

# ダイナフレクトによる空港アスファルト 舗装強度評価とかさ上げ厚設計

## STRUCTURAL EVALUATION AND OVERLAY THICKNESS DESIGN OF AIRPORT ASPHALT PAVEMENTS BY DYNAFLECT

佐藤 勝久\*・福手 勤\*\*

By Katsuhisa SATO and Tsutomu FUKUTE

### 1. まえがき

既設舗装の力学的評価や、強度増加を目的としたかさ上げ厚の設計には、従来、舗装を上から順次はがして舗装各層の材質、密度、強度などを調べていく“破壊”探査法がおもに用いられてきた。しかし、この方法は、解体・評価・補修の3段階からなるため1か所当りの調査に必要な時間が長く、コストも高く、試験箇所数が限定され、さらに評価にあたっては個人差も避けられない。

これに対し、舗装面のたわみや曲率、弾性波の伝播速度などを利用する非破壊探査法は、舗装を損傷することなく短時間のうちに数多くの地点で行えるため、時間的制約のきびしい供用中の空港舗装の評価にとっては非常に有効な手段といえる。

舗装の非破壊探査を目的として開発された路面のたわみ測定機はその加振力の大きさ、周期、起振の方法などの違いによっていろいろなタイプがある。なかでもダイナフレクトは他の機種と比較してコンパクトで取り扱いやすく、また米国のいくつかの州でベンケルマンビーム

試験に替わって実際に道路舗装の強度評価に用いられるなど<sup>1)</sup>実績も豊富である。

本報告はわが国の空港およびその試験舗装でのダイナフレクトの測定値のうち、アスファルト舗装についての解析結果をとりまとめたものである。まず、ダイナフレクトの概要を簡単に説明した後、ダイナフレクトのたわみを用いた舗装強度評価の方法を示した。さらに、このたわみから舗装の弾性係数が求められることを確認し、それらを利用するかさ上げ厚設計法を提案した。

### 2. ダイナフレクトの概要

ダイナフレクトは通常は乗用車によってけん引されて写真-1のような外観をもち、測定に関するすべての操作は乗用車の運転席からワンマンコントロールによって行うことができる。

このダイナフレクトの機構は次の3つに大別できる。

- ① 振動荷重発生装置
- ② センサー（たわみ検出装置）
- ③ 制御ならびに測定装置

荷重は、50 cm 離れた直径 41 cm、幅 10 cm の2つの硬質ゴム付き鉄製車輪を通して舗装表面に載荷される。荷重の種類は、図-1に示すようなダイナフレクトの自重 725 kgf を中心にして振幅約 225 kgf、振動数 8 c/s で振動する正弦波荷重である。接地面はほぼ矩形で、自重での接地面積は  $10 \times 5 = 50 \text{ cm}^2$  である。

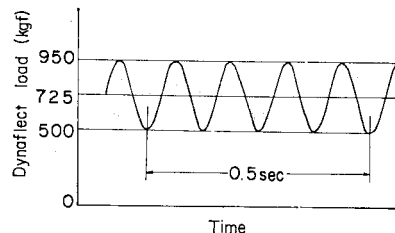


図-1 ダイナフレクトの振動荷重

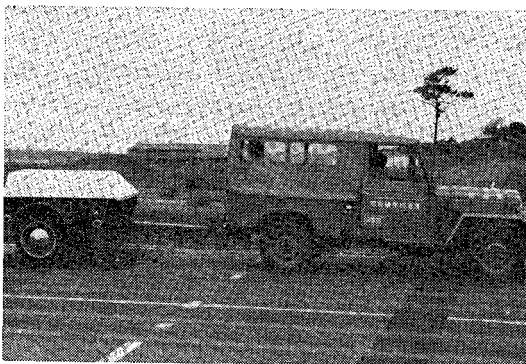


写真-1 ダイナフレクトの外観

\* 正会員 工修 運輸省港湾技術研究所 滑走路研究室長

\*\* 正会員 工修 運輸省港湾技術研究所 滑走路研究室

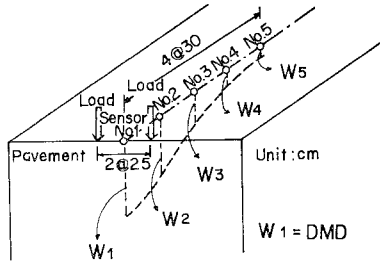


図-2 センサーの位置

荷重によって生ずる舗装表面のたわみは、図-2 に示すように、2つの荷重輪を結ぶ線の垂直2等分線上に30 cm 間隔に配置された5つのセンサーによって検出される。これらのセンサーは、ベンケルマンビームのようにある基準点（ベンケルマンビームの脚）をもとにたわみを計測するのではなく、振動荷重による舗装表面のたわみ速度を検出するものであるため、基準点の移動に伴う測定誤差が入らず高精度の測定が可能である。各センサーは 8 c/s の振動数でのたわみ速度が正確に検出できるようになっており、これらがコントロールボックスに電気信号で送られ、そこでアナログ積分され、最大たわみ量がメーター上に表示される。

ダイナフレクトの荷重の振動数 8 c/s という値は、一般的な舗装の卓越振動数といわれる 20~30 c/s よりもかなり小さく、各種路床 (CBR 2~20) の舗装上での測定でも共振の問題はなかったことから、得られるたわみは振動荷重の2倍つまり 450 kgf の静荷重に対応するものとみなすことができよう。そして測定結果の再現性は非常に良好である<sup>3)</sup>。

### 3. ダイナフレクトたわみによる舗装評価

#### (1) ダイナフレクトたわみの温度補正

アスファルト舗装の力学的レスポンスは、荷重以外に温度や載荷速度（載荷時間）によっても、その挙動が大きく異なることが特徴である。つまりアスファルト舗装表面のたわみ量の測定に際しても、荷重条件はもちろん温度や載荷速度の条件をそろえる必要があり、それが不可能な場合は測定結果を補正しなければならないことになる。ダイナフレクトの結果を相対比較する場合、荷重の大きさと載荷速度は一定なので問題はないが、温度条件だけはなんらかの手段で補正する必要がある。

