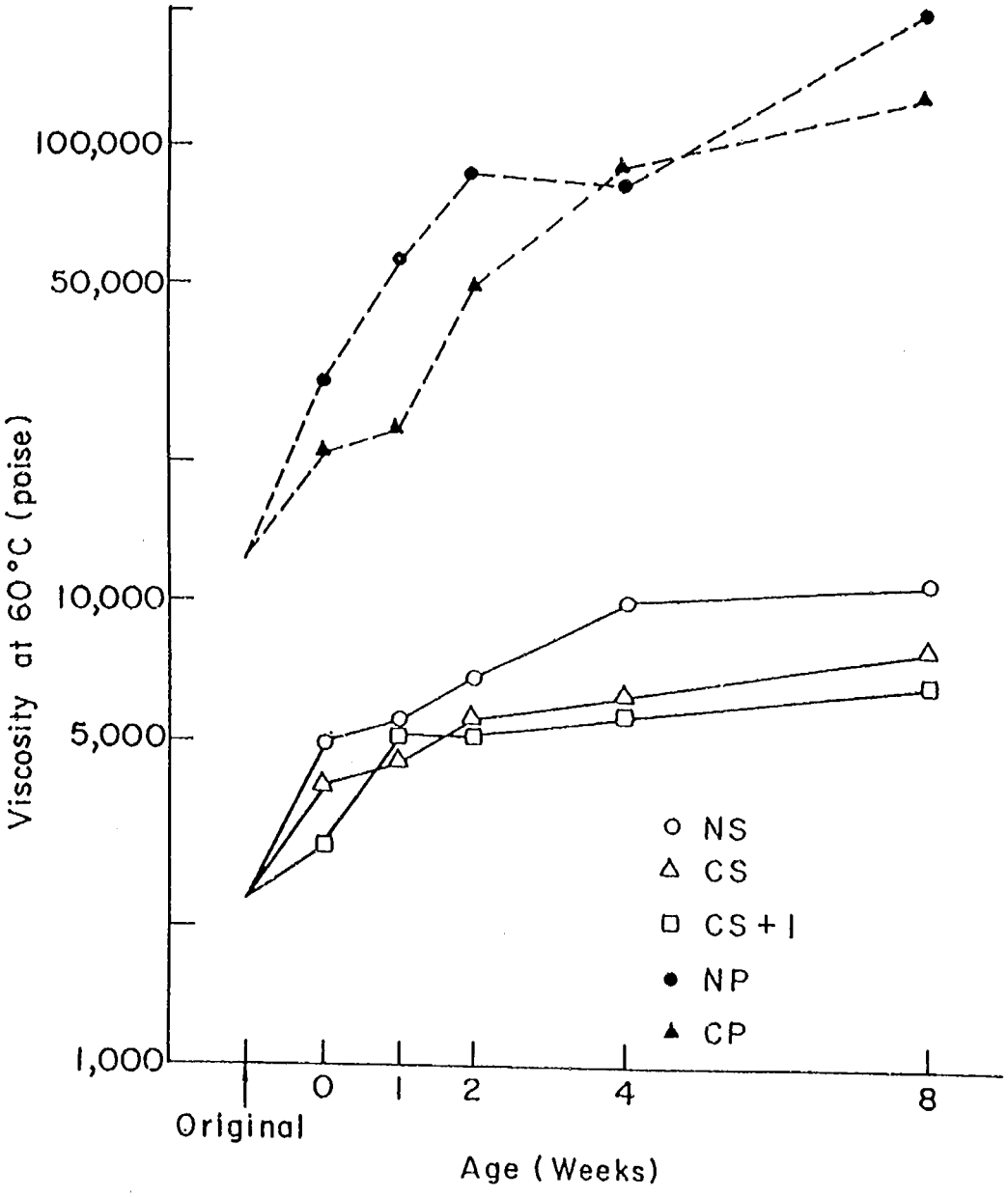
図－3.4(b)　材令にともなう回収アスファルトの
軟化点の変化（自然暴露の場合）



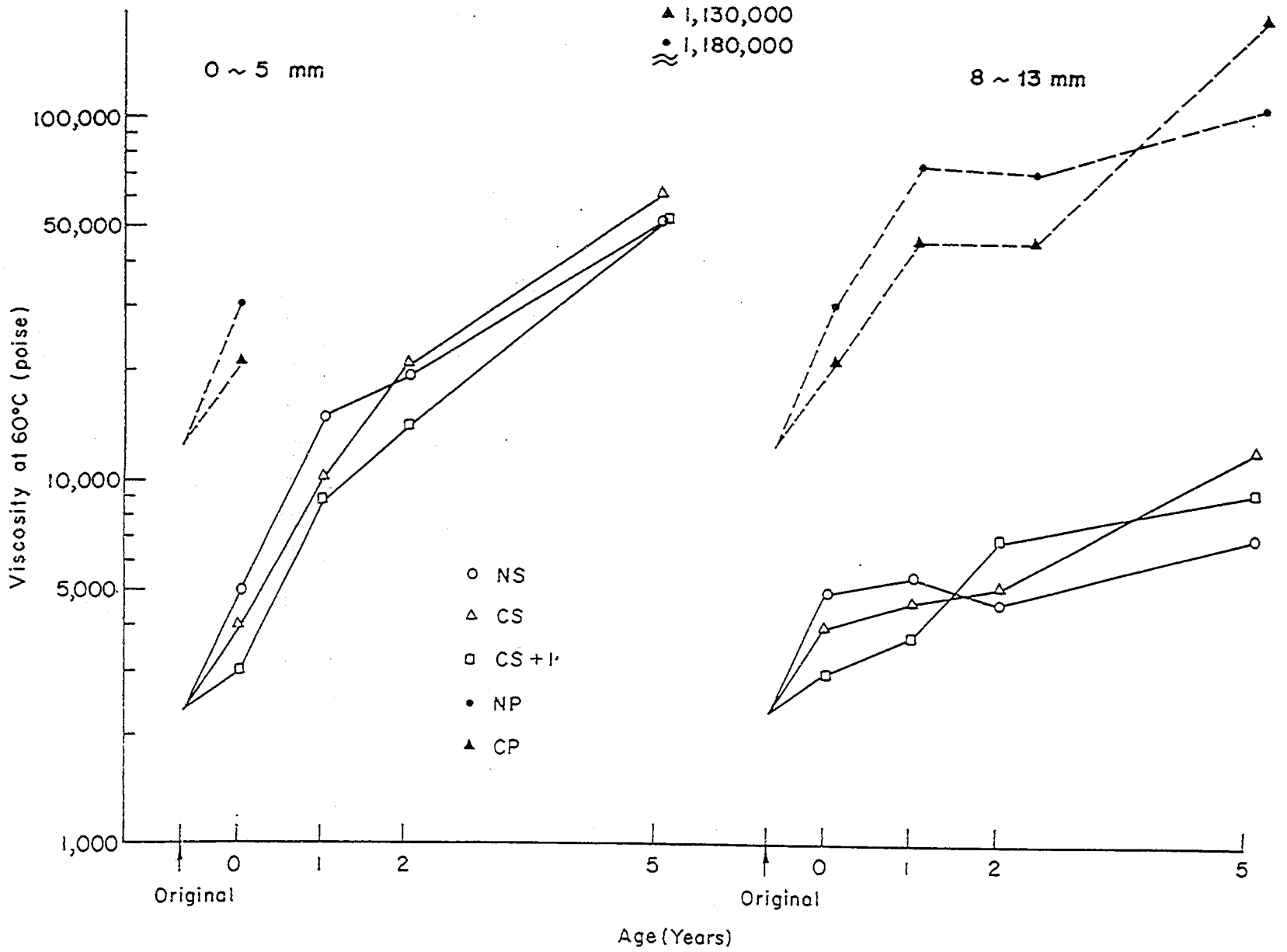
図－3.5(a)　材令にともなう回収アスファルトの
PIの変化（70℃の熱作用の場合）



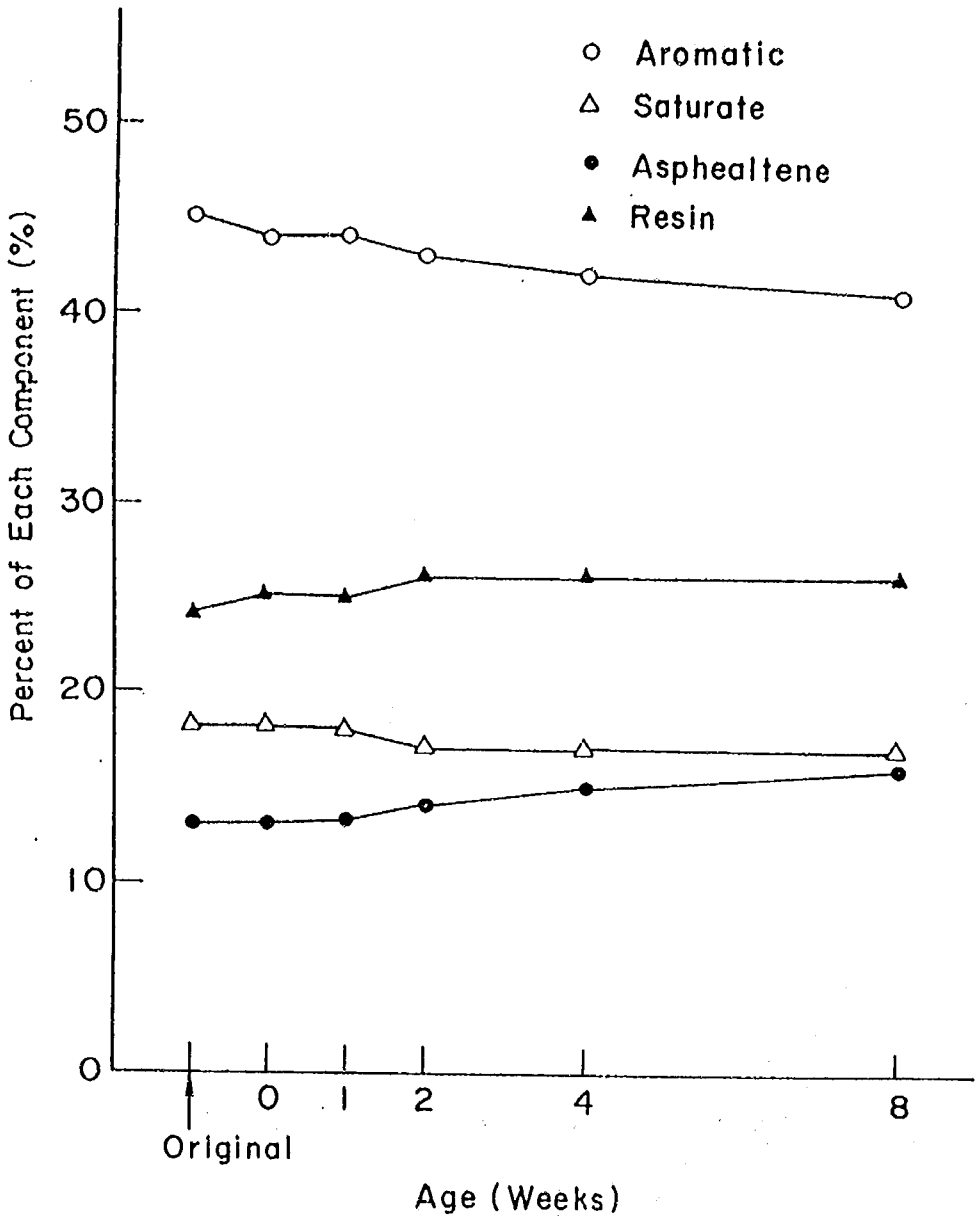
図－3.5(b)　材令にともなう回収アスファルトの
PIの変化（自然暴露の場合）



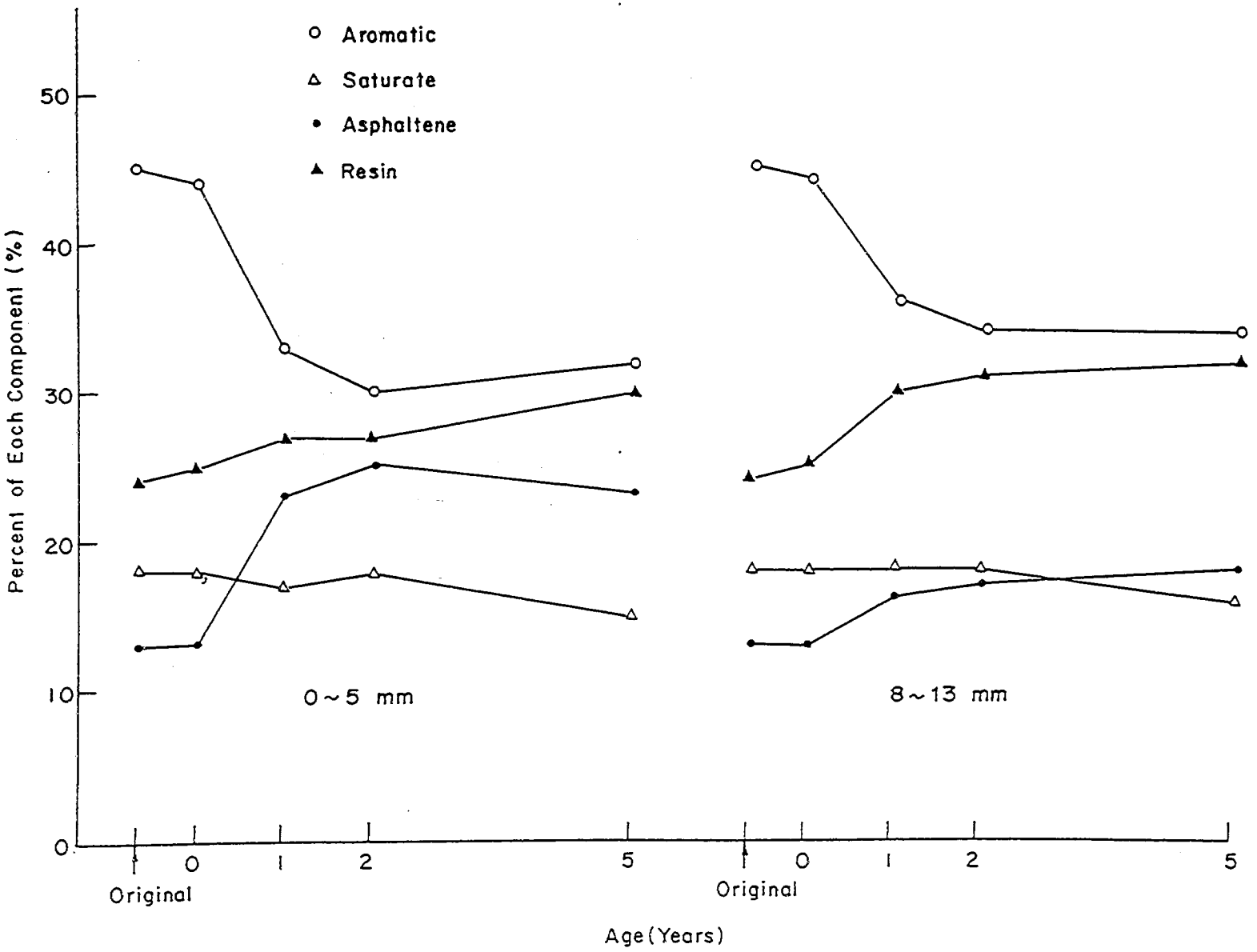
図－3.6(a)　材令にともなう回収アスファルトの
60℃粘度の変化（70℃の熱作用の場合）



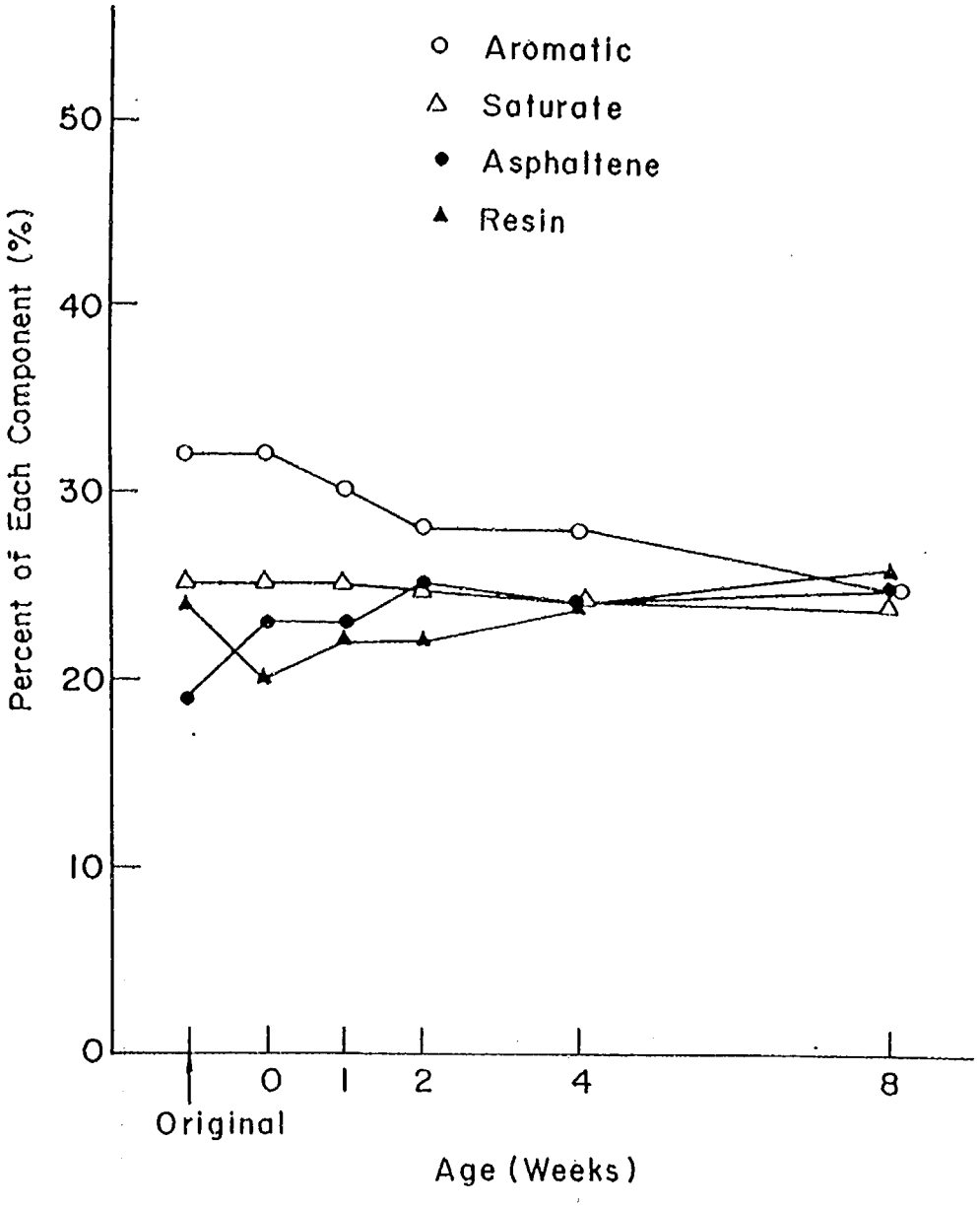
図－3.6(b)　材令にともなう回収アスファルトの
60℃粘度の変化（自然暴露の場合）



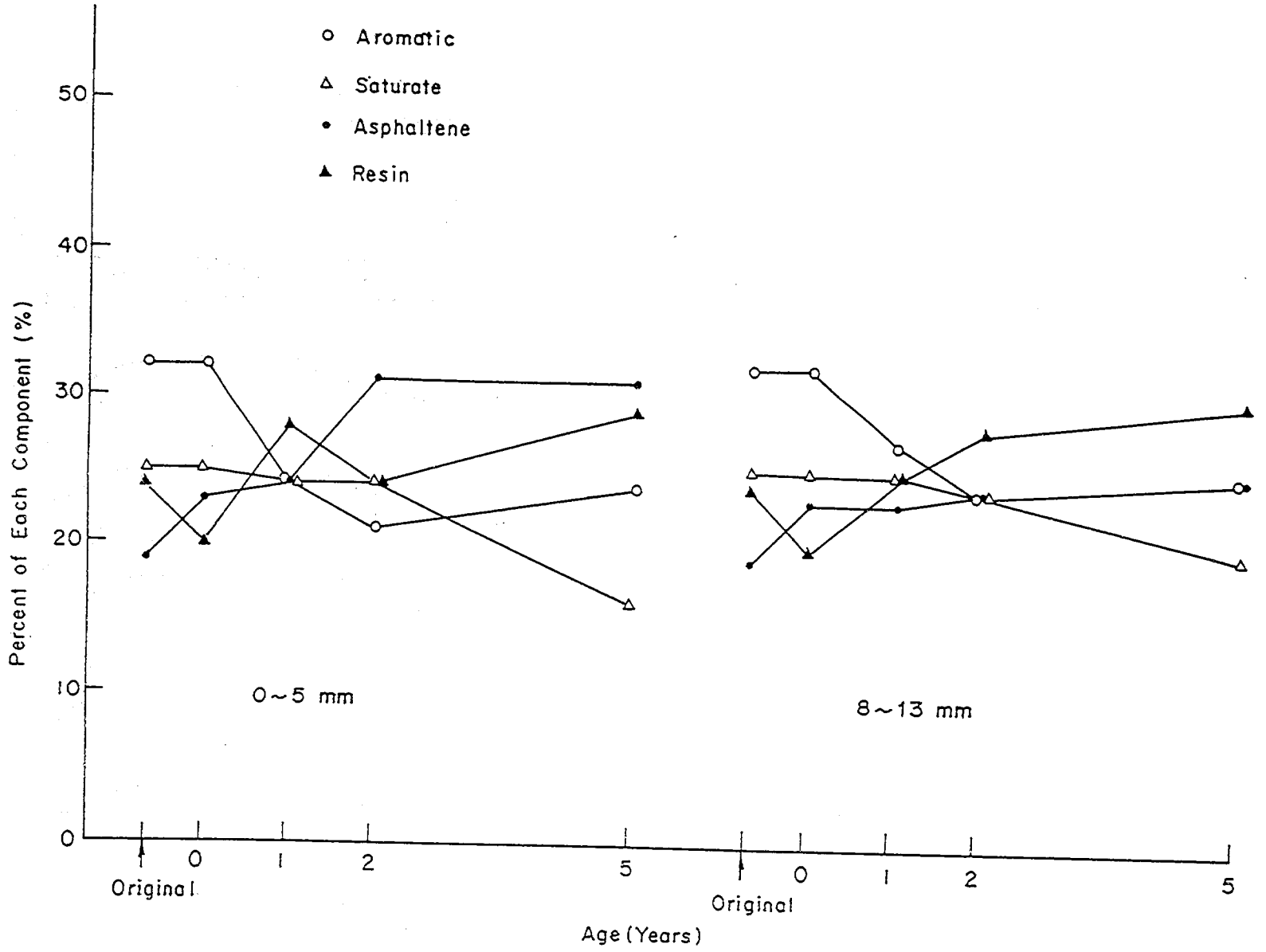
図－3.7(a)　材令にともなう回収アスファルトの
化学組成の変化（NS）（70℃の熱作用の場合）



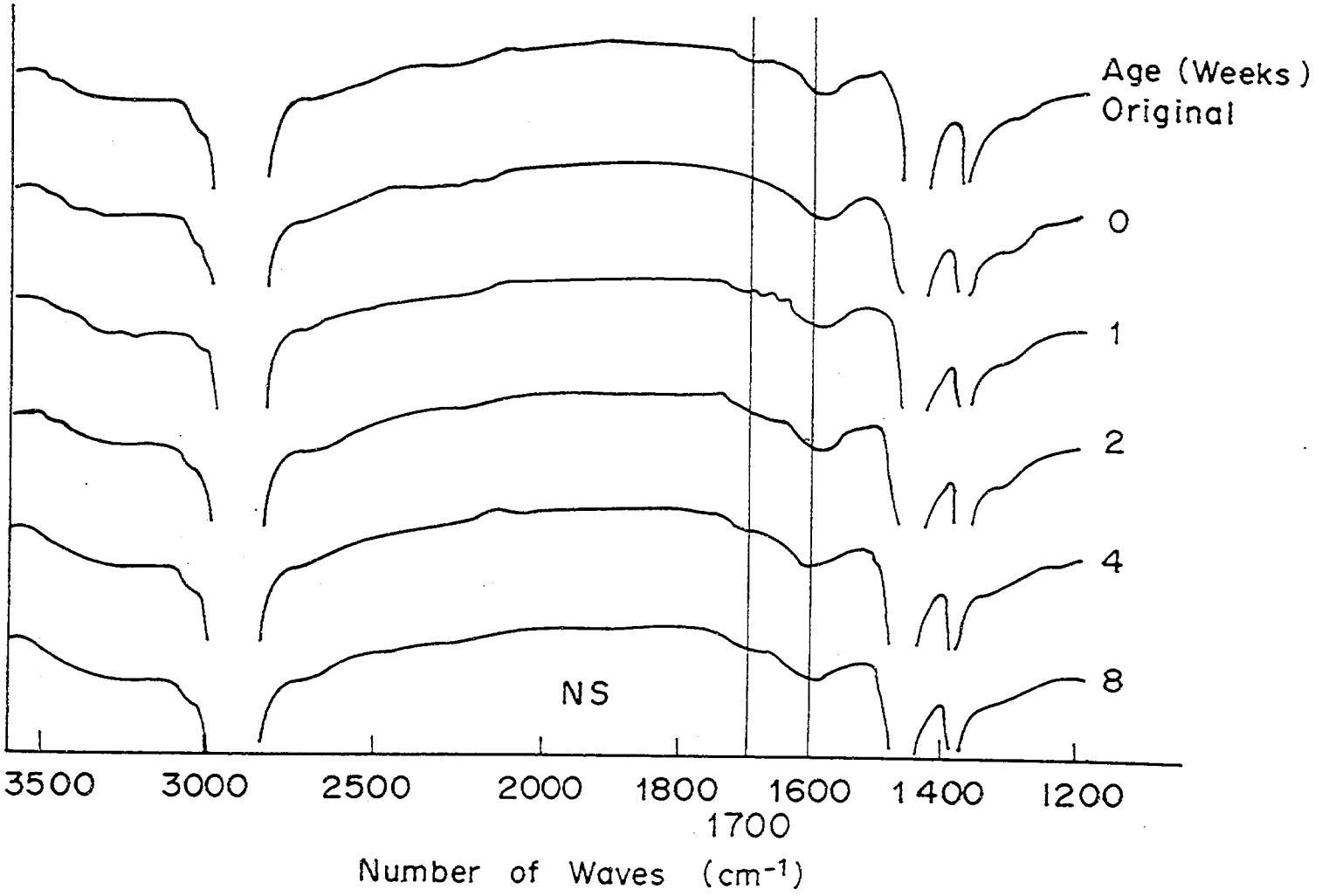
図－3.7(b)　材令にともなう回収アスファルトの
化学組成の変化（NS）（自然暴露の場合）



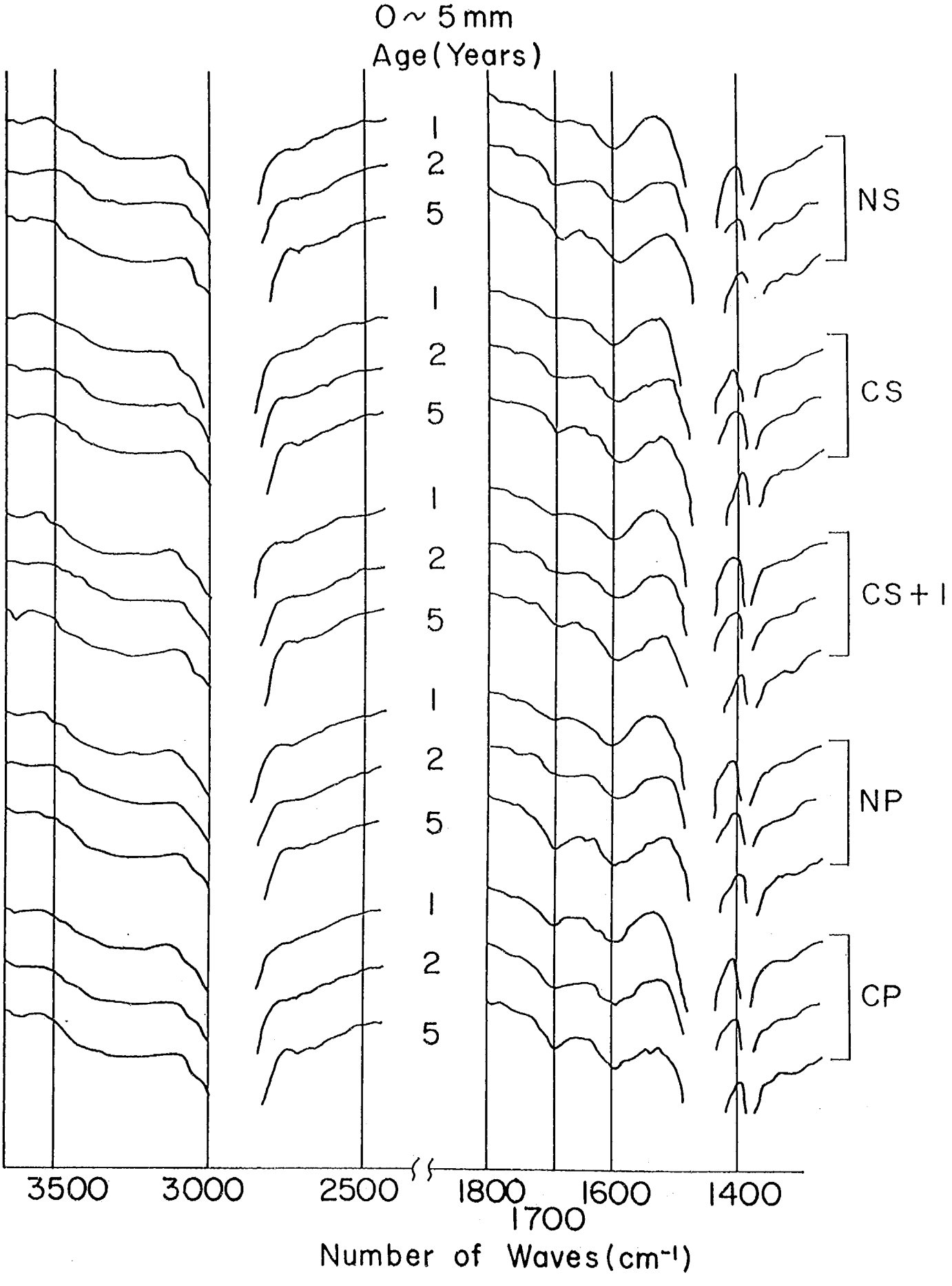
図－3.8(a)　材令にともなう回収アスファルトの
化学組成の変化（NP）（70℃の熱作用の場合）



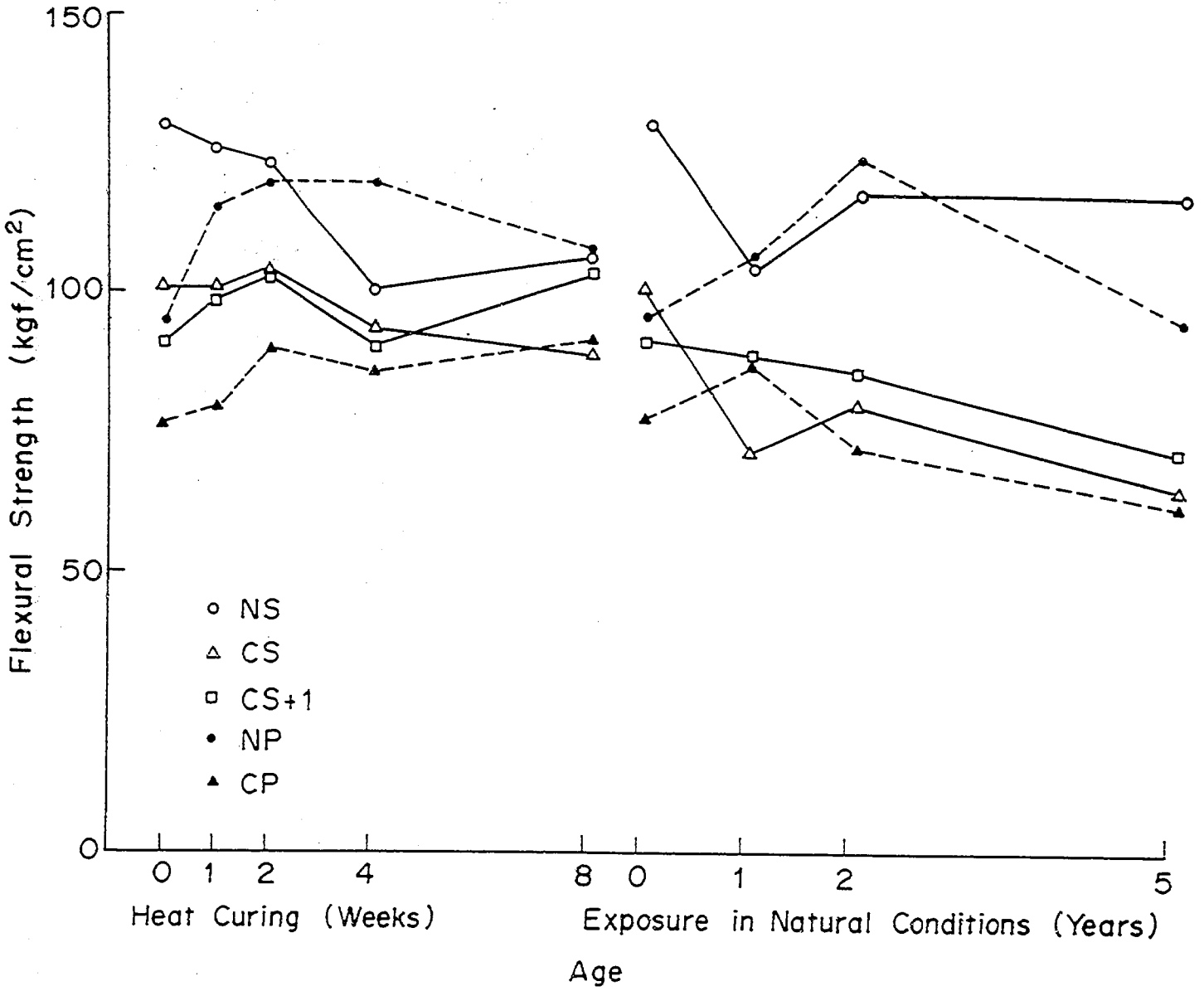
図－3.8(b)　材令にともなう回収アスファルトの
化学組成の変化（NP）（自然暴露の場合）



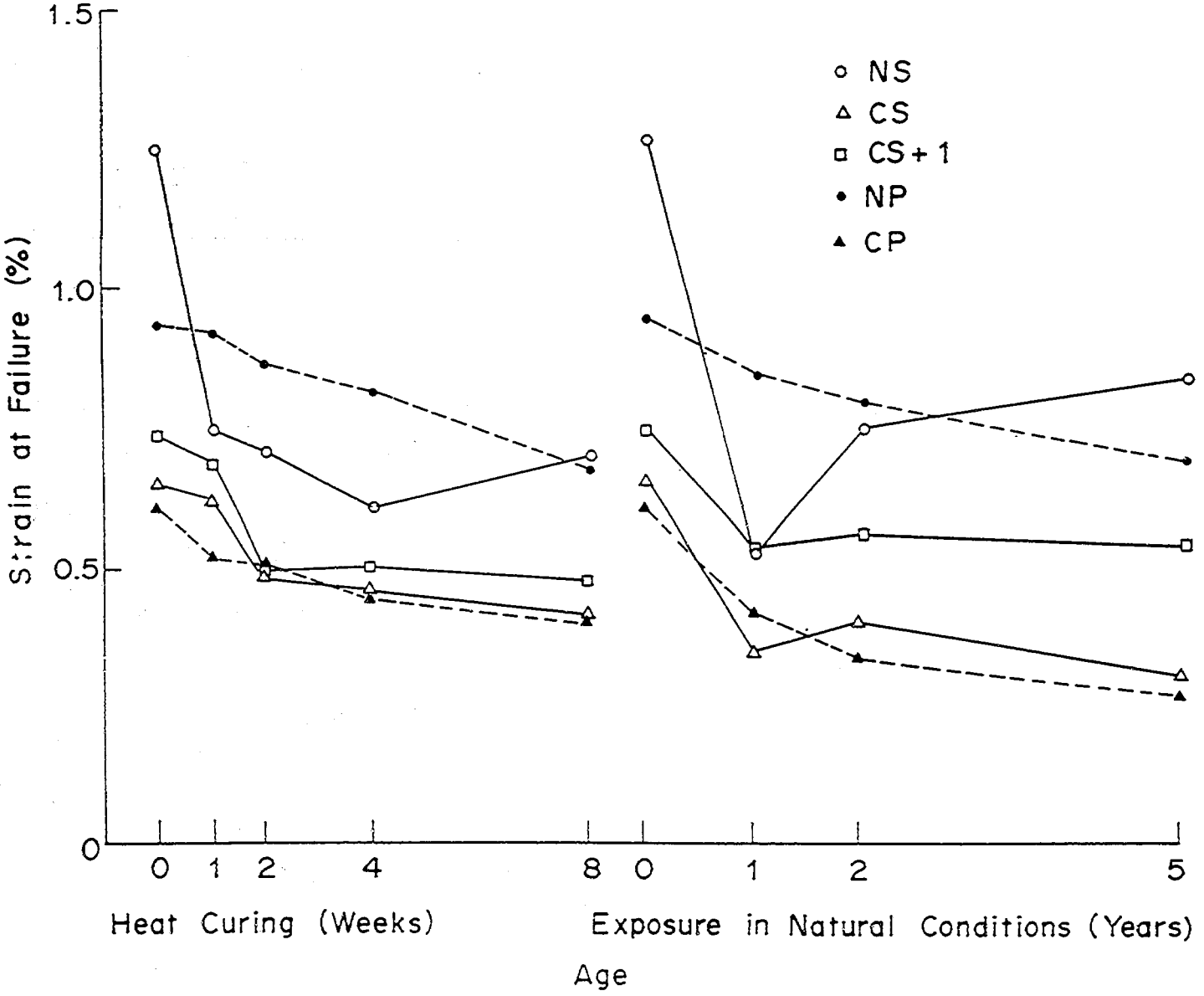
図－3.9(a)　材令にともなう回収アスファルトの
赤外線吸収スペクトルの変化（70℃の熱作用の場合）



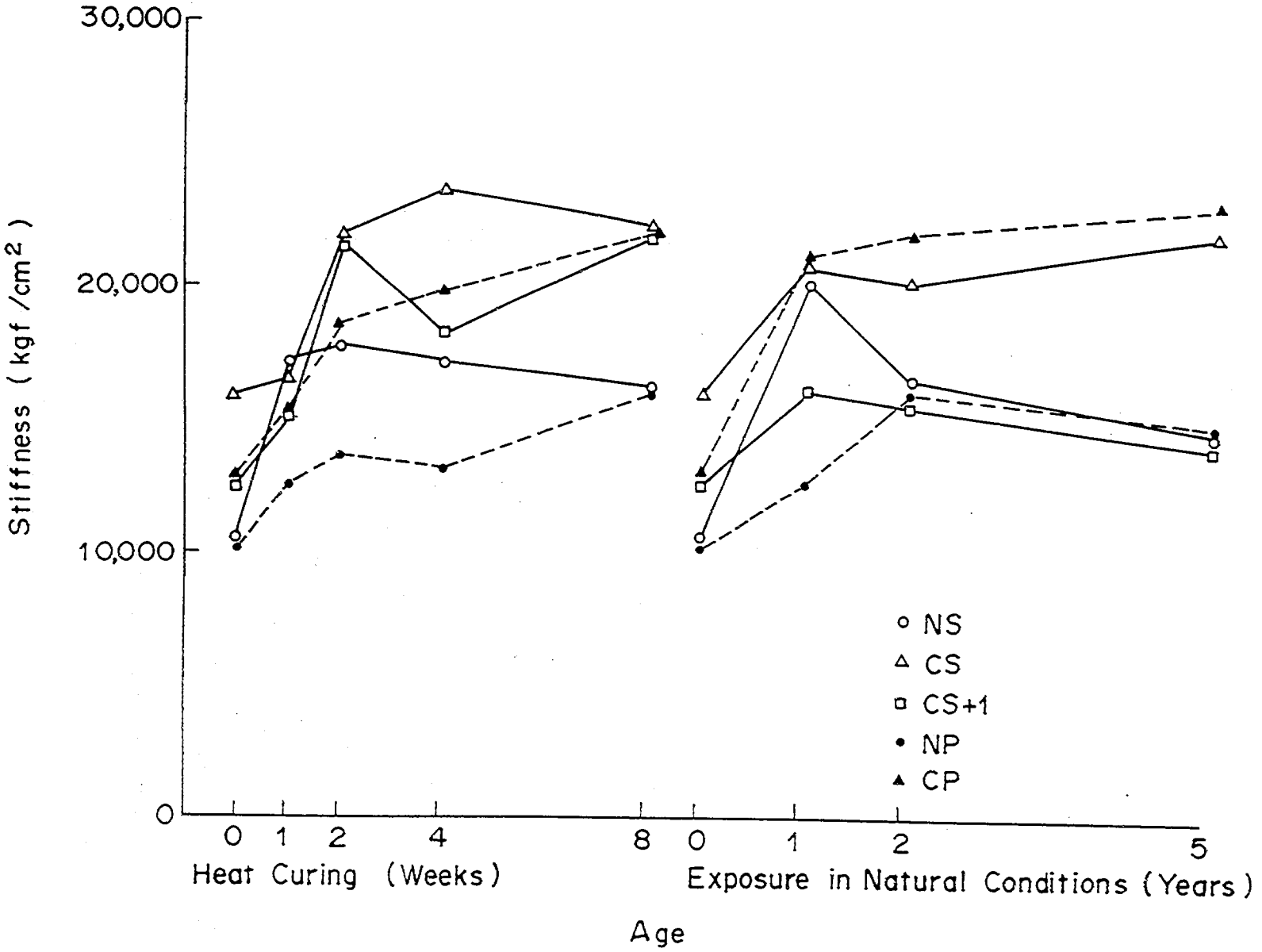
図－3.9(b)　材令にともなう回収アスファルトの
赤外線吸収スペクトルの変化（自然暴露の場合）



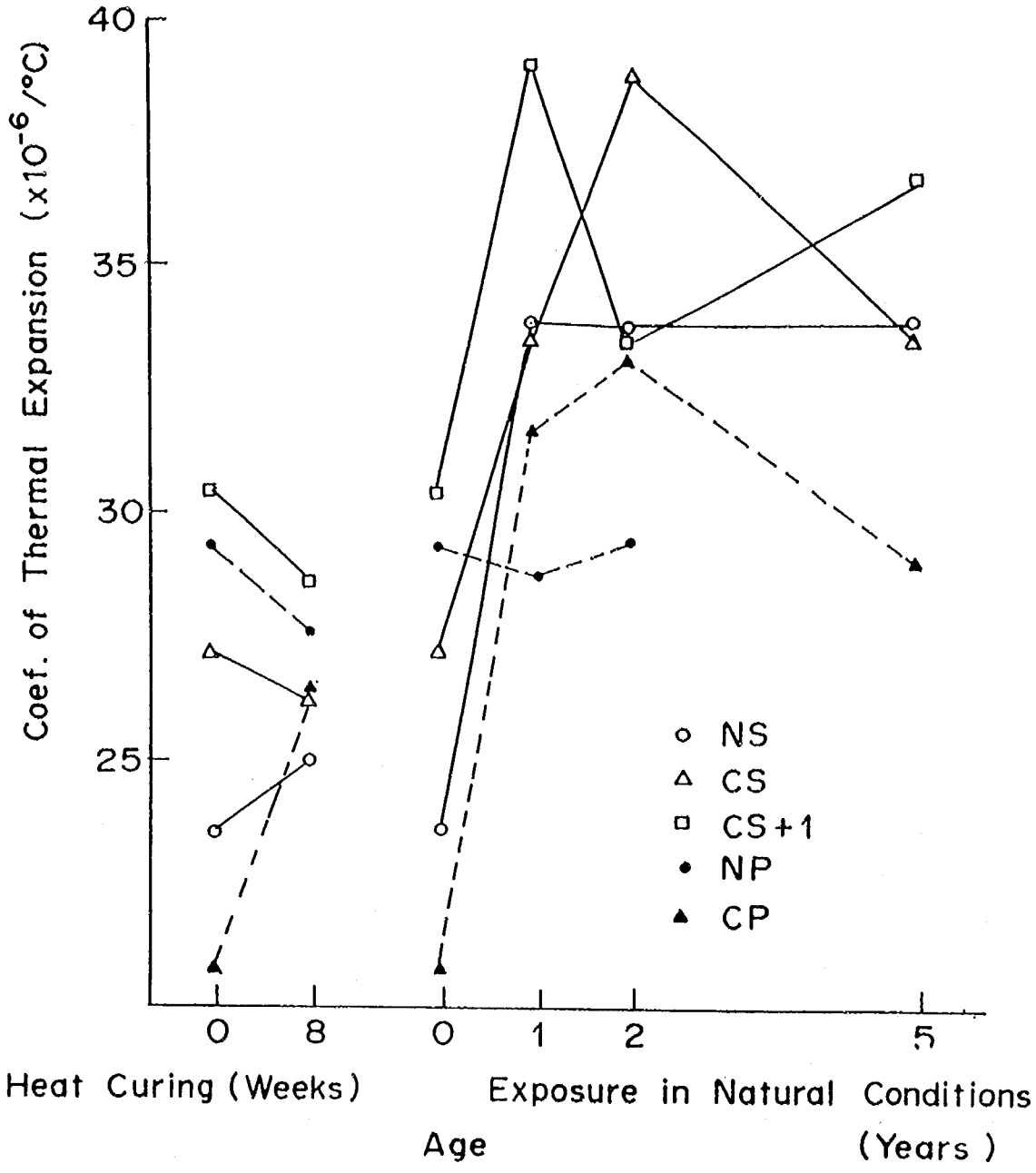
図－3.10　材令にともなうアスファルトコンクリートの
曲げ強度の変化



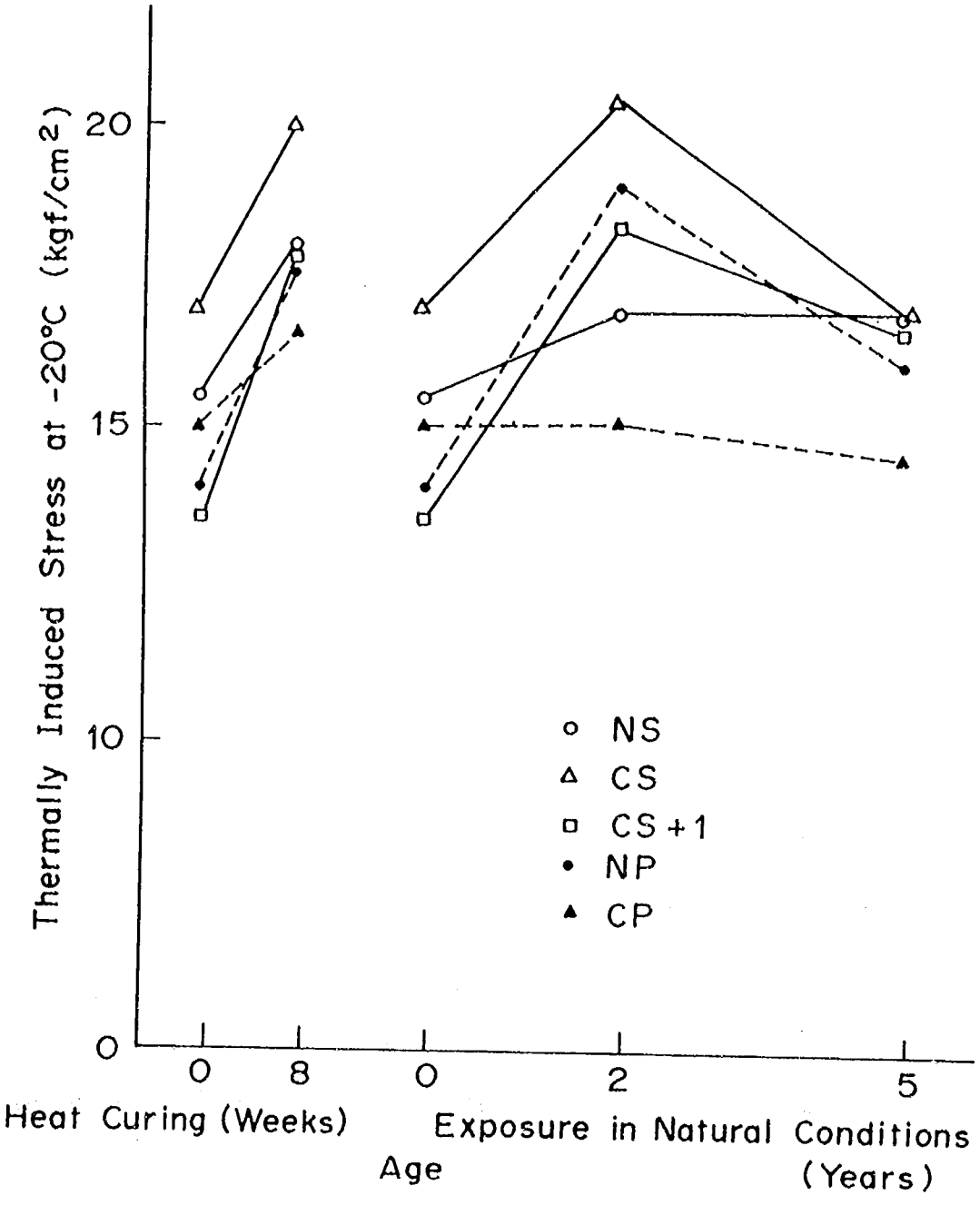
図－3.11　材令にともなうアスファルトコンクリートの
破断ひずみの変化



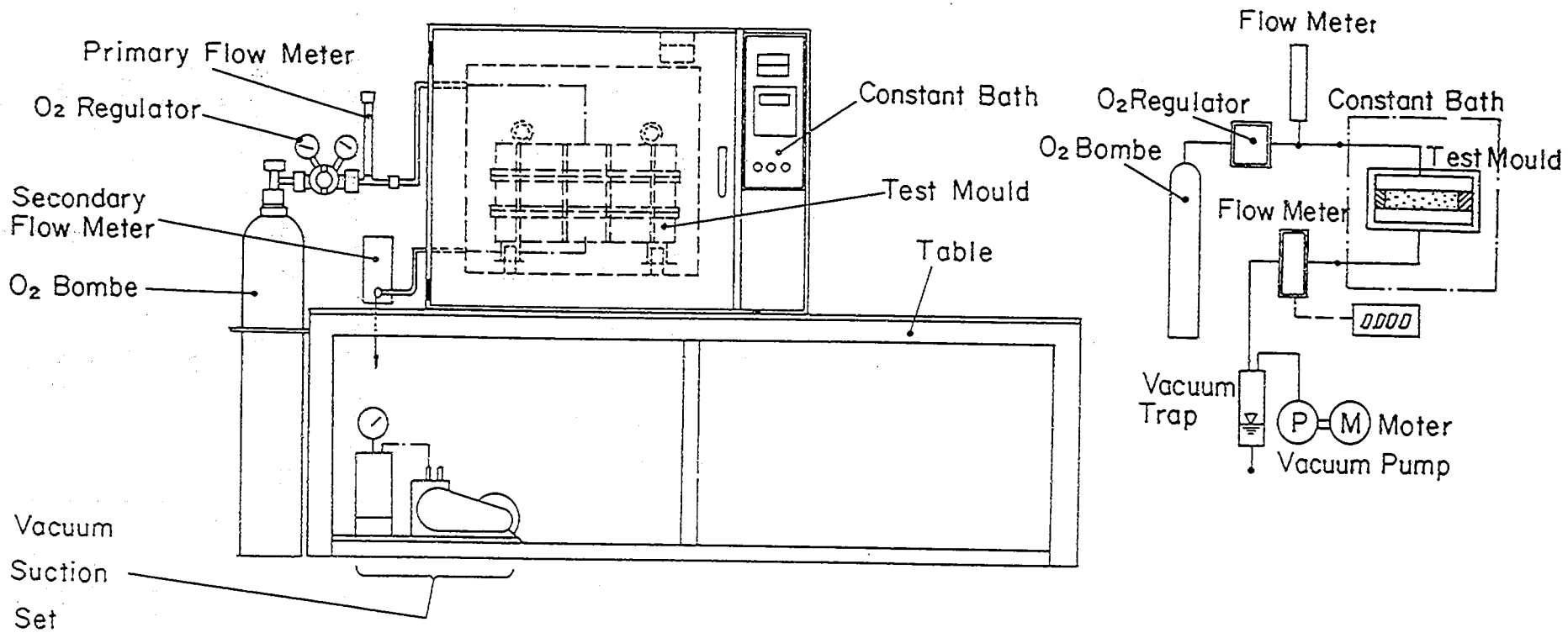
図－3.12　材令にともなうアスファルトコンクリートの
スティフネスの変化



図－3.13　材令にともなうアスファルトコンクリートの
熱膨張係数の変化



図－3.14　材令にともなうアスファルトコンクリートの
－20℃での温度応力の変化


Primary Flow Meter
O2 Regulator
Secondary
Flow Meter
O2 Bombe
Constant Bath
Test Mould
Table
Vacuum
Suction
Set
Flow Meter
O2Regulator
Constant Bath
O2 Bombe
Test Mould
Flow Meter
Vacuum
Trap
P
M
Moter
Vacuum Pump

図－4.1　老化促進装置

表-2.1 新東京国際空港のクラック状況

クラックの種類 位置	年	1 しわ状クラック	2 ブリスタリングによるクラック[1]	3 線状クラックと目地クラック[2]	4 網状クラック	5 パッチング	総合 2+3+4 [3]
A滑走路の北側 No.7～12	1975	0.60%	0.10%	2.01%	0.54%	—	2.65%
	1978	0.90	0.71	3.44	1.96	0.13	5.57
	1983	1.55	0.31	5.03	3.74	0.13	9.08
A滑走路の南側 No.186～191	1975	2.31	0.06	1.99	0.16	—	2.21
	1978	4.24	0.11	2.95	0.89	0.39	3.95
	1983	7.32	0.26	4.11	2.47	0.32	6.84
C滑走路 No.41-10	1975	18.82	0.31	0.15	—	—	0.46
～46-10	1978	16.10	0.15	0.30	—	0.19	0.45
	1983	15.50	0.10	0.63	—	0.19	0.73

(注) 1)ブリスタリングによるクラックの面積=0.09(m²)×クラック数
2)線状クラックの面積=クラック長(m)×0.3(m) (網状クラックも含む)
3)しわ状クラックは総クラックには含めない

表－3.1 モデル試験に用いられたアスファルトコンクリートの種類

アスファルトコンクリートの種類	アスファルト	骨材	アスファルト量 %
NS	ストレートアスファルト 60～80	通常骨材	6.2(OAC)
CS	ストレートアスファルト 60～80	コーラルリーフロック	9.3(OAC)
CS＋1	ストレートアスファルト 60～80	コーラルリーフロック	10.3(OAC+1)
NP	セミブローンアスファルト 40～60	通常骨材	6.2(OAC)
CP	セミブローンアスファルト 40～60	コーラルリーフロック	9.3(OAC)

表－3.2 モデル試験に用いられた２種類のアスファルトの物理的性質

項目		ストレートアスファルト 60～80	セミブローンアスファルト 40～60
針入度(1/10mm,25℃)		68	50
軟化点(℃)		49.5	59.0
伸度(cm,15℃)		140+	—
針入度指数		-0.6	0.8
粘度(cSt)	120℃	670	—
	140℃	280	704
	160℃	139	294
	180℃	77	131
比重		1.029	1.021

アスファルト舗装内部の温度分布に関する研究

Temperature Distributions in Asphalt Pavements

東京工業大学土木工学科　姫野　賢治
武蔵工業大学土木工学科　渡辺　隆
長岡技術科学大学　丸山　暉彦

概　要

本研究は、アスファルト舗装の破壊形態や寿命に大きな影響を及ぼす舗装の温度分布特性を明らかにし、これを理論的に推定する手法を確立することを目的としている。

まず舗装の温度分布を実舗装によって一年間にわたって毎時間測定した結果、温度分布は月変動と同程度に時刻変動をしていること、大気温度だけではなく日射量、風速、降水量によってもかなり大きく変動することなどを明らかにし、従来の方法ではこれを正しくは推定し得ないことを示した。

次に、舗装内部の温度の変化のしやすさを表わす熱拡散率、および、大気と舗装表面との間の熱量の授受を規定する熱伝達率をそれぞれ室内実験によって詳細に測定し、その結果、アスファルト混合物の熱拡散率は骨材粒度、バインダー量、空隙率などの材料特性のほかに温度自体に強く依存していること、また、熱伝達率は混合物表面の乾湿状態と風速に大きく依存することを明かにした。

最後に、これらの新しい知見を考慮した上で、大気温度、日射量、風速、降水量の基本的な気象データを入力条件として舗装内部の温度を熱伝導方程式により理論的に推定する手法を確立して、これによる推定値を実舗装における測定値と比較した結果、本方法によればその推定精度が従来から提案されている各種の推定方法の数倍に向上することを示した。

アスファルト舗装内部の温度分布に関する研究

東京工業大学　　姫野賢治
武蔵工業大学　　渡辺　隆
長岡技術科学大学　丸山暉彦

1．まえがき

道路、空港等の舗装に用いられるアスファルト混合物は、大きな感温性をもつアスファルトによって骨材を結合したものであり、アスファルト単体と同様に、大きな感温性をもった複合材料である。このため、アスファルト舗装が交通荷重を受けた時にとる挙動は、舗装構成材料の力学的特質や、交通車両の走行特性だけでなく、アスファルト混合物層内の温度分布にも強く依存している。舗装の破壊は多くの要因が複雑に作用して生ずるものと考えられるが、たとえばこのうち、バインダーの粘性が低下し、混合物が流動して生ずるいわゆる「わだち掘れ」は高温地域ほどその発生の程度が大きく、低温収縮ひびわれは寒冷地域に特有の現象である。また、疲労ひびわれやリフレクションクラックなどの他の破壊の発生や程度も何らかの形で間接的にアスファルト混合物層内の温度分布の影響を受けるものと考えられる。しかしながら、

① 舗装への熱量の授受が主に自然条件に支配されているため、伝熱現象が非定常であること、

② 舗装表面における熱伝達量や舗装構成材料の伝熱特性が把握されていないこと、

などの理由により、舗装内部の温度分布の推定は現時点では理論化されているとは言えない。また、理論的な推定を行わずに舗装温度に関する全国的な種々のデータを集計し、これに統計的処理を施して設計法に役立てるためには、多大の時間、労力、資金を費やし広範な地域で長期間にわたる実測データを集めなければならないため、あまり実用的ではないであろう。このため、現行の設計法ではアスファルト舗装の力学的挙動が舗装内部の温度分布に依存することに対する考慮は必ずしも十分とは言えないと思われる。

そこで、本研究は、

① 現実の舗装内部の温度の時間的、空間的分布を実測して、その特性を明らかにすること、

② 舗装構成材料の伝熱特性や舗装表面における熱伝達量を室内実験により定量化して、基本的な気象データのみから、舗装内部の温度の分布を推定する理論的な手法を構築すること、

を目的とした。

なお、ここでいう気象データには、全国約1200以上の箇所で毎時間測定され、比較的入手が容易な気象庁AMeDASによる大気温度、日照時間、降水量および風速のデータのうち舗装温度測定場所に最も近い土浦のものを用いた。

2．内部温度分布の測定方法

内部温度分布を測定するために用いたアスファルト舗装は、建設省土木研究所舗装走行実験場（北緯36°06'、東経140°05'、標高約25m）内に施工されたもので、Photo. 1およびFig. 1に示すように舗装構造を異にするA、B、Cの3つの工区から成っている。各工区は、8m×8.5m＝68m² の面積をもち、熱電対（CC：銅－コンスタンタン）を断線による欠測を避けるため図中に示す位置にそれぞれ2本ずつ埋設した。なお、一般に、表面温度の測定はセンサー部の埋設方法によって結果に違いを生じやすく[1),2)]、決められた測定方法はないが、本研究では、内部温度分布から内挿して求まる表面温度に比較的近い値を示すとされるStraubの方法[1)]を採用することとした。また、熱電対は地上 1.2mの百葉箱内にも設置し、大気温度の測定もあわせて行った。

測定結果の出力は、2台の自記式記録計を用いて、1984年9月1日から1985年8月31日までの1年間、1時間ごとに連続して行った。ただし、停電、記録計の故障等によりデータを測定し得なかった場合もある。なお、舗装に使用した材料の諸特性値およびアスファルト混合物の粒度分布を工区Aについて示す（Table. 1、Fig. 2）。

3．温度の測定結果および考察

3.1　舗装構造と表面温度

舗装構造の違いが舗装の内部温度に及ぼす影響を調べるため、Fig. 1の上部構造の材料がほぼ同一なA、B両工区の表面温度を比較したところ、Fig. 3に示すようにほとんど差が認められなかった。このことから、本研究の範囲内では、表層、基層などの上部構造の材料が同一ならば下部構造の違いによらず表面温度はほぼ一義的に定まることがわかり、舗装構成材料の伝熱特性が把握されれば表面温度を境界条件とした理論的な内部温度の推定が可能であることを示しているものと考えられる。そこで、以下では主に工区Aに限って検討を行った。

3.2　表面温度の時間変動

一般に、舗装の内部温度で最も大きな時間的変動をするのは表面温度であり、深くなるにつれて変動の振幅は減少する。Fig. 4は、1か月間の表面温度の変動を重ねて示したものであるが、同一時刻でも日によって、また、同一日でも時刻によって表面温度はかなり異なっていることがわかる。同様の事実は、各月ごとの表面温度分布を示したFig. 5および表層の有効温度の時間平均値を等温線で示したFig. 6からも確認できることがわかる。したがって、現在までに提案されている理論的設計法の多くは、実用上舗装の代表温度を月別に処理しているが、かりに分割数を大きくしないにしても、時刻等をも考慮に入れたより細かい処理方法が望ましいのではないかと考えられる。

3.3　大気温度と表面温度の関係

舗装の内部温度分布に影響を及ぼす因子には、外部影響因子として、大気温度、日射量、降水量、風速などの気象作用や地熱、走行車両が、また、内部影響因子として舗装構成材料の伝熱特性などが考えられる（Fig. 7）が、従来よりこのうち大気温度のみが重要視され、研究対象とされてきた。しかしながら、 Fig. 8の大気温度と表面温度の関係図に見られるように大気温度のみから表面温度を推定する場合には、このような実測値を代表するほぼ理想的な推定式を用いた時でも最大±13℃程度の誤差を生ずることがある。この原因は、表面温度が大気温度を下回ることはほとんどない事実から、日射量を主とした降水量、風速などの他の気象作用が原因になっているものと考えられ、これらを考慮に入れずに大気温度のみから表面温度を推定するには精度上の限界のあることがわかる。

なお、図中に秋山[3]が得た晴天または曇天時および雨天時の回帰式：

$$\theta_s = 1.1\theta_a + 1.5 + 0.17\exp(0.126\theta_a) \quad [晴天・曇天] \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (1)$$

$$\theta_s = 1.233\theta_a + 0.833 \quad [雨天] \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (2)$$

ここに、

θ_s：　舗装表面温度　[℃]

θ_a：　大気温度　（地上1.2m）[℃]

を示す。

3.4 日最高(低)大気温度と日最高(低)表面温度の関係

舗装の内部温度は、日最高温度と日最低温度との間をある程度規則的に変動しているので、両者を推定することができれば、内部温度の時間変動を概算することができる。Figs. 9、10は、それぞれ、日最高大気温度と日最高表面温度の関係および日最低大気温度と日最低表面温度の関係を示したものである。これらを見ると、かつて松野[4]が指摘したように、日最低大気温度と日最低表面温度の間にはかなり強い相関があり（相関係数：0.99）、日最低大気温度のみから日最低表面温度を推定することは必ずしも不可能ではないと考えられるが、日最高大気温度と日最高表面温度の関係にはFig. 8と同様に主に日射量の違いが原因と見られるバラツキが認められる（相関係数：0.93）。

なお、従来から提案されている回帰式のうち代表的なものには、

a) 最高温度について、

$\theta_{s.max}=1.78\theta_{a.max}-7.35$ [5] [晴天] …… (3)

$\theta_{s.max}=1.36\theta_{a.max}-1.59$ [5] [曇天] …… (4)

$\theta_{s.max}=1.44\theta_{a.max}-5.12$ [5] [雨天] …… (5)

$\theta_{s.max}=1.40\theta_{a.max}+10.0$ [6] [晴天] …… (6)

$\theta_{s.max}=1.35\theta_{a.max}-1.60$ [6] [曇天] …… (7)

$\theta_{s.max}=1.40\theta_{a.max}-4.00$ [6] [雨天] …… (8)

$\theta_{s.max}=1.39\theta_{a.max}+2.58$ [2] …… (9)

b) 最低温度について、

$\theta_{s.min}=1.10\theta_{a.min}+1.00$ [6] …… (10)

$\theta_{s.min}=1.07\theta_{a.min}+3.21$ [2] …… (11)

ここに、

$\theta_{s.max}$：日最高表面温度［℃］

$\theta_{a.max}$：日最高大気温度［℃］

$\theta_{s.min}$：日最低表面温度［℃］

$\theta_{a.min}$：日最低大気温度［℃］

などがある。図中には、このうち天候によらず適用できるもの（式(9)～(11)）をあわせて示した。

3.5 深さ別舗装内部温度の出現頻度分布

アスファルト混合物の温度が高くなるにつれてアスファルトの粘性が低下して流動による舗装のわだち掘れが卓越するようになり、また、温度が極端に低くなると温度応力の増加速度が緩和速度を上回り低温収縮ひびわれが発生する場合がある。Fig. 11は測定期間中の舗装内部温度の出現頻度分布を深さ別に示したものであり、舗装が測定中の一年間を通じてとる温度範囲を表している。これより、明らかに深さとともに分布のバラツキは小さくなっていることがわかる。しかしながら、深さ10cm程度までの頻度分布は、舗装表面の頻度分布と比較して大きな違いは認められず、混合物の流動や低温収縮によるひ

びわれは表層表面近傍だけでなく基層内部でも相当な程度進行することが推察される。

また、この深さ別舗装内部温度の出現頻度分布を、松野[4]、大田ら[7]が示したものと比較したところ、位置およびバラツキともかなり異なっていることが確認されたが、これは、測定場所、測定年の違いに由来する当然の結論であろう。

3.6 日最高表面温度と深さ別日最高舗装温度の関係

日最高舗装温度は各深さとも日最高表面温度と直線関係にあり、その勾配は深くなるにつれて規則的に小さくなるとされている[2),3)]。本研究における測定結果では、温度が低い程、また、深さが大きい程両者の関係は乱れ、必ずしも直線関係にあるとは限らなかった（Figs. 12、13）。

4．舗装内温度分布の理論的推定方法

以上、大気温度と舗装表面温度、および、舗装表面温度と舗装内部温度の関係をそれぞれ調べ、最終的に大気温度のみから舗装内部温度を推定することには、精度上の限界があることが明らかにした。そこで、以下では、他の温度影響因子をも考慮に入れた理論的な温度分布の推定を行うため、舗装に熱伝導方程式を適用し、室内実験を通じて未知パラメータを定量化し、実際の現象と理論式との対応づけを行った。

4.1 基礎方程式

舗装内温度分布を支配する基礎方程式は熱伝導方程式であり、舗装内部の熱の流れの一次元性および各層内の伝熱特性の一様性を仮定すると、これは次のように表される。

$$\frac{\partial \theta}{\partial t}(z,\ t)=\kappa^2\frac{\partial^2\theta}{\partial z^2}(z,\ t) \quad \cdots\cdots (12)$$

ここに、

θ ： 舗装内温度 [℃]

t ： 時間 [s]

z ： 舗装表面からの深さ [m]

κ^2 ： 舗装材料の熱拡散率 [m^2/s]

である。

4.2 境界条件

アスファルト舗装の系に対する熱の出入りは、伝熱の一次元性を仮定した場合、表層表面および路床等の地中におけるものに限られる。このうち、表層表面におけるものは、大気温度、日射量、降水量などの気象作用および走行車両によるもの、また、地中におけるものは地熱によるものが主であろうと考えられる。しかしながら、本研究では、深さ約80cmの路床上面における日温度変化は極めて小さかった（Fig.16）ので、この深さにおける熱の授受は無視し、路床上面を断熱境界として扱った。他の舗装構造においても、この程度の深さにおいては温度変化は僅かであろうと推定される。また、表層表面のものは気象作用に限って解析を行ったが、比較のため測定が容易な表層表面温度を境界条件とした場合の解析もあわせて行った。これらの場合の境界条件式は以下のように表される。すなわち、

表層表面（z＝0）においては、

a)気象作用を境界条件にした場合、

$$\kappa^2\frac{\partial^2\theta}{\partial z^2}(0,\ t)+\frac{\alpha}{\rho c}(\theta(0,\ t)-\Theta(t))+\frac{q}{\rho c}=0 \quad \cdots\cdots (13)$$

b)表面温度を境界条件にした場合、

$$\theta(0,\ t)=\theta_s(t) \quad \cdots\cdots (14)$$

路床上面（z＝z ）においては、上のa)、b)両場合を通じて、

$$\frac{\partial \theta}{\partial z}(z,\ t)=0 \quad \cdots\cdots (15)$$

ここに、

θ_s : 表面温度〔℃〕

α : 表層表面における熱伝達率〔W/(m²·K)〕

ρ : 表層混合物の密度〔kg/m³〕

c : 表層混合物の比熱〔J/(kg·K)〕

θ : 大気温度〔℃〕

q : 表層表面における入熱量〔W/m²〕

である。

式(13)は、Fig.14に示すように、舗装表面における熱的な釣合い条件から理論的に導かれるものである。式中の各項は、それぞれ、舗装内部に吸収される熱量、大気から舗装表面に伝わる熱量および日射量のうち舗装表面に吸収される熱量に対応している。本研究では有限要素法による数値解析を行うため、式(12)をGalerkin法によって連立一階常微分方程式の初期値問題に変形し、Crank－Nicholson法を用いて解いた。

