

運輸省港湾技術研究所

港湾技術研究所 報告

REPORT OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH
INSTITUTE
MINISTRY OF TRANSPORT

VOL. 17 NO. 4 DEC. 1978

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN



港湾技術研究所報告 (REPORT OF P. H. R. I.)

第17巻 第4号 (Vol. 17, No. 4), 1978年12月 (Dec. 1978)

目 次 (CONTENTS)

1. Random Wave Velocity Field From Periodic Wave Theory
.....Koji KOBUNE..... 3
(規則波理論による不規則波中の水粒子の算定.....小舟浩治)
2. 浮体係留における粘性抵抗力および拘束条件の影響について
.....小舟浩治..... 59
(On the Effect of Viscous resistance and Non-linear Mooring System on the Mooring
Force of a Floating Body.....Koji KOBUNE)
3. 直立式円筒浮体の波浪中の動揺振幅に関する研究
.....合田良実・鈴木康正・蜂須賀和吉..... 89
(Prediction of the Oscillation Amplitude of a Bottom-hinged, Vertical Buoyant Cylinder
in Sea Waves.....Yoshimi GODA, Yasumasa SUZUKI, and Kazuyoshi HACHISUKA)
4. 地盤の圧密沈下による斜杭の曲げに関する実験的研究
.....高橋邦夫・沢口正俊..... 121
(Experimental Study on the Bending of Battered Piles due to Ground Settlement
.....Kunio TAKAHASHI, Masatoshi SAWAGUCHI)
5. ダイナフレクトによる空港アスファルト舗装評価とかさ上げ厚設計
.....佐藤勝久・福手 勤・佐藤峰夫・山崎英男..... 169
(The Evaluation and Overlay Thickness Design of Airport Asphalt Pavements by Dynaflect
Deflections.....Katsuhisa SATO, Tsutomu FUKUTE Mineo SATO and Hideo YAMAZAKI)
6. 繰り返し曲げを受けるPCパイルの力学的性質
.....大 即 信 明..... 193
(Strength and Deformation Characteristics of Prestressed Concrete Piles Subjected to
Repeated LoadingNobuaki OTSUKI)
7. 船舶の主要寸法に関する解析
.....寺 内 潔・吉田行秀・奥山育英..... 265
(Analysis on the Interrelations among the Several Dimensions of Ships
.....Kiyoshi TERAUCHI, Yukihide YOSHIDA and Yasuhide OKUYAMA)

8. 差圧式含泥率測定法の実用性について

.....浜田賢二・八木得次・斉藤 勝・是石昭夫... 329

(On Practical Characteristics of Solid Concentration Measurement by Differential
Pressure in Pipes.....Kenji HAMADA, Tokuji YAGI, Masaru SAITO and Akio KOREISHI)

5. ダイナフレクトによる空港アスファルト舗装評価と かさ上げ厚設計

佐藤勝久* 福手 勤**
佐藤峰夫** 山崎英男**

要 旨

舗装の非破壊探査を目的として開発されているダイナフレクトを用いて、空港アスファルト舗装の評価とかさ上げ厚の設計について検討した結果、次のようなことが明らかにされた。

- (1) ダイナフレクトのたわみと、ベンケルマンビームたわみや K 値との間に弾性理論で説明がつくような関係が存在する。
- (2) 構造的に健全な舗装はそうでない舗装よりもダイナフレクトのたわみが小さく、両者を区別するようなたわみ量が設計荷重ごとに存在する。そのようなたわみを生じる舗装に設計荷重が載荷されると、路床上には従来言われているような許容値程度の応力が生じることが弾性計算から推定された。
- (3) 破壊の進んだ舗装に対し、いくつかの工法で補修を行なったところ、その効果はダイナフレクトたわみによく反映されていた。
- (4) ダイナフレクトのたわみを用いて、路床、路盤やアスファルトコンクリート層の弾性係数が推定できることが確認された。
- (5) 3層弾性理論を利用して、ダイナフレクトのたわみからかさ上げ厚を設計する方法を提案した。

* 土質部滑走路研究室長
** 土質部滑走路研究室

5. The evaluation and overlay thickness design of airport asphalt pavements by Dynaflect deflections

Katsuhisa SATO*

Tsutomu Fukute**

Mineo SATO**

Hideo YAMAZAKI**

Synopsis

The evaluation and overlay thickness design of airport asphalt pavements were investigated, making use of Dynaflect, which had been developed as one kind of nondestructive testing devices for pavements.

The following results were obtained.

- (1) Dynaflect deflections have some relations with Benkelman beam deflections and K -values, which can be explained by elastic theory.
- (2) Sound pavements have smaller Dynaflect deflections than damaged pavements and they can be separated into two parts at some boundary deflection which depends on design aircraft load of the pavement. Elastic theory shows that vertical stresses on subgrade are as large as permissible stresses suggested by Peattie when design aircraft are loaded on the pavements whose Dynaflect deflections are approximately equal to such boundary deflections.
- (3) The effect of repairing methods applied to badly damaged pavements are reflected in Dynaflect deflections.
- (4) Moduli of deformation of subgrade, base course and asphalt concrete layer can be calculated from Dynaflect deflections.
- (5) Overlay thickness design method using Dynaflect deflections and three layer elastic theory was proposed.

* Chief of Runways Laboratory, Soils Division.

** Member of Runways Laboratory, Soils Division.

目 次

1. まえがき	173
2. ダイナフレクトの概要	173
2.1 ダイナフレクトの機械装置	174
2.2 ダイナフレクトたわみの力学的意味	174
3. ダイナフレクトたわみと他の支持力試験との関係	175
3.1 ベンケルマンビーム試験との関係	175
3.2 平板載荷試験との関係	175
4. ダイナフレクトによる舗装評価	176
4.1 ダイナフレクトたわみの温度補正	176
4.2 舗装の設計荷重とダイナフレクトたわみ	177
4.3 補修によるたわみの変化	179
5. 2層弾性理論による舗装弾性係数の推定	180
5.1 概 説	180
5.2 路盤弾性係数の経時変化	180
5.3 アスファルトコンクリート層変形係数の温度による変化	181
5.4 舗装中の応力による検討	182
5.5 地盤の弾性係数と DMD の関係	183
6. かさ上げ厚の設計	184
6.1 概 説	184
6.2 かさ上げ厚の設計手順	185
6.3 設計法の妥当性	186
7. 結 論	187
8. あとがき	188
謝 辞	188
参 考 文 献	189
付 録	190

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、舗装を上から順次はがして舗装各層の材質、密度、強度などを調べてゆく“破壊”探査法¹⁾が主に用いられてきた。

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箇所あたりの調査に必要な時間が長く、コストも高くなるため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^{2),3)}、弾性波の伝播速度⁴⁾などを利用する非破壊探査は、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なえるため、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^{5),6)}。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評価に用いられるなど⁷⁾実績も豊富である。

さらにわが国でもすでに新東京国際空港公団が1971年にダイナフレクトを導入しており、興味深いデータが集められている⁸⁾。そこで当研究室でもわが国の空港舗装非破壊評価法の確立を目指してダイナフレクトの導入を行なった。

本報告はわが国各地の空港での測定値のうち、特に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測定結果と従来の慣用的なベンケルマンビーム試験などの結果との関係について考察した後、ダイナフレクトたわみを用いた舗装評価の方法を示した。

さらに最後に、当面の目標であるかさ上げ厚の設計法を提案している。

2. ダイナフレクトの概要

2.1 ダイナフレクトの機械装置

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-2.1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なうことができる。

このダイナフレクトの機構は次の3つに大別できる。

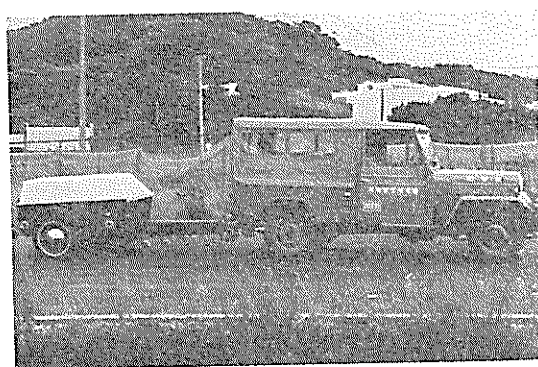


写真-2.1 ダイナフレクトの外観

- 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50cm離れた直径41cm、幅10cmの2つの鉄製荷重車輪を通して舗装表面に載荷される。

荷重は図-2.1に示すようなダイナフレクトの自重725kgを中心にして振幅約225kg、振動数8c/sで振動する正弦波荷重である。また加振力は、1対の偏心荷重を電動モーターによって互いに逆方向に回転させることによって作り出されるが、この時に発生する力は偏心荷重の回転速度の2乗に比例するので、回転数を8c/sに正確にセットすることが要求される。

荷重によって生ずる舗装表面のたわみは、図-2.2に示すように、2つの荷重輪を結ぶ線の垂直二等分線上に30cm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からのたわみの絶対値を計測するのではなく、

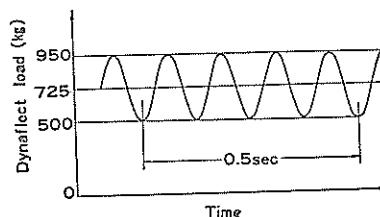


図-2.1 ダイナフレクトの振動荷重

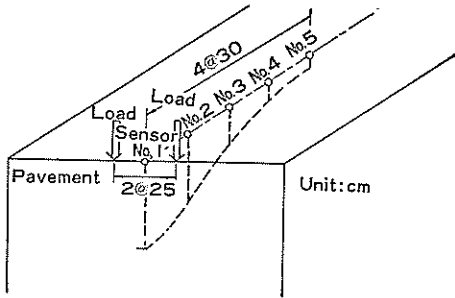


図-2.2 センサーの位置

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、基準点の移動に伴なり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 8c/s の振動速度でのたわみ速度を正確

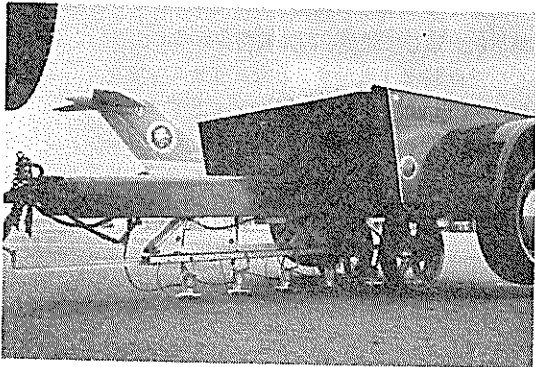


写真-2.2 測定中の荷重車輪とセンサー

に検出させるために、測定開始前に入念にキャリブレーションされている。写真-2.2は測定中の荷重車輪とセンサーの様子である。

センサーによって検出された舗装上の5つの点のたわみ速度は、ジープの助手席に置かれた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ることによってたわみの値に変換される。

