

## 路床改良層をもつ舗装の構造評価

### STRUCTURAL EVALUATION OF ASPHALT PAVEMENT WITH CHEMICALLY STABILIZED LAYER

轟 幸雄\*・萩原久吉\*\*・三浦裕二\*\*\*

By Yukio TODOROKI, Hisayoshi HAGIWARA and Yuji MIURA

A test pavement with a chemically stabilized layer was constructed and periodically investigated by a non-destructive method. Three years after the construction of the pavement, a large portion was dismantled to allow deflection measurements on the surface of each underlying pavement layers (base course and subbase course). Field CBR tests were performed over the stabilized layer and samples were also extracted of laboratory CBR and other tests.

This paper describes the results of the structural evaluation of the test pavement using the modified Benkelman beam, and the comparison of the laboratory CBR and modulus of evaluation (or modulus of deformation) of stabilized layer.

*Keywords: asphalt pavement, soil stabilization, structural evaluation, modulus of deformation, CBR*

#### 1. ま え が き

軟弱な路床もしくは低支持力路床にあつては、しばしば改良工法が用いられる。路床改良工法の経済性を他の工法たとえば置換工法と比較した場合、路床の安定処理費用は増加する反面、路床の強度増加による舗装厚の低減、土工費の減少、さらに残土処理にかかわる諸費用をほとんど必要としない点を考慮すれば、トータルコストではむしろ安価になる場合もある<sup>1)</sup>。最近では土質安定処理技術の向上により高支持力の改良層の構築が可能となったこと、および省資源、省エネルギーという見地からも路床改良工法を積極的に採用し、舗装厚の軽減および発生土の抑制を図ることが重要である。

安定処理路床の支持力特性の評価にあたっては、改良層と未改良層とで力学的な性質が異なっていることに注目しなければならない。このように路床が多層で構成されている場合の支持力特性をいかに評価するかは舗装の構造設計に際し重要な課題である。わが国での評価方法

であるアスファルト舗装要綱の方法を例にとれば、安定処理層のCBRの上限値を20%とし、さらに20cmの層厚低減を設け、路床の平均CBR(CBR<sub>m</sub>)を求めている<sup>2)</sup>。この方法は長期にわたる経験に基づくものであり、実際の設計に際し特に問題は生じていないようである。しかしながら、CBRに上限値を設けたこと、低減厚を路床改良厚に無関係に20cmと固定したことなど、さらに検討を要する問題を内包しているように思われるが、多層構造の路床評価に関する研究は少ない。

一方舗装の設計方法に注目すると、最近では力学解析に基礎を置く設計方法の進歩により合理的な設計も可能となりつつあり、実際に用いられるようになった<sup>3),4)</sup>。この場合の一般的な設計方法はシェル石油の方法<sup>5)</sup>、あるいはA.I.の方法<sup>6)</sup>に代表されるように、アスファルト下縁に生ずる引張りひずみと路床面上の鉛直ひずみが許容値以下となる断面を決定する方法である。わが国においてもこのような設計方法の導入は今後の技術の発展のために必要であると論じられている<sup>7)</sup>。

舗装の構造設計に際し、弾性理論を導入するための最も重要なことは舗装を構成する各層の弾性係数を把握することである。アスファルト混合物の弾性係数の推定には、アスファルトの弾性係数と骨材容積率を関数とするHeukelomとKlompの推定式が利用されることが多

\* 正会員 日本大学短期大学部助教授 建設科土木コース (〒274 船橋市習志野台7-24-1)

\*\* 正会員 工修 中央復建コンサルタンツ㈱ (〒103 中央区日本橋大伝馬町2-11)

\*\*\* 正会員 工博 日本大学教授 理工学部交通土木工学科 (〒274 船橋市習志野台7-24-1)

い<sup>9)</sup>。一方路床土の弾性係数の推定は CBR との関係で示される  $E=n \cdot \text{CBR}$  の関係式が用いられ、一般に  $n=5 \sim 20$  (MPa) が用いられてきた<sup>9)</sup>。わが国においても  $n=100$  (kgf/cm<sup>2</sup>) が一般的に利用されている<sup>10)</sup>。一方粒状材料の弾性係数は繰返し三軸圧縮試験の結果から動的弾性係数を求め、主応力との関係で評価する方法<sup>11),12)</sup>、あるいは路床土の弾性係数比と粒状材の層厚の関係から求める方法が利用されている<sup>13)</sup>。

そこで改良層の力学的性状の把握が可能となれば、解析的手法による設計も可能となると考え、小規模ではあるが、路床改良層をもつ試験舗装を設け、たわみ・曲率半径に基づく非破壊調査を継続的に実施してきた。本研究は建設後3年経過した時点で試験舗装を全面解体し、それぞれの層上でのたわみ試験ならびに改良層の CBR 試験を実施し、その結果を中心に取りまとめたものである。

## 2. 試験舗装

試験舗装は大宮市の協力により市内深作地内に設けた。舗装構造は図-1に示したとおり、表層(アスファルト層)5 cm、路盤(粒度調整砕石)10 cmの層構造をもち TA は 8.5 cm である。また、改良層の断面は2種の安定材と4種の改良厚(30~60 cm)の組合せで、計8断面とし、その延長は240 m である。路床は火山灰質粘性土(関東ローム)である。試験舗装の建設直前に測定した物理的性状ならびに不攪乱試料による室内 CBR (水

