

界面付着を考慮した薄層コンクリートオーバーレイに関する基礎的研究

中西弘光¹・武井真一²・丸山暉彦³

¹正会員 大有建設株式会社 中央研究所 所長 (〒454-0055 名古屋市千川区十番町 6-12)

²大有建設株式会社 中央研究所 グループリーダー (〒454-0055 名古屋市千川区十番町 6-12)

³正会員 工博 長岡技術科学大学教授 環境・建設系 (〒940-2188 長岡市上富岡町 1603-1)

アスファルト舗装の修繕工法の一つに、既設アスファルト舗装上に薄層コンクリートオーバーレイを行う方法がある。わが国では約 20 年前に各種の取組みがなされたものの、この段階では一般的工法として普及するには至らなかった。その原因の一つに、舗装設計手法として確立されなかったことが挙げられる。

本研究では、まず界面付着を考慮した弾性基礎上の梁の理論を用いて、薄層コンクリートオーバーレイの応力解析手法について検討する。そして、実際に各種条件で施工した試験舗装でのコンクリート層のひずみ測定を行い、計算値と実測値との整合性の確認をするとともに、薄層コンクリートオーバーレイにおけるひずみ挙動の特徴について検討した。

Key Words: whitetopping, thin layer concrete overlay, bonding coefficient, bending stress, winkler foundation

1. まえがき

アスファルト舗装の修繕工法のひとつに、薄層コンクリートオーバーレイ工法がある。欧米では Whitetopping と称され、既に 1960 年頃からアスファルト舗装の構造強化やわだち掘れ対策として施工され始め、現在では一般的工法として用いられている¹⁾。わが国では、1980 年頃からアスファルト舗装のわだち掘れ対策の一つとして研究され施工も行われたものの、広く普及するには至っていない。

この薄層コンクリートオーバーレイ工法は、下層のアスファルト混合物層との接着を前提にした工法であり、設計もその仮定の基に行われることが多い。しかし、過去に行われた薄層コンクリートオーバーレイの載荷試験によるひずみ測定データを完全接着の基に逆算すると、下層のアスファルト混合物の弾性係数が通常考えられる値に比べてかなり小さくなってしまふ²⁾。

このことに疑問をもって新たに試験施工を実施し、載荷試験を行ってひずみ分布を測定してみると、載荷条件によって、界面の付着の程度が変化することが分かった。界面の付着が完全でないにもかかわらず完全接着の仮定で設計することは、危険側の設計となる。

ここでは、薄層コンクリートオーバーレイに生じる輪荷重応力/ひずみについて、界面の付着性を

考慮した計算法を提案するとともに、薄層コンクリートオーバーレイを設計する上で必要となるデータを紹介する。

2. 本研究の目的と既往の研究

(1) 本研究の目的

本研究の目的は、薄層コンクリートオーバーレイ工法をアスファルト舗装の修繕工法のひとつとして広く普及させることである。そのためには、薄層コンクリートオーバーレイに生じる応力/ひずみ挙動と、設計のための諸特性を把握することが必要である。本工法の長期耐久性は、上層の薄層コンクリート層と下層のアスファルト混合物（以下、アスコンと称する）層とがどの程度一体的挙動をするかに係わっている。両層の一体性は複合体そのものの剛性に深く関わり、コンクリート層下面に生じる応力や界面のせん断応力に影響を及ぼす。

そこでここでは、①薄層コンクリートオーバーレイの輪荷重応力/ひずみについて、界面の付着性を考慮できる、実用的な計算法について検討するとともに、②界面条件を変化させた試験舗装で、載荷条件を変化させて輪荷重応力/ひずみを測定し、③①、②の結果から薄層コンクリートオーバーレイの界面付着の及ぼす影響について研究することを目

的とするものである。

(2) 既往の研究

薄層コンクリートオーバーレイのような複合版の構造設計は、福田博士がその論文³⁾の中で提示した。福田博士の理論は、複合版の中立軸を求め、中立軸までの距離の2倍の厚さを有する換算断面を想定するものである。軸方向の維応力の釣合い式から中立軸を求めるものであるが、この計算は界面が完全接着していることを前提としたものである。

空港コンクリート舗装構造設計要領における考え方⁴⁾は、界面の付着性の不完全さを考慮できる点、及び複合梁の断面2次モーメントについて考慮した点で福田の理論を更に発展したものといえる。しかし舗装体に生じる曲げモーメントの算定方法については具体的には示されておらず、同理論を実際の舗装設計に用いることは難しい。

薄層コンクリートオーバーレイの界面付着に関して、野田⁵⁾らは界面せん断強度の測定と界面せん断応力の解析を行っている。また最近の欧米での研究報告^{6) 7) 8)}でも長期耐久性を確保するために界面付着の重要性が指摘されている。

最近になって、西澤ら⁹⁾は弾性平板 FEM を用いてコンジット系舗装のボンド型、アンボンド型の場合の解析法を示し、弾性平板 FEM による界面付着の取扱いについての研究を行っている。

一方、Hudson ら¹⁰⁾はコンクリート舗装版の解析において、コンクリート舗装版を剛性棒と弾性ジョイントそして振り棒からなる要素の集合体とし、弾性ジョイント部でばね基礎が支持する構造として解析する方法を提案している。この考え方の中には、複合版、あるいはその界面の付着性については考慮されておらず、かつ非常に複雑ではあるが、舗装版を有限個の棒要素に分割する考え方は参考になる。

このように、複合体の界面の付着性についての解析的研究は最近になって始まったばかりで、現段階ではまだ実用的に設計に反映できる段階であるとは言い難い状態である。

3. コンクリート版の輪荷重応力

(1) 組合せ梁構造

コンクリート舗装は、Winkler 基礎上の版として解析されるべきものである。しかし、上下層の付着の程度を考慮した版の解析は極めて困難である。また FEM 解析による場合でも、界面付着の程度の取扱いについては現在確立された状況ではない。

