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. 26 NO. 2(1) JUNE 1987

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN

国土技術政策総合研究所
図書室
蔵書

港湾技術研究所報告 (REPORT OF P.H.R.I.)

第26巻 第2号 (Vol. 26, No. 1), 1987年6月 (June 1987)

目　次 (CONTENTS)

1. Bearing Capacity of a Foundation on Top of High Mound Subjected to Eccentric and Inclined Load
…… Masaaki TERASHI and Masaki KITAZUME …… 3
(偏心傾斜荷重を受ける高マウンド上の浅基礎の支持力 ……寺師昌明・北詰昌樹)

2. Fatigue Properties of Prestressed Concrete Beam-to-Column Joints for Waves …… Osamu KIYOMIYA, Hiroshi YOKOTA, Toshiyuki YOKOI, Muneto ABE, Osamu KOHRIYAMA, Koichi MINAMIKAWA and Kunihiro MUKAI …… 25
(プレストレストコンクリート柱・はり接合部の波力に対する疲労特性
……清宮　理・横田　弘・横井聰之・阿部宗人・郡山　修・南川光一・迎　邦博)

3. 汀線位置の短期変動特性とそのモデル化の試み
…… 加藤一正・柳嶋慎一・村上裕幸・末次広児 …… 63
(Daily Changes of Shoreline Position and its Tentative Predictive Model
…… Kazumasa KATOH, Shin-ichi YANAGISHIMA, Hiroyuki MURAKAMI and Kohji SUETSUGU

4. ベイズ型モデルを用いた方向スペクトルの推定 ……橋本典明 …… 97
(Estimation of Directional Spectra from a Bayesian Approach
…… Noriaki HASHIMOTO)

5. 湧昇流を発生させるための水中設置構造物背後の流れと乱れ特性
…… 鶴谷広一・松延嘉國・惟住智昭・柳嶋慎一 …… 127
(Measurements of Turbulent Flow Downstream of a Submerged Structure
……Hiroichi TSURUYA, Yoshikuni MATSUNOBU, Tomoaki KOREZUMI and Shin-ichi YANAGISHIMA)

6. 波と底泥の相互干渉による波高減衰と底泥の流動について
…… 中野　晋・鶴谷広一・鷹濱　潤 …… 171
(On Wave Attenuation and Flowing of Mud Layer due to an Interaction of Waves with a Mud Bottom
…… Susumu NAKANO, Hiroichi TSURUYA and Jun TAKAHAMA)

7. 水質自動観測データの解析と赤潮予測への応用 ……村上和男 …… 213
(Analysis of Water Quality Data obtained by Automatic Measurement System and Its Application of Red-Tide Prediction …… Kazuo MURAKAMI)

8. 海上工事に伴う濁り予測モデルと濁り監視への適用性について ……………堀江　毅……253
(Mathematical Modeling on the Fate of Suspended Particles Caused by Marine Works and Application of thd Models to Environmental Monitoring
………………………………………………………………………… Takeshi HORIE)

9. マイクロコズムとセジメントトラップとを用いた沿岸域での浮遊粒子挙動の観測
…………………………………………… 細川恭史・三好英一・関根好幸・堀江　毅……297
(Field Observation of Dynamics of Suspended Particles in Coastal Sea by Microcosm and Sediment Trap Experiments
…………………… Yasushi HOSOKAWA, Eiichi MIYOSHI, Yoshiyuki SEKINE and Takeshi HORIE)

10. 捨石マウンドの支持力の新しい計算法
………………………… 小林正樹・寺師昌明・高橋邦夫・中島謙二郎・小谷　拓……371
(A New Method for Calculating the Bearing Capacity of Rubble Mounds
…………Masaki KOBAYASHI, Masaaki TERASHI, Kunio TAKAHASHI, Kenjirou NAKASHIMA and Hiraku ODANI)

11. 砂地盤の支持力に及ぼす複数基礎の干渉効果……………………寺師昌明・北詰昌樹……413
(Interference Effect on Bearing Capacity of Foundations on Sand
…………………………………………… Masaaki TERASHI and Masaki KITAZUME)

12. 砂地盤の横方向反力に対する杭幅の影響………………………高橋邦夫・春日井康夫……437
(Influence of Pile Width on Lateral Reaction of Sandy Subgrade
……………………………………………… Kunio TAKAHASHI and Yasuo KASUGAI)

13. コンクリート舗装構造の非破壊評価法の開発 ――フォーリングウエイトデフレクトメーターによる ………………………………八谷好高・佐藤勝久・田中孝士……465
(Development of Non-Destructive Evaluating Method of Concrete Pavement―― by Falling Weight Deflectometer
…………………… Yoshitaka HACHIYA, Katsuhisa SATO and Takashi TANAKA)

14. 港湾構造物及び海洋構造物の安全性照査に関する検討
――作用荷重の変動係数と荷重係数の算定―― …………白石　悟・上田　茂………493
(Study on the Method of Verification of Structural Safety of Port and Offshore Structures —Computation of Coefficients of Variation of Loads and Load Factors— ………………………………………Satoru SHIRAISHI and Shigeru UEDA)

15. 防波堤ケーソンに用いる新形式フーチング構造の力学特性と構造解析
………………………………………………………………………… 横田　弘・清宮　理……577
(Mechanical Properties and Structural Analyses of New Types of Footing Used in Breakwater Caissons ……… Hiroshi YOKOTA and Osamu KIYOMIYA)

港湾技術研究所報告
第 26 巻 第 2 号 (1987. 6)

13. コンクリート舗装構造の非破壊評価法の開発 —フォーリングウエイトデフレクトメーター による

八谷　好高* ・佐藤　勝久**・田中　孝士***

要　旨

任意の高さから重錘を自由落下させることにより舗装に衝撃荷重を加えてそれに対する舗装の応答としてたわみを測定するフォーリングウエイトデフレクトメーター (FWD) を使ったコンクリート舗装構造の非破壊評価法を開発した。主要な結論を以下に示す。

(1) コンクリート版の深さ方向の温度変化がコンクリート版にそりを生じさせ，その結果，FWD の測定値にも影響を及ぼすことがわかった。そりの影響を小さくするためには，版中央部では夜間に，目地部では日中に FWD による測定を行うべきである。

(2) コンクリート版中央部での FWD の測定値から，Westergaard の中央部載荷公式を用いて，コンクリート版の弾性係数 E_c と路盤支持力係数 K を算出することができる。また，路盤支持力係数の代りに，路盤以下の弾性係数 E_s を得ることも可能である。

(3) 目地の荷重伝達機能は，目地部での FWD の測定値を使って計算する指標である E_{ff}' よって表わせると考えられた。

(4) 路盤の永久変形等によって目地部に生ずる版と路盤の間の空隙は，目地部での FWD の測定値から見かけの路盤支持力係数 K' を算出し，版中央部での測定で得られた路盤支持力係数 K と比較することによって，その有無，大きさが判断できる。

(5) 目地部での測定値だけからも，(2)〜(4)に示した力学的特性をおおよそ推定できる。

* 土質部　主任研究官（舗装補修担当）
** 土質部　滑走路研究室長
*** 土質部　滑走路研究室

REPORT OF THE PORT AND
HARBOUR RESEARCH INSTITUTE
Vol. 26, No. 2 (June 1987)

13. Development of Non-Destructive Evaluating Method of Concrete Pavement —by Falling Weight Deflectometer

Yoshitaka HACHIYA*
Katsuhisa SATO**
Takashi TANAKA***

Synopsis

Non-destructive testing procedures provide the advantages of rapid evaluation of pavement with minimum disturbance to normal traffic operations. Falling Weight Deflectometer (FWD, Maximum Weight: 5 tf) was chosen as an apparatus for evaluating concrete pavement structurally. The applicability of the FWD to the structural evaluation of concrete pavement was verified. Furthermore, non-destructive evaluating method of concrete pavement was developed. The following conclusions were obtained.

(1) Vertical variation of temperature in concrete slab causes warping of slab and then affesct FWD deflections. In order to minimize the effect of warping, measurement on the interior portion should be conducted at night and mesurement at the joint should be carried out in the daytime.

(2) Elastic modulus of concrete slab E_c and base support value K can be obtained from FWD deflections measured on the interior portion of the slab by using Westergaard's equation.] Elastic modulus of base E_s can be also obtained as well as K if necessary.

(3) E_{ff}' which is calculated from deflections at joint can quantify load transfer effectiveness at joint.

(4) The size of void beneath the concrete slab can be estimated by evaluating the apparent base support value K' from FWD deflections measured at the joint and by comparing K' with K described in (2).

(5) Mechanical properties described above can be roughly estimated from deflections measured at the joint.

* Senior Research Engineer, Soils Division
** Chief of Runways Laboratory, Soils Division
*** Member of Runways Laboratory, Soils Division

目　　次

要　　旨 ……… 465

1. ま え が き ……… 469

2. FWD の 概 要 ……… 469
2.1 FWD による舗装構造評価の位置付け ……… 469
2.2 FWD の機構 ……… 470

3. 試 験 の 概 要 ……… 472

4. コンクリート舗装における FWD 測定の基本的特性 ……… 473
4.1 概　説 ……… 473
4.2 データの再現性 ……… 474
4.3 衝撃荷重の大きさ ……… 474
4.4 コンクリート版のそりの影響 ……… 475

5. FWD のコンクリート舗装構造評価への適用性 ……… 478
5.1 概　説 ……… 478
5.2 コンクリート版の弾性係数と路盤支持力係数の評価 ……… 479
5.3 目地の荷重伝達機能の評価 ……… 480
5.4 路盤に起因する版と路盤の間の空隙の評価 ……… 482
5.5 目地部での測定による舗装構造の評価 ……… 483

6. FWD によるコンクリート舗装構造の非破壊評価法の提案 ……… 484

7. 結　　論 ……… 486

8. あ と が き ……… 487

参 考 文 献 ……… 487

付録―A FWD の衝撃荷重 ……… 488

付録―B E_c, K の推定方法 ……… 490

1. まえがき

舗装の目的はいうまでもなく，利用者に良好な路面を提供することである。空港舗装を利用する航空機は道路舗装を利用する車両に比べ，高速で走行し，しかも一度に大量の人員を運ぶということから，舗装には非常に高いサービス水準を常時維持することが要求されている。舗装は施工直後から自然環境にさらされて，交通荷重の作用を受けることにより損傷を受け始めるので，この要求を満たすためには，時々，何らかの手当てをしてやることが必要となるが，空港舗装ではその頻度が高くなることは避けられない。したがって，いつ，どのような方法によって手当てをしてやるかといったことが合理的に決定される必要があろう。これを行うためには，舗装の現状を把握し，将来を推定しなければならない。

わが国の空港舗装についていえば，昭和59年10月に空港舗装補修要領（案）[1]が整備されているが，その中では舗装の評価を供用性評価と構造評価とに分けている。前者は舗装が利用者，すなわち，航空機のパイロットや乗客等に提供するサービスの水準を評価の対象にしており，後者は舗装の支持力を対象としている。供用性は，舗装表面に現われてきた各種の損傷と関係付けられることが AASHO の PSI (Present Serviceability Index) 式の提案[2]以来一般的であり，わが国の空港舗装に対しては，筆者等によって開発された PRI (Pavement Rehabilitation Index) 式[3]が採用されている。舗装の構造状態は，解体調査あるいは非破壊調査のどちらかに基づいて判断することとされている。解体調査は，テストピットを掘って舗装材料の性状を調べるものであり，調査に時間がかかり，しかも費用も高いという難点がある。これに対して非破壊調査は，舗装を破壊することなく短時間のうちに数多くの地点で調査を行えるという利点がある。

わが国の空港舗装では，アスファルト舗装に対しては，非破壊評価法として筆者等の開発したダイナフレクトによる方法[4]が空港舗装補修要領（案）に採用されている。ダイナフレクトは，舗装表面に振動荷重を与え，これによる舗装表面の変位振幅を載荷点から種々の距離を有する数点で測定し，その結果に基づき舗装の構造評価を行うための装置である。他方，コンクリート舗装に対する非破壊評価法は，空港舗装補修要領（案）には示されていない。これは，ダイナフレクトの荷重が小さいために，剛性の大きいコンクリート舗装にはダイナフレクトは適さないと判断されたためである。また，空港舗装補修要領（案）を策定する時点では，世界的にみてもコンクリート舗装の非破壊評価として参考にできるものはなかった。

その後，舗装表面にダイナフレクトの約10倍の荷重を加え，その荷重による舗装の変位を数点で測定して構造評価のための資料を得る装置であるフォーリングウエイトデフレクトメーター（Falling Weight Deflectometer, FWD）が製作され，筆者等は，この FWD がコンクリート舗装構造の非破壊評価に有効ではないかと考えた。しかし，FWD については，それがハードウエアとしては代用可能となっているものの，適切な測定方法，測定結果を用いた構造評価の方法等については，ほとんど検討がなされていなかった。そこで筆者等は，これら未開発の点について研究を行い，FWD による構造評価法の開発を目指した。

本報告は，その成果を取りまとめたものである。まず 2. では，舗装の構造評価における FWD の位置付けおよび FWD の機構について紹介する。3. では，現地空港の舗装および試験舗装での FWD による試験の方法をまとめて示す。4. では，コンクリート舗装での FWD 測定にともなういくつかの課題について検討した結果を述べる。5. では，版中央部での測定結果に基づくコンクリート版と路盤の力学的評価，目地部での測定結果に基づく目地の荷重伝達機能の評価，ならびにコンクリート版と路盤の間の空隙の評価等について述べる。そして 6. では，5. までの結果に基づき，空港コンクリート舗装構造の非破壊評価法を提案する。最後に 7. で，6. までに得られた知見をまとめて本研究の結論として示す。

2. FWD の概要

2.1 FWD による舗装構造評価の位置付け

舗装のサービス水準の良好さを維持するために，いつ，どのような維持・補修策をとるべきかといったテーマは，舗装管理システム (Pavement Management System, PMS) の一部として捕えることができる。この PMS は，近年，舗装研究者の注目を集めているが，PMS の目的は，舗装の初期建設費だけではなく，建設時から寿命終了時までの間（厳密にいえば解析期間）の維持・補修計画をも考慮に入れて，最も経済的となるものを選択することである。

PMS の概念は，一般に，図-1 に示すようなものとされており[5]，6個のサブシステム，すなわち計画，設計，建設，維持・補修，評価，研究についてのサブシステムから構成されている。このうち，計画サブシステムでは，プロジェクトの優先度が決定され，設計サブシステムでは，最もよいと思われる設計案が決定される。建