このたわみの値は、振動荷重の振幅の2倍つまり約450kgの荷重に対応するたわみ量としてメーター上に表示される。得られる結果の再現性は非常に良好である⁹⁾。

コントロールボックスには、このたわみを表示するメーターのほかに、荷重やセンサーの制御装置、たわみ読み取りのためのレンジ切換えスイッチなどが写真-2.3の

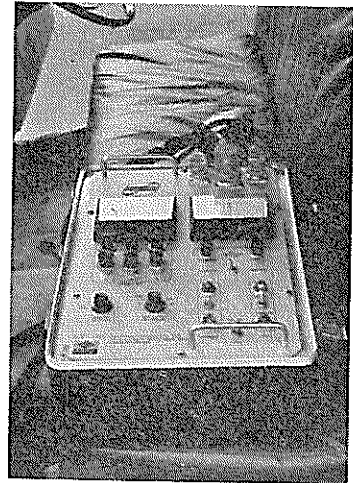


写真-2.3 ダイナフレクトのコントロールボックス

ようにコンパクトに配置されている。

2.2 ダイナフレクトたわみの力学的意味

振動荷重による非破壊試験とその解析法としてYang⁵⁾は振動数をいろいろ変化させるFrequency Sweep Methodを提案し、また米国のWaterways Experiment Station (WES)⁶⁾は荷重の大きさを変化させるLoad Sweep Methodを提唱している。

一方ダイナフレクトにおいては、振動数、荷重の大きさともに固定されており、利用者はこれらを変化させることができない。

そこで舗装の固有振動数や、たわみの荷重による非線形性が問題となってくる。

つまり舗装の固有振動数が8c/sに近いとダイナフレクト荷重と舗装が共振現象を起こし、舗装の正しい評価ができなくなり、また荷重に関しては450kg1種類であるため、その大きさの違いによるたわみの非線形性の検討ができないことになる。

舗装の固有振動数に関しては、幸いなことに、その範囲が20~30c/sであるといわれ¹⁰⁾、ダイナフレクトの振動数よりもかなり大きい。このため、ダイナフレクトたわみは、振動による慣性力の影響をほとんど含まず、静的な450kgの荷重によるたわみに相当するものとみなせることができよう。

以上のことから、ダイナフレクトたわみは450kgの静的荷重による舗装表面の線形弾性たわみ形状を表わしていると仮定し、これらのことをふまえて以下の解析を行なうことにする。

3. ダイナフレクトたわみと他の支持力試験との関係

現在舗装の支持力試験としてよく用いられているものにはベンケルマンビーム試験や平板載荷試験などがあり、精度がいろいろ問題にされているが、その実績は他の試験法の追従を許さない。一方、ダイナフレクトは比較的新しい試験機であるため、そのデータと従来の慣用的試験法によるものとの間に何らかの関係があれば、それはダイナフレクトを舗装評価の手段として用いていくのに、強力な経験的裏付けとなり得るだろう。

そこで、ここでは慣用的試験法としてベンケルマンビーム試験と平板載荷試験を選び、ダイナフレクトたわみとの関係を調べることにした。なおダイナフレクトたわみとしては、荷重に最も近い No. 1 センサーのたわみ = DMD (Dynaflect Maximum Deflection の略) を用いることにした。

3.1 ベンケルマンビーム試験との関係

図-3.1は砂路床上でいくつかの種類の路盤、いろいろな厚さの表層、基層をもち舗装厚が 35~45cm のアスファルト舗装における DMD とベンケルマンビームたわみ (輪荷重 7t, タイヤ圧 6.5kg/cm²) の関係である。両者による測定はほぼ同時刻に行なわれたのでアスファルト層の温度はほとんど変化していなかったとみなせる。この図によればベンケルマンビームたわみは DMD の約 40倍であることがわかる。

一方、米国でも同様な相関関係が得られているが、比例定数が 20, 22, 28 というような値になっている¹¹⁾。これはベンケルマンビーム試験に使用される荷重条件が異なるためであり、弾性計算で補正したところやはり 40前後の値となることが確認された。

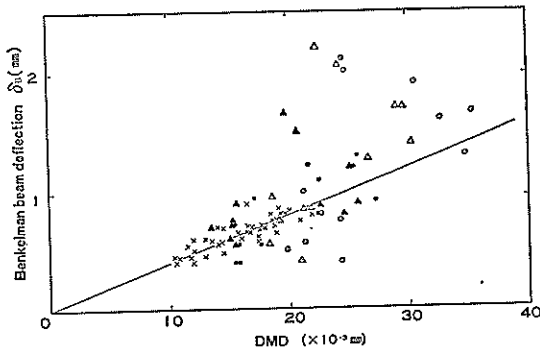


図-3.1 DMD とベンケルマンビームたわみの関係

次に、これらの比例定数が舗装構造の違いによってどのように変化するかを、簡単な 2 層弾性理論で調べてみた。図-3.2 は横軸に上層厚 h 、縦軸にたわみ比、パラメ

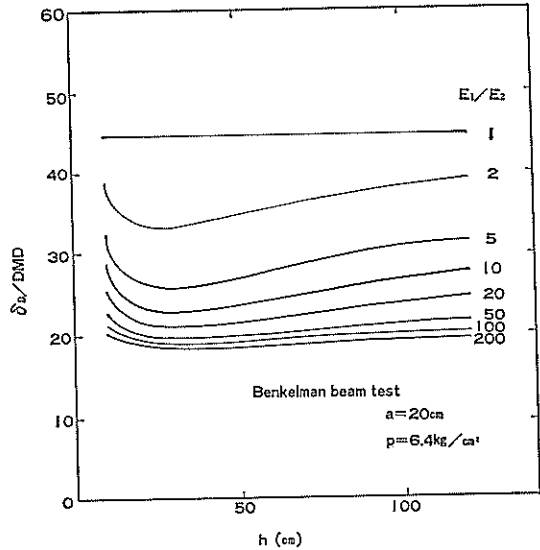


図-3.2 2 層弾性理論から計算されるたわみ比

ーターとして弾性係数比 E_1/E_2 をとったものである。この図から、 $E_1/E_2=1$ つまり半無限弾性体とした時のたわみ比が 44.7 となり、 E_1/E_2 の増加につれてたわみ比は小さくなることがわかる。また同一の E_1/E_2 に関しては、 h がおよそ 30cm 付近においてたわみ比が極小となる。

図-3.2の一般的に考えられる E_1/E_2 における結果と比較すると、図-3.1の 40 というたわみ比はやや大きめの値であると言えよう。この 1 つの理由として、アスファルトコンクリートの変形係数が載荷速度の影響を受けるといことが考えられる。つまり同じ舗装の上で測定しても、ベンケルマンビームの載荷速度はダイナフレクトよりもおそいため、ベンケルマンビーム試験によるアスファルトコンクリートの変形係数の方が小さくなり、それにつれてベンケルマンビームたわみが大きくなるためだと考えられる。

3.2 平板載荷試験との関係

図-3.3は舗装施工の各段階における K 値と DMD の関係を両対数紙上にプロットしたものである。直径 30cm の載荷板による K_{30} と、75cm の載荷板による K_{75} とともに、ほぼ直線的に右下がりの傾向を示しているが、その傾きは少し異なるようである。

この理由を示すために文献¹²⁾から引用したのが図-3.4

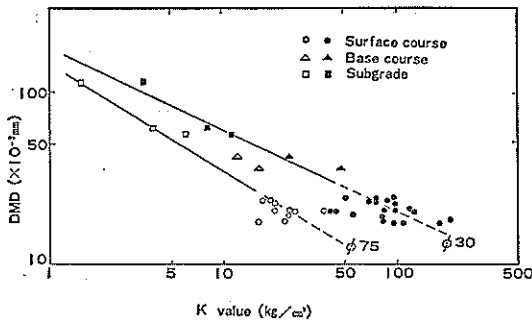


図-3.3 DMDとK値との関係

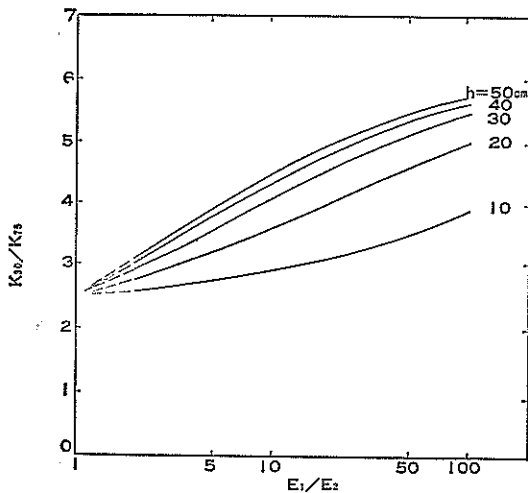


図-3.4 E_1/E_2 と K_{30}/K_{75} の関係

である。この図は2層弾性理論から計算された、上層厚 h と弾性係数比 E_1/E_2 の違いによる K_{30}/K_{75} の変化を表わしており、この図に示す範囲では $h, E_1/E_2$ が大きくなれば K_{30}/K_{75} も増加することがわかる。これは図-3.3で、あるDMDに対応する K_{30} と K_{75} の値を見ると、DMDの小さいところ、つまりアスファルトコンクリートの表層上での測定値は、DMDの大きい路床などでの測定値よりも対数目盛でその差が大きくなることを説明している。

4. ダイナフレクトによる舗装評価

3.において、ダイナフレクトたわみと従来の慣用的舗装評価法との間に相関があることがわかった。この章では、いろいろな構造や供用性をもつ空港アスファルト

舗装でのダイナフレクト測定結果をとりまとめ、空港アスファルト舗装評価手段としてのダイナフレクトの適用性について考察を加えていく。

4.1 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、荷重以外に温度や荷重速度（荷重時間）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荷重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、荷重の大きさと荷重速度は一定なので問題ないが、温度条件だけは何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。そこで本報文では、アスファルト層の温度を単に路面温度で代表させ¹³⁾ それで補正を行なうことにした。

図-4.1は、基準路面温度として20°Cを選び、いくつか

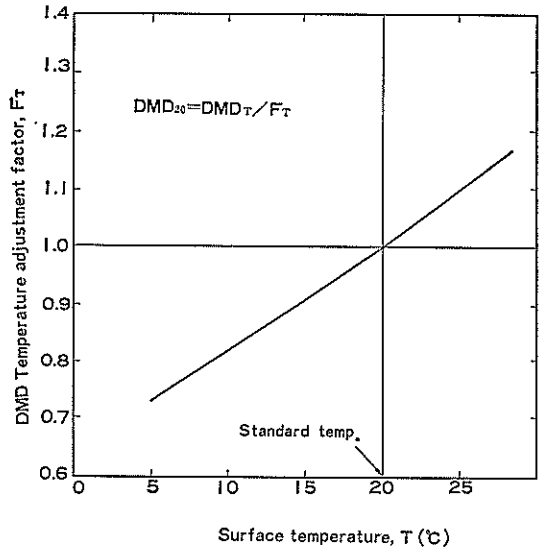


図-4.1 DMDの温度補正用ノモグラム

の舗装での結果をもとに筆者らが作成した温度補正用のノモグラムである。このノモグラムはDMDに対して作られたものでありNo. 2からNo. 5センサーのたわみの補正に使うことはできない。

