

## コンクリート舗装の荷重分散機構に関する研究

## MECHANISM OF STRESS DISTRIBUTION IN CONCRETE PAVEMENTS

福 田 正\*  
By Tadashi FUKUDA

## 1. 結 言

コンクリート舗装構造は今日までに数多くの研究あるいは経験によって改良が行われてきているが、その基礎となっているのは Westergaard の平板理論による荷重応力式である。よく知られているように Westergaard の平板理論では、コンクリート版・路盤・路床の3層構造をコンクリート版を平板(薄板)に、路盤・路床を鉛直反力のみで作用する1次元弾性床の構造モデルに仮定している。従来のコンクリート舗装の路盤は砂利あるいは碎石など比較的連係の小さな粒状材料が用いられてきたので、路盤の力学的機能は単に1次元的な鉛直反力すなわち支持力係数で考えれば十分であったといえる。しかしながら、最近では重交通荷重に対処するための工法として碎石にセメントを混合して強固にしたいわゆるセメント安定処理路盤工法が施工されてきている。このようなセメント安定処理路盤においては、路盤は水平方向にも相互に連係のある3次元弾性体としての応力を無視しえない構造であり、Westergaard の1次元弾性床上の平板理論に基づいたコンクリート舗装の設計法は合理的でないと考えられる。

そこで本研究ではコンクリート舗装の荷重分散機構に関する基礎的研究として、特に荷重をコンクリート版の中央部に載荷した場合の条件について、次のような検討を行うことにした。すなわちコンクリート舗装をコンクリート版・路盤・路床の3層よりなる内部に境界面を有する3次元弾性体として解析し、これの数値解析結果と試験舗装の載荷実験結果によって、特にセメント安定処理路盤のような弾性路盤の力学的機能の検討を行い、さらにその効果を設計にとり入れるための近似解析法を示すことにした。

## 2. コンクリート舗装の構造モデル

コンクリート版・路盤・路床よりなるコンクリート舗装構造について図-1の構造モデルを適用する。以下これらの3種類の構造モデルによるコンクリート舗装の解析法を述べる。

## (1) 構造モデル A

コンクリート版を平板(薄板)に路盤・路床を路盤支持力係数に相当する床定数  $K$  の1次元弾性床に仮定する。平板上に荷重  $P$  が半径  $a$  の円形載荷板によって載荷された場合の平板の曲げ応力を求める。ここでコンクリート版の応力成分のうち特に曲げ応力を検討の対象

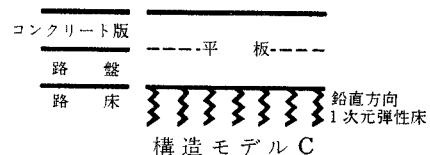
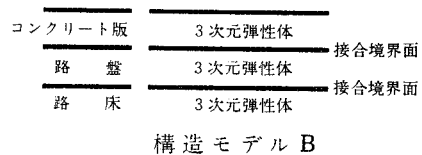
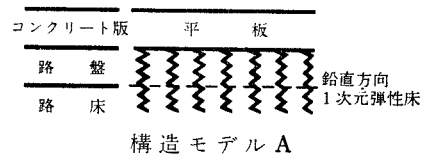


図-1 コンクリート舗装の構造モデル

\* 正会員 東北大学助教授 工学部土木工学科

とした理由はコンクリート版の曲げ応力がコンクリート舗装の載荷能力に最も影響を与えると考えられるからである。

平板の中央面と荷重の作用中心線の交点を原点とした円筒座標  $(r, \theta, z)$  を用いると平板のたわみ  $w(r)$  の基礎方程式は

$$D\nabla^2\nabla^2w(r) = p(r) - q(r) \dots\dots\dots (1)$$

ここに

$$\nabla^2 = \frac{\partial^2}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} + \frac{1}{r^2} \frac{\partial^2}{\partial \theta^2} + \frac{\partial^2}{\partial z^2}$$

$$D = \frac{EH^3}{12(1-\nu^2)}$$

H: コンクリート版厚

E: コンクリートのヤング係数

$\nu$ : コンクリートのポアソン比

$p(r)$  は載荷重  $P$  による荷重強度の分布で次のように表わされる。

$$\left. \begin{aligned} p(r) &= p_0 = \frac{P}{\pi a^2} & r < a \text{ の場合} \\ p(r) &= 0 & r > a \text{ の場合} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2)$$

$q(r)$  は路盤反力で次のように表わされる。

$$q(r) = K w(r) \dots\dots\dots (3)$$

ここで関数  $f(r)$  の 0 階の Hankel 変換を  $\bar{f}(m)$  と表わすとすれば、式 (1) の Hankel 変換により<sup>3)</sup>

$$Dm^4\bar{w}(m) = \bar{p}(m) - \bar{q}(m) \dots\dots\dots (4)$$

ただし  $\bar{p}(m)$  は式 (2) を Hankel 変換したもので、

$$\begin{aligned} \bar{p}(m) &= \int_0^\infty r p(r) J_0(mr) dr \\ &= \int_0^a p_0 r J_0(mr) dr = p_0 a \frac{J_1(ma)}{m} \dots\dots\dots (5) \end{aligned}$$

ここに

$J_n$ :  $n$  次の第 1 種 Bessel 関数

また  $\bar{q}(m)$  は式 (3) を Hankel 変換したもので

$$\bar{q}(m) = K \bar{w}(m) \dots\dots\dots (6)$$

したがって式 (4), (5), (6) より次の式が得られる。

$$\bar{w}(m) = \frac{p_0 a J_1(ma)}{m(Dm^4 + K)} \dots\dots\dots (7)$$

平板のたわみ  $w(r)$  は式 (7) の Hankel 逆変換により

$$w(r) = \int_0^\infty \frac{p_0 a J_1(ma) J_0(mr)}{Dm^4 + K} dm \dots\dots\dots (8)$$

平板内の平板の中央面から  $z$  における  $r$  方向応力すなわち平板の曲げ応力は

$$\sigma_r = \frac{-12 z D}{H^3} \left\{ \frac{d^2 w(r)}{dr^2} + \frac{\nu}{r} \frac{dw(r)}{dr} \right\} \dots\dots\dots (9)$$