そこで、ここでは前述した Hudson らの理論¹⁰⁾を簡略化して、Winkler 基礎上の主梁と、主梁に

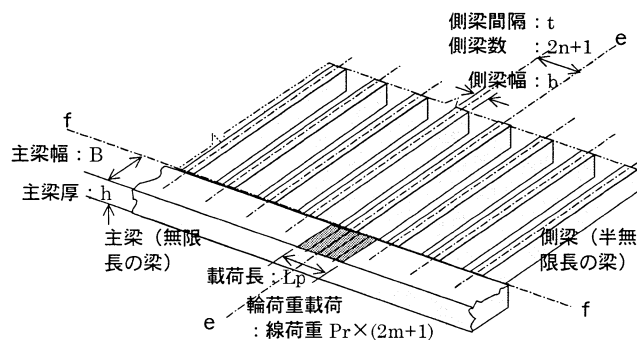


図-1 組合せ梁構造の自由縁部への適用例

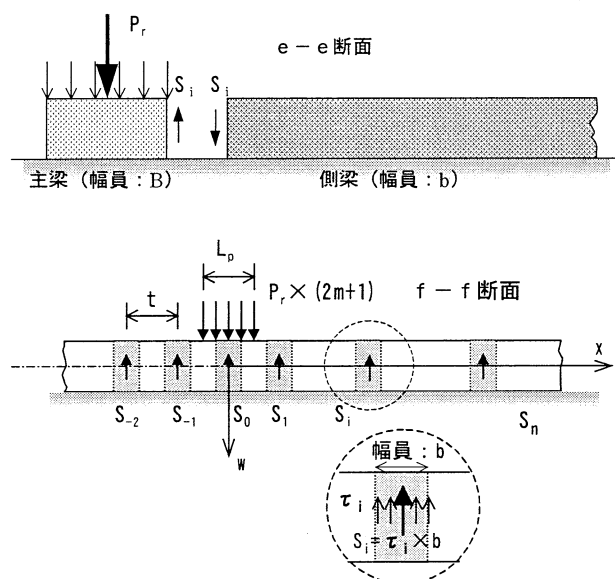


図-2 主梁と側梁に作用する外力と接合点せん断力

接合された側梁との組合せ構造（以下、組合せ梁構造と称す）を考える。梁に置き換えることにより、付着性を考慮した複合梁についてのたわみ、曲げモーメント、せん断力の分布を簡単に計算でき、それらから従来のセメントコンクリート舗装要綱式¹²⁾などでは得られなかった、輪荷重応力やせん断応力の分布をも容易に計算することができるからである。そして応力やせん断応力の分布が分かれば、目地やひびわれ箇所での荷重伝達の解析にも応用できる。また、計算をより簡単にするために振り棒を省略して、その代りに側梁の幅員を適切に選択することで本来の版の剛性に適合させるという方法を採用。

対象とする载荷状態は、ここでは自由縁部载荷に限定することにし、図-1 に自由縁部に適用した組合せ梁構造の全体を、図-2 に主梁と側梁との接合点の状態を示す。

(2) 組合せ梁構造のモデル化

ここでは舗装版の自由縁部を想定しているので、主梁としては無限長梁、側梁としては半無限長の梁を考え、主梁の片側に複数個の側梁が接合された状

態を考える。

主梁から側梁へはその接合面を通じて、基本的にせん断力とモーメントが伝達されるが、主梁の幅を小さく考えればモーメントはほとんどゼロと見なすことができる。従ってこの場合はモーメントを無視することとする。また、この考え方においては隣接する側梁間での荷重伝達は考慮していない。しかし、後述する式(8)により剛性に対応して側梁幅を適切に決めることで、版との剛性を同一にする。

舗装版に作用する輪荷重は、主梁に作用するものとする。従来、輪荷重は円形に等分布するものと考えて計算に用いられてきたが、設計上重要である大型車のダブルタイヤの場合、実際のダンプトラックの輪跡を測定してみても、接地圧は計算値とほぼ同等であるが、その形状は長方形載荷に近い。

そこで、外力輪荷重を線荷重群と考え、1 個の線荷重を式 (1)、載荷間隔を式 (2) のように定義する。

$$P_r = \frac{p \times (L_p \times B)}{2m+1} \quad (1)$$

$$m_p = \frac{L_p}{2m} \quad (2)$$

ここに、

- P_r : 線荷重(N)
- m_p : 線荷重の設置間隔(mm)
- p : 接地圧 (N/mm²)
- L_p : 接地長(mm)
- B : 主梁幅(mm)
- $2m+1$: 線荷重の数 (簡単のため奇数とする)
- r : 線荷重群の添字 ($r : -m, \dots, 0, \dots, m$)

応力の計算は主梁について行う。即ち、主梁について、全ての輪荷重外力と側梁からのせん断力を外力と見なして計算すれば、主梁に生じる曲げモーメント、せん断力、たわみを求めることができる。

まず図-2 に示したように、側梁との接合点に発生するせん断力 (S_i) を求める。未知数を単位長さ当たりのせん断応力 (τ_i) として、これに側梁幅 (b) を乗じたものをせん断力 ($S_i = \tau_i \times b$) とする。これを主梁に対する外力と見なし、主梁の側梁接合点におけるたわみを求める。一方側梁には、主梁側と同じ大きさで逆向きのせん断力が載荷したと見なして主梁との接合点での側梁のたわみを求める。

(3) 主梁のたわみ式

図-2 に示した通り、主梁には外力 (P_r) とせん断力 (S_i $i=0,1,2,\dots,n$) が作用しているものとして、各側梁との接合面中心におけるたわみは、接合

面に作用するせん断応力 (τ_i $i=0,1,2,\dots,n$) の関数として表せる。

Winkler 基礎上の無限長梁の基本式¹¹⁾ から、側梁との接合点における主梁のたわみを求めると、式 (3)、式(4)の通りとなる。

$$\phi = 4\sqrt{\frac{k}{4EI}} \quad (3)$$

$$w_{it} = \frac{pL_p\phi}{2(2m+1)K_{75}} \sum_{r=-m}^m F_1\{abs(rm_p - it)\} - \frac{b\phi}{2BK_{75}} \sum_{j=-n}^n \tau_j F_1\{abs((-i+j)t)\} \quad (4)$$

ここに、

- i : 主梁に付した側梁との接点番号 ($i=0,1,2,\dots,n$)
- j : 側梁に付した側梁番号 ($j=-n,\dots,-1,0,1,2,\dots,n$)
- t : 側梁の設置間隔(mm)

w_{it} : i 番目の側梁設置位置におけるたわみ量(mm)

$$F_1(x) = e^{-\phi x} (\cos \phi x + \sin \phi x) \quad x \geq 0$$

$abs(x)$: x の絶対値であることを示す

K_{75} : 路盤支持力係数 (N/mm³)

p : 外力輪荷重の接地圧 (N/mm²)

E : 梁材料の弾性係数 (N/mm²)

k : K_{75} に梁の幅を乗じた値 (N/mm²)

I : 梁の断面 2 次モーメント (mm⁴)

$2n+1$: 側梁の設置数

t : 側梁の設置間隔 (mm)

その他の記号は、図-2 および式 (1)、(2) に示した通りである。

主梁は輪荷重載荷中心に対して左右対称であり、 $\tau_j = \tau_{-j}$ 、とできるので、式(4)は $(n+1)$ 個の未知数 (τ_j $j=0,1,\dots,n$) に対して $(n+1)$ 個の式を示している。式(4)の右辺第 1 項は輪荷重外力によるたわみを示す定数項、第 2 項は側梁との接合面のせん断応力によるたわみを示す未知数項である。

