

# 道路橋 RC 床版の劣化度判定法の一提案

## A RATIONAL EVALUATION METHOD FOR DETERIORATION OF HIGHWAY BRIDGE DECKS

松井 繁之\*・前田 幸雄\*\*

By Shigeyuki MATSUI and Yukio MAEDA

Inspection and repairing of slabs of highway bridges suffering from deterioration are the most important tasks among road management works. In Japan, many road authorities have their own codes of practice for the inspection. However, criteria for the deterioration in these codes are set up empirically by visual inspection of some factors such as crack density, crack width or crack pattern. Therefore, it is required to establish a rational criterion. The authors have judged deflection of slabs to be the most useful index for deterioration of the slabs and proposed a rational evaluation method by the deflections. Furthermore, by finding a good correlation between the deflections of the slabs and the crack densities on the bottom surfaces of the slabs, a useful rating equation by the crack density is also proposed.

*Keywords*: bridge decks, cracking, deflection, criteria for deterioration

### 1. ま え が き

道路橋、特に鋼道路橋の鉄筋コンクリート床版(以下、RC床版という)のコンクリートの部分的な抜け落ち、あるいは、ひびわれ損傷が目目され始めてすでに約20年経過した。道路橋の路面を構成するRC床版は交通荷重を直接担う薄板構造であるため、設計全応力中、活荷重応力の占める割合が高く、これらの損傷は広義の疲労であると認識されている<sup>1)</sup>。過大な荷重の載荷、通行頻度の増大がこれら床版被害をもたらしているのは明らかである。

昭和40年頃から現在まで、この種の損傷について多くの調査・研究が行われ、原因の究明と破損防止のための方策が模索され、設計法が順次改善されてきた<sup>2)~7)</sup>。

また、疲労破壊機構についても、一定点載荷法<sup>8)~10)</sup>、多点移動繰返し載荷法<sup>11)~13)</sup>、輪荷重走行試験機<sup>14)~16)</sup>による方法などによってほぼ明確になりつつあり、今後の疲労設計の必要性を示唆している。

このRC床版に関するいま1つの重要課題は、ひび

われを発生している既存床版についてその劣化度を合理的に判定し、補修・補強の時期を正しく推定する方法を見出すことである。現在は床版下面におけるひびわれの本数、パターン、ひびわれ密度、あるいは、ひびわれ幅などの目視観察結果から経験的に劣化状況が判断されている<sup>17)~22)</sup>。室内実験等による普遍的な資料がないため、上記経験的判断にたよらざるを得ない。それゆえ、既存床版の劣化度判定法について信頼性のある合理的な手法の確立が急務となっている。

以上の観点から、著者らは室内で疲労実験した床版の挙動から、たわみおよびひびわれ密度が床版劣化を知る有効な指標であることを見出し<sup>23), 24)</sup>、これらによる劣化度判定法を提案するものである。

### 2. RC床版の使用限界状態の設定

床版の劣化度を判定するには、まず、床版の使用限界が合理的に定義されなければならない。ここで、著者らの輪荷重走行試験機によるRC床版の疲労実験結果を示した参考文献14)から、RC床版の挙動について概説し、使用限界状態を設定する。

疲労実験供試体は外型寸法 $3\text{ m} \times 2\text{ m} \times 19\text{ cm}$ の実物大床版であり、床版スパンを1.8 mとした。表-1に示すようにA、Bの2シリーズについて実験した。主

\* 正会員 工博 大阪大学助教授 工学部土木工学科  
(〒565 吹田市山田丘2-1)

\*\* 正会員 工博 近畿大学教授 理工学部土木工学科  
(〒577 東大阪市小若江3-4-1)

鉄筋量は、A シリーズでは引張側に D 16@9 cm, 圧縮側に D 16@18 cm, B シリーズでは引張側に D 16@10 cm, 圧縮側に D 16@20 cm とした。A の配力鉄筋比は 0.3 で、B の配力鉄筋比を 0.8 とした。境界条件は、3 m 方向の 2 辺では単純支持とし、2 m の短辺 2 辺を横桁によって弾性支持した。コンクリート強度は 189~415 kg/cm<sup>2</sup> であった。

さて、供試体の各種挙動の観察・測定結果から走行荷重下における RC 床版のひびわれ劣化過程について、次のように最終寿命  $N_f$  との寿命比で 3 段階に分けて説明できる。この説明のために図-1 にたわみ変化状況の一例、図-2 に床版下面のひびわれ状況、および、図-3 にひびわれ密度の変化状況を示した。

第 1 段階  $N/N_f$  (寿命比)=0~0.05 の間

輪荷重が走行する軌道下で、曲げモーメントによる初期ひびわれが急激に発生する。大略 5~6 m/m<sup>2</sup> のひびわれ密度となる。このときの活荷重たわみは図-1 で理解できるようにコンクリートが全断面有効とした理論値の約 2 倍になる。

第 2 段階  $N/N_f=0.05$ ~約 0.5 の間

ひびわれ密度、たわみとも線形的に漸増し、この段階の最終時にはひびわれ密度は 10 m/m<sup>2</sup> 程度となり最終ひびわれ密度の 90~95% となる。この間は床版上下面