4.3 初期条件

本研究では、時刻0:00をｔ＝０とし、各節点の初期温度を時刻0:00における実測データから内挿して解析を行ったが、通常の場合は初期温度は実測されていない。そこで、初期条件を一般化するため、時刻0:00における大気温度と深さ別の舗装温度との関係を調べたところ、深夜で日射量によるバラツキがないために、比較的強い相関が認められた。また、ここで得られた回帰式による温度を初期条件として解析を行ったところ、実測値を初期条件とした場合の結果に徐々に収束し、実用上問題のないことがわかった。

なお、得られた時刻0:00における回帰式は以下のとおりである。

$$\theta(z,\ 0)=1.13\Theta(0)+6.21+(0.07\Theta(0)-6.56)\cdot \exp(-0.07z)\cdot \cos(-0.07z) \quad \cdots\cdots (16)$$

4.4 基礎方程式および境界条件式における温度影響因子の評価

上記方程式を現実の舗装に対して適用するため、基礎方程式(12)および境界条件式(15)の中にあらわれ、舗装の内部温度に影響を与える各因子の定量化を行った。

a) 熱拡散率（κ^2） 一般に、アスファルト混合物は骨材の配向状態に起因する力学的な強い異方性をもっており[8]、伝熱的にも同様に異方性をもつことが推察される。したがって、熱拡散率の測定に際しても現実の舗装におけるのと同様に、流熱方向と転圧方向を一致させることが必要であると考えられる。筆者らはこの条件を満たしたアスファルト混合物の熱拡散率測定方法を提案[9]し、これによって熱拡散率が温度、骨材間隙率、飽和度などに依存することを明らかにした。本研究では、試験舗装から

直接採取した円筒形のコアに対してこの測定方法を適用し、熱拡散率を定量化した（Fig.15）。

熱拡散率を求めるために行った実験の概要および計算方法を、［付録１］に示す。なお、粒状材については、コアが採取できないこと、舗装内部における温度振幅が小さく、感度分析の結果推定値に大きな影響を与えないことことがわかったことなどから、文献[10),11)]を参考にして、3.5×10^{-7} m^2/sとした。

b) 熱伝達率（α） 熱伝達率は、大気と舗装表面との間の熱量の授受が両者の温度差に比例するとした場合の比例係数であり（Newtonの冷却の法則）、舗装表面における風速が大きくなるほど大きくなる（強制対流伝達）。すなわち、

$$q_0=\alpha\,(\Theta(t)-\theta(0,\ t)) \quad \cdots\cdots (17)$$

ここに、

q_0： 大気と舗装表面との間で授受される熱量［W/m^2］

α ： 表層表面における熱伝達率［$W/(m^2\cdot K)$］

である。

本研究ではこの概念を拡張し、気化熱の影響も含めて、室内実験により舗装表面の乾湿状態別に風速の関数として求めた（Fig.16）。熱伝達率を求めるために行った実験の概要および計算方法を、［付録２］に示す。

c) 入熱量（q） 舗装表面における入熱量は、気化熱を無視した場合ほとんどが太陽の日射によるものであり、全天日射量が測定されていればそれを直接に用いることができるが、気象庁AMeDASのデータ項目には含まれていないので、あえて理論式を用いることとした。

すなわち、単位時間当りの日射量を日射強度と呼ぶことにすると、全天日射強度Ｉは、直達日射強度I_Dと散乱日射強度I_Sを用いて、

$$I=(s+(1-s)m)\,(I_D\sin\phi+I_s) \quad \cdots\cdots (18)$$

と表される。なお、直達日射強度は、その定義式より、

$$I_D=I_0P^{\left(\frac{1}{\sin\phi}\right)} \quad \cdots\cdots (19)$$

であり、また、散乱日射強度は、Berlarge の式から

$$I_s=\frac{1}{2}I_D\sin\phi\,\frac{1-P^{\left(\frac{1}{\sin\phi}\right)}}{1-1.4\ln P}$$

と表せる。

ここに、

ϕ ： 太陽高度（地表水平面と太陽方向とのなす角度）［rad］

P ： 大気透過率

I_0： 大気が無いときに地表面に到達する太陽ふく射強度［W/m^2］

s ： 日照時間の割合

m ： 雲の透過率

を表す。このうち、ϕは、地球中心からの対象とする地点の位置ベクトルと太陽の方向ベクトルとのなす角度から求めたが、P、Iは理科年表[12]による値、また、mは繁雑さを避けるため、気象研究所における地上観測日原簿の曇天時の平均的な値として、一律に0.40を用いた。これは、雨天時には日射による入熱量よりも熱伝達による入熱量が卓越し、結果に大きな影響を及ぼさないためである。

検証のため、この理論全天日射強度を積分して求めた1時間当りの全天日射量と気象研究所における実測日射量とを比較したところ、Figs. 17、18に示すように、日の出、日の入り時刻に若干のずれが認められるものの、天候によらず両者はほぼ一致していると言うことができる。この時刻のずれは、地球を完全球体、公転軌道を真円軌道で近似したことによる誤差および太陽高度が小さく直達日射量がほぼ0のときの散乱日射量の影響が原因と思われる。

なお、日射量のうち、舗装内部に伝わるものの割合を表す熱吸収率は表面の色、粗度などに影響を受けると考えられるが、本研究では骨材に砂岩を用いているので、文献[13),14)]により、0.91とした。

5．舗装内部温度の推定結果

5.1　気象作用を境界条件にした場合

Figs.19～21は、表面温度を未知とし、気象作用を境界条件にした場合の内部温度推定結果の例を示したものである。これらより、天候によらず、ほぼ±２～３℃の誤差で温度推定が可能なことがわかる。ただし、実測が困難な大気透過率Ｐおよび雲の透過率ｍはそれぞれ月平均値、定数を用いたこと、また、風速や日射量などのかなり不規則に変化しうる因子を１時間単位の平均値で扱ったことなどから、最大で±５～７℃の誤差を生じた日もあったが、表層表面から路床上面までを含めた全測定点での平均平方誤差は高々２～３℃であって、実用上十分満足できるものと考えられる。

なお、年間を通じての平均的な誤差は、 2.2℃であり、他の研究者の推定方法[2),3),7)]による場合のおよそ２～３倍の高い精度であることが確認された[19)]。

5.2　表面温度を境界条件にした場合

Figs.22～24は、それぞれFigs.19～21と同じ日について実測の舗装表面温度を境界条件にした場合の内部温度の推定結果を示したものである。これより、気象作用を境界条件にした場合よりもさらに精度が高く、全日を通じておよそ±１～２℃の誤差で推定が可能であること、および、本研究で採用した表面温度の測定方法、材料の熱拡散率の評価方法が適切であったことがわかる。

なお、参考のため温度推定の対象とした上記３日間の気象データをTable.２に示す。

6．結論

本研究で得られた結論を要約すると、以下のようになる。

（1） 舗装温度の時間的な変化は大変に大きく、1か月間の舗装温度を一定とみなす月別の代表温度を設計に用いることには精度上の問題がある。

（2） 舗装の内部温度を推定する場合は大気温度以外の気象条件をも考慮に入れた推定方法が必要であると考えられる。

（3） 舗装温度を大きく規定するアスファルト混合物の熱拡散率を温度の関数として、また、舗装表面における熱伝達率を湿潤状態別に風速の関数としてそれぞれ定量化することができた。

（4） 舗装表面温度が測定されていなくとも、本研究で提案した手法を用いれば気象庁AMeDASの基礎的な気象データのみから高々2～3℃の平均平方誤差で内部温度の推定が可能である。さらに舗装表面温度が測定されている場合には、舗装内部温度はより高い精度で推定することができる。

7．あとがき

既設のアスファルト舗装の表面温度が測定され、また舗装材料の物性値が推定できる場合には、熱伝導方程式を数値解析することにより舗装内部温度分布が非常に高い精度で推定できることから、例えば従来表面温度のみによって補正を行っていたたわみ量がより高精度で測定できることようになろう。また、表面温度が未知の場合でも本研究で構築したモデルを適用することにより、多大な時間、労力、資金を費やして温度測定を行うことなく、比較的入手が容易な気象庁AMeDASの気象データのみによって舗装内部温度分布の推定が行なえることから、今後気象条件の違いを考慮に入れた設計方法や既設舗装の供用性予測手法の開発に大きく寄与することが期待される。さらに、本手法を適用することにより、現在大きな問題となっている連続鉄筋コンクリート舗装の温度応力ひびわれなどのセメントコンクリート舗装に関連する問題の解析も可能になるものと思われる。

なお、本研究に用いたデータは、筆者の一人が建設省土木研究所舗装研究室に在職中に測定したものである。また、測定された全データは土木研究所資料[16]に掲載されている。本論文は、舗装温度測定期間に約半月のずれがあるほかは、ほとんど同一の内容を土木学会論文集[18]に発表済である。

謝辞

本研究を遂行するにあたり、温度測定を快諾し便宜を図って下さった建設省土木研究所舗装研究室の方々、膨大な量のデータ処理を快く引き受けてくれた東京工業大学の元学生諸君、また、貴重な時間を割いて惜しみなく的確な助言を与えて下さった東京工業大学の木村孟教授には並々ならぬお世話になった。ここに記して深甚の謝意を表する次第である。

参考文献

1) Straub, L., Schenck, H.N.Jr., and Przybycien, P.E. : Bituminous Pavement Temperature Related to Climate, HRB Bull.256, pp.53～77, 1968

2) 近藤佳宏、三浦裕二 : アスファルト舗装体内温度の推定に関する研究、土木学会論文集、 No.250、 pp.123～132、 1976年6月

3) 秋山政敬 : アスファルト舗装体の温度に関する調査研究、土木学会論文集、 No.246、 pp.105～115、 1976年2月

4) 松野三朗 : アスファルト舗装の温度について、土木技術資料、 No.5-5、 pp.28～31、1963年5月

5) 野田和弘 : アスファルト舗装体の温度およびたわみ特性について、昭和45年度試験所報告、日本道路公団、 pp.55～62、 1971年11月

6) 高速道路調査会 : アスファルト舗装追跡調査解析結果報告書、 1976年2月

7) 大田昌昭、熊谷茂樹、菅原竜蔵、大谷正男 : 北海道におけるアスファルト舗装体の温度について、第23回建設省技術研究会報告、 pp.334～348、 1969

8) 新田 登、笠原 篤 : 転動荷重下におけるアスファルト混合物の変形特性、土木学会論文集、 No.329、 pp.117～125、 1983年1月

9) 渡辺 隆、姫野賢治、勝呂 太 : アスファルト混合物の伝熱特性に関する実験的研究、第39回年次学術講演会概要集、 V-222、 pp.443～444、 1984年10月

10) 村井貞規、福田 正、高橋彦人 : アスファルト舗装の温度変化の予測、第35回年次学術講演会概要集、 V-223、 pp.442～443、 1976年10月

11) 水谷重喜 : 日射を受けるアスファルト混合物層の温度変化の推定、 舗装、 vol.18 、 No.7、 pp.18～21、 1983年

12) 東京天文台 編纂 : 理科年表、丸善、 1985年

13) J.R.ホールマン (平田 賢監訳) : 伝熱工学(上)(下)、ブレイン図書、 1982年

14) 吉本 彰、荻野正嗣、川上正史 : アスファルト舗装体の温度、舗装、 vol.10、 No.1、 pp.29～32、 1975年1月

15) 建設省土木研究所：アスファルト舗装内の温度分布に関する調査研究（資料集）、土木研究所資料第2198号、1985年３月

16) 武政剛弘、深田三夫 : 砂および砕石による二層の熱伝導について、長崎大学工学部研究報告、No.６、pp.89～93、1975年12月

17) 武政剛弘、深田三夫 : 舗装道路における熱伝導、長崎大学工学部研究報告、No.８、pp.61～66、1977年１月

18) 姫野賢治、渡辺 隆、勝呂 太：アスファルト舗装の内部温度の推定に関する研究、土木学会論文集、No.366／Ⅴ, pp.123-132, 1986年２月

19) 姫野賢治：アスファルト舗装の疲労ひびわれ破壊に関する基礎的研究、博士論文、東京工業大学、1986年７月

[付録１]　熱拡散率の測定方法

熱拡散率は熱伝導率を熱容量で除したものであり、拡散方程式に直接現れる係数であるが、現在までのところ、アスファルト混合物の熱拡散率の確立された測定方法はなく、本来セメントコンクリートの熱拡散率を測定するために提案されたGlover法またはThompson法を応用して測定された例[10),11)]が見られるに過ぎない。

本研究ではこれらの点を改良したFig.A1に示すような実験装置を新たに開発し、非定常解析を行ってアスファルト混合物の熱拡散率を求めた。すなわち、断熱材（おが屑）に周囲を覆われた厚さ10cmのマーシャル供試体に熱電対（ＣＲＣ：クロメル～コンスタンタン）を埋め込み恒温乾燥炉で－20℃または60℃の一定温度に養生したのち、ポリ塩化ビニリデンの薄膜を介し、温度管理された水によって供試体表面から転圧方向に一次元的な熱を流して内部の温度変化を測定した。測定後は供試体を縦方向に分割して熱電対の埋め込み位置を正確に計測した。

供試体の温度変化からの熱拡散率の計算方法は以下のとおりである。Fig.A1のセンサー１および３を境界条件とし、供試体内部の初期温度分布を初期条件として熱伝導方程式を解くことによってセンサー２の位置での温度変化を t および κ^2 の関数として推定することができる。センサー２の位置における供試体の温度変化の測定値、推定値をそれぞれ $\theta(t)$、$\hat{\theta}(\kappa^2, t)$ と表すと、両者の残差平方和の積分値は κ^2 が最確値を取るときに最小となる。従って、

$$\int_{t_1}^{t_2} \frac{\partial \hat{\theta}}{\partial(\kappa^2)}(\kappa^2,\ t)\left(\hat{\theta}(\kappa^2,\ t)-\theta_2(t)\right)\,dt=0 \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (A1)$$

が得られ、これを解くことにより κ^2 の最確値が求まる。実際の現象は非定常的であり、この解析的解は求められないので、本研究では空間を中央差分法により離散化し、得られた微分方程式を時間的に前進差分法を用いることによって解いた。なお、センサー２の位置における温度の実測は２分毎に行われ、また推定値も離散的に得られるため、式（A1）を差分方程式に置換えて解いた。ただし、この差分方程式は κ^2 について強い非線形性を持っているためNewton-Raphson法を用い、また、位置 z によらず５℃以内の温度変化に対しては κ^2 は一定と考えて解析を行った。

［付録２］　熱伝達率の測定方法

実験に用いた供試体は、熱が一次元的に流れるよう 300mm×300mm×100mmのスラブ状のアスファルト混合物の周囲を厚さ16mmの合板で囲んだもの（Fig.A2）で、約10mm間隔に表面を含めて11本の熱電対を埋設した。これをおよそ 0℃または40℃の一定温度に養生した後に20℃の風洞内に側面の一つが下になるように約１時間放置し、表面の乾湿状態、風速を変えながら２分ごとに供試体内部の温度変化を測定した。

供試体内部温度および大気温度をそれぞれ$\theta(z,t)$、$\Theta(t)$（$0 \leqq z \leqq 10mm$、$0 \leqq t \leqq 60min$）とすると、時刻ｔおよびｔ＋Δｔの間に単位表面積当りに増加した熱量は供試体表面において大気との間で伝達された熱量に等しいから、

$$\rho c \int_0^z (\theta(z,\ t+\Delta t)-\theta(z,\ t))\,dz/\Delta t$$

$$=\alpha\,((\theta(0,\ t)-\Theta(t))+(\theta(z,\ t)-\Theta(t))) \quad \cdots\cdots\cdots\cdots \quad (A2)$$

ここに、

θ ： 供試体内部温度［℃］

Θ ： 大気温度［℃］

ρ ： 供試体の密度［kg/m^3］

c ： 供試体の比熱［$J/(kg\cdot K)$］

α ： 供試体表面における熱伝達率［$W/(m^2\cdot K)$］

z ： 供試体の厚さ（0.1m）

が成り立つ。

本研究では、Δｔ=2minとし、数値積分によって熱伝達率αを求めた。

[付録３]　気象作用を境界条件とした内部温度の推定方法

本研究では、舗装の系を熱伝導モデルに置きかえ、未知節点温度ベクトルを決定するために変数zについてGalerkin法を適用し、式(12)、(13)、(15)を連立一階常微分方程式の初期値問題：

$$[K]\{\Phi\} + [C]\{\partial\Phi / \partial t\} = \{F\} \quad \cdots\cdots (A3)$$

$$\{\Phi(0)\} = \{G\} \quad \cdots\cdots (A4)$$

ここに、

$\{\Phi\}$ ：　系全体の節点温度ベクトル

$[K]$ ：　熱伝導マトリクス

$[C]$ ：　熱容量マトリクス

$\{F\}$ ：　熱流速ベクトル

に変換し、これをCrank-Nicholson 法により解いた。熱伝導マトリクスの帯要素および熱流速ベクトルの第１要素には時々刻々変化するパラメータが現れるが、これらのうちΘは実測の気象データから直接取り込み、qは年月日および日照時間の割合から式(18)により求めた。また、αは風速、降水量のデータとFig.16から、κ^2 は計算で求まる節点温度を用いてFig.15の関係から各時間ステップごとに計算した。

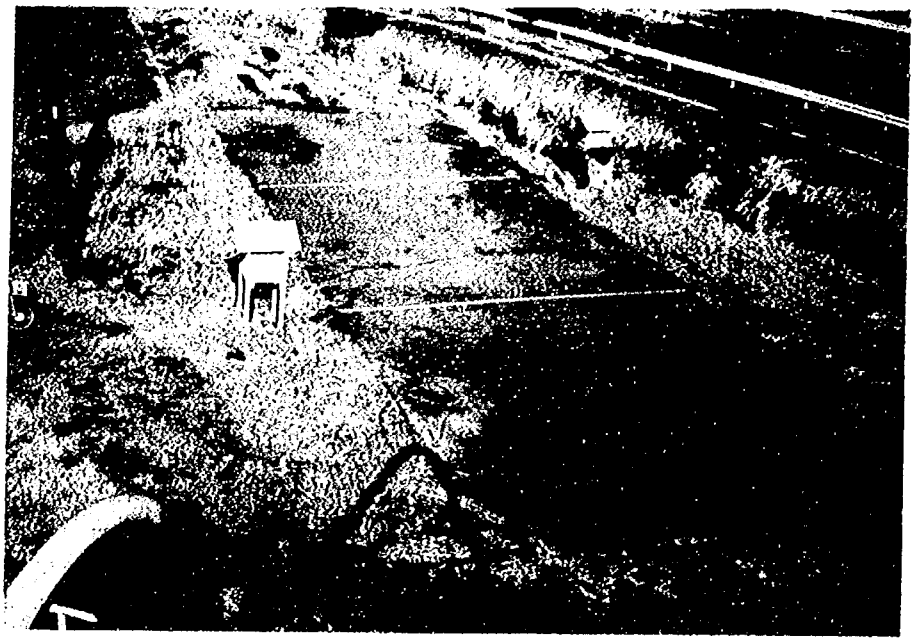


Photo 1 A View of the Test Pavements Used for Temperature Measurements

Table 1 Material Properties of the Pavement Used for the Temperature Measurements

Layer	Material	Properties	
Surface	Dense Graded (13)	Standard Density	2.323 g/cm³
		Core Density	2.304 g/cm³
		Degree of Compaction.	99.2 %
		Asphalt Content	5.91 %
Binder	Coarse Graded (20)	Standard Density	2.354 g/cm³
		Core Density	2.307 g/cm³
		Degree of Compaction	98.0 %
		Asphalt Content	4.96 %
Base	Lime Treated Base	Water Content in % of Dry Weight	9.0 %
		Wet Density	2.181 g/cm³
		Dry Density	2.003 g/cm³
		Lime Content	6.0 %
	Mechanical Stabilized Base (M30-0)	Water Content in % of Dry Weight	5.5 %
		Wet Density	2.415 g/cm³
		Dry Density	2.289 g/cm³
Sub-base	Crusher Run (C40-0)	Water Content in % of Dry Weight	1.3 %
		Wet Density	2.144 g/cm³
		Dry Density	2.116 g/cm³
Subgrade	Kanto Loam	Water Content in % of Dry Weight	97.0 %
		Wet Density	0.930 g/cm³
		Dry Density	0.472 g/cm³

Table 2 Hourly Meteorological Data for the Comparison of Pavement Temperature

(1) Jun., 13th, 1985

Time (o'clock)	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23
Solar Rad. ($0.01MJ/m^2$)	0	0	0	0	0	6	23	33	35	70	75	56	59	51	34	22	10	4	1	0	0	0	0	0
Wind Vel. (m/s)	2.0	2.0	1.0	1.0	2.0	2.0	3.0	3.0	3.0	3.0	4.0	4.0	4.0	4.0	6.0	4.0	3.0	3.0	4.0	3.0	3.0	2.0	4.0	2.0
Rainfall (mm)	0	0	0	0	0	1	1	0	0	1	0	1	0	1	1	1	3	1	1	2	1	2	4	1
Sunshine (hr.)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Air Temp. (°C)	17.1	16.9	17.1	16.7	16.8	16.3	16.0	16.3	16.6	16.9	16.8	16.9	16.7	16.6	16.6	16.0	15.6	15.5	15.9	15.4	15.3	15.5	14.9	14.6

(2) Oct., 20th, 1984

Time (o'clock)	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23
Solar Rad. ($0.01MJ/m^2$)	0	0	0	0	0	0	1	7	14	29	66	76	68	62	43	31	14	1	0	0	0	0	0	0
Wind Vel. (m/s)	1.0	0.5	0.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.0	0.5	0.5	2.5	3.0	2.0	1.5	1.0	0.5	0.5	1.0	1.0	0.5	1.0	1.0	0.5	1.0
Rainfall (mm)	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	1	1	1	1	1	1	1	1
Sunshine (hr.)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Air Temp. (°C)	15.6	15.2	15.2	15.0	15.1	15.3	14.8	15.6	15.5	16.1	16.1	16.6	17.3	17.1	18.4	18.4	18.1	17.7	17.3	16.8	16.3	16.1	15.9	15.9

(3) Oct., 26th, 1984

Time (o'clock)	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23
Solar Rad. ($0.01MJ/m^2$)	0	0	0	0	0	0	9	44	99	149	184	200	196	175	134	79	27	3	0	0	0	0	0	0
Wind Vel. (m/s)	0.5	1.5	1.5	0.5	0.5	1.0	1.0	0.5	0.5	1.0	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	1.5	1.0
Rainfall (mm)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Sunshine (hr.)	0	0	0	0	0	0	0	0.3	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.2	0	0	0	0	0	0	0
Air Temp. (°C)	12.2	11.9	11.6	10.6	10.6	9.6	9.5	9.7	12.6	18.5	21.0	22.2	22.3	21.7	20.3	18.7	17.6	16.1	14.9	15.0	15.3	15.5	15.6	16.5

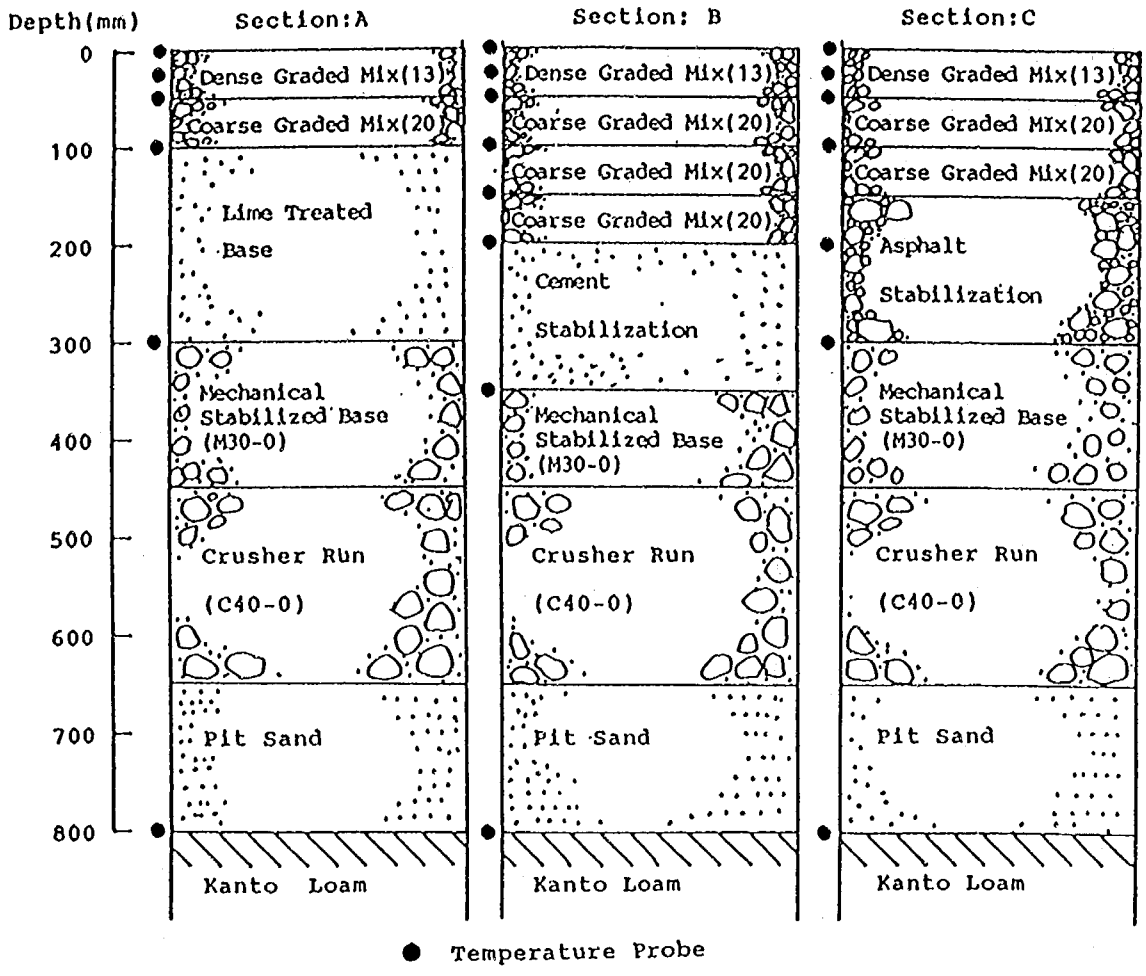


Fig.1 Pavement Structure and Locations of Temperature Probes

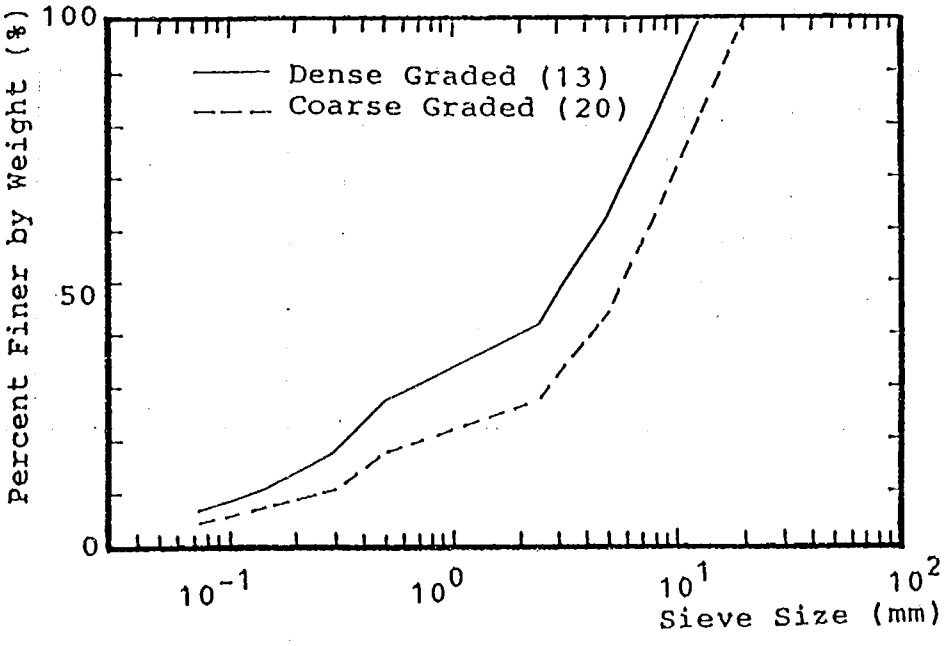


Fig.2 Combined Aggregate Grading Curves of Asphalt Mixes

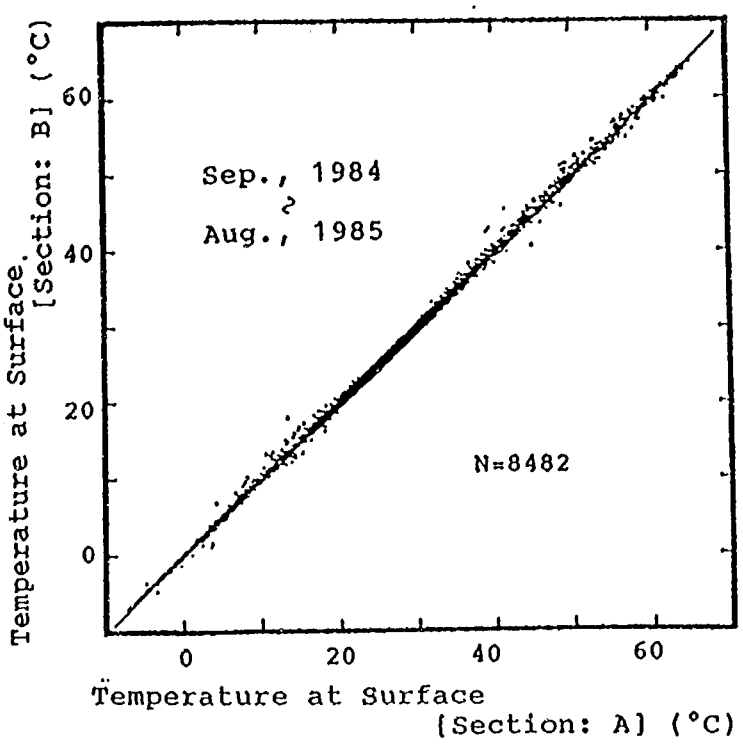


Fig.3 Comparison of Temperatures at the Pavement Surfaces of Sections A and B

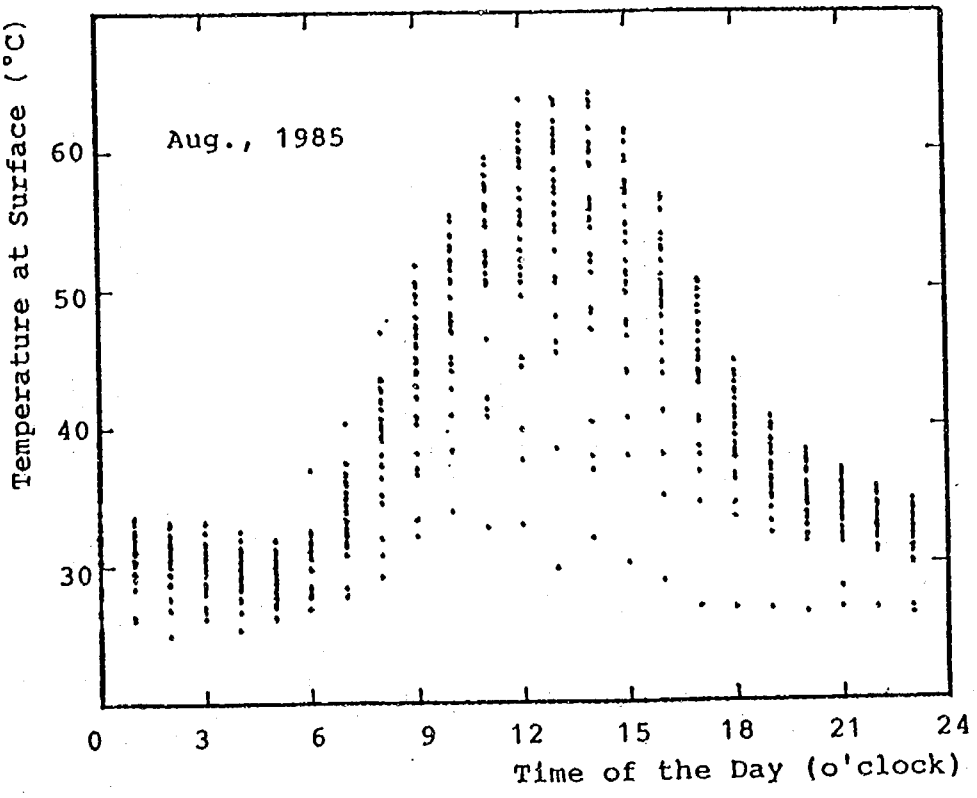


Fig.4 Variations of Temperature at the Pavement Surface within a Month

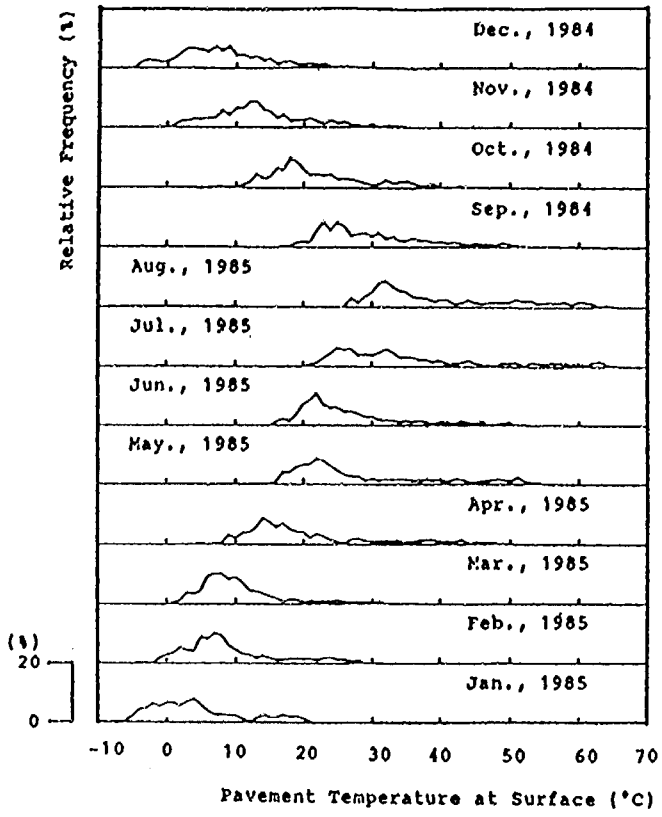


Fig.5 Annual Temperature Distributions at Surface of the Pavement

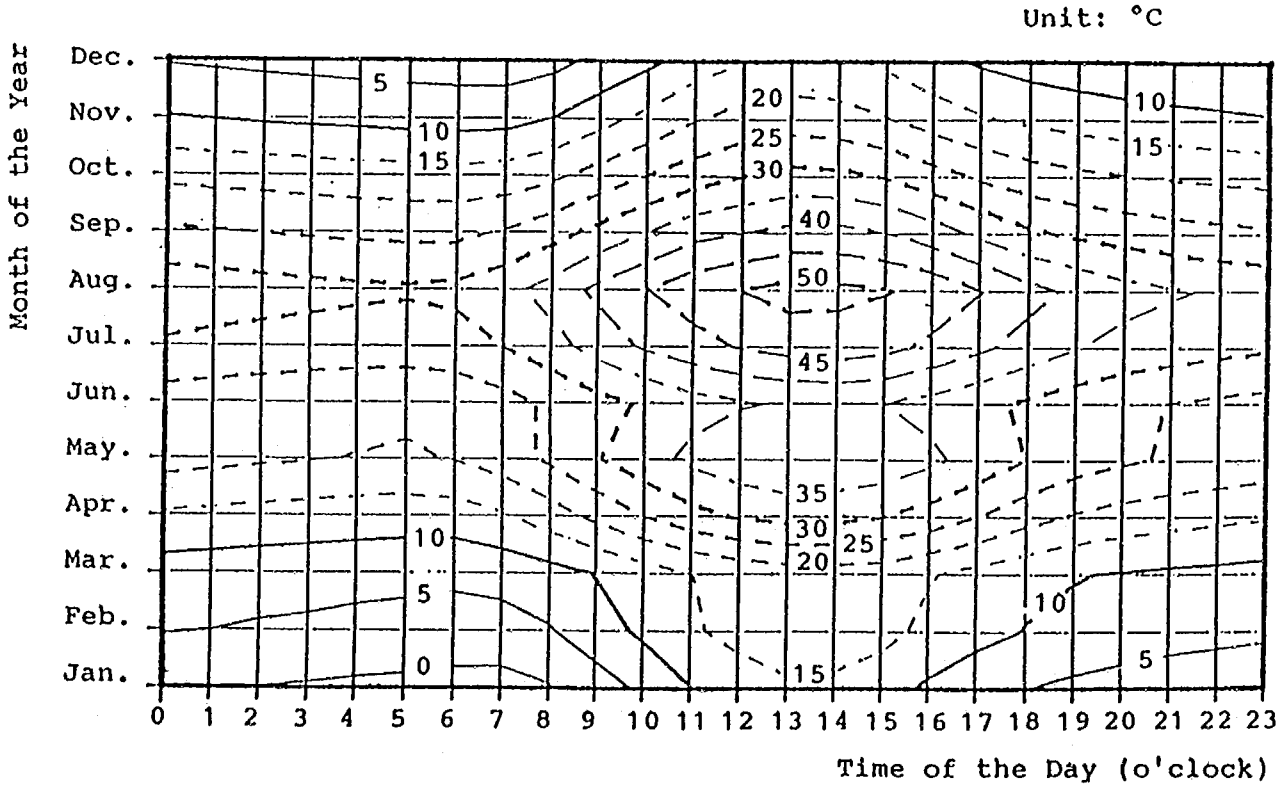


Fig.6 Isothermal Lines of Effective Temperature of the Surface Course

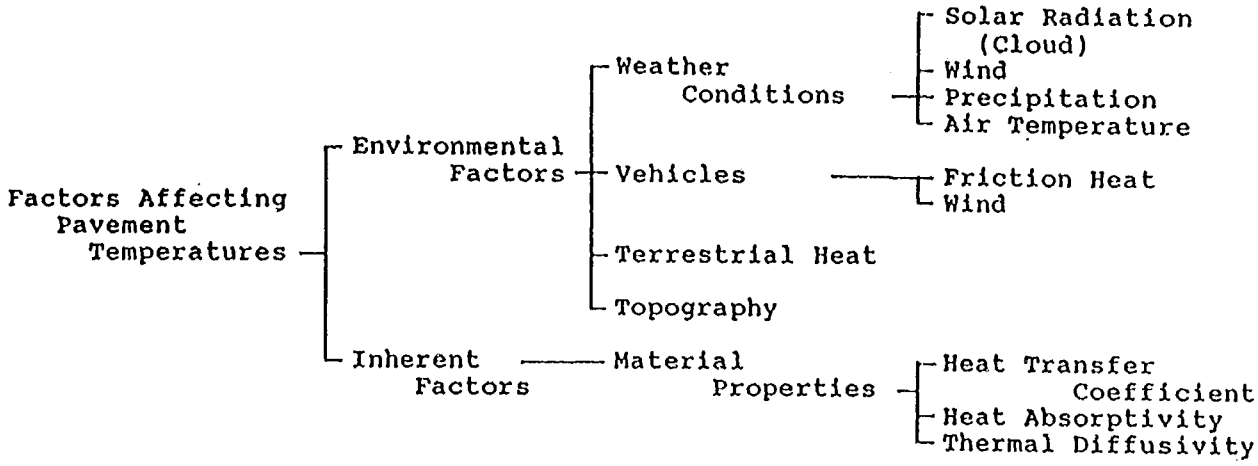


Fig.7 Factors Affecting Pavement Temperatures

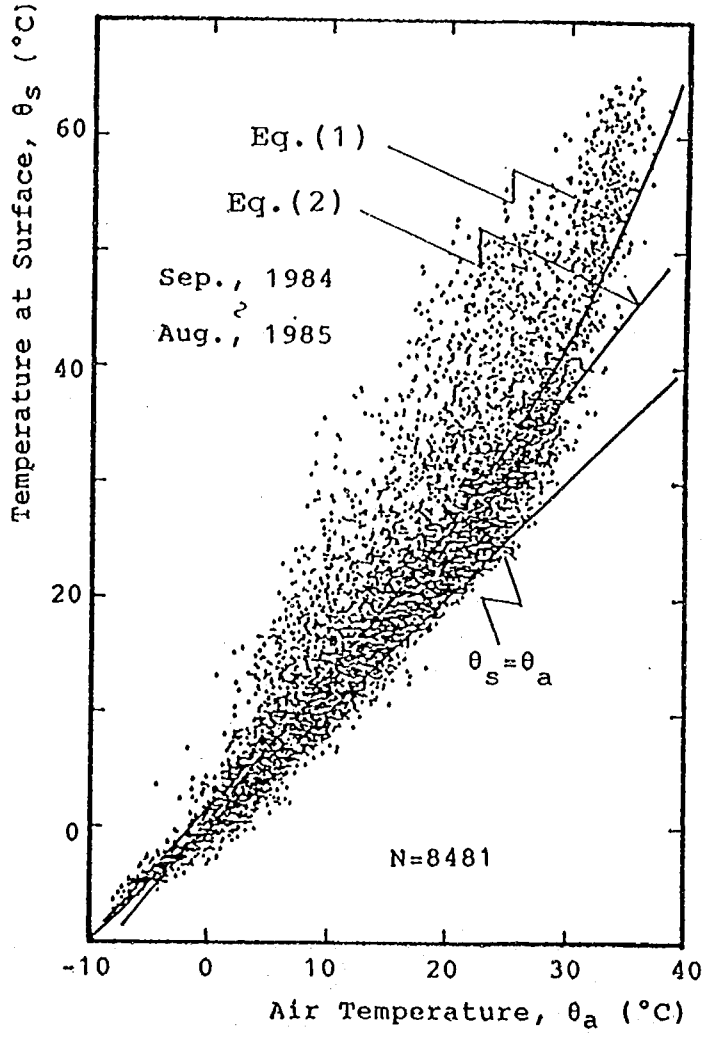


Fig.8 Relationship between Air Temperature and Surface Temperature

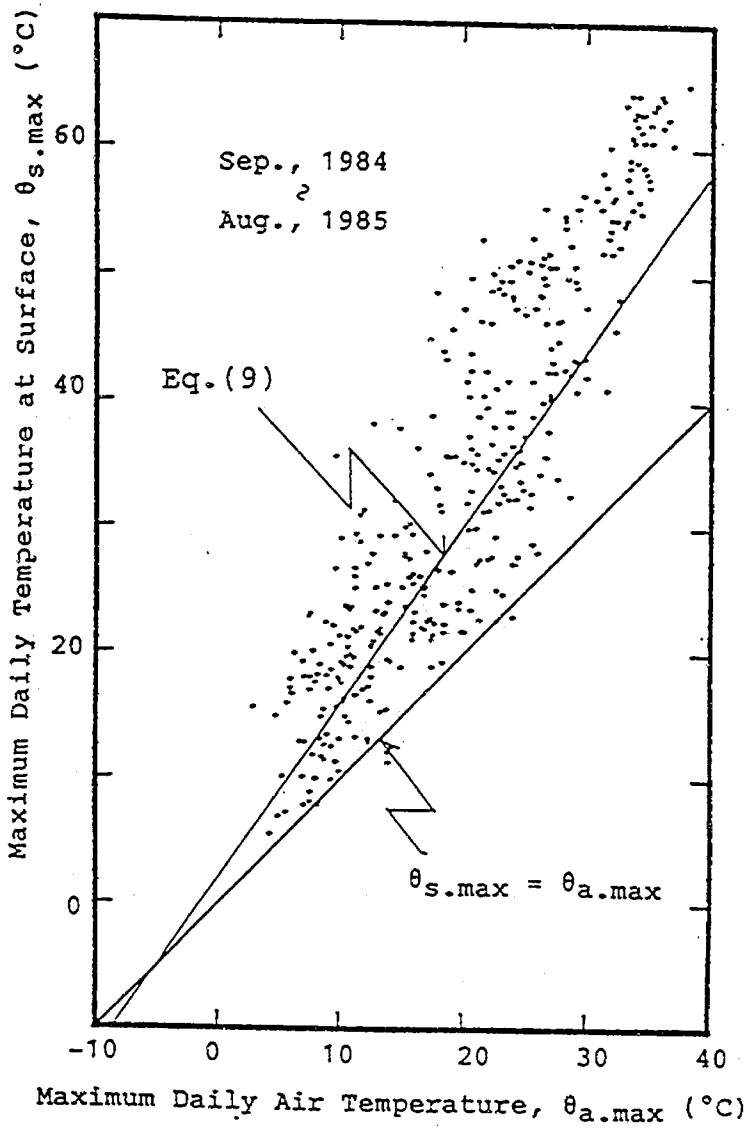


Fig.9 Relationship between Maximum Daily Air Temperature and Maximum Daily Surface Temperature

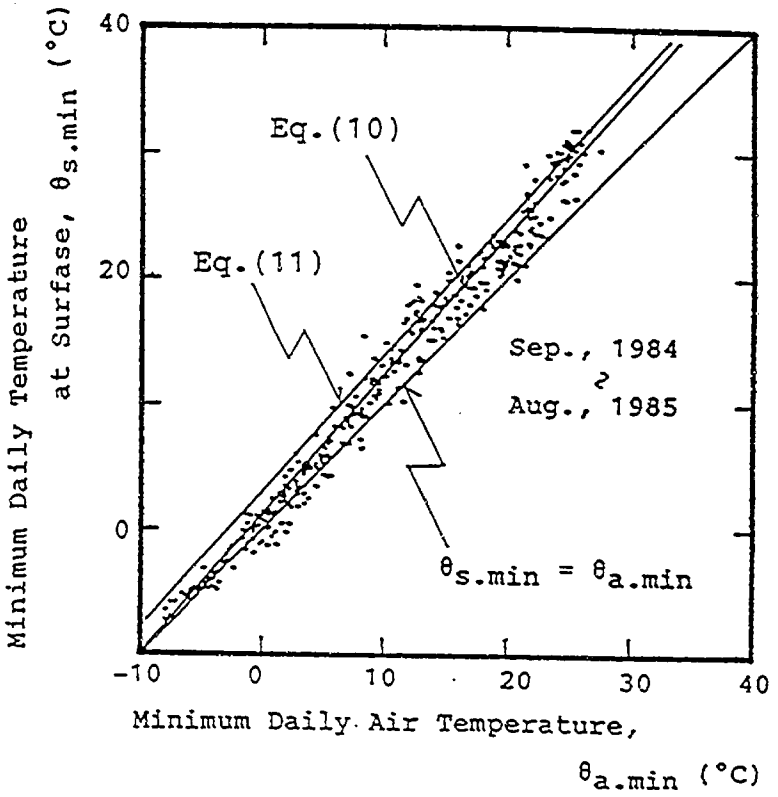


Fig.10 Relationship between Minimum Daily Air Temperature and Minimum Daily Surface Temperature

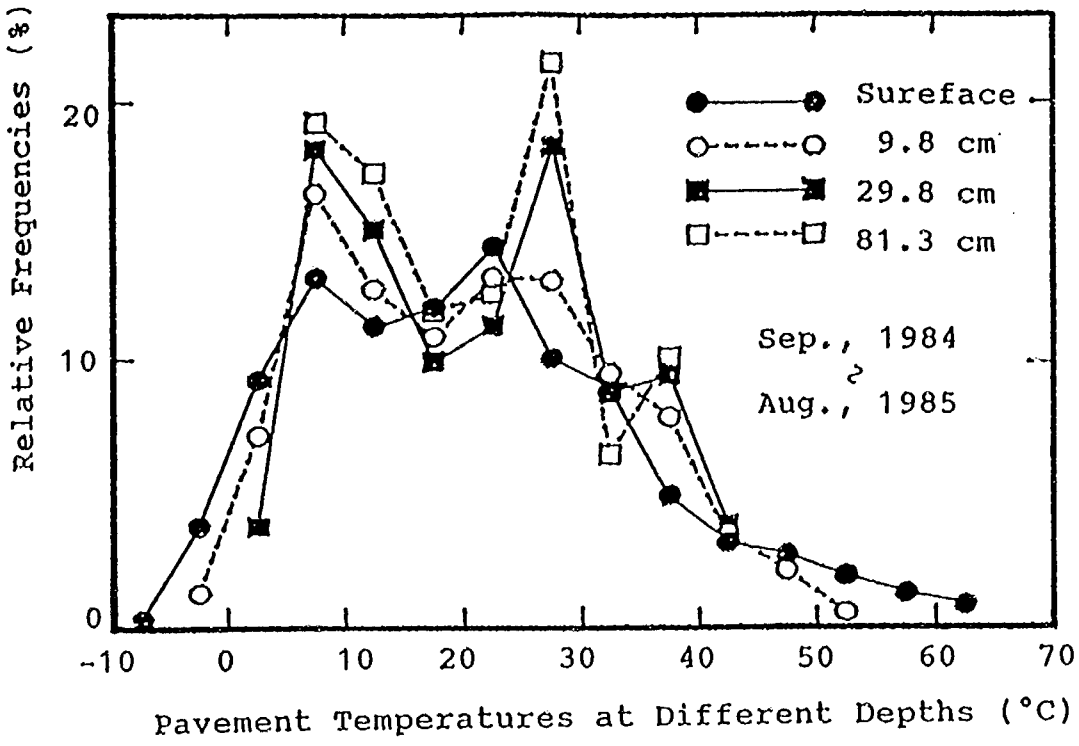


Fig.11 Annual Temperature Distributions at Different Depths of the Pavement

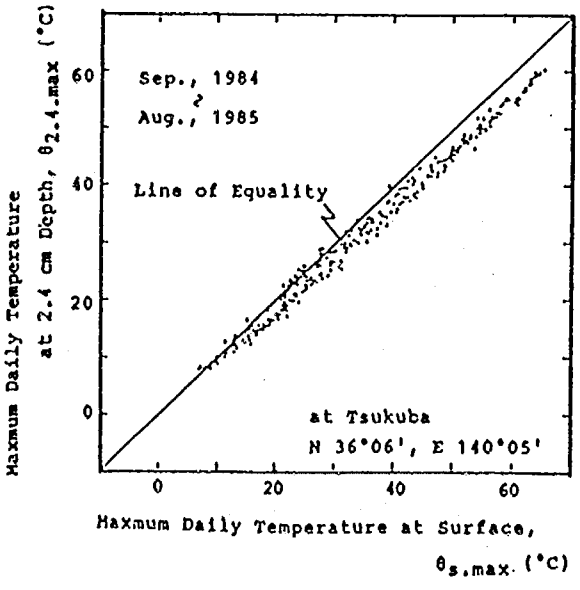


Fig.12 Relationship between Maximum Daily Temperature at Surface and Maximum Daily Temperature at 2.4 cm Depth

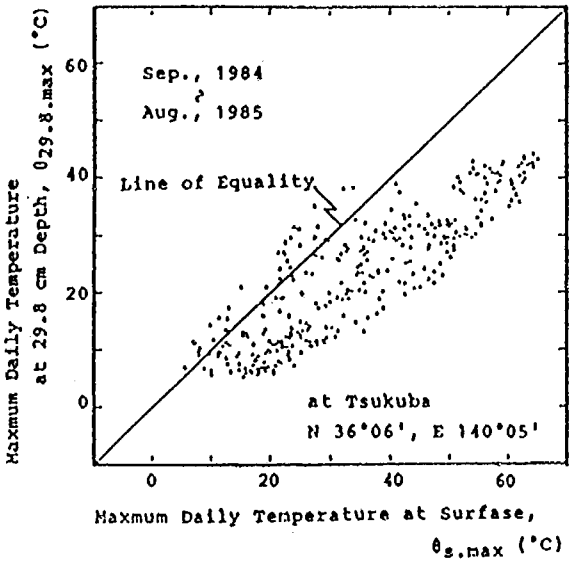
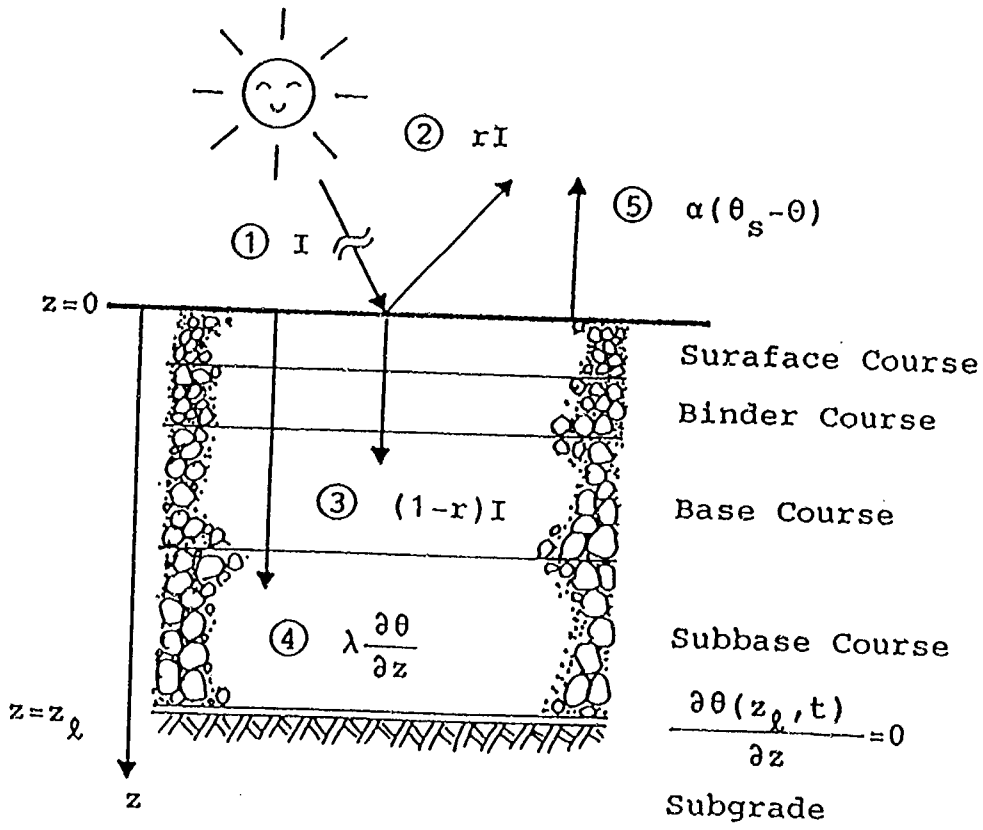


Fig.13 Relationship between Maximum Daily Temperature at Surface and Maximum Daily Temperature at 29.8 cm Depth



① Solar Radiant Energy
② Reflected Component of Solar Radiant Enegy
③ Absorbed Component of Solar Radiant Energy
④ Conductive Heat Flux
⑤ Heat Transference between the Air

where, λ : Thermal Conductivity ($=\rho C\kappa^2$)
r : Surface Reflection Factor
I : Solar Radiant Energy
α : Heat Transfer Coefficient
θ : Pavement Temperature
Θ : Ambient Air Temperature
θ_s : Pavement Temperature at Surface

Fig.14 Interaction of Various Modes of Thermal Energy Transference of the Pavement

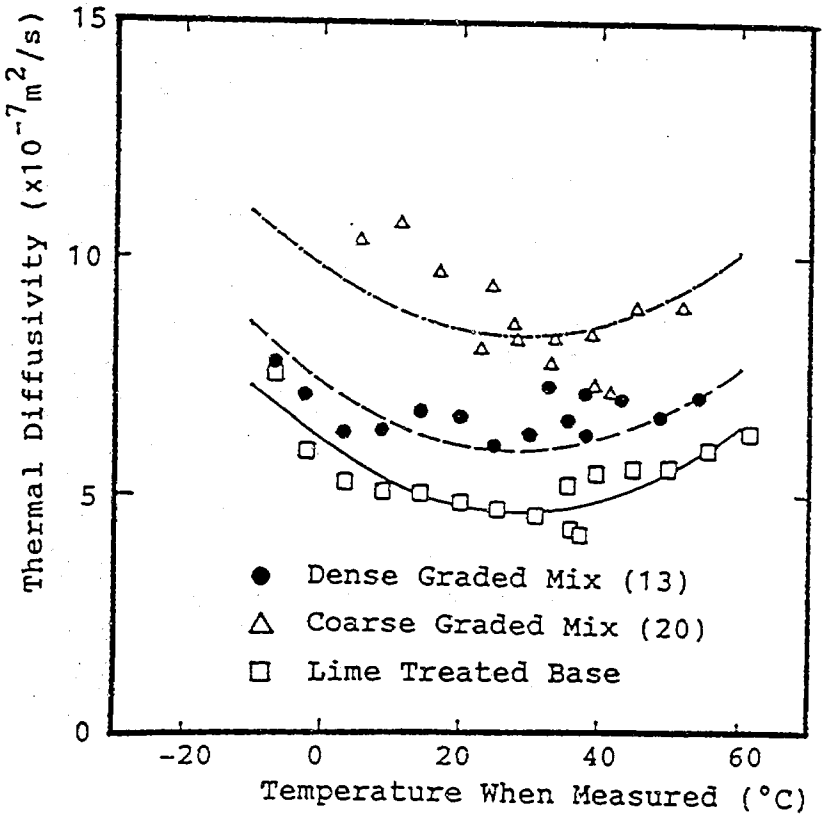


Fig.15 Relationship between Temperature and Thermal Diffusivity of Pavement Materials

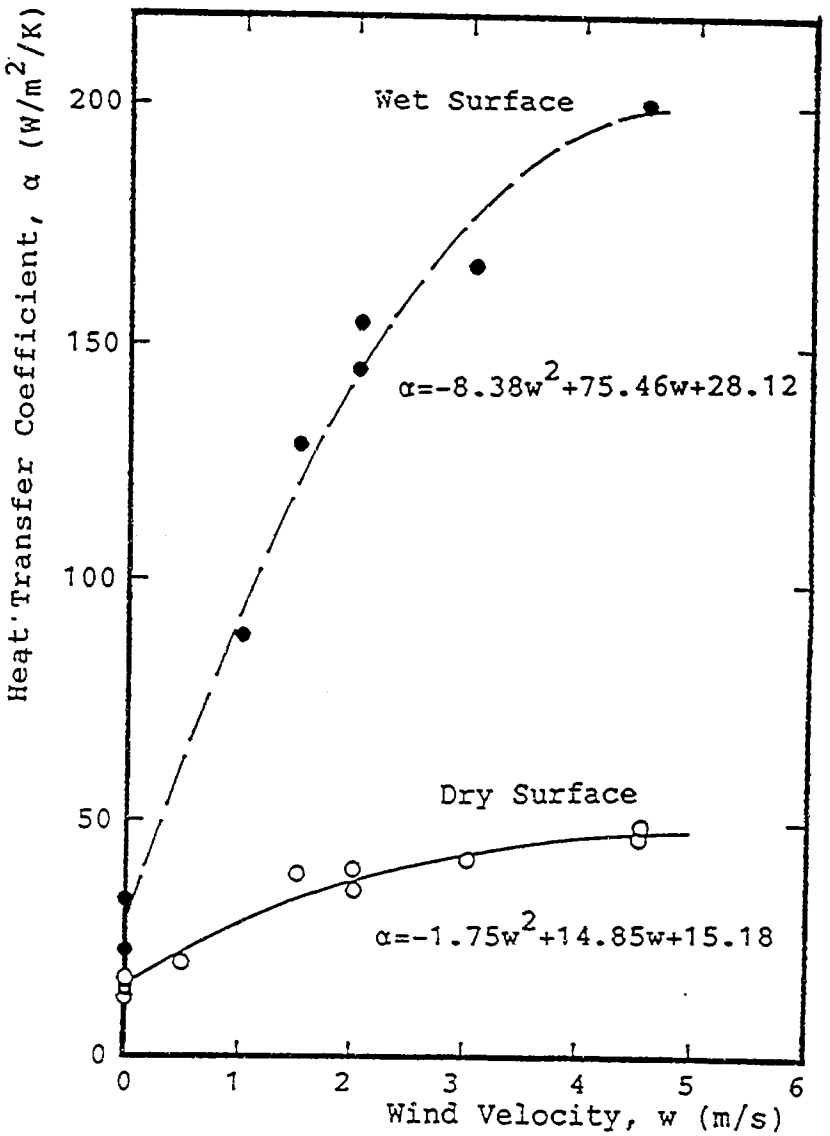


Fig.16 Relationship between Wind Velocity and Heat Transfer Coefficient at Pavement Surface in Terms of Surface Condition

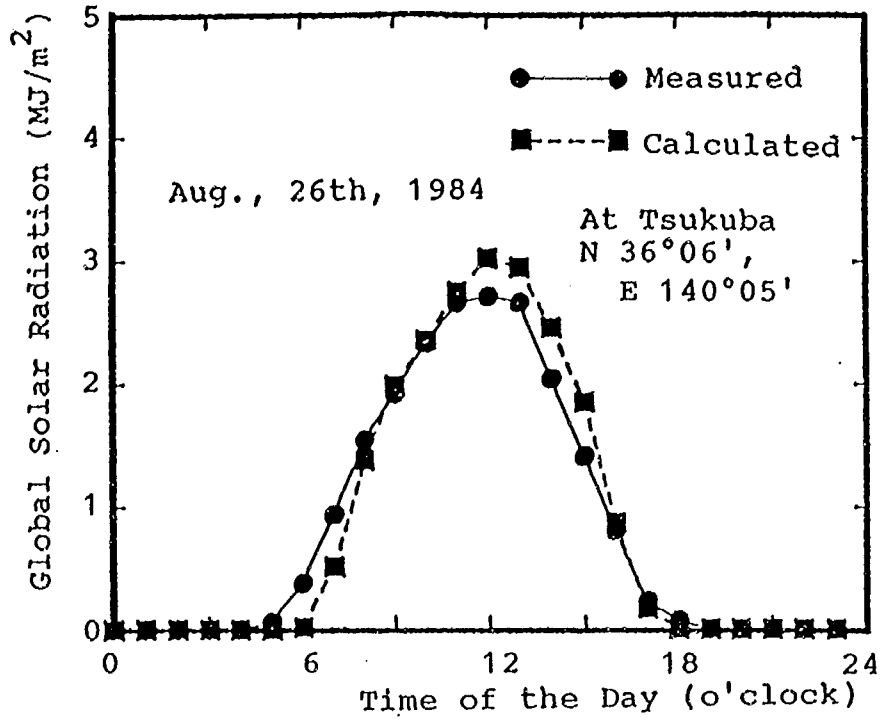


Fig.17 Comparison of Measured and Calculated Intensity of Solar Radiation (Weather: Clear)

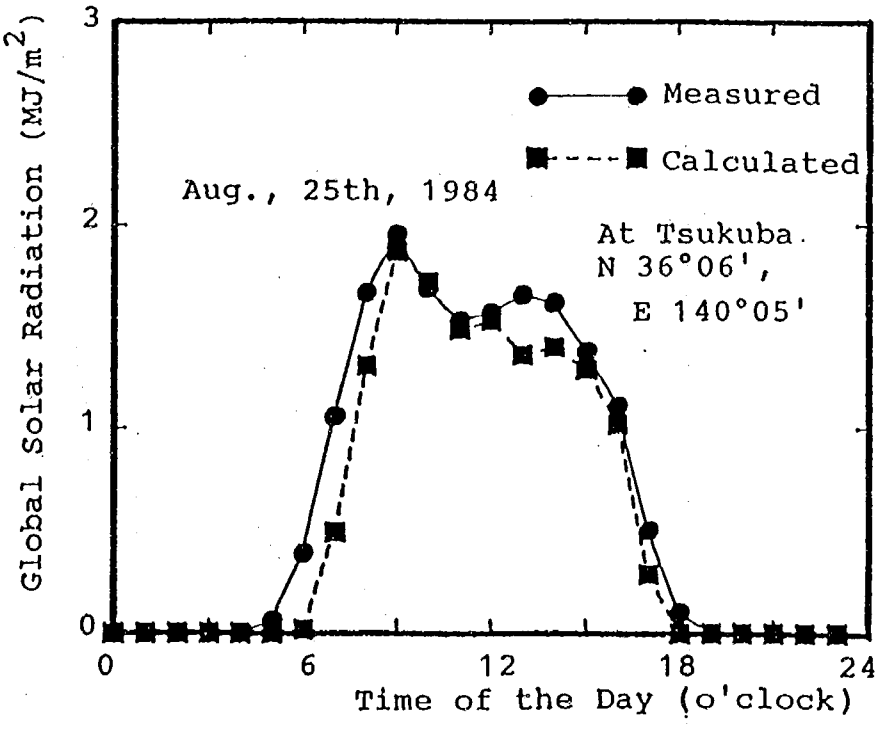


Fig.18 Comparison of Measured and Calculated Intensity of Solar Radiation (Weather: Mostly Cloudy with Occasional Sunshine)

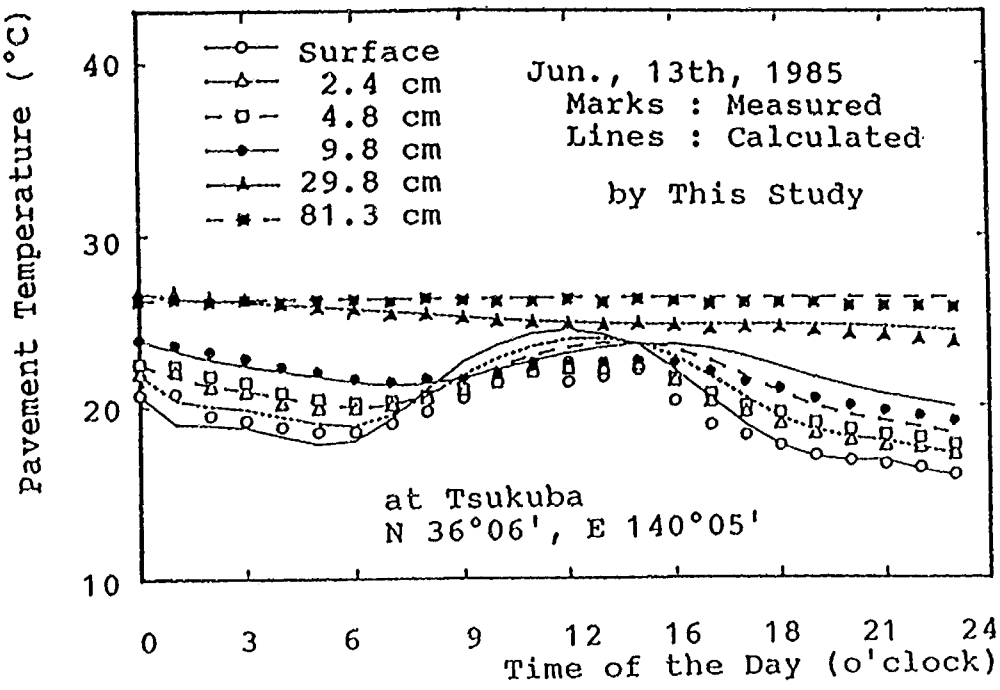


Fig.19 Comparison of Measured and Calculated Daily Temperature Changes in the Pavement (Boundary Condition: Meteorological Data, Weather: Rainy, Season: Summer)

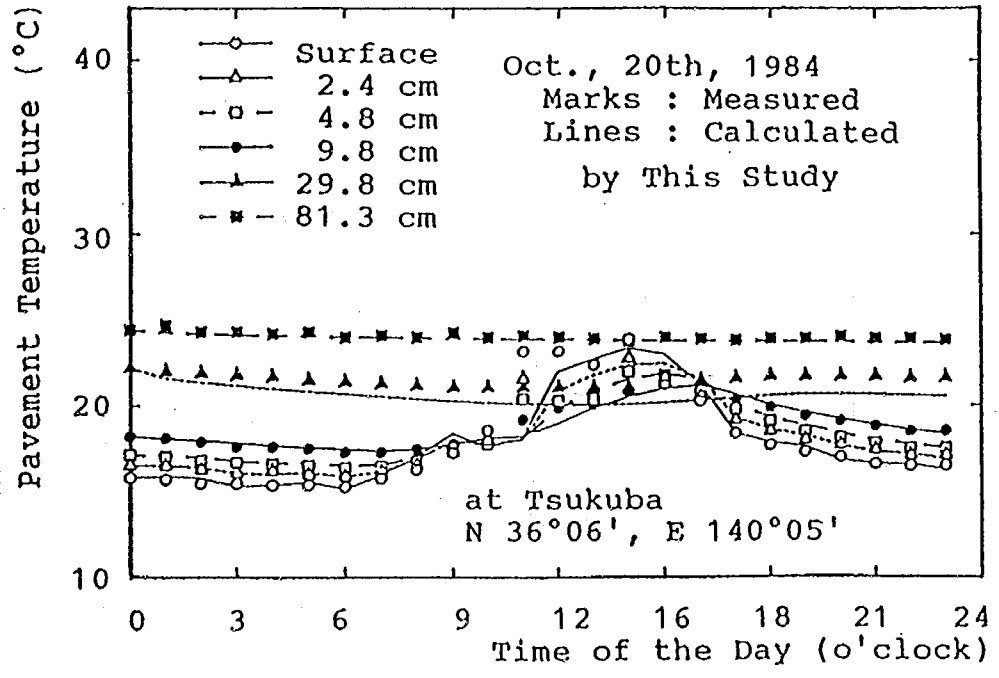


Fig.20 Comparison of Measured and Calculated Daily Temperature Changes in the Pavement (Boundary Condition: Meteorological Data, Weather: Mostly Cloudy with Occasional Rainfall, Season: Autumn)