(4) 側梁のたわみ式

一方、 $j (= i)$ 点における主梁と側梁との接合点での側梁のたわみもせん断応力 (τ_j) の関数として表せる。側梁にはその端部に外力として、せん断応力 (τ_j) が主梁に作用した方向とは逆方向に作用するものとする。

j 番目の側梁の、その端部におけるたわみ (W_j $j=0,1,\dots,n$) は、Winkler 基礎上の半無限長梁の基本式¹¹⁾ より、式(5)の通り表すことができる。

$$w_j = \frac{\tau_j \phi}{2K_{75}} [4F_1(0) - 2BF_2(0) + F_1(0)] \quad (5)$$

ここに、

$$\begin{aligned}
F_1(x) &= e^{-\phi x} (\cos \phi x + \sin \phi x) & F_2(x) &= e^{-\phi x} \sin \phi x \\
F_3(x) &= e^{-\phi x} (\cos \phi x - \sin \phi x) & F_4(x) &= e^{-\phi x} \cos \phi x \\
A &= F_3(0) + 2F_4(0) & B &= F_3(0) + F_4(0) \\
x &: \text{梁の材軸方向の距離 (この場合は } x=0 \text{)} \\
\text{その他の記号は、前出と同じである。}
\end{aligned}$$

(5) 組合せ梁構造による舗装版応力計算

前述の式(4)と式(5)とから、 i 点における主梁のたわみ (W_{it}) と j 番目の側梁のたわみ (W_j) とが等しいという条件で、 $n+1$ 個の連立方程式を解けば、未知数であるせん断応力 ($\tau_j, j=0,1,2,\dots,n$) を計算することができる。そしてここで求めたせん断力を主梁に作用する外力に含めて計算すると、主梁に生じる断面力としての曲げモーメントおよび輪荷重応力を求めることができる。

$$M(x) = \frac{pL_p B}{4(2m+1)\phi} \sum_{r=-m}^m F_3 \{ \text{abs}(x - rm_p) \} \quad (6)$$

$$\begin{aligned}
& - \frac{b}{4\phi} \sum_{j=-n}^n \tau_j F_3 \{ \text{abs}(x - jt) \} \\
\sigma_e &= \frac{M(x) h}{I} \cdot \frac{1}{2} \quad (7)
\end{aligned}$$

ここに、

x : 主梁の材軸方向の位置 (外力载荷中心を原点)

$M(x)$: 位置 x における曲げモーメント ($\text{N}\cdot\text{mm}$)

$\text{abs}(x - jt)$: $(x - jt)$ の絶対値。

σ_e : 舗装版下面の輪荷重応力 (N/mm^2)

h : 舗装版の厚さ (mm)

I : 主梁の断面 2 次モーメント (N/mm^4)

その他の記号は、既示した通りである。

式(6)の右辺第 1 項は輪荷重外力によるもの、第 2 項は側梁との界面に生じたせん断力によるものである。

(6) 組合せ梁構造におけるパラメータの決定

式(4)が示すように、計算精度に及ぼす条件として主梁幅、側梁幅と主梁幅との比 (b/B)、側梁数、側梁間隔がある。ここでは、セメントコンクリート舗装要綱の輪荷重応力計算式¹²⁾でえられる計算結果とこの組合せ梁構造による計算結果が等しくなるように各パラメータを決定することとする。

主梁幅(B)は 100mm、側梁設置間隔は 50mm と仮定する。そして側梁設置数を $n=100$ として、通常のコンクリート舗装版の弾性係数、厚さ、路盤支持力を変化させて、要綱式と本組合せ梁構造式との計算結果が同じとなるように、(ϕ) と (b/B) との関係性を求めてみた (図-3 参照)。 ϕ は、式(3)に示

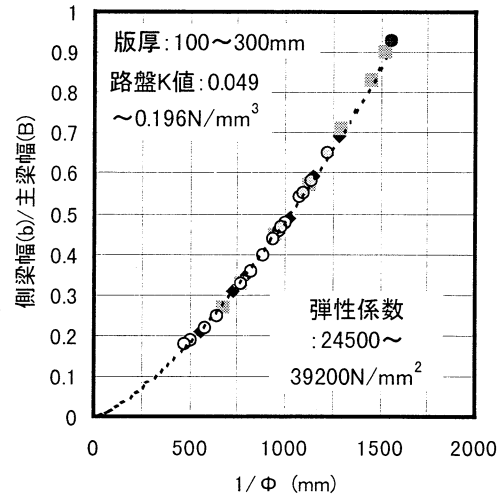


図-3 ϕ と (b/B) の関係

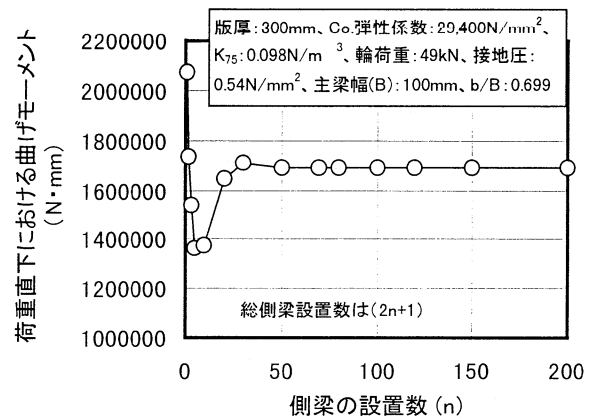


図-4 側梁設置数と曲げモーメント

した通り、主梁、側梁の弾性係数と厚さ、そして路盤支持力により決定され、舗装版の剛比半径に相当するパラメータである。その関係式を式(8)に示す。

$$\frac{b}{B} = 2.7 \times 10^{-5} \times \left(\frac{1}{\phi} \right)^{1.42} \quad (8)$$

ここに、記号は前述の通りである。

また、側梁の設置数 ($2n+1$) については、図-4 に例示するように、 n が 50 以上であれば一定値に収斂する。

よって以降の計算において、主梁幅 100mm、側梁設置間隔 50mm、側梁設置数 $n=100$ (全側梁数 201)、側梁幅は式(8)で求まる値を用いることにする。この条件で通常のコンクリート舗装版の輪荷重応力を計算した結果は、ほぼ完全に要綱式で計算した結果と一致する。ただ、コンクリート版厚が 50mm 以下のような薄層版については傾向が異なり、要綱

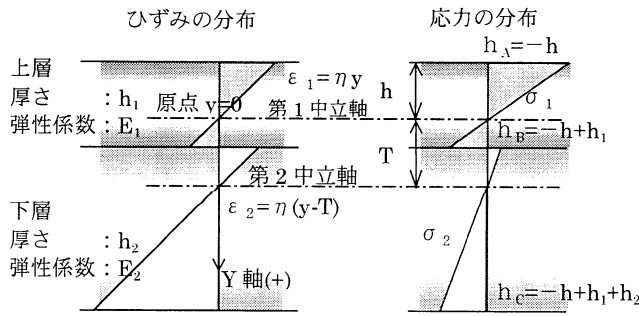


図-5 不完全接着状態にある複合体

式の場合版厚が薄層になると、ある厚さから逆転し圧縮応力に変化するのに対し、組合せ梁構造の場合では薄層になるに伴い輪荷重応力は増加していく。そこで、組合せ梁構造の適用範囲は舗装要綱式と一致するコンクリート版厚 50mm 以上と考える。

