

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

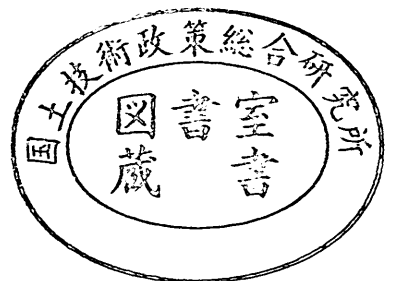
MINISTRY OF TRANSPORT

VOL. 21

NO. 2

JUNE 1982

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN



港湾技術研究所報告 (REPORT OF P.H.R.I.)

第 21 卷 第 2 号 (Vol. 21, No. 2), 1982 年 6 月 (June 1982)

目 次 (CONTENTS)

1. Theoretical Properties of Oblique Waves Generated by Serpent-type Wave-makersTomotsuka TAKAYAMA..... 3
(造波機によって発生する斜め波の特性について高山知司)
2. レーザー・ドップラー流速計による碎波帯内の流速場の構造の解明
.....灘岡和夫・近藤隆道・田中則男..... 49
(The Structure of Velocity Field within the Surf Zone Revealed by Means of Laser-Doppler Anemometry
.....Kazuo NADAOKA, Takamichi KONDOH and Norio TANAKA)
3. プイ係留船舶の荒天時の振れ回り運動.....鈴木康正・諸石一幸..... 107
(On the Slow Motions of Ships Moored to Single-point Mooring Systems
..... Yasumasa SUZUKI and Kazuyuki MOROISHI)
4. 各種消波工による越波流量の減少効果
.....高山知司・永井紀彦・西田一彦..... 151
(Decrease of Wave Overtopping Amount due to Seawalls of Low Crest Types
..... Tomotsuka TAKAYAMA, Toshihiko NAGAI and Kazuhiko NISHIDA)
5. コンクリート舗装の目地部における荷重伝達機能
.....福手 勤・八谷好高・山崎英男..... 207
(Efficiency of Load Transfer at Joints in Concrete Pavements
..... Tsutomu FUKUTE, Yoshitaka HACHIYA and Hideo YAMAZAKI)
6. 7年間海洋環境下に暴露したプレストレストコンクリートはりの耐海水性につ
いて.....大即信明・下沢 治..... 237
(The Study on the Durability of PC beams after 7 Years' Exposure in Marine En-
vironment.....Nobuaki OHTSUKI and Osamu SHIMOZAWA)
7. 港湾経済効果の計測手法.....中野 勉・稲村 肇..... 261
(Development and Application of Synthetic Economic Evaluation Model for Port
PlanningTsutomu NAKANO and Hajime INAMURA)
8. 付着油除去システムの開発実験.....奥出 律・松本 茂..... 315
(Development of Removal System for Spilt Oil Sticking to Beaches and Coastal
StructuresTadasu OKUDE and Shigeru MATSUMOTO)

5. コンクリート舗装の目地部における荷重伝達機能

福 手 勤*・八 谷 好 高**・山 崎 英 男**

要 旨

本報文では、コンクリート舗装の目地部における荷重伝達機能を実験的に、および有限要素解析で理論的に検討している。

試験舗装は原型載荷槽内の $K_{75}=9\text{ kgf/cm}^3$ の路盤上に施工された4枚のコンクリート版(各版とも縦横4.25 m, 厚さ27 cm)から成る。そしてこれら4枚の版はのこみぞ目地, かぎ型目地, スリップパー目地 ($\phi 32, 38\text{ mm}$) の4種類の目地によって区切られている。これらの目地の目地幅を変化させつつ載荷試験を実施し, その挙動を測定した。

有限要素解析は Winkler 地盤上の版に関するものである。目地部における荷重伝達の不連続性は, 目地において版を分離し, それらを線形バネ要素によって互いに結合することによって, モデル化を図った。

本報文の主な内容は以下のとおりである。

- (1) 目地効果を表わすパラメーターとしては荷重伝達率 $E_{ff}=2 \times d_2 / (d_1 + d_2)$ が実用的にも理論的にも優れていることを示した。ここに d_1 は目地をはさんで載荷側の版のたわみ, d_2 は非載荷側の版のたわみである。
- (2) のこみぞ目地では 3.5 mm, かぎ型目地では 2.0 mm の目地幅で E_{ff} が 40% にまで減少した。
- (3) かぎ型目地のかぎ部には応力集中が生じることを数値計算から確認した。
- (4) スリップパー目地では, 目地幅を 25 mm まで開いても E_{ff} は $\phi 32$ で 80%, $\phi 38$ で 70% まで低下するのみであった。しかしスリップパー目地も, のこみぞ目地などと同様に, 曲げモーメントはほとんど伝達しないようである。
- (5) 有限要素解析に用いる目地のバネ要素のバネ定数を, E_{ff} , 剛比半径 I , 路盤支持力 K 値の関数として表現した。
- (6) コンクリート版の目地部に発生する応力は中央部での応力よりも大きいため, 中央載荷公式をもとにした従来の設計法では, そこで仮定されている安全率は実際には期待しえないことを明らかにした。
- (7) 目地部における荷重伝達の不連続性を考慮した合理的なコンクリート舗装版厚設計法の考え方を示した。

* 土質部 主任研究官 (空港舗装構造担当)

** 土質部 滑走路研究室

5. Efficiency of Load Transfer at Joints in Concrete Pavements

Tsutomu FUKUTE*

Yoshitaka HACHIYA**

Hideo YAMAZAKI**

Synopsis

This paper deals with the joint efficiency in concrete pavements experimentally and analytically.

For experiments, a test pavement was constructed which has granular subbase ($K_{75} = 9 \text{ kgf/cm}^3$) and 27 cm thick concrete slabs. This test pavement has four types of joint: a dummy joint, a keyed joint and two dowel joints ($\phi 32, 38 \text{ mm}$). A series of loading tests was performed on each joint with keeping joint opening under control.

A finite element method (FEM) programmed for this research work was used for numerical analyses, which can take into account of discontinuity of load transfer across the joint by using linear spring elements.

In conjunction with the experiments and the numerical analyses, the following conclusions appear warranted.

- (1) To express joint efficiency, the effectiveness of load transfer E_{ff} defined as a function of deflections of loaded and unloaded slabs can be an excellent parameter practically and theoretically.
- (2) E_{ff} s drop to 40% when joint opening is 3.5 mm for a dummy joint and 2.0 mm for a keyed joint.
- (3) Numerical analyses show that stress concentration must take place at keyed joints.
- (4) For dowel joints, E_{ff} s drop only to 80% for $\phi 32$ and to 70% for $\phi 38$ at 25 mm of joint opening. However, bending moment seems not to be transferred across dowel joints.
- (5) The spring constant of joint element for FEM was defined as a function of E_{ff} , radius of relative stiffness and K -value of subbase.
- (6) It became clear that the safety factors of concrete employed in the conventional design method based on Westergaard's interior loading formula can not be expected, because working stresses at joints is larger than those of inside of slabs.
- (7) A new design concept for concrete slab thickness was demonstrated, in which the degree of joint efficiency is considered.

* Senior Research Engineer, Soils Division

** Member of Runways Laboratory, Soils Division

目 次

要 旨	207
1. ま え が き	211
2. コンクリート舗装版の解析法	211
2.1 古典的手法	211
2.2 有限要素法	211
3. 試 験 舗 装	213
3.1 試験舗装の製作	213
3.2 載 荷 試 験	216
4. 目地構造と目地幅が荷重伝達機能におよぼす影響	217
4.1 荷重伝達率の定義	217
4.2 荷重伝達にともなうスリップバーの変形	217
4.3 試 験 結 果	218
4.4 目地部の挙動に関する有限要素解析	224
5. コンクリート版厚の合理的な設計への応用	228
5.1 バネ定数の合理的表示	228
5.2 荷重伝達率を考慮した版厚設計曲線	229
5.3 今後の版厚設計法への適用性	231
6. 結 論	231
7. あ と が き	232
参 考 文 献	233
付 録 A	233
付 録 B	235

1. まえがき

近年の交通荷重の大型化はそれを支える舗装にとってきびしいものとなってきている。荷重の大型化はアスファルト舗装ではわだちぼれを引き起こす大きな原因となるため、これまでに材料面、構造面から多くの試みがなされているものの、いまだ完成の域には達していない。これに対する方法として、コンクリート舗装を利用していくことが考えられる。しかしながら、コンクリート舗装は重荷重には強い反面、もしひびわれが発生すると、その補修は容易ではないという欠点をもつ。このことから、コンクリート舗装のための実用的で簡便な補修工法の開発と併行して、外力に対して十分な強度をもつ合理的なコンクリート舗装の設計法を確立することが非常に重要であると考えられる。

現在の我国の空港コンクリート舗装の設計法は、無限広さの版に対する中央部載荷公式にもとづいている。しかし現実のコンクリート舗装は多くの目地によって区切られているため、無限版の中央部載荷の仮定は厳密には成立しえない。また目地部においては中央部よりも大きな曲げ応力が版に発生するため、設計で考慮した値を上回る応力が目地部で発生することもあり得ることになる。そしてこのことが、目地部でのひびわれが多く報告される大きな原因となっているものと思われる。

筆者らは、空港コンクリート舗装の版厚の設計には、目地部に発生する応力を用いてゆくことが合理的と考え、その応力に大きな影響を与える目地部の荷重伝達機能に関する検討を行った。手法としては、4種類の目地構造をもつ試験舗装における載荷試験と、目地構造をモデル化した有限要素解析である。

本報文では、2. においてコンクリート舗装の解析法として、従来から用いられている方法と有限要素法について述べる。3. では試験舗装の製作と載荷試験について説明し、4. においては、試験結果とその有限要素解析の結果から、各目地構造の荷重伝達機能に関する特徴を比較する。さらに5. では、空港コンクリート舗装の合理的な版厚の設計のためには目地部における荷重伝達効果を考えていく必要があることを、数値計算の結果を利用して示す。

2. コンクリート舗装版の解析法

コンクリート舗装では、コンクリート版に発生する曲

げ引張り応力がその許容値を上回らないように版厚を設計するのが一般的である。コンクリート版中に応力を発生させるおもな要因は荷重と温度であるが、ここでは本報文に直接関係する荷重による応力に関する解析法について述べることにする。

2.1 古典的手法

現在、コンクリート版中に発生する応力の推定や版厚の設計には Westergaard 公式^{1)~3)}もしくはそれを若干修正した公式⁴⁾が最も広く用いられている。Westergaard 公式は Winkler 地盤 (互いに独立した無数のバネを敷き詰めたとみなされる地盤) 上に置かれた版の中央部載荷、縁部載荷および隅角部載荷のそれぞれに対して得られている。なかでも、中央部載荷と縁部載荷に対しては、Pickett と Ray⁵⁾ によって影響図が作成され、任意の形状をもつ複数の荷重による応力、たわみを計算するために広く利用されてきた。さらにコンピューターの普及とともに、影響図をプログラム化したもの^{6),7)}も現われ、最近では影響図の代わりにしばしば利用されるようになっている。

この Winkler 地盤上の版理論に対し、Boussinesq 理論で記述される弾性地盤の上に置かれた版の解析は Hogg⁸⁾ によって行われた。弾性地盤の仮定は Winkler 地盤の仮定よりも現実の路盤に近い挙動を表わすことができるため、その影響図解法などはもっと広く利用されてもよいと思われるが、中央部載荷に対する解しか得られていないためか、実際の版厚の設計に用いられることは少ない。

さらに版理論から離れて、Burmister 理論で代表される2層もしくは多層弾性理論もコンクリート舗装の解析に利用できる^{9)~11)}。もちろん、この場合も Hogg の理論と同様、中央部載荷に対応する解しか得られない制約はあるが、Westergaard 理論では不可能な路床、路盤中の応力の推定も可能という特長をもっている。

2.2 有限要素法

2.1 に述べた方法は、いずれも版厚やその弾性係数、路盤の支持力などは一定という条件のもとで導かれている。しかしながら実際のコンクリート舗装には必ず目地が施工され、さらに版の深さ方向の温度勾配によるそりや、目地部におけるポンピングなどの影響で版と路盤が必ずしも均一に接していない場合がある。このような場合には2.1の方法は厳密には適用不可能となってしまう。このような不均質なコンクリート舗装の解析にも

幅広く利用できる方法として有限要素法^{12)~15)} (Finite Element Method) がしばしば利用されている。

コンクリート舗装の解析に用いられるのは一般に版の有限要素法である。路盤の支持条件は Winkler 地盤、弾性地盤いずれも可能で、中央部、縁部などの載荷形態、境界条件なども任意に選ぶことができる。有限要素法の基礎概念やプログラミングのフローチャートなどはほかの適当な参考書¹⁶⁾にゆずることにして、ここでは路盤反力の考え方と目地部における荷重伝達の不連続性の導入について説明する。

(1) 路盤反力

一般に版構造物の有限要素法では、各版要素の剛性マトリックス $\{k\}$ を版全体について合成し、外力とのつり合いを考慮すれば、

$$\{F\} = [K]\{\delta\} \quad (2.1)$$

の関係式が得られる。ここに、 $\{F\}$ は版に作用する外力ベクトル、 $[K]$ はすべての版要素の $\{k\}$ が全体系に組み込まれた後の版全体の剛性マトリックス、 $\{\delta\}$ は節点群の変位ベクトルである。ここで各節点の変位 $\{\delta_i\}$ は、図-2.1 に示されるように、垂直変位 w 、 x 軸まわ

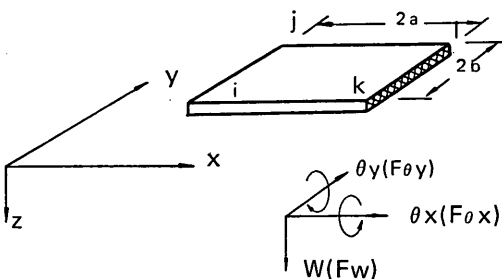


図-2.1 版要素の変位成分

りの回転角 $\theta_x (= -\partial w / \partial y)$ および y 軸まわりの回転角 $\theta_y (= \partial w / \partial x)$ の3つの成分で表わされ、それに対応する外力 $\{F_i\}$ も垂直荷重 F_w と2つのモーメント F_{θ_x} , F_{θ_y} の3成分で表わされることになる。その結果、すべての節点に関して合成された式(2.1)の $\{\delta\}$ と $\{F\}$ は(節点数×3)個の成分から構成されることになる。

ところでコンクリート舗装のように、版が路盤によって支持されている場合には式(2.1)の外力ベクトルは

$$\{F\} = \{F_1\} - \{F_2\} \quad (2.2)$$

と表わされる。ここに $\{F_1\}$ は版に上から作用する荷重ベクトル、 $\{F_2\}$ は版に下から作用する路盤反力ベクトルである。そして $\{F_2\}$ は路盤の剛性マトリックス $[K_B]$ と変位ベクトル $\{\delta\}$ によって

$$\{F_2\} = [K_B]\{\delta\} \quad (2.3)$$

のように表わされる。一般にコンクリート舗装版の解析では路盤との間のせん断抵抗は考えないので、 $\{F_2\}$ の成分のうち垂直変位に関する成分以外は0となる。それに対応して、 $[K_B]$ も垂直変位に関する成分以外はすべて0となるマトリックスである。

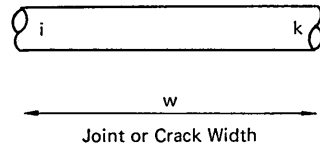
式(2.1), (2.2), (2.3) から $\{F\}$ と $\{F_2\}$ を消去すると、

$$\{F_1\} = ([K] + [K_B])\{\delta\} \quad (2.4)$$

となる。式(2.4)のうち $\{\delta\}$ 以外は既知なので(節点数×3)元の連立一次方程式を解けば路盤反力をも考慮した $\{\delta\}$ が得られ、さらに応力マトリックスを媒介として曲げ応力も計算されることになる。なお、版要素の剛性マトリックスや応力マトリックスの具体的な表示については文献16)を参照されたい。また路盤の剛性マトリックスの誘導については本報の付録Aに示しておく。