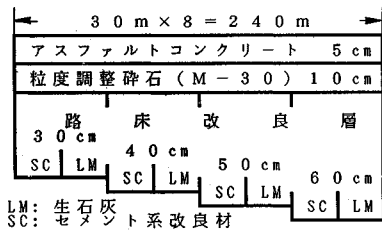


図-1 試験舗装の断面図

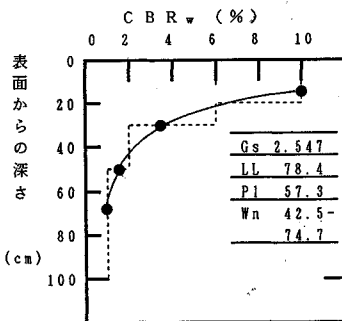


図-2 路床土の CBR と物理的性状

浸)を図-2に示す。図に示したとおり CBR が階段状に変化するものと仮定すると平均 CBR (CBR<sub>m</sub>) は 2.5% である。また乱した試料による設計 CBR は 1%未滿と軟弱であり、置換工法あるいは安定処理による路床改良が必要な状態であった。

改良土の配合設計は CBR 試験によって行った。目標 CBR は 30%とし、安定処理材の添加量はセメント系土壌改良材(以下 SC と記す)で 18%、生石灰(以下 LM と記す)で 22%を得た。一般的に添加量は施工に際し、15~20%の割増しを考慮するが、ここでは得られた添加量をそのまま用いることにした。

## 3. 試験概要

継続的に実施してきた調査は、たわみ・曲率半径に基づく2層構造評価(以下 PSE と記す)である。PSE とはたわみ(W)と曲率半径(R)ならびに第1層の厚さ(h)を既知条件として、第1層および第2層の見掛け上の弾性係数を推定するものであり、その概念図を図-3に示す<sup>14)</sup>。さらにアスファルト舗装のたわみに及ぼす温度の影響を調べ、温度補正システムを確立し、このシステムに取り入れている<sup>15)</sup>。なおこの方法で求まる弾性係数は単に材料の力学定数を示すものでなく、層の厚さ効果をも含むものであるが、ここでは以下単に変形係数とよぶ。

最初の解体調査は試験舗装の供用開始後、約2年(640日)経過した時期に実施した。調査内容は改良層まで部分開削(2 m x 1 m)し、改良層上で現場 CBR (CBR<sub>f</sub>)を測定した。供用開始以来3年(1150日)経過した時点で実施した2回目の解体調査は、舗装を全面解体し、その過程で表層上、路盤上、改良層上の順でたわみを測定し、改良層に関しては現場 CBR 試験ならびに不攪乱試料による室内 CBR 試験を行った。なお、たわみ測定は輪荷重 5000 kgf (49 kN)、タイヤ空気圧 6.5 kgf/cm<sup>2</sup> (637 kPa) の条件で行い、弾性理論解析は接地半径 17 cm とし、接地圧 5.51 kgf/cm<sup>2</sup> (540 kPa) で計算した。

## 4. 構造評価

### (1) CBR 試験

図-4は現場 CBR (CBR<sub>f</sub>) と不攪乱試料による室内

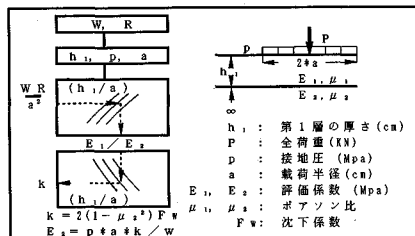


図-3 2層構造評価システム (PSE) の概念図

CBR の関係を示したものである。現場 CBR は改良層上の表面付近で測定したものであり、一方室内 CBR はコアサンプルを用いて、非水浸 CBR (CBR) と水浸 CBR (CBR<sub>w</sub>) 試験を行った。CBR<sub>f</sub> と CBR ならびに CBR<sub>w</sub> の間にはばらつきはあるものの CBR = 0.75 × CBR<sub>f</sub> ならびに CBR<sub>w</sub> = 0.40 × CBR<sub>f</sub> の関係が得られた。このように、CBR が CBR<sub>f</sub> に比べ低下したことは、サンプリングに際しての試料の乱れ等に起因したものとと思われる。図-5 は CBR の経時変化を示したものである。ここで施工時および施工後経過時間の短いものと不攪乱試料による室内 CBR 試験とは条件を異にする。前者は施工時の現場処理土を現場で 3 層 17 回という条件で締め固め、モールドごと土中養生した後、試験の直前に 4 日間水浸養生し実験に供した結果である。左縦軸に CBR<sub>f</sub> を取り右縦軸を CBR<sub>w</sub> とし、両軸間関係は前述の結果から CBR<sub>w</sub> = 0.40 × CBR<sub>f</sub> となるように設定している。改良土の施工直後の室内 CBR に着目すると、目標 CBR の約 50% に当たる 15~17% であった。これは施工に際しての強度の低下であり、空港公団では式(1)を用いて強度低下を推定している<sup>16)</sup>。締め固め条件は配合設計時と同一条件であるものの、混合ならびに養生温度等条件の異なることを考慮に入れると、この程度の強度の低下は妥当な結果であると考えられる。

$$CBR_c = a_1 \times a_2 \times a_3 \times CBR_b \quad \dots\dots\dots (1)$$

ここに、

CBR<sub>c</sub> : 施工時の CBR

CBR<sub>b</sub> : 配合設計時の室内 CBR

a<sub>1</sub> : 混合程度の相違による係数 (通常は 0.6)

