

# 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

## LOW CYCLE FATIGUE CHARACTERISTICS OF BRIDGE DECK RC SLABS UNDER THE REPETITION OF WHEEL LOADS

園田恵一郎\*・堀川都志雄\*\*

By Keiichiro SONODA and Toshio HORIKAWA

A total of 47 model slabs whose scale was about 1/3 to a typical deck panel between adjacent main girders of an existing steel-concrete composite girder bridge were tested under the repetition of a wheel load using a wheel tracking machine originally developed by Osaka City University. The tests were confined with a low cycle fatigue range in which the repetition of a wheel load was less than  $2 \times 10^4$  times. The numerous data obtained in the tests are used to reveal the low cycle fatigue characteristics of bridge deck RC slabs. Besides, assuming that such characteristics may also significantly control the high cycle characteristics of the slabs, a method for estimating fatigue strength and fatigue life of bridge deck RC slabs is proposed.

*Keywords*: bridge deck, fatigue, low cycle fatigue, RC slab, cracking, ultimate strength, design equation

### 1. 緒 言

周知のように、昭和40年頃より鋼桁橋のRC床版のひびわれ損傷問題がクローズアップされて以来、道路を管理する諸官庁の技術者や構造およびコンクリートを専門とする研究者によって多方面からひびわれ損傷の原因

究明や対策についての調査・研究がなされてきた。著者も昭和50年頃よりこの問題に興味をもち、実験および理論的な研究成果のいくつかを発表してきた<sup>2)~5)</sup>。これらの成果の中心は、RC床版のひびわれ損傷は広義の疲労現象であり、この現象は自動車荷重特有の荷重の移動・繰返しに大きく起因すると結論したことである。す

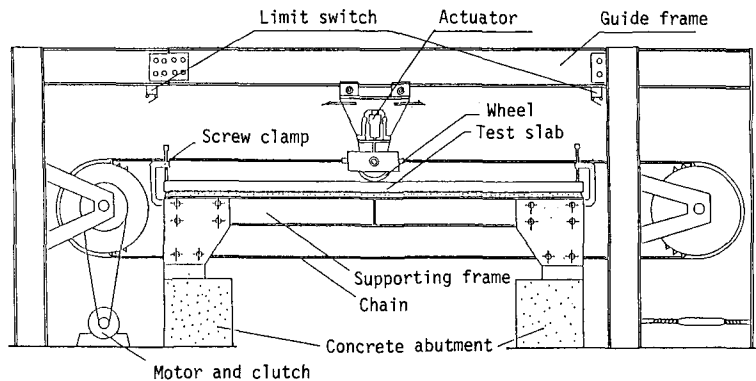


図-1 実験装置の概観

\* 正会員 工博 大阪市立大学教授 工学部土木工学科  
(〒558 大阪市住吉区杉本 3-3-138)

\*\* 正会員 工博 大阪工業大学講師 工学部土木工学科  
(〒535 大阪市旭区大宮 5-16-1)

なわち、許容応力度法に基づくRC床版の設計においては、荷重の移動は影響面を利用して最大曲げモーメントの決定にのみ考慮されているが、ひびわれ床版の力学的応答は線形ではなく、荷重の移動による変動する組合せ応力の反復作用はひびわれ面の磨耗とひびわれ端の進展を促し、比較的低荷重の下でもRC床版は疲労破壊し得ることを指摘した。しかしながら、これらの知見はあくまでも定性的なもので、定量化し設計へ反映するにはいまだ至っていないのが現状である。

RC床版は鋼とコンクリートの合成構造で、その疲労特性に与える要因は鋼とコンクリートの素材の強度と付着強度、乾燥収縮によるコンクリートの内在ひびわれの程度ならびに施工状態など多岐にわたっており、RC床版の疲労強度を定量的にとらえることは非常に困難である。しかしながら、いくつかの実橋床版の損傷状況を調べると、乾燥収縮によるコンクリートの初期ひびわれに加えて過積載の自動車の反復走行がRC床版の疲労に与える最も大きい要因と推測できる<sup>5),6)</sup>。

以上の背景の下に、本研究はRC床版の曲げひびわれ損傷過程の究明を目的とし、典型的な鋼桁橋における隣接主桁間の床版の約1/3のスケールのモデルに対して、新たに開発した輪荷重装置により、 $10^4$  回程度の走行を限度とした低サイクル疲労実験を行い、ひびわれの進展、鉄筋応力の変化、たわみの増大などに与える荷重と走行回数ならびにスパンや配筋方法の影響を調査した。さらに、道路橋RC床版では、過積載の自動車の走行がひびわれ損傷に支配的であると考え、本実験で得た知見から道路橋RC床版の疲労強度推定法を検討した。

## 2. 低サイクル疲労実験

### (1) 輪荷重装置

本実験は昭和57年から61年にかけて行われた。実験装置の概要を図-1、2に示す。図-1は全体図で実験床版は周辺で支持フレームに単純支持されている。輪荷重部は油圧ジャッキ（アクチュエーターともよぶ）とポリウレタンゴム（厚さ20mm）を巻きつけた鋼製車輪（直径30cm）から成り、輪荷重部はウインチによって引張られ、左右端のリミットスイッチからの信号によってウインチの電磁クラッチを切換え、輪荷重は左右に反復走行するようになっている。走行中の荷重の大きさを一定に保つための装置としては、初期の段階（昭和57年～60年）では、カウンターウエイト方式、すなわち輪荷重部の油圧ジャッキ（圧縮）と一定の重錘を吊した引張油圧ジャッキを高圧ゴム管で連絡し、油圧ポンプからオイルを充填した後に弁を閉じて連通管とし、パスカルの原理により、両ジャッキのピストンの受圧面積比で倍増

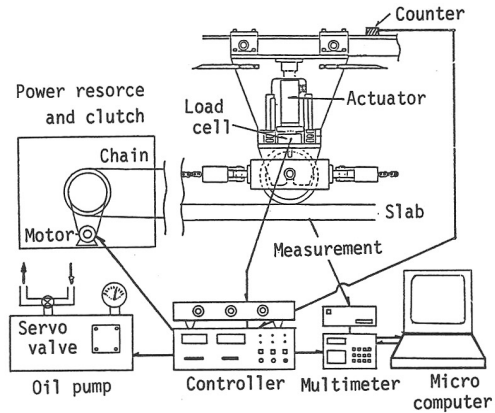


図-2 油圧サーボ方式と自動計測システム

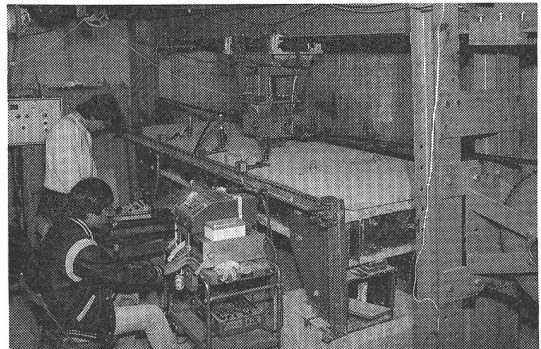


写真-1 実験風景

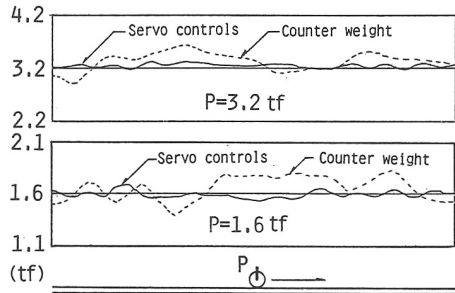


図-3 荷重の変動特性

させた荷重を車輪に与える方式であった。しかしながら、この方式では重錘の慣性力やゴム管内のオイルの粘性などの影響を受け、図-3に示すように、一定荷重の制御には精度的に限界があった。その後（昭和60年～61年）、一定荷重の制御は油圧サーボ方式に変え、計測の自動化と自動運転を図るためのマイクロコンピュータによる制御・計測システム（図-2）を採用した。これにより一定荷重の制御は図-3に示すように格段に改善された。なお、輪荷重の走行速度は約10m/分である。