アスファルト舗装中の温度分布を正確に推定するのはその要因が多いためかなり困難であるといえる。そこで本報告では、アスファルト層の温度を単に路面温度で代表させ、それで補正を行うことにした。

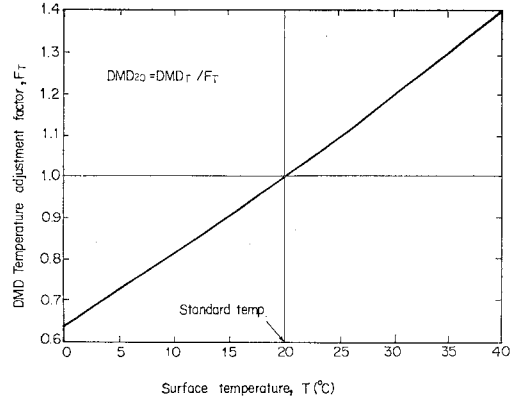


図-3 DMD の温度補正用ノモグラム

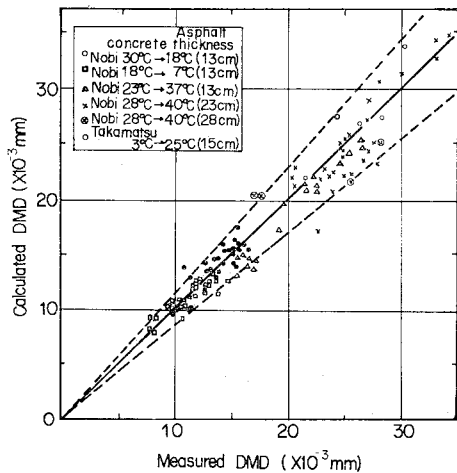


図-4 温度補正の精度

図-3 は、基準路面温度として 20°C を選び、いくつかの舗装での結果をもとに筆者らが作成した DMD (No. 1 センサーのたわみ) の温度補正用のノモグラムである。

図-4 はこのノモグラムを用いて、いろいろな舗装構造についての DMD の温度補正值と実測値をプロットしたものである。図中の破線は ±15% のばらつきの範囲を示している。大部分のデータがこの中に納まり、実用上図-3 を用いて DMD の温度補正を行ってもよさそうである。

しかし路面温度が極端に高い場合や低い場合、あるいは温度勾配の大きな場合、またアスファルト層が極端に厚くなる場合には、この温度補正の精度は悪くなると考えられるので適用には注意が必要である。

#### (2) 舗装の設計荷重とダイナフレクトたわみ

アスファルト舗装の設計法としてよく用いられる CBR 設計法は、路床上のせん断応力がある基準値以下におき

えるような舗装厚を与える。このせん断応力を垂直圧縮応力や垂直圧縮ひずみに直して基準量とする考え方もあるが、いずれにしても路床上の応力やひずみに注目するという事は、路床の破壊を基準として舗装厚を設計しようとする立場に立っているといえる。

また、アスファルトコンクリートの性質の研究が進むにつれて、アスファルトコンクリート層下面の引張りひずみがある基準値以下におさえ、その疲労破壊を防ごうという設計法も提案されてきている。

一方、非破壊試験による舗装強度評価の指標となる舗装表面のたわみや曲率は、路床上の応力やひずみ、アスファルトコンクリート層下面の引張りひずみなどとの間に関係があることが Huang<sup>4)</sup> によって弾性計算から示されている。それによれば、路盤厚が 25 cm 以上の舗装では曲率よりもたわみの方が路床垂直応力のよい指標になるという。わが国の一般的な空港アスファルト舗装においては路盤厚は 25 cm 以上あるのが普通であり、さらにその舗装厚は路床上の応力を基準とする CBR 設計法で設計されていることを考え合わせ、ここではたわみを用いて舗装の評価を行うことにする。また、たわみとしては DMD を用いることにする。

わが国のいろいろな空港で得られた DMD を 20°C における値に補正して、その舗装の設計荷重と対比してプロットしたものが図-5 である。同じ設計荷重の舗装でも DMD の大きさは広範囲にばらついていることがわかる。この理由としてはいろいろあるが、おもなものとして舗装の損傷の程度の違いや路床の CBR の差が考えられる。

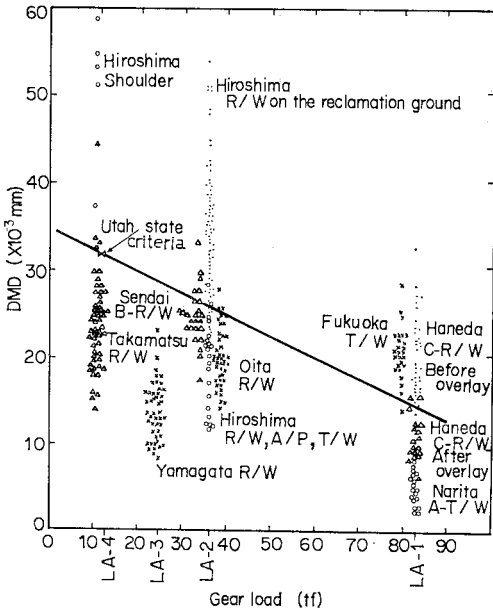


図-5 舗装の設計荷重と DMD の関係

表-1 舗装の破損状況

空 港	舗 装 の 破 損 状 況
広島延長 R/W 広島ショルダー	地盤の不等沈下に伴う大小多数のクラック
福岡平行 T/W	アスファルトコンクリートに亀甲クラック
羽田 R/W 田代かさ上げ前	大小多数のクラック