図-4.2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の計算値と実測値をプロットしたものである。もし測定誤差と温度補正誤差がなければ、プロットされる点は原点を通り傾きが45°の直線にのるは

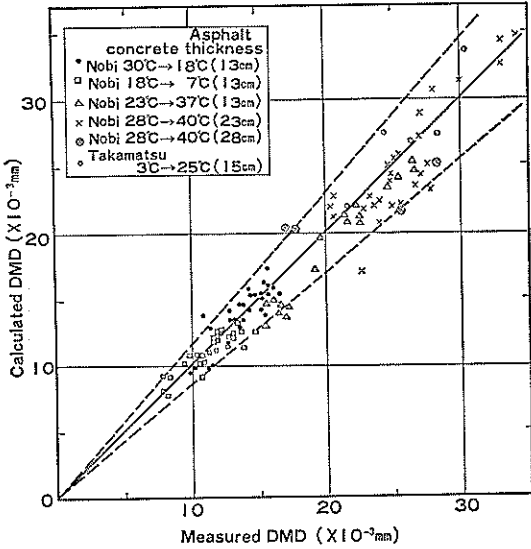


図-4.2 温度補正の精度

ずである。図中の破線はこの直線から±15%のばらつきの範囲を示しているが、大部分のデータがこの中に納まることを考えると、図-4.1を用いてDMDの温度補正を行なうことは現段階ではほぼ妥当だと考えられる。

以上のことから、測定されたDMDは図-4.1のノモグラムを利用して基準路面温度のDMDに変換されることによって、測定場所や測定時期などが異なっても共通の尺度での議論が可能となる。そこでDMDの比較に際しての温度補正には、以後このノモグラムを利用していくことにする。

4.2 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さえるような舗装厚を与える¹⁴⁾。このせん断応力を垂直圧縮応力¹⁵⁾や垂直圧縮ひずみ¹⁶⁾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¹⁶⁾も提案されてきている。

一方、非破壊試験による舗装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Huang¹⁷⁾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25cm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良い指標になると

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25cm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なうことにする。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20°CにおけるDMDを、その舗装の設計荷重を横軸にとってプロットしたものが図-4.3であるが、同じ設計荷重の舗装でもDMD

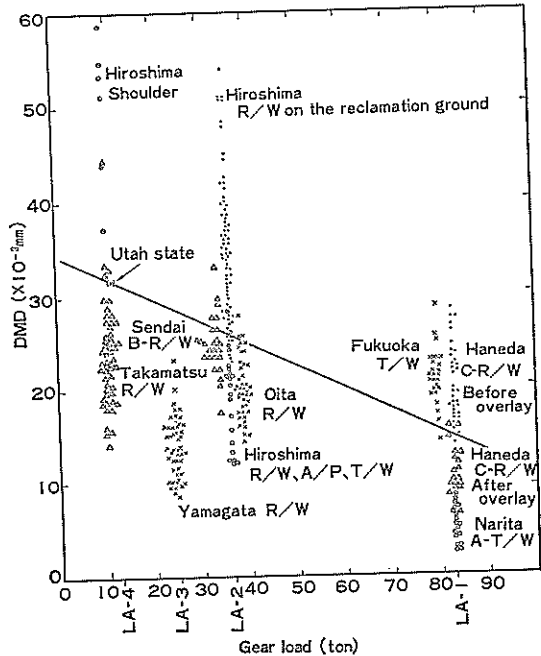


図-4.3 設計荷重とDMDの関係

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であろうが、主なものとしては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-4.3に示したデータのうち、一部のものは表-4.1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

表-4.1 舗装の破損状況

空 港	舗 装 の 破 損 状 況
広島延長 R/W	地盤の不等沈下に伴う大小多数のクラック
広島ショルダー	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 C R/Wかさ上げ前	大小多数のクラック

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-4.3を見直すと破損のみられる舗装のDMDは健全な舗装のDMDよりも大きくなっていることがわかる。もちろん両者は完全に2つの領域には分かれず、ある幅で重複しているが、その幅は全体のDMDのばらつきと比較してかなりせまいと言える。図中の右下がりの直線はこの重複している部分のほぼ中央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、何らかの補修を必要としていることを表わしていると考えられることができるので、この直線によって表わされるDMDを各設計荷重に対する基準DMDと呼ぶことにしよう。

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 $15.2 \times 10^{-3} \text{mm}$ 以下、弱い舗装ではおおむね $38.1 \times 10^{-3} \text{mm}$ 以上になったという¹⁴⁾。

さて次に、図-4.3の右下がりの直線で示されるような基準DMDを生じる舗装の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、またそれらの値は今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簡単な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はCBR設計法の基準となっている5,000カバレッジとして文献¹⁾から読み取った。これらの諸元は表-4.2に示

表4.2 弾性計算に使用した条件

設計荷重 対象航空機		LA-1 B-747 -200B	LA-2 B-727 -200	LA-3 DC-9 -41	LA-4 YS-11
満載時脚荷重 (t)		82.5	35.9	24.4	10.6
タイヤ接地圧 (kg/cm ²)		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)		147.3	—	—	—
基準舗装厚 (cm)	CBR=2	256	170	143	90
	5	144	102	85	50
	10	86	65	55	—

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は $100 \times \text{CBR}$ (kg/cm²)を用い、上層に対しては次のような方法を適用した。つまり図-4.4のように上層の弾性係数を広範囲に変化させ、図-4.3における各設計荷重の基準DMDと等しいDMDを生じるような弾性係数を内挿するというもので

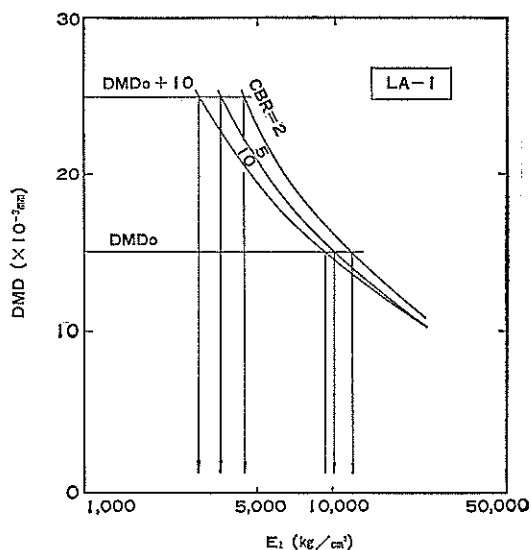


図-4.4 舗装弾性係数の推定

ある。このようにすれば、路床のCBRと設計荷重別にそれぞれ異なる弾性係数が得られるが、とにかくこれらの値を用いることによって図-4.3に示される基準DMDと等しいDMDが計算される舗装の弾性係数が得られることになる。以上で計算に必要な諸定数が定まったので、これらの舗装に設計荷重としての航空機が載荷された時に路床上に生じる垂直応力が計算できる。

このようにして計算された路床上の最大垂直応力と、Peattie¹⁵⁾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-4.5である。この

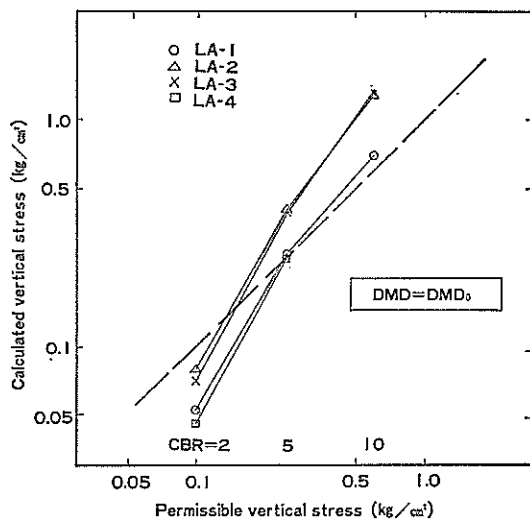


図-4.5 路床上垂直応力と許容応力との関係 (基準DMDを生じる場合)

図から平均的には両者はよく似通った値を示すが、細かく見るとCBRが4から5の付近で両者はほぼ等しくなり、CBR=10の場合は許容値よりも大きな、またCBR=2の時は許容値よりも小さな応力計算されていることがわかる。

次に、基準DMD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時の路床垂直応力を、全く同様な手順で計算した。前の計算と異なるのは、図-4.4から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。この結果は図-4.6に示されている。

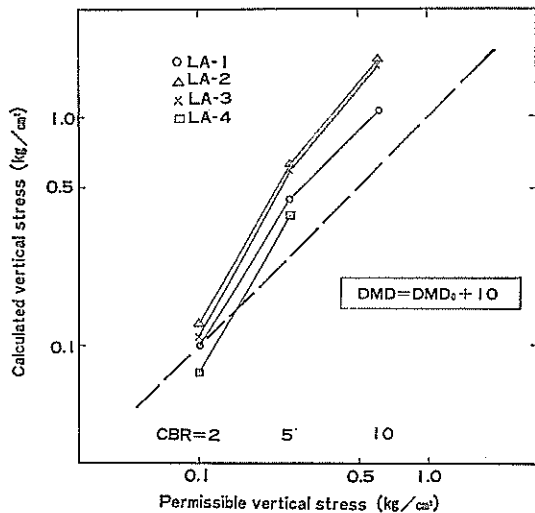


図-4.6 路床上垂直応力と許容応力との関係
(基準DMD+ $10 \times 10^{-3} \text{mm}$ のDMDを生じる場合)

るが、当然のことながら、計算された応力は全体的に図-4.5の場合よりも大きくなる。平均的には許容応力を上回る応力が計算されるが、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。

これら2つの計算結果から、図-4.3の基準DMDを生じるような舗装に設計荷重が載荷された時の路床垂直応力は平均的には Peattie による許容応力に近い、なかでもCBRが4から5の付近では許容応力と一致するが基準DMD+ $10 \times 10^{-3} \text{mm}$ のたわみを生じる舗装では平均的には許容応力以上の応力を生じるものの、CBRが2付近では許容応力にはほぼ等しい応力を生じるようである。以上のことから、厳密に言えば図-4.3の基準DMDは路床のCBRによって異なり、CBRの大きい路床上の舗装ほど許容たわみは大きくなることが予想される。

