

# 合成桁橋 R C 床版のひび割れ損傷過程

## - 24 年間供用された実橋床版の輪荷重装置による走行実験 -

堀川都志雄<sup>1</sup>・加藤暢彦<sup>2</sup>・林 秀侃<sup>3</sup>・園田恵一郎<sup>4</sup>

<sup>1</sup>正会員 工博 大阪工業大学教授土木工学科 (〒535-0002 大阪市旭区大宮 5-16-1)

<sup>2</sup>正会員 ショーボンド建設株式会社補修工学研究所 (〒305-0003 つくば市桜 1-17)

<sup>3</sup>正会員 工博 阪神高速道路公団保全施設部 (〒541-0056 大阪市中央区久太郎 4-1-3)

<sup>4</sup>正会員 工博 大阪市立大学教授工学部土木工学科 (〒558-8585 大阪市住吉区杉本 3-3-138)

阪神高速道路で約 24 年間供用された梅田入路の撤去に伴い、荷重履歴を受けた鉄筋コンクリート床版の残存耐力あるいは疲労余寿命等の調査を主目的に、主桁ウェブを 20cm 残した状態で 3 パネルの床版を桁ごと切り出した後に、実験室内で耐荷力確認実験ならびに輪荷重装置による走行疲労実験を行った。その結果、静的押抜きせん断耐力は 79tf (774.7kN) 程度であるが、走行疲労実験を行った供試体では、輪荷重値 11~15tf (107.8~147.1kN) [乾燥状態および湿潤状態] で総走行回数約  $30 \times 10^4$  回の時、床版が押抜きせん断タイプで陥没・崩壊した。これらのデータについて、既往の押抜きせん断耐力式や S-N 曲線との比較を行い、床版の損傷度とたわみ等の経時変化との関係を明らかにした。さらに、RC床版の劣化度を示す指標についても言及している。

**Key Words:** deterioration, characteristics of fatigue, wheel tracking machine, degrees of damage

### 1. まえがき

阪神高速道路公団では、約 24 年間供用された梅田入路ランプが撤去される機会を利用して、実橋梁の力学的特性の把握を目的とした一連の調査・研究が実施された。本論文は、その中の鉄筋コンクリート床版 (以下、RC床版と呼ぶ) に関する実験結果の一部についてまとめたものである。まず、撤去時点での RC 床版の現況を把握するために、ひび割れ密度やひび割れ幅の調査、ならびに 29.4tf (288.3kN) 試験車による現地載荷実験が行われた<sup>1)</sup>。その結果、24 年間という長期間の荷重履歴を受けたにも関わらず、RC床版の損傷は初期的で軽微なもの (阪神高速道路公団の判定基準<sup>2)</sup>によれば C ランクに相当) であり、また床版および主桁のたわみ、主桁のひずみの値からみても RC 床版はほぼ健全な状態であることが判明した。そこで、本 RC 床版の残存耐力あるいは疲労余寿命などがどの程度あるのかを調査することを主目的にして、現地載荷実験の後、主桁ウェブを 20cm 残した状態で 3 パネルの床版を桁ごと切り出し、室内で耐荷力実験ならびに輪荷重装置による走行実験を行った。

これまでにも、RC床版の輪荷重装置による疲労実験は、園田、堀川、松井ら<sup>3,4,5)</sup>によって行われており、定常繰返し載荷実験による疲労強度<sup>6)</sup>に比べて輪荷重実験での疲労強度は大幅に低下すること、ならびに RC 床版

の疲労損傷は、曲げひび割れの進展後、ねじりせん断および横せん断ひび割れの作用によって促進することが明らかにされている。しかしながら、既往の実験においては、RC床版は 2 辺が単純支持、他の 2 辺が単純または弾性支持されており、実橋における RC 床版の支持条件とは異なっている。特に、RC床版の曲げひび割れ進展後のねじりせん断ひび割れの発生には床版と鋼桁上フランジとの接合条件が大きく影響するものと思われる。

本研究では実橋での RC 床版の支持条件をできるだけ忠実に再現するために、梅田入路から鋼桁の上フランジを付けたまま切り出された舗装付き床版を実験室内に運び、自動車荷重の走行をシミュレートする大型輪荷重装置を用いて陥没に至るまでの走行実験から RC 床版のひび割れ損傷による劣化過程を調査した。すなわち、乾燥と湿潤の 2 つの環境条件下での走行実験を行い、繰返し作用によって床版のたわみ、鉄筋のひずみ、ひび割れの開閉量がどのように進行し、終局段階である陥没・崩壊に至るまでの劣化の進行度に着目した力学的挙動をもとに損傷床版の疲労特性を調査した。特に、舗装上面に水張り用のプールを設けた湿潤状態では、雨水が床版の劣化にどのような影響を及ぼすのかを観察した。さらに、約 24 年間に及ぶ荷重履歴を受けた床版の保有せん断耐力の確認と、また実橋床版の損傷度判定に用いられているひび割れ密度等の指標と損傷度との関係を明らかにした。

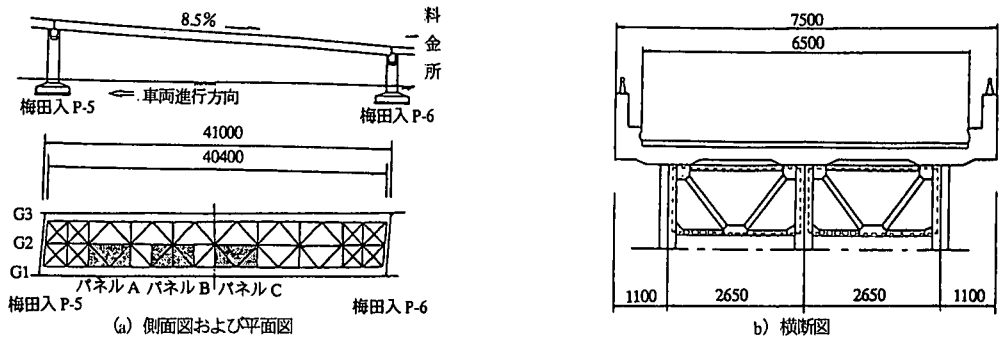


図-1 対象橋梁の一般図 (単位: mm)

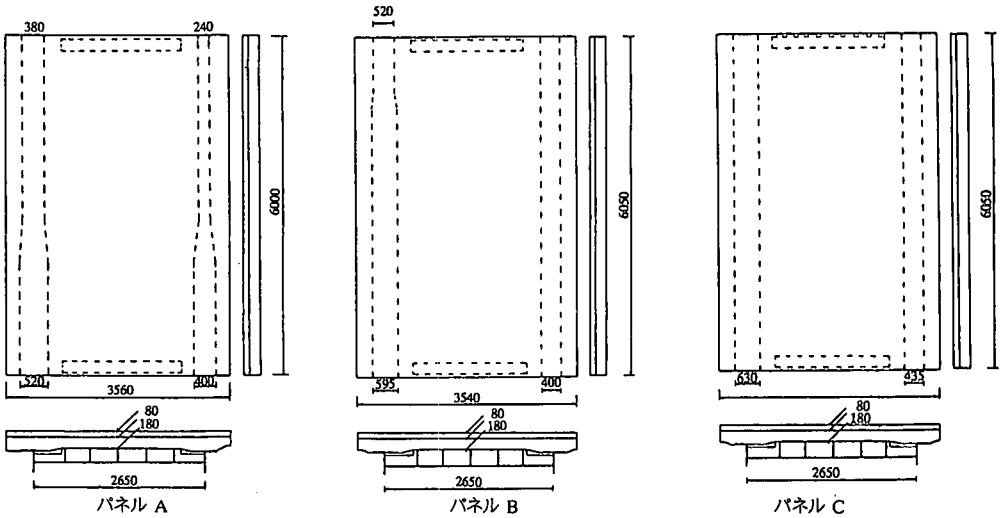


図-2 実験床版の形状・寸法 (単位: mm)

## 2. 実験床版の概要

対象橋梁の一般図を図-1 に示した。図中ハッチ部が切り出された床版の位置である。図面左からパネル A、パネル B およびパネル C と名付ける。当橋は、日交通量 11,000 台、大型車の混入率 2~3%、幅員 6.5m、車線数 2 で、昭和 39 年鋼道路橋示方書<sup>9)</sup>にもとづいて設計され、主鉄筋量と配力鉄筋量との比、すなわち配力鉄筋比は 25% 以上であり、昭和 40 年 12 月に架設された 3 本主桁単純合成桁橋である。

現場調査におけるひび割れ密度の結果を表-1 に示す。ひび割れは橋軸直角方向が主であり、ひび割れ幅 0.2mm 以上のものはなかった。全パネルとも損傷度は C ランク<sup>9)</sup>で軽微な損傷に位置付けられる。

パネル A とパネル B は走行繰返し実験に使用し、パネル C は押抜きせん断試験に使用した。また、走行繰返し実験において陥没・崩壊まで至らなかったパネル A については、パネル C との比較から押抜きせん断試験を行い、走行回数による影響を調べた。

各供試体の寸法を図-2 に、そして、配筋図を図-3 に示した。

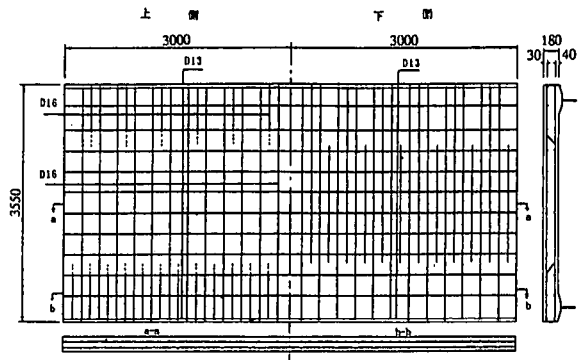


図-3 対象床版の配筋図

## 3. 輪荷重装置

図-4 に輪荷重装置の概要を示した。本装置は実際の大型車の輪荷重と同様のタイヤ荷重を載荷できる装置であり、幅 3.6m × 走行長さ 14.25m の試験区間を有しており、この中に数種の供試体を配置して同時に試験を実施できる。荷重 11tf (107.9kN) では産業車両用空気入り

表-1 現場調査におけるひび割れ密度

パネル名	パネルA	パネルB	パネルC
ひび割れ密度 (m/m <sup>2</sup> )	1.30	0.79	0.23
全ひび割れ	1.99	2.41	1.69
ひび割れの方向性*	8.3	13.7	4.8
全ひび割れ	5.2	4.9	2.2
平均ひび割れ	154	253	870
間隔 (mm)	101	83	118

