

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

CRACKING AND FATIGUE BEHAVIOR OF BRIDGE DECK RC SLABS

岡田 清*・岡村宏一**・園田恵一郎***・島田 功****
By Kiyoshi OKADA, Hirokazu OKAMURA, Keiichiro SONODA
and Isao SHIMADA

1. ま え が き

道路橋の鉄筋コンクリート床版（以下、RC 床版と略称する）、特に鋼桁上の RC 床版に過大なひびわれが生じ、コンクリートの部分的な剝落や舗装面の陥没等の損傷事例が報告されて以来、すでに 10 数年が過ぎており、この間、損傷原因の追求が道路管理者である諸官庁によってなされてきた。特に、昭和 38 年～42 年頃に施工された床版に損傷事例が比較的多くみられたことにより、当時の鋼道路橋示方書（昭和 39 年版）の見直しが必要となり、交通荷重の増大に比して耐力不足との判断から、その後の設計基準は段階的に改訂されてきた^{1),2)}。一方、すでに損傷を受けた床版の補修工法としては、供用中の床版を打ち換えることは交通事情により困難な場合が多いために、橋面下から施工できる鋼板接着および増設縦桁工法がおもに用いられている。しかしながら、RC 床版の損傷のメカニズムについては、今日においても定説はなく、それゆえ、上述の設計基準の改訂や補修工法の選択には十分な理論的裏付けがなされていないように思われる。

RC 床版は支間（主桁間）に比して厚みの小さい板構造であるので、わが国のみならず欧米諸国においても薄板弾性理論に基づく曲げ応力を規準にした許容応力度設計法が十分安全であると認識されてきた。しかし、近年、交通量の増大や施工不良による床版耐力の低下に加えて、床版は直接輪荷重を支えるために他の橋梁部材に比して疲労の影響を受けやすいとの懸念が出されるようになった。しかし他方、輪荷重のような局所荷重を受ける RC 床版は、押抜きせん断形で崩壊し、その静的耐力

が非常に大きいことは古くから知られている。疲労強度に関する研究は少ないが、一方向 RC スラブの 200 万回繰返し時の疲労強度は、静的強度の 45% に低減するとの報告³⁾を参考にしても、なお設計後輪荷重の 3 倍以上の耐力を有することになる⁴⁾。特に欧米においては、疲労を考慮しても従来の許容応力度設計法は安全過ぎる (Too Conservative) との見解⁵⁾や限界状態設計法の採用と相まって降伏線理論のような塑性理論に基づく終局強度設計法が合理的であり、疲労の影響の重要性を否定した意見⁶⁾さえみられる。

以上のような背景のもとで、今日の RC 床版の損傷問題の究明にあたっては、破壊の定義の明確化が最も大切な点であると思う。すなわち、多くの研究者は破壊とはコンクリートまたは鉄筋の破断を意味し、その支持する荷重の最大値をもって破壊荷重と定義しているが、橋梁管理者は、破壊を過大なひびわれの発生またはコンクリートの部分的な剝落などによる劣化とみなしているようである。いずれが正しいかは別として、橋梁管理者が過大なひびわれによる雨水の浸透やコンクリートの剝落の発生した床版は健全とは認めがたく、何らかの補修、補強または架け換えが必要と判断することは当然であろう。著者らは、後者の立場に立って、数年前より、RC 床版の破壊に与える大きな要因は実働荷重特性、特に輪荷重の移動繰返しにあるとの認識のもとで、疲労破壊機構に関する実験的かつ理論的研究を行ってきた^{4),7),8)}。本論文はこれらの成果をまとめたものである。

最初に、実橋における典型的な損傷床版を現場から切り出した供試体および同一の設計仕様による新床版に対する室内での実験結果より、先行曲げひびわれが荷重の移動繰返しによってどのように進展し、損傷の拡大に結びついていくかを定性的につかんだ。次に、ひびわれ床版モデルの 3 次元応力解析により、ひびわれ断面での応力集中現象を明らかにし、損傷過程の中で最も重要と思われるひびわれの断面内貫通のメカニズムについて考察

* 正会員 工博 京都大学教授 工学部土木工学教室

** 正会員 工博 大阪工業大学教授 土木工学科

*** 正会員 工博 大阪市立大学教授 工学部土木工学科

**** 正会員 東洋技研コンサルタント(株) 研究室室長

を加えた。最後に、標準的な5主桁合成桁床版を対象として、現行の道路橋示方書で規定されたT荷重の移動繰返しのもとで、ひびわれの断面内貫通による疲労損傷が発生するかどうかを検討した。

2. 実橋損傷床版の概要とひびわれ床版の力学的特性

(1) 損傷状況の概要

RC床版の損傷程度は適用された設計基準によってかなり異なっている。当然のことながら、比較的古い床版(昭和39年鋼道路橋示方書や昭和42年の建設省道路局長通達が適用された床版)にひびわれ損傷が多くみられ⁹⁾、最近の設計基準による床版の損傷事例の報告は少ない。これは荷重履歴が少ないほかに設計荷重の増大、許容応力度の低下、最小床版厚の増加による大幅な耐力増加が図られているためであろう。しかしながら、RC床版の設計法の根本思想は変わっていないので、ひびわれ損傷はRC床版固有の問題として残されていることには変わりはない。RC床版の損傷の原因として指摘されているものは、作用荷重の特性、設計手法、施工法などに係り、多岐にわたっている¹⁰⁾。しかしながら、観測された損傷模様は類似しており、最も一般的な主鉄筋と直角に車両が進行するRC床版の損傷過程は次のようである^{9),10)}。

- ① 1方向(配力鉄筋の少ない場合には主鉄筋方向)のひびわれの発生。
- ② 直交する2方向のひびわれの発生。
- ③ 格子状または亀甲状のひびわれ網の形成とコンクリート中の遊離石灰の露出。
- ④ ひびわれ面の局部欠落やかぶり部コンクリートの剥落。
- ⑤ 床版の穴あきや橋床面の陥没。

もちろん、床版の穴あきのような最終的な崩壊事例は少なく、それ以前に何らかの補修、補強されている場合が多い。ここでは上記の損傷過程はRC床版に共通したものであると考え、これに対して検討を加える。

(2) ひびわれ床版の力学的特性に関する実験

実橋床版のひびわれ損傷が時間的にも空間的にも変動の激しい輪荷重の移動繰返しによって発生しているために、模型床版に対する実験によって力学的特性を把握することは非常に困難である。それゆえ、ひびわれ床版を実橋から採取し、室内での実験により力学的特性を調べ、それ以前のひびわれの発生および進展過程は、同一の設計仕様による新床版の実験との対比により調べると

いう方法をとる。

a) 供試体

表-1には、調査した実橋ひびわれ床版の設計諸元を示す。これらの床版はいずれも大型車の一方通行が1日1000台以上の幹線道路の橋梁床版で、調査時点においては、橋梁管理者は何らかの補修または架け換えが必要であると判定されたひびわれ損傷床版である。供試体は、表-2に示すように、これらの実橋床版から切り取ってきたものと同一設計仕様によって作られた新床版からなる。

採取床版のひびわれ図の一例を図-1に示す。下面のひびわれは鉄筋に平行な格子状であり、0.2mm以上の大きな幅のひびわれ間隔は20~50cmであり、上面(アスファルト舗装は除去されている)のひびわれは主筋と平行なものが多く、間隔は下面のものに比してかなり広い。ひびわれ模様はA橋とB橋からの採取床版とも類似していた。一方、新床版はA橋の床版と同一設計仕様により製作したもので、コンクリートの配合設計は、早強セメント使用、最大骨材25mm、スランプ10cm、単位セメント量402kg/m³、水セメント比40.8%、細骨材率

表-1 実橋ひびわれ床版の設計諸元

名 称			一般国道 A橋	一般国道 B橋
竣 工 年 月			昭和41年3月	昭和37年
橋 梁 形 式			単 純 合 成 桁	単 純 合 成 桁
適用示方書(設計荷重)			昭39鋼道示(T-20)	昭31鋼道示(T-20)
主 桁 間 隔			3.140 m	2.200 m
床 版 厚			18 cm	17 cm
鉄 筋 量 (径間部)	主 筋	圧 引	φ16 間隔 200 mm " " 100	φ16 間隔 250 mm " " 125
	配力筋	圧 引	φ13 間隔 200 mm " " 200~400	φ13 間隔 220 mm " " 220~250
許 容 応 力 度*			$\sigma_{ca}=70 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_{sa}=1400 \text{ kg/cm}^2$	$\sigma_{ca}=80 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_{sa}=1400 \text{ kg/cm}^2$
調 査 年 月			昭和48年11月	昭和51年

* σ_{ca} はコンクリートの許容圧縮応力、 σ_{sa} は鉄筋の許容引張応力を表わす。いずれも鉄筋はSR24を使用、 $1 \text{ kg/cm}^2=0.098 \text{ MN/m}^2$ 。