(2) 目地部における荷重伝達の不連続性の考慮

式(2.4)の右辺の $[K]$ の組立てに際しては、コンクリート舗装の目地部における荷重伝達の不連続性を考慮しておく必要がある。この不連続性の表現するのに、Tabatabaie ら¹⁸⁾は図-2.2に示すようにスリップパ目地に対しては棒要素、かぎ型目地やのこみぞ目地には1次元バネ要素を用いている。棒要素の特徴は棒の長手方向にその断面形状や材質などに応じた曲げモーメントが



(A) Bar Element



(B) Spring Element

図-2.2 目地要素

伝達されることであるのに対し、パネ要素では曲げモーメントの伝達は行われず、そのパネ定数に応じたせん断力しか伝達されないのが特徴である。4.3 で後述するように、筆者らの実験ではスリッパ目地においても、曲げモーメントの伝達はほとんど認められなかったため、本報文では目地部における荷重伝達の不連続性はすべてこのパネ要素を用いて表現した。その結果、目地要素のパネ定数を K_s とすればその要素の剛性マトリックスは

$$[k] = \begin{bmatrix} K_s & 0 & 0 & -K_s & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -K_s & 0 & 0 & K_s & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (2.5)$$

と表わされることになる。なお K_s は、目地に沿った単位長さあたりのパネ定数 k 、(力/面積の次元をもつ) にその目地要素が代表するとみなされる目地の長さに乗じたものである。

適切なパネ定数の推定法は 4.4, 5.1 で述べることにする。

3. 試験舗装

コンクリート舗装の目地部における挙動を実験的に把握するために、以下に示すような試験舗装を製作し、一連の実験を行った。

3.1 試験舗装の製作

試験舗装は 図-3.1 に示す規模をもつ、当研究所構内の原型載荷実験槽内に施工された。縦 12m、横 10m、深さ 4.5m の載荷槽の底部には武蔵野ローム路床が作られている。また、載荷槽には 200tf の耐荷力をもつ反力ばりが装備されており、槽内の任意の箇所載荷試験を実施することができる。

試験舗装は以下に示す手順で施工された。

(1) 下層路盤

5.5% の設計 CBR をもつ既設の武蔵野ローム路床上に 図-3.2 および 表-3.1 の特性をもつ千葉県産の山砂で下層路盤を施工した。総厚 37cm の下層路盤は 3層に分けて、小型振動ローラーで転圧した。各層の 3箇所測定した現場密度の結果は、いずれの層も 100% 以上の締固め度をもって示していた。

(2) 上層路盤

下層路盤の上に、粒度調整碎石で 62cm の厚さの上層路盤を製作した。使用した碎石は舗装要綱に規定され

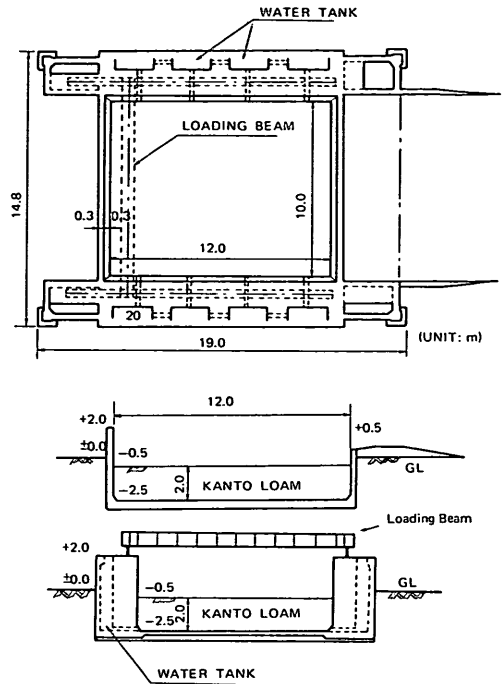


図-3.1 原型載荷実験槽

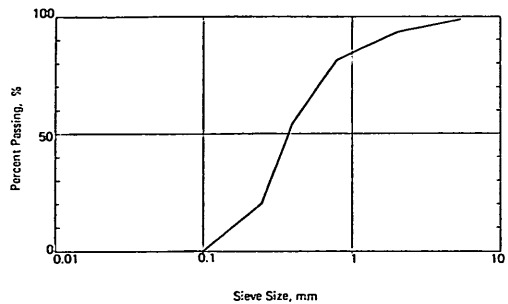


図-3.2 山砂の粒径加積曲線

表-3.1 山砂の材料特性

比重	2.76
最適含水比	22.6%
最大乾燥密度	1.577 g/cm ³

る M-30 で、 図-3.3 および 表-3.2 に示すような材料特性をもっている。施工は各 15cm ずつの 4層に分けて行い、締固めには小型振動ローラーを用いた。得られた締固め度はいずれの層もその基準値である 98% 以上を示していた。

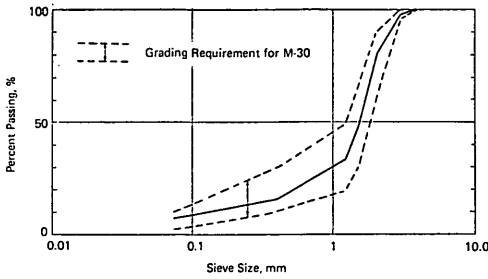


図-3.3 粒度調整碎石の粒径加積曲線

表-3.2 粒度調整碎石の材料特性

比重	2.45
最適含水比	8.5%
最大乾燥密度	2.028 g/cm ³
塑性指数	N.P.
修正 CBR	218%

上層路盤の完成後にその表面の6箇所で直径75cmの載荷板による平板載荷試験を実施した。その結果、路盤支持力係数は8.4 kgf/cm²から9.3 kgf/cm²の間にあり、平均で8.8 kgf/cm²の均一な路盤であることが確認された。

(3) 摩擦低減層

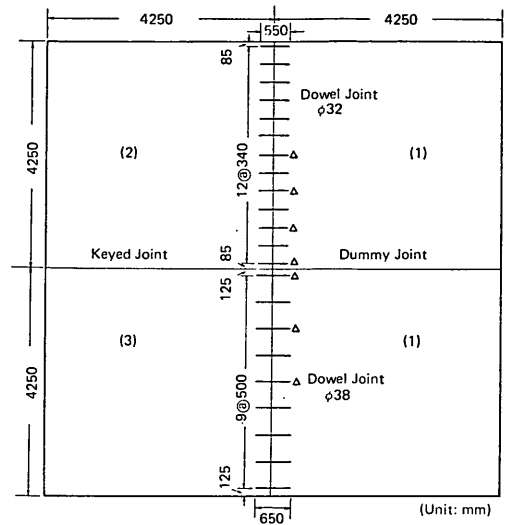
今回の実験では3.2で説明するように目地幅を機械的に変化させるために、路盤とコンクリート版の間の摩擦抵抗をできるだけ小さくする必要があった。そのため、摩擦低減層の施工は特に入念に行った。

摩擦低減層としては、まず上層路盤の仕上がり面に目潰し材として細砂を薄く散布した。そして、ほうきとストレートエッジを用いてその砂を均一に広げ、できるだけ不陸のない平面を得よう努力した。その上に、クラフト紙を全面にわたって2層に敷き、さらにその上からポリエチレンシートを敷きつめた。

(4) コンクリート版

コンクリート版は、縦、横4.25m、厚さ27cmの版を4枚施工した。この27cmという版厚はDC-9型航空機(満載時総重量52.2tf、同脚荷重24.4tf)で代表されるLA-3の荷重区分に対する標準版厚である。また、1枚の版の大きさは、載荷槽の大きさから許容される範囲で、できるだけ大きなものとの配慮から決められた。

試験舗装はこのような4枚の版が図-3.4に示すよう



Δ : Dowel Bar with Strain Gauges

図-3.4 試験舗装平面図

な正方形になるように製作されたもので、4箇所の目地部には次のような4種類の目地が施工された。

- a) のこみぞ目地 (Dummy Joint) 図-3.5 (A)
- b) かぎ型目地 (Keyed Joint) 図-3.5 (B)
- c) スリップバー目地 (Dowel Joint)

鋼棒の直径 32mm (φ32)、長さ 550mm、間隔 340mm 図-3.5 (C)

- d) 同上、ただし鋼棒の直径 38mm (φ38)、長さ 650mm、間隔 500mm 図-3.5 (D)

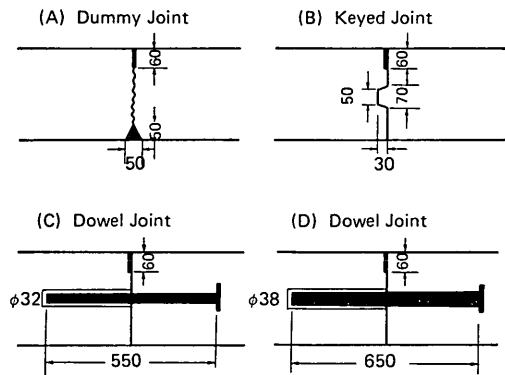


図-3.5 試験に用いた目地構造

4枚のコンクリート版は目地を製作するために図-3.4に示すような順序で3回に分けて打設された。使用したセメントコンクリートの配合は試験練りによって決定し

コンクリート舗装の目地部における荷重伝達機能

表-3.3 コンクリートの配合

項目	性状	規格	
セメントの種類	普通ポルトランドセメント	普通ポルトランドセメント	
セメント	341 kg/m ³	(標準) 310 kg/m ³	
材料配合	水	140 kg/m ³	
	細骨材	661 kg/m ³	
	粗骨材	1235 kg/m ³	(標準) 1275 kg/m ³
	混和材	0.853 kg/m ³	
	水-セメント比	41.0%	
	細骨材率	35.2%	
スランプ	5 cm	5 cm	
空気量	3~4%	3~4%	
設計曲げ強度	50 kgf/cm ²	50 kgf/cm ²	
流動化剤	使用量	1.020 l/m ³	
	スランプ	8~10 cm	

表-3.3 に示すとおりである。いずれもコンクリート打設後、養生マットを用いて十分養生した。28日曲げ強度が 50 kgf/cm² になるように配合設計を行ったが、実際には約 40 kgf/cm² の曲げ強度しか得られなかった。曲げ試験後の供試体の破断面の様子から、ややもろい骨材が混じていたのが主な原因であると考えられる。また 3.2 で述べる載荷試験と同時期に実施した圧縮試験の結果、コンクリートの弾性係数は 260,000 kgf/cm²、ポアソン比は 0.2 であった。

コンクリート版には、3.2 で後述する目地開閉装置を挿入するために、図-3.6 に示すような鋼筒が図-3.7 に示す所定の位置に設置された。

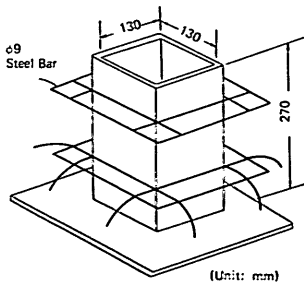


図-3.6 目地開閉装置用鋼筒

(5) 各種ピックアップの設置

後に載荷試験によって舗装の挙動を測定するために、試験舗装の施工のいろいろな段階で所定のピックアップ類が設置された。

まず、路盤上の垂直応力を測定するための土圧計が上

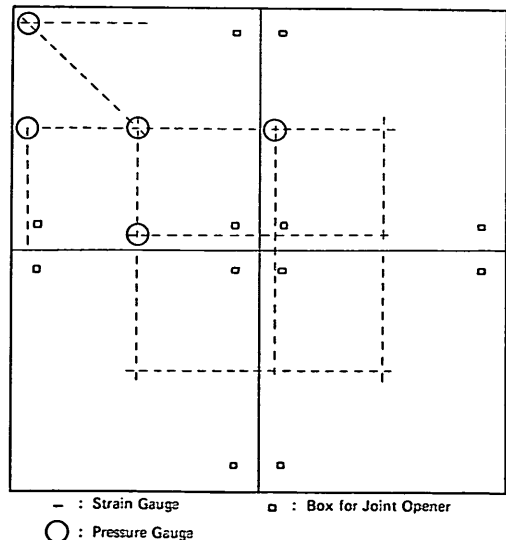


図-3.7 土圧計および表面ひずみゲージの設置位置

層路盤施工後、図-3.7 に示す箇所で路盤面から 2 cm の深さに埋設された。土圧計は受圧面の直径が 300 mm の差動トランス式のもので、最大容量は 1 kgf/cm^2 である。受圧面が骨材の角部で損傷を受けたり、アーチアクションによって測定誤差が入る可能性をできるだけ取り除くために、土圧計の埋めもどしには細砂を用いた。

次に目地部での荷重伝達にともなってスリップバーに発生する曲げひずみを測定するためのひずみゲージをスリップバーに貼付した。2 種類のスリップバー目地とも、載荷点直下から目地に沿った方向の片側の鋼棒 1 本おきに、その固定側にゲージを貼った。1 本の鋼棒には図-3.8 に示すように 30 から 60 mm の間隔で 3 mm の

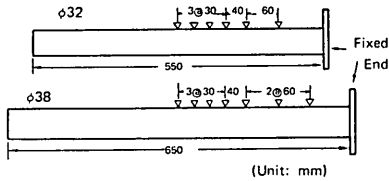


図-3.8 スリップバー上のひずみゲージ貼付位置

ゲージ長をもつはく(箔)ゲージが貼られた。そして貼付されたゲージは実験期間中の測定に耐えるよう、その上からワックス、布、エポキシ樹脂などによって十分コーティングがなされた。

最後にコンクリート版の挙動を調べるために、版の表面に多数のゲージを貼付した。これらのゲージの貼付位置は図-3.7 に示すとおりで、4 種類の目地部では目地に沿った方向とそれに直角な方向、また自由縁部においても縁に沿った方向とそれに直角方向のひずみ分布が得られるようになっている。使用したゲージはゲージ長 60 mm の箔ゲージで、セメントから溶出するアルカリ分に対する安定性をもつとされるメタルベース付きのものである。コンクリート版に通常の方法で貼付した後、外からの水分や衝撃に対する防御として、ワックス、VMテープ、布、エポキシ樹脂などで十分なコーティングを施した。

3.2 載荷試験

載荷試験は図-3.1 に示した反力ばりを利用して、図-3.9 に示す位置で実施した。載荷は大型航空機のひとつの車輪の接地面積とほぼ等しくなるような直径 40 cm の鋼板の下に厚さ 1 cm の硬質ゴムを介して行った。

本実験の大きな目的のひとつに、目地幅が目地部の挙動に及ぼす影響を調べることがある。そのため、コンクリート版に埋め込まれている鋼筒に、写真-3.1 に示す

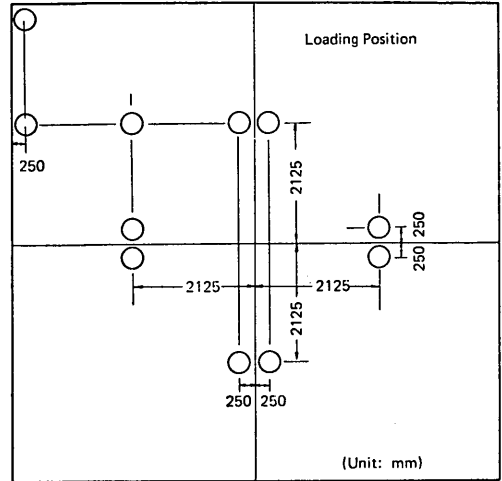


図-3.9 載荷試験の位置

ような今回特別に設計・製作したスクリー式の目地開閉装置を挿入し、人力でコントロールしながら目地幅を開閉した。その時の様子を写真-3.2 に示す。

試験手順としては、まず図-3.9 に示す載荷位置でひと通りの静的載荷試験を行い、さらに縁部と目地部においては 10,000 回の繰返し荷重を載荷した後に、再度静的載荷試験を行った。この時の値を初期値として、その後 4 つの目地部に対して先の目地開閉装置を用いて目地幅を徐々に広げながら静的載荷試験を続けた。目地幅はのこみぞ目地およびかぎ型目地については 3.5 mm、またスリップバー目地では 25 mm まで広げた。また載荷は原則として 12 tf まで 2 tf きざみで行い、各段階で測定を実施した。