4. 界面の付着性を考慮した複合梁

(1) 基本式

複合梁の場合、界面が完全接着状態では、中立軸が一箇所に一つ決まる。完全非接着状態の場合は、中立軸が二本できる。この場合の中立軸は、それぞれ各層の中立軸の位置にできると考えられる。いずれの場合も、ひずみの分布は Bernoulli-Euler の平面保持の法則に従うと考える。また、二つの層が同じ曲率で変形するものと考え、複合体に生じる二つのひずみの分布は同じ勾配でなければならない。

図-5 は、完全接着状態と完全非接着状態の中間の不完全接着状態を示すものである。

図-5 に示す第 1 中立軸の生じる位置を座標の原点に取り、第 2 中立軸は原点から T の位置に生じるものと考え、上層のひずみの分布 (ε_1)、下層のひずみの分布 (ε_2) を、以下のように示す。

$$\varepsilon_1 = \eta y \quad (9)$$

$$\varepsilon_2 = \eta(y - T) \quad (10)$$

$$T = (1 - t_b) \left(\frac{h_1 + h_2}{2} \right) \quad (11)$$

ここに、

t_b : 上下層界面の付着係数 ($t_b=0 \sim 1$, $t_b=0$

は完全非接着, $t_b=1$ は完全接着を示す。)

T : 中立軸間の距離

その他の記号は、図-5 に示した通りである。

軸方向応力の釣合い方程式を解いて整理すると、第 1 中立軸の位置 (h) は、式(12)のようになる。

$$h = \frac{h_1 + \alpha \beta h_2 + 2\alpha h_2 - 2\alpha \beta T}{2(1 + \alpha \beta)} \quad (12)$$

ここに、

$$\alpha = E_2 / E_1, \quad \beta = h_2 / h_1$$

h : 上層表面から第 1 中立軸までの距離

その他の記号は、図-5 に示す通りである。

また外力モーメントと、内部縦応力の中立軸についてのモーメントは釣り合わなければならない。

上層についての第 1 中立軸についてのモーメントと下層についての第 2 中立軸についてのモーメントの合計が外力モーメント $M(x)$ と釣り合うという条件のもとに計算して整理すると、

$$J = \frac{b}{3} \left[\frac{(h_B^3 - h_A^3) + \alpha(h_C^3 - h_B^3)}{-3T\alpha(h_C^2 - h_B^2) + 3T^2\alpha(h_C - h_B)} \right] \quad (13)$$

ここに、 $h_A = -h$, $h_B = -h + h_1$, $h_C = -h + h_1 + h_2$

b : 梁の幅 (cm), T : 中立軸間の距離

として、

$$\eta = \frac{M(x)}{E_1 J} \quad (14)$$

となる。即ちここで求めた (J) は付着性を考慮した複合梁の断面 2 次モーメントと考えることができる。従って、Winkler 基礎上の付着性を考慮した複合梁について考える場合、前述の式(3)中の断面 2 次モーメントとして式(13)でえられる値 (J) を用いばよい。

(2) 付着性を考慮した複合梁の応力・ひずみ

付着性を考慮した複合梁の任意の断面におけるひずみと応力は、前項で求めた、式(9), (10), (14) から求めることができる。即ち、

$$\varepsilon_1 = \frac{M(x)}{E_1 J} \cdot y \quad (15)$$

$$\sigma_1 = \frac{M(x)}{J} \cdot y \quad (16)$$

但し、 $-h \leq y \leq -h + h_1$ (上層部分)

$$\varepsilon_2 = \frac{M(x)}{E_1 J} \cdot (y - T) \quad (17)$$

$$\sigma_2 = \frac{M(x)\alpha}{J} \cdot (y - T) \quad (18)$$

但し、 $-h + h_1 \leq y \leq -h + h_1 + h_2$ (下層部分)

ここで、各記号は前述の通りである。

5. 薄層オーバーレイの試験舗装による検証

(1) 試験舗装の種類

前項までで検討した手法の、実際の薄層コンクリートオーバーレイ工法に対する適用性を検討する目的と、その他薄層コンクリートオーバーレイにおけるひずみ挙動などを調べる目的のために、試験舗装とひずみ測定を実施した。薄層コンクリートオー

表-1 試験舗装の種類

工種No.	A-1	A-2	A-3	A-4	B-1	B-2	B-3	B-4	C-1	C-2	C-3
Co.版厚 (mm)	100	100	100	100	100	100	100	100	150	150	150
As.層厚 (mm)	150	150	150	150	150	150	150	150	100	100	100
Co.の種類	HCC	HCC	HCC	HCC	SFRC	SFRC	SFRC	SFRC	SFRC	SFRC	SFRC
Co.弾性係数 (N/mm ²)	43,900	43,900	43,900	43,900	34,800	34,800	34,800	34,800	34,800	34,800	34,800
界面処理	a	a	a	a	a	b1	b2	a	c3	c2	c
路盤支持力係数 (K ₇₅ : N/mm ³)	0.44	0.25	0.44	0.25	0.20	0.44	0.44	0.20	0.41	0.41	0.39
施工幅員 (m)	3.6	3.6	3.6	3.6	3.6	3.6	3.6	3.6	3.6	3.6	3.6
施工延長 (m)	5.0	7.0	3.0	15.0	9.0	9.0	9.0	1.0	5.0	5.0	10.0

注) 1) Co.はコンクリートの略、As.はアスファルト混合物（アスコン）の略。

- 2) B-1, B-2, B-3 および C-1, C-2, C-3 工種はカッター目地無しの連続版。その他はカッター目地を設置（設置位置は工区の境界）した独立版。
- 3) 界面処理の内、a はアスコン層表面を切削したのみの状態、b1 は切削面に延長方向に 1m 間隔で横断方向全幅に 30mm 深さのカッター溝を設置しそこに 50mm 幅の鉄板を差し込んだもの、b2 は同じく 65mm 鉄板を差し込んだもの、c は切削しないアスコン路面に路盤紙を敷設したもの、c2 は切削しないアスコン路面に b2 と同様の処理、c3 は切削しないアスコン路面に b1, b2 と同様のカッター溝に 75mm 鉄板を差し込んだもの。
- 4) 路盤は、現地土が良質のシルト質砂であったので、これを整正してそのまま用いた。