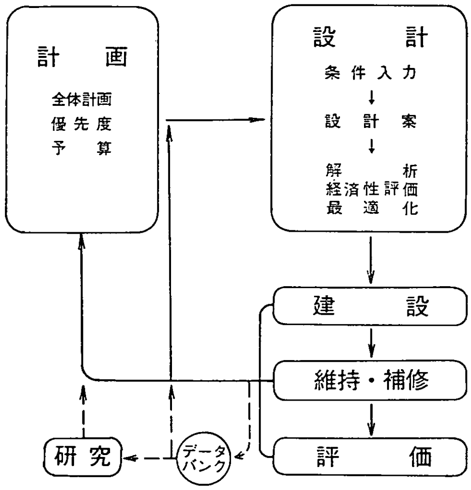

図-1　PMS の概念図

設，維持・補修サブシステムでは，工事についての詳しい規定が示されており，評価サブシステムでは，現時点での舗装の評価がなされるだけではなく，将来における舗装の状態についても判断される。研究サブシステムでは，不十分であると認識された事項についての研究が進められている。これらのサブシステムは相互に結びついているが，中でも，評価サブシステムは維持・補修サブシステムと密接なつながりを持っている。それは，評価サブシステムで得られた情報に基づいて維持・補修方策が決定されるからであり，評価法が確立されて初めて合理的な維持・補修が可能となるものと思われる。

舗装の評価は，**1.** でも述べたように，供用性評価と構造評価に分けられ，両者は別々に行われているのが現状である。供用性は，利用者と舗装が接するところ，すなわち舗装の表面の状態が問題となるため，クラック，わだちぼれ，平坦性，すべり抵抗性等，舗装の表面に現れてきた現象と関係付けることが可能である。これに対して，舗装の構造状態は，これら舗装の表面に現れてきた現象と結び付けられるまでには至っていない。このようなことから，路面性状の調査結果から供用性を把握するとともに，力学的調査によって構造状態を推定するといったことが行われているのである。

構造評価では，**1.** で述べたように，解体調査によるものに比べて非破壊評価の方が経済的に有利であるにもかかわらず，実用に供されている非破壊評価法の例はほとんどみられない。研究的には，非破壊評価法が世界的にみて主流となっており，それに用いられる試験機は，表-1[6]に示すように載荷方式により3つに大別されるが，

表-1　舗装構造の非破壊試験機

載荷方式	装置の種類
低速移動車輪	ベンケルマンビーム トラベリングデフレクトメーター デフレクトグラフ
振　動	ロードレーター ダイナフレクト WES バイブレーター
衝　撃	FWD

いずれも荷重を加えた場合の舗装の応答としてたわみを測定するものである。このうち，ベンケルマンビームで代表される低速移動車輪によるものは，たわみの測定方法に問題があるとされており，ダイナフレクトに代表される振動荷重によるものは，実際の車両に比べて荷重が極端に小さいということが難点である。これに対してFWD は，現在までのところ，一般的な非破壊試験機としては最も荷重が大きいので，当然得られる舗装のたわみも大きなものとなる。コンクリート版の深さ方向の温度変化により版がそることによって版と路盤の間に空隙ができると考えられるので，荷重の大きい FWD が有利であることは明かである。これが，コンクリート舗装構造の非破壊評価をするために FWD を導入した大きな理由である。

2.2　FWD の機構

FWD は，その外観が写真-1に，載荷部とたわみ検出部が写真-2に示されるようなもので，試験地点まで車両により牽引して行くことができる。FWD の機構は，重錘を任意の高さまで持ち上げて自由落下させることにより舗装に衝撃荷重を加え，それにより生ずるたわみを測定するというものである。FWD の模式図を図-2 に示すが，載荷部は重錘とばねにより構成されており，直径 30cm の載荷板（鋼製であるが，舗装面には厚さ数 mm

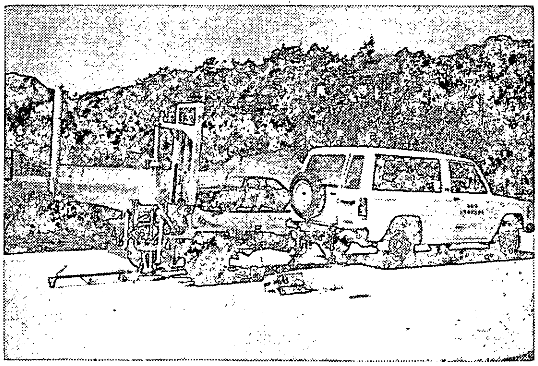

写真-1　FWD の外観

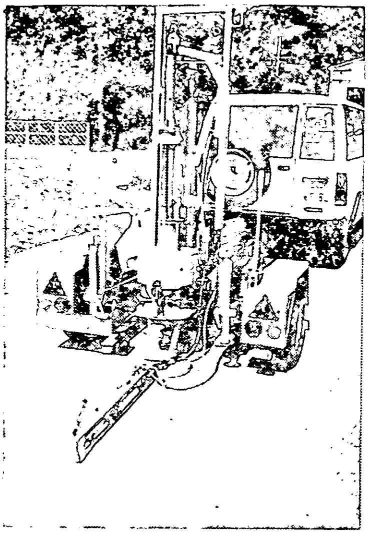

写真-2　FWD の載荷部とたわみ検出部

のゴムを介して接している）により舗装に荷重を加えるようになっている。またたわみは，載荷板中心ならびに中心からの距離が 30，75cm の地点の 3 点（それぞれ，d_1，d_2，d_3とする）で測定可能である。

載荷部の仕様は表-2 に示すとおりであり，衝撃荷重の最大値は，式(1)で表される[7]。

$$F_{\max}=\sqrt{2MgHR} \qquad \cdots\cdots(1)$$

ここに，$F_{\max}$：衝撃荷重の最大値（N）
M　：重錘の質量（kg）
R　：ばね定数（N/mm）
H　：落下高（m）
g　：重力加速度（m/s^2）

表-2　FWD の仕様

載荷部	
最大重錘質量	150kg
最大落下高さ	400mm
最大衝撃荷重	5,000kgf
載荷板直径	30または45cm
衝撃時間	20〜30ms
検出部	
最大たわみ	2mm
測定精度	1％以内

実際の FWD による測定においてはこの式を使用せずに，載荷板に取り付けられたロードセルにより荷重（応力）を計測することとしている。なお，この衝撃荷重については付録-A に詳しく示してある。

たわみは，ばねによって舗装面に押し付けられている速度計（geophone）が検出した舗装の変位速度を積分することによって得られるが，これは上述の最大荷重に対応する最大たわみである。図-3はロードセルならびに載荷板中心でのたわみ検出器からの出力波形を示したものである[8]。

この FWD による測定では，1 度の測定につき衝撃荷重は 3 回加えられ，それぞれに対するたわみが得られるが，1 回目のデータは棄却され，2，3 回目のものが出力される。また，衝撃時間が 15〜35ms の範囲に入るも

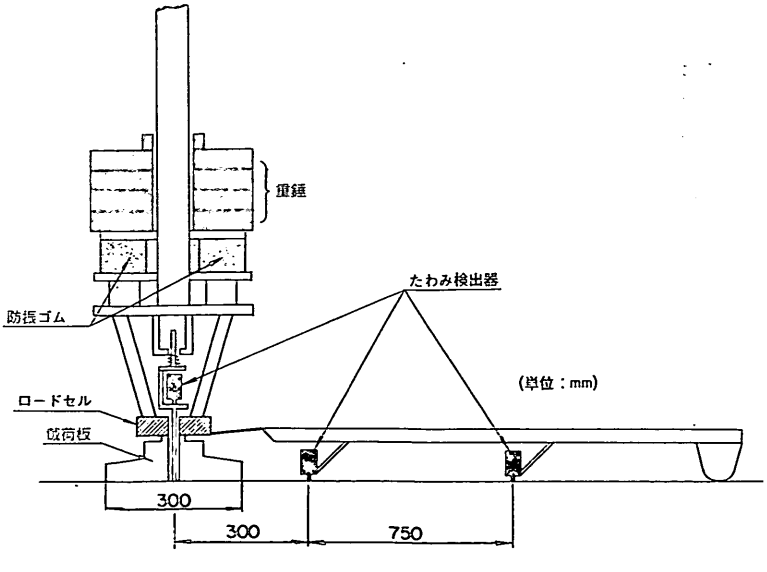

図-2　FWD の模式図

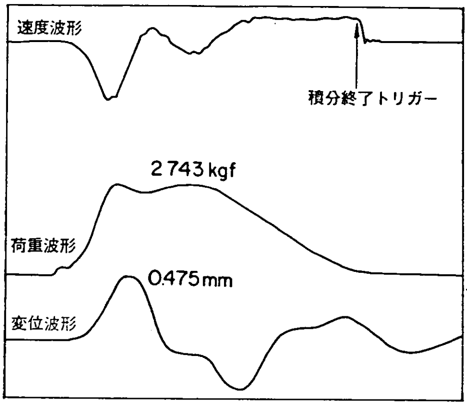

図-3 FWD の出力波形

のに対してのみたわみを検出するようになっている。なお，実際の測定に際しては，最大衝撃荷重が 5,000±50 kgf となる場合を標準荷重としているので，特に断わらないかぎり，4. 以降で示す FWD の測定値は，最大衝撃荷重がこの範囲に入っているときのものである。

3. 試験の概要

コンクリート舗装構造の非破壊評価への FWD の適用性を検討するにあたっては，まず FWD のメカニズムを理解し，測定データの再現性といった問題をも含めた FWD によるたわみ測定の基本的特性を理解し，そして多くの条件での測定が必要である。そのために，福岡，長崎の2空港のコンクリート舗装での調査，および当所の野比実験場に製作した2種類の試験舗装での試験を実施した。これらの試験舗装は，一つは（試験舗装A）目地の荷重伝達機能の検討のために，もう一つは（試験舗装B）コンクリート版と路盤の間の空隙に注目した試験を行うために製作したものである。

試験舗装Aは，その平面図，断面図を図-4 に示すとおり，7区画から成っている。A-1区画からA-5区画まではコンクリート版厚が 45cm， A-6，A-7区画の版厚は，それぞれ，38, 30cm である。コンクリートの弾性係数は 320,000 kgf/cm²，ポアソン比は 0.20 であり，粒度調整砕石路盤上での支持力係数 K_{75}（直径 75cm の載

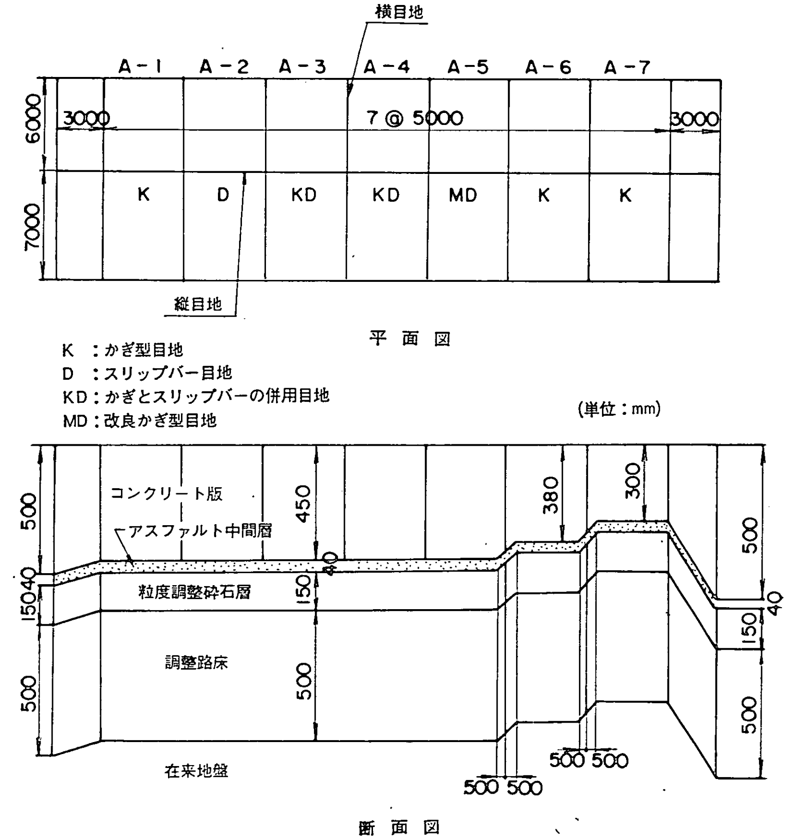

図-4 試験舗装 A

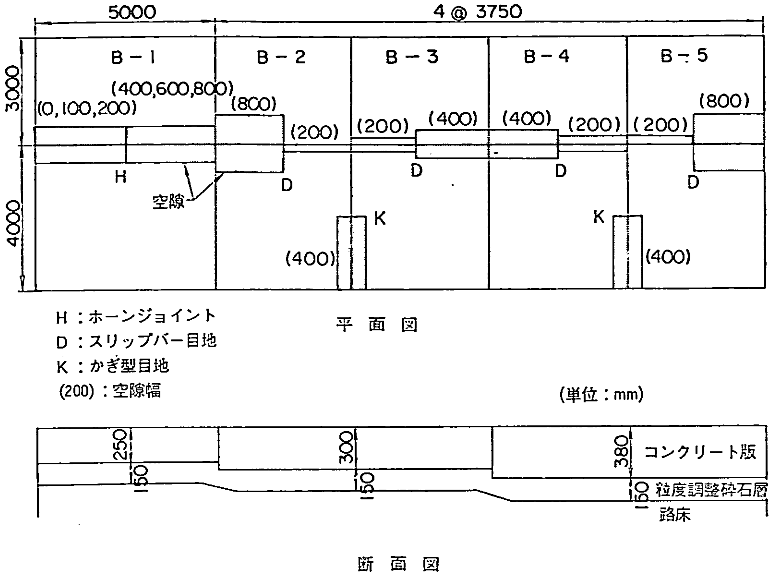

図-5　試験舗装　B

荷板による値）は 7.8kgf/cm³ であった。縦目地構造はA-1，A-6，A-7区画がかぎ型，A-2区画がスリップバー，A-3，A-4区画はかぎとスリップバーの併用型，A-5区画はかぎの改良型である[9]。

試験舗装Bには，図-5 に示すとおり，種々の大きさの空隙を設けた。コンクリート版の厚さは25, 30, 38 cmの3種類である。このうちB-1区画については，数回にわたって種々の大きさの空隙を作っている。すなわち，ホーンジョイントを切断して，クレーンによりコンクリート版を吊り上げて移動し，路盤に所定の凹みを作った後に，再びコンクリート版を敷設した。そして，ホーンジョイントにより2枚の版を再び連結し，コンクリート版と路盤の間にグラウトを施して，意図したもの以外の空隙ができないようにした。B-2～B-5区画では空隙を作ったのは一度きりである。コンクリートの弾性係数は330,000kgf/cm²，ポアソン比は0.21であり，路盤支持力係数 K_{30}（直径 30cm の載荷板による値）は 36 kgf/cm³ であった。

FWD の測定は，福岡，長崎両空港においては，運航上の問題から夜間に行われた。この場合，FWD の重錘の落下高は一定にして測定が行われた。試験舗装では，一般には昼間に測定がなされたが，測定時刻の影響を調べるために，春，夏，冬期にそれぞれ24時間通しの測定も実施された。この測定では，重錘の落下高は必要に応じて変化させた。