からのひびわれが、荷重の繰返し作用のため徐々に深さ方向、側方へと進展する。

この第 2 段階目の終りは、下面ひびわれに段差が発生することによって判定でき、床版が板としての連続性を喪失する時点であると判断できる。表-1 に全供試体の段差発生回数 ( $N_g$ ) と全寿命 ( $N_f$ ) との比を示した。この状態下の活荷重たわみは引張側コンクリートを無視した板剛性による直交異方性板理論値に一致するか、若干大きめとなった。

ただし、表-1 に示すようにコンクリート強度の高い供試体、あるいは、表面の仕上げが平滑な供試体ではこの傾向は  $N/N_f$  で 0.8 まで続いた。表面が平滑な場合には荷重の走行に伴う衝撃が少ないためである。

第 3 段階  $N/N_f=$ ~最終

ひびわれ密度の増加は停留するが、走行回数に対するたわみの増加率は一定のままか、あるいは、若干大きくなる。この段階ではひびわれの開閉動に加え、上下ずれ動および水平ずれ動が顕著になり、ひびわれ面が磨耗しひびわれはスリット化する。また、ひびわれ相互の交差部では 1 cm 角大の角落ちが発生する。最終的に、配力

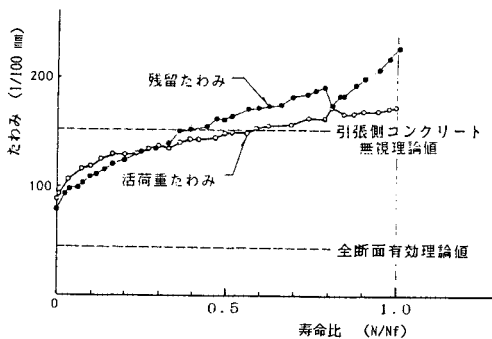


図-1 床版中央点のたわみ変化状況 (供試体 A-5)

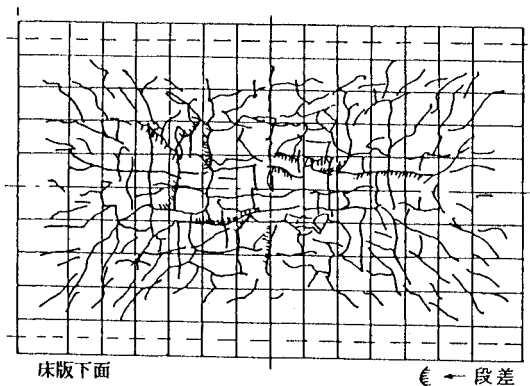


図-2 床版下面のひびわれ発生状況 (供試体 A-1)

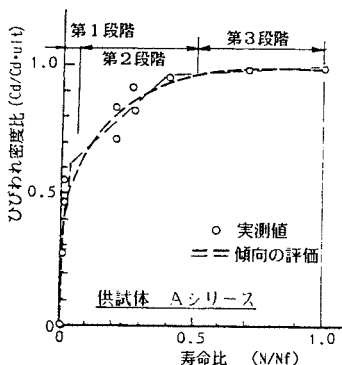


図-3 ひびわれ密度の変化状況

表-1 全供試体のたわみ・段差に関する結果

供試体	コンクリート強度 (kg/cm <sup>2</sup> )	活荷重たわみの限界到達寿命 $N_d$ (万往復)	最終破壊寿命 $N_f$ (万往復)	寿命比 $N_d/N_f$	段差発生時の寿命比 $N_g/N_f$	段差発生時たわみ増率 $\delta g / \delta d$
A-1	288	27.6	114	0.24	0.48	1.35
A-2	189	0.1	0.5	0.2	0.3	—
A-3	189	—	5.4	—	0.37	—
A-4	307	18.6	21.9	0.85	0.74	0.88
A-5	327	89	155	0.54	0.45	0.95
B-1	415	51.3	67	0.77	0.85	1.07
B-2	320	0.2	0.38	0.53	0.13	0.97
B-3	396	0.05	0.15	0.33	0.7	1.15
B-4	302	2.0	6.0	0.33	0.83	1.19
B-5	391	18	45.4	0.4	0.59	1.09
平均						1.09

注 A シリーズ：圧縮側表面手仕上げ。  
 B シリーズ：圧縮側表面を平滑にするため、鋼製型枠を用い、上下逆転して製作。  
 $N_g$ ：段差発生寿命 (万往復)、  
 $\delta g$ ：段差発生時の活荷重たわみ、  
 $\delta d$ ：引張側コンクリート無視の理論たわみ。