舗装の挙動の測定は、3.1(5) で説明した土圧計やひずみゲージのほかに、移動式のはりに固定したダイヤルゲージを用いてコンクリート版表面のたわみ分布を測定し

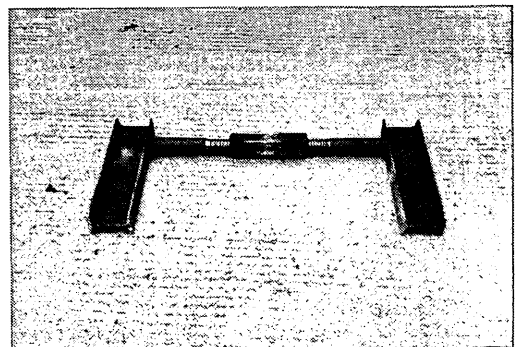


写真-3.1 目地開閉装置



写真-3.2 目地の開閉時の様子

た。いずれもスイッチボックスを介し、土圧計以外は自動デジタルひずみ測定装置で記録した。写真-3.3 は試験中の様子である。なお1箇所あたりの静的載荷試験に要する時間は、準備などを除けば約 10 分程度なので、その間の温度変化が版におよぼす影響は無視できるものとしてデータ整理を行った。

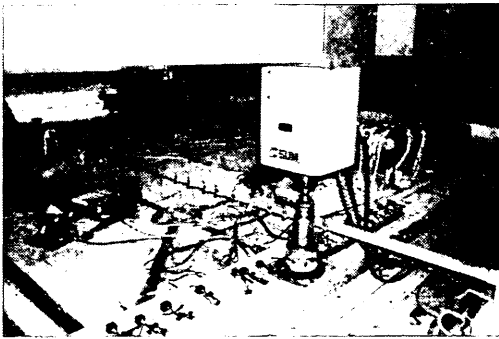


写真-3.3 載荷試験の様子

4. 目地構造と目地幅が荷重伝達機能におよぼす影響

本章では目地部の力学的挙動を実験結果から把握し、さらにそれらを有限要素法で解析することにより、目地構造のタイプや目地幅などが荷重伝達機能におよぼす影響を総合的に検討する。それに先立ち、まず荷重伝達率を定義し、スリッパの挙動を記述する理論式について述べる。

4.1 荷重伝達率の定義

いくつかの種類の日地の効果 (Joint Efficiency) を相対比較するためには、目地部における荷重伝達機能を数値化しておくことが必要である。目地部での荷重伝達が十分行われていればコンクリート版のひずみやたわみ、また路盤上の垂直応力などが、荷重伝達が不十分な場合よりも小さくなる。これはコンクリート版の中央載荷と縁部載荷の状態を比較すれば容易に理解できる。このことから、目地の効果を表現するのに、コンクリート版のひずみやたわみ、路盤上の垂直応力などを何らかの手段で無次元化したパラメーターを用いてゆくことが考えられる。このうち、コンクリート版のひずみ (応力) やたわみを用いる手法については Childs ら¹⁷⁾が若干の考察を加えている。

一方、実際に供用中の舗装での測定のことを考えるとコンクリート版のたわみを用いてゆくことが最も現実的であろう。たわみを用いた目地効果の表現としては次の2種類が考えられている。

$$E_{JJ} = \frac{d_2}{d_1} \times 100 (\%) \quad (4.1)^{12)}$$

$$E_{JJ} = \frac{d_2}{(d_1 + d_2)/2} \times 100 (\%) \quad (4.2)^{18)}$$

ここに、 d_1 、 d_2 はそれぞれ目地をはさんだ載荷側と非載荷側の版のたわみである。いずれの式も $d_1 = d_2$ の時に 100%、 $d_2 = 0$ の時に 0% となり、また両者は互いに換算も可能である。そのためいずれの式を用いてもよいが、後述する数値計算の結果 (表-5.1) からわかるように、式 (4.2) の右辺の分母、 $(d_1 + d_2)/2$ 、は路盤支持力や版厚、荷重などが定まれば、目地の効果に関係なくほぼ一定値となることから、式の形としては不変量を分母にもつ式 (4.2) の方が合理的であると考えられる。

以上のことから、本報文では目地部の効果を表わす荷重伝達率としては式 (4.2) を利用してゆくことにする。

4.2 荷重伝達にともなうスリッパの変形

コンクリート版内に埋め込まれたスリッパの先端に荷重が載荷された時のスリッパのたわみ y は、スリッパを Winkler 基礎上の無限長のはりとして仮定することにより、次式のように表わされる¹⁹⁾ (図-4.1 参照)。

$$y = \frac{\exp(-\beta x)}{2\beta^2 EI} [P \cos \beta x - \beta M_0 (\cos \beta x - \sin \beta x)] \quad (4.3)$$

ここに x : コンクリート面 (A点) からの距離

P : スリッパの先端に載荷された荷重

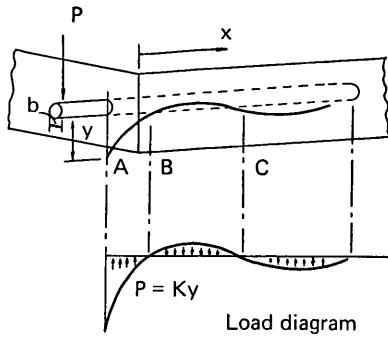


図-4.1 スリッパの挙動¹⁹⁾

- M_0 : A点におけるスリッパの曲げモーメント
- β : スリッパの相対剛度
($=\sqrt{K_c b / (4EI)}$)
- K_c : コンクリートの支持力係数
- b : スリッパの直径
- E : スリッパの弾性係数
- I : スリッパの断面2次モーメント

さらにスリッパの曲げモーメントやせん断力の分布は、式(4.3)を微分することによってそれぞれ次のように表わされる。

$$M = -EI \frac{d^2 y}{dx^2} = -\frac{\exp(-\beta x)}{\beta} [P \sin \beta x - \beta M_0 \times (\sin \beta x + \cos \beta x)] \quad (4.4)$$

$$V = \frac{dM}{dx} = -\exp(-\beta x) [(2\beta M_0 - P) \times \sin \beta x + P \cos \beta x] \quad (4.5)$$

いま目地幅を z として、図-4.1 において P がコンクリート面から $z/2$ のところに載荷されるとすれば、A点における曲げモーメント M_0 は

$$M_0 = -\frac{P}{2} z \quad (4.6)$$

で表わされ、式(4.6)と $x=0$ とを式(4.3)に代入することによってA点のたわみ y_0 は

$$y_0 = \frac{P}{4\beta^3 EI} (2 + \beta z) \quad (4.7)$$

となる。その時のA点における支圧応力 σ_0 は

$$\sigma_0 = K y_0 = \frac{K_c P}{4\beta^3 EI} (2 + \beta z) \quad (4.8)$$

と表わされる。

K_c の値は $8,300 \text{ kgf/cm}^3$ ($300,000 \text{ pci}$) から $41,500 \text{ kgf/cm}^3$ ($1,500,000 \text{ pci}$) の間にあるといわれているが、Yoder ら¹⁹⁾はこのうちの最大値 $41,500 \text{ kgf/cm}^3$ を使用

してよいといっている。

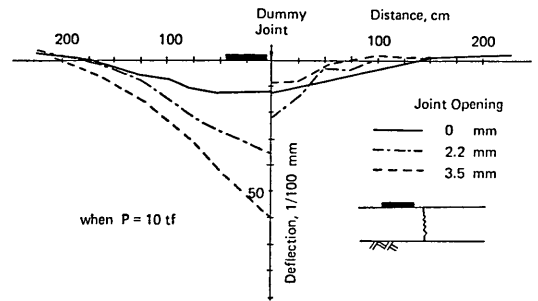
4.3 試験結果

今回試験した4種類の目地を、ここでは荷重伝達のメカニズムによって分類し、のこみぞ目地とかぎ型目地のグループとスリッパ目地のグループとに分けて述べてゆくことにする。

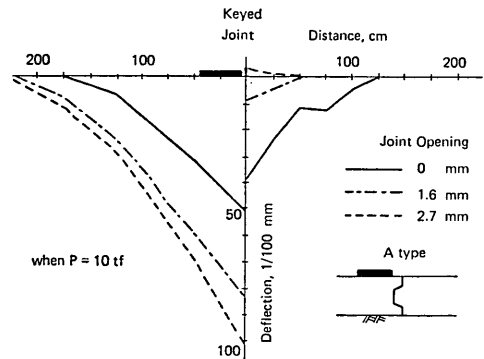
(1) のこみぞ目地およびかぎ型目地

a) コンクリート版表面のたわみ

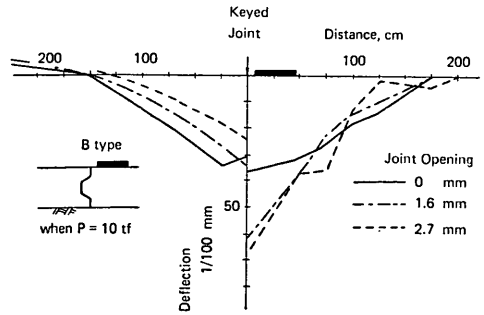
図-4.2 は目地幅が版表面のたわみ分布におよぼす影



(a) のこみぞ目地



(b) かぎ型目地 (A)



(c) かぎ型目地 (B)

図-4.2 コンクリート版のたわみ分布

コンクリート舗装の目地部における荷重伝達機能

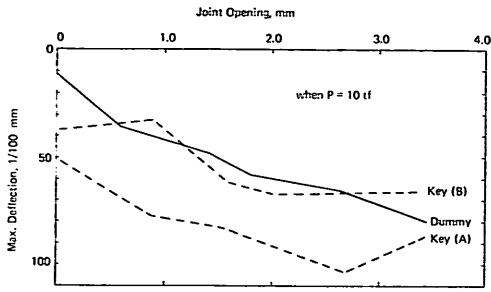


図-4.3 目地幅と最大たわみの関係(のこみぞ目地、かぎ型目地)

響を、また 図-4.3 は目地幅と最大たわみの関係を示したものである。いずれも目地に直角方向で、載荷重が 10 tf の時のたわみである。

図-4.2 より目地幅の増加とともに載荷側の版のたわみが増大し、逆に非載荷側の版のたわみが減少していることが読みとれる。そして載荷側の版に関しては、のこみぞ目地よりもかぎ型目地のたわみの方が概して大きいことも明らかである。

さらに 図-4.2 (b) (c) のかぎ型目地のたわみを比較すると、同じ目地幅でもかぎの凹部に載荷された場合と

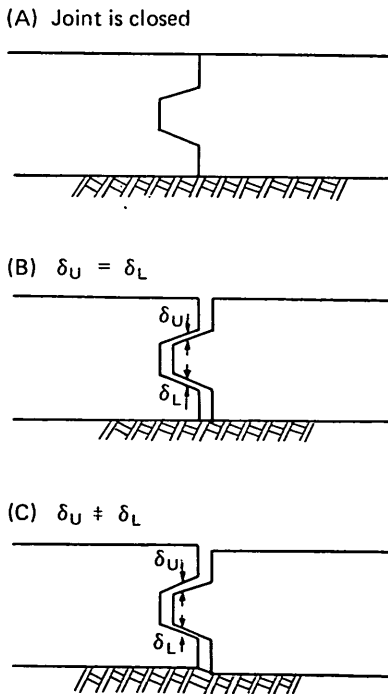
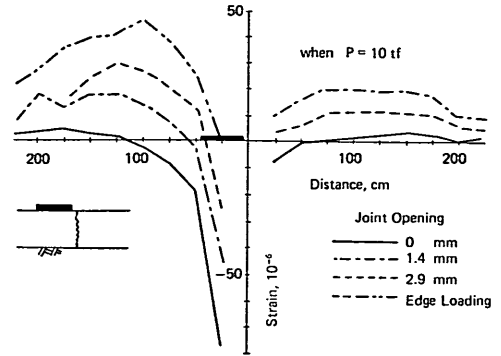
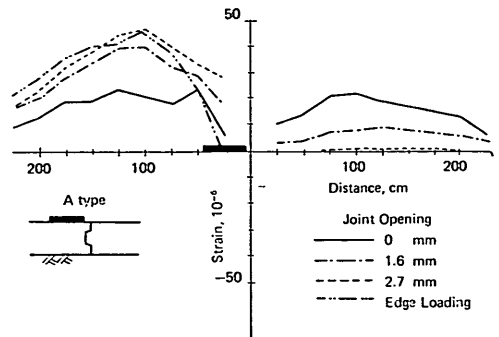


図-4.4 かぎ型目地の上下の隙間

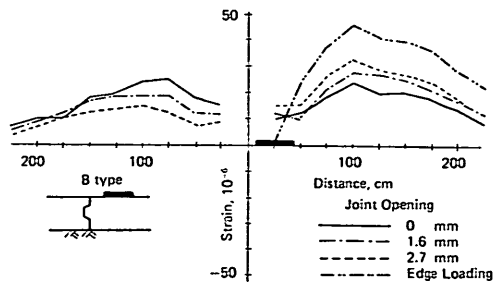
凸部側に載荷された場合とによってたわみ分布が大きく異なることがわかる。今回の結果では凸部側に載荷した場合の方が最大たわみが小さくなっている。これは 図-4.4 に示すように、目地幅の増加とともに、かぎの凹部と凸部の隙間の大きさが凸部の上下で等しくなくなり、上側の隙間の方が大きくなった結果と推定される。なお Ball ら²⁰⁾によって行われた目地部の挙動に関する数多くの実験結果でも、凸部側に載荷した方がその逆の場合よ



(a) のこみぞ目地



(b) かぎ型目地 (A)



(c) かぎ型目地 (B)

図-4.5 コンクリート版表面のひずみ分布(目地に直角方向)

りも良好な評価が与えられており、今回の試験結果を裏付けている。

b) コンクリート版表面のひずみ

図-4.5 に目地幅が目地に直角方向の版表面のひずみ分布におよぼす影響を示す。載荷重は同じく 10tf である。図-4.5(a) より、のこみぞ目地では荷重には正の曲げモーメント（版上面に圧縮ひずみを生じさせる曲げモーメント）が発生し、荷重から少し離れると負の曲げモーメント（版上面に引張りひずみを生じさせるような曲げモーメント）が発生していることがわかる。そして目地幅の増加とともに載荷側の版では正の曲げモーメントは減少し、負の曲げモーメントが増大して、次第に縁部載荷のひずみに近づいてゆくことがわかる。

これに対し、かぎ型目地では載荷側の版においても負の曲げモーメントしか発生しておらず、目地幅の増加とともに載荷側の版ではひずみが増大し、非載荷側では減少している。載荷側の版にも負の曲げモーメントしか発生しないというのは通常の版理論では説明のできない現象である。目地部と路盤の間に空隙が生じればこのような傾向にはなるであろうが、先に述べたように隣接するのこみぞ目地ではこのような現象は全くみられないため、路地との間の空隙をその主要原因と考えることは困難である。このような現象はコンクリート舗装の目地部でしばしば見られるものの²⁾、その理由はいまのところ不明である。