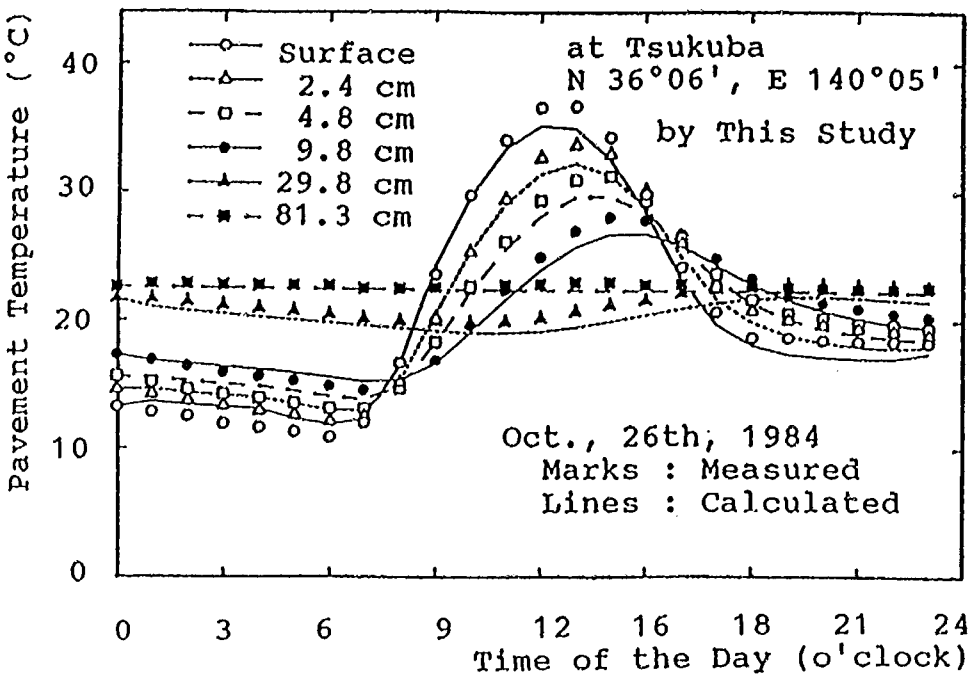


Fig.21 Comparison of Measured and Calculated Daily Temperature Changes in the Pavement (Boundary Condition: Meteorological Data, Weather: Clear, Season: Autumn)

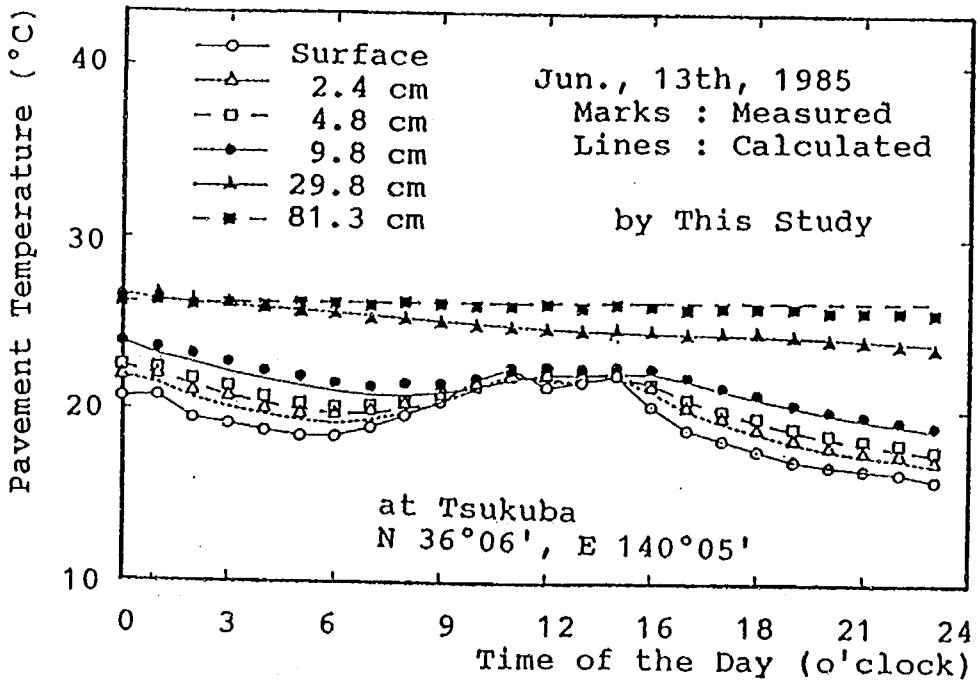


Fig.22 Comparison of Measured and Calculated Daily Temperature Changes in the Pavement (Boundary Condition: Hourly Surface Temperature, Weather: Rainy, Season: Summer)

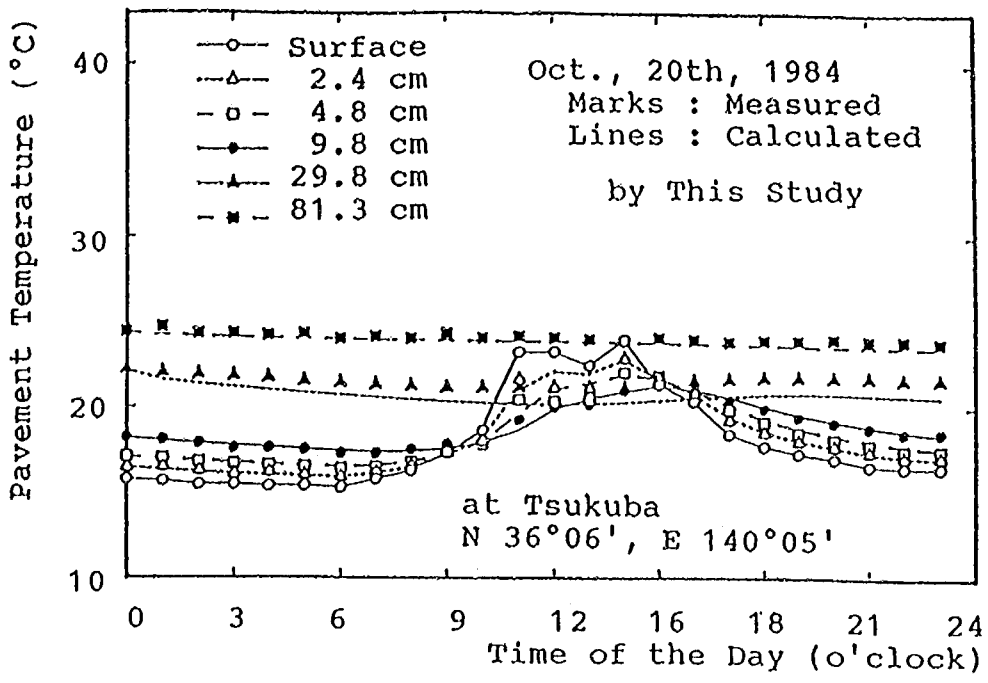


Fig.23 Comparison of Measured and Calculated Daily Temperature Changes in the Pavement (Boundary Condition: Hourly Surface Temperature, Weather: Mostly Cloudy with Occasional Rainfall, Season: Autumn)

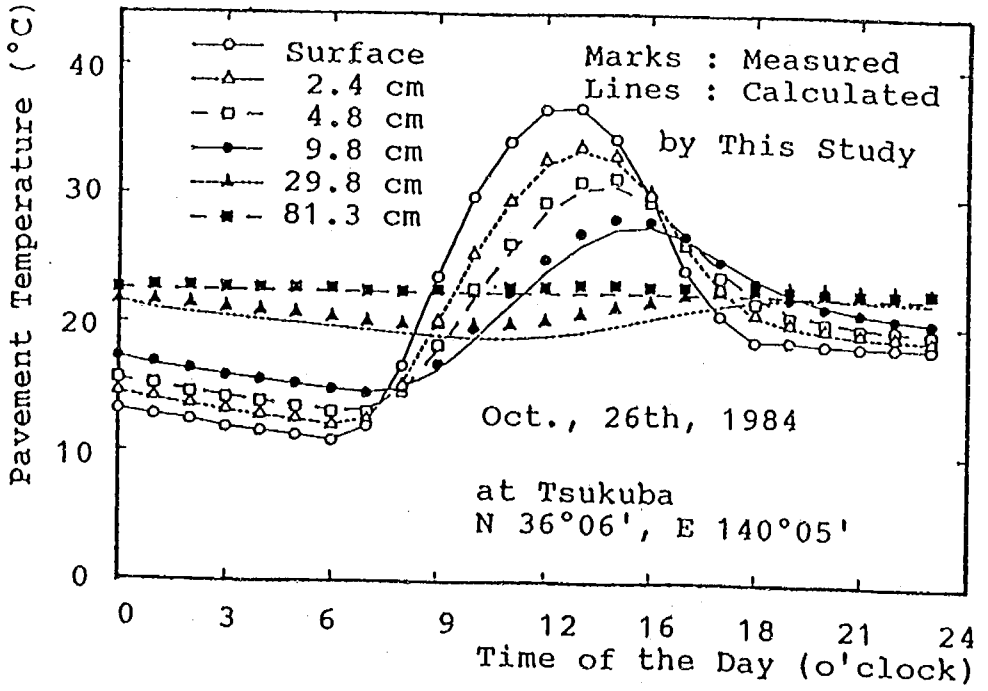


Fig.24 Comparison of Measured and Calculated Daily Temperature Changes in the Pavement (Boundary Condition: Hourly Surface Temperature, Weather: Clear, Season: Autumn)

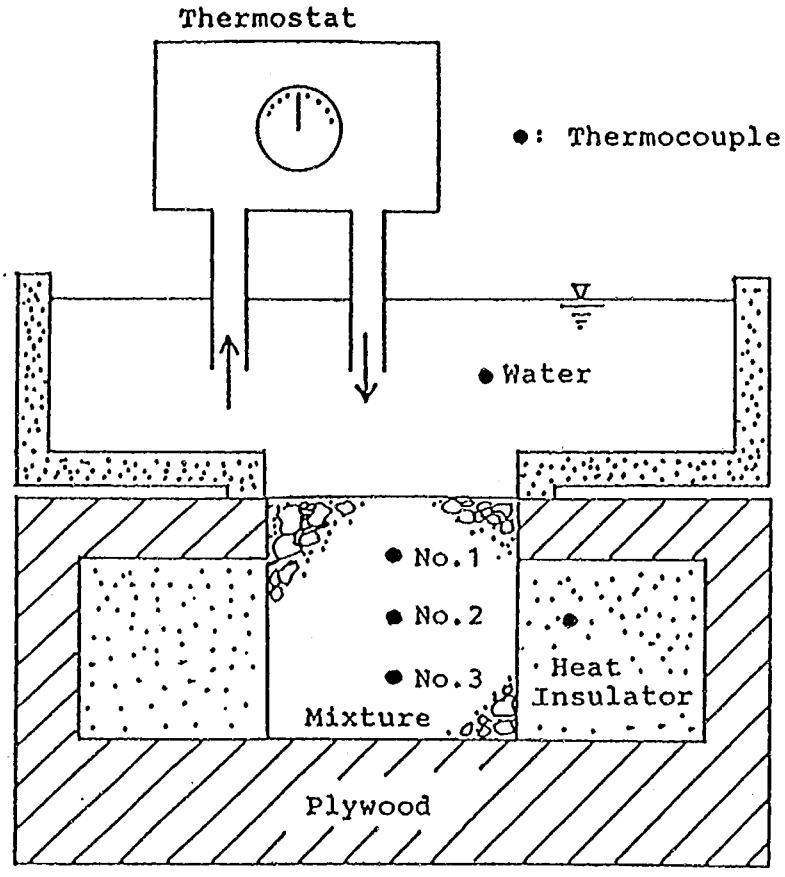


Fig.A1 Schematic Diagram of the Test Equipment Used for the Measurements of Thermal Diffusivities of Mixtures

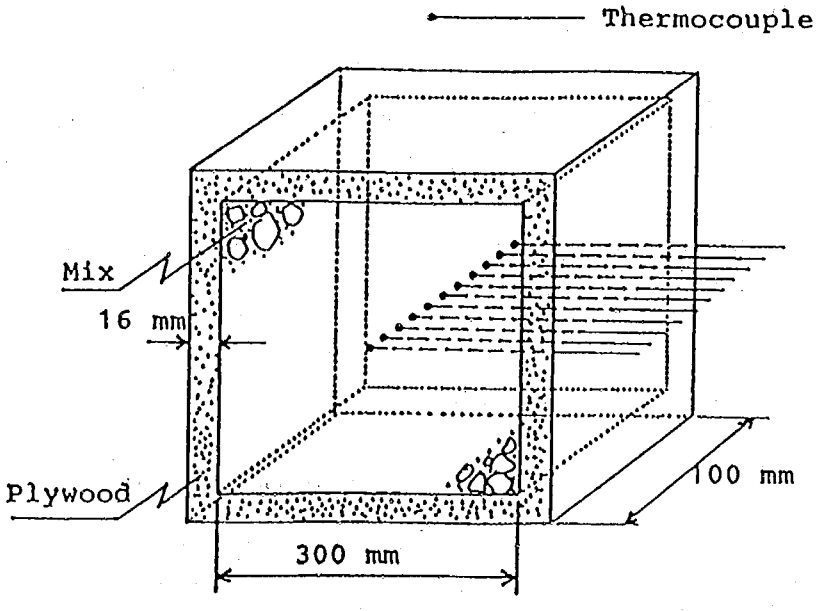


Fig.A2 Schematic Diagram of the Specimen Uses for the Measurements of Heat Transfer coefficient

低温横断クラックの入ったアスファルト舗装の支持力評価

Evaluation of Bearing Capacity of Asphalt Pavement with Low Temperature Transverse Crackings

北海道工業大学土木工学科　笠原　篤
同　計算機センター　吉田　久芳

概　要

寒冷地のアスファルト舗装において、近年低温横断クラックの問題が注目されてきている。低温横断クラックが発生することは、とりもなおさず、アスファルト舗装はたわみ性舗装であり、コンクリート舗装のように各種の目地を設ける必要性は無いとの従来からの考え方に気象条件が挑戦しているかのように見える。

道路利用者にとっては乗心地の極端な低下につながらない限り、低温横断クラックは大きな問題とならない。しかし、道路管理者においては、クラックシールの不完全性に起因する表面水の路盤・路床への浸入が舗装の支持力を低下せしめ、舗装体の構造的破壊に発展することを恐れている。特に日本道路公団が建設を進めている高速自動車道においては、アスファルト舗装の基層以下の舗装構成層は永久構造物であり、供用性低下の回復を表層の切削オーバーレイで対処して行こうとの考え方では、路盤の支持力の低下は致命的であると言えよう。

本研究では、高速自動車道のアスファルト舗装において、低温横断クラックの入っていない部分と入っている個所の路盤の支持力が異なっているか否かを、フォーリング・ウエイト・デフレクトメータを用いて得られるたわみ測定データーから路盤の弾性係数を推定し、その大きさで評価することを試みている。

ここで用いた舗装構成層の弾性係数の推定法を具体的に示せば以下の通りである。

① フォーリング・ウエイト・デフレクトメータを用いて、非クラック部および低温横断クラックを持つアスファルト舗装においてたわみ測定を行う。

② 非クラック部のアスファルト舗装を、アスファルト層、路盤、路床とからなる３層構造に単純化する。

③ 温度からアスファルト層の弾性係数を既知とし、層構造の弾性理論解法を用いて、路盤および路床の弾性係数を推定する。

④ 低温横断クラックが入った舗装体を幅４ｍ、深さ４ｍの有限体とする。

⑤ 低温横断クラックが入った舗装体の路盤の弾性係数をクラック真上のたわみ測定データーと有限要素法を用いて推定する。

⑥ 低温横断クラックが入った舗装の路盤の弾性係数とクラックが入っていない舗装体の路盤の弾性係数を比較する。

得られた成果は次の通りである。

低温横断クラックが入っていないアスファルト舗装の路盤の弾性係数は２４０ＭＰａと、低温横断クラックが入っているアスファルト舗装の路盤の弾性係数は１４０ＭＰａと推定された。低温横断クラックの存在により、舗装の表面水が路盤に浸透すると共に交通荷重の繰り返しにより、路盤の支持力は約４０％低下していることが明かにされた。

低温横断クラックの入ったアスファルト舗装の支持力評価

北海道工業大学　土木工学科　教授　工博　笠原　篤
北海道工業大学　計算機センター　助手　吉田久芳

1．まえがき

寒冷地におけるアスファルト舗装において、近年、特に低温横断クラックの問題が注目されてきている。アスファルト舗装の低温横断クラックについては多くの研究がなされてきている [1,2,3,4]。低温横断クラックは、道路利用者にとっては、乗心地の極端な悪化につながらない限り、大きな問題とならない。しかし、道路管理者においては、クラックシールの不完全性に起因する表面水の路盤への浸入により、路盤の支持力が低下し、舗装の構造的破壊に発展するのではないかと危具の念をいだいている。特に、日本道路公団が建設を進めている高速自動車道においては、アスファルト混合物の基層以下の舗装構成層は永久構造物であるとしており、供用性低下の回復は表層の切削オーバーレイで行うとの思想の基では、路盤の支持力低下は致命的であると言える。

本研究では、低温横断クラックの入っていない部分と入っている個所のアスファルト舗装の路盤において、その支持力が異なっているか否かを、フォーリング・ウエイト・デフレクトメータを用いて得られるたわみ測定データーから路盤の弾性係数を推定し、その大きさで評価することを試みている。クラックの入っていない舗装は半無限体として取り扱うことができることから、その舗装体の構成層の弾性係数を推定する場合には層構造の弾性理論解法を利用することができるが、クラックが入った舗装の解析には有限要素法を用いる必要となる。

ここで用いた舗装構成層の弾性係数の推定法を具体的に示せば以下の通りである。

① フォーリング・ウエイト・デフレクトメータを用いて、非クラック部および低温横断クラックを持つアスファルト舗装においてたわみ測定を行う。

② 非クラック部のアスファルト舗装を、アスファルト層、路盤、路床とからなる３層構造に単純化する。

③ 温度からアスファルト層の弾性係数を既知とし、層構造の弾性理論解法であるＢＩＳＡＲ [5] を用いて、路盤および路床の弾性係数を推定する。

④ 低温横断クラックが入った舗装体を幅４m、深さ４mの有限体とする。

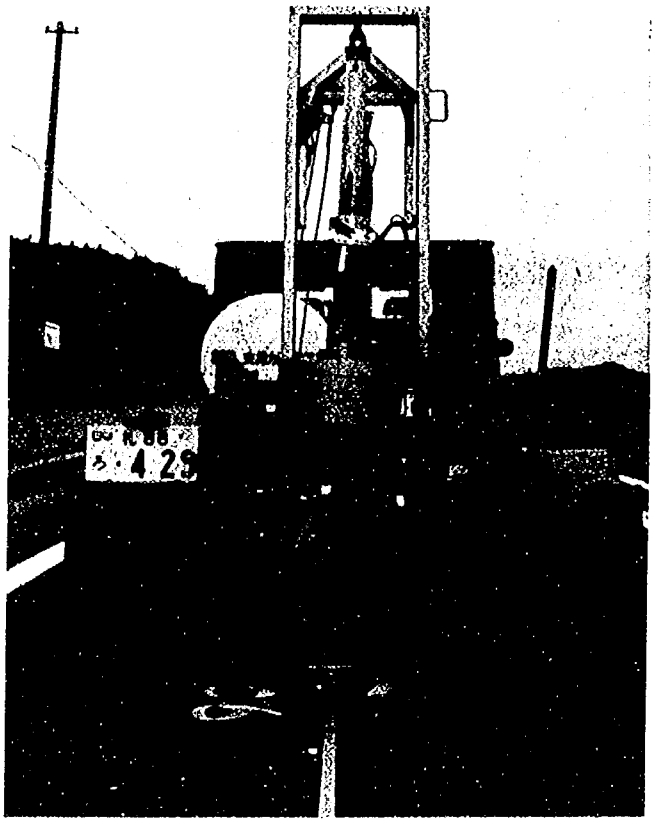
⑤ 低温横断クラックが入った舗装体の路盤の弾性係数をクラック真上のたわみ測定データーと有限要素法を用いて推定する。

⑥ 低温横断クラックが入った舗装の路盤の弾性係数とクラックが入っていない舗装体の路盤の弾性係数を比較する。

2．たわみ測定

2.1　フォーリング・ウエイト・デフレクトメータ

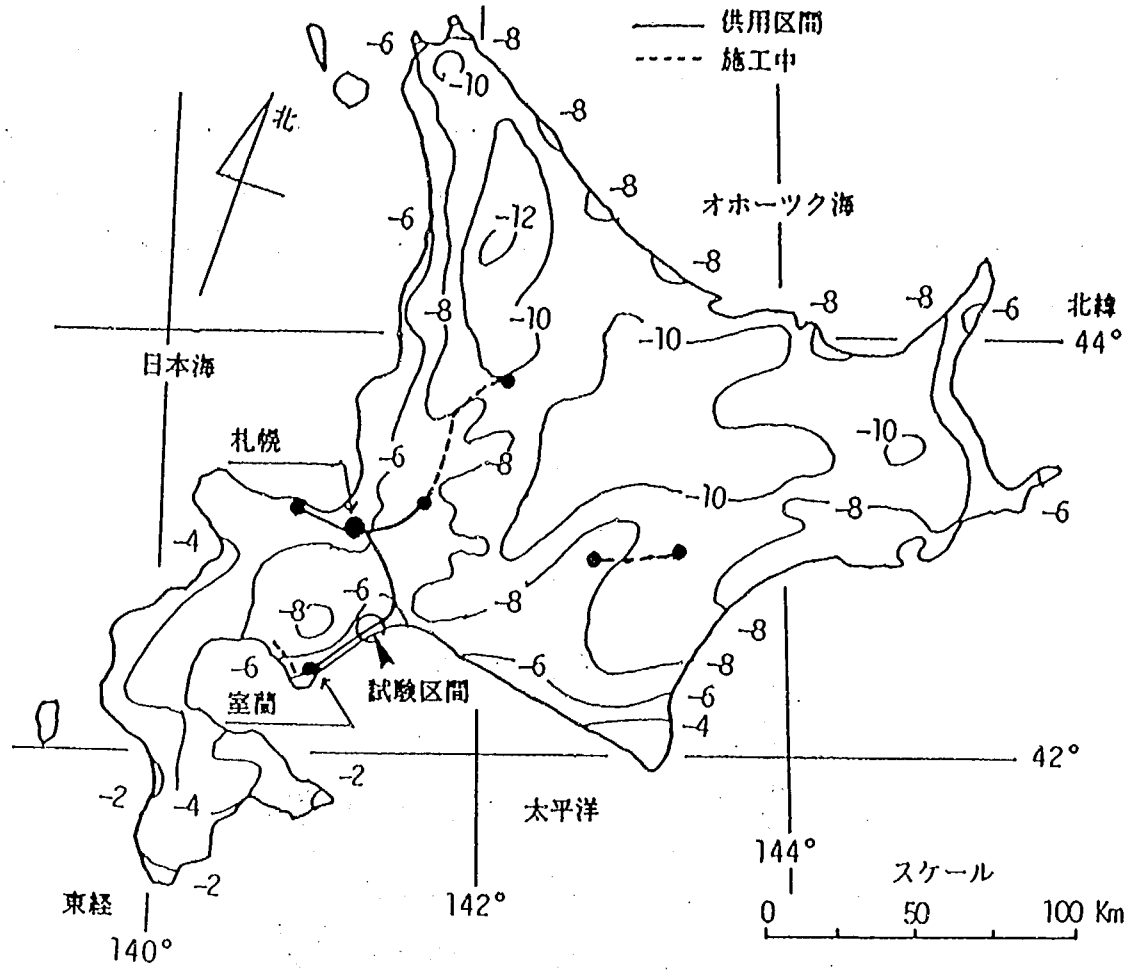
たわみ測定装置として図－１に示すようなPhonixタイプのフォーリング・ウエイト・デフレクトメータを用いた。最大荷重は50KN、載荷版半径は0.3m、であり、載荷面中心でのたわみ（d_0）、載荷面中心から300mm離れたところのたわみ（d_{300}）、載荷面中心から750mm離れたところのたわみ（d_{750}）の測定が可能である。



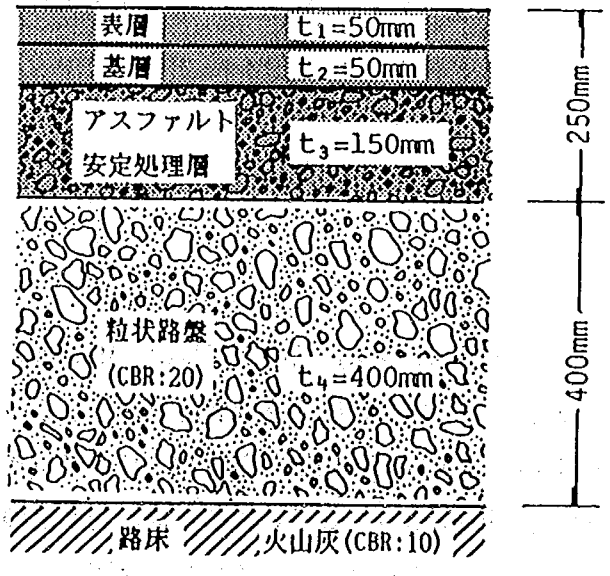
図－１　フォーリング ウエイト デフレクトメータ

2.2　試験区間

我が国において、現在供用されている高速道路の総延長は、1987年でおよそ4,000 Kmであり、それらは日本道路公団によって建設が進めている。図－２は北海道における高速道路網と１月の平均最低温度の等温度曲線を示したものである。１月の平均最低温度が－６Ｃであっても、苫小牧近郊の高速道路において低温横断クラックの発生が確認されている。ここでは、北海道の札幌市近郊（南西約５０Ｋm）の高速道路で低温横断クラックが入った個所においてたわみ測定を行った。舗装構造は図－３に示す通りである。



図－２　北海道における高速自動車道と１月の月平均最低気温の等温線



図－３　試験区間における舗装断面

2.3 たわみ測定の方法

たわみ測定対象区間はおよそ１Kmであり、図－４に示すようにその区間に低温横断クラックが１０本ある。各々の低温横断クラックにはＡ～Ｊの符号を付けてある。たわみ測定は次に示す４っの方法で行った。

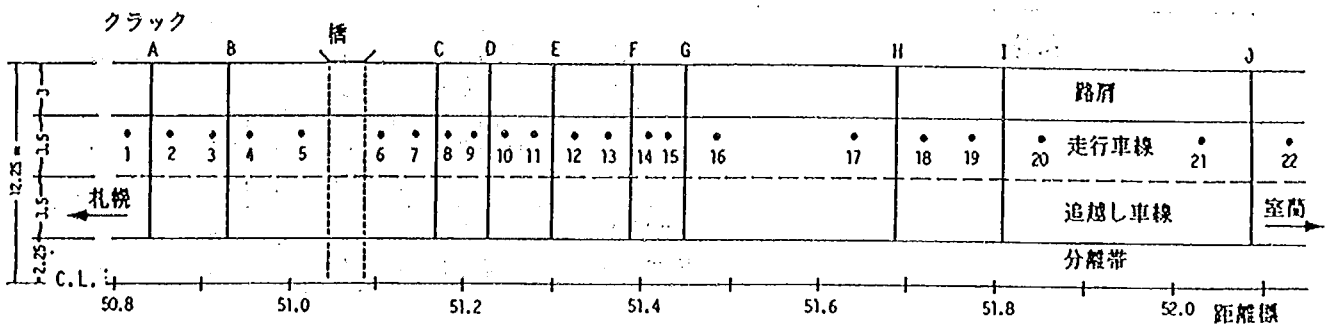
① クラックの影響が無い個所でのたわみを測定する。（図－５）

② 載荷版中心をクラックの真上に合致させ、たわみを測定する。（図－６）

③ 載荷版の端をクラックにあわせ、載荷版が載っている方の舗装のたわみを測定する。（図－７）

④ 載荷版の端をクラックにあわせ、クラックを跨いだ方の舗装体のたわみを測定する（図－８）。

具体的なたわみ測定法と得られたたわみ測定データーは、図－５～図－８に示されている。表－１には非クラック部において２２地点でのたわみの平均値および１０本のクラック部でのたわみの平均値を一括して示してある。



図－４ 試験区間における低温横断クラックの分布状況

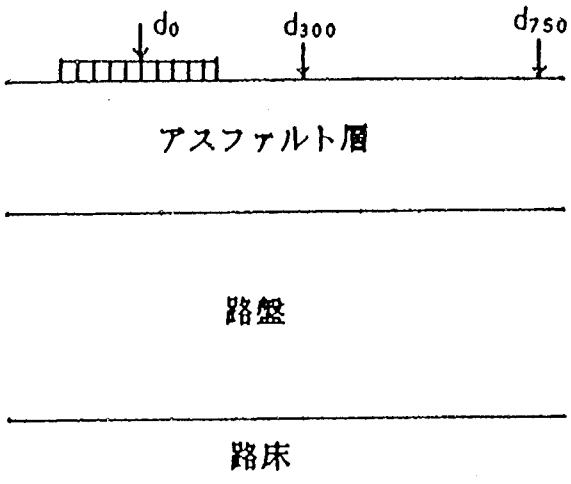
表－１ たわみ測定データー

荷重 (KN)	たわみ (mm) d_0	d_{300}	d_{750} *			
49.83	0.198	0.178	0.138			非クラック部
51.10	0.269	0.226	0.154			クラック真上
	d_{-600}	d_{-150}	d_{150}***	d_{450}	d_{900}**	
49.08			0.332	0.251	0.173	載荷版が載っている舗装のたわみ
49.08	0.111	0.156	0.324			クラックを跨いだ舗装のたわみ

* サフックスは載荷版中心からの距離（mm）

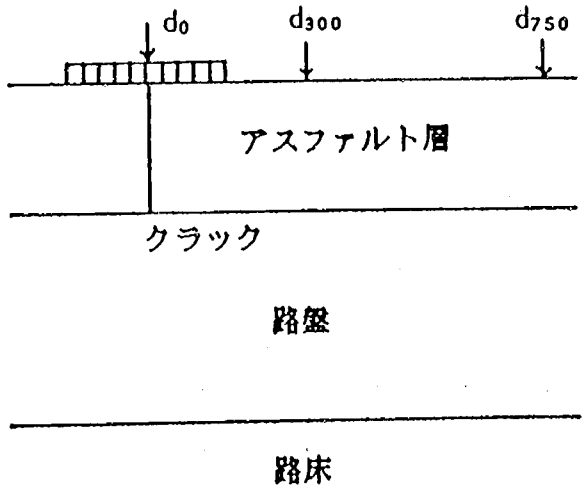
**サフックスはクラックからの距離（mm）

***載荷版中心



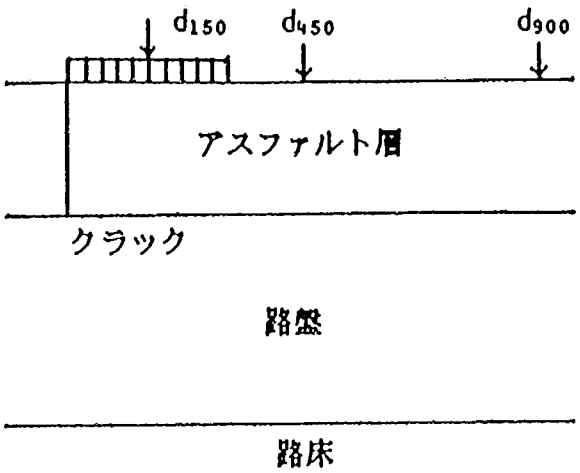
ポジション NO	たわみ (mm) d_0	d_{300}	d_{750}	荷重 (KN)
1	0.200	0.168	0.130	50.34
2	0.218	0.203	0.155	49.09
3	0.215	0.195	0.146	48.81
4	0.206	0.184	0.139	49.00
5	0.173	0.163	0.132	49.19
6	0.174	0.161	0.127	48.90
7	0.189	0.180	0.137	49.48
8	0.220	0.204	0.163	49.57
9	0.191	0.173	0.139	49.67
10	0.167	0.150	0.116	50.15
11	0.218	0.199	0.152	49.67
12	0.176	0.176	0.138	51.58
13	0.184	0.166	0.128	49.86
14	0.208	0.192	0.148	49.76
15	0.236	0.220	0.170	49.76
16	0.161	0.156	0.123	49.00
17	0.220	0.197	0.150	49.76
18	0.179	0.167	0.129	50.05
19	0.209	0.188	0.142	51.29
20	0.180	0.164	0.128	50.24
21	0.174	0.158	0.124	50.05
22	0.174	0.160	0.128	51.20
平均値	0.198	0.178	0.138	49.83
標準偏差	0.021	0.019	0.014	0.762

図－5 非クラック部でのたわみ測定結果



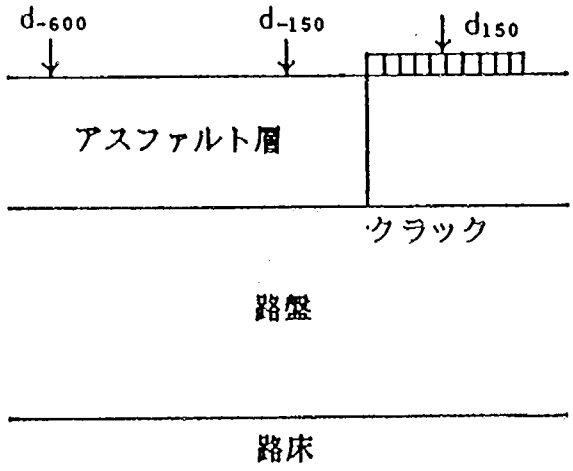
クラック NO	たわみ (mm) d_0	d_{300}	d_{750}	荷重 (KN)
A	0.294	0.227	0.152	49.67
B	0.212	0.166	0.119	51.20
C	0.303	0.294	0.198	49.67
D	0.256	0.196	0.137	50.05
E	0.305	0.290	0.196	52.25
F	0.316	0.228	0.157	49.09
G	0.253	0.211	0.147	50.72
H	0.262	0.213	0.145	50.43
I	0.294	0.252	0.166	52.73
J	0.271	0.222	0.153	51.48
平均値	0.269	0.226	0.154	51.10
標準偏差	0.030	0.041	0.026	1.20

図－6 クラック真上でのたわみ測定結果



クラック NO.	たわみ (mm) d_{150}	d_{450}	d_{900}	荷重 (KN)
A	0.299	0.223	0.150	50.72
B	0.307	0.260	0.191	48.23
C	0.358	0.296	0.201	48.62
D	0.243	0.187	0.132	49.00
E	0.412	0.310	0.214	48.42
F	0.326	0.234	0.159	49.86
G	0.316	0.228	0.157	49.09
H	0.356	0.260	0.175	48.62
I	0.405	0.293	0.197	49.38
J	0.298	0.227	0.156	48.90
平均値	0.332	0.251	0.173	49.08
標準偏差	0.052	0.039	0.026	0.75

図－7 載荷版の縁をクラックに接するように載荷したときの
載荷版が載っている方の舗装のたわみ測定結果



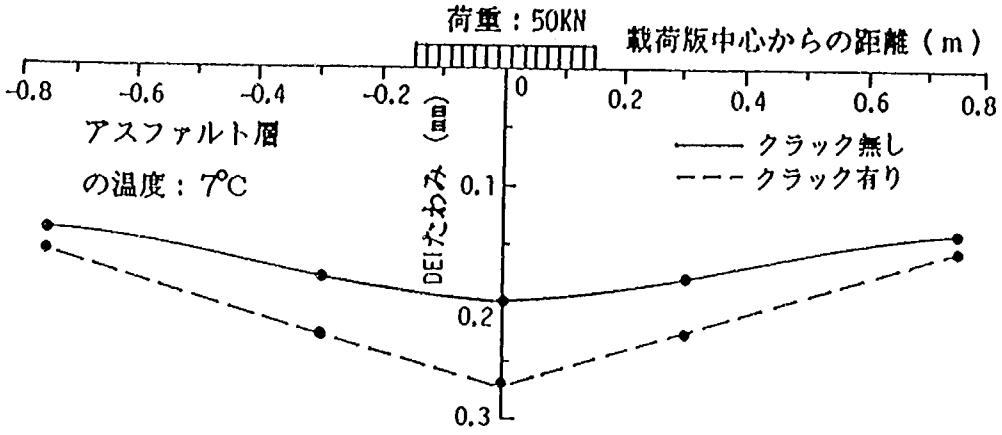
クラック NO.	たわみ (mm) d_{150}	d_{-150}	d_{-600}	荷重 (KN)
A	0.270	0.199	0.133	50.34
B	0.277	0.056	0.047	48.23
C	0.388	0.138	0.100	48.62
D	0.248	0.173	0.124	49.00
E	0.412	0.183	0.129	48.42
F	0.300	0.176	0.126	49.86
G	0.290	0.167	0.120	49.19
H	0.356	0.173	0.123	48.62
I	0.405	0.158	0.111	49.48
J	0.302	0.143	0.104	49.09
平均値	0.324	0.156	0.111	49.08
標準偏差	0.060	0.041	0.026	0.66

図－8 載荷版の縁をクラックに接するように載荷したときの
載荷版が載っていない方の舗装のたわみ測定結果

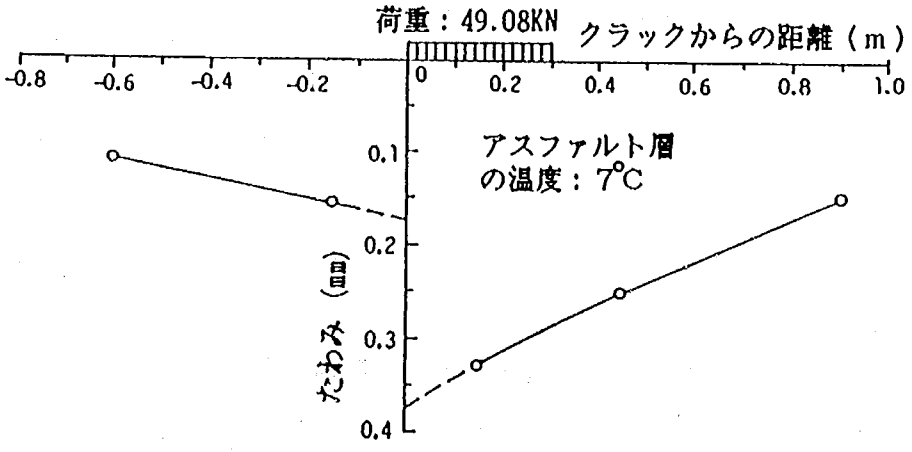
3． たわみ曲線

非クラック部のたわみ曲線とクラック部のたわみ曲線の形状がどのように異なるかを明確にするために、両者の曲線を図－９に示した。なお、クラック部のたわみ曲線は載荷版中心とクラックとを合致させた時のものである。図を見るに、クラックの存在がたわみ曲線の形状およびたわみの絶対値におおきな影響を与えていることが分かる。また非クラック部のたわみ曲線はベルシェイプであるのに対し、クラック部のたわみ曲線はクサビ型であった。

図－１０は、載荷版とクラックが接するように載荷版を設置したときのたわみ曲線を示したものである。たわみ曲線を見るに、コンクリート舗装の目地の挙動と近似していることが分かる [6]。すなわち、クラック部に噛み合わせ作用がみられ、一部荷重を伝達していると言える。



図－９ クラックの有無がたわみ曲線に与える影響



図－１０ クラック端部に載荷したときのたわみ曲線

4．非クラック部のアスファルト舗装の路床・路盤の弾性係数の推定

4.1 ＢＩＳＡＲによる弾性係数の推定

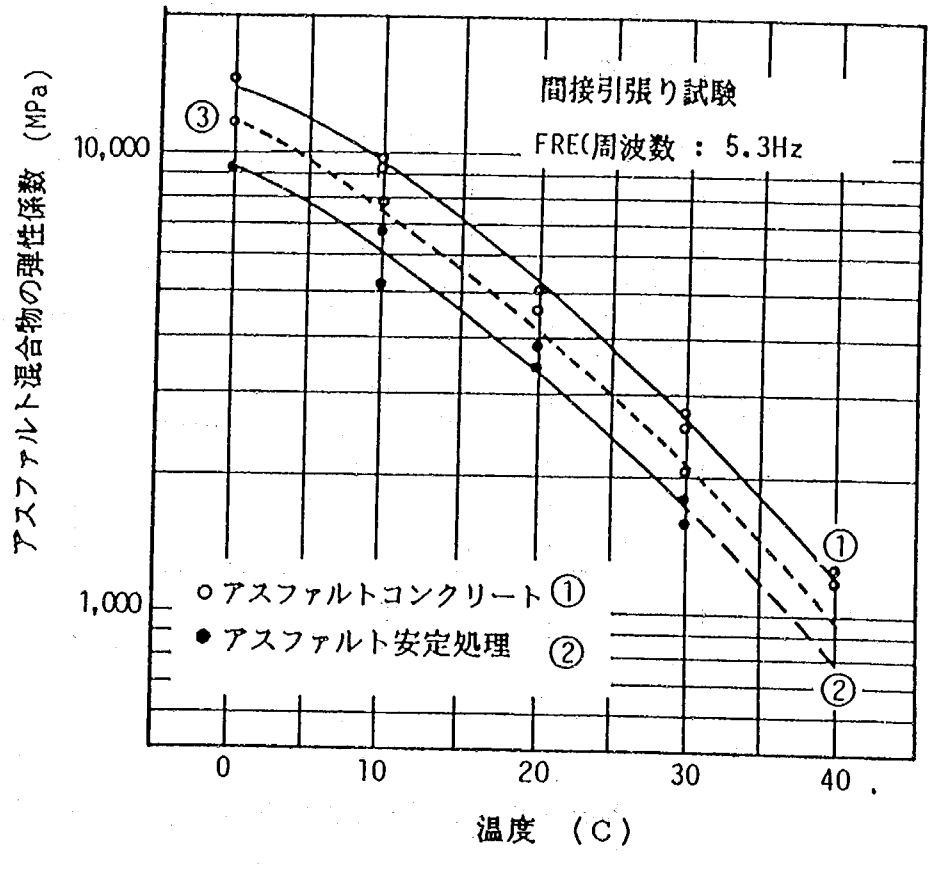
非クラック部のアスファルト舗装の構成層の弾性係数を推定する方法は、以下の通りである。

① たわみ測定時に、アスファルト層に直径３mm、深さ４ｃmの穴をあけ、穴の底の温度を熱電対式温度計で測定する。その温度をアスファルト層の代表温度とする［7］。

② ＦＷＤの載荷時間(30 msec)に対応させた載荷時間(5.3Hz)で間接引っ張り試験［8］によって得られている、温度とアスファルト混合物の弾性係数との関係［5］（図－１１）から、アスファルト層の弾性係数（E_1）を求める。ここではアスファルト層の温度が7.0℃であったことから図－１１の曲線③から、E_1=12000MPaと求まる。

③ アスファルト層の弾性係数（E_1）が既知となったことから、ＦＷＤの荷重条件下（荷重49.83N、載荷半径0.3m）で路盤の弾性係数（E_2）を160～240MPa、路床の弾性係数（E_3）を80～160MPaと変化させ、ＢＩＳＡＲにより載荷面中心での理論たわみ（δ_0）、載荷面中心から300mm離れた所の理論たわみ（δ_{300}）、同じく750mm離れた所の理論たわみ（δ_{750}）を算出する。その結果を表－２に示した。

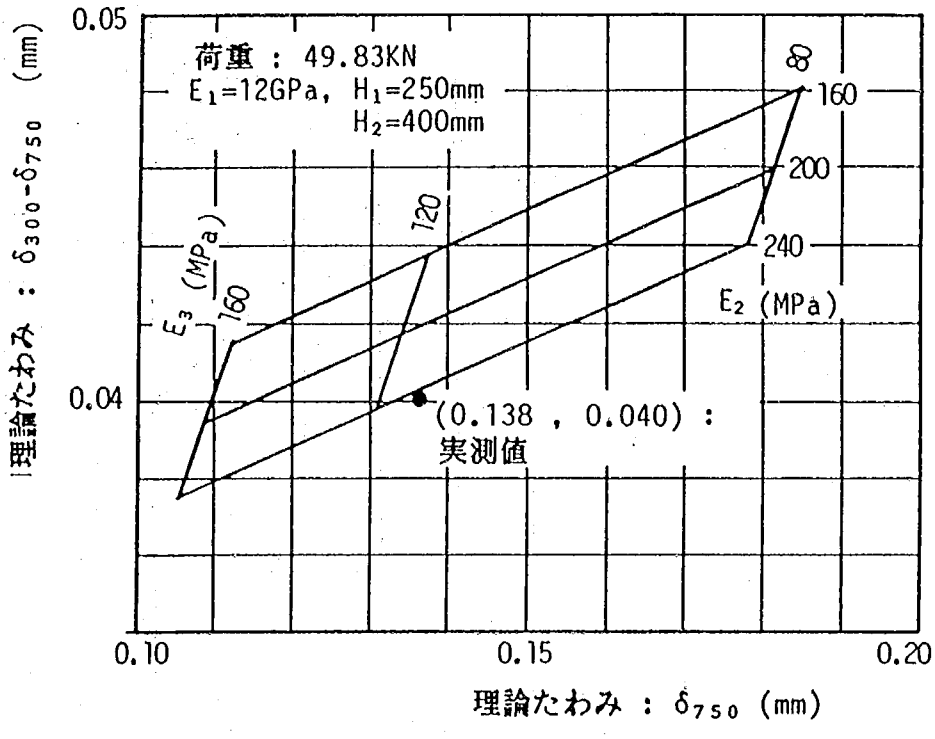
④ 横軸にδ_{750}、縦軸に（$\delta_{300}-\delta_{750}$）をとり、路盤の弾性係数（$E_2$）と路床の弾性係数（$E_3$）をパラメータとしたときの理論たわみ曲線群を描く（図－１２）。その図に実測たわみ（d_{750}，$d_{300}-d_{750}$）の座標点をプロットし、内挿法により、E_2およびE_3を推定した結果、E_2=240MPa、E_3=115MPaなる値が得られた。



図－１１ アスファルト混合物の弾性係数と温度の関係

表－２　３層構造における理論たわみ

路盤の弾性係数 (MPa)	理論たわみ (mm)	路床の弾性係数 (MPa) 80	120	160
160	δ_0	0.206	0.207	0.178
	δ_{300}	0.233	0.181	0.152
	δ_{750}	0.185	0.137	0.111
200	δ_0	0.253	0.201	0.172
	δ_{300}	0.227	0.175	0.147
	δ_{750}	0.181	0.134	0.108
240	δ_0	0.248	0.196	0.168
	δ_{300}	0.222	0.171	0.143
	δ_{750}	0.178	0.131	0.105



図－１２　路盤（E_2）および路床（E_3）の弾性係数の推定の例

表－３はＦＷＤによる実測たわみと舗装構成層の弾性係数の推定値を用いて算出した理論たわみとを比較したのものである。表から、推定値はほぼ妥当であると言える。すなわち、低温横断クラックが入っていない舗装体の路盤の弾性係数は２４０ＭＰａ、路床の弾性係数は１１５ＭＰａであると推定された。

表－３　理論たわみと実測たわみの比較

	たわみ（mm）		
	d_0	d_{300}	d_{750}
理論たわみ	0.201	0.176	0.135
実測たわみ	0.198	0.178	0.138

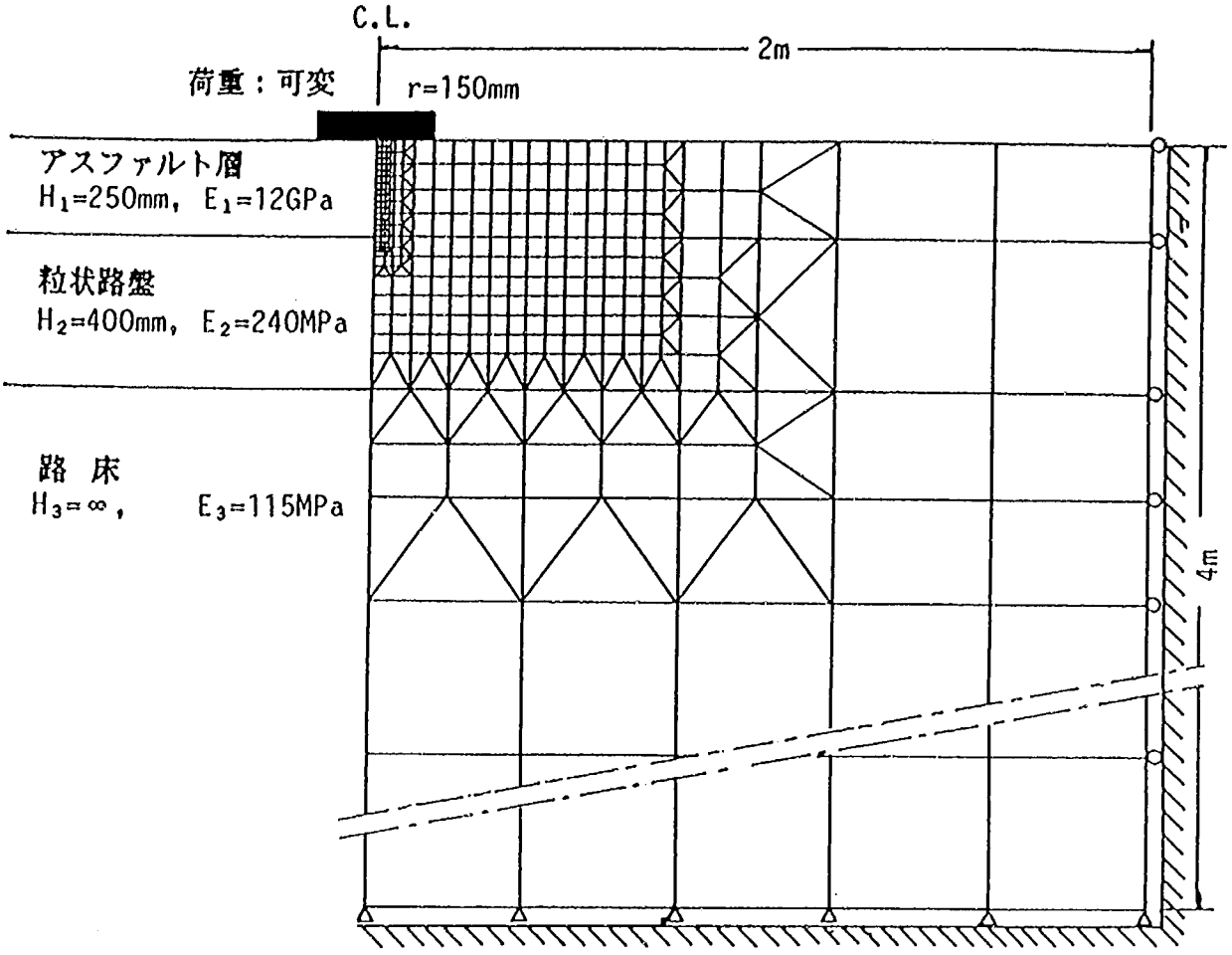
4.2　有限要素法に用いる荷重の設定

クラックの入っているアスファルト舗装の層構造解析を行うには、ＢＩＳＡＲのような層構造の弾性理論解法を用いることはできないことから、有限要素法を利用することとした。舗装体は３次元であり、ＢＩＳＡＲで解析を行う場合には、３方向とも半無限であるとしているのに対し、ここで用いる有限要素法は４ｍｘ４ｍの２次元の有限体［10］として取り扱っている。ＦＷＤによるたわみの測定時における接地圧（705KPa）をそのまま有限要素法における入力条件とすると、３次元体を２次元で表現していることから、算出されるたわみは過大となる。そこで有限要素法において用いるべき荷重の大きさを決定することが重要となる。

舗装体を幅４ｍ、深さ４ｍの有限体とし、図－１３に示すようにアスファルト層部にクラックが入っていない舗装体を接点数721、要素数815の有限体で表した。計算には有限要素法の汎用プログラムであるＳＡＰⅣ[9]を使用しており、境界条件として、底辺は固定、両側辺はローラーとした。

先に推定した舗装構成層の弾性係数を用い、接地圧を100KPaとし、理論たわみ（δ_0、δ_{300}、δ_{750}）を求めた。荷重の大きさと理論たわみは比例することから、接地圧が705KPa（荷重：49.83KN）のときのＦＷＤによる実測たわみに対応する接地圧を求めた結果、90KPaとなった。

表－４は、荷重を90KPaとしたときの有限要素法で算出したたわみ、荷重を705KPaとしたときのＢＩＳＡＲで算出したたわみ、載荷重705KPaのときのＦＷＤによる実測たわみを比較したものである。表から３者のたわみは比較的よい一致を示していると言えよう。このことから、２次元の有限要素法に用いる荷重の大きさは、実際の荷重の12.8%とすればよいと結論される。



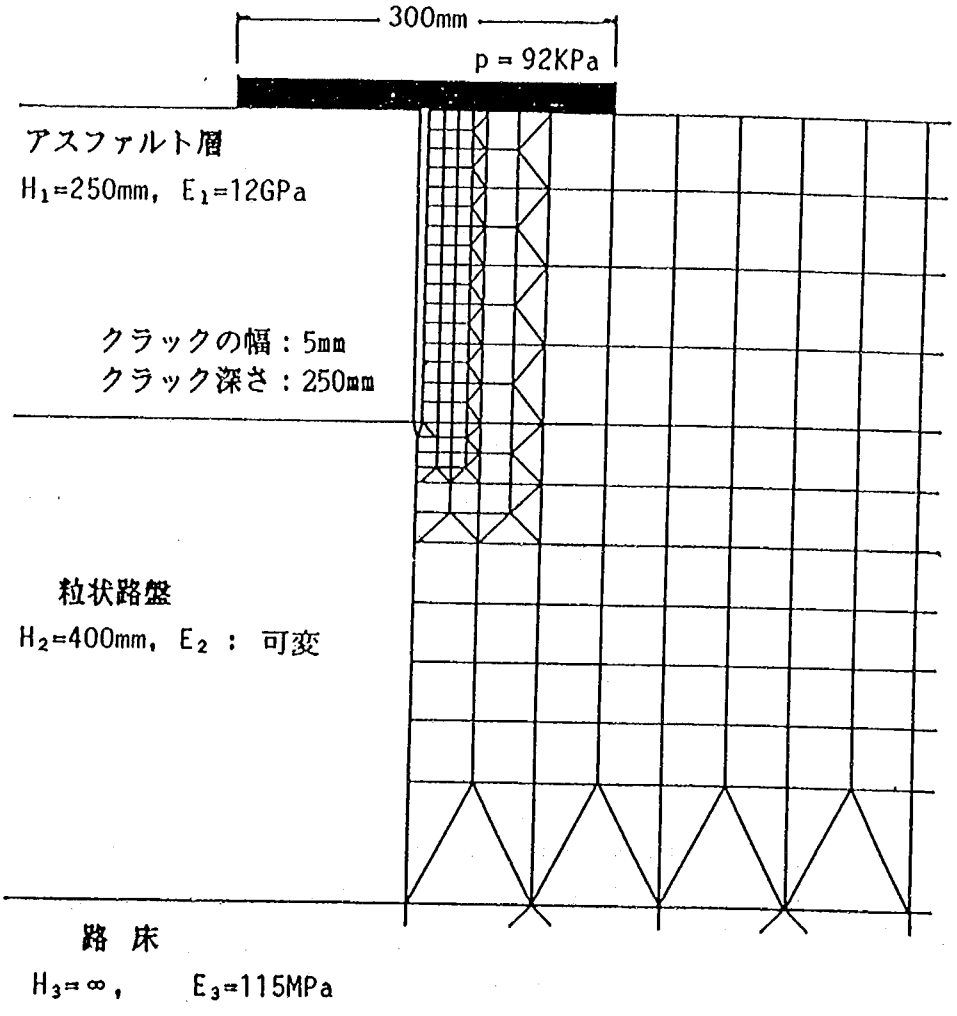
図－１３ クラックを持たない舗装体の有限要素２次元モデル

表－４ 有限要素法によるたわみの計算値

	載荷版中心からの距離 (mm)		
	0	300	750
有限要素法によるたわみ	0.192	0.180	0.146
ＢＩＳＡＲによるたわみ	0.201	0.176	0.135
実 測 値	0.198	0.178	0.138

５．クラック部の路盤の弾性係数の推定

低温横断クラックが入っているアスファルト舗装においては、表面水がクラックを通して路盤に進入し、路盤の支持力を低下させるのではないかと危具の念を抱いているが、路盤の支持力の低下を具体的に把握する方法がみあたらない。ここでは有限要素法により、クラックの入ったアスファルト舗装の路盤の弾性係数をＦＷＤによるクラック真上でのたわみ測定データーから推定することを試みている。　低温横断クラックの幅を5mm、深さを250mmとし、図－１４に示したような要素（接点数721、要素数799）にアスファルト舗装を区分し、路盤の弾性係数を変化させ、理論たわみを算出し、実測たわみに対応する路盤の弾性係数を推定した。



図－１４ クラックを持つ舗装体の有限要素２次元モデル

表－５は、路盤の弾性係数と有限要素法による理論たわみとを示したものである。計算条件は、アスファルト層の弾性係数を12,000MPa、路床の弾性係数を115MPa、接地圧を92KPa(=0.128*51.1KN/0.15m*0.15m*π)としている。

表を見るに、路盤の弾性係数（E_2）が140MPaのとき、低温横断クラックの真上でのＦＷＤによる実測たわみ（図－６参照）と合致していることが分かる。このことから、低温横断クラックを持つ舗装体の路盤の弾性係数は１４０ＭＰａであると推定された。

表－５ 路盤の弾性係数（E_2）を変化させたときの理論たわみ

路盤の弾性係数 (MPa)	理論たわみ (mm) δ_0	δ_{300}	δ_{750}
240	0.250	0.207	0.148
220	0.254	0.209	0.149
200	0.259	0.212	0.150
180	0.264	0.216	0.151
160	0.271	0.221	0.153
*140	0.279	0.226	0.155
120	0.289	0.233	0.157
100	0.302	0.241	0.161
80	0.319	0.254	0.167

６．結論

低温横断クラックが入っていないアスファルト舗装の路盤の弾性係数は２４０ＭＰａと、低温横断クラックが入っているアスファルト舗装の路盤の弾性係数は１４０ＭＰａと推定された。低温横断クラックの存在により、舗装の表面水が路盤に浸透すると共に交通荷重の繰り返しにより、路盤の支持力は約４０％低下することが明かとなった。

参考文献

1. Canadian Good Roads Association, Ad Hoc Committee on Low Temperature Behaviour of Flexible Pavements, "Low Temperature Pavements Cracking In Canada: The Problem and Its Treatment", Annual Conv. CGRA, 1970
2. Haas, R.C.G., "A Method for Designing Asphalt Pavements to Minimize Low Temperature Shrinkage Cracking", Asphalt Institute, Resarch Report 73-1, 1973
3. Finn, F.N., Nair, K., Hilliard, J.M., " Minimizing Premature Cracking in Asphalt Concrete Pavement", NCHRP Report 195, 1978

4. Ad Hoc Committee of The aspahlt Institute, "Design Techniques to Minimize Low-Temperature asphalt Pavement Transverse Cracking", Asphalt Institute Resarch Report 81-1, 1981
5. Kasahara, A., Kubo, H., Sugawara, T., "Estimation of In Situ Elastic Moduli of Pavement Structural Layer with Falling-Weight-Deflectometer Deflection Basion", 6th International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements, Ann Arbor, Michigan, 1987
6. Sato, K., Hachiya, Y., "Application of FWD for Structural Evaluation of Concrete Pavement", The 2nd International Conference on Bearing Capacity of Roads and Airfields, Plymouth, England, 1986
7. Kennedy, C.K., "Pavement Deflection : Operating Procedures for Use in the United Kingdom", TRRL Laboratory Report 835, 1978
8. Adedimila, A.S., Kennedy T.W., "Fatigue and Resilient Characteristics of Asphalt Mixture by Repeated-Load Indirect Tensile Test", Resarch Report 185-5, Center for Highway Resarch, The University of Texas & Austin,1975
9. Bathe, K., Wilson, E.L., Peterson, F.E., "SAP IV : A Strucural Analisis Program for Static and Dynamic Response of Linear Systems", University of Calfornia, Report No.EERC 73-11, 1973
10. Paute, J.L., Martinez, J. "Structural Finite Element Design of Unbound Material Pavements from Cyclic Loading Triaxal Tests", 5th International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavement, Netherland, 1982

横断クラックの予防と補修に関する調査

Investigation of Reparation for Thermal Cracking in Asphalt Pavements

北海道開発局土木試験所　久保　宏
同　熊谷　茂樹

概　要

北海道内の舗装は、スパイクタイヤによる摩耗、横断クラックや凍上によるクラックによって傷み続けており、これらが維持管理上の深刻な問題となつている。

我々は、これらの問題を解決するための研究を行ってきた。横断クラックに関しては一般国道におけるクラックの特性調査と、試験舗装の調査によってクラック対策の研究を行っている。

この対策は、新設舗装にクラックを発生させないためのものと、既に発生したクラックについてのシールと、オーバーレイのリフレクションクラックを防止するためのものに分れる。横断クラックの防止は、難しい問題であり、適当な対策が未だないため、これらの調査は今後も継続する必要がある。

本文では、一般国道における横断クラックに関する継続調査の結果と、それから得られた現段階でのクラック抑制工法について述べる。

横断クラックの予防と補修に関する調査

北海道開発局　土木試験所　久保　宏
熊谷茂樹

1．概説

横断クラックは、地形、道路構造、材料、施工技術などが互に関連し合って、発生したり、発生しなかったりすると考えられる。考えられる様々な要素のうち、試験舗装で条件を変え易いのは舗装材料であるが、他の要素が不明確な形で関与するので、材料の違いによる影響だけを明確にとり出すのも難しいものである。

本調査の目的は、現地での試験調査によって横断クラックの発生を防止するための要素を見つけ出すことにある。

本文では、アスファルト舗装の横断クラック発生の防止と、発生後の補修について、一般国道における試験施工の調査結果を述べる。それらは、新設道路の場合および舗装補修の場合について考察する。舗装補修の場合は、オーバーレイがのる場合とのらない場合に分ける。なお、試験施工を行った地域の凍結指数は、900－1400℃・日程度である。

2．試験舗装の概要と調査結果

2．1　新設舗装の場合

舗装を新設する場合に、横断クラックの発生を防止するにはどうすべきかを検討するため、一般国道に試験舗装を施工して調査した。

試験舗装は、地形的条件が各ブロック共できるだけ同じになるように配慮した。なお、表において例えば「1980年」は1980年春から1981年春までの期間をさしている。

2．1．1　1978年施工　一般国道 275号幌加内町雨煙別（表－1、図－1）

この試験舗装の目的は、表の要因に示すように、ゴム入りアスファルト、表層混合物の砕石の吸水率、下層路盤材料の種類の影響を検討することにある。

A工区とB工区の違いは、施工会社の違いである。地形的にA工区は平坦な低盛土区間、B工区は一部切土で、周囲が林となっている。周囲の林によって路面温度が高くなるためか、B工区はA工区に比べてクラック数が極めて少ない。

A工区では、施工後 3冬目からクラックの発生が早いと考えていたブロックから順番にクラックが発生した。試験結果では、ゴム入りアスファルトの効果が現われていない。下層路盤は切込砂利の場合よりも切込砕石の方がクラック数が少ない。アスファルト混合物の粗骨材の吸水率は小さい方がこの種のクラックの発生が少ないこと等を示している。

この試験結果から1985年までの結果としては次のことがあげられる。

1)アスファルト安定処理と接する下層路盤に切込砕石を使用した方が砂利の場合よりも横断クラックの発生数は少なくなっている。

2)表層混合物に用いた粗骨材の吸水率が小さいほどクラックの発生は少ない。

3)表層混合物に用いたアスファルトにゴムをその 4%混入してもクラックの発生は減少せずむしろ少し多くなる傾向にある。

2．1．2　1979年施工　一般国道 275号幌加内町母子里（表－2、図－2）

この試験舗装の目的は表－ 2の“要因”に示すように表層混合物の種類、使用アスファルトとフィラー量ならびにアスファルトの針入度の違いと横断クラックの発生数との関係を求めるものである。

アスファルトの針入度は積雪寒冷地の北海道では、 80 ～ 100を使用しているが、比較対象として60～80のものを用いた。この地区の冬期間は、路面に圧雪が15cm程あるので、クラック発生の時期は全体に遅れたものと考えられる。

調査結果によると、アスファルトの針入度が73のブロックNO、1 ～ 4は、クラックが早期に、しかも本数が多く発生した。フィラーの少ない方がクラック発生が 1年づつ遅い傾向にはあるが1985年現在では差はあまり大きくない。

また、混合物の種類の影響はあるとはいえない。

2．1．3　1981年施工　一般国道 273号上士幌町三の沢（表－3、図－3）

この試験舗装の目的は、アスファルトの針入度と横断クラック発生の関係を検討するものである。針入度の調整には、改質材を添加し、ベースの91に対し、使用アスファルトの針入度は各々 168、 236となるようにした。交通量は、９５０台／日程度である。クラックの発生は、アスファルト針入度の小さい順に多くなっている。針入度 236のブロックでは 5冬経過後もクラックは全くみられないし、流動等の弊害も見られない。

2．1．4　1985年施工　一般国道 273号上士幌町メトセップ

この試験舗装の目的は、横断クラックの発生に対する表層混合物のアスファルトの針入度、フィラー量および埋設式路面標示の影響を調べることにある。アスファルトはストレートアスファルトで２ランク使用した。埋設式路面標示は、直径15cm厚さ 3cmの溶融型ペイントを道路中心線上の10m毎に埋め込むものであるが、これはスパイクタイヤ等による舗装摩耗で区画線が消失するため、運転者と翌春の区画線工事の目印とするものである。しかし、表層施工後コアカッターで表層を切取ってこれを埋設するため、横断クラックの引金となっていることが北海道の実際の舗装道路では多い。しかし、施工後の経過期間が１年であり短いので、横断クラックはまだ発生していない。

2．1．5　1985年施工　一般国道 239号幌加内町添牛内

この試験舗装の目的は、アスファルト軟化剤の効果、フイラー量の影響、下層路盤材料としての切込砕石の効果、埋設式路面標示の影響であるが、２．１．４の場合と同様に経過期間が短いのでまだ調査結果に差異が生じていない。

２．２　舗装補修の場合

補修の試験施工で最も難かしいのは、工法毎に横断クラックの発生状況に偏りが無い様にすることである即ち、多数の工法を順に割当てたとき、クラックの間隔や長さ、深さが試験区間によって大きな差異がないようにすることである。しかし、実際には均一な試験区間を選択することは難かしく、クラックの規模の違いや地形の違いが調査結果に反映していないとはいい切れない。

２．２．１　クラックのシール方法

横断クラック間隔が20m、30mの場合はクラックのシールが必要となる。

そこで、様々な補修工法を試みた結果を述べると、1980年と1982年に試行したものは充填材が硬すぎるか、または舗装との接着が不良で失敗している。

（１）クラック幅が狭い場合のシーリングクラック幅が狭くて、アスファルト乳剤やストレートアスファルトを流しても、クラック内には殆ど浸透しない程度のクラックの場合はシーリング方法が問題となる。この場合は、クラックの上にアスファルトを塗布しその上に砂をまくか、シートを貼るしか処理方法がない。

しかし、北海道のように冬期間にスパイクタイヤを装着した自動車が多いところでは、たちまち摩耗消失する。また、機械除雪のブレードによっても削られるため、毎年春に再施工しなければならない。

（２）クラック幅が比較的広い場合のシーリング

クラック内をエアブローで清掃し、細いノズルでゴム化アスファルトやストレートアスファルトを注入すれば、クラック内に充填材料は入るが、1980年に現地で行った試験施工の結果によれば、舗装との付着が充分でなく、除雪機械のブレードで引ずり出されたり、水の浸透があったりする。

しかし、例えば写真－１に示すようにクラックをV かU 型溝に削り、プライマーを施し、軟いゴム化アスファルト材料を充填するのが最もよい成績を示した。

この場合V 溝の大きさは幅、深さとも20mm程度での切削はドライカットがよい。また、V 溝はもう少し小さくてもよいが、路面に凹凸ある場合は、溝に浅すぎる部分が出来やすい。材料の充填は路面より少々低目に凹形に仕上がるのがよい。これらは、カナダの調査結果とも一致する。

充填材料で良好だったものの特徴を、適切に表現する試験項目が何であるかを検討する予定である。

２．２．２　オーバーレイ工法

（１）1979年施工　一般国道39号愛別町豊里（表－４）

当箇所は、 2車道路で交通量が約 8,000台／日であり、スパイクタイヤによる摩耗が大きかった。そのためクラックの発生時期の調査を行なっていても、漸次表層厚さが低減した。1984年春には基層の粗粒度アスコンが一部露出しており、1985年春にはわだち部の全面に亘って露出した。つまり 5－ 6冬で表層 4cmが摩耗損失したことになり、NO、 1ブロックはそのころからクラックが発生したものと考えられる。このことから、オーバーレイ厚さの大きいことがリフレクションクラック防止に大きく影響したことがわかる。