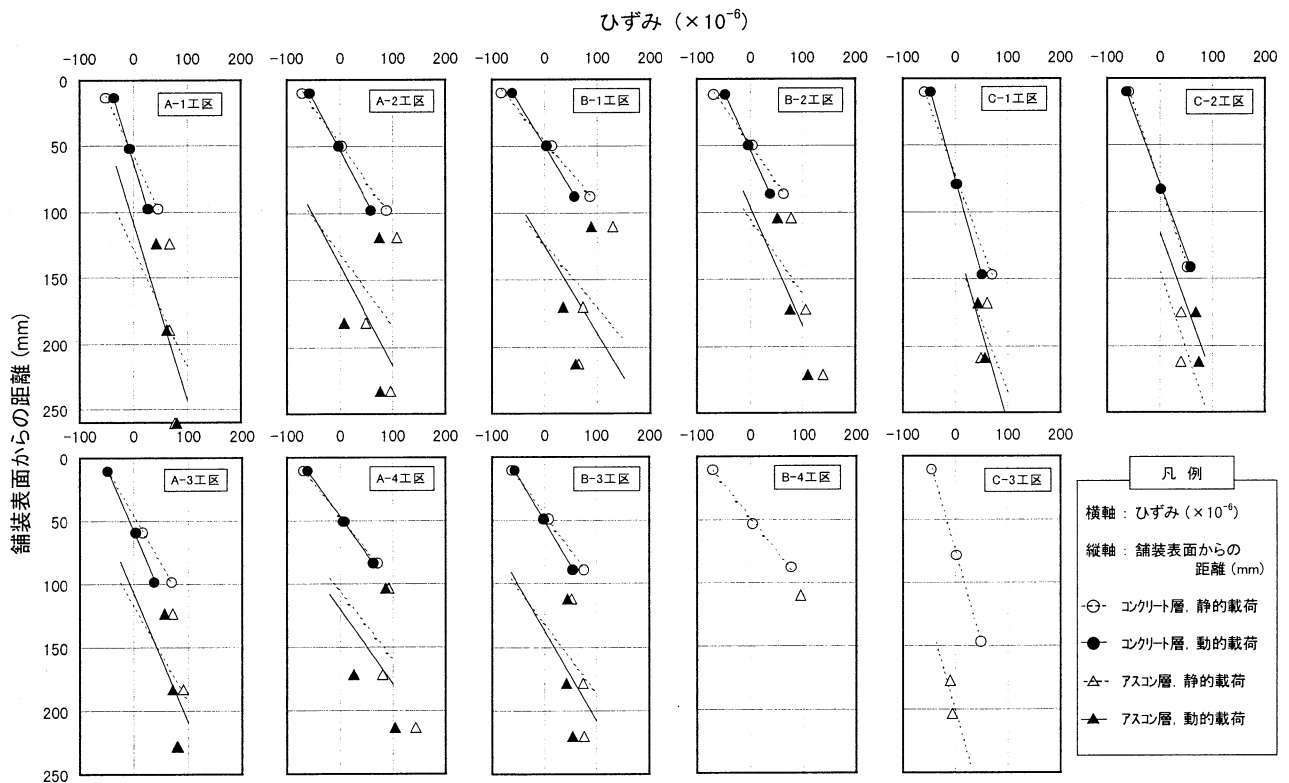


図-6 自由縁部への 5t 輪荷重載荷における舗装体発生ひずみ

バーレイ厚としては 100mm と 150mm、薄層コンクリートの種類は超硬練り高振動締固め鋼繊維補強コンクリート¹³⁾（以下、HCC と略記する）と、通常の鋼繊維補強コンクリート（以下、SFRC と略記する）の 2 種類を用いた。アスコン層は全て粗粒度アスコンを用いた。薄層コンクリートオーバーレイの施工は、HCC については高振動締固め式オフレイルコンクリートフィニッシャー（大有建設製：マルチペーパー I 型）、SFRC はローラフィニッシャーにて行った。施工時期は 1998 年 8 月である。各工種の詳細は表-1 に示す。

(2) 載荷試験による舗装体ひずみ測定

ひずみ測定のためのひずみゲージは、ポリエステルゲージ（PL-60-11-3LT）で、これを舗装端断面の深さ方向に各層 3 個（ゲージ切断のため測定不能のものもあった）貼り付けた。測定に用いた荷重車は、8t ダンプ（後輪単軸）の後輪を 49kN に調整して用いた。載荷の方法は、静的載荷（静止時間約 10 秒）と動的載荷（走行速度 5～17km/h）で自由縁部、そして幅員方向に載荷位置を変化させて行った。測定は 1998 年 10 月、外気温 25℃～30℃、アスコン層上面温度 19.5℃～20.5℃の条件である。

(3) 自由縁部載荷によるひずみ分布と付着係数

図-6 は、自由縁部直上に載荷したときの舗装体

表-2 自由縁部直上载荷の場合の付着係数

工種No.	界面処理	付着係数 (t_b)	
		静的载荷時	動的载荷時
A-1	a	0.52	0.60
A-2	a	0.26	0.47
A-3	a	0.48	0.63
A-4	a	0.52	0.43
B-1	a	0.33	0.41
B-2	b1	0.58	0.63
B-3	b2	0.29	0.36
B-4	a	*	-
C-1	c3	0.74	0.71
C-2	c2	0.70	0.72
C-3	c	0.00	-

注) * アスコン層ひずみ測定が1箇所のみで解析不可。

-印は動的载荷試験が実施できなかった工種

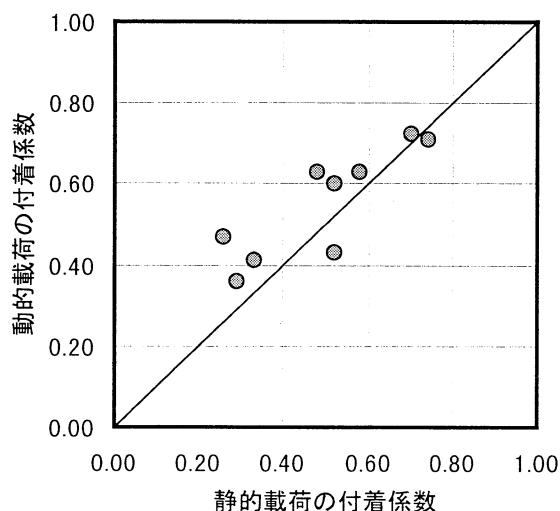


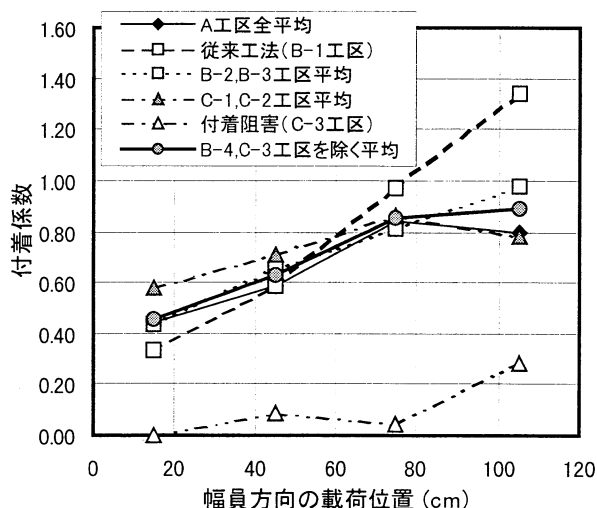
図-7 静的载荷と動的载荷の付着係数

のひずみ分布である。ここでは自由縁部に载荷した場合のひずみ測定結果を示す。

コンクリート層のひずみ分布は Bernoulli-Euler の平面保持の仮定がほぼ成り立つので、これを直線式に回帰させて第1中立軸の位置を求めた。下層のアスコン層のひずみ分布については必ずしも成り立つとは言い難い。また、ひずみ分布はコンクリート層のひずみ分布と平行となっていない。これは下層がアスコン層であるために、その粘弾性的挙動が生じたこと、およびそれにより断面が外側に膨れようとする面外の引張りひずみを伴ったものと想像できる。