しかしながら、路床のCBR別に基準DMDを設定するに当たっては、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¹⁸⁾やユタ州の方法⁷⁾、Listerの方法²⁾などにおいても路床のCBR別の評価まではしていない。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のが現状であることも考え合わせ、現段階では図-4.3に示した値を基準DMDとみなすことにする。

4.3 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4.2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-4.7に示されている。

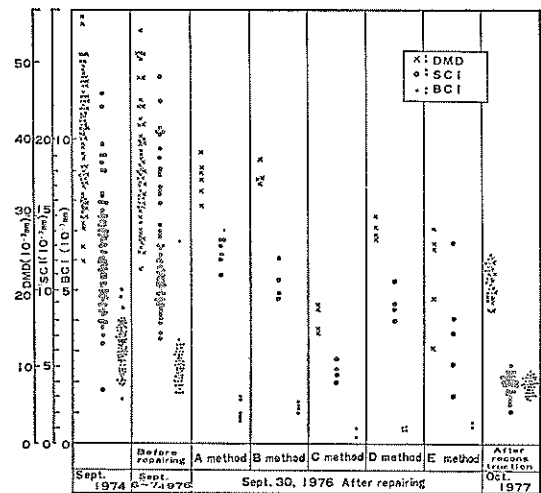


図-4.7 補修によるたわみの変化

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), さらに全面的な打ち替え後に1度(昭和52年10月)の計4度実施している。図-4.7では各調査ごとの測定結果をDMDのほか、参考までにSCI, BCIも含めた3つ指標で表わしている。ここでSCI (Surface Curvature Index の略) はNo. 1センサーとNo. 2センサーのたわみ差で、主に舗装体の強度を表わす因子とされまたBCI (Base Curvature Index の略) はNo. 4センサーとNo. 5センサーのたわみの差で、主に路床以下の部分の強度を表わす因子として米国ユタ州で提案されている指標である。

図-4.7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、2年の間に特に補修も行っていないのでDMDをはじめとする各指標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-4.3のような5種類の工法で試験的

表-4.3 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2×4mで路床面下50cm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0.5×4m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

な補修が行なわれた。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 45×10^{-3} mm、またD, Eの工法の区域では 37×10^{-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が、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わしている。次にD, Eを見ると、微小クラックに水ガラスやモルタルを注入するとDMDで20%程度の減少がみられ、さらにその程度はモルタル注入の方がわずかに減少率が大きいように見えるが、その差はほとんどないといえる。

その後、この滑走路は全面的に解体、打ち替えが行なわれた。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 50×10^{-3} mm以上もあったものが打ち替え後には 25×10^{-3} mm以下になり、打ち替えによる改良効果の様子がよく表わされている。

5. 2層弾性理論による舗装弾性係数の推定

5.1 概説

今までの解析は主にDMD、つまり荷重に最も近いNo. 1センサーのたわみだけを利用してきた。DMDは舗装

体や路床をひっくりめたものの評価しかできないがNo. 2からNo. 5のセンサーのたわみも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な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。これを目的とした手法としてはVaswaniによってSpreadability法¹⁹⁾、Area²⁰⁾法、またSwiftによって図解法²¹⁾などが提案されているが、いずれもその基礎となっているのは舗装構造を上下2層に分けて考える2層弾性理論である。また、ダイナフレクトでは5つのたわみが得られるので、層厚、ポアソン比を仮定すれば4層、5層弾性体としての解析も可能であり、実際に行なわれた例もあるが²²⁾²³⁾、5つのたわみから4層、5層の弾性係数を逆算するのは非常に手間のかかる繰り返し計算を必要とし実用的ではないように思われる。

そこで筆者らは、プログラム化が容易でしかもノモグラムにするのも簡単な2層弾性論²⁴⁾を用いて解析することにした。2層問題とすれば原則として上層の厚さと2点のたわみが既知であれば2つの弾性係数の計算が可能であるが、今回は実際のたわみ曲線をできるだけ忠実に再現できるように5つのたわみすべてを考慮し得られた数組の弾性係数を平均して結果とした。上下層のポアソン比はいずれも0.5と仮定している。

この計算の概要は巻末の付録に掲載しておく。

5.2 路盤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、その舗装構造は図-5.1に示す通りである。まず上層路盤上で約10ヶ月の間隔をおいて2度測定を行ない、路盤を上層、路床以下を下層とにおいて得られた弾性係数を図-5.2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-5.2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潜在水硬性²⁵⁾を持つといわれる材料から成っていて、この10か月間の養生によって変形に対する抵抗性が増したためである。一方、路床の弾性係数はほぼ $2,000 \text{kg/cm}^2$ 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。第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

空港アスファルト舗装評価とかさ上げ厚設計

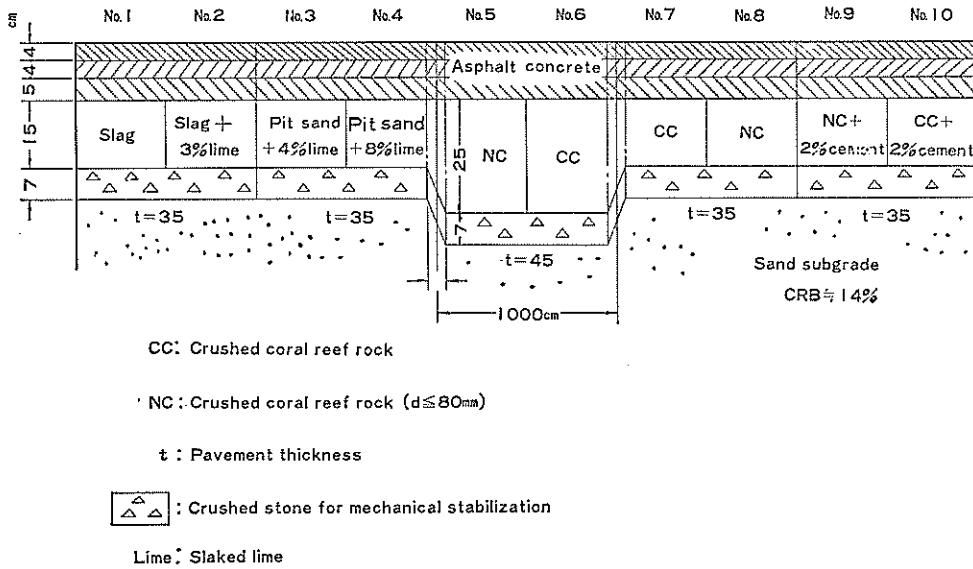


図-5.1 試験舗装の断面

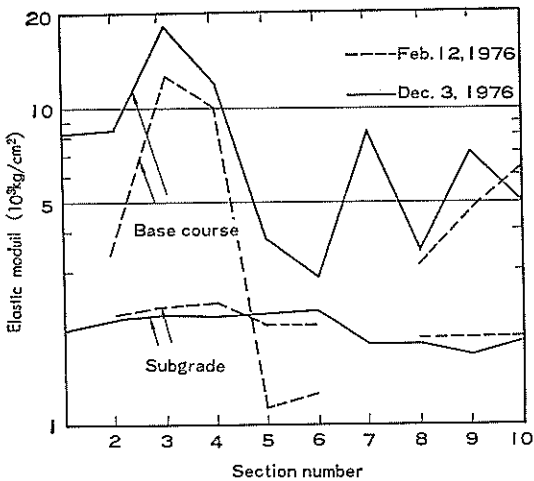


図-5.2 路床と路盤の弾性係数

り約 $10,000\text{kg/cm}^2$ 程度の値を示す。また第 1, 2 区画のスラグの路盤は、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 $8,000\text{kg/cm}^2$ 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、従来一般的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。

5.3 アスファルトコンクリート層変形係数の温度によ

る変化

アスファルト舗装の力学的性質は温度条件の影響を強く受けるため、ダイナフレクトによるたわみも温度補正をする必要があることは 4.1 ですでに述べた。路面のたわみが温度によって変化するのは基本的にはアスファルトコンクリート層の変形係数が温度変化の影響を受けるためである。ここではアスファルトコンクリート層を上層、路盤以下を下層として舗装を分割し、アスファルトコンクリートの変形係数が温度の影響をどのように受けるかを調べた。

解析の対象とした舗装はやはり港湾技術研究所野比実験場のアスファルト舗装であり、図-5.3 のような構造を

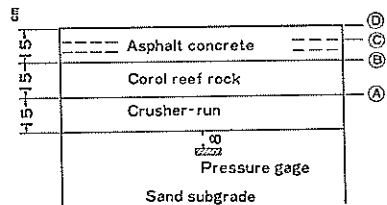


図-5.3 アスファルトコンクリートの変形係数を算出した舗装構造

持っているものである。基層、中間層、表層の各施工段階ごとについていくつか測定を行ない、アスファルトコンクリート層を上層、路盤以下を下層において計算を行なった。そのうちで路面温度が 12°C 、 32°C 、 45°C の結果についてプロットしたものが図-5.4 である。この図からアスファルトコンクリートの変形係数は温度の増加によって

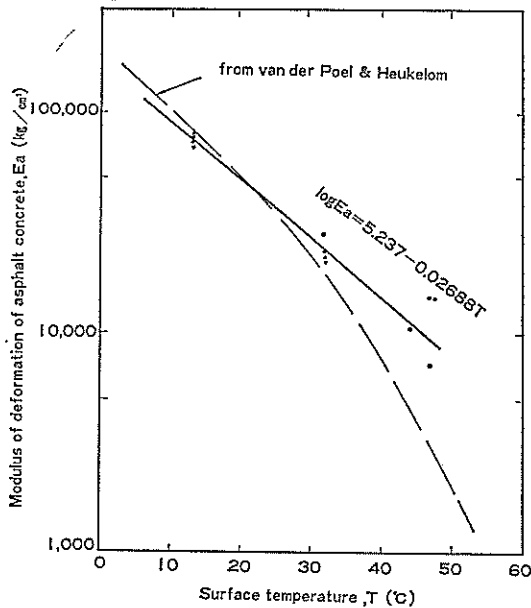


図-5.4 アスファルトコンクリートの変形係数の温度による変化

かなり減少し、変形係数を対数目盛りでとれば、両者の間には直線関係があり

$$\log E_a = 5.237 - 0.02688T \quad (5.1)$$

で表わ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変形係数(kg/cm^2)、 T は路面温度($^{\circ}\text{C}$)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20mmの粗粒度で、バインダーとしてはストレート60~80が使用されている。また図-5.4にはVan der Poelのノモグラムから推定される変形係数も記入してある。ノモグラムから得られる値は少し上に凸な傾向を示すが、今回の計算から得られた値とかなりの温度幅で良い一致をみせ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舗装構造の解析を行なう時は、損傷や老化のないアスファルトコンクリートの変形係数として式(5.1)を利用することができるものと思われる。