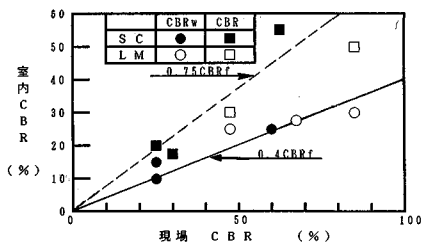


図-4 改良土の室内 CBR と現場 CBR の関係

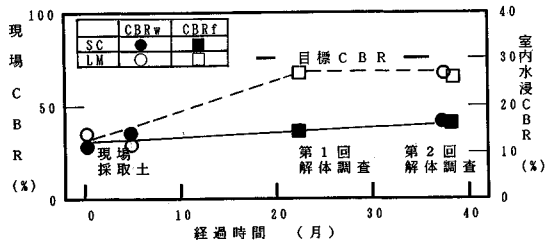


図-5 CBR の経時変化

a<sub>2</sub> : 締め固めの相違による係数 (通常は 0.7)

a<sub>3</sub> : 養生温度の相違による係数

(通常は 10°C で 0.85, 20°C で 1.0, 30°C で 1.35)

次に施工後 2~3 年経過した時点での CBR に着目すると、施工直後から 2 年経過時までは CBR の増加が認められ、その傾向は LM が顕著である。

図-6 は 2 年経過時に測定した現場 CBR と 3 年経過時に測定した現場 CBR の関係を示したものである。改良厚 60 cm の LM (LM 60) を除き、建設後 3 年経過時の現場 CBR が 2 年経過時の現場 CBR に比較し、若干大きいことが認められた。

(2) たわみ量

図-7 はたわみの経時変化を改良厚別に示したものである。たわみは長期にわたり減少し、安定材の特性が明瞭に現われ、建設直後の SC のたわみは LM に比べ小さい。しかし施工後 6~7 か月以降は逆転して LM の効果が顕著になり、LM のたわみが SC に比べ小さくなる。1 年以降のたわみは経時的に減少するとはいえず、測定時により変動し、たとえば 1 年および 3 年経過時のたわみに比べ、2 年経過時のたわみが大きい。これは測定した季節の差異、あるいは路床土の含水比の変動による支持

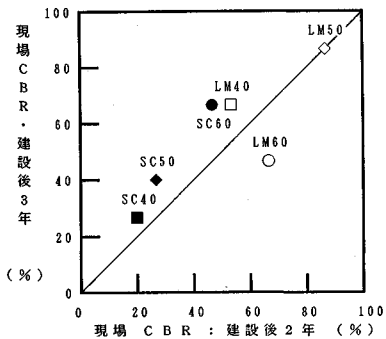


図-6 建設後 2 年および 3 年経過時の現場 CBR

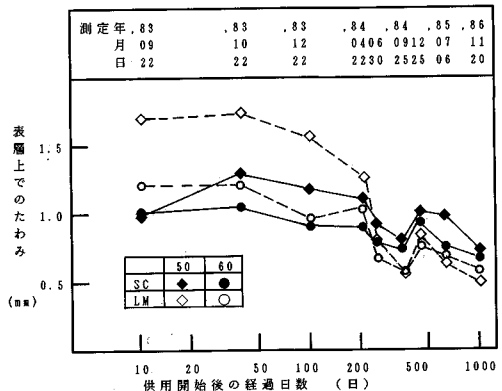


図-7 表層上のたわみの経時変化

力の変化等に起因したものと考えられる。

図-8は表層、路盤、改良層上で測定したたわみと改良厚の関係を示したものである。たわみは改良厚に比例して減少する。図中点線で示したものは試験舗装を建設する過程で測定した改良層上でのたわみと建設直後に表層上で測定したたわみである。これを今回の結果と比較すると、建設後3年経過したことにより、たわみは1/2~2/3に減少することがわかる。次にたわみと改良厚の関係に目を向けると、改良厚を10cm増加することによるたわみの減少は建設直後で平均して約0.5mmである。また、建設後3年経過時の表層上のたわみを改良厚40cmと50cmで比較すると、その差は約0.3mmである。このように、たわみに及ぼす改良厚の効果は安定処理土の材令の若いときにやや大きく、供用後長期間経過すると、さらに改良効果が付加され、経時的なたわみを減少させている。

TRRL Reportではフルスケールの舗装の調査結果か

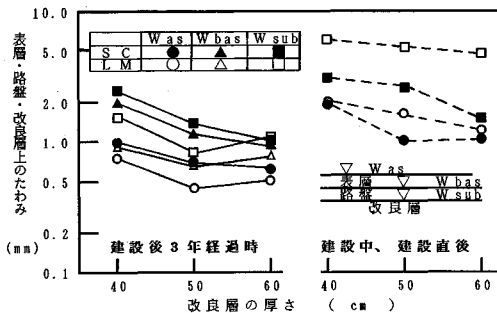


図-8 建設時および解体調査時のたわみ

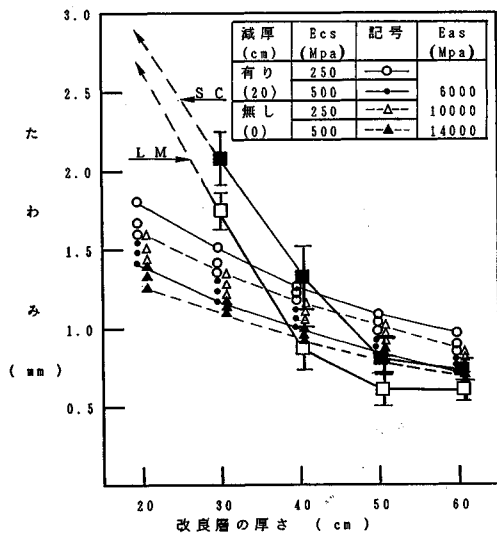


図-9 たわみと改良層の厚さの関係 (実測値と解析値)