表-2 供試体の諸元

供試体名	寸 法 幅×長×厚 (m)	コンクリートの 圧縮強度 $\sigma_{ck}(\text{kg/cm}^2)$	主鉄筋の 引張強度 (降伏/破断) $\sigma_s(\text{kg/cm}^2)$	備 考
N ₁	2.5×3.8×0.18	255	2800/4200	静的試験
N ₂	"	301	"	中央点繰返し試験
N ₃	"	320	"	移動繰返し試験
O ₁	2.5×3.75×0.18	323	3300/4630	静的試験
O ₂	"	"	"	中央点繰返し試験
O ₃	1.8×2.7×0.17	416	3250/4470	移動繰返し試験
O ₄	"	"	"	"

(注) O₁, O₂ は表-1の一般国道A橋の主桁間部より採取したもの、O₃, O₄ は表-1の一般国道B橋の主桁間部より採取したもの、N₁, N₂, N₃ はO₁, O₂と同じ設計仕様により新しく作製したものの。コンクリート圧縮強度は実験時の値であり、材合はN₁, N₂, N₃に対してそれぞれ14日、20日、220日である。
 $1 \text{ kg/cm}^2=0.098 \text{ MN/m}^2$ 。

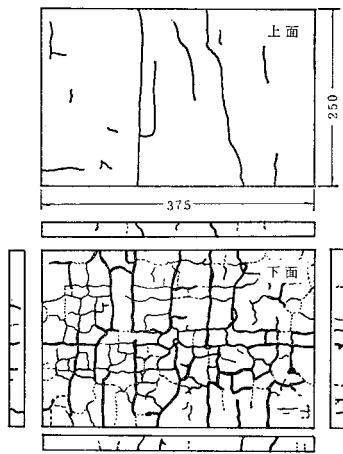


図-1 採取床版のひびわれ図 (単位 cm)

40.1% などである。

b) 実験条件

支持条件は長辺単純支持，短辺弾性桁支持で，弾性桁の剛性は供試体中央の主筋方向と配力筋方向の弾性曲げモーメントの比（計算値）が実橋床版の中央点のそれにほぼ等しくなるように決定した。荷重面は道路橋示方書で規定された T-20 の後輪荷重の作用面（20 cm×50 cm）とし，荷重は油圧ジャッキにより厚さ 3 cm の硬質ゴムを介在させてかけられた。供試体の四隅に発生する浮上がりは特に防止しなかった。また，実橋採取床版の切断面の鉄筋は鋼板に溶接することによって定着し，付着強度の損失を防いだ。

静的および中央点繰返し載荷は中央点に固定した 1 つの載荷面によって，また，移動繰返し載荷は，図-2 に示すような最大 15 点（必ずしも全点を順序どおりに移動させたわけではなく，ひびわれの進展の状況によって一部の点を省略した）で，1 点当たりの繰返し数は 2000～10000 回である。繰返し載荷における上限値は道路橋示方書で規定された後輪荷重（8 t(78 kN)）に衝撃を加えた値

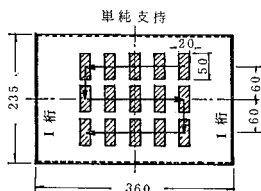


図-2 移動繰返し実験における載荷位置 (単位 cm)

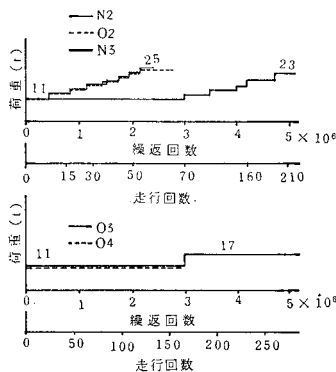


図-3 各供試体に対する載荷プログラム (1t=9.8 kN)

(11 t(108 kN)) を基準にし，ひびわれ進展の状況に応じて，段階的に上昇させた。各供試体に対する載荷プログラムを 図-3 に示す。載荷点の移動は手動による。荷重の走行回数とは，長辺方向の 1 直線上の 5 点の移動を 1 走行としたときの回数を意味する。なお，繰返し荷重の下限は 1 t(9.8 kN) であり，4～5 Hz の正弦波荷重を用いた。

c) 実験結果と考察

① 初期曲げひびわれの発生

目視により観測された初期ひびわれの発生時の荷重と繰返し回数は，供試体 N₁ で静的に 17.5 t(172 kN)，供試体 N₂ で 11 t(108 kN)，1×10³ 回，また移動繰返し実験に先立って行われた供試体 N₃ で 6.0 t(59 kN)，2×10⁴ 回となり，ひびわれはいずれも主筋に平行に発生した。ひびわれ発生時の弾性平板理論による床版下面の配力筋方向の最大引張応力は，それぞれ，62 kg/cm² (6.1 MN/m²)，39 kg/cm² (3.8 MN/m²)，21 kg/cm² (2.1 MN/m²) であった。明らかにひびわれの発生に対する荷重の繰返しの影響は認められる。通常，コンクリートの静的曲げ引張強度 (σ_{ct}) は圧縮強度 (σ_{ck}) の 15～20% といわれているので，表-2 の σ_{ck} に対して， $\sigma_{ct}=38\sim64$ kg/cm² (3.7～6.3 MN/m²) になる。実橋床版においては，複数の輪荷重の影響も受けるので，道路橋設計示方書による T 荷重のもとで曲げひびわれが発生するといえる。なお，供試体 N₃ には，実験前（コンクリートの打設後より 220 日の空气中養生）に乾燥収縮によると思われる微細なひびわれ（幅が 0.05 mm 以下）が発生していたが，荷重による初期ひびわれはこれとは関係なく，別の位置に発生したことを付記する。

② ひびわれ網

中央点載荷の場合（供試体 N₁，N₂）は，静的，繰返しにかかわらず，ひびわれは載荷点より放射状に発生した。これは弾性平板理論による正の主モーメント線図が載荷点より放射状になることからもうなずける。移動繰返し荷重のもとでは（供試体 N₃），荷重直下のひびわれは連続的に発生し，繰返しの初期には主筋と平行なひびわれが主であるが，5×10⁴ 回程度の繰返し時より配力筋

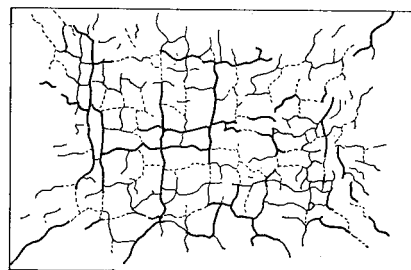


図-4 供試体 N₃ のひびわれ図 (繰返し回数 5.04×10⁶ 時)

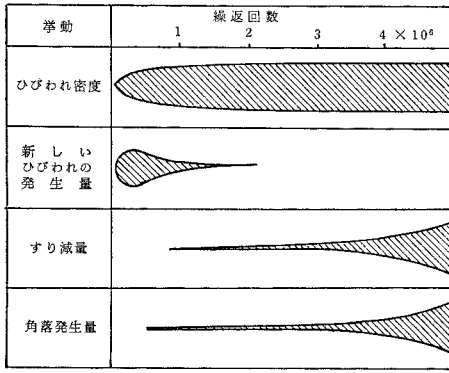


図-5 繰返し回数とひびわれ状況 (供試体 N₃)

と平行なひびわれも現われ、その後の繰返しによって格子状のひびわれ網が形成された。図-4 のひびわれ網は実橋採取床版のそれと似ており、荷重の移動の重要性が認められる。

③ ひびわれの挙動

中央点繰返し載荷によるひびわれは非常に安定していた。すなわち、先行荷重より大きな荷重の繰返しに対しては、最初の数千〜数万回で新たなひびわれの発生およびひびわれ幅の拡大は止まり、その後の繰返しに対する変化は少なく、荷重の除荷後の静的特性はほぼ弾性的であった。それに反して、移動繰返し載荷のもとでは、ひびわれの進行性が認められた。図-5 には、この場合の荷重の繰返し数に伴うひびわれ状況の定性的な変化を示す。図において、ひびわれ密度とは単位面積当たりのひびわれ長さの総和を、角落ちとはひびわれ面の角の欠落を意味する。すり減りとはひびわれ面の摩擦によるコンクリート粉の落下をいい、ひびわれ断面の下に皿を受けて、皿に入る粉末の量によって測定した。実験装置の関係上、荷重の移動回数は限られたものであったが、ひびわれ密度はある程度回数で停留し、それ以降は新しいひびわれは発生しなくなったが、ひびわれ面のコンクリートのすり減りおよび角落ちは激しくなり、ひびわれ面はスリット状になった。このようなひびわれの進行性は、荷重の移動に伴うひびわれ断面上の応力の変動性に起因している。すなわち、ある荷重位置の下でひびわれが発生すれば、床版の断面性状は急変するが、同じ位置での繰返し荷重では、主モーメントの方向に変化をもたらさない。しかしながら、荷重位置が変化する場合は、主モーメントの方向の変化と新しいひびわれに伴うモーメントの再配分を起こさせ、2 次的なひびわれの発生および既存ひびわれの成長を促すものと思われる。実橋床版の場合、自動車の走行による荷重の移動と反復はひびわれ面に圧縮によるたたきならびにせん断によるこすりを与え、ひびわれ面の摩擦とそれに伴うひびわれ幅の拡大ならびに深さ方向の進展を促すものと思われる (実橋