次に図-4.6 に目地に沿った方向のひずみ分布を示し、図-4.7 にその方向の最大ひずみと目地幅の関係を示す。このひずみは縁部載荷公式で計算される縁部に沿った方向のひずみに対応するもので、コンクリート版厚の設計にとって最もクリティカルに影響すると考えられているひずみである。やはり目地幅の増加とともにひずみも増

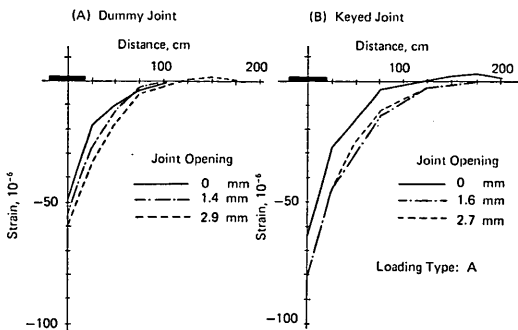


図-4.6 コンクリート版表面のひずみ分布（目地方向）

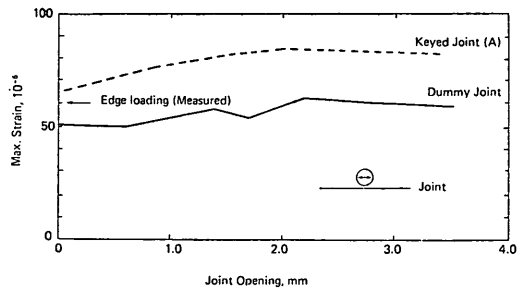


図-4.7 目地幅と最大ひずみの関係（目地方向）

加しているが、目地の開きが 2mm を越えるとひずみはほぼ一定値に近づいてくるようである。また、たわみの場合と同様、ここでもかぎ型目地の方に大きなひずみが発生していることがわかる。

c) 路盤上の垂直応力

土圧計はのこみぞ目地の下には埋設されていないため、ここではかぎ型目地についてのみ記述する。荷重直下の路盤垂直応力と目地幅の関係を図-4.8 に示す。こ

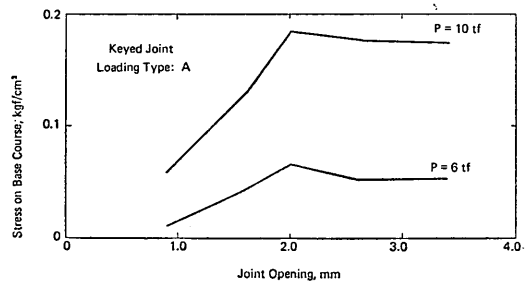


図-4.8 路盤上の垂直応力（かぎ型目地）

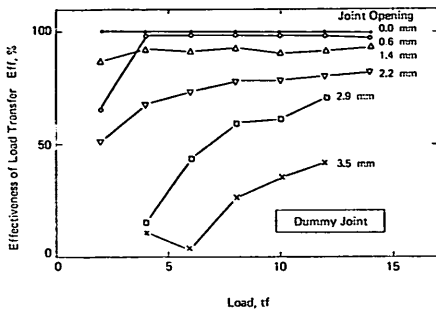
の図から、目地幅の増加とともに路盤応力も増大するが、図-4.7 に示したひずみの場合と同様に目地幅が 2mm を越えるとほぼ一定の値に落ち着いてくることがわかる。また、載荷重が大きくなるほど載荷重の増加ともなう応力の増分も大きくなり、非線形挙動を示していることも読みとることができる。

d) 荷重伝達率

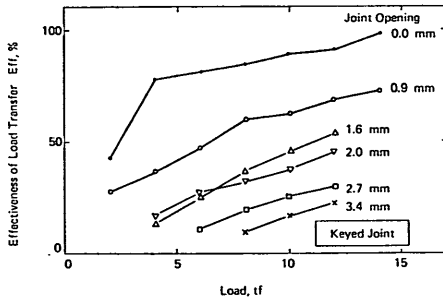
式(4.2)で定義した荷重伝達率と目地幅、載荷重の関係を図-4.9 に示す。かぎ型目地では a) で説明したような理由で凹部側載荷と凸部側載荷とでたわみ形状が大きく異なるため、ここにプロットした荷重伝達率はそれらの平均値を用いている。

いずれの目地も載荷重が大きくなると荷重伝達率も大きくなる。これは載荷重が小さいうちは載荷側の版のみがたわみ、非載荷側の版はほとんどたわまないのに対し、

コンクリート舗装の目地部における荷重伝達機能



(a) のこみぞ目地



(b) かぎ型目地

図-4.9 荷重の大きさと荷重伝達率の関係

載荷重が増大するにつれ両者が一緒にたわむようになるからである。この現象は静的荷重試験の結果であるが、Colleyら²³⁾の実施したのこみぞ目地における疲労試験の結果では、載荷重が大きいくほど載荷回数の増加にともなう荷重伝達率の低下は著しいようである。

また、のこみぞ目地では目地幅のせまい時には載荷重の大きさにかかわらず非常に良好な伝達率を保っている。なかでも目地幅が0の時は100%の伝達率を示しているが、これはこの時点ではのこみぞ目地においてまた十分なクラックが発生していなかったためであろう。このことは図-4.5(a)で目地幅が0の時に非載荷側の版にわずかではあるが正の曲げモーメントが発生していることから推定されることである。

載荷重が10tfの時の荷重伝達率と目地幅の関係を図-4.10に示す。のこみぞ目地の方が明らかに良好な荷重伝達率をもっていることがわかる。

以上のことを総合すれば、骨材のかみ合わせや目地部の凹凸のかみ合わせといった同様のメカニズムで荷重を伝達するのこみぞ目地とかぎ型目地では、目地部における静的荷重試験の結果から判断する限り、のこみぞ目地の方が優れているといえる。

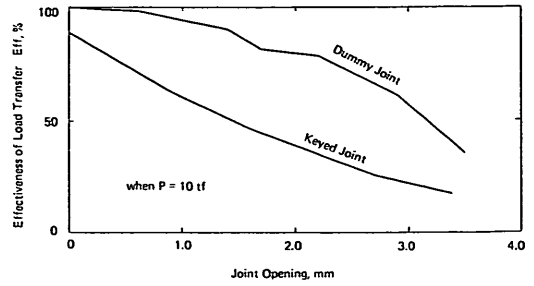


図-4.10 目地幅と荷重伝達率の関係 (のこみぞ目地, かぎ型目地)

(2) スリッパ目地

a) コンクリート版表面のたわみ

載荷重が10tfの時の最大たわみと目地幅の関係を図-4.11に示す。φ32, φ38 いずれのスリッパ目地とも目地幅の増加によるたわみの増加はわずかである。こ

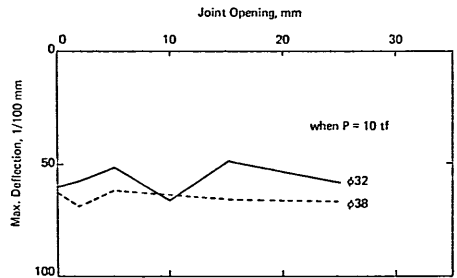


図-4.11 目地幅と最大たわみの関係 (スリッパ目地)

のことは図-4.3に示したのこみぞ目地やかぎ型目地での結果と大きく異なっており、スリッパの効果がよく現れている。

次に載荷側と非載荷側の版のたわみの差、つまり載荷時における目地部の段差を図-4.12に示す。0から25mmの目地幅の範囲においては、φ32, φ38のいずれも載荷重の増加にともなって段差も直線的に増加している。スリッパのこのような段差は4.2に述べたようなスリッパの支圧作用によるコンクリートの弾性変形がおもな要因であると考えられる。段差の増加割合はφ38を用いた目地の方が大きいようである。さらにφ32では目地幅が2から25mmの間では、同じ載荷重の時には段差もほぼ似通った大きさであるのに対し、φ38では目地幅が大きくなるほど段差も大きくなる傾向をもっている。

b) コンクリート版表面のひずみ

目地に直角方向のひずみ分布を図-4.13に示す。φ32,

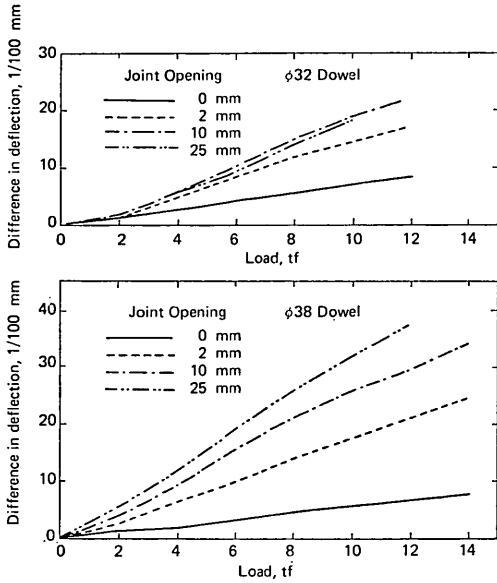
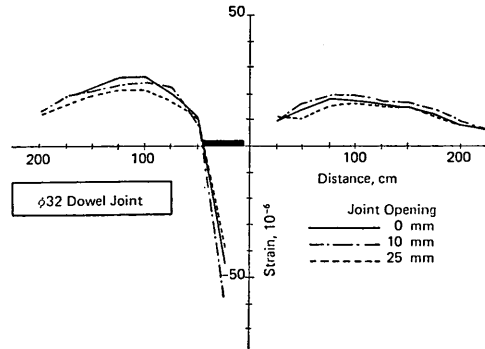
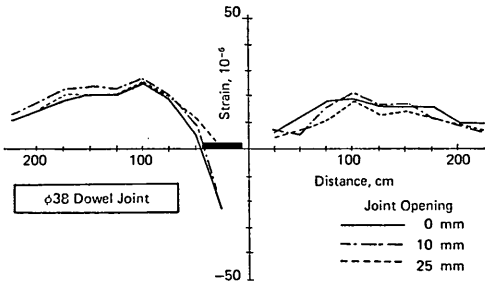


図-4.12 載荷時における目地部の段差



(a) $\phi 32$ スリッパ



(b) $\phi 38$ スリッパ

図-4.13 コンクリート版表面のひずみ分布 (目地に直角方向)

$\phi 38$ のいずれの目地も載荷板直下で正の曲げモーメント、少し離れたところで負の曲げモーメントが生じている。そして、かぎ型目地などと同様に非載荷側の版には負の曲げモーメントしか発生しておらず、スリッパといえどもせん断力のみで荷重を伝達し、曲げモーメントの伝達は期待できないことがうかがえる。また目地幅がひずみの大きさにおよぼす影響はのこみぞ目地やかぎ型目地ほど顕著ではない。

次に目地に沿った方向のひずみ分布を 図-4.14 に示し、そのうちの最大ひずみと目地幅の関係を 図-4.15 に示す。目地幅の増加とともにひずみも増大してゆき、ひ

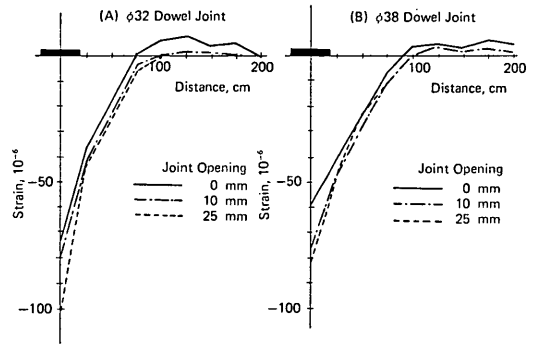


図-4.14 コンクリート版表面のひずみ分布 (目地方向)

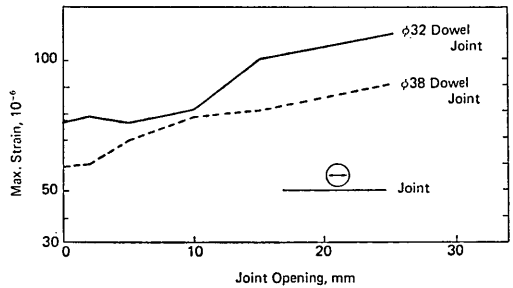


図-4.15 目地幅と最大ひずみの関係 (目地方向)

ずみの値は $\phi 32$ の目地の方が大きい。ただ、ひずみの絶対値をみると、図-4.6, 4.7 に示したのこみぞ目地などに比べて大きく、しかも 図-4.5 に示した自由縁部での測定値よりも大きいことがわかる。このような現象は一般的には考えられず、その理由はいまのところ不明である。

c) 路盤上の垂直応力

$\phi 32$ のスリッパ目地の下に埋設された土圧計の測定結果は 図-4.16 のとおりである。目地幅の増加とともに

コンクリート舗装の目地部における荷重伝達機能

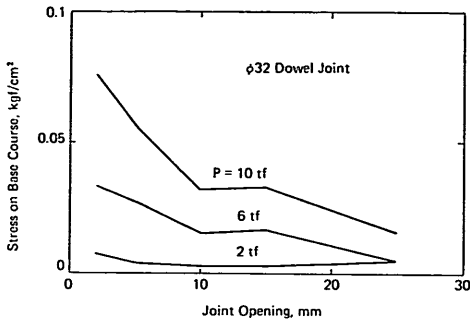
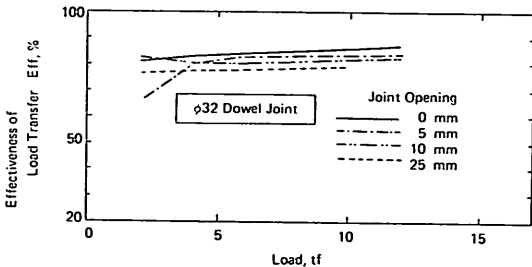


図-4.16 路盤上の垂直応力 (φ32 スリップパー目地)

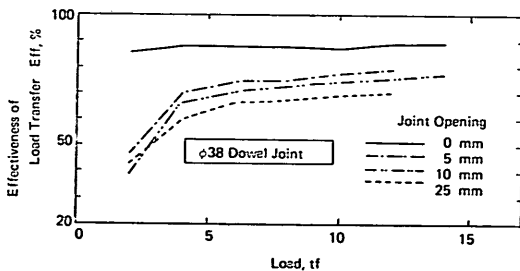
に載荷側のたわみはいくらかではあるが増加しているため (図-4.11 参照), 本来なら 図-4.8 に示したかき型目地の場合のように目地幅の増加とともに路盤上の垂直応力も増大するはずであるが, 図-4.16 はそれと全く逆の傾向を示している。これは目地を強制的に開いてゆくうちに, 土圧計を埋めもどした砂が乱れて正常な土圧測定ができなくなったためであろうと考えられる。

d) 荷重伝達率

荷重伝達率と載荷重の関係を 図-4.17 に示す。載荷重の増加につれて荷重伝達率はわずかに増加するのみで, 図-4.9 に示したのこみぞ目地などの場合と大きく異なっている。これはスリップパー目地の場合には, のこみ



(a) φ32 スリップパー目地



(b) φ38 スリップパー目地

図-4.17 荷重の大きさと荷重伝達率の関係

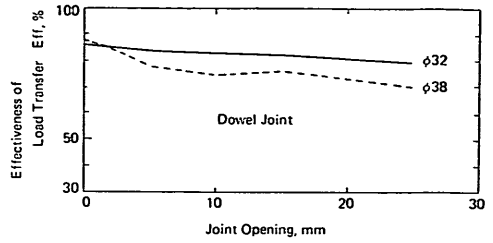


図-4.18 目地幅と荷重伝達率の関係 (スリップパー目地)

ぞ目地などの場合と違って目地が開いても目地をはさんだ2枚の版の深さ方向に明らかな空隙があるわけではなく, a) で述べたようにスリップパーの支圧応力 (これは載荷重に比例するとみなせる) によるコンクリートの弾性変形が段差の主な要因になっていることに起因するためであろう。