式 (8), (9) より

$$\sigma_r = \frac{12 a p_0 z}{H^3} \int_0^\infty \frac{m^2 J_1(ma) \{ J_0(mr) - (1-\nu) J_1(mr)/mr \}}{m^4 + K/D} dm \dots\dots\dots (10)$$

Westergaard は基本的には構造モデル A と同じ仮定であるがコンクリート版の中央部に荷重が載荷した場合の曲げ応力を近似的に求める計算式として次の式 (11) を導いている<sup>1), 2), 4)</sup>。

$$\sigma_r = 1.1(1+\nu) \frac{P}{H^2} \left( \log_{10} \frac{l}{b} + 0.268 \right) \dots\dots\dots (11)$$

ここに

$$b = a \quad a \geq 1.724 H \text{ の場合}$$

$$b = \sqrt{1.6 a^2 + H^2} - 0.675 H \quad a < 1.724 H \text{ の場合}$$

$$l = \sqrt[4]{\frac{EH^2}{12(1-\nu^2)K}}$$

(2) 構造モデル B

構造モデル B は舗装構造を多層構造すなわち内部に境界面を有する 3 次元弾性体として表わしたもので、その解析例には D.M. Burmister の研究<sup>5), 6)</sup> などがある。構造モデル B によれば舗装各層の弾性体としての 3 次元の応力が考慮されるので、構造モデル A よりも厳密な解析が得られ、コンクリート版だけでなく、路盤・路床における応力、変位を求めることができる。しかしながら構造モデル B の数値解析は繁雑であり、また有限のコンクリート版の縁部に荷重を載荷した場合の解析が困難であるなどの実用設計に直接に供しえない場合のあるなどの欠点がある。

図-2 に示すように円筒座標  $(r, \theta, z)$  の  $z$  軸と荷重の作用中心線を一致させた軸対称の載荷条件の場合において、 $\Phi$  を Love のひずみ関数で表わされた変位ポテンシャル関数とすれば、 $\Phi$  は平衡条件から次式を満足する重調和関数でなければならない。

$$\nabla^2\nabla^2\Phi = 0 \dots\dots\dots (12)$$

この場合の弾性体内の変位および応力は  $\Phi$  を用いて次のように表わされる<sup>7)</sup>。

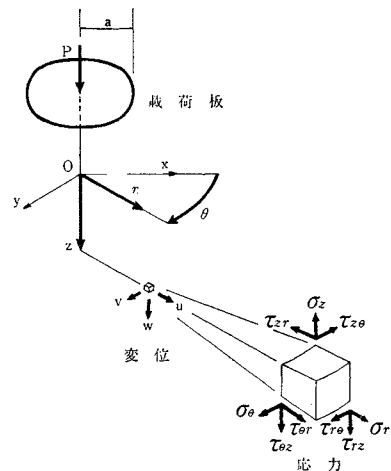


図-2 円筒座標における応力、変位成分

$$\left. \begin{aligned} u &= -\frac{1+\nu}{E} \frac{\partial^2 \Phi}{\partial x \partial r} \\ v &= 0 \\ w &= \frac{1+\nu}{E} \left[ 2(1-\nu) r^2 \Phi - \frac{\partial^2 \Phi}{\partial z^2} \right] \\ \sigma_r &= \frac{\partial}{\partial z} \left( \nu r^2 \Phi - \frac{\partial^2 \Phi}{\partial r^2} \right) \\ \sigma_\theta &= \frac{\partial}{\partial z} \left( \nu r^2 \Phi - \frac{1}{r} \frac{\partial \Phi}{\partial r} \right) \\ \sigma_z &= \frac{\partial}{\partial z} \left[ (2-\nu) r^2 \Phi - \frac{\partial^2 \Phi}{\partial z^2} \right] \\ \tau_{rz} &= \frac{\partial}{\partial r} \left[ (1-\nu) r^2 \Phi - \frac{\partial^2 \Phi}{\partial z^2} \right] \\ \tau_{\theta z} &= \tau_{r\theta} = 0 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (13)$$

式 (12) の重調和方程式の解として  $\Phi$  は次のように得られる。

$$\Phi = \int_0^\infty [A J_0(mr) e^{mz} + B J_0(mr) e^{-mz} + C J_0(mr) z e^{mz} + D J_0(mr) z e^{-mz}] dm \dots\dots (14)$$

ここに

$A, B, C, D$ : 境界条件によって決まる定数

したがって式 (13) に式 (14) を代入すれば変位・応力は次のように得られる。

$$\left. \begin{aligned} u &= \int_0^\infty \frac{1+\nu}{E} J_1(mr) [Am^2 e^{mz} - Bm^2 e^{-mz} + Cm(1+mz)e^{mz} + Dm(1-mz)e^{-mz}] dm \\ v &= 0 \\ w &= -\int_0^\infty \frac{1+\nu}{E} J_0(mr) [Am^2 e^{mz} + Bm^2 e^{-mz} - Cm(2-4\nu-mz)e^{mz} + Dm(2-4\nu+mz) \cdot e^{-mz}] dm \\ \sigma_r &= \int_0^\infty \left\{ m J_0(mr) [Am^2 e^{mz} - Bm^2 e^{-mz} + Cm \cdot (1+2\nu+mz)e^{mz} + Dm(1+2\nu-mz)e^{-mz}] - m \frac{J_1(mr)}{mr} [Am^2 e^{mz} - Bm^2 e^{-mz} + Cm(1+mz)e^{mz} + Dm(1-mz)e^{-mz}] \right\} dm \\ \sigma_\theta &= \int_0^\infty \left\{ \nu m J_0(mr) [2Cm e^{mz} + 2Dm e^{-mz}] + m \frac{J_1(mr)}{mr} [Am^2 e^{mz} - Bm^2 e^{-mz} + Cm(1+mz)e^{mz} + Dm(1-mz)e^{-mz}] \right\} dm \\ \sigma_z &= -\int_0^\infty m J_0(mr) [Am^2 e^{mz} - Bm^2 e^{-mz} - Cm(1-2\nu-mz)e^{mz} - Dm(1-2\nu+mz) \cdot e^{-mz}] dm \\ \tau_{rz} &= \int_0^\infty m J_1(mr) [Am^2 e^{mz} + Bm^2 e^{-mz} + Cm \cdot (2\nu+mz)e^{mz} - Dm(2\nu-mz)e^{-mz}] dm \\ \tau_{\theta z} &= \tau_{r\theta} = 0 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (15)$$