（2）1984年施工　一般国道38号幕別町幕別（表－5）

この試験舗装では、7cm厚のオーバーレイに際し、既設舗装の横断クラックを各種の方法で処理して、リフレクションクラックを生じさせないような検討を行なった。表－5のブロックナンバー順に工法と調査結果をのべる。

NO.1はクラックを何ら処理しないものを含んでおり、クラック 2本のうち１本は未処理とし、あとの１本はアスファルト安定処理層と下層路盤粒状層間の「空洞」の充填を行なった。次年の春の調査時には 2本共リフレクションクラックが入った。

NO.2は下層路盤との「空洞」の充填を行つて、クラックを充填し、シートを帖った。シートは、33cm幅のうち両端は接着し、中央部10cmに石粉を塗布して自由に動けるようにした。

次年の春の調査時には 1本にクラックが入ったが、他の１本には 2年後にも入っていない。

NO.3はNO.2と同様の前処理を施した後、シートの全面を接着帖付けたものである。次年の春の調査時には 1本、 2年後には 2本共リフレクションクラックが入った。

NO.4は試作した小型のプロパンガスヒータを用いて、クラック周辺の30cm幅だけ人力作業によるレーキでかきほぐして、約３cm厚さに小型タンパーで再転圧したものである。

次年の春の調査時には変化がなく、 2年後に 2本のうち 1本にリフレクションクラックが入った。

試験舗装区間前後の区間は、施工高を抑える目的で、既設舗装の車道部にリペーブ工法を施してからオーバーレイ 7cmをかけたものである。しかし、ショルダー部にはリペーブを施さなかった。リペーブ工法は深さ 3cmで大型のヒーターと大型の転圧機を用いて行ったものである。 1年後は勿論であるが、 2年後の1986年にもショルダー部にはリフレクションクラックがあるが、写真-2で示すように車道部にはクラックは全く入っていない。

これらの調査結果から、シートは厚さ 1.4mm程度では効果がなく、もっと厚くて上面と下面の変位の違いに対する緩和能力の大きいものが良いのではないかと考えられる。また、加熱リフォーム工法やリペーブ工法は充分転圧すれば、リフレクションクラックの発生防止に効果があるものと考えられる。しかし、アスファルト層の上層部のみをリフォームしているので、混合物層下部にはまだ切欠きを持った状態である。従ってリフレクションクラックの発生を完全に防止することはできないが、その発生時期をある程度遅らせることができるものと考えられる。

３．結論

以上の現地調査結果と、それらに対する考察から得られた結果を要約して述べると次のとおりである。

(1) 新設舗装の場合、混合物用アスファルトの針入度が大きく、骨材の吸水率の小さいものが横断クラックの発生防止には有効である。また、下層路盤材料に切込砕石を用いて、その上のアスファルト安定処理層との摩擦力を高めることが、この種のクラック防止には効果がある。しかし、ゴム入りアスファルトの効果ならびにフィラー量の影響はあきらかでない。

(2) クラックのシーリングにおいては、クラックの上にシール材を盛り上げ、あるいはシートを帖る方法は、積雪地域ではスパイクタイヤや除雪機械のブレードで削られるため、耐久性に乏しい。また、クラック

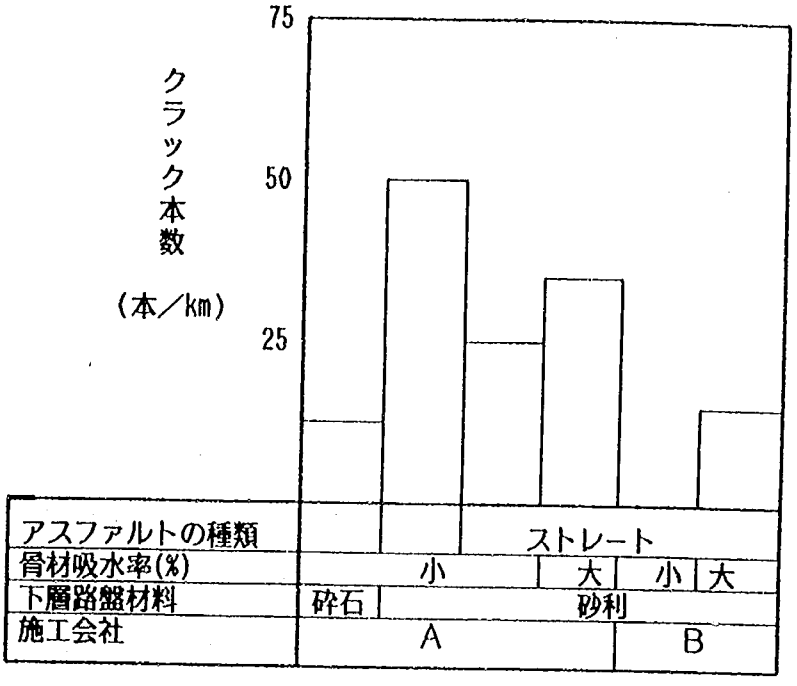
をV カットしてプライマーを施し、軟かいゴム入りアスファルトを充填する方法が最も有効であった。

(3) オーバーレイ工法の場合は、その厚さの大きいことが最も有効である。また、シートを帖ってリフレクションクラックを防止するには、そのシートの材料や厚さなどにまだ工夫が必要である。
既設舗装に加熱リフォームまたは、加熱リペーブ工法を施してからオーバーレイすることも、クラック防止には有効である。

参考文献

1) 北海道開発局土木試験所舗装研究室；アスファルト舗装道路の横断ひびわれに関する調査研究報告書，1986．3

2) R．C．Evers，D．F．Rynch；Sealing Cracks in Asphaltic Concrete Pavements，P.I CA，1984．10



図－１　新設舗装による試験舗装（雨煙別）

表－1　1978年施工　一般国道 275号　幌加内町雨煙別

工区		A工区				B工区	
項目＼ブロックNO		1	2	3	4	3	4
材料・混合物	表層混合物	細粒度ギャップアスコン					
	アスファルト量(%)	7.0(F/A＝ 1.7)					
	〃 針入度	93	—	93		88	
	〃 軟化度(℃)	46	—	46		45	
	〃 P・I	－0.7	—	－0.7		－1.2	
	骨材吸水率(%)	1.7(当麻開明)			2.6(和寒)	1.65 当麻	2.4和寒
要因	ゴム混入の有・無	ストレート	ゴム入	ストレート		ストレート	
	骨材吸水率(%)	小			大	小	大
	下層路盤材料	切込砕石	切込砂利			切込砂利	
年	凍結指数(℃・日)	ひびわれ本数(本数/Km)					
1978	899	0	0	0	0	0	0
1979	994	0	0	0	0	0	0
1980	1,040	0	0.7	0	0.5	0	0
1981	982	0	24.0	0.9	2.6	0	0
1982	953	0	29.3	0.9	2.8	0	0
1983	1,191	0	19.3	0.9	4.1	0	0
1984	1,092	13.3	44.7	26.9	34.2	0	0
1985	1,225	13.3	49.3	26.9	35.3	0	16.8

1)アスファルト安定処理5cm,粗粒度アスコン4cm,細粒度ギャップアスコン3cm

表－2　　1979年施工　一般国道 275号幌加内町母子里

項目 ＼ ブロックNO		1	2	3	4	5	6	7	8
材料の性状	歩道の有無	無				有(片側)		有(両側)	
	下層路盤材料	切込砂利 40mm級							
	表層混合物	密粒度ギャップアスコン		細粒度ギャップアスコン		密粒度ギャップアスコン		細粒度ギャップアスコン	
	骨材吸水率(%)	2.0							
	アスファルト軟化点(℃)	48.0				46.5			
	〃 P・I	−0.8				−0.6			
要因	アスファルト針入度	73(60～80)				91(80～100)			
	〃 量(%)	5.5		7.0		5.5		7.0	
	フィラー量(F/A)	1.3	1.7	1.3	1.7	1.3	1.7	1.3	1.7
年	凍結指数(℃・日)	ひびわれ本数(本数/Km)							
1979	1,062	0	0	0	0	0	0	0	0
1980	1,107	0	0	0	0	0	0	0	0
1981	1,022	0	0	0	0	0	0	0	0
1982	979	0	1.7	5.5	4.3	0	0	0	0
1983	1,272	0	6.1	14.0	19.2	0	0.7	0	1.4
1984	1,147	59.0	34.6	70.7	86.5	35.3	26.7	18.7	19.4
1985	1,309	59.3	61.4	78.1	87.0	48.7	26.7	18.7	19.4

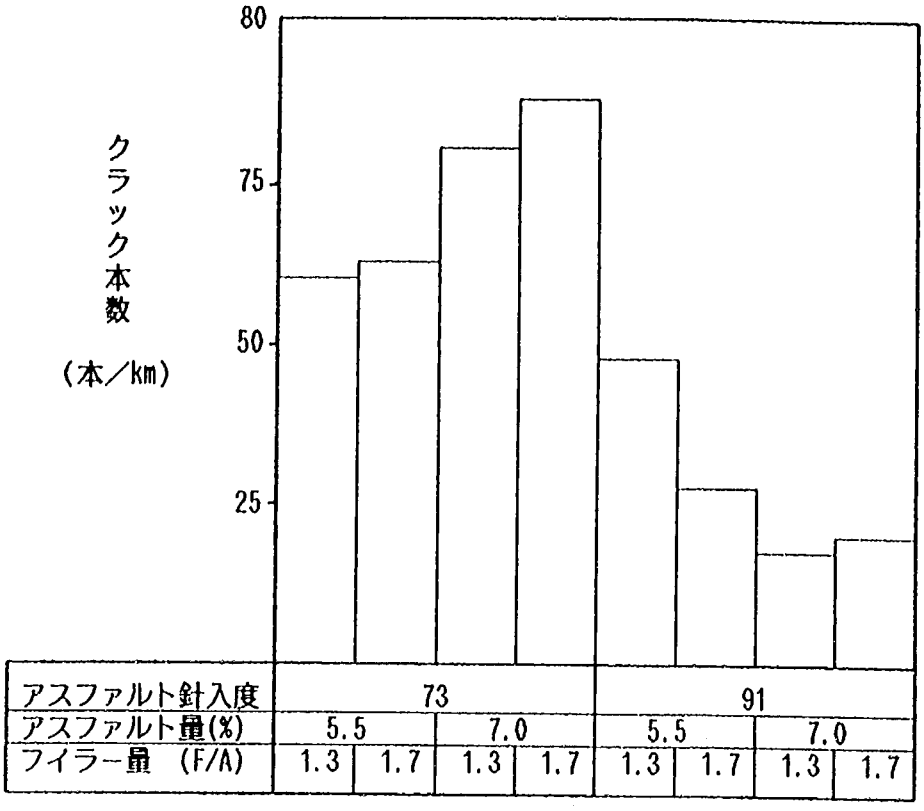
1)冬期間は路面上の圧雪深さが15cm位ある。

2)アスファルト安定処理5cm,粗粒度アスコン4cm,密粒度または細粒度ギャップアスコン3cm

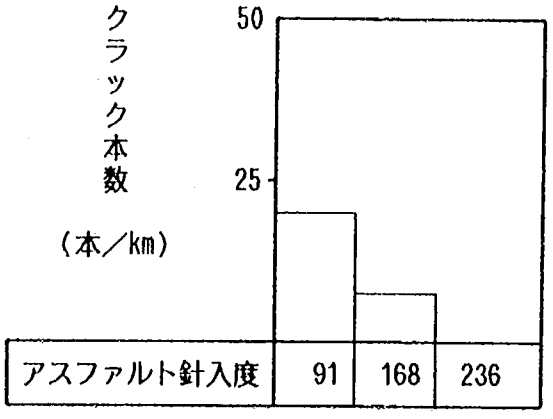
表－3　1981年施工　一般国道 273号　上士幌町三の沢

項目 ＼ ブロックNO		1，4	2	3
材料・混合物の性状	下層路盤材料	切込砂利　40mm級		
	表層混合物	細粒度ギャップアスコン		
	骨材吸水量（%）	1.1		
	アスファルトの種類	St. 80～100	改質H 150	改質H 200
	〃　軟化点（℃）	46.0	40.0	37.0
	〃　P・I	－0.8	－0.9	－0.6
	〃　量(%)	7.3	7.0	
	フィラー量（F/A）	1.71		
要因	アスファルト針入度	91	168	236
年	凍結指数（℃・日）	ひびわれ本数（本数／km）		
1981	1,213	0	0	0
1982	1,053	4.7	0	0
1983	1,323	4.7	7.7	0
1984	1,243	18.5	7.7	0
1985	1,364	18.5	7.7	0

1)アスファルト安定処理5cm，粗粒度アスコン4cm，細粒度ギャップアスコン3cm



図－２　新設舗装による試験舗装（母子里）



図－３　新設舗装による試験舗装（三の沢）

表－4　1979年施工　一般国道39号愛別町豊里

項目＼ブロックNO		1	4
混合物	表層混合物	細粒度ギャップアスコン	
	アスファルト量(%)	7.3	
	F/A	1.7	
	アスファルト針入度	85	
	〃 軟化度(℃)	44.5	
	〃 P・I	－1.4	
	骨材吸水率(%)	2.0(簡留)	
	オーバーレイ厚さ(cm)	13	8
年	凍結指数(℃・日)	ひびわれ本数(本数/Km)	
1979	893	0	0
1980	1009	0	0
1981	941	0	48.3
1982	894	0	48.3
1983	1152	0	70.0
1984	1040	60.0	138.3
1985	1152	—	—

表-5　1984年施工　一般国道38号　雘別町雘別

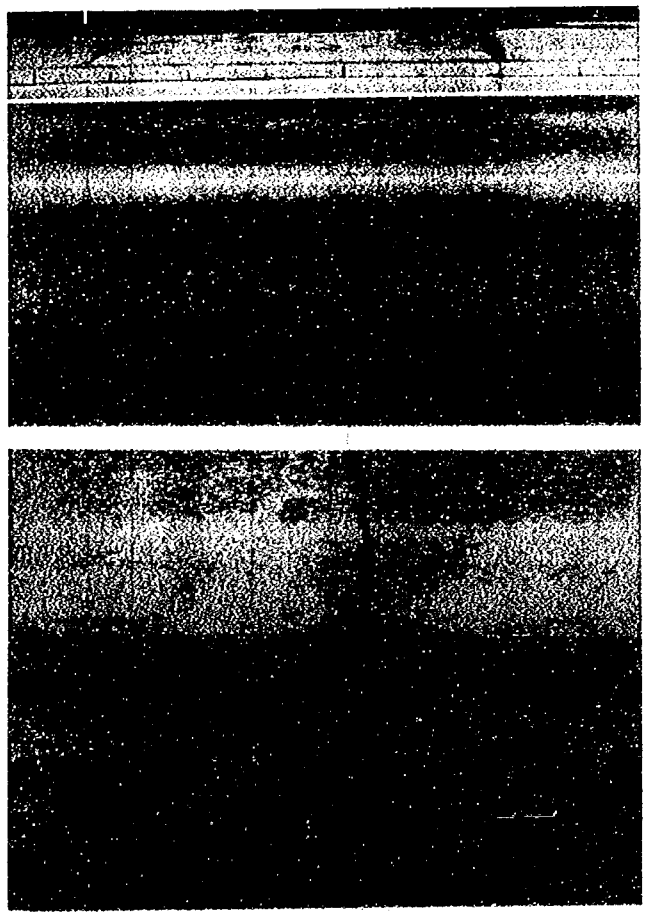
ブロックNo.		1		2		3		4	
補修ひびわれNo.		1	2	3	4	5	6	7	8
補修工法		無処理		シート両端はり付(中央10cmを自由)		シート全面はり付(全幅接着)		加熱リフーム	
内容				特殊アスファルトを含浸させた合成繊維の不織布シート　幅 33cm, 厚 1.4mm				幅 30 cm 深 3 cm	
付帯補修	落込部のパッチング	—		○		○		—	
	ひびわれ部分の充填	—		○		○		—	
	路盤との空洞充填	—	○	○		○		○	
オーバーレイ		1984年　細粒度ギャップアスコン　4cm　粗粒度アスコン　3cm							
既設舗装構成	混合物層	1976年　細粒度ギャップアスコン　4cm 1960年　アスモル　1.5 粗粒度アスコン　6 浸透式マカダム　2.5							
	下層路盤	切込砂利　90cm							
ひびわれの分布状況		各No.の全幅ひびわれの間隔は約30mで、その間に短かいものが数本ある							

1) ブロックNo. 2のシート両端はり付法の中央10cmは、石粉を散布して自由状態になるようにした。

2) ひびわれ部分と路盤との空洞充填材には、ストレートアスファルトを加熱して使用した。両者を含めた1本当りの充填量は約15.7ℓであった。



写真－１　Ｖカットしてゴム入り
アスファルトによる充填



写真－２　既設舗装の車道部だけの
リペーブ工法にオーバーレイ

アスファルト舗装の破損形態に関する要因分析

Factor Analyses of Damage Modes of Asphalt Pavements

東北大学土木工学科　福田　正
同　籠谷雅博
東北工業大学　村井貞視

概　要

アスファルト舗装の破損形態は、構造要因、環境要因などの内部的或は外部的な多くの条件によって複雑に変化する。その破損形態の中でも特に大きな問題となっているのがわだちぼれとひびわれである。これらの２つの破損形態は、個々の舗装のおかれた条件によって共存する場合もあれば、一方のみが生じる場合もあり、どちらの原因で舗装が破損するかは明確ではないのが現状である。

本研究は、アスファルト舗装が、わだちぼれとひびわれのいずれにより破損するかを判定し、またその破損形態に影響を与える要因を明らかにしようとするものである。そのためにこれらの破損形態に関する観測データーを収集し、これらに多変量解析の一手法である数量化理論Ⅱ類を適用し分析を行い、アスファルト舗装の破損形態を予測するシステムを提案した。

アスファルト舗装の破損形態に関する要因分析

東北大学　福田　正
東北大学　飯谷雅博
東北工業大学　村井貞規

1．緒言

アスファルト舗装は、その構造条件、環境条件の相違により様々な破損形態が生じる。その中でも全国的に、特に幹線道路で大きな問題となっているのが、わだちぼれ、ひびわれの破損形態である。しかしどの様な条件下においてひびわれあるいはわだちぼれで破損するかについては明確にされていないのが現状である。

そこで本研究では、わだちぼれとひびわれに関してこれまで調査されてきた観測データーを収集し、これらに多変量解析の一手法である、数量化理論Ⅱ類を適用し、これら２種類の破損形態に影響を与える要因を分析した。更にこれらの要因からアスファルト舗装の破損形態を予測する手法を確立した。

2．データーの判別

わだちぼれとひびわれは、アスファルト舗装の一般的な破損形態であるだけに、同じ地点で同時に発生している場合が少なくない。その様な場合、その路面においてわだちぼれとひびわれのどちらがより卓越した破損形態なのか判別することがまず必要である。そこで道路維持修繕要綱[1]（日本道路協会）に規定されている供用性指数ＰＳＩを用いてその判別を行った。

$$PSI = 4.53 - 0.518 \log\sigma - 0.371\sqrt{c} - 0.174D^2 \qquad (1)$$

ここで

ＰＳＩ：供用性指数
σ　：縦方向の凹凸の標準偏差（mm）
c　：ひびわれ率（%）
D　：わだちぼれ深さの平均（cm）

（１）式においてＰＳＩに同一量の変化をもたらすわだちぼれ深さとひびわれ率は、舗装の破損として等量と考える。すなわち（１）式より、わだちぼれとひびわれに関する項を取り出し、両者が等しいとした次の条件式により両者の破損形態を判別した。

$$0.371\sqrt{c} = 0.174D^2 \qquad (2)$$

すなわち

$$c = 0.222D^4 \qquad (3)$$

図－1は縦軸にわだちぼれ深さの平均（mm）、横軸にひびわれ率を取って（3）式による破損形態の領域を図示したものである。実際にある地点のわだちぼれとひびわれを図上にプロットし、これがこの曲線より上の領域にある場合にはわだちぼれにより破損されたものとし、曲線の下の領域にある場合にはひびわれにより破損されたものと判断する。

3．破損要因分析

3．1分析手法[2)]

本分析に用いた数量化理論Ⅱ類は、質的データーから外的基準を判別して予測するものである。いま要因の数をP、個々の要因のカテゴリーの数をl_i（$i = 1 \sim P$）、さらに分けられる群の数をM、それぞれの群に属するサンプルの数をn_1、n_2、・・・・n_nとする。それぞれのデーターは次のようなダミー変数として表すことが出来る。

$$x_{i(\alpha)}^{r(\nu)} = \begin{cases} 1：群rのサンプルνが要因iのα番目のカテゴリーに反応した時 \\ 0：それ以外の時 \end{cases}$$

ここに

$i = 1, 2, \cdots, P$ ：要因
$\alpha = 1, 2, \cdots, l_i$ ：カテゴリー
$r = 1, 2, \cdots, M$ ：群
$\nu = 1, 2, \cdots, n_r$ ：サンプル

各々の群のサンプルスコアーは次の式で与えられる。

$$y^{r(\nu)} = \sum_{i=1}^{P} \sum_{\alpha=1}^{l_i} x_{i(\alpha)}^{r(\nu)} a_i(\alpha) \qquad (4)$$

ここに$a_i(\alpha)$はカテゴリーウェイトであり、$y^{r(\nu)}$の全分散σ^2と、郡間の分散σ_B^2の比

$$\eta^2 = \frac{\sigma_B^2}{\sigma^2} \qquad (5)$$

の値を最大にするように決定される。

分析には、東北大学大型計算機センターの統計解析用パッケージＳＴＡＴＰＡＣ－２／４／６（ＳＴＡＴＩＳＴＩＣＡＬ　ＰＡＣＫＡＧＥ－２／４／６）を用いた[3]。

３．２分析データ

分析の対象としたのは、ここ１０年間に渡るわだちぼれ及びひびわれに関して報告された資料[4],[5],[6],[7],[8]である。収集した資料から　２．データの判別　で述べた方法により、外的基準をわだちぼれが卓越しているもの、ひびわれが卓越しているものの２種類とした。またわだちぼれ及びひびわれに影響を与える環境要因、構造要因を次のように選定した。すなわち環境要因としては、気候条件を表す「地域」、時間的な因子を表す「経年数」、交通荷重を表す「大型車交通量」の３つを採った。また構造要因としては、「表層混合物の種類」、「アスファルト混合物層厚」、「上層路盤材料の種類」、「路盤厚」の４つを採った。なお上層路盤として用いられているアスファルト安定処理層は、アスファルト混合物層厚には含めない。分析の対象となったサンプル数は、ひびわれによる破損のデータ１１９、わだちぼれによる破損のデータ１１０の合計２２９である。

４．結果と考察

数量化理論Ⅱ類による分析結果を表－１に示す。この表のカテゴリーウェイトは、その値が大きくなるほどひびわれ破損が卓越することを示している。

ここでサンプルスコアを各調査地点での該当するカテゴリーウェイトの合計値とすると、本研究で分析の対象とした調査地点のサンプルスコアの度数分布は図－２となる。いくつかの誤判別はみられるものの、わだちぼれとひびわれによる破損を良く判別していることが分かる。各要因のレンジから各々が破損形態の判別に与える要因の影響を見ると、環境要因では「大型車交通量」の影響が最も大きく、次いで「経年数」、「地域」の順になっている。また構造要因では、「上層路盤厚の種類」、「路盤厚」、「アスファルト混合

物層厚」の順になり、「表層混合物の種類」の影響は少なくなっている。

要因分析を行うことによって、各要因の破損形態に及ぼす影響を明らかにできるだけでなく、環境条件、構造条件を与えることにより生じる破損形態を予測することができる。すなわち表－１のカテゴリーウェイトを用いてサンプルスコアを求め、図－２によって破損形態を予測する予測システムを作ることが可能になる。

表－２はパラメータとして環境要因から「大型車交通量」、構造要因から「アスファルト混合物層厚」を採り、舗装条件として、表層混合物に密粒度アスコン、上層路盤材料に砕石を用い、路盤厚を３５ｃｍと仮定した舗装に生じる破損を予測したものである。同様に表－３は「大型車交通量」、「路盤厚」を、表－４は「大型車交通量」、「上層路盤材料」を、表－５は「路盤厚」、「上層路盤材料」、表－６は「アスファルト混合物層厚」、「上層路盤材料」をそれぞれパラメータとしたものである。これらの結果からも分かるように、舗装はその環境要因、構造要因の違いによって破損形態が異なり、また各々のパラメータの寄与も異なっていることが分かる。

５．むすび

数量化理論Ⅱ類を適用し、アスファルト舗装の破損形態の分析を行い、その結果を用いてアスファルト舗装の破損形態予測のためのシステムを開発した。今後は更にアスファルト舗装の破損に関するデータを蓄積することによって、その予測精度を向上することが重要となろう。

最後に、本研究を行うに当たり、貴重な資料を提供して頂いた建設省土木研究所、近畿地方建設局に感謝の意を表します。

参考文献

１）日本道路協会、道路維持修繕要綱、１９７８
２）河口至商、多変量解析入門Ⅱ、森北出版、１９７８
３）ＮＥＣ日本電気、ＡＣＯＳ－６統計解析システム説明書、１９７９
４）建設省土木研究所、路面維持調査結果の解析（データ編）、１９８２
５）建設省土木研究所、路面維持調査結果の解析（データ編）、１９８４
６）近畿地方建設局近畿技術事務所、昭和５１年度路面維持調査報告書（一般調査）、１９７７
７）近畿地方建設局近畿技術事務所、昭和５３年度路面維持調査報告書（一般調査）、１９７９
８）近畿地方建設局近畿技術事務所、昭和５４年度路面維持調査報告書（一般調査）、１９８０

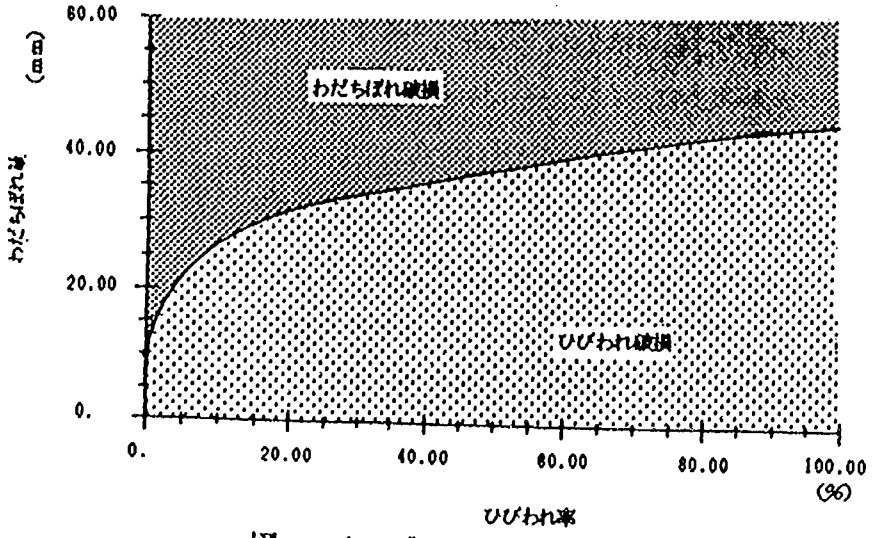


図 －1 データの分類

表 －1 要因分析結果

要因	カテゴリー番号	カテゴリー	カテゴリー・ウェイト	レンジ	サンプル数
地域	1 2 3	関東・中部 近畿・中国 四国・九州	0 .000 0 .016 0 .045	0 .045 (3)	54 132 43
経年数 (年)	1 2 3	5 .0 以下 5 .1 ～ 10 .0 10 .1 ～ 15 .0	0 .000 0 .016 0 .053	0 .053 (2)	41 86 102
大型車交通量 (台／日)	1 2 3	210 ～ 999 1000 ～ 1499 1500 ～ 12130	0 .000 - 0 .034 - 0 .073	0 .073 (1)	60 60 109
表層混合物	1 2	密粒度アスコン 細粒度 ,修正トペカ	0 .000 - 0 .007	0 .007 (4)	149 80
アスファルト混合物層厚 (cm)	1 2 3	5 .0 ～ 10 .0 10 .1 ～ 15 .0 15 .1 ～ 31 .5	0 .000 - 0 .017 - 0 .021	0 .021 (3)	158 52 19
上層路盤材料	1 2 3	歴青安定処理 砕 石 セメント安定処理	0 .000 0 .032 0 .059	0 .059 (1)	117 80 32
路盤厚 (cm)	1 2 3	5 .0 ～ 35 .0 35 .1 ～ 50 .0 50 .1 ～ 100 .0	0 .000 - 0 .020 - 0 .023	0 .023 (2)	83 98 48

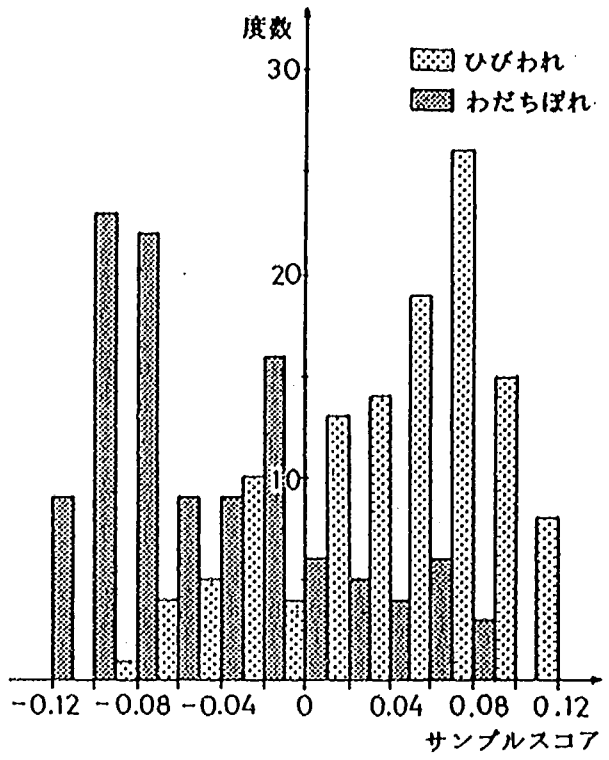


図 － 2　サンプルスコアの分布

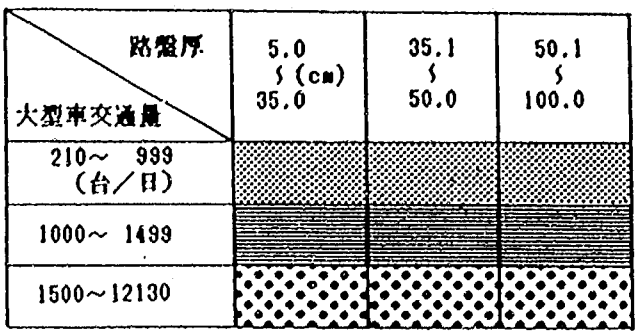
表　－ 2　破損形態の予測

アスファルト混合物層厚 / 大型車交通量	5.0 ≦ (cm) 10.0	10.1 ≦ 15.0	15.1 ≦ 31.5
210～ 999 (台／日)			
1000～ 1499			
1500～12130			

ひびわれによる破損
わだちぼれによる破損
両者の破損

その他の要因
地域　　：近畿、中国
経年数　：５年
表層混合物：密粒度アスコン
上層路盤材：砕石
路盤厚　　：３５cm

表　－3　破損形態の予測



ひびわれによる破損

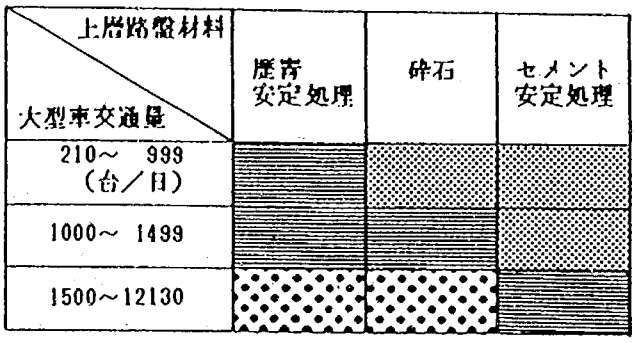
わだちぼれによる破損

両者の破損

その他の要因

地域　：近畿、中国　　アスファルト混合物層厚
経年数　：５年　　：１０cm
表層混合物：密粒度アスコン　　上層路盤材：砕石

表　－4　破損形態の予測



ひびわれによる破損

わだちぼれによる破損

両者の破損

その他の要因

地域　：近畿、中国　　アスファルト混合物層厚
経年数　：５年　　：１０cm
表層混合物：密粒度アスコン　　路盤厚　：３５cm

薄いブロックオーバーレイの接着層について

Adhesive Layer for Overlay with Thin Concrete Blocks

北海道工業大学土木工学科　犬塚　雅生
札幌市建設局　佐藤　巌

要旨

既存路面上に薄いコンクリートブロックを接着するオーバーレイ方法が寒冷地舗装に於ける様々な問題点に対して多くの利点を有することが数年前から提唱されてきた。以来、北海道に於ける施工例も増加してきた。しかし、このオーバーレイ方式ではブロックの寸法が小さくしてブロック中に生ずる最大発生応力を下げる可きことやその力学的な支持力が下のアスファルトによること等の特徴が誤解されて施工されることも少なく無い。このため、この方法の重要な点が見落とされいたずらに多くの亀裂発生を見たり、また亀裂の生じたブロックを不必要に取り替えて却って耐久性を損じたりしている例も少なくない。本論文では輪荷重と発生応力とについて従来よりも簡単化した数学モデルを用い、ブロックとアスファルトとの間の接着層が重要であることを示す。また、ケーススタディにより現行の接着手段である溶融したアスファルトを既存路面上へ撒き出す「前加熱法」の限界について述べ、これに代わる「後加熱法」を提唱する。これは接着層を熱可塑性の膜状体として工場生産し、現場ではこの膜状体を既存路面上に広げ、その上にブロックの配置が終了してから膜状体を溶融するものである。幾つかの電熱体をアスファルト膜中に混合させ、これにマイクロ波や直接通電を加えて加熱溶融により接着させた実験について報告し施工上および供用上での問題点について述べる。

薄いコンクリートブロックによるオーバーレイの接着層

北海道工業大学　大塚雅生
札幌市役所　佐藤巌

1．前書

アスファルト道路はこれまで長年有害な温度変化や磨耗を直接受けてきた。コンクリートは一般にアスファルトより耐久的であるから、薄いコンクリートブロックは表面をカバーして弱いところを防護する。コンクリートとアスファルトのこうした組み合わせは寒地の交通上の問題　特にわだちぼれを解決する。コンクリートをブロックとして用いたものは人工的な亀裂をいれたコンクリートと見なしうる。人工的な亀裂の意味は著者等の前の研究で破壊－－－適切な破壊はブロックを強くする－－－と云う点から論じた[1)2)]。ブロックの寸法が大きくなると二次応力を増大し予想外の亀裂を生じる。これは各ブロックをより小さい片に分割することんよって避けられる。同様の例を自然界で見つけるのは難しいことではない。たとえば魚は表面に硬いうろこがあるが下は柔らかくたわみやすい筋肉があって荷重を支える。何十億年の進化がこの見事な組み合わせを完成した。コンクリートブロックとその下のアスファルトも交通下では同様に働くべきである。我々の提唱は薄いブロックを既存アスファルト上に広げアスファルトの接着材でしっかり下にくっつけると云うことである。こうするとコンクリートまたはアスファルトのこれまでの欠点は克服できる。既存アスファルト表面を薄いブロックでカバーするこの工法は磨耗抵抗は当然ながら熱流動によるわだち掘れと冬の温度収縮による亀裂のようなものを防ぐ手段として特に有効である。

解決しようとする問題によってブロックの寸法や他の特性には様々な選択が可能である。したがって材料も個別の条件によって選択するべきである。例えばもし表面磨耗のみが目的であれば硬い焼物のタイルを使用してもよい。南札幌の道路公団の料金所でのものは興味ある応用例である。写真１は焼物タイルとアスファルトオーバーレイとがよい対照として見られる。タイルは審美的な価値に加えて磨耗抵抗性がある。セラミック材は摩擦係数は低いが目地は見掛けの摩擦抵抗を確保する。一方アスファルトは初期コストの点で優れている。料金所であるからこの例は自動車はみな一度停止し再度スタートすると云う点で特別である。表層は最も厳しい擦り減りを受ける。この二例は同時に施工したものであるが一冬経過後の差は顕著である。他の場所と違って摩擦係数がたとえ低いとしても重要ではなかった。もし地域的な条件がより高い摩擦係数や凍結融解の抵抗性を要求する場合は他の材料例えば硬いスラグ骨材のポリマーコンクリートを考慮してもよい。

上述の選択の他にこの工法を成功させる要点は有効な接着層の製作である。これはブロックを次の取り替え（擦り減りの補修や路面下の他の工事による）まで保たせなければならない。現場での建設作業の期間は短くすることが望ましい。このため接着層は限られた時間内に塑性から弾性にその物理的性質を変化させなければならない。こうした変化をコントロールする方法は様々である。化学的なコントロールもその一つで

ある。しかし化学的な経過は一旦硬化が始まると通常非可逆的であるから、あまり実用的であるとは言えない。ブロックの除去は必要があれば簡単に出来なければならない。このためアスファルトのような熱可塑性の材料では加熱によるコントロールに利点が多い。ある材料の物理的な性質を任意にコントロールすることはいろいろな面で施工を簡単にする。こうすると後の補修や他の工事のためにブロックの除去を簡単な作業にすることに加えて全工程にわたり突発的な計画変更や事故等に対し融通性ができる。

接着層が果たすべきもう一つの役割は路盤を通過する水を防ぐことである。凍結融解の繰り返しは下の浸水した材料の凍上は勿論であるが劣化や体積変化をも生ずる。凍結融解の問題が避けられないような寒冷地では従来の締め固めた砂層上のブロックはよくブロックの移動を伴う。

2．接着層中の応力

車両ふぁ通過するときブロックは移動荷重をうける。ブロック上の車両による分布応力　p　が一様であり　またブロックの変位が小さく線形分布であると云う単純化した仮定のもとではブロック端部の応力ｑ１とｑ２は脈動しようとする。また接着層における応力は垂直変位に比例すると仮定する。Fig. 1に示すブロック要素をとると要素の受ける荷重はｐｂｘである。従って

$$0<x<L \tag{1}$$

の時　垂直方向力に関する釣り合い方程式は

$$bL(q1+q2)/2-pbx=0 \tag{2}$$

但し　ｂはブロック巾、Ｌはブロックの長さである。
ブロックの中心における回転モーメントに関する釣り合い式は

$$(1/2)(q1-q2)bL(L/2-L/3)-pbx(L/2-x/2)=0 \tag{3}$$

荷重が進入してくる左端の垂直応力は

$$q1=(p/L^2)x(4L-3x) \tag{4}$$

荷重が出ていく右端の垂直応力は

$$q2=(p/L^2)x(3x-2L) \tag{5}$$

(6)

$x>L$

の時　$q1=p$ (7)

これは荷重の後ろ端がブロックの上に入って来て荷重が全荷重ｐＬから小さくなり始めるその時まで続き、その後ｑ１のカーブはｑ２と同じものになる。ただし次式に関してはシンメトリーになる。

$$x=L \tag{8}$$

この現象はブロック上を車輪が通過するたびに生ずる。速度がvの時　疑似周期　tは

$$(L+a)\ /\ v = t \qquad (9)$$

但し　aは荷重の長さである。

これらの結果を図で示すとFig. 2のようになり、これによるとブロックはかなりの引張応力を含む交番応力を受けることが示されている。アルミ箔のマイクロ波積層接着層の場合実験室ではうまくいったのにアスファルトが剝がれた。

実際の道路ではどのブロックも目地を通して応力が伝達される隣接ブロックから力学的に独立ではない。このため目地空間を適当な材料で埋めるかインターロッキングブロックのように曲線の目地を導入することは重要なことである。製造や施工には問題があるとしても複雑な目地線形は水平方向の応力伝達を容易にする。

3．アスファルトとコンクリートの接着実験

接着材に針入度83のアスファルトと発電所からのフライアッシュとの混合物を使用した。その理由は製作が容易であることと真夏の路面内の最高温度である７０度まで自重で流動しないことであった。この接着材を実験的に試験した。因子と水準は表１に示す。

試験の概要はFig. 3に示す。供試体は断面が４cm x ４cmである。実験計画は表２のように配列し引張強度の試験データが試験条件に対応して示されている。各試験で混合物の膜を使って二つの供試体を繋いだ。接着層は決められた時間７０度に保ち自重で接着した。因子に関する分散分析は表３に示すが３因子は５%危険率の有意水準を満足する。有意の３因子について引張強度を図示するとFig. 4からFig. 6のようである。この試験条件に関するかぎりではブロック表面の幾何学的な条件を除いて試験温度が下がるほど接着強度が上がった。

4．接着層の施工

接着材の粘性コントロールに加熱を使うとすれば物理的性質と供給の安定性からアスファルトは適材であるようである。施工の容易さとブロックの強度は接着層のデザインによる。接着と空隙の充塡が起きるのはアスファルトが一定温度以上であるあいだだけであるから、工事中の作業温度で塑性を確保することが肝要である。接着層材料の加熱には二つの方式（前加熱と後加熱）が可能である。前加熱方式はブロックを並べる前にアスファルトを加熱し続いてアスファルトが充分接着性がある間にブロックを配置する。後加熱は電力または他の方法でブロックの配列後に接着層を加熱する。これらの手順では与えられた条件に関してポットライフがかなり正確に計算されていなければならない。

4．1厚さ

接着層の弾性係数はたとえ通常の外気温度でも路盤よりもかなり低いから力学的には高い温度によるわだち掘れを生ずる熱流動をさけるためにも薄い層が望ましい。ブロックの厚さとその材料強度が与えられるとブロック一つの支持力は路盤係数の増加とともに大きくなる。ブロックの下面と既存アスファルトの表面が

完全に平面であれば接着層の最適厚さは極めて薄くできる。しかし実際は平面ではないから接着層は各ブロックの下面の凹凸を埋めたりポットライフを延ばしたりするために作業可能な厚さを必要とする。一方層厚が厚くなるほど接着層は変形し易くなり空隙充填を容易にし交通開放のための溶融接着材の冷却時間が長くなる。その上　施工時間が長くなったり接着層に余計のアスファルトを要することは工事費を上げる。

4．2ポットライフ

接着材の冷却までの作業可能時間としてのポットライフは外気温度のような多くの変数の関数である。気温だけでの冷却は比較的ゆっくりである。また接着材が広げられないほど硬くなったときは再加熱も難しくない。

ブロックが配列された後はポットライフは接着層が下の路盤と上の外気温度のブロックに接していることによる熱伝導できまる。今、簡単のためにFig. 7のようにブロックと路盤は分限の一次元上の熱伝導を仮定する。時間tにおける温度　v(x, t)は次のようである。

$$\partial^2 v/\partial x^2 - (1/k)\partial v/\partial t = 0 \quad , -\infty < x < \infty \tag{10}$$

但し k　は熱拡散
もしブロックの温度　Vと接した対称の温度を0とすると

$$v=(1/2)V\{(\ \mathrm{erf}(y1) + \mathrm{erf}(y2))\} \quad , -\infty < x < \infty \tag{11}$$

但し

$$y1=(a-x)/\ 2\sqrt{kt}, y2=(a+x)/\ 2\sqrt{kt}$$

したがって

$$v(x,0)=\begin{cases} 0 & x<-d/2 \text{ cm} \\ V & -d/2<x<d/2 \\ 0 & x>d/2 \end{cases}$$

条件から　$a=d/2$　と　$x=d/2$ (cm) を代入すると

但し

$$v(d/2,t)-T=(1/2)(V-T)\ \mathrm{erf}(\ ) \tag{12}$$

$$y=d/(2\sqrt{kt})$$

だから

$$y=\ \mathrm{erf}^{-1}(2(v-T)/(V-T)) \tag{13}$$

したがって

$$t=(1/4ky^2\ )d^2 \tag{14}$$

もし層材料が50度で接着力を失うとすればポットライフ時間は誤差関数表[3]によって計算できるか手順は次

のようである。

Vは１６０度としkは0．００４２とすると表からyを定めるとtの値は次のようである。

T= 0 degree C, t= $88d^2$ (sec.) or 1.5 d^2 (min.) (15)

T= 17.5 , t= $170d^2$ (sec.) or $2.85d^2$ (min.) (16)

T= 35 , t= $412d^2$ (sec.) or 6.9 d^2 (min.) (17)

T= 52.5 , t= $4133d^2$ (sec.) or 69 d^2 (min.) (18)

Fig.８はブロックと路盤の温度が与えられるとき接着層厚とポットライフ時間tとを関係づけている。ポットライフはブロックと既存アスファルトの接着を強化するためのローラーの使用時間をきめる。そうしないとたとえドラムがゴムでカバーされたものでもブロックを壊してしまうこともあり得る。ローラー締め固めは絶対にまだ接着層が接着できる間におこなわなければならない。

4．３道路開放

接着層ん温度が硬化温度以下に冷え一定の強度に達した後交通に開放される。もし接着層の中央x＝0で温度がv以下のとき強度が充分得られるとすると(11)式は次のようになる。

$$(v-T)/(V-T) = \mathrm{erf}(y) \qquad (19)$$

但し

$$y=\mathrm{erf}^{-1}((v-T)/(V-T)) = \frac{(d/2)}{2\sqrt{kt}}$$

従って

$$t=(1/(16ky^2))\, d^2$$

だから

t= 3.2 d^2 (min.) ; T=0 ℃ (20)

t= 5.6 d^2 〃 ; T=17.5 ℃ (21)

t=24.8 d^2 〃 ; T=35 ℃ (22)

したがってポットライフを延ばすと通常閉鎖期間も延びる。特に層が厚いときは早期開放で層の変形が生ずることがある。材料の性質をスイッチのオンオフでコントロールできるならこのような過ちを避けるために電力による後加熱が望ましい。作業を容易にし完成までを短くするため事例ｃでは薄い膜アスファルト接着材を実験した。

4．３事例研究

事例ａ．外気温度が摂氏３５度で路盤とコンクリートブロックがその温度に放置されたとき薄いブロックオーバーレイを施工するためアスファルトと砂との混合物の接着層（厚さ２３㎜）が既存アスファルトの上に１６０度で撒き出された。実際のポットライフは約１時間Fig.８のものとよく合うものであるがブロックの寸法が６０cmｘ１００cmとかなり大きいにも係わらず各ブロックの下には殆ど空隙を残すことなく充分な締

め固めを可能にした。このオーバーレイは二冬経過後も良好のようである。

事例b．外気温度が0どのとき上の例と同じように3㎜厚の接着層を用いた工事が行われた。ポットライフは10ないし20秒であった。このため幾つかのブロックの下には充分な締め固めできずブロックに亀裂を生じた。亀裂それ自体はどんな交通上の問題も起こさないのではあるが。

事例c．20kw発電機とアスファルト中に挿入された炭素繊維による後加熱か接着層に用いられた。この接着層はアスファルトとフライアッシュとの混合物からなる膜の形で前以って準備した。層厚が3㎜であるから加熱も冷却も外気温20度では1平米あたりで1分以下であった。5年が経過したか問題は無かった。この道路一日交通量が一万を越す道路でありこの加熱方法はいろいろの寸法の違う薄いブロックのオーバーレイに用いた。

5．結論

1．層の接着強度は交通による載荷で生ずる等分布圧値の1／3以上でなければならない。経験的な下限は略2kg／㎠のようであった。

2．接着層は凍結融解のような様々の不利な影響を伴う交番応力に対して耐久的でなければならない。積層材料のあるものは長期の接着力を発揮しないかもしれない。

3．ブロックの粗な面は接着力を向上する。

4．接着層の最適厚はブロックの凹凸とポットライフから与えられる最小ものであるべきである。

5．接着層のポットライフは層厚、初期温度、外気温度等の関数である。ポットライフの理論値は実際のものとよく合い、この混合物の層表面が60度で接着力を失うと云うことと熱拡散が0．002と云うことを仮定して計算してもよいかもしれない。

6．薄い接着層のためにもし利用が可能であれば後加熱は閉鎖期間を短縮し作業全体を簡単にし薄いブロックオーバーレイの耐久性を確保する。

参考文献

1.Concrete block pavements on asphalt highways,Proceedings of second international conference of concrete block paving,1984
2.Thin concrete block overlay,Proceedings of PICA,Oct.,1984
3.H.S.Carslaw & J.C.Jaeger,Conduction of heat in solids(second edition),Oxford University Press 1959

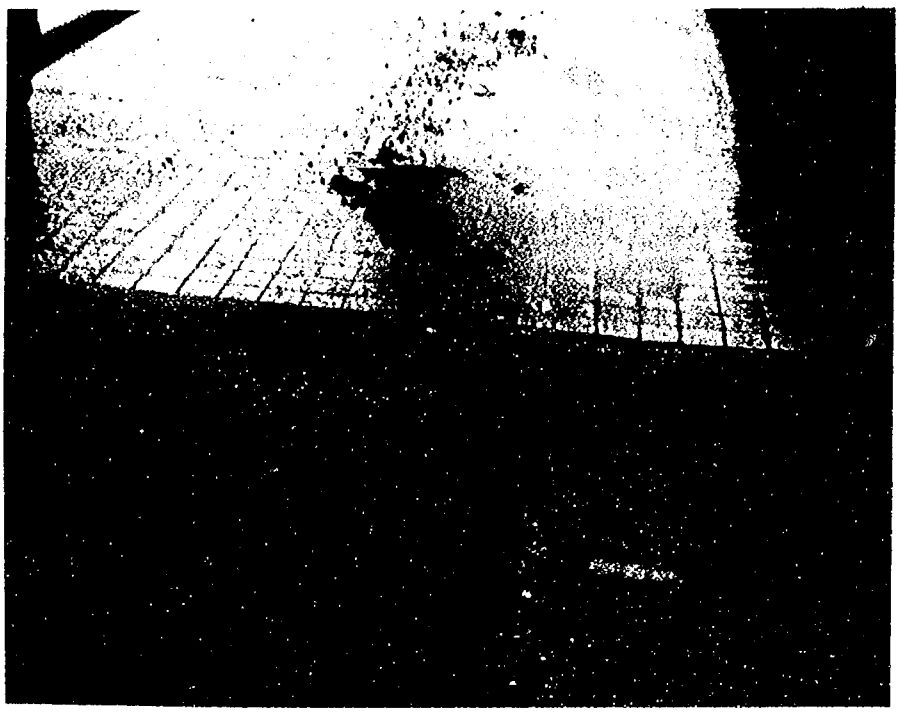


写真１．ブロックとアスファルトの比較

（日本道路公団の好意による）

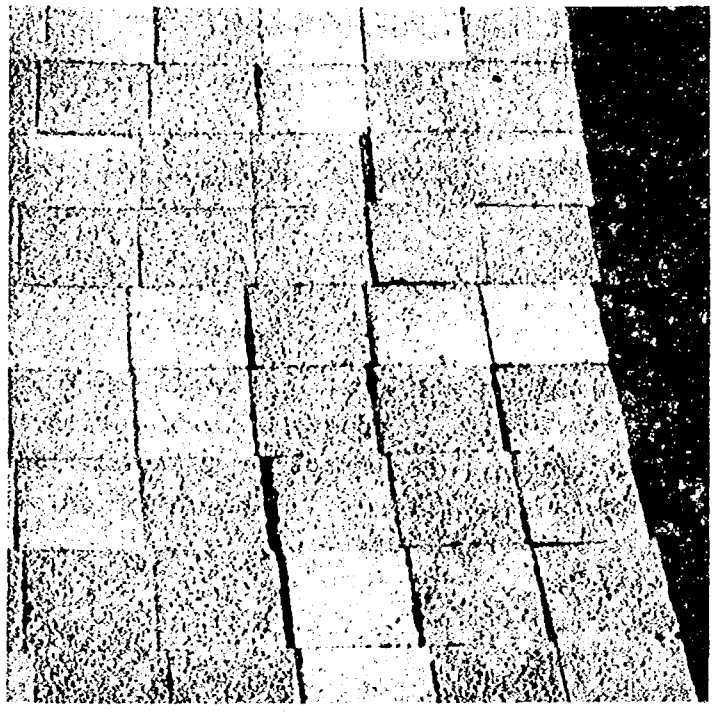


写真２．事例ｃの表層

表1．因子と水準

因子	水準1	水準2	水準3
a．表面	粗面	平滑面	中間
b．加圧（分）	5	10	15
c．温度（度）	−20	0	20
d．加振（秒）	0	10	60

表2．実験計画と結果

No	a	b	c	d	結果
1	1	1	1	1	4.1
2	1	1	2	2	10.3
3	1	1	3	3	11.7
4	1	2	1	2	5.5
5	1	2	2	3	11.0
6	1	2	3	1	11.7
7	1	3	1	3	6.2
8	1	3	2	1	9.6
9	1	3	3	2	11.0
10	2	1	1	2	9.6
11	2	1	2	3	14.4
12	2	1	3	1	17.2
13	2	2	1	3	9.9
14	2	2	2	1	15.1
15	2	2	3	2	20.6
16	2	3	1	1	11.7
17	2	3	2	2	18.6
18	2	3	3	3	22.7
19	3	1	1	3	6.7
20	3	1	2	1	12.4
21	3	1	3	2	14.4
22	3	2	1	1	8.3
23	3	2	2	2	13.1
24	3	2	3	3	13.8
25	3	3	1	2	7.6
26	3	3	2	3	15.1
27	3	3	3	1	16.5

（kg／cm²）

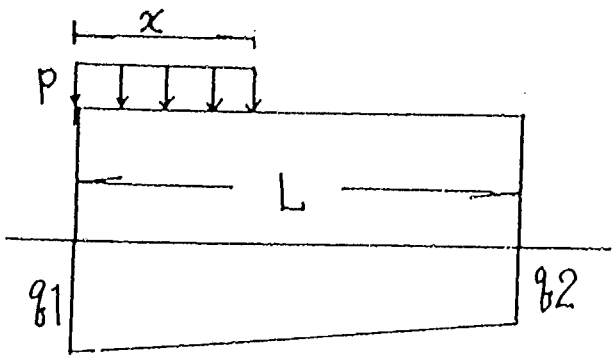


Fig. 1. ブロック要素のダイアグラム

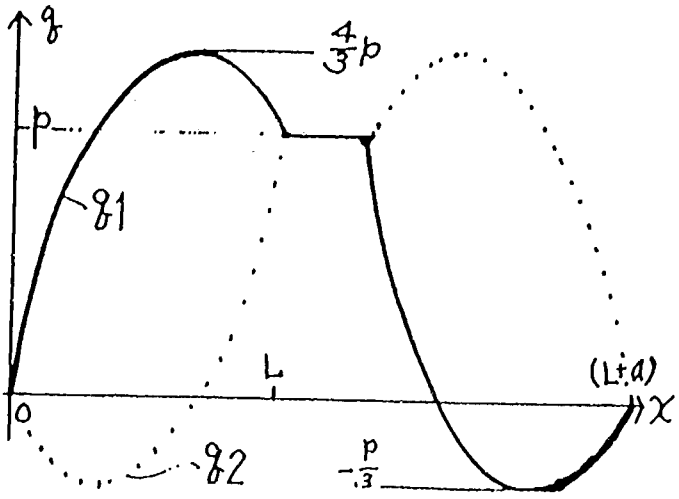


Fig. 2. 接着層の応力

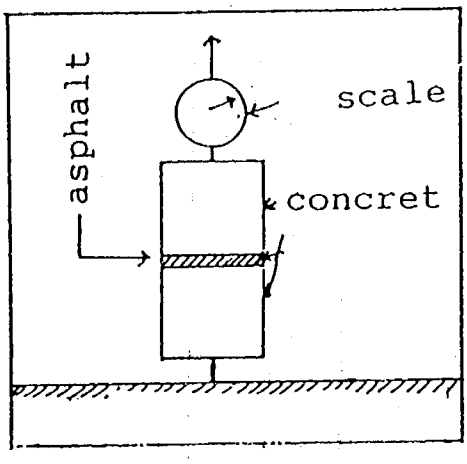


Fig. 3. 接着力試験

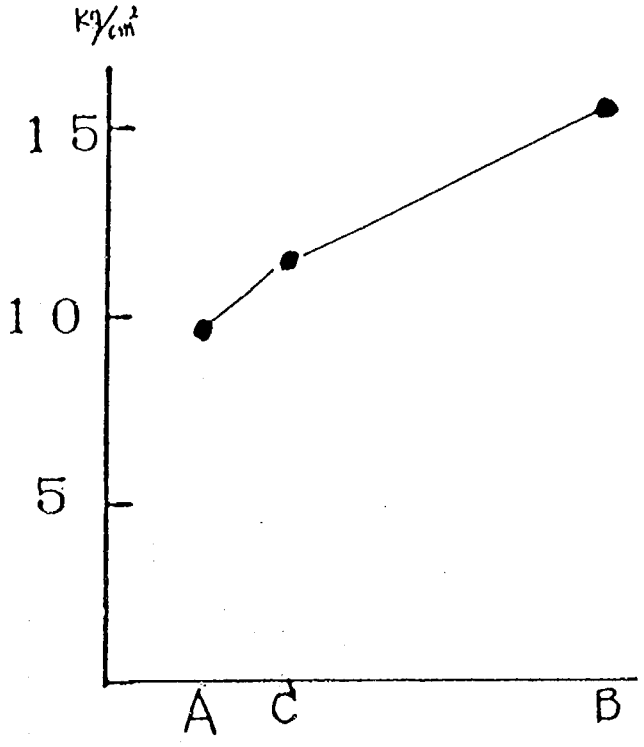


Fig. 4. 表面と接着強度

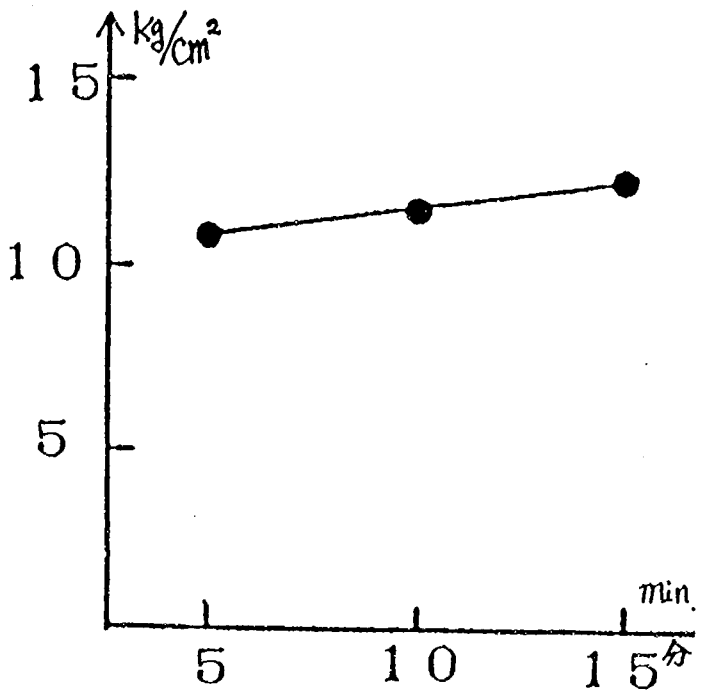


Fig. 5. 加圧と接着強度

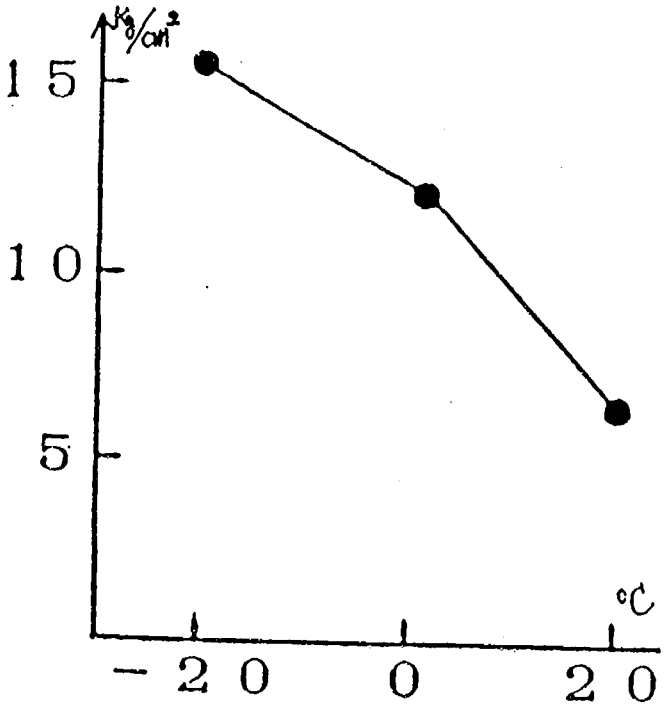


Fig. 6. 試験時温度と接着強度

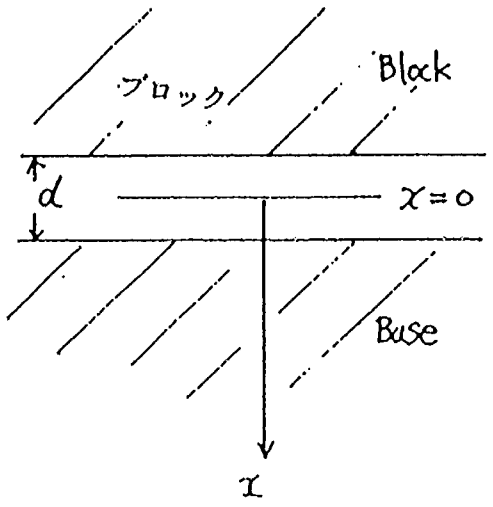


Fig. 7. 一次元の熱伝導

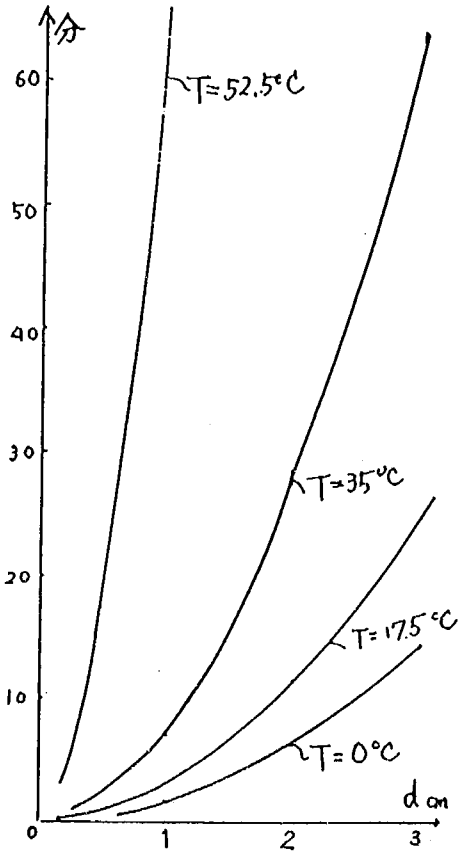


Fig. 8. 加熱接着層のポットライフ

粗骨材の表面処理によるアスファルト舗装の耐久性の向上

Improvement of Asphalt Pavement Durability by Surface Treatment of Coarse Aggregates

建設省土木研究所　安崎　裕
同　池田　拓哉

概　要

アスファルト混合物の耐久性は、骨材とアスファルトの付着力に影響される。本報文では、無機質の粗骨材と有機質のアスファルトの付着性を改善することを目的とした、シラン系カップリング剤の効果についての調査結果を述べている。

シラン系カップリング剤は、両端に無機質および有機質となじみの良い基を持った構造をしており、粗骨材とアスファルトの付着を助ける作用がある。まず室内実験で、粗骨材をカップリング剤で処理することによって、はく離が生じなくなることを確認した。そして、曲げ疲労試験を行い、表面処理によりアスファルト混合物の曲げ疲労抵抗が向上したことを確認した。

次に屋外に実物大の試験舗装を施工し、大型車両を８万回走行させた。その結果、カップリング剤による表面処理によって、はく離がなくなり、ひびわれ抵抗が向上したことを確認した。

これらの成果から、アスファルト混合物用の粗骨材をカップリング剤で処理することによって、舗装の耐久性を向上させることが可能であることがわかった。

粗骨材の表面処理によるアスファルト舗装の耐久性の向上

建設省土木研究所　安崎　裕
同　池田拓哉

1．まえがき

アスファルト混合物（以下アスコン）は、粗骨材および細骨材を適当な粒度になるように混合し、その混合物をアスファルトで結合した材料である。したがって、材料の耐久性に対して、粗骨材とアスファルトとの付着性は大きな影響を与える。

粗骨材とアスファルトの付着性については、アスコンのはく離という現象でとらえられている。はく離抵抗性に劣るアスコンを使用してアスファルト舗装を施工すると、水の影響によってモルタル分が舗装表面からはがれ表面が粗くなる。極端なはく離が発生した場合には、粗骨材の飛散も発生する。このような舗装では、ひびわれが早期に発生し耐久性に劣ることが多い。

はく離やそれに起因するひびわれの防止には、次のような手段が講じられきた。

(1) はく離防止のため、フィラーの一部を消石灰やセメントで置き換える。

(2) 粗骨材についてはく離試験を行い、問題のある粗骨材は使用しない。

消石灰やセメントの使用は、ある程度のはく離防止効果があることはわかっているが、はく離を完全に防止するまでにはいたっていない。

骨材の性質は地質的な要素によって決定される。したがって、ある地域の粗骨材原石の性質はほぼ同等であり、はく離抵抗の低い粗骨材を排除するためには、他の地域から粗骨材を輸送する必要がある。粗骨材の長距離輸送は、アスコンの単価を引き上げることになり、公共工事でのコスト低減に反することになる。また、日本の粗骨材製造業者は、零細業者が多く、はく離抵抗性に劣る粗骨材の排除を仕様に盛り込むと、それらの業者にとっては死活問題となる。

このような背景から、アスコンのはく離を防止し、アスファルト舗装の耐久性を向上させることが求められている。

2．アスファルト舗装のはく離

アスファルト舗装のはく離は、アスファルトと粗骨材の界面に水が侵入し、アスファルトを排除することによって発生する。はく離抵抗性に優れているかどうかは、アスファルトと粗骨材の界面の付着力に影響される。

粗骨材とアスファルトおよび水の付着力は、熱力学にもとづく計算によって、下記の数値が得られている。

粗骨材とアスファルトの付着力は、

(1) 機械的結合力　　・・・気温によって影響される。

(2) ファン・デル・ワールス力・・・5kcal/mol

である。粗骨材と水の付着力は

(1) 水素結合力　　・・・10kcal/mol

(2) ファン・デル・ワールス力・・・5kcal/mol

である。はく離が発生するためには、アスファルトの機械的強度が低下し、水素結合力が発生することが必要である。機械的強度の低下は、気温が高くなった場合には避けることができない。したがって、はく離防止には水素結合力を発生させないことが必要である。

水素結合は、水のプラス電位と界面のマイナス電位が引き合って結合することによって生じる。一般に粗骨材中のシリカ分が増加すると、表面のマイナス電位も大きくなる。したがって、このマイナス電位を消去してやれば、はく離が起りにくくなる。消石灰やセメントを添加し、粗骨材の周囲を覆ってやれば、マイナス電位を消去することができるが、粗骨材と消石灰やセメントは化学的に結合しているのではないため、水が侵入する余地が残っている。それに対しカップリング剤は、骨材の表面物質と化学反応を起こし、マイナス電位を完全に消去するため、はく離防止にかなりの効果があることが予想される。

3．カップリング剤

3.1 カップリング剤の用途

カップリング剤とは、物質Ａと物質Ｂを結びつける作用がある物質Ｃをいう。一般には、無機物質の界面と有機物質の界面を結び付ける物質を、カップリング剤といっている。カップリング剤は、ガラス繊維強化プラスチックを作る際のガラス繊維と樹脂を接着や、塗料の顔料を処理して有機溶剤への分散性を改善するなどの目的で用いられている。

カップリング剤には、その中心となる作用物質の種類によって、シラン系、チタネート系、アルミネート系、クロム系、ジルコン系などがあるが、実際に使用されているのはシラン系がほとんどである。

3.2 カップリング剤の一般的性質

カップリング剤は、中心となる物質（シラン系ではケイ素）から、無機質と結び付きやすい基および有機質と結び付きやすい基が、枝状に伸びた形をしている。これを中間物質として、無機質と有機質が結合される。

カップリング剤の取扱い上の注意点は以下のとおりである。

(1) 日本国内で入手可能なカップリング剤は、石油化学製品であり引火性があるため、消防法の危険物に指定されている。したがって、作業場所では火気を使用しない。

(2) カップリング剤は、皮膚に付着すると炎症をおこす。また、多量の蒸気を吸い込むと中毒を起こすので、使用する際は換気が必要である。

3.3 カップリング剤の選定

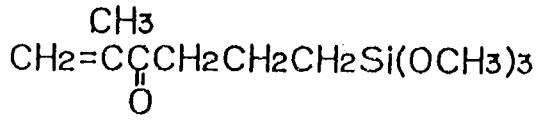
アスファルトと粗骨材の付着性を改善する目的に合致するカップリング材として、材料メーカから３種類のカップリング剤が推奨された。それらは、全てシラン系カップリング剤であるが、有機基が異なるもので、ビニルシラン、エポキシシラン、アミノシランと総称されるものであった。それらの物性を表－１に示す。

カップリング剤がアスコンの製造工程で実用化されることを想定すると、取扱いやすく環境に悪影響を与えないことが求められる。ビニルシランを水に溶かすためには、水溶液のＰＨ調整を必要とする。アミノシランはアスファルトに直接溶解させて使用するが、溶解の過程で異臭が発生する。そこで、実験には主としてエポキシシランを使用することにした。３種類のカップリング剤の分子構造を図－１に示す。

