

## 再生アスファルト混合物の性質と供用性に関する一研究

CHARACTERIZATION OF RECYCLED ASPHALT MIXES AND  
THEIR PAVEMENT PERFORMANCE

山田 優\*

By Masaru YAMADA

Asphalt in old mixtures has a low penetration and a high penetration-index. Consistency of asphalt added a recycled agent can be predicted by a simple law of mixing, and it has a considerable relation to its chemical composition. Recycled mixtures can be compacted as easily as general mixtures. Resistance of recycled mixtures to deformation in the wheel tracking test is higher than new mixtures, and water-resistance is better too. Resistance of recycled mixtures to cracking is nearly equal to that of new mixtures. The influence of mixture stiffness on the performance of pavement is related to the pavement structure. If the quality of recycled mixture is variable, the conversion factor in the pavement structural design must be reduced.

## 1. ま え が き

資源の有効利用と廃棄物公害対策を目的に、道路工事においても、舗装廃材の再生利用が盛んになっている。中でも、アスファルトは、典型的な熱可塑性材料であり、それをバインダーとして使用するアスファルト舗装の表層および基層混合物は、本質的に繰返し利用の期待できる材料である。すでに、技術指針案も作製され、再生のための機械や施工技術はかなりの進展をみている。しかし、まだ試験的な段階は過ぎておらず、今後さらに、再生される種々の混合物の性質や舗装における供用性についての研究を積み重ね、より合理的な設計、施工による本格的な再生利用の普及が望まれる。

規格どおりにつくられた舗装から発生する混合物廃材を用い、従来の方法に準じて施工する限り、新しい材料を用いる通常のアスファルト混合物（以下、新規混合物と呼ぶ）と大きな性質上の違いがあるとは思えないが、再生混合物が新規混合物とどこか違う性質をもつとすれば、その原因として、次のことが挙げられる。

(1) 材料として用いる骨材にすでにアスファルトが付いている。しかも、このアスファルトは新規混合物に

通常用いるアスファルトに比べて一般に硬い。また、再生する際、新しいアスファルトや再生添加剤を加えるが、それらと完全に混合するとは限らない。

(2) 再生添加剤と呼ばれる、アスファルトとは性質の異なる材料を使うことがある。

(3) 特に中央プラント方式のとき、複数の現場から集めたり、1つの現場でも、異なった混合物層を一緒に掘削したり、時には、路盤材も混入したりするため、材料としての廃材の性質に変動が起こる。

本研究は、これらの原因に関係すると思われる再生アスファルト混合物の品質特性を各種の試験によって明らかにし、それがもたらす舗装の供用性への影響について考察しようとするものである。なお、再生混合物の製造と用途には、いくつかの種類があるが、ここでは、プラント加熱混合式再生による表層または基層用混合物に限ることとする。また、供用性の検討においては、再生混合物を使用の場合でも、舗装要綱<sup>1)</sup>に従って構造設計するとして考察を進める。

## 2. アスファルトバインダーの性質について

## (1) 廃材中のアスファルトの性質

アスファルトの性質は、施工時はもちろんのこと、供用中においても、しだいに化する。通常、これはアス

\* 正会員 工博 大阪市立大学助教授 工学部土木工学科  
(〒558 大阪市住吉区杉本3-3-138)

表-1 60/80 ストレートアスファルトの加熱による変化

加熱時間 (h)	0	2	5	15	30	
針入度 (0.1mm)	62	52	43	28	19	
軟化点 (°C)	47	50	54	61	67	
PI	-1.49	-1.11	-0.59	-0.07	0.23	
アスファルテン成分(%)	16	18	19	20	24	
レジジン成分(%)	23	17	20	20	20	
アロマチック成分(%)	45	50	46	42	42	
サチュレイト成分(%)	16	15	15	18	14	
飯島式 <sup>2)</sup> による予測	PI	-1.28	-0.77	-0.67	-0.29	0.29
	軟化点(°C)	56	59	61	65	70

加熱条件：163°C、膜厚平均：約3mm

化学組成分析法：大矢らの方法<sup>7)</sup>

ファルトの硬化という現象を伴っており、この現象を一般にアスファルトの老化と呼んでいる。その主な原因は、加熱ならびに供用中における紫外線照射による酸化と考えられる。アスファルトは分子量の大きい固体状のアスファルテンが低分子量のマルテン中に分散したコロイド構造を有するとして、そのレオロジー的性質を説明されるが、老化の進行により、マルテン中の芳香族性の高い成分がアスファルテンに変わり、分散質としてのアスファルテンの含有率が増加して、アスファルトの硬化とともに感温性が低下する。さらに、マルテンの粘度が低下し、アスファルトの伸びが悪くなる。再利用の対象となる廃材は、そうした老化が種々の程度に進行したアスファルトを含んでいる。表-1は、60/80 ストレートアスファルトを実験室の乾燥炉を使って薄膜加熱し、コンシステンシーと化学組成の変化を調べた例である。加熱処理により、針入度が減少し、軟化点が上昇するが、同時に、針入度指数  $PI$  が上昇し、感温性の低下することがわかる。また、化学組成も変化している。4つの化学組成率を変数とする飯島の予測式<sup>2)</sup>に代入して求めた  $PI$  と軟化点の値と、それらの実測値は、値そのものには差があるが、傾向は似ている。このような数少ない種類の成分率だけで、コンシステンシーを説明することには無理があろうが、老化の主な原因とされる加熱が、アスファルトの化学組成をある方向に変化させていることを確かめることができる。

図-1に、神戸市で、修繕工事が実施される直前の58か所の舗装から、表層の混合物を採取し、回収したアスファルトの試験結果を示す。混合物に含まれるアスファルトの性質は採取地域によって異なるであろうが、たとえばこの地域では、このような性質のアスファルトを含む廃材が、再生混合物の材料として発生してくることになる。すなわち、廃材中のアスファルトは、通常用いる新しいアスファルトに比し、かなり針入度が低いだけでなく、 $PI$  が大きいことが多いと予想しなければならな