\*: 橋軸直角方向のひび割れ密度/橋軸方向のひび割れ密度

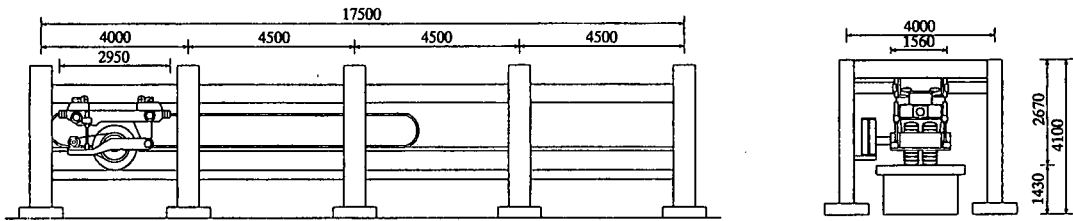


図-4 輪荷重装置 (単位: mm)

タイヤ (内圧 10 気圧) を, 13tf (127.5kN) 以上の荷重に対してはボーイング 747 型航空機用窒素入りタイヤを使用した。なお, 本実験で採用した荷重 11tf は, 旧道路橋示方書<sup>9)</sup>による TL-20 荷重の後輪荷重 8tf (78.5kN) に衝撃係数  $i = 20/(50+L) = 0.38$  を乗じた値である。また荷重 13tf (127.5kN) はさらに大型車混入率による 20% の割増しを考慮した大きさに相当している。

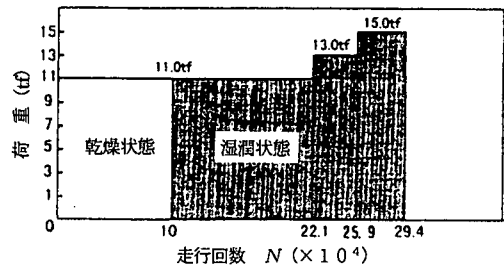


図-5 載荷プログラム

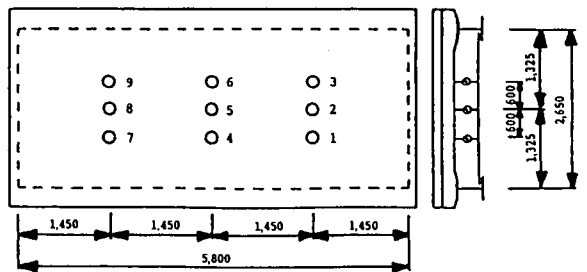
#### 4. 実験方法

パネル A および B について, 輪荷重装置を用いて走行繰返し実験を行った。2 枚のパネルを輪荷重の走行方向に直列に配置し, 両端部ならびに継目部には支持桁 (高さ 17cm) を設けて単純支持の状態にした。

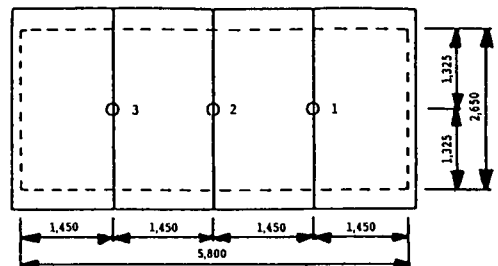
また, 走行実験終了後のパネル A と現地から切り出した状態のパネル C について静的押抜きせん断耐力を比較した。

走行実験では任意の走行回数時に静的載荷による測定を行い, 床版のたわみや鉄筋のひずみ等の経時変化を調べた。載荷プログラムを図-5 に示す。

走行回数が  $10 \times 10^4$  回までの初期段階では床版を乾燥状態下に置き, 新たなひび割れが発生するかどうかを確認し, 床版がこれまで受けていた先行荷重を推定する。一方, 実際の道路橋床版は雨水による影響を受け, 貫通ひび割れ間に浸透した雨水はひび割れ面のスリット化を早め, 床版のせん断耐力の低下を招くと言われている。この現象を確認するため, 床版上面に水を張って試験体上面を湿潤状態とし, 水のコンクリートへの浸入を促進させた状態での走行試験を行い, 乾燥条件下での挙動と

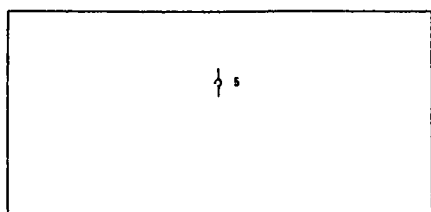


(a) 変位計

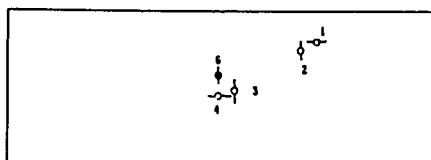


(b) 鉄筋ひずみゲージ

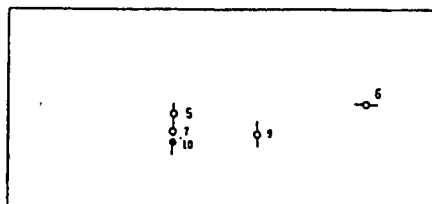
図-6 変位計・ひずみゲージの位置 (単位: mm)



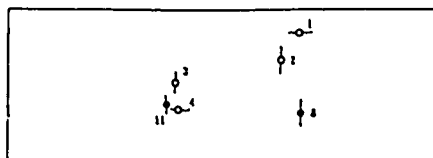
パネルA 上面



パネルA 下面



パネルB 上面



パネルB 下面

図-7 開閉量・段差量の計測位置

の差異を調べた。荷重は床版のたわみやひずみ等の増加傾向が停留する状態を確認した後、床版が陥没に至るまで段階的に漸増させた。

測定項目は、a)たわみ、b)主鉄筋のひずみ、およびc)ひび割れの開閉量と段差量である。たわみと主鉄筋のひずみの測定位置を図-6に示した。また、ひび割れの開閉量と段差量の計測位置を図-7に示した(図中○:開閉量, パネルAの1~5とパネルBの1~7, 9, \* : 段差量, パネルAの6とパネルBの8,10,11)。

## 5. 輪荷重走行実験の結果

### (1) 荷重の変動

走行する輪荷重の荷重値は、装置の特性、床版上面の不陸、床版の支持条件の不均一さ等により、一定の設定

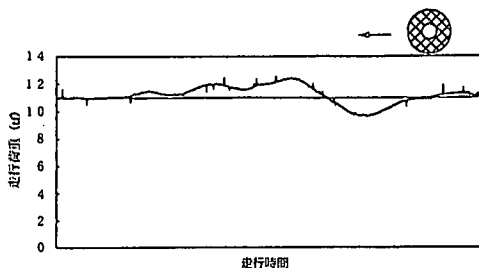


図-8 荷重の変動 (N=5000回)

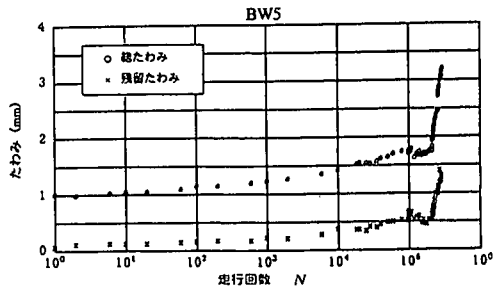
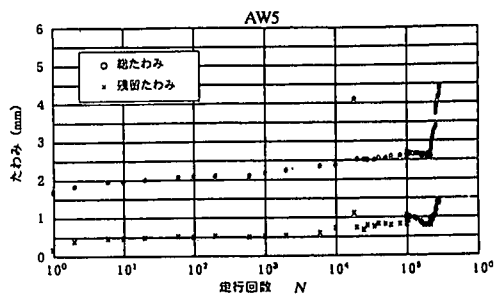


図-9 床版中央点のたわみの経時変化

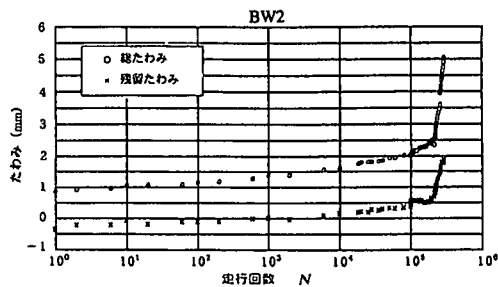


図-10 陥没位置近傍のたわみの経時変化

値を示さず、ほぼ設定荷重をはさんで変動する。例えば、荷重値 11tf 時の走行中の変動率は-15%~+11%であった。走行回数 5000 回時での走行中の変動状態を図-8に示す。

### (2) たわみ

パネルAおよびBでの床版中央点の総たわみ、および残留たわみと走行回数(経時変化)との関係を図-9

に示す。また、崩壊に至ったパネル B の陥没位置近傍のたわみの経時変化を図-10 に示している。図中、例えば BW2 はパネル B の測点 2 でのたわみを意味している。測点 2 および 5 は床版支間の中央線上にあり、床版端部から橋軸方向に床版長さの 1/4 点と 1/2 点に配置されている。横軸には走行回数  $N$  の常用対数の値がとられ、縦軸は測定された変位量(たわみ量)を表している。

弾性たわみは総たわみから残留たわみを減じたもので、床版の復元力特性に関連する性質を示す。いずれの測定点においても走行回数の増加に伴い、残留たわみや弾性たわみは増加の傾向にある。また、床版が崩壊近くなった走行回数  $21 \times 10^4$  回で、総たわみや残留たわみが急増している現象はこれまでの研究と同様である。特に陥没位置近傍で顕著であり、例えばパネル B の  $N=28 \times 10^4$  回(荷重値: 15tf)で測定点 2 の総たわみと残留たわみはそれぞれ 5mm と 2mm にも達していた。

### (3) 主鉄筋のひずみ

鉄筋のひずみは測定位置のかぶりコンクリートをはつって、ひずみゲージを貼付した後エポキシ樹脂モルタルを用いて埋戻した。主鉄筋ひずみの経時変化を図-11 に示す。図中、例えば AS2 はパネル A の測定点 2 の鉄筋ひずみを表している。測定点 1 と 2 は、それぞれたわみの測定点 2 と 5 とほぼ同じ位置に当たる。鉄筋ひずみについてもたわみと同様、走行回数  $N$  の増加に伴って総ひずみや残留ひずみは増大する。走行回数  $28 \times 10^4$  回での陥没位置近傍(BS1)の総ひずみと残留ひずみは  $1400\mu$  と  $900\mu$  の値を示しており、応力値に換算すれば  $2900\text{kgf/cm}^2$  ( $284\text{N/mm}^2$ ) と  $1900\text{kgf/cm}^2$  ( $186\text{N/mm}^2$ ) にも達する。しかしながら崩壊近くなっても、鉄筋が疲労破断せずにコンクリートのせん断耐力が低下することは注目に値する。