$n$  層よりなる舗装構造の場合に、各層において  $\Phi$  に

4 個の定数が含まれるから、舗装構造全体では  $4n$  個の定数を決定しなければならない。この境界条件は次のとおりである。ここで  $z$  軸の座標の原点をコンクリート版と路盤との境界にとるものとする。

a) 舗装表面における境界条件

舗装表面の載荷重による荷重強度  $p(r)$  は式 (5) を Hankel 逆変換することによって次のように表わせる。

$$p(r) = \int_0^\infty p_0 a J_1(ma) J_0(mr) dm \dots\dots\dots (16)$$

式 (16) の  $p(r)$  は舗装表面における  $\sigma_z$  に等しいこと、および舗装表面においてはせん断応力が 0 であることから次の条件が成立つ。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_z(1, z = -H_1) &= -p(r) \\ \tau_{rz}(1, z = -H_1) &= 0 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (17)$$

ここで  $\sigma_z(1, z = -H_1)$  は第 1 層の  $z = -H_1$  ( $H_1$ : 第 1 層の厚さ) における  $\sigma_z$  を表わすものとする。他の応力、変位の表示についても同様とする。

b) 層間の境界条件

上層と下層の境界面における変位が等しく、境界面で垂直応力およびせん断応力が等しく伝達される状態を仮定する。第  $i$  番目と第  $i+1$  番目の層との境界面の位置を  $z_i$  とすると

$$\left. \begin{aligned} \sigma_z(i, z = z_i) &= \sigma_z(i+1, z = z_i) \\ \tau_{rz}(i, z = z_i) &= \tau_{rz}(i+1, z = z_i) \\ u(i, z = z_i) &= u(i+1, z = z_i) \\ w(i, z = z_i) &= w(i+1, z = z_i) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (18)$$

c) 最下層における境界条件

最下層を第  $n$  層とすると、第  $n$  層では  $z = \infty$  において応力、変位は 0 に収束しなければならないから式 (15) より

$$A_n = 0, C_n = 0$$

以上のような  $n$  層よりなる舗装構造の場合に ( $4n-2$ ) 個の連立方程式を構成することができるから、各層の変位ポテンシャル関数の合計 ( $4n-2$ ) 個の定数を決定することができる。

コンクリート版・路盤・路床よりなる 3 層の舗装構造の場合の変位ポテンシャル関数に含まれる 10 個の定数を定める連立方程式は式 (17), (18) より次のマトリックス図式 (式 (19)) のようになる。式中の  $x, k, n_1, n_2$  は次のとおりとする。

$$x = mH_1, k = \frac{H_2}{H_1}$$

$$n_1 = \frac{E_2}{E_1} \frac{1+\nu_1}{1+\nu_2}$$

$$n_2 = \frac{E_3}{E_2} \frac{1+\nu_2}{1+\nu_3}$$

$H_i$ : 第  $i$  層の厚さ

$E_i, \nu_i$ : 第  $i$  層の材料のヤング係数, ポアソン比

$e^{-x}$	$-e^x$	$\frac{-e^{-x}}{(1-2\nu_1+x)}$	$\frac{-e^x}{(1-2\nu_1-x)}$						
$e^{-x}$	$e^x$	$\frac{e^{-x}}{(2\nu_1-x)}$	$\frac{-e^x}{(2\nu_1+x)}$					0	
1	-1	$(1-2\nu_1)$	$-(1-2\nu_1)$	-1	1	$(1-2\nu_2)$	$(1-2\nu_2)$		
$n_1$	$n_1$	$\frac{-n_1}{(2-4\nu_1)}$	$\frac{n_1}{(2-4\nu_1)}$	-1	-1	$(2-4\nu_2)$	$-(2-4\nu_2)$		
1	1	$2\nu_1$	$-2\nu_1$	-1	-1	$-2\nu_2$	$2\nu_2$		
$n_1$	$-n_1$	$n_1$	$n_1$	-1	1	-1	-1		
0				$e^{kx}$	$-e^{-kx}$	$\frac{-e^{kx}}{(1-2\nu_2-kx)}$	$\frac{-e^{-kx}}{(1-2\nu_2+kx)}$	$e^{-kx}$	$\frac{e^{-kx}}{(1-2\nu_3+kx)}$
0				$e^{kx}$	$e^{-kx}$	$\frac{e^{kx}}{(2\nu_2+kx)}$	$\frac{-e^{-kx}}{(2\nu_2-kx)}$	$-e^{-kx}$	$\frac{e^{-kx}}{(2\nu_3-kx)}$
0				$n_2 e^{kx}$	$n_2 e^{-kx}$	$\frac{-n_2 e^{kx}}{(2-4\nu_2-kx)}$	$\frac{n_2 e^{-kx}}{(2-4\nu_2+kx)}$	$-e^{-kx}$	$\frac{-e^{-kx}}{(2-4\nu_3+kx)}$
0				$n_2 e^{kx}$	$-n_2 e^{-kx}$	$\frac{n_2 e^{kx}}{(1+kx)}$	$\frac{n_2 e^{-kx}}{(1-kx)}$	$e^{-kx}$	$\frac{-e^{-kx}}{(1-kx)}$

$$\begin{pmatrix} A_1 m^2 \\ B_1 m^2 \\ C_1 m \\ D_1 m \\ A_2 m^2 \\ B_2 m^2 \\ C_2 m \\ D_2 m \\ B_3 m^2 \\ D_3 m \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \frac{p_0 a J_1(a/H_1 \cdot x)}{x/H_1} \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix} \quad \dots \quad (19)$$

(3) 構造モデル C

コンクリート版と路盤がその境界面で接合された平板(薄板)として挙動し、路床は鉛直方向の1次元弾性床として挙動すると仮定する。このコンクリート版と路盤よりなる平板を複合平板とよぶことにする。複合平板が曲げ変形を生じた場合に、そのコンクリート版に相当する厚さの部分についての応力分布と同じ応力分布の得ら