ら、舗装の寿命はたわみの3乗に反比例するとしている<sup>17)</sup>。このように路床を改良することによりたわみが大きく軽減されることは、舗装の寿命を数倍延長することであり、舗装構造の強化という観点から考えても意義のあることである。

図-9の■および□は建設後3年間の経過過程で測定したたわみのうち、変化の安定した後半4回の平均値とその標準偏差を示したものである。SCとLMで若干の差は認められるものの、たわみは改良厚に反比例して急激に増加する。たとえば改良厚が50cmから40cmに減少することによるたわみの増加は約0.4mmであるが40cmから30cmの間でたわみは0.8mmの増加となる。もしもこのままの傾向でたわみが推移するものとするれば、改良厚20cmでは2.5~3.0mmと推定できる。この値は改良層を設けず路床の弾性係数を  $E=10 \cdot CBR=25$  (MPa) と仮定して弾性理論解析で求めた際のたわみにほぼ等しい。図-9にはあわせて、舗装を3層構造と仮定し、弾性理論解析により表層上のたわみを求め改良厚別に示した。各層の弾性係数は表層 ( $E_{as}$ ) を (6000~14000) MPa、粒度調整碎石路盤 ( $E_{cs}$ ) を 250 MPa および 500 MPa と固定し、それ以下の層は改良層の CBR を 20% としてアスファルト舗装要綱に準じて平均 CBR ( $CBR_m$ ) を求め  $E_m=10 \cdot CBR_m$  (MPa) の条件で平均弾性係数 ( $E_m$ ) を求めた (図-10 参照)。

弾性理論解析値と実測値を比較すると、改良厚の薄い部分 (30 cm 以下) で実測値のたわみが大きく、逆に改良層が 40 cm 以上となると実測値のたわみは理論解析値のたわみに比較して小さい。このように、解析値と実測値が一致しないのは弾性係数の仮定に起因するものと考えられる。解析に用いた弾性係数は破壊調査 (改良厚 40~60 cm で実施) の結果を踏まえて仮定したものであり、特に改良厚 30 cm の場合にその差異は大きい。また改良厚 30 cm のたわみが大きいのは舗装構造、すなわちこの路床条件と舗装厚 (TA=8.5 cm) に対し、改良厚が薄かったことによるものと考えられる。したがって、改

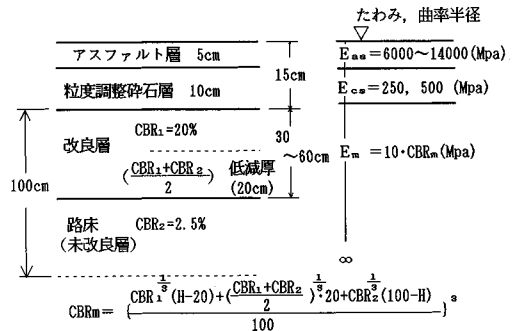


図-10 各層の弾性係数の仮定

各厚 30 cm の破壊調査は実施しなかった。改良厚が 60 cm と 50 cm を比較したとき、両者に顕著な差は認められず、むしろ改良厚 50 cm のたわみが 60 cm より小さい場合が認められた。これは試験舗装区間の路床土が均一でなかったこと、あるいは改良厚の厚い区間で、現場施工時に安定材の混合が不均一になったこと等に起因するものと推察される。

(3) PSE による評価

解体調査直前に測定したたわみ・曲率半径をもとに、各層の変形係数を求めた。前にも述べたとおり、変形係数は舗装を 2 層構造とした際の弾性係数であり、一般の舗装構造にあって 2 層構造モデルは幾通りかの組合せが考えられる。図-11 は試験舗装を 2 層構造と考えたときの 2 層モデルと変形係数の関係を示したものであり、図中には 3 層モデルも併せて示した。舗装をこのような 2 層モデルとして求めた変形係数を図-12 に示す。改良層を舗装に含めた際の変形係数 ( $E_p$ ) ならびに改良層を路床に含めた際の変形係数 ( $E_b$ ) は改良厚にかかわらず、LM を用いた場合が SC に比較して大きい。著者らは表-1 に示したように、PSE による 2 層構造評価が簡便であるということから、この方法を用い、いくつかのアスファルト舗装の構造評価を実施してきた。

図-13 は著者らが過去に舗装構造評価のために設けた試験舗装の断面である。断面は 2 種類の支持力をもつ路床上に同一舗装厚 (40 cm) にして層構成の異なる 3 種

類の舗装を設けてあり、合計 6 断面である。図-14 は PSE により舗装全厚 ( $h_1=40$  cm) の変形係数 ( $E_p$ ) を求め、TA との関係を検討し、一例として示したものである<sup>18)</sup>。図中に示した関係式に今回の調査結果から得られた  $E_p$  (改良層を舗装に含めた際の変形係数) を代入することによって求めた改良層の等値換算係数 ( $a_i$ ) を図-15 に示した。等値換算係数は改良厚によって異なり、SC で 0.20~0.22, LM で 0.21~0.31 が得られた。これは下層路盤として十分機能し得る値である。

(4) 破壊調査による評価

破壊調査は次のような手順で行った。表層上でのたわみ ( $W_{as}$ ) を測定した後に表層を解体し、次に路盤上のた

表-1 2層構造評価の特色

層数	二層	多層
評価する層の区別	(舗装/路床) (アスファルト層/支持層)	(アスファルト層/粒状/路床) (砂層/基層/粒状/路床)
必要な情報	たわみ、曲率半径、第一層の厚さ	多点のたわみ量、各層の厚さ
評価方法	二層弾性体と仮定し、たわみ等の情報から弾性係数を推定する。 一層を仮定し、それ以上三層に拡張することも可能となる。	多層弾性体と仮定し、各層の弾性係数の推定値から求めた表面変位と測定値の差がなくなるように最小二乗法に基づき弾性係数を推定する。
特徴	(舗装/路床) あるいは (アスファルト層/支持層) の構造情報が確認できない。	構成層の弾性係数を合理的に推定することが可能である。 繰り返し計算を行なうことから、多層となるほど計算量が膨大する。