### (2) 実験床版の諸元

表一 実験床版の諸元

名称	枚数	寸法 (mm×mm)	板厚 (mm)	有効高さ (mm)		引張鉄筋間隔 (mm)		圧縮鉄筋間隔 (mm)	
				主筋	配力筋	主筋	配力筋	主筋	配力筋
IS	6	900×3100	72	62	56	50	50	—	—
ISS	6	〃	75	65	59	50	50	—	—
IR	6	〃	72	62	56	50	50	100	100
ID	6	〃	〃	〃	〃	50	50	50	50
OS	4	〃	〃	〃	〃	50	100	—	—
OR	3	〃	〃	〃	〃	50	100	100	200
NOS	4	〃	70	60	54	50	70	—	—
NOR	8	〃	〃	〃	〃	50	70	100	140
NWR	4	1100×3100	〃	〃	〃	50	70	100	140

(注) NORの2枚、NWRの1枚は初期損傷が大きく、後のデータから省かれている。

表二 鉄筋 (D6) およびコンクリートの強度

供試体	鉄筋(D6)		コンクリート		備考
	降伏点 (kgf/cm <sup>2</sup> )	引張強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )	圧縮強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )	引張強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )	
IS, IR, ID OS, OR	3700*	5700*	478	37	材令70日 8月打設
ISS	4758	6450	198	19	材令28日 3月打設
NOS, NOR	3800	5500	221	21	材令28日 11月打設
NWR	3800	5500	232	21	材令28日 9月打設

(注) \* 熱処理済

表三 コンクリートの配合設計

最大骨寸材法 (mm)	スランプ (cm)	空気量 (%)	W/S比 (%)	s/a (%)	単位セメント量 (kg/m <sup>3</sup> )
15*	10~22	3~5	50	47	370

(注) \* 供試体 ISSのみ10mm

実験に用いた床版 (以下、供試体とよぶ) の種類と数を表一に示す。供試体 IS, ISS, IR, ID, OS, OR は初期の段階の実験で前述のカウンターウエイト方式による一定荷重装置を用いており、供試体 NOS, NOR, NWR は油圧サーボ方式を用いている。各供試体は4つの時期に分けて製作された。鉄筋はすべて D6 で、コイル状のものから伸線されており、その強度を表二に示す。コンクリートはいずれの時期においても同じ配合設計 (表三) で打設したが、強度は大きく異なっていた (表二)。実験はかなり長期にわたり、同一時期の供試体で最大6か月間を要した。したがってこの間、コンクリートの強度は多少の変化があるものと思われる。

各供試体の製作はコンクリート製品会社に依頼した。床版厚70mmを目標としたが、製作の関係上表一のように出来上がった。配筋については、主筋の中心から床版下面までの距離を10mmとし、配力筋は主筋の上に乗せた。したがって、主筋間隔と配筋間隔が同じでも厳密には曲げ強度に関して等方性ではない。

(3) 実験方法

図一に示したように、供試体は支持フレームに乗せ、四隅の浮き上がりは万力で防止している。図四は供試体の支持と輪荷重の走行位置を示す。短スパンは80cm (ただし、NWRは100cm)、長スパンは3mであり、一方向スラブとみなせる形状を有している。周辺の単純

支持をできる限り正確に実現するために、支持フレームの上に溶接した丸鋼棒 (直径25mm) の上に、フレッシュモルタルを覆い、硬化前に供試体をのせ、硬化後に支持線上の隙間がなくなるようにした。

荷重の走行位置は、図四に示すように、中央部2.3mである。ポリウレタンゴム (JIS硬度95) 製タイヤを介した輪荷重の接地面 (u×v) は荷重の大きさによって進行方向に変化し、低荷重時 (1.7tf) で15cm×3cm、高荷重時 (5.6tf) で15cm×5cm、静的破壊時で15cm×8cm程度であった。走行中の荷重の変動率については、すでに触れたが、カウンターウエイト方式では大きく、荷重が大きい場合で、±10%、荷重が小さい場合で、±20%程度の変動率があり、油圧サーボ方式では、±5%以内の変動率におさまった。

(4) 载荷プログラム

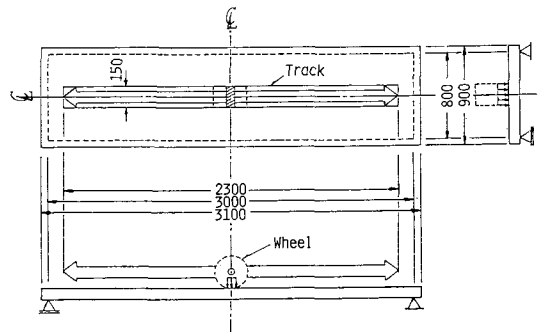
本供試体を道路橋 RC 床版のモデルとみなせば、設計荷重に相当する荷重は、床版中央に輪荷重を静止させたときの主筋に作用する最大応力が許容引張応力 ( $\sigma_{sa} = 1400 \text{ kgf/cm}^2$ ) になる荷重の大きさと定義できる。弾性薄板理論により、荷重 P と最大曲げモーメントとの関係を求めれば、

$$\max M_x = kP \dots \dots \dots (1)$$

k は輪荷重の接地面に依存する係数であり、短スパンが80cmの場合、15cm×3cmで  $k=0.266$ 、15cm×5cmで  $k=0.263$  であった。一方、通常の RC ばりの計算法により、鉄筋の引張応力が  $\sigma_{sa}$  になるときの抵抗モーメントを求め、設計荷重相当値 ( $P_d$ ) を計算すれば、供試体 ISS で  $P_d=2.1 \text{ tf}$ 、供試体 NWR で  $P_d=1.6 \text{ tf}$ 、その他の供試体で  $P_d=1.7 \text{ tf}$  となった。疲労実験での輪荷重の大きさは  $P_d$  を下限値とし、それに一定の係数をかけた値にとった。輪荷重の走行回数は  $1 \times 10^4 \sim 2 \times 10^4$  を限度とし、この回数で破壊しない場合は荷重を増加させて破壊するまで実験を継続した。