図-5 に示したデータのうち、一部のものは表-1 のような構造的な破損が認められる舗装において測定されたものである。このような破損や劣化のみられる舗装と、それ以外の健全な舗装に分けて図-5 を見直すと、破損のみられる舗装の DMD は健全な舗装の DMD よりも概して大きくなっていることがわかる。図中の右下がりの直線は両者の境界を通るようにして描かれたものであり、DMD で舗装を評価しようとする場合の 1 つの基準線と考えられるものである。つまり、この直線よりも大きな DMD を生じる舗装はどこかに構造的欠陥があり、なんらかの補修を必要としていることを表していると考えられるので、この直線によって表される DMD を各設計荷重に対する基準 DMD とよぶことにしよう。

また、米国ユタ州の道路での測定によれば、健全な舗装における DMD は  $15.2 \times 10^{-3}$  mm 以下、弱い舗装ではおおむね  $38.1 \times 10^{-3}$  mm 以上になったという<sup>5)</sup>。

さて次に、図-5 の右下がりの直線で示されるような基準 DMD を生じる舗装に実際の設計荷重が載荷された場合、路床上にどの程度の垂直応力が生じ、またそれらの値はいままで提案されている許容垂直応力といかなる関係にあるかを 2 層弾性理論で検討してみよう。

舗装厚としては、設計 CBR が 2, 5, 10%, 荷重が LA-1 から LA-4 までの満載時脚荷重、また設計反復作用回数(設計年数を通して舗装同一点を設計荷重が通る回数)は CBR 設計法の基準となっている 5000 カバレッジとして文献 6) から読み取った。これらの諸元は表-2 に示す。また、計算法としては、舗装体を上層、路床以下を下層とする 2 層弾性理論を適用した。さらにポアソン比は上下層とも 0.5、弾性係数は下層に対して

表-2 弾性計算に使用した条件

設計荷重	LA-1	LA-2	LA-3	LA-4	
対象航空機	B-747-200B	B-727-200	DC-9-41	YS-11	
満載時脚荷重 (tf)	82.5	35.9	24.4	10.6	
タイヤ接地圧 (kgf/cm <sup>2</sup> )	14.4	12.8	12.6	5.4	
タイヤ横中心間隔 (cm)	111.8	86.4	66.0	64.0	
タイヤ縦中心間隔 (cm)	147.8	—	—	—	
基準舗装厚 (cm)	CBR=2	256	170	143	90
	5	144	102	85	50
	10	86	65	55	—

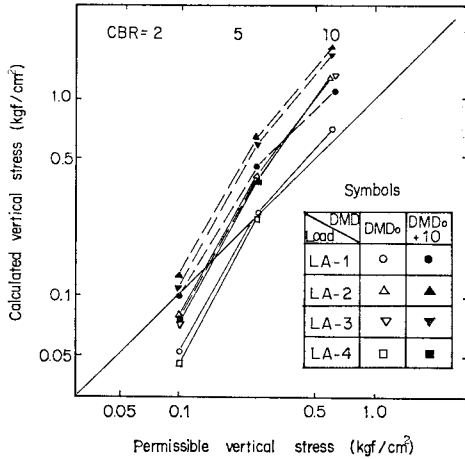


図-6 路床上垂直応力と許容応力との関係

は  $100 \times \text{CBR}$  ( $\text{kgf}/\text{cm}^2$ ) を用い、上層に対してはダイナフレクトが舗装面に載荷されたときに、基準 DMD に等しい DMD を生じさせるような弾性係数を弾性計算から内挿して求めた。2. で述べたように、DMD などのたわみは、振動荷重の 2 倍の大きさの静荷重に対応するものなので、これを荷重としている。また 4. で述べるが、集中荷重として取り扱ってもたわみにはさほど影響がないので、集中荷重として計算している。

このようにして得られた条件から計算された路床上の最大垂直応力と、Peattie<sup>2)</sup>によって提案されている路床 CBR 別の許容垂直応力の関係をプロットしたものが図-6 である。基準 DMD の場合 ( $\text{DMD}_0$ )、この図から全体的には両者はよく似通った値を示すが、細かくみると CBR が 4 から 5 の付近で両者はほぼ等しくなり、 $\text{CBR}=10$  の場合は許容値よりも大きな、また  $\text{CBR}=2$  のときは許容値よりも小さな応力が計算されていることがわかる。

次に、 $\text{DMD}_0$  よりも  $10 \times 10^{-3} \text{mm}$  だけ大きな DMD を生じるような舗装に設計荷重が載ったときの路床垂直応力を、まったく同様な手順で計算した。前の計算と異なるのは、得られる上層の弾性係数が前よりも小さくなることだけである。この結果も図-6 に示されており、当然のことながら、計算された応力は全体的に先の場合よりも大きくなる。しかし、 $\text{CBR}=2$  の場合には両者がほぼ等しくなっていることがわかる。以上のことから厳密にいえば、図-5 の基準 DMD は路床の CBR によって異なり、CBR の小さい路床上の舗装ほど許容たわみを大きくできることが予想される。

しかしながら、路床の CBR 別に基準 DMD を設定するにあたっては、現在のところ実測値による検証が困難であり、また従来のたわみを基準とした米国アスファルト協会法<sup>3)</sup>、ユタ州の方法<sup>4)</sup>、Lister の方法<sup>5)</sup>などにお

いても、路床の CBR 別の評価まではしておらず、アスファルト舗装の設計や評価に際しては、理論だけではなく、経験的な部分の占める割合も大きい現状も考え合わせ、現段階では図-5 に示した平均的な値を基準 DMD とみなすことにする。

(3) 補修によるたわみの変化

舗装の状態によってたわみの大きさが異なり、かさ上げなどの補修によってたわみが減少することは(2)でも少しふれたが、この節ではさらに補修工法の違いによるたわみ減少率の違いを詳しく調べてみよう。

補修工法の違いによるたわみの変化を広島空港を例にとって調査した結果が図-7 に示されている。

広島空港では埋め立て地盤の不等沈下によって滑走路にクラックが生じ大きな問題となったが、この滑走路においてダイナフレクトによるたわみ測定をクラックが生じてから補修する以前に 2 度 (昭和 49 年 9 月, 51 年 9 月 6, 7 日)、試験的に補修してから 1 度 (昭和 51 年 9 月 30 日)、さらに全面的な打替え後に 1 度 (昭和 52 年 10 月) の計 4 度実施している。