れるようなある厚さのコンクリート版のみよりなる平板に置換して考察する(図-3)。

いま平板が曲率半径  $R$  の純曲げ変形を生じた場合に、平板の中立面から  $z$  における曲げ応力は

$$\sigma_r = \frac{E}{1-\nu^2} \frac{z}{R} \quad \dots \quad (20)$$

中立面が境界面から上方に  $\eta$  にあるとすれば、曲げ応力の厚さ方向に関しての総和が0であることから

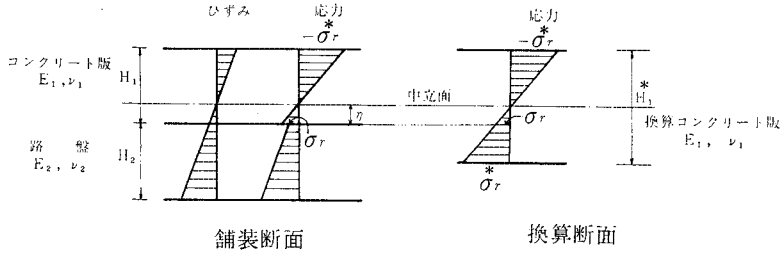


図-3 複合平板による応力計算

$$\int_{\eta-H_1}^{\eta} \frac{E_1}{1-\nu_1^2} \frac{z}{R} dz + \int_{\eta}^{\eta+H_2} \frac{E_2}{1-\nu_2^2} \frac{z}{R} dz = 0$$

これより  $\eta$  は

$$\eta = \frac{1-\alpha\beta^2}{1+\alpha\beta} \frac{H_1}{2} \dots\dots\dots(21)$$

ここに

$$\alpha = \frac{E_2}{E_1} \frac{1-\nu_1^2}{1-\nu_2^2}, \quad \beta = \frac{H_2}{H_1}$$

複合平板をコンクリート版のみよりなる平板に置換した場合の等値換算厚  $H_1^*$  は

$$H_1^* = 2(H_1 - \eta) = \frac{1+2\alpha\beta+\alpha\beta^2}{1+\alpha\beta} H_1 \dots\dots\dots(22)$$

たとえば Westergaard 式によって  $H_1^*$  に対する曲げ応力  $\sigma_r^*$  を計算すれば、これよりコンクリート版に相当する第1層下面の曲げ応力  $\sigma_r$  は次式によって計算できる。

$$\sigma_r = \left( 2 \frac{H_1}{H_1^*} - 1 \right) \sigma_r^* \dots\dots\dots(23)$$

### 3.1 構造モデルによる路盤の力学的効果の検討

#### (1) 検討の対象とするコンクリート舗装構造

検討の対象とするコンクリート舗装構造はセメント・コンクリート舗装要綱<sup>9)</sup>を参考にコンクリート版厚は25, 30 cm, 路盤厚は15, 20, 25, 30 cm とする。舗装材料, 特に路盤, 路床材料は完全な弾性体ではないが, それぞれの近似的な弾性定数として次の値を用いる。

ヤング係数

- コンクリート版: 300 000 kg/cm<sup>2</sup>
- セメント安定処理路盤: 10 000, 20 000 および 30 000 kg/cm<sup>2</sup>
- 碎石路盤: 1 000 および 3 000 kg/cm<sup>2</sup>
- 路 床: 300 および 500 kg/cm<sup>2</sup>

ポアソン比

- コンクリート版: 0.25
- セメント安定処理路盤: 0.30
- 碎石路盤: 0.30
- 路 床: 0.35

#### (2) 構造モデルによる路盤の力学的機能の相違

図-4 に示すコンクリート舗装構造で路盤のヤング係数を変えた場合のコンクリート版下面に生じる曲げ応力をそれぞれの構造モデルによって計算し, 構造モデルによる路盤の力学的機能の相違を検討してみる。ここで問題になるのは路盤・路床を1次元弾性床に仮定した場合の支持力係数  $K$  の値である。1次元弾性床は本来は3次元弾性体である路盤・路床を相互に連係のない鉛直方向のみの1次元弾性床構造に仮定するものであるから, 支持力係数と3次元弾性体とを理論的な関連をもって表わすことはできない。そこで従来の実用設計では支持力係数を直径75 cmの円形載荷板によって路盤面に載荷した場合の路盤面における載荷板の中心位置における荷重強度とたわみの比ときめて, この支持力係数が路盤面に一様に分布していると仮定している。しかしながら実際にコンクリート舗装の表面に荷重が載荷した場合の路盤面に作用する垂直応力とたわみの比すなわち支持力係数の分布は一様ではなくて, 載荷重の直下で最大で  $r$  方向に減少する分布をしている。たとえば図-4 のコンクリート舗装において路盤のヤング係数が 10 000 kg/cm<sup>2</sup> の場合の路盤面における垂直応力, たわみおよび支持力係数の分布を構造モデルBによって計算すると図-5 のとおりである。これを従来の実用設計で定義される支持力係数のように直径75 cmの円形載荷板を直接に路盤面に載荷した場合の載荷板の中心位置における荷重強度とたわみの比から計算すると支持力係数  $K=9$  kg/cm<sup>3</sup> であって, これと比較すると全体として小さい値の分布である

