

6. 昭和 39 年道路橋示方書基準の RC 床版厚 160 mm と 190 mm の疲労耐久性

Fatigue Durability of RC Slab Thickness 160 mm and 190 mm Based on the 1964 Road Bridge Specifications

技術支援課 桜田 孝、時吉 賢、前田 洋平、安藤 哲明、○関口 幹夫

1. はじめに

東京都建設局管理橋梁のうち昭和 48 年以前の道路橋示方書¹⁾の基準(昭和 31、39 年など)で建設された鉄筋コンクリート(RC)床版は、床版厚が薄く鉄筋量が少ないなどの要因により、重交通路線では早期にひび割れが発生するなど耐荷性能が劣っていた²⁾。このことから、交通規制が不要な床版下面補強対策(鋼板接着や縦桁増設工法など)が積極的に進められた。また、損傷が進み補強が困難な場合には、工期短縮が図られ死荷重の増加を抑えて耐荷性能を向上できるプレキャスト PC 床版などに取替えている。

床版は橋面舗装の維持のため、一般都道では概ね 15~25 年サイクルで切削打換え(全層打換え)を繰り返して管理している。近年の切削打換え工法の施工仕様³⁾では、切削時に床版を過切削させないために防水層より 10mm ほど既設舗装を残して切削し、残りはスクレーパーやバックホーの爪などで剥がす仕様となっている。しかしながら、施工時間に制約のある夜間工事では、特に床版厚の施工精度が悪い場合に、過切削等により床版厚が減少している実態が存在する。

当センターは、過切削等により床版厚が減少している床版や床版上面の砂利化(土砂化)などで損傷が進行して耐荷性能が劣っている床版を対象に、床版上面の被りコンクリートを 20 mm 程度切削して、防水性能を高めた薄層増厚材を設計床版厚

まで回復させる補修や設計床版厚+20mm 程度増厚補強する新しい薄層増厚工法の検討を行っている。

本稿では、昭和 39 年道示基準の鉄筋量が同一の床版厚 160mm (T16) と床版厚 190mm (T19) の疲労耐久性について輪荷重走行疲労試験の結果から、過切削等により床版厚が 20~30mm 減少した場合の疲労耐久性に与える影響について報告する。

2. 輪荷重走行試験の概要

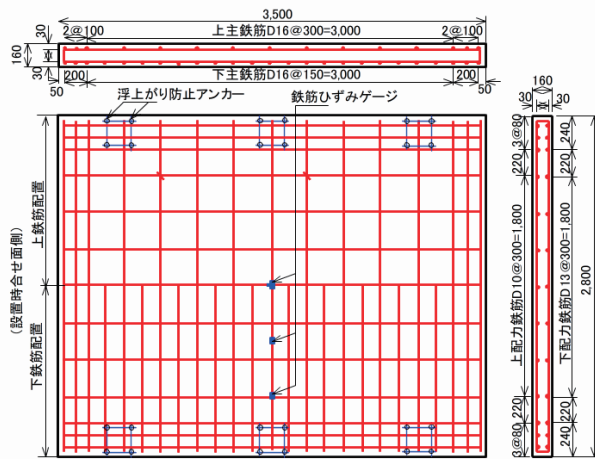
(1) 試験体

試験体は、昭和 39 年道路橋示方書⁴⁾の基準に基づいて設計し、形状寸法と配筋図を図-1 に示す。床版の形状寸法は、幅 2.8m (支間 2.5m) 橋軸方向の長さ 3.5m、配筋寸法は同一で床版厚のみ異なっている。なお、製作場所は、試験体 T16 は茨城県稲敷市で 2 体、試験体 T19 は千葉県美浜区で 2 体製作した

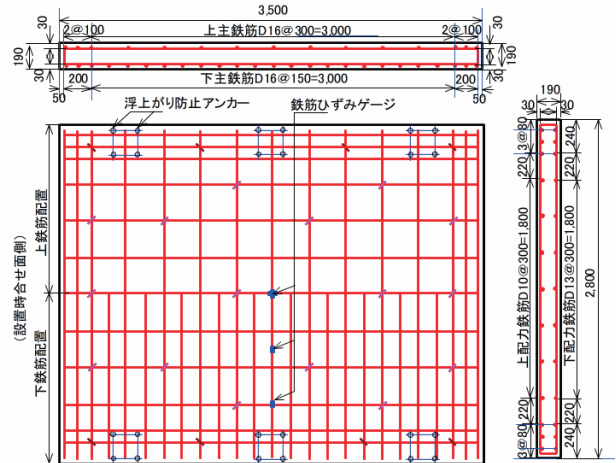
(2) 使用材料

鉄筋は SD295A の D16、D13、D10 で主鉄筋の特性値を表-1 に示す。コンクリートは、やや品質の劣る材齢 28 日目標強度を 25N/mm² とする生コン 2 社(18-8-20-N)を使用した。コンクリートの配合表は表-2 に、特性値は表-3 に示す。

コンクリートの乾燥収縮ひずみは、試験体と同じ室内環境下で 10×10×40 cm 供試体のコンタクトストレインゲージ法による測定結果を図-2 に示す。T16 試験体の走行試験は材齢 30 日以降に開



(a) 床板厚 160 mm (T16)



(b) 床板厚 190 mm (T19)