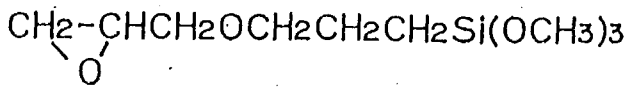
表－１　カップリング剤の性質

種類	ビニル	エポキシ	アミノ
常温での状態	無色透明液体		
沸点（760mmHg、℃）	255	290	217
比重（25℃/25℃）	1.04	1.07	0.95
粘度（cSt）	2.0	3.2	1.6
引火点（℃）	138	135	104
発火点（℃）	288	260	362

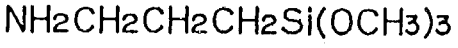
(1) ビニルシラン



(2) エポキシシラン



(3) アミノシラン



図－１　カップリング剤の分子構造

4．室内試験

4.1 はく離試験

4.1.1 はく離試験の方法

粗骨材のはく離試験の方法には、いくつかの方法が提案されているが、ここでは(社)石油学会の方法に従うこととした。

(1) 13㎜ふるいおよび10㎜ふるいを使用して、径が10～13㎜の粗骨材を取り出す。これを水で洗い、表面に付着した微粉末を洗い流す。それを150℃に保った恒温乾燥機の中に入れ、一定重量になるまで乾燥する。

(2) 乾燥した粗骨材の中から、無作為に20個を取り出し、アスファルトの混合温度（180±20cSt）より5℃高い乾燥機の中に1時間入れておく。

(3) アスファルトを混合温度に加熱する。

(4) 加熱した粗骨材に、粗骨材重量の5.5±0.2%のアスファルトを加え、加熱しておいた金属へらで3分間混合して、粗骨材をアスファルトで完全に被覆する。

(5) アスファルトで被覆された粗骨材を、20×20㎝のガラス板の上に重ならないように置き、室温で1時間冷却する。

(6) 80℃に保った恒温水槽に、アスファルトで被覆された粗骨材をガラス板ごと入れ、30分間水浸させる。

(7) 水浸後の粗骨材とガラス板を常温の水中に移し、水面上からはく離パターンを観察して、図－2に示すパターンに分類する。

4.1.2 カップリング剤による表面処理方法

(1) カップリング剤を、重量in%で1%となるように水に溶かす。

(2) これをバットに入れ粗骨材を浸す。

(3) 十分に水を切った後、110℃に保った恒温乾燥機に入れて、12時間以上乾燥する。

4.1.3 試験方法

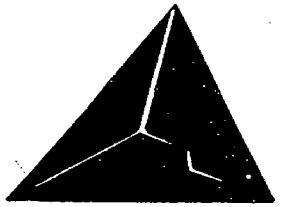
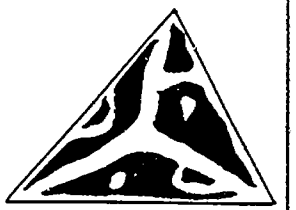
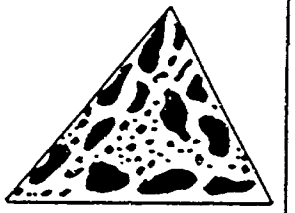
(1) 建設省の各技術事務所に対して、地域の粗骨材に関する問題点についてアンケート調査を行った。そのアンケート結果にもとづいて、はく離抵抗性に劣る粗骨材を産出すると予想される砕石工場から、サンプルを取り寄せ、4.1.1の方法ではく離試験を行った。試験結果を表－2に示す。

(2) はく離試験の結果が良くない、試料番号1、4、6、7、10の粗骨材について、4.1.2の方法で表面処理を施し、その粗骨材についてはく離試験を行った。試験結果を表－2に示す。

(3) (2)で使用した粗骨材と同じ粗骨材を用いて、表面処理しない粗骨材および表面処理した粗骨材それぞれについて、マーシャル安定度試験用供試体6個を作製する。それらについて、マーシャル安定度試験および水浸マーシャル安定度試験を実施する。試験結果を表－2に示す。

4.1.4 考察

試料番号1、4、6、7、10の粗骨材は、カップリング剤による表面処理を施さない場合には、パターンⅢまたはⅣに分類されており、はく離抵抗に劣る粗骨材である。それに対して表面処理を施した粗骨材は、すべてパターンⅠに分類されており、カップリング剤による表面処理は、はく離防止に効果的であるといえる。

はく離パターン	I	II	III	IV-1	IV-2
定　義	全くはく離していない (陵角が薄茶色の場合を含む)	陵角のはく離または小斑点のはく離が見られる	陵角のはく離が拡が拡大および／または斑点状のはく離が見られる	連続相のはく離が見られる	アスファルトが島状または点状に残留している
外　観					

図－２　はく離パターンの定義

表－2　室内試験の結果

試料番号		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
見掛比重	13-20mm	2.829	2.817	2.824	2.684	3.042	2.755	2.667	2.677	2.682	2.676
	5-13mm	2.867	2.778	2.859	2.682	3.047	2.775	2.694	2.704	2.692	2.705
	2.5-5mm	2.868	2.715	2.823	2.697	3.033	2.822	2.695	2.668	2.661	2.682
すり減り減量(%)		13.4	19.2	15.5	23.4	8.9	16.1	16.2	17.2	13.5	8.9
安定性(%)		11.1	25.4	0.9	4.2	0.4	0.9	4.0	32.8	1.3	0.2
はく離パターン(無処理)		IV-1	III	III	IV-2	III	IV-2	III	I	III	IV-2
最適アス量(%)		6.1	6.0	5.3	5.6	5.2	5.6	5.7	6.1	5.6	5.8
マーシャル安定度(kgf)		930	1000	824	964	886	875	883	908	897	1071
フロー値(1/100cm)		31	31	30	33	29	29	29	38	28	33
水浸安定度(kgf)		903	870	803	723	863	813	950	870	767	863
フロー値(1/100cm)		33	32	29	38	29	30	31	35	32	31
残留安定度(%)		97.1	87.0	97.5	75.0	97.5	92.9	107.6	95.8	82.1	80.6
エポキシ1%処理後はく離パターン		I			I		I	I			I
エポキシ1%処理後水浸マーシャル		894			918		803	993			969
エポキシ0.5%処理後はく離パターン		I			II		I	I			I
ビニル1%処理後はく離パターン		I			I		I	I			I
ビニル0.5%処理後はく離パターン		I			I		I	I			I

マーシャル安定度試験については、表面処理した粗骨材を用いたアスコンの、安定度の向上が予想されたが、一定の傾向は見られなかった。

なお、この他に下記の追加実験を行った。

(1) ビニルシランおよびアミノシランのはく離防止効果の実験を行ったが、はく離パターンⅠに改善された。

(2) ビニルシランおよびエポキシシランについて、0.5%溶液による改善効果を調べたが、1%溶液と同等の改善効果が確認された。

4.2 曲げ疲労試験

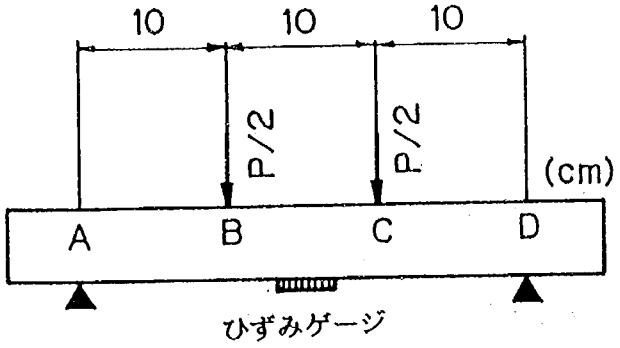
4.2.1 曲げ疲労試験の方法

(1) ミキサでアスコンを作製し、30×40×7cmの型枠に投入して、ローラコンパクタで締め固める。

(2) カッタによって、4×4×40cmの供試体5本を切り出す。ただし、供試体は4面ともカッタで切断し、断面が平滑になるようにする。

(3) 供試体の下面にひずみゲージを貼り付ける。

(4) 図－3に示すように供試体をセットし、供試体上の2点（BおよびC）に鉛直荷重を加える。図－3に示された実験条件では、BからCの間の曲げモーメントは一定になる。供試体に貼り付けたひずみゲージによってひずみを測定し、発生するひずみが一定の数値となるように変位を制御した。



図－3　繰返し曲げ試験

表－3　繰返し曲げ試験の条件

温度	0℃
周波数	5Hz
支点間距離	30cm
制御方法	変位制御
ひずみの大きさ	500、750×10^{-6}

(5) 載荷試験中の荷重を計測し、式(1)で計算される応力と載荷回数のグラフを描き、図－4に示す方法によって破壊回数を決定する。

$$\sigma = \frac{P \times L}{b \times h^2} \cdots (1)$$

σ：応力（kgf/cm²）

P：荷重（kgf）

L：スパン（30cm）
b：供試体の幅（4cm）
h：供試体の高さ（4cm）

4.2.2 試験方法

(1) 粒径2.5mmを超える粗骨材を4.1.2の方法によって表面処理する。

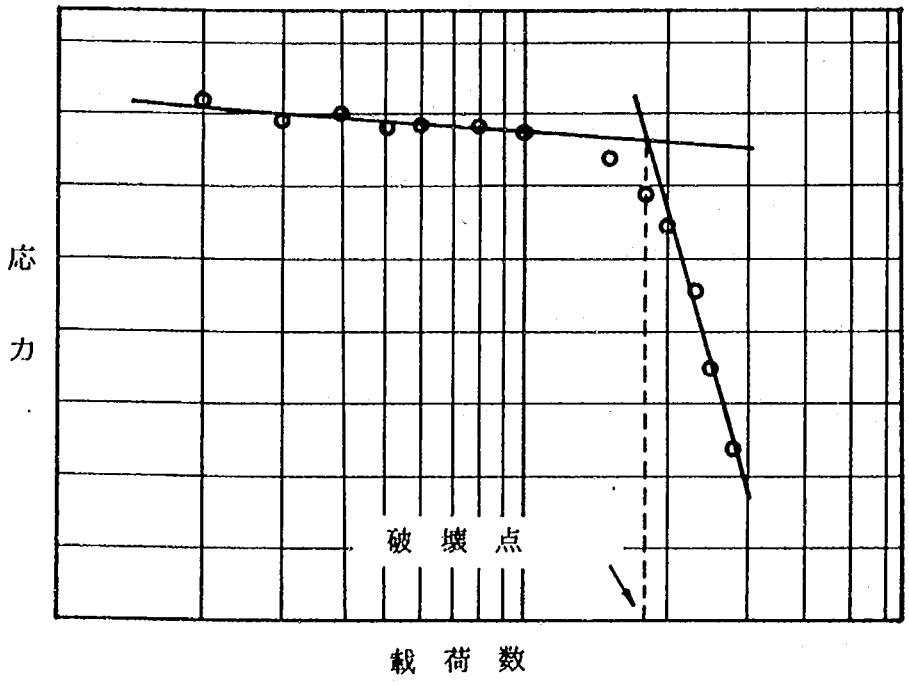
(2) 表面処理した粗骨材および処理しない粗骨材それぞれについて、4.2.1の方法によって10本ずつの供試体を作製する。

(3) 表－3の条件で繰返し曲げ試験を行い破壊回数を求める。

試験結果を図－5および表－4に示す。

4.2.3 考察

表－4を見ると、粗骨材を表面処理することによって平均破壊回数が大きくなり、舗装の疲労抵抗が高まっていることがわかる。ただし、図－5を見てわかるように、表面処理しない粗骨材の試験結果のばらつきと、表面処理した粗骨材の試験結果のばらつきを比較すると、後者の方がばらつきが大きくなっており、効果がある場合とない場合に分かれていることがわかる。カップリング剤は、粗骨材表面の物質と化学反応を起こし、粗骨材表面にアスファルトと結び付きやすい膜を形成する。この膜は化学的に強固な構造をしており、通常の保存状態では半永久的な耐久性があるが、機械的な衝撃には弱く、混合の過程で他の骨材とぶつかりあって膜が失われることがある。この試験結果で効果が現れなかった供試体は、表面の膜が失われたものと推定できる。

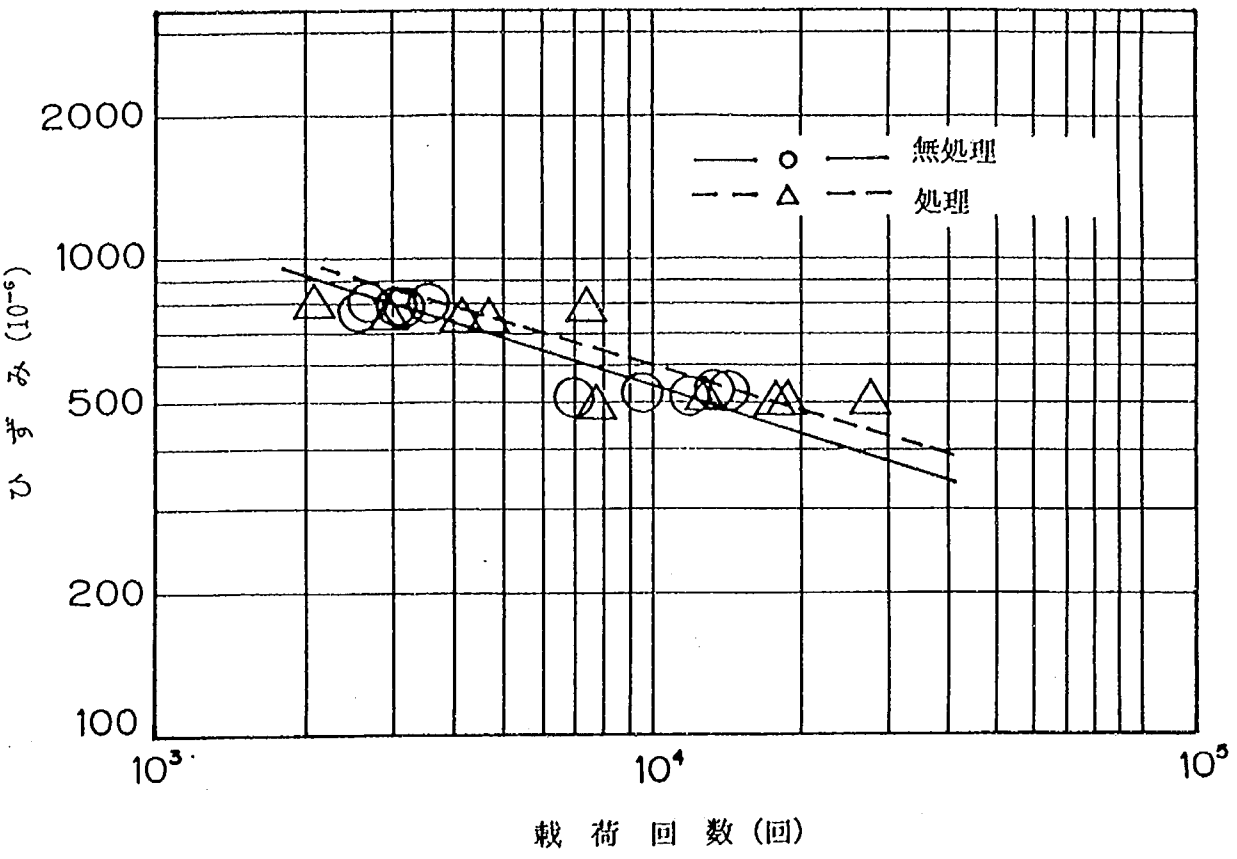


図－4　応力と載荷数の関係

表－4　繰返し曲げ試験の結果

(回)

処理無	14,500	12,000	7,000	13,500	9,600	3,100	2,700	2,600	3,600	3,200
	平均　11,320					平均　3,000				
処理有	18,000	28,000	13,000	7,800	19,000	2,100	3,000	7,500	4,200	4,700
	平均　17,160					平均　4,300				



図－5　ひずみと破壊回数の関係

5．屋外の試験施工

建設省土木研究所には、試験舗装を施工し、荷重車を走行させて舗装の耐久性を評価するための施設として舗装走行実験場が設けられている。そこに、表面処理を施した粗骨材による試験工区を施工し、耐久性の調査を行った。

5.1 試験施工

図－６に舗装走行実験場の平面図を示す。表面処理粗骨材に関する試験工区は、図－６の斜線部に設けた。施工規模は長さ7.5m、幅5m、断面は図－７のとおりとし、表面処理した粗骨材による工区および表面処理しない粗骨材による工区を設けた。粗骨材は、表－２の試料番号10を用いた。カップリング剤は１％溶液を使用し、骨材をドライヤに投入する傾斜ベルトコンベアの部分にスプレヤを取り付けて溶液を散布した。ドライヤで乾燥後の粗骨材を採取してはく離試験を行ったが、はく離パターンはⅠまたはⅡであり、うまく表面処理されていた。

5.2 走行試験

荷重車による走行試験は、昭和61年9月から昭和62年1月まで実施し、走行回数は80,000回、５トン換算輪数は161,200輪に達した。荷重車の軸重は、10トンおよび14トンで、荷重の換算は式(2)によった。

$$P_5 = (P/5)^4 \cdots (2)$$

P_5：５トン換算輪数（輪）

P：輪荷重（トン）

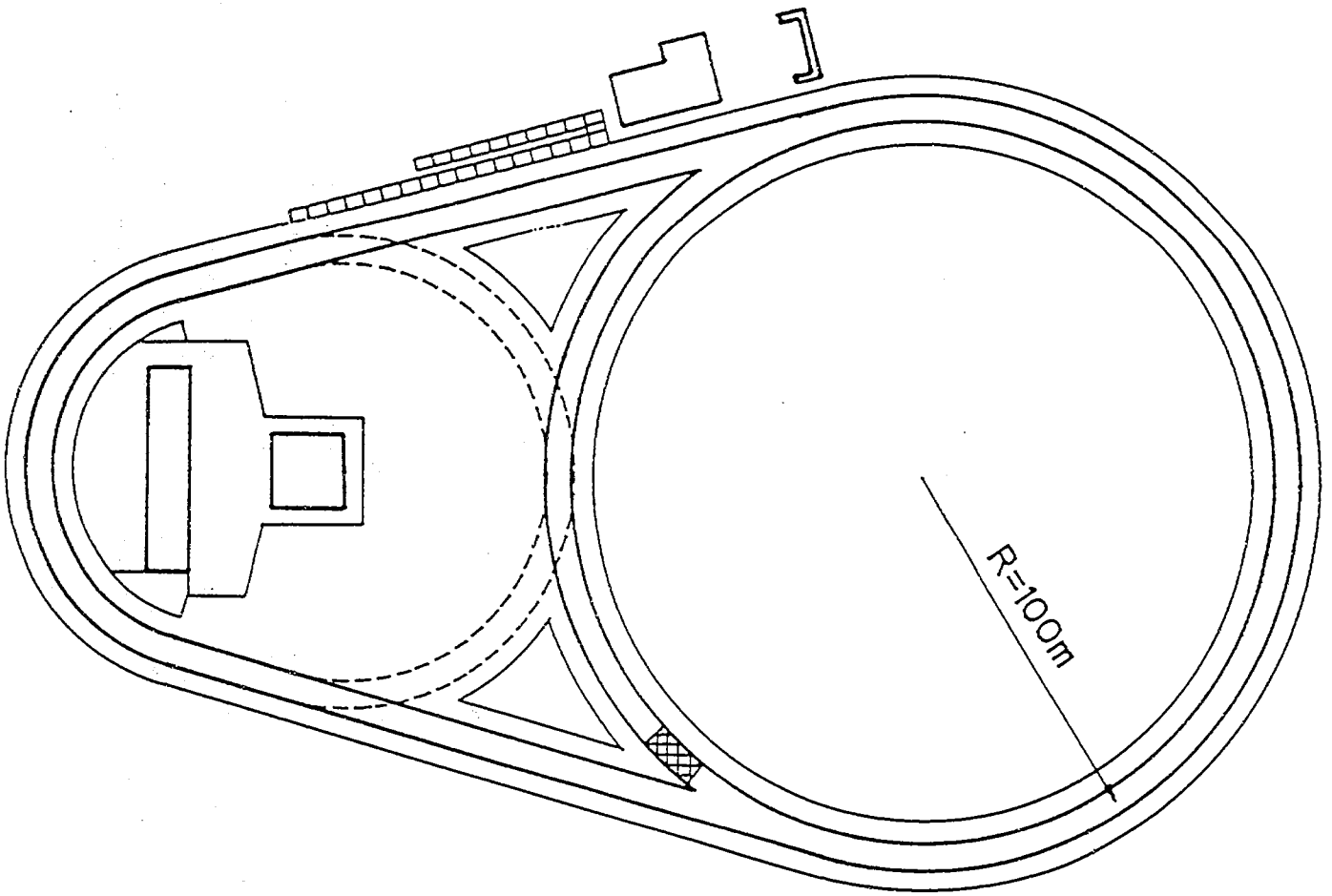
走行試験終了時には、表面処理工区にはひびわれが発生していなかったが、表面処理しない工区にははく離およびひびわれが発生し、ひびわれ率は4.2%であった。

この結果から、カップリング剤で表面処理することにより、舗装の耐久性向上が可能と考えられる。

5.3 経済的な検討

粗骨材の表面処理によって、はく離を防止することが可能であることがわかったが、実際のプラントで粗骨材の表面処理を行う場合の経済性について検討を加える。

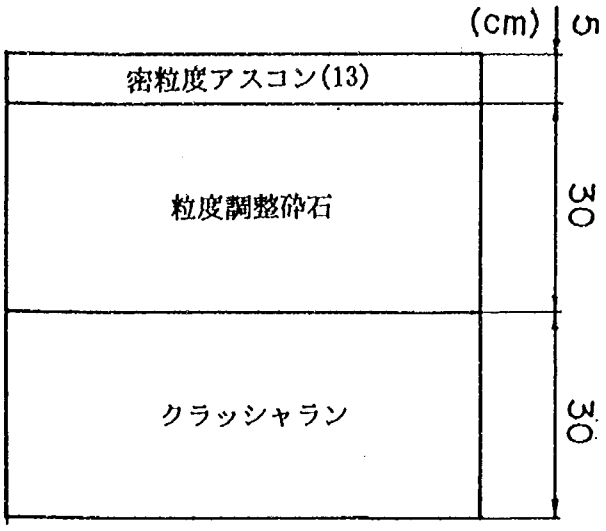
昭和62年3月時点での東京地区のアスコン価格は、密粒(13)で7,100円/トンである。粗骨材の表面処理を行うことによって、アスコン価格がどの程度上昇するかを試算すると、表－５のようになる。表中の数値で0.57は密粒(13)の中に占める、粗骨材の割合が57%であることを意味する。また、0.015は粗骨材1kgを水に浸したときに、15gの水が付着することを意味する。散布装置は基礎価格が200万円であるが、これを5年間で完全に償却することを想定し、年間のアスコン出荷量を40,000トン/年として、償却費をアスコン1トンずつに割り当てている。プラントの時間当りのアスコン製造量は、60ton/hourを想定している。燃料費は、粗骨材の水分量が１％増加すると、燃料が10％余計に必要になることが、経験的に知られていることによった。



図－６　舗装走行実験場平面図

投入手間は、カップリング剤水溶液を１日１回製造し、その準備に作業員１人が２時間を要することを想定している。250日は、プラントの年間稼動日数である。

試算の結果、アスコン1トン当りの費用増加は825円であり、アスコン価格の11.6%上昇につながることがわかった。この費用上昇の中に占めるカップリング剤の価格は93.2%である。試算では、１%の水溶液を使用することにしているが、0.5%の溶液でもはく離が無くなることが確認されており、価格上昇を約半分に抑えることが可能である。



図－７　試験舗装の断面図

表－５　アスファルト混合物１トンの製造費

項　　目	単位	単価(円)	必要量	費用(円)	内　　訳
カップリング剤	kg	9,000	0.0855	770	1000(kg)×0.57×0.015×0.01=0.0855
水	m^3	230	0.0085	2	1000(kg)×0.57×0.015×0.001=0.0085
スプレヤ損料				10	2,000,000(円)/40,000(t)/5(年)=10
電気	kWh	22	0.007	0	0.4(kW)/60(t/hr)=0.007
燃料増加分	ℓ	26	1	26	10(ℓ/t)×0.1=1
作業員	時間	1,250	0.0125	16	40,000(t)/250(日)=160、2/160=0.0125

6．あとがき

アスファルト舗装の耐久性向上のため、粗骨材の表面をカップリング剤で処理することは有効な方法と考えられる。しかし、4.2.3で指摘したように、カップリング剤の皮膜は機械的な衝撃に弱く、場合によっては効果が失われることがわかった。カップリング剤の効果を確実にするためには、アミノシランカップリング剤をアスファルトに溶解し、混合によって粗骨材と反応するようにすることが有効と考えられる。しかし、アスファルトに溶解させて使用するアミノシランは、混合時に異臭を発生させるため、プラントでの作業性が良くない。その点がカップリング剤のメーカによって解決されれば、プラントのアスファルトタンクに撹拌翼を取り付けるだけで、有効なはく離対策が可能となる。

注）昭和62年4月時点の為替レートは、1$=145¥、1C$=100¥である。

トンネル内の舗装修繕について

(プレキャストコンクリート版を用いた舗装修繕)

Repair of Pavement in Tunnels

(Using Precast Reinforced Concrete Slabs)

建設省北陸地方建設局　須田　公男
同　竹重　寿夫

概　要

積雪地域のトンネルやスノーシェッド内は降雪時でも常に路面が露出しているため、タイヤチェーンやスパイクタイヤによる路面の摩耗が極めて著しい。ちなみに国道１７号のトンネル内では、一冬の摩耗量がコンクリート舗装で約１０㎜アスファルト舗装で２０～３０㎜にも達し、その維持修繕対策が重要な課題となっている。

舗装の耐摩耗性を確保するためには、高品質のコンクリート舗装が望ましいが、交通量の多い幹線道路で、かつ高さ、幅員とも制限されたトンネル内で、場所打ちコンクリートによる修繕は、施工ならびに養生期間に長期の交通止めや片側交互交通の規制が必要となる。

このため、昭和60年度(1985年)に萱付トンネルにおいて、プレキャストＰＣ版による舗装打換えを試み、摩耗対策工法としての実用化を図った。

しかし、プレキャストＰＣ版は製造工場が限定され、また結合構造も路面の勾配変化に対応しにくい点もあった。

昭和61年度(1986年)は、結合構造の単純化による勾配変化への対応性、製造工場が多く製造も容易で、かつコストダウンも図れるプレキャストＲＣ版による舗装打換えを二居トンネルで施工した。

なお、本工事の発注にあたり、版構造の詳細、敷設工法、路盤との空間填充材、及び工期の短縮などについて、あらかじめ指名した業者から技術提案を求め、評価された業者を入札参加者とした、業界の技術活用型工事である。

トンネル内の舗装修繕について

(プレキャストコンクリート版を用いた舗装修繕)

建設省北陸地方建設局　須田　公男
〃　竹重　寿夫

1．まえがき

国道17号のトンネルやスノーシェッド内は、コンクリート舗装であるが、冬期にタイヤチェンやスパイクタイヤによる路面の摩耗が激しいため、2～3年ごとにアスファルト合材でカバーする路面補修を繰り返してきた。

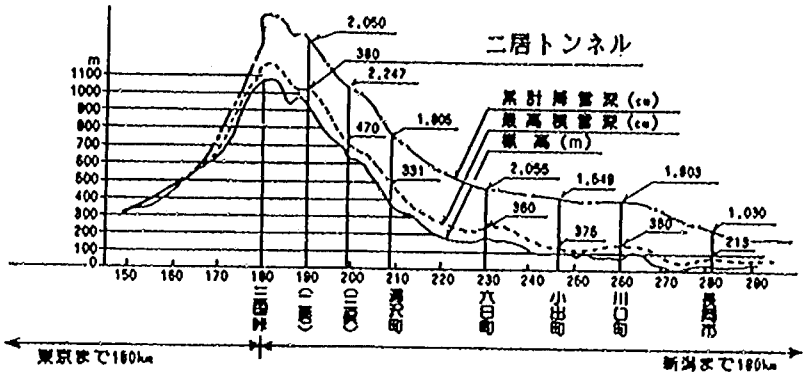
本来舗装の耐摩耗性を確保するためには、品質のよいコンクリート舗装が最もよい、しかし交通量の多い幹線道路で、空間の制限されたトンネル内での場所打ちコンクリートの舗装打換は、施工と養生に長期間の通行止めや交通規制が必要となる。

このため工場で高強度コンクリートを用いたプレキャストコンクリート版を製造し、交通を常時片側交互交通で確保しながら、トンネル内に敷設し舗装打換とする工法を開発した。

2．国道17号の概要

2.1　位置及び冬期の気象

国道17号は、東京～新潟市を結ぶ約360kmの路線で、このルートは、世界有数の豪雪地帯を横切るものであり、冬期の累計降雪深が年平均10mを超える区間は約90kmに達する。平均降雪日数は50～60日、平均日降雪量は20cmであるが最大150cmの記録がある。



図－1　国道17号の縦断と昭和59年の降雪量

また、昭和59年(1984年)には図－1のように20mを超える累計降雪深を記録した。しかし、最低気温の記録は　－18℃　である。

2.2　交通量

関東地方と北陸地方を結ぶ径路は国道17号が最短路線であり、他のルートは降雪量は若干少なく、線形も良いが、かなり余分な走行を強いることになる。昭和60年(1985年)10月に国道17号と並行して走る関越自動車道が開通したが、有料のため大型車は小型車ほどの転換はみられず国道17号は依然として、物資輸送では重要な地位を占めている。

表－1　　県境付近の交通量　（台/日）

路線	大型車	小型車	計
国道　17　号	1,900	3,100	5,000
関越自動車道	2,100	8,000	10,100
計	4,000	11,100	15,100

この国道17号の中で最大の難所は、群馬県と新潟県の県境の山岳地帯を越える三国峠付近である。県境付近の交通量は昭和61年(1986年）の平均は表-1であるが、国道17号は冬期の休日にスキー客が増しほとんど乗用車であるが、しばしば10,000台を超える。

2.3　道路線形

山岳部（三国峠～湯沢間）の道路は昭和40年(1965年）に開通したが、道路は幅員も狭いうえに勾配がきつく、更に曲線半径も小さくて（表-2）最小半径30mのヘアピンカーブが連続している区間がある。

表－2　　道 路 線 形

区間	延長 (km)	縦断勾配4%以上 (箇所)	延長比率 (%)	縦断勾配6%以上 (箇所)	延長比率 (%)	曲線半径				
						50m以下	50～100m	100～200m	200～500m	500m以上
三国～湯沢	26.2	(55) 13,621m	52.0	(15) 4,238m	16.2	10	16	25	21	14

3．プレキャストコンクリート版

3.1　プレキャストプレストレストコンクリート版(ＰＣ版)

昭和60年度(1985年)に国道17号萱付トンネル(L=150m)内で、ＰＣ版を使用して舗装修繕を行った。版１枚の大きさは、長さ=7.5m　幅=1.5m　厚さ=17cm（4.8ton/１枚）のものを横方向に4枚(4×1.5=6m)、縦方向に20枚(20×7.5=150m)、計80枚を並べて敷設し、版は互いに特殊な工法によるスリップバーで結合した。

3.2　プレキャスト鉄筋コンクリート版(ＲＣ版)

昭和61年度(1986年)から二居トンネル(l=1295m)で、ＲＣ版による舗装修繕を始めた。版１枚の大きさは、長さ=5.5m　幅=1.5m　厚さ=25cm（5.2ton/１枚)のものを横方向に4枚(4×1.5=6m)、縦方向に236枚（236×5.5=1298m)、計944枚を敷設するもので、昭和63年度(1988年)に完成を予定している。

3.3　ＰＣ版をＲＣ版に変更した理由

表－３　工場数

製造内容	工場数
ＰＣ製品	4
ＲＣ製品	７９

3.3.1　製造工場が少なく価格競争ができない

表-3　に北陸地方の、ＰＣ製品とＲＣ製品の製造工場数を示す。ちなみに、昭和61年度(1986年)のＲＣ版の製造価格は、昭和60年度(1985年)のＰＣ版に対して、1m^{2}当り15%ダウンした。

3.3.2　版相互の結合方法を簡単にした

ＰＣ版の結合方法は、合理的ではあるが精度が必要なため、版の勾配変化に自由に対応しにくい。（図－　6)。

3.3.3　摩耗層を厚くした

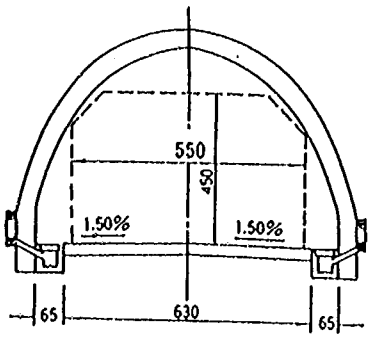
ＰＣ版は厚さ17cmで、配筋の純かぶりは構造上3.5cmしか確保できず、摩耗に対する耐用年数に不安があった。ＲＣ版は厚さ25cmで、配筋の純かぶりを6.5cm確保した。

4．プレキャスト鉄筋コンクリート版の設計と施工

4.1　二居トンネルの諸元

トンネル延長＝1295m

旧舗装厚 ＝ 23cm



図－2　二居トンネルの断面(単位：cm)

4.2　設計施工の前提条件

4.2.1　施工時間帯

施工時間は、6時～21時の15時間の中で実施しなければならない。なぜならば、車両総幅が3.0mを超えるものは、通常この時間帯の通行が禁止されているからである。

4.2.2　交通規制

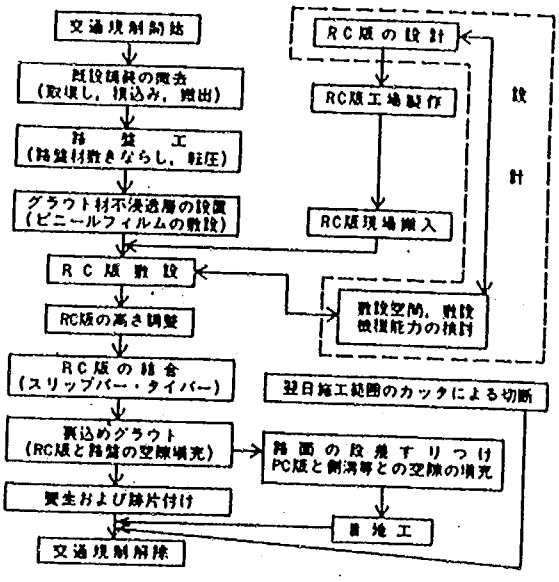
施工はすべて片側交互交通で実施し、全面交通止は緊急時以外実施してはならない。

4.2.3　版の敷設　に使用する機械

レール方式は採用してはならない。トンネル内の片側車線にレールを敷き、クレーンを走行させ版を運搬し敷設することもできるが、交通事故等のときの緊急避難に問題があるからである。

4.3　設計施工の手順

設計と施工の手順を　図－3　に示す。



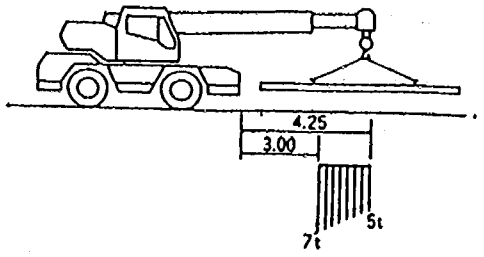
図－3　設計と1日の施工手順

4.4　設計

4.4.1　版の大きさ、重量と敷設機械の決定

版の大きさ、重量と、敷設に使用するクレーンの機種、吊能力の選択は工事施工の可否を決定するので、この検討はすべてに優先する。このトンネルでは、ホイルクレーンの総幅が 2.75m以下で、吊り荷走行が可能で吊り能力が最大である25ton吊りラフテレーンクレーンに決定した。

アウトリガーを使用しないときの吊能力を　図－4　に示す。



図－4　ホイルクレーン(25ton)の吊能力

4.4.2　RC版設計の考え方

RC版の構造、強度は関係する示方書の外に次の条件を満たすものとした。

1) 耐摩耗性、及び摩耗余裕の確保。

2) 施工時に、自重によるひび割れが入らないよう必要な配筋とする。

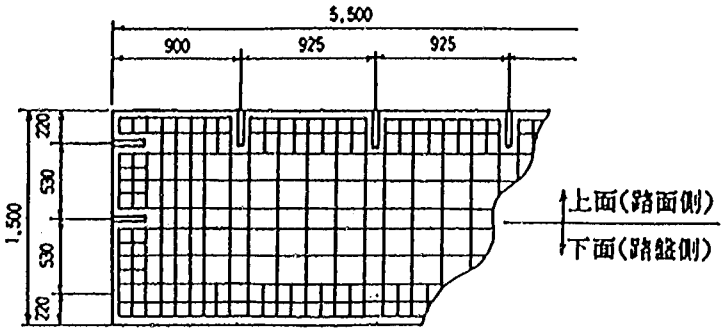
3) 施工が容易であること。

4) 鉄筋はすべて異形鉄筋を使用すること。

なお、路盤支持力は
K30＝15kgf/cm³ 以上確保する
ことを前提としている。

4.4.3 RC版の形状

鉄筋の純かぶりは、5cm摩耗しても配筋が露出しないよう 6.5cm とした。

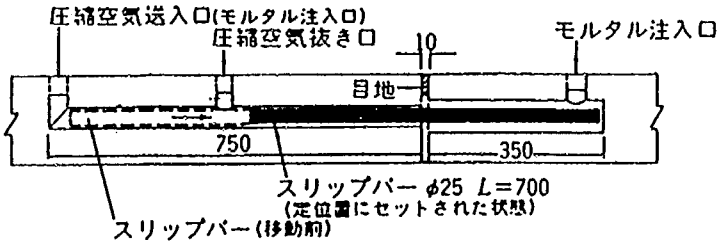


図－5 RC版の構造(単位： mm)

版重量は、吊り下げ作業のための鋼製フレームの重量約0.5tonを除いて、安全を考慮し 5.5ton 以下にすることとして、図－5のように決定した。

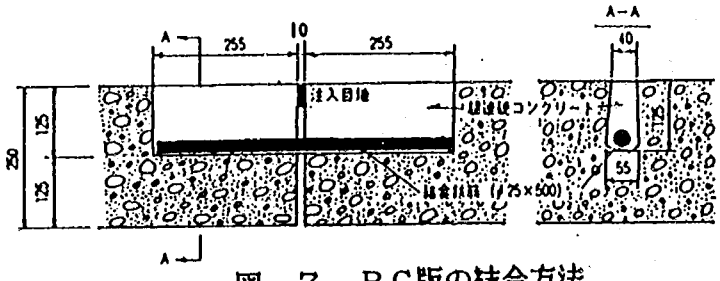
4.4.4 RC版相互の結合方法の改善

PC版の結合方法（図－6)は、版に25Aのガス管と、 50Aのガス管を埋込み、25Aのガス管の中に25mmの棒鋼を入れて、版を所定の位置にセットした後、圧縮空気で 50Aのガス管側に圧送し、モルタルを注入して固定する方法である。この方法は、版の横断勾配を変化させると、棒鋼の移動が困難であった。



図－6 PC版の結合方法

このため、RC版を設計するに際し、図－7のように結合方法を簡単にした。このジョイント溝は低部側が表面側より 15mm 広い逆くさび状にしてあり、結合鉄筋を固定するための充填コンクリートの剝離防止を図っている。



図－7 RC版の結合方法

4.5 RC版の製造

4.5.1 型枠

RC版の耐摩耗性や平坦性をよくするため、版の上下を逆さに製造し、さらに、すべり抵抗値(BPN≧45)を高めるため凸凹のついたシートを張った。

また、吊り上げ作業用インサートナット等は、路面が摩耗しても露出しないよう、鉄筋と同じかぶりを確保した。

4.5.2 コンクリート

コンクリートは圧縮強度が強いほど耐摩耗性があるので、600kgf/cm^{2}以上を目標とした。

なお、結果は平均圧縮強度　$\sigma 28=640$kgf/cm^2　であった。

4.5.3 養生

型枠の回転効率を高めるため、スチーム養生を行い、のち水中養生を行った。

4.5.4 版の製造精度

昭和61年度(1986年)に施工したRC版192枚の製造誤差は

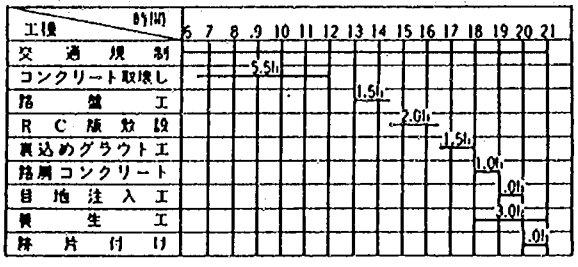
長さ	5500mm	に対し	+1mm -0mm
幅	1500mm	に対し	+1mm -1mm
厚さ	250mm	に対し	+2mm -1mm
そり			+2mm -1mm

このように、非常に精度の良い製品であった。

4.6 施工

工事着手に先立ち、1日の施工量と工程を決めなければならない。他の工事の経験から旧舗装の取壊し、路盤と版の空隙充填材の強度確保の時間、が施工量を決める重要な要素であることがわかっていたので、各作業段階の所要時間を検討し、片側車線に1日6枚(50m^2)敷設することに決定した。

1日の工程計画を図－8　に示す。



図－8　日工程計画

4.6.1 旧舗装の取壊し撤去

コンクリート舗装版に入っている鉄網やスリップバーを、前日までにカッターで切断しておき、取壊しを容易にする。

取壊しは、0.4m^{3}級バックホウに取付けた油圧ブレーカーで行い、積込みも0.4m^{3}バックホーに特殊なバケットを取付けて行った。コンクリート屑の搬出は4ton　ダンプトラックを使用した。

4.6.2　路盤整正

1日の施工面積が少ないため、小型の機械で転圧するが、仕上げの精度は重要である。

4.6.3　注入材不浸　透層の設置

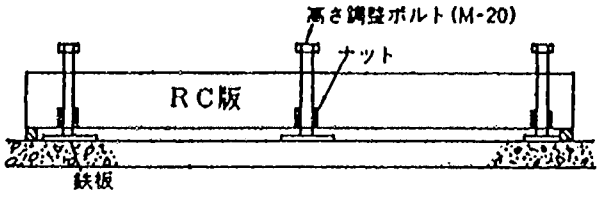
路盤の上にビニールシートを敷く。これは版と路盤の空隙を無くすためモルタルを注入するが、そのモルタルの水分が路盤に吸収されると十分に行きわたらなくなる、この状態を防止するもので、アスファルト舗装(t=3～4cm)でもよい。

4.6.4　版の敷設

低床式 10ton　トラック２台で版を２枚ずつ製造工場から敷設時間に合せ搬入し、ラフテレーンクレーンで敷設した。

4.6.5　版の高さ調整

路面の平坦性や、勾配を所定のものにするため行うもので、版にナットを埋込んでおき、ボルトを挿入回転することによって所定の高さにする。(図－9)



図－９　高さ調整

なお、ボルトはグラウト材の硬化後逆回転で引き抜く。

4.6.6　版の結合

版相互に荷重を伝達させるためのもので、鋼棒 (L=50cm　径25mm)を溝にいれ、超早強コンクリートで充填する。

4.6.7　裏込注入

施工理由は 4-6(3)　で記述した。モルタルの注入は自然流下で目標厚 10～15mm、　モルタルの強度が 20kgf/cm^2　以上になったら交通解放してよい。この工事では超早強　モルタルを使用して、約２時間で所定の強度がでた。

4.6.8　その他

版とトンネルの排水側溝との空隙(幅１５cm、深さ２５cm) は、超早強コンクリートで充填した。目標強度は交通解放時240kgf/cm^{2}以上としたが、2～2.5時間で目標強度に達した。

５．技術活用型工事

技術活用型工事とは、新工法や新技術の導入、高度な施工管理技術などを必要とする工事を対象として、工事の発注に先立ち、業者から施工技術などの提案を求め、設計や積算に反映させるもので、北陸地方建設局が運用しており、次の手順で行う。

技術提案を依頼する業者の選定　（発注者）

↓

工事内容の説明(工事規模、制約条件、そのほか)　（発注者→業者）

↓

施工技術などの検討(工法、使用機械、そのほか)　（業者）

↓

発注者が業者から施工技術などの説明を受ける

↓

各社ごとの技術提案内容をまとめ、審査する　（発注者）

↓

提案内容が合理的である者を入札参加者とする　（発注者）

↓

入札(施工業者の決定)

６．今後の課題

１冬経過後の路面状況は良好であり、構造上の問題はほとんど無いと考えられる。

コンクリートで打換える費用と比較すると約３倍になるため、施工費の低廉化が今後の重要な課題である。

作業能力については、１日当り６枚(約50m^2)を約12時間で敷設できたが、施工方法や工程管理に技術的、経済的な検討を加え、コストダウンを図ること、及び版の敷設をいかにして１日８枚(66m^2)行うことを可能にするか、が課題である。

路上再生路盤工法の現状と評価

Present Situation and Evaluation of In-Situ Surface and Base Recycling

(社)日本道路協会　多田宏行
建設省大臣官房　河野宏
建設省土木研究所　安崎裕
同　吉兼秀典

概　要

路上再生路盤工法は、路上において破損の進んだ既設アスファルト混合物を現位置で既設粒状路盤材料とともに破砕し、同時にこれをセメントやアスファルト乳剤等の添加材料並びに必要に応じて加える補足材料とともに混合し、締め固めて新たに安定処理した路盤をつくる工法である。この工法には、廃材を発生することなく既設舗装を再生できる、施工速度が早い、一般交通および沿道住民への影響が少ない等の利点があり、わが国では、経済的かつ効率的な維持修繕工法の一つとして1975年頃より積極的な研究開発が進められてきたものである。また、本工法の適用は、工法の性格上既設アスファルト混合物層が比較的薄い舗装に限定される。したがって、その実績は、従来より、このような舗装を多くかかえている地方自治体を中心に積まれており、一部には標準化を目指した検討も積極的に進められている。

本報告では、このような路上再生路盤工法の現況を整理するとともに、混合物の材料特性並びに実態調査から得られた供用性状の評価をもとに本工法の構造的な評価を行った結果をとりまとめたものである。これらの結果、路上再生路盤工法は通常の打換工法に代替しうるものと評価できることが確認された。なお、ここで得られた評価をもとに、(社)日本道路協会では、路上再生路盤工法を対象にした標準的な設計、施工基準を「路上再生路盤工法技術指針（案）」（昭和62年１月）としてとりまとめたので、ここでは、本工法の現況、評価と合わせて、この技術指針（案）の概要についても紹介する。

路上再生路盤工法の現状と評価

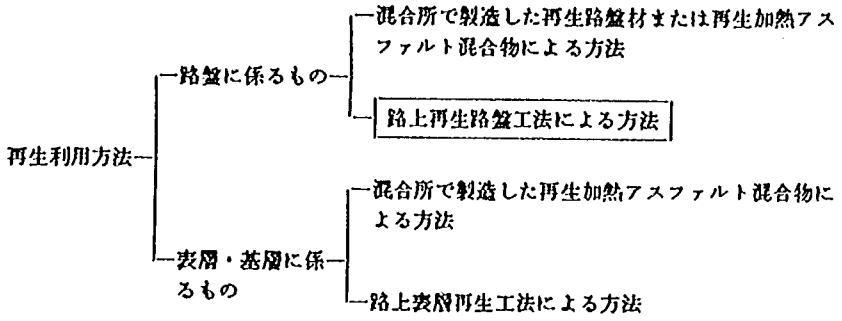
日本道路協会舗装委員長　多田　宏行
建設省大臣官房政策企画官　河野　宏
建設省土木研究所　安崎　裕
建設省土木研究所　吉兼　秀典

まえがき

戦後精力的に整備が進められてきた我が国の道路も、今やようやく建設から維持修繕の時代へと移りつつある。

舗装の維持修繕工事に際して発生する舗装廃材は、産業廃棄物に指定されており、その処分にあたっては種々の制約があるため、維持修繕工事の増大とともに、これら舗装廃材の適正処理に対する社会的要請が高まっている。このような情勢のもとで、効率的な維持修繕ならびに舗装廃材の適正処理および資源の有効利用といった観点から、舗装廃材を再生利用するための研究開発が進められてきた。

我が国における、舗装廃材再生利用方法の現状を分類すると以下のようになる。



これらの再生利用方法のうち、混合所で再生材（再生路盤材および再生加熱アスファルト混合物）を製造する方法については、昭和59年に(社)日本道路協会から「舗装廃材再生利用技術指針（案）」が発刊され、技術の標準化が図られている。

路上再生路盤工法は、既設舗装の表層、基層と路盤とを同時に処理し新しく路盤に再生する工法で、昭和50年頃より民間を中心に研究開発が始められ、その後地方自治体でも試験的に採用される等実用化を目指した検討が広く進められてきたものである。

本報告は、この路上再生路盤工法の現状を整理するとともに、本工法によってつくられる路上再生路盤の材料特性ならびに供用性状から、その構造的な評価を行った結果をとりまとめたものである。

また、ここで得られた評価を基に、日本道路協会では、本工法の標準的な設計、施工基準として「路上再生路盤工法技術指針(案)」(昭和62年1月)を刊行したので、その概要についても紹介する。

1． 工法の概要と実績

1.1 工法の概要

路上再生路盤工法は、図-1に示すように、破損の進んだ既設アスファルト混合物を路上現位置で破砕し、同時に、これをセメントやアスファルト乳剤等の添加材料と既設粒状路盤材料等とともに混合し、締固めて安定処理した路盤を新たにつくるものである。

この工法には、破砕した既設アスファルト混合物を骨材として利用すること、および破砕したアスファルト混合物や既設粒状路盤材料等に添加材料を混合し安定処理を行なうという大きな特徴があるが、さらに舗装廃材がほとんど発生しない、従来の工法に比べて施工速度が速い、一般交通および沿道住民への影響が少ない等の利点がある。

安定処理は路上再生路盤の耐久性や支持力を向上させる目的で行なわれるが、そこで使用される添加材料は、セメント単独またはセメントとアスファルト乳剤の併用で用いられる場合が多い。そのほか石灰単独、アスファルト乳剤単独で用いられる場合も若干ある。

施工では、既設舗装の破砕および安定処理を同時に行なうため路上破砕混合機が用いられるが、施工条件、施工機械の能力に応じてその施工手順が異なる。一般的な施工手順では、まず既設舗装面に添加材料を散布し、次に路上破砕混合機により破砕混合を行ない、その後は通常用いられているモーターグレーダにより整形し、タイヤローラおよびマカダムローラ等により締固めた後に養生を行なう。これに対して、既設アスファルト混合物が厚い場合や、新しくできあがる舗装の路面高を調整する必要が場合には、この手順に先立って路面切削機または路上破砕混合機による予備破砕が必要となる。

一般的な施工手順の概要を図-2に示す。

1.2 施工実績

路上再生路盤工法は、昭和50年頃から都道府県道等が管理する地方道を主体に実施されてきたものである。我が国における本工法の実績を経年的にみたのが図-3（(社)日本道路建設業協会調べ）である。これによると、実績は昭和54年頃から急増しており、昭和59年度では300万㎡に達している。

昭和57年度の実績をもとに、道路種別、施工主体、交通区分ごとに施工の実態をみたのが図-4である。道路種別では、都道府県道と市町村道で92%と大半を占めている。また、施工主体でも都道府県、市町村で100%となっており、そのほか直轄国道等における実績は少ない。交通区分では、L，A交通で77%，B交通が21%と比較的交通量の少ない道路における実績がほとんどである。

2． 工法の現状

日本道路協会では、路上再生路盤工法を対象とした技術指針（案）の検討を進めるために、昭和58年11月に全国的な実態調査を行なった。調査は、都道府県、市町村を対象に、本工法で施工された箇所の設計、施工ならびに供用性の実態を調べたものである。

調査の結果、回答のあった327箇所について、本工法の適用、設計ならびに施工の現状を整理した。

2.1 適用の現状

2.1.1 既設舗装のTA（等値換算厚）

既設舗装の残存TAの実態を図-5に示す。既設舗装の残存TAは、8.9±0.38cm（$\bar{x} \pm t_{0.05} \sigma_{n-1}/\sqrt{n}$、平均値$\bar{x}$と同時に95%信頼区間を示す。以下同様）であり、残存TAの小さい箇所における施工が多い。

2.1.2 交通条件

本工法が適用される箇所の交通実態は、1.2で示したように、L，A交通といった大型車交通量250台/日・1方向 未満の軽交通区分が7割、B交通が3割であり、C，D交通といった重交通区分の箇所ではほとんど施工されていない。全交通量の分布を図-6に示すが、全交通量でも2000台/日・1方向 以下が8割を占め、特に500台~1000台/日・1方向 の箇所が4割を占めている。

2.1.3 施工規模

施工延長の分布を図-7に示す。施工延長は500m以下の箇所が8割を占め、特に200m~300mの箇所が4割と多い。また、施工幅員は5.8±0.1mであり、施工面積は2000㎡以下の箇所が7割近くを占めている。

したがって、交通量および施工規模からみても、本工法は、都道府県道、市町村道に代表されるような交通量のあまり多くない箇所における施工がほとんどである。なお、平均的な施工規模は、2車線で延長300m程度である。

2.1.4 既設舗装の路面状態

既設舗装の路面状態をわだち掘れ量、たわみ量、ひびわれ率について整理した。わだち掘れ量およびたわみ量は、各々15.8±2.3mm，2.0±0.1mmであり、それほど大きな値ではないが、ひびわれ率は図-8に示したように、30%以上の箇所が9割近くある。このことから本工法は、オーバーレイあるいは打換が必要となるような舗装の破損が、かなり進行した箇所で適用されている例が多いことがわかる。

2.1.5 既設アスファルト混合物層の厚さ

路上再生路盤工法の施工は、既設アスファルト混合物層の厚さによって制約を受ける。既設アスファルト混合物層の厚さの分布を図-9に示す。その厚さは5.4±0.2cmであり、L，A交通のような軽交通対応の薄い舗装厚で設計されている箇所が多い。更に、アスファルト混合物層の厚さが4cm以下で簡易舗装として設計されている箇所への適用も3割程度ある。

2.2 設計、施工の現状

2.2.1 工法の位置付け

路上再生路盤工法は、一般に維持修繕工事のなかで適用される場合が多い。通常の維持修繕工法と比較した場合、どのような工法の代替として位置付けているかを調査した結果、打換工法の代替として適用している箇所が全体の６割近くを占めている。

2.2.2 添加材料

安定処理に用いる添加材料の使用状況を図-10に示す。全体ではセメント単独の使用がセメントとアスファルト乳剤の併用より多いが、全体に対して３割程度の抽出となった本調査では、セメントとアスファルト乳剤の併用が５割以上含まれていた。いずれにせよ、両者以外の添加材料はほとんど使用されていない。

なお、セメントの添加率は、セメント単独の場合、4.9±0.1%であり、セメントとアスファルト乳剤の併用の場合、3.0±0.1%である。セメントとアスファルト乳剤の併用の場合におけるアスファルト乳剤添加率は4.9±0.1%である。

2.2.3 残土処理

本工法では、既設アスファルト混合物層を破砕してそのまま路盤として用いるので、通常路面高の嵩上げが生じる。しかし、沿道の状況によっては、予備破砕を行なった上で残土処理を行ない、新しい舗装の路面高を調整する場合がある。このような残土処理を実施している箇所は全体の３割近くある。残土処理を行っている場合の処理厚をみたのが図-11で、10cm未満がほとんどである。

2.2.4 安定処理混合物の設計強度

セメント安定処理混合物は、通常行なわれている一軸圧縮試験により配合設計が行なわれるが、その際目標としている設計強度の実態は図-12のような分布となる。一方、セメント・アスファルト乳剤安定処理混合物の配合設計では、マーシャル安定度試験用供試体を使用した一軸圧縮試験（ＣＡＥの一軸圧縮試験）を行なう。この場合、一軸圧縮強さ、一次変位量、残留強度率の３要素によって最適な配合が決められるが、一軸圧縮強さの分布は図-13のようになる。

この結果、セメント安定処理の強度基準値である一軸圧縮強さは10~30kg/cm²の範囲にあり、特に25kg/cm²の箇所が４割以上ある。また、セメント・アスファルト乳剤安定処理の一軸圧縮強さは15~30kg/cm²の範囲にあり、特に、20kg/cm²の箇所が６割を占めている。

2.2.5 既設アスファルト混合物の混入率

既設アスファルト混合物の混入率の分布を図-14に示す。既設アスファルト混合物の混入率は、路上再生路盤材の中に含まれる既設表層アスファルト混合物塊の重量割合であり、その値は配合設計に大きく影響するものである。残土処理を行なった箇所を除いた場合、その値は25.7±1.4%であった。

2.2.6 路上再生路盤の厚さ

路上再生路盤の厚さの分布を図-15，図-16に示す。セメント安定処理の場合、路上再生路盤の厚さは15~35cmの範囲にあり、特に,20cmの箇所が５割を占めている。セメント・アスファルト乳剤安定処理の場合は、10~30cmの範囲にあり、特に、15~20cmの箇所が7割程度ある。セメント・アスファルト乳剤安定処理と比較

して、セメント安定処理の路上再生路盤の厚さは20㎝未満の箇所が少ないが、これは、セメント安定処理がセメント・アスファルト乳剤安定処理と比べてたわみ性に劣り、特に、路盤厚が薄くなると耐久性が劣るためと考えられる。

また、本工法で施工される路上再生路盤の厚さは、従来施工されていたものと比較するとかなり厚くなっているので、締固め効果をあげるために振動ローラが使用されている場合が多く、このような箇所は全体の3割近くを占めている。

3． 工法の評価

3.1 供用性の評価

実態調査の対象となった箇所について、ひびわれ率で代表される供用性の経年変化と累積大型車交通量との関係を整理した結果を図-17，図-18に示す。

図-17はセメント安定処理の場合、図-18はセメント・アスファルト乳剤安定処理の場合である。

各箇所ともデータのばらつきが大きく、相関係数も小さいため、各図には、回帰曲線（二次曲線）とともに80%限界線(上限の異常値を除外して、全データの80%が含まれるようにした限界線)を示している。また、簡易舗装の供用性と比較するため、簡易舗装の80%限界線も示した。

供用開始後４～５年経過した現状では、各箇所ともひびわれの発生は10%未満であり、修繕を要しない良好な路面を保持していることが認められる。更に、これらのデータは、全て簡易舗装の限界線の内側に含まれているので、本工法を簡易舗装と比較した場合、より良好な供用性、耐久性を有していることが確認できる。

3.2 等値換算係数の評価

路上再生路盤工法のうち、実績の多い路上再生セメント安定処理および路上再生セメント・アスファルト乳剤安定処理について、路上再生路盤の等値換算係数を推定した。推定にあたっては、室内試験から得られる材料強度の評価を基にした推定と、実態調査から得られる供用性状の評価を基にした推定とを合わせて検討した。

3.2.1 等値換算係数推定の考え方

等値換算係数とは、舗装を構成する各層がもつ、舗装の耐久性、支持力に寄与する強さを、単位厚さ当りで使用される材料ごとに、相対的に比較評価したものである。舗装の断面設計を行う場合に用いられるSNの計算には、この係数の評価が前提となる。

我が国において、舗装の標準的な技術基準として用いられている「アスファルト舗装要綱」では、表層、基層に用いられている加熱アスファルト混合物の等値換算係数が基準となっており、各材料ごとの相対的な等値換算係数は、適用される箇所、使用される材料に応じて以下のような範囲が与えられている。

表層、基層	：	加熱アスファルト混合物	1.0
上層路盤	：	瀝青安定処理混合物	0.55~0.80
		セメント系安定処理混合物	0.45~0.55
		(セメント、石灰、水硬性粒度調整スラグ)	
		粒状材料	0.35
下層路盤	：	セメント系安定処理混合物	0.25
		粒状材料	0.20~0.25

ある材料の等値換算係数を新たに推定する場合、まず、対応する材料区分に応じた等値換算係数の範囲を設定する。この範囲を参考に、変形係数等の指標から得られる材料強度の評価を行うことにより、その材料が持つ強度に応じた等値換算係数を概略推定する。次に、ここで得られた概略評価に基づき、実際の道路で試験舗装を行い、供用性状を追跡調査することによりその等値換算係数の妥当性が確認される。

材料強度の評価から等値換算係数を概略推定する方法は以下の通りである。

1)瀝青材料、粒状材料

瀝青材料や粒状材料の強度を評価する指標としては、マーシャル安定度、修正ＣＢＲ等があるが、ここでは、各材料に共通して用いることができ、かつ材料強度との相関がある程度はっきりしている指標として変形係数を用いる。

竹下は、変形係数（20℃における値）と等値換算係数との間には一定の関係があることを、我が国および諸外国の評価の実態を基に図-19のように示している。ここでは、加熱アスファルト混合物の係数を0.44とした相対強度係数を用いている。

瀝青混合物や粒状材料の等値換算係数を新たに評価する場合、変形係数の評価をまず行い、次に図-19の関係を利用すれば、等値換算係数の設定を概略行うことができる。

2)セメント系安定処理混合物

セメント系安定処理混合物は、水硬性があるため、変形係数は相当大きくなるが、リフレクションクラックの発生に対する配慮等から、その等値換算係数は低く評価されている。したがって、瀝青混合物や粒状材料で適用される変形係数と等値換算係数との関係をそのままあてはめるのは適当ではない。

ここでは、セメント系安定処理混合物の評価は、瀝青混合物や粒状材料とは異なり、材料強度との相関が高いと考えられる一軸圧縮強さを指標として行うこととした。一軸圧縮強さから等値換算係数の評価を行うために、ＡＡＳＨＯ道路試験の結果から得られる評価と従来我が国で行われてきた評価を基に、セメント安定処理混合物の一軸圧縮強さ（７日強度）と等値換算係数との間に図-20のような関係を設定した。

セメント系安定処理混合物の評価を新たに行う場合は、その材料がどの程度の強度、耐久性を持つセメント安定処理混合物と同等であるかという評価をまず行い、その評価に基づき対応するセメント安定処理混合物の一軸圧縮強さから、図-20の関係を利用すれば、等値換算係数の設定を概略行うことができる。

3.2.2 材料強度の評価から推定される等値換算係数

1)セメント・アスファルト乳剤安定処理混合物（ＣＡＥ混合物）

ＣＡＥ混合物は、従来用いられてきた常温瀝青安定処理混合物の弱点である初期の安定性と耐久性の不足を、セメントを適量添加することにより改善しようとしたものである。

ＣＡＥ混合物は、強度特性、変形特性から判断すると、セメント安定処理混合物よりは加熱瀝青安定処理混合物に近い性状を示すので、瀝青混合物の一つとして位置付けることができる。したがって、ＣＡＥ混合物の等値換算係数は、3.2.1で述べたように、変形係数の評価から推定できる。変形係数の評価は、応力緩和試験より得られる緩和変形係数を用いて行った。試験の結果から得られた変形係数と図-19を用いて推定される等値換算係数を整理すると以下のようになる。

配合（％）	応力緩和試験より求めた変形係数（kg／cm²）	相対強度係数	等値換算係数
セメント：2 乳剤　：6	4400	0．25	0．60
セメント：4 乳剤　：6	9000	0．35	0．82

一般に用いられているＣＡＥ混合物は、セメント2.5~3%程度を標準としているので、これに対応して等値換算係数を評価すると、0.65~0.70=0.65程度となる。

2)セメント安定処理混合物

我が国において従来用いられてきたセメント安定処理混合物は、上層路盤へ適用する場合、その目標強度は一軸圧縮強さで30kg/cm²とするのが一般的であった。

路上再生路盤工法でセメント安定処理を適用する場合は、混合物中に含まれるアスファルト系廃材の影響で最適セメント量が多くなる傾向があり、目標強度を高く設定するとリフレクションクラック等の問題が生じやすくなる。このため実態でも、通常のセメント安定処理で用いられているものより低い値25kg/cm²,20kg/cm²を目標強度としている場合が多い。セメント安定処理混合物の等値換算係数の評価は、このような目標強度の実態に応じて行った。

目標とする一軸圧縮強さ(7日強度)に応じた等値換算係数を図-20から推定すると以下のようになる。

目標とする一軸圧縮強さ	等値換算係数
30kg／cm²	0．55
25　〃	0．50
20　〃	0．45

3.2.3 供用性の評価から推定される等値換算係数

従来我が国で用いられてきた供用性の評価指標に供用性指数（ＰＳＩ）がある。ＰＳＩは以下のように表わされる。

$$PSI = 4.53 - 0.5\,1.8\log\sigma - 0.37\sqrt{C} - 0.174D^2$$

ここに　ＰＳＩ：供用性指数
　　σ　：縦断凹凸量（mm）
　　Ｃ　：ひびわれ率（％）
　　Ｄ　：わだち掘れ量（cm）

施工時のT_Aと供用後のＰＳＩとの間には、累積５ton換算輪数をパラメータとして図-21のような関係があることが示されている。この関係を用いれば、供用性状からそれぞれの箇所のT_A（等値換算厚）が推定できるとともに、更に、路上再生路盤以外の各層の等値換算厚が既知であれば、推定された舗装全体の等値換算

厚から逆算して、路上再生路盤の等値換算係数を算定することができる。

このようにして、各箇所ごとのＰＳＩから推定される路上再生路盤の等値換算係数をまとめたのが表-1である。表-1には、推定値の平均値、標準偏差とともに、推定結果の70%を含む下限値、平均値の95%信頼区間も示した。

この結果、路上再生セメント安定処理の場合その路上再生路盤の等値換算係数は、目標強度に応じて、それぞれ20kg/cm²では0.50以上、25kg/cm²では0.53以上、30kg/cm²では0.53以上と評価できる。路上再生セメント・アスファルト乳剤安定処理の場合は、0.65以上の評価を行うことができる。

3.2.4 路上再生路盤の等値換算係数の評価

室内試験に基づく材料強度の評価と、実態調査に基づく供用性状の評価をもとに、路上再生路盤の等値換算係数に対する現状での評価をまとめると表-2のようになる。

セメント安定処理では、従来、一軸圧縮強さの目標値を30kg/cm²とする例が多かったが、路上再生路盤工法では、既設アスファルト混合物の混入により、30kg/cm²を目標としたものは、供用性、耐久性が通常のものより低下する傾向がある。したがって、路上再生路盤工法に用いるセメント安定処理混合物については、一軸圧縮強さの目標値は25kg/cm²を標準とし、その等値換算係数は0.50とするのがよいと判断される。

セメント、アスファルト乳剤安定処理混合物については、材料強度、供用性状からそれぞれ判断して、0.65程度の等値換算係数が妥当と判断される。

4．　路上再生路盤工法技術指針（案）の概要

以上述べてきたように、工法の現状、等値換算係数の設定を始めとする工法の評価から判断して、路上再生路盤工法で施工された路上再生路盤は、「アスファルト舗装要綱」で規定する上層路盤に相当する評価と適用が可能であることが確認できた。

このような成果を受け、日本道路協会では、本工法の設計、施工の標準として「路上再生路盤工法技術指針（案）」（昭和62年１月）をとりまとめた。

以下、その概要を紹介する。

4.1 総説

技術指針（案）をとりまとめるにあたって前提とした、基本的な考え方は以下の通りである。

（a）安定処理に使用する添加材料の種類には、セメント単独、セメント、アスファルト乳剤の併用、石灰、アスファルト乳剤等があるが、本指針（案）では、施工実績が比較的多い、セメント単独およびセメント、アスファルト乳剤の併用による安定処理を主体にとりまとめた。

（b）本工法によってつくられる路上再生路盤は、「アスファルト舗装要綱」で規定する上層路盤と同等に扱うことを原則とする。なお、本工法を簡易舗装の路盤として用いる場合についてもその扱いを付録に示した。

（c）本工法によってつくられる路上再生路盤の等値換算係数は、混合物の材料特性と実態調査から得られた供用性状の評価をもとに設定した。

（d）本工法は、施工条件、施工機械の現状での能力から判断して、当面、簡易舗装、Ｌ，ＡおよびＢ交通の道路に適用する。

4.2 調査と設計

4.2.1 調査

本工法は、既設舗装の一部を材料として利用し、現道上で施工するという特徴をもつので、その適用にあたっては、事前調査を行い、現場条件、既設舗装の性状等について十分把握することが重要である。

事前調査の主な項目と用途を表-3に示す。

4.2.2 適用箇所

本工法によってつくられる路上再生路盤は、上層路盤として扱うことを原則とするので、適用する箇所では、路上再生路盤と路床との間に、下層路盤に相当する既設粒状路盤を10cm程度以上確保できることが望ましい。

また、本工法では、既設アスファルト混合物と既設粒状路盤材料との破砕混合が適切に行わなければならないので、当面は、表-4の条件を満足する箇所に適用するのが望ましい。

4.2.3 舗装厚の設計

設計の方法は、「アスファルト舗装要綱」準じ、５年後の推定大型車交通量による交通区分と、路床土の設計ＣＢＲから決まる目標T_Aおよび合計厚を下回らないように各層の厚さを決定する。

舗装の構成を決定するには、表-5に示す表層、基層厚の規定と、表-6に示す路上再生路盤厚の規定を参考に適切な構成を選定する。なお、T_Aの計算に用いる路上再生路盤の等値換算係数は、3-2で述べた評価に基づき、路上再生セメント安定処理の場合は0.50(一軸圧縮強さ:25kg/㎠)、路上再生セメント、アスファルト乳剤安定処理の場合は0.65とする。

4.3 材料

4.3.1 路上再生路盤用添加材料

安定処理を行うために加える添加材料として使用するセメントの規格はＪＩＳによる。アスファルト乳剤の規格は表-7に示すが、これは(社)日本アスファルト乳剤協会の規格によるものである。

4.3.2 路上再生路盤用骨材

既設舗装の一部を現位置で破砕混合し、これに必要に応じて補足材料を加え調整した路上再生路盤用骨材の品質および粒度に関する規定は表-8に示すが、これは「アスファルト舗装要綱」に準じて設定したものである。