目地幅と荷重伝達率の関係を 図-4.18 に示す。図から明らかなように目地幅が 25 mm まで開いても φ38 で 70%, φ32 では 80% もの荷重伝達率が確保されている。

e) スリップパーのひずみ

荷重直下の φ32 のスリップパーのひずみ分布を 図-4.19 に示す。スリップパーのひずみは目地幅の増加と

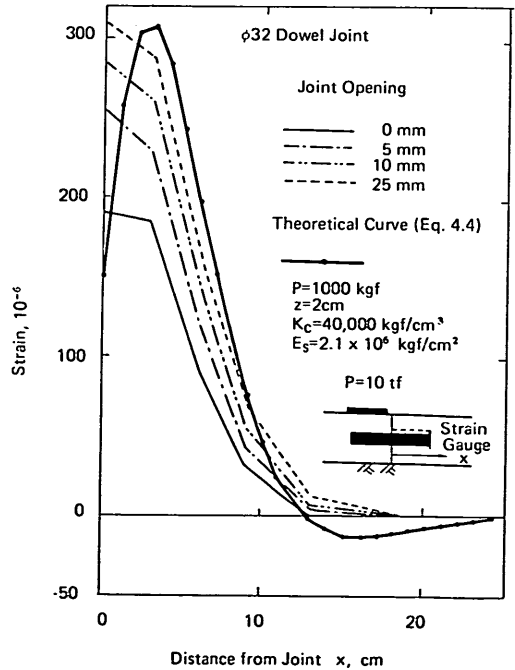


図-4.19 スリップパーのひずみ分布 (φ32, 荷重直下)

ともに大きくなっていることがわかる。同図中には式(4.4)で $P=1000 \text{ kgf}$, $z=2 \text{ cm}$ ($M_0=-1000 \text{ kgf}\cdot\text{cm}$) とおいて得られる理論解も併記してあるが、最大ひずみの発生位置は異なるものの、実測値と理論解はよく似た形状を示しているといえよう。

次にスリッパ群としての挙動を知るために、荷重から離れた位置のスリッパの最大ひずみをプロットしたものが図-4.20である。ここにプロットした値は $\phi 32$ のものでいずれも各スリッパにおける最大値である。これによると載荷点から離れるにしたがい、スリ

ッパのひずみは直線的に減少している。そして(a)図のような載荷状態では目地幅が変化しても最大ひずみの変化率は一定であるのに対し、(b)図のような載荷では目地幅の増加とともにその変化率も大きくなっている。この傾向は、 $\phi 38$ でも同様であった。また、載荷点から 200 cm 離れたスリッパでは、目地幅がせまいうちは載荷側、非載荷側ともにスリッパの上面で圧縮ひずみつまり正の曲げモーメントが生じているのに対し、目地幅が広がってくると負の曲げモーメントが発生するようになる。いずれにしろ、載荷点からかなり離れたスリッパも荷重伝達に寄与していることがうかがえ、スリッパの設計で一般に考えられている『載荷重から剛比半径 l の 1.8 倍の距離以内のスリッパが荷重伝達を受けもち、その程度は荷重から離れるにしたがい直線的に減少する』という仮定¹⁹⁾はほぼ妥当であると考えられる。

4.4 目地部の挙動に関する有限要素解析

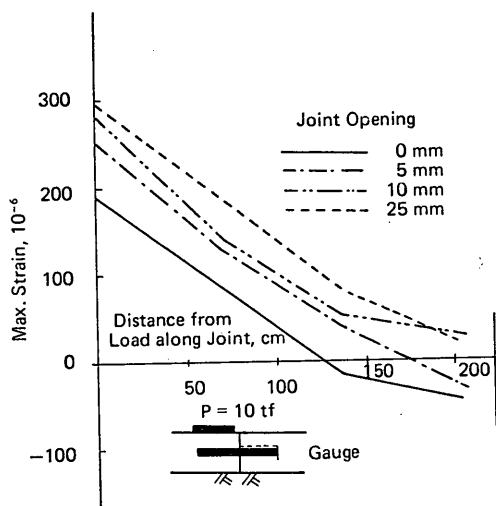
4.3 に述べた試験結果から、コンクリート版の目地部の挙動がおおよそ明らかになったので、本節においては2.2で説明した有限要素法を用いて解析を加えてゆく。なおここで用いた有限要素法は Winkler 地盤上の版に関するものである(ただし、4.4(1) b)は除く)。なお弾性地盤上の版との比較や古典理論との比較は付録Bに記す。

(1) のこみぞ目地およびかぎ型目地

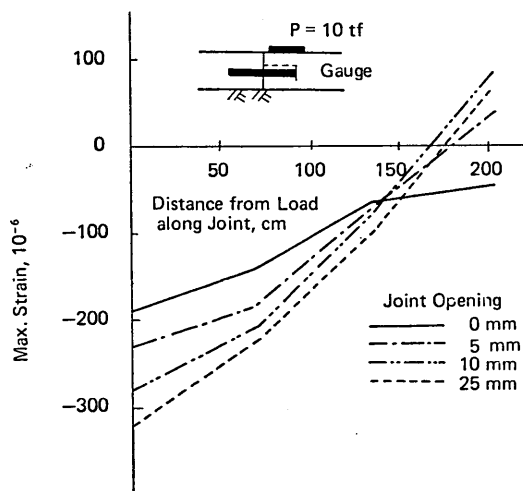
a) 荷重伝達効果

これらの目地に関しては図-4.21のように要素分割した。また材料定数として、コンクリートの弾性係数は $300,000 \text{ kgf/cm}^2$ 、ポアソン比は 0.2 を用いた。

まず版厚と路盤 K 値を今回の試験舗装と同じく 27 cm および 9 kgf/cm^3 とした条件下で、2.2で説明した



(a) 非載荷側の版のスリッパ



(b) 載荷側の版のスリッパ

図-4.20 スリッパの群効果 ($\phi 32$)

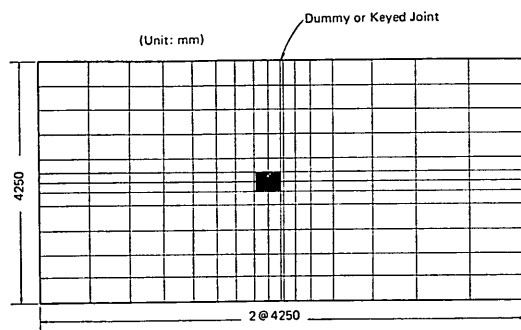


図-4.21 有限要素解析のための要素分割 (のこみぞ目地、かぎ型目地)

コンクリート舗装の目地部における荷重伝達機能

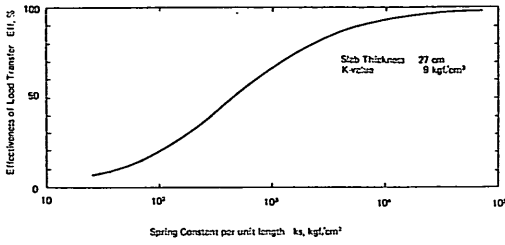


図-4.22 目地要素のパネ定数と荷重伝達率の関係

単位長さあたりのパネ定数 k_s を変化させて計算された荷重伝達率を図-4.22に示す。この図から、パネ定数が大きくなれば荷重伝達率も大きくなり、しかもその変化率は k_s が 10^2 から 10^4 kgf/cm² の範囲で大きいことがわかる。

さらに版厚や路盤 K 値を変化させながら多くの数値計算を行った結果を図-4.23, 4.24に示す。これらの図からパネ定数が一定の条件のもとでは、版厚や路盤 K 値の増加とともに荷重伝達率が減少することがわかる。これは Colley ら²²⁾の室内試験の結果が、版厚や路盤 K

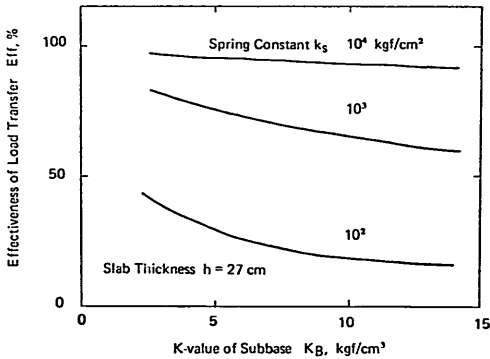


図-4.23 路盤支持力係数と荷重伝達率の関係

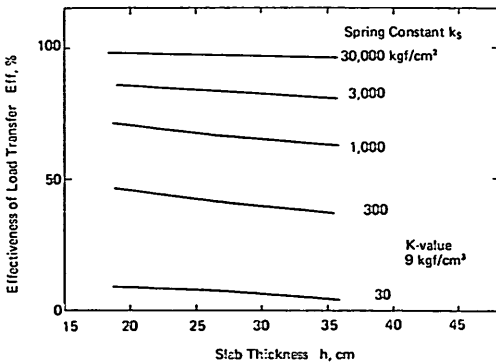


図-4.24 コンクリート版厚と荷重伝達率の関係

値の増加とともに目地効果も増加することを示しているのと一見矛盾するように見えるが実はそうではない。というのは図-4.23, 4.24に示した k_s は、荷重伝達率だけでなく版厚や路盤 K 値によっても変化するものだからである。つまり Colley らが述べているように荷重伝達率は版厚や路盤 K 値によって変化するため、荷重伝達率の関数である k_s も版厚や路盤 K 値の関数であると考えればよい。

なお、Tabatabaie ら¹⁹⁾が行っているように、路盤 K 値と剛比半径 l の積を新しいパラメーターとすると、図-4.23, 4.24の結果は図-4.25のようにすっきりした形にまとめることができる。

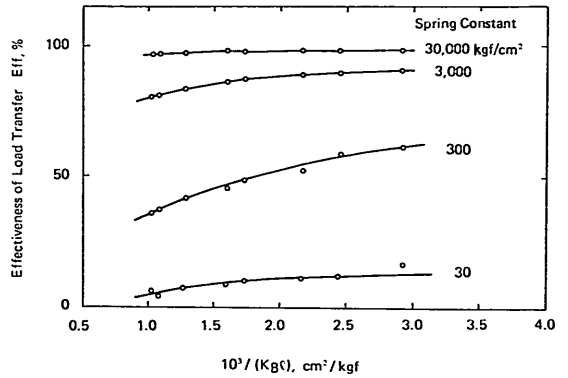


図-4.25 $K_s l$ と荷重伝達率の関係

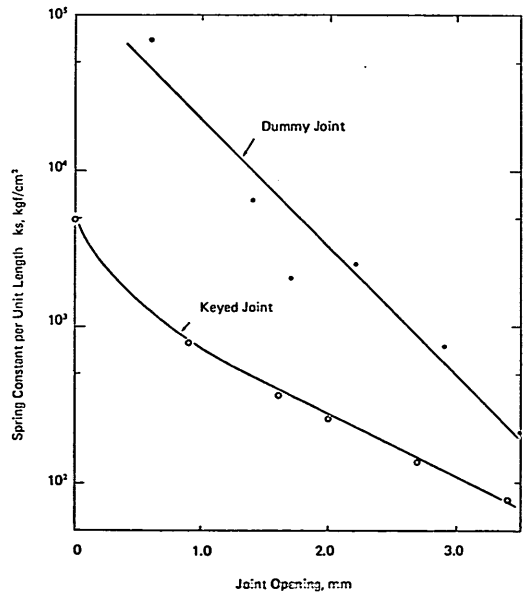


図-4.26 目地幅とパネ定数の関係

次に図-4.10ですでに得られている試験舗装での目地幅と荷重伝達率の関係と、図-4.22とを利用して得られる目地幅とバネ定数との関係を図-4.26に示す。容易に予想されるように、目地幅の増加とともにバネ定数は減少し、またのこみぞ目地よりもかぎ型目地のバネ定数の方が小さいことがわかる。

さらに図-4.26を利用して得られるある目地幅に対応するバネ定数を用いて、載荷試験の荷重条件のもとでのたわみ、ひずみを計算し実測値と比較した1例を図-4.27に示す。その計算手法からわかるように、計算された荷重伝達率は測定値と等しくなるが、たわみ、ひずみとも実測の方が大きい。しかし、その分布形状に関しては両者は似通った傾向を示していることがわかる。

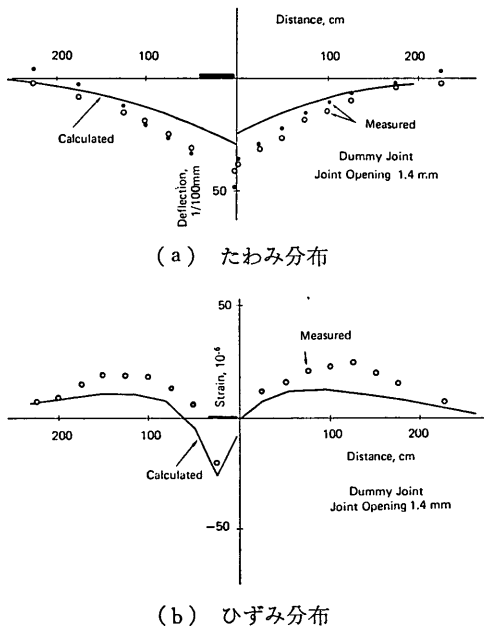


図-4.27 実験結果と有限要素解析の結果の比較 (のこみぞ目地, 目地幅 1.4 mm)

b) かぎ型目地における応力集中

かぎ型目地の破損例が最近しばしば報告されている^{21), 23)}。そのため米国においてはかぎ型目地はなくす方向にあるようである²⁴⁾。今回の試験結果も、のこみぞ目地に比較してたわみ、ひずみともに大きな値を示しており、それらの傾向を裏付けている。

かぎ型目地のもつこのような短所は、目地幅の増加とともに2枚の版が離れてしまうこと、かぎ部において応力が集中するためであろうと推定されている。この

うち前者については4.3の結果からも明らかであるが、後者についてははっきりした裏付けがないため、ここでは応力集中に関する検討を試みる。

本来目地部における応力集中を解析するためには三次元の応力解析が必要となるが、経済的ではないため、ここでは平面ひずみ問題としてとらえ有限要素解析を実施した。なお電算プログラムは港湾技術研究所計算センターに登録されているISAP-6を利用した。また計算条件としてはコンクリートの弾性係数 300,000 kgf/cm²、ポアソン比 0.2、版厚 40 cm、路盤の弾性係数 400 kgf/cm²、ポアソン比 0.35 を仮定し、荷重強度は 13.3 kgf/cm² を用いている。

目地部から 47.5 cm 離れた位置に長さ 15 cm の等分布荷重が載荷された時の応力分布を、のこみぞ目地とかぎ型目地について図示したものが図-4.28である。なお載荷側の版が非載荷側の版から受ける反力 R としては 100 kgf、つまり荷重外力 P の半分を仮定している。のこみぞ目地においてはこの反力を深さ方向に4つに分け

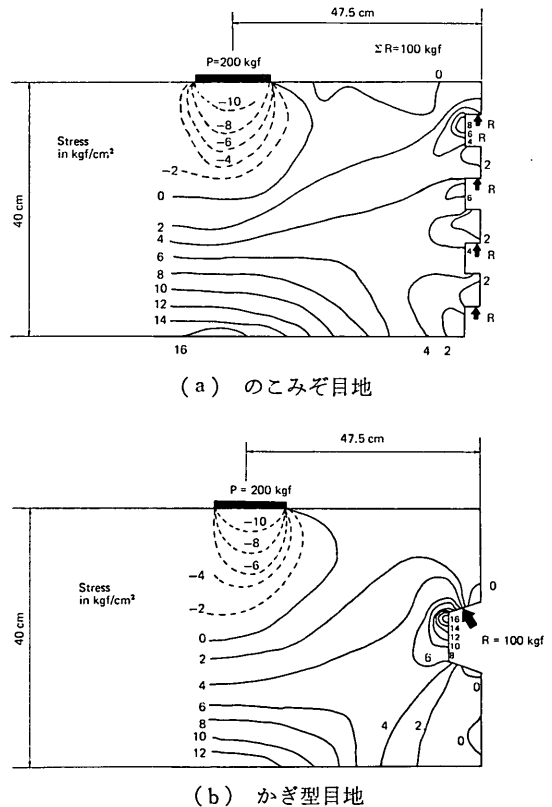


図-4.28 目地部における応力集中 ($R=0.5P$)