図-1 試験体の形状寸法

始し、試験終了時（材齢 33 日）の収縮ひずみ量は 286 μ 、質量減少量は 107 g である。一方、T19 試験体は材令 60 日以降に走行試験を行い、試験終了時の収縮ひずみ量は 350 μ 、質量減少量は 230 g であった。

(3) 走行疲労試験方法

輪荷重走行疲労試験は、写真-1 のゴムタイヤ自走式の走行載荷装置を使用する。試験体は、図-3 に示す載荷装置の支持桁上に 2 体連続（試験体同士の接触を避けて約 5mm のゴム板を挿入）して配置し、床版支間中央をタイヤが走行する方式である。走行荷重は、都内で観測される輪荷重の最大値に相当する 160kN 一定とする。

表-1 主鉄筋 D16 の特性値

試験体	降伏応力 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)	伸び (%)
T16	330.9	468.4	181.7	20.7
T19	338.7	492.2	186.8	16.4

表-2 コンクリート配合表

試験体	配合表(kg/m ³)						
	セメント	水	細骨材①	細骨材②	粗骨材	混和剤	W/C
T16	260	175	410	410	1014	2.6*	67%
T19	239	160	627	269	1004	2.39**	67%

注) *: マスターポリヒード15SR、**: マスターポリリス78S(T)

表-3 コンクリートの材齢 28 日特性値

試験体	圧縮強度 (N/mm ²)	静弾性係数 (kN/mm ²)	ポアソン比	引張強度 (N/mm ²)
T16	26.0	22.8	0.18	2.03
T19	27.2	22.5	0.21	2.31

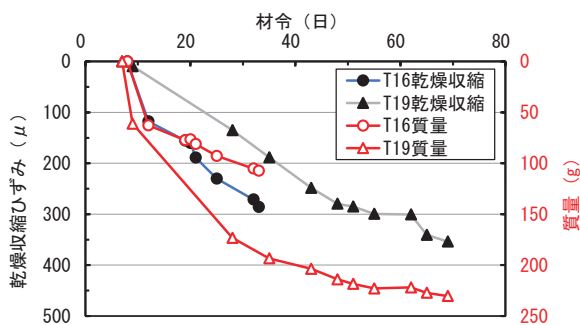


図-2 乾燥収縮と質量変化



写真-1 輪荷重走行装置

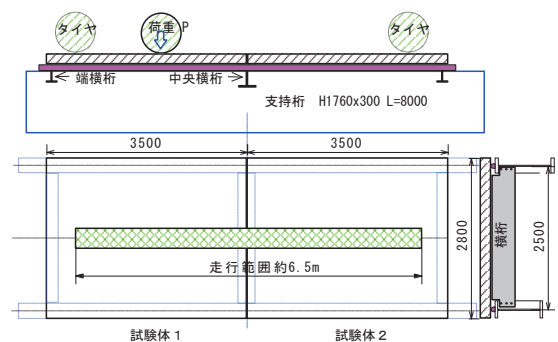


図-3 試験体設置図

3. 試験結果

(1) 破壊時走行回数

破壊時走行回数は、表-4 に示すとおり T16-1 は 9,782 回、T16-2 は、T16-1 より約 500 回少ない 9,281 回で押し抜きせん断破壊した。一方、T19-1 は 30,978 回で、押し抜きせん断破壊時に下面中央部において広範囲に被りコンクリートが剥落した。T19-2 は T19-1 の約 3 倍の 85,276 回で広範囲に押し抜きせん断破壊による浮き（剥離）が生じたが剥落には至らなかった。走行回数の平均値による比率の T19 は、T16 の 6.1 倍と評価できる。

(2) 下面のひび割れ発生状況

T16 の走行回数とひび割れの発生・進展状況は、図-4(a)(b)に示す。ひび割れ発生荷重は、いずれも初期荷重（床版中央点静的荷重）時の 100kN で目視観察により確認した。ひび割れの発生パターンは、版中央にほぼ偏りなく発生・進展した。また、破壊後の押し抜きせん断破壊による剥落部をハッチで描いており、図-4(b)の T16-2 は、中央横桁よりに偏心した形にて 9,281 回で破壊した。

一方、T19-1 は、T19-2 に比べ早期に破壊し、版

表-4 破壊時走行回数

	T16-1	T16-2	T19-1	T19-2
破壊走行回数	9,782	9,281	30,978	85,276
平均値	9,532		58,127	
比率(T19/T16)	1.0		6.1	

中央から主桁よりのひび割れのない領域が大きい特徴が見られるが、ひび割れ発生パターンは、版厚に大きく影響されていないと考えられる。

走行回数とひび割れ密度の関係を図-5 に示す。なお、ひび割れ密度の測定は、床版中央部 2m×2m の領域で格子密度法により算定した。T16-1 の 1 回走行後のひび割れ密度は 3.7m/m²、200 回で 11.64 m/m²に増加した。破壊直前の 9,281 回のひび割れ密度は 17.24m/m²である。T16-2 は 1 回後で 3.43 m/m²であったが 200 回で 8.5m/m²と両者に差が生じた。しかし 1,000 回では T16-1 は 15.26m/m²、T16-2 は 15.36m/m²となり両者はほぼ一致し、破壊時 9,281 回のひび割れ密度は約 18m/m²であり、両者はほぼ一致している。