5.4 舗装中の応力による検討

本章で今まで利用してきた2層弾性理論から推定された舗装各層の弾性係数を用いて応力計算を行ない、土圧計によって実測される垂直応力との比較を行なう。

対象とした舗装は図-5.3と同じものであり、路床面から8 cm下がったところに土圧計が埋設されている。ダイナフレクトの測定はその図の④、⑤、⑥、⑦において、土圧計が荷重輪直下にくる場合と、2つの荷重輪の間

点つまりNo.1センサーの直下にくる場合について実施した。図-5.5は実測されたダイナフレクトの自重による垂

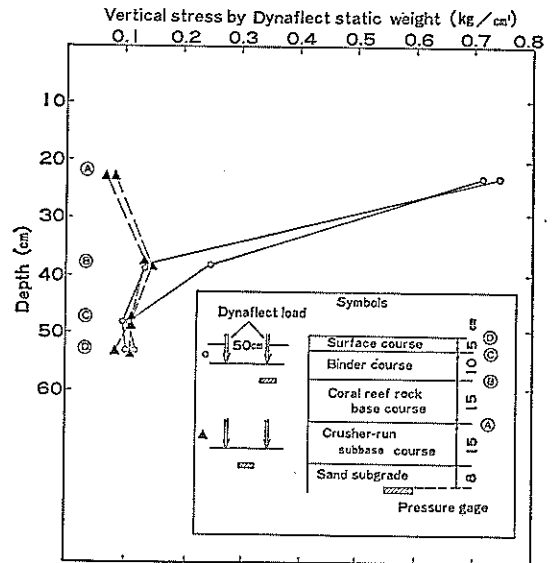


図-5.5 ダイナフレクトの自重による路床垂直応力

直応力を横軸にとり、その時の土圧計の深さを縦軸にとっている。この図から、表層上でのダイナフレクト測定でも路床に $0.1 \text{ kg}/\text{cm}^2$ 程度の垂直応力を生じており、軽量のダイナフレクトによるたわみでも路床の影響を反映することができることを示している。

次にたわみの測定結果に弾性理論を適用し各層の弾性係数を逆算し、路床中の応力を計算してみよう。④における測定結果を、下層路盤を上層、路床以下を下層として解析したところ、弾性理論が付録に詳述するような限界を越えたために適当な弾性係数が計算できなかったため、④にダイナフレクトがある場合の応力計算は下層路盤以下を半無限弾性体とみなして行なった。次に⑤における測定結果から、路盤を上層、路床以下を下層として解析し、それぞれの弾性係数を計算した。この場合は適当な弾性係数が得られたため、⑤、⑥、⑦にダイナフレクトがある時は、これらの値を使用して応力計算を行なった。これより上のアスファルトコンクリートの変形係数は、5.3ですでに得られているように路面温度の関数とみなし式(5.1)から計算した。このようなことからダイナフレクトが下層路盤上にある時は1層計算、上層路盤上にある時は2層計算、また基層、表層上にある場合には3層計算を行なうことにした。

以上の手順で計算された垂直応力と実測された応力をくらべたものが図-5.6である。この図から両者は比較的似通った値を示し、たわみから推定された弾性係数を応

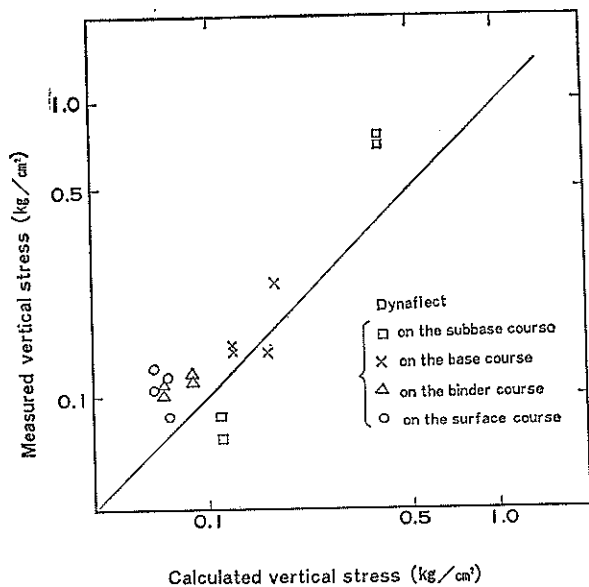


図-5.6 路上垂直応力の実測値と計算値

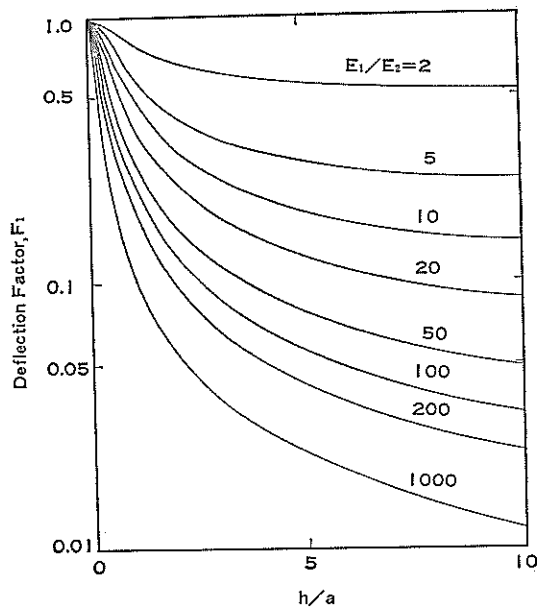


図-5.7 Burmister の変位係数

力計算に利用していくことが可能ながわかる。

5.5 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と仮定した時の荷重直下のたわみ w は次式で表わされることはよく知られている。

$$w = \frac{3ap}{2E_2} F_1(E_1/E_2, h/a) \quad (5.2)$$

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 は変位係数と呼ばれ図-5.7のような値を示す。

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のたわみ w は次式で表わされる。

$$w = \frac{3P}{4\pi r E_2} F_1(E_1/E_2, h/a) \quad (5.3)$$

ここに P : 荷重

r : 載荷点とたわみ測定点の間の距離

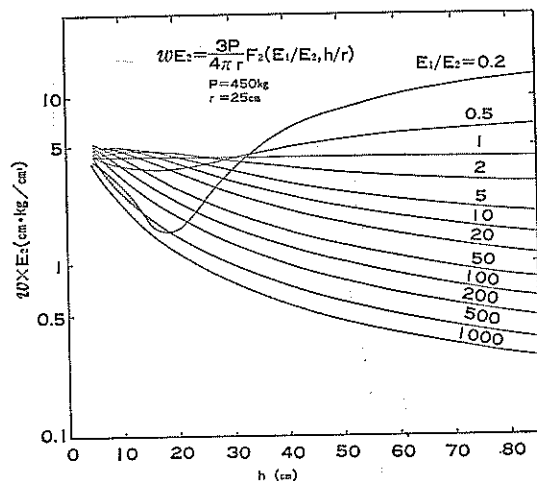


図-5.8 E_1/E_2 や h が $w \times E_2$ に及ぼす影響

式(5.3)については付録に詳述する。上式に $P=450\text{ kg}$, $r=25\text{ cm}$ 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-5.8は式(5.3)から計算された $\text{DMD} \times E_2$ を表わしている。

図-5.7と図-5.8を比較すると、荷重条件と E_2 が一定の時は、式(5.2)では E_1 や h の増加によってたわみはいつも減少するが、式(5.3)では必ずしもそうはならないことがわかる。つまりダイナフレクトの場合、 h の小さい部分では上層の弾性係数が大きかったり h が大きいからといって必ずしもDMDが小さくなるとは限らないこ

とを示している。

このような現象は実測値においても見られる。たとえば図-5.9は砂地盤の上に含水比100%前後の関東ロー

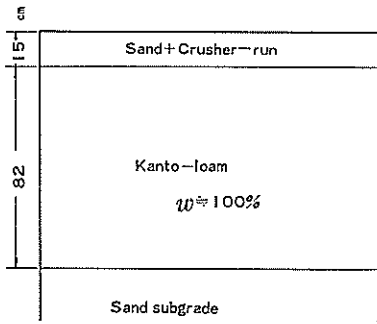


図-5.9 軟弱関東ローム路床上の路盤

ムの軟弱路床を製作し、その上に砂とクラッシュランによる15cmの路盤を施工したものであるが、路床と路盤の上でのダイナフレクトの測定結果を図示すると図-5.10のようになり、路盤上のDMDの方が大きくなった。

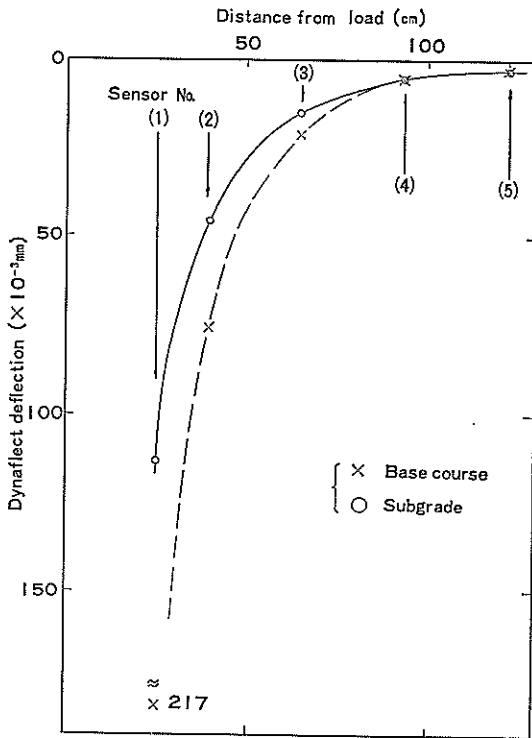


図-5.10 路床上と路盤上のダイナフレクトたわみ

これを説明するために、まず関東ローム上での測定結果に2層理論を適用し、関東ロームの弾性係数が235kg/cm²、砂地盤の弾性係数が1,077kg/cm² という結果を得