て作用させ、またかぎ型目地では凹部の上側に集中して作用させた。その結果、両者とも目地部において応力集中がみられ、なかでもかぎ型目地ではそれが著しく、荷重直下の版底面に発生する値以上の曲げ引張り応力が生じていることがわかる。

次に、非載荷側の版からの反力を先の半分の 50 kgf にした時のかぎ型目地における計算結果を図-4.29 に示

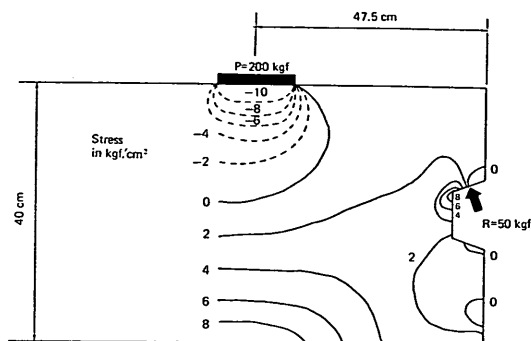


図-4.29 目地部における応力集中 (かぎ型目地, $R=0.25P$)

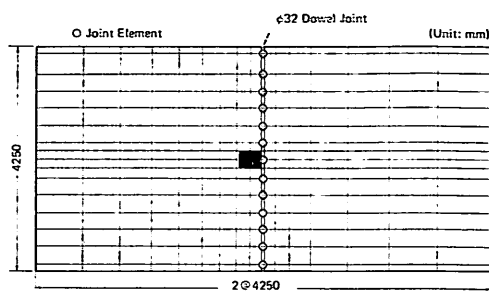
す。これは目地の荷重伝達率が低下したことを表わすものであるが、図-4.28(b)と比較して目地部での応力集中がかなり低減するようである。これは、荷重伝達率が大きいことは目地部の版下面の応力に関して望ましいことである反面、目地部における応力集中に対しては逆にきびしく作用することを示している。かぎ型目地の凹部が自由縁部にきた場合、このような応力集中は起き得ないことから、これは明らかである。

以上のことから、計算のためにかなりの単純化を行っているため計算値そのものの厳密な議論はできないが、せん断力によって荷重伝達を行うのこみぞ目地とかぎ型目地を比較すると、かぎ型目地の方が応力集中が大きく、しかも荷重伝達が良好な時ほどその影響も大きいことになり、かぎ型目地の破損のひとつの原因となり得ることがわかる。

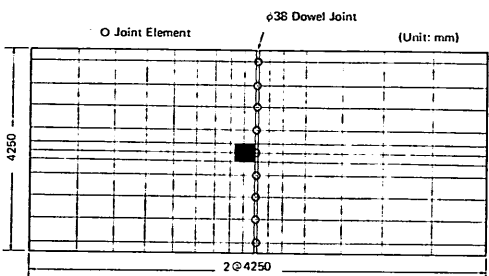
(2) スリップバー目地

スリップバー目地の荷重伝達率を解析するためには、スリップバーが設置されている箇所を要素分割点とする方が合理的であるので、 $\phi 32$ と $\phi 38$ のスリップバー間隔に応じて図-4.30のように分割した。

スリップバーのモデル化のひとつとして図-2.2のような棒要素を用いる考えがあるが、棒要素を用いると目地が開いた状態でもほぼ 100% の荷重伝達率が計算されてしまい、図-4.18 のような傾向を再現することができ



(a) $\phi 32$ スリップバー目地



(b) $\phi 38$ スリップバー目地

図-4.30 有限要素解析のための要素分割

なかった。そこで式 (4.7) を変形し、

$$\frac{P}{y_0} = \frac{4\beta^3 EI}{2 + \beta z} = K_s \quad (4.9)$$

と表わすことにより、スリップバーも一次元弾性バネで近似することにした。このバネ定数がのこみぞ目地などの場合と異なるのは、のこみぞ目地では目地に沿った方向に連続してバネが連らなり計算の段階で近似的に節点に集中させたのに対し、スリップバー目地では最初から目地部のスリップバーの位置の節点に式 (4.9) で表わされる K_s が集中していることである。

いまコンクリートの支持力係数を $40,000 \text{ kgf/cm}^2$ 、目地幅を 1 cm 、そスリップバーの弾性係数を $2,100,000 \text{ kgf/cm}^2$ として $\phi 32$ 、 $\phi 38$ に対する K_s を計算するとそれぞれ $250,000$ および $340,000 \text{ kgf/cm}$ となった。これらの値をそれぞれスリップバーの間隔で除して、のこみぞ目地などのように単位長さあたりのバネ定数に直すとそれぞれおよそ $7,200$ および $6,700 \text{ kgf/cm}^2$ となる。これから図-3.22を用いて荷重伝達率に変換すると両目地ともおよそ 90% となり、実測値の 83 および 75% と比較して大きな値となる。これはスリップバーの移動面に塗ったグリースやその上からかぶせたビニールカバーが変形することによって、目地要素のみかけのバネ定数

は実際にはもっと小さく評価されねばならなかったためと考えられる。

ちなみに実験で得られている版の段差の 1/2 をコンクリートの弾性変形量〔式 (4.9) の y_0 〕と仮定して P を逆算し、さらに式 (4.8) を用いて支圧応力を計算すると約 300 から 600 kgf/cm² となる。コンクリートの許容支圧応力度としては一般に 120 kgf/cm² が採用されているが、今回の実験では目地部の破損は確認されていないため、300 から 600 kgf/cm² と計算された支圧応力は過大と考えてよいだろう。このことはコンクリートの支持力係数 K_0 を過大に評価し、またその関数である β を介して式 (4.9) を過大に評価していたためと考えられる。

では、コンクリートの支持力係数としてはどのような値を仮定すれば、実験で得られている荷重伝達率を再現することができるであろうか。次のような手順で支持力係数の逆算を試みた。

- ① まず図-4.18 を用いて、ある目地幅に対応する荷重伝達率を読み取る。
- ② 次に図-4.22 を利用して、その荷重伝達率に対応する単位長さあたりのバネ定数 k_s を求める。
- ③ この k_s にスリッパ間隔を乗じる。ここで得られた値は式 (4.9) の K_0 に相当する。
- ④ 式 (4.9) に、スリッパの弾性係数 E 、断面 2 次モーメント I 、目地幅 z を代入して β を計算する。
- ⑤ 4.2 を参照し、 β を表わす式に既知の値を代入することによってコンクリートの支持力係数 K_0 を求めることができる。

このようにして得られた K_0 を図-4.31 に示す。この図より、実測結果を忠実に再現するためには K_0 は一定値ではなく、実は目地幅やスリッパの種類によって変化させる必要があることがわかる。ちなみに K_0 を一定にすると目地幅が 0 から 25 mm まで変化しても荷重伝達率は約 2% しか低下しないという結果が得られる。そのため、図-4.18 に示される荷重伝達率の変化を計算から得るには K_0 を初めに仮定した 40,000 kgf/cm³ よりも下げる必要があるわけである。しかしさいわいなことに、目地幅が 10 mm を越えると K_0 はほぼ一定値に落ちつくようであるため、将来荷重伝達率の概念を用いてスリッパ目地の設計をしてゆくためには、その値を用いてゆけばよいであろう。ただし、それらの値は理論的には路盤の支持力係数や版厚の影響を受けないはずであるものの、同じく影響を受けないはずのスリッパ

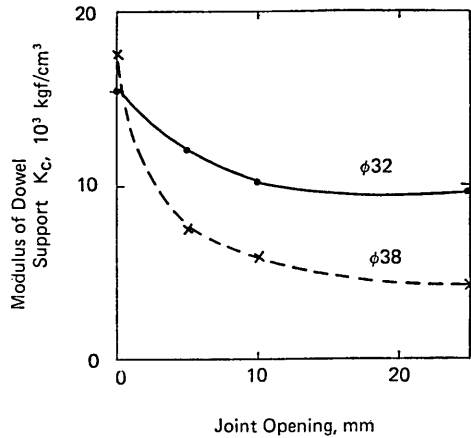


図-4.31 目地幅とコンクリートの支持力係数の関係

の径の影響を受けていることを考慮すれば、今後の検討が必要であろう。

5. コンクリート版厚の合理的な設計への応用

これまで、コンクリート舗装の目地幅が版の挙動におよぼす影響が明らかになり、また目地部での荷重伝達の不連続性を表わすバネ要素のバネ定数を適切に与えることによって有限要素解析も可能であることが示された。本章では、目地部での荷重伝達効果を考慮に入れたコンクリート舗装版厚の設計法に有限要素解析を利用してゆくことの可能性を検討する。

5.1 バネ定数の合理的表示

4.4 で示したように、有限要素解析において目地効果を表わすバネ定数は、単に荷重伝達率 E_{ff} のみならず、版厚や路盤支持力係数 K_B の関数でもある。このため、有限要素解析の適用性を一般化するためには、まず目地要素のバネ定数の値を表わす関数形を定めておくのが便利である。さいわい図-4.25 に示したように版厚や K_B の効果は剛比半径 $l \times K_B$ というパラメーターにまとめられるようなので、ここではバネ定数を $l \times K_B$ と E_{ff} の関数として表わすことにした。実際にこれらの関係を理論的に表わすことは非常にむづかしいため、ここでは多くの数値計算の結果に多変量解析の手法を適用して関数形を定めることにした。

解析の結果、バネ定数 k_s は 0.99 の相関係数で次式のように表わすことができた。

$$\log k_s = a - 0.27 \left(\frac{10^8}{l K_B} \right) \quad (5.1)$$

ここに a は E_{ff} の関数で

$$E_{ff} < 80\% \text{ のとき } a = 1.775 + 0.025E_{ff}$$

$$E_{ff} \geq 80\% \text{ のとき } a = 17.9 - 0.378E_{ff} + 0.00252E_{ff}^2$$

となる。

上式は単輪荷重が目地に接して片側の版に荷重された条件のもとに計算されたものであるが、複輪や複々車輪についてもほぼ満足すべき精度で利用できる。もし特殊な車輪配置などが原因で、式 (5.1) から求めた k_s を用いた有限要素解析の結果が、予期した E_{ff} とかけ離れているような場合には、 k_s を変えて数ケースの計算を行い、その結果を内挿すれば十分であろう。

式 (5.1) は、舗装の路盤支持力係数と剛比半径、荷重伝達率と与えられれば、のこみぞ目地、かぎ型目地、スリッパ目地のいずれにも適用可能である。ただしこのうちスリッパ目地については、コンクリートの支持力係数 K_0 が合理的に得られれば、荷重伝達率の代わりに K_0 を利用して 4.4(2) に述べた方法でバネ定数 K_s を推定することもできる。

5.2 荷重伝達率を考慮した版厚設計曲線

本節では目地部における荷重伝達の不連続性を考慮した場合、中央荷重公式をもとにした従来の版厚設計曲線がどのような位置づけになるかを検討する。

ここでは具体的な機種として大型ジェット旅客機のひとつである DC-10-10 (満載時総重量 196.4 tf, 同脚荷重 92.3 tf, タイヤ接地圧 12.5 kgf/cm²) を選び、荷重条件としてコンクリート版の応力に関して最もきびしい条件になる縦目地に沿って走行する場合²⁴⁾を選んだ。なおコンクリートの弾性係数としては 350,000 kgf/cm², ポアソン比として 0.15 を仮定し、図-5.1 に示すように 7.5 m × 7.5 m の版 6 枚が 7 kgf/cm³ の支持力係数をもつ路盤上にある場合を考えた。

版厚と荷重伝達率を変化させて計算された目地の長さ方向の曲げ応力を 図-5.2 に示す。同図には荷重伝達率が 0 の場合つまり自由縁部に荷重された場合と、従来の設計法の基礎になっている中央部荷重の場合もあわせて示されている。なお中央部荷重における最大曲げ応力の方向はタイヤ接地面の長軸に沿った方向に発生するわけではない²⁵⁾が、ここでは他の計算例との整合性をはかめるために長軸に沿った方向の応力を示してある。そのためここに示した中央部荷重時の応力は現行の設計法に用いられているものよりもやや小さい値を示していることになる。

図-5.2 からわかるように、中央部荷重状態の曲線が

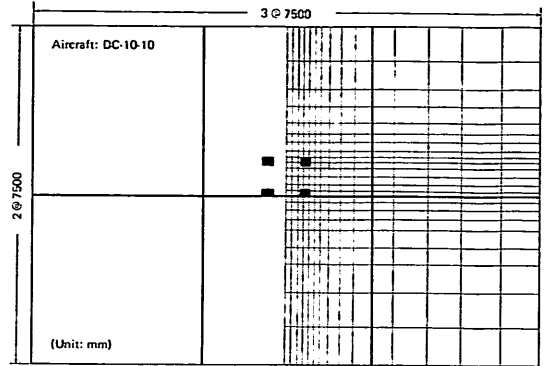


図-5.1 DC-10-10 による応力解析のための有限要素分割

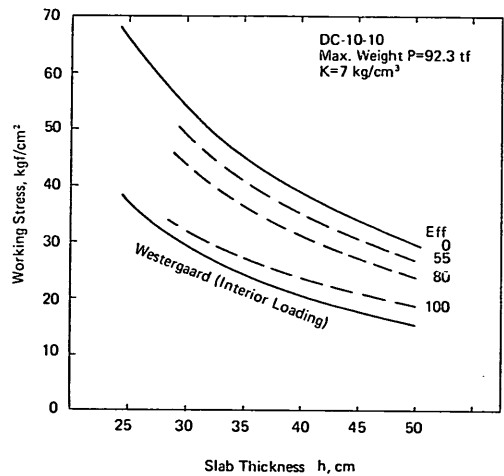


図-5.2 曲げ応力におよぼす版厚と荷重伝達率の影響

最も下に位置し、荷重伝達率の低下とともに曲げ応力は増加し次第に縁部荷重の状態に近づいていく。また、荷重伝達率が 100% の場合も、目地を横切るモーメントの伝達を無視しているために、中央部荷重の場合よりも大きな応力が発生していることもわかる。

現行のわが国の空港コンクリート舗装版厚設計の考え方は、コンクリート中に発生する曲げ引張り応力度が、コンクリートの設計基準曲げ強度 (50 kgf/cm² を標準としている) を安全率 (3,500 カバレッジ以下に対して 1.7, それ以上に対し 2.0) で割って得られる許容曲げ引張り応力度を越えないように版厚を決めようとするものである。今回の実験から明らかのように、目地幅の増加とともに荷重伝達率は減少しているため、現行の設計法で採用している 1.7 とか 2.0 といった安全率は実際

には期待しえない値であるということができよう。つまり、コンクリートの疲労抵抗性や温度応力の影響だけを安全率に含め、その安全率に 1.7 とか 2.0 を与えようとすれば、現行よりも厚い版厚が必要になってくる。

一方、米国の連邦航空局 (Federal Aviation Administration, FAA) では、それまでの設計法によって設計された版厚が十分でなかったことを考慮し、従来中央部載荷公式で行っていた設計を縁部載荷公式で行うように、1978 年にその設計法を改訂している²⁵⁾。ただし目地部での部分的な荷重伝達を期待しているため、自由縁部での曲げ応力をその 75% にまで減じた値を設計に用いている。図-5.2 を図-5.3 のように書き直すと、FAA 法