鉄筋方向のせん断抵抗がなくなり、主鉄筋断面の荷重負担が増加し、そこに断面が疲労せん断破壊して耐荷力を失う。

以上のような実験結果から、著者らは床版の活荷重たわみが劣化過程判定の有効な指標であることを見出した。

表一1に全供試体について、活荷重たわみが直交異方性板理論値に到達する寿命 ( $N_d$ )の全寿命に対する比(寿命比)、段差の発生寿命比を示したが、両者は供試体によって相前後することもあるが、総じて後者の方が大きい。しかし、後者は目視による発見時であり、大きめになる傾向がある。また、これら段差発生時の活荷重たわみは直交異方性板理論値の約9%増し程度であるが、各供試体のコンクリート強度、断面諸量の推定誤差を考えると、理論たわみにも誤差があると考えられる。この2点を考慮すると、上記両現象の寿命比の違いは実用上小さいと考えられる。このことから、RC床版の使用限界は“活荷重たわみが引張側コンクリート無視の理論値に到達したとき”であると定義できる。すなわち、この状態に到達した時点で、床版上面でのひびわれが水平方向にずれ、床版下面では段差が現われ、床版が板としての機能を喪失したと判断できるためである。この状態を検査に熟練した道路管理者らにも判定をお願いしたが、やはり、使用限界状態と考えられるとの意見を得た。

### 3. たわみによる劣化度評価法の提案

#### (1) たわみによる劣化度評価法

疲労実験の観察から、活荷重たわみが引張側コンクリート無視の理論値に到達した状態の劣化度を1.0と定義する。当然、供用開始前のひびわれの全くない状態は健全であり、劣化度は0である。このときの活荷重たわみはコンクリートを全断面有効とした理論値に一致する。

よって、ある測定時の実測活荷重たわみを  $W$  とすると、その時点の劣化度  $D_0$  を次式で表現することを提案する。

$$D_0 = (W - W_0) / (W_c - W_0) \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 $W_0$  : コンクリートの全断面を有効と仮定した等方性板の理論たわみ

$W_c$  : 引張側コンクリート無視の状態での直交異方性を考慮した理論たわみ

ただし、この場合、たわみの実測を正確に行うこと、および、理論たわみを境界条件を適切に考慮して的確に求めることが大前提であることは論を待たない。

これまで、2, 3の道路管理機関でたわみによる健全性の指標を得るため、種々の調査が行われてきたが、結果のばらつきが大きく、たわみによる判定は信頼性が低

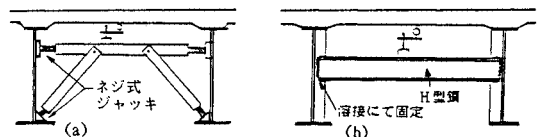
いと考えられてきた。この低い信頼性の原因として次のような誤差がたわみに複雑に影響しているためと考えられる。

- 1) 実測時における誤差
  - a) たわみ測定法がよくない
  - b) 自動車輪荷重に測定誤差を含む
- 2) 理論値算出における誤差
  - c) 測定径間の違いによるたわみ量の差異を考慮せず、簡易理論値と比較している
  - d) 地覆・高欄の影響を考慮していない
  - e) 舗装の影響を考慮していない
  - f) コンクリート強度の推定が不正確である
  - g) 床版断面諸量の推定が不正確である
  - h) 載荷位置の確定にも誤差がある

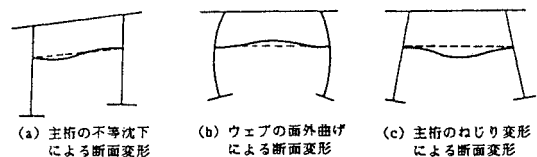
これらの諸原因のうち、重要と思われるものについて以下で考察したい。

#### (2) たわみ測定法の改善

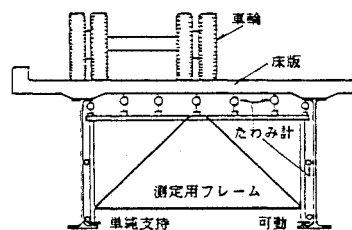
これまで実橋での代表的なたわみ測定方法は図一4に示したような装置によるものである<sup>23)</sup>。一般的に、橋梁上に荷重が載ると、主桁間の不等沈下、ウェブの面外変形、および、主桁のねじり変形のために、橋梁横断面は図一5のように変形する。図一4 (a) のような場合、これらの変形によって測定器各部の反力が変動するため、測定器自身も変形し床版たわみに測定誤差をもたらすと考えられる。また、図一4 (b) の場合、この受けばりが十分剛でないと、上記断面変形のためこのはりも曲げ



図一4 既存のたわみ測定装置



図一5 橋梁断面の変形



図一6 著者らが開発した測定装置

変形し、やはり正確にたわみが測定されないと推察される。

このことから、著者らはこれら断面変形の影響が入らない図—6に示す装置を開発した。すなわち、1端単純支持・1端可動の門形フレームを下フランジ上に載せ、この上にたわみ計を取り付ける方法に改善した。

このような装置で後述する実橋のたわみを測定した。

### (3) 理論たわみを求める際の留意点<sup>23)</sup>

#### 1) 理論値を求める解析法

たわみの測定値は現実の構造物における全構造要素の影響を含んだものであり、たとえば、主桁、横桁の剛性が影響している。よって、理論たわみの算出に際しても全構造要素の影響を考慮しなくてはならない。複雑な橋梁構造特性を忠実に取り入れられる解析法としてはやはり有限要素法が有用であろう。