T19-1 および T19-2 は、1 回が 1.5m/m²で T16 に

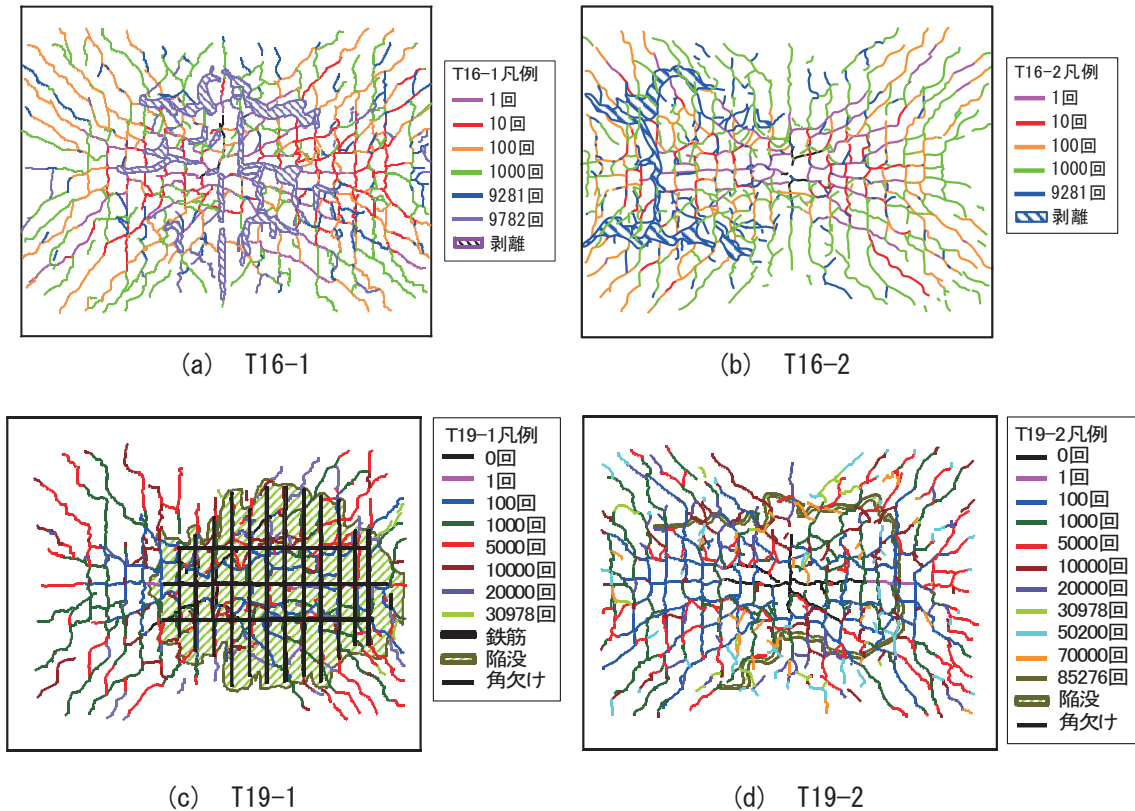


図-4 下面のひび割れ（見下げ図）

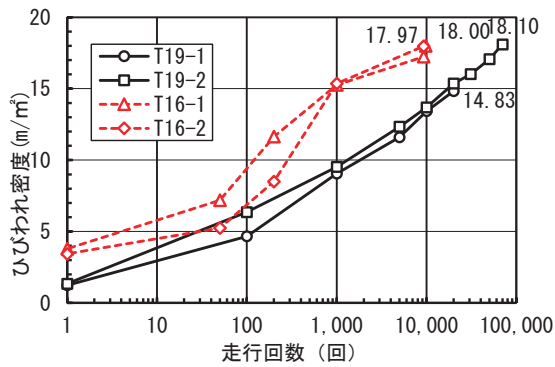


図-5 走行回数とひび割れ密度の関係

比べ約 $2\text{m}^2/\text{m}^2$ 少なく、ほぼ比例して増加して破壊時は概ね $18\text{m}^2/\text{m}^2$ と T16 と同等のひび割れ密度となっている。ただし T19-1 は、T19-2 に比べ早期に破壊したことからひび割れ密度は約 $15\text{m}^2/\text{m}^2$ とやや少ない結果となっている。

(3) 上面のひび割れ発生状況

破壊後の床版上面のひび割れの発生状況を図-6(a)～(d)に示す。押し抜きせん断破壊位置は、T16-1 はほぼ中央であるが、T16-2 は横桁よりに偏心している。主鉄筋方向の貫通ひび割れ間隔は、上主鉄筋ピッチ 300mm にほぼ一致している。なお、

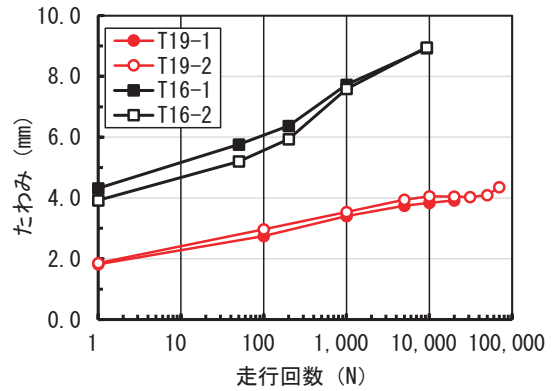


図-7 中央たわみの推移

T16-1 は T16-2 に比べて貫通ひび割れの入り方が均等である。押し抜きせん断破壊位置では、タイヤ走行面が $5\sim 10\text{mm}$ 押し込まれている。