### (4) ひび割れの挙動

設定荷重 11tf の走行繰返し作用を受けて新たな曲げひび割れが発生し、床版を切り出した当時の初期ひび割れとともに床版下面全域にわたり格子状のひび割れ網が形成されていった。すなわち、切り出された床版の先行荷重は 11tf よりも小さいものと判断される。

#### a) ひび割れの開閉量と段差量

走行回数の影響を受けて現れるひび割れの開閉量と段差量(ずれ量)の測定結果を図-12 と 13 に示す。図中、AP3 はパネル A の測定点 3 での  $\pi$  ゲージの値を意味する。走行回数  $N$  の増加につれて、開閉量と段差量とはともに増大傾向にあった。段差量は終局において著しく増大し、最後までその増大傾向が持続したが、総開閉量と残留開閉量は途中で増大傾向が収まり、それぞれ 0.18mm と 0.08mm 程度で停滞した。

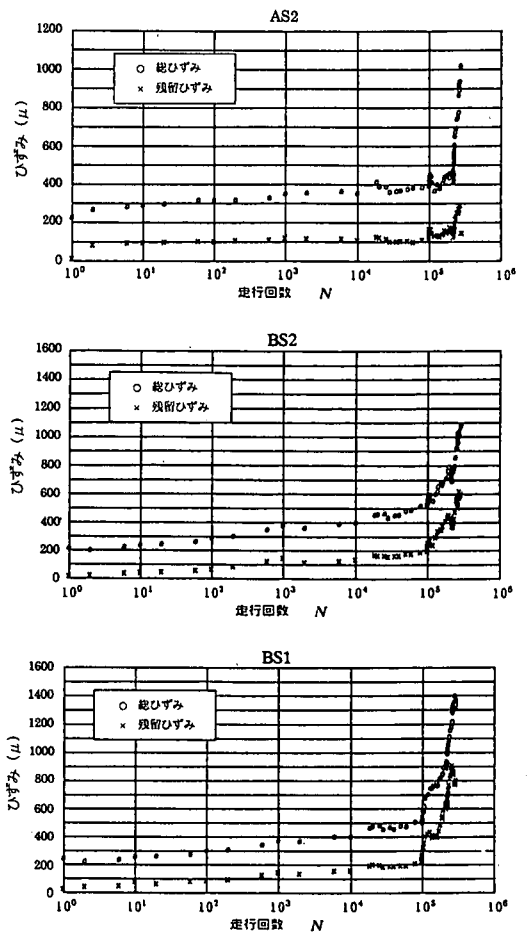


図-11 鉄筋ひずみの経時変化

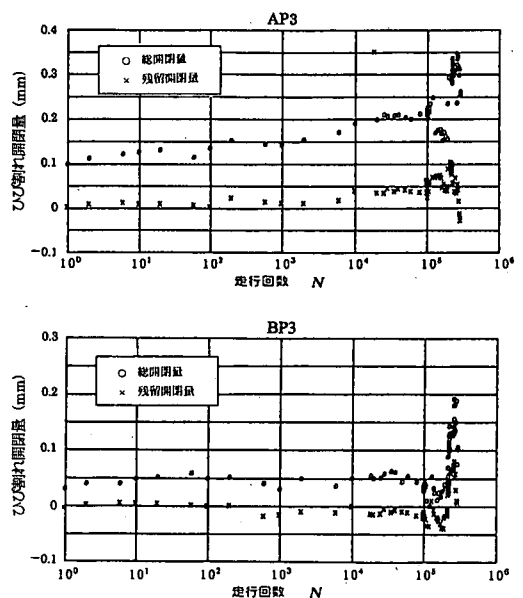


図-12 開閉量の経時変化

一方、 $N=28 \times 10^4$  回時での段差量の弾性成分は、パネル B の測定点 8 で  $0.4\text{mm}$  にも達していた。なお、測定点 8 は後述される床版の陥没位置近傍である。床版の崩壊時には開閉量の変化は少なく、段差量の方が明確に表れる傾向にあることがわかる。すなわち、終局状態では横せん断力の影響が曲げモーメントに比べて支配的になることを窺わせている。

#### b) 走行状態におけるひび割れの挙動

図-14 はパネル B の乾燥状態下での輪荷重走行中における床版下面のひび割れ開閉量の挙動を示している。走行回数が  $5 \times 10^4$  回程度で、主鉄筋方向のひび割れ開閉量の値は正・負に交番する性質、つまりひび割れが開いたり（正值）あるいは閉じたり（負値）する動きを示している。負の値の時は、圧縮作用によりひび割れ面同士が圧迫しあってひび割れ間でコンクリート粉を生じさせており、さらに正の値となることでそのひび割れが開き、コンクリート粉を落下させる。この挙動が継続的に繰り返されてひび割れ面のスリット化が促進されると考えられる。図-15 は測定点 5（上面ひび割れ）の開閉量の挙動を示している。特に、測定点 5 の位置は輪荷重の走行レーン近傍の位置にあり、既往の研究では得られていなかった貴重な測定結果である。床版下面のひび割れと同様、床版上面のひび割れも交番する性状を示し、上面ひび割れもスリット化することが推察される。

走行回数  $N=16 \times 10^4$  回での床版下面のひび割れの段差量（ずれ量）の挙動を図-16 に示す。走行回数  $N=16 \times 10^4$  回は、乾燥状態での走行が終了（ $N=10 \times 10^4$  回）し、湿潤状態での走行が  $6 \times 10^4$  回行われた時点であり、水の浸透による影響を受けている段階である。走行中での段差量の動きは床版の横せん断力の影響線と類似した交番する性状を示しており、その絶対値は  $0.3\text{mm}$  程度にも達していた。段差量は片側方向のみの変形ではなく両振りの状態となり、さらにひび割れ面が互いに磨耗し合うことになる。その結果、ひび割れ面での横せん断力に対する抵抗力が著しく低下すると考えられる。

#### (5) ひび割れ網の進展と床版の陥没状況

図-17 は走行繰返し実験におけるひび割れの進展状況を示している。ひび割れ網は乾燥下（11f 時）でほぼ停留した状態となり、湿潤下では新しいひび割れを発見することはできなかった。パネル B の床版は総走行回数が  $29.4 \times 10^4$  回（荷重 15f で  $3.5 \times 10^4$  回）の時に、押抜きせん断タイプの形で陥没していた。その位置は床版の橋軸方向スパンの約  $1/5$  点～ $1/6$  点であった。写真-1 は陥没位置の切断面での状況を示している。また、図-18 に床版の陥没位置と崩壊形状を示した。崩壊時の明確な走行回数は断定できないが、 $3.5 \times 10^4$  回よりも少ない回数で床版の陥没が始まり、その後自動走行運転が行

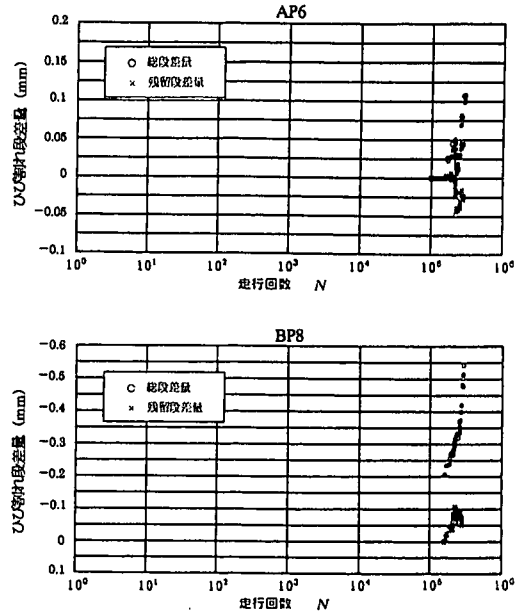


図-13 段差量の経時変化

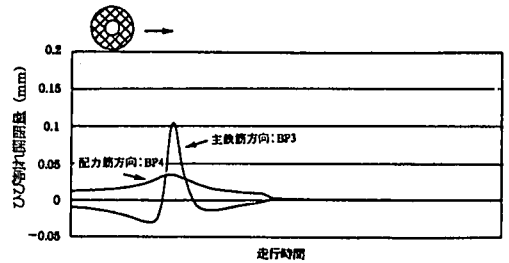


図-14 走行時の下面の開閉量 ( $N=5 \times 10^4$  回)

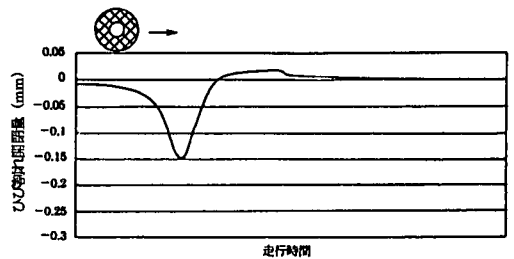


図-15 走行時の上面の開閉量 ( $N=9 \times 10^4$  回)

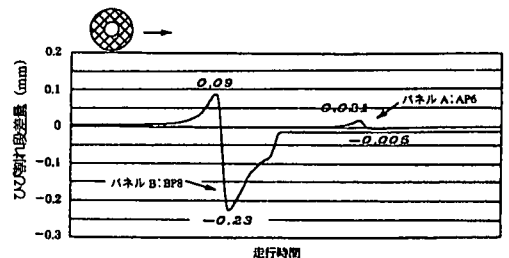
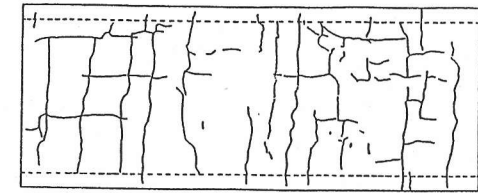
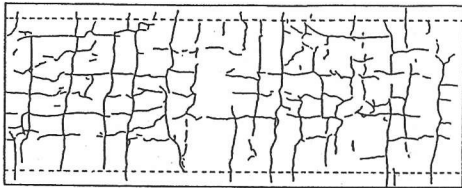


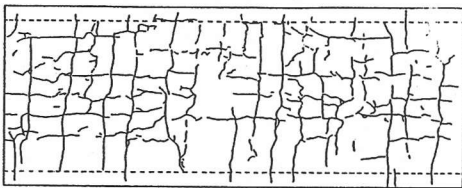
図-16 走行時の段差量 ( $N=16 \times 10^4$  回)



N=0回 (既存)