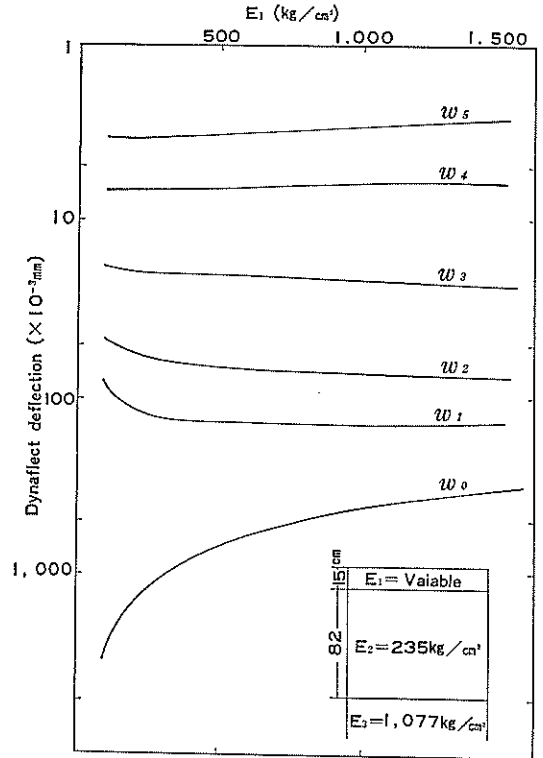


図-5.11 路盤の弾性係数がダイナフレクトたわみに及ぼす影響

た後、路盤の弾性係数をいろいろ変化させて3層計算を行なったところ、図-5.11のような結果が得られた。図中の w_1 から w_5 はNo.1からNo.5センサーのたわみを表わし、 w_0 は荷重直下のたわみを表わしている。この図から、路盤上で実測された 200×10^{-3} mm以上というようなDMDは計算されていないが、厚さが15cm程度の路盤では弾性係数が1,000kg/cm²ぐら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、舗装厚が小さい場合や下層路盤上での評価をDMDだけで行なうことは誤差を招く恐れがあると考えられる。しかしながら、舗装が厚くなった場合にはDMDを用いてもこのような誤差は入りにくくなるし、また舗装厚が小さい場合でも本章で用いている弾性理論などを利用してながら評価をすれば大きな誤差はなくなるであろう。

6. かさ上げ厚の設計

6.1 概説

舗装表面のたわみや曲率などの非破壊試験の結果によるかさ上げ厚の設計は、舗装各層の劣化の程度に応じた等値換算係数をもとにかさ上げ厚を決める従来の方法にくらべて個人差が入りにくく、しかも簡便であるのが特長である。そのためこのタイプの設計法は、最近になっていくつかの機関や研究者によってかなり提案されてきている。

今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^{2), 7), 18), 26), 27)}
- (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^{3), 27), 28), 29)}
- (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³⁾

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構造評価を行なう。
- (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。

中でも(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。

本報文中では4. においてダイナフレクトのDMDによって舗装の評価を行なったので、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ゆくことにする。

6.2 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-6.1のフローチャートのような内容を持っている。基本となっているのは図-4.3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ない、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) インプットデータとして、ダイナフレクトのたわみ $w_1 \sim w_n$ 、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。

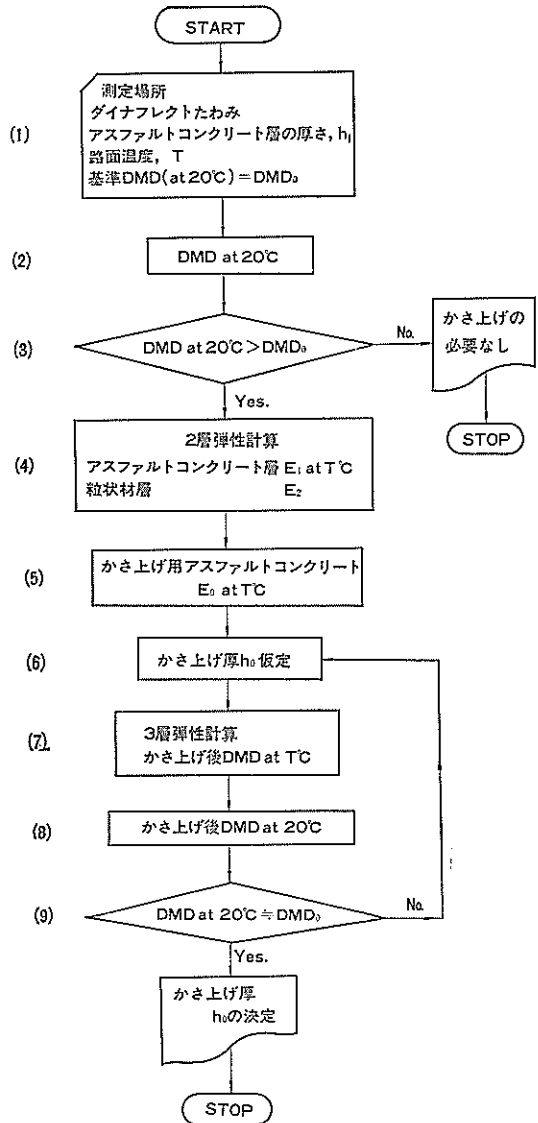


図-6.1 かさ上げ厚設計のフローチャート

- (2) 図-4.1を利用してDMDを路面温度20°Cの時の値に変換する。
- (3) 20°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-4.3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、逆に大きければかさ上げ厚の設計を行なうため次のステップに行く。
- (4) 既設舗装をアスファルトコンクリート層とそれ以下の部分に分け、5. 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 $T^{\circ}\text{C}$ の時の既設アスファルトコンクリートの変形係数 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 $T^{\circ}\text{C}$ の時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(5.1)から計算する。
- (6) かさ上げ厚さ 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-6.2

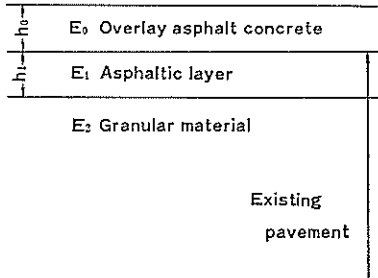


図-6.2 かさ上げ厚設計のための3層弾性計算

のように3層弾性体とみなし、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-4.1を利用して、(7)で得られたDMDを 20°C における値に変換する。
- (9) かさ上げ後の 20°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とかけ離れている時は(6)に戻って以後のステップを繰り返す。

6.3 設計法の妥当性

この節では今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、6.1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、そのデータを用いて検討してみよう。いろいろな厚(3.6~19cm)でかさ上げを行なった後のDMDの実測値と計算値とを比較したもの

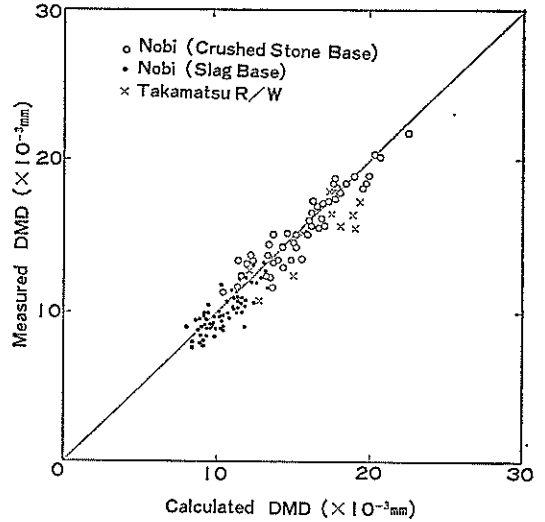


図-6.3 かさ上げ後のDMDの実測値と計算値

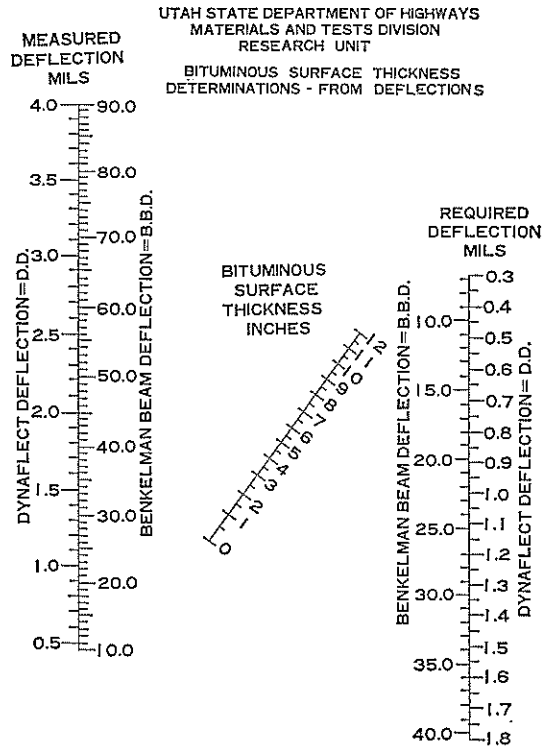


図-6.4 ユタ州で用いられているかさ上げ厚設計用ノモグラム

が図-6.3であるが、両者はかなり良く一致しており、図-6.1で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時の結果と比較してみよう。比較

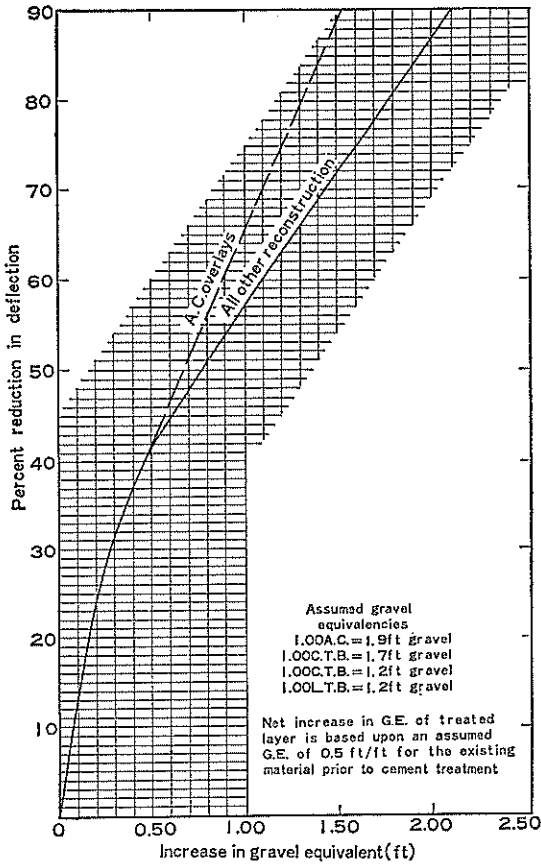


図-6.5 カリフォルニア州で用いられているかさ上げ厚設計用ノモグラム

する設計法としてはユタ州の方法とカリフォルニア州の方法を選んだ。

ユタ州ではダイナフレクトを利用したかさ上げ厚設計法がすでに実用化されている⁷⁾。基準 DMD を計算するステップはここでは省略するが、図-6.4 が舗装の DMD を基準 DMD にまで下げるのに必要なかさ上げ厚を計算するノモグラムである。

カリフォルニア州では、舗装のたわみを所定量にまで下げるのに必要なかさ上げ厚は、図-6.5 のようなノモグラムを利用して求められている³⁰⁾。

野比実験場のかさ上げ前後のデータを一部利用して、これらのノモグラムの妥当性の検討した結果が図-6.6 と図-6.7 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、これらのノモグラムをそのままわが国のダイナフレクトの結果に利用することは危険側となることが推定される。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た後にかさ上げ厚を設計するという本方法が優れてい