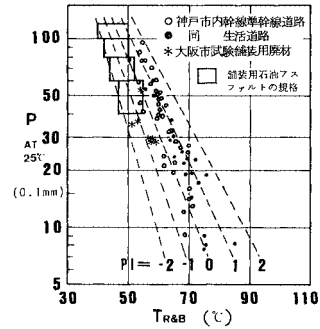


図-1 修繕工事前の混合物および再利用廃材から回収したアスファルトの性状

い。ただし、日本道路協会の調査<sup>3)</sup>によると、現在まで実施された工事で使われている廃材中のアスファルトの針入度、軟化点および  $PI$  は、平均、それぞれ、43、54.3および-0.62であり、また、図-1中に星印で示すように、大阪市内で実施された工事例でも、使用廃材中のアスファルトの  $PI$  はそれほど大きくない。これは、地域による材料、配合、その他、供用期間等の違いが原因しているともみることができ、また、現時点では、まだ試験的段階ということで、老化度の高い混合物廃材の使用を避けているためではないとも考えられる。

## (2) 再生添加剤の効果

針入度が小さく、 $PI$  の大きい老化アスファルトを、そのまま用いたのでは、混合物のたわみみや疲労抵抗性に問題を生ずるだけでなく、通常のプラントで許容される温度範囲では、混合できないということが起こってくる。そこで、アスファルトのコンシステンシーを通常の新しいアスファルトに近づけるため、軟化剤と呼ばれる再生添加剤を用いたり、廃材の混入率を小さく制限することになる。

再生添加剤によるコンシステンシーの回復効果については、すでに多くの研究があるが、たとえば、Davidson<sup>4)</sup>は、アスファルトと再生添加剤との混合物の粘度を  $\eta$  (poise) で表わすとき、60°Cにおける  $\log \cdot \log \eta$  と再生添加剤の含有率 (= (添加剤重量)/(アスファルトと添加剤の全重量) × 100, %)、さらに、25°C針入度と再生添加剤の添加率 (= (添加剤重量)/(アスファルト重量) × 100, %) が、それぞれ直線関係になることを、種々のアスファルトと再生添加剤を使った実験から見出し、それを利用して添加剤の配合量を決定する方法を提案している。

いま、25°Cにおける針入度の対数と添加剤含有率の関係について、Davidsonらの実験結果<sup>4)</sup>を使って検討してみると、図-2のようになり、この場合でも、各アスファルト試料について、直線に近似できる。しかも、

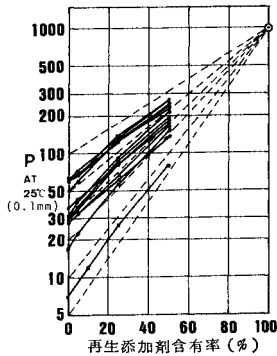


図-2 針入度の対数と再生添加剤含有率との関係 (Davidsonのデータ<sup>4)</sup>から)

それらの直線は、含有率 100% で、添加剤のみの 25°C 針入度推定値付近に収束する。なお、針入度推定値は、60°C と 135°C で測定された粘度  $\eta$  (poise) を Heukelom<sup>5)</sup>によって導かれた式

$$\log \frac{p}{800} = \frac{-5.42 \log(\eta/13000)}{8.5 + \log(\eta/13000)} \dots\dots\dots (1)$$

を拡大適用することによって  $\log p$  に換算し、さらに、 $\log p$  と温度が直線関係にあると仮定して求めた。図-2 は、アスファルト試料と再生添加剤から成る混合物の  $\log p$  に関して、次式で表わされるような簡単な混合則の成立することを示している。

$$\log p_m = \frac{x_b}{100} \log p_b + \frac{x_r}{100} \log p_r \dots\dots\dots (2)$$

ここに、 $p_m$  : アスファルト試料と再生添加剤の混合物の針入度、 $p_b$ 、 $x_b$  : アスファルト試料の針入度と混合物中の含有率(%)、 $p_r$ 、 $x_r$  : 再生添加剤の針入度推定値と混合物中の含有率(%)、ただし、 $x_b + x_r = 100$

針入度試験のできない低粘度領域では、他の方法で絶対粘度を測定し、式(1)を用いて針入度に換算するものとするれば、式(2)のような混合則は、25°C 以外の広い温度領域の針入度に対しても成立すると考えられる。それゆえ、コンシステンシーの感温性を針入度指数

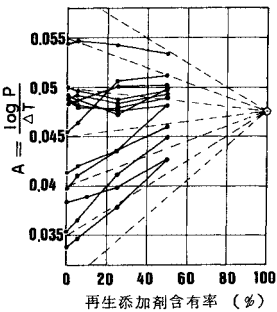


図-3 感温性値 A と再生添加剤含有率との関係 (Davidsonのデータ<sup>4)</sup>から)

$PI$  と一義的な関係をもつ、 $(\Delta \log P / \Delta T) = A$  で表わすとき、 $A$  に関しても同じような混合則が成立することになる(図-3参照)。すなわち、決式のように近似することができる。

$$A_m = \frac{x_b}{100} A_b + \frac{x_r}{100} A_r \dots\dots\dots (3)$$

ここに、 $A_m$  : アスファルト試料と再生添加剤の混合物の  $A$ 、そして、 $A_b$ 、 $x_b$  : アスファルト試料の  $A$  と含有率(%),  $A_r$ 、 $x_r$  : 再生添加剤の  $A$  と含有率(%),  $x_b + x_r = 100$

式(2)、(3)を使って、再生添加剤を添加したアスファルトの針入度とその感温性を予測することができる。また、以上のことから、適当な再生添加剤を使用することにより、老化アスファルトのコンシステンシー特性を自由に調整することが可能であるといえるが、そのための再生添加剤としては、ある特定の温度での粘度だけでなく、感温性、すなわち、温度に伴う粘度の変化特性が重要なことがわかる。老化が進んで感温性の低くなったアスファルトに対しては、それを回復させるために、感温性の高い再生添加剤が必要となる。