4.4 配合設計

4.4.1 路上再生セメント安定処理

通常の一軸圧縮試験を行い、目標強度25kg/㎠が確保できるよう最適セメント量を決定する。

4.4.2 路上再生セメント、アスファルト乳剤安定処理

アスファルト乳剤の添加量は、路上再生路盤用骨材の粒度および既設アスファルト混合物の混入率により算出する。セメント量は、マーシャル安定度試験用供試体を使用した一軸圧縮試験（ＣＡＥの一軸圧縮試験）を行い決定する。具体的には、セメント量を変化させた数種類の供試体を用いて試験を行い、図-22に示すような一軸圧縮強さと変位量との関係から、各々一軸圧縮強さ（最大値）、一次変位量、残留強度率を求める。これらの値が表-9に示す基準値の範囲を満足するようなセメント量の共通範囲から最適量を決定する。

4.5 施工機械

既設アスファルト混合物および既設粒状路盤材料等の破砕混合には、路上破砕混合機が使用される。整形、締固めには、通常のモーターグレーダ、タイヤローラ、ロードローラ等の施工機械が使用される。

路上破砕混合機に必要とされる性能は、以下の通りである。

（a）既設アスファルト混合物を、最大粒径が概ね50㎜以下となるように破砕できること。（b）破砕した既設アスファルト混合物と路上再生路盤用添加材料および既設粒状路盤材料等を均一に混合できること。

（c）破砕混合厚を適正に調整できること。

（d）アスファルト乳剤量や散水量の調整が適正にできること。

4.6 施工

本工法は、路上再生路盤用添加材料の種類、既設アスファルト混合物の厚さ、路面の嵩上げの有無等の条件によって施工手順が異なるが、一般的な施工手順は図-2に示す通りである。

なお、既設アスファルト混合物層が厚い場合や、路面高さの調整を行う必要がある場合等には、一般的な手順に加えて、路面切削機や路上破砕混合機を用いた予備破砕が必要となる。

4.7 品質管理および検査

品質管理および検査の方法は、「アスファルト舗装要綱」で示されている小規模な工事の方法に準じて設定されている。

4.8 簡易舗装への適用

簡易舗装に本工法を用いる場合、その適用、設計の扱いは、「簡易舗装要綱」で規定されている安定処理工法の扱いに準じるが、配合設計、施工等については、本指針（案）に従い、一般の舗装へ適用する場合と同様の対応を行う。

簡易舗装へ適用する場合の標準的な舗装構成を図-23に示す。

あとがき

以上紹介した「路上再生路盤工法技術指針（案）」は、現状における評価を基に、当面の運用に資することを想定して標準化を行ったものである。したがって、安全側の配慮から適用範囲を限定している部分もかなりある。特に、重交通道路への適用、下層路盤への適用、安定処理に使用する添加材料の種類の拡充等の課題については、今後、設計、施工ならびに供用性に関するデータの蓄積を行いながら、検討を進めていく必要がある。

また、本工法は開発されてからまだ日が浅い新しい技術であり、今後期待される技術開発の状況に応じても、指針(案)の内容について設計、施工を中心とした見直しを行う必要があろう。

このような観点から、今後とも、本工法で施工された箇所については追跡調査を行うとともに、地域の実情に応じて試験施工を行う等必要な検討を進めながら、本工法に係わる問題点の解明と併せて適用範囲の拡大を図っていくことが必要と考えている。

表－１　ＰＳＩを用いた等値換算係数の評価

	$\bar{X}$	σ_{n-1}	70％限界値	平均値の95％信頼区間	室内試験の評価
セメント安定処理（20kg/cm²）	0.56	0.11	－0.11×0.53＋0.56 ＝0.50	0.51～0.61	0.45
（25kg/cm²）	0.59	0.12	－0.12×0.53＋0.59 ＝0.53	0.57～0.61	0.50
（30kg/cm²）	0.61	0.15	－0.15×0.53＋0.61 ＝0.53	0.54～0.68	0.55
セメント・アスファルト乳剤安定処理	0.77	0.22	－0.22×0.53＋0.77 ＝0.65	0.73～0.81	0.65

70％限界値＝$\sigma_{n-1}\times Z+\bar{X}$，$\phi(Z)=0.3$

95％信頼区間＝$(\bar{X}-t_{0.05}\sigma_{n-1}/\sqrt{n})\sim(\bar{X}+t_{0.05}\sigma_{n-1}/\sqrt{n})$

表－２　路上再生路盤の等値換算係数

	材料強度に基づく評価	供用性状に基づく評価	等値換算係数の評価
セメント安定処理（20kg/cm²）	0.45	0.51～0.61	0.45
（25kg/cm²）	0.50	0.57～0.61	0.50
（30kg/cm²）	0.55	0.54～0.68	0.50
セメント・アスファルト乳剤安定処理	0.65	0.73～0.81	0.65

表－３　主な事前調査項目と用途

条件	調査項目	主な用途
交通条件	交通量（特に大型車交通量）	構造設計
現場条件	道路幅員，平面線形，縦横断勾配，交差点の有無 通行止の可否，迂回路の有無，周辺環境，機械置場の有無，埋設物の有無と深さ等	工法選択 施工計画
	かさ上げの可否	工法選択
既設舗装の性状等	路面性状 （ひびわれ率，わだち掘れ量等）	工法選択 構造設計
	既設アスファルト混合物の厚さ 既設粒状路盤材料の厚さ，最大粒径	構造設計，配合設計，施工計画
	路床土の設計ＣＢＲ	構造設計

表－4　適用箇所の条件

交通量の区分	L，A，B交通
既設アスファルト混合物の厚さ	15cm以下

表－5　表層＋基層の最小厚さ

交通量の区分	表層＋基層の最小厚さ（cm）
L，A交通	5
B　交通	10 (5)

表－6　路上再生路盤の厚さ

工種	最大厚さ（cm）	最小厚さ（cm）
路上再生セメント安定処理	30	15
路上再生セメント・アスファルト乳剤安定処理	30	10

〔注〕路上再生路盤の厚さが20cmを超える場合は，締固め効果の大きい振動ローラも使用する等して，所要の締固め度が確保できるよう入念な施工を行う必要がある。

表－7　セメント混合用アスファルト乳剤の規格
（(社)日本アスファルト乳剤協会規格）

項目 ＼ 種類および記号			セメント混合用アスファルト乳剤 ME－C
エングラー度（25℃）			2～30
ふるい残留分（1190 μm）		%	0.3 以下
セメント混合性		%	1以下
蒸発残留分		%	57以上
蒸発残留物	針入度（25℃）		60～300
	伸　度（15℃）	cm	80以上
	三塩化エタン可溶分	%	97以上
貯蔵安定度（5日）		%	5以下

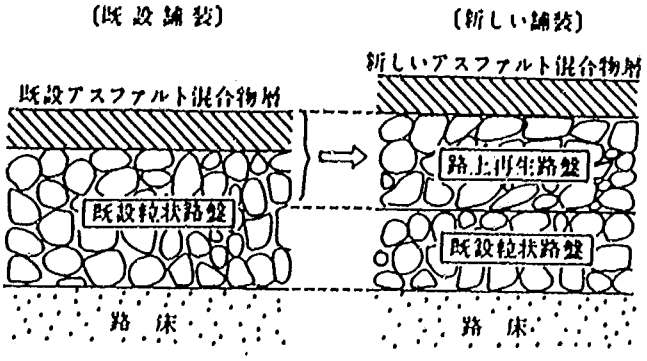
表－８　路上再生路盤用骨材の品質

項目＼材料		路上再生路盤用骨材
修正ＣＢＲ		20以上
PI（0.4 mmふるい通過分）		9以下
ふるい通過重量百分率％	50	100
	40	95～100
	20	50～100
	2.5	20～60
	0.074	0～15

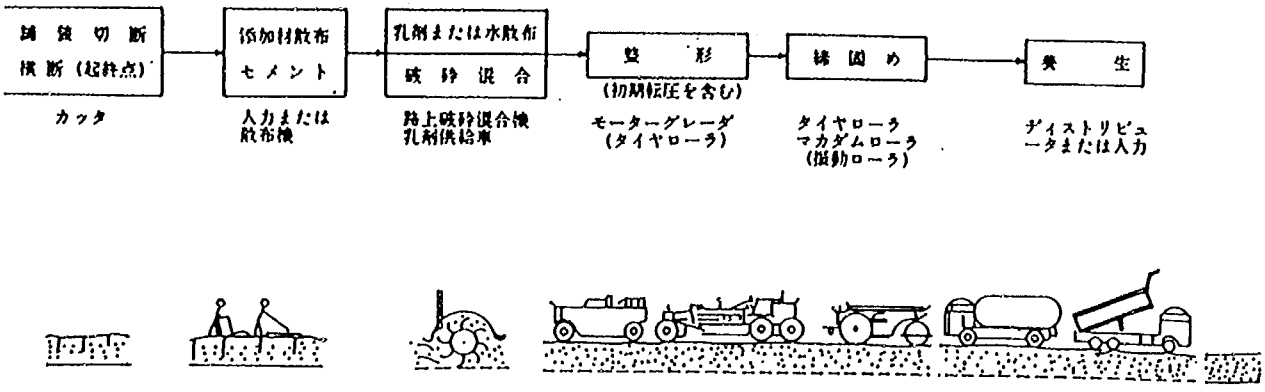
〔注〕本工法は，路上において既設舗装を破砕混合するものであるため，最大粒径が50mmを超える場合もあるが，混合性や締固め等の施工の難易を考えると，表－８に示すようなある程度連続した粒度のものが望ましい。

表－９　ＣＡＥの一軸圧縮試験の基準値

特性値	基準値
一軸圧縮強さ σ_m (kg/cm²)	15 ～ 30
一次変位量 l_1 (1/100cm)	5 ～ 30
残留強度率 σ_r (%)	65 以上

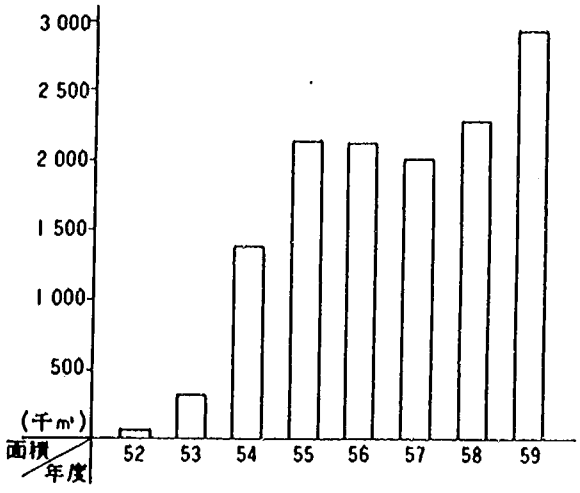


図－１　路上再生路盤工法での断面構成の一例

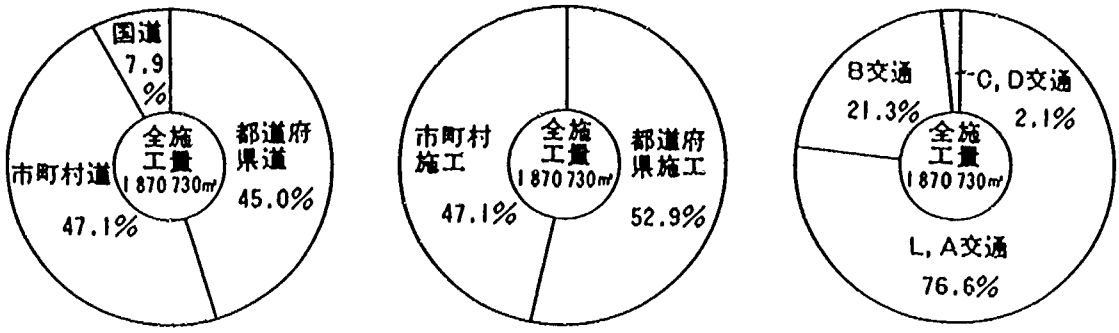


〔注〕振動ローラは，処理厚が厚い場合に用いる。

図－２　一般的な施工手順

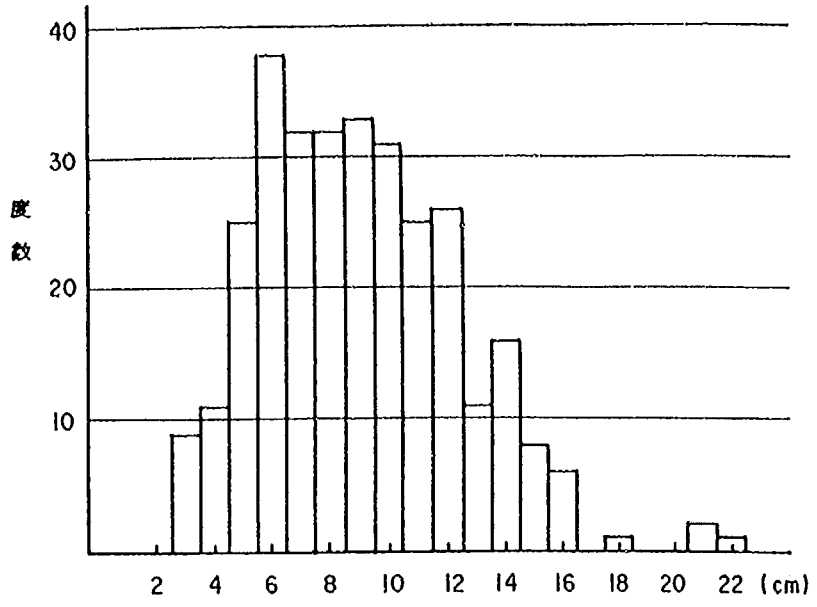


図－３　施工実績（道建協調べ）



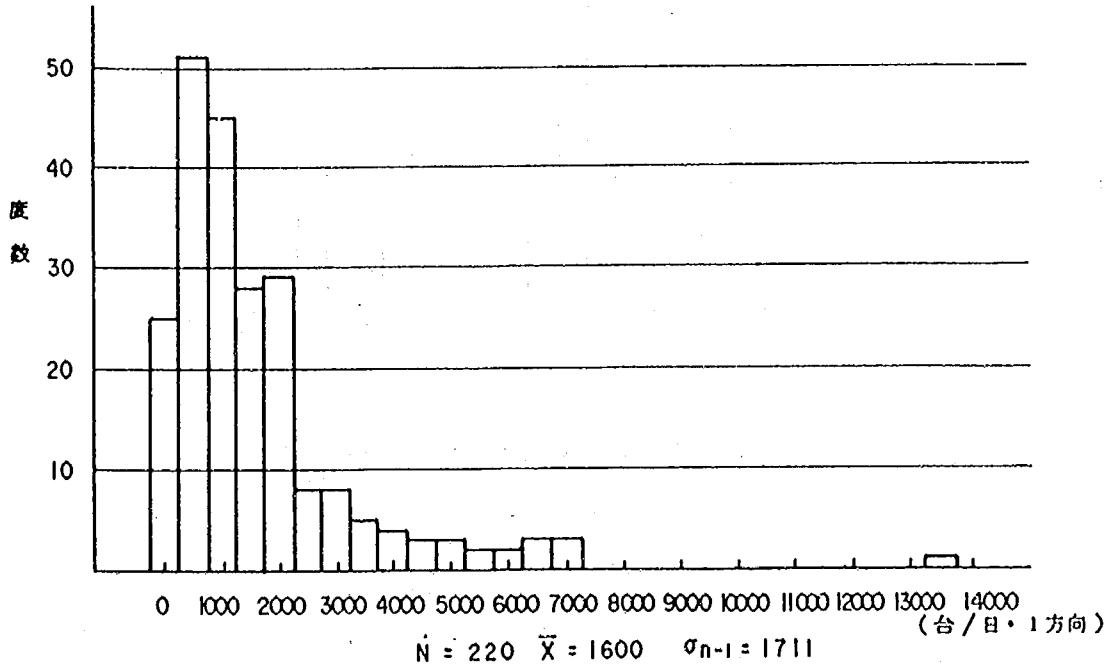
<道路種別>　　<施工主体>　　<交通区分>

図－4　施工の実態（昭和57年度実績）



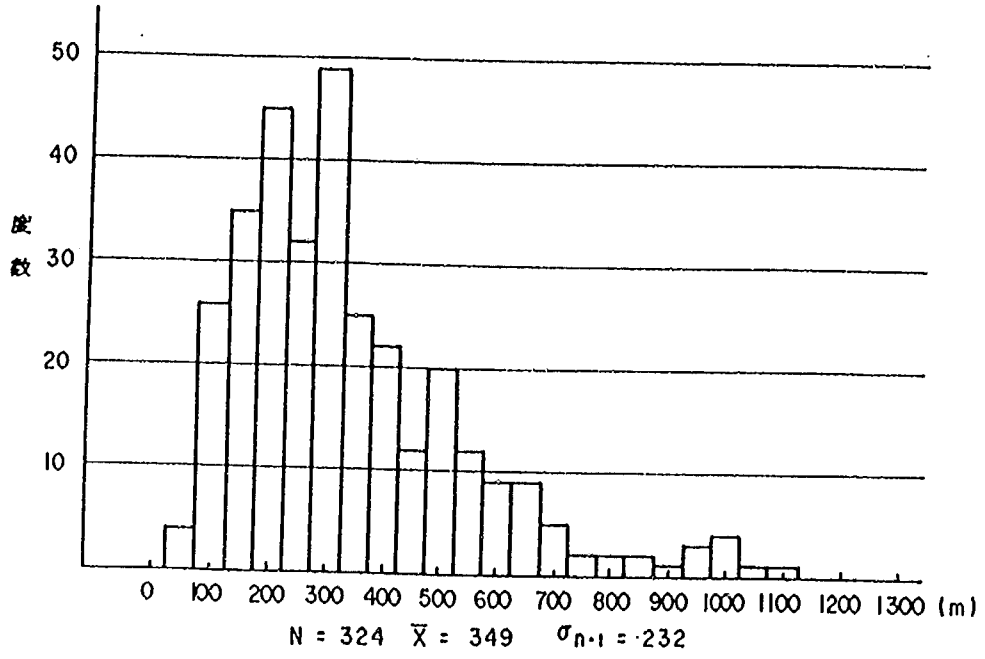
N = 307　$\bar{X}$ = 8.90　σ_{n-1} = 3.42

図－5　既設舗装のTA

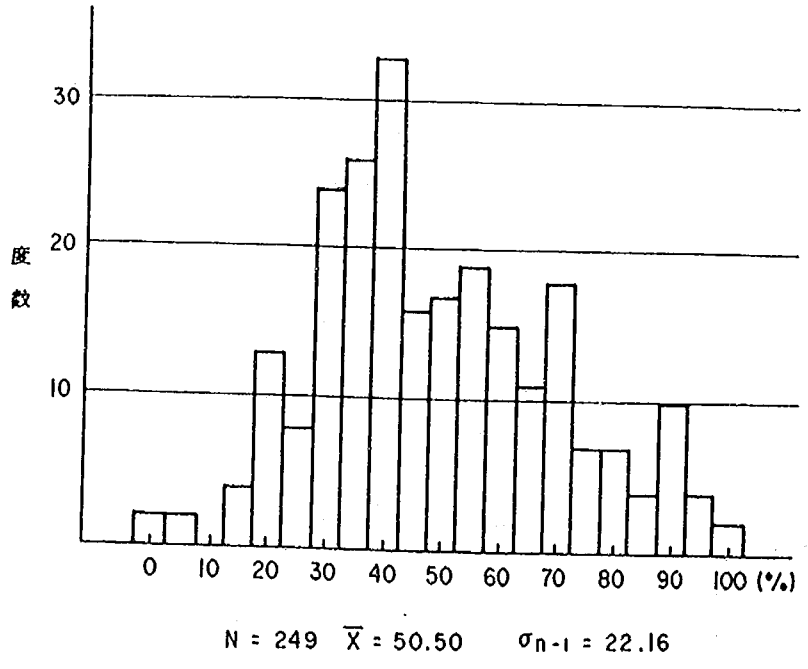


N = 220　$\bar{X}$ = 1600　σ_{n-1} = 1711

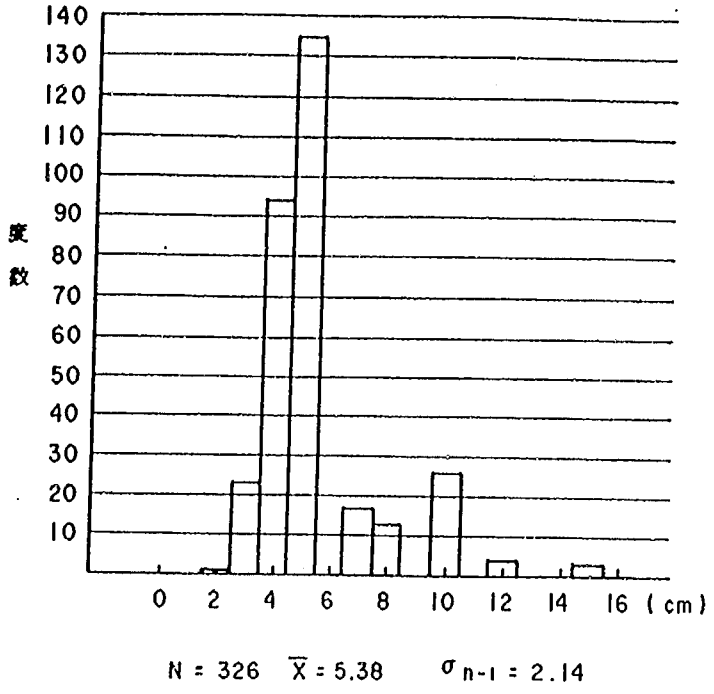
図－6　全交通量



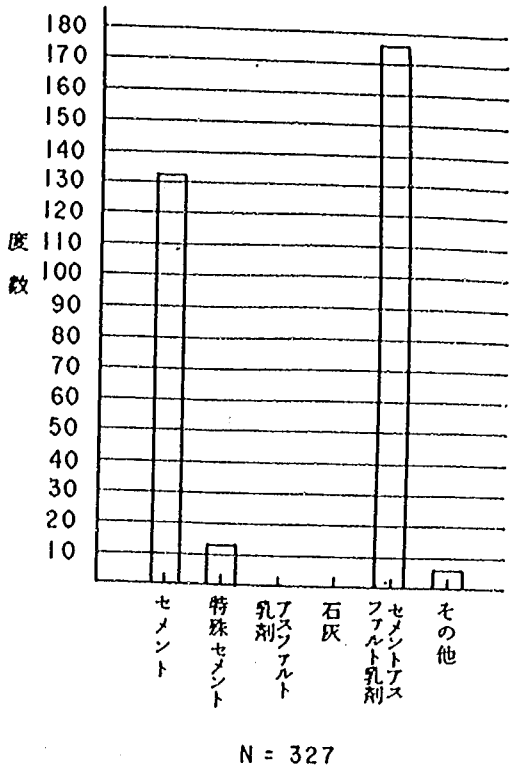
図－7　施工延長



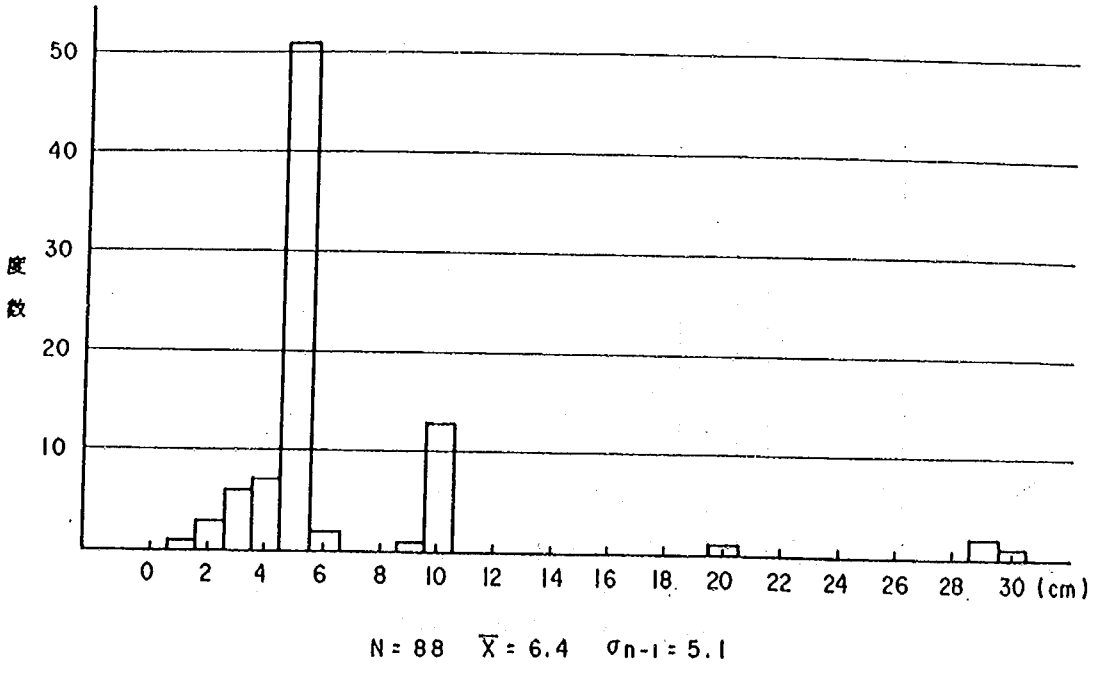
図－8　既設舗装のひびわれ率



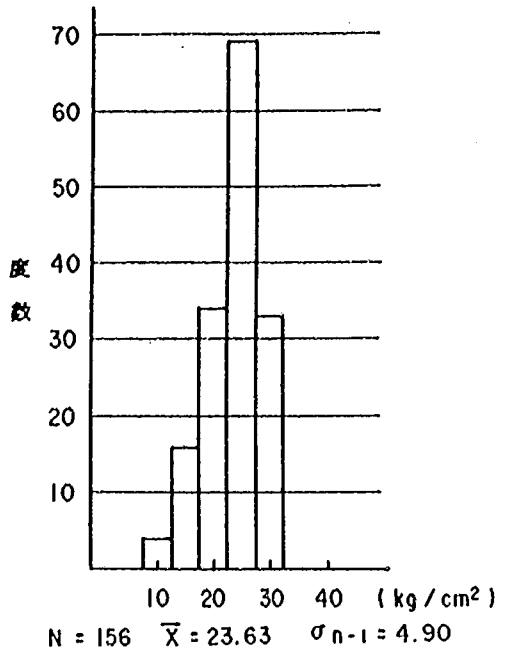
図－９　既設アスファルト混合物層厚



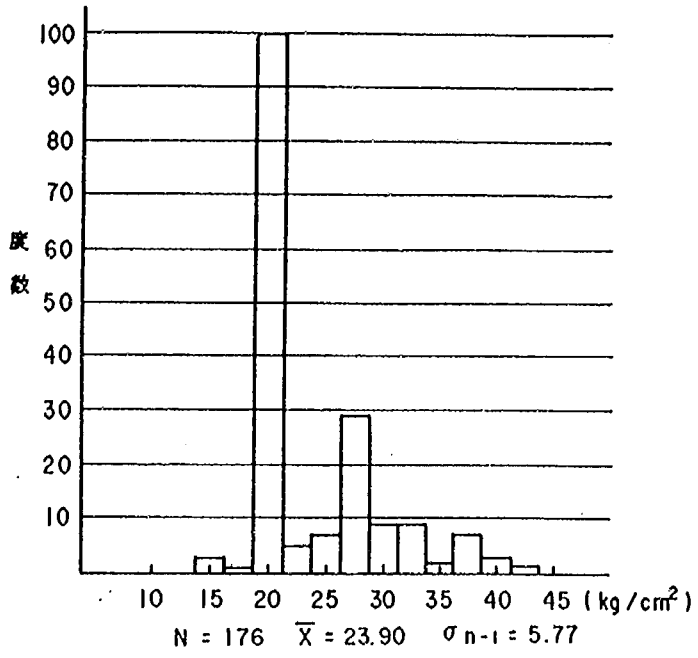
図－１０　添加材料の分類



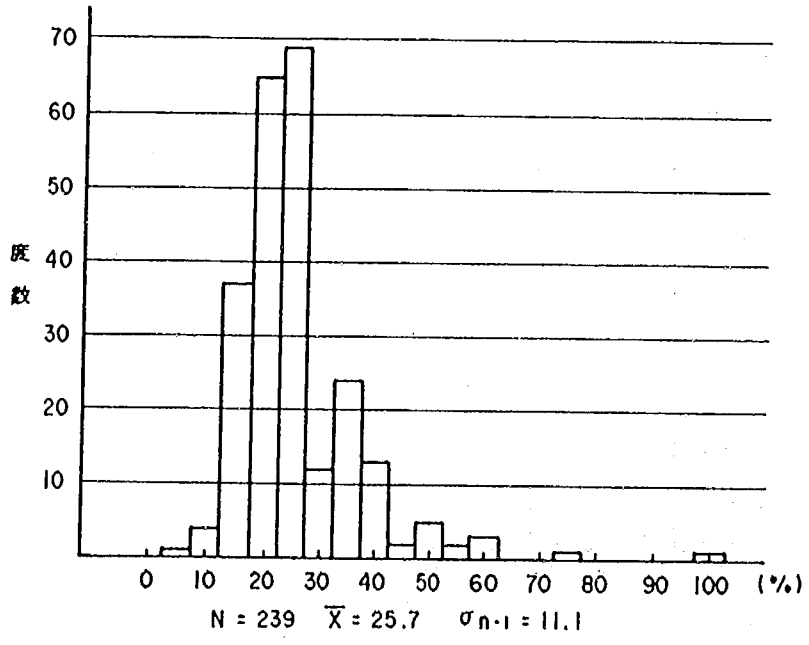
図－１１　残土処理厚



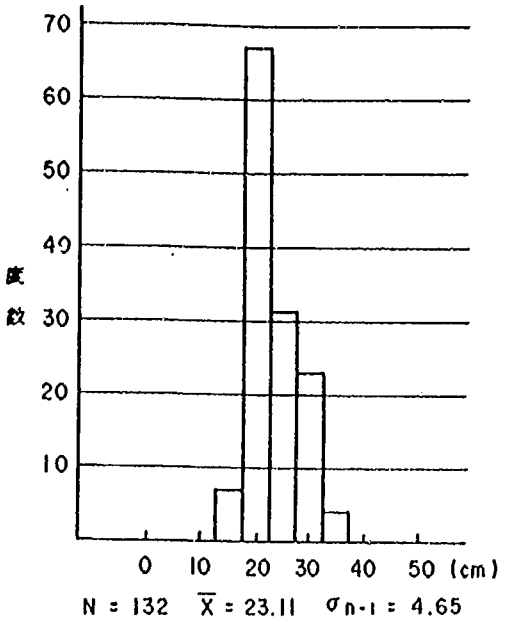
図－１２　一軸圧縮強さ
（セメント安定処理）



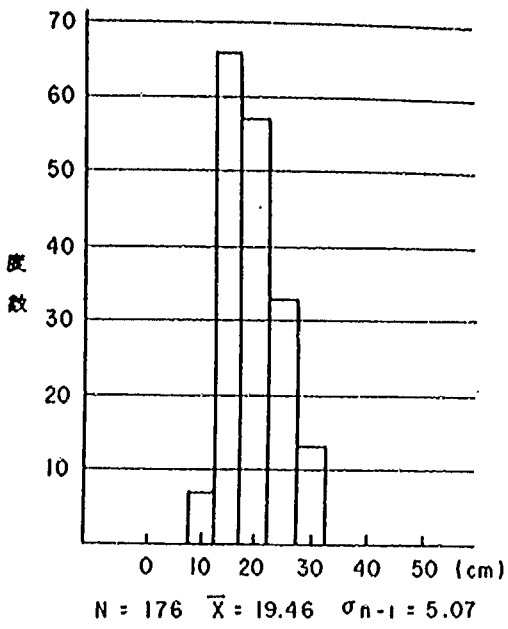
図－１３　ＣＡＥの一軸圧縮強さ
（セメント、アスファルト乳剤安定処理）



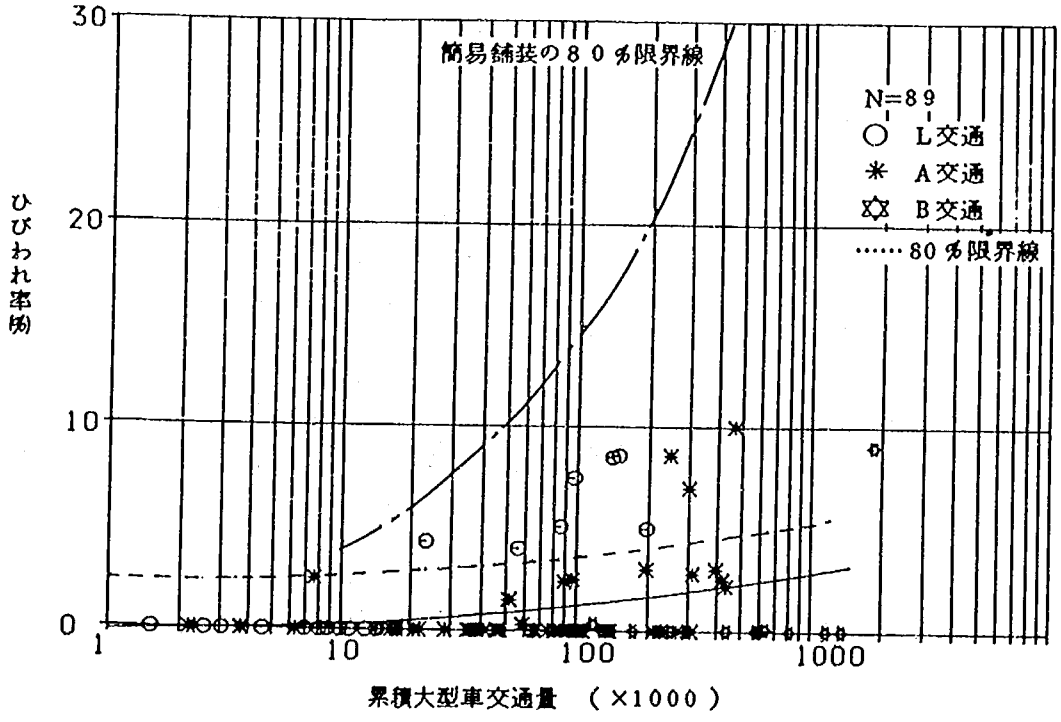
図－１４　既設アスファルト混合物混入率



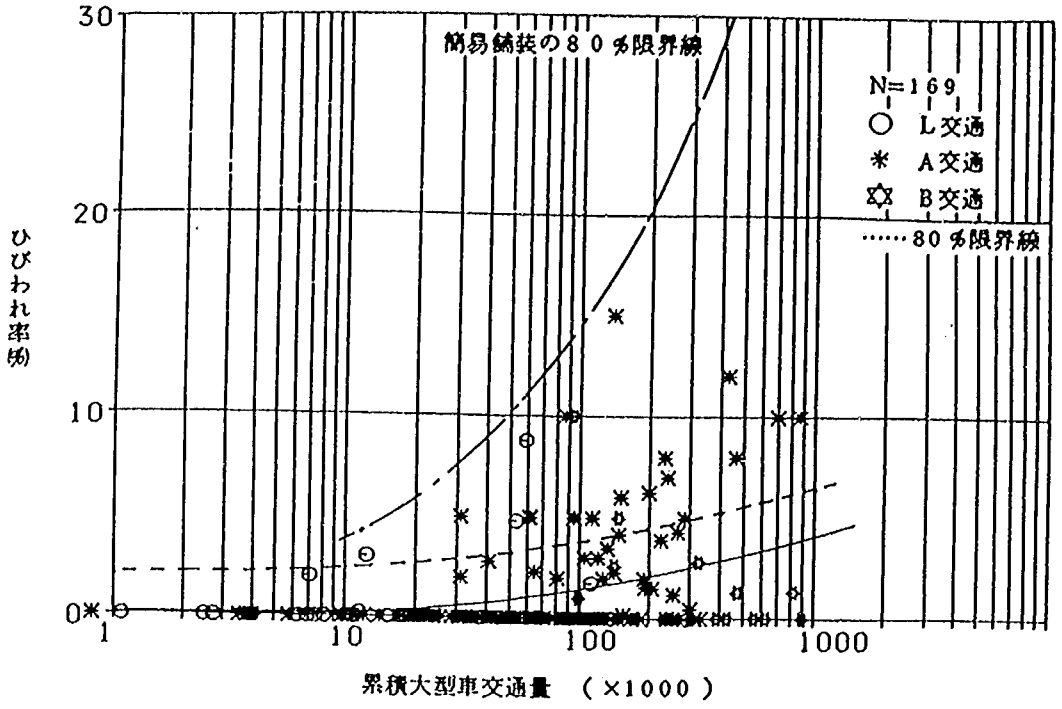
図－１５　路上再生路盤厚（セメント安定処理）



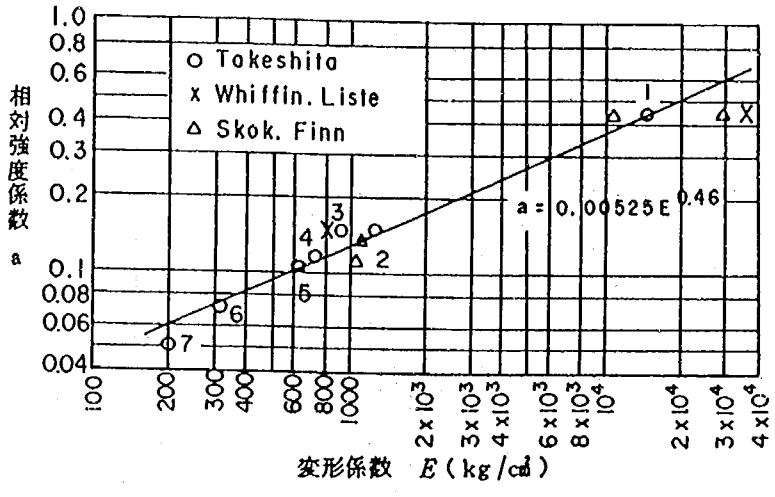
図－１６　路上再生路盤厚
（セメント・アスファルト乳剤安定処理）



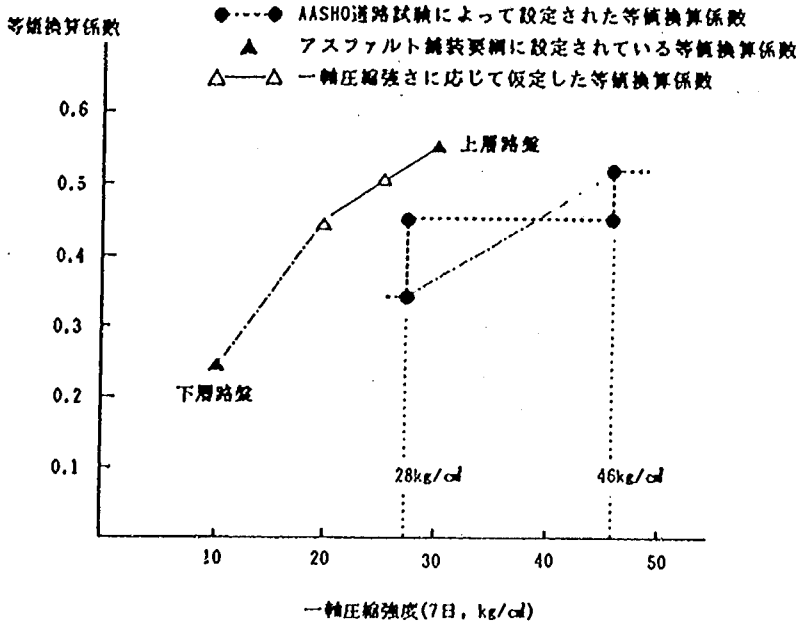
図－１７　累積大型車交通量とひびわれ率（セメント安定処理）



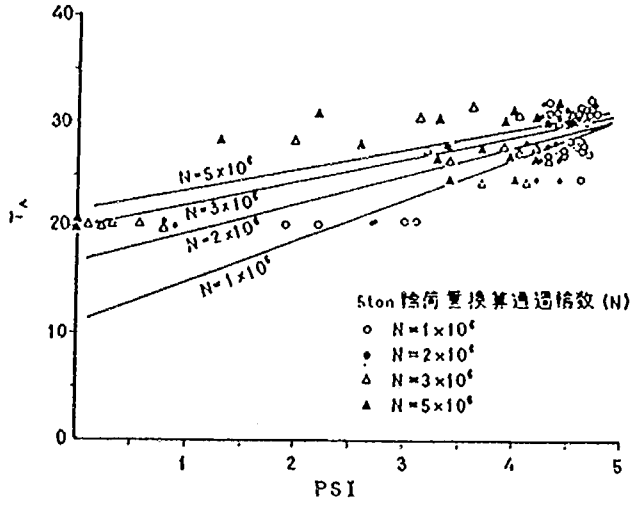
図－１８　累積大型車交通量とひびわれ率（セメント・アスファルト乳剤安定処理）



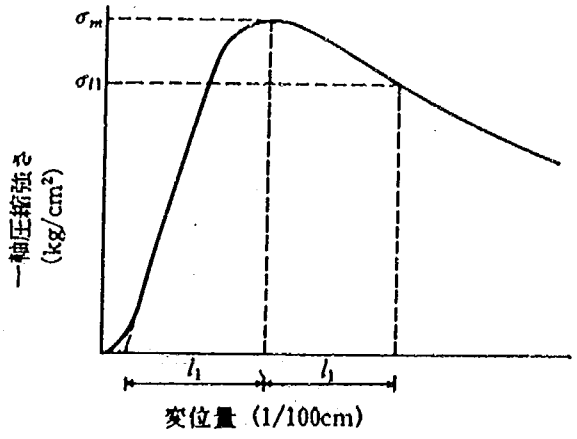
図－１９　変形係数と相対強度係数の関係



図－２０　一軸圧縮強さ（7日）と等値換算係数の関係



図－２１　TAとＰＳＩとの関係（設計ＣＢＲ＝５）
（安崎「大日・横戸試験舗装追跡調査の結果」
土木技術資料Vol.19-6,1977）



σ_m：一軸圧縮強さ（kg/cm²）

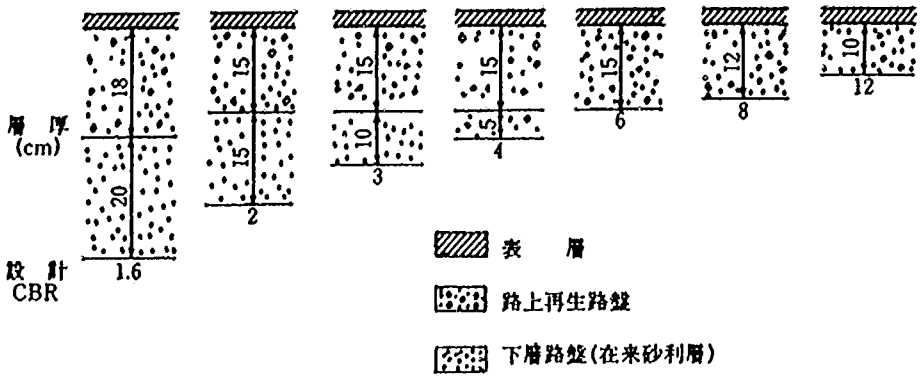
l_1：一次変位量（1/100cm）

σ_r：残留強度率（%）

$\sigma_r = \sigma_{t1}/\sigma_m \times 100$

σ_{t1}：$2l_1$ 時の強度（kg/cm²）

図－２２　一軸圧縮強さ・変位量曲線



図－２３　路上再生路盤工法を用いた場合の舗装構成例

再生アスファルト混合物の性質と供用性

Characterization of Recycled Asphalt Mixtures and Their Pavement Performance

大阪市立大学土木工学科　山田　優

概　要

大阪市におけるアスファルト混合物のリサイクリングは１０年ほど前から始まった。同市において毎年用いられる全混合物の中に占める再生混合物の割合は現在、５０％に達しつつある。それらの再生アスファルト混合物は２つの方法で作製されている。１つは、新しい混合物に古い混合物を混合する方法である。もう１つは、再生添加剤を用いる方法である。これらをそれぞれ、「混合方式による再生」と「再生添加剤による再生」と呼ぶことにする。この論文は、これら２つの方法で作製された再生アスファルト混合物の力学的特性と供用性についての研究結果である。この研究を実施するために、現場で施工された舗装から切り出した種々の再生アスファルト混合物を実験室内で試験した。その結果は次のようである。

用いられる古い混合物中のアスファルトは低い針入度と高い軟化点をもつ。その上、針入度指数は新しいアスファルトよりも高い傾向にある。すなわち、感温性は低い。再生添加剤方式により作製された再生混合物中のアスファルトは完全には再生されていなかったようである。再生混合物の密度は新規混合物よりも高いので、スチフネスも高い。再生混合物の疲労寿命は新規混合物より長い。水浸ホイールトラッキング試験によって評価される耐水性もまた良好である。

再生アスファルト混合物の特性と供用性

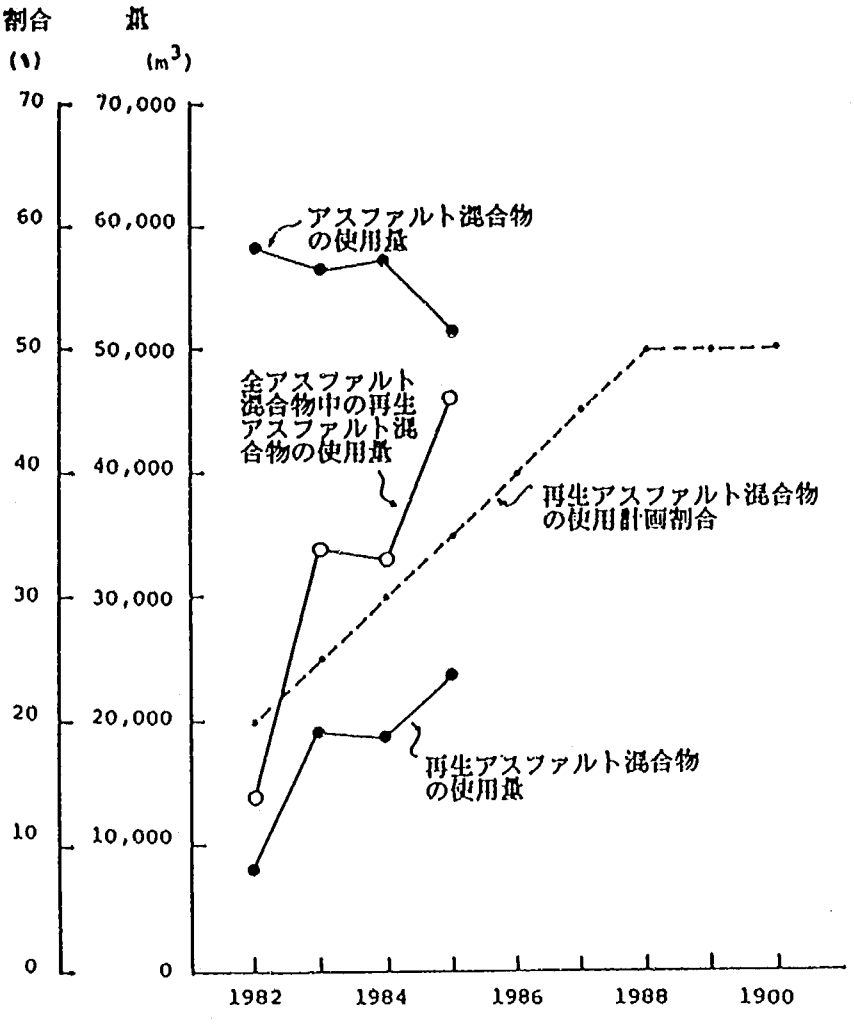
大阪市立大学工学部　山田　優

1．まえがき

廃棄物処理は重要な国家的政策の方向である。大阪では、廃棄物処分地不足から、建設材料のリサイクリングを進めることが不可欠となっている。大阪市におけるアスファルト混合物のリサイクリングは１０年ほど前から始まった。道路工事に用いられる再生アスファルト混合物の量は、図－１に示すように年々増加している。最近の各年当たりの使用実績は計画量を越えている。各年に使用される全混合物中に占める再生混合物の割合は当面の目標である５０％に達しつつある。

再生アスファルト混合物は２つの方法で作製されている。１つは、新しい混合物中に古い混合物を混合する方法である[1]。もう１つは、再生添加剤を用いる方法である。それらをそれぞれ「混合方式による再生」と「再生添加剤による再生」と呼ぶことにする。前者の方法では、古いアスファルト混合物は新しいアスファルト混合物といっしょにして再利用される。古い混合物のパーセントは４０以下である。古いアスファルト混合物は直接には加熱されず、前もって加熱された高温の新しい材料のふくしゃ熱によって加熱される。このために特別なプラントは必要でない。後者の方法では、古いアスファルト混合物は再生のために特別のプラントによって加熱、混合される。アスファルトのコンシステンシーは再生添加剤の添加により調整される。

この論文はこれらの方法によって作製される再生アスファルト混合物の力学的特性と供用性についての研究の結果である。この研究のために、現場で施工された舗装から切り出した種々の再生アスファルト混合物を実験室内で試験した。



図－1　大阪市における再生アスファルト混合物の使用

2．アスファルト混合物試料

大阪市の道路の１１箇所で、アスファルト混合物を舗装から採取した。その中の８箇所が再生添加剤による再生混合物、２箇所が混合方式による再生混合物を用いて施工されたところである。残りの１箇所は新しい材料による従来の新規混合物を用いて施工されたところである。これら１１箇所での道路条件及び舗装工事についての概要を表－１に示す。アスファルト混合物の試料は、舗設後１年目に採取された。

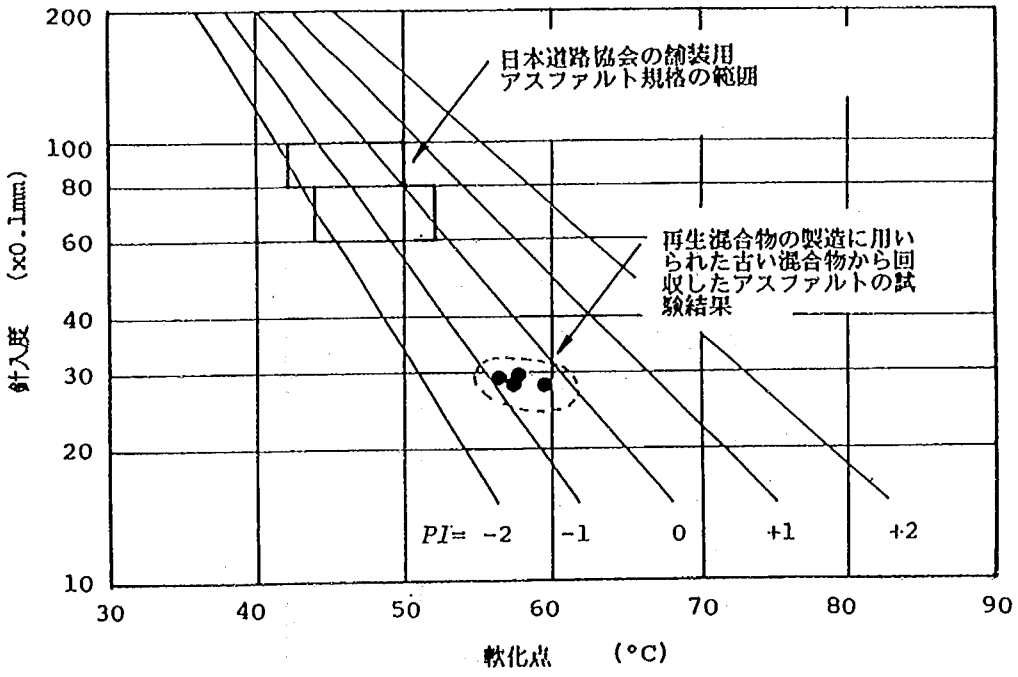
表－１　本研究のための試験舗装の概要

試料No.	当該道路の交通区分（大型車日交通量）	工事の概要	表層混合物		
			工法	組成	骨材粒度
1	C（１０００～３０００）	既設のコンクリート版の上に再生混合物により５ｃｍのオーバーレイ	再生添加剤による再生混合物	旧材１００％、再生添加剤、新しいアスファルト添加	２０ｍｍ密粒度アスコン
2				旧材１００％、再生添加剤添加	
3				旧材９０％、新材１０％、再生添加材添加	１３ｍｍ密粒度アスコン
4				旧材９０％、新材１０％、再生剤、新アスファルト添加	
5				旧材９０％、新材１０％、再生添加材添加	
6	D（３０００以上）	１０ｃｍ切削後、再舗装、そのうち上５ｃｍに再生混合物使用		旧材１００％、再生添加剤、新しいアスファルト添加	
7					
8	A（１００～２５０）	フルデプス工法による２０ｃｍの新設舗装			
9	D（３０００以上）	５ｃｍ切削後、再舗装	混合方式による再生混合物	旧材３０％、新材７０％	２０ｍｍ密粒アスコン
１０		１０ｃｍ切削後、再舗装、そのうち上５ｃｍに再生混合物使用			１３ｍｍ密粒度アスコン
１１		１０ｃｍ切削後、新規混合物で再舗装	新規混合物	新材１００％	

3．古い混合物及び再生混合物から回収したアスファルトの性質

混合物中のアスファルトの物理的化学的性質は加熱、混合そして施工中に、またさらに施工後においても次第に変化する。表－１に示した再生混合物を製造するために用いた古い混合物から回収したアスファルトの試験結果を図－２にプロットした。日本道路協会規格の標準のストレートアスファルトの試験値の範囲[2]も同図に示す。古い混合物から回収したアスファルトは低い針入度と高い軟化点を示す。感温性と密接に関係している針入度指数は新しいアスファルトよりも高い傾向にある。

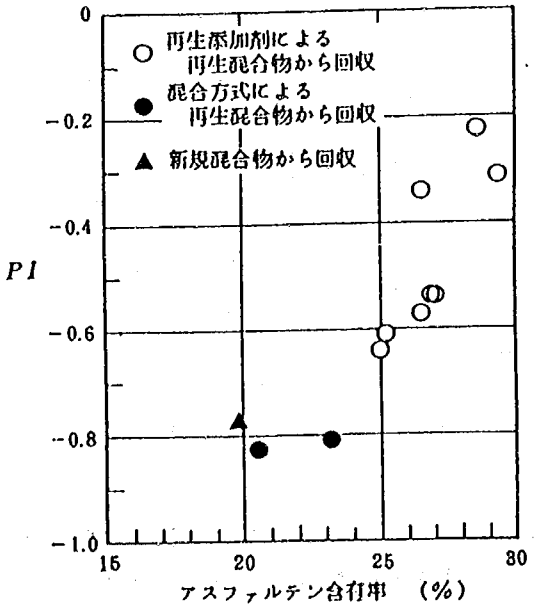
針入度や針入度指数のような指標で示されるアスファルトのレオロジー的性質は適切な再生添加剤の添加により調整することができる。再生添加剤を加えたアスファルトのそれら指標は、簡単な混合則により予測することができ、その化学組成とかなりの関係を示す。前記１１のアスファルト混合物試料から回収したアスファルトの試験結果が表－２である。再生添加剤による方法により作製された再生混合物から回収したアスファルトの針入度指数は、新規混合物や混入方式による再生混合物からのアスファルトより少し高い。すなわち感温性が低い。これは、４成分分析の結果と傾向が一致しているように思われる。例えば、図－３に示されるるように、針入度指数とアスファルテン分の重量百分率との間に相関がある。それゆえ、再生添加剤による再生混合物のアスファルトは完全には再生されていなかったと言うことができよう。



図－２　古いアスファルト混合物から回収したアスファルトの物理的性質と標準のストレートアスファルトの規格

表－２　混合物試料から回収したアスファルトの試験結果

試料 No		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
針入度（0.1 mm）		30	30	40	35	34	23	26	27	39	28	30
軟化点（℃）		60	59	56	56	57	60	5.9	59	54	57	57
針入度指数 *PI*		−0.22	−0.31	−0.34	−0.64	−0.64	−0.61	−0.57	−0.54	−0.83	−0.81	−0.77
レオロジー指数 *RI*（℃）		69	69	68	66	67	66	66	67	64	65	65
化学組成	アスファルテン（%）	28.6	29.3	26.5	25.0	26.9	25.2	26.5	27.0	20.5	22.6	19.8
	レジン（%）	30.6	25.3	24.5	25.0	14.6	24.2	14.3	20.0	23.4	23.1	28.1
	芳香族成分（%）	30.6	25.2	29.4	25.0	43.9	33.2	39.3	29.0	37.4	36.4	34.4
	飽和成分（%）	10.2	20.2	19.6	25.0	14.6	17.4	19.9	24.0	18.7	17.9	17.7
再生の方式		再生添加剤による再生								混合方式		（新規）

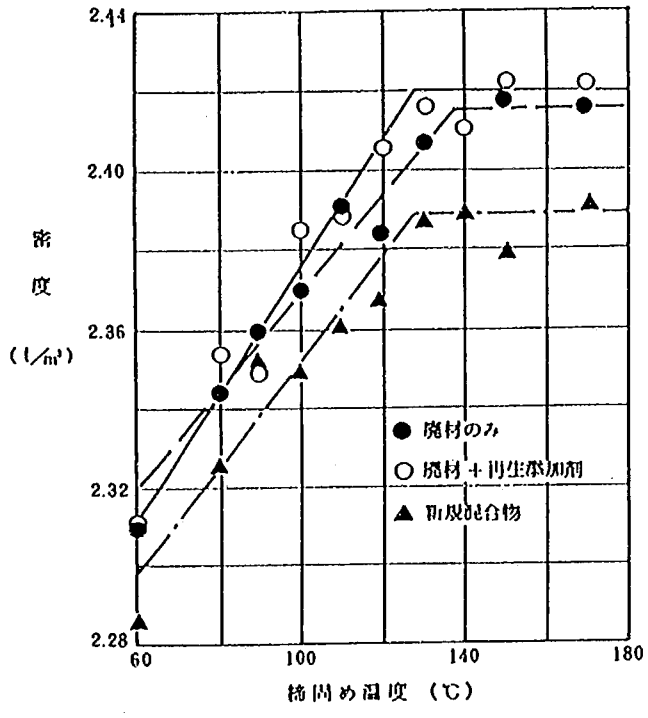


図－３　針入度指数とアスファルテン分重量百分率との関係

4．再生混合物の性質

4．1　締め固めの難易

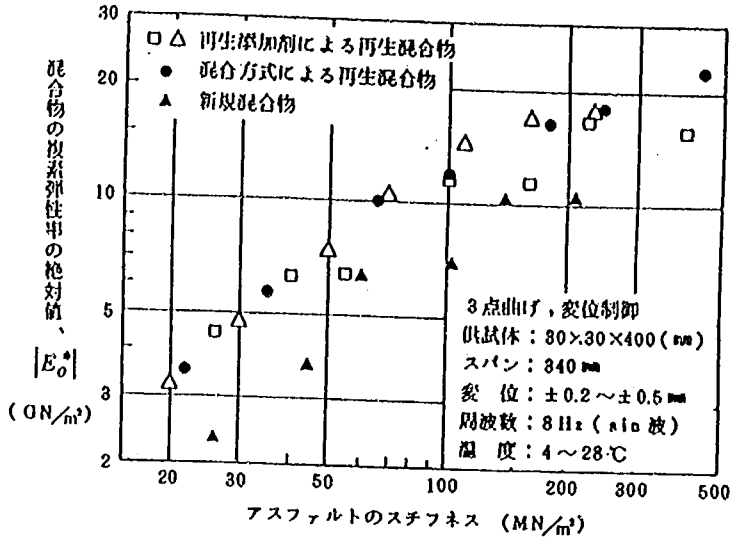
アスファルト混合物の性質は締め固めによって変化するので、再生混合物についても、まず第一にそれらの締め固めの難易を調べることが必要である。古い硬化したアスファルトを含むことになる再生混合物は新規混合物よりもワーカビリィティが良くないと思われるかもしれない。しかし、古い硬化したアスファルトは、再生混合物が製造される前から骨材に付着していたのである。このことが、長時間の混合が混合物の締め固め密度を高める結果となるように、締め固めやすさを高めることに寄与するかもしれない。事実、現場での試験の結果は、再生混合物は敷ならし時に重く感じられるけれども、それらの締め固めの難易は新規混合物と同等かむしろ良好であることを示している。図－4は、古い混合物のみから作製した再生混合物、古い混合物と再生添加剤から作製した再生混合物、そして新規混合物、以上3つの混合物についての、締め固め後の密度と締め固め時の温度との関係である。それらの骨材、アスファルト量、そして混合条件は同じである。図は、2つの再生混合物の最大密度は新規混合物よりも高く、最大密度を得るための温度は再生添加剤の添加により低下することを示している。



図－4　再生混合物と新規混合物との締め固めの難易の比較

4．2　混合物のスチフネス

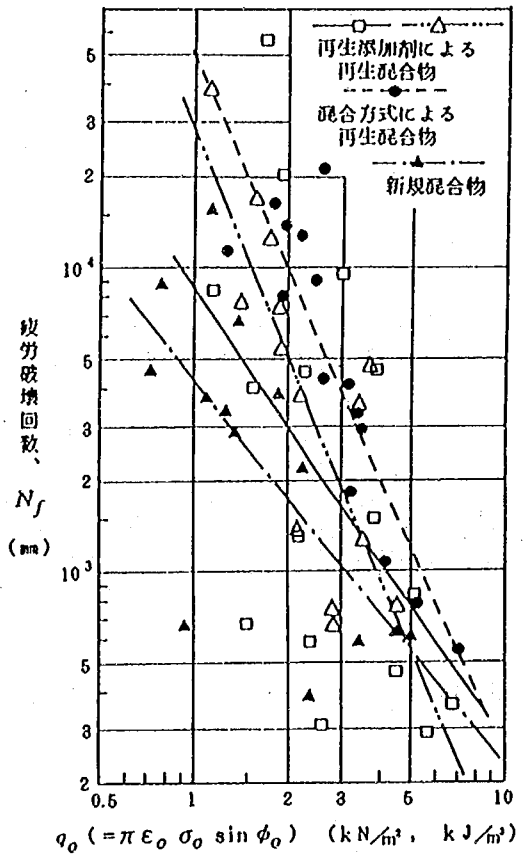
一般に、再生混合物のスチフネスは新規混合物より高いと言われる。この高いスチフネスはアスファルトバインダーの高い粘度と混合物の高い密度が原因と考えられる。混合物のスチフネスとその混合物から回収したアスファルトバインダーのスチフネスとの関係を図－５にプロットした。ここに、混合物のスチフネスは動的曲げ試験により測定され、バインダーのスチフネスはバインダーの針入度と軟化点から、　Ｖａｎ　ｄｅｒ　Ｐｏｅｌ　のノモグラフ[3]を使って計算された。再生混合物のスチフネスは同じバインダースチフネスでの新規混合物のスチフネツより高い。再生混合物と新規混合物との混合物スチフネスの違いは、両混合物の密度の違いによる。



図－５　混合物のスチフネスとバインダーのスチフネスとの関係

4．3　疲労破壊に対する抵抗性

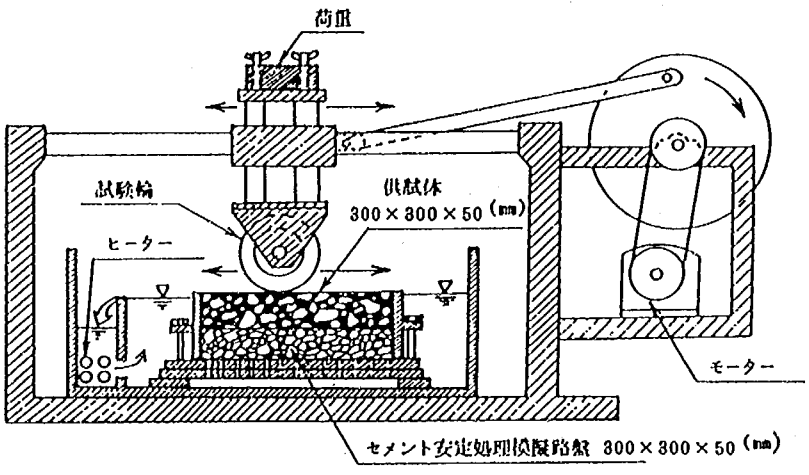
アスファルト混合物の疲労破壊に対する抵抗性は、そのときのスチフネスと密接に関係していることは、よく知られていることである。繰り返し曲げ試験を用いた疲労破壊についての研究は、疲労寿命は応力制御ではスチフネスが高いほど長く、ひずみ制御ではスチフネスが低いほど長くなることを示している。既述のように、再生混合物のスチフネスは一般に新規混合物より高い。それゆえ、再生混合物には、疲労破壊の危険性がある。ただし、舗装の供用性に対する混合物スチフネスの影響は、舗装構造によって異なる。図－6は、疲労寿命と初期の単位体積当たり1サイクル当たり消散エネルギー[4),5)]との関係である。これらは、ひずみ制御条件のもとでの繰り返し曲げ試験で測定された。ある程度のばらつきはあるが、各混合物試料ごとに、直線的関係を得ることができる。再生混合物の疲労寿命は新規混合物より長いことがわかる。



図－6　疲労寿命と消散エネルギーとの関係

4．4　耐水性

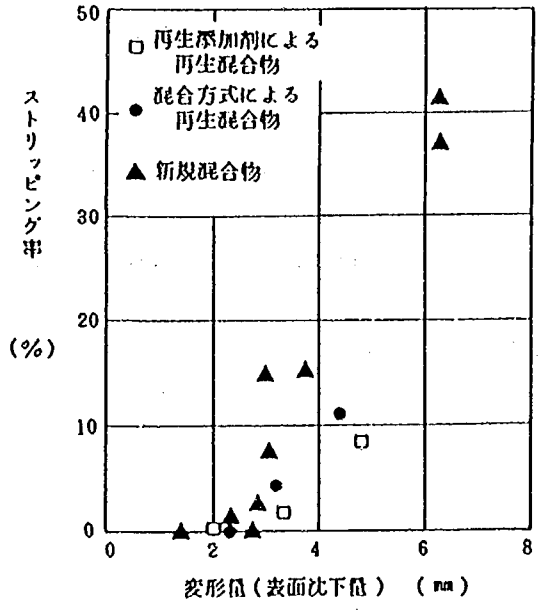
わだち掘れやひびわれなどのアスファルト舗装の破壊を促進する原因の1つは、アスファルト混合物のストリッピングである。ストリッピング現象は骨材の表面からのバインダーの離脱であり、水と走行荷重との相互作用によって起こると考えられる[6]。アスファルト混合物の曲げ強度や安定度はストリッピングの進行とともに減少する[7]。ストリッピング速度は、交通荷重による変形量、バインダーの骨材との付着力、混合物の透水性、アスファルトバインダーの粘性、移動性などに依存する。再生アスファルト混合物は変形に対する高い抵抗性を有し、バインダーの粘着力、粘度は高い。それゆえ、ストリッピングに対する抵抗性は高いかもしれない。再生混合物の耐水性を評価するために、水浸ホイールトラッキング試験を2つの再生混合物と新規混合物に対して実施した。この試験は、図－7に示すような装置を用いて行なわれる。試験条件を表－3に示す。供試体は水浸ホイール走行の作用により変形する。混合物のストリッピングに対する抵抗性を、ストリッピング率と表面変形量との関係を比較することによって評価することができる。図－8に示す結果は、再生混合物のストリッピングに対する抵抗は新規混合物より良好なことを示している。



図－7　水浸ホイールトラッキング試験装置の概要

表－３　水浸ホイールトラッキング試験の条件

供試体寸法	300×300×50 (mm)
走行速度	70回/分
走行距離	300mm
トラバース速度	100mm/分
トラバース幅	250mm
タイヤ接地圧	0.54MN/m^2
試験温度	45，54，60，70 (℃)
試験前水浸時間	48時間
走行試験時間	6時間



図－８　水浸ホイールトラッキング試験の結果

5．まとめ

試験結果をまとめると次のようになる。

1）再生に用いられる古い混合物中のアスファルトは、低い針入度と高い軟化点をもつ。その上、針入度指数は新しいアスファルトよりも高い。すなわち、感温性が低い。

2）再生添加剤による再生混合物中のアスファルトは完全には再生されていなかったと思われる。

3）再生混合物の密度は新規混合物より高く、スチフネスが高い。

4）再生混合物の疲労寿命は新規混合物より長い。

5）水浸ホイールトラッキング試験によって評価される耐水性もまた良好である。

6．謝辞

本研究の実施に当たって、ご指導とご助言をいただいた、三瀬　貞　教授、ご協力をいただいた大阪市土木局の関係各位に深謝します。

参考文献

1) Mise,T., Yamada,M. and Tokuda,H.: Recycled asphalt mixed with new performs better than new alone, Highway & Public Works, Vol. 48, No.1846, pp.18-24, 1980.

2) 日本道路協会: アスファルト舗装要綱 1978.

3) Van der Poel,C.: A general system describing the visco-elastic properties of bitumens and its relation to routine test data, J. Appl.Chem., 4, pp.221-236, 1954.

4) Van Dijk,W. and Visser,W.: The energy approach to fatigue for pavement design, AAPT, Vol.46, pp.1-40, 1977.

5) Yamada,M.: Resistance to deformation of asphalt paving mixtures under repeated loading, Proc. of 27th Japan Cong. Materials Res., pp.181-186, 1984.

6) Mise,T., Yamada,M. and Negoro,H.: Stripping phenomenon in the asphalt paving mixture, Memoirs of Faculty of Eng., Osaka City Univ., Vol.23, pp.139-150, 1982.

7) 三瀬 貞，山田 優，根来日出喜: 水浸ホイールトラッキング試験によるアスファルト混合物の剥離 舗装 Vol.16, No.7, pp.17-21, 1981.