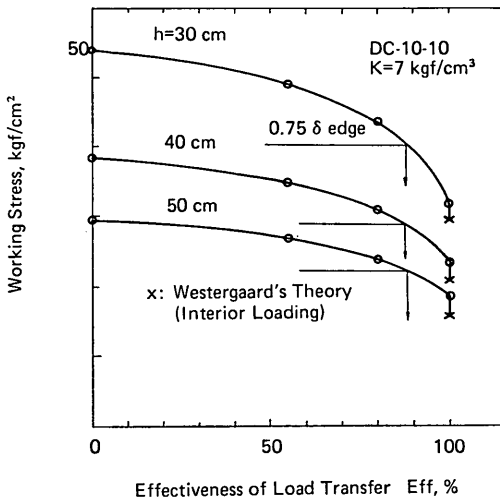


図-5.3 荷重伝達率と曲げ応力の関係

で用いられているような、縁部載荷応力の 75% の応力度は、荷重伝達率が 88~89% の時に対応することがわかる。

なお、図-5.3 の応力をひずみに直して、荷重伝達率とひずみの関係として図示したものが図-5.4 である。同図中には、図-4.7 と図-4.10 から得られるのこみぞ目地とかぎ型目地の荷重伝達率~ひずみの関係の実測値もプロットしてある。舗装構造や荷重条件が異なるため、計算値と実測値そのものを比較することは意味がないが、図-5.4 より、荷重伝達率の低下にともなうひずみの増加の計算値の傾向は、その変化率に関しても実測値の傾向をよく近似していることがわかる。このことは、コンクリート版に発生する応力(またはひずみ)を用いて版厚を設計する方法において、ひずみではなくたわみを用いた荷重伝達率をパラメーターとして目地効果

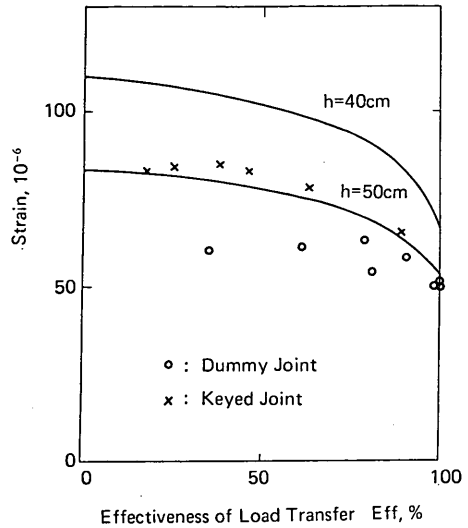


図-5.4 荷重伝達率と版のひずみの関係に関する計算値と実測値の比較

を判定することができることを示している。

さて、式(4.2)で定義した荷重伝達率の分母、すなわち載荷側と非載荷側の版のたわみの平均値、を本節での計算例を利用して表わすと表-5.1 のようになる。これから、版厚一定の条件下では、荷重伝達率が 100% から 0% にまで変化しても 2 枚の版のたわみの平均値はほぼ一定となることがわかる。4.1 で述べたように、これが式(4.2)を荷重伝達率の定義として採用した理由である。

表-5.1 載荷側の版と非載荷側の版のたわみの平均値

版厚 h , cm	荷重伝達率 E_{ff} , %	$(d_1 + d_2)/2$ cm
30	100	0.104
	85	0.105
	55	0.105
	0	0.106
40	100	0.0833
	85	0.0841
	55	0.0848
	0	0.0857
50	100	0.0680
	85	0.0693
	55	0.0705
	0	0.0713

5.3 今後の版厚設計法への適用性

本報文でこれまで取り扱ってきた実験結果、解析結果および文献調査の結果を総合することによって、今後空港コンクリート舗装版厚の合理的な設計法を目指す場合のひとつの方向を概念的に示してみたい(図-5.5)。

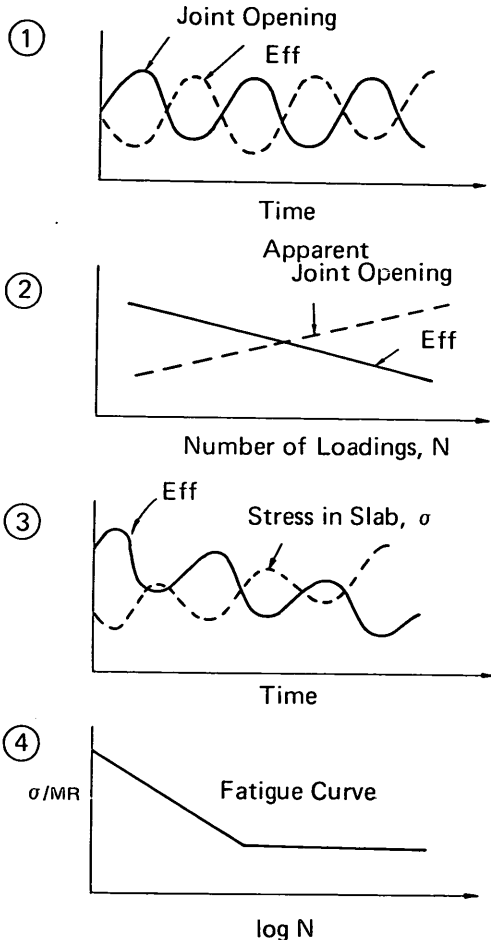


図-5.5 コンクリート舗装版厚の合理的設計法のために必要な概念

- ① 膨張目地, 収縮目地を問わず, 目地幅は年周期で5から10mm, 日周期でも数mmのオーダーで変動する²⁶⁾。このことは本報文のこれまでの結果から, 荷重伝達率も季節や時刻によって変化することを表わしているといえる。
- ② 目地幅が一定の条件下でも, 繰返し荷重を受けると目地部の劣化によって荷重伝達率は次第に低下する²⁷⁾。このことは, 繰返し荷重によってみかけ上目

地幅が増加することと等価である。

- ③ 必ずしも容易ではないが, (1)と(2)を組み合わせることによって, 設計期間中の荷重伝達率の変化を予測する。これをいくつかの期間に分割し, それぞれを代表する荷重伝達率を選び, 5.1, 5.2で述べたような手法で, 各期間, 各航空機に対応する曲げ応力を計算する。
- ④ 荷重によるこのような応力に, 別に計算した温度応力を重ね合わせた全応力をコンクリートの疲労曲線に代入して疲労抵抗を算出し, この値をすべての航空機, すべての期間について加え合わせた合計が1.0以下になるように版厚を設計する。

これらのうち, 特に③, ④を厳密に実行することは煩雑かつ困難であり, その精度にも疑問が残るとすれば, ③において設計期間中を代表する荷重伝達率を採用して設計荷重による応力を計算し, あとは現行法と同様に適切な安全率で処理することも考えられる。

いずれにしろ, コンクリート舗装版厚のより合理的な設計のためには, 目地部における荷重伝達の不連続性を考慮してゆく必要がある。そのためにはとりあえず以下の点について実験的に明らかにしておく必要がある。

- (1) 目地幅の増加にともなう荷重伝達率の低下は, 版厚や路盤支持力によって変化すると考えられる。これらの影響を把握するための実測値を収集すべきである。
- (2) 同じ舗装構造, 目地の状態でも, 荷重の大きさによって荷重伝達率が変化するため, 両者の間の関係を明らかにしておくことが望まれる。これは既設のコンクリート舗装における荷重伝達率を実測する時に用いる荷重の大きさの選定のためにも重要である。
- (3) 目地幅の増加による荷重伝達率の低下と, 繰返し荷重による荷重伝達率の低下を合理的に重ね合わせる手法を確立することが望ましい。

6. 結 論

これまでに取扱ってきたことや明らかになってきたことをとりまとめ, 本報文の結論とする。

- (1) 4.25m四方のコンクリート版4枚からなる試験舗装を製作し, 4種類の目地構造の目地幅を変化させながら載荷試験を実施した。目地の種類はのこみぞ目地, かぎ型目地, およびφ32, φ38の鋼棒を用いた2種類のスリップバー目地である。[3.1, 3.2]
- (2) 目地効果を相対比較するためのパラメーターとして式(4.2)で表わされる荷重伝達率を用いてゆくことに

した。さらに式(4.2)が目地効果を表現するパラメーターとしてもつ特長やその妥当性について考察した。

[4.1, 5.2]

- (3) のこみぞ目地とかぎ型目地については、目地幅の増加とともに載荷側の版のたわみやひずみが増加し、非載荷側で減少し、目地効果が低下した。のこみぞ目地では 3.5mm、かぎ型目地では 2.0mm の目地幅で荷重伝達率は 40% にまで減少した。この試験結果からは、のこみぞ目地よりもかぎ型目地の方が供用性が悪いものと判断できる。[4.3(1)]
- (4) スリッパ目地では目地幅を 25mm まで開いても、荷重伝達率は $\phi 32$ で 80%、 $\phi 38$ で 70% まで低下するのみで、スリッパの効果が確認された。ただし、コンクリート版のひずみ分布から判断すれば、スリッパ目地でも曲げモーメントはほとんど伝達しないようである。またスリッパのひずみからみると、『載荷点から 1.8l の間にあるスリッパまでが荷重伝達に寄与する』という、スリッパ設計のための仮定は妥当であると判断される。[4.3(2)]
- (5) 目地部における荷重伝達の不連続性を 1 次元パネ要素で表わすことによって、コンクリート舗装解析のための有限要素解析プログラムを作成した。このプログラムは、適切なパネ定数を与えることによって試験結果をよく近似することができる。[2.2, 4.4]
- (6) パネ要素のパネ定数を、荷重伝達率、剛比半径、路盤支持力の関数として表現した。[5.1] さらにスリッパ目地に対しては式(4.9)で定義されるパネ定数を利用することもできるが、コンクリートの支持力係数の選択には注意を要することがわかった。[4.4(2)]
- (7) これまでに破損例がしばしば報告されているかぎ型目地の挙動を平面ひずみ問題として解析した結果、目地部に応力集中があることが明らかになった。[4.4(1)]
- (8) 目地部の荷重伝達率を変化させつつ有限要素法を用いることによって、実際の航空機荷重による曲げ応力と版厚の関係を示した。その結果、中央部載荷公式をもとにした従来の設計法では、そこで仮定されているような安全率は期待しえないことが明らかになった。[5.2]
- (9) 目地部における荷重伝達の不連続性を考慮した合理的なコンクリート舗装版厚設計法の考え方を示した。[5.3]

7. あとがき

本論文はコンクリート舗装の目地部の挙動に関するものであるが、大きく分けて試験舗装を用いた実験と有限要素法による解析から成る。

コンクリート舗装に関する実験はこれまで国内、国外を問わず数多く実施されている。目地部における荷重伝達に関するものはそれほど多くはないが、それでも P C A において、おもにはりを対象に広範囲な実験がなされていた。筆者らは、折角やるのなら前例のない実験をと考え、はりではなく版を対象にし、しかも目地を機械的に開閉することによって、目地幅が目地の挙動におよぼす影響を重点的に調べようとした。そのためにスクリー式目地開閉装置を設計、製作したが、目地がうまく開くかどうか実際に開いてみるまで不安の連続であった。

コンクリート舗装の目地部の不連続性を扱った有限要素法のプログラムがあることは文献(7)をとりまとめる時点で気付いてはいたが、身近な問題として感じたのは 1978 年にイリノイ大学の Barenberg 教授が当研究所に來られた折に入手した文献(27)に目を通した時であった。目地効果を表わすモデルの平易さに少しながら興奮したことを覚えている。本報文中で用いたプログラムも、大筋ではその文献で用いられた考え方を踏襲している。もっとも、この種のプログラムは 1981 年 4 月に開かれた第 2 回コンクリート舗装構造設計国際会議においていくつか発表され、今では目新しいものではなくなっている。またコンクリート舗装の目地部における現実の挙動を表わすモデル化も決して単純ではないことも痛感している。

実験と有限要素解析の結果をふまえて 5.3 に示した合理的な版厚設計法の考え方については、本文中に述べたように、煩雑すぎるきらいもある。しかしながら実際の設計においては手順の単純化も必要であるが、それに至るまでの過程ではできるだけロジックをはっきりさせておくべきだと考え、あえて煩雑なことも述べておいた。

なお、本論文は山崎が福手、八谷の協力のもとにとりまとめた昭和 56 年度関東学院大学卒業研究の一部に、筆者ら 3 名でさらに解析と検討を加え、まとめ直したものであることを付記する。読者諸兄の御意見をいただければ非常にさいわいである。(1982 年 3 月 31 日受付)

謝 辞

有限要素法のプログラミングに際しては当研究所の小

林正樹土性研究室長に有益なアドバイスをいただいた。
厚く御礼申し上げる次第である。

本研究で用いた試験舗装の製作業務は日本舗道(株)が
請負い、終始熱心にこれを遂行されたことを記し、深く
感謝するものである。

参 考 文 献

- 1) Westergaard, H. M.: Computation of Stresses in Concrete Roads, HRB, Vol. 5, 1925, pp. 90-112.
- 2) Westergaard, H. M.: Stresses in Concrete Runways of Airports, HRB, Vol. 19, 1939, pp. 197-205.
- 3) Westergaard, H. M.: New Formulas for Stresses in Concrete Pavements, Transaction of ASCE, Vo. 113, 1948, pp. 425-444.
- 4) 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, 土木学会論文集, 第111号, 1964年, pp. 16-46.
- 5) Picket, G., G. K. Ray: Influence Charts for Concrete Pavements, Transaction of ASCE, Vol. 116, 1951, pp. 49-73.
- 6) Packard, R. G.: Computer Program for Airport Pavement Design, Special Report, Portland Cement Association, 1968, 18 p.
- 7) 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, 20 p.
- 8) Hogg, A. H. A.: Equilibrium of a Thin Plate, Symmetrically Loaded, Resting on a Elastic Foundation of Infinite Depth, Philosophical Magazine, Series 7, Vol. 25, 1938, pp. 576-582.
- 9) 植下 協, 加藤 晃: 道路工学, 朝倉書店, 1972年, pp. 127-133.
- 10) Barker, W. R.: Introduction to a Rigid Pavement Design Procedure, Proc. of 2nd International Conference on Concrete Pavement Design (2nd ICCPD), 1981, pp. 135-148.
- 11) 阿部頼正: コンクリート舗装の構造設計における多層弾性理論の適用性, 土木学会論文報告集, 第319号, 1982年3月, pp. 167-177.
- 12) Huang, Y. H., S. T. Wang: Finite-Element Analysis of Concrete Slabs and its Implications for Rigid Pavement Design, HRR, No. 466, 1973, pp. 55-69.
- 13) Tabatabaie, A. M., E. J. Barenberg: Structural Analysis of Concrete Pavement Systems, Proc. of ASCE, TE5, 1980, pp. 493-506.
- 14) Chou, Y. T.: Structural Analysis Computer Programs for Rigid Multicomponent Pavement Structures with Discontinuities—WESLIQID and WES-LAYER, Technical Report I, II and III, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, 1981.
- 15) Majidzadeh, K. et al.: Mechanistic Design of Rigid Pavements, 2nd ICCPD, 1981, pp. 87-96.
- 16) 吉識雅夫 他 訳, O. C. ツィエンキーヴィッツ: 基礎工学におけるマトリックス有限要素法, 培風館, 1975, pp. 171-212.
- 17) Childs, L. D., J. W. Kapernock: Test on Concrete Pavements on Gravel Subbase, Proc. of ASCE, HW3, 1958, pp. 1800-1-1800-31.
- 18) Teller, L. W., E. C. Southerland: A Study of the Structural Action of Several Types of Transverse and Longitudinal Joint Design, Public Roads, Vol. 17, No. 7, 1936, pp. 93-94.
- 19) Yorder, E. J., M. W. Witzczak: Principles of Pavement Design, Second Edition, John Wiley & Sons, 1975, pp. 81-126.
- 20) Ball, C. G., L. D. Childs: Test of Joints for Concrete Pavements, Research and Development Bulletin RD026.01P, Portland Cement Association, 1975, 18 p.
- 21) 新東京国際空港公団ほか: 新東京国際空港第二期基本施設舗装の試験研究報告書, 1981年3月, 71 p.
- 22) Colley, B. E., H. A. Humphrey: Aggregate Interlock at Joints in Concrete Pavements, Highway Research Record, No. 189, 1967, pp. 1-18.
- 23) Hutchinson, R. L.: Performance of Concrete Pavements Subjected to Wide-Body Jet Aircraft Loadings, Publication SP-51, American Concrete Institute, Roadways and Airport Pavements, 1975, pp. 135-159.
- 24) Barenberg, E. J., D. M. Arntzen: Design of Airport Pavements Affected by Load Transfer and Support Conditions, 2nd ICCPD, 1981, pp. 161-170.
- 25) Airport Pavement Design and Evaluation, FAA Circular, AC 15015320-6C, December 1978.
- 26) 佐鳥悦久, 井上武美: 春日井バイパスコンクリート舗装版の目地幅の挙動とそり拘束係数の実態, 第10回日本道路会議一般論文集, 1971年. pp. 209-210.
- 27) Tabatabaie, A. M., E. J. Barenberg: Finite-Element Analysis of Jointed or Cracked Concrete Pavements, A Paper Prepared for Presentation on the 57th Annual Meeting of the Transportation Research Board, 1978, 29 p.