#### 2) 測定場所の違い

1つの橋梁の中でも、床版は一樣には劣化していない。よって、多くの測定点を設け、部分的および総合的判定が必要である。

また、対傾構と対傾構の中間部、と対傾構近くではたわみ量が異なる。対傾構によって主桁の面外変形を拘束する影響が現われることに注意を要する。さらに、同じ床版剛性でも、側径間部床版と中間径間部にある床版とではたわみ量が異なる<sup>23)</sup>。よって、測定点の正しい理論たわみ量を求めておかなければならない。

#### 3) 地覆・高欄の影響度

高欄は一般に伸縮継手がついているためこの剛性は無視できる。地覆も舗装面からの高さが15 cm程度の低いものであるならば無視してもよいと考えられる。しかし、壁高欄などのように曲げ剛性が大きい場合は床版たわみへの影響を考慮すべきであろう。

#### 4) 舗装の影響

舗装は気温によって剛性が大きく変化する。舗装の厚さは一般に5~8 cm程度あるため、気温によっては床版たわみに与える影響は大きい。

(a) 床版剛性への寄与

(b) 輪荷重の荷重分配効果

の2重で影響する。

このため、床版たわみの測定はアスファルトの剛性が無視できる気温の高い時期に行うことが望ましい。

#### 5) 床版自身の問題点

以上は床版たわみに対する外的要因である。内的要因として、

(a) コンクリートの弾性係数

(b) 床版厚・鉄筋の配筋誤差

が考えられる。

たわみ評価に正確を期するならば、コンクリートコア

を採取し、圧縮試験を行う必要がある。シュミットハンマーで推定するのも1簡易法であろう。

版厚が薄い床版では鉄筋の有効高さが5 mmでも違うと剛性は大きく異なり、たわみは敏感に変動する。よって、鉄筋かぶり計などを使用して、正確な鉄筋配置を知る必要があろう。

## 4. 動的走行試験床版におけるたわみとひびわれ密度の関係

たわみによる劣化度評価にはたわみの理論計算が必要となるが、3. で述べたような影響因子が多く、評価精度を上げるためには多くの労力を要する。また、測定時には試験車の手配、交通規制をしなければならないことなどの問題もあり、道路管理者からはより簡易な判定法が望まれている。そこで、著者らは現在の判定の主流であるひびわれ密度とたわみの関係について、輪荷重走行試験機による疲労実験結果を考察した。

まず、測定された活荷重たわみとひびわれ密度の関係を調べたが、よい相関はみられなかった。これは、荷重の違いはもちろん、コンクリート強度の違いが考慮されていないためである。これらの差違を考慮するにはたわみを無次元化する必要があることがわかった。

そこで、実測たわみの全断面有効の理論値に対する比と、ひびわれ密度の関係を調べた。その結果、たわみ比とひびわれ密度の関係が二次関数で相関づけられる傾向はみられたが、相関係数は小さくよい相関があるとはいえなかった。

次に、実測たわみの引張側コンクリートを無視した直交異方性板理論値に対する比( $W/W_0$ )とひびわれ密度 $C_a$ の相関を調べたが、この場合は図—7に示したように両者の間には相関係数の高い直線関係にあることが判明した。この関係をより正確にみるため、縦軸は同じとして横軸に各測定時のひびわれ密度と最終ひびわれ密度 $C_{a,ult}$ との比、すなわち、ひびわれ密度比をとると図—8のようになり、両者の関係は使用限界状態に至る前とそれを越えた場合に分離でき、かつ、たわみ比との関係が明瞭になった。すなわち、