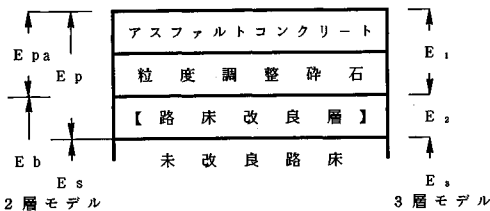


図-11 試験舗装断面と 2 層および 3 層モデル

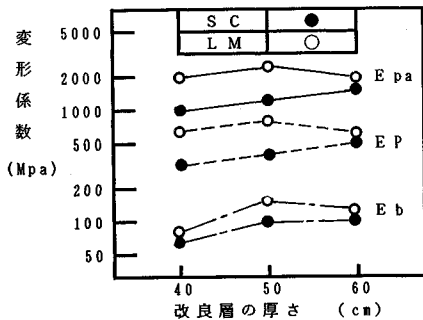


図-12 変形係数と改良厚の関係

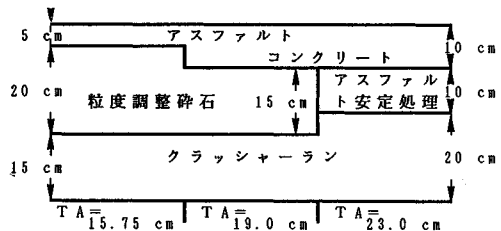


図-13 舗装構造評価の実施断面例 (伊東市内)

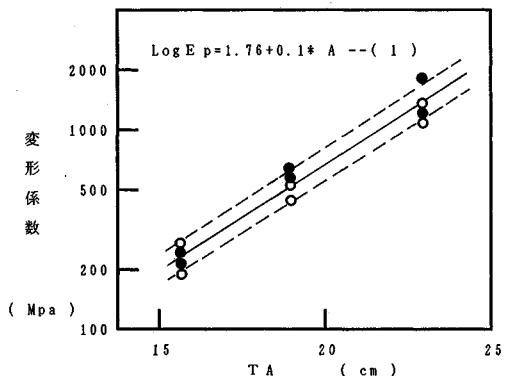


図-14 変形係数 ( $E_p$ ) と TA の関係 (伊東市内試験舗装)

わみ ( $W_{bas}$ ) を測定し、最後に改良層上のたわみ ( $W_{sub}$ ) を測定した。舗装構造と各層の弾性係数の関係は図一16に示したとおりである。アスファルト層の弾性係数は、路盤上で測定したたわみ量をもとに路盤以下を一様体として平均弾性係数 ( $E_{base}$ ) を求め、次にアスファルト層の弾性係数 ( $E_{as}$ ) を任意に与え、2層弾性理論解析により算出した表層のたわみ量が実測値と一致するように求めた。路盤の弾性係数 ( $E_{cs}$ ) も同様に、改良層上で測定したたわみから改良層以下の平均弾性係数 ( $E_{sub}$ ) を求め、次に路盤の弾性係数 ( $E_{cs}$ ) を与え、路盤上で測定した実測値と一致するという条件で求めた。図一17に各層の弾性係数と改良厚の関係を示した。アスファルト層の弾性係数 ( $E_{as}$ ) はLMで11 000~14 000 MPa、SCでは改良厚によって変化し6 000~14 000 MPaが得られた。舗装 (アスファルト層+路盤層) の弾性係数 ( $E_{pav}$ ) はLMとSCで異なり、LMで約1 500 MPa、SCでは約1 000 MPaであった。また路盤の弾性係数 ( $E_{cs}$ ) もSCとLMで顕著な差が認められ、LMで560~710 MPa、SC

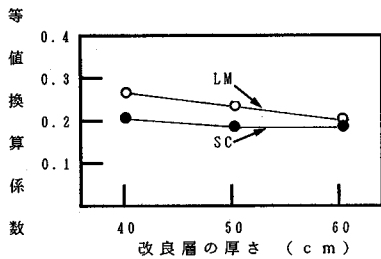
で170~320 MPaであった。このように、破壊調査に基づくたわみから、下層の弾性係数が既知という条件下で上層の弾性係数を推定した結果、路盤の弾性係数は改良厚以下の影響を受けて評価され、安定材の種類により異なり、また改良厚に比例して大きくなる結果が得られた。

破壊調査に先立ち表層を調査した結果、わだち掘れ、あるいはひびわれは認められず、今後の供用に十分耐え得る状態であった。これは、この区間の交通量が、5 tf の輪荷重に換算し、1日当たり約10台と少ないことによるものと思われる。したがって、図一9に示した4回のたわみの平均は初期のたわみと考えられる。TRRLは初期たわみと許容繰返し数の関係をレポート833に示した。たとえば図一9に示した改良厚50 cmのたわみは、安定材により差異はあるが、0.7~0.9 mmである。この初期たわみから、破壊確率75%の許容繰返し数を求めると(0.6~0.3)  $10^6$ 輪が得られ、A交通に相当する舗装構造とみなすことができる。