表-2 は、大阪市内で表層に舗設され、1~2年経過した混合物から回収したアスファルトのコンシステンシーと化学組成の試験結果である。再生と新規の別および再生工法の違いによる差は必ずしも大きくないが、再生添加剤を用いた再生混合物から回収したアスファルトの  $PI$  は、新規混合物や混入方式<sup>6)</sup>による再生混合物から回収したアスファルトより若干大きい。すなわち、感温性が少し低い。その原因として、化学組成の違いを1つ指摘することができる(図-4参照)。もっと、芳香族成分あるいはレジン成分の多い再生添加剤を用いてれば、新規混合物の  $PI$  に近づいていたと考えられる。

現在、わが国で施工されている再生加熱混合物では、25°C 針入度を基準にして配合設計することが多いが、前述のように、今後は、より  $PI$  の大きいアスファルトを含む廃材の使用も予想されるので、これまでの再生添

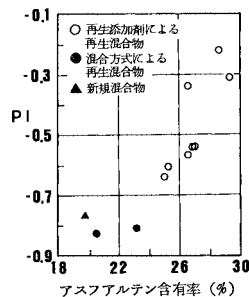


図-4 現場採取の再生および新規混合物からの回収アスファルトの  $PI$  とアスファルテン分との関係

表—2 現場採取の再生および新規混合物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 (0.1mm)	30	30	40	35	34	23	26	27	39	30	28
軟化点 (°C)	60	59	56	56	57	60	59	59	54	57	57
PI	-0.22	-0.31	-0.34	-0.64	-0.54	-0.61	-0.57	-0.54	-0.83	-0.77	-0.81
アスファルテン成分 (%)	28.6	29.3	26.5	25.0	26.9	25.2	26.5	27.0	20.5	19.8	22.6
レジジン成分 (%)	30.6	25.3	24.5	25.0	14.6	24.2	14.3	20.0	23.4	28.1	23.1
アロマチック成分 (%)	30.6	25.2	29.4	25.0	43.9	33.2	39.3	29.0	37.4	34.4	36.4
サチュレイト成分 (%)	10.2	20.2	19.6	25.0	14.6	17.4	19.9	24.0	18.7	17.7	17.9
再生の方式	再生添加剤による再生								混合方式		(新規)

化学組成分析法：大矢らの方法<sup>7)</sup>による。

加剤や、また、配合設計法では、PIが回復しないで、かなり大きい状態のままのアスファルトを含む再生混合物となる可能性がある。

### 3. 混合物の性質について

#### (1) 締固めの難易

混合物の性質として、まず、施工性、特に現場での締固めの難易が重要となる。再生混合物は、新規混合物に比べて、アスファルトの粘度が高くなることから、ワーカビリティが悪いであろうと予想される。しかし、混合物作製時にすでに骨材の表面にアスファルトがかなり均一に付着している。しかも、このアスファルトは、新しいアスファルトに比べて硬化が進行していて、アスファルテン分が多く、骨材との付着力が大きい。このことが混合物の密度を大きくするのに寄与することも考えられる。すなわち、一般に、加熱混合時間が長くなるに従って締固め密度が大きくなるが、それと似た効果が期待できる。

現場での試験施工では、敷均しの際、多少重い感じがあるものの、締固め後の密度は、新規混合物とほとんど変わりがなく、むしろ大きいと報告されている<sup>6), 8)</sup>。

図—5は、室内作製の混合物廃材と、それに再生添加剤を加えた再生混合物、および、新規の混合物、計3種

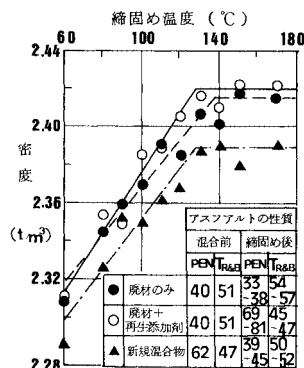
の混合物を用いて、マーシャル供試体の締固め温度と密度の関係を調べた例である。各混合物を100~180°Cで混合し、混合温度より10または40°Cずつ低い温度にして、両面50回突固めにより締め固められている。骨材の種類、粒度、アスファルト量、混合条件は、すべて同じである。図—5は次のような傾向を示している。締固め温度が高いほど密度は大きくなるが、ある温度以上になると、密度はほぼそれぞれの最大値に近くなる。その密度が最大となる温度は、再生添加剤を加えることにより少し低くなるものの、再生混合物の場合は新規混合物より高く、最大密度を得るためには、再生混合物の方が高い締固め温度が必要だということになる。しかし、最大密度の値は、再生混合物の方が大きい。これらのことは、現場での経験とよく対応している。

再生混合物の締固めは、再生の方法や施工の方法によりかなり異なってくるが、廃材中のアスファルトのコンシステンシーから予想されるほどに新規混合物に比べて難しいということはない。温度管理を十分にすることができれば、むしろ、新規混合物以上の締固めが可能ながあるといえる。

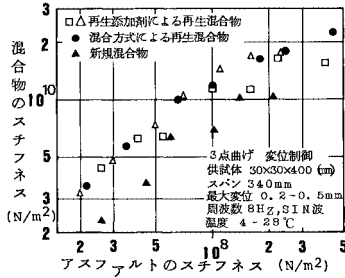
#### (2) 変形抵抗

再生アスファルト混合物の変形抵抗は新規のアスファルト混合物に比べて大きいという試験結果が今までに報告されている<sup>9)</sup>。この理由としては、まず、アスファルトのコンシステンシーの違いが挙げられるが、加えて、前項で述べた締固め密度の違い、さらには、Carpenterら<sup>9)</sup>も指摘している、再生混合物中における古いアスファルトと新しいアスファルトあるいは再生添加剤との不完全な混合が挙げられる。

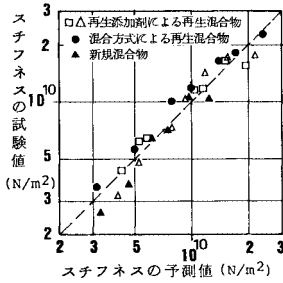
図—6は、同じ時に同じ路線に施工し、約9か月後に採取した混合物の動的曲げ試験の結果であり、混合物のスチフネスとvan der Poelのノモグラフ<sup>10)</sup>を用いて求まる回収アスファルトのスチフネスの関係を示す。アスファルトのスチフネスが同じとき、再生混合物のスチフネスは新規混合物より大きい。しかし、再生混合物と新規混合物では、平均密度が2.40~2.43 t/m<sup>3</sup>と2.31