なお，試験舗装AのA-3区画では，コンクリート版

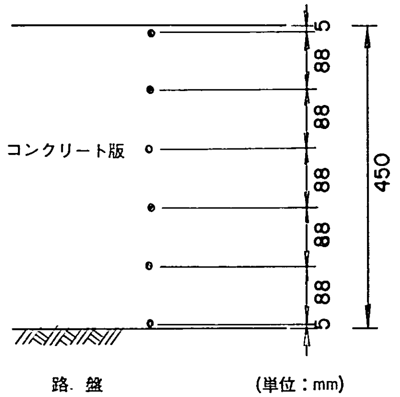

図-6　コンクリート版の温度の測定位置

の温度が3箇年にわたって測定された。測定には熱電対が使用され，それらの埋設位置は図-6のとおりである。コンクリートの上，下面の温度としては，それぞれ表面から5mmのところで測定し，コンクリート版内部の温度は，両者の間を88mm間隔で測定した。

4. コンクリート舗装における FWD 測定の基本的特性

4.1 概　説

FWD は，今までおもにアスファルト舗装へ適用されており，アスファルト舗装での測定上の問題点の検討や測定値を用いての評価法の研究はかなりなされている。

一方FWDをコンクリート舗装へ適用した例は少なく，測定値に基づく評価法はもちろんのこと，コンクリート舗装での測定そのものの検討もほとんどなされていないのが現状である。

FWDのコンクリート舗装構造評価への適用を検討する前に，まず，測定そのものに付随するまだ不明ないくつかの課題について解明しておくことが必要である。すなわち，コンクリート舗装でFWD測定をする場合のデータの再現性，コンクリート舗装上での衝撃荷重の大きさ，コンクリート版の温度変化の測定値への影響といったことが検討されねばならないと考えられる。

4.2 データの再現性

試験舗装Aの版厚が30，38，45cmのコンクリート舗装について，各版厚につき3箇所（版中央部）で1日から数日間FWDの測定を行った。この測定は，載荷板の位置を動かすことなく，同じ落下高に対して数回から数十回行った。測定時刻にも極端な差がないので，後述のそりの影響の差はないと考えられる。したがって，データの再現性は，同一地点のデータのばらつきを調べることによって評価できるものと考えてデータを吟味した。

重錘の落下高とそれにより舗装に生ずる荷重との関係の例としてA-1区画での測定データを図-7に示すが，荷重の大きさでみれば最大でも10%程度のばらつきである。落下高とたわみの関係の例としてA-4区画での測定結果を図-8に示したが，ばらつきが著しい数点のデータを除くと，測定日が同じであれば，ある落下高に対するたわみのばらつきも10%程度の範囲に納まっていることがわかる。このようなことから，FWDのデータの再現性は良好なものであると結論付けられよう。

4.3 衝撃荷重の大きさ

まず，重錘の落下高とそのとき舗装に生ずる衝撃荷重との関係に注目した。図-9には，試験舗装Aの版厚が45cmの場合のデータを示す。この図は，版中央部の異なる3箇所での測定結果をまとめてプロットしたものである。落下高に対する荷重のばらつきの程度には，測定箇所による差はほとんどみられないようである。版厚が30，38，45cmの舗装での測定結果をまとめて版厚の違いによる荷重のばらつき程度をみたのが図-10である。版厚が違ってもばらつきの程度にはあまり差はみられない。

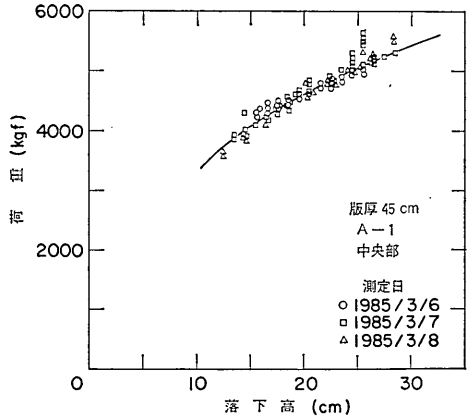

図-7 重錘の落下高と衝撃荷重の関係（A-1区画）

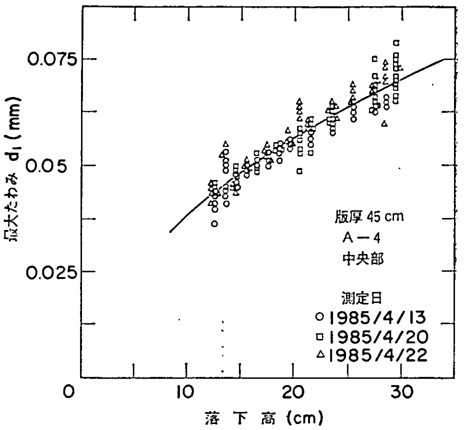

図-8 重錘の落下高と最大たわみの関係（A-4区画）

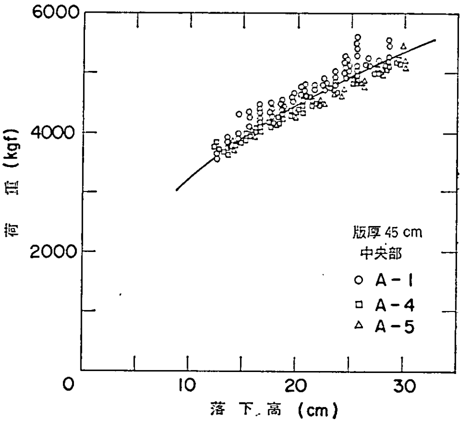

図-9 重錘の落下高と衝撃荷重の関係（版厚45cm）

次に，載荷位置の違いが重錘の落下高と衝撃荷重の関係に及ぼす影響について調べよう。図-11は，コンクリート版の目地近傍ならびに版中央部での測定値である。これは，試験舗装AのA-1～A-5区画で得られた版厚45cmのデータである。中央部と目地部での落下高～荷重関係にはほとんど差のないことが認められる。これは，版厚30，38cmの場合でも同様であった。

こういった点について実際の空港コンクリート舗装に

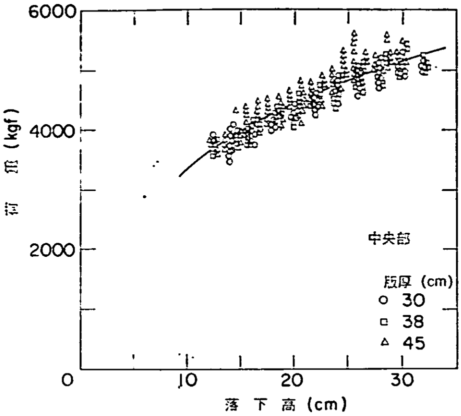

図-10 版厚の違いが衝撃荷重に及ぼす影響

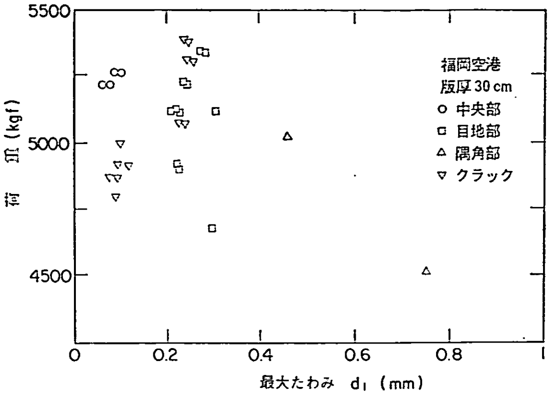

図-12 福岡空港での測定結果（版厚30cm）

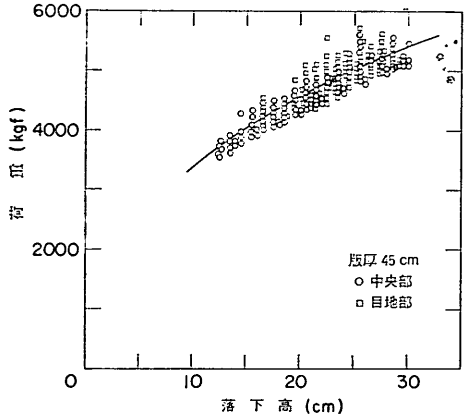

図-11 載荷位置の違いが衝撃荷重に及ぼす影響

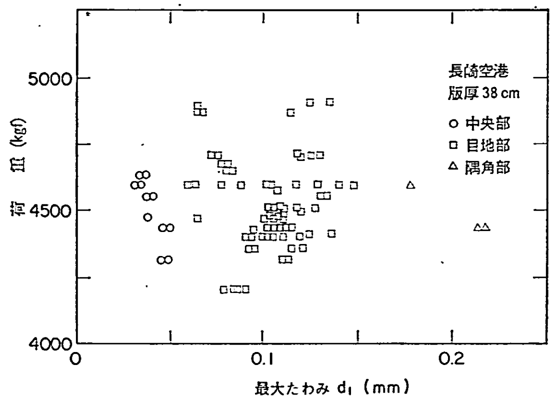

図-13 長崎空港での測定結果（版厚38cm）

おける測定値によって見ることにしよう。ここに示すのは，昭和59年2，3月に福岡，長崎の両空港で夜間に測定したデータであり，重錘の落下高は18.5cmとしている。図-12には，福岡空港の版厚が30cmのコンクリート舗装での測定値を，また図-13には長崎空港の版厚38cmのコンクリート舗装での測定値を示す。これらより，版厚，載荷位置の違いといったものが，当然，たわみの値に影響を及ぼしていることがわかる。一方，衝撃荷重については，落下高一定でもいくぶん異なるものとなっているといえる。

このような重錘の落下高と衝撃荷重の関係について，Bohnらは，舗装のたわみやすさが衝撃荷重の大きさに影響を及ぼすとして，アスファルト舗装の場合を示している[10)]。それによれば，載荷板中心のたわみd_1が1.3mm以下では，最大荷重は舗装のたわみに影響されないが，d_1が2～3mmとなる舗装では4～5％の荷重の低下がみられたとなっている。この結果に基づけば，空港コンクリート舗装ではd_1がこのような値となることはほとんどないので，版厚や載荷位置の違い等は衝撃荷重の大きさには影響しないと考えられる。さらに，簡単なモデルを使って計算したところ，版厚や路盤支持力係数が違っても，落下高が同じならば最大衝撃荷重もほぼ同じ値となることがわかった（これについては **付録-A** に詳しく示してある）。

このように空港コンクリート舗装の場合には，版厚，載荷位置の違いといったものが衝撃荷重に及ぼす影響はあまりないと考えられるが，一連の調査結果，特に実際の空港コンクリート舗装での測定結果に見られるように，重錘の落下高を一定に保ったときの衝撃荷重はある程度のばらつきがあるので，2.2で述べたようにFWDによる測定においては，重錘の落下高を一定とするのではなく，衝撃荷重が規定の範囲内に納まるように落下高を微調整することとした。

4.4 コンクリート版のそりの影響

(1) コンクリート版の温度分布

コンクリート版内の深さ方向の温度の違い，すなわち，深さ方向の温度の分布状態が，コンクリート版のそりに影響を及ぼすと思われるので，試験舗装Aにおける実測データから，深さ方向の温度勾配を算出することにした。ここでは温度分布を直線とみなして温度勾配（℃/cm）を算出した。

図-14 には，厚さ45cmのコンクリート版の温度勾配が一日の間に変化する模様を示してある。この図に示したものは，夏，冬，春期に実施したFWDの24時間連続測定のときのデータであるが，日中は温度勾配が正（上面の温度が高い）で14時頃に最大値を示すことがわかる。また，夜間は温度勾配が負となるが，特に22時から6時の間は，温度勾配の変化が小さいようである。

実際の舗装を調査するときには，コンクリート版の表面温度が測定できるだけなので，これから版内の温度勾配が推定できれば非常に好都合である。3箇年のデータについて両者の関係を示したのが **図-15** であり，この図には1週間ごとの温度データをプロットしてある。ここでは季節を春（4～7月），夏（8，9月），秋（10，11月），冬（12，1～3月）としているが，このようにすれば，季節によってデータがうまく分けられる。これらのデータからは，表面温度が高ければ温度勾配も大きいという関係があるとわかるものの，表面温度から温度勾配を一義的に求めることは無理のようである。これは，1日のうちで温度勾配の変化が小さい夜間22時から6時までのデータをみても同様である（**図-16**）。

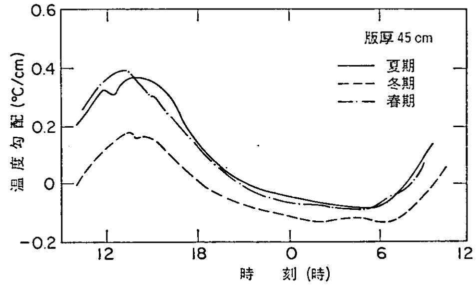

図-14　温度勾配の時間的変化

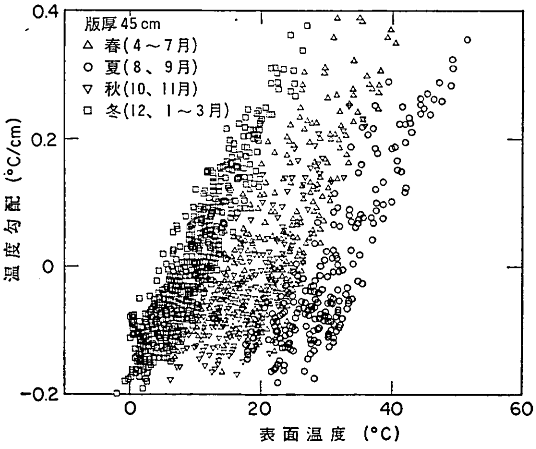

図-15　表面温度と温度勾配の関係

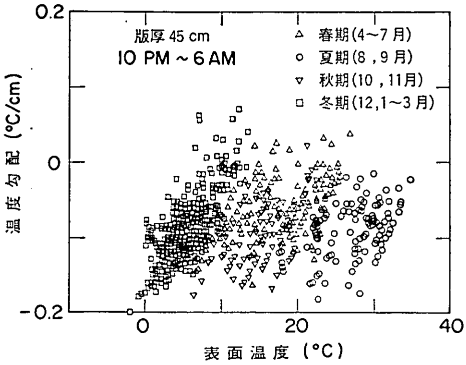

図-16　表面温度と温度勾配の関係（22時～6時）

(2) コンクリート版の温度とそりの関係

同一地点におけるFWDの測定により得られるたわみは，**図-17** のように時刻により変化する。この場合，たわみを変化させるものは，コンクリート版の弾性係数と路盤の支持力係数であるが，このうちコンクリート版の弾性係数は1日間ではほとんど変化しないと考えられるので，路盤の支持力係数が変化していることになる。これは，コンクリート版の深さ方向の温度の違いがもたらす版のそりによって，版と路盤の間に空隙が生ずるため，見かけ上路盤の支持力係数が変化するためであると考えられる。