(5) 実験結果

a) 静的実験



図四 輪荷重の走行位置

静的破壊実験は最初に車輪を床版の中央に固定して実施した。破壊形式はすべて押抜きせん断形であり、破壊箇所は載荷面近傍に限られていたので、同じ供試体に対して、中央点とそれから長辺方向に90cmだけ離れた2点での実験も行った。得られた破壊荷重の大きさを表一4に示す。破壊モードの一例を図一5に示すが、典型的な押抜きせん断形であったが、荷重点直下の鉄筋ひずみは降伏ひずみをかなり越えた後に破壊に至った。表一4にはコンクリート標準示方書<sup>1)</sup>による押抜きせん断荷重の計算値も示している。

初期ひびわれは荷重面直下の床版下面で配力筋と平行に入り、目視によるひびわれの発生荷重は供試体ISSで2.0tf、NORとNWSで1.0tf、その他で1.5tfであり、主筋に平行なひびわれも次の荷重点段階(増分間隔は0.5tf)で確認された。

床版中央点での荷重・たわみ曲線を図一6に示す。設計荷重相当値( $P_d$ )の下でのたわみの全断面有効としたときの弾性薄板理論値(弾性係数は $2 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$ と仮定(図中の①))は0.28~0.31mmであり、引張コンクリート部を無視したときの同様の理論値(図中の②)は全断面有効時の約3倍になっていた。

b) 輪荷重走行実験

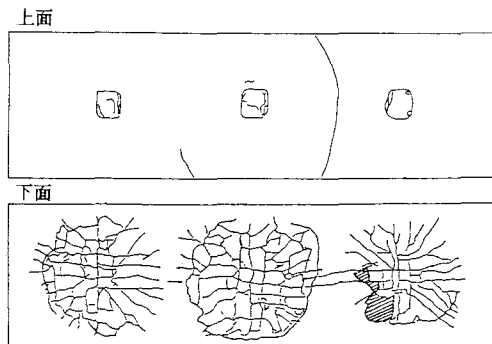
① 疲労耐力

合計35の供試体に対する輪荷重走行実験の結果、破壊に至ったときの荷重( $P$ )と走行回数( $N$ )の関係を

表一4 静的破壊荷重

供試体	破壊荷重(tf)				計算値*
	+90cm	中央点	-90cm	平均値	
IS	10.7	11.0	10.5	10.7	13.2
IR	10.0	10.5	10.3	10.3	13.2
ID	11.8	12.4	13.0	12.4	13.2
OS	10.1	10.5	10.1	10.2	12.4
OR	7.8	7.8	7.9	7.8	12.4
ISS	13.2	13.5	14.3	13.7	8.6
NOS	9.6	9.7	9.1	9.5	8.3
NOR	9.8	9.9	10.1	9.4	8.3
NWR	10.0	9.5	9.4	9.6	8.5

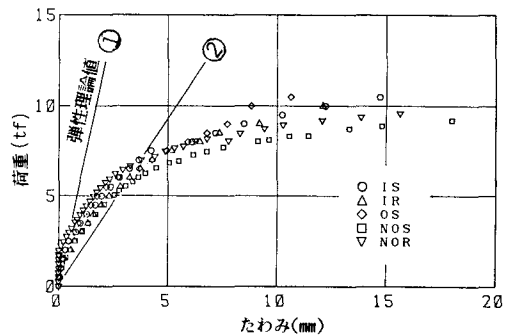
\*コンクリート標準示方書<sup>1)</sup>の式(6.3.8),ただし $r_0=1$ ,による。  
(輪荷重接地面(15cm×8cm)を使用)



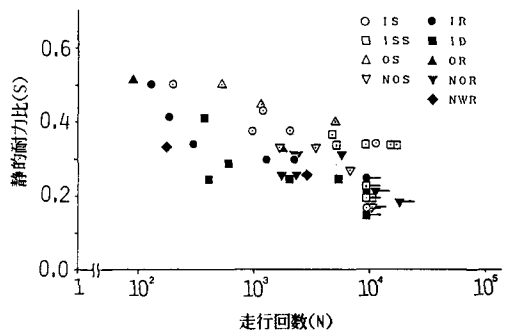
図一5 静的破壊モード(供試体ISS)

表一5に示す。表中、各数字の右肩に\*印を付けたものは破壊荷重より小さい荷重で $1 \times 10^4 \sim 2 \times 10^4$ 回程度の反復走行の後のデータである。破壊荷重より小さい荷重の先行履歴の疲労寿命に与える影響はこの表の結果からは判別できないので、この影響を考慮せず、破壊荷重と走行回数との関係を図示したものが、図一7である。図中、縦軸は輪荷重の静的破壊荷重(表一4)に対する比で表わしている。結果はかなりばらついており、定量的な結論を見出しがたいが、表一5と図一7を合わせて考えれば、以下の点が指摘できる。

1) 厚さ75mmの供試体ISSは同一配筋の厚さ72



図一6 床版中央点でのたわみ



図一7 疲労耐力と寿命

表一5 走行実験における疲労耐力と寿命

P (tf)	供試体								
	ISS	IS	IR	ID	OS	OR	NOS	NOR	NWR
5.0 <sup>△1</sup>	5155* <sup>1</sup>	195	126	369	538	—	—	—	—
4.5	5522* <sup>2</sup>	1238	—	—	1231	—	—	—	—
4.0	10723* <sup>3</sup> 17061* <sup>4</sup> 19297* <sup>5</sup>	970	185	—	5491	87	—	—	—
3.5	2134* <sup>6</sup>	12401	291	599	—	—	—	—	—
3.0	2029	1306* <sup>7</sup>	2150* <sup>8</sup> 5718* <sup>9</sup> 392	—	—	3628* <sup>10</sup> 1842* <sup>11</sup>	2345 2455* <sup>12</sup> 8435* <sup>13</sup>	2345	168
2.5 <sup>△2</sup>	—	—	—	—	1084	7415	1775 2409* <sup>14</sup>	3000	—
2.0 <sup>△3</sup>	—	—	—	—	—	—	—	—	—
1.7 <sup>△4</sup>	—	—	—	—	—	—	—	—	—

(注) △1: ISでは5.2tf、△2: NWRでは2.4tf、ISSでは2.6tf、  
△3: ISSでは2.2tf、△4: NWRでは1.6tf

\*1~14: 下段の○で示す荷重にて $1 \times 10^4 \sim 2 \times 10^4$ 回の走行実験で破壊しなかったため、その後の実験である。

mm の供試体 IS より疲労耐力がかなり大きい。この原因については後に考察するが、静的耐力との比においても同様のことがいえるので、疲労耐力および疲労寿命は床版厚に大きく影響される。

2) 圧縮筋を有する供試体 IR, OR, ID, NOR, NWR は圧縮筋のない供試体 IS, ISS, OS, NOS より疲労の影響を受けやすい。この原因も後に検討する。