しかし、本論文で提案する計算式は平面保持の法則と、上下層は同じ曲率のひずみ分布を有することを前提としたものである。アスコン層でのひずみ分布はコンクリート層のひずみ分布と同じ勾配であるとの仮定の基に回帰させ、これにより第2中立軸の位置を求めた。こうして求めた2つの中立軸間の距離(T)から式(11)を用いて付着係数(t_b)を計算する。結果を表-2に示す。

表-2に示すように、いずれの工種でも界面は完全接着とはなっていない。付着係数の求め方、あるいは実測データの精度から言えば結論付けることは



※幅員方向の载荷位置はタイヤ外側から15cmの位置の舗装版縁端からの距離

図-8 载荷位置と付着係数

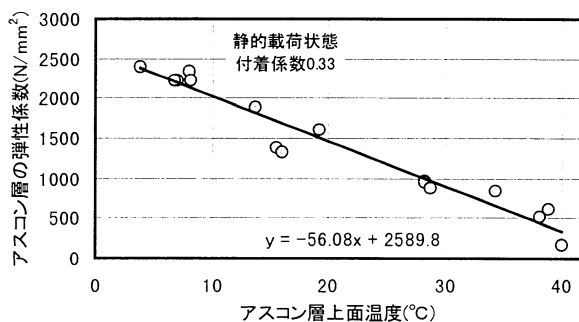


図-9 アスコン層温度と弾性係数

できないが、少なくとも図-6のひずみ分布から従来の完全接着型的前提は見直す必要がある。ここで提案した付着係数の概念はそれに対する一つの考え方である。

工種毎の関連は明確にはできないが、図-7に示すように静的载荷より動的载荷状態の方が付着係数は大きくなる傾向がある。また、路盤紙を敷設したC-3工種では完全非接着となり、全く複合版的挙動は期待できないとの結果を得た。

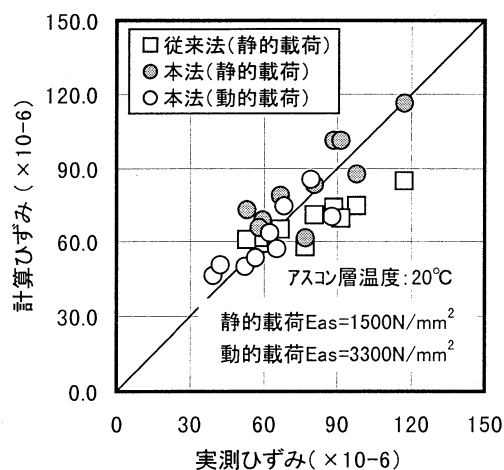
また、静的载荷状態で载荷位置を幅員方向に変化させた時に、舗装端部での付着係数を測定したのが図-8である。図-8中、B-1工区で付着係数が1.0以上となっているが、これは実測値から求めた第2中立軸が第1中立軸よりも上に位置結果であり、測定データのばらつきに起因するものと考えられる。

この結果、測定データにばらつきはあるものの、全体としては载荷位置が離れるに従い付着係数が大きくなる。この理由としては、载荷位置が離れるに従い上下層界面に発生するせん断応力も小さくなり、よって付着程度が改善されるものと考えられる。

(4) アスコン層の弾性係数の評価

次に下層のアスコン層の弾性係数の評価について検討する。

検討のためのデータとして、国道23号線で施工



※実測ひずみはコンクリート層内の3点のひずみの
回帰式からコンクリート層下面ひずみに換算した。

図-10 ひずみ実測値と計算ひずみの関係

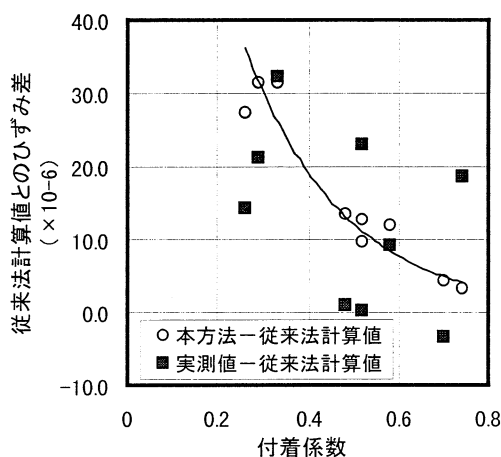


図-11 従来法の計算結果に及ぼす付着係数の影響

された SFRC 薄層オーバーレイ ($t=100\text{mm}$) 舗装での追跡調査データ¹⁴⁾を用いる。この追跡調査では 5t 輪荷重の静的載荷によるコンクリート層下面ひずみとアスコン層上面温度との関係が測定されている。ここに、該舗装の施工条件は本試験舗装の B-1 工種と同じであるので、その界面付着係数を本実験で得られた 0.33 として組合せ梁構造を適用し、計算されるひずみが実測値と同じとなるアスコン層弾性係数を逆算して求めた。結果を図-9 に示す。

筆者らは先の報告²⁾で、完全接着の仮定のもとに該舗装のアスコン層の静的載荷状態における弾性係数は $0\sim 700\text{N/mm}^2$ 程度と評価した。しかし、本報告で付着係数を考慮したことにより $200\sim 2600\text{N/mm}^2$ と評価できることが分かった。

また、動的載荷の場合のアスコン層の弾性係数評価については、実測値と、その時の付着係数を用いた組合せ梁構造による計算式とが等しくなるように逆算した。アスコン層温度はほぼ 20°C であったが、載荷位置が $4\sim 19\text{cm}$ 、載荷速度が $5\sim 17\text{km/h}$ と一定にできなかったこともあり、 $1600\sim 5700\text{N/mm}^2$ とばらついてしまった。平均は 3300N/mm^2 であった。