図—5 締固め温度と密度との関係



図一六 現場採取混合物の動的曲げ試験結果



図一七 現場採取混合物の動的曲げスチフネスの試験値と予測値との関係

$t/m^3$ と、かなり違うようなので、その影響を除去すべく、Shellのノモグラフ<sup>11)</sup>による予測値を求めて、その値との関係をプロットすると、図一七のようになる。実験値と予測値が非常に近似し、かつ、再生混合物と新規混合物の違いがみられなくなる。ゆえに、図一六の試験例でのスチフネスの違いは、密度の違いが主な原因と考えることができる。再生混合物のスチフネスが一般に大きいとされるのは、多分に、この密度が大きいことによる場合が多いのではないかと予想される。混合物中のアスファルトの不均一性がスチフネスに及ぼす影響を正しく調べるには、同じ密度に締め固めた再生混合物と新規混合物を試験して比較する必要がある。

Carpenterら<sup>9)</sup>は、再生添加剤が古いアスファルト中に拡散していく過程で生ずるアスファルトの不均一状態が混合物のスチフネスに影響を及ぼすことについて、実験的に考察しているが、さらにはっきりとした不均一状態で、かつ、密度を同一にすべく、次のような方法で、密粒度アスコン供試体を3種類作製して、動的曲げ試験とホイールトラッキング試験を行った。この方法で、供試体の密度は $2.424 \sim 2.441 t/m^3$ の範囲に収まっている。

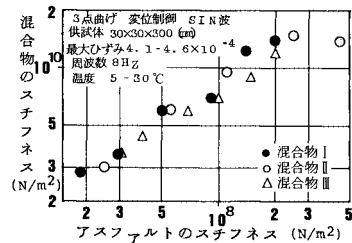
混合物Ⅰ：20/30 ブローンアスファルトを3%混合した後、60/80 ストレートアスファルトを3%混合して締め固める。

混合物Ⅱ：60/80 ストレートアスファルトを3%混合

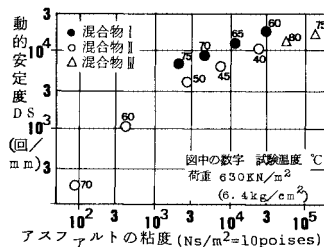
した後、さらにまた同じ60/80 ストレートアスファルトを3%混合して締め固める。  
混合物Ⅲ：20/30 ブローンアスファルトを3%混合した後、さらにまた同じ20/30 ブローンアスファルトを3%混合して締め固める。

なお、ブローンアスファルトは、一般の舗装に使われていないが、明らかな不均一状態をつくるために用いたものである。

動的曲げ試験から求めた混合物のスチフネスと、そのときのアスファルトのスチフネスの関係、および、ホイールトラッキング試験で求まる動的安定度と、その試験温度での粘度 $\eta$ との関係を、それぞれ図一八と図一九に示す。ここに、アスファルトのスチフネスはvan der Poelのノモグラフ<sup>10)</sup>を、また、粘度 $\eta$ は牛尾の式<sup>12)</sup>をそれぞれ用いて計算した。そして、使用したオリジナルアスファルトおよび混合物から回収したアスファルトの試験結果を表一三に示す。混合物中のアスファルトについては、溶剤(トリクロルエチレン)を使って、最初に全アスファルトの約50%のみを抽出した液と、残りの50%のアスファルトの抽出液から、それぞれ回収して試験することも行った。それらの結果は、表中に、「前半」および「後半」として示した(ただし、この場合は、締め固めないままの混合物から回収した)。前半のアスファルトと後半のアスファルトは混合物の違った位置に存在していたアスファルトと考えることができ、表一三に示す結果から、混合物Ⅰは、混合物Ⅱ、Ⅲに比べて、アスファルトが不均一な状態で存在していることがわかる。図一九で、混合物Ⅰの動的安定度が他に比べて大きいのは、



図一八 混合物ⅠⅡⅢの動的曲げ試験結果



図一九 混合物ⅠⅡⅢのホイールトラッキング試験結果

表一3 混合物Ⅰ、Ⅱ、Ⅲの原アスファルトと回収アスファルトの試験結果

アスファルト		針入度 (0.1mm)	軟化点 (°C)	PI
ブロンアスファルト(原)		23	89	3.6
ストレートアスファルト(原)		62	47	-1.5
混合物Ⅰから の回収アス ファルト	全*	21	74	1.5
	前 半**	28	62	0.1
	後 半***	18	83	2.4
混合物Ⅱから の回収アス ファルト	全*	40	52	-1.2
	前 半**	42	51	-1.3
	後 半***	39	52	-1.3
混合物Ⅲから の回収アス ファルト	全*	15	98	3.7
	前 半**	16	96	3.7
	後 半***	15	97	3.8

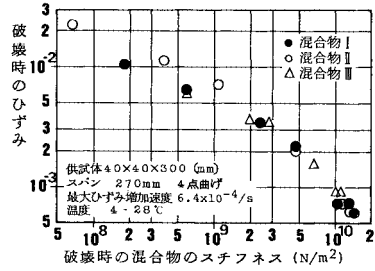
\* 回収アスファルト全部の平均  
\*\* 前半分抽出液からの回収  
\*\*\*後半分抽出液からの回収

このことが一つの原因と推定される。図一8の動的曲げにおけるスチフネスについては、混合物間の違いは明らかでない。これらのことは、再生添加剤がまだ拡散していない古いアスファルトの残存は、圧縮の変形係数を大きく、また、引張の変形係数を小さくするであろうとする Carpenter ら<sup>9)</sup>の考えと矛盾しない。