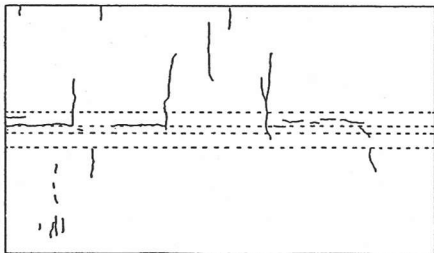


N=5×10<sup>4</sup>回



N=10×10<sup>4</sup>回

(a) 下面



N=10×10<sup>4</sup>回

(b) 上面

図-17 ひび割れの進展図

われた結果、写真-1のような鉄筋の変形がもたらされたものと推測される。なお、実験終了時のひび割れ密度は、陥没したパネル B が 7.39m<sup>2</sup> であり、同じ走行回数を経験しながら陥没まで至らなかったパネル A では 8.28 m<sup>2</sup> であった。パネル A でのたわみ、鉄筋ひずみおよび、ひび割れの開閉量等は、ほぼパネル B と同程度であった。輪荷重の走行回数が増加すれば、パネル A も、いずれは崩壊に至ることが容易に推測できる。

実橋の RC 床版が陥没する場合は、鉄筋の破断や大きな曲げ変形を伴わず、コンクリート塊のみが床版から剥落や脱落し、主鉄筋と配力鉄筋の網目だけが露出するとされている。実験床版でもかぶりコンクリート片等の剥落は見られるが鉄筋は破断していなかった。本試験体

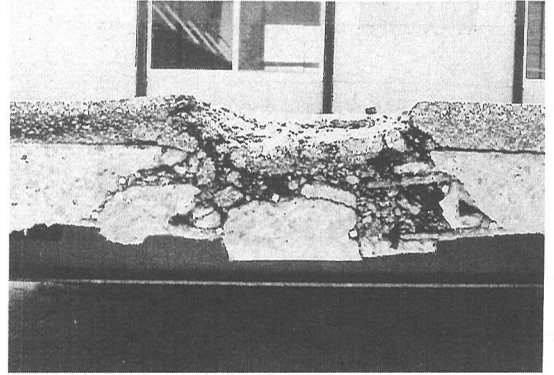


写真-1 陥没の状況

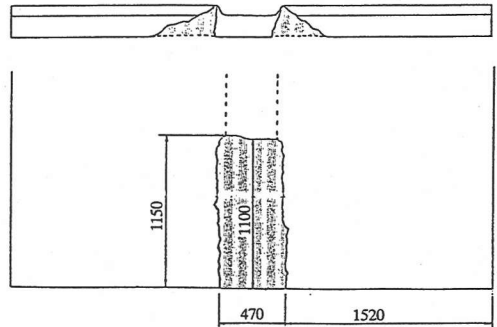


図-18 陥没の位置

は輪荷重値 11tf (107.9kN) と 13tf (127.5kN) の荷重履歴を経験した後、最終的に荷重値 15tf (147.1kN) での走行回数 3.5×10<sup>4</sup> 回で床版が崩壊した。実橋でも、この程度の荷重値が確認されており、床版の挙動に注意を払う必要があると思われる。

## 6. 実験結果の考察

### (1) 厚板理論による計算値<sup>9)</sup>との比較

一般にアスファルト舗装は感温性が高く、低温時でのヤング率  $E_a$  は  $2.0 \times 10^4 \text{ kgf/cm}^2$  ( $1.96 \times 10^3 \text{ N/mm}^2$ ) 以上にもなると言われている。本実験の実施時期は、室内温度 4~8℃の冬期であった。厚さ 8cm の舗装が床版の曲げ抵抗に及ぼす影響は小さくないと考えられる。すなわち実験結果を詳細に検証するためには、舗装による荷重分散の影響を考慮しなければならない。以下では厚板理論を用いて、アスファルト舗装を版として取り扱った 2 層板の解析を行う。本節では走行実験で得られた測定値と厚板理論による数値計算の結果とを比較する。厚板理

論は2つの変位関数  $f_3$  (ガラーキンベクトル),  $\phi_3$  (ブーシネスクの関数) から導かれる。

$$\Delta f_3 = 0, \quad \Delta \phi_3 = 0 \quad (1)$$

ここで,  $\Delta = \partial^2 x + \partial^2 y + \partial^2 z$ , また  $\partial^2 x = \partial^2 / \partial x^2$ ,  $\partial^2 y = \partial^2 / \partial y^2$ ,  $\partial^2 z = \partial^2 / \partial z^2$  である。

変位関数と変位の関係式は,

$$\left. \begin{aligned} 2\mu u &= -\partial x \partial z f_3 + \partial y \phi_3, \\ 2\mu v &= -\partial y \partial z f_3 - \partial x \phi_3, \\ 2\mu w &= \frac{\mu}{\lambda + \mu} \left[ \partial^2 z + \frac{\lambda + 2\mu}{\mu} (\partial^2 x + \partial^2 y) \right] f_3 \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

ここで,  $\lambda = \nu E / (1 + \nu)(1 - 2\nu)$ ,  $\mu = E / 2(1 + \nu)$ ,  $E$ : ヤング率,  $\nu$ : ポアソン比である。

式(1)の関数は, 次のような三角級数で展開できる。

$$\left. \begin{aligned} f_3 &= \sum_m \sum_n \left[ C_1 \operatorname{ch} \rho z + C_2 \operatorname{sh} \rho z + C_3 \rho z \operatorname{ch} \rho z \right. \\ &\quad \left. + C_4 \rho z \operatorname{sh} \rho z \right] \sin \alpha x \sin \beta y \\ \phi_3 &= \sum_m \sum_n \left[ C_5 \operatorname{ch} \rho z + C_6 \operatorname{sh} \rho z \right] \cos \alpha x \cos \beta y \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

ここで,  $\alpha = m\pi/a$ ,  $\beta = n\pi/b$ ,  $\rho^2 = \alpha^2 + \beta^2$ ,  $a$ : 主筋方向のスパン,  $b$ : 配力筋方向のスパン,  $C_i$  ( $i=1,2,3,\dots,6$ ) は板の上・下面の応力条件より決定される未定定数である。

実験床版をアスファルト舗装とコンクリート床版からなる2層の板として考え, 式(3)をそれぞれに適用し, 次式に示す上・下面での境界条件と接合面での連続条件を考慮して解析する。

$$\text{アスファルト上面で } \sigma_{za} = p_a, \quad \tau_{xa} = \tau_{ya} = 0 \quad (4)$$

$$\text{床版の下面で } \sigma_{zc} = \tau_{xc} = \tau_{yc} = 0 \quad (5)$$

$$\left. \begin{aligned} \text{接合面で } & u_a = u_c, \quad \sigma_{za} = \sigma_{zc} \\ & v_a = v_c, \quad \tau_{xa} = \tau_{xc} \\ & w_a = w_c, \quad \tau_{ya} = \tau_{yc} \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

ここで, 添字 a と c はそれぞれアスファルト舗装とコンクリート床版を意味する。

主な測定点におけるたわみと鉄筋ひずみの弾性成分について, 以下計算値との比較を行いながら記述する。これらの弾性成分は床版の復元力特性に関連づけられるの

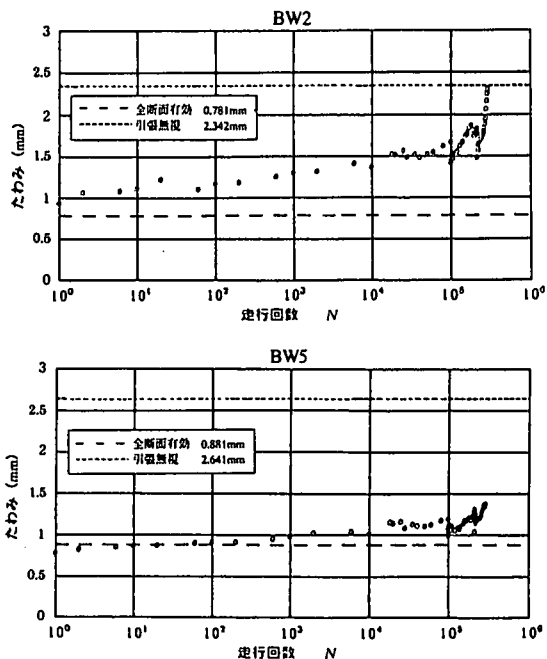


図-19 弾性たわみの経時変化

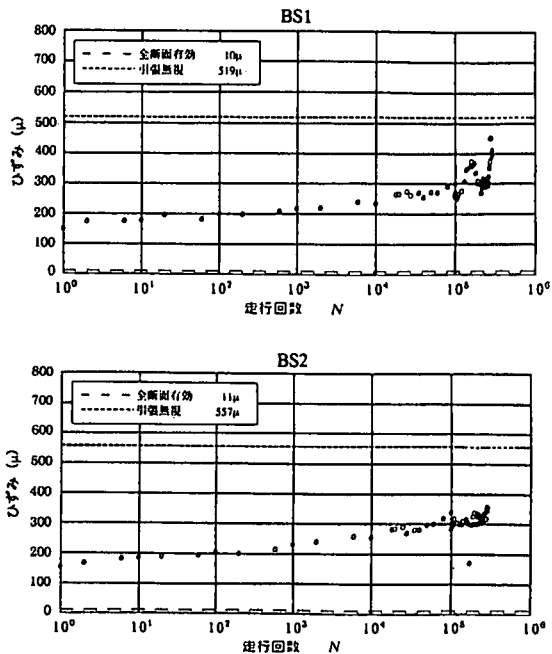


図-20 鉄筋弾性ひずみの経時変化

で, 床版の劣化度の指標になると推測できる。

#### a) たわみ

パネルBの測定点2と5の走行実験から得られた弾性たわみと計算値の比較を図-19に示す。ここで, 測定点2は陥没位置の近傍である。あらかじめ, 切り出さ



れた床版からコアを抜き取り、コンクリート部のヤング率  $E_c$  を測定した結果、 $22 \times 10^4 \text{kgf/cm}^2$  ( $2.16 \times 10^4 \text{N/mm}^2$ ) の値を得ている。図中、破線はコンクリートのヤング率  $E_c = 22 \times 10^4 \text{kgf/cm}^2$  を用い、かつ全断面有効と仮定した場合（以下、全断面有効時という）の計算値、また点線は、 $E_c = 14 \times 10^4 \text{kgf/cm}^2$  とし、ひび割れ断面を仮定した場合（以下、引張り無視時という）の結果である。なお、実験での荷重値は 11tf、13tf および 15tf と変化しているため、13tf と 15tf 時での測定で得られた弾性成分のみを 11tf の荷重値に換算している。