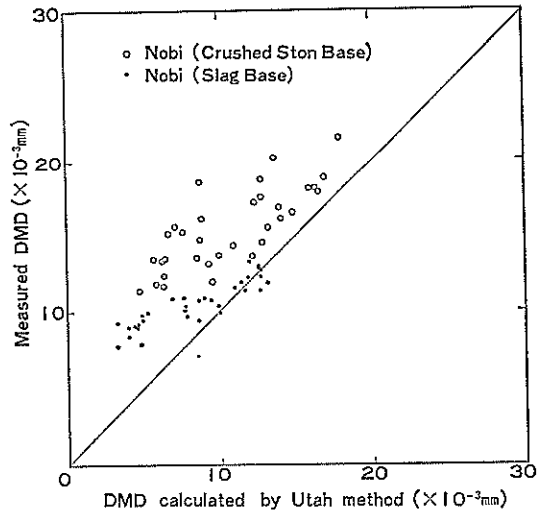


図-6.6 ユタ州の方法で計算されたかさ上げ後の DMD と実測値

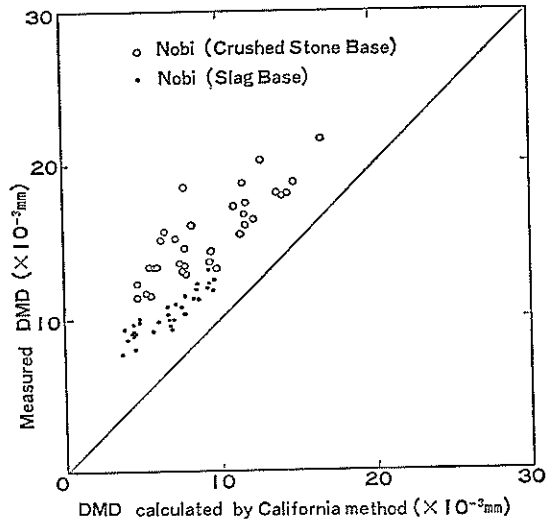


図-6.7 カリフォルニア州の方法で計算されたかさ上げ後の DMD 実測値

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ゆかねばならないものと考えられる。

7. 結論

ダイナフレクトを空港アスファルト舗装の評価やかさ

上げ厚の設計に利用することを目的として、わが國のいくつかの空港で測定を行ない、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) 舗装上において測定されたベンケルマンビームたわみ(輪荷重 7 t, タイヤ圧 6.5kg/cm²)と DMD の値は比例し、その比例定数はおよそ 40 であった。また K 値と DMD の関係は両対数紙上でほぼ直線関係にあるが、 K_{75} と K_{30} ではその傾きがいくらか異なった。これらのことは弾性理論を用いることによって説明可能であった。
- (2) 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-4.1)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。
- (3) 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。
- (4) 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時の路床上垂直応力は、平均的に見れば、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。
- (5) 破損のひどい舗装に対し、いくつかの工法で補修を行なったところ、その補修効果は DMD によく現われていた。
- (6) 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、潜在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。このようにして求められた弾性係数を用いてダイナフレクトの自重による路床中の応力を計算したところ、実測値と似通った値が得られた。
- (8) 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良い一致を示した。

8. あとがき

空港アスファルト舗装の非破壊評価の 1 手段としてダイナフレクトを利用する方法を考えてきた。舗装を解体調査するという従来の方法にくらべて非常に迅速な評価ができ、筆者らが実際の空港で測定した経験からすれば測定区域の広さや測定点の並び方にもよるが一晩で 100

点以上の測定が可能であった。またベンケルマンビーム試験や平板載荷試験などと比較してたわみの再現性や精度がかなり良いということも実感として感じる。これらのことを考え合わせると、ダイナフレクトは舗装の非破壊試験機としてはかなり優れたものの 1 つといえよう。

またダイナフレクトを使用しているうちに気付いた欠点としては次のようなものがある。

- (1) 載荷点におけるたわみが得られないこと。
- (2) けん引式であるため、運転手が慣れるまでは後進などの小回りがきかず、測定に思わぬ時間がかかる場合があること。

これらのことが改良されればダイナフレクトは更に使いやすく今以上に優れた測定機となるものと思われる。

ダイナフレクトの導入に際し、道路よりも厚い空港舗装の評価に利用するにはダイナフレクトは軽量すぎないかという懸念が著者等にはあった。しかし実測値を解析していくうちに、4. や 6. で説明したように路床の違いや舗装の損傷の有無が DMD に反映されたり、かさ上げによるたわみの減少をかなり正確に予測できたりすることがわかった。このようなことから、ダイナフレクトは舗装の持つこれらの一面を推定するにはその軽量は問題にならず、逆に大型の試験機より機動性に富み使いやすいということがわかってきた。

しかしながら、実際の航空機荷重による路面のたわみ、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を正確に推定するには、できるだけ実荷重に近い重量のある測定機を利用する方が良いことも事実であろう。

このようなことから、ひと口に舗装の非破壊試験といってもいくつかのアプローチが考えられるので、ダイナフレクトに適した解析法を追求していくのが今後の課題であろう。その中には、舗装の疲労寿命などを考慮したたわみの基準値の設定といった重要なことも含まれることになる。

最後に、今回提案したかさ上げ厚設計法をより優れたものとしていくためには、数多くの空港での実測データが不可欠である。空港関係者の方々の御協力を今後お願いしたい。

謝辞

今までダイナフレクト測定をさせていただいた空港は北から、山形、仙台、成田、羽田、大阪、広島、高松、福岡、大分の各空港である。測定にあたっていろいろ御協力いただいた方々、特に夜間における測定のお手伝いをしていただいた現場の方々には心から感謝申し上げる

次第である。

新東京国際空港公団の阿部洋一計画室長代理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当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御教示をいただいた。両氏に対し心から感謝したい。

参 考 文 献

- 1) 運輸省航空局：空港アスファルト舗装構造設計要領，1976，90pp.
- 2) Lister, N. W. : Deflection criteria for flexible pavements and the design of overlays, 3rd International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements, 1972, pp. 1206~1226.
- 3) 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に関する一提案，土木学会論文報告集，No. 213，1973年5月，pp. 65~70.
- 4) Heukelom, W., A. J. G. Klomp: Dynamic testing as a means of controlling pavements during and after construction, 1st International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements, 1962, pp. 667~679.
- 5) Yang, N. C. : Design of functional pavements, 1972, McGraw-Hill, pp. 69~83.
- 6) Green, J. L., J. W. Hall: Nondestructive vibratory testing of airport pavements, Vol. 1, Technical Report S-75-14, U. S. Army Engineer Waterway Experiment Station, 1975, pp. 21~36.
- 7) Peterson, G., L. W. Shepherd: Deflection analysis of flexible pavements, Final Report, Utah State Highway Department, 1972, 128pp.
- 8) 橋本四秀，阿部洋一，菅野勉：振動波を用いた舗装のたわみ測定に関する一考察（第1報），第29回土木学会年次学術講演会講演概要集，第IV部，1974，pp. 351~352.
- 9) Potter, D. W. : Evaluation of Dynaflect dynamic pavement deflection system, VIII th International Road Federation World Meeting, Session D, 1977, pp. 120~123.
- 10) Joseph, A. H., J. W. Hall, Jr. : Nondestructive vibratory pavement evaluation techniques. 3rd International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavement, 1972, pp. 844~884.
- 11) Liddle, W. J., D. E. Peterson: Utah's use of Dynaflect data for pavement rehabilitation, Highway Research Record, No. 300, 1969, pp. 10~15.
- 12) 須田照，佐藤勝久：多層路盤面上におけるK値の推定方法に関する研究，港湾技術研究所報告，第11巻，第1号，1972，pp. 107~150.
- 13) Bhajandas, A. G., G. Cumberledge, G. L. Heffman, J. G. Hepkins: A practical approach to flexible pavement evaluation and rehabilitation, 4th International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements, 1977, pp. 665~673.
- 14) 須田照：空港舗装に関する調査研究（第6報）空港瀝青舗装の舗装厚設計法に関する調査研究，港湾技研資料，No. 52，1968，103 pp.
- 15) Peattie, K. R. : A fundamental approach to the design of flexible pavements, 1st International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements, 1962, pp. 403~411.
- 16) Witczak, M. W. : Design of full-depth asphalt airfield pavements, 3rd International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements, 1972, pp. 550~567.
- 17) Huang, Y. H. : Deflection and curvature as criteria for flexible pavement design and evaluation, Highway Research Record, No. 345, 1971, pp. 1~11.
- 18) The Asphalt Institute: Asphalt overlays and pavement rehabilitation, MS-17, 1969, 134pp.
- 19) Vaswani, N. K. : Method for spreadability evaluating structural performance of subgrades and overlaying flexible pavements, Highway Research Record, No. 362, 1971, pp. 48~62.
- 20) Vaswani, N. K. : Determining moduli of materials from deflections, Proc. of ASCE, No. TEI, 1977, pp. 125~141.
- 21) Swift, G. : A graphical technique for determining the elastic moduli of a two-layered structure from measured surface deflections, Texas Transportation Institute, 1972, 25pp.
- 22) Irwan, L. H. : Determination of pavement layer moduli from surface deflection data for pavement performance evaluation, 4th International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavement, 1977, pp. 831~840.
- 23) Lai, J. S. : Determination of the resilient characteristics of pavement systems using Dynaflect deflection measurements, Utah State study, No. 916, Final Report, 1962, 65pp.
- 24) Scrivner, F. H., C. H. Michalak, W. M. Moore: Calculation of the elastic moduli of a two-layer pavement system from measured surface deflections, Highway Research Record, No. 431, 1973, pp. 12~22.
- 25) 佐藤勝久，福手勲，佐藤峰夫：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，1977年，pp. 35~66.
- 26) Lister, N. W., 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, 1977, pp. 629~648.
- 27) Grant, M. C., R. N. Walker: The development of overlay design procedures based on the application of elastic theory, 3rd International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements, 1972, pp. 1155~1166.
- 28) Van Til, C. J., B. A. Vallerga: Applications of a

theoretical procedure to airfield pavement evaluation and overlay design, 3rd International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements, 1972, pp. 1236~1243.

- 29) de Kiewit, P., P. C. Koning, R. F. Carmichael, W. R. Hudson: Evaluation and overlay design for flexible pavements on low volume roads, 4th International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements, 1977, pp. 674~696.
- 30) Yoder, E. J., M. W. Witczak: Principles of pavement design, 2nd Edition, John Wiley & Sons, Inc., 1975, pp. 683~691.