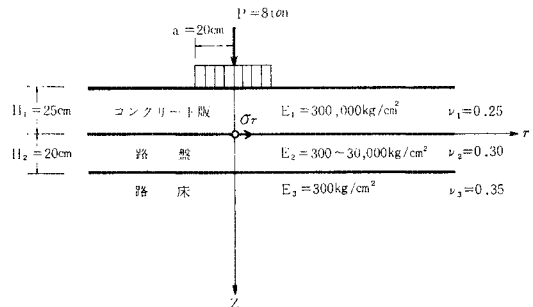


図-4 比較の対象としたコンクリート舗装構造

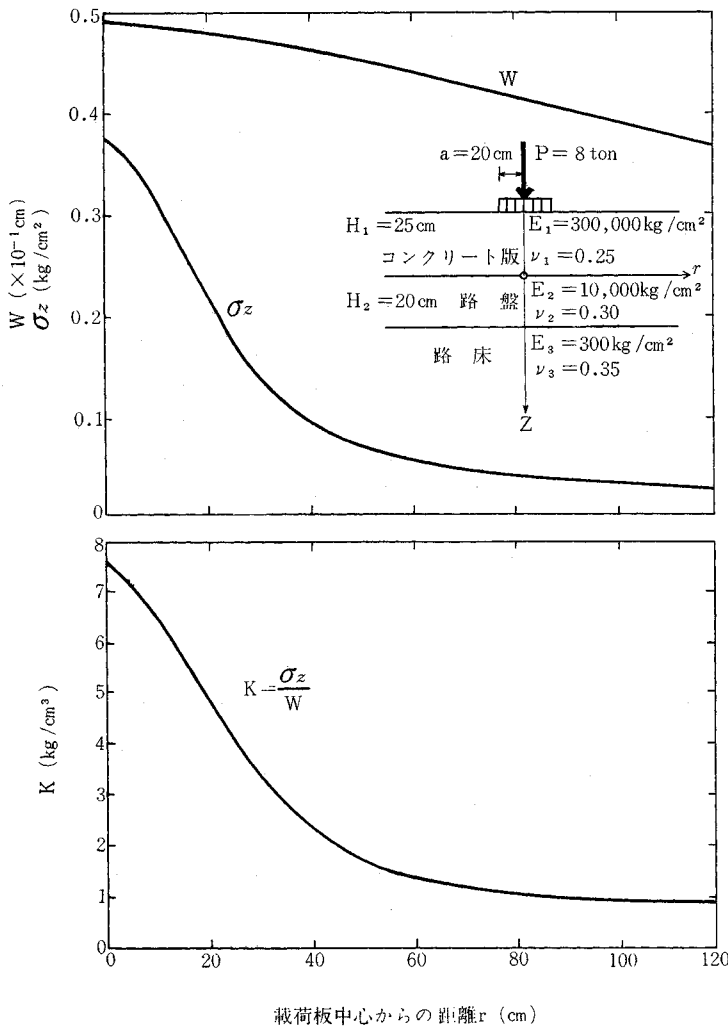


図-5 路盤面における  $\sigma_z$ ,  $W$ ,  $K$  の分布の計算例

表-1 コンクリート版下面の曲げ応力計算値の比較

路盤のヤング係数 ( $E_2$ )	Westergaard 式	構造モデル A	構造モデル B	構造モデル C
300	17.4 (100.0)	16.5 (100.0)	19.4 (100.0)	17.4 (100.0)
1000	17.0 (97.7)	15.8 (95.8)	19.0 (97.9)	17.0 (97.7)
3000	16.5 (94.8)	15.5 (93.9)	18.2 (93.8)	16.5 (94.8)
10000	16.1 (92.5)	15.0 (90.9)	16.0 (82.5)	14.7 (84.4)
20000	15.7 (90.2)	14.7 (89.0)	13.7 (70.6)	12.3 (70.7)
30000	15.5 (89.0)	14.5 (87.9)	11.9 (61.3)	10.5 (60.3)

注 1: ( ) 内は  $E_2=300 \text{ kg/cm}^2$  の場合の曲げ応力を 100 として表わした比率 (%)

注 2: 構造モデル C における曲げ応力の計算は Westergaard 式による。

ことがわかる。

図-5 の分布のように表わされた支持力係数を構造モデル A あるいは Westergaard 式の支持力係数として直接に用いることはできない。そこで著者は 1 次元弾性床の支持力係数として実用設計において定義されるように直径 75 cm の円形載荷板によって路盤面に載荷した場合の路盤面における荷重強度と載荷板の中心位置のたわみとの比を支持力係数として用いることによって比較計算を行うことにした。

路盤のヤング係数が変化した場合のコンクリート版の下面に生じる曲げ応力の計算結果は表-1 のとおりである。路盤材料が路床材料と同じ場合、すなわち路盤のない場合に構造モデル A, C および Westergaard 式による曲げ応力が構造モデル B による場合よりも小さい原因は、前述のように 3 次元弾性体を 1 次元弾性床に等価換算できるものと仮定した場合に、支持力係数として実質的に大きい値を用いることになるためと考えられる。

表-1 の構造モデルによる計算結果の相互の比較を容易にするために路盤材料が路床材料と同じ場合の値を基準に % で表わした数値を ( ) 内に示した。同じ理論上の仮定をもつ構造モデル A と Westergaard 式によれば路盤のヤング係数の増加にともなうコンクリート版の曲げ応力の減少が両者ともほぼ同じ程度に微小である。一方、構造モデル B および C の場合には両者ともに路盤のヤング係数の増加にともなう路盤の力学的効果が著しく、そのヤング係数がセメント安定処理碎石に相当する  $10000 \sim 30000 \text{ kg/cm}^2$  の場合にはコンクリート版の曲げ応力の減少が特に著しい。

### (3) 構造モデル B および C の適用条件の検討

構造モデル B においてはコンクリート版と路盤の境界面において変位および垂直応力、せん断応力が等しく伝達されることを仮定した。また構造モデル C においてはコンクリート版と路盤の境界面が接合された一板の平板に仮定した。したがって通常に用いられているコンクリート舗装に構造モデル B あるいは C を適用するには境

界面において仮定したこれらの条件が満足されることを確かめる必要がある。

コンクリート舗装の施工は、コンクリート版を路盤上に直接に施工する場合と、路盤上に路盤紙(クラフト紙)あるいは薄いポリエチレン・フィルムなどを敷いてその上にコンクリート版を施工する場合がある。前者の場合は後者の場合よりも接合条件が有利であること、セメント・コンクリート舗装要綱において後者の施工法を標準的な施工法としていることなどから本研究においては特に後者の場合について検討する。

路盤は施工時にその表面が平坦になるように転圧施工されるが、微視的にみた場合に微細な骨材の突起、骨材間の空隙が存在しており、路盤紙を介して骨材とコンクリート版とのかみ合わせが生じて2層間の滑動のさいの抵抗は単純な接触摩擦の場合よりも大きな抵抗を生じる。このような接合効果をともなった2層間の境界面の滑動