日本における路上再生工法の最近の施工例

Recycling of Pavement In-Situ in Japan

建設省大臣官房　河野　宏
(社)日本道路建設業協会　陶山　武彦

日本における路上再生工法の最近の施工例

大臣官房経済企画長　河　野　　宏
日本道路建設業協会　陶　山　武　彦

概　要

日本における舗装再生工法は、１９７０年当初の第１次オイルショック後、１９７６年には建設省の助成によるアスファルトリサイクリングプラントの試作によって開始され、１９７７年には路上再生路盤工法の、１９７８年には路上表層再生工法の試験施工がそれぞれ引き続いて行われ、その後次第に生産量・施工量が増大し、１９８６年には加熱再生混合物が約２００万トン、路盤再生工法が約２００万m²、路上表層再生工法が約２３０万m²それぞれ生産、施工されている。

日本における舗装再生工法は単なるエネルギー節約、資源保護の目的の他に、特に大都市周辺に舗装廃材の捨場がないという事情によってその開発が促進された。

日本道路協会は、舗装再生工法の技術指針の作成を検討してきたが、１９８４年にはプラントリサイクリングの指針を発行した。路盤再生工法については１９８７年中に指針発行の予定であり、路上表層再生工法についても近く発行されることが期待されている。

本報文は、日本における舗装路上再生工法について、最近施工された路盤再生工法および路上表層再生工法の実例によって、それぞれの工法の事前調査、設計、混合物の配合設計、施工機械を含む施工および施工管理などの方法について説明し、あわせて現状における路上再生の問題点について述べる。

1．まえがき

１９５０年に発行された日本道路協会発行の“道路補修の指針”[1]にアスファルト舗装の再生の項がある。従って日本におけるアスファルト混合物を再生するという考え方は３０年以上も前からあったことになる。

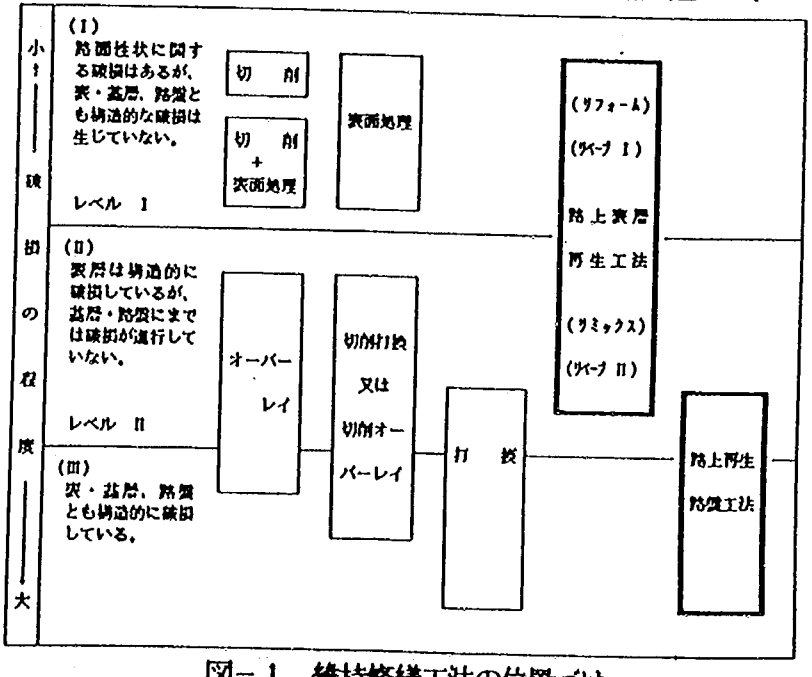
しかし、実質的なアスファルトリサイクリングはオイルショック後の１９７６年に建設省の助成と指導によりリサイクリングプラントが開発されたことによって開始された。路上再生路盤工法及び路上表層再生工法の試験施工は、それぞれ１９７７年及び１９７８年に実施された。

爾後、再生工法は改善され、再生混合所の数も増え、その結果再生加熱アスファルト混合物の生産量及び路上再生工法の施工面積は表－１に示す様に着実に増加した。日本における舗装再生工法はエネルギーや資源の節約・保護の目的の他に特に大都市周辺に舗装廃材の捨場がないことによって著しく促進された。

表－１　アスファルト舗装のリサイクリング

		年	1976	1977	1978	1979	1980	1981	1982	1983	1984
プラント再生	アスファルト路盤材	(千t)	10	50	90	240	450	640	890	1,406	2,018
									2,150	2,270	2,760
路上再生	路上表層再生	(千t)						51	652	1,891	1,686
	路上再生路盤			30	320	1,370	1,670	1,840	2,020	2,270	2,919

日本道路協会によって舗装廃材再生利用技術指針（案）が１９８４年に、引続いて路上再生路盤工法技術指針（案）が、１９８７年１月に発行され、路上表層再生工法技術指針（案）も間もなく発刊の予定である。従って再生加熱アスファルト混合物及び路上再生工法は将来費用効果の高い維持補修の工法として益々利用されることになろう。図－１は従来の維持補修法の中での現位置再生工法の現時点の評価を示す。[7] この報分は路上表層再生工法の最近の施工例につき、その事前調査、配合設計、施工法並びに施工機械及び現場での施工管理などについて報告し、併せて現在の問題点を述べる。

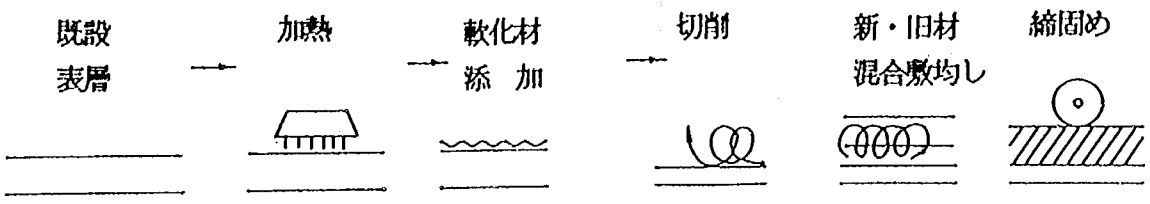


図－１　維持修繕工法の位置づけ

2．路上表層再生工法の施工例

建設省関東地方建設局東京国道工事事務所は、１９８６年にリミックス工法の試験施工を計画した。試験工区は５工区で合計約７４，０００㎡である。この報文は銀座の国道５号線で施工した約１５，０００㎡の試験工区第７工区の結果を報告するものである。

第２図に標準的なリミキシングの工程を示す。



図－２　標準的なリミックスの工程

リミキシングが修繕工法として選択されたのは次の利点のためである。

ａ．リミックス工法は、表層厚さを増加させる新規合材を添加することによって既設舗装を補強することができる。

ｂ．リミックス工法は、新規合材及び軟化剤又は硬化剤を添加することで、古いアスファルトの針入度や骨材の粒度を改善することができる。

ｃ．リミックス工法は交通渋滞を最小にするため工期を短縮することができる。

ｄ．リミックス工法は費用効果の高い工法である。

2．1　基本作業工程

基本的な作業工程は次の様である。

ａ．３０mm以上の凸部は準備工としてコールドプレーナで切削する。

ｂ．事前調査の結果により、リミックスの施工前に既設舗装のアスファルトの軟化又は硬化剤を散布する。

ｃ．再生された表層混合物は３ｃｍ厚相当の既設舗装と２ｃｍ相当の新規混合物によりなり、計５ｃｍの表層をつくる。この混合物は最大粒径２０mmであり、既設舗装の１３mmに比べ高い安定度が得られる。

2．2　事前調査

事前調査は平坦性、わだち掘れ量、すべり抵抗値、クラック率及び既設表層混合物の性状について行う。調査結果は表－２ａ及び２ｂに示す。

表－２ａ　事前調査の結果

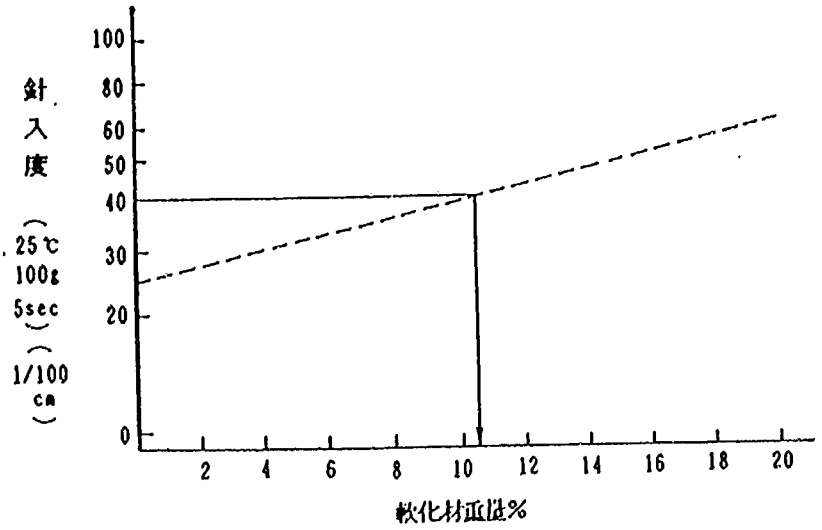
調査項目	路線の方向		第１工区	第２工区	第３工区
平坦性 (mm)	東行		1.57	2.12	2.13
	西行		1.55	2.33	1.81
わだち掘れ (mm)	交差点部	東行	2.9	6.1	5.4
		西行	2.8	8.1	2.7
	直線部	東行	2.5	3.5	4.1
		西行	2.8	15.1	3.4
すべり抵抗値 (B.P.N.)	東行		53	51	56
	西行		55	52	56
たわみ (mm)	東行		0.22	0.18	0.28
	西行		0.21	0.24	0.36
クラック率 (%)	東行		0.6	0.1	0
	西行		1.7	0.6	1.4

表－２ｂ　既設表層１３mm密粒アスコンの性状

項目＼工区		第１工区	第２工区	第３工区	平均
密度 (gr/cm³)		2.402	2.413	2.374	2.396
空隙率 (%)		3.6	3.7	5.2	4.2
粒度・通過重量百分率 (%)	20 mm	100	100	100	100
	13	99.2	99.3	99.1	99.2
	5	52.7	66.5	65.2	61.5
	2.5	37.1	50.3	41.7	43.0
	0.6	23.9	33.9	25.9	27.9
	0.3	17.2	20.8	18.1	18.7
	0.15	8.0	10.1	9.2	9.1
	0.074	5.3	7.5	6.1	5.5
アスファルト量 (%)		5.31	5.64	5.67	5.54
針入度 (1/100cm)		28	32	32	31
軟化点 (℃)		58.5	56.0	56.5	57.0

２．３　軟化剤

第７工区では既設表層混合物のアスファルト針入度が３２又はそれ以下であることが事前調査の結果判明していたので、乳剤タイプの軟化剤を使用した。軟化剤の所要量は図－３のダイヤグラムによって、目標針入度を４０になる様求めた。



図－３　針入度と軟化材の関係

２．４　新規混合物

既設舗装混合物の抽出試験結果に基いて、仕様に合致するための骨材の粒度とアスファルト量は表－３に示す様に決定した。

表－３　新規混合物の配合

ふ　る　い (mm)	25	20	13	5	2.5	0.6	0.3	0.15	0.74	アスファルト量 (%)
通過重量百分率 (%)	100	99	81	56	42	27	16.	9	6.1	5.1

２．５　最終的な再生混合物

重量比で既設混合物６０％と新規混合物４０％からなる最終再生混合物は室内でのマーシャル試験及びホイールトラッキング試験で良好な結果を示した。試験結果は表４ａ及び４ｂに示す。

表－４ａ　最終混合物のマーシャル試験結果

工区	日付	密度(gr/cm³)		空隙率	飽和度	安定度	フロー値
		測定値	理論値	(%)	(%)	(kg)	(1/100cm)
①	9/10	2.370	2.488	4.7	72.4	1175	30
	9/11	2.374		4.6	72.8	1202	33
②	9/10	2.395	2.497	4.1	75.9	1105	33
	9/11	2.399		3.9	76.8	1192	34
③	9/14	2.376	2.496	4.8	72.7	1159	28
	9/21	2.386		4.4	74.4	1220	32

注：マーシャル規格値：安定度７５０Ｋｇ以上、フロー値２０－４０、飽和度７０－８５％

表－４ｂ　ホイールトラッキング試験結果

工区	No.	測定値 d_{45}	測定値 d_{60}	変形率 ($\times 10^{-2}$mm/分)	動的安定度 (回/mm)	平均値
①	1	2.40	2.370	2.20	1980	1970
	2	2.97	2.374	2.07	2030	
②	1	2.60	2.395	2.40	1750	1730
	2	2.42	2.399	2.47	1700	
③	1	3.19	2.376	2.80	1500	1710
	2	2.16	2.386	2.20	1910	

注：動的安定度の目標値は１５００回／mm以上とする。

２．６　日常管理

日常管理は次の項目について行なった。

1) 既設表層混合物の抽出
2) リミックス混合物の抽出
3) かき起こし深さ
4) リミックス深さ
5) かき起し及び初転圧開始前の表層の温度
6) リミックス層の締固め度
7) 軟化剤使用量
8) 新規混合物の使用量

これらの日常管理の結果は表５ａから５ｆに示す。

表－５ａ　加熱後の既設表層混合物の抽出試験

ふるい＼工区		①	②	③
通過重量百分率 (%)	20 mm	100	100	100
	13	99.0	98.3	99.3
	5	55.4	65.5	68.7
	2.5	39.8	48.4	43.4
	0.6	25.4	33.2	27.3
	0.3	18.1	21.6	19.7
	0.15	8.7	11.8	9.6
	0.074	6.2	7.7	7.0
アスファルト量 (%)		5.19	5.49	5.58
針入度 (1/100cm)		27	29	27
軟化剤添加後		30	39	31

表－５ｂ　リミックス混合物の抽出結果

工区		①				②				③			
項目 ふるい	日付	9/10	9/10	9/19	平均	9/12	9/21	9/22	平均	9/14	9/21	9/23	平均
通過重量百分率(%)	25 (mm)	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
	20	99.5	99.8	99.4	99.6	99.7	99.7	99.7	99.7	99.1	99.8	99.3	99.4
	13	90.2	91.5	92.3	91.3	91.6	92.9	89.0	91.2	89.0	89.4	89.0	89.1
	5	56.7	56.9	57.6	57.1	60.9	60.9	62.8	61.5	62.9	62.8	60.8	62.2
	2.5	39.4	40.2	42.6	40.7	43.9	43.7	43.9	43.8	42.9	43.0	44.2	43.4
	0.6	25.3	26.1	27.3	26.2	27.4	29.8	30.1	29.1	25.8	27.1	28.1	27.0
	0.3	18.4	18.7	19.3	18.8	20.1	20.0	21.0	20.4	18.5	17.6	19.3	18.5
	0.15	10.3	9.5	10.3	10.0	11.1	10.6	10.5	10.7	9.8	9.3	11.4	10.2
	0.074	6.1	6.0	6.2	6.1	6.6	6.8	6.8	6.7	6.3	6.0	6.6	6.3
アスファルト量（%）		5.26	5.25	5.45	5.32	5.50	5.59	5.46	5.52	5.68	5.63	5.56	5.62
針入度		37	－	40	39	39	－	42	41	38	－	38	38
軟化点（℃）		55.4	－	54.3	54.9	55.0	－	54.1	54.6	54.9	－	55.4	55.2
60℃粘度（ポアズ）		6600	－	6000	6300	6500	－	5600	6100	6100	－	6500	6300

表－５ｃ　かき起し深さ

方向	東行		西行		方向	東行		西行	
測点 レーン	1	2	1	2	測点 レーン	1	2	1	2
No. 2	3.3	3.1	3.0	3.4	No.26	3.1	3.0	3.0	3.5
4	3.5	3.7	3.1	3.0	28	3.0	3.2	3.5	3.6
6	3.4	3.5	3.6	3.1	30	3.5	3.4	3 2	3.5
8	2.9	3.6	2.7	3.3	32	2.0	3.8	3.7	3.0
10	3.4	3.5	3.1	3.3	34	3.2	3.6	3.5	3.3
12	3.1	2.8	3.1	3.2	36	2.9	3.1	3.9	3.1
14	3.2	3.5	3.7	3.2	38	3.3	2.7	3.6	3.5
16	3.5	3.0	3.1	3.0	40	3.3	3.4	3.2	3.3
18	3.0	3.1	2.9	3.1	42	3.2	3.2	3.0	3.0
20	3.3	3.6	3.2	3.5	44	3.4	2.9	3.0	3.3
22	3.1	3.8	3.1	4.0	46	3.1	3.3	3.1	3.5
24	3.2	3.0	3.5	3.1	48	3.5	3.1	3.3	3.1
	－	－	－	－	50	3.5	3.3	3.2	3.4

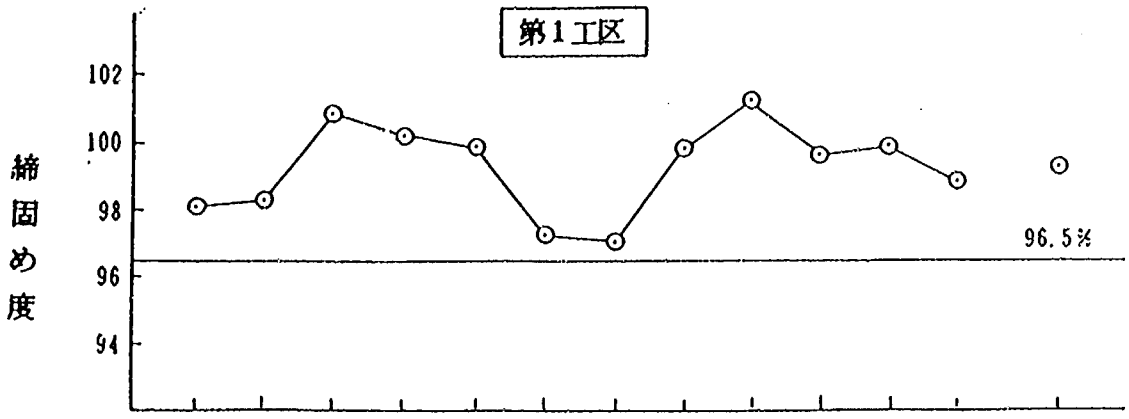
表－５ｄ　温度測定結果

項目 / 方向 / 測点 / レーン	かき起し前の表層温度（℃）				初転圧温度（℃）			
方向	東行		西行		東行		西行	
測点 / レーン	1	2	1	2	1	2	1	2
No. 2	132	135	132	131	123	116	118	120
6	133	122	136	133	127	117	115	127
10	140	137	133	127	123	110	108	105
14	128	132	139	131	115	118	117	114
18	134	135	127	131	113	120	113	121
22	133	129	130	136	116	106	112	122
25	130	130	134	132	114	122	110	111
29	135	134	125	134	115	120	103	117
33	133	130	139	132	121	122	110	111
38	131	130	139	128	111	110	118	108
43	130	125	138	129	123	111	98	95
47	137	132	134	130	126	121	119	113
50	132	129	126	128	102	113	100	115
平均値	131.7				114.8			

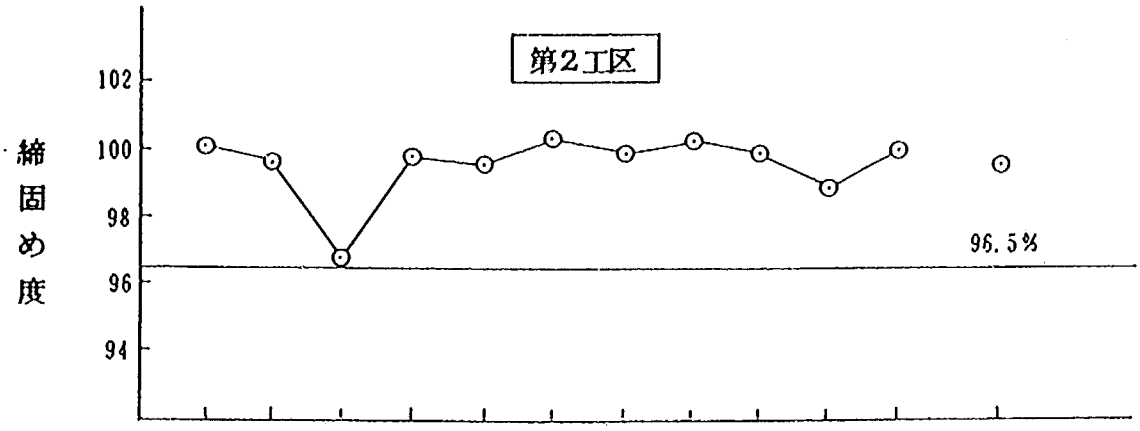
表－５ｆ　リミックス層の厚さ（単位：ｃｍ）

方向 / レーン / 測点 / 位置	東行		西行		東行		西行	
レーン	1	2	1	2	1	2	1	2
測点 / 位置	L	R	L	R	L	R	L	R
No. 7	5.1	5.2	5.0	5.1	5.4	5.3	5.1	5.2
12	5.0	4.7	4.9	5.0	5.1	5.1	5.4	5.4
17	5.4	5.5	5.2	5.1	5.2	5.2	5.0	5.2
22	5.0	5.3	5.7	5.4	5.6	5.6	5.6	5.3
32	5.3	5.1	5.6	5.5	5.1	5.1	5.2	5.4
37	5.2	5.2	5.8	5.0	4.9	4.9	5.0	5.2
42	5.4	5.2	5.4	5.1	5.0	5.0	5.2	5.3
47	5.5	5.5	5.0	5.2	5.1	5.1	5.2	5.1
平均値	5.21							

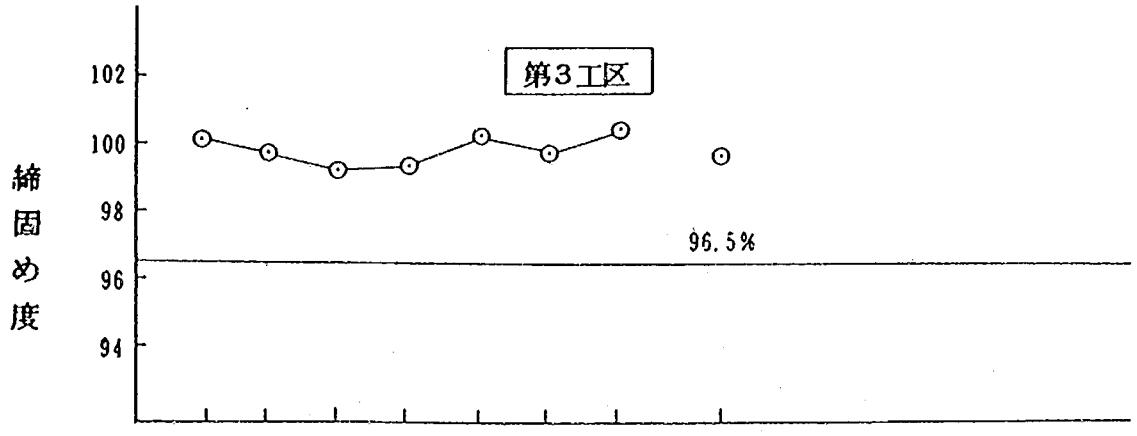
表－5e 締固め度



No	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	$\bar{x}_{11}$
締固め度(%)	98.1	98.2	100.8	100.1	99.8	97.2	97.0	99.7	100.1	99.5	99.8	99.8	99.2



No	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	$\bar{x}_{11}$
締固め度(%)	100.1	99.6	96.8	99.8	99.6	100.4	99.7	100.3	99.9	98.9	100.0	99.6



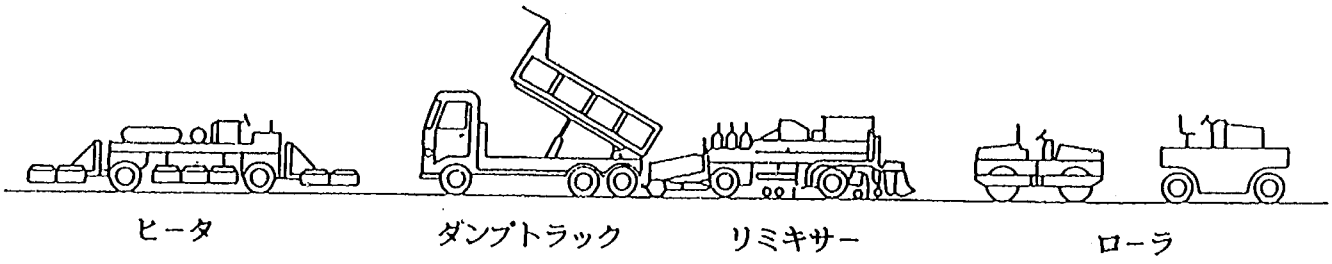
No	1	2	3	4	5	6	7	$\bar{x}_{7}$
締固め度(%)	100.2	99.8	99.4	99.5	100.4	99.1	100.6	99.8

2．7　施工機械

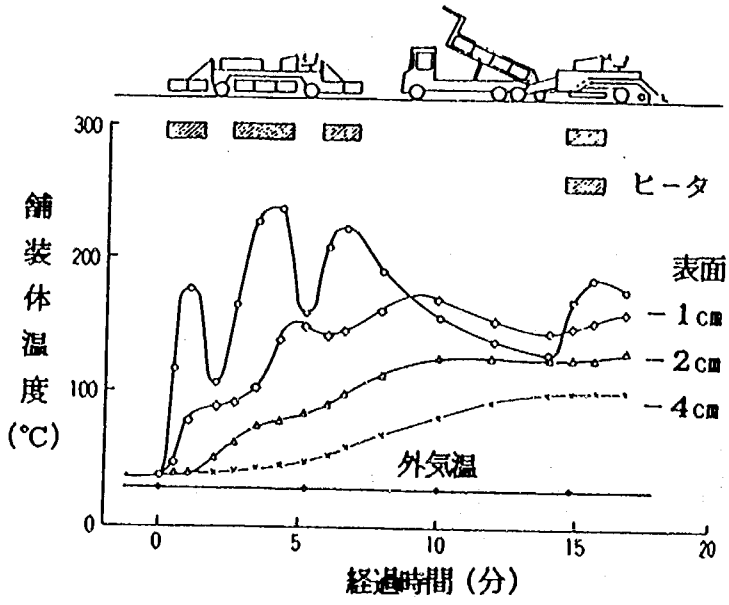
リミックスの施工トレインは図－４に示す。ヒータは最大２．１百万キロカロリー／時間の発熱量を持ち、表面の局部的なオーバーヒートなしに表面から３０mm下で最低８０℃迄加熱が可能である。温度測定結果の例を図－５に示す。既設表層を加熱後、軟化材を０．４kg／㎡の割合で散布する。

その後、リミキサが既設表層を３０mm深さにかき起す。かき起された混合物はリミキサの中央部に設けられたパグミル型ミキサの中に送られ、この中で新規混合物と一定の割合で混合される。排出された混合物はスクリューとスクリードで所定の厚さに一様に敷均される。

１０t振動ローラによる初転圧は敷均した直後に開始し、１５tタイヤローラによる中間及び最終転圧がこれに続いて行われる。初転圧の目標温度は１１０℃で、締固め度は少なくともマーシャル密度（１１０℃で５０回／面）の９６．５%が要求される。



図－４　リミックス施工機械編成



図－５　温度測定例

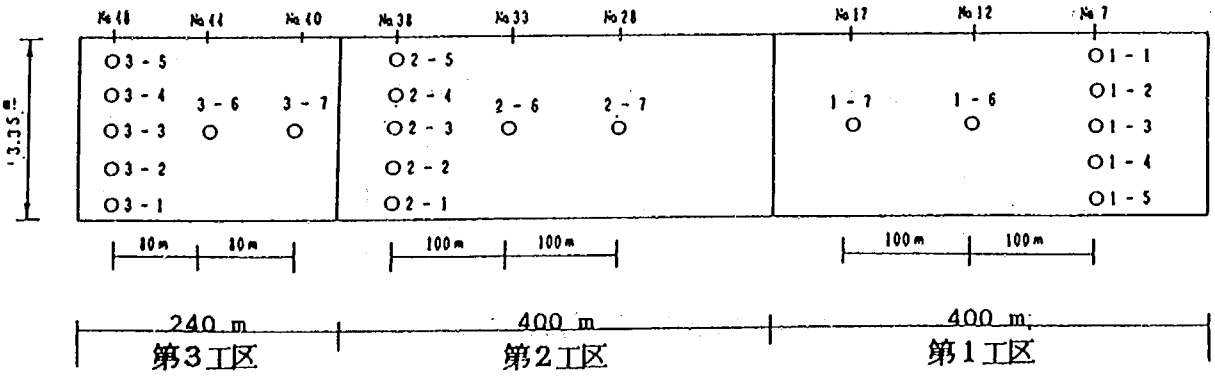
標準的なリミキサとヒータの諸元は表－６に示す。

表－６　代表的なリミキサとヒータの諸元

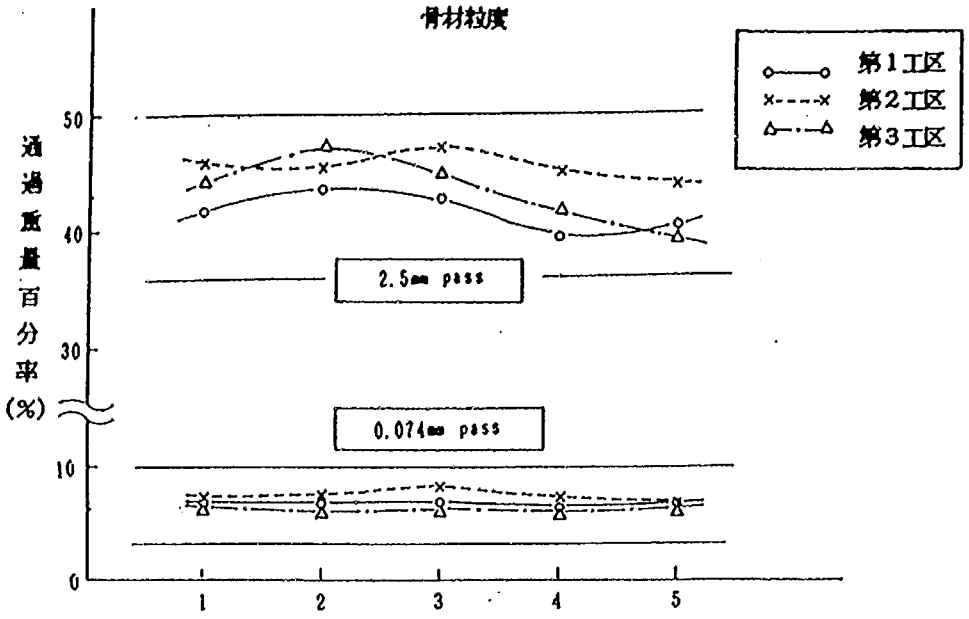
ヒ　ー　タ		リ　ミ　キ　サ	
作　業　巾	2.5 ～ 4.0m	作　業　巾	2.5 ～4.0 m
加熱方法	赤外線、熱風併用	スカリファイヤ	ロータリスカリファイヤ
熱エネルギー	軽油或いはＬＰＧ	すき取り深さ	最大 5cm
熱発生量	1,300,000 ～2,100,000Kcal/h	駆　　動	タイヤ
作業速度	0 ～ 5.0m／min	作業速度	～ 5.0m/min
重　　量	9 ～12 ton	ミ　キ　サ	二軸パグミル

２．８　混合物の横断方向の均一性

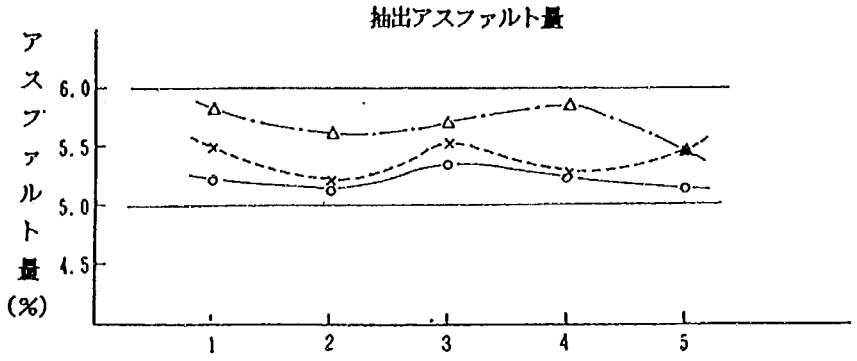
リミキサの横断方面への混合物の敷均しの均一性を確認するため図－６に示す様にコアを採取し、抽出試験を行った。その結果は図－７に示す。



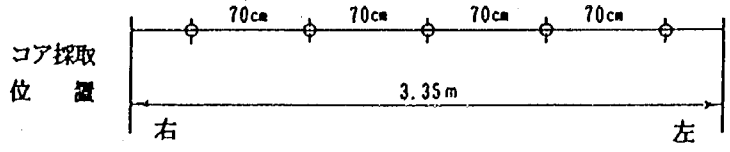
図－６　コアサンプリング採取位置



注：プラントにおける2.5mm 及び0.074mm ふるい通過重量百分率の許容範囲は、
それぞれ 43%±7%及び6.1%±3%である。



注：プラントにおけるアスファルト量の許容範囲は5.5%±0.5%である。



図－7　横断方向均一性試験結果

2．9　問　題　点

リミックスの結果は満足すべきものであった。しかし、将来よりよい結果を得る為に次の点について検討する必要がある。

a．舗装破損の適切な範囲の選定

b．加熱装置の改良

c．新旧混合物の比を一定とするためのリミキシング装置の改良

d．日常管理の項目と試験法の標準化

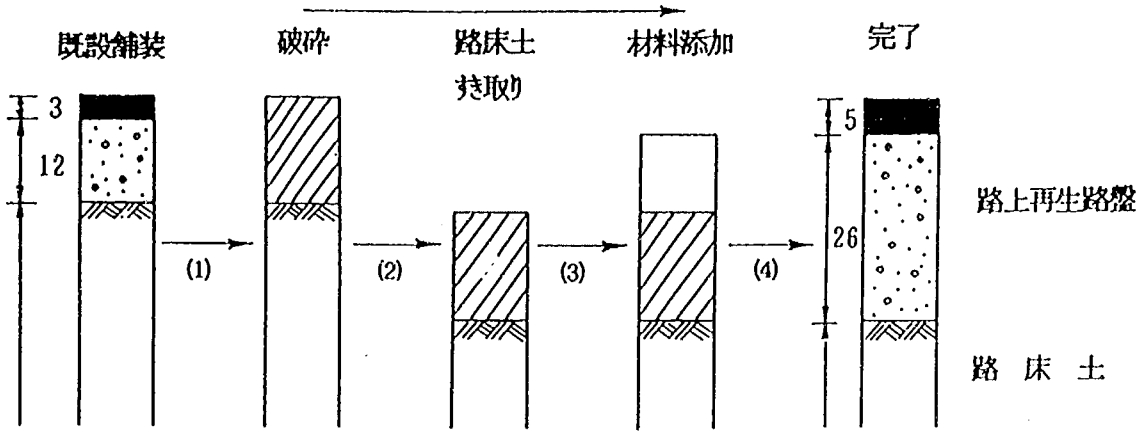
e．長期供用性

3．路上再生路盤工法の施工例

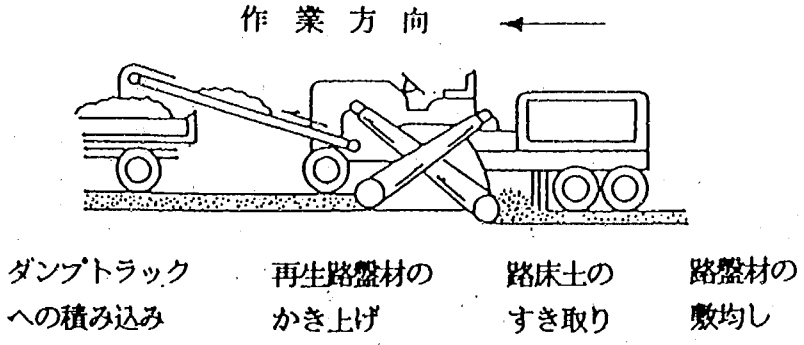
この施工例は１９８４年の建設省の補助工事である千葉県発注の安孫子－関宿間の主要地方道の路上再生路盤工事である。

施工面積は略３，０００㎡、幅員６ｍの二車線道路である。日本の設計法によれば図－８に示す様に所要の再生路盤厚は２６ｃｍ、既設舗装厚さは１５ｃｍである。

この工事の特徴は、路上再生路盤の施工中に路床の高さを同時に下げることである。一般に舗装を補強する場合オーバーレイが最も一般的な工法で、この結果舗装の高さは上昇する。車道の両側に縁石及び側溝が設置され、舗装の高さが制限されている場合の補強には、打換工法が用いられてきた。この工事では特別に設計された路床土すき取り機を用いて路床土の高さを下げた。路床土すき取り機の概念は図－９に示す。



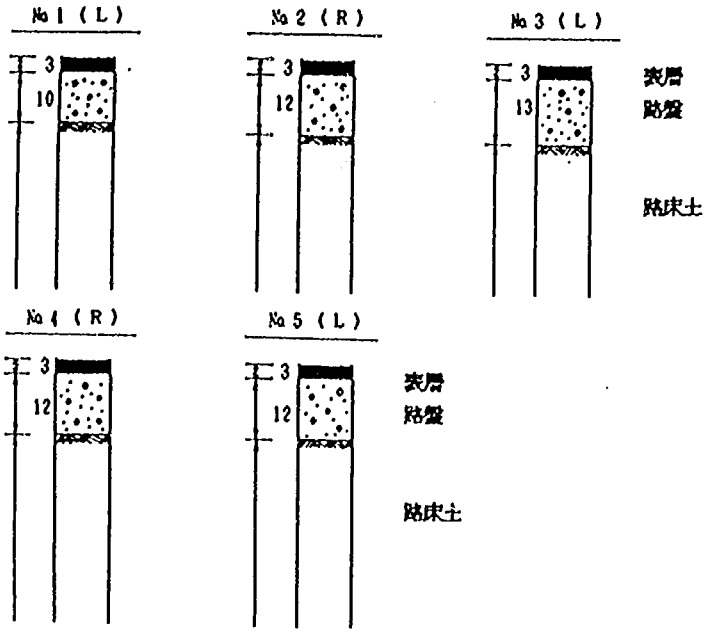
図－８　路上再生路盤工法の手順



図－９　路床土すき取り機

3．1　事前調査

路上再生路盤工法の事前調査は、既設表層及び路盤工の厚さ、路床土のＣＢＲ値、表層混合物、路盤材及び路床土の性状について行う。その結果は図－１０及び表－７ａ、７ｂ、７ｃに示す。



図－１０　既設舗装の断面

表－７ａ　路床土のＣＢＲ値

項目 ＼ 測点	1. (L)	2. (R)	3. (L)	4. (R)	5. (L)
自然含水比　(%)	49.6	45.1	42.7	50.3	48.2
乾燥密度　(g/cm²)	1.101	1.152	1.173	1.114	1.145
ＣＢＲ　(%)	3.2	3.5	3.7	2.9	3.4

表－７ｂ　破砕アスファルト表層を含む既設路盤材の粒度

ふるい ＼ 測点		1. (L)	2. (R)	3. (L)	4. (R)	5. (L)
粒度 通過重量百分率 (%)	40 mm	100	100	100	100	100
	20	77.7	79.1	75.2	79.9	78.9
	13	57.8	59.7	62.1	58.0	56.5
	5	30.1	31.5	29.1	24.1	27.2
	2.5	19.4	20.6	18.9	17.4	20.1
	0.4	11.3	12.2	11.3	11.3	9.4
	0.074	6.1	6.6	4.9	6.7	4.9

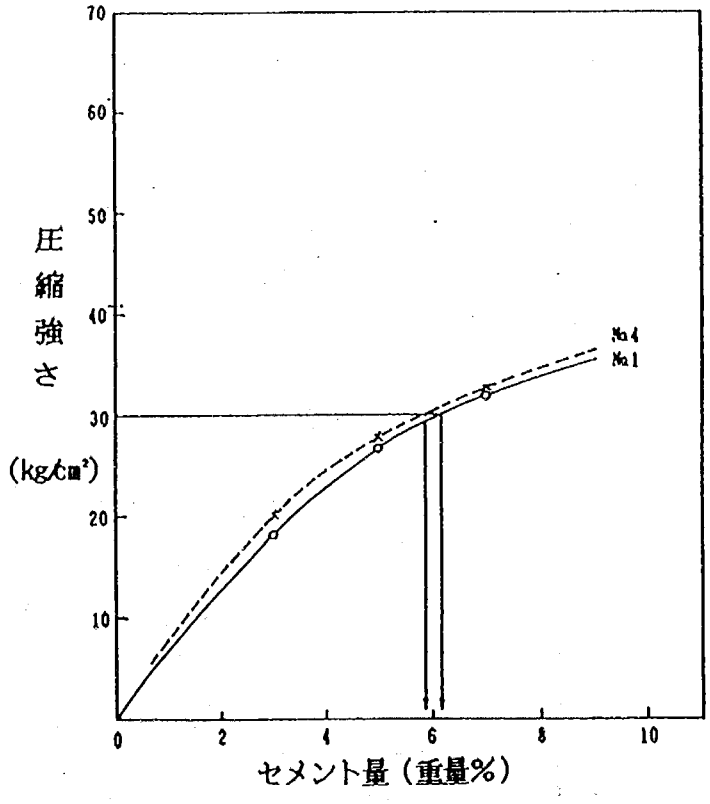
表--７ｃ　再生路盤材の粒度

材料＼測点			1. (L)	2. (R)	3. (L)	4. (R)	5. (L)
層厚 (cm)	路盤材		13	15	16	15	15
	添加 クラッシャラン		7	6	5	6	6
	添加 砂		6	5	5	5	5
粒度 通過重量百分率 (%)		50 mm	—	—	—	—	—
		40	100	100	100	100	100
		20	77.1	78.0	76.2	78.3	77.8
		13	63.8	63.9	65.8	62.8	62.0
		5	42.9	41.5	40.0	37.4	39.0
		2.5	34.0	32.1	31.4	30.3	31.8
		0.4	24.3	22.6	21.8	22.1	21.0
		0.074	5.6	6.0	5.1	6.0	5.0

３．２　上層路盤材の配合設計

所要路盤厚は２６ｃｍである。１５ｃｍ厚の既設路盤材は破砕された既設表層材、補充材クラッシャラン及び砂と共にセメントと混合され、７日強度で３０kg/cm²の圧縮強さを得る。

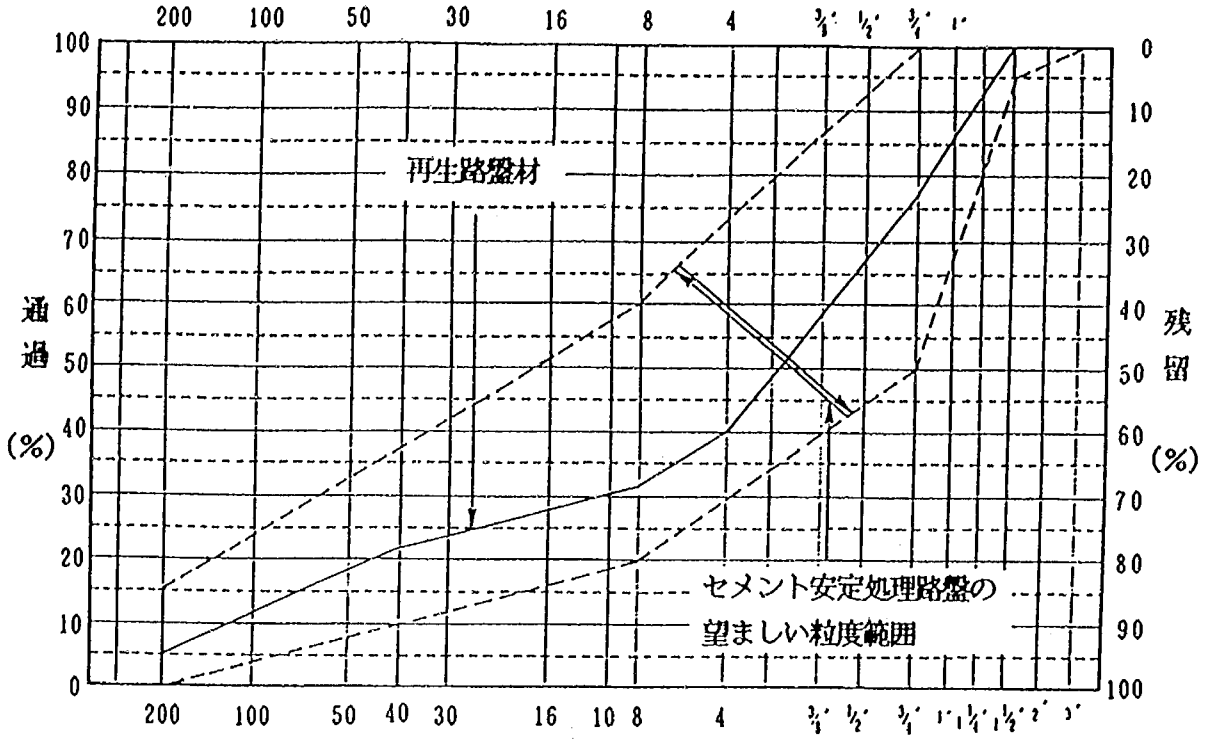
室内試験の結果図－１１に示す様に略６％のセメントを添加した現場配合設計が提出され承認された。



図－１１　圧縮強さとセメント量の関係

3．3　路盤材粒度の確認

現場の各測点で再生された路盤材の粒度試験を行った。その一例を図－１２に示す。



図－１２　再生路盤材の粒度の一例

3．4　施工機械

既設表層を破砕可能な路盤安定処理用スタビライザが路上再生路盤工法に用いられる。先ずスタビライザが表層及び路盤を破砕する。次いで、路床土すき取機が路盤材を後方に送りながら路床土を所要厚さだけすき取る。すき取られた路床土はすき取り機の前方に待機しているダンプトラックに供給される。最後に破砕された既設表層材を含む既設路盤材及び補足材のクラッシャランと砂は、セメントと水を加えてスタビライザで混合される。スタビライザ及びすき取り機の諸元性能は表－８に示す。締固めには１０トンの振動ローラ及び１５トンのタイヤローラが使用され、好結果を得ている。

表－８　使用機械の諸元

	ベーススタビライザ	路床土すき取り機
重　　量	18.4 ton	28.0 ton
全　　長	9.2 m	13.9 m （作業時）
全　　巾	2.45 m	3.0 m
作 業 巾	2.0 m	2.4 m
最大混合深さ	40 cm	40 cm （かき上げ） 30 cm （すき取り）
作業速度	0 ～ 5m/min	0 ～ 6m/min

3．5 問 題 点

将来検討を要する問題点は次の様である。

a．再生路盤の長期供用に対する評価

b．厚層路盤の効果的な締固め方法

c．施工機械の改良

4．結　語

現状のアスファルト舗装の路上再生工法を紹介した。再生の結果は良好で現場の状況も良好である。

しかし、問題点は上述の様に残っている。

路上表層再生工法では、環境的な公害を起こさずに必要な深さ迄既設表層を加熱する、より効果的で安全な加熱システムの開発が必要であり、同時に既設舗装の凹凸に応じて既設及び新規混合物の混合比を一定に保つ自動制御システムの開発が必要である。

路上再生路盤工法では、交通量の増大に伴ってより深い施工厚が要求され、その結果、より効果的な締固め法の開発が必要である。この様な開発によって、アスファルト舗装の路上再生工法は更に広い範囲での適用が可能になろう。

更に長期供用性の研究が舗装の維持補修にこれ等の工法の適用を助成することになろう。

第4回ＰＩＣＡにおいて、路上再生工法の改善に関する報文がよせられる事を心から期待するものである。

最後にこの報文の起草にあたり、建設省土木研究所、舗装研究室長安崎裕氏に御指導戴いた事に深く御礼申し上げます。

(参考文献)

1．道路補修の指針　(1950)　日本道路協会

2．アスファルト舗装要綱　(1978)　日本道路協会

3．舗装廃材再生利用技術指針(案)(1984)　日本道路協会

4．国道１５号線銀座リミックス工事報告書　(1986)　日本鋪道(株)

5．路上再生路盤施工報告書　(1984)　日本鋪道(株)

6．南雲　Rehabilitation and Recycling of Pavement in Japan (1982)　ＰＩＣＡ　II　Report

7．Present Situation of in-situ Pavement Recycling and its Application as Maintenance and Rehabilitation　by　Ｙ．Ａｎｚａｋｉ　et al (1986)　Annual Report of Road　日本道路協会

8．グラフで見る道路建設　(1986)　日本道路建設業協会

高速道路における路上表層再生工法

In-Place Surface Recycling Method on Expressways

日本道路公団試験所　土屋　勝彦
同　岩田　久志
(財)高速道路技術センター　野上　幸治

概　要

日本の高速道路の延長は、1987年 3月現在で約3,900km である。これらの高速道路の舗装の維持修繕に要する費用は 1年間に120 億円余りであるが、これは高速道路全体の維持管理予算の約10% にあたっている。しかし、高速道路の老朽化や供用延長の増加などにより、その費用は今後さらに増加していくことが明らかとなっている。なかでも現在の修繕原因の約 4割を占める摩耗によるわだち掘れは、今後積雪寒冷地の高速道路の延長が増加することやその老朽化が進行することなどから、これに適用する効率的な修繕工法の開発は急務となっている。

日本道路公団では、摩耗によるわだち掘れに対する効率的な修繕工法の一つとして、路上で損傷した舗装を再利用しさらに摩耗により不足した材料を補う路上表層再生工法に着目し、1979年よりその研究を進めてきている。その結果、本工法の実施に必要な幾つかの重要な事項を発見することができた。これにより現在では試行的ではあるが、積雪寒冷地の高速道路を中心に路上表層再生工法の導入に踏み切っている。

本文は、日本道路公団において行われた路上表層再生工法に関連する一連の研究の成果を紹介したものである。

高速道路における路上表層再生工法

日本道路公団　試験所　　土屋　勝彦
同　上　　岩田　久志
(財)高速道路技術センター　　野上　幸治

1．はじめに

日本の高速道路は、1963年 7月に名神高速道路の栗東～尼崎間の71.1kmが供用されてから既に24年間が経過した。この間、東名などの幹線高速道路の建設はほぼ終了した。この高速道路は、全国高速道路網計画にしたがって将来7,600km 建設される予定であり1987年 3月現在この内約50% にあたる3,900km が供用されている。なお、この3,900km の高速道路の舗装の97%(約3,800km)はアスファルト舗装であり、残る3%がセメントコンクリート舗装となっている。

このように全国的な規模で展開しているわが国の高速道路もその平均年齢10年を経過し、管理延長の増大とともにその老朽化が目立ち始めている。なかでも舗装の維持修繕費用は1986年時点で、維持修繕全体の約10% を占める約120 億円が投資された。この舗装修繕の主な原因は、わだち掘れによるものが約80% を占めるが、これには流動によるものと摩耗によるものとがあり、前者が45% 、後者が55% となっている。この摩耗によるわだち掘れは、高速道路が積雪寒冷地へ伸びるに従って占有率が高くなり、修繕原因に占める割合は1975年時点で5%、1980年時点で53% と急増している。これは、積雪寒冷地域ではタイヤチェーンやスパイクタイヤの装着により冬季における路面の損傷を急激に促進させていることによるものである。今後、積雪寒冷地の高速道路の延長が増加することや、その老朽化が進行することなどから、摩耗した舗装に適用する効率的な維持修繕工法の開発は急務となっている。

日本道路公団では、摩耗によるわだち掘れに対する効率的な修繕工法の一つとして、路上で損傷した舗装を再利用しさらに摩耗により不足した材料を補う路上表層再生工法に着目し、1979年よりその研究を進めてきている。その結果、本工法の実施に必要な幾つかの重要な事項を発見することができ、現在では試行的ではあるが、積雪寒冷地の高速道路を中心に路上表層再生工法の導入に踏み切っている。

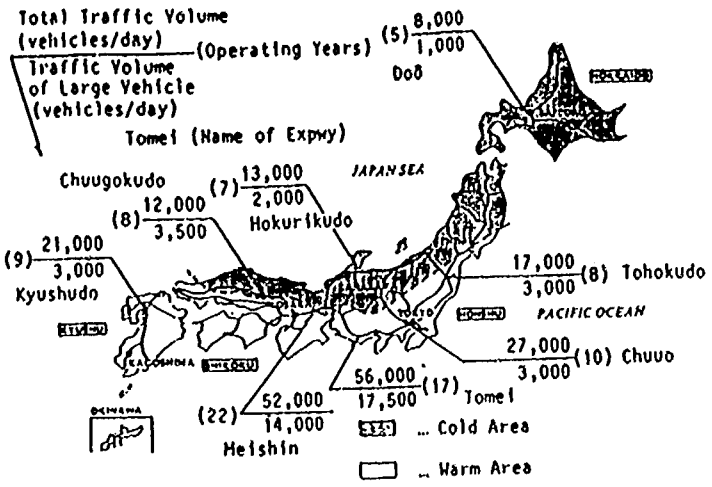
本文では、日本道路公団において行われた路上表層再生工法に関連する一連の研究の成果を紹介するものである。

2．舗装の損傷と維持修繕

2.1，供用状況

2.1.1，気象条件

日本列島は図—1 に示したように南北に細長く、その中央は急峻な山岳地帯である。このため、舗装の設計や維持管理を考えると気象条件もおおむね二つの地域に区分される。すなわち、冬季に積雪（おおむね3



図—1 舗装の供用条件

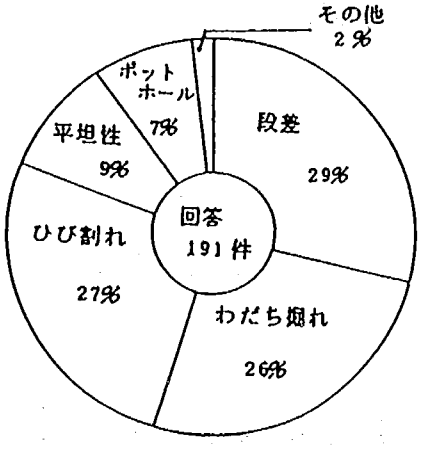
ケ月以上）のある積雪寒冷地および20℃以上の日が3 ケ月以上ある太平洋側のその他の地域である。

2.1.2,交通条件

図—1 には、日本の代表的な高速道路における最近の交通量を、全車および大型車についてそれぞれ1 日あたりの断面での値を示したものである。なお、ここで言う大型車は総重量8t以上の車両である。図によれば、日本の高速道路の交通量は東名高速道路の56,000台から道央自動車道の8,000 台まで極めてバラエティーに富んでいることが明らかである。

2.2, 舗装損傷の現状

日本の高速道路の供用年数は、最も古い名神高速道路でも24年、全体では約10年と比較的若い道路がほとんどである。しかし、前述の気象および交通の条件により北は道央自動車道から南は九州自動車道まで、様々な舗装の損傷が発生して維持管理上の問題となっている[1]。図—2 は、日本の高速道路において問題となっている舗装の損傷を、道路管理者に対して行ったアンケート調査によりとりまとめたものである。図によれば、最近の舗装の問題は段差、わだち掘れおよびひび割れであることがわかる。



図—2 管理上問題となる損傷

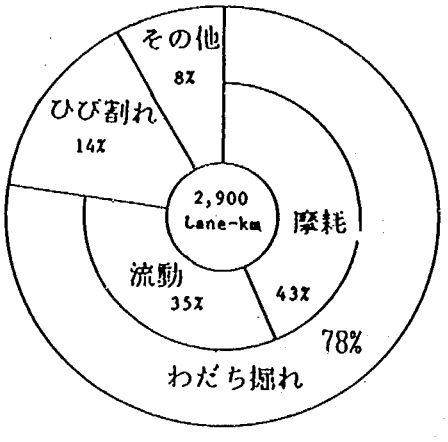
2.3, 舗装の維持修繕

日本道路公団における舗装の維持修繕業務は、表—1 に示したようにそれぞれ区分して行われている。[2)] 表中の維持は日夜連続して行われるもので、段差やポットホールなどを対象に行われる緊急かつ小規模な工事である。これに対して修繕は、その緊急性は低いが規模の大きな工事である。

表—1 高速道路における維持と修繕

項目＼種別	維持	修繕
路面の損傷	局部的ひび割れ 段差 ポットホール	わだち掘れ ひび割れ すべり抵抗
路面調査の方法	巡回 視察評価	高速測定車による
補修の方法	パッチング 段差修正	オーバーレイ 切削オーバーレイ 打換え

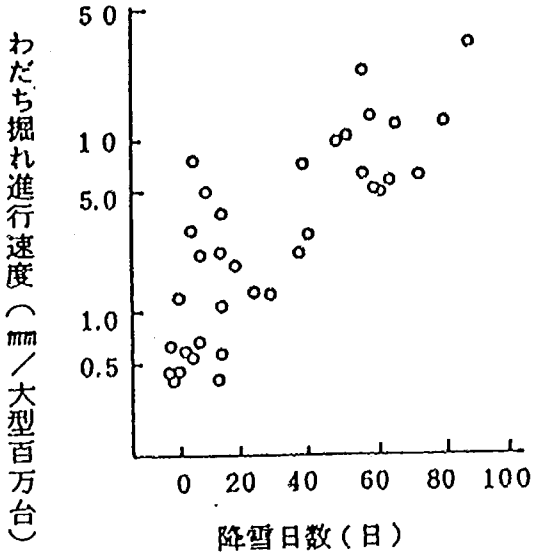
図—3 は、最近3 ケ年(1982 ～1984) の舗装の修繕原因についてとりまとめたものである。これによれば最近3 ケ年の高速道路における舗装の修繕延長は約2,900k車線・kmであり、この80% にあたる2,200k車線・kmはわだち掘れが原因となっていることが分かる。



図—3 最近3 ケ年の原因別修繕実績

また、日本の高速道路におけるわだち掘れの進行速度と降雪日数との関係を図—4 に示した。図によれば降雪日数の増加に伴い摩耗のわだち掘れの進行速度が増加していくことが分かる。すなわち、降雪が少なくスパイクタイヤ等をほとんど用いない地域のわだち掘れ（主に流動によるもの）は、摩耗によるものに比してその進行速度が遅いと言える。

このようなことから、わだち掘れのうち摩耗によるものはその進行速度が速いことや、積雪寒冷地の高速道路が増加することなどの理由で、今後益々問題となるものと考えられる。



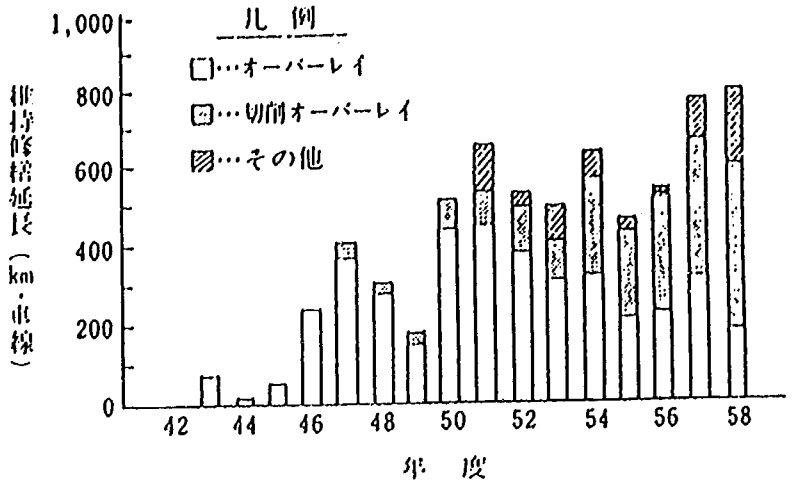
図—4 降雪日数とわだち掘れ進行速度

2.4，舗装の修繕工法

図—5 は、高速道路における舗装の修繕延長と適用工法の推移を示したものである。図によれば、高速道路における舗装の修繕延長は経年とともに増加していることや、修繕工法の主流がオーバーレイから切削オーバーレイへと推移していることなどが分かる。

この切削オーバーレイは、既設表層を削り取ったあと新しい舗装を施工するもので、省資源，省エネルギーおよび廃材の処理場所などの観点からいくつかの問題を有していると言わざるを得ない。

このようなことから、高速道路においてはわだち掘れ（特に摩耗によるものに）対して、従来の切削オーバーレイに代わる有効な維持修繕工法の開発の必然性は極めて高いと言える。

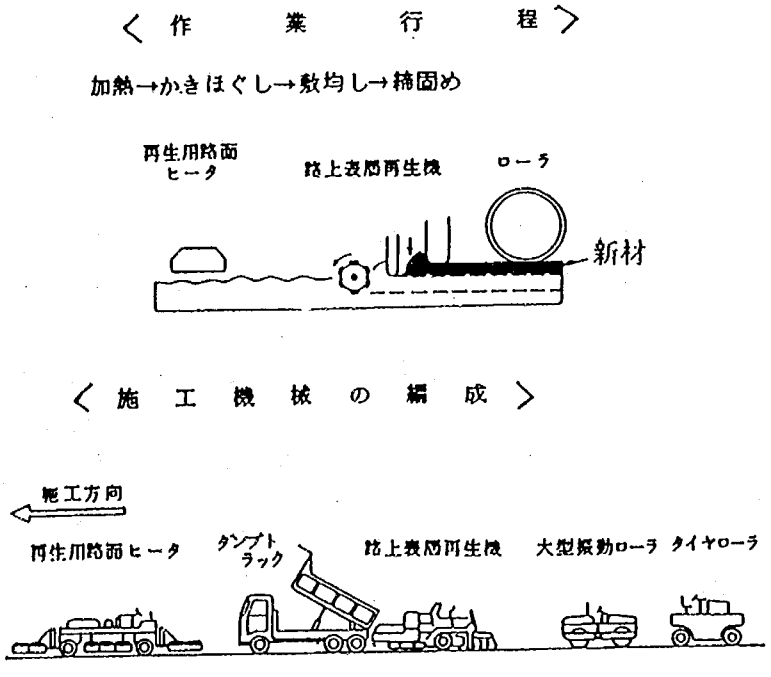


図—5 修繕延長と工法の推移

3，路上表層再生工法の研究

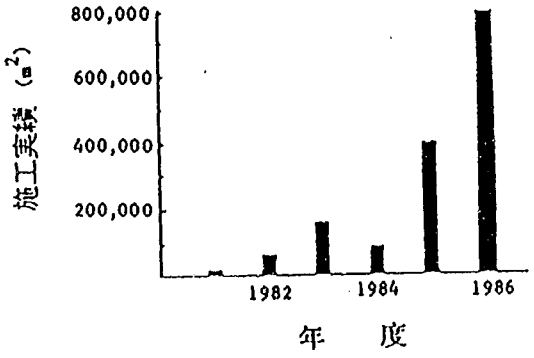
3.1，概　要

日本道路公団において主に採用されている路上表層再生工法は、図—6 に示したリペーブと呼ばれる方式である。[3] なお、路上表層再生工法の各方式の分類や名称は今のところ見当たらないので、本文では図のような方式をリペーブと呼ぶことにしている。図に示したとおり、リペーブは路上において既設舗装を加熱、かきほぐし、整形し、さらにその上部2cm 程度に新材を舗設し同時に転圧する工法である。



図—6 リペーブ方式の路上表層再生工法

日本道路公団では、この路上表層再生工法について1979年度より調査・研究に取り組み、図—7 に示すように試験施工を4 年間31万㎡実施してきた。その結果、施工性、安全性および経済性を比較検討して、従来工法と遜色が無いことが判明したので、1985年度より試行的に採用している。なお、1986年には約80万㎡の路上表層再生工法の実績があるが、当該年度の全舗装修繕延長の約 2割の占有率となっている。



図—7路上表層再生工法の施工実績

3.2, 基礎的研究

路上表層再生工法に関する基礎的研究として、室内で行った実験により表—2 および表—3 に示した工法の選定基準（案）および品質基準値（案）が得られた。[4)]

表—2 路上表層再生工法の適用基準（案）

① リフォーム（100%再生）工法は，回収アスファルトの軟化点が54°C以下，針入度が50以上の旧舗装に適用する。
② リペーブ（上部新材）工法は，回収アスファルトの軟化点が60°C以下，針入度が30以上の旧舗装に適用する。

表—3 路上表層再生工法の品質基準値（案）

サーフェイスリサイクリングにおけるヒーティングおよびかきほぐし後の試料を採取しKODAN202（歴青混合物に対するマーシャル試験方法）およびASTMD2041（歴青混合物の最大比重試験方法）により試験したとき，次の性質を有するものでなければならない。
なお，突き固め温度は110°C，突き固め回数は50回を標準とする。

項　目	基準値	摘　要
安定度 (kg)	600以上	
フロー値 (1/100cm)	15～40	
空げき率 (%)	6以下	最大比重より算出
水浸マーシャル安定度(%)	75以上	60°C，48時間

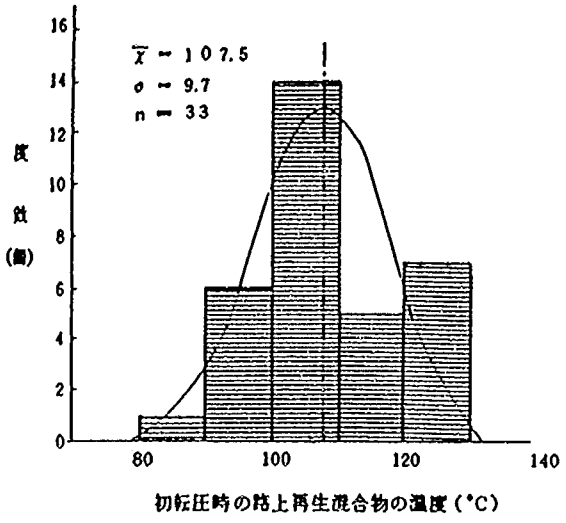
また，サーフェイスリサイクリング後のアスファルトコンクリート表層の空げき率は，ASTMD2041（歴青混合物の最大比重試験方法）の最大比重より算出したとき，次の規定に適合しなければならない。

項　目	路上再生後の表層
現場空げき率	6％以下

3.3, 試験施工[4)]

3.3.1, 温度の状況

路上再生混合物の温度は、図--8 に示すとおり93～124 ℃の範囲にあり、平均の107 ℃は新材に比べやや低めであるが、その締固めは後述するとおり良好なものとなっている。これは、加熱により基層以下の温度が高くなることや転圧に大型振動ローラを用いて施工しているものが多いためと考えられる。



図—8 初転圧時の路上再生混合物の温度

3.3.2, アスファルトの性状変化

路上表層再生工法の施工前後の針入度、60℃粘度を図—9 および図—10に示した。なお、施工前の試料は既設表層からコアーで、施工後の試料は加熱かきほぐし後の表層をそれぞれ採取した。これらの図によれば加熱かきほぐし後の針入度は、既設に対し0.9 倍,60 ℃粘度は約1.2 倍程度となっていることが明らかである。

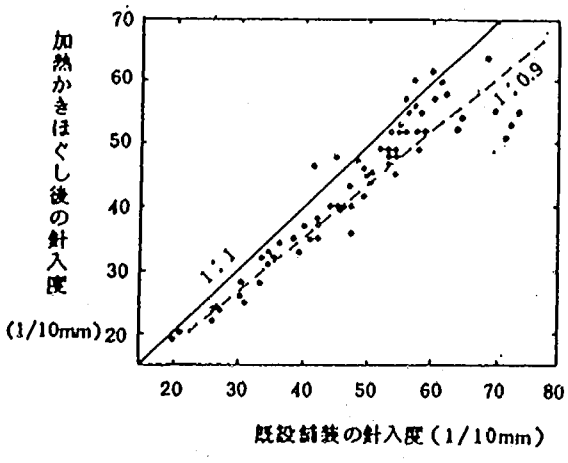
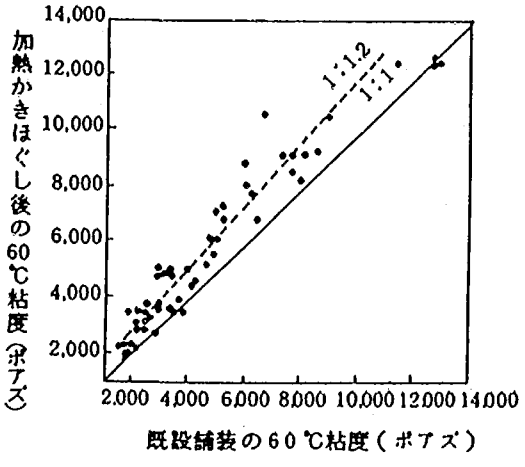


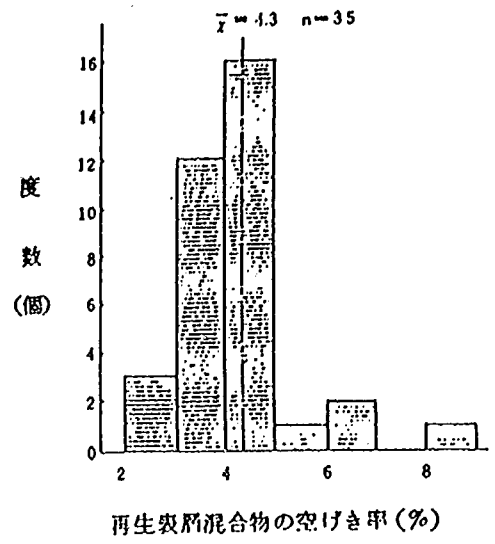
図--9 施工前後の針入度



図—10 施工前後の60℃粘度

3.3.3,締固め特性

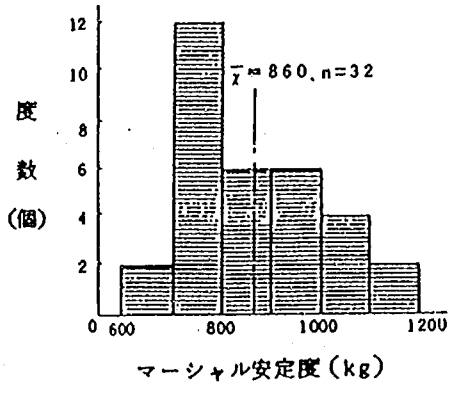
路上表層再生工法の施工後の舗装体からコアーを採取し、再生混合物の空隙率を測定した結果を図—11に示した。なお、この空隙率は再生混合物と新材とが合成されたものである。図から、再生表層混合物の空隙率の平均値は4.3%であることが分かるが、こういった観点からは十分な締固めがなされていると言えよう。