図-7 において、まず昭和 49 年 9 月と 51 年 9 月 6, 7 日のデータは、いずれもいろいろな程度のクラックを生じているところでの測定値なのでばらつきが大きい。しかし、2 年の間に特に補修も行っていないので、DMD

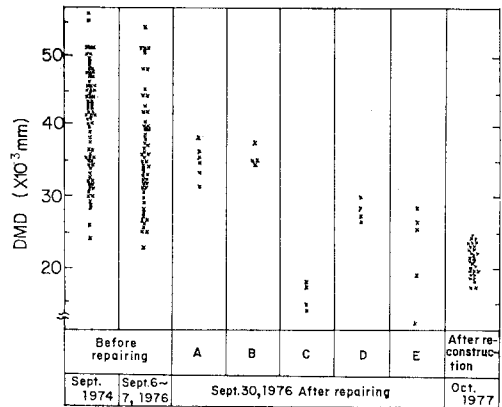


図-7 補修による DMD の変化

表-3 補修工法の内容

工法	具体的な内容
A	大きなクラックを含む部分を $2 \times 4 \text{m}$ で路床面下 50 cm まで解体し、その後砂路床から転圧
B	中程度のクラックを含む部分を $0.5 \times 4 \text{m}$ で路床面の深さまで解体し、その後砂路床から転圧
C	B と同程度に解体し、砂路床にモルタルを入れて転圧
D	表面微小クラックに水ガラスを注入して補強
E	表面微小クラックにセメントモルタルを注入して補強

はその間でそれほど増減していないことがわかる。

このように大きなたわみを生じていた舗装に対し、昭和51年9月中旬に表-3のような5種類の工法で試験的な補修が行われた。このうち、A, B, Cの工法の区域はいずれも補修前のDMDが約 $45 \times 10^{-3}$  mm, また、D, Eの工法の区域では $37 \times 10^{-3}$  mm程度であった。

まず、A, B, C区域では、AとBを比較して、解体面積や解体深さが異なっても補修後のDMDには有意な差がみられなかった。また、B, Cを比較すると、同程度の規模に解体しても路床にモルタルを入れた場合は入れなかった場合の約半分のDMDしか生じないこともわかる。このことは路床の強度の違いがDMDに反映されているということを表している。次に、D, Eをみると、微小クラックに水ガラスやモルタルを注入すると、いずれもDMDで20%程度の減少がみられることがわかる。

その後、この滑走路は全面的に解体、打替えが行われた。その結果が昭和52年10月の測定値である。図からもわかるように、補修前にはDMDが $50 \times 10^{-3}$  mm以上もあったものが、打替え後には $25 \times 10^{-3}$  mm以下になり、打替えによる改良効果の様子がよく表されている。

#### 4. 2層弾性理論による舗装弾性係数の推定

いままでの解析はDMDだけを利用してきた。DMDでは舗装体や路床をひっくるめたものの評価しかできないが、No. 1からNo. 5のセンサーのたわみ( $w_1 \sim w_5$ )を用いることによってたわみ曲線として解析に利用すれば、もう少し細かい舗装評価が可能となる。

ダイナフレクトのたわみ曲線を用いて舗装の評価を行うのは基本的には舗装の弾性係数を求めるという手法に帰せられるようである。筆者らは、プログラム化が容易でしかも応用範囲の広い2層弾性理論<sup>10)</sup>を用いて、舗装の弾性係数を推定することを試みた。ダイナフレクトの5つのたわみ( $w_1 \sim w_5$ )から、 $w_1$ と $w_2$ ,  $w_1$ と $w_3$ , …といったように2つずつのたわみを選び、各組ごとに上下層に弾性係数を求め、これら各組の弾性係数を平均して求めた。なお、上下層のポアソン比はいずれも0.5と仮定している。

##### (1) 路盤の弾性係数の経時変化

解析の対象とした舗装は港湾技術研究所野比実験場のアスファルト試験舗装であり、その舗装構造は表-4に示すとおりである。

まず、上層路盤上で約10か月の間隔(この間交通はなし)をおいて2度測定を行い、路盤を上層、路床以下

表-4 路床、路盤の弾性係数を算出した舗装構造

区画	上層路盤	厚さ(cm)
1	粒調スラグ	15
2	粒調スラグ+消石灰(3%)	15
3	山砂+消石灰(4%)	15
4	山砂+消石灰(8%)	15
5	NC*	15
6	CC**	15
7	CC	25
8	NC	25
9	NC+セメント(2%)	15
10	CC+セメント(2%)	15

下層路盤：粒調碎石7cm 路床：砂 CBR≒14%

\* 沖縄産コーラルリーフロック(最大粒径80mm)

\*\* 沖縄産コーラルリーフロック(80mm以上も含む)

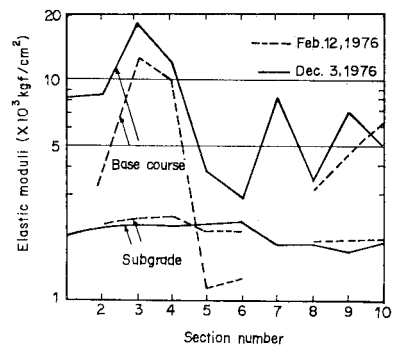


図-8 路床と路盤の弾性係数

を下層において得られた弾性係数を図-8に示す。なお、第1回目の測定時の路盤の材令は1, 2区画が約1か月, 3, 4区画が約2か月, 5~10区画が約11か月である。

図-8から、2回の測定の間10か月間にほとんどの路盤の弾性係数が増加していることがわかる。これは10種類の路盤がすべて水硬性<sup>11)</sup>をもつといわれる材料からなっていて、この10か月間の養生によって変形に対する抵抗性が増加したためである。一方、路床の弾性係数はほぼ $2000 \text{ kgf/cm}^2$ と一定でほとんど変化が認められない。