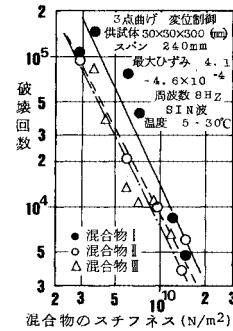
(3) ひび割れ破壊抵抗

すでにいわれているように<sup>13)</sup>、アスファルト混合物の破断ひずみや疲労抵抗性、すなわち、ひび割れに対する抵抗性は、そのときのスチフネスと密接な関係にある。スチフネスの大きいことが、舗装におけるアスファルト混合物層のひび割れの発生にどのように影響するかは、次節で論じるように、舗装の構造や路床の支持力により異なる。ひずみをコントロールして混合物を変形させる場合には、スチフネスが大きいほどひび割れの可能性が大きい。再生アスファルト混合物は、老化した硬いアスファルトを含んでいるため、そのスチフネスは新規混合物より大きくなることが多い。(1)で述べたような締固め密度が大きくなる場合には、さらに、スチフネスの増加をもたらす。それゆえ、一般に、再生混合物は、ひび割れに対する抵抗性が劣るのではないかということになる。しかし、これらのことは、混合物の配合設計において調整できる問題である。本質的な意味での再生混合物と新規混合物の比較は、等しいスチフネスにおいて行われるべきであろう。そこで、前項での試験に用いたと同じ混合物Ⅰ、Ⅱ、Ⅲを再び用いて、曲げ試験を行って検討した結果を次に述べる。

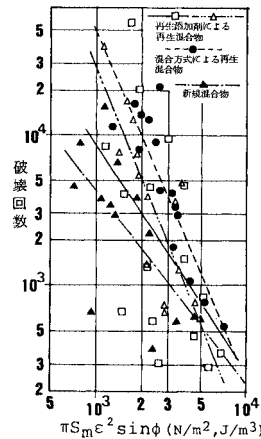
図一10は、定ひずみ速度曲げ試験の結果で、破壊時におけるひずみ  $\epsilon_r$  とスチフネス  $S_{m,r}$  の関係をプロットしたものである。3つの混合物の  $\epsilon_r \sim S_{m,r}$  関係には顕著



図一10 混合物ⅠⅡⅢの定ひずみ速度曲げ試験結果



図一11 混合物ⅠⅡⅢの変位制御繰返し曲げ疲労試験結果



図一12 現場採取混合物の変位制御繰返し曲げ疲労試験結果

な差がみられない。ただ、スチフネスの小さい部分で、混合物Ⅱの破壊時ひずみが他の2つの混合物より少し大きくなっている。この原因の一つとして、使用したアスファルトの伸度特性の影響が考えられる。

図一11は、変位制御繰返し曲げ試験における破壊回数  $N_f$  を混合物のスチフネス  $S_m$  との関係でプロットした結果である。スチフネスが等しいとき、混合物Ⅰの破壊回数が他の2種の混合物より若干大きいという傾向もみられるが、これも顕著な差とはいえない。

図一12は、図一6、7と同じ試験舗装現場で採取した

混合物供試体の変位制御繰返し曲げ試験の結果である。ここでは、試験結果のばらつきが大きく、 $N_f \sim S_m$  関係では十分な比較が困難であったため、試験変位を3段階に変えたときのすべてのデータで比較すべく、van Dijkら<sup>13)</sup>の手法と同じように、破壊回数と1サイクル当たりの消費エネルギー ( $\pi S_m \epsilon^2 \sin \phi$ ) との関係調べた。ただし、スチフネス  $S_m$ 、最大ひずみ  $\epsilon$ 、応力とひずみの位相差  $\phi$  は、試験初期の値を用いた。やはりかなりのばらつきがあるが、再生混合物の破壊回数は、新規混合物より大きい傾向にある。ただし、前に述べたように、再生混合物は新規混合物より締り密度が大きい、この図-12の試験結果には、その影響がかなり含まれていると考えねばならない。

他に、文献6)でも、再生混合物の疲労抵抗は、等しいスチフネスでの新規混合物の疲労抵抗より若干大きいという試験結果が報告されている。

さらに多くの試験データから検討を加えねばならないが、以上の結果からでは、再生混合物は、少なくとも、新規混合物より本質的に劣ることはないといえよう。

#### (4) 耐水性

アスファルト舗装の破壊は、主に、わだち掘れまたはひび割れという形で進行する。その速度は、アスファルト混合物の変形抵抗およびたわみ性、疲労抵抗性などに関係するが、これらの性質は、供用中、混合物の劣化に伴い変化する。破壊を早める主な原因の1つに、混合物のストリッピングがある。これは、水と交通荷重の相互作用により混合物中の骨材表面からアスファルトが離脱してなくなり、骨材が裸になる現象であり、舗装混合物にとって致命的な劣化形態といえる。ストリッピングの進むにつれ、混合物の曲げ強度が減少して、ひび割れ発生が早まるだけでなく、安定性も低下し、わだち掘れの進行も助長される。混合物のストリッピング速度は、交通荷重による変形の大きさ、骨材とアスファルトの付着性、混合物の透水性、アスファルトの粘性や移動性などに支配される。再生混合物は、変形抵抗が一般に大きいだけでなく、長年月、アスファルトが骨材に吸着していたことから付着性もよく、アスファルトの粘性も大きく、移動性も小さいので、ストリッピングに強い混合物とも考えられる。そこで、ホイールトラッキング試験後約1年間野外に放置していた混合物を解砕して廃材とし、再生添加剤による方法と混入方式による方法で再生混合物を作製し、水浸ホイールトラッキング試験を行った。試験は、土木研究所の方法<sup>14)</sup>と同じく、セメント安定処理した模擬路盤上に混合物供試体を置いて行った。ただし、試験条件は、土木研究所の方法と少し異なっている(表-4)。

2種類の再生混合物を新規混合物と比較するのだが、

表-4 水浸ホイールトラッキング試験条件

供試体寸法	30×30×5 (cm)
トラッキング速度	70回/min
トラッキング距離	30 cm
トラバース速度	10 cm/min
トラバース幅	25 cm
接地圧	540 kN/m <sup>2</sup> (5.5 kg/cm <sup>2</sup> )
試験前水浸時間	48 h
試験時間	6 h
試験温度	45, 53, 60, 70 °C