一方、T19-1 は、版中央から中央横桁近傍にかけて砂利化が進み、上主鉄筋が露出した。T19-2 は版中央部で砂利化が進み、押し抜きせん断破壊した。

(4) たわみの推移

床版中央点の活荷重たわみ（総たわみ－残留たわみ）の推移を図-7に示す。走行1回の T16-1～2 は約 4mm 、T19 は約 2mm である。50回以降も T19 は T16 の約 $1/2$ で推移しているが、破壊時の最大

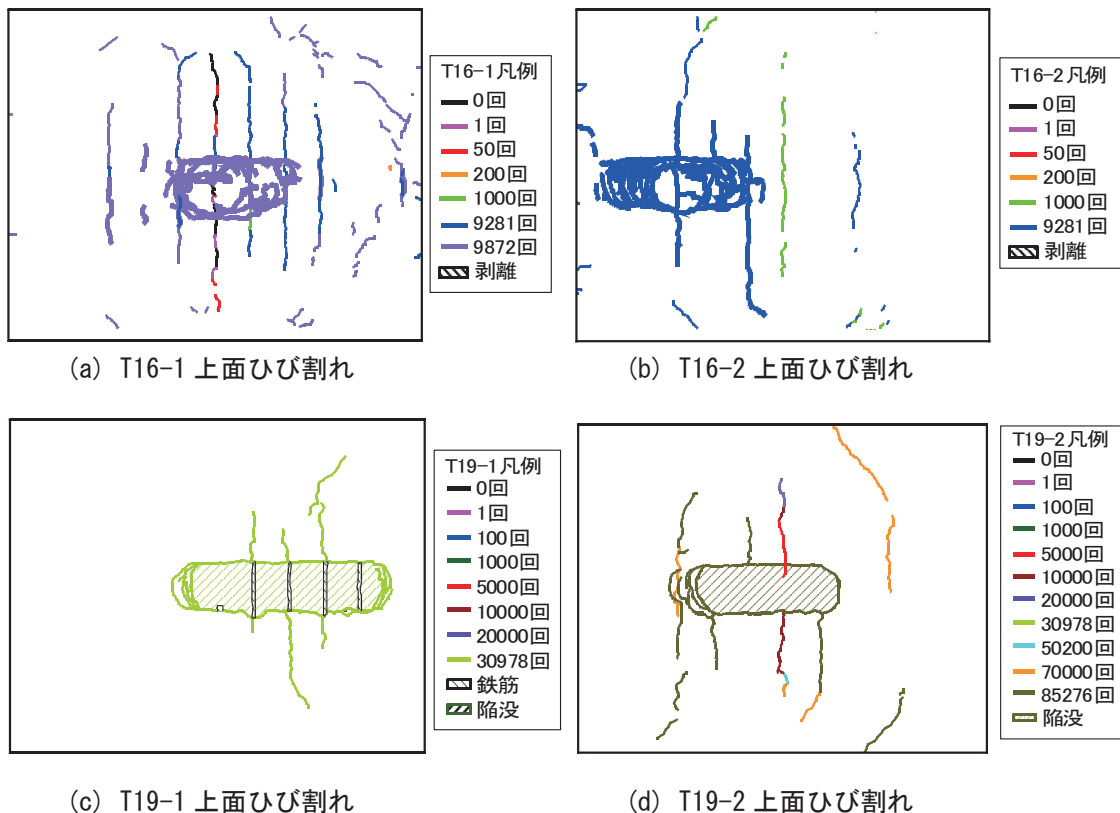


図-6 上面ひび割れ

たわみ量は、T16 は約 9mm、T19 は約 4mm で T16 の約 1/2 である。

たわみの計算は、一般的な薄板理論を用いた。ひび割れの発生した RC 床版は、剛性の低下した均質弾性体と近似的に見なせるとして計算する。

ここでは、床版の剛性を便宜的に弾性係数比 ($n=Es$: 鉄筋の弾性係数/ E_c : コンクリートの弾性係数) として取り扱い、通常は $n=7$ (全断面有効時)、 $n=15$ (ひび割れ発生直後)、 $n=31$ (ひび割れが十分に発達した引張断面無視相当) と仮定する。ただし、試験体の材料特性値を考慮して鉄筋の弾性係数 (E_s) は、表-1 に示した D16 主鉄筋の値を採用する。コンクリートの静弾性係数 (E_c) は、表-3 に示した値を全断面有効時 $n=8$ ($180/22$) = 相当と仮定した場合の 160kN 載荷時のたわみ計算結果を表-5 に示す。

版中央点の 160kN 載荷時たわみの測定結果を図-8 に示す。図-8(a) の T16 の 1 回の中央たわみ

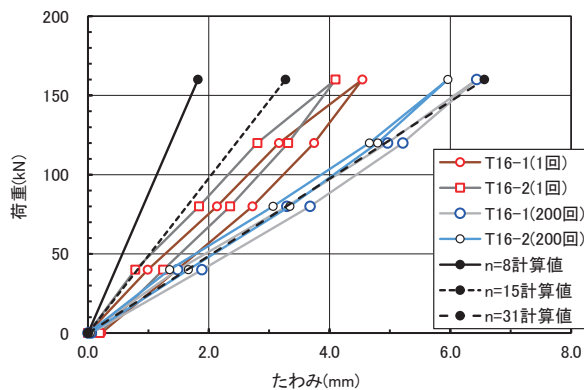
表-5 たわみ計算値 (mm)