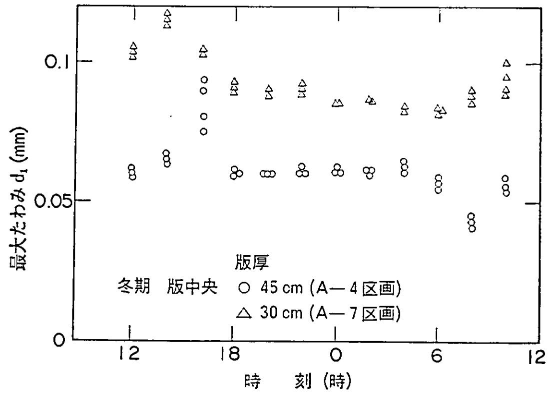

図-17　最大たわみの時間的変化

このそりを測定した例は極めて少ないが，版厚20cmの場合では目地間隔6～15mの場合で13時頃に上向きに凸型に最も大きくそり，5時頃凹型に最も大きくそっていることが示されている[11]。さらに，目地間隔6mの場合では，版中央部と端部（目地部）での相対的なそりは最大で0.5mm程度となっている。このことから，日中は版中央部で，また夜間は目地部で版と路盤の間に空隙が生じている可能性があると考えられる。

次に，そりの時間的な変化，すなわち，温度勾配の違いによるそりの変化について，簡単な数値解析によって調べることにする。解析に用いる手法は，ばねで支持された平板要素の有限要素法であり，長さ6m×幅5mのコンクリート版が深さ方向に直線的な温度変化を受けた場合の版の変位を計算した。コンクリート版の弾性係数，ポアソン比は，それぞれ，350,000kgf/cm^2, 0.15であり，路盤支持力係数は7kgf/cm^{3}とし，コンクリート版の自重も考慮している。使用したプログラムはISAPである。

計算結果として，版厚45cmの場合について版の長手方向の中心線上でのそりを図-18に示した。温度勾配が正の場合を考えると，版の中央部に空隙ができ，しかも温度勾配が大きくなるほど空隙の範囲も大きくなることがわかる。また，温度勾配が負の場合は，通常観測される −0.2°C/cm程度の温度勾配であっても，版の大部分には空隙は生じないものと思われる。そして目地部の空隙も，この計算では考慮していない隣接版の拘束を考えれば，発生する可能性は小さいと思われる。

(3) コンクリート版のそりへの対応

コンクリート版は表面ほど日照の影響を受けるので，版厚が違えば，温度勾配が同一であってもそりの状況は違う。また，同一環境下にあっても，版厚が違えば，温度勾配は違ってくるものと思われる。

版厚が30，38cmの場合の温度勾配とそりの関係を，

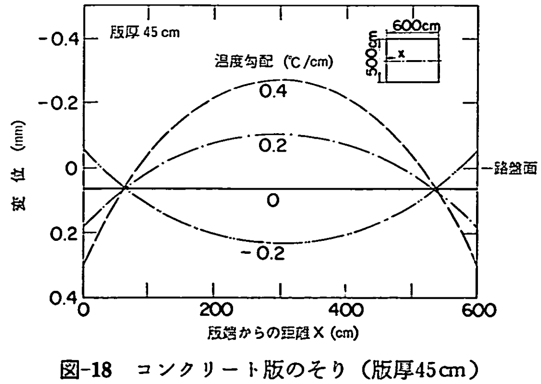

図-18　コンクリート版のそり（版厚45cm）

それぞれ，図-19，20に示す。版厚が45cmの場合と同様に，温度勾配が正のときには版中央部に空隙が生じ，しかも温度勾配が大きくなるにつれて空隙の範囲も広がることがわかる。また，温度勾配が負の場合は，版厚30cmで温度勾配 −0.3°C/cm のときをみてもわかるように，目地部に空隙が生ずる可能性は小さい。図-18～20から，温度勾配が同じであっても版厚が違えば空隙は異なったものとなり，版厚が小さい方が空隙の範囲は小さくなっていることがわかる。

同一環境下での版厚と温度勾配の関係として，FWDの24時間連続測定のときの温度データ（夏期）を使っ

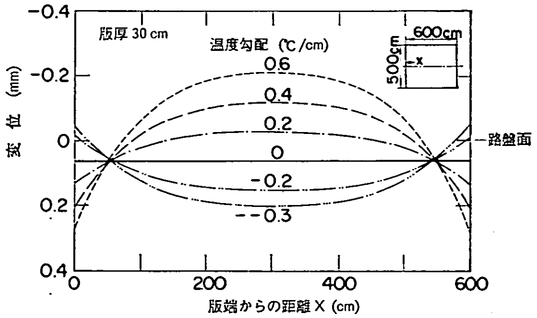

図-19　コンクリート版のそり（版厚30cm）

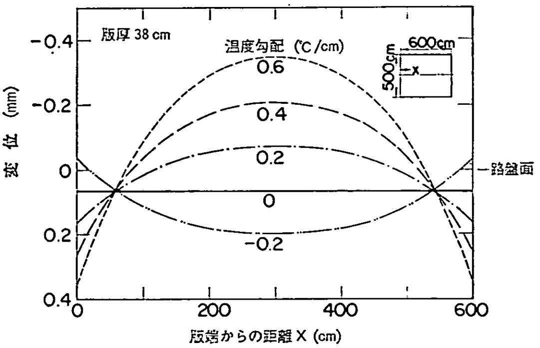

図-20　コンクリート版のそり（版厚38cm）

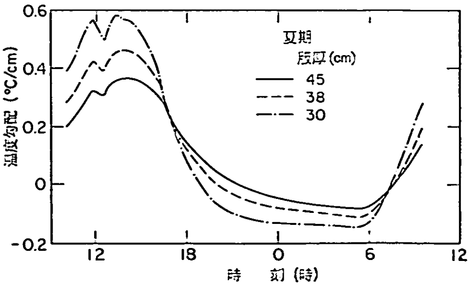

図-21　版厚の違いが温度勾配に及ぼす影響

て，版厚が 30，38，45cm に相当する温度勾配を算出した結果を図-21に示す。これから，同一環境下では，版厚が小さいものほど温度勾配の絶対値が大きくなることがわかる。これらのことから，同一環境下で版厚が違う舗装のそりについては，例えば，図-18 の版厚 45cm で温度勾配が 0.4°C/cm のものと図-19 の版厚 30cm で温度勾配が 0.6°C/cm のものを比較すればわかるように，版厚の違いがそりに及ぼす影響はそれほど大きくないように思われる。

(1)で述べたように，表面温度からコンクリート版の温度勾配を推定し，そりを算定することは困難であるので，22時から6時までのコンクリート版の温度変化が他の時間帯に比べて小さいことに着目して，以下の議論を進めることにする。図-22 からわかるように，この時間帯では季節による変動はあまりみられないようである。

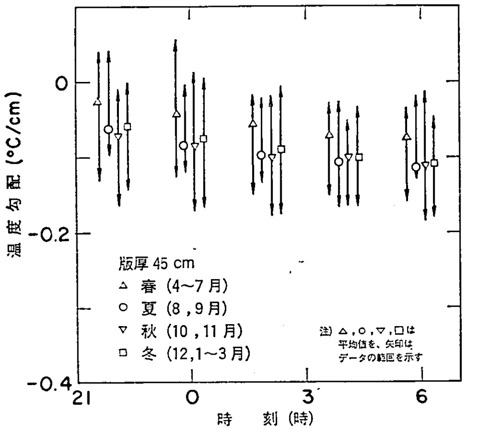

図-22 温度勾配の時間的変化（22時～6時）

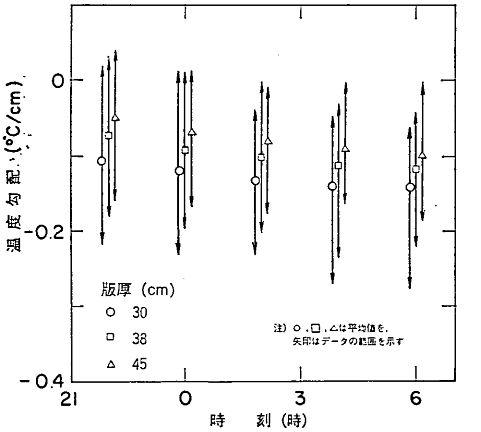

図-23 版厚の違いが温度勾配に及ぼす影響（22時～6時）

また，この時間帯の温度勾配の変化について版厚が違う場合でみたのが図-23である。版厚が小さくなるにつれて絶対値でみた温度勾配は増加するものの，最大でも −0.3°C/cm 程度であり，図-18～20 をみてわかるように，この時間帯では版中央部に空隙は生じていないので，FWD により測定したたわみには，そりの影響はほとんどないものと思われる。したがって，この時間帯に版中央部で FWD の測定を行うとよいことがわかる。さらに，この時間帯に測定することは，航空機の運航の点からみても好都合である。

目地部においては，前述のように，この時間帯を含めてそりによって版と路盤との間に空隙のできる可能性は小さいと考えられる。しかし，空隙ができた場合を考えると，後述するように，空隙の大きさは見かけの路盤支持力係数に大きく影響し，空隙が目地から 100cm の範囲にまで広がると，K' は空隙がない場合の 20% にまで低下してしまう。このことから，FWD の測定は，そりが生じない日中になされる方が望ましいと考えられる。ただし，目地部に空隙が生じていないとあらかじめ判断できるときは，夜間の測定で目地の荷重伝達率を推定することも可能である。

5. FWD のコンクリート舗装構造評価への適用性

5.1 概　説

2. でも述べたように，評価は PMS の一つのサブシステムとして位置付けられるので，ここで得られたデータがその後に続く維持・補修サブシステムでそのまま使える形になっていることが望ましい。アスファルト舗装構造の非破壊評価法では，非破壊試験機による既設舗装の構造評価データをそのまま使って，多層弾性理論によるかさ上げ厚の計算が行われるようになっている。これに対して，コンクリート舗装構造の非破壊評価法は，維持・補修サブシステムと結び付いているとはいえない。しかし，コンクリート舗装でも，多層弾性理論や有限要素法といった数値解析によるかさ上げ厚算定手法が採られ始めており，舗装構造の非破壊評価と維持・補修を結び付けようとする努力がなされつつある。その流れに従って，FWD を用いたコンクリート舗装の構造評価法を，PMS の中の一つのサブシステムとしての観点から開発することにした。

わが国の空港コンクリート舗装の版厚は，目地から十分離れたコンクリート版の中央部に設計荷重が載ったときに版下面に生ずる応力がコンクリートの曲げ強度の 1/2（または1/1.7）を超えることのないようにして決定

される[12]。その応力は，Winkler支承でコンクリート版が支持されているとしたWestergaardの中央部載荷公式により算定される。この式を使うためには，荷重条件のほかに，舗装の力学特性を表すものとしてコンクリート版の弾性係数（E_c），ポアソン比（ν_c），ならびに路盤の支持力係数（K）がわかっていなければならない。また，コンクリート版の温度変化と目地の荷重伝達機能も，応力の大きさに影響を与えることがわかっている。さらに，目地部では，交通荷重の繰り返し載荷，目地からの雨水の浸入によって，コンクリート版と路盤との間に空隙ができる危険性がある。したがって，FWDによる構造評価においては，これらの点について検討がなされなければならないが，その結果としてこのような点に関する情報が得られれば，その後の維持・補修サブシステムにそのままの形で使用できることは間違いないものと思われる。

5.2 コンクリート版の弾性係数と路盤支持力係数の評価

Westergaardは応力のほかにもたわみを表す式を示しており，その式の中にもコンクリート版の弾性係数，ポアソン比，路盤支持力係数の3個が未知数として入っている[13]。版厚がWestergaardの応力算定式によっていることを考慮にいれて，FWDによって測定したたわみを使って舗装の構造状態を推定する際にも，Westergaardによる版中央部のたわみを表す式を使うことにした。その方法については**付録-B**に詳しく示す。

試験舗装Aの版厚45cmの区画の版中央でのFWDのたわみから推定されたE_cとKが，それぞれ**図-24, 25**である。ここで用いたデータは，夏期（昭和60年8月），冬期（昭和61年2月），春期（昭和61年5月）のそれぞれ一日の24時間にわたって，2時間おきに測定したときのもののうち，夏期のデータである。E_cに関しては，測定時刻による変化があまりないのに対して，Kに関しては，昼間は小さな値を示すが，夜間は大きな値を示すことが認められる。これは4.4で述べたコンクリート版のそりの影響であると考えられる。Kのこのような傾向は，版厚の小さなものほど著しくなっている。4.4で示した有限要素法による単一版での検討では，版厚の違いはあまりない結果となっていたが，実測では，版厚の小さなものの方がそりの影響が大きくでている。これは，モデル計算では，温度分布を直線とみたり，隣接版の拘束をみていなかったり等，実際と若干差があるためと考えられる。

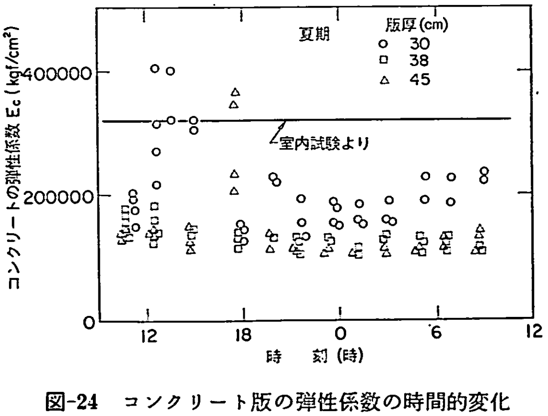

図-24 コンクリート版の弾性係数の時間的変化

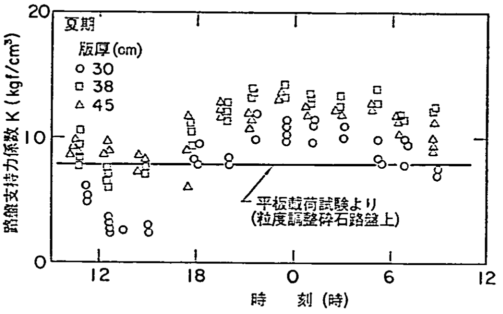

図-25 路盤支持力係数の時間的変化

推定されたE_cの値は，3.で示した室内試験のものより小さくなっている。これは，室内の標準養生の供試体での弾性係数に比べ，現場養生での弾性係数はかなり小さくなることと，供試体での弾性係数に比べて構造物の弾性係数は小さくなると考えられることなどから，説明され得るものと思われる。一方，Kに関しては，粒調砕石路盤上での平板載荷試験の値が7.8kgf/cm^{3}であり，その上に厚さ4cmのアスファルト中間層のあることを考えれば，推定値がほぼ妥当なものであると考えられる。

コンクリート舗装をWinkler支承よりも現実に近い弾性支承上の版とみなして，コンクリート版の弾性係数（E_c）と路盤以下の弾性係数（E_s）を推定することも可能である。これを求める方法についても**付録-B**に詳しく示してある。版厚が30cmの場合を解析した結果を**図-26**（E_c），**27**（E_s）に示す。この計算に使用したデータは，前述の24時間連続測定時のものである。Winkler支承として計算した場合と同様に，E_cについては，測定時刻の影響はあまりないが，E_sに関しては，昼間が小さく，夜間が大きなものとなっていることがわかる。