走行回数の増加に伴って、床版の弾性たわみは  $E_c = 22 \times 10^4$ （全断面有効時）から  $14 \times 10^4 \text{kgf/cm}^2$ （引張り無視時）の計算値に次第に漸増していることがわかる。因みにはり（幅 1m）の計算値は、全断面有効時で約 6.3mm、引張り無視時の状態で約 13.3mm である。

### b) 鉄筋ひずみ

走行実験による弾性ひずみ（11tf 換算）の結果と計算値との比較を図-20 に示す。図中、破線は全断面有効時の鉄筋ひずみ、点線は引張り無視時での計算値を表している。

走行回数の増加につれて、弾性ひずみも増大する傾向を示しているが、引張り無視時の状態には至っていない。すなわち、床版が陥没する間近になっても、鉄筋が破断する可能性は少ないことがわかる。

## (2) RC床版の損傷度判定

阪神高速道路公団の現場調査では、B ランクであった床版の 2/3 程度は約 3 年で A ランクに移行する傾向にあるとの報告<sup>14)</sup>がある。床版の補修・補強を施さなければならぬ時期を推定することが必要であり、道路管理者にとって道路橋床版の余寿命を把握することは、重要な課題の 1 つである。本節では、これまでの走行実験をもとにして得られた S-N 曲線とマイナー則を適用し、本走行実験における床版の崩壊現象を床版の損傷度の観点から吟味する。

### a) 既往の S-N 曲線

#### ① 松井による S-N 曲線

松井<sup>9)</sup>は、損傷を受けた床版の終局状態では、主鉄筋方向のせん断力が支配的であることに着目し、S-N 曲線の縦軸を作用荷重  $P$  とはりのせん断耐力  $P_{sx}$  との比とする両対数型の S-N 曲線を提案している。

$P_{sx}$  の算出に使用するはり幅  $B$  は、実験結果から次式のように与えられている。

$$B = b + 2d_d \quad (7)$$

ここに、 $b$ ：輪荷重の進行方向の接地幅、 $d_d$ ：配力鉄筋の有効高さである。

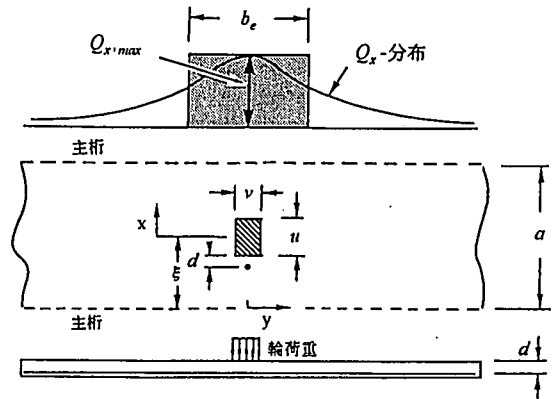


図-21 帯状版のせん断有効幅<sup>9)</sup>

$P_{sx}$  は幅  $B$  をもつはりのせん断耐力であり、版の押抜きせん断耐力式から配力鉄筋の寄与分を除いた式で与えている。さらに S-N 曲線として次式を提案している。

$$\log(P/P_{sx}) = -0.07835 \log N + \log 1.51965 \quad (\text{乾燥状態}) \quad (8)$$

$$\log(P/P_{sx}) = -0.07835 \log N + \log 1.23660 \quad (\text{湿潤状態}) \quad (9)$$

#### ② 園田・堀川による S-N 曲線

園田・堀川<sup>10)</sup>は、モデル床版を対象とした走行実験から、貫通ひび割れによって床版は配力鉄筋のみで連結された羽目板状に変化し、最終的に曲げモーメントよりも主鉄筋方向の横せん断力が床版崩壊をもたらすと考えて、板からはりへ置換するための「せん断有効幅」の概念を導入した。「せん断有効幅」の概要を、図-21 に示した。

荷重が床版中央点にあるとき、荷重中心から主鉄筋方向の距離  $x$  での横せん断力を  $Q_x$  とすれば、有効幅  $b_e$  は次のように算出される。

$$b_e = \frac{2}{Q_{x,max}} \int_0^{b/2} Q_x dy \quad (10)$$

ここに、 $b$ ：床版の橋軸方向の長さ、 $Q_{x,max}$ ：床版に作用する最大横せん断力の値である。

床版のせん断破壊面は車輪の接地面 ( $u \times v$ ) の端部より近接の支点に向かって、版厚方向に  $45^\circ$  方向に広がるものと仮定し、せん断力のクリティカルポイントは、 $x = u/2 + d$ 、ただし  $d$  は有効高さ、の位置にあるとする。この位置での有効幅は次式で示される。

$$b_{e0} = [b_e]_{x=u/2+d} \quad (11)$$

上式で算出される幅  $b_{e0}$  のはりのせん断疲勞耐力はコンクリート標準示方書<sup>11)</sup>により次式で与えられる。

$$V_{red} = V_{cd} \left(1 - \frac{\log N}{11}\right) \quad (12)$$

$$V_{cd} = 0.9 \beta_d \beta_p \beta_n \beta_{e0} d \sqrt[3]{f'_{cd}}$$

ここに、 $f'_{cd}$ : コンクリートの設計圧縮基準強度である。  
式 (11) を用いて、S-N 曲線は次式で示される。

$$\frac{P}{P_{50}} = 1 - \frac{\log N}{11} \quad (13)$$

ここに、 $P_{50}=2V_{cd}$  である。

式 (12) はコンクリート標準示方書による RC はりに対する設計式であり、実験値に対してある程度の安全率が加味されている<sup>13)</sup>。従って、 $N$  が小さい範囲では式 (13) の適用性が良くないことが予想されるが、ここでは  $N$  が十分大きく、RC 床版がはり状化していることを前提として、 $N$  の大きい範囲での損傷度の進行の評価式として式 (13) を用いることにした。

#### b) マイナー則<sup>14)</sup>による損傷度

本実験での走行荷重の値は 11tf、13tf、および 15tf の 3 段階のレベルが採用されている。一般に鋼材料、またはコンクリート材料のみからなる構造部材の損傷度の推定には種々の式が提案されているが、損傷度の算定を簡易化するために、本論文では線形被害則であるマイナー則が適用できるとして考察を加える。多段階の応力レベルを受ける部材の疲労損傷度  $D$  は次式で求められる。

$$D = \sum \frac{n_i}{N_i} = \frac{n_1}{N_1} + \frac{n_2}{N_2} + \dots = 1 \quad (14)$$

ここで、 $n_i$ :  $i$  段階での繰返し回数、 $N_i$ : 疲労曲線より得られる  $i$  段階の疲労寿命である。

#### c) 実験床版の損傷度判定

式 (8)、(9) と式 (13) による損傷度の計算結果を以下に示す。走行実験での各荷重レベルと走行回数は、荷重 11tf の乾燥時で  $10 \times 10^4$  回、湿潤時で  $12.1 \times 10^4$  回、13tf で  $3.8 \times 10^4$  回および 15tf で  $3.5 \times 10^4$  回であった。最終の測定は 15tf 時の  $3.2 \times 10^4$  回であったので、損傷度の計算には  $3.2 \times 10^4$  回を用いている。

コンクリート強度は乾燥時で  $300 \text{ kgf/cm}^2$  ( $29.4 \text{ N/mm}^2$ ) と仮定し、また水中でのコンクリートの圧縮疲労強度は空気中に比べて低下する<sup>15,16)</sup>とされているので、湿潤時では乾燥時の強度を 1.3 で除した値 (約 25% の低下率) を用いた。アスファルト舗装の影響を考慮しないのでまとめると以下ようになる。

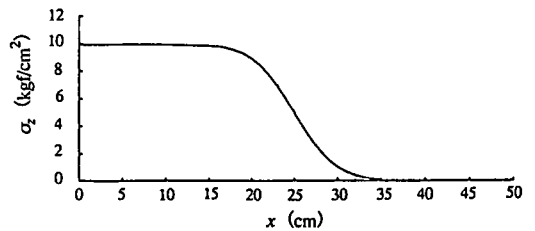
湿潤状態下の場合について各荷重毎の床版の損傷度とその累計を表-2 に示した。因みに、乾燥状態下での床

表-2 損傷度の比較

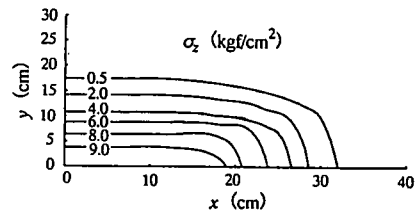
式 (9) による値		
$P(1) = 11\text{tf}$	$n(1) = 0.121 \times 10^5$	$N(1) = 1.02 \times 10^7$
	$D(1) = 0.000864$	累計 = 0.001578
$P(2) = 13\text{tf}$	$n(2) = 0.38 \times 10^5$	$N(2) = 1.21 \times 10^6$
	$D(2) = 0.031405$	累計 = 0.032983
$P(3) = 15\text{tf}$	$n(3) = 0.32 \times 10^5$	$N(3) = 1.95 \times 10^5$
	$D(3) = 0.164103$	累計 = 0.197086
式 (13) による値		
$P(1) = 11\text{tf}$	$n(1) = 0.121 \times 10^5$	$N(1) = 0.12 \times 10^7$
	$D(1) = 0.101151$	累計 = 0.133970
$P(2) = 13\text{tf}$	$n(2) = 0.38 \times 10^5$	$N(2) = 0.15 \times 10^6$
	$D(2) = 0.250711$	累計 = 0.384680
$P(3) = 15\text{tf}$	$n(3) = 0.32 \times 10^5$	$N(3) = 0.19 \times 10^5$
	$D(3) = 1.652490$	累計 = 2.037170

表-3 修正後の損傷度

$P(1) = 11\text{tf}$	$n(1) = 0.121 \times 10^5$	$N(1) = 0.21 \times 10^7$
	$D(1) = 0.057560$	累計 = 0.077133
$P(2) = 13\text{tf}$	$n(2) = 0.38 \times 10^5$	$N(2) = 0.30 \times 10^6$
	$D(2) = 0.128766$	累計 = 0.205900
$P(3) = 15\text{tf}$	$n(3) = 0.32 \times 10^5$	$N(3) = 0.42 \times 10^5$
	$D(3) = 0.766036$	累計 = 0.971936