床版において、無載荷時に 0.2 mm 以上の非常に大きいひびわれ幅が確認されているにもかかわらず残留たわみが大きくないことは、ひびわれは開いて大きくなったのではなく、ひびわれ面のコンクリートがすり減って見掛けの幅が拡大したものと推察できる)。

次に、ある程度

スリット化したひびわれ (無載荷時のひびわれ幅が 0.2 mm 以上) の発生は、床版の剛性の連続性を失わせる。図-6 には、主筋と平行な代表的なひびわれ幅の荷重の移動による変化を示す。図には比較のため弾性平板理論による曲げモーメントの影響線図も示しているが、明らかに曲げ剛性の不連続性が認められる。すなわち、荷重直下のひびわれは大きく開くが、それより少し離れたひびわれは逆に閉じる (スリット状のひびわれは間隙が零になるまで閉じる)。なお、実橋床版の現場測定でも、主筋と平行なひびわれにおいて、このような現象が確認されている。すなわち、ひびわれの開閉は、自動車がひびわれ断面上を横切って進行するときの、曲げ剛性の不連続性に伴う現象と理解できる。したがって、曲げ剛性の連続性の損失はひびわれ面のたたきやすり減りを助長させ、角落ちやひびわれの断面貫通の原因になるものと思われる。供試体 N₃ においては、繰返し回数 4.9×10^6 、最大荷重 23 t (225 kN) で、ひびわれの断面内貫通を確認した (図-6 のひびわれ B を参照)。また、図-1 に示す実橋床版の上面ひびわれは主筋と平行なものが多く、かつ下面の大きなひびわれと連結していることは上述の解釈を裏付けている。

④ 鉄筋応力

繰返し回数と床版中央の主筋の弾性ひずみ (残留ひずみを除いたもの) との関係を表-3 に示す。弾性平板理論による曲げモーメントとコンクリートの引張強度を無視した通常の RC 計算法による計算値 (以下、これを慣用計算値とよぶ) に比して、新床版 N₁, N₂ の実測値は非常に小さく、移動繰返し荷重を与えた N₃ においても、繰返し回数の増加につれてひずみ値は徐々に増えているが、なお計算値に比してかなり小さかった。一方、実橋採取床版 O₁ の測定値 (かぶり部のコンクリー

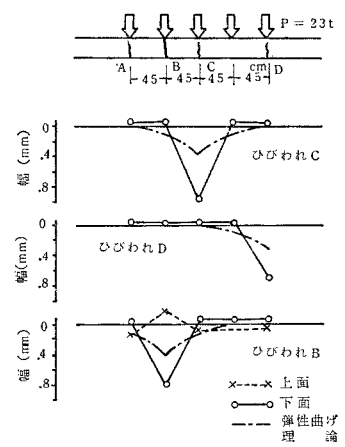


図-6 荷重の移動によるひびわれ幅の変化 (供試体 N₃, 5×10^6 回時, 1 t = 9.8 kN)

表—3 11 t 載荷時の主筋の弾性ひずみ

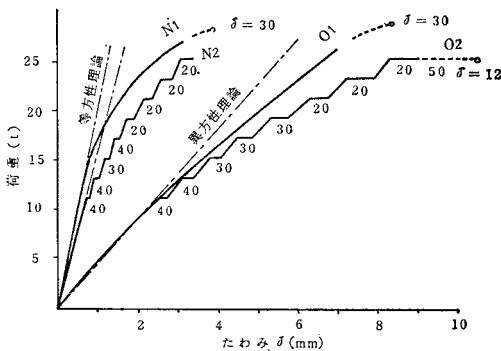
供試体	繰返し回数	測定値	計算値
N ₁	静 的	140×10 ⁻⁶	381×10 ⁻⁶
N ₂	100	95×10 ⁻⁶	381×10 ⁻⁶
〃	4 × 10 ⁵	115×10 ⁻⁶	〃
N ₃	1 × 10 ⁴	110×10 ⁻⁶	381×10 ⁻⁶
〃	2 × 10 ⁵	135×10 ⁻⁶	〃
〃	5 × 10 ⁵	175×10 ⁻⁶	〃
〃	1.5×10 ⁶	180×10 ⁻⁶	〃
O ₃	1	320×10 ⁻⁶	441×10 ⁻⁶
〃	1 × 10 ⁴	360×10 ⁻⁶	〃
〃	1 × 10 ⁵	375×10 ⁻⁶	〃
〃	5 × 10 ⁵	420×10 ⁻⁶	〃
〃	2 × 10 ⁶	440×10 ⁻⁶	〃

トを削り、ひずみ計を貼付した後、モルタルを詰めた) はほぼ計算値と等しくなった。なお、配力筋ひずみの測定値の傾向も主筋ひずみと同じであったが、計算値に対する測定値の比はより小さかった。

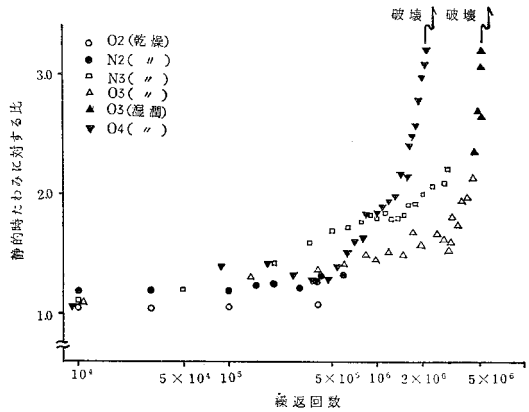
以上の結果より、引張鉄筋応力はかなり損傷が激しくなった時点において初めて慣用計算値に到達するといえる。したがって、鉄筋量の増加は必ずしもひびわれ損傷の防止につながるものとは推察される。

⑤ たわみ性状

図—7 は、供試体 N₁, N₂, O₁, O₂ の荷重と中央点たわみの関係を示したものである。設計後輪荷重 (11 t (108 kN)) の静的載荷時のたわみは、新床版 N₁ に対しては、全断面有効の等方性板理論により、採取床版 O₁ に対しては、引張部コンクリートを無視した直交異方性板理論による計算値に一致する。中央点繰返し載荷におけるたわみ (ここでは、残留たわみを除いた弾性たわみを指す) の増加は先行荷重より大きな荷重の最初の 10⁴ 回程度の繰返しで止まり、その後の繰返しに対してはほとんどなかった (図—8 の N₂ のデータを参照)。それに反して、移動繰返し載荷では、たわみは徐々に増加しており、供試体 N₃ では、3×10⁶ 回の繰返し時で静的たわみの約 2 倍に生長した (図—8 の N₃ のデータを参照)。荷



図—7 荷重と中央点たわみの関係 (図中の数字は繰返し回数, 単位: 10⁴, 1 t=9.8 kN)



図—8 11 t 載荷時の中央点たわみの変化 (1 t=9.8 kN)

表—4 破壊荷重

供試体	破壊荷重 (t)	総繰返し数	備 考
N ₁	63.8	静 的	計算値* 66 t
N ₂	破壊せず	230×10 ⁴	最大荷重 25 t
N ₃	〃	513×10 ⁴	〃 23 t
O ₁	53.6	静 的	計算値* 75 t
O ₂	25.0	275×10 ⁴	主筋の破断を伴う
O ₃	17.0	526×10 ⁴	主筋破断せず
O ₄	11.0	256×10 ⁴	〃

注) 1 t=9.8 kN

* 角田ら¹⁴⁾による押抜きせん断式による値。

重の移動は手動で行った関係上、この時点での走行回数は約 70 と非常に少なく、新床版の剛性は採取床版の剛性 (静的たわみに対するたわみの比が約 4) にまで低下させるに至らなかったが、剛性低下に対しても移動荷重の影響は大きいことが判明した。

⑥ 耐荷力

各供試体の破壊荷重を 表—4 に示す。新床版 N₂, N₃ は、疲労試験機的能力限度内 (25 t (245 kN)) で破壊させることはできなかった。採取床版の静的耐力は新床版のその約 85% であったが、なお設計後輪荷重 (11 t (108 kN)) の 4.9 倍にのぼった。採取床版 O₂ は 25 t (245 kN) の中央点繰返しのもとで主筋の破断によって破壊した。O₃, O₄ は同一の橋梁から採取した床版であるが、設計後輪荷重およびその約 1.5 倍のもとで破壊に至った。すなわち、O₃ は 5.2×10⁶ 回時 (荷重は 17 t (167 kN)) に床版の上面に水を張り湿潤状態にしたところそれ以後の繰返し荷重によってたわみは急速に増加し破壊したので、O₄ では最初から湿潤状態のまま繰返し荷重をかけたところ、設計後輪荷重 (11 t (108 kN)), 2.56×10⁶ 時に破壊した (図—8 参照)。いずれも、破壊形式は押抜きせん断形であったが、鉄筋の破断はなく、上面のコンクリートは圧壊よりむしろせん断により破壊しているように見受けられた (写真—1 参照)。