以上に示したように，路盤をWinkler支承，弾性支承のどちらと考えても，コンクリート版の弾性係数なら

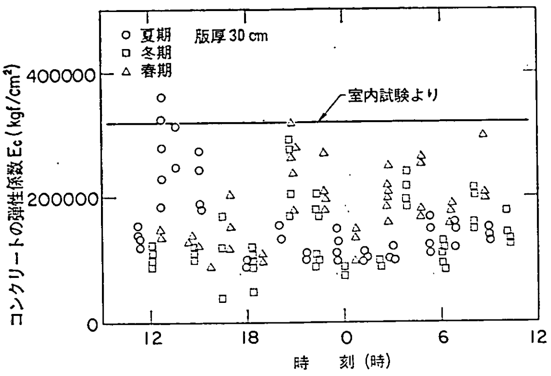

図-26 コンクリートの弾性係数の時間的変化

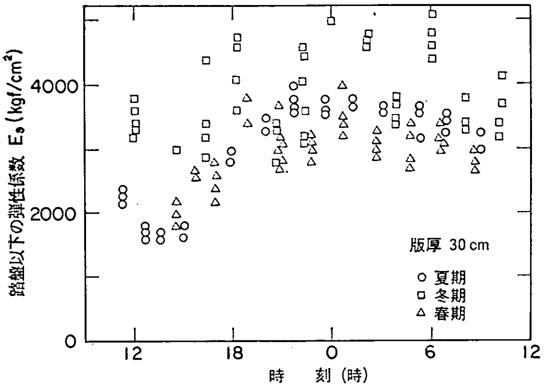

図-27 路盤以下の弾性係数の時間的変化

びに路盤の支持力係数あるいは弾性係数を推定することが可能であることがわかった。路盤の変形特性を表すものとして K と E_s のどちらを使用するかについては，わが国の現行のコンクリート版厚設計法では路盤を Winkler 支承と考えているため，E_s を推定する場合には長い計算時間が必要となることもあって，ここではKを使うこととした。しかし，路盤をより現実に近い弾性支承と考えるほうが合理的であることは間違いなく，今後，計算機や計算手法のより一層の進歩も期待できることから，E_s を使うようになることは十分考えられる。

5.3 目地の荷重伝達機能の評価

コンクリート舗装の目地には何らかの荷重伝達装置が使われているが，その機能，すなわち荷重伝達機能は供用期間中にわたって必ずしも良好さを維持できるとは限らず，自然環境の作用や繰り返し載荷によって機能が低下することもしばしばみられる。これが，調査時点での目地の荷重伝達機能を評価することが極めて重要になってくるゆえんである。

目地の荷重伝達機能を表すものとしては，式(2)で計算される荷重伝達率 E_{ff} の有効性がすでに明らかにされている[14]。

$$E_{ff}=\frac{d_u}{(d_l+d_u)/2}\times 100 \qquad \cdots\cdots(2)$$

ここに，d_l, d_u はそれぞれ，載荷側，非載荷側の目地近傍のたわみである。

この E_{ff} は設計荷重に近いものを目地近傍に載荷したときに生ずるたわみを使用するものであり，空港舗装補修要領（案）[1]にも採用されている。

FWD の荷重は，E_{ff} を算定するときに使う荷重よりも小さく，測定されるたわみも，式(2)で使うような目地近傍のものではない。そこで，FWD の測定により得られる目地の荷重伝達機能を式(3)で計算できる E_{ff}' によって表すことにした。

$$E_{ff}'=\frac{d_2}{(d_1+d_2)/2}\times 100 \qquad \cdots\cdots(3)$$

ここに，d_1, d_2 は，図-28 に示すように，載荷板をできるだけ目地に近づけて設置した上で測定を実施して得られた目地からの距離がほぼ等しい載荷側と非載荷側のたわみである。

このような FWD の測定は目地の両側で実施することにしたが，これは目地の両側で載荷試験を実施しても，必ずしも同じ荷重伝達機能を示さないとの経験[14]によるものである。

次に，この設計荷重に近い大きさのものによる静的載荷試験で得られる E_{ff} と FWD により得られる E_{ff}' とを比較しよう。図-29 には荷重 25tf の静的載荷試験で得られた E_{ff} を，図-30 には E_{ff}' を，それぞれ示している。これらは，試験舗装Aの目地部における測定値によるものであり，測定時期は異なるものの，測定箇所は同じである。両者が，目地幅に対してほぼ同じ傾向を示していることがわかる。すなわち，目地が開くと A-1 区画の荷重伝達機能が低下するのに対して，A-2 区画

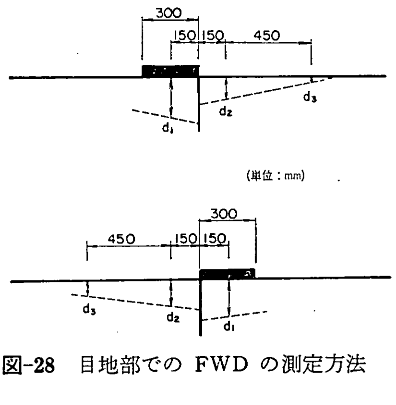

図-28 目地部での FWD の測定方法

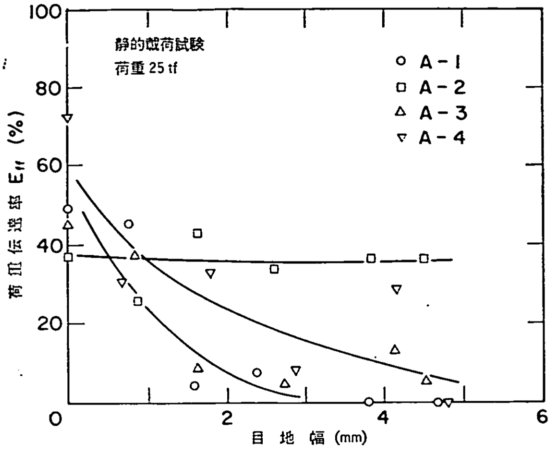

図-29 E_{ff} と目地幅の関係

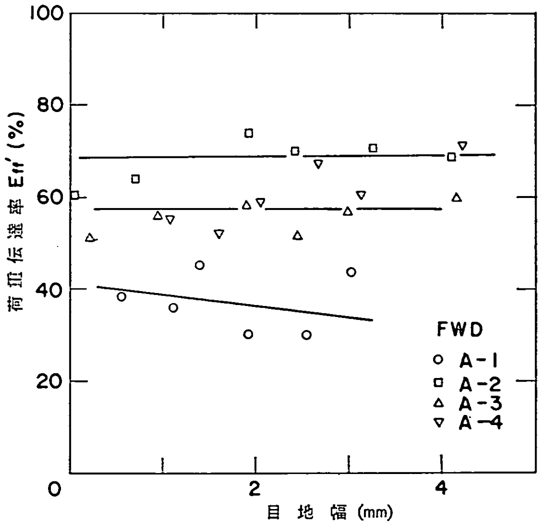

図-30 E_{ff}' と目地幅の関係

ではあまり目地幅の影響を受けず，A-3，A-4区画のものはこの中間に位置している。これらの図からわかるように，E_{ff} と E_{ff}' の値そのものは一致していない。これは，理由ははっきりしないが，E_{ff} の値が今までの研究結果[14]などと比較してみるとかなり小さく得られていることによると考えられる。

しかし，E_{ff}' と E_{ff} の間には相関がありそうなので，数値解析によって E_{ff}' と E_{ff} の関係を詳しく調べることにした。ここで使用する方法は有限要素法であり，舗装を Winkler 支承上の平板とみなして解析した。この方法はスリップバー目地やかぎ型目地を有するコンクリート舗装の構造解析への適用性が確かめられて

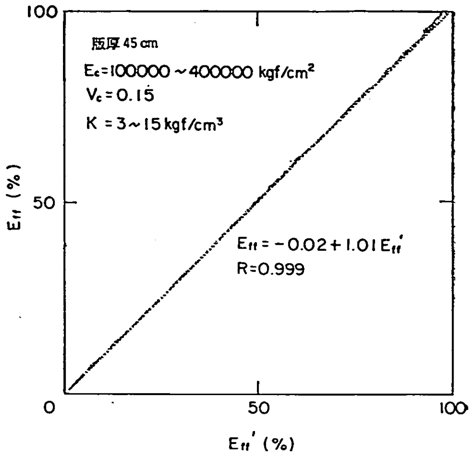

図-31 E_{ff}' と E_{ff} の関係

いる[14]。

図-31には，このような方法で得られた E_{ff}' と E_{ff} の関係を示す。プロットしたデータは，コンクリート版厚が45cmで，E_c が100,000～400,000kgf/cm^2，Kが3～15kgf/cm^{3}のものである（ν_c は0.15）。E_c，K によらず，E_{ff}' と E_{ff} の関係は一本の直線で表すことができ，その相関係数は0.999となっている。

以上を総合すると，若干不明な点は残るものの，FWDの測定をこのような方法により目地部で行って得られる E_{ff}' を E_{ff} の代りに用いていけるものと考えられる。

この E_{ff}' について，試験舗装Aの版厚45cmの区画での24時間連続測定データについての解析結果を示したのが図-32である。E_{ff}' には，測定時刻による差はほとんどみられず，コンクリート版の温度変化の影響をほと

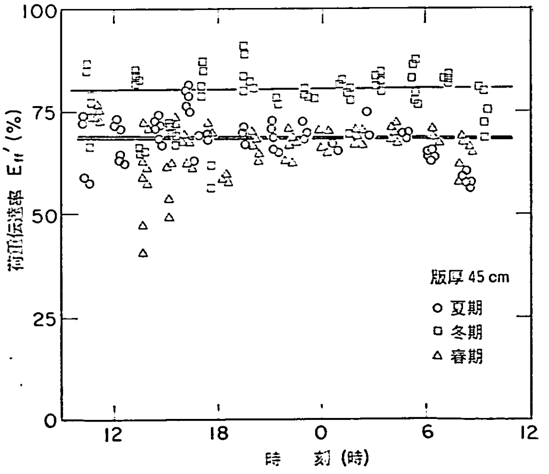

図-32 E_{ff}' の時間的変化

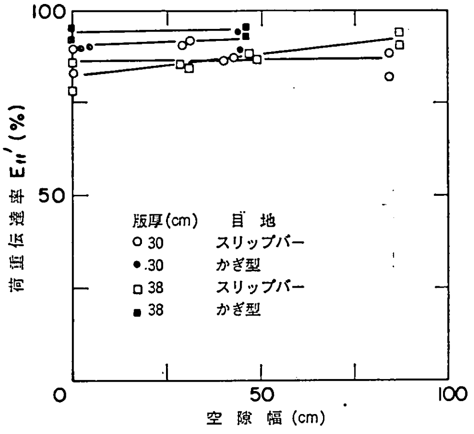

図-33 E_{ff}' と空隙幅の関係

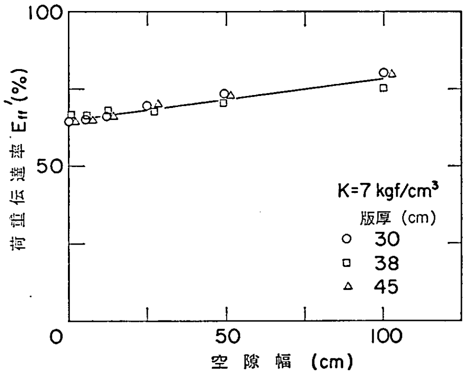

図-34 数値解析による E_{ff}' と空隙幅の関係

んど受けないことがわかる。

また，試験舗装Bで空隙のある目地部での E_{ff}' の結果（図-33）および有限要素法による数値解析の結果（図-34）からも，E_{ff}' は目地部での空隙の影響をほとんど受けないことがわかる。

5.4 路盤に起因する版と路盤の間の空隙の評価

路盤に起因するコンクリート版と路盤の間の空隙は，繰り返し載荷による路盤の永久変形，もしくは繰り返し載荷と目地から浸入する雨水によって引き起こされるポンピングがもたらす路盤材の逸散による可能性が大きいと考えられる。したがって，目地部に比べてたわみの小さい版中央部ではこのような空隙は生じ難いことになるので，本節では目地部のものについて考察することにする。

このような空隙のある舗装の挙動を調べる目的で製作した試験舗装BでのFWDの測定結果を図-35に示す。これは版厚が 25cm の場合で，最大たわみ d_1 を空隙幅（図-5参照）に対してプロットしたものであるが，空隙

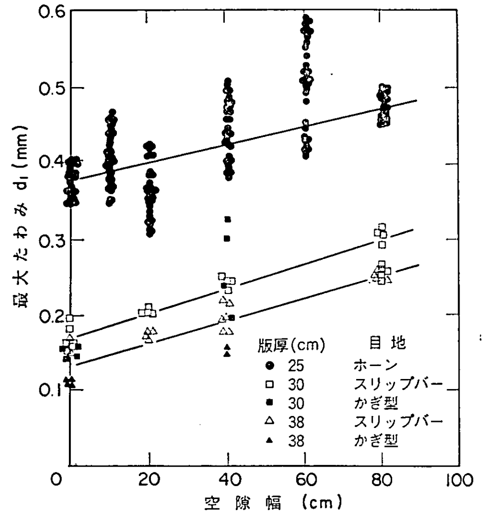

図-35 空隙幅と最大たわみの関係

幅の増加にともなって d_1 が増加していることがわかる。

空隙があることによって影響を受けるのは最大たわみばかりではなく，たわみ形状全体であることに着目して，目地部でのFWDの測定で得られるたわみを使って空隙の有無や大きさが判断できるかどうか調べることにした。すなわち，空隙があればその部分の路盤支持力係数が見かけ上減少すると見なすことができるものとして，目地部での測定値を使って路盤支持力係数を推定することにした。これを行うためには，図-36に示すように，目地部で目地に直角にFWDの向きを変えた測定を2回実施して，これらの測定値を合わせて5点のたわみをデータとして用いることにした。これは，計算の精