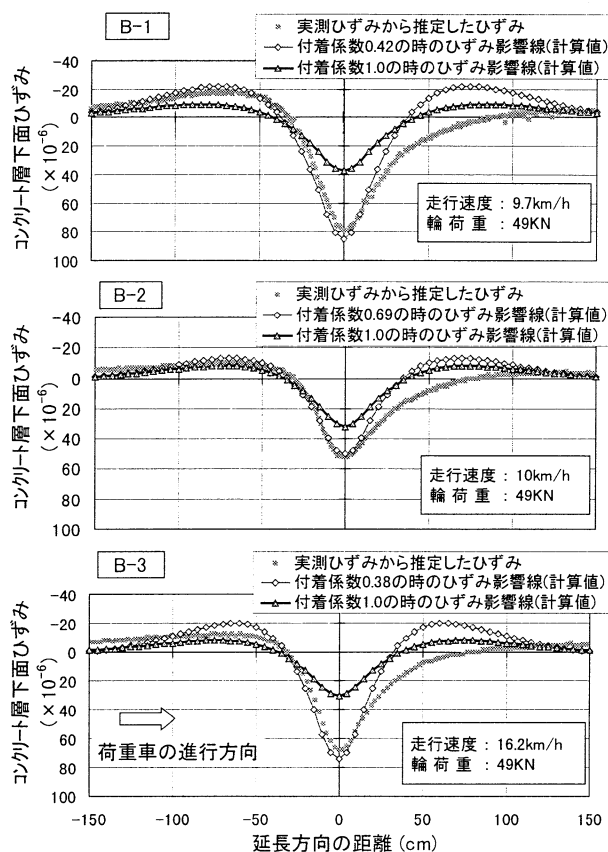


図-12 動的載荷試験によるひずみ影響線

20°C での静的状態でのアスコン弾性係数が 1500N/mm^2 と比較すると2倍強である。

(5) コンクリート層下面の実測ひずみと計算ひずみ

ひずみ測定時のアスコン層上面の温度は $19.5^\circ\text{C}\sim 20.5^\circ\text{C}$ であったので、これを 20°C としてアスコン層の弾性係数は前項で示した値を用いる。従来の計算法¹⁵⁾による場合についても同じ弾性係数を用いた。計算の対象としたひずみは自由縁部直上載荷(載荷位置 15cm)、動的載荷の場合については自由縁部直上に最も近い走行位置のデータを用いた。

付着係数については表-2 に示した値、舗装体に関連するその他の条件は表-1 の値を用いる。また (b/B) は各工種について式(8)より求まる値を用いて計算する。結果を図-10 に示す。

この結果、従来法の場合の計算精度は、実測ひずみが大きくなるに伴い計算値との差が大きくなる。これは、付着係数を考慮していないことによると思われる。図-11 は、付着係数と本法と従来法の計算ひずみの差、および実測ひずみと従来法による計算ひずみの差を示す。これより、付着係数が小さくなるに伴い差が大きくなることが分かる。

(6) コンクリート版下面の輪荷重ひずみ影響線

動的載荷試験の結果と組合せ梁構造での計算結果を図-12 に示す。図には薄層コンクリートオーバーレイとしてより一般的な B 工種についての結果を示すが、他の工種についても同様の結果であった。

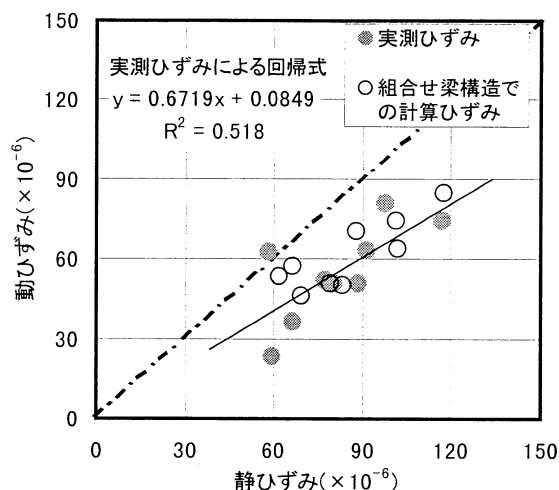


図-13 静的載荷と動的載荷の発生ひずみ

実測した付着係数を用いた計算結果は、実測のひずみデータとほぼ同一の分布を示す。また、付着係数を 1.0 としたときの計算値も併記したが、これは実測値よりかなり小さいひずみ分布となる。しかし、載荷位置が 50cm 程度離れたときの実測ひずみは、実測付着係数と付着係数 1.0 の場合の計算ひずみの中間に位置する。

また、動的荷重が直上に載荷するまでのひずみ挙動と、その後除荷していく過程でのひずみ挙動が異なる。除荷した後のひずみの復元が遅れるという傾向が認められる。これは下層のアスコン層の粘弾性的特徴によるものと考えられ、薄層コンクリートオーバーレイの特徴であろう。この傾向は測定した全工種について見られる。

6. 薄層コンクリートオーバーレイの輪荷重ひずみ挙動の特徴

(1) 発生ひずみの載荷速度依存性

図-13 は、自由縁部における静的載荷と動的載荷の場合の発生ひずみの関係を示す。実測ひずみについてみると、時速 5~17km/h の比較的低速ではあるが動的載荷の場合の発生ひずみは、静的載荷の場合のおよそ 70%である。これは、下層のアスコン層の弾性係数が載荷速度によって変わることによるだけでなく、動的載荷の場合、図-7 に示したように付着係数そのものが大きく評価でき、その結果舗装全体の剛性が大きくなったことにもよると考えられる。

(2) 載荷位置による自由縁部発生ひずみの低減率

コンクリート舗装の構造設計は、通常舗装版縁部について行い、縁部に発生する応力の頻度を累積して疲労抵抗を求める方法を採用している。従って、載荷位置と縁部に発生する応力/ひずみの関係を求めておくことは、将来該舗装の設計法を確立する上で重要である。