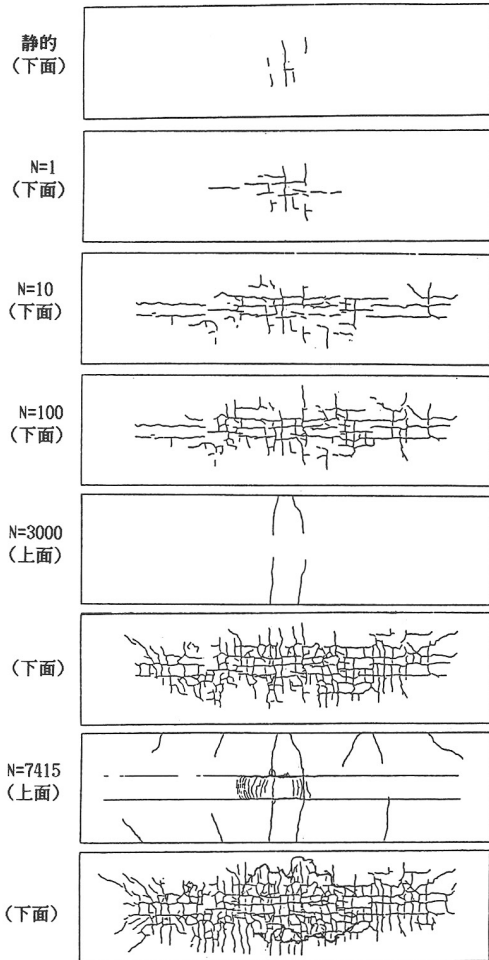
3) 短スパン 80 cm の供試体 NOR と 100 cm の供試体 NWR での疲労耐力の差は明瞭でない。

② ひびわれ状況との破壊形状

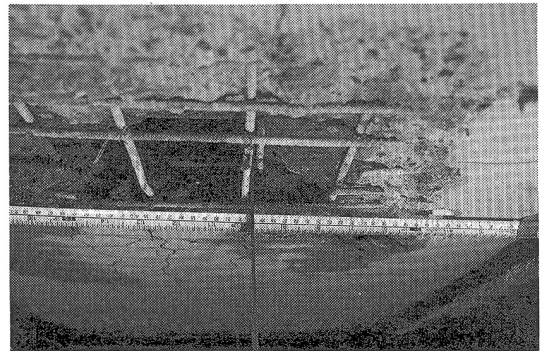
ひびわれの進展状況と破壊形状はいずれの供試体でもほぼ同じであった。圧縮筋のない供試体 NOS,  $P=2.5$  tf 走行時の例を図—8 に示す。NOS では、乾燥収縮による初期ひびわれは床版下面にわずかにみられるのみであり、最初に床版中央点での静的載荷時に図に示すような主筋および配力筋に平行なひびわれ（主筋に平行なも

の方が顕著）が発生した。輪荷重の走行によってひびわれは床版下面全域に拡がるが、初期の段階では、荷重を取り除けば、ほとんど判別できないような微細なひびわれ（中央点載荷時に観測しているの、ひびわれ図は中央部に集中）であり、走行回数 ( $N$ ) の増加とともに、ひびわれの数および幅は増大した。 $N=3000$  程度で上面にも主筋と平行なひびわれが発生し、その後、 $N=7415$  で破壊した。一方、同じ時期に製作した圧縮筋のある供試体 NOR では、乾燥収縮により上面にも主筋に平行なひびわれ（幅 0.05~0.15 mm）が 1, 2 本、載荷前に入っており、荷重  $P=2.5$  tf の走行回数の増加とともに、上、下面のひびわれは拡大し、 $N=1775$  で破壊した。

最終的な破壊はいずれの供試体でもコンクリート断面のせん断破壊を伴って起こった。破壊形状は図—8 に示すように通常の押抜きせん断形に類似していたが、実験終了後に断面を調べたところ短スパン方向の断面内の破壊面は写真—2 に示すようにほぼ 45° 方向に拡がっていたが、短スパン直角方向（車輪の進行方向）の断面内の破壊面は明確に判別できなかった。



図—8 供試体 NOS の  $P=2.5$  tf 走行時のひびわれ性状と破壊形状



写真—2 破壊断面（配力筋方向に撮影）

③ たわみ形状

たわみは、所定の走行回数後に車輪を床版中央点に止め、除荷時と載荷時の両方で測定した。走行回数 ( $N$ ) と床版中央点のたわみ ( $\delta$ ) との関係を図—9 に示す。図中、総たわみとは弾性たわみと残留たわみ（塑性たわみ）の和を意味する。1 回の走行 ( $N=1$ ) で、総たわみは静的載荷時（図—6 参照）の約 1.3 倍まで増加し、その後、走行回数が増すにつれて弾性たわみと残留たわみはともに徐々に増加するが、弾性たわみの増加率が残留たわみの増加率に比べて緩慢であった。破壊直前になって急激に両たわみとも増加した。破壊の位置は一定していないので、比較が正確でないが、破壊直前の総たわみは短スパン 80 cm の供試体で、3~6 mm であり、静的載荷時の 15~25 mm に比べて走行荷重時の方が曲

げ変形が少なく、せん断破壊が起こりやすいと結論づけられる。破壊したすべての供試体について、破壊直前の弾性たわみを引張コンクリート部を無視した断面剛性（鋼とコンクリートの弾性係数比（ $n$ ）は15、圧縮筋は無視）をもつ直交異方性弾性薄板理論値に対する比で整理したものが図-10である。図中、横座標は設計荷重相当値（ $P_d$ ）に対する輪荷重（ $P$ ）の比である。図より、破壊直前の弾性たわみは上述の理論値の0.5~1.8倍の範囲にあり、平均値1.05、分散0.09である。

一方、残留たわみ（ $\delta$ ）について、 $\delta$ -log $N$  曲線はある走行回数（ $N_s$ ）まではほぼ直線であり、 $N_s$ 以後は勾

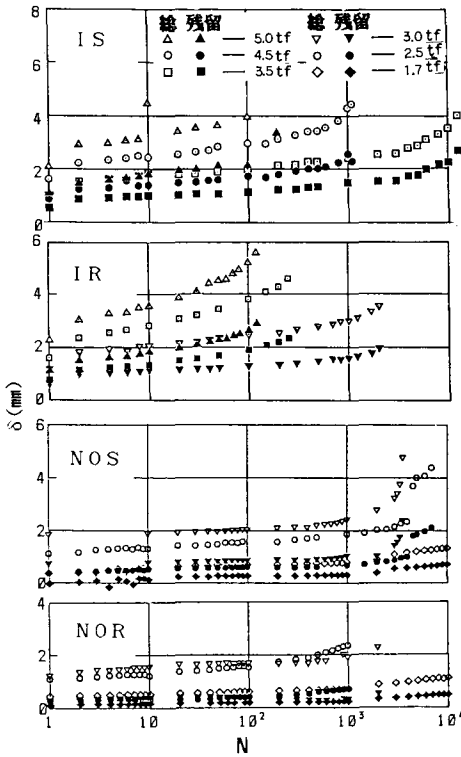


図-9 走行回数（ $N$ ）と中央点たわみ（ $\delta$ ）の関係

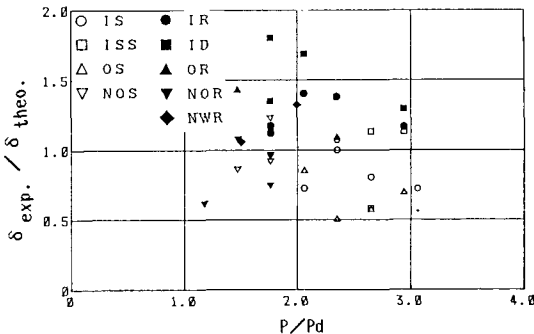


図-10 破壊直前の弾性たわみの理論値に対する比

配が加速的に増加し、押抜きせん断破壊に至っている。すなわち、 $N_s$ 以前の挙動はひびわれ面の磨耗によるコンクリートの微粉の落下やひびわれの角の欠落(角落ち)などの観察に対応しており、 $N_s$ 以降はかぶり部コンクリートの剥落やひびわれ面の段差の発生などの観察に対応している。したがって、 $N_s$ までは、曲げひびわれの進展領域であって、 $N_s$ を越えてからせん断破壊の兆候が現われるものと推測できる。