以上の結果より、実橋ひびわれ床版 (管理者が何らか

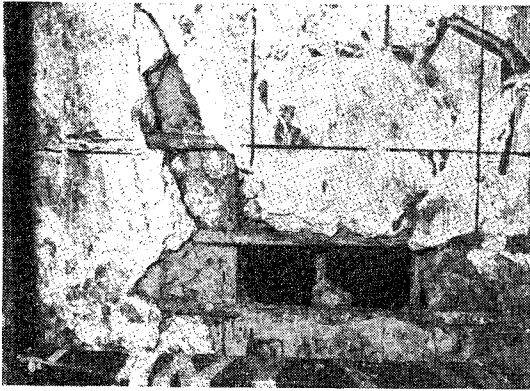


写真-1 供試体 O の破壊状況 (下面)

の補修または架け換えが必要と判断した損傷床版)の静的強度は十分に大きい、疲労強度はかなり落ちており、特に舗装の割れ目から雨水の浸透があれば、設計荷重程度の移動繰返しによって早期に破壊することが予想された。

3. ひびわれ床版の力学的特性に関する理論的考察

前節では、実橋床版のひびわれ損傷の概況とひびわれ断面の性状を実験的に調査した。しかしながら、実験室では床版上下面のひびわれの挙動を中心とした調査であったので、ひびわれの断面内部への進展についてはいまだ不明な点を多く残している。本来、RC床版のひびわれの進展は、ひびわれの先端の応力集中や鉄筋の付着損失に関係した問題であるので、本節では、得られた実験結果をもとに、ひびわれ床版をモデル化し、3次元弾性理論を用いた数値解析により、床版断面内の応力特性を調査する。

(1) モデル化

前節の実験結果より判明したひびわれ状況を模擬したモデルを図-9および図-10に示す。モデル1はひびわれ断面内の応力集中現象の把握を主眼にしたものである。図-1の採取床版のおもなひびわれの最小間隔が版厚程度であることより、下面のひびわれは版厚に等しい間隔の格子状とし、ひびわれの深さ(h_f)は、先行する曲げひびわれの進行状況を考慮して10cmと14cmの2段階に選んだ(14cmは通常のRC計算法の中立面の位置に相当する)。また、鉄筋は等配筋で、鉄筋比は約2%である。鉄筋は解析の都合上、同じ剛性をもつ薄層に置換して取り扱った。なお、このモデルでは鉄筋とコンクリートの間のずれを無視している。モデル2は、本格的にはモデル1と同じであるが、荷重の影響と板の形

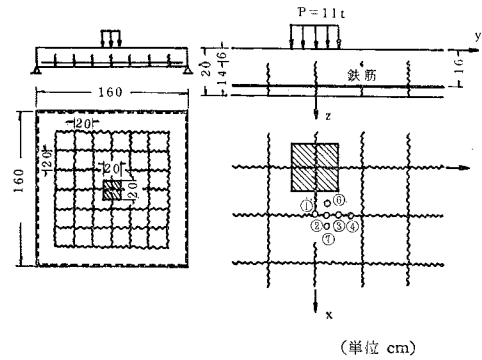
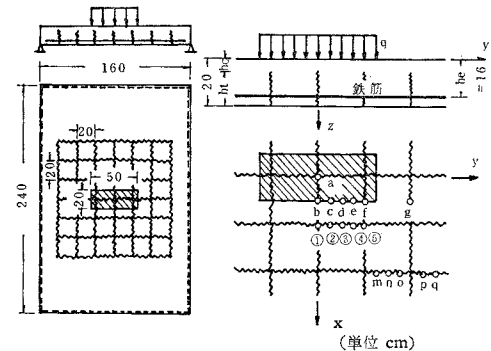


図-9 モデル 1 (1t=9.8kN)

図-10 モデル 2 およびモデル 3
(ただし、モデル3はx軸に平行なひびわれはない)

状の影響を考慮するために、長方形板に設計後輪荷重に相当する長方形荷重をかけたものである。モデル3は、ひびわれ面のコンクリートのすり減りに起因するひびわれ断面の開閉現象(図-6参照)を解明するためのもので、主筋に平行なひびわれのみに着目している(配力筋に平行なひびわれは入れていない)。このような開閉現象は鉄筋の付着低下に関係するため、このモデルでは鉄筋のボンドスリップを考慮している。なお、主鉄筋比は1.3%で、配力筋の主鉄筋に対する比は、25%と80%である。

各モデルに共通した解析上の仮定は、①コンクリートは等方等質弾性体で、ポアソン比は1/6。②鉄筋とコンクリートの弾性係数比は10。③ひびわれ面は直応力を伝達しないが、せん断応力の伝達の有無は考慮する。④鉄筋のダボ効果(Dowel Effect)は無視する。

(2) 3次元応力解析法

Integral Methodに属する1つの解法を用いる。この方法は著者の一部によって開発されたもので、具体的手法および得られた解の精度については文献12)および13)を参照されたい。ここでは、ひびわれ床版の取扱いに必要な部分のみを略述するにとどめる。

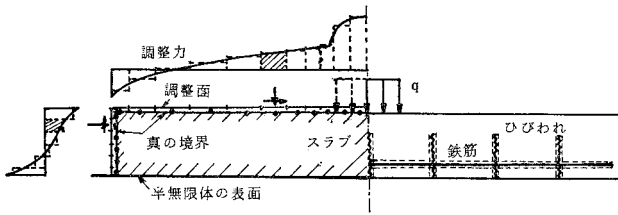


図-11 Integral Method

Integral Method を構成する素解 (Green 関数に相当する) には, 半無限弾性体に対する Mindlin の第 1, 第 2 問題の解を用いる. すなわち, 図-11 に示すように, 床版の下面に自由表面が一致する半無限弾性体の内部に, 床版の上面 および側面を囲むように 調整面を設け. この面に作用させた分布力 (調整力) により, 上面および側面の境界条件を満足させて床版の 3 次元応力解を作り出す. すなわち, 素解を小さい長方形領域で積分した部分等分布荷重の解 (基本解とよぶ) を作り, 境界調整面を小さな長方形領域に分割して, 各分割面上にこの基本解を重畳し, 境界選点法を用いて, 多元連立一次方程式により境界調整力を求める. 一方, ひびわれおよび鉄筋は, 弾性係数の異なる薄層が床版コンクリートを表わす均質弾性体の中に埋め込まれているものとして取り扱う. すなわち, この薄層における応力, ひずみ関係を次式で表わす¹³⁾.

$$\{\sigma\} = [D]\{\epsilon\} = [D_0]\{\epsilon\} + [4D]\{\epsilon\} \dots\dots\dots (1)$$

ここに, $\{\sigma\}$, $\{\epsilon\}$ は応力, ひずみベクトル, $[D]$ は弾性係数行列, $[D_0]$, $[4D]$ はコンクリートの弾性係数行列と, それからの偏差量. 微小要素のつり合い条件式より, 弾性係数の偏差量の効果は次式の等質等方弾性体内に働く仮想物体力の作用によって置き換えられる.

$$\left. \begin{aligned} X^* &= \frac{\partial \sigma_x^*}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}^*}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{zx}^*}{\partial z} \\ Y^* &= \frac{\partial \sigma_y^*}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{yz}^*}{\partial z} + \frac{\partial \tau_{xy}^*}{\partial x} \\ Z^* &= \frac{\partial \sigma_z^*}{\partial z} + \frac{\partial \tau_{zx}^*}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yz}^*}{\partial y} \end{aligned} \right\} \dots (2)$$

ここに,

$$\{\sigma^*\} = [4D]\{\epsilon\}$$

すなわち, 仮想物体力は応力の偏差成分の 1 階微分で表わされており, つり合い条件によりこれらの物体力は薄層内に分布するダブルット力 (Doublet) と偶力 (Couple Forces) を与える. ここでは, このような力は, 薄層内に分割された長方形要素中に一様に分布すると仮定し, 各要素内の力の大きさは, 前述の基本解を要素内で和分したものを新たな基本解とし, これを重畳し, 選点法によって式 (2) を満足させ, 前述

の境界選点法とともに, 2 群の多元連立一次方程式の解として決定した. なおモデル 3 における鉄筋のボンドスリップは, 鉄筋とコンクリートの間にせん断応力に抵抗しない薄層を入れて, 前述のひびわれや鉄筋と同じように取り扱った.