(a) 主鉄筋方向の分布



(b) x-y 平面での分布

図-22 応力  $\sigma_x$  の分布形状

版の受ける損傷度は、荷重 11tf で、式 (8) により 0.000714、また式 (13) より 0.0328 であり、表-2 ではこれを考慮している。例えば  $P(1)=11\text{tf}$  のとき、 $n(1)$  は  $P(1)$  荷重の繰返し回数を、 $N(1)$  は荷重  $P(1)$  の下での S-N 曲線を用いて計算される疲労寿命 (回) を示している。累計は各荷重

段階  $P(i)$  で受けた損傷度  $D(i)$  の総計を表している。式 (9) を用いた場合、11tf, 13tf, 15tf の各段階での損傷度はそれぞれ 0.000864, 0.0314, 0.164 であり、実験終了時での累積損傷度は 0.197 となる。

結果として、松井の S-N 曲線による損傷度は 1 よりかなり小さくなり、反対に園田・堀川による損傷度の結果は 2 よりも大きくなった。

一般に、低温時にはアスファルト舗装の剛性が高まり、床版全体の剛性が向上すると推察される。そこで、園田・堀川のせん断耐力式に、アスファルト舗装の影響を荷重分散で考慮して修正を加えた。図-22 は、低温時でのアスファルト舗装の剛性を考慮した 2 層板の解析をもとに、直接床版上面に作用する版厚方向の直応力  $\sigma_z$  の分散形状を示したものである。因みに、アスファルト舗装上面には荷重強度  $11\text{kgf/cm}^2$  ( $1.08\text{N/mm}^2$ ) が  $50 \times 20 = 1000\text{cm}^2$  の面積で等分布状に作用している。この図より荷重の分散角度を推定すれば、道路橋示方書の  $45^\circ$  分布より急傾斜の約  $75^\circ$  近くであると推測される<sup>10)</sup>。

荷重の分散角度  $75^\circ$  を用いた荷重の分布幅による損傷度の計算結果を表-3 に示した。損傷度  $D$  が最大値 1 に漸近してきたのがわかる。荷重の分散角度  $\theta$  の変化がもたらす損傷度の計算結果を図-23 に示す。

床版の設計においては、アスファルト舗装による荷重分散の影響を考慮して床版に作用する力を算出する必要があると思われる。

### (3) 床版の押抜きせん断耐力

実験床版のうちパネル B は走行荷重の下で陥没に至った。残りの床版 (パネル A) も損傷を受けているため、板としてのせん断耐力は低下していると予想される。実橋から切り出されたままのアスファルト舗装付き床版 (パネル C) の押抜きせん断耐力と、走行繰返し試験で損傷を受けた実験床版の押抜きせん断耐力とを比較することにより、静的耐力への走行繰返しの疲労作用による影響を調べる。

2 つの床版の押抜きせん断耐力の比較を表-4 に示す。パネル A は、パネル B が陥没していることより、ほぼ終局に近い状態であると思われるが、パネル C に比較して約 10% 程度しか押抜きせん断耐力は低下しておらず、破壊のモードもほぼ同様であった。パネル A の押抜きせん断破壊モードを図-24 に示した。走行繰返し作用は床版の静的な押抜きせん断耐力には影響をほとんど与えず、静的な押抜きせん断耐力から床版の損傷度を推定するのは困難であることがわかる。

また、床版上面の破壊面を観察した結果、アスファルト舗装による荷重の分散角度は  $30^\circ$  程度に推定できた。また、その実験値は荷重分散角度  $30^\circ$  での計算値とほぼ一致した。

表-4 押抜きせん断耐力の比較

	実験値 tf	荷重の分散角度を考慮した計算値				
		$\theta=90$	75	45	30	20
$P^\circ$ 社 C	79.3 79.6	53.8	57.8	68.6	79.3	94.2
$P^\circ$ 社 A	72.0					

\*: 計算値は、土木学会コンクリート標準示方書の押抜きせん断耐力式による。 $\theta$  は、水平面に対する荷重の分散角度 ( $^\circ$ )。

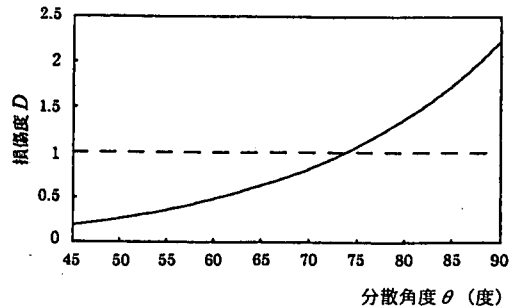
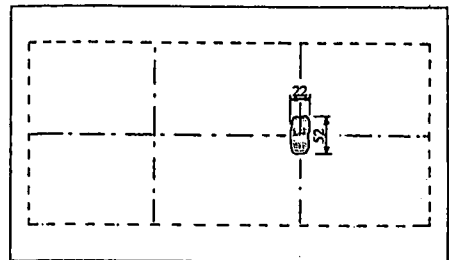
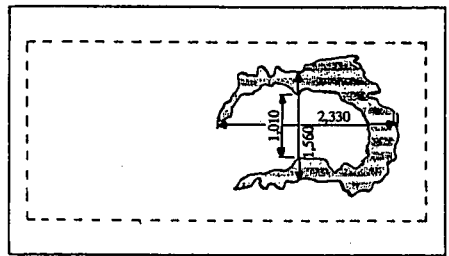


図-23 損傷度  $D$  と分散角度  $\theta$



(上面)



(下面)

図-24 床版の破壊モード

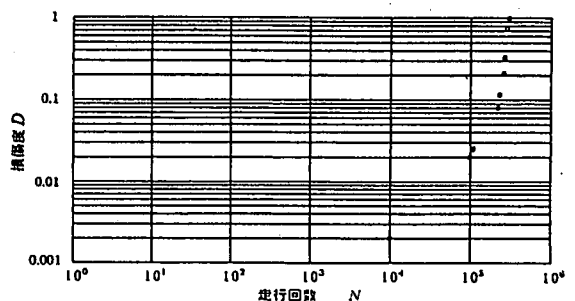


図-25 損傷度  $D$  と走行回数  $N$

## 7. 損傷度と実験結果との対比

現地切り出し床版による走行実験の結果は、園田・堀川の「せん断有効幅」を用い、アスファルト舗装による荷重分散効果、および水中での圧縮強度の低下を考慮して、式(12)とマイナー則を組み合わせた損傷度の計算値とよく対応していた。また、これまでの研究<sup>34)</sup>と同じように、繰返し回数の常用対数の値  $\log N$  を基本として、たわみやひずみ等の実験結果を整理した結果、床版は、桁付きの有無に関わらず類似の劣化過程をたどることがわかった。しかし、これらのモデル床版から得られた成果が数限られたものであり、支間長や床版厚等の異なる実橋床版にそのまま適用することには無理があると思われる。実橋床版では大きな輪荷重が作用する時に損傷が進行すると言われている。従って、ここでは実橋に作用する荷重として、小型の自動車荷重を除外し、旧道路橋示方書<sup>3)</sup>で規定されている自動車荷重以上のものを対象とした。

以下、実橋床版への適用を図るため、本実験結果を多角的に分析し、例えばひび割れ密度と損傷度の関係が、利用するのに便利である線形の相関式で表現できるかどうかを試みる。

図-25 は損傷度と繰返し回数との関係を両対数グラフで表したものである。繰返し回数  $N=10 \times 10^4$  回と  $22 \times 10^4$  回(荷重 11tf)での損傷度は、それぞれ 0.02 と 0.1 程度に対応しており、荷重が 15tf ( $N=25.8 \times 10^4$  回)に増大すれば、実験床版での損傷度は急速に大きくなることがわかる。

一方、松井<sup>1)</sup>は床版のたわみが引張り無視時での計算値に等しくなる状態を使用限界として設定し、次式の弾性たわみに関する指標を提案している。

$$D_\delta = (W - W_0) / (W_c - W_0) \quad (15)$$

ここで、 $W$  : たわみの測定値、 $W_0$  : 全断面有効時の理論たわみ、 $W_c$  : 引張り無視時の理論たわみである。上式で測定値が  $W_c$  の値を取るとき、 $D_\delta = 1$  となる。

本実験における損傷度  $D$  と松井のたわみの指標  $D_\delta$  との関係は、図-26 のように示される。たわみの測定値は 11tf に換算している。

図-26 によれば、 $D_\delta$  と  $D$  との相関係数  $\gamma$  は 0.839 となり、お互いに相関性が高いことがわかる。一般に、相関係数  $\gamma$  が 0.7 以上であれば互いに相関性があると評価されている。しかしながら、実橋床版で採用されている補修時期は、後述するように損傷度  $D$  が 0.1 よりも低い範囲の領域であり、この領域においては相関性が低い ( $\gamma = 0.595$ )。

図-27 は指標  $D_\delta$  とひび割れ密度  $C_d$  (最大値 :

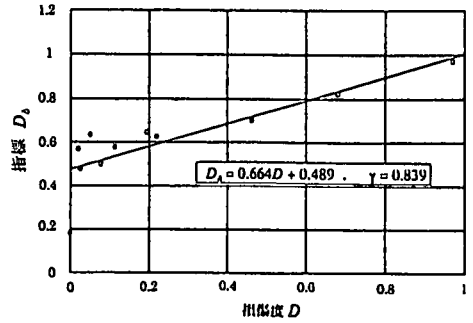


図-26 指標  $D_\delta$  と損傷度  $D$  の関係

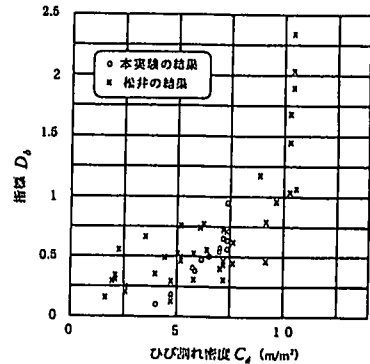
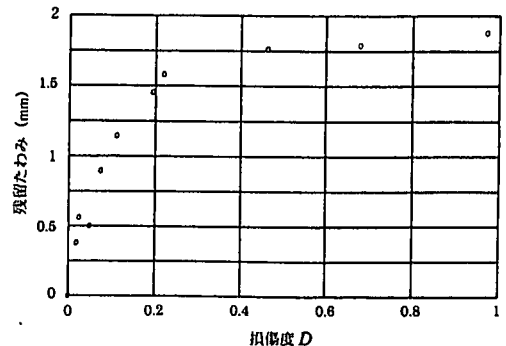
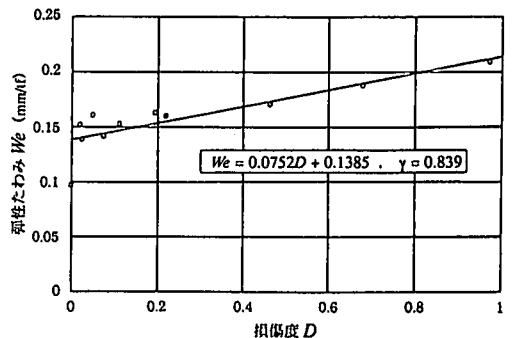