試験体 \ n	n=8	n=15	n=31
T16	1.821	3.271	6.563
T19	1.142	1.972	3.908

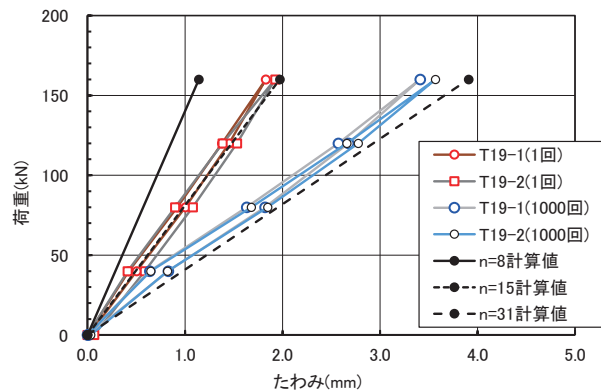
測定値は約 4 mm であり、 $n=15$ 計算値を超えている。 $n=31$ 計算値相当は 200 回である。一方、図-8(b) の T19 の 1 回は 1.8 mm であり、 $n=15$ 計算値とほぼ一致している。 $n=31$ 計算値相当は概ね 1,000 回である。破壊時の中央たわみは、いずれも約 4mm であった。また、主鉄筋方向のたわみの分布形状は、いずれの試験体も図-9 に示す例のとおり左右対称である。

(5) 鉄筋ひずみの推移

走行回数と床版中央点の下側主鉄筋ひずみの関係を図-10(a) に示す。T16-2 の 1,000 回走行以降のひずみ測定値は、断線により欠測となっている。T16-1 は 1,000 μ 、T16-2 は 1,200 μ でスタートし

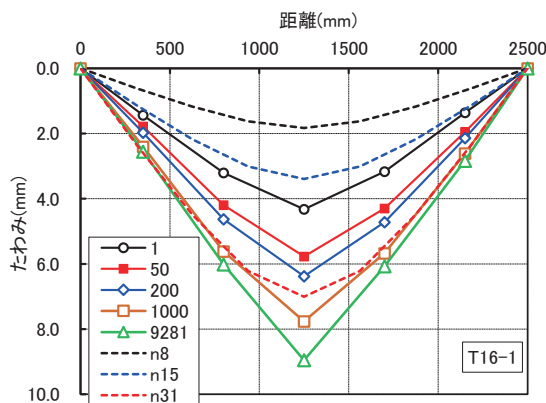


(a) T16

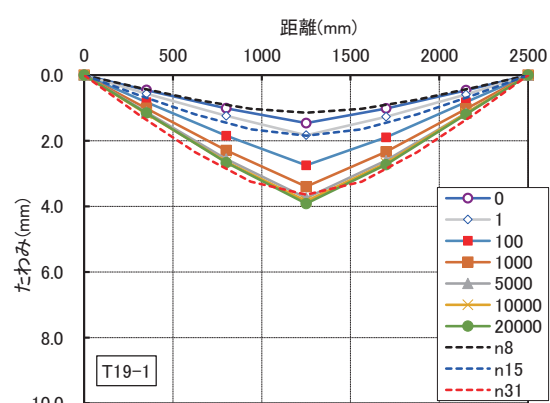


(b) T19

図-8 走行回数-たわみと計算たわみの関係

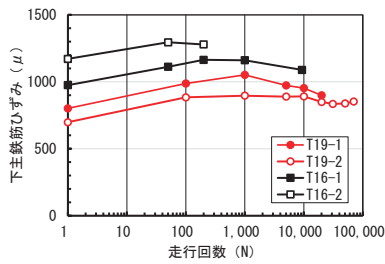


(a) T16-1

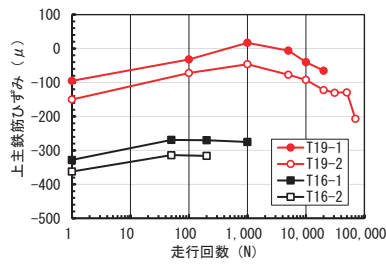


(b) T19-1

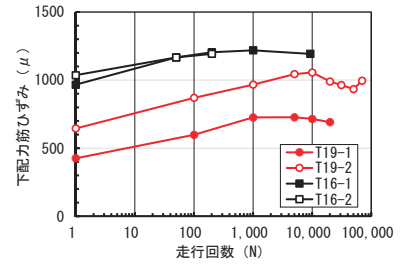
図-9 主鉄筋方向のたわみ分布例



(a) 下主鉄筋ひずみ



(b) 上主鉄筋ひずみ



(c) 下配力筋ひずみ

図-10 鉄筋のひずみ

て 200~1,000 回をピークにゆっくりと減少に転じて終了している。一方、T19-1 は 800 μ 、T19-2 は 700 μ からスタートして概ね 1,000 回をピークに減少に転じて終了している。

上側主鉄筋ひずみの推移は図-10(b)に示す。走行 1,000 回以内のひずみの推移は、T16 は -350 μ 、T19 は -100 μ 前後からスタートして、両試験体はほぼ平行移動の関係にある。

走行回数と下側配力鉄筋ひずみの推移を図-10(c)に示す。T16 は主鉄筋ひずみ同様に 1,000~1,200 μ でスタートして 100~200 μ 増加後に減少に転じる傾向が見られる。一方、T19 は 400~600 μ からスタートして T19-1 は 1,000 回でピークを迎え、T19-2 は 10,000 回にピークを迎え、その後減少して終了している。