(3) 解析結果と考察

a) ひびわれ断面での横せん断応力およびねじりせん断応力

モデル 2 において, 下面の先行曲げひびわれが中立面近傍まで進行 ($h_f = 0.7h$, h : 版厚) し, ひびわれ面のせん断抵抗が完全に失われた場合 (以下, Case 1 とよぶ) のひびわれ断面内の横せん断応力分布とねじりせん断応力分布を 図-12 に示す. なお, モデル 1 に対する結果はモデル 2 の結果と類似していたので図示を省略する. 横せん断応力の曲げ圧縮部内の分布はほぼ直線上であり, それゆえ, ピーク値は平均値の 2 倍であるといえる. 一方, ねじりせん断応力は曲げ圧縮縁で最大になるが, その合力は零でなく, 面内せん断力の発生がみられる.

b) コンクリートの圧縮応力および鉄筋の引張応力

モデル 2, Case 1 に対する断面内の直応力分布を 図-13 に示す. ひびわれ断面の中間部の分布形は直線ではなく, 通常の平板理論における平面保持の仮定には従わない. 一方, ひびわれ断面内の圧縮領域の直応力分布

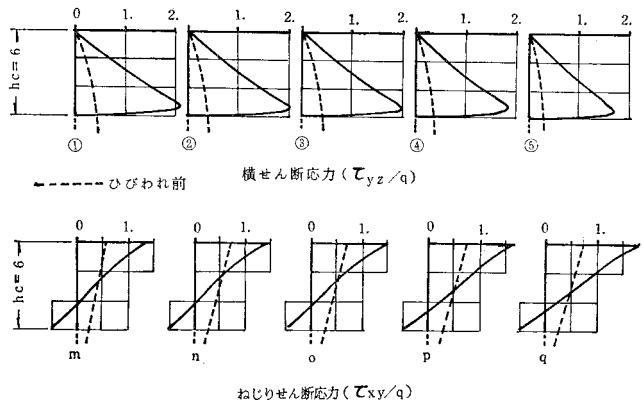


図-12 ひびわれ断面の曲げ圧縮領域での横せん断およびねじりせん断応力分布 (モデル 2, 断面位置は 図-10 に対応する)

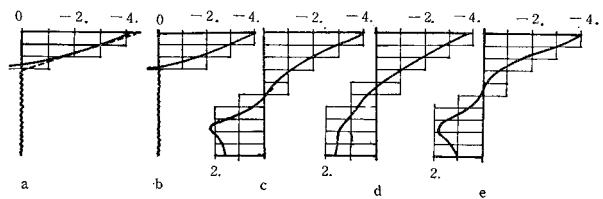


図-13 断面内の直応力 (σ_x/q) の分布 (モデル 2)

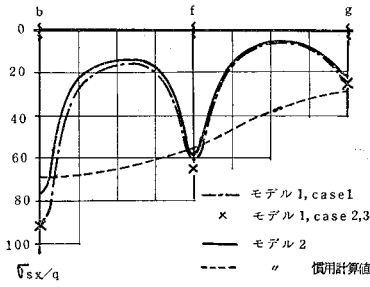


図-14 鉄筋応力 (モデル 1 およびモデル 2)

は、ほぼ直線状で、平板理論と引張コンクリート部の強度を無視した通常の RC 計算法による値 (慣用計算値) にほぼ一致している。また、図-14 はモデル 1 および 2 における鉄筋の引張応力分布を示す。このモデルでは鉄筋の付着は完全であるので、ひびわれ断面間の応力は慣用計算値に比してかなり小さいが、ひびわれ断面のそれは慣用計算値にほぼ一致している。

c) ひびわれの進展に伴う内部応力の変化

ここでは、曲げひびわれが中立面まで入る過程とさらにひびわれが断面内を貫通するメカニズムについて考察する。モデル 1 において、ひびわれ深さ (h_t) が 10 cm で、ある程度のせん断抵抗 ($\beta=0.5$) がある場合 (Case 0-1) とない場合 ($\beta=0$, Case 0-2) ならびに前述の Case 1 ($h_t=14$ cm, $\beta=0$) でのひびわれ断面内応力分布の変化を図-15 に示す。ここに、 β はせん断抵抗係数 ($0 \leq \beta \leq 1$) で、 $\beta=1$ はひびわれ部のせん断弾性係数がコンクリートのそれと同じ場合に相当する。明らかに、Case 0-1, Case 0-2 では、ひびわれ先端の曲げ引張応力は大きく、Case 1 では曲げ引張応力は小さくなるが、横せん断応力は大きくなっている。この結果より、ひびわれは中立面まで容易に入るといえる。

次に、同一モデルの Case 1 におけるひびわれの上部のコンクリート内の主引張応力 (σ_{pt}) と主せん断応力 (τ_p) ならびにそれらの作用面方向を図-16 に示す。図より、主せん断応力面は、中立面近傍の領域 (曲げ圧縮領域の全厚 (h_c) の 1/3 程度) では、ほぼひびわれ面の方向に向いていることがわかる。一方、中立面近傍では、曲げ応力 (σ_x, σ_y) は小さく、また、ねじりせん断応力 (τ_{xy}) も図-12 に示したごとく小さいので、この領域での卓越する応

力は横せん断応力 τ_{yz} (x 軸に直角なひびわれ断面では τ_{xz}) のみである。すなわち、この領域では、 $\tau_p \approx \sigma_{pt}$ となる。すでに述べたように横せん断応力分布は曲げ圧縮側領域内ではほぼ直線分布 (図-12 参照) しているの、中立面上の近傍では次の関係が得られる。

$$\sigma_{pt} \approx \tau_p \approx \tau_{yz} \approx 2 \frac{Q}{h_c} \dots \dots \dots (3)$$

ここに、 Q は横せん断力、 h_c は曲げ圧縮側断面深さである。

以上の結果より、曲げひびわれ面のせん断抵抗の低下に伴ってひびわれ先端の横せん断応力が増大し、主引張応力がコンクリートの引張強度を超えると、断面に対してある傾き (ほぼ 45°) の方向に新たなひびわれが入ることが予想される。すなわち、単純せん断応力場からひびわれの発生によって主引張応力が解放され、さらに、輪荷重が着目断面上を通過すれば、横せん断応力の符号が変わり、再度、主引張応力によって前のひびわれと直交する新たなひびわれが発生する。輪荷重は繰返し作用

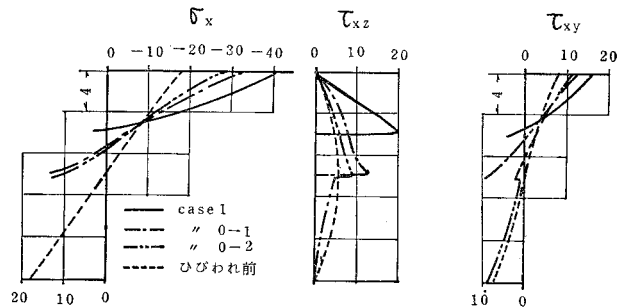


図-15 曲げひびわれの進展に伴う応力分布の変化 (モデル 1 の断面位置 ④, 応力の単位: kg/cm^2 (0.098 MN/m^2), 長さの単位: cm)

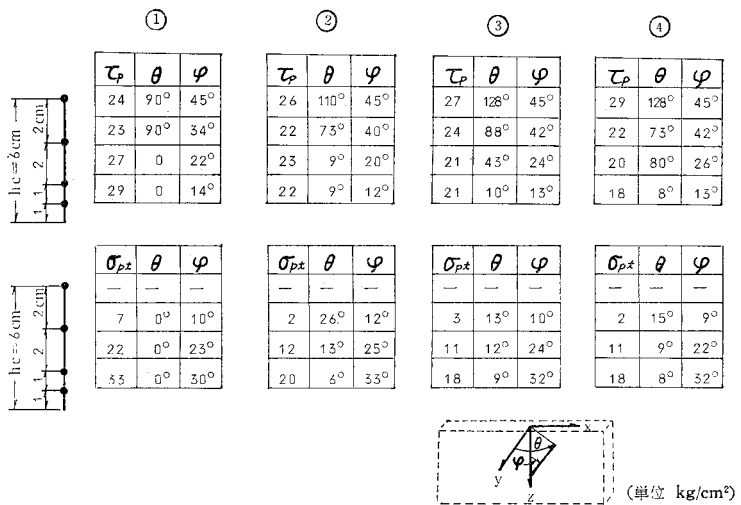
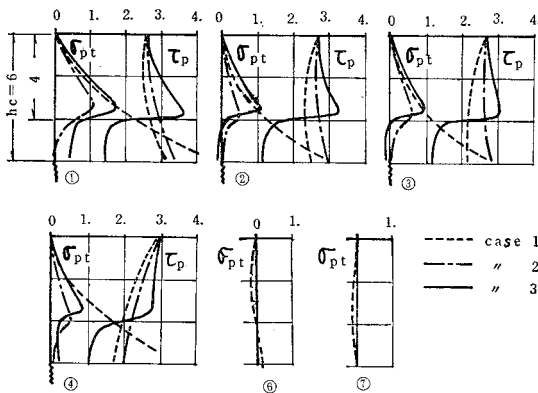