図-27 指標  $D_\delta$  とひび割れ密度  $C_d$



(a) 残留たわみ



(b) 弾性たわみ

図-28 損傷度  $D$  とたわみ

9.35m<sup>2</sup>)との関係を示したものである。松井は、指標  $D_0$  とひび割れ密度の比  $D_c$  ( $=C_d/9.35$ ) との関係が相関係数  $\gamma=0.93$  であることより、ひび割れ密度を損傷度の指標とすることは妥当であるとしている。しかし、本実験結果を同図中に○印で表示してみると、最大ひび割れ密度は 7.39m<sup>2</sup> であり、松井の結果に比べ低い値に留まっており、床版の崩壊に至る時期に比べて、早期に停留する傾向にある。

以上のことより、本実験結果の整理に際しては、RC床版の損傷度は  $D_0$  ではなく、 $D$  を基本とする。以下、たわみ、ひずみ、およびひび割れ開閉量等の経時変化をRC床版の損傷度  $D$  と関連づけて把握することにする。

図-28 は損傷度とたわみの関係を示している。残留たわみは損傷度の増加に伴って増大し、その後  $D=0.4$  程度で停留する。一方、弾性たわみ (1f 換算) は損傷度が大きくなるにつれてほぼ単調増加する。相関係数  $\gamma$  は 0.839 であり、互いに関連性が強いと考えられる。このことは走行回数の増加に伴って床版の復元力特性の低下が見られる観察記録とも一致する。

鉄筋の残留ひずみは、残留たわみと同様  $D=0.4$  程度で停留していた。図-29 は鉄筋の弾性ひずみ (1f 換算) と損傷度の関係を示している。弾性ひずみは増加傾向 (相関係数  $\gamma=0.790$ ) にあることがわかる。

図-30 と 31 はひび割れ開閉量、および段差量の弾性成分 (1f 換算) と損傷度の関係を示している。開閉量は  $D=0.2$  でほぼ停留状態にとどまるが、段差量は漸増傾向 (相関係数  $\gamma=0.961$ ) を示している。

図-32 はひび割れ密度と損傷度の関係を示している。図中の A ランク～C ランクは阪神高速道路公団における損傷度判定区分<sup>7)</sup>を示したものである。すでに松井の研究でも指摘されているように、ひび割れ密度は比較的早期の段階で停留する性質を呈することがわかる。

実橋から切り出された当時の床版のひび割れ密度はほぼ 2.4m<sup>2</sup> であり、荷重 11f の乾燥条件下 ( $N=10 \times 10^4$  回時) や湿潤条件下 ( $N=22 \times 10^4$  回時) でのそれぞれのひび割れ密度は、7.05m<sup>2</sup> と 7.39m<sup>2</sup> であった。図-32 より判断すると、この段階でも床版の損傷度は非常に小さく、格子状のひび割れ網の形成は早期に完了することがわかる。その後はひび割れの挙動のみが変化し、新たなひび割れの発生はほとんどなかった。なお文献<sup>7)</sup>によれば、ひび割れ密度の限界値として 9.35m<sup>2</sup> が与えられているが、本実験で崩壊に至ったパネル B の最終ひび割れ密度は 7.39m<sup>2</sup> であり、限界値には達していなかった。

ひび割れ密度は、多くの道路監督官庁において、床版の補修・補強を行うための 1 つの指標として採用されているが、損傷度との関係はこれまで明確ではなかった。例えば、阪神高速道路公団では、既設道路橋床版に対す

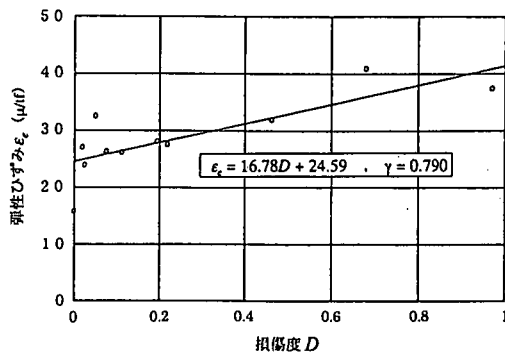


図-29 鉄筋の弾性ひずみ  $\epsilon_e$  と損傷度  $D$

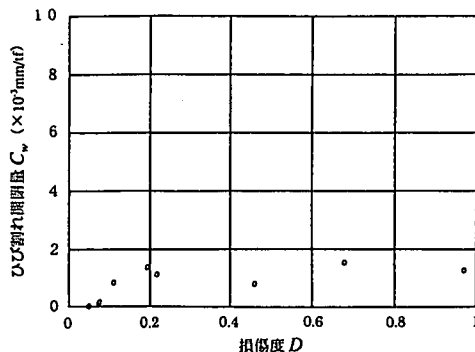


図-30 弾性ひび割れ開閉量  $C_w$  と損傷度  $D$

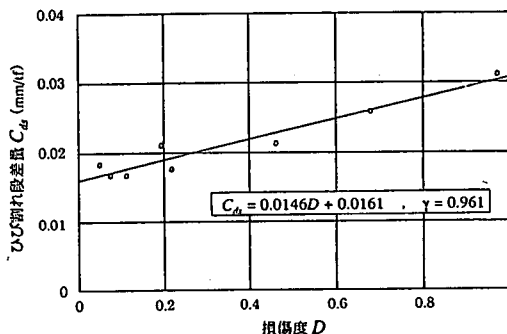


図-31 弾性ひび割れ段差量  $C_d$  と損傷度  $D$

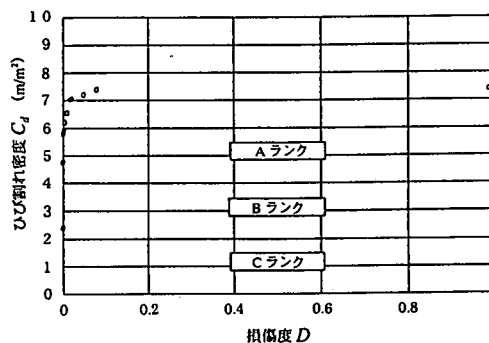


図-32 ひび割れ密度  $C_d$  と損傷度  $D$

る補強工法として鋼板接着工法を採用している。この工法は床版のひび割れ密度が  $5\text{m/m}^2$  程度を目安に、すなわち A ランクに達したときに実施されているが、床版本来の損傷度から見れば小さな値にとどまっていることがわかる。

またひび割れ密度が停留する時点までは、図-33 と 34 に示したように、たわみおよび鉄筋ひずみとひび割れ密度の間にはほぼ直線関係（相関係数は、それぞれ 0.877 と 0.939 である）が見られる。

これらのことより、ひび割れ密度の増大は床版の剛性低下を意味するが、床版の損傷度を示す指標として、ひび割れ密度を基準とする現在の点検方法が必ずしも最善であるとは言いがたい。

以上の結果をまとめて、図-35 に示した。ここで、 $D$  は累積損傷度、 $W_e$  は弾性たわみ、 $W_c$  は引張り無視時の理論たわみ、 $\epsilon_e$  は鉄筋の弾性ひずみ、 $\epsilon_c$  は鉄筋の引張り無視時の理論ひずみ、 $C_w$  は弾性ひび割れ開閉量、 $C_{ds}$  は弾性ひび割れ段差量、 $C_d$  はひび割れ密度である。すなわち、この図は累積損傷度、弾性たわみ、鉄筋の弾性ひずみ、弾性ひび割れ開閉量、弾性ひび割れ段差量、ひび割れ密度の進行過程を同時に示している。いずれも 1 を最大値としている。いずれも損傷度を把握する要素であるが、この中でも、ひび割れ段差量は損傷度の進行に伴い最後まで停滞することなく、増大傾向を示している。ひび割れ段差量は実験結果で示したように、床版の横せん断力の挙動を忠実に表しており、また横せん断力は床版の劣化過程のうちでも終局状態近くで、曲げモーメントよりも大きな影響をおよぼし、ついには床版の陥没を引き起こす主因子であると断定できる。

ひび割れの段差量は、これまで実橋床版での劣化度の指標としてあまり考慮されていなかったが、今後は損傷度判定の一項目として提案したい。

## 8. 結論

本研究では、約 24 年間供用された実橋床版に対し、残存耐力、および疲労寿命等を調査する目的で、室内走行実験、ならびに静的押抜きせん断試験を行った結果を詳細に検討した。試験体は配力鉄筋比 25% 以上で設計された床版であり、走行実験によって崩壊に至った。本試験体は、実橋床版を切り出したものであり、限定された範囲であるが、本実験で得られた結果を列記すると、以下のとおりである。

- ① 床版の総たわみ、残留たわみ、および弾性たわみは、走行回数の増加につれて漸増した。弾性たわみは、引張り無視時の値に近づいており、床版の復元力が低

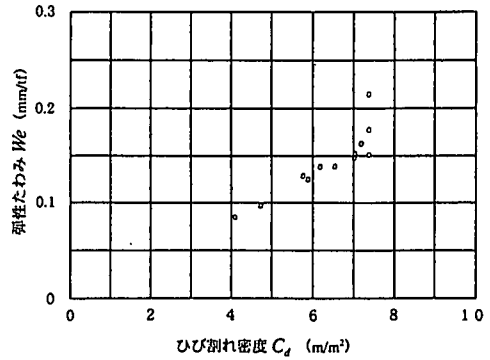


図-33 弾性たわみ  $W_e$  とひび割れ密度  $C_d$

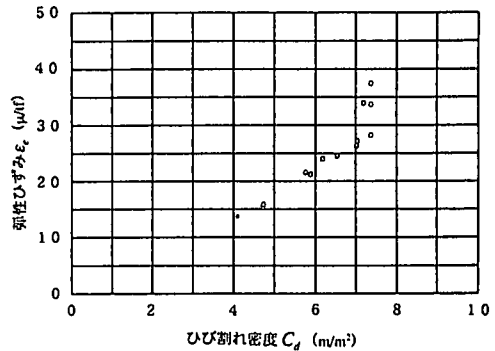


図-34 鉄筋の弾性ひずみ  $\epsilon_e$  とひび割れ密度  $C_d$

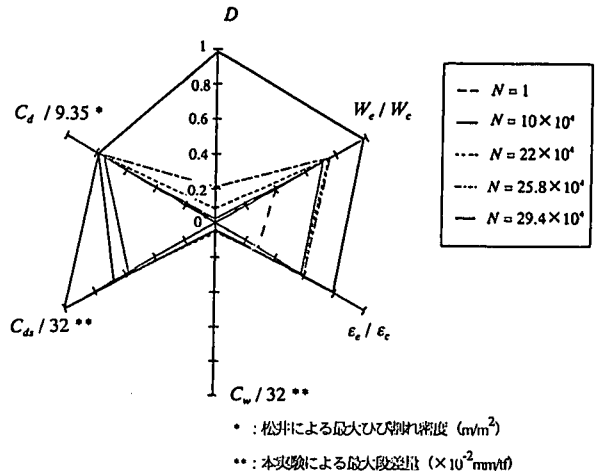


図-35 損傷度の指標

下していることがわかる。とくに、床版の陥没位置近傍の測定点での弾性たわみは、引張無視時の計算値と

ほぼ同じである。

② たわみと同様、走行回数の増加に伴って鉄筋の総ひずみや残留ひずみも増加し、弾性ひずみは全断面有効時から引張り無視時の状態に漸近していた。しかしながら、床版が崩壊する段階になっても、総ひずみの値は、高々 1400 $\mu$ 程度に留まっており、鉄筋を破断させるまでに至っていなかった。