④ 鉄筋のひずみ性状

図-11には、床版下面中央の主筋および配力筋のひずみの変化を示す。各ひずみはたわみと同時に測定されている。最初の走行での主筋のひずみが、降伏ひずみ（ $1800 \sim 2000 \times 10^{-6}$ ）を越えるような大きな荷重の下では走行回数につれてひずみは増加し、数百回以下の走行で破壊に至った。最初の走行での主筋のひずみが降伏ひずみよりかなり小さい場合には、走行回数に対する主筋のひずみの増加は緩慢であり、たわみと類似の傾向を示している。また、主筋の弾性ひずみは、慣用計算値（図-6の理論値②に相当）を越えることは少ないようである。一方、配力筋のひずみは小さく、しかもその変化はほとんどなく増加より減少のものもみられた。

以上のことより、主筋に平行な曲げひびわれは発生すれば直ちに中立面まで進展し、その後の走行回数に対しては、ひびわれ面の磨耗のみが促進すると推察できる。

⑤ ひびわれ幅の変化

図-12は床版中央部のひびわれ幅の走行回数に対する変化の例を示している。ここでのひびわれ幅とは、標点間長50mmの伸び計（通常 $\pi$ ゲージとよばれる）を主筋方向に3個、配力筋方向に5個を床版中央に直列に配置し、この間に入るひびわれ幅の測定値の総和を主筋間隔（50mm）数で割ったものをいう。測定間隔内のひ

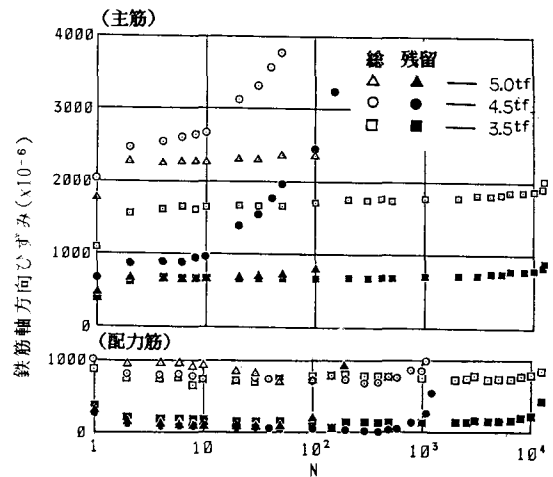
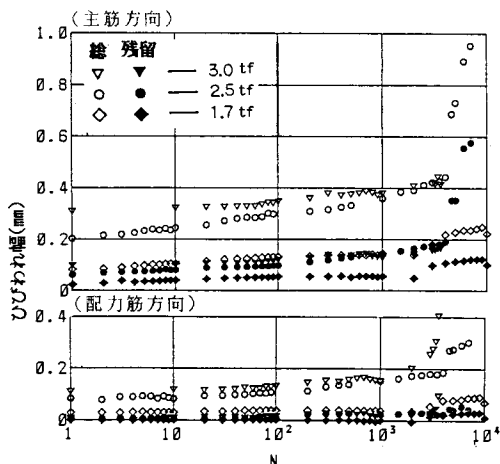


図-11 鉄筋軸方向ひずみの変化（供試体 IS）



図—12 ひびわれ幅の変化 (供試体 NOS)

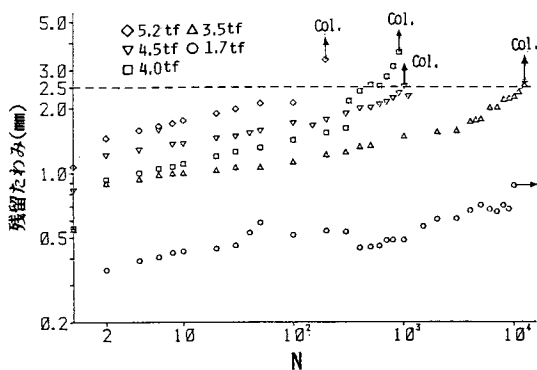
びわれ数は各供試体において一定でないで、測定値は非常にばらついたが、配力筋と平行なひびわれ幅の走行回数に対する変化は、図—9の残留たわみの変化と類似した傾向を示しているが、主筋と平行なひびわれ幅（特にその残留値）は非常に小さかった。もちろん、図—8に示したように、目視によるひびわれ図は格子状であり、主筋と平行なひびわれ幅も小さくないことより、ひびわれが開いてその幅が拡大しないのではなく、ひびわれ面が磨耗によりスリット状になったものと推察できる。またこのようなひびわれのスリット化は荷重の走行回数の増加につれて床版の下面からのコンクリートの微粉末の落下の確認によって裏付けられた。配力筋に平行なひびわれより主筋に平行なひびわれの方がスリット化が顕著になる原因は、主筋と平行なひびわれ面は荷重の反復走行によってたたかれること、両振りのせん断力を受けることによると思われる。またスリット化は骨材の噛み合い効果による床版のせん断抵抗力を低下させ、せん断力の主筋方向への再分配を助長させ、最終的な破壊に至る段階では、主筋方向に支持されたはりのようにせん断力を受け持たされているものと推察できた。

(6) 考 察

a) ひびわれ損傷度と疲労耐力

RC 床版のひびわれ損傷度は一般に次の諸量によって評価できるものと思われる。

- ① 一定荷重の下での鉄筋応力、②ひびわれの残留幅、③一定荷重の下での弾性たわみ、④残留たわみ。前節の実験結果からみれば、破壊が曲げ破壊形でないで、鉄筋応力（ひずみ）は不適當である。また、ひびわれ幅の残留値は定量的にとらえにくい。剛性の低下を意味する弾性たわみの変化は比較的緩慢であり、これによる損傷度の評価は精度的に不利である。これに対して、一定荷