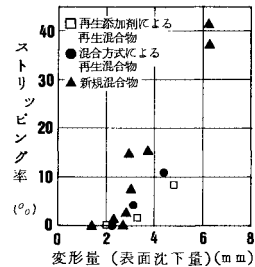


図-13 再生および新規混合物の水浸ホイールトラッキング試験結果

再生混合物の方が安定度が高く、同じ試験条件では、変形が小さく、当然その分だけ、ストリッピングが起こりにくい。そこで、純粋に各混合物の耐水性を比較するため、変形量とストリッピング率の関係を検討することにする。それを図-13に示す。再生混合物は2種類とも、同じ変形量では、新規混合物よりストリッピング率が小さい。再生混合物では、再生添加剤による方が小さい。

再生混合物の耐水性は、利用する廃材の状態(特に、骨材とアスファルトの付着の保持程度)や使用する再生添加剤の性質によっても異なることが予想されるので、図-13のような結果は一般にいえるものかどうか、さらに多くの廃材、再生混合物を用いて検討が必要だが、再生混合物は新規混合物に比べて耐水性にすぐれている可能性があるといえる。

#### 4. 再生混合物を用いる舗装の供用性について

##### (1) 混合物のスチフネスの増加による影響

前述のように、再生混合物は新規混合物に比べてスチフネスが大きいことが多い。その場合、疲労抵抗性が小さく、舗装に用いたときひび割れが心配される。このことについての実験は困難であるので、ここでは、表-5に示すような6つの舗装構造を例に取って、それらの疲労寿命(80 kN 軸荷重通過数)を、Shellの設計図表<sup>15)</sup>を応用して計算することにより検討してみる。表-5の6つの舗装構造はすべて要綱<sup>1)</sup>のB交通の目標  $T_A$  を満

表—5 寿命計算のための舗装構造例

舗装構造	(I)	(II)	(III)	(IV)	(V)	(VI)
アスファルト混合物厚 $D_1$ (cm)	5	10	15	20	10	10
上層路盤厚 $D_2$ (cm)	35	30	20	15	20	15
下層路盤厚 $D_3$ (cm)	50	35	30	25	30	15
$T_d$ (cm)	29.8	29.3	29.5	31.5	24.5	19.0
路床の設計 CBR	2	2	2	2	4	8

たすが、(I)~(IV)の4つの構造は混合物厚  $D_1$  が、また、(II)(V)(VI)の3つの構造は路床の設計 CBR が異なる。

計算にあたって、混合物の疲労特性は種々の混合物のひずみ制御繰返し曲げ試験結果<sup>13)</sup>から導かれた次の実験式<sup>15)</sup>が適用できると仮定する。

$$\epsilon = (0.856 \times V_b + 1.08) \times S_m^{-0.36} \times N_f^{0.2} \dots\dots\dots (4)$$

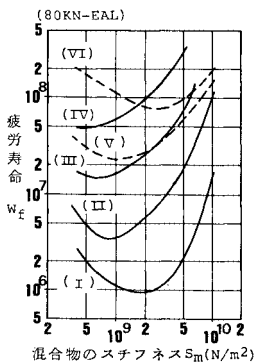
ここに、 $\epsilon$ ：繰返し曲げによる混合物の最大引張ひずみ、 $S_m$ ：混合物のスチフネス ( $N/m^2$ )、 $N_f$ ：混合物が疲労破壊するまでの曲げ繰返し回数、 $V_b$ ：混合物中のアスファルトの容積率(%)、いま、混合物を加熱式密度度アスコンとし、要綱<sup>1)</sup>でのアスファルト量の平均値から、 $V_b = 15.5\%$ として、式(4)に代入すると次式を得る。

$$\epsilon = 14 \times S_m^{-0.36} \times N_f^{0.2} \dots\dots\dots (5)$$

路床の弾性係数  $E_3$  は、Heukelom ら<sup>16)</sup>の提案する次式を参考にして決定する。

$$E_3 = 10^7 \times CBR \text{ (N/m}^2\text{)} \dots\dots\dots (6)$$

計算される疲労寿命  $W_f$  と混合物のスチフネス  $S_m$  の関係は、図—14 のように、各舗装構造とも下に凸の曲線で示され、 $W_f$  が極小となる  $S_m$  の値は舗装構造によって異なる。混合物の破壊回数  $N_f$  は、式(4)に従えば、 $S_m$  および  $\epsilon$  が大きいほど小さくなるが、実際の舗装では、 $S_m$  と  $\epsilon$  の間に相関があつて、 $S_m$  が大きいほど  $\epsilon$  は小さくなる。 $S_m$  と  $\epsilon$  の関係は舗装構造に依存するから、 $W_f$  が  $S_m$  とともに大きくなるか小さくなるかは、



図—14 表—5の6つの構造の疲労寿命と混合物のスチフネスとの関係

舗装構造によって違ってくる。なお、図—14の  $W_f$  を計算した  $S_m$  の範囲は、ほぼ、わが国の新規舗装における混合物層下部の  $S_m$  の範囲に相当する。

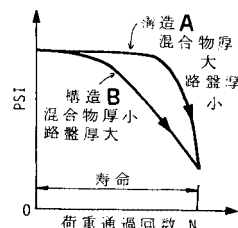
図—14で、 $W_f$  の値は舗装構造によって大きく異なっているが、舗装機能の評価、たとえば AASHO 道路試験<sup>17)</sup>での PSI による評価、に基づいた舗装の寿命  $W_i$  は、必ずしも  $W_f$  と1対1に対応しない。6つの舗装構造は、要綱に従って設計したものであり、 $W_i$  はほぼ等しいはずである。舗装の機能は、それを AASHO 道路試験の PSI の評価式で表わすとき、路面の凹凸に大きく支配される。その低下の過程は、路床と舗装材料が同じであっても舗装の構造により異なる。いま、図—15に示すような同じ寿命の、すなわち同じ  $T_d$  をもつ2つの異なる構造を考えることができる。構造 A は、構造 B に比べて、混合物厚が大きく路盤厚が小さい。構造 A の方が、ひび割れの進行が遅く、初期の PSI 低下は小さいが、ひび割れが生じた後は、路盤が薄いため、路面の凹凸の増加すなわち PSI の低下速度が大きい。構造 A は混合物層の曲げ剛性に、構造 B は路盤の荷重分散効果に、それぞれ頼った構造といえる。さらに、 $W_f$  は、はり状供試体のひずみ制御繰返し曲げ試験の結果といくつかの仮定をもとに弾性理論により計算した結果であり、実際の舗装でのひび割れ発生までの軸荷重通過回数とも、必ずしも一致するわけではない。それゆえ、 $W_f$  はある舗装構造を仮定したときの混合物の疲労特性を表わす1つの指標と考えればよく  $W_i$  を決定するための要因の1つにすぎない。