③ ひび割れの挙動には、水平面内の動きである開閉量と版厚方向の動きである段差量（ずれ量）がある。走行回数の増加に伴って、開閉量、および段差量とも次第に大きくなっていくが、終局段階では段差量の変化の方が開閉量に比べて顕著であった。このことは次のように説明することができる。

曲げモーメントによる初期ひび割れが発生した後、そのひび割れは、走行回数の増加に伴いスリット化していく。その後、ある時期より、ひび割れの進展や開閉量の拡大化が停滞するようになる。湿潤下においては、水の浸透がもたらす貫通ひび割れ間の摩擦抵抗力の減少によって、床版のせん断耐力は、さらに低下し、ひび割れ間で版厚方向のずれが発生し始める。走行繰返しに伴って鉛直方向のずれ量が次第に顕著になり、床版の崩壊が近づくと、ひび割れは、開閉方向と段差方向を組み合わせた複合的な動きをするようになる。

すなわち、初期においては単なる開閉運動だけであったのが、終局においてはあたかも両手をもむような挙動を示すものと思われる。

④ コンクリート打設後の床版には、主桁の拘束や乾燥収縮による、短く、かつ浅いひび割れが、方向性もなく点在する。車両の走行により、これらのひび割れが互いに繋がり合い、そして、曲げモーメントやねじりモーメントによるひび割れ発生を引き金になると推測されている。実験において、床版下面のひび割れは、乾燥条件の下で  $2 \times 10^4$  回程度の走行繰返しで、ほぼ格子の網目状に発達した。その後の湿潤条件下においても、新たなひび割れの発生は、見られなかった。しかし、ひび割れ間で生じたコンクリート粉の洗い出しによる石灰露出は、乾燥下に比べて顕著であった。供試体が切り出された当初から、すでに、主鉄筋方向に上面ひび割れが存在していた。さらに、走行実験で新たに貫通ひび割れが 2~3 本発生した。いずれの貫通ひび割れも、上面側の幅は、既存の上面ひび割れよりも若干広い 0.2~0.5mm であり、上面側でもスリット化が起きていることを示している。

⑤ 走行実験終了時のひび割れ密度は、陥没したパネル B で  $7.39\text{m}^2$  であり、同じ走行回数を経験しながら陥没まで至らなかったパネル A が  $8.28\text{m}^2$  であった。実橋の RC 床版の陥没は、鉄筋の破断や大きな曲げ変形を伴わずにコンクリート塊のみが床版から剥落

し、主鉄筋と配力鉄筋の網目だけが露出すると言われている。実験床版でも、かぶりコンクリート片等の剥落は見られるが、鉄筋は破断していなかった。また、床版が陥没した時のすべり角度は、水平面に対して約  $45 \sim 50^\circ$  であった。

⑥ せん断有効幅の概念を導入したせん断耐力式とマイナー則を組み合わせた床版の損傷度判定によれば、総走行回数  $29.4 \times 10^4$  回での損傷度の値は、1 よりも大きくなった。この計算では、載荷面が  $50\text{cm} \times 20\text{cm}$  の一定値であり、またアスファルト舗装の剛性による荷重分散を考慮していない。そこで、アスファルト舗装による荷重分散角度として 2 層板の解析から求めた  $75^\circ$  を用いて計算を行えば、 $29.4 \times 10^4$  回で損傷度は 0.95 となり、アスファルト舗装の剛性が床版劣化の進行を緩和していることが推測される。

⑦ 実橋から切り出されたままの床版（パネル C）の押抜きせん断耐力と、走行繰返し実験で損傷を受けた実験床版（パネル A）の押抜きせん断耐力を比較した結果、パネル A はほぼ終局に近い状態であったと思われるが、パネル C に比較して 10% 程度しか押抜きせん断耐力は低下していなかった。このことは、輪荷重の走行繰返し作用は、床版の静的な押抜きせん断耐力には、ほとんど影響を与えないことを意味している。また、走行時での破壊面は約  $45^\circ$  であり、静的押抜き試験でのすべり角度は約  $45 \sim 30^\circ$  であった。これらより判断すると、静的押抜きせん断耐力をもとに、走行疲労を受ける RC 床版の疲労崩壊荷重を推定することは、困難であると思われる。

⑧ 累積損傷度、弾性たわみ、鉄筋の弾性ひずみ、弾性ひび割れ開閉量、弾性ひび割れ段差量、および、ひび割れ密度の進行過程を比較した結果、いずれも劣化度を把握するために必要な指標であると考えられる。とくに、この中でも、ひび割れ段差量は、損傷度の進行に伴い最後まで停滞することなく、一様に増大する傾向を示していた。ひび割れの段差量は、これまで実橋床版での劣化度の指標としてあまり考慮されていなかったが、今後は損傷度判定の一項目として再検討する必要があると考えられる。

謝辞：本実験の計画・実施に当たり、当時阪神高速道路公団保全技術課長 吉川 紀氏、同課 山口良弘氏、澤登善誠氏、大阪第三建設部新淀川工事事務所 瀬戸口嘉明氏のご助言とご協力に感謝いたします。また、長期間で、昼夜にわたる綿密な実験を成し遂げてくれた（株）関西国際空港（当時大阪工業大学大学院）江村 剛氏に感謝いたします。

## 参考文献

- 1) 林 秀侃, 吉川 紀, 澤登善誠: 24年経過した高架橋の現地載荷実験, 土木学会第46回年次学術講演会講演概要集, Vol. I, pp. 698-699, 1991年9月.
- 2) 阪神高速道路公団: 道路構造物の点検基準(土木構造物編), 1985年9月.
- 3) 園田恵一郎, 沖野 真, 林 秀侃, 喜田 浩: 道路橋RC床版に対する鋼板接着補強工法の信頼性に関する研究, 土木学会論文集, 第398号/1-10, pp. 245-254, 1988年10月.
- 4) 園田恵一郎, 堀川都志雄: 輪荷重の反復作用下での道路橋RC床版の低サイクル疲労特性, 土木学会論文集, 第390号/V-8, pp. 97-106, 1988年2月.
- 5) 松井繁之, 木村元哉, 森毛 勉: 増厚法によるRC床版補強の耐久性評価, 構造工学論文集, 土木学会, Vol. 38A, pp. 1085-1096, 1992年3月.
- 6) 岡村宏一, 園田恵一郎: ひび割れ床版の力学特性, 鉄筋コンクリート床版疲労設計委員会報告「鉄筋コンクリート床版の損傷と疲労設計へのアプローチ」, 土木学会関西支部, pp. 75-112, 1977年7月.
- 7) 岡田 清, 岡村宏一, 園田恵一郎, 島田 功: 道路橋鉄筋コンクリート床版のひび割れ損傷と疲労性状, 土木学会論文報告集, 第321号, pp. 49-61, 1982年5月.
- 8) 日本道路協会: 鋼道路橋示方書, 1964年6月.
- 9) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, 1990年2月.
- 10) 園田恵一郎, 堀川都志雄: 道路橋床版の輪荷重直下の応力の算定について, 土木学会論文報告集, 第273号, pp. 15-22, 1978年6月.
- 11) 阪神高速道路公団, 阪神高速道路管理技術センター: コンクリート構造物の耐久性(床版)に関する調査研究報告書, 1987年3月.
- 12) 土木学会: コンクリート標準示方書(昭和61年制定)設計編, 1986年10月.
- 13) 土木学会: コンクリート標準示方書(昭和61年制定)改訂資料, コンクリートライブラリー第61号, pp. 163-164, 1986年10月.
- 14) 大塚尚武: パソコンによる材料の強度評価, 共立出版, pp. 144-150, 1989年.
- 15) 六車 熙, 張 耀凱, 安井雅明: 水中でのコンクリート部材の低サイクル疲労特性, 第4回コンクリート工学年次講演会論文集, pp. 473-476, 1982年4月.
- 16) 石橋忠良, 児島孝之, 阪田憲次, 松下博通: 疲労, コンクリート構造物の耐久性シリーズ, 技報堂出版, pp. 48-49, 1987年9月.
- 17) 松井繁之: 道路橋コンクリート系床版の疲労と設計法に関する研究, 大阪大学提出学位請求論文, 1984年11月.

(1998. 6. 15 受付)

## DETERIORATION PROCESS OF RC SLABS ON COMPOSITE GIRDER BRIDGE

- Consideration by a wheel tracking test for existing bridge slabs used for about 24 years -

Toshio HORIKAWA, Nobuhiko KATO, Hidenao HAYASHI and Keiichiro SONODA

Three RC slabs were cut out from an existing composite girder bridge used for about 24 years. The two slabs among them were devoted to fatigue test using a wheel tracking machine with a pneumatic tire in a laboratory, and the remaining one slab was devoted to statically loading test. The fatigue test was carried out under a constant load of 11tf, 13tf and 15tf respectively, and one slab collapsed in punching shear mode at  $30 \times 10^4$  in the total repetition of wheel tracking. On the other hand, the statically loading capacity of the slab was found about 79tf in punching shear mode. Based on the data obtained here and referring the past studies on similar problems, a relationship between damage degrees of the slab and the repetition of wheel tracking was discussed. The vertical shear slip on cracked sections of the slab was found an important factor as damage index in addition to deflection, crack density and crack width.