図—13 供試体 IS における中央点の残留たわみの変化

重の走行繰返しの下での残留たわみは塑性変形量で、床版の消散エネルギー量に関係しているで、残留たわみによる損傷度の評価が物理的にも意味があると思われる。図—9の例で示した残留たわみの走行回数に対する変化を両対数グラフで書き直した例を図—13に示す。同じ時期に製作した、コンクリート強度がほぼ同じ供試体 (IS, IR, ID, OS, OR) では、残留たわみがほぼ同じ値（約 2.5 mm）に到達した直後に破壊した。破壊箇所は必ずしも一定でなかったで、破壊直前の残留たわみ値 ( $\delta$ ) はばらついているが、 $\delta_{cr} = 2.5$  mm より小さい範囲では  $\log \delta$  と  $\log N$  の間にほぼ直線関係が認められる。したがって、最小二乗法によりこの直線関係  $\log \delta = \log A + B \log N$  を見出せば、表—6のように各係数が求められる。表中、S は走行荷重の静的耐力比で、 $N_{2.5}$  は得られた直線式から  $\delta = 2.5$  mm に相当する走行回数であり、Exp. は実験での破壊時の走行回数を対数値で示している。この表より、設計荷重相当値 ( $S = 0.16$ ) での疲労寿命はその 2 倍の荷重での疲労寿命の  $10^5 \sim 10^7$

表—6  $\log \delta$  と  $\log N$  の関係

	S	A	B	$\log N_{2.5}$	Exp.
IS	0.49	1.375	0.1021	2.54	2.29
	0.42	1.100	0.0969	3.68	3.09
	0.37	0.859	0.1089	4.26	2.99
	0.33	0.747	0.1070	4.90	4.09
	0.16	0.344	0.0707	12.2	—
IR	0.49	1.320	0.1384	2.01	2.10
	0.34	1.011	0.1415	2.78	2.43
	0.29	0.863	0.0983	4.70	3.31
	0.24	0.492	0.1114	6.34	—
	0.16	0.420	0.0896	8.64	—
ID	0.40	1.005	0.1367	2.89	2.57
	0.28	0.642	0.1941	3.04	2.78
	0.24	0.545	0.2379	2.78	2.59
	0.20	0.474	0.8442	10.9	—
	0.14	0.534	0.0714	9.39	—
OS	0.49	1.501	0.0745	2.98	2.29
	0.44	1.075	0.0936	3.91	3.08
	0.39	1.033	0.0651	5.90	3.74
OR	0.50	0.828	0.2625	1.83	1.94
	0.32	0.307	0.2724	3.35	3.04

表一七 N=1 および N=10<sup>4</sup> 時の耐力

	Crite- rion	S(N=1)	S(N=10 <sup>4</sup> )	A*	B*
IS	logN <sub>2.5</sub>	0.5253	0.4011	0.5253	-0.0311
	Exp.	0.6658	0.3277	0.6658	-0.0845
IR	logN <sub>2.5</sub>	0.5139	0.3424	0.5139	-0.0429
	Exp.	0.7468	0.1751	0.7468	-0.1429
OS	logN <sub>2.5</sub>	0.5799	0.4486	0.5799	-0.0328
	Exp.	0.6489	0.3737	0.6489	-0.0688
OR	logN <sub>2.5</sub>	0.7167	0.2430	0.7167	-0.1184
	Exp.	0.8175	0.1629	0.8175	-0.1636

倍になっており、損傷度で表わせば、設計荷重の2倍の荷重の1回走行が床版に与える損傷度は設計荷重の1回走行時の損傷度の10<sup>5</sup>~10<sup>7</sup>倍に相当するといえる。次に、表一六の結果を再度回帰分析し、N=1 および N=10<sup>4</sup> 時の耐力 (S) を S=A\*+B\*log N で予測したものが表一七である。表中、Exp. は図一七のデータから各供試体に対して直接に最小2乗法により求めた値である。表の結果より荷重の1回走行時の耐力 (N=1 で破壊する荷重) は床版の静的耐力の50~80% であるといえる。

b) 圧縮筋の疲労耐力に与える影響

すでに述べたように、圧縮筋のある供試体の方が圧縮筋のない供試体よりも疲労耐力が小さい。このことは表一七からもいえる。すなわち、静的耐力は両者でほとんど変わらないのに、N=10<sup>4</sup>での耐力は明らかに後者の方が低い。この原因は①圧縮筋の存在によりコンクリートの有効せん断断面が減少する、②圧縮筋の拘束によりコンクリートの乾燥収縮による引張応力または初期ひびわれが顕著になる、等が考えられる。①については明確に結論しがたいが、走行荷重の繰返しの下では静的破壊時のような大きな塑性変形を伴わないので、鉄筋のダウエル効果が期待できず、曲げ圧縮領域のコンクリートによって主として受け持たれるせん断抵抗力が圧縮筋の存在によって低下すると考えられる。次に②については、明らかに圧縮筋のある供試体の方が初期ひびわれが多かった。同じ時期に製作した供試体で、圧縮筋のないNOSでは下面のみにごく微細なひびわれが観測されただけであったが、圧縮筋のあるNORでは上面にも1、2本の主筋と平行に幅(0.05~0.15mm)のひびわれが、ほとんどの供試体に観察された。床版厚が特に小さい(約70mm)ので、圧縮筋の拘束により断面内を貫通するひびわれが容易に入るものと思われ、貫通ひびわれをもつ床版では走行荷重の繰返しによってひびわれ面の磨耗は早期に助長され、床版断面のせん断抵抗力が急速に減少するものと推察される。

c) 疲労破壊のメカニズム

実験結果の節で述べたように、比較的大きな荷重の走行の下で主筋は降伏し、床版は数百回以下の走行回数で

破壊に至っている。一方、設計荷重相当値の2倍以下の比較的小さい荷重の走行の下では主筋は降伏に至らず、鉄筋ひずみはほとんど変化せず、ひびわれの数や幅およびたわみが増加し、床版は破壊に至った。

走行荷重を受ける床版の曲げ破壊について、理論的には、通増漸増崩壊 (Incremental collapse) と交番塑性崩壊 (Cyclic plastic collapse) が考えられる。実験床版は周辺で単純支持されているのでごく少ない走行回数での破壊は通増漸増崩壊が先行したものと推察される。E. Melan<sup>7)</sup>によれば、「ある大きさの荷重 (P) の走行繰返しの下で発生する弾性モーメントを M<sub>0</sub><sup>e</sup> とすれば、M<sub>0</sub><sup>e</sup>+M<sub>0</sub><sup>p</sup> が床版のいたるところで降伏条件を侵さないで、時間に依存しない一定の M<sub>0</sub><sup>p</sup> が存在するならば、この床版は変形硬化 (Shakedown) する (すなわち、弾性挙動を繰り返す) であろう」という。これより、変形硬化荷重 (P<sub>sd</sub>) の決定は次の問題になる。

$$\begin{aligned}
 &P_{sd} = \text{maximize } P \\
 &\text{subject to} \\
 &f(M_x^e + M_x^p, M_y^e + M_y^p, M_{xy}^e + M_{xy}^p) \leq 0
 \end{aligned} \quad \dots\dots (2)$$

ここに、f は降伏関数。実験床版は辺長1:3の単純支持長方形板であるが、問題を簡易化するために、幅が無限に大きい帯状板とみなし、輪荷重は幅方向に十分な距離を反復走行すると考えても、隅部のねじりせん断破壊が先行しないように十分に配筋されているならば、大きな誤差を生じないであろう。すると、問題の対称性と周辺単純支持の条件より変形硬化するときの残留モーメントは存在できず、式(2)の問題は次のようになる。

$$\begin{aligned}
 &P_{sd} = \text{maximize } P \\
 &\text{subject to } f(M_x^e, M_y^e, M_{xy}^e) \leq 0
 \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (3)$$