付録 ダイナフレクトのたわみから舗装の弾性係数を推定する方法

舗装におけるダイナフレクトのたわみが既知の時、その舗装を上下2層に分けてそれぞれの層の弾性係数を計算する方法¹⁾を説明する。

水平方向に無限に広がった2層弾性地盤の表面に円形等分布荷重が載荷された時の任意点のたわみは、松村やBurmisterによって導かれているが、その内容は文献2)に詳しい。文献2)のp.267,式(3.5)において、上層のたわみを表わす式で上下層のポアソン比を0.5とおき、表面上任意点のたわみを表わすような形に整理すると、

$$W = \frac{3ap}{2E_1} \int_0^\infty \frac{\epsilon e^{2\lambda} - 4\lambda - \epsilon' e^{-2\lambda}}{2 + 4\lambda^2 + \epsilon e^{2\lambda} + \epsilon' e^{-2\lambda}} \cdot \frac{J_0(r\lambda/h) J_1(a\lambda/h)}{\lambda} d\lambda$$

$$= \frac{3ap}{2E_1} \int_0^\infty V(\lambda, E_1/E_2) \frac{J_0(r\lambda/h) J_1(a\lambda/h)}{\lambda} d\lambda \quad (A.1)$$

- ここに a : 荷重半径
 p : 荷重強度
 E_1, E_2 : 上層, 下層の弾性係数
 r : たわみ計算点と荷重との間の距離
 h : 上層の厚さ
 J_0 : 第一種0次のベッセル関数
 J_1 : 第一種一次のベッセル関数
 $\epsilon = (1+f)/(1-f)$
 $\epsilon' = 1/\epsilon$
 $f = E_1/E_2$

となる。

載荷点とたわみ測定点がある程度離れた場合には、たわみの大きさは荷重の大きさにだけ比例し、載荷半径には無関係となる。その一例として多層弾性体解析用プログラムBISARによって計算された結果が表-A.1に示されている。これらのことから、式(A.1)を簡単にするために集中荷重に対する式に直すことにする。まず荷重の

表-A.1 ダイナフレクト荷重接地半径 a が DMD に及ぼす影響

$h=10\text{cm}$

E_1 kg/cm ²	a cm			
	0	0.5	3	5
2,000	45.96	45.96	46.04	46.19
5,000	48.88	48.88	48.93	49.01
10,000	49.54	49.54	49.55	49.57

$h=100\text{cm}$

E_1 kg/cm ²	a cm			
	0	0.5	3	5
2,000	28.59	28.59	28.63	28.70
5,000	18.06	18.06	18.07	18.10
10,000	13.27	13.27	13.28	13.29

- $E_2=1,000\text{kg/cm}^2$
- DMDの単位: 10^{-3}mm
- $a=0.5, 3, 5\text{cm}$ は BISAR, $a=0$ は本付録の方法で計算された値である。

大きさを P とすれば $ap=P/(\pi a)$ となるのでこれを式(A.1)に代入すれば、

$$w = \frac{3P}{2\pi E_1} \int_0^\infty V \frac{J_0(r\lambda/h) J_1(a\lambda/h)}{\lambda a} d\lambda \quad (A.2)$$

となる、これを集中荷重とするには $a \rightarrow 0$ の極限を計算する必要がある。ところが単純に $a=0$ とおくと、被積分関数中の分母は0、分子も J_1 が0となり不定形になってしまうので次のような方法をとる。

$$\lim_{a \rightarrow 0} \frac{J_1(a\lambda/h)}{a} = \lim_{\beta \rightarrow 0} \frac{J_1(\beta)}{\beta} \frac{\lambda}{h}$$

$$= \frac{\lambda}{h} \lim_{\beta \rightarrow 0} \frac{J_1(\beta)}{\beta} = \frac{\lambda}{h} \lim_{\beta \rightarrow 0} \frac{\beta J_1(\beta)}{\beta^2}$$

$$= \frac{\lambda}{h} \left\{ \frac{d}{d\beta} [\beta J_1(\beta)] \right\} / \left. \frac{d}{d\beta} \beta^2 \right\}_{\beta=0}$$

$$= \frac{\lambda}{h} \left(\frac{\beta J_0(\beta)}{2\beta} \right)_{\beta=0} \quad \text{文献 3)}$$

$$= \frac{\lambda}{2h} \quad (A.3)$$

これを式(A.2)に代入すれば、

$$w = \frac{3P}{4\pi E_1} \int_0^\infty V \frac{J_0(r\lambda/h)}{h} d\lambda \quad (A.4)$$

となる。

次に右辺に含まれる無限区間の積分を簡単にしてみよう。まず式(A.4)を書き直して、

$$\frac{4\pi E_1 w r}{3P} = \frac{r}{h} \int_0^\infty V J_0(r\lambda/h) d\lambda$$

表-A.2 λが Vに及ぼす影響

λ	E ₁ /E ₂						
	0.001	0.01	0.1	1	10	100	1,000
0.0	0.001	0.01	0.1	1	10	100	1,000
0.1	0.001655	0.01065	0.1006	1	9.967	98.14	855.6
0.5	0.05854	0.06727	0.1542	1	8.056	32.98	47.94
1.0	0.2414	0.2491	0.3250	1	4.112	6.826	7.363
3.0	0.8869	0.8888	0.9058	1	1.110	1.134	1.137
5.0	0.9945	0.9946	0.9955	1	1.005	1.005	1.006
10.0	0.9999991	0.9999991	0.9999993	1	1.00001	1.00001	1.00001
Infinite	1	1	1	1	1	1	1

$$= \frac{r}{h} \left\{ \int_0^{10} V J_0(r\lambda/h) d\lambda + \int_{10}^{\infty} V J_0(r\lambda/h) d\lambda \right\} \quad (A.5)$$

とする。ここで λ ≥ 10 の時は表-A.2 に示すように E₁/E₂ の値にかかわらず V = 1.0 となるので、式 (A.5) は、

$$\frac{4\pi E_1 \omega r}{3P} \doteq \frac{r}{h} \left\{ \int_0^{10} V J_0(r\lambda/h) d\lambda + \int_{10}^{\infty} J_0(r\lambda/h) d\lambda \right\} \quad (A.6)$$

となる。またベッセル関数の積分は、

$$\int_0^{\infty} J_0(x) dx = 1$$

となるので、式 (A.6) の右辺第2項は、

$$\frac{r}{h} \int_{10}^{\infty} J_0(r\lambda/h) d\lambda = 1 - \frac{r}{h} \int_0^{10} J_0(r\lambda/h) d\lambda \quad (A.7)$$

となる。これを式 (A.6) に代入すれば、

$$\begin{aligned} \frac{4\pi E_1 \omega r}{3P} &\doteq 1 + \frac{r}{h} \int_0^{10} (V-1) J_0(r\lambda/h) d\lambda \\ &= F(E_1/E_2, r/h) \end{aligned} \quad (A.8)$$

となり、積分区間が有限となって数値計算が容易になる。表-A.1 で、a = 0 に対する計算値は式 (A.8) によって得られるものであり、この両辺に E₂/E₁ をかけて整理したものが本文中の式 (5.3) である。

さて、式 (A.8) を利用して表面のたわみから2層の弾性係数を計算するには次のようにすればよい。まず荷

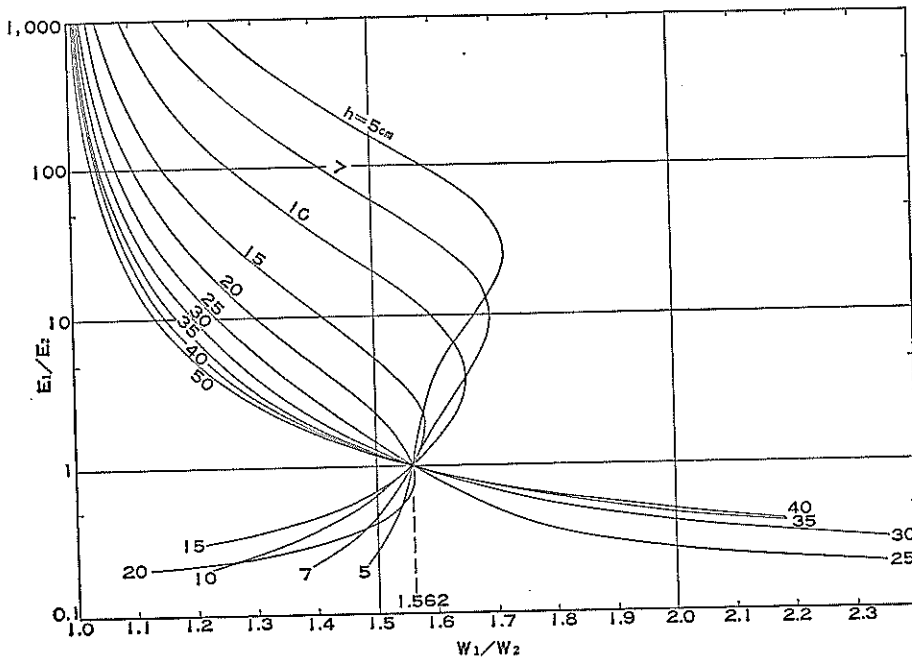


図-A.1 w₁/w₂ と E₁/E₂ の関係

重から距離 r_1, r_2 における既知のたわみ w_1, w_2 から、式 (A.8) を用いて、

$$\frac{w_1}{w_2} = \frac{r_2 F(E_1/E_2, r_1/h)}{r_1 F(E_1/E_2, r_2/h)} \quad (\text{A.9})$$

の左辺を計算し、右辺に既知の h, r_1, r_2 を代入した後、 E_1/E_2 の値をいろいろ変化させて右辺が左辺の値と等しくなる時の E_1/E_2 をみつける。 E_1/E_2 が決まったら、それを式 (A.8) に代入することによって E_1 が計算され、続いて E_2 も求めることになる。

最後に、本文の 5.5 で少しふれたこの理論の適用限界について説明する。 r_1 と r_2 が決まれば式 (A.9) の右辺は h と E_1/E_2 の関数となる。いまダイナフレクトの No. 1, No. 2 センサーに対して r_1 と r_2 を定めると $r_1 = 25\text{cm}$, $r_2 = \sqrt{25^2 + 30^2} = 39.05\text{cm}$ となる。これをもとに式 (A.9) を表わしたものが図-A.1 である。

この図からわかるように上層厚 h が大きい時は問題はないが、 h が小さい時は 1つの w_1/w_2 に対し 2つの E_1/E_2

E_2 が得られることもあり、また解が得られないこともある。前者は 2点を通るたわみ曲線が 2通りあることを示し、後者は舗装が 2層弾性体とみなせないような挙動を示しているためである。これらのことから、2層の弾性係数を与えれば 2点のたわみは計算でき、しかもその値は唯一組であるが、逆は必ずしも成立しないことがあり、従って適当な弾性係数が得られない場合もあることになる。

参 考 文 献

- 1) Scrivner, F.H., C.H. Michalak, W.M. Moore: Calculation of the elastic moduli of a two-layer pavement system from measured surface deflections, Highway Research Record, No. 431, 1973, pp. 12~24.
- 2) 最上武雄 編：土質力学，技報堂，1969，pp. 221~330.
- 3) E. クライツィグ (田島・近藤 訳)：技術者のための高等数学 = 1，培風館，1965，p. 180.