主鉄筋のひずみ 1,200 μ は、S39 道示当時の鉄筋許容応力度 1,400kgf/cm²(137N/mm²)の 1.7 倍(1200 μ × 200,000 (設計時鉄筋の弾性係数) = 240N/mm²)に相当する。また、現行道示の主鉄筋許容応力度 (140-20) = 120N/mm² を満足する荷重強度は、1,200 μ / 2 = 600 μ 以内の荷重強度であることから、概ね 160kN/2 = 80kN (8,158kgf) \approx 8ton となり、当時の設計輪荷重 8,000kgf に相当する。

(6) 切断面のひび割れ

1) T16 上面走行ライン切断面のひび割れ

破壊後に試験体内部のひび割れの状態を調べるため図-11 に示す 6 分割にダイヤモンドカッターにより切断する。写真-2(a)~(d)は、走行面と A-A 切断面の状態である。

写真-2(a)および(c)の押し抜き押し抜きせん断破壊の橋軸方向の領域は、T16-1 は床版中央で範囲が狭く、T16-2 は中央横桁よりに偏芯してお

り押し抜き範囲が広い。走行面の円弧状のひび割れは、タイヤによる押し抜きせん断ひび割れである。また、写真-2(a)の走行ラインに直角方向のひび割れは、上主鉄筋間隔 (300mm) 位置に発生した貫通ひび割れである。

写真-2(b)(d)の A-A 切断面では、ほぼ主鉄筋間隔 (150mm) の貫通ひび割れに囲まれた梁状化したブロックが確認できる。また、上鉄筋位置に水平ひび割れとかぶりコンクリートの砂利化が確認できる。

2) T16 橋軸直角方向の切断面のひび割れ

写真-3(a)(c)の床版中央 B-B 断面を比較すると T16-2 の押し抜きせん断領域は T16-1 より広い。

3) T19 上面走行ライン切断面のひび割れ

写真-4(a)および(c)の押し抜きせん断破壊の橋軸方向の領域は、T19-1 は床版中央から中央横桁よりに分布し上側主鉄筋が露出している。写真-4(b)(d)の A-A 切断面では、T19-1 の押し抜きせん断領域では、ほぼ主鉄筋間隔 (150mm) の貫通ひび割れに囲まれた梁状化したブロックが確認できる。上鉄筋位置に水平ひび割れとかぶりコンクリートの砂利化が確認できる。

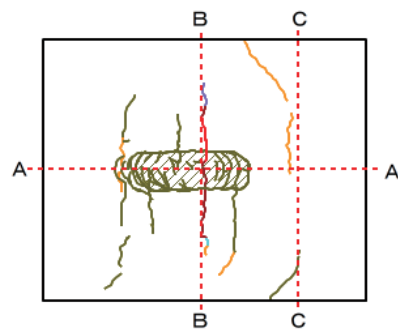
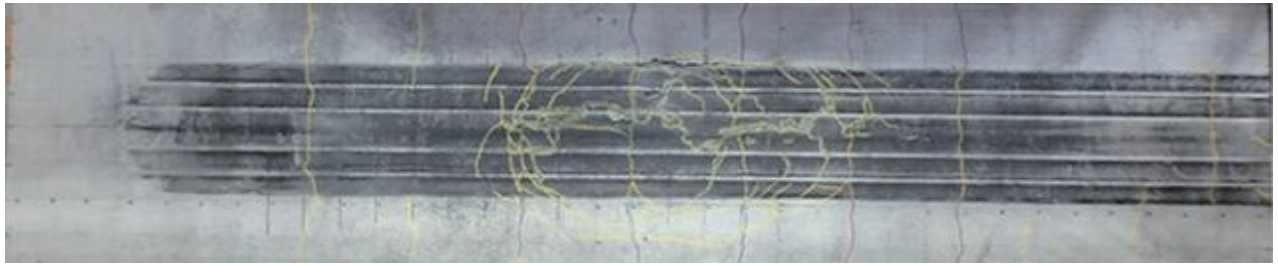