$W_i$  を  $W_f$  と路盤厚から予測できるとして、AASHO 道路試験<sup>17)</sup>の中で 80 kN 軸荷重の試験車によるデータを使って重回帰分析すると、次式を得る ( $n=30$ ,  $r=0.90$ )。

$$\log W_i = -0.27 + 0.038 D_2 + 0.029 D_3 + 0.86 \log W_f \dots\dots\dots (7)$$

ここに、 $W_i$ ：舗装の寿命 (PSI が 2.5 まで低下するまでの 80 kN 軸荷重通過数)、 $D_2$ ：上層路盤厚 (cm) (粒度調整碎石)、 $D_3$ ：下層路盤厚 (cm) (切り込み砂利)、 $W_f$ ：アスファルト混合物層の疲労寿命 (Shell の設計図表<sup>15)</sup>を使って計算した 80 kN 軸荷重通過数)。

式(7)は、路床、材料、環境などの条件が AASHO



図—15 舗装構造と PSI 低下



道路試験と同じ場合に成り立つ式であって、異なったスチフネスの範囲を示す混合物層をもつ舗装や、より大きい舗装厚の舗装に、さらに、特に構造 (VI) のように路床の CBR の大きい場合に、適用可能かどうかについての確認を得ていないが、図-14 のように計算した  $W_f$  の値から  $W_i$  を予測するためにこの式が適用できると仮定すると、 $W_i$  と  $S_m$  の関係は図-16 のようになり、各舗装構造の  $W_i$  はかなり接近した値となる。

図-16 の  $W_i$  は、かなり大胆な仮定のもとでの計算結果ではあるものの、 $S_m$  の増加が  $W_i$  に及ぼす影響に関して、次のようなことがいえるであろう。すなわち、 $S_m$  が大きくなるに従って混合物の許容ひずみは小さくなるが、あくまで、舗装厚の設計法は変えずに要綱どおりに設計するとすれば、 $S_m$  が増加することの原因で舗装の寿命が減少する危険が生ずるのは、混合物厚が小さいときと路床の設計 CBR が大きいときである。したがって、 $S_m$  の増加による供用性の低下を防ぐためには、混合物厚  $D_i$  の下限を上げるか、採用する設計 CBR の上限を下げる ( $T_A$  の下限を上げる) とよいことがわかる。

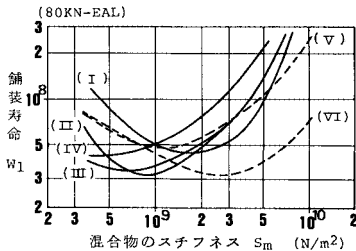


図-16 表-5の6つの構造の舗装の寿命と混合物のスチフネスとの関係

(2) 混合物の品質変動による影響

供給される廃材は、新しい材料の場合に比べて、骨材粒度分布、アスファルト量、アスファルトの性状に変動が大きい。これにより、再生混合物の品質は設計どおりにならないということが起こるが、このうち、骨材粒度分布は、過去に規格どおりにつくられた混合物のみを廃材として収集している限り、直接再生混合物の品質を大きく低下させるまでに変動することは少なく、その粒度分布に適したアスファルト量が配合されればおおむね解決することになると思われる。この骨材の変動と廃材中のアスファルト量の変動が、再生混合物のアスファルト量を最適(設計)量からずらす結果となる。アスファルト量の過多は高温時スチフネスの低下をもたらす、過少は許容引張ひずみを小さくする。アスファルト性状の混合物の力学性状に及ぼす影響は、ゴムや樹脂などの異質物が添加されていない限り、コンシステンシーから予測

することができるが、その設計値からのずれは、やはり、高温時スチフネスの低下から許容引張ひずみの減少をもたらす。許容ひずみの不足から起こる舗装のひび割れは舗装構造の改善によって防ぐことができるが、高温時スチフネスの不足から起こるわだち掘れは構造設計で対処することができない。このことを考慮すると、廃材の性質に変動が予想されるとき、アスファルトは少なめに、アスファルトのコンシステンシーは大きめに設計されることになる。

各種再生混合物のひび割れ抵抗は、さらに疲労試験による検討を加えねばならないが、3.(3) で述べたように新規混合物より本質的に劣ることはないようである。しかし、上述したように廃材の性質に大きな変動がある場合には、混合物の品質は必ずしも保証できない。そこで、再生混合物による舗装の供用性を検討するにあたって、新規混合物との疲労特性の違いを、図-17 に示すような2つのケースに分類できる。すなわち、廃材の性質に変動が少ないまたは十分な試験を実施し、配合設計に問題のない場合には、再生混合物のスチフネス  $S_m$  は新規混合物に比べて大きくなるがあっても、等破壊回数を与える繰返しひずみ  $\epsilon$  と  $S_m$  の関係は新規混合物と変わりがないと予想でき、図-17 の再生混合物 A のようになる。これに対して、廃材の性質の変動を考慮して、アスファルト量を少なめにアスファルトのコンシステンシーを大きめに配合設計するとか、不適当な再生添加剤を使用した場合には、再生混合物 B のようになる。

B のような疲労特性の低下に対する構造設計上の対策としては、結局、混合物層の信頼性が低いということであるから、その等値換算係数の低減という方法をとることになる。以下、図-17 の B のケースのように疲労特性が低下するときの舗装寿命の変化を概算し、表、基層用としての再生混合物の等値換算係数を検討してみる。