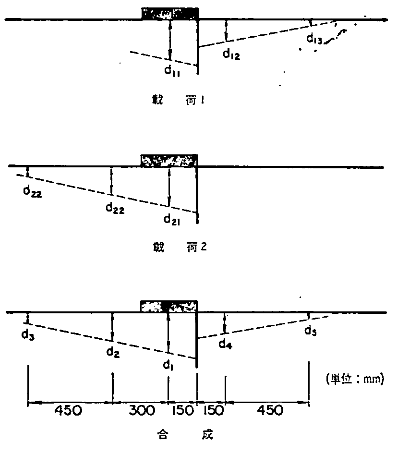

図-36 目地部での FWD の測定方法

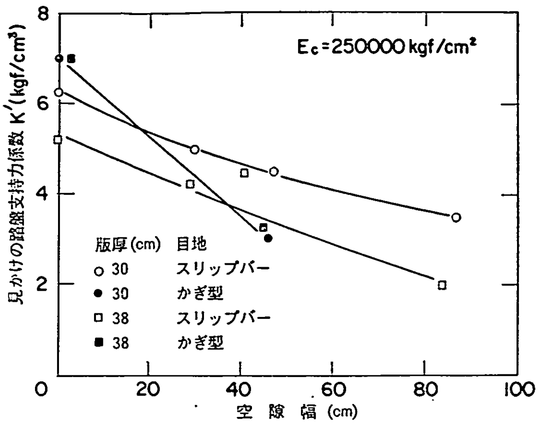

図-37 空隙幅と見かけの路盤支持力係数の関係

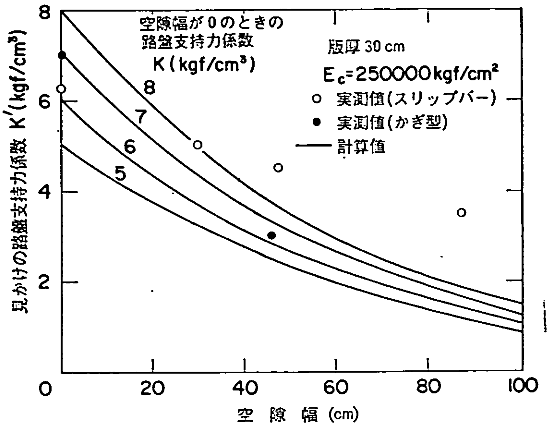

図-38 見かけの路盤支持力係数の計算値と実測値（版厚30cm）

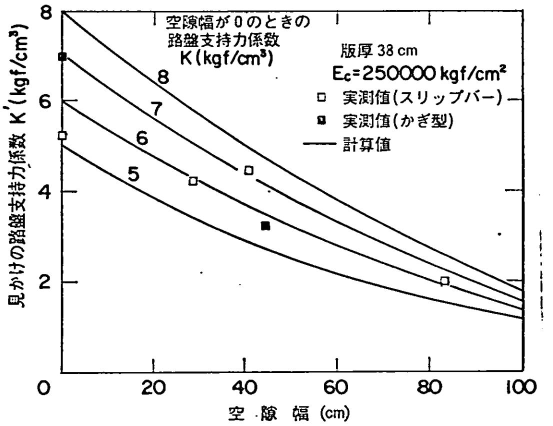

図-39 見かけの路盤支持力係数の計算値と実測値（版厚38cm）

度を上げるためには，より多くのデータを使う方が有利であると考えたからである。この推定方法については**付録-B** で詳しく述べる。この方法では未知数が E_c, K, E_{ff} の3個となるが，E_c は同一舗装区域内での版中央部での FWD の測定値から算出したものを用い，E_{ff} としては目地部での測定により得られる E_{ff}' をそのまま用いることにしたので，未知数はKだけとなる。したがって，結局，実測値に最も近い値となるときのKを特定すればよいことになる。**図-37** はこの方法によって得られた路盤支持力係数（ここでは見かけの路盤支持力係数 K' と称する）を空隙幅に対してプロットしたものである。見かけの路盤支持力係数を導入することによって，空隙の大小をうまく説明できることがわかる。

次に，以上の方法の妥当性を前述の有限要素法を使用した数値解析によって確かめることにしよう。その手法は，目地部に空隙のある舗装での FWD によるたわみを求め，このたわみを使って見かけの路盤支持力係数を算出するというものである。版厚 30, 38cm について得られた結果を，それぞれ**図-38, 39**に示す。図には**図-37**に示した実測値も併せてプロットしてあるが，計算値は実測値の傾向をうまく説明できるようである。このことからみて，目地部での測定値を使って見かけの路盤支持力係数を計算すれば，目地部の版と路盤の間の空隙の有無，その大きさが推定できるものと考えられる。

5.5 目地部での測定による舗装構造の評価

何らかの都合でコンクリート版中央部での測定ができない場合，あるいは測定できても，その時刻によってはコンクリート版がそっていることなどのためにデータが使えない場合があることも考えられる。それらの場合には，目地部での測定だけで E_c, K, E_{ff}, 空隙の有無とその大きさを推定することが必要になる。この方法は，未知数が4個なので計算時間の点からいってあまり実用的だとはいえない。また，空隙についての判断も相対比較によらざるを得ないので，**5.4** に示した方法に比べて精度は劣ると考えられる。

版中央部での測定により E_c, K を推定し，目地部での測定により E_{ff}' を推定する方法と，目地部での測定だけからすべてを推定する方法について，その結果を比較しよう。**図-40, 41** には，試験舗装Aの版厚 45cm の区画について解析した E_c, K をそれぞれ示した。目地部での測定値だけを使う方法は，目地の片側につき FWD の向きを変えて2回測定することにしたためか，版中央部と目地部の両方で測定する場合に比べて，特に，E_c にはばらつきが大きい。しかし，両者の間には大きな差はないことから，この目地部での測定値だけを使う

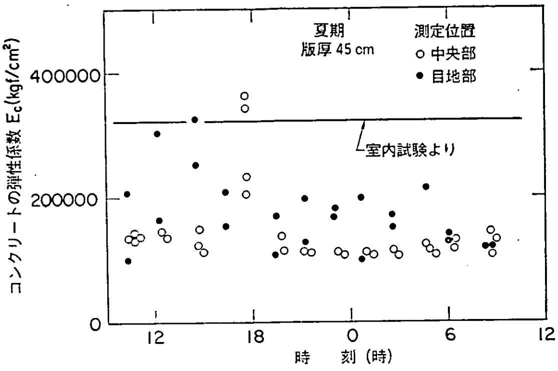

図-40　測定位置の違いがコンクリートの弾性係数に及ぼす影響

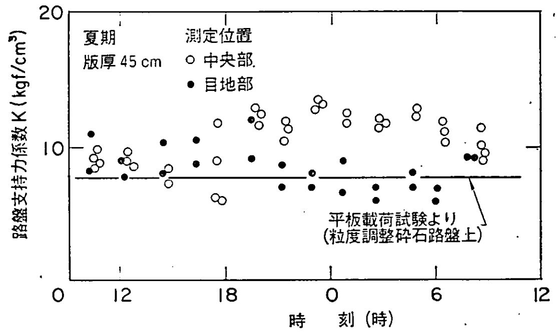

図-41　測定位置の違いが路盤支持力係数に及ぼす影響

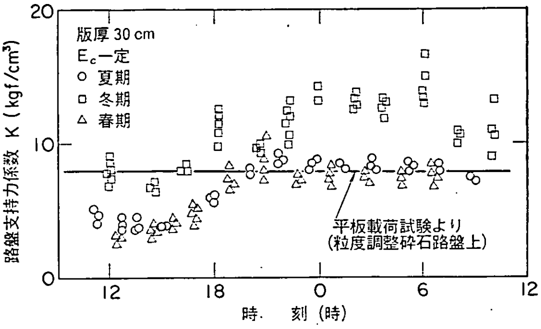

図-42　路盤支持力係数の時間的変化

方法も，一応有効なものといえるであろう。

6.　FWD によるコンクリート舗装構造の非破壊評価法の提案

FWD を使ったコンクリート舗装構造の非破壊評価法は，**5.** でも述べたように，

① コンクリート版中央部での測定により，E_c，Kを推定すること

② 目地部での測定により E_{ff} を推定すること

③ 目地部での測定により空隙の有無，大きさを推定すること

の 3 つから構築されると思われる。本章では，これらについて，まず，全体の中のサブシステムとしての形を整えた上で，非破壊評価法をシステムとして考えてみる。

(1) E_c，K の推定

E_c，Kは，コンクリート版中央部での FWD の測定値から推定することは前述のとおりであるが，その方法では，24時間連続測定の結果を示した **図-24** にみられるように，温度の影響はあまり受けないと思われる E_c が，測定時刻によってかなり変化するかのような結果が得られる。前述のように，E_c が温度に影響されて増減するといったことは考えられないので，構造や供用期間が同一な舗装区域では測定時刻によらず E_c が一定であるとして，**図-24** の平均的な値を用い，**5.2** に示した方法でKを計算し直したものが **図-42** である。この図の，冬期，春期のデータにみられるように，E_c を一定とみなしたことにより，Kのばらつきはかなり小さくなっていることがわかる。

版中央部での測定値に影響を及ぼす因子としては，

① コンクリート版のクラック

② 路盤の永久変形

が考えられる。①については見かけの E_c の低下，②については見かけのKの低下として捕えることが可能であるが，ここで用いることにした方法は E_c を一定とみなすものなので，①，②のどちらに問題があっても，Kが低下するとの結果が得られるだけである。したがって，小さなKが得られた場合の原因を特定するためには，隣接するコンクリート版や目地といった周囲の状況を詳細に観察することが必要となろう。例えば，K' が小さくて目地部の路盤に永久変形が生じていると思われるときには，版中央部でも路盤に永久変形が生じていることをまず第一に疑う必要がある。また，K' が比較的大きな値を示すときには，コンクリート版中央部での路盤の永久変形が生じていることは考えにくいので，コンクリート版にクラックが入っていないかをまず疑うことが必要である。

(2) E_{ff} の推定

E_{ff} は E_{ff}' と一応対応すると考えられるので，目地部での測定によって得られる E_{ff}' を用いる。E_{ff}' の推定を行うと同時に，(3)に示す版と路盤の間の空隙を推定するときには，FWD の測定を日中に行うことが必要になる。ただし，目地部に空隙がないとあらかじめ判断できるときには，E_{ff}' は空隙の影響をあまり受けない

ため，夜間に測定を行ってもよい。

(3) 空隙の推定

路盤に起因する版と路盤の間の空隙の有無，その大きさの推定方法は，次のようなものである。まず，(1)で述べたように版中央部での測定値から E_c, K を推定する。これを構造，供用期間の同一な舗装区域内で数多く実施して平均的な E_c を求める。次に，5.4 で述べた方法で目地近傍の5点のたわみを入手し，これから得られる E_{ff}' と前述の平均的な E_c を使って空隙がないとみなした場合の見かけの路盤支持力係数 K' を算定する。この目地部での K' と中央部での K との比較をすることによって，空隙の有無をまず判断し，空隙があると判断された場合には，図-38, 39 に示した K' と空隙幅の関係を使って空隙の大きさをある程度推定することができる。前述のように，このための測定は日中に行うことが必要である。

(4) 非破壊評価法の提案

非破壊評価法の流れとしては，図-43 のようなものが考えられる。

舗装区域の特定としては，調査の対象となっているコ

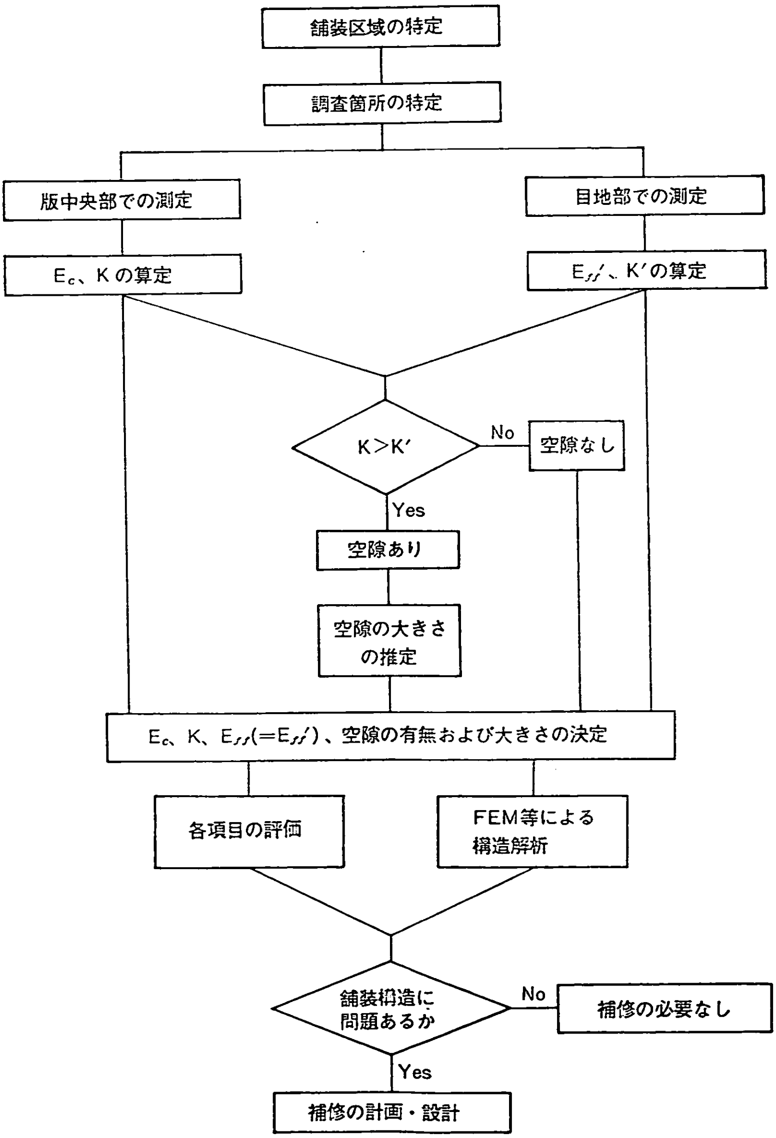

図-43 FWD による非破壊評価法の流れ

ンクリート舗装と同一の構造で供用期間も同一である舗装区域を決定することが必要である。このときには，空港舗装データバンクシステム[15]や空港土木施設台帳[16]といったものが参考になろう。また，路面性状調査で行うことになっている PRI[1] の算定をする際の区画分けも考慮に入れる必要がある。

コンクリート版中央部の調査箇所としては，できるだけ広範囲で，しかも構造的に健全であると思われる箇所を選ばなければならない。統計的な手法により必要な調査点数を提案している例[17]もあるが，ここではとりあえず複数個としておく。目地部に関しては，コンクリート版と路盤の間の空隙の有無，その大きさが，K' と K の比較によって判断されるため，その測定点が広範囲に及ばなければならないのはもちろんのこと，空隙がないと思われる箇所（例えば，交通荷重の載らないところ）も含まれる必要がある。また，コンクリート版中央部，目地部とも，問題がありそうだと思われる箇所を調査対象に入れることはいうまでもない。このようにして選定された調査箇所では，重錘の落下高を調整することによって衝撃荷重が 5,000±50kgf となるような FWD の測定を行うこととする。

コンクリート版中央部での測定結果からは，コンクリート版の弾性係数 E_c と路盤支持力係数Kを，また，目地部での測定結果からは，目地の荷重伝達率 E_{ff} とコンクリート版と路盤の間の空隙の有無，その大きさを推定するが，その方法は(1)～(3)に示したとおりである。