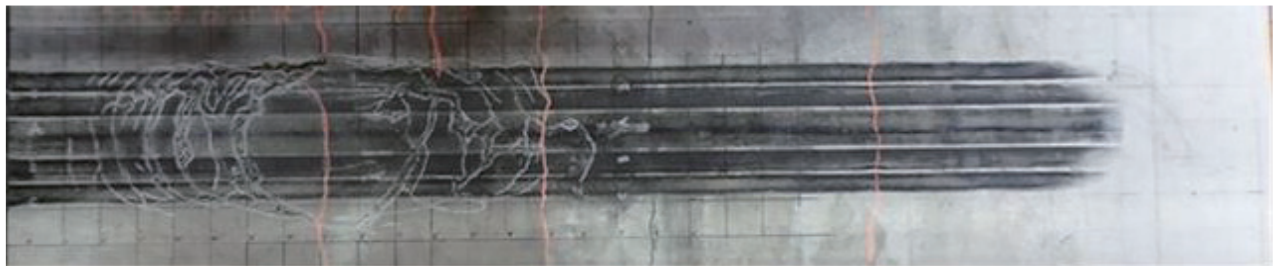
図-11 切断位置



(a) T16-1 上面



(b) T16-1 A-A 断面



(c) T16-2 上面



(d) T16-2 A-A 断面

写真-2 T16 橋軸方向切断面



(a) T16-1 B-B 断面



(b) T16-1 C-C 断面



(c) T16-2 B-B 断面



(d) T16-2 C-C 断面

写真-3 T16 橋軸直角方向切断面



(a) T19-1 上面



(b) T19-1 A-A 断面

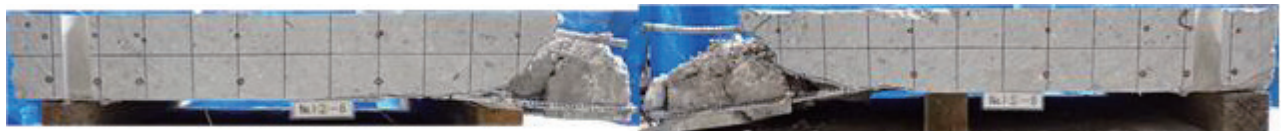


(c) T19-2 上面



(d) T19-2 A-A 断面

写真-4 T19 橋軸方向切断面



(a) T19-1 B-B 断面



(b) T19-1 C-C 断面



(c) T19-2 B-B 断面



(d) T19-2 C-C 断面

写真-5 T19 橋軸直角方向切断面

4. 劣化度の検討

RC 床版の劣化度の評価は、松井⁵⁾の式(1)を適用する。なお、引張り無視の状態は、ひび割れが十分に発生・進展した状態の弾性係数比(n=31)と仮定し、健全度ランク d 相当のひび割れ密度 10~15 m/m²に相当する T16 は 200 回走行時、T19 は 1,000 回走行時の計算結果を表-6 に示す。

T16 の走行 200 回の劣化度は、T16-1 で 0.97、T16-2 で 0.87 である。一方、T19 の 1,000 回走行の劣化度は、T19-1 は 0.98、T19-2 は 1.08 である。

$$D\delta = \frac{(W-W_0)}{(W_c-W_0)} \dots \text{式(1)}$$

ここに、 $D\delta$: 劣化度

W : 実測活荷重たわみ(mm)

W_0 : 全断面有効のたわみ計算値(mm)

W_c : 引張無視のたわみ計算値(mm)

劣化度 1.0 以上で使用限界と評価できるので、

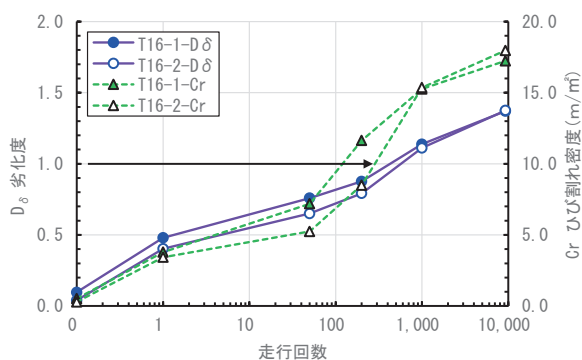
T16-2 を除くとほぼ劣化度 = 1.0 の状態と見なせる。一方、T16-2 の劣化度が 0.87 と小さい理由は、その時点のひび割れ密度が 8.5m/m²であり、松井の劣化度 1.0 は、ひび割れ密度 10m/m²を基準に設定されているので、10m/m²以下であったことが影響している。一方、T19-1 の劣化度は、0.98、T19-2 は 1.08 で平均値は 1.03 であり、T16-1 と同程度と評価できる。

走行回数と劣化度・ひび割れ密度の関係を図-12 に示す。劣化度が 1.0 となる走行回数は、T16 は図-12(a)の約 500 回、T19 は図-12(b)の約 1,200 回であり、その差は床版厚 3cm の差で約 2.4 倍と評価できる。

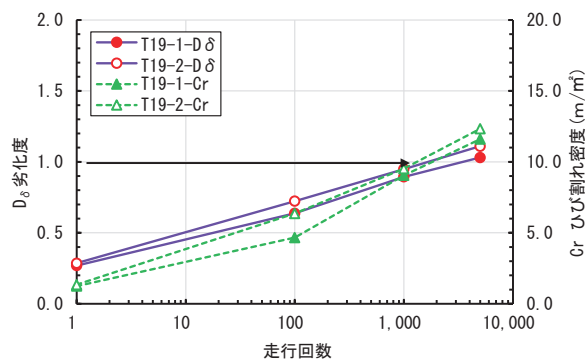
一方、図-12(a) (b)に示すひび割れ密度と劣化度 1.0 の関係では、T16 はひび割れ密度 13m/m²程度、T19 では 11m/m²程度と推定される。したがって、現行の橋梁の点検要領(案)令和 3 年度版⁶⁾の健全度ランク d のひび割れ密度 10~15m/m²は、妥当な閾値であることが確認できる。

表-6 劣化度の計算結果

試験体		T16-1	T16-2	備考	試験体		T19-1	T19-2	備考
活荷重たわみ W(mm)	1回	4.54	4.10	走行	活荷重たわみ W(mm)	1回	1.829	1.925	走行
	200回	6.44	5.96	走行		1000回	3.863	4.140	走行
たわみ計算値	W ₀ (mm)	1.82		n=8	たわみ計算値	W ₀ (mm)	1.14		n=8
	W _c (mm)	6.56		n=31		W _c (mm)	3.91		n=31
劣化度	D _δ	0.97	0.87	200回時	劣化度	D _δ	0.98	1.08	1000回時
ひび割れ密度(m/m ²)		11.84	8.5		ひび割れ密度(m/m ²)		13.43	13.69	