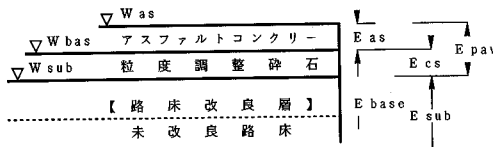
(5) ひずみによる評価

アスファルト舗装の疲労破壊に対する抵抗性は通常ひずみで整理されることが多い。ここでは図一16に示すとおり、舗装をアスファルト層 ( $E_{as}$ ) と路盤以下 ( $E_{base}$ ) で構成される2層構造と考え、2層弾性理論解析によりアスファルト層下縁での引張りひずみを求めた。引張りひずみと改良厚の関係を図一18に示す。表一2はアスファルト下縁に生ずる引張りひずみの許容値 (層厚50 mm以下)を示したものである<sup>19)</sup>。図の右縦軸はこの表をもとに、空隙率5%の場合の許容ひずみにわが国の標準輪荷重 (5 tf=49 kN) から4乗則式を用いて算出した輪数を対応させたものである。

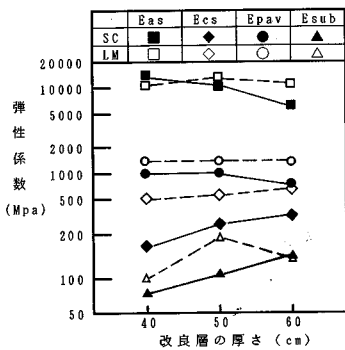
この舗装の路床条件は50 cmの改良層を設けた場合



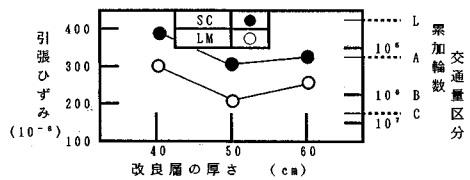
図一15 等値換算係数と改良厚の関係 (伊東の例)



図一16 解体調査時の各層のたわみと2層モデル



図一17 構成層の弾性係数と改良厚の関係



図一18 アスファルト層下縁での引張りひずみと改良厚の関係

表一2 アスファルト層下縁での引張りひずみの許容値 (層厚50 mm以下)

標準輪荷重 の累加台数 (40 kN)	許容ひずみ * 10 <sup>-6</sup> 混合物の空隙率 (%)		
	2	5	9
10 <sup>3</sup>	1060	970	880
10 <sup>4</sup>	700	620	580
10 <sup>5</sup>	440	410	360
10 <sup>6</sup>	290	270	240
10 <sup>7</sup>	190	175	150
10 <sup>8</sup>	120	115	100

で、設計 CBR=6%である。したがって、現行設計法によって設計すれば、L交通で12 cm、A交通で16 cmのTAが必要である。それに対して実際に施工したTAは8.5 cmであり、明らかに不足している。しかし、引張りひずみから判断すればおおむねA交通に対応する舗装構造といえよう。

(6) 3層構造評価による検討

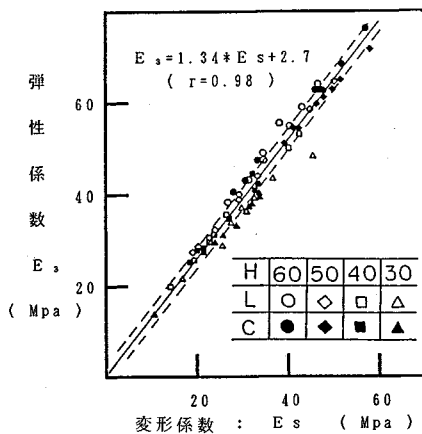
前項まででは、舗装構造を2層と考えた際の変形係数を求め検討を加えてきた。しかし実際に舗装構造を検討する場合、少なくともアスファルト層、路盤、路床から構成される3層構造での評価法の確立が急務であろう。ここでは舗装(表層+路盤)、改良層、路床から成る3層構造を考え、次のような解析を試みた。

a) 多変量解析による  $E_3$  の推定

舗装を2層構造とした場合の路床の変形係数 ( $E_s$ ) と3層構造とした際の弾性係数 ( $E_3$ ) の関係は両者に比例関係は認められるものの、 $E_3 = E_s$  とはならず、構成層の層厚および弾性係数により異なる。そこで次の手法により両者の関係を求めた。表一3に示したとおりの組合せで、層厚および弾性係数の異なる約4000の3層構造断面を仮定し、弾性解析によりたわみと曲率半径を計算する。次にこのたわみと曲率半径を用い、PSEシステムにより2層構造での変形係数を求める。求めた変形係数と  $E_3$  の関係を多変量解析の結果より次のように求めた<sup>20)</sup>。

表一3 3層弾性理論解析に用いた層厚と弾性係数の組合せ一覧

構成層の厚さ (cm)	h1	5, 10, 15, 20, 25
	h2	10, 20, 30, 40, 50, 60, 70
弾性係数 *1000 (Kgf/cm <sup>2</sup> )	E1	10, 15, 20, 30, 50, 70, 100
	E2	1, 2, 4, 7,
	E3	0.2, 0.3, 0.4, 0.5, 0.7 (1 Kgf/cm <sup>2</sup> = 0.098 Mpa)



図一19 路床土の弾性係数と変形係数の関係

$E_3 = 1.90(h/a)^{0.033} * (h_1/h)^{-0.13} * (E_p/E_s)^{0.20} * (E_{pa}/E_b)^{-0.16} * (E_s)^{0.90}$  ( $r=0.88$ ) .....(2)

建設直後から経時的に測定してきた結果を用いて、式(2)より  $E_3$  を求め、 $E_s$  との関係を整りし図一19に示した。多少のばらつきはあるが  $E_3 = 1.34E_s$  が得られた。