以上がコンクリート舗装の非破壊評価法として提案するものであるが，何らかの都合によって版中央部での測定ができない場合に目地部での測定結果だけを使って，E_c や K を推定しなければならないことも考えておかなければならない。その方法については **5.5** で述べたところであるが，**図-40** に示すように本来変化しないはずである E_c が変化しているものとして算定されてしまうので，(1)で示したのと同様な方法により K' を算出したのが **図-44** である。コンクリート版のそりの影響により夜間においては見かけ上 K' の値が小さくなる傾向のあることが明確に示されている。この方法では，版中央部の測定により得られたKと目地部での K' を比較して，空隙の有無，その大きさを推定するといった手法を採ることは不可能であり，数多くの目地部での測定で得られた K' を相対比較することにより空隙の有無，その大きさを推定しなければならない。**5.5** でも述べたように，この方法は計算時間をかなり必要とするので，あくまでも版中央部での測定ができない場合の予備的なものとして考えるべきであろう。

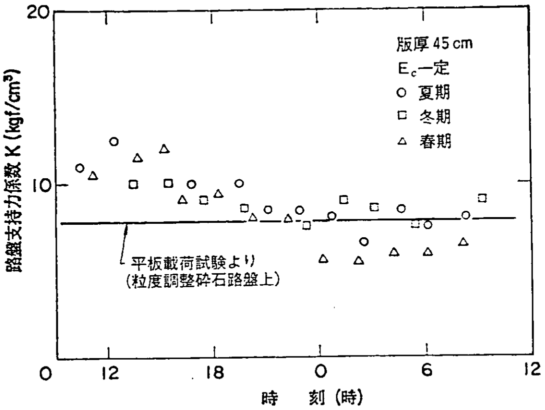

図-44　路盤支持力係数の時間的変化

対象とする舗装区域について，E_c, K, E_{ff}', 空隙の有無と大きさなどが明かになると，これらの値そのものに基づいて舗装の健全度を判断すると同時に，これらの条件を，空港コンクリート舗装のコンクリート版厚設計の基本となっている Westergaard 公式，あるいは多層弾性プログラムや有限要素プログラムといったものに用いて，設計荷重に対しての舗装構造解析を行い，舗装構造の支持力評価を行う。そして，問題があることと，問題の種類がわかれば，それらの解決のための対策を考えることになる。例えば，空隙の存在はコンクリート版に過大な荷重応力を生じさせることになるので，空隙をなくすためのグラウト等を考える。また，設計荷重に対し過大な応力が生ずる場合には，オーバーレイ等により許容応力以下となるようにする。

7. 結　論

コンクリート舗装の構造評価に対する FWD の適用性について調べ，非破壊評価法を提案した。主要な結論を以下に示す。

(1) 重錘の落下高，衝撃荷重，たわみの関係にみられる FWD のデータの再現性は比較的良好である。落下高と衝撃荷重の関係は，空港コンクリート舗装では，コンクリート版厚，載荷位置の違いといったものの影響をあまり受けないことが確認された。しかし，測定の精度を考えると，落下高を微調整して衝撃荷重を規定内に保つ方が望ましいと考えられた。

(2) コンクリート版の深さ方向の温度変化がコンクリート版にそりを生じさせ，その結果，FWD の測定値にも影響を及ぼすことがわかった。そりの影響を小さくするためには，FWD による測定を版中央部では夜間に，目地部では日中に行うべきである。ただし，目地

部に空隙がないと判断できるときは，夜間に行ってもよい。

(3) コンクリート版中央部での FWD の測定値から，Westergaard の中央部載荷公式を用いて，コンクリート版の弾性係数 E_c と路盤支持力係数 K を算出することができる。これによって得られた E_c, K の値は，それぞれ，室内試験，平板載荷試験で得られたものからみてほぼ妥当なものであると考えられた。また，コンクリート舗装を弾性支承上の版として考える場合には，K の代りに路盤以下の弾性係数 E_s を得ることも可能である。

(4) 目地の荷重伝達機能を表す指標として E_{ff}' を導入した。これは，目地部での FWD の測定値を使って計算するものであり，すでに提案してある目地近傍のたわみから算出する目地の荷重伝達率 E_{ff} と一応相関があると考えられた。

(5) 路盤の永久変形によって目地部に生ずる版と路盤の間の空隙については，目地部での FWD の測定値から見かけの路盤支持力係数 K' を算出し，版中央部での測定で得られた路盤支持力係数 K と比較することによって，その有無，大きさが判断できる。

(6) 版中央部での FWD の測定が不可能な場合には，目地部での測定値だけから(3)～(5)に示した力学的特性を推定できる。しかし，計算時間や精度といったことを考えると，この方法はあくまでも予備的なものとすべきであろう。

(7) 以上の成果に基づいて，コンクリート舗装の非破壊評価法を提案した。

8. あとがき

コンクリート舗装構造の非破壊評価法として FWD を使用した合理的なものが開発できたと考えている。アスファルト舗装と異なり，コンクリート舗装構造の非破壊評価に際しては，コンクリート版のそりが非常に大きな問題である。このそりに関しては実測値もほとんどなく，また，計算によって正確に推定することも困難であるが，オーダー的には 10^{-1}mm 程度の厚さの空隙が生ずる可能性があるものと思われる。FWD のたわみには，これが反映されてしまい，試験舗装で行った FWD の24時間連続測定結果でみるとあたかも K が時間によって変化しているようにみえた。ダイナフレクトに代わって FWD を導入した理由が，荷重の大きいことであったが，空港舗装のように版厚の大きい舗装構造の非破壊評価においては，FWD の荷重（5 tf）によっても空隙の影響が現れてしまうようである。そこで，版中央部においては夜間，目地部においては日中というように，FWD の測定時刻を規定することによって，空隙が生じない状態でたわみを測定することにした。これが煩雑だとすれば，設計荷重を超えない範囲内でより荷重の大きい非破壊試験機を導入することが必要となるかもしれない。

舗装の評価はそれ自体一つのシステムであるが，この次のステップである舗装の補修と結び付けられなければ十分とはいえない。コンクリート舗装上のアスファルトかさ上げについては，すでに版厚算定法を提案済みであり，コンクリート舗装上のコンクリートかさ上げについても研究をすでに始めている。これを含めて今後一層の研究を進め，設計，施工から維持・補修までを含めたコンクリート舗装のシステムを完成させたいと考えている。

最後に，福岡空港，長崎空港での FWD の測定に際して御協力いただいた方々には心から感謝申し上げる。また，試験舗装での FWD の測定においては前土質部主任研究官林　洋介氏ならびに滑走路研究室の深海正彦研究官の手もわずらわせた。記して感謝します。

（1987年3月31日受付）

参 考 文 献

1) 運輸省航空局：空港舗装補修要領（案），1984年，p. 95.
2) The AASHO Road Test, *Special Report 61E, Highway Research Board,* 1961, p. 352.
3) 福手　勤，佐藤勝久，八谷好高，山崎英男：路面性状による空港舗装の供用性評価，港湾技研資料，No. 414，1982年，p. 20.
4) 佐藤勝久，福手　勤，佐藤峯夫，山崎英男：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，港湾技術研究所報告，第17巻，第4号，1978年，pp. 169～192.
5) Haas, R. and W. R. Hudson: Pavement Management Systems, McGraw-Hill Inc., 1978, p. 457.
6) Monismith, C. L.: Pavement Evaluation and Overlay Design-Summary of Methods, *Transportation Research Record,* No. 700, 1979, pp. 78～81.
7) Claessen, A. I. M., C. P. Valkering and R. Ditmarsch: Pavement Evaluation with the Falling Weight Deflectometer, *Proceedings, Association of Asphalt Paving Technologists,* Vol. 45, 1976, pp. 122～157.
8) 笠原　篤，岳本秀人，伊藤保彦，古川真男：フォーリングウエイトデフレクトメータについて，舗装，Vol. 20, No. 5, 1985年，pp. 15～19.
9) 八谷好高，佐藤勝久，田中孝士：コンクリート舗装目地の荷重伝達機能に関する比較試験，港湾技研資料，No. 521，1985年，p. 25.
10) Bohn, A., P. Ullidtz, R. Stubstad and A. Soren-

sen: Danish Experiments with the French Falling Weight Deflectometer, *Proceedings, Third International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements,* Vol. 1, 1972, pp. 1119～1128.
11) 岩間　滋：コンクリート舗装の構造設計に関する実験的研究，土木研究所報告，112号の1，1961年.
12) 運輸省航空局：空港コンクリート舗装構造設計要領，1977年，p. 105.
13) 福手　勤：空港コンクリート舗装厚設計への電算プログラムの応用，港湾技研資料，No. 262，1977年，p. 20.
14) 福手　勤，八谷好高，山崎英男：コンクリート舗装の目地部における荷重伝達機能，港湾技術研究所報告，第21巻，第2号，1982年，pp. 207～236.
15) 八谷好高，他：空港舗装データバンクシステムの開発，第21回空港土木工事報告会資料，昭和61年10月.
16) 運輸省航空局：空港土木施設台帳
17) 笠原　篤，岳本秀人：舗装構造解析へのフォーリングウエイトデフレクトメータの利用，土木学会第40回年次学術講演会講演概要集第5部，1985年，pp. 473～474.

付録-A　FWD の衝撃荷重

FWD の載荷部の機構は，その模式図を本文中の **図-2** に示すように，重錘とばねにより構成されており，重錘を任意の高さから自由落下させることにより舗装に衝撃荷重を加えることができるようになっている。衝撃荷重の最大値は，本文中にも示したが，次式で表される[1]。

$$F_{\max}=\sqrt{2MgHR} \qquad \cdots\cdots(A.1)$$

ここに，$F_{\max}$：衝撃荷重の最大値（N）

M：重錘の質量（kg）

R：ばね定数（N/m）

H：落下高（m）

g：重力加速度（m/s²）

この式は次のようにして誘導できる[2),3)]。

図-A.1 に示すような質量Mの重錘が高さHから舗装面上に置かれたばね定数Rなるばね上に自由落下する場合と考える。重錘がばねに接触した瞬間を$t=0$とし，そのときの重錘の位置を基準として重錘の変位xを下向きにとるものとすれば，振動方程式は次式となる。

$$M\ddot{x}+Rx=Mg \qquad \cdots\cdots(A.2)$$

$x(0)=0$, $\dot{x}(0)=\sqrt{2gH}$ としてこれを解けば，次式が得られる。

$$x(t)=\sqrt{\delta_d+\delta_s{}^2}\sin\left(\sqrt{\frac{R}{M}}t-\phi\right)+\delta_s \qquad \cdots\cdots(A.3)$$

ここに，δ_d：重錘の動的変位（$=\sqrt{2MgH/R}$, $MgH=1/2R\delta_d{}^2$ より）

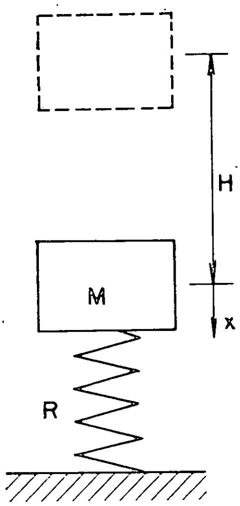

図-A.1　FWD のモデル（その1）

δ_s：重錘の静的変位（$=Mg/R$）

ϕ：($\tan^{-1}(\delta_s/\delta_d)$)

ここで，$\delta_d \gg \delta_s$ であるので（例えば，H=30cm, $F_{\max}$=5 tf として式（A.1）から R を求めて δ_d, δ_s を計算すれば，δ_d=1.8cm, δ_s=0.05cm となる），式（A.3）は，

$$x(t)=\delta_d\sin\sqrt{\frac{R}{M}}\,t \qquad \cdots\cdots(A.4)$$

とみなすことができる。したがって，衝撃荷重の最大値は，$F_{\max}=Rx(t)_{\max}$ の関係から，式（A.1）のようになる。作用と反作用の関係によって，これと同じ大きさの力がばねを通じて舗装に加えられることとなる。

重錘はばね上に落下した後に跳ね上がって再びばね上に落下する（リバウンド）ことになるが，これがたわみに影響を及ぼすかどうかといったことについて調べよう。跳ね上がった後の振動方程式は次式のように表される。

$$M\ddot{x}=Mg \qquad \cdots\cdots(A.5)$$

重錘がばねから離れる瞬間を$t=0$とすれば，$\dot{x}(0)=-\sqrt{2gH}$となるので，これを用いて式（A.4）を解けば，次式が得られる。

$$x(t)=1/2gt^2-\sqrt{2gH}\ t \qquad \cdots\cdots(A.6)$$

$x(t)=0$ として重錘がばねを離れて再びばね上に落下するまでの時間を求めれば，$t=\sqrt{8H/g}$となる。H を30cmとすれば t =490ms となり，最初の衝撃荷重の載荷時間が10～35ms であることを考えれば，このリバウンドは FWD によるたわみ測定に何ら影響を及ぼすものではないことがわかる。

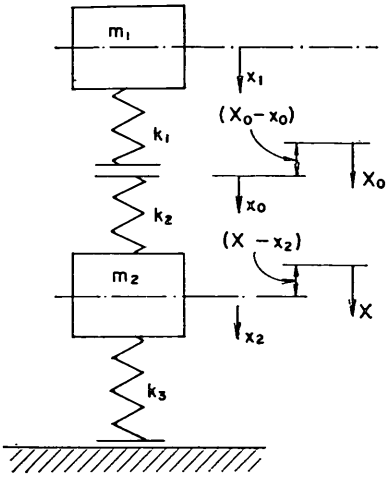

図-**A.2**　FWD のモデル（その2）

以上の議論は舗装と重錘の相対運動を考えたものであるが，衝撃荷重による舗装の変位が衝撃荷重の大きさに及ぼす影響について調べることにしよう。この場合には重錘により舗装に加えられる衝撃力と地球から受ける衝撃力とを考える必要があり，そのためには地球に原点を固定した座標系で考えればよい(図-**A.2**)[3)]。m_1, m_2 は，それぞれ，重錘，舗装の質量であり，k_1, k_2 は FWD のばね定数と考えることとし，k_3 は舗装と地球との間のばね定数とする。ばね k_3 が舗装 m_2 から重力の作用を受けないで完全に自由な状況にあるときの m_2 の位置を基準にして下向き方向の m_2, k_2 の上端の変位を X, X_0 で表わし，k_3 が m_2 から重力の作用を受けて，静止しているときの m_2 の位置を基準にして下向き方向の m_2, k_2 の上端の変位を x_2, x_0 で表わすことにすれば，次の方程式が成立する。

$$m_1\ddot{x}_1+k_1(x_1-x_0)m_1g$$
$$m_2\ddot{x}+k_2(X-X_0)+k_3X=m_2g \qquad \cdots\cdots(\text{A}.7)$$
$$k_3(X-x_2)=k_3(X_0-x_0)=m_2g$$
$$k_1(x_1-x_0)=k_2(x_0-x_2)$$

これらを解けば，舗装に加わる衝撃力 $F(t)$ は次式により得られることになる。

$$F(t)=k_1(x_1-x_0)$$
$$=\frac{k_1k_2}{k_1+k_2}(x_1-x_2) \qquad \cdots\cdots(\text{A}.8)$$