図—11 再生表層混合物の空隙率

3.3.4,マーシャル特性

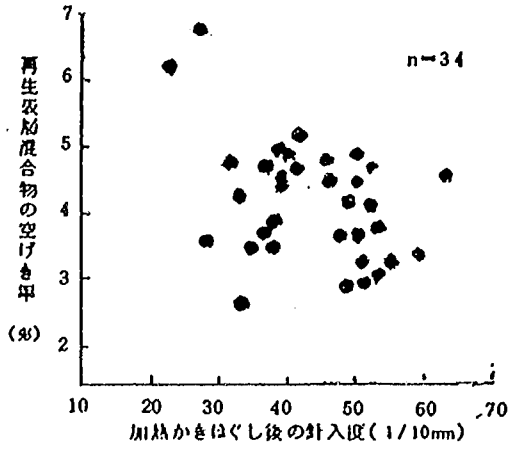
施工時に、加熱・かきほぐした混合物をサンプリングし、室内にて110 ℃,50 回で突固めたマーシャル供試体の試験結果を図—12に示した。図によればマーシャル安定度は最小633kg ～最大1116kgで、平均860kgとなっている。これは新材のマーシャル基準値である600kg[5)]を十分満たしている。



図—12 マーシャル安定度

3.3.5, 締固め特性と他の性状との関係

再生表層混合物の空隙率と加熱かきほぐした後の混合物から回収したアスファルトの針入度との関係を図—13に示した。図からかなりバラツキがあるが、針入度30以上でいずれも空隙率が6%以下となっていることが分かる。



図—13　再生表層混合物の空隙率と加熱かきほぐし後の針入度

3.4, 路上表層再生工法の評価[3)]

3.4.1, 施工に関連する事項

リペーブ方式の路上表層再生工法の施工速度は、現在のところ時間あたり約350 ㎡であり、これは切削オーバーレイの約 7割である。しかし、廃材の処理が不要であることや新材の使用量が少ないことなどの理由で施工に要する経費のみでは、切削オーバーレイの7 ～8 割であった。

一方、施工直後の平坦性を 3m プロフィルメータで見てみると表—4 のとおりである。表によれば、データ数に差異はあるものの、リペーブ方式と切削オーバーレイとの差は認められない。このほか横断凹凸やすべり抵抗などの値も切削オーバーレイに比べ遜色無いということが明らかとなった。

表—4 3mプロフィルメータによる施工後の平坦性 (σ 3m)

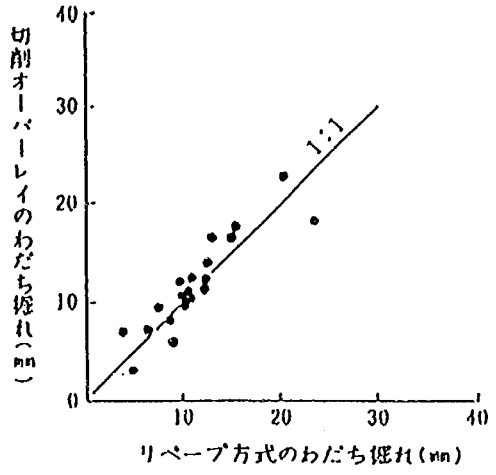
工法＼平坦性	平均値	標準偏差	データ数
リペーブ方式	0.86	0.18	22
切削オーバーレイ	0.79	0.19	197

注) 路面の平坦性を3mの定規で測定するもので、この値が小さい程スムースな路面であるとされる。

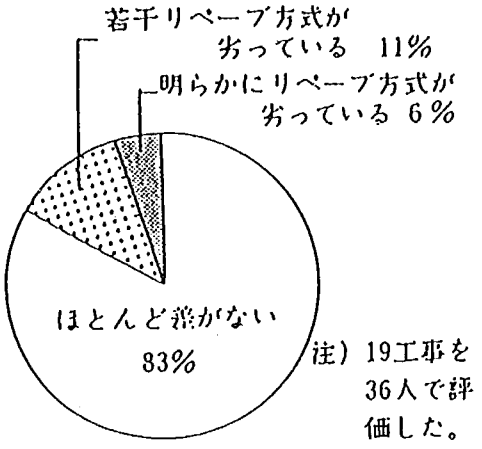
3.4.2,耐久性に関連する事項

リペーブ方式施工個所と同一な場所に施工された切削オーバーレイとのわだち掘れを対比したものを図—14に示した。両工法のわだち掘れの関係は相関式 y=1.16x-1.45 で表され、相関係数は 0.96 と非常に良い相関関係にある。これは、わだち掘れのみからみるとリペーブ方式は、切削オーバーレイと同程度の耐久性を持つと現段階では評価することができる。

また、図—15は道路管理者（道路公団職員36名）により同一個所で施工され 1年以上経過したリペーブ方式と切削オーバーレイの目視による評価の結果を示したものである。図から、道路管理者の 8割が両工法の間にはほとんど差がないと感じていることが分かる。



図—14,切削オーバーレイとリペーブ方式のわだち掘れ



図—15 切削オーバーレイとリペーブ方式の相対評価

4，リペーブ方式の適用に関する提案

リペーブ方式を高速道路のわだち掘れの修繕工法として適正に用いた場合、有効な修繕工法となることが前述のごとく確認された。ここでは、リペーブ方式の適用範囲、断面設計、施工標準および品質管理に関して若干の提案を行う。

4.1,適用範囲および断面設計

・リペーブ方式は、わだち掘れによる路面の損傷にのみ適用し、原則としてひび割れ路面には適用しない

・既設舗装から回収したアスファルトの性状が針入度 ≧40 ， 軟化点 ≦ 55 の場合のみ適用する。

・既設舗装から切り取ったアスファルト混合物を110 ℃で加熱、かきほぐして50回（両面）突固めたマーシャル供試体の空隙率は、6%以下とする。

・リペーブ方式における新材の厚さは15mm以上とする。

4.2,品質管理

品質管理としては、施工時の管理、工事完成後の品質および出来形の他、適用の可否を判断する既設舗装の事前調査も含めて表—4 および表—5 に示したものを提案する。

表—4 路上表層再生工法に適用する出来形基準

項目	調査試験方法	ひん度	規定値	備考
新規混合物厚さ				仕上り性状の横断形状の値から読みとる。
横断形状	KODAN 225	横断方向100m間隔		施工前の横断形状の測定位置と合せる。
切取供試体密度(空隙率)	KODAN 203, 217	3個／1回	6％以下	OWP, BWP及びIWPの3点で採取する。
平坦性	KODAN 223	全線	1.3mm以下(σ)	
すべり抵抗	KODAN 221	1個／回	BPN≧60	

表—5 路上表層再生工法に適用する管理試験

区分	種別	調査試験項目	試験方法	試験ひん度	規定値	備考
既設舗装の調査	混合物の性状	回収アスファルト(針入度・軟化点)	JISK-2207	1点／工事	針入度≧40 軟化点≦55	工事を代表できる個所から表層を対象に採取する。
		マーシャル試験	KODAN 202			突固め温度は110℃, 回数は50回とする。(切取り供試体の再加熱方法は110℃にセットした乾燥炉で行う。)
		混合混合物の最大比重試験	ASTM D2041	1回／工事 3個／1回	空隙率≦6％	
	路面の性状	横断形状	KODAN 225	横断方向100m間隔		路肩レーンマークとセンター側レーンマークの間とする。
		平坦性(3m プロフィルメータ)	KODAN 223	全線		測定位置はO・W・P
日常管理	施工時の管理	新規混合物の温度		適宜		ダンプアップ直前
		初転圧時の温度		横断方向50m間隔		レーンマークから60cmの位置で新規混合物と路上再生混合物の各々の中間。
		気温及び路面温度		1断面／日		工事開始直前および規制解除直前に測定する。規制解除直前の路面はその日の最終位置で測定する。
		かきほぐし深さ		横断方向100m間隔		施工前の横断形状の測定位置と合せる。

5，あとがき

日本道路公団で取り組んだ一連の研究の結果、リペーブ方式の路上表層再生工法は、摩耗した路面で劣化の少ない舗装への修繕工法としては有効なものであることが確認された。すなわち、横断形状は新設路面とほぼ同等であること、平坦性も切削オーバーレイと差異は認められないこと、わだち掘れの進行速度も切削オーバーレイに比べ遜色ないことなどから総合的に判断すれば従来の修繕工法にくらべ若干経済的であることが判明したのである。 今後はリペーブ方式により試験施工された区間の耐久性についての追跡調査を行うとともに劣化した舗装やひび割れ路面等すべての損傷個所へ適用できるよう、施工技術、品質改善などの検討を進めて行く予定である。

なお、本文の主体部分は「路上表層再生工法に関する研究報告書」[3]の内容を引用させていただいた。最後に上記報告書をとりまとめていただいた藤井委員長（建設省道路局）をはじめ委員・幹事ならびに日本道路公団の各管理局、管理事務所および試験所の方々に対して深く感謝の意を表する次第である。

参 考 文 献

1) (財)高速道路調査会； 舗装の評価に関する研究報告書（日本道路公団委託），1986年 2月
2) T. KITAMURA, T. WATANABE, K. NOGAMI ; THE SURVEY METHOD AND EVALUATION SYSTEMS FOR THE PAVEMENT OF EXPRESSWAYS IN JAPAN, 13TH ARRB / 5TH REAAA REPORT, 1986
3) (財)高速道路調査会； 路上表層再生工法に関する研究報告書（日本道路公団委託），1985 年 2月
4) 福島，野上； サーフェスリサイクリングの現況と問題点，試験書報告（昭和56年度），日本道路公団試験所，1982年11月
5) 日本道路公団： 設計要領第一集第二編「舗装」，1983年 4月

日本における舗装維持管理システム化の最近の動向

New Development in Japan's Pavement Management Process

建設省土木研究所　足立　義雄
同　安崎　裕
日本道路公団東京湾横断道路室　菊川　滋

概　要

建設省では、過去数年にわたって舗装維持修繕システム化のための研究開発を行い、その一部は既に現実の道路管理業務に有効に利用されている。本文では、我が国の舗装維持管理システムの現状を概括した上で、特に最近発展の著しい以下の諸点について詳しく報告する。

（1）舗装データバンクシステム

舗装データバンクシステムについては、昭和50年代の後半から整備が進められてきたが、当初の単に路面性状データの記録を主眼としたものから、最近は舗装維持管理システムの運用のための情報源として位置付けられるようになった。そこで、このデータバンクシステムの発展の経緯と現状について紹介する。

（2）舗装の長期供用性の予測

舗装維持管理システムの運用のための最も重要なサブシステムの１つに供用性予測モデルがある。本文では、路面性状の経年データを基に維持管理指数（ＭＣＩ）について統計的手法を用いて開発した供用性予測式を紹介する。

（3）舗装維持管理システムの具体例

維持管理システムの具体例として、一般国道指定区間を対象に開発した維持修繕計画システムを紹介する。本システムは、長期修繕計画システムと優先順位決定・工法選定システムの２つの独立したシステムから構成されている。

日本における舗装維持管理システム化の最近の動向

建設省土木研究所　足立幾雄
同　安崎　裕
日本道路公団　菊川　滋

１．維持管理システムの概念

管理している道路網の中から”どの箇所の舗装を(Where)”、”どの時点で(When)”、”どのような工法で(How)”修繕するかを決める舗装の維持修繕の計画は、気象条件、交通条件、地形や地質条件さらにはその時々の設計施工の技術水準、予算レベル等の様々な制約の下で最適な戦略を求めるという非常に複雑な意志決定のプロセスであり、全体を総合して最適化を図るシステム的なアプローチ、すなわち維持管理システム(Pavement Maintenance Management System：PMMS)の確立が不可欠である。この維持管理システムは、アメリカを始めとした諸外国で盛んに調査研究が行われ、我が国でもその重要性が認識されつつある舗装マネジメントシステム(Pavement Management System：PMS)のサブシステムとして位置付けることができる。ここで、両者の相違点は、ＰＭＳが新設から修繕までの舗装のライフサイクル全体に着目した概念であるのに対し、ＰＭＭＳが主に維持修繕を対象にすることである。

維持管理システムの目的は「限られた予算を最も効果的に使用して舗装の維持修繕を行い、舗装利用者のために安全、快適、かつ経済的な舗装を提供する」と表現できるが、その基本フローは図－１に示すように、路面の調査、舗装の評価、供用性の予測、優先順位の決定、ライフサイクルコストによる修繕工法の選定、設計、工事、さらにはデータのフィードバックという流れになっている。この図からも明らかなようにデータバンクがシステムの中心に位置付けられており、データバンクからのデータを用いた路面状態の定量的評価、将来予測、費用便益の経済評価（ライフサイクルコスト）が本システムの重要な特徴である。

2．舗装データベースシステム

図－1から明らかなように、維持修繕のシステム化に当って、直接または間接に係わってくる各種データの重要性は幾ら強調してもしすぎることはない。このデータによって、システムの最大の特徴である維持修繕代替案の客観的な定量評価が可能となる。システムを動かすためには、所要の質を備えたデータが、使いやすい形（データバンク）で整備されていることが不可欠である。舗装データバンクに含まれるべきデータ項目の概要は以下のとおりである。

①路面性状データ（管理している路線全体について定期的に行う路面調査、特に箇所を絞って行う詳細調査、巡回・点検等により収集されるデータ）

データ項目：ひびわれ率、わだち掘れ量、縦断凹凸量、すべり抵抗、たわみ量、ポットホール、段差、排水不良等

②道路管理データ（道路の属性、幾何構造等の基本データ）

データ項目：路線番号、管理担当事務所出張所、キロポスト、地域区分、車線数、幅員、歩道の有無等

③舗装設計データ（当初設計時の設計条件、舗装構成等に関するデータ）

データ項目：新設の年次、工法、舗装厚、材料、路床ＣＢＲ、T_A、交通区分等

④補修履歴データ（維持修繕の時期、工法等に関するデータ）

データ項目：維持修繕年次、修繕工法、舗装構成、材料、修繕時の路面状態等

⑤外部データ（直接舗装に関する情報ではないが、供用性の予測、経済評価等システムの運用に必要なデータ）

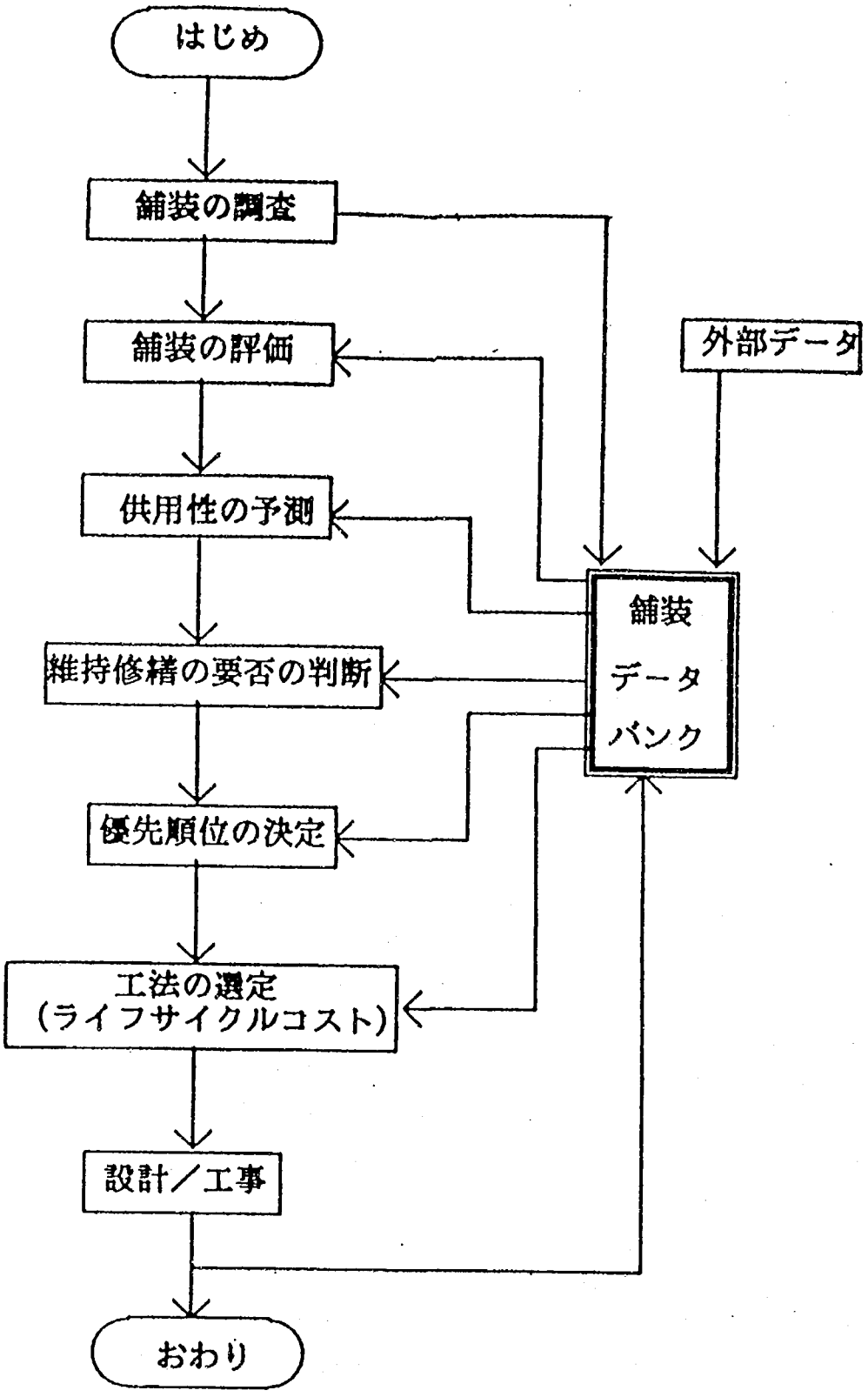
データ項目：交通量関連（大型車混入率、車両重量データ、伸び率等を含む）

費用・便益関連（維持費単価、修繕工事費単価、車両走行費用単価、時間損失費用単価等）

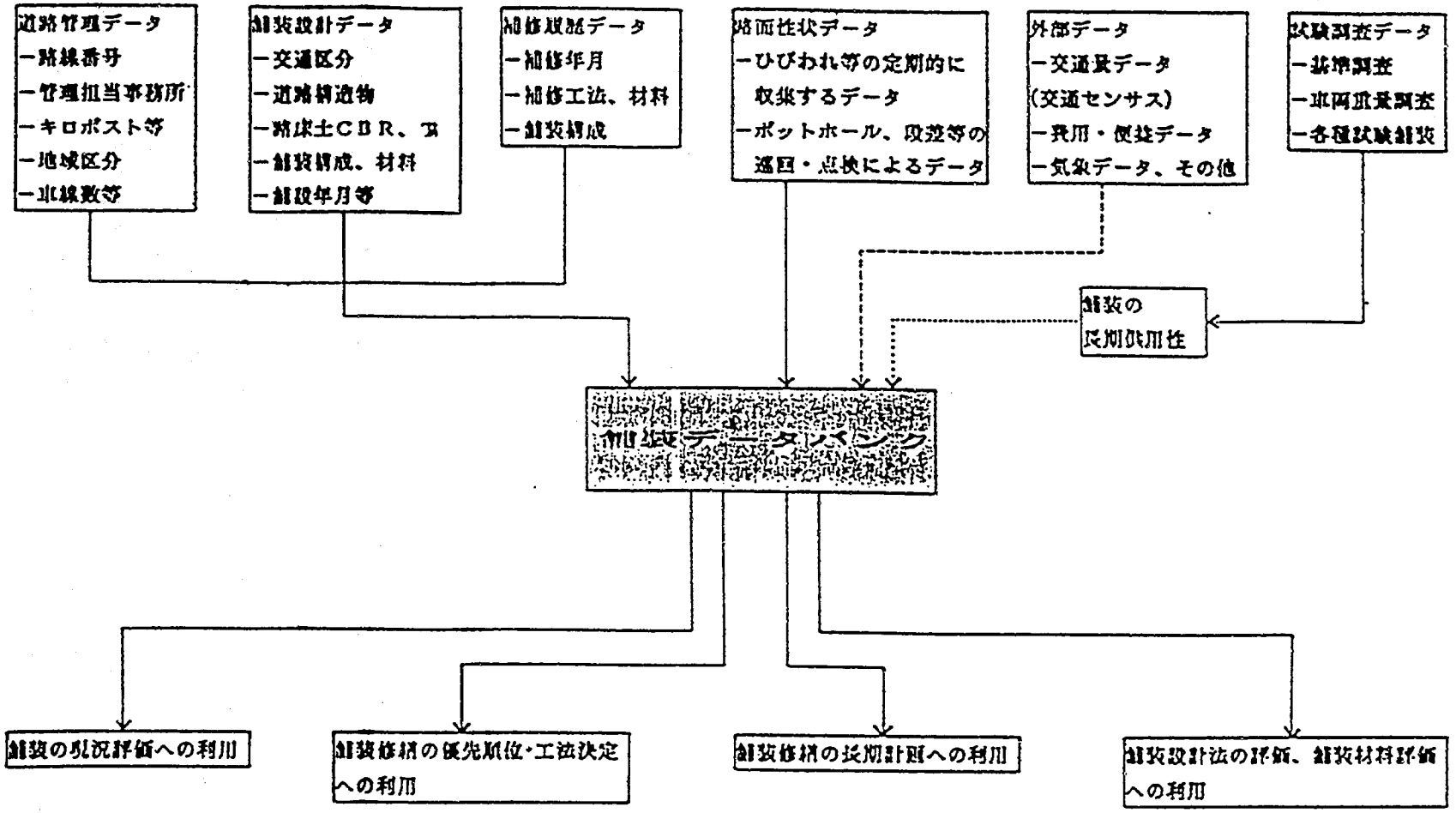
気象関連（温度、降雨量、積雪量等）

これらのデータを、保管、運用、更新していくためには、異なる機関や部所から発生する個々のデータを結び付けるために共通の物差しとしてのレファレンスシステムが必要となる。舗装データベースシステム(Pavement Data Base System：PDBS)の基本単位の長さは、ネットワークのタイプによる。国土の広さ、地形、人工密度、そして一般的な建設や修繕規模がＰＤＢＳの適切な長さを決める特徴となる。建設省のＰＤＢＳの幹線道路ネットワークではこれらの指標として、一般には路線番号とキロポストが用いられ、基本的には100m単位に分割している。その他に、橋やトンネルなど舗装のタイプが変わる箇所、管轄地域の境界であったりすることも境界を決める条件となる。

データバンクの運用に当っては、上記データをその特性によって、1)時間とともに変わらないデータ(Inventory Data)と2)定期的な更新が必要なデータ(Monitoring Data)に分けておくと都合がよい。上述の５つの分類では、②と③が時間とともに変わらないデータ、①、④、⑤が定期的に更新の必要なデータになる。図－２に、建設省（一般国道指定区間20,000km）で検討を進めている舗装データバンクの全体構成を示す。ここで、特徴的なことはデータバンクの利用を維持修繕計画だけに限定せず舗装の設計法や材料評価にも拡げており、舗装マネジメントシステム用のデータバンクとして位置付けている点である。



図－1　舗装維持管理システムの基本的な流れ



図－２　舗装データバンクの位置付け（一般国道指定区間）

3．ＭＣＩによる舗装の評価と供用性予測

3.1　ＭＣＩによる舗装の評価

日本における維持管理指数（ＭＣＩ）は、舗装の状態を包括して評価することと、補修が必要か否かを決定することの両方に使われている。ＭＣＩ式は舗装の状態を道路技術者の視察によって評価することにより開発された。このようにＭＣＩは、多くの国で一般的に使われている普通の供用性を表わす指標とは異なった性質となっている。ＭＣＩの考え方の概念図を図－３に示す。ここには、舗装を評価する人のタイプと彼らの主な感心事の関係が描いてある。表－１にＡＡＳＨＯ道路試験におけるＰＳＩと日本のＭＣＩの主な項目についての対比を示す。ＭＣＩの有利な点は、1)実際にメンテナンスにかかわってきた舗装技術者の判定を基にした指数であり、評価は道路利用者によるものよりもより首尾一貫している、2)将来のパフォーマンスの予測がこの評価に含まれている。というのは、ＭＣＩは現状のコンディションのみでなく、どの舗装が長期間供用可能であったかを知っている技術者の判定をも基にしている。ＭＣＩの構築のために使われた判定ポイントを次に示す。

非常に良い（10ポイント）：損傷がみられない
良い　　（８ポイント）：わずかに損傷がみられる
普通　　（６ポイント）：いくらか損傷がみられるが修繕が必要な程ではない
劣る　　（４ポイント）：小規模な修繕が必要
非常に劣る（２ポイント）：大規模な修繕が必要

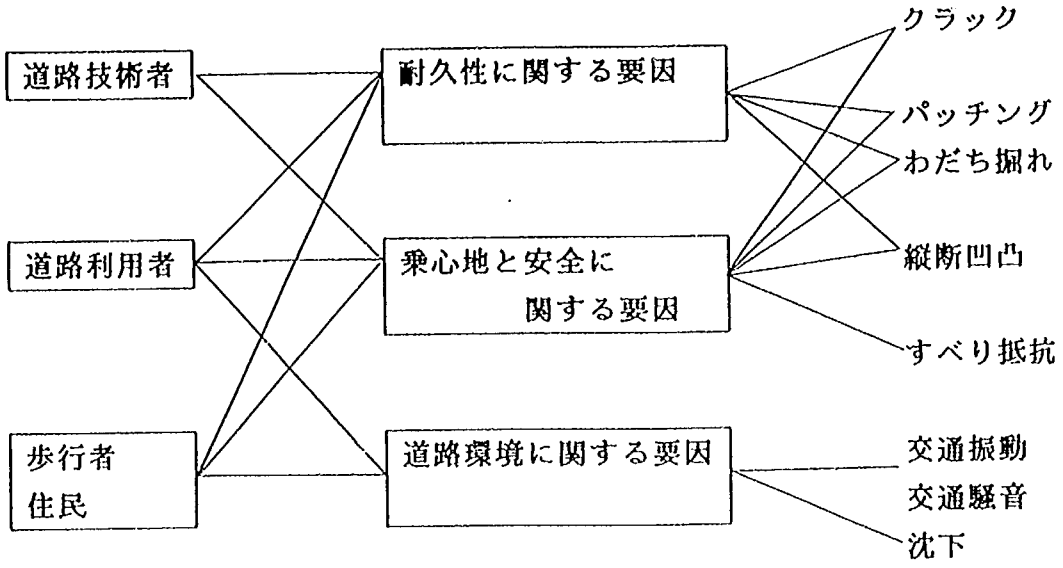
これらの主観的な判定値は３つの舗装の特徴の客観的測定値と関係付けられている。すなわち、ひび割れ率、わだち掘れ量、縦断凹凸である。表－２に示す４つの式は、ＭＣＩと３つの特質の関係を表わしたものである。

3.2 ＭＣＩによる供用性の予測

長期供用性予測式の開発に一般に利用される手法は、1)現在までに蓄積された舗装評価値の経年データを統計的に処理して求める方法と、2)路面のたわみ量やアスファルト層下面、路床上面の応力や歪みまたは繰り返し疲労曲線などを利用して、構造的な評価から求める方法とに分けられる。前者は、現実のフルスケールの道路の経年データを基礎にするという点で信頼性は高いが、解析の前提として、評価指標の明確な定義と統一された測定手法で長期間にわたって集められた経年のデータの存在が不可欠である。一方、後者の理論的なアプローチは合理的である反面、供用性に及ぼす構造的な要因以外の影響（環境条件、材料のバラツキ、施工条件等）が反映されないという欠点をもっている。したがって、現時点では1)の蓄積データに基づく統計手法を基本にして、適宜、理論的な解析を組み合わせて予測する手法が一般的である。

経年データによる予測式の開発には、①個別区間の経年データから回帰分析によってその特定の区間の予測式を求め、同様の解析を条件の異なる多くの舗装区間に適用した上で、更に統計処理を行って、より普遍的な予測式を求める方法と、②複数区間の舗装の経年デ

ータを、地域条件、路床条件、設計条件等によって区分して、それぞれの区分にカテゴライズされたデータをまとめて評価指標と経年数（または累積大型車交通量等）との相関を求める２つの方法がある。②の代表例として、表－３に中部地方建設局の舗装データバンクのデータを用い、重回帰分析により作成したＭＣＩ予測式を示す。



図－３　　判定者と主な判定項目

表－１　舗装評価方法の比較
（ＡＡＳＨＯ道路試験と建設省の方法との比較）

	AASHO道路試験	日本の方法
指標	PSI(Present Serviceability Index)	MCI(Maintenance Control Index)
調査期間	1958-1960	1969-1979
判定方法	車両による走行試験	現地視察
判定者	道路利用者	道路技術者
舗装特性	平坦性、わだち、クラック	平坦性、わだち、クラック
評価の視点	供用性あるいは乗心地	補修の必要性

表－２　４つのＭＣＩ式

$$MCI = 10 - 1.48CR^{0.3} - 0.29RD^{0.7} - 0.47SD^{0.2}$$
$$MCI' = 10 - 1.51CR^{0.3} - 0.3RD^{0.7}$$
$$MCI'' = 10 - 2.23CR^{0.3}$$
$$MCI''' = 10 - 0.54RD^{0.7}$$

MCI：Maintenance Control Index

CR：Cracking Ratio(%)

RD：Rut Depth(mm)

SD：Longitudinal Roughness(mm)

表－３　回帰分析によるＭＣＩ予測式の例

(一般地域)	
新設・打換：	$MCI = 9.2 - 0.48 \cdot a - 0.34 \cdot 10^{-1} \cdot b - 0.22 \cdot 10^{-1} \cdot c$
オーバーレイ：	$MCI = 9.3 - 0.51 \cdot a - 0.49 \cdot 10^{-1} \cdot b - 0.22 \cdot 10^{-1} \cdot c$
表面処理：	$MCI = 8.7 - 0.65 \cdot a - 0.63 \cdot 10^{-1} \cdot b - 0.22 \cdot 10^{-1} \cdot c$
(寒冷地域)	
新設・打換：	$MCI = 10.1 - 0.41 \cdot a - 0.18 \cdot 10^{-2} \cdot b - 0.10 \cdot 10^{-1} \cdot c$
オーバーレイ：	$MCI = 8.7 - 0.42 \cdot a - 0.27 \cdot 10^{-2} \cdot b - 0.45 \cdot 10^{-1} \cdot c$
表面処理：	$MCI = 10.2 - 0.71 \cdot a - 0.44 \cdot 10^{-2} \cdot b - 0.28 \cdot 10^{-1} \cdot c$

但し、　a：経年数　b：車線当りの交通量　c：大型車混入率（%）

4．舗装維持管理システム

4.1 維持修繕計画システムの構成

建設省は、国道ネットワークの一部として維持修繕計画システムを研究してきた。このネットワークは、日本の幹線道路網の重要な部分である。ネットワークは全国にわたり、総延長はほぼ20,000kmにも及んでいる。これは、都市間移動や毎日の通勤など様々な目的に使われている。建設省は遅滞なくネットワークの維持と修繕を行っており、この仕事は８つの地方建設局に割当てられている。実際には地方建設局の工事事務所や出張所が維持と修繕作業を行っている。工事事務所は86箇所あり、一般にはひとつの工事事務所で平均220kmの幹線道路を受け持っている。また、各々の工事事務所には、およそ２～４の出張所がある。

ここでは、舗装維持管理システムの具体的な例として、一般国道指定区間を対象に建設省で検討している維持修繕計画システムについて紹介する。本システムの全体フローを図－４に示す。維持修繕計画システムでは、まず維持修繕を①巡回と組み合わせて日常的に行うものと、②計画的に実施するものに分けて考えている。そして、システムの中心に”情報源”としての舗装データバンクを位置付けている。このデータバンクを出発点とする計画的な維持修繕は、マクロとミクロの２つの計画決定の手順に分けられる。マクロなアプローチは、道路を網（ネットワーク）としてとらえ、様々なレベル（国全体、地方建設局全体、工事事務所全体など）での道路網の長期計画を立て、維持修繕投資の需要予測や投資効果の評価を行ったりするもので、一方のミクロのアプローチは、個別の舗装区間を対象に維持修繕の優先順位を決め、さらに構造的な評価や各種代替修繕工法の経済評価（ライフサイクルコスト）を行って工法を選定するものである。また、図－５は電子計算機のハードウェアを含めて舗装維持管理システムを具体的なイメージに描き換えたものである。以下では、本システムの主要構成部分である、マクロレベルの計画決定システム（長期修繕計画システム）とミクロレベルの優先順位決定・工法選定システムについて紹介する。

4.2 長期修繕計画システム

4.2.1 システムの概要

舗装の長期修繕計画システム（Long-term Pavement Rehabilitation Programming System：LPRPS)は、道路舗装の維持修繕についてのネットワークレベルでの需要予測、投資効果の算定（マクロ評価）から修繕の箇所、工法、実施時期の選定（ミクロ評価）までを数学モデルにより行うシステムである。このシステムの基本フローを、詳細に示しているのが、図－６である。既存のデータ、即ち、舗装データバンクからのデータを整理・加工して、均一として扱える区間を設定することにより、システム入力データを作成する。この入力データとＭＣＩの長期供用性予測モデルから求めた各年度の供用性（ＭＣＩ）の予測値を、設定した計画期間及び管理水準の基で解析することにより、修繕候補区間を抽出する。そして、各々の修繕候補区間に対して修繕代替案を設定し、各候補区間について工法と実施時期の組合せごとに、維持修繕費用と利用者便益及び時間損失費用の計算を行う。維持修繕費用については、維持・修繕費用モデルからの単価を用いて計算を行う。また、

便益については、便益算定モデルでの供用性と車両走行費用の関係から導かれる便益を基にして計算を行う。時間損失は修繕工事に伴う交通渋滞がもたらすマイナスの利用者便益として計算する。上記の経済評価で求めた値を、線形計画法（ＬＰ）の係数として入力しＬＰ最適化モデルによる最適化計算を行う。この計算は、一定の予算枠内で、利用者の便益を最大にするような決定変数値を求めるモードで行う。このようにして決定された修繕区間、実施時期、工法について集計することにより、投資効果等の評価を行う。なお、本長期修繕計画システムは、大量のデータを一括して処理し、膨大な繰返し計算を行う必要があるため大型電算機の利用が前提となる。

4.2.2 システムの適用例

本システムを、サンプルとして選んだ実際の道路網（地方建設局）に適用して得た結果の例を図－７～図－８に示す。この例では、15年(5年の計画期間を3回繰り返す)の期間わたって、予算水準を4つに変えて計算を行っている。また、計算に用いたデスカウント率は６％である。図－７は、予算水準ごとの地方建設局全体の平均ＭＣＩの推移（昭和61年～昭和75年）を示している。この図から現在のＭＣＩが約5.60のものが水準Ⅰ（5800億円）の場合15年で4.30程度に下り、水準Ⅱ(8100億円)で約5.10、水準Ⅲ(10000億円)でほぼ横ばい(5.50)、水準Ⅳ(12500億円)で6.3に漸増することなどが読みとれる。図－８は水準Ⅱの場合についてＭＣＩを３つのクラス（修繕の必要なし：ＭＣＩ＞５、近いうちに修繕が必要：３＜ＭＣＩ＜５、早急に修繕が必要：ＭＣＩ＜３）に分けて、全体の延長比の長期の推移を示している。この図の例は、昭和70年前後から、早急に修繕の必要な延長が急激に増加することを示している。

4.3 優先順位決定・工法選定システム

4.3.1 システムの概要

優先順位決定・工法選定システムは、従来から担当者の経験や技術的判断にもとづいて行われている修繕の意志決定を、舗装データバンクからの様々な情報を基に定量的な数値を用いて、より客観的かつ合理的に行うためのシステムである。本システムは優先順位決定と工法選定の２つのサブシステムに分けられる。優先順位決定の方法は、沿道条件や交通条件を勘案した路面修繕の必要度の総合的な評価指標を計算し、その大小により順位付けをするものである。工法選定システムは、優先順位の決定を経て修繕対象に選ばれた区間について各種維持修繕代替案の中から技術的、経済的に最適な工法を選定するシステムである。なお、この両システムは、舗装データバンクからのデータを、より小さな事業執行単位（工事事務所や出張所）でフロッピーデスクに取り出してパソコンを利用しながら運用されるものである。

4.3.2 優先順位決定システム

システムの基本フローを図－９に、また総合指標（PINDEX)算定用の部分フローを図－10に示す。本システムでは、まず路面状態の良し悪しに関係なく既に上位計画（付帯工事等）で当該年度の修繕実施が決定されている区間を選別し、それらの区間には第１位の優先度（優先度１）を与える。そして、残りの区間について安全に係わる評価を行い、基準を満足しない区間にはすべて優先度１を与える。この評価は、すべり抵抗値が基準値以下

の区間、段差が基準値以上の区間、わだち掘れが、水はねから定まる基準値以上の区間等、安全面で問題のある区間とする。次に、その後の検討の対象とする修繕候補区間を①新設又は最新補修年から３年以上経ていること、②ＭＣＩが５未満であること、という２つの基準で選びだす。以上のスクリーニングで除かれなかった区間について図－10のフローに従ってＰＩＮＤＥＸ値を求める。なお、ＰＩＮＤＥＸは、ＭＣＩとＲＣＩを４つの水準に分け、それぞれ水準に応じて与えられている点数を加算し、さらに、表－４に示す沿道条件や交通量に応じた補正を行って算定する。最終的に候補区間はＰＩＮＤＥＸ値のレンジによって優先度１から優先度３の３つに区分される。このようにして決められた優先度に従って（同一優先度の場合はＰＩＮＤＥＸ値の大きい順に）当該年度の修繕予算を割り振り、残額がゼロになった時点で漏れた区間は翌年度の候補として先送りされる。ここで、優先度１は当該年度に必ず修繕するもの、優先度２は当該年度に修繕することが望ましいもの、そして優先度３は翌年度以降に先送りが可能なものと定めておく。

本モデルの特徴の１つに、路面評価指標の１つとして乗り心地指数（ＲＣＩ）を取り入れたことがある。このＲＣＩについては、先に紹介しているので詳細は省くが、道路利用者の立場から見た舗装の評価を表わす指標としてＰＩＮＤＥＸ算定のフローの中に位置付けられている。なお、このモデルで図－10のＭＣＩ，ＲＣＩの区分の方法、優先度１，２，３の区分の方法、そして、表－４の補正係数等は、一律に決められるものではなく、あくまでも暫定的な数値であり、対象とする道路網の特性やこれまでの修繕の実態等と照らし合せながら個々に検討していく必要がある。

4.3.3 修繕工法選定システム

維持修繕工法の選定は、既設舗装の破損状態並びに交通条件、路床条件の評価を基に総合的に行なわれるが、その基本的な手順は図－11のようにまとめることができる。

①既設舗装の評価

対象箇所の既設舗装について、破損の状態（ひびわれ、わだち掘れ等の路面性状、断面構成、供用履歴（経年数、補修履歴）の概要を把握し、路床条件の把握と併せて既設舗装の評価を行なう。

②性能水準の設定

対象とする舗装をとりまく外的条件（交通条件、気象条件、路床条件等）の評価を行い、対象とする舗装に求められる性能水準を設定する。性能水準としては、舗装厚等の構造的な特性だけではなく、耐流動・耐摩耗性能と関連する表層・基層混合物の品質的な性能も含めて検討する。

③構造的健全度の評価

既設舗装の評価と、外的条件から設定される舗装の性能水準とを合わせて検討することにより、既設舗装の構造的健全度の評価を行なう。評価は、構造に係わる性能（舗装厚Hと舗装厚指数TA）を対象に行なうが、表層混合物等舗装を構成する各層の品質性能についても合わせて評価する。

④適用工種の選定

構造的健全度の評価の結果、必要とされる性能を既設舗装が満足していない場合は修繕的な対応により構造強化を図り、一方、構造的な強化の必要が無い場合は維持的対応を行

う。表－５に、現在一般的に用いられている維持的対応と修繕的対応に該当する工法の一覧を示す。

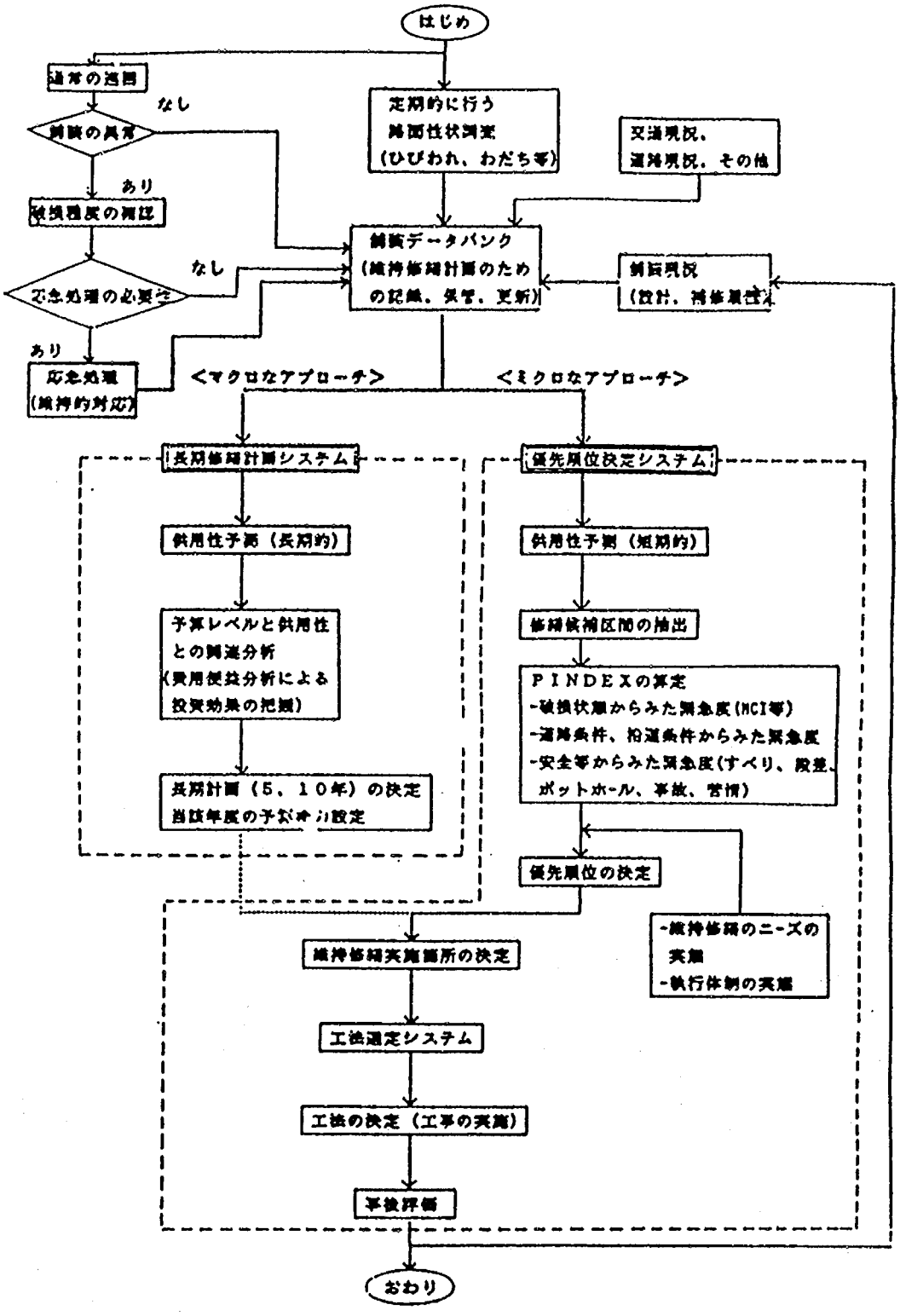
維持的対応の場合は、路面性状の回復が主目的となるので適用工種としては、表面処理系、サーフェイスリサイクリングが考えられる。工種の選定にあたっては、路面性状（表層、基層を対象）の評価を基に、路線の重要度、沿道条件の評価並びに嵩上げの可否、施工性等を考慮する。

構造的な強化を図る修繕的な対応の場合は、先ず路線の重要度、沿線の条件を配慮した上で設計寿命の選定を行なう。路面性状の回復並びに構造的な強化が図れ、かつ一定の耐久性が期待できる工法としては、オーバーレイ系、打換系、サーフェイスリサイクリング等が考えられる。工種の選定にあたっては、まず路面性状、品質（表層、基層を対象）並びに舗装構造の評価（T_A、たわみの評価等）を行う。このようにして得られた既設舗装の評価に加えて、路線の重要度、沿道条件、嵩上げの可否等を考慮した上で、先に設定した設計寿命が十分期待できる工種を選定する。

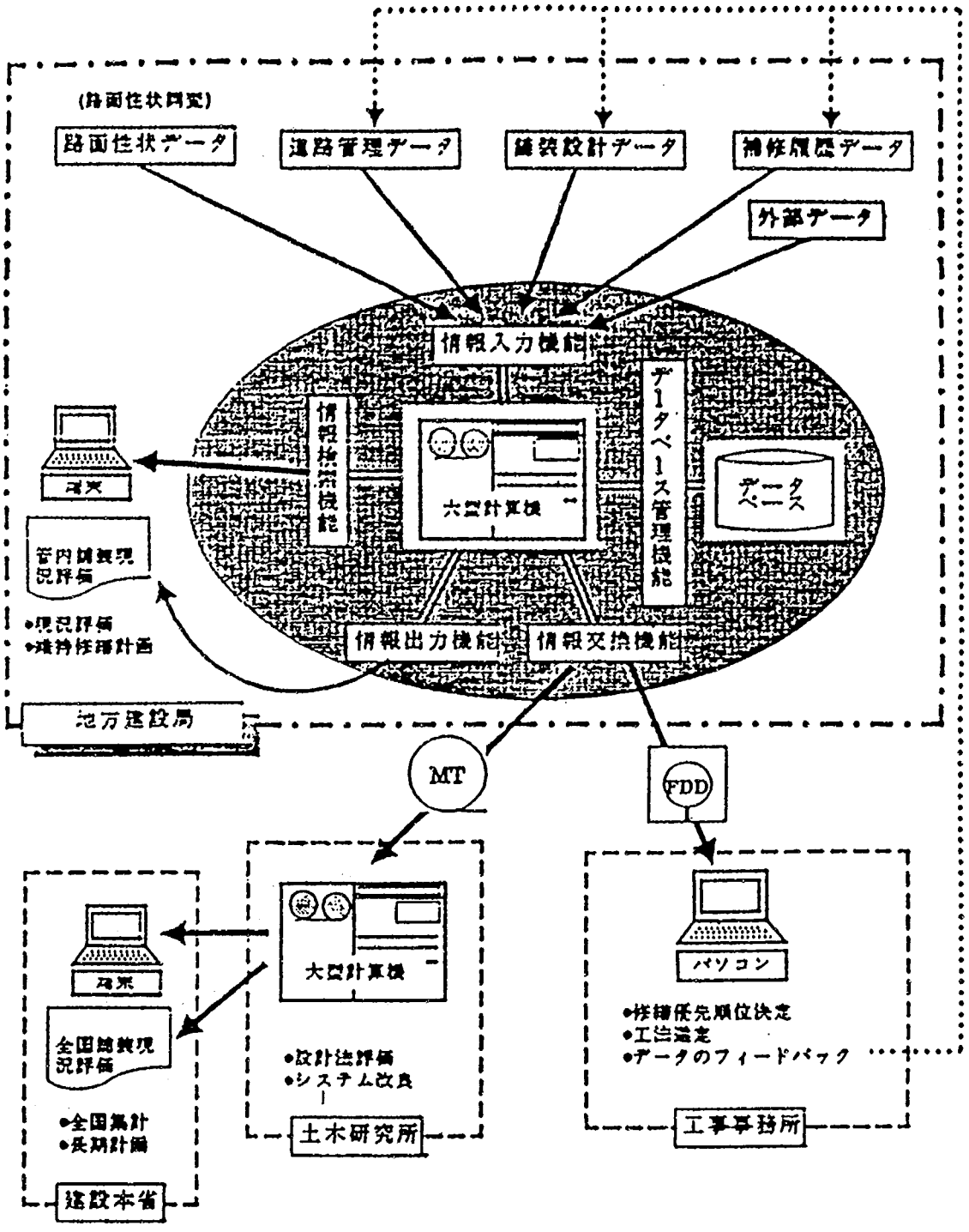
⑤経済比較による工法決定

維持的対応、修繕対応とも④で選定された適用工種の中から最適な工法及び舗装厚をライフサイクルコストによる経済比較により決定する。

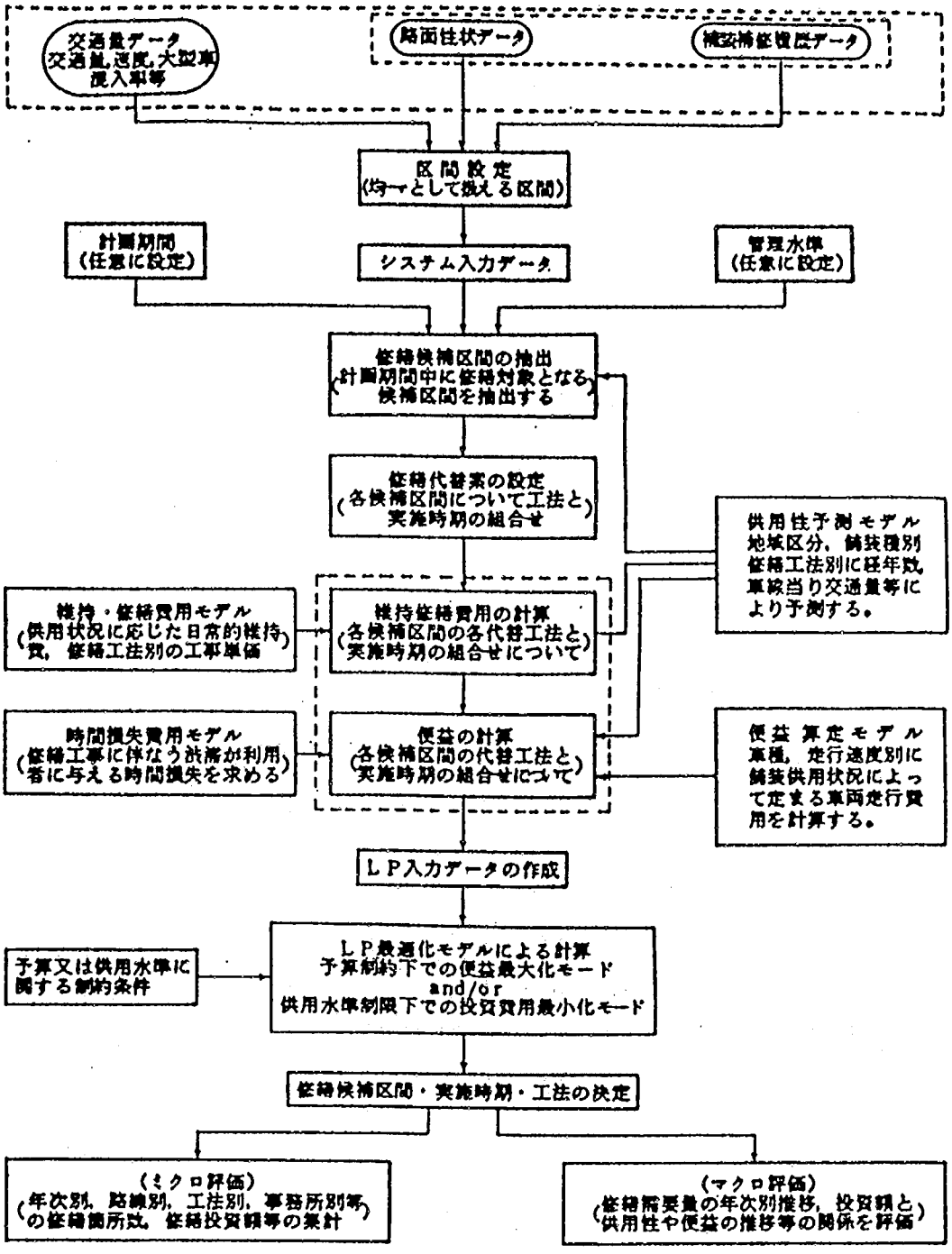
①～⑤で述べた工法選定の手順は検討段階にあり、未だ定性的な考え方の域をでていない。今後、フローチャート中の各ステップで用いる判断指標の定量化、具体的な評価基準値の設定等を行い、最終的には、舗装データバンクからのデータを基に既設舗装の評価、性能水準の設定、各種代替工法のライフサイクルコスト解析を定量的に行う総合的な工法選定システムに発展させる必要がある。なお、この工法選定のプロセスは舗装維持修繕の専門家が、長年の経験と技術の蓄積をベースに行う一種の専門家システム（エキスパートシステム）であり、パソコンベースの汎用システムの開発を並行して進める必要がある。



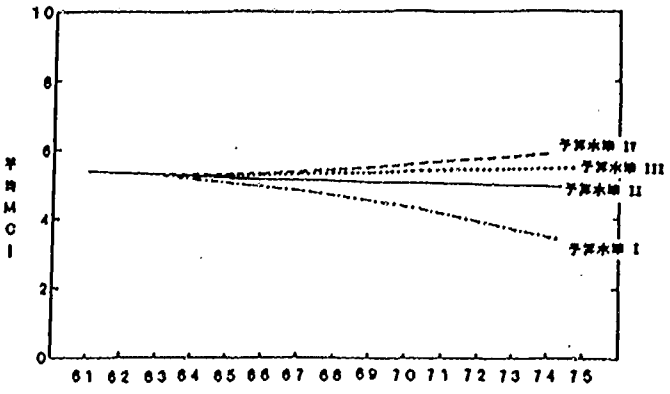
図－４　舗装維持修繕計画システムの全体フロー（一般国道指定区間）



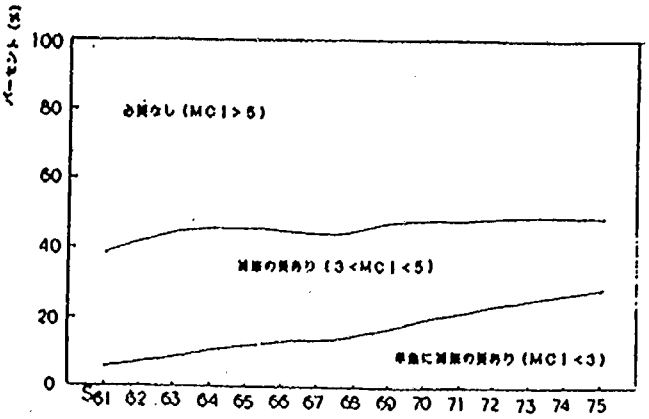
図－5　地方建設局における舗装データバンクの運用構想



図－６　舗装長期修繕計画システムのフロー（一般国道指定区間）



図－7　予算水準別平均ＭＣＩの推移
（昭和61～75年度）



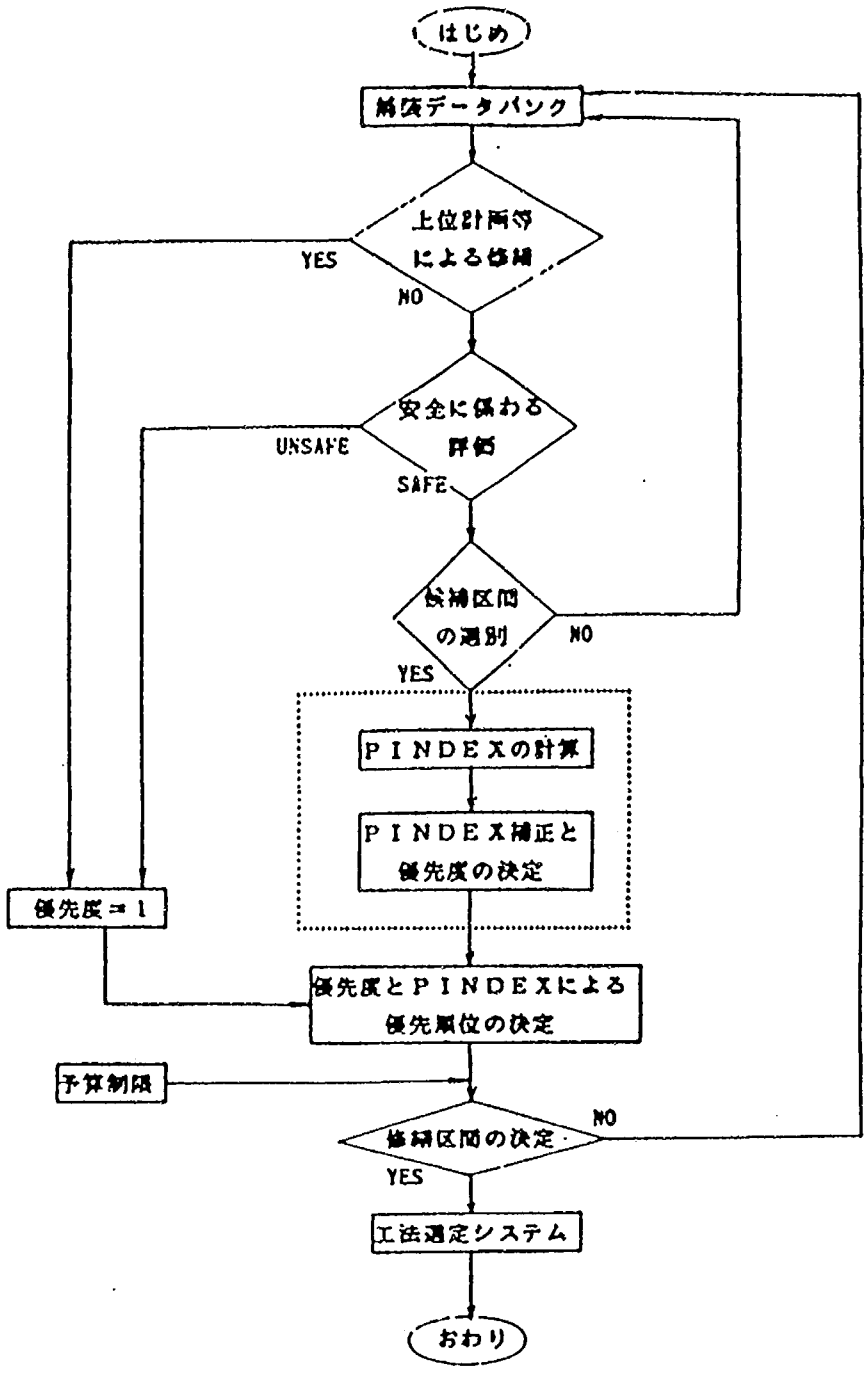
図－8　ＭＣＩクラス別延長比の推移
（予算水準Ⅱの場合）

表－4　沿道区分と交通量によるＰＩＮＤＥＸ補正

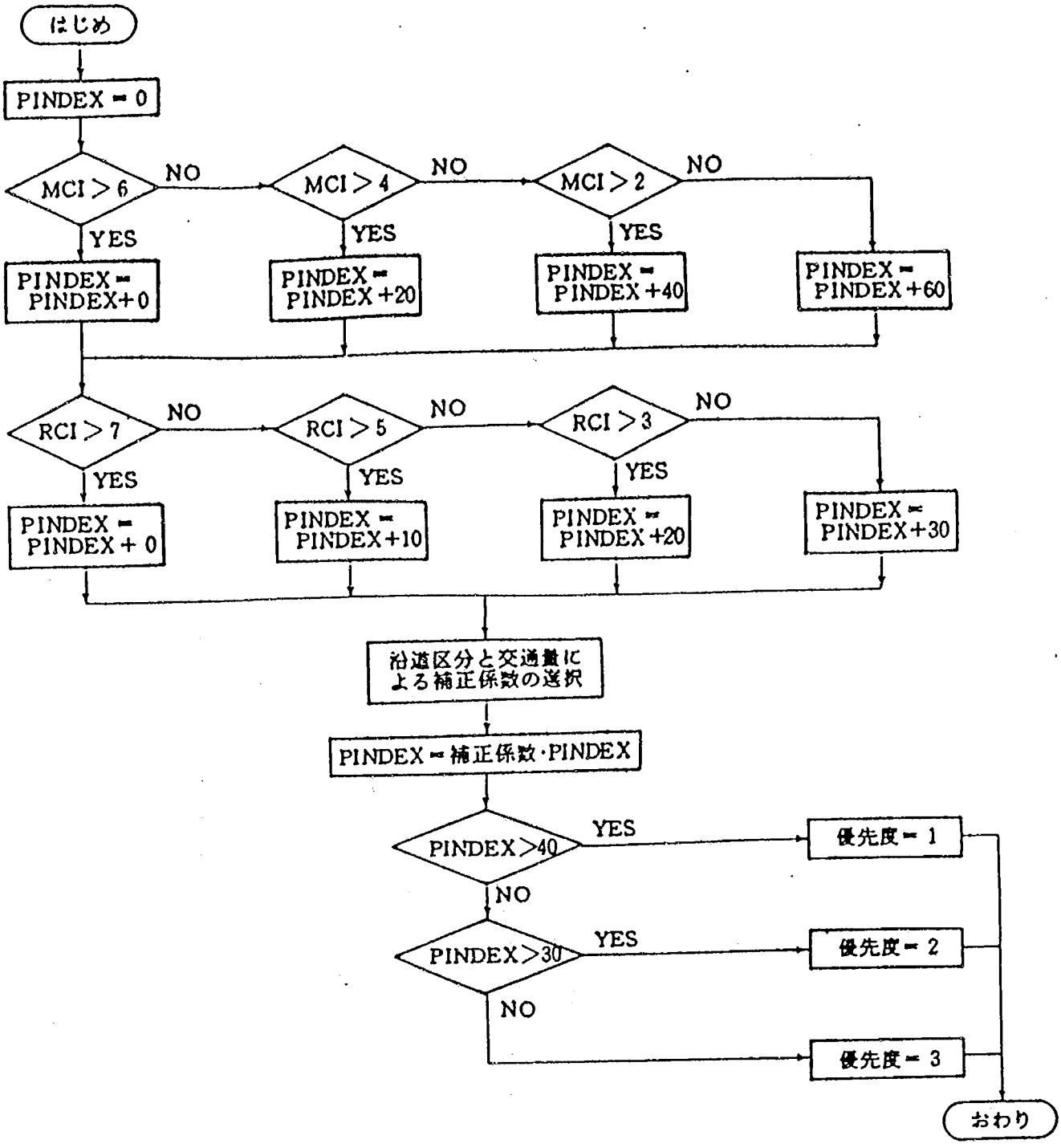
沿道区分	交通量(AADT)	補正係数
ＤＩＤ	30,000以上	1.0
	10,000～30,000	0.9
	10,000以下	0.8
ＤＩＤ以外	30,000以上	0.9
	10,000～30,000	0.8
	10,000以下	0.7

表－5　維持修繕工法の一覧

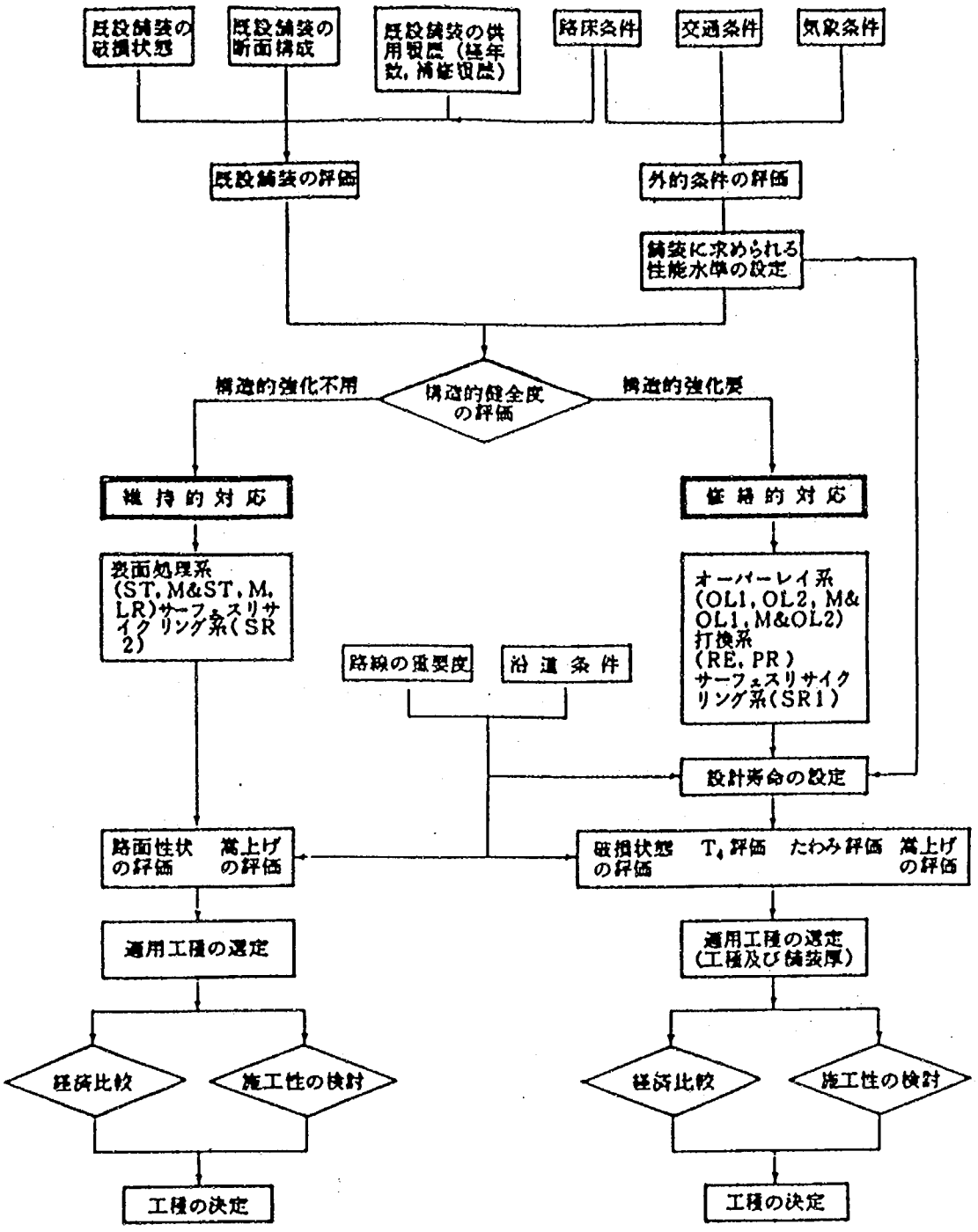
(維持的対応)
(a) 表面処理系－－－・表面処理〈ＳＴ〉、・切削〈Ｍ〉、
・切削表面処理〈Ｍ＆ＳＴ〉、・局部打換〈ＬＲ〉
(b) サーフェイスリサイクリング（形状改善方式）〈ＳＲ２〉
(修繕的対応)
(c) オーバーレイ系　・オーバーレイ（１層又は２層）〈ＯＬ１，ＯＬ２〉
・切削オーバーレイ（１層又は２層）〈Ｍ＆ＯＬ１，Ｍ＆ＯＬ２〉
(d) 打換－－－－－－・全断面打換〈ＲＥ〉、部分打換〈ＰＲ〉
(e) サーフェイスリサイクリング（品質改善方式）〈ＳＲ１〉



図－９　優先順位・工法決定システムのフロー（一般国道指定区間）



図－１０　ＰＩＮＤＥＸ算定のフロー



図－１１　維持修繕工法選定システムのフロー

5．あとがき

舗装の維持修繕システム化は時代の要請であり、今後は舗装を管理する中央・地方の各機関でシステム化のための様々な努力がなされていくものと考えられる。このようなシステム化にあたって最も重要なのは、本文中でも度々指摘してきたように、利用者の目的に合致した使いやすい舗装データバンクの整備である。舗装維持管理システムと舗装データバンクは相互に密接に関係した言わば車の両輪であり、個々に独立しては有効に機能し得ないことを理解しておく必要がある。また、舗装の維持管理システムやデータバンクは一度整備されればそれで終り、後はデータの更新さえ行っておけばいいというものでは勿論ない。新しいニーズや技術革新に対応して常により良いものへと改善していく努力を続けることを忘れてはならない。

一方、最近のコンピュータ関係の技術の進歩は目覚ましく、記憶容量の飛躍的増大、処理時間の短縮、パソコンの普及、ソフトウェアの進歩等どれをとっても維持管理システムの改善と適用の拡大に直接道を開くものであり、積極的に利用していく必要がある。

参考文献

1）菊川；舗装管理システムの日本の道路網への適用について、道路、(社)日本道路協会、1980年12月

2）藤井；道路舗装の維持管理、土木学会論文集Ｖ－４、1986年2月

3）舗装の管理水準と維持修繕工法に関する総合的研究、建設省技術研究会指定課題報告書、1986年10月

日加科学技術協議
第３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2647号
昭和63年7月(1988)
建設省土木研究所

要　旨
1987年7月20～24日、カナダのオタワにおいて開催された日加科学技術協議第３回寒冷地舗装会議に提出された合計32編の論文のうち、日本側の論文14編をとりまとめたものである。

郵便はがき

40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2647号　　部

上記のとおり受領しました。

所　属（住所）

氏　名　　印