個々の路盤材料別に弾性係数の値を比較すると次のようなことがいえる。3, 4区画の山砂+消石灰の路盤は材令が約2か月と短いにもかかわらず、材令が21か月のコーラルリーフロックよりもその弾性係数が大きくなり約 $10000 \text{ kgf/cm}^2$ 程度の値を示す。また、1, 2区画のスラグ路盤は、材令1か月程度ではそれほど大きな弾性係数は期待できないが、材令が11か月になると材令21か月のコーラルリーフロック以上の約 $8000 \text{ kgf/cm}^2$ の値が期待できるようになる。

また、ここで得られた弾性係数の値は、従来一般にいわれている値と大きな差がないため、今回のような2層弾性理論を利用することによってダイナフレクトのたわ

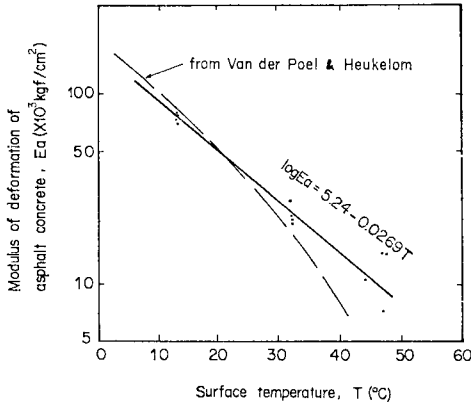


図-9 アスファルトコンクリートの变形係数の温度による変化

みから弾性係数を逆算するのは妥当な手法であると考えられる。

(2) アスファルトコンクリート層の变形係数の温度による変化

アスファルトコンクリートが舗装の表層、基層に使われたときの变形係数が路面温度によってどのように変化するかを調べた。

野比実験場の新設のアスファルト舗装においてダイナフレクトの測定を行い、表層、基層を上層、粒状材路盤以下を下層とみなして得られたアスファルトコンクリートの变形係数をプロットしたものが図-9である。この図から路面温度と变形係数との関係は片対数紙上で直線関係となり、

$$\log E_a = 5.24 - 0.0269 T \dots\dots\dots (1)$$

で表されることがわかる。ここに、 $E_a$  はアスファルトコンクリートの变形係数 (kgf/cm<sup>2</sup>)、 $T$  は路面温度 (°C) である。

ここで用いられているアスファルトコンクリートは、表層がアスファルト舗装要綱に規定される最大粒径 13 mm の密粒度、中間層と基層は同じく 20 mm の粗粒度で、バインダーとしてはストレートアスファルト 60~80 が使用されている。また、図-9 には Van der Poel のノモグラムから推定される变形係数も記入してあるが、今回の測定から得られた値はこれとよく似通った値となっていることがわかる。これらのことから、ダイナフレクトを用いてアスファルト舗装のかさ上げ厚の設計を行うときなどには、かさ上げ用のアスファルトコンクリートの变形係数として式 (1) を利用することができるものと思われる。

(3) 地盤の弾性係数と DMD の関係

地盤のたわみが小さいと地盤の弾性係数は大きく評価

されることになり、その上の舗装にとっては望ましいと考えられるが、ダイナフレクトの場合、荷重の作用点でのたわみを測定できないため必ずしもこのようなことはいえないようである。このことを計算値と実測値から検討してみよう。

2層弾性理論では、上下層のポアソン比を 0.5 と仮定したときの荷重直下のたわみ  $w$  が次式で表されることはよく知られている<sup>(2)</sup>。

$$w = \frac{3ap}{2E_2} F_1(E_1/E_2, h/a) \dots\dots\dots (2)$$

ここに、

- $E_1, E_2$  : 上層, 下層の弾性係数
- $a$  : 荷重の載荷半径
- $p$  : 荷重強度
- $h$  : 上層厚

右辺の  $F_1$  は一般に変位係数とよばれ、 $E_1/E_2, h/a$  の増加とともにその値は減少する。

また、ダイナフレクトのように荷重作用点とたわみ測定点とがある程度離れている場合は、たわみの大きさは荷重の大きさにだけ比例し、載荷半径 (5 cm 以下) にはほとんど影響されないで、荷重を集中荷重として、たわみ  $w$  は次式で表される。

$$w = \frac{3P}{4\pi r E_2} F_2(E_1/E_2, h/r) \dots\dots\dots (3)$$

ここに、

- $P$  : 荷重
- $r$  : 載荷点とたわみ測定点の間の距離
- $F_2$  : 式 (2) を集中荷重に対する式に直したときの  
変位係数

上式に  $P=450$  kgf、 $r=25$  cm を代入すれば任意の  $E_1, E_2, h$  に対する DMD が計算されることになる。図-10 は式 (3) から計算された  $DMD \times E_2$  を表している。この図から、 $E_2$  が一定のとき、 $E_1$  や  $h$  が大きいから