破壊基準について近似的に次の Coulomb 式を適用して考察する。

$$\tau_f = \sigma \tan \delta \dots \dots \dots (24)$$

ここに

- $\tau_f$  : 境界面の滑動強度
- $\sigma$  : 境界面の垂直応力
- $\delta$  : 境界面の摩擦角

コンクリート舗装に荷重が載荷した場合にコンクリート版と路盤との境界面が構造モデル B および C において仮定したような接合条件を満足するためには、境界面に生じるせん断応力と垂直応力の比が式 (24) の  $\tan \delta$  よりも小さくなければならない。

すなわち

$$\tan \delta' = \frac{\tau_{rz}}{\sigma_z + \rho H_1} \dots \dots \dots (25)$$

とすると

$$\tan \delta' < \tan \delta \dots \dots \dots (26)$$

ここに

- $\tau_{rz}$  : 載荷重による境界面でのせん断応力 (kg/cm<sup>2</sup>)
- $\sigma_z$  : 載荷重による境界面での垂直応力 (kg/cm<sup>2</sup>)
- $\rho$  : コンクリートの単位容積重量 (kg/cm<sup>3</sup>)
- $H_1$  : コンクリート版の厚さ (cm)

一般に路盤摩擦係数と称されている  $\tan \delta$  の値は路盤上に施工されたコンクリート版との境界面に滑動破壊が生じるまでコンクリート版の側面よりジャッキなどで水平荷重を与えることによって測定されている。このようにして測定された  $\tan \delta$  の値は路盤の状態によって若干異なるが、著者の実験<sup>10)</sup>などによれば約 1.5 の値である。

図-4 に示したコンクリート舗装構造で路盤のヤング係数が 10 000 kg/cm<sup>2</sup> の場合に、コンクリート版と路盤の境界面に作用する  $\tau_{rz}$ ,  $\sigma_z$  およびこれより計算される  $\tan \delta'$  の  $r$  方向の分布を構造モデル B によって計算すると図-6 のとおりである。 $\tan \delta'$  は荷重の中心から 40~80 cm の付近の位置で最大になる分布曲線を示すが、その最大値は通常のコンクリート舗装の場合において

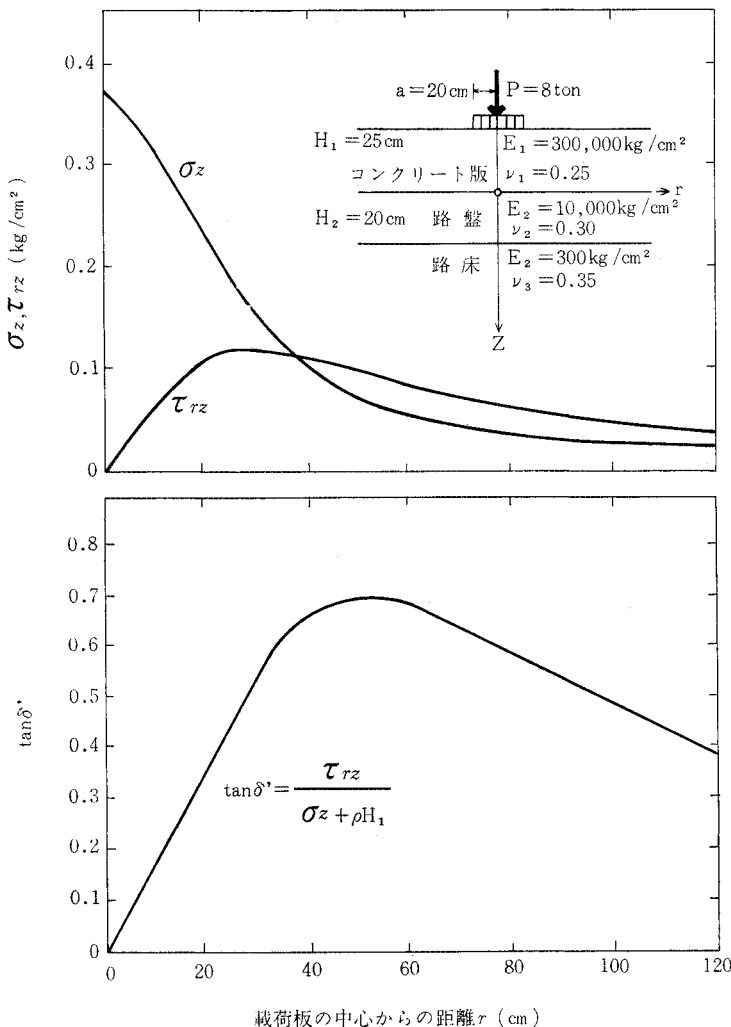


図-6 路盤面における  $\sigma_z$ ,  $\tau_{rz}$ ,  $\tan \delta'$  の分布の計算例

表-2  $\tan \delta'$  と  $\sigma_r$  の計算値 $E_s=300 \text{ kg/cm}^2$  の場合

$H_1$ (cm)	$H_2$ (cm)	$E_2$ ( $\text{kg/cm}^2$ )	$\tan \delta'$ の最大値	$\sigma_r$ ( $\text{kg/cm}^2$ )		$H_1$ (cm)	$H_2$ (cm)	$E_2$ ( $\text{kg/cm}^2$ )	$\tan \delta'$ の最大値	$\sigma_r$ ( $\text{kg/cm}^2$ )	
				構造モデル C	Wester- gaard 式					構造モデル C	Wester- gaard 式
25	15	30 000	1.4	12.7	16.0	30	15	30 000	1.0	9.8	11.8
	20		1.6	10.5	15.5		20		1.2	8.6	11.5
	25		1.6	8.9	15.2		25		1.2	7.5	11.2
	30		1.6	7.3	14.9		30		1.2	6.4	11.0
	15	20 000	1.0	13.8	16.3		15	20 000	0.7	10.6	11.9
	20		1.2	12.3	15.7		20		0.9	9.8	11.6
	25		1.2	11.5	15.5		25		0.9	8.8	11.4
	30		1.2	9.6	15.2		30		0.9	8.0	11.2
	15	10 000	0.5	15.5	16.6		15	10 000	0.4	11.6	12.1
	20		0.7	14.7	16.1		20		0.5	11.3	11.8
	25		0.7	13.7	15.8		25		0.5	10.6	11.6
	30		0.8	12.7	15.5		30		0.6	10.0	11.4