(a) たわみ比が、ほぼ1になるとひびわれ密度は停留する。

(b) たわみ比とひびわれ密度の関係は、たわみ比で約1.0までは直線関係になる。

(c) たわみ比が約1.0になるとき、すなわち、使用限界状態時のひびわれ密度 $C_{a,sl}$ はほぼ $9.3 \text{ m/m}^2$ である。

この関係は、まだ資料が少ないため、定量的には断言できないが、従来のひびわれ密度による損傷ランクの経験的判定がほぼ妥当なものであると裏付ける結果といえ

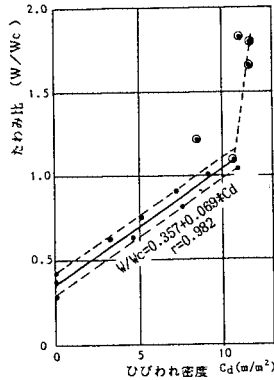


図-7 供試体におけるたわみ比とひびわれ密度との関係

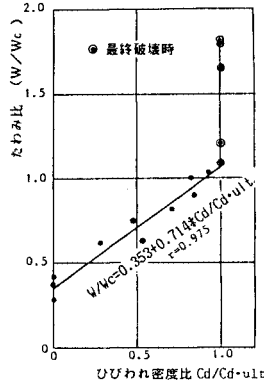


図-8 供試体におけるたわみ比とひびわれ密度比との関係

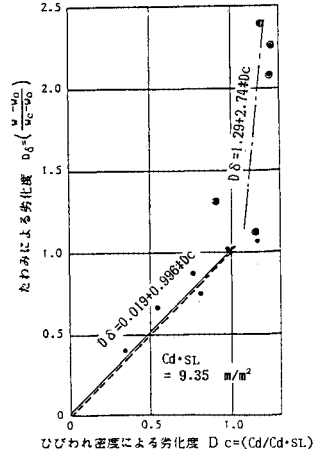


図-9 供試体におけるたわみによる劣化度とひびわれ密度による劣化度の相関

よう。

このことから、ひびわれ密度による劣化度  $D_c$  を

$$D_c = C_d / C_{d-sL} \dots\dots\dots (2)$$

とすると、使用限界までは  $D_\sigma$  と  $D_c$  は全く正比例すると予想された。

図-8 から、 $W/W_c=1.0$  になるときのひびわれ密度は約  $9.35 \text{ m/m}^2$  と読み取れ、これが  $C_{d-sL}$  に相当する。式 (1) と (2) およびこの  $C_{d-sL}$  を用いて  $D_\sigma$  と  $D_c$  の関係をプロットすると、図-9 に示すように予想どおり、 $D_\sigma = D_c$  となった。

### 5. ひびわれ密度による劣化度判定法

#### (1) 実橋での評価式

次に、このひびわれ密度による判定法が実橋にも使いうるか否かを、著者らが実測した 14 橋 37 パネルの床版についてひびわれ密度とたわみの関係を検討した。対象とした 14 橋の型式、経年、交通事情および諸元は表-2 に示すとおりである。

たわみ測定には荷重車としてダンプトラックあるいはクレーン車を用いた。たわみ測定装置は図-6 に示した

もの、あるいは、より簡易に改良した装置を用いた。理論たわみは準立体解析の有限要素法プログラムによって求めた。実橋の構造諸元については設計図と現場調査によって調べた。コンクリート強度についてはシュミットハンマー、あるいは、採取コアから実測した。また、舗装・地覆の床版剛性への影響は無視した。一方、ひびわれ密度の算出は格子密度法によって行った。

さて、全判定結果は表-3 に示したとおりであり、 $D_\sigma$  と  $C_d$  の関係を図-10 にプロットした。この図よりたわみによる劣化度が 1.0 に達するまでは、たわみによる劣化度とひびわれ密度に実験結果と同様に線形関係があることが認められ、たわみによる劣化度が 1.0 を越えると、ひびわれ密度は  $10 \text{ m/m}^2$  をわずかに越えた付近で停留する。よって、実橋においてもひびわれ密度による劣化度判定法が適用可能であり、既往の経験的評価に合理性が与えられた。

次に、たわみの測定に、あるいは、ひびわれ密度の測定に不備があったと思われる結果 ( $\Delta$  で示した) を除い

表-2 現場測定を行った橋梁の型式・諸元等

橋名	型式・主桁本数 (本)	竣工年度 (昭和)	測定年度 (昭和)	特 記 事 項	交通事情 荷重・交通量	支間長 (m)	床版支間 (m)	床版厚 (cm)	測定数 (実験法) (n'桁)
Sho-橋	合成桁・(3)	41	50	S49 陥没・打換	大・超多	36.5	3.14	18	1 (室内) *
Kan-橋	合成桁・(7)	28	56	S55 撤去・新橋	大・中	12.0	2.00	18	3 (室内)
Ni-橋	合成桁・(2)	42	54	S46 増桁補強	中・極少	36.0	3.50	19	3 (現場) **
Man-橋	合成桁・(3)	41	59	S60 撤去・新橋	小・中	17.5	2.30	16	2 (現場)
Ilan-橋	合成桁・(5)	40	57	S58 鋼板補強	中・超多	38.5	3.85	18	2 (現場)
Yam-橋	非合成桁・(3)	6	59	現状のまま	中・少	20.1	2.29	17	1 (現場)
Yam-橋	非合成桁・(3)	6	59	現状のまま	中・少	20.1	2.29	17	1 (現場)
Yam-橋	トラス・(4)	6	59	打換・計画	中・少	57.02	1.83	16	1 (現場)
Tam-橋	アビーム・(7)	43	59	S60 撤去・新橋	小・中	18.5	2.05	16	2 (現場)
Terj-橋	合成桁・(6)	43	59	S60 撤去・新橋	中・中	40.7	2.10	18	2 (現場)
Mar-橋	合成桁・(3)	42	59	S59 打換決定	中・少	24.4	2.80	18	4 (現場)
Mar-橋	合成桁・(3)	59	60	S60 打換+増桁	中・少	24.4	1.40	18	4 (現場)
Shi-橋	合成桁・(2)	30	59	S45 増桁補強	中・中	24.2	1.50	19	4 (現場)
Tak-橋	3連箱桁・(4)	42	60	S59 一ヶ所陥没	大・超多	78(中央)	3.83	19	3(現場), 4(室内)