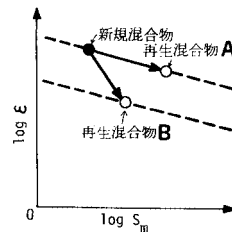


図-17 再生混合物の疲労特性

いま、たとえば、アスファルトは変わらないが、アスファルト量が設計値の 10% 程度小さくなって、容積率  $V_o$  が 15.5% から 14% に変化するとき、混合物の疲労曲線は、式(4)を使って、次のように仮定することが

できる。

$$\epsilon = 13 \times S_m^{0.36} \times N_f^{0.2} \dots \dots \dots (8)$$

このとき計算される混合物層の疲労寿命  $W'_f$  は、式(5)の疲労曲線を仮定したときに計算される  $W_f$  に比べて、 $W'_f/W_f = (13/14)^5 = 0.69$  に減少する。さらに、式(7)から、舗装寿命の変化率は、 $W'_i/W_i = (W'_f/W_f)^{0.86} = 0.69^{0.86} = 0.73$  となる。舗装要綱<sup>1)</sup>の構造設計式から、 $T_A$  は  $W_i^{0.16}$  に比例する。ゆえに、この寿命の変化は、 $T'_A/T_A = (W'_i/W_i)^{0.16} = 0.73^{0.16} = 0.95$  なる  $T_A$  の変化に相当すると考えられる。この  $T_A$  の5%の減少が混合物の等値換算係数  $a_1$  の減少によって生ずるとすると、その低減率  $\alpha$  は、

$$\alpha = \left( \frac{T_A - T'_A}{T_A} \times 100 \right) \times \frac{T_A}{D_1} = 5 \times \frac{T_A}{D_1} \quad (\%) \dots \dots \dots (9)$$

となり、 $T_A$  と  $D_1$  により変化する。

具体的な  $a_1$  の低減率の決定には、混合物の疲労特性や  $W_i$  と  $W_f$  の関係についてさらに詳細な研究が必要だが、式(9)から、次のことを知ることができる。

すなわち、疲労特性が通常の新規混合物より劣る混合物を表、基層に用いるとき、 $T_A$  の設計目標値を変えないならば、混合物の等値換算係数  $a_1$  の低減を考えねばならないが、目標  $T_A$  値の大きいとき、すなわち重交通区分または設計 CBR の小さいときほど、また、混合物厚の小さいときほど、低減率を大きくとる必要があるといえる。

## 5. 結 論

以上の研究で、次のことを知ることができる。

(1) 今後、再生に利用される廃材に含まれるアスファルトは、通常の新しいアスファルトに比べて、針入度が低く、 $PI$  が大きいことが多いと予想される。

(2) アスファルトと再生添加剤の混合物のコンシステンシーは、実用上、簡単な混合則から予測できる。

(3) アスファルトのコンシステンシーを、その化学組成から、ある程度説明することができる。

(4) 再生混合物の締固めは、新規混合物に比べて、難しいということはない。

(5) 再生混合物中のアスファルトは不均一な状態で存在することがあるが、これが混合物の力学性状に与える影響を、動的安定度に見ることができるといえる。

(6) ひび割れ抵抗について、再生混合物が、新規混合物より本質的に劣るということはない。

(7) 再生混合物は、新規混合物に比べて、耐水性にすぐれている可能性がある。

(8) 再生混合物のスチフネスは新規混合物より大きくなる可能性があるが、その舗装の供用性への影響は、舗装構造により異なる。

(9) 廃材の性質変動などから、再生混合物の疲労特性に不安があるときには、再生混合物層の等値換算係数を低減しなければならない。

## 参 考 文 献

- 1) 日本道路協会：アスファルト舗装要綱，1978.
- 2) 飯島 博・高麗 啓：アスファルトの成分と感温性および軟化点との関係について，石油学会誌，Vol. 5, No. 8, pp. 26~30, 1962.
- 3) 日本道路協会：舗装廃材再生利用に関する現況報告書，1981.
- 4) Davidson, D.D., Canessa, W. and Escobar, S.J. : Recycling of Substandard or Deteriorated Asphalt Pavements—A Guideline for Design Procedures, AAPT, Vol. 46, pp. 496~525, 1977.
- 5) Heukelom, W. : An Improved Method of Characterizing Asphaltic Bitumens with the Aid of their Mechanical Properties, AAPT, Vol. 42, pp. 67~98, 1973.
- 6) 関西道路研究会舗装材再利用小委員会：混入方式によるアスファルト廃材の再利用に関する調査，舗装，Vol. 13, No. 7, pp. 17~21, 1978.
- 7) 大矢清六・今泉兼道・日浅浩政・藤田哲治：アスファルトの組成分析法，アスファルト，Vol. 16, No. 94, pp. 15~17, 1973.
- 8) 鈴木義昭：再生アスファルト混合物の品質特性とその耐久性，道路建設，No. 401, pp. 54~64, 1981-6.
- 9) Carpenter, S.H. and Wolosick, J.R. : Modifier Influence in the Characterization of Hot-Mix Recycled Material, TRR, 777, pp. 15~22, 1980.
- 10) 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.
- 11) Bonnaure, F., Gest, G., Gravois, A. and Uge, P. : A New Method of Predicting the Stiffness of Asphalt Paving Mixtures, AAPT, Vol. 46, pp. 64~104, 1977.
- 12) 牛尾俊介：アスファルトの工学特性（第2報），広い温度領域に適用される粘度式について，石油学会誌，Vol. 23, No. 6, pp. 376~384, 1980.
- 13) Van Dijk, W. and Visser, W. : The Energy Approach to Fatigue for Pavement Design, AAPT, Vol. 46, pp. 1~40, 1977.
- 14) 小島逸平・古関堅治：水浸ホイールトラック試験によるアスファルト混合物のはく離，土木技術資料，Vol. 19, No. 4, 1977.
- 15) Shell International Petroleum Co. : Shell Pavement Design Manual, 1978.
- 16) Heukelom, W. and Klomp A.J.G. : Dynamic Testing as a Means of Controlling Pavements During and After Construction, Proc. of 1st Inter. Conf. on Structural Design of Asphalt Pavements, pp. 667~679, 1962.
- 17) H.R.B. : The AASHO Road Test, Report 5, Pavement Research, HRB SR 61 E, 1962.

(1983. 8. 22・受付)