図-16 ひびわれ断面の圧縮側領域での主せん断応力および主引張応力 (モデル 1, Case 1, $1 \text{ kg/cm}^2 = 0.098 \text{ MN/m}^2$)



図一七 ひびわれの進展に伴う曲げ圧縮領域内の主引張応力 (σ_{pt}) と主せん断応力 (τ_p) の変化 (モデル 1, 応力の単位: $\text{kg/cm}^2, 1 \text{ kg/cm}^2 = 0.098 \text{ MN/m}^2$)

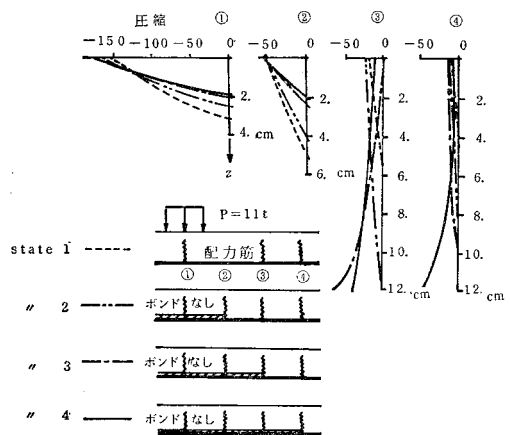
するので、横せん断応力は交番し、このような、十字状のひびわれは上部へ進行しようとする。また、横せん断力の卓越するのは荷重作用面のごく近傍であるから、荷重の移動について、このようなひびわれ現象は、いたるところで発生することになる。

次に、上述の中立面から上昇するひびわれがどこまで深く進展するかを検討する。図一七には、ひびわれが中立面より、曲げ圧縮側深さの 1/3 まで進展し、この部分の 3 次元解析による主引張面の抵抗が失われたと想定した場合 (Case 2) とさらにこの状態での主せん断応力面のせん断抵抗が失われたと想定した場合 (Case 3) の主応力、主せん断応力分布の変化を示す。Case 1 から Case 2 に移行すると、主引張応力 σ_{pt} は解放されて、その値は小さくなり、さらに Case 3 に移行すると、 σ_{pt} はより減少している。このことより、中立面から上昇するひびわれは曲げ圧縮の影響を受けて、ある程度の深さで止まるものと考えられる。また、図一四には同じ状態での鉄筋の引張応力の変化を示すが、曲げ圧縮側の断面の一部の抵抗が失われても鉄筋応力の変化がほとんどないことは、実験結果 (表一三) に符合しており注目に値する。

次に、ねじりせん断応力 τ_{xy} の応力集中について考える。すでに 図一四 で示したように、 τ_{xy} は床版の上面で最大になり、その値は、曲げひびわれ発生前、すなわち、全断面有効な場合、に比して 2.0~2.5 倍に増加している。全断面有効な場合のねじりせん断応力は、通常の平板理論によるものほとんど変わらないので、ねじりせん断応力の最大値は次式で与えられる。

$$\tau_{xyu} \cong 2.5 \frac{6 M_{xy}}{h^2} \dots \dots \dots (4)$$

ここに、 M_{xy} は平板理論によるねじりモーメント、 h は板厚である。



図一八 付着力の低下と断面内の直ひずみ分布の関係 (モデル 3, ひずみの単位: 10^{-6})

以上の結果、式 (3)、(4) の右辺の係数 2 および 2.5 はひびわれ面のせん断抵抗の消失による応力集中係数とみなすことができる。

最後にこのような、応力集中現象はひびわれ断面のみで起こることを指摘しておく。図一七の断面位置 ⑥、⑦ のデータが示すように、ひびわれ断面以外での主引張応力は非常に小さなものであり、ほとんど問題にならない。

d) 鉄筋の付着力の低下と断面性状

ここでは、鉄筋の付着強度の低下とひびわれ断面の挙動の関係を調べる。図一六 で示した実験事実に関連させて、主筋に平行 (荷重の移動方向に直角) なひびわれのみに着目したモデル 3 (図一四) について 3 次元応力解析を行う。すなわち、このモデルに対して、鉄筋の付着の切れ具合を 図一八 に示す 4 段階に分けた。State 1 は付着がまったく切れない状態、State 2, 3, 4 はひびわれ間隔で 2, 4, 6 個分の領域の付着が切れた状態を指す。これらの状態におけるひびわれ断面内のひずみ分布を同図に示す。なお、このモデルでは、配力鉄筋の主鉄筋に対する比は 25% で、ひびわれは中立面近傍まで入り、ひびわれ面の横せん断抵抗が失われた場合を想定している。図からわかるように、付着が完全である場合は、どの断面でも下面で開き、上面で閉じる、いわゆる下に凸な曲率に対応する挙動を示しているが、付着が切れると、載荷点より 2 つ目のひびわれ断面で反転現象が起こっている。この反転ひずみはわずかなものであるが、載荷点より離れたひびわれの下面で幅が閉じるという実験結果 (実験床版の鉄筋は丸鋼であり、付着強度は小さい) を裏付けるものである。すなわち、床版下面でのひびわれ幅 (ただし、解析では、ひずみ×ひびわれ領域の幅 (2 cm))。なお、引張鉄筋のかぶり部は無視したので、図一八 の結果を外挿して、床版下面のひずみ値

を求めた)のみに着目したものを図-19に示すが、この図は図-6の実験結果と類似している。

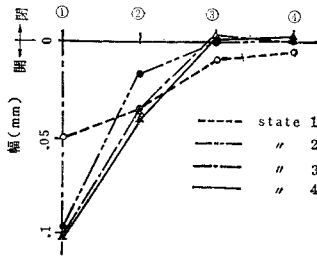


図-19 床版下面でのひびわれの開閉量

次に、このようなひずみの反転現象に対する配力鉄筋比およびひびわれ面の横せん断抵抗の影響を調べた結果を図-20に示す。配力鉄筋比の影響はほとんどみられないが、横せん断抵抗が存在する方が反転の度合いは大きい。なお、この場合、上面でひずみが引張りになるが、ポアソン比の影響により応力は圧縮にとどまる。

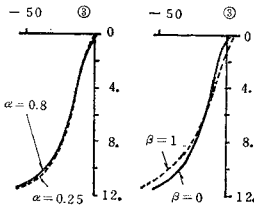


図-20 ひずみ分布に対する配力鉄筋比(α)および横せん断抵抗係数(β)の影響 (ひずみの単位: 10^{-6})

以上の結果、荷重の移動に伴うひびわれ断面の開閉現象は、鉄筋の付着力の喪失に起因して発生するものであり、それゆえ、異型鉄筋より丸鋼鉄筋の床版の方がひびわれ面のスリット化による劣化が早いものと推察される。

4. 実橋床版の破壊機構

(1) ひびわれ面の床版断面内貫通の過程

図-1に示した実橋損傷床版のひびわれ図からもわかるように、主として主筋に平行なひびわれの一部は床版断面内を貫通しており、上面のひびわれ間隔は下面のそれよりかなり広がっている。このようなひびわれの貫

通は新床版 N₃ に対する室内実験でも確認されたことはすでに述べた。ここでは前節でのひびわれ断面内応力の3次元解析の結果に基づいて、ひびわれの貫通の過程を明らかにする。実橋床版では、主桁で支えられた一方向板としての特性が支配するので、まず最初に、平板理論により帯状板(スパンは2.5m、荷重は20×50cmの設計後輪荷重、以下このモデルをモデル4とよぶ)の断面力解析を行い、この結果と前節の3次元応力解析結果を関連づけて、ひびわれ断面内の曲げ圧縮領域での荷重の移動による主引張応力の変動を調べる。次に、ひびわれの貫通後は、再度、3次元モデル(モデル5、図-21)を設定し、応力の再配分による新たなひびわれの可能性について検討を加える。

a) 中立面近傍より上面に向かうひびわれの進行

式(3)で示したように、曲げひびわれ面のせん断抵抗が失われた場合には、中立面近傍の主応力 σ_{pt} は、曲げ圧縮領域の平均横せん断応力の2倍に達する。図-22には、後輪荷重による横せん断力の等高線を示すが、載荷面の近傍で横せん断力は最大になっている。曲げ圧縮深さ (h_c) を6cmと仮定すれば、道路橋示方書による設計後輪荷重(衝撃力も含めた) $P=11t(108kN)$ のもとの σ_{pt} は、載荷面の周辺上で、 $16\sim 31kg/cm^2(1.6\sim 3.0MN/m^2)$ に達する(なお、荷重が支承部に近づけば、この値は若干大きくなる)。疲労を考慮すれば、コンクリートの曲げ引張強度はこの値より小さくなるのが考えられるので、ひびわれは、中立面を越えてさらに上に進行するが、前節(3)c)で述べたように、床版の上面付近では、大きな曲げ圧縮応力が働くので、このような横せん断応力のみによって、ひびわれが貫通することはないといえる。

b) 上面より中立面に向かうひびわれの進行

式(4)に示したように、曲げひびわれ面のせん断抵抗が失われた場合には、ねじりせん断力のピーク値は床版の上面に現われ、平板理論による上縁のねじりせん断

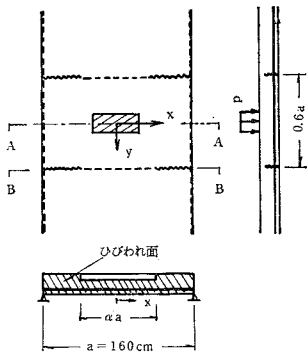


図-21 ひびわれ貫通後の3次元モデル(モデル5)