付録 A 路盤の剛性マトリックスの誘導

本文の 2. で述べられたように, 路盤反力ベクトルは次式で表わされる。

$$\{F_r\} = [K_p] \{\delta\} \quad (A.1)$$

コンクリート版を有限要素解析する場合の要素分割を長方形で行うと、要素についての路盤の剛性マトリックスは次式ようになる。なお垂直成分以外は0となるので記述を省略する。

$$[K_B]_e = \begin{bmatrix} K_{B11} & K_{B12} & K_{B13} & K_{B14} \\ K_{B21} & K_{B22} & K_{B23} & K_{B24} \\ K_{B31} & K_{B32} & K_{B33} & K_{B34} \\ K_{B41} & K_{B42} & K_{B43} & K_{B44} \end{bmatrix} \quad (A.2)$$

いま、地盤上に垂直集中荷重が載荷された時に、その地盤を Winkler 地盤および弾性地盤とみなした場合のたわみの模式図を図-A.1 に示す。両者の間には、Win-

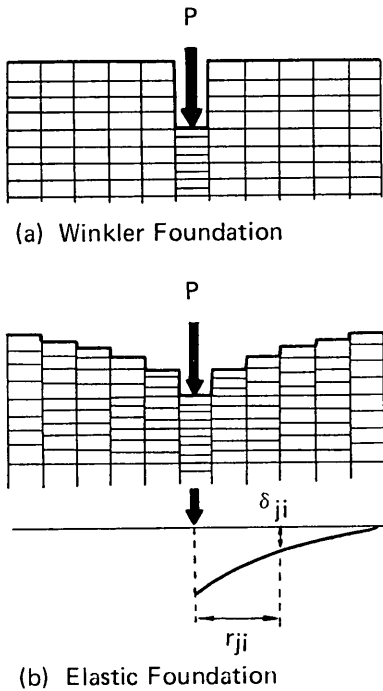


図-A.1 Winkler 地盤と弾性地盤の比較

kler 地盤では載荷点だけがたわむのに対し、弾性地盤では載荷点以外でもたわみが生ずるという違いがある。

(1) Winkler 地盤

Winkler 地盤では、路盤の剛性マトリックスの対角項以外は0となるため、式 (A.2) は次のように表わされる。

$$[K_B]_e = \begin{bmatrix} K_{B11} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & K_{B22} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & K_{B33} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & K_{B44} \end{bmatrix} \quad (A.3)$$

対角項 K_{Bii} は

$$K_{Bii} = \sum_{n=1}^N K a_n b_n \quad (A.4)$$

で表わされる。ここに K は路盤支持力係数 (K 値)、 a_n, b_n はそれぞれ節点 i の回りの要素の辺長の 1/2 である。また N は節点 i の回りの要素数で、隅角部で 1、縁部で 2、内部の要素では 4 となる。

(2) 弾性地盤

路盤を弾性地盤と考える場合は、載荷点以外でもたわみを生ずることから式 (A.2) の対角項以外も 0 とはならない。地盤を半無限弾性体と考える場合の解である Boussinesq の式によれば、集中荷重 P_i が地盤上に垂直に作用した点 i から距離 r_{ji} の点 j におけるたわみは次式で表わされる。

$$\delta_{ji} = \frac{P_i(1-\nu^2)}{\pi E \gamma_{ji}} = P_i k_{ji} \quad (A.5)$$

ここに、 E, ν はそれぞれ地盤の弾性係数およびポアソン比である。

ところで、載荷点のたわみは、 $r_{ji}=0$ となるため式 (A.5) からは直接求めることはできない。そこで、載荷点に関しては、集中荷重を長方形分布荷重に置き換えてたわみを算出することにする。Cheung ら¹⁾は 図-A.2 のように集中荷重を節点回りの要素面積の 1/4 の面積に等分布させ、式 (A.5) を重積分して求めている。それは次のように積分を含まない形で表現できる²⁾。

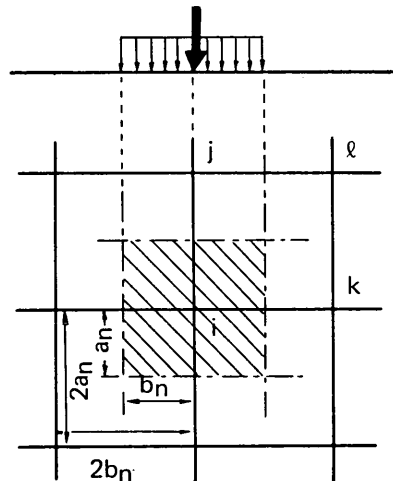


図-A.2 路盤反力の剛性マトリックス作成の際の集中荷重から分布荷重への変換 (Cheung らの考え方)

$$\delta_{ii} = \frac{P_i}{\sum_{n=1}^N a_n b_n} \sum_{n=1}^N \frac{b_n(1-\nu^2)}{\pi E} \times \left\{ m_n \log_e \frac{\sqrt{m_n^2+1}+1}{m_n} + \log_e (\sqrt{m_n^2+1}+1) \right\} = P_i k_{ii} \quad (A.6)$$

ここに $m_n = a_n/b_n$ である。

付録 B に示すように、この方法、すなわち分布面積を節点の回りの要素の面積の 1/4 の和と考えることは、載荷点のたわみを過小評価することになる。しかし、一般的に弾性地盤のたわみは式 (A.5), (A.6) のような形式、つまり荷重にある係数を乗じた形で表わされるので、これらを用いて各節点のたわみを表わすと、

$$\begin{Bmatrix} \delta_1 \\ \delta_2 \\ \delta_3 \\ \delta_4 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} & k_{13} & k_{14} \\ k_{21} & k_{22} & k_{23} & k_{24} \\ k_{31} & k_{32} & k_{33} & k_{34} \\ k_{41} & k_{42} & k_{43} & k_{44} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} P_1 \\ P_2 \\ P_3 \\ P_4 \end{Bmatrix} \quad (A.7)$$

となる。したがって、すべての要素に関する式 (A.7) を合成し、

$$\{\delta\} = [k_{ij}]\{P\} \quad (A.8)$$

とした後に、 $[k_{ij}]$ の逆マトリックスを計算すれば、弾性地盤の剛性マトリックス $[K_B]$ が得られる。

付録 B Winkler 地盤と弾性地盤の比較

付録 A に示した弾性地盤の剛性マトリックスの対角項の算出時に用いる載荷点のたわみは、荷重の考え方により変化する。つまり荷重を分布荷重と考えると、その分布面積を小さくしていくとたわみは増加し、その極限すなわち集中荷重と考えるとたわみは無限大となる。

この分布面積を種々に変化させて、コンクリート版を有限要素法により解析した結果 (中央部載荷で載荷点のたわみ) を図-B.1 に示す。この図には、距離を Winkler 地盤と考えた場合の有限要素解析、Pickett と Ray の影響図 (Winkler 地盤と弾性地盤) および多層弾性理論による解析の結果も示している。路盤を Winkler 地盤と考えた有限要素解析によるたわみが Pickett と Ray の影響図によるもの (Winkler 地盤) とほぼ一致していることから、路盤を弾性地盤と考えた有限要素解析によるたわみを、Pickett と Ray の影響図 (弾性地盤) と多層弾性理論解析 (BISAR) によるものとの平均値と比較することにする。有限要素解析による載荷点のたわ

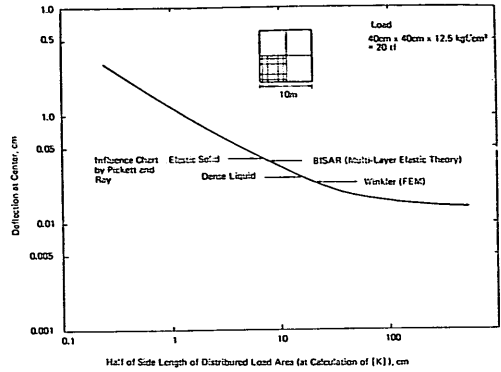


図-B.1 集中荷重を分布荷重へ変換する際の分布荷重の面積がたわみにおよぼす影響

みは、分布面の辺長の 1/2 を 7.5 cm としたものの (式 (A.6) 式の $a_n, b_n = 7.5$ cm) が影響図と BISAR の平均値とほぼ等しくなることがわかる。Cheung らの方法による分布面積は、この計算例の場合 50 cm x 50 cm であるので、両者の比は $15 \times 15 : 50 \times 50 = 1 : 10$ となる。また、分割要素の大小により、路盤の剛性マトリックスの算出時に使用する載荷点のたわみが各節点において異なることのないように、各節点に対して最小要素についての載荷点のたわみ (50 cm x 50 cm の要素で $a_n, b_n = 7.5$ cm とし算出) を使用した。

次にこの方法による、路盤を Winkler 地盤、弾性地盤と考えた場合のコンクリート版の解析例を示す。計算条件は図-B.2 に示すとおりである。

図-B.3,4 には、Winkler 地盤と弾性地盤に対して、中央部載荷、縁部載荷および隅角部載荷の 3 種類の載荷条件におけるコンクリート版のたわみ分布、ひずみ分布を示す。路盤を Winkler 地盤と考えるか、あるいは弾性地盤と考えるかによる相違は、たわみにおいて顕著であるが、その分布形状やひずみにはあまり差異がないこ

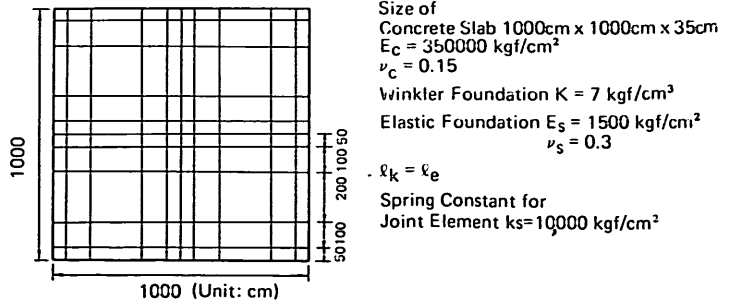


図-B.2 計算例のための要素分割

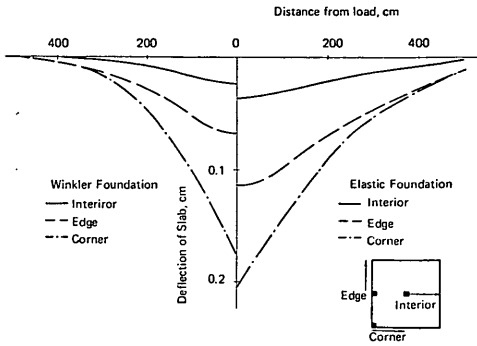


図-B.3 地盤のモデルの違いがコンクリート版のたわみ分布におよぼす影響（中央部，縁部，隅角部）

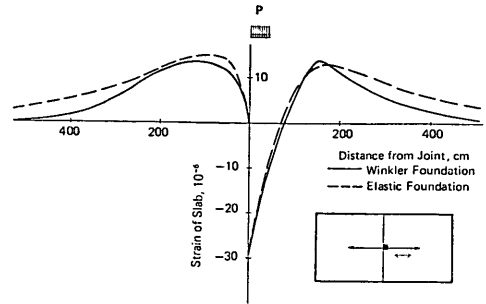


図-B.6 地盤のモデルの違いが目地に直角方向のひずみ分布におよぼす影響

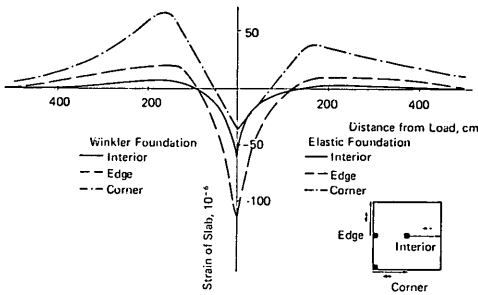


図-B.4 地盤のモデルの違いがコンクリート版表面のひずみ分布におよぼす影響（中央部，縁部，隅角部）

とがわかる。

また、図-B.5, 6は、かぎ型目地で結合された2枚の版を有限要素法により解析した結果であるが、1枚の版の場合と同様に、路盤の考え方が異なっても、コンクリート版のひずみにはあまり違いがないことが認められる。

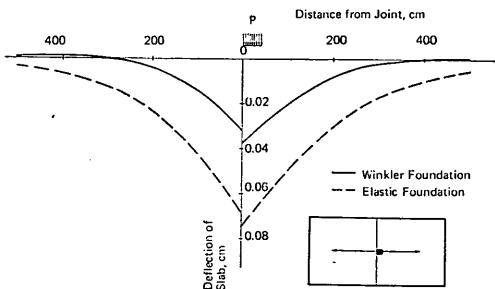


図-B.5 地盤のモデルの違いが目地に直角方向のたわみ分布におよぼす影響

さらに、Winkler 地盤の剛性マトリックスは式 (A.3) で表わされるように対角行列であるため、これを版要素の剛性マトリックスと組合わせて構造物全体の剛性マトリックスを作成した後も、版要素だけを考えた時のバンド性は保存される。これに対し弾性地盤の問題では、ある節点の荷重やたわみは理論上ほかのすべての節点にその影響をおよぼすため、全体剛性マトリックスはもはやバンドマトリックスではなくなる。そのため、実際の計算プロセスにおいては、弾性地盤上の版の解析は Winkler 地盤上のものと比較して多くの記憶容量と長い計算時間が必要となる。記憶容量の節約のために Huang らのような工夫³⁾もみられるが、計算時間の増大はまぬがれないことになる。

本報告は、コンクリート舗装の目地部の挙動の解析に重点を置いているが、上述のように路盤を Winkler 地盤あるいは弾性地盤と考えても、コンクリート版のひずみに関してはそれほど差が認められないこと、Winkler 地盤として解析の方が計算機の使用には有利であることから、本報告の本文中では路盤を Winkler 地盤と考えて解析した。

参考文献

- 1) Cheung, Y. K., O. C. Zienkiewicz: Plates and Tanks on Elastic Foundations—An Application of Finite Element Method, International Journal of Solids and Structures, Vol. 1, 1965, pp. 451-461.
- 2) 最上武雄 編: 土質力学, 技報堂, 1973, pp. 231-242.
- 3) Huang, Y. H.: Finite Element Analysis of Slabs on Elastic Solids, Transportation Engineering Journal of ASCE, Vol. 1, 100, No. TE2, 1974, pp. 403-416.