そこで、幅員方向に載荷位置を変化させて、そ

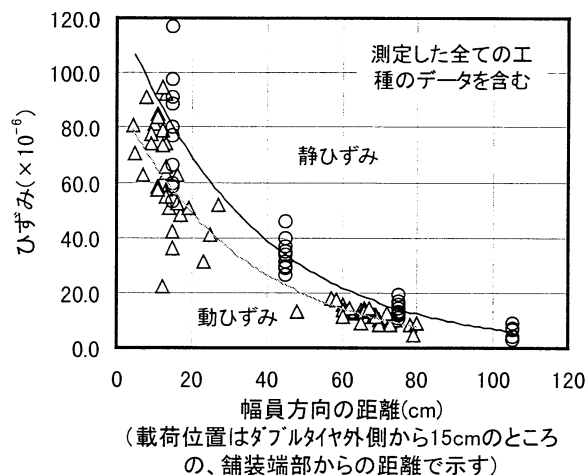


図-14 載荷位置による発生ひずみ

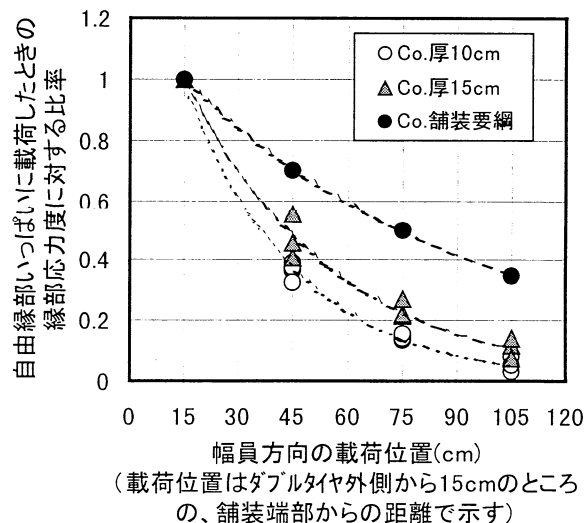


図-15 載荷位置による発生ひずみ比（静的載荷）

の時に自由縁部に発生するひずみを測定した。図-14 は、自由縁部で測定した全てのデータについて、載荷位置との関係で示したものである。静ひずみ、動ひずみ共に載荷位置が幅員方向に離れるに従い大きく低減することが分かる。発生ひずみそのものは動ひずみの方が小さいが、動ひずみと静ひずみの低減の傾向はほぼ同じと見ることができる。

図-15 は静的載荷の場合について、自由縁部直上載荷の場合の発生ひずみに対する比で示したものである。この結果、コンクリート舗装要綱に示される通常の応力/ひずみ低減率と比べると、薄層コンクリートオーバーレイの方の低減する割合が大きい。コンクリート層厚 10cm と 15cm では 10cm の方が更に大きく低減する。これは、総体的に薄層コンクリートオーバーレイの場合薄層で剛性も小さいことがその理由の一つであろうが、図-8 に示したように、載荷位置が離れるに従い付着係数が大きくなり、舗装体全体の剛性が大きく評価されることにもよる。

7. 結論

薄層コンクリートオーバーレイにおける界面の付着係数、発生ひずみに及ぼす界面付着の影響、そして付着係数を考慮した輪荷重応力/ひずみの計算法などについて検討した。その結果をまとめると以下の通りである。

- (1) 提案した組合せ梁構造において、そのパラメータを適切に選ぶことで計算される自由縁部輪荷重応力/ひずみは、コンクリート舗装要綱式で計算される値とほぼ同じとなる。
- (2) この組合せ梁構造の梁要素に、付着係数を考慮した複合梁を適用することで、完全接着が得られない場合の薄層コンクリートオーバーレイの発生ひずみを計算できる。
- (3) 薄層コンクリートオーバーレイの界面付着係数は、静的荷重の場合約 0.3~0.7、動的荷重の場合約 0.4~0.7 と、動的荷重の場合の方の付着係数が大きくなる。
- (4) また、付着係数は荷重の荷重位置からの距離で変化し、その距離が大きくなるにともなって付着係数も大きくなる。
- (5) 薄層コンクリートオーバーレイのアスコン層の弾性係数は荷重速度と温度に依存し、静的荷重状態では 200~2600N/mm² 程度である。
- (6) 薄層コンクリートオーバーレイ層下面に生じるひずみや応力は界面の付着係数により大きく影響され、付着係数を考慮しない従来の計算による場合、計算値より実測値の方が 30×10^{-6} 程度大きくなることがある。
- (7) 薄層コンクリートオーバーレイに発生するひずみは、荷重速度依存性がある。
- (8) 薄層コンクリートオーバーレイの場合、荷重位置が幅員方向に変化するときの自由縁部に生じるひずみの低減率は、通常コンクリート舗装の場合より大きい。

参考文献

- 1) James D. Grove, Gary K. Harris, Bradley J. Skinner: Bond Contribution to Whitetopping Performance on Low Volume Roads. *Construction Report for Iowa Highway Research Board Research Project HR-341*.
- 2) 中西弘光、武井真一、前田英和：SFRC 薄層舗装の複合梁理論による構造評価に関する一考察、土木学会第 53 回年次学術講演会講演概要集、pp. 52-53、1998 年、9 月
- 3) 福田正：コンクリート舗装の荷重分散機構に関する研究、土木学会論文報告集、第 242 号、pp. 63-72、1975 年 10 月
- 4) 運輸省航空局監修：空港コンクリート舗装構造設計要領、pp107-108、1990 年
- 5) 野田悦郎、孔永健、笠原好則：付着型コンクリート工法に関する基礎的研究、第 2 回舗装工学講演会講演論文集、pp. 45-52、1997 年 12 月
- 6) Harry Sturm : Ultra-Thin Whitetopping : Ontario Experience, *8th International Symposium on Concrete Roads*, Theme IV, pp129-132, 13-16 September, 1998
- 7) Johan Silfwerbrand : Whitetoppings-Long Term Performance and Recommendations, *8th International Symposium on Concrete Roads*, Theme IV, pp.139-148, 13-16 September, 1998
- 8) Lamshid M. Armaghani, Diep Tu : Implementation of Ultra-Thin Whitetopping in Florida, *8th International Symposium on Concrete Roads*, Theme IV, pp.183-202, 13-16 September, 1998
- 9) 西澤辰男、福手勤、国分修一：弾性平板 FEM に基づくコンポジット系舗装の解析法に関する研究、土木学会論文集、No. 613/V-42、pp. 237-248、1999. 2
- 10) W. Ronald Hudson, Hudson Matlock : Analysis of Discontinuous Orthotropic Pavement Slabs Subjected to Combined Loads, *HRR131*, pp.1-48, 1966
- 11) 土木学会：構造力学公式集、pp.173-179
- 12) 日本道路協会：セメントコンクリート舗装要綱、付録 2. pp221-230、1984 年 2 月
- 13) 吉兼亨、鯉江利夫、中島佳郎、木村隆之：凝結及び硬化初期に熱及び移動輪による繰返し荷重を受けた超硬練りコンクリートの性状、土木学会論文集 No. 544/V-32、pp. 77-87、1996. 8
- 14) 中部道路研究会：昭和 58 年度 中部道路研究会報告、pp. 15-23、1984 年 6 月 23 日
- 15) 土木学会：舗装工学、pp.107-108

A BASIC STUDY ON THE BOND CONTRIBUTION FOR A THIN CEMENT CONCRETE OVERLAY

Hiromitsu NAKANISHI, Shinichi TAKEI, and Teruhiko MARUYAMA

There is a method to place thin cement concrete overlay on an asphalt concrete pavement as one of the rehabilitation methods for improving an existing asphalt pavement. However this method doesn't become popular at present. In this research, to begin with, applying the theory of a beam on Winkler foundation, we will investigate the stress analysis procedure of pavement slabs. Next, we will investigate the model of composite structure that consists of a thin cement concrete layer and an existing asphalt pavement layer, taking the degree of bond between these two layers into consideration. As the result of measurement of strain at the bottom of a thin cement concrete overlay, we confirmed usefulness of this calculation method.