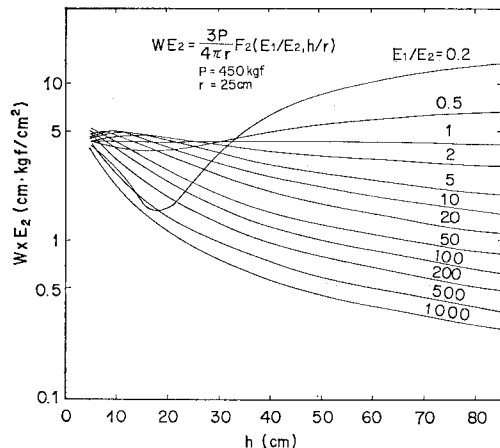


図-10  $E_1/E_2$  や  $h$  が  $w \times E_2$  に及ぼす影響

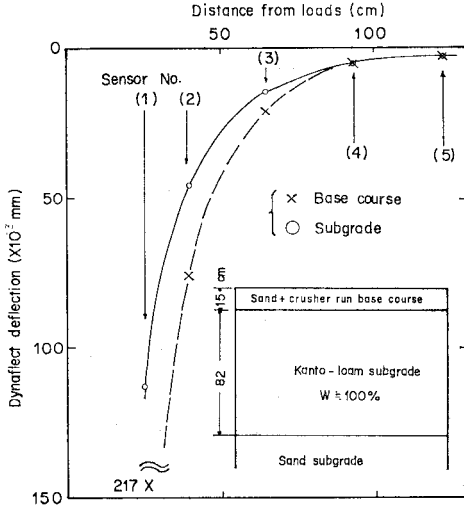


図-11 路床上と路盤上のダイナフレクトたわみ

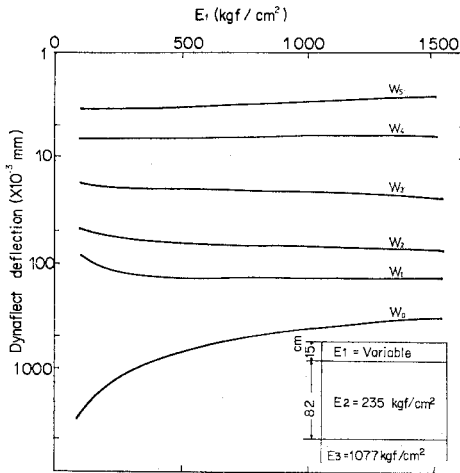


図-12 路盤の弾性係数がダイナフレクトたわみに及ぼす影響

といて必ずしも DMD が小さくなるとは限らないことがわかる。

このような現象は実測値においてもみられる。たとえば、図-11 のような関東ローム路床と、切込碎石と砂からなる路盤の上での実測値をみると、路盤におけるたわみの方が大きく測定されていることがわかる。

これを説明するために行った弾性計算の結果が図-12 であるが、同図中の  $E_2$ 、 $E_3$  は関東ローム路床での測定値から得られたローム路床と砂地盤の弾性係数であり、 $w_0$  は荷重直下のたわみ、 $w_1$  から  $w_5$  は No. 1 から No. 5 センサーのたわみである。同図から厚さが 15 cm 程度の路盤では弾性係数が  $1000 \text{ kgf/cm}^2$  ぐらいまでは弾性係数が大きいほど DMD も大きくなるという傾向がわかる。これに対し荷重直下では、弾性係数の増加と

ともにたわみは減少していることも読み取れる。

これらのことから、ダイナフレクトでは載荷点におけるたわみが測定できないということが 1 つの欠点となり、下層路盤上での評価を DMD だけで行う場合などは誤差を招く恐れがあると考えられる。しかしながら、路盤が厚くなる場合には DMD を用いてもこのような誤差は入りにくくなるし、まして通常の舗装の路面上での評価にはまったく問題がない。

## 5. かさ上げ厚の設計

### (1) 概 説

いままで提案されてきた非破壊試験によるかさ上げ厚の設計法は大きく分けて、

- ① 路面たわみに注目し、たわみを減少させようとするもの<sup>1), 8), 9), 13)</sup>
- ② アスファルトコンクリート層下面の引張りひずみや路床上垂直圧縮ひずみに注目し、たわみや曲率を媒介としてそれらを減少させようとするもの<sup>13)~16)</sup>
- ③ わが国のアスファルト舗装要綱に示される舗装のアスファルトコンクリート等値厚 ( $T_A$ ) に注目し、曲率を媒介として  $T_A$  を増加させようとするもの<sup>14)</sup>

の 3 つのグループに分かれるようである。いずれの方法も弾性理論が重要な役割りを占めていて、その方法の優劣はつけがたい。

また、実際のかさ上げ厚設計にあたってはいずれも次のような 3 つのステップを踏むのが基本となっている。

- ① たわみや曲率から既設舗装の強度評価を行う。
- ② 所定の寿命や供用性を満足するための、たわみやひずみ、 $T_A$  などの基準値を設定する。
- ③ 舗装が ② で設定した基準値を満足するのに必要なかさ上げ厚さを決定する。

なかでも ② は、多くの試験舗装や室内実験から決定されるべきものであり、③ とともにかさ上げ厚の設計にとっては非常に重要なステップであるといえる。

本報告では 3. においてダイナフレクトの DMD によって舗装の強度評価を行ったので、それを利用して DMD を基準値とするかさ上げ厚設計法を考えていくことにする。

### (2) かさ上げ厚の設計手順

ここで提案するかさ上げ厚設計は 図-13 のフローチャートのような内容をもっている。基本となっているのは、図-5 の基準 DMD を上回るような DMD を生じる舗装にアスファルトコンクリートでかさ上げを行い、

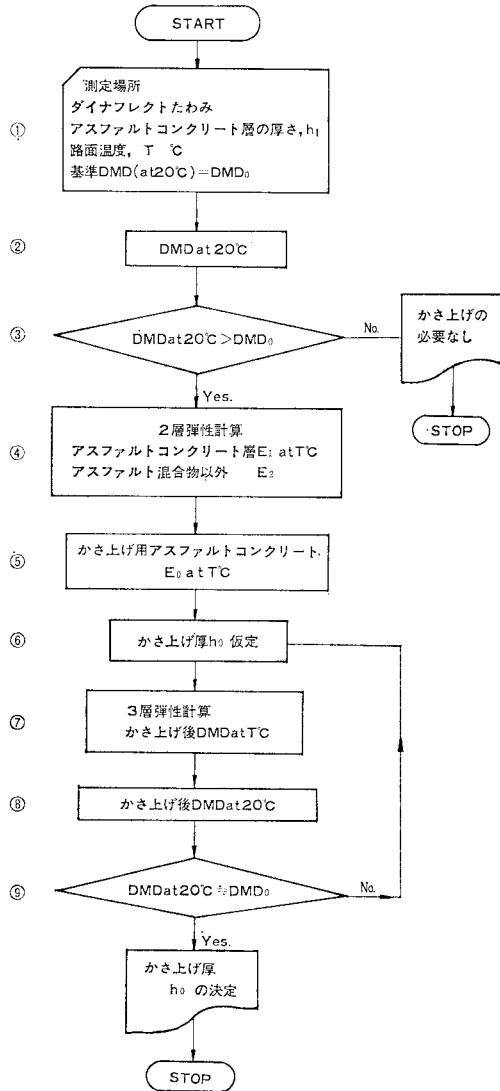


図-13 かさ上げ厚設計のフローチャート

その値を基準 DMD にまで下げるという考えであり、以下にその内容を簡単に説明していく。

① インputデータとして、ダイナフレクトのたわみ  $w_1 \sim w_5$ 、既設舗装のアスファルトコンクリート層厚  $h_1$  (アスファルト安定処理路盤も含む)、測定時の路面温度  $T$ 、基準 DMD などを用意する。