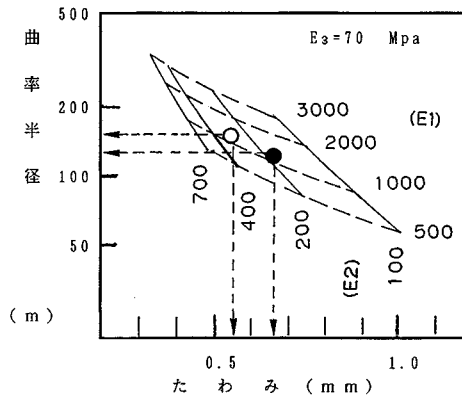
b) 弾性理論解析による  $E_1$  と  $E_2$  の推定

$E_1$  および  $E_2$  の推定は、 $E_3$  を  $E_s$  から求め、たわみおよび曲率半径が実測値と一致するように試算法で求めた。

図一20は  $E_1$ 、 $E_2$  とたわみ・曲率半径の関係を示した一例であり、 $E_3 = 1.34E_s = 70$  (MPa) の場合である。解体調査直前に調べた路床の変形係数 ( $E_s$ ) から  $E_1$ 、 $E_2$  を推定し、表一4に示した。改良層の弾性係数は改良厚と安定材の種類により異なり、SCで160~230 MPa、LMで250~390 MPaとばらつきが認められた。一方弾性係数比  $R = (E_2/E_3)$  に着目すると、安定材の種類により異なるものの、改良厚による差異は少なく、LMで4.4~4.7、SCで3.6~4.0と比較的に狭い範囲に集中している結果が得られた。

図一21は改良層の弾性係数 ( $E_2$ ) と攪乱試料による室内水浸 CBR の関係を示したものである。多少のばらつきはあるものの  $E_2 \approx 10 \text{ CBR}_w$  (MPa) に近い関係が得られた。

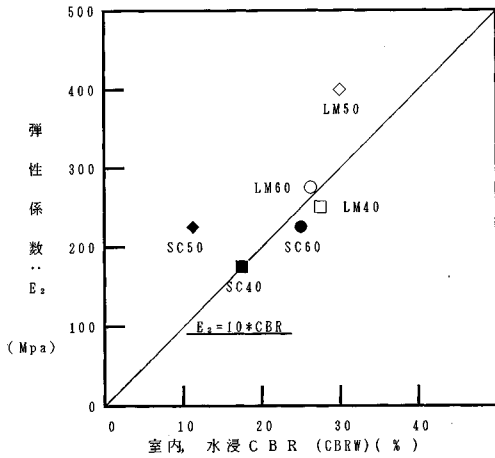
竹下は等値換算係数 ( $a_i$ ) と  $E$  の間には式(3)のような関係があるとしている<sup>21)</sup>。



図一20 たわみ・曲率半径と弾性係数の関係

表一4 舗装構成層の弾性係数一覧

安定材 改良厚	(Mpa base)					
	S C			L M		
$E_1$	40	50	60	40	50	60
$E_2$	620	740	1030	1130	1470	1180
$E_3$	160	230	220	250	390	280
$E_3$	45	61	55	53	84	64
$E_2/E_3$	3.6	3.8	4.0	4.7	4.6	4.4



図一21 改良層の弾性係数と CBR の関係

$$a_i = 0.0119E^{0.46} \dots \dots \dots (3)$$

この式を用い 3 層構造解析により求めた改良層の弾性係数 ( $E_2$ ) から  $a_i$  を推定し図一22 に実線で示す。ここで留意すべき点は式(3)より  $a_i$  を算出する過程で、改良土の弾性係数 ( $E_2$ ) は原位置試験の結果に基づき求めたものであり、これは気象条件等により異なる。そこで水浸時の弾性係数 ( $E_w$ ) を次の仮定に基づき算出した。改良土の弾性係数と CBR は比例関係にあり ( $E \propto CBR$ )、さらに  $E_w = \alpha \cdot E_2$  で示されるものと仮定し、次式より  $E_w$  を求めた。

$$E_w = \alpha \cdot E_2 = (CBR_w / CBR_t) \cdot E_2 = 0.4 \cdot E_2 \dots \dots (4)$$

ここに、 $CBR_w$ : 改良土の室内 CBR

$CBR_t$ : 改良土の現場 CBR

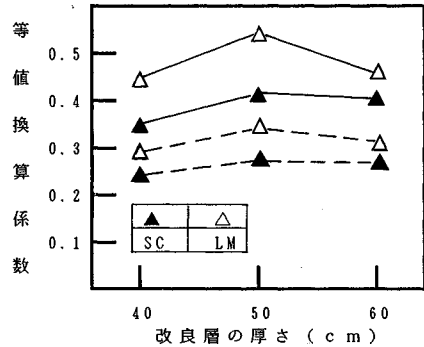
その結果を用いて  $a_i$  を求め図中に点線で示した。求めた等値換算係数の値は解析方法の相違により先に示した結果と多少異なり、また改良厚により差異があり、LM で 0.28~0.35、SC で 0.23~0.27 が得られた。

このように路床を改良する効果はこの調査からも確認でき、等値換算係数という観点から判断すると、この試験舗装の改良層は修正 CBR 20~30% の粒状材料あるいはそれ以上に相当するといえよう。

### 5. 結 論

路床改良層をもつ舗装の構造評価を目的として、大宮市内に試験舗装を設け、経時的に調査を実施してきた。このたび、全面解体し、調査を実施した結果、次の結論を得た。

(1) たわみは経時的に減少する。減少の傾向は SC と LM で異なり、建設当初は SC のたわみが小さく、6~7 か月以降になると逆転して LM のたわみが小さくなりそのまま推移する。したがって、たわみ・曲率半径