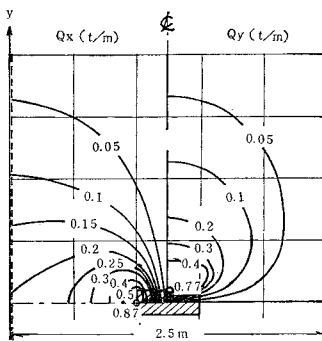


図-22 横せん断力の等高線(モデル4, $P=1t$ による値, $1t=9.8kN$)

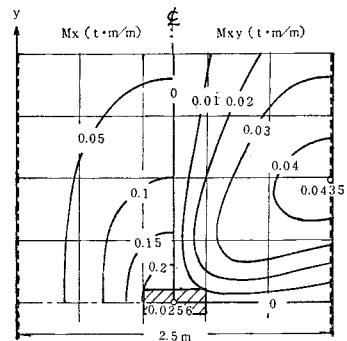


図-23 曲げモーメントとねじりモーメントの等高線(モデル4, $P=1t$ による値, $1t=9.8kN$)

応力の 2.5 倍になる。図-23 にモデル 4 に対するねじりモーメントおよび曲げモーメントの等高線を示すが、ねじりモーメントの卓越する領域は載荷面からほぼ 45° 方向の支承部付近であり、この領域では曲げモーメントの値は小さい。したがって、式 (4) のねじりせん断応力と主引張応力 σ_{pt} がほぼ等しくなる。

$$\sigma_{pt} \approx \tau_{xy} \approx 2.5 \frac{6 M_{xy}}{h^2} \dots\dots\dots (5)$$

床版の中央部では、曲げモーメントの影響も若干受けるが、他の後輪荷重の影響を考慮すれば、ねじりモーメントのピーク値は、図-23 の値の 2 倍近くになる。したがって、 $h=18\text{ cm}$ の場合、前述の設計後輪荷重のもとで、式 (5) の主引張応力は、 $24 \sim 36\text{ kg/cm}^2$ ($2.4 \sim 3.6\text{ MN/m}^2$) に達する。すなわち、疲労を考慮すれば、コンクリートの引張強度はこの値より小さくなるのが予想されるので、先行曲げひびわれ断面では、上面から中立面に向かうひびわれが新たに起こることが考えられる。しかしながら、図-12 で示したように、ねじりせん断応力は中立面付近で小さくなるので、これだけでひびわれが貫通するとはいえない。

e) ひびわれの貫通機構

前述したように、先行曲げひびわれ断面内の中立面から上に向かうひびわれは、荷重点の近傍で起こり、一方、上面から中立面に向かうひびわれは、荷重点から離れた位置で起こる。道路橋 RC 床版上では荷重が移動繰返しされるので、一つの断面においてもこのようなひびわれの発生が反復する。すなわち、ひびわれの曲げ圧縮領域内の貫通は、横せん断とねじりせん断の複合によって上下からはさみうちによって発生するものと考えられる。また、このような複合機構は必ずしも支間の大きさや床版の位置に関係しないので、ひびわれの貫通は床版のいたるところで起こる可能性があるといえる。

d) ひびわれの貫通による応力の再配分と新たなひびわれの発生

ひびわれが床版断面内を貫通すれば、当然のことながら、応力の再配分が起こる。ここでは、図-21 に示すような、貫通ひびわれがねじりモーメントが大きい支承部より部分的に発生したモデル (モデル 5) を考えて、この状態での上面のねじりせん断応力の変化を調べる。ひびわれの貫通した断面では、引張およびせん断抵抗力がないと仮定して解析した結果

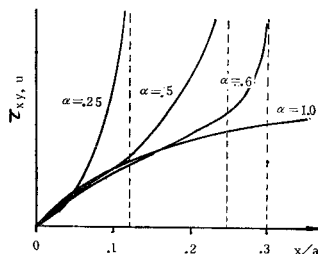


図-24 上面でのねじりせん断応力の変化 (モデル 5 の B-B 断面)

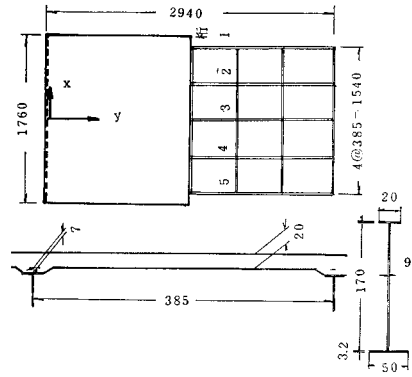


図-25 5 主桁単純合成桁の解析モデル (モデル 6, 単位: cm)

を 図-24 に示す。貫通ひびわれの端部では、非常に大きな応力集中が認められ、この結果、貫通ひびわれは容易に中央部まで進展することが予想される。また、いったん、支間方向の全断面にわたり貫通ひびわれが発生すれば、その断面ではせん断応力がなくなる。荷重が B-B 断面上にきた場合には、対称条件によりこの断面が 図-21 の A-A 断面に対応する。この場合、B-B 断面に対応する A-A 断面の支承部付近で再度大きなねじりせん断応力が発生するので、新たな貫通ひびわれが発生することになる。したがって、ねじりモーメントが大きくなる位置は荷重点よりかなり離れているので、貫通ひびわれの間隔 (図-21 では $0.3a$) は、下面のひびわれ間隔よりかなり大きくなり、このことは 図-1 の実橋損傷床版のひびわれ図を裏付けている。

(2) 実橋床版に対する破壊機構の検討

実橋床版は主桁上で連続しており、横桁による床組みの影響もあると思われるので、図-25 に示す 5 主桁単純合成桁 (モデル 6 とよぶ) の立体解析を行い、前述のひびわれ貫通機構がこのモデルに対してもあてはまるかどうかを検討する。

横せん断力 (Q_x または Q_y) に対しては、後輪荷重 1 個が支配するので、設計後輪荷重 ($P=11\text{ t}(108\text{ kN})$) のもとで、主桁間中央部と主桁近傍ハンチ先端での主筋方向のせん断力 Q_x の影響線を調べたものが 図-26 である。横せん断力の最大値はハンチ先端におい

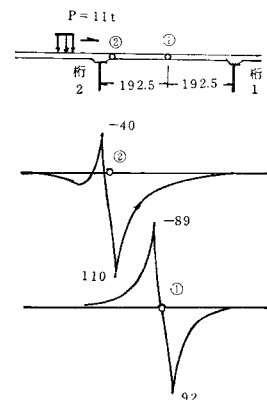


図-26 横せん断力 Q_x の影響線 (単位: kg/cm, $1\text{ kg/cm}=9.8\text{ MN/m}$)

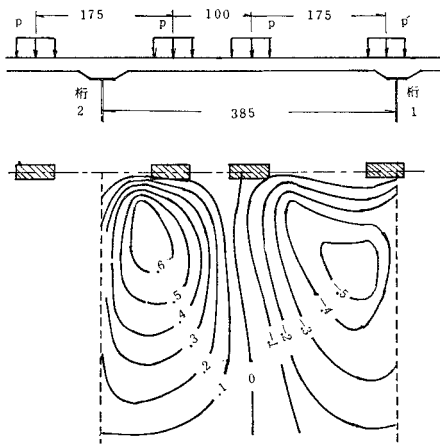


図-27 ねじりモーメントの等値線 ($P=11t$,
単位: tm/m , $1t=9.8\text{kN}$)

て起こり、その値は 図-22 の帯状板の最大値の約 2 割増しになっている。次に、ねじりモーメント M_{xy} について調べたものが 図-27 である。 M_{xy} に対しては複数の輪荷重の影響を受けるので、道路橋示方書に規定されたように、幅員方向にできるだけ多く（この場合は、自動車 2 台分）の後輪荷重を作用させたときの値を調べた。その結果、 M_{xy} の最大値は 0.6tm/m ($5.8\text{kN}\cdot\text{m/m}$) となり、前述の帯状板に対する値と大差ないので、(1) の破壊機構の考察は、モデル 6 の合成桁床版に対しても十分にあてはまるものと思われる。