② 図-3 を利用して DMD を路面温度  $20^\circ\text{C}$  のときの値に変換する。

③  $20^\circ\text{C}$  における DMD が基準 DMD より大きいかどうかを調べる。この基準 DMD を決めることが重要であるが、現段階ではとりあえず図-5 に示した値を利用することにする。DMD が基準 DMD より小さいか等しければかさ上げの必要はないが、逆に大きければ

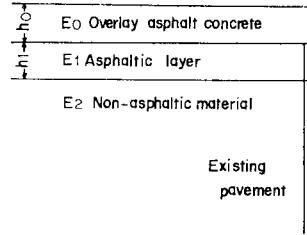


図-14 かさ上げ厚設計のための3層弾性計算

かさ上げ厚の設計を行うため次のステップに行く。

④ 既設舗装をアスファルト混合物層とそれ以下の部分に分け、4. で利用した 2 層弾性理論を適用して上下 2 層それぞれの弾性係数を計算する。これによって路面温度が  $T^\circ\text{C}$  のときの既設アスファルト混合物の変形係数  $E_1$  とそれ以下の層の弾性係数  $E_2$  が得られる。

⑤ 路面温度が  $T^\circ\text{C}$  のときのかさ上げ用アスファルトコンクリートの変形係数  $E_0$  を式 (1) から計算する。

⑥ かさ上げ厚  $h_0$  を仮定する。

⑦ 厚さ  $h_0$  のかさ上げがなされた後の舗装を図-14 のように 3 層弾性体とみなし、Shell の開発した多層弾性計算プログラム BISAR により、3 層弾性計算から DMD を計算する。得られる DMD はかさ上げ厚が  $h_0$  で路面温度が  $T^\circ\text{C}$  におけるものである。

⑧ 図-3 を利用して、⑦ で得られた DMD を  $20^\circ\text{C}$  における値に変換する。

⑨ かさ上げ後の  $20^\circ\text{C}$  における DMD が基準 DMD に等しいかどうか調べる。もし等しければこの  $h_0$  が必要かさ上げ厚となる。また、計算された DMD が基準 DMD とかけ離れているときは⑥にもどって以後のステップを繰り返す。

### (3) 設計法の妥当性

この節ではいままで説明してきたかさ上げ厚設計法の妥当性を検討してみよう。かさ上げ厚設計法の良否は、

(1) でも簡単にふれたように、

① たわみ、ひずみなどの基準値が、舗装の目標とする供用性のレベルに応じて適切に設定されているかどうか

② かさ上げをすることによって、① で設定したたわみやひずみなどの基準値を本当に満足するようになったかどうか

の 2 点にかかっている。このうち②に関しては、今回の設計法では DMD を基準値に選んでいるので、実際の舗装でかさ上げ前のデータからかさ上げ後の DMD を予測し実測値と比較すればその妥当性が検討できる。

野比実験場の試験舗装と高松空港においてかさ上げ前後の DMD が測定されているので、そのデータを用い



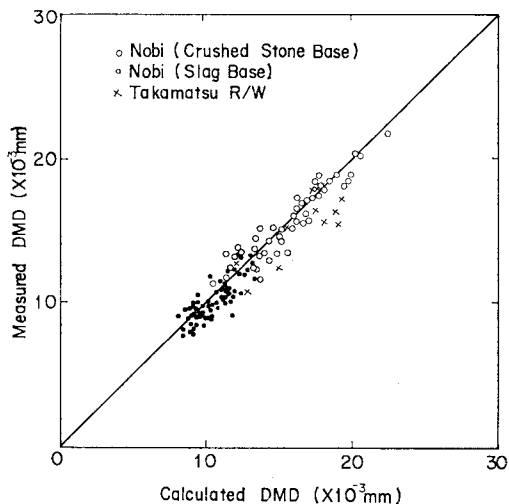


図-15 本方法で計算されたかさ上げ後の DMD と実測値の関係

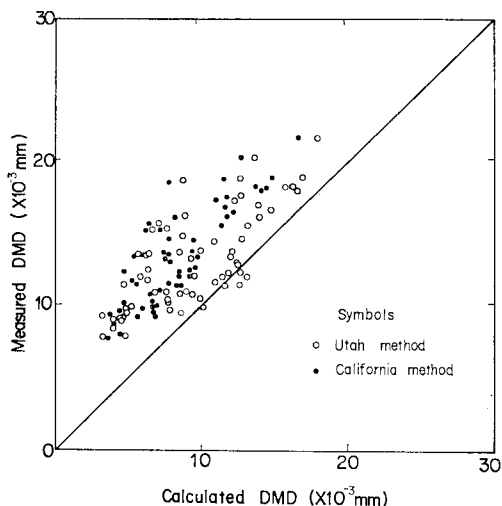


図-16 ユタ州、カリフォルニア州の方法で計算されたかさ上げ後の DMD と実測値の関係

て検討してみよう。いろいろな厚さ (3.6~19 cm) でかさ上げを行った後の DMD の実測値と計算値とを比較したものが図-15で、両者はかなりよく一致しており、図-13 で示したかさ上げ厚設計手順の妥当性が認められる。