図一22 等値換算係数と改良厚の関係 (竹下式)

に基づく評価特性も同様の傾向を示した。

(2) 試験舗装をたわみから判断すれば、改良厚 30 cm の改良効果は認められず、40 cm 以上で路床改良の効果が認められた。

(3) たわみ試験の結果に基づき、各層の弾性係数を求め、多層弾性理論解析によりアスファルト層下縁の引張りひずみを求めた。引張りひずみから試験舗装を評価すると、A 交通に対応する舗装であると考えられる。

(4) 過去に実施した試験舗装の構造評価の結果に基づけば、改良層の等値換算係数は 0.2~0.3 程度であり、修正 CBR 20~30% の粒状材料と同程度とみなすこともできよう。

(5) 建設後、供用を開始して以来 2 年目と 3 年目に改良層上で現場 CBR 試験を実施した。その結果は改良厚 60 cm の LM を除き、3 年経過時の現場 CBR が 2 年経過時の現場 CBR に比べ若干大きいことが確認できた。

(6) 改良層の弾性係数 ( $E_2$ ) と不攪乱試料による水浸 CBR ( $CBR_w$ ) との間に、 $E_2 \approx 10 \cdot CBR_w$  (MPa) に近い関係が得られた。

謝 辞：本研究は日本大学理工学部交通土木工学科の卒業研究の一環として行われたものである。試験舗装の建設は昭和 58 年であり、調査は現在も継続されている。試験舗装を建設して以来調査を実施して頂いた歴代の大学院生 新野孝紀氏 (飛鳥建設)、神野 稔氏 (渡辺組)、水谷洋二氏 (計画エンジニアリング)、丸山佳孝氏 (東光コンサルタンツ) に感謝の意を表します。終わりにあたり試験舗装の建設ならびに調査にあたり協力賜った大宮市の渋谷 勉氏、東亜道路㈱の川野敏行氏ならびに奥多摩工業㈱、秩父セメント㈱の関係諸兄に心から御礼申し上げる次第であります。



## 参 考 文 献

- 1) 轟・三浦ほか：路床改良層を持つ舗装の構造解析（その3），昭和62年土木学会学術講演会概要集，第5部，pp.58～59，1987.
- 2) 日本道路協会：アスファルト舗装要綱.
- 3) Shoch, J.F. *et al.* : Thickness Design of Asphalt Pavement-The Asphalt Institute Methods, Proc. of 5th Int. Conf. on the S.D.A.P., pp.17～44, 1982.
- 4) Brown, S.F. *et al.* : The Development and Implementation of Analytical Design for British Condition, Proc. of 5th Int. on the S.D.A.P., pp.3～16, 1982.
- 5) Shell International Petroleum Company Limited, Shell Pavement Design Manual, Asphalt Pavement and Overlays for Road Traffic.
- 6) The Asphalt Institute: Thickness Design, Asphalt Pavements for Highways and Streets.
- 7) 多田宏行：アスファルト舗装に関する研究動向，土木学会論文報告集，No. 378，pp.15～20，1987.
- 8) Hewkelom, W. and Klomp, A.J.G. : Road Design and Dynamic Loading, Proc. of the A.A.P.T., Vol. 33, pp.92～125, 1964.
- 9) Hewkelom, W. and Klomp, A.J.G. : Dynamic Testing as Means of Controlling Pavement During and After Construction, Proc. of the 1st Int. Conf. on the S.D.A.P., pp.667～679, 1962.
- 10) 阿部頼政：アスファルト舗装構造の合理的設計法に関する研究，土木学会論文報告集，第247号，pp.109～122，1976.
- 11) Hicks, R.H. and Monismith, C.L. : Prediction of the Resilient Response of Pavement Containing Granular Layers Using Non-Linear Elastic Theory, Proc. of the 3rd Int. Conf. on the S.D.A.P., pp.410～429, 1972.
- 12) Mayhew, H.C. : Resilient Properties of Unbond Roadbase under Repeated Triaxial Loading, TRRL Laboratory Report LR 1088, 1983.
- 13) Claessen, A.I.M., *et al.* : Asphalt Pavement Design The Shell Method, Proc. of the 4th Int. Conf. on the S.D.A.P., pp.39～74, 1977.
- 14) Miura, Y. *et al.* : Evaluation of Existing Pavement Based on Deflection and Radius of Curvature and Overlay Design, Proc. of the 4th Int. Conf. on the S.D.A.P., pp.862～875, 1977.
- 15) 三浦ほか：アスファルト舗装のたわみに及ぼす温度と構造の影響，土木学会論文報告集，第340号，pp.193～200，1983.
- 16) 新東京国際空港公団：新東京国際空港第2期基本施設舗装の試験研究報告書，pp.7～15，1981.
- 17) Lister, N.W. *et al.* : Deflection Criteria for Flexible Pavement, TRRL Report LR 375, 1972.
- 18) 三浦・河島：舗装構造評価の実施例，第15回日本道路会議論文集，pp.209～210，1983.
- 19) Otte, E. *et al.* : Structural Design of Cemented Pavement Layers, Proc. of the A.S.C.E., Vol. 108, No. TE4, pp.428～446, 1982.
- 20) 轟・三浦：安定処理路床を持つ舗装の構造評価，土質工学研究発表会講演集，pp.1711～1712，1987.
- 21) Takesita, H. : Consideration on Structural Number, Proc. of the 2nd Int. Conf. on the S.D.A.P., pp.407～412, 1967.