 $E_s=500 \text{ kg/cm}^2$  の場合

$H_1$ (cm)	$H_2$ (cm)	$E_2$ ( $\text{kg/cm}^2$ )	$\tan \delta'$ の最大値	$\sigma_r$ ( $\text{kg/cm}^2$ )		$H_1$ (cm)	$H_2$ (cm)	$E_2$ ( $\text{kg/cm}^2$ )	$\tan \delta'$ の最大値	$\sigma_r$ ( $\text{kg/cm}^2$ )	
				構造モデル C	Wester- gaard 式					構造モデル C	Wester- gaard 式
25	15	30 000	1.2	11.8	15.4	30	15	30 000	0.9	9.3	11.2
	20		1.4	10.4	14.8		20		1.0	8.3	11.0
	25		1.4	8.4	14.5		25		1.1	7.2	10.7
	30		1.4	7.0	14.2		30		1.1	6.2	10.5
	15	20 000	0.8	13.0	15.5		15	20 000	0.6	10.4	11.4
	20		1.0	11.6	15.1		20		0.7	9.2	11.1
	25		1.1	10.4	14.7		25		0.8	8.4	10.8
	30		1.1	9.1	14.5		30		0.8	7.6	10.6
	15	10 000	0.5	14.7	15.6		15	10 000	0.4	10.9	11.5
	20		0.6	13.8	15.3		20		0.4	10.5	11.3
	25		0.6	13.0	15.1		25		0.5	10.0	11.1
	30		0.7	12.0	14.8		30		0.5	9.5	11.0

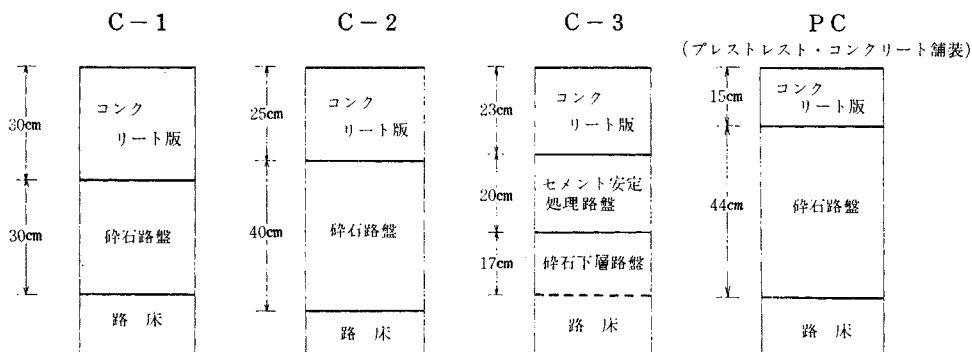


図-7 試験舗装の構造

期待できる  $\tan \delta$  よりも小さい値である。同様にして (1) に述べた範囲のコンクリート舗装構造について  $\tan \delta'$  の最大値を計算すると表-2 のとおりである。すなわち通常のコンクリート舗装においてはほぼ式 (26) は満足され、コンクリート版と路盤との境界面は載荷による変形によって滑动することなく接合面とみなすことができることを示している。

#### 4. 試験舗装による実験

##### (1) 試験舗装の構造

国道4号線槻木バイパスに試験舗装を施工し現場実験を行った<sup>11)</sup>。試験舗装の構造は図-7 に示す4種類であ



表-3 試験区間の舗装材料の弾性定数

試験区間		C-1	C-2	C-3	PC
コンクリート版	ヤング係数 (kg/cm <sup>2</sup> )	290 000	320 000	320 000	325 000
	ポアソン比	0.25			
路盤	ヤング係数 (kg/cm <sup>2</sup> )	1 000	800	35 000	600
	ポアソン比	0.30*			
路床	ヤング係数 (kg/cm <sup>2</sup> )	300	300	500**	300
	ポアソン比	0.35*			

\* 仮定した値

\*\* 下層路盤を路床に含めて換算した値

る。理論値の計算に用いた舗装材料の弾性定数は表-3に示すとおりである。このうちコンクリートとセメント安定処理碎石については載荷試験時の材令(約40日)に現場養生による供試体の圧縮試験によってヤング係数とポアソン比を測定した。碎石と路床土(砂質ローム)の弾性定数については路盤あるいは路床面上より円形載荷板で載荷した場合のたわみを測定し、これより路盤、路床材料を弾性体と仮定した場合のヤング係数を計算した。この場合のポアソン比は、碎石は0.30、路床土は0.35と仮定した。なおC-3の下層路盤は路床に含めて測定し路床のヤング係数として表わした。

試験区間の路盤面にC-1、C-2、C-3区間においてはコンクリート版の施工前に薄いポリエチレン・フィルムを敷いた。PC区間においてはコンクリート版にプレストレスを与える時の路盤の拘束抵抗すなわちtanδを小さくするために厚さ5~10mmに碎石ダストを転圧し

て平滑にしこの上に路盤紙(クラフト紙)を敷いた。

(2) 境界面の tan δ の測定

tan δ の測定に用いたコンクリート版の寸法はPC区間は2m×2m×15cm、C-1、C-3区間は1m×1m×23cmで、これの側面よりジャッキで水平荷重を与え境界面にせん断滑動を生じさせた。この時の水平荷重とコンクリート版の自重による垂直荷重から式(24)によってtanδを得た。測定はそれぞれの試験区間で3回繰り返して行った。その平均値はC-1およびC-3区間において1.2、PC区間で0.9であり、繰り返し測定のために特に値が減少する傾向はみられなかった。

(3) 載荷実験

載荷実験は工事用トラックの後輪(約6t荷重)をコンクリート版の中央部に載荷して行った。これによって生じるコンクリート版のひずみをカールソン型ひずみ計によって測定し、これを計算値と比較のために8t荷重の場合に換算した。図-8はこのような測定値(平均値)と計算値を示したものである。測定値の誤差は試験区間によって若干異なるが、標準偏差は約2kg/cm<sup>2</sup>である。このような測定値の誤差を考慮したうえで測定値と計算値を比較すると次のことがいえる。