次に、従来提案されてきているたわみを基準としたかさ上げ厚設計法を用いたときの結果と比較してみよう。比較する設計法としてはユタ州<sup>1)</sup>の方法とカリフォルニア州<sup>12)</sup>の方法を選んだ。いずれの方法とも舗装を1点のたわみ量のみで評価し、かさ上げ厚を設計する方法である。

野比実験場のかさ上げ前後のデータを一部利用して、これらの方法の妥当性を検討した結果が図-16である。

いずれの結果も計算値よりも実測値の方が大きくなっており、両方法はかさ上げの効果を過大に評価しているといえる。このことから、既設舗装を単にたわみだけで評価せずに、2層弾性理論を用いて評価し、かさ上げ厚を設計するという本方法の方が優れていることがわかる。

かさ上げ厚設計の良否を左右するもう1つの要因である①の点に関しては、舗装の供用性をみながら今後検討を進めていくべきことがらである。かさ上げ厚は舗装の目標とする交通量によっても変わるのが普通であるが、本方法では舗装の疲労寿命や交通量と基準 DMD との関係を考えていないため、今後さらにその方面からの検討を重ねていかねばならないものと考えられる。

## 6. 結 論

ダイナフレクトを空港アスファルト舗装の強度評価やかさ上げ厚の設計に利用することを目的として、わが国のいくつかの空港で測定を行い、また理論的考察を加えた結果、以下のようなことが明らかになった。

(1) アスファルト舗装上で測定された DMD は温度の影響を受けているが、これを路面温度で補正するためのノモグラム(図-3)を作って実測値で検討したところ、良好な結果が得られた。

(2) いろいろな設計荷重の舗装における DMD を調べたところ、構造的に健全な舗装の DMD はそうでない舗装の DMD よりも小さく、各設計荷重ごとに両者を区切る基準となる DMD が存在するらしいことがわかったので、それを基準 DMD として定義した。

(3) 弾性計算の結果を参考にすれば、その基準 DMD は路床の CBR の関数でもあるようだが、本報告で定義した基準 DMD を生じる舗装に設計荷重が載荷されたときの路床上垂直応力は、平均的にみれば、Peattie によって提案された許容応力に似通っていることが推定された。

(4) 破損のひどい舗装に対し、いくつかの工法で補修を行ったところ、その補修効果は DMD によく現れていた。

(5) ダイナフレクトのたわみから舗装の弾性係数を計算した結果、水硬性のある路盤の弾性係数は経時的に増加し、アスファルトコンクリートの変形係数は路面温度の増加とともに減少することが確認された。

(6) ダイナフレクトは荷重直下のたわみを測定できないため、地盤の層構成によっては DMD の大きさだけでその地盤の変形抵抗性を知ることができない場合があることを示した。

(7) ダイナフレクトのたわみを用いて3層弾性計算

からかさ上げ厚を設計する方法を提案した。この手順を用いて計算されるかさ上げ後のたわみは、実測値と非常によく一致を示した。

謝 辞：新東京国際空港公団の阿部洋一計画室長代理（当時）には貴重なデータをお借りしたのを始め、本報告をまとめるにあたってディスカッションをしていただいた。さらに日本大学理工学部の阿部頼政助教授には数多くの文献をお借りし、弾性計算のとりまとめに関して有益なご教示をいただいた。両氏に対し心から感謝したい。

#### 参 考 文 献

- 1) Peterson, G. and L.W. Shepherd: Deflection analysis of flexible pavements, Final Report, Utah State Highway Department, p. 128, 1972.
- 2) Joseph, A.H. and J.W. Hall, Jr.: Nondestructive vibratory pavement evaluation techniques, 3rd International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavement, pp. 844~848, 1972.
- 3) Pottter, W.D.: Evaluation of Dynaflect dynamic pavement deflection system, VIIIth IRF World Meeting, Session D, pp. 120~123, 1977.
- 4) Huang, Y.H.: Deflection and curvature as criteria for flexible pavement design and evaluation, HRR, No. 345, pp. 1~11, 1971.
- 5) Liddle, W.J. and D.E. Peterson: Utah's use of Dynaflect data for pavement rehabilitation, HRR, No. 300, pp. 10~15, 1969.
- 6) 運輸省航空局：空港アスファルト舗装構造設計要領, 90 pp., 1976.
- 7) Peattie, K.R.: A fundamental approach to the design of flexible pavements, 1st International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements, pp. 403~411, 1962.
- 8) The Asphalt Institute: Asphalt overlays and pavement rehabilitation, MS-17, p. 134, 1969.
- 9) Lister, N.W. and C.K. Kennedy: A system for the prediction of pavement life and design of pavement strengthening, 4th International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements, pp. 629~648, 1977.
- 10) Scrivner, F.H. et al.: Calculation of the elastic moduli of a two-layer pavement system from measured surface deflections, HRR, No. 431, pp. 12~22, 1973.
- 11) 佐藤勝久ほか：潜在水硬性材料の空港舗装路盤としての評価, 港湾技術研究所報告, 第16巻, 第4号, pp. 35~66, 1977.
- 12) たとえば, 最上武雄編：土質力学, 技報堂, pp. 221~300, 1969.
- 13) Grant, M.C. and R.N. Walker: The development of overlay design procedures based on application of elastic theory, 3rd International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements, pp. 1155~1166, 1972.
- 14) 三浦裕二：たわみ曲線によるアスファルト舗装のオーバーレイ厚さ設計法に関する一提案, 土木学会論文報告集, No. 213, pp. 65~70, 1973年5月.
- 15) Van Til, C.J. and B.A. Vallergera: Applications of a theoretical procedure to airfield pavement evaluation and overlay design, 3rd International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavement, pp. 1236~1243, 1972.
- 16) de Kiewit, P. et al.: Evaluation and overlay design for flexible pavements on low volume roads, 4th International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements, pp. 674~696, 1977.
- 17) Yoder, E.J. and M.W. Witzczak: Principles of Pavement Design, 2nd Edition, John Wiley & Sons, Inc., pp. 683~691, 1975.

(1979.6.12・受付)