注 \* : 供試体を切り出し室内で載荷実験、 \*\* : 現場でトラック載荷実験

表-3 実橋床版の両劣化度による判定結果

橋名	ハネル	載荷 ケース	たわみによる判定				ひびわれ密度 Cd ( m/m <sup>2</sup> )
			V(mm)	Wc(mm)	Wo(mm)	Dδ	
Sho-橋			242	237	50	1.03	9.9
Kan-橋	No.1		89	135	43	0.50	4.5
	No.2		80	113	36	0.57	5.4
	No.3		76	135	43	0.36	4.0
Ni-A-橋			77			0.30	3.7
	B-橋		90	110	63	0.57	6.4
	C-橋		108			0.96	9.8
Man-橋	No.1		42	80	22	0.34	2.2*
	No.2		61			0.67	3.6*
Han-橋	No.1		234	287	99	0.72	7.4
	No.2		195	285	98	0.52	5.1
Yam-A-橋	1		51	77	29	0.46	
	2		52	76	28	0.50	
	3		51	78	28	0.46	5.3
Yam-B-橋	1		35	57	28	0.24	2.7
	2		38	65	31	0.21	
Yam-C-橋 (トラス)	1		66	77	34	0.74	6.2
	3		69	80	34	0.76	
Tam-橋	No.1		175	169	71	1.06	10.5
	No.2		115	104	48	1.20	9.0
Tej-橋	No.1		82	177	40	0.31	3.6
	No.2		60	170	39	0.16	1.6
Mae-橋 (旧)	No.1		190	151	62	1.44	10.4
	No.2		102	121	48	0.74	7.6
	No.3		235	147	60	2.01	10.4
	No.4		99**	149	61	0.43	7.1
Mae-橋 (新)	No.1		9	26	10	0	0.5
	No.2		7	21	8	0	0.6
	No.3		8	17	7	0	0.4
	No.4		10	23	9	0	0.2
Shi-橋***	No.1		64	76	23	0.77	9.3
	No.2		52	77	23	0.54	5.8
	No.3		58	71	17	0.76	5.1
	No.4		34	73	17	0.30	4.9
Tak-橋	No.1		58	121	26	0.34	3.6
	No.2		93	140	26	0.59	5.2
	No.3		100	160	30	0.54	6.2
	No.4		39	89	27	0.19	3.0
	No.5		37	92	26	0.16	1.4
	No.6		28	62	17	0.24	1.5
	No.7		89	119	41	0.62	5.9

注 \*：約1m離れてひびわれ観測のため不良、 \*\*：たわみ測定不良、  
\*\*\*：増桁補強しているが、一部、桁と床版との間に隙間があり全データを除く

て、使用限界までの全結果について両者を直線回帰すると相関係数は  $r=0.984$  と高いことがわかった。そして、 $D_c=1.0$  となる時点の限界ひびわれ密度  $C_{d-sl}$  は  $10.1 \text{ m/m}^2$  となった。実橋では自動車が幅員方向である分布をもって走行するため、限界ひびわれ密度は実験床版より若干大きくなったと考えられる。最終的にこの  $10.1 \text{ m/m}^2$  を  $C_{d-sl}$  とすると、当然、たわみとひびわれ密度による両劣化度は正比例する。

以上の結果、使用限界までの RC 床版に対して、ひびわれ密度による劣化度判定法として次式が提案できる。

$$D_c = C_d / 10.0 \dots\dots\dots (3)$$

ただし、ひびわれ密度が  $10.0 \text{ m/m}^2$  に達している床版に対してはたわみによる判定を必要とする。

(2) ひびわれ密度による評価法の留意点

ひびわれの測定や密度の計算に際しても誤差の要因は多い。以下の諸点に留意して求めるべきであろう。

1) ひびわれの調査方法について

ひびわれ発見には観測者の個人差が入りやすい。多人

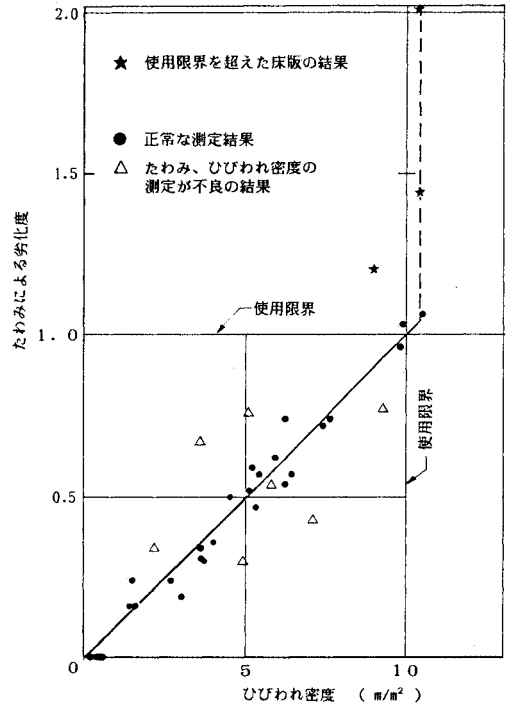


図-10 実橋床版における判定結果

数で行う場合は発見能力を同一にするため、個人間のキャリブレーションが必要である。また、ルーペなどを使用してはいけない。著者らの実測では、裸眼で行い、目と床版下面の距離はほぼ  $20 \text{ cm}$  であった。ただし、床版下面を蛍光灯で照らした。照明による床版下面の明るさなども統一する必要がある。