式(3)の解 (P<sub>sd</sub>) は荷重 P を床版中央にのせたときの弾性限界荷重に等しい。すなわち、床版の弾性主モーメントの最大値が断面の終局モーメント (M<sub>u</sub>) に等しくなるときの荷重が P<sub>sd</sub> になる。コンクリート標準示方書<sup>1)</sup>に従って M<sub>u</sub> を計算し、供試体に対する P<sub>sd</sub> を求めれば、表一八を得る。配力筋が少ない供試体では、配力筋方向の終局曲げモーメントによって P<sub>sd</sub> が決まっているが、実験結果の節で述べていたように、配力筋の応力は非常に小さいことを考慮して、主筋方向の終局曲げモーメントを基準にした変形硬化荷重 (P̄<sub>sd</sub>) を計算すれば、表一八の ( ) 内の値を得る。表より、鉄筋の降伏強度が他より大きい供試体 ISS の疲労耐力が他より大きくなっていることの理由の1つは変形硬化荷重の相違によると思われる。

次に、変形硬化荷重より小さい走行荷重の繰返しでの床版の破壊について考える。すでに b)⑤で述べたように、曲げひびわれの発生後、主筋に平行なひびわれのスリット化が輪荷重に対して板としての支持機構から主筋



方向のはりとしての支持機構に変化させることが推察できた。したがって、ひびわれのスリット化が十分に進行した後は、主筋方向のせん断力による輪荷重近傍の床版断面の破壊が実験で観測される押し抜きせん断形の全体破壊の引金になると考え、以下に検討を加える。

いま、荷重 ( $P$ ) は単純支持長方形床版の中心にあり、これより主筋方向の距離 ( $x$ ) にある断面に働くせん断力を  $Q_x$  とすれば、有効幅を次式で定義する。

$$b_e(x) = \frac{2}{Q_{x_0}} \int_0^{b/2} Q_x dy \dots\dots\dots (4)$$

ここに、 $Q_{x_0}$  は  $y=0$  (中心線上) での  $Q_x$  の値、 $b$  は床版の幅である。もし、 $b$  が主筋方向のスパン ( $l$ ) に比べて十分に大きければ、式 (4) の  $b_e(x)$  は  $P/2Q_{x_0}$  になる。 $b_e(x)$  は  $x$  の関数であり、 $x=u/2$  ( $u$  は載荷面の幅) で最小値を、 $x=l/2$  で最大値をとる。実験で得られた疲労破壊面は荷重面の端部から  $45^\circ$  方向に広がっていたので、 $x=u/2+d$  ( $d$  は有効高さ) をクリティカルな断面位置と仮定して、単純ばりとしてせん断に抵抗する有効幅を次式で定義する。

$$b_{e_0} = b_e\left(\frac{u}{2} + d\right) \dots\dots\dots (5)$$

輪荷重接地面 ( $u=15\text{ cm}$ ,  $v=5\text{ cm}$ )、 $d=6.0\sim 6.5\text{ cm}$  とし、弾性薄板理論により式 (4) と式 (5) を計算すれば、 $b_{e_0}=0.37\sim 0.38\text{ m}$  を得る。

一方、コンクリート標準示方書<sup>1)</sup>は、幅  $b_{e_0}$  をもつせん断補強筋をもたない RC ばりのせん断疲労強度式を次式で与えている。

$$\left. \begin{aligned} V_{rcd} &= V_{ca} \left(1 - \frac{\log N}{11}\right) \\ V_{ca} &= 0.9\beta_a \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot b_{e_0} \cdot d \cdot \sqrt{f'_{cd}} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (6)$$

$f'_{cd}$  はコンクリートの設計圧縮強度、 $p$  は鉄筋比、 $\beta_a = \sqrt[3]{100/d}$ 、 $\beta_p = \sqrt[3]{100/p}$ 、 $\beta_n = 1$

実験での供試体に対する式 (6) による静的せん断耐力 ( $P_{s_0} = 2V_{ca}$ ) の値を表—8 に示す。すべての供試体の中で破壊に至ったものについて、破壊荷重 ( $P_f$ ) の  $P_{s_0}$  に対する比と寿命 ( $\log N$ ) の関係を求め、次式

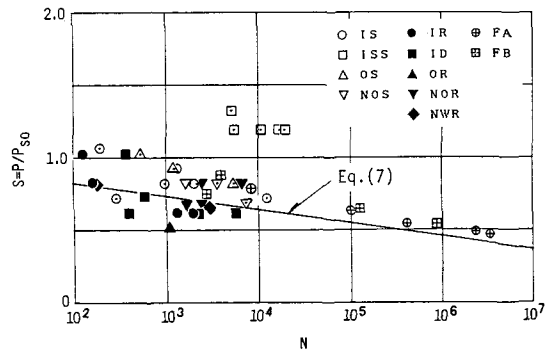
$$P_f = P_{s_0} \left(1 - \frac{\log N}{11}\right) \dots\dots\dots (7)$$

と比較したものが図—14 である。この図には松井ら<sup>8)</sup>の実験結果も含めている。松井らのデータ (FA, FB) は短スパン 1.8 m、幅 3 m、床版厚 19 cm、鉄筋比約 1.3 % の単純支持長方形床版に対する輪荷重走行実験によるものであり、破壊形状は本実験のそれと類似しており、供試体 FA では  $b_{e_0}=0.87\text{ m}$ 、 $\bar{P}_{sa}=54.7\text{ tf}$ 、 $P_{s_0}=25\sim 30\text{ tf}$ 、供試体 FB では  $b_{e_0}=0.89\text{ m}$ 、 $\bar{P}_{sa}=46.0\text{ tf}$ 、 $P_{s_0}=30\sim 32\text{ tf}$  と計算される。 $\bar{P}_{sa}$  はいずれの供試体でも  $P_{s_0}$  を上回っていることがわかる。図—14 において

表—8 各供試体に対する  $P_{sa}(\bar{P}_{sa})$  と  $P_{s_0}$

供試体	IS	ISS	OS	NOS	NWR
	IR ID		OR	NOR	
$P_{sd}(\text{tf})$	5.02 (5.02)	6.12 (6.12)	2.43 (5.02)	3.64 (4.68)	3.35 (4.67)
$P_{s_0}(\text{tf})$	4.88	3.78	4.88	3.64	3.70

注：( ) 内は主筋方向の終局曲げモーメントのみに着目した値



図—14 S-log N 関係

供試体 ISS をみれば、低サイクル領域での疲労耐力は  $P_{s_0}$  のほかに  $\bar{P}_{sa}$  にも影響されるようにも思われるが、式 (7) の疲労耐力式は低サイクル領域での ISS 以外の供試体の平均値近傍と  $N > 10^4$  の高サイクル領域で実験値と十分に整合している。