C-1、C-2、PCのそれぞれの試験区間では計算値と実験値にほとんど差が認められない。すなわちヤング係数の比較的小さい碎石路盤を用いた場合には路盤・路床構造を1次元弾性床で近似することができて、コンクリート版の応力計算にWestergaard式が用いられることを示している。一方、ヤング係数の大きいセメント安定処理路盤を用いたC-3試験区間のコンクリート版の応力測定値はWestergaard式による計算値に一致せず、路盤の3次元的応力を考慮にいれた構造モデルBあるいは構造モデルCによる計算値に一致する。このことは3.における検討結果と一致する。

5. 構造モデルCの実用設計への適用

構造モデルBによる計算は繁雑であり、また構造モデルBによる有限のコンクリート版の縁部に載荷した場合の応力計算を行うことは困難であるなど実用設計に使用するには適当でない。そこで構造モデルBとほぼ同等の効果を表わす構造モデルCをその近似解析法として用い

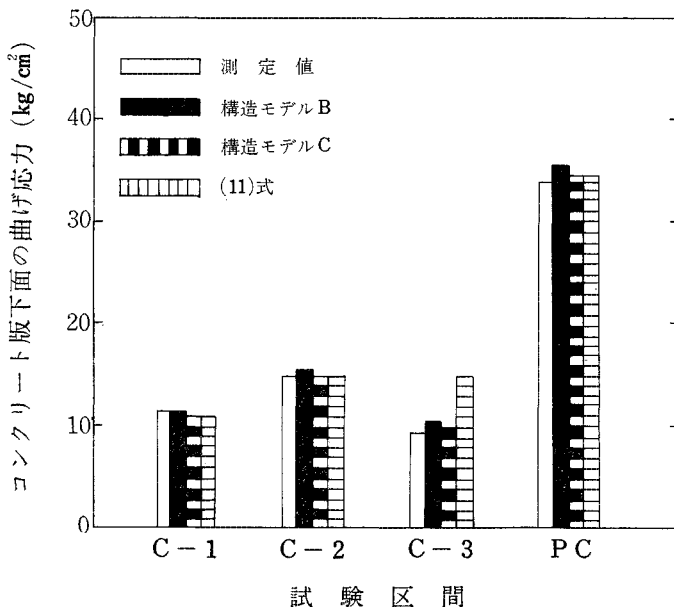


図-8 載荷実験の測定値と計算値との比較

ることとする。

3. で説明したコンクリート舗装構造に 8 t 輪荷重 (接地半径 20 cm) を載荷した場合について、コンクリート版の下面の曲げ応力を Westergaard 式で計算した場合および構造モデル C によって計算した場合の結果を表 2 に示した。これによるとヤング係数が 10 000~30 000 kg/cm<sup>2</sup> に相当するセメント安定処理碎石路盤を用いたコンクリート舗装では、実用設計において構造モデル C を適用することにより路盤の力学的効果を十分に評価することができて、従来の実用設計において用いられている Westergaard 式で必要とされるコンクリート版の厚さをより薄くすることのできることを示している。

## 6. 結 言

コンクリート舗装構造について 3 種類の構造モデルによる比較解析を行い、さらに試験舗装の実験によりコンクリート舗装の荷重分散機構を検討した。その結果、特にセメント安定処理碎石のようにヤング係数の大きい材料による路盤を用いたコンクリート舗装の荷重分散機構は、Westergaard 式において無視された路盤の弾性体としての 3 次元的応力の効果を考慮に入れることが合理的であることがわかった。しかしながらコンクリート舗装を内部に境界面を有する 3 次元弾性体とした構造モデルを用いて解析することは非常に手数を必要とし、実用設計には適していない。これに対してこれの近似解析法としてコンクリート版と路盤がその境界面で接合された平板として、また路床を 1 次元的弾性床として仮定した構造モデルを用いるならば、従来の Westergaard 式を用いて容易に路盤の力学的効果を反映したコンクリート版の曲げ応力を計算することが可能である。

最後に本研究に関してご指導と助言をいただいた東北大学工学部 多谷虎男教授ならびに試験舗装の実施のご協力をいただいた建設省東北地方建設局に感謝の意を表わします。

## 参 考 文 献

- 1) Westergaard, H.M. : Stresses in Concrete Pavements by Theoretical Analysis, Public Road, Vol. 7., No. 2, 1926.
- 2) Westergaard, H.M. : Analytical Tools for Judging Results of Structural Test of Concrete Pavements, Public Road, Vol. 14, No. 10, 1933.
- 3) Sneddon, I.N. : The Use of Integral Transforms, McGraw-Hill Book, 1972.
- 4) Timoshenko, S.P. and Woinowsky-Krieger : Theory of Plates and Shells, McGraw-Hill Book, 1959.
- 5) Burmister, D.M. : The General Theory of Stresses and Displacements in Layered Systems, Jour. of Applied Physics, Feb., Mar. and May, 1945.
- 6) Burmister, D.M. : Theory of Stresses and Displacements in Layered Systems and Application to the Design of Airport Runways, Proc. of 23rd Annual Meeting of the Highway Research Board, 1943.
- 7) Love, A.E.H. : A Treatise on the Mathematical Theory of Elasticity, Dover Publications, 1944.
- 8) セメントコンクリート舗装要綱, 昭和 47 年度, 日本道路協会.
- 9) 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, 土木研究所報告第 117 号, 昭和 39 年.
- 10) 福田 正 : プレストレスト・コンクリート舗装に関する実験的研究, 土木研究所報告第 117 号, 123 号, 昭和 38, 39 年.
- 11) 福田 正 : 槻木道路試験舗装報告書 第 1 報, 2 報, 昭和 47, 48 年.
- 12) 福田 正・山崎和夫 : コンクリート舗装の応力計算法に関する一考察, 土木学会第 28 回年次学術講演会講演概要集第 4 部, 昭和 48 年.

(1975.1.8・受付)