2) ひびわれ密度の計算に用いるひびわれの種類について

前節で述べた実橋床版では、上記方法によって発見できるすべてのひびわれを考慮した。道路管理者によっては  $0.05 \text{ mm}$  以下、 $0.05 \sim 0.1 \text{ mm}$ 、 $0.1 \sim 0.2 \text{ mm}$  などのひびわれ幅に分けて求めたり、 $0.05 \text{ mm}$  以下のものを除いたりしているが、このようにひびわれ幅を区別するのも困難なことである。1) で述べた方法で発見した全ひびわれを対象にすればよいと思われる。

3) 格子密度法について

ひびわれ密度は単位面積当たりのひびわれ長さの総和であり、本来、全ひびわれを測長するのがよい。しかし、ひびわれは方向がランダムであり、測長するには大変な時間を必要とする。これに代わる方法として格子密度法が慣用されている。しかし、この方法自身にも問題点がある。すなわち、次のような場合誤差が大きくなる。

- a) 格子線に対して傾斜したひびわれが多いとき、
- b) ひびわれが連続せず、こま切れの場合、
- c) 格子間隔が

粗い場合, d) 着目全面積が小さい場合, e) 着目面積内でひびわれが均等に分散していない場合。

### 6. 判定ランクおよび対策に対する一試案

最後に, あるひびわれ損傷を受けた床版について, 上記の2つの劣化度判定法によって評価した結果, その劣化度と従来用いられてきた損傷ランク分けとをどのように対応させるべきか, および, 維持管理上の対策とどのように関係づけるべきか, 若干の考察を加えた。

実橋でのひびわれ密度は  $10.0 \sim 10.4 \text{ m}^2/\text{m}^2$  が限界と考えられる。これらの数値に達している床版に対してランク V を与えることにする。したがって, それ以下のひびわれ密度をもつ床版に対するランク付けが問題となる。

著者らは活荷重たわみ, ひびわれ密度の増加傾向が荷重の走行回数に対して指数関数的に増加することを考慮して図-11 のようなランク分け試案を提案したい。ひびわれ密度  $6 \text{ m}^2/\text{m}^2$  程度を発生する時期は全疲労寿命の約  $1/10$  であることを考慮して通常点検の対象上限とし,  $3 \sim 6 \text{ m}^2/\text{m}^2$  のものはランク II とした。  $3 \text{ m}^2/\text{m}^2$  以下はまだ初期の状態で健全であると判断し, ランク I とした。

次に問題になるのはこれらのランク別に補修・補強等の対策をいつの時点で行うかであろう。従来の各種維持管理基準ではこれら対策の判定には時間が全く考慮されていなかった。ひびわれ損傷を疲労と考えるならば, 当然, 荷重の大きさ, 載荷回数を考慮すべきであろう。そこで, この対策判定に関しても, たわみおよびひびわれ密度の増加傾向を考慮して図-11 のような領域分けを試案した。このように時間を考慮することによって, 荷重の大きさ, 載荷回数なども包括的に考慮できたと考えられる。

従来から, 橋梁の設計寿命は約 50 年と理解されてきており, この時間尺度で工学的に判断した。ただし, 50 年目でも, 橋梁の主構造はまだ十分な余寿命があると考

えられるので, もし, ひびわれ密度が  $10 \text{ m}^2/\text{m}^2$  以上であっても床版を打ち換えることによってさらに使用可能であることから, 30 年後以降はすべて打ち換えにした。

ただし, この試案には環境による化学的・生物学的な劣化は考慮していないことを断っておきたい。

### 7. 結 論

本論文は床版問題の重要課題の1つである既存橋梁床版の劣化度判定法について述べたものである。実験から, 床版の使用限界状態を, 床版活荷重たわみが引張側コンクリート無視の直交異方性板理論値に達するときであると定義づけた。そして, 活荷重たわみが床版の劣化度を知る有効な指標であると強調し, この引張側コンクリート無視の直交異方性板理論値と全断面有効時の理論たわみを用いた劣化度評価式を示した。しかし, この判定法にはたわみの実測作業と解析作業を必要とし, 実測時には交通規制の処置, 解析時には構造条件を考慮した精度の高い計算が要求される。このような煩雑さからたわみによる方法は詳細点検時の判定法であろう。

道路管理者らは通常点検時において簡易に判定する方法を切望している。このため, 輪荷重走行試験による結果から, ひびわれ密度によっても評価が可能であることを示唆し, 実橋実測結果から限界ひびわれ密度を  $10.0 \text{ m}^2/\text{m}^2$  としたひびわれ密度比による劣化度評価法も提案した。

ただし, ひびわれ密度による方法にも一長一短があるため, 正確な評価には両者の併用が望ましいということを強調しておきたい。また, 今後関係資料を多く収集し, 提案の評価法の精度向上を計りたい。

6. で試案として, 劣化度評価のランク分けを行い, 維持管理の対策について時間を考慮したものを提案した。本試案は従来のものに比べて比較的経済的になっている。これも数少ない輪荷重走行試験結果に立脚したものであるため, 今後も試験データを追加して信頼性を高めたい。