### 3. 道路橋 RC 床版の疲労強度に対する一検討

図—14 に示したように、コンクリート標準示方書の式 (6) は、式 (5) の有効幅 ( $b_{e_0}$ ) を用いて、道路橋 RC 床版の疲労強度の推定にも十分に使用できると思われるので、隣接主桁で支えられた道路橋床版が主桁と平行な自動車の後輪荷重を床版中央線上に受ける場合の疲労耐力を求めてみよう。隣接主桁間の帯状床版に作用する荷重は道路橋示方書で規定された後輪荷重 (作用面  $50\text{ cm} \times 20\text{ cm}$ ) とし、主桁間長である床版のスパンは  $l=2\text{ m}$ ,  $2.5\text{ m}$ ,  $3\text{ m}$ 、床版の有効高さは  $d=14\text{ cm}$ ,  $18\text{ cm}$ ,  $22\text{ cm}$  としたときの式 (5) による有効幅 ( $b_{e_0}$ ) と式 (7) による静的せん断耐力 ( $P_{s_0} = 2V_{ca}$ ) を  $f'_{cd} = 240\text{ kgf/cm}^2$ 、 $p=0.015$  (単鉄筋等方配筋) と仮定して計算すると表—9 を得る。表の結果、 $P_{s_0}$  はスパンの影響はほとんど受けず、 $d$  が大きくなるにつれて大幅に増加していることがわかる。

次に、式 (6) による床版の疲労耐力 ( $P_f$ ) は、 $N = 2 \times 10^6$  のとき  $0.43 P_{s_0}$  になる。また、道路橋示方書に基づく設計後輪荷重 ( $P=9.6\text{ tf}$ ) の下で主筋応力が許容応力 ( $\sigma_{sa}=1400\text{ kgf/cm}^2$ ) になる床版の疲労寿命を式 (6)、(7) より求めてみると、表—10 を得る。

表—9  $b_{e0}(m)$  と  $P_{90}(tf)$  の各値

d(cm)	l (m)					
	2.0		2.5		3.0	
	beo	Pso	beo	Pso	beo	Pso
14	1.02	27.4	1.05	28.2	1.06	28.5
18	1.14	39.4	1.17	40.5	1.18	40.8
22	1.19	50.0	1.23	50.6	1.25	51.4

表—10  $P_{90}(tf)$  と  $\log N$  の各値

d(cm)	l (m)					
	2.0		2.5		3.0	
	Pso	logN	Pso	logN	Pso	logN
14	23.6	6.53	25.1	6.79	25.8	6.91
18	28.5	7.29	30.1	7.49	31.0	7.59
22	30.8	7.57	32.7	7.77	33.9	7.88

明らかに同じ曲げ強度をもつ床版でも、有効高さが大きくなれば、疲労寿命が伸びることがわかる。また、疲労寿命に与える床版スパンの影響はあまり現われていないが、本研究では、ひびわれ荷重よりはるかに大きい輪荷重のみを考慮していることに留意されたい。

#### 4. 結 論

本研究で得られた結論を以下に列挙する。

(1) すべての実験床版は静的荷重および走行荷重のいずれにおいてもコンクリート断面のせん断によって最終的に破壊し、破壊時には鉄筋の破断を伴わなかった。

(2) 同じ鉄筋量の床版の疲労耐力は床版の厚さに大きく影響された。

(3) 圧縮筋を有する床版は有しない床版より疲労寿命は短かった。この主たる原因は圧縮筋の拘束によって発生するコンクリートの乾燥収縮によるひびわれが床版の初期欠陥として作用したものと考えられた。

(4) 破壊直前の弾性たわみ(中央点載荷によるたわみ)は引張部コンクリート無視の直交異方性弾性薄板理論値の0.5~1.8倍(平均値1.05, 分散0.09)であった。

(5) 荷重の走行の床版の破壊に与える影響は非常に大きい。すなわち、荷重の1回走行時の床版の耐力は床版中央の静的耐力の50~80%に減少した。

(6) 設計荷重相当値の2倍程度以下での荷重の走行繰返しでは、鉄筋の応力はあまり変化せず、また配力筋の応力はRCばりの慣用設計値よりかなり小さい。

(7) 荷重の走行によって床版下面のひびわれの数および幅が増加したが、特に主筋と平行なひびわれ幅は断面の変形のみではなく、ひびわれ面のコンクリートの磨耗によっても大きくなった。

(8) ひびわれ面のコンクリートの磨耗によってスリット化したひびわれをもった床版は配力筋方向のせん

断抵抗を失い作用せん断力に対する支持機構は荷重の走行回数が増加するにつれて主筋方向のはりとしての機構に変化し、最終的にはある有効幅( $b_{e0}$ )をもつはりとしてのせん断破壊に床版は支配されると推察できた。

(9) 上記の  $b_{e0}$  を弾性薄板理論を用いて求め、コンクリート標準示方書のせん断補強筋をもたないはりのせん断疲労強度式を適用することにより、荷重の走行回数( $N$ )が $10^4$ 以下の低サイクル領域での床版の疲労耐力の平均値付近と $N$ が $10^4$ 以上の高サイクル領域での松井ら<sup>8)</sup>による疲労耐力の実験値を十分に予測できた。

(10) 道路橋示方書により設計されたRC床版に対して、上記のせん断疲労強度式を適用すれば、許容応力度設計法による同じ曲げ強度をもつ床版でも有効高さが大きくなれば疲労寿命が伸びることがわかった。

最後に、本研究の一部に対して昭和56年、57年度および昭和59年度、60年度文部省科学研究費補助金(一般研究(C))を受けたこと、さらに実験床版の製作にあたっては、阪神高速道路公団保全技術部の協力を得たことを付記し、感謝の意を表したい。

#### 参 考 文 献

- 1) コンクリート標準示方書(昭和61年度版)設計編, 土木学会, 1986年10月。
- 2) 倉田・園田・実松・竹村: 既設道路RC床版の疲労破壊実験と疲労破壊機構に関する一考察, 第22回構造工学シンポジウム, 日本学会会議, pp.63~70, 1976年1月。
- 3) 岡村・園田: ひびわれ床版の力学特性, 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。
- 4) Okada, K., Okamura, H. and Sonoda, K.: Fatigue Failure Mechanism of Reinforced Concrete Bridge Deck Slabs, Transportation Research Record 664, TRB, Washington, D.C., pp.136~144, 1978.
- 5) 岡田・岡村・園田・島田: 道路橋鉄筋コンクリート床版のひびわれ損傷と疲労性状, 土木学会論文報告集, 第321号, pp.49~61, 1982年5月。
- 6) 今井・岡田・児島・水元: 鉄筋コンクリート床版の乾燥収縮ひびわれに関する研究, 土木学会論文報告集, 第340号, pp.175~184, 1983年12月。
- 7) Melan, E.: Theorie statish unbestimmeter syteme, Prelim. Publ. of 2nd. Congr. of IABSE, Berlin, pp.43~64, 1936.
- 8) Matsui, S., Okamura, H., Sonoda, K. and Okada, K.: Concepts for Deterioration of Highway Bridge Decks and Fatigue Studies, International Symposium of Fundamental Theory of Reinforced and Prestressed Concrete, Nanjing, China, 1986.

(1987.2.19・受付)