5. まとめ

本研究で得られたおもな結論を以下に示す。

(1) 室内実験 (昭和 39 年度版鋼道路橋示方書による RC 床版に対する) により得られたもの。

- ① 設計後輪荷重の作用下において、RC 床版に曲げひびわれが発生する。
- ② 荷重の移動によって、曲げひびわれは床版の全域に拡がり、格子状または亀甲状のパターンになる。
- ③ 荷重の移動繰返しによってひびわれ量は増加するが、その増加率は繰返し回数の増加につれて減少し、ある程度の繰返し数で、ひびわれ量は停留する。一方、床版下面のコンクリートの角落（ひびわれ面の角の欠落）やひびわれ面のコンクリートのすり減り量は繰返し回数の増加とともに多くなる。
- ④ ひびわれ面のすり減りはひびわれ面をスリット状にする。その結果、有効断面の減少をもたらし、移動荷重による交番応力の作用と相まって、ひびわれを床版上面まで貫通させる。
- ⑤ ひびわれの貫通した床版の静的耐力は、ひびわれのない処女床版の静的耐力の約 85% あったが、疲

勞耐力は静的耐力の 1/2 以下になり、特に、水がひびわれ内に十分に浸透した床版では、静的耐力の約 1/5 であるような設計荷重のもとでも疲労破壊する可能性がある。

- ⑥ ひびわれ断面の鉄筋応力は、ひびわれ網の初期の状態では、平板理論による曲げモーメントと引張部コンクリートの強度を無視した慣用の RC 計算法による値（以下これを慣用計算値とよぶ）に比して非常に小さいが、十分にスリット状になったひびわれ網が完成した段階では、慣用計算値にほぼ等しく、これを大きく超えることはない。
 - ⑦ ひびわれ床版のたわみは、ひびわれ網の初期の状態では、全断面有効としての等方等質弾性平板理論によって十分に算定でき、貫通ひびわれを有する、相当に劣化した状態では、引張部コンクリートの剛性を無視した直交異方性板理論によって算定できる。
- (2) モデル床版の応力解析によって得られたもの
- ① 曲げひびわれが中立面の位置まで入った床版の断面内応力分布は平板理論における「平面保持の仮定」に従わないが、ひびわれ断面上の曲げ圧縮応力は慣用計算値にほぼ一致する。
 - ② 曲げひびわれ断面内の圧縮側コンクリート内には、輪荷重の作用下で応力集中が発生する。すなわち、荷重のごく近傍では、横せん断力によって中立面近傍にせん断応力集中が起こり、そのピーク値は平均せん断応力（作用横せん断力を圧縮側深さで割ったもの）の約 2 倍になる。一方、荷重から離れた位置には、ねじりモーメントによって床版上面にせん断応力集中が起こり、そのピーク値は全断面有効としての平板理論による解析値の約 2.5 倍になる。
 - ③ 曲げひびわれ断面上の引張鉄筋応力は慣用計算値にほぼ等しく、横せん断応力によるひびわれが中立面より上に発生しても、この値を超えることがない。
 - ④ 荷重の移動に伴うひびわれ断面の開閉現象は、引張鉄筋の付着力の損失によって起こる。したがって、異形鉄筋床版より丸鋼鉄筋床版の方が、曲げひびわれ面のスリット化が早く起こるものと推察される。
 - ⑤ ひびわれの床版断面内の貫通は、曲げひびわれ面のスリット化によってせん断抵抗が低下した後に、横せん断とねじりせん断による応力集中が、荷重の移動繰返しによって交互に起こり、中立面から上昇するひびわれと上面から中立面に向かうひびわれのはさみうちによって発生する。
 - ⑥ 貫通ひびわれは床版のいたるところで発生する

が、その間隔は下面の曲げひびわれの間隔よりかなり大きい。

以上の結果、ひびわれ RC 床版の力学的特性の中で、たわみ、鉄筋応力、コンクリートの圧縮応力は、現行の道路橋示方書の設計式の基礎となっている平板理論で十分に評価できるが、ひびわれは進行性のもので、3 次元的な応力集中に起因している。すなわち、平板理論値を基準にして求めたひびわれ断面での主引張応力値または主せん断応力値が疲労を考慮したコンクリートの強度を超えるような床版では、初期曲げひびわれは、荷重の移動繰返しの影響を受けて、断面内に深く入り、ついには断面内を貫通する結果となる。

したがって、このような進行性のひびわれをいかに防ぐかが今後の RC 床版の設計の重要な課題となる。なぜならば、多くの貫通ひびわれを有する床版の劣化の進行は、剛性の不連続による強度低下だけでなく、ひびわれ内の雨水の浸透や凍結などの環境条件に大きく影響され、場合によっては、舗装面の陥没というような管理上の厄介な問題を引き起こすからである。

6. む す び

本研究は、道路橋 RC 床版のひびわれ損傷が自動車荷重の移動繰返しによる広義の疲労現象であるとみなし、その疲労破壊機構の究明を試みた。もちろん、この種の損傷に与える施工法や材料上の欠陥に関した他の要因も存在することは考えられる。たとえば、コンクリートの乾燥収縮は、ひびわれを早期に断面内貫通させ、この影響が大きいかもしれない。しかしながら、このような他の要因が本研究の結論を背反させるものではない。なぜならば、乾燥収縮による早期の貫通ひびわれがいくらあっても、それは図-1 に示すようなひびわれ網の完成の時期を早めるだけで、ひびわれ床版の基本的な力学的特性を変えるものではない。

最後に、本研究の遂行にあたっては、多くの諸氏のご協力を得たことを付記したい。特に、現場での観測とひびわれ損傷床版の室内実験の機会を与えて下さった近畿地方建設局、ならびに本研究の一部が土木学会関西支部、鉄筋コンクリート床版疲労設計委員会での討議を経

たことに対して、同委員会諸氏に、深甚なる謝意を表する次第である。また、本研究の一部に対して昭和 53 年度文部省科学研究補助金を受けたことを付記する¹⁴⁾。

参 考 文 献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，昭和 48 年 2 月および昭和 55 年 2 月。
- 2) 建設省道路局：床版設計に関する通達，昭和 42 年 9 月，昭和 43 年 5 月，昭和 46 年 3 月，および昭和 53 年 4 月。
- 3) 角田与史雄・小野 定・井藤昭夫・藤田嘉夫：鉄筋コンクリートスラブの疲労押抜きせん断強度に関する実験的研究，セメント技術年報，Vol. 28, pp. 391~394, 1974.
- 4) 岡村宏一・園田恵一郎：ひびわれ床版の力学的特性，鉄筋コンクリート床版疲労設計委員会報告，土木学会関西支部，pp. 75~110, 1977.
- 5) Batchelor, B. dev., and B.E. Hewitt: Are Composite Bridge Slabs Too Conservatively Designed?—Fatigue Studies, American Concrete Institute Publication SP-41, Fatigue of Concrete, pp. 331~346, 1974.
- 6) Sawko, F. and G.P. Saha: Effect of Fatigue on Ultimate Load Behaviour of Concrete Bridge Decks, American Concrete Institute Publication SP-26, Concrete Bridge Design, pp. 942~961, 1971.
- 7) 倉田宗章・園田恵一郎・実松秀夫・竹村泰弘：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，22 回構造工学シンポジウム，日本学術会議，昭和 51 年 1 月。
- 8) Okada, K., H. Okamura and K. Sonoda: Fatigue Failure Mechanism of Reinforced Concrete Bridge Deck Slabs, Transportation Research Record 664, Bridge Engineering Vol. 1, Transportation Research Board, National Academy of Sciences, Washington, D.C., pp. 136~144, 1978.
- 9) 実松秀夫：鉄筋コンクリート床版の損傷の現状，鉄筋コンクリート床版疲労設計委員会報告，土木学会関西支部，pp. 5~25, 1977.
- 10) 国広哲男：橋梁スラブのこわれ方，なおし方，土木施工，Vol. 12, No. 12, pp. 189~195, 1971.
- 11) 角田与史雄・井藤昭夫・藤田嘉夫：鉄筋コンクリートスラブの押抜きせん断耐力に関する実験的研究，土木学会論文報告集，No. 229, pp. 105~115, 1974.
- 12) 岡村宏一・島田 功：3 次元弾性問題の一次数解法，土木学会論文報告集，No. 199, pp. 33~43, 1972.
- 13) 岡村宏一・島田 功：弾塑性もしくは不均質弾性を有する 3 次元体の一次数解法，土木学会論文報告集，No. 212, pp. 11~24, 1973.
- 14) 岡田 清編：道路橋鉄筋コンクリート床版のひびわれ破壊機構と合理的設計法に関する研究，文部省科学研究費補助金・総合 (A)，昭和 55 年 3 月。

(1981.8.17・受付)