最後に, 本論文の実橋測定には, 昭和 59 年度大阪大学卒業生吉岡 敦君 (現・日本鋼管勤務) の卒研生としての協力があつたこと, ならびに, 建設省近畿地方建設局, 阪神高速道路公団, 大阪府, 大阪市等の道路管理機関には実橋の提供・測定のための諸援助を得たことを記し, ここに謝意を表する次第である。

### 参 考 文 献

- 1) 鉄筋コンクリート床版疲労設計委員会 (岡田委員長): 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, 昭和 52 年 7 月。
- 2) 建設省道路局: 鋼道路橋の一方鉄筋コンクリート床版の配力鉄筋設計要領, 昭和 42 年 9 月。

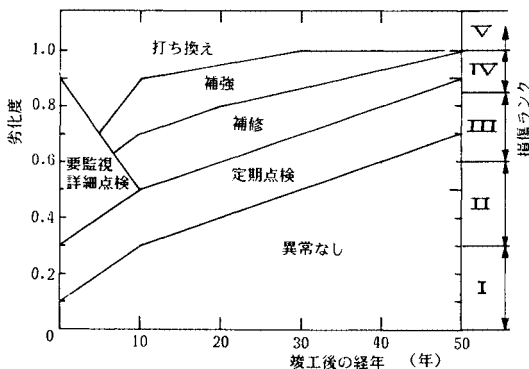


図-11 ひびわれ床版の損傷ランクと対策の区分に関する試案

- 3) 日本道路協会橋梁委員会：鋼道路橋床版の設計に関する暫定基準(案)および施工に関する注意事項, 道路 No. 332, 昭和43年10月.
- 4) 建設省道路局：鋼道路橋の鉄筋コンクリート床版の設計について, 昭和46年3月.
- 5) 日本道路協会：道路橋設計示方書・同解説Ⅱ鋼橋編, 昭和48年2月.
- 6) 建設省都市街路課長・道路局企画課長：道路橋鉄筋コンクリート床版の設計・施工について, 昭和53年4月.
- 7) 日本道路協会：道路橋設計示方書・同解説Ⅱ鋼橋編, 昭和55年2月.
- 8) 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, 第22回構造工学シンポジウム, pp.63~70, 1972.1.
- 9) 飯岡 豊・檜貝 勇・村木信一：鉄筋コンクリート床版の疲労実験, 日本道路公団昭和51年度・52年度試験所報告, pp.132~142, 1977, および, pp.189~209, 1978.
- 10) 角田与史雄・藤田嘉次：RC床版の疲労押し抜きせん断強度に関する基礎的研究, 土木学会論文報告集, 第317号, pp.149~157, 1982.
- 11) 前田幸雄・松井繁之・小島一雄・西本裕司：道路橋RC床版の疲労破壊特性について, 土木学会関西支部昭和51年度年次学術講演会概要I-46, 1976.
- 12) 赤井公昭・藤田信一：鉄筋コンクリート床版の疲労試験(第3~5報), 日本道路公団昭和53年度, 54年度, 56年度試験所報告, pp.92~100, 昭和55年, pp.107~119, 昭和56年, および, pp.70~83, 昭和56年.
- 13) 岡村宏一・園田恵一郎：ひびわれ床版の力学的特性, 文献1)の第7章, pp.75~112, 昭和52年7月.
- 14) 前田幸雄・松井繁之：輪荷重移動装置による道路橋床版の疲労に関する研究, 第6回コンクリート工学年次講演会論文集, pp.221~224, 1984.
- 15) 園田恵一郎・堀川都志雄・船越博行：輪荷重の反復の下でのRC床版の挙動, 土木学会第38回年次学術講演会概要集V, pp.81~82, 昭和58年9月.
- 16) 川口昌宏・川口 隆：橋梁床版の疲労実験, 土木学会第39回年次学術講演会概要集I, pp.245~246, 昭和59年10月.
- 17) 建設省近畿地方建設局・近畿技術事務所：RC床版の損傷対策マニュアル, 昭和51年2月.
- 18) 日本道路公団：維持修繕要領(橋梁床版編), 昭和53年7月.
- 19) 首都高速道路協会：首都高速道路の点検・補修に関する調査研究, 昭和49年3月.
- 20) 阪神高速道路公団・阪神高速道路協会：鉄筋コンクリート床版修繕設計要領, 昭和53年度.
- 21) 高木秀貴：道路橋の鉄筋コンクリート床版に関する調査研究および補修要領について, 北海道開発局土木試験所月報No.275, 昭和51年4月.
- 22) 松井繁之・島田 功：道路橋鉄筋コンクリート床版のひびわれと対策, 中部開発センター「続ひびわれ第7章(5)」, pp.490~526, 昭和54年10月.
- 23) 前田幸雄・松井繁之：道路橋RC床版のたわみによる劣化度判定法に関する研究, 土木学会関西支部「既存橋梁構造物およびその構成部材の健全度・耐久性に関するシンポジウム論文集」, pp.107~116, 昭和58年2月.
- 24) 松井繁之ほか：RC床版の耐荷力と耐久性, 土木学会関西支部昭和60年度講習会テキスト「既存橋梁の耐荷力と耐久性」(委員長 前田幸雄), pp.25~116, 昭和60年7月.

(1985.12.11・受付)