この式から F_{max} を直接求めることは困難であるので，表-**A.1** に示す条件で計算を行って重錘の落下高が F_{max} に与える影響を調べたところ，版厚や路盤支持力係数が違っても，落下高が同じであれば，最大衝撃力も

表-**A.1**　計算条件

コンクリート版の大きさ	5 m×5 m
コンクリート版の厚さ	30, 38, 45cm
コンクリート版の弾性係数	350,000kgf/cm²
コンクリートの単位体積重量	2,300kg/m³
路盤支持力係数	3, 6, 9, 12kgf/cm³

表-**A.2**　版厚，路盤支持力係数，衝撃力の関係

版　厚 (cm)	路盤支持力係数 (kgf/cm³)	最大衝撃力 (kgf)
30	3	5,090
	6	5,140
	9	5,150
	12	5,150
38	3	5,030
	6	5,140
	9	5,140
	12	5,150
45	3	4,940
	6	5,130
	9	5,140
	12	5,140

表-**A.3**　式（A.1）と式（A.8）による衝撃力の比較

重錘の落下高	最　大　衝　撃　力 (kgf)	
(cm)	式（A.1）	式（A.8）
5	2,040 (41)	2,190 (43)
10	2,890 (58)	3,040 (59)
15	3,540 (71)	3,680 (72)
20	4,080 (82)	4,230 (82)
25	4,560 (91)	4,710 (92)
30	5,000 (100)	5,140 (100)
35	5,400 (108)	5,540 (108)
40	5,770 (116)	5,910 (116)
45	6,120 (123)	6,260 (122)
50	6,460 (129)	6,590 (128)

（ ）は落下高 30cm のときの最大衝撃力を 100 とした場合

ほぼ同じ値となることがわかった（表-**A.2**）。

また，落下高と最大衝撃力の関係について，式（A.1）で表されるものと式（A.8）によるものではほとんど差のないことがわかった。その例として，表-**A.3**には式(A.1)による最大衝撃力と式（A.8）によるもの（版厚30cm，K 値7 kgf/cm^3）を示した。このことから，実用上は式（A.1）により最大衝撃荷重を算定してよいことが認められた。

参考文献

1) Claessen, A. I. M., C. P. Valkering, and R. Ditmarsch: Pavement Evaluation with the Falling Weight Deflectometer, *Proceedings, Association of Asphalt Paving Technologists,* Vol. 45, 1976, pp. 122～157.
2) Sebaaly, B., T. G. Davis, and M. S. Mamlouk: Dynamics of Falling Weight Deflectometer, *Journal of Transportation Engineering,* American Association of Civil Engineers, Vol. 111, No. 6, 1985, pp. 618～632.
3) 多谷虎男：振動・衝撃の基礎理論とラプラス変換（下），学会出版センター，1984年，pp. 482～514.

付録-B　E_c，K の推定方法

たわみを表す Westergaard の中央部載荷公式は次式で表される[1]。

$$W_i=\frac{P}{4l^2K}\,\mathrm{Re}H_0^1\left(\sqrt{i}\,\frac{r}{l}\right) \quad \cdots\cdots(\mathrm{B.1})$$

ここに，$W_i(r)$：原点から r だけ離れた点におけるたわみ

P　：原点における集中荷重

l　：剛比半径 $\left(=\sqrt[4]{\dfrac{E_c h^3}{12(1-\nu_c^2)K}}\right)$

E_c　：コンクリートの弾性係数

h　：コンクリート版厚

ν_c　：コンクリートのポアソン比

K　：路盤支持力係数

Re　：実数部分

H_0^1　：第1種0次のハンケル関数

i　：虚数単位（$i^2=-1$）

Pickett と Ray は，影響図を作成する過程で式(B.1)を等分布荷重に対する式に変形した[2]。これが式（B.2)であり，これは図-**B.1**に示すような半径 a で，中心角 $\theta_2-\theta_1$ のくさび形をした等分布荷重に対するその中心点のたわみを表すものである。

$$W_i(\theta_2,\ \theta_1,\ a)=\frac{q}{K}\left(\frac{\theta_2-\theta_1}{2\pi}\right)\left[1+\frac{\pi}{2}\frac{a}{l}\mathrm{Im}\sqrt{i}\ H_1^1\left(\sqrt{i}\,\frac{a}{l}\right)\right] \cdots\cdots(\mathrm{B.2})$$

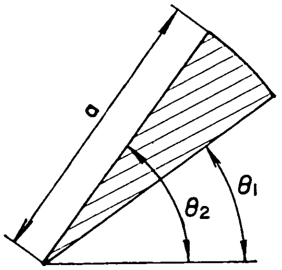

図-**B.1**　d_1 の算出方法

ここに，q　：等分布荷重

Im　：虚数部分

H_1^1　：第1種第1次のハンケル関数

FWD のたわみ測定部は本文中の図-**2** に示すとおりで，直径30cmの載荷板の中心（$r=0$，r：載荷面中心からの距離）ならびにそこから30，75cm離れた点（$r=30$，75cm）の3個のたわみが得られる。これらのたわみを式（B.1）を使って計算によって得ようとする場合，$r=0$ の場合は $\theta_2-\theta_1=2\pi$ として式（B.2）をそのまま使用できるが，$r=30$，75cm の場合は以下に示す重ね合わせの方法により計算することが必要となる。

重ね合わせの方法は図-**B.2**に示すように，$r=30$cm または $r=75$cm の測定点を通る直線で載荷面を細かく分割した小さな要素を考える。この要素を測定点を中心とした円環の一部と考えて，重ね合わせの手法により測定点のたわみを算出する。すなわち，この要素を作っている2直線のなす中心角の二等分線と載荷面との交点から測定点までの距離を a_1，a_2 とすれば，この要素による測定点のたわみは，$W_i(\theta_2,\ \theta_1,\ a_2)-W_i(\theta_2,\ \theta_1,\ a_1)$ となる。このようにして得られた各要素ごとのたわみを載荷面全部について加えれば，求めるたわみが算出できる[3]。このような重ね合わせの手法によりたわみを計算する場合は，分割要素数が増加するほどその精度が向上するものの，計算時間も増加してしまう。後述のように，E_c，K を算定するためには繰り返し計算によらなけ

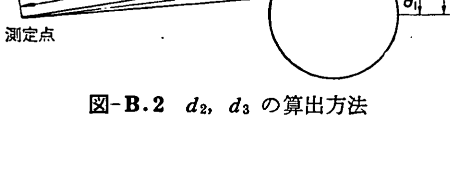

図-**B.2**　d_2，d_3 の算出方法

表-**B.1** 分布荷重，集中荷重としたときの計算たわみの比較

h (cm)	E_c(kgf/cm^2)	K(kgf/cm^3)	たわみ (mm)					
			分布荷重			集中荷重		
			d_1	d_2	d_3	d_1	d_2	d_3
30	300, 000	3	0. 136	0. 130	0. 111		0. 131	0. 110
		6	0. 096	0. 091	0. 073		0. 091	0. 073
		9	0. 078	0. 073	0. 057		0. 073	0. 057
		12	0. 068	0. 047	0. 047		0. 063	0. 048
	400, 000	3	0. 118	0. 114	0. 098		0. 114	0. 098
		6	0. 083	0. 079	0. 065		0. 079	0. 065
		9	0. 068	0. 064	0. 051		0. 064	0. 051
		12	0. 059	0. 155	0. 043		0. 055	0. 043
38	300, 000	3	0. 096	0. 093	0. 082		0. 093	0. 082
		6	0. 068	0. 065	0. 055		0. 065	0. 055
		9	0. 055	0. 052	0. 043		0. 053	0. 043
		12	0. 048	0. 045	0. 036		0. 045	0. 036
	400, 000	3	0. 083	0. 081	0. 072		0. 081	0. 073
		6	0. 059	0. 056	0. 049		0. 056	0. 049
		9	0. 048	0. 046	0. 039		0. 046	0. 039
		12	0. 041	0. 039	0. 032		0. 039	0. 033
45	300, 000	3	0. 075	0. 072	0. 065		0. 073	0. 065
		6	0. 053	0. 051	0. 044		0. 051	0. 044
		9	0. 043	0. 041	0. 033		0. 041	0. 035
		12	0. 037	0. 035	0. 030		0. 035	0. 030
	400, 000	3	0. 064	0. 063	0. 058		0. 063	0. 058
		6	0. 046	0. 044	0. 039		0. 044	0. 039
		9	0. 037	0. 036	0. 031		0. 036	0. 031
		12	0. 031	0. 026	0. 026		0. 031	0. 026

ればならないため，計算時間はできるだけ短かいことが望ましい。2層系弾性地盤のたわみを表すものとしてよく知られている Burmister の式を使った場合，載荷面からある程度離れた点のたわみは載荷面の半径に無関係になるとの報告[4]があるので，ここで用いている Westergaard の式によるものについても分布荷重と集中荷重によるたわみの比較を行ってみた（分布荷重では載荷面を60要素に分割したので，$r=30$, 75cm の場合でそれぞれの要素の中心角は 1, 0, 38°となる)。その結果を表-**B.1**に示すが，実際のたわみ測定で得られる有効桁数の範囲では両者の差は見られないことがわかる。したがって，$r=0$ のたわみ (d_1) に対しては分布荷重の式（式 (B.2)) を，$r=30$, 75cm のたわみ (d_2, d_3) に対しては集中荷重の式（式 (B.1)) を用いることとしたが，これにより計算時間が大幅に短縮されたことはいうまでもない。

E_c, K は，フローチャートを図-**B.3**に示すように，次のようにして推定できる。ここで，Westergaard の式ではKと l が舗装の力学特性を表すものとして用いられているので，それらがわかったとしても E_c と ν_c はどちらか一つだけしかわからないことになるが，ν_cに比較して E_c のほうが応力やたわみに及ぼす影響は大きいことから，空港コンクリート舗装構造設計要領でも使われているように $\nu_c=0.15$ とみなすことにした。たわみは，まず，l を仮定し，そして K を仮定することによって計算できるが，この計算を種々の l, K について実行する。そして計算値と実測値(それぞれ，d_{1c}, d_{2c}, d_{3c} と d_{1m}, d_{2m}, d_{3m} とする）の差が最も小さくなるとき，すなわち，$(d_{1c}-d_{1m})^2+(d_{2c}-d_{2m})^2+(d_{3c}-d_{3m})^2$が最小となるときの l, K を求めればよい。l とKがわかれ

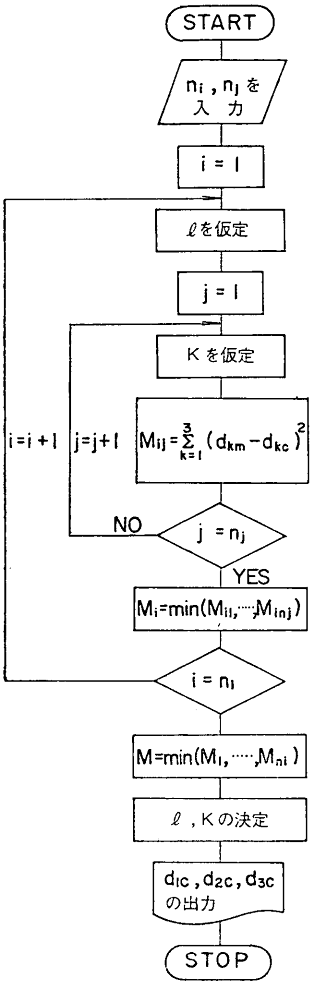

図-B.3 E_c, K の推定方法のフローチャート

ば，$E_c=12(1-\nu_c^2)Kl^4/h^3$ の関係から E_c が得られる。

図-B.4 は計算値の実測値に対する誤差を示す。この図の横軸は3個の測定点における誤差の平均，すなわち，$1/3\sum_{i=1}^{3}|d_{ic}-d_{im}|/d_{im}$ である。これから，今まで得られた約3,000点のデータの約70%が5%以内の誤差範囲に納まっていることがわかる。

コンクリート舗装を弾性支承上の版と考える場合には，コンクリート版の弾性係数 E_c と路盤以下の弾性係数 E_s を求める必要があるが，その方法は計算によるたわみの求め方が上記のものと異なるだけである。たわみの計算方法は有限要素法[5]であり，あらかじめ任意の E_c, E_s に対するたわみを計算しておく必要がある。なお，弾性支承のたわみを表すものとしては Boussinesq の式[6]を用いることにした。また，$\nu_c=0.15$, ν_s（路盤以下のポアソン比）=0.3 とした。

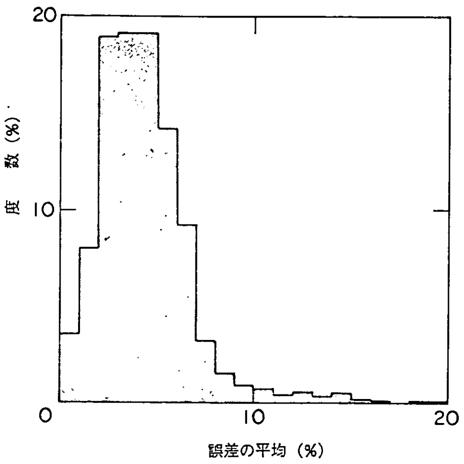

図-B.4 計算値の実測値に対する誤差

このほか，コンクリート版中央部での測定が何らかの理由によって行えないときは，目地部での FWD の測定値から E_c, K を推定しなければならないが，この方法でもたわみの計算は有限要素法によっている。また，あらかじめ，任意の E_c, K, E_{ff} に対するたわみを計算しておき，計算たわみが実測たわみに最も近くなるときのものを特定して，そのときの E_c, E_s, K を見い出している。実測値としては本文中の 図-36 に示したように5点のたわみを使用して，$\sum_{i=1}^{5}(d_{ic}-d_{im})^2$ が最小となるときのものを求めた。しかし，この方法は，計算時間が非常に長くなってしまうので，あくまでも予備的なものとして考えるべきである。

参 考 文 献

1) Westergaard, H. M.: Stress in Concrete Runways of Airports, *Proceedings, Highway Research Board*, Vol. 19, 1939, pp. 197〜205.
2) Pickett, G. and G. K. Ray: Influence Charts for Concrete Pavements, *Transactions, American Society of Civil Engineers*, Vol. 119, 1951, pp. 49〜73.
3) 福手　勤：空港コンクリート舗装厚設計への電算プログラムの応用，港湾技研資料，No. 262, 1977年6月，p. 20.
4) 佐藤勝久，福手　勤，佐藤峯夫，山崎英男：ダイナフレクトによるアスファルト舗装評価とかさ上げ厚設計，港湾技術研究所報告，第17巻，第4号，1978年12月，pp. 169〜192.
5) 福手　勤，八谷好高，山崎英男：コンクリート舗装の目地部における荷重伝達機能，港湾技術研究所報告，第21巻，第2号，1982年6月，pp. 207〜236.
6) 例えば，最上武雄編：土質力学，技報堂，1969年，p. 1048.