(a) T16



(b) T19

図-12 走行回数と劣化度・ひび割れ密度の関係

5. 疲労耐久年数の算定

(1) 道路橋 RC 床版の疲労強度式による耐久年数の算定

道路橋 RC 床版の疲労強度式の代表的な提案式は、松井⁷⁾による式(2)がある。

$$\text{Log}(P/P_{sx}) = -0.07835 \cdot \text{Log}N + \text{Log}1.520 \dots \text{式(2)}$$

ここに、

N : 繰り返し回数

P : 作用荷重

P_{sx} : はり状化を考慮した床版耐荷力

P_{sx} は式(3)で表される。

$$P_{sx} = 2B(\tau_{\max} \cdot X_m + \sigma_{\max} \cdot C_m) \dots \text{式(3)}$$

B : 疲労に対する有効幅 $B = b + 2d_d$

b : 輪荷重の軸方向の辺長

d_d : 配力筋の有効高さ

τ_{\max} : コンクリートの最大せん断応力度

X_m : 主鉄筋断面で引張側コンクリートを無視した場合の圧縮縁からの中立軸距離

σ_{\max} : コンクリートの引張応力度

C_m : 引張主鉄筋のかぶり

式(2)から、 P_{sx} により疲労強度は変動することが分かる。また、式(3)から P_{sx} は床版厚とコンクリート強度に大きく影響し、また鉄筋量により X_m が変化するので鉄筋量も影響する。ここでは、床版厚とコンクリート圧縮強度の相違を試算した橋⁸⁾の結果を図示すると図-13になる。床版厚が1cm大きくなると寿命は2.2倍大きくなり、コンクリートの強度が3N/mm²大きくなれば寿命は2.3倍大きくなる。一方、T16とT19試験体では、強度は同程度で床版厚が3cm異なり、破壊回数比は6.1倍(1cmで2倍)の結果でありほぼ一致した。

(2) 都道の軸重実態による耐久年数の算定

ここでは、現行の設計輪荷重100kN換算の実交

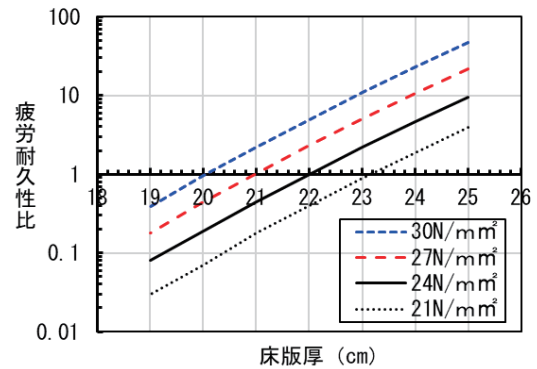


図-13 床版厚と圧縮強度と疲労耐久性の関係

通下の耐久年数を算定する。160kN 載荷輪数を式(4)で100kN換算する。

$$N = \sum_{i=1}^n \left[\left(\frac{P_i}{100} \right)^m \times n_i \right] \dots \text{式(4)}$$

ここに、

N : 100kN換算輪数

P_i : 任意の走行荷重 (T16, T19では160kN)

n_i : P_i の走行輪数

m : RC床版のS-N線図の傾きの逆数 ($m=12.76$)

都道の軸重実態調査は、道路管理部保全課が行って来たが平成20年以降は機器の故障による欠測が多く、26年以降は測定を中止している。本稿では、定置式軸重計による過去の測定データがそろっている表-7に示す平成14年度軸重実態調査結果⁹⁾を基に試算する。なお、近年の大型車交通量は、外環道や圏央道等の整備により分散されており、平成14年度の実態調査結果による評価では、過少評価する可能性は少なく安全側の評価になると考えられる。

軸重の測定では、例えば表-7の測定区分番号6の測定レンジは軸重(10.0t~11.0t)である。輪荷重は、軸重測定レンジの平均値10.5tの1/2=5.25tを代表値とする。また、衝撃の影響は、道路橋示方書(道示)の衝撃係数(i)の式(5)で算定する¹⁾。なお、ここでは10t=98kNであるが≒100kNとみなして算定する。

表-7 平成 14 年度軸重測定結果⁹⁾

地点番号	通称道路名	地点名	測定区分 方向 (車線)	H14年度 軸重区分別通過軸数(軸/日)													合計 (軸/日)
				1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	
				0.0t ~ 2.0t	2.0t ~ 4.0t	4.0t ~ 6.0t	6.0t ~ 8.0t	8.0t ~ 10.0t	10.0t ~ 11.0t	11.0t ~ 12.0t	12.0t ~ 14.0t	14.0t ~ 16.0t	16.0t ~ 18.0t	18.0t ~ 20.0t	20.0t ~ 24.0t	24.0t ~	
1	新大橋通り	築地	上	18,816	2,566	963	348	128	21	16	15	2	0	1	1	0	22,877
2	海岸通り	東大井	上	14,719	4,141	1,818	928	476	148	133	121	35	7	6	3	0	22,535
3	環七通り	北千束	外	22,705	6,516	4,035	2,332	1,172	417	252	151	20	5	2	5	0	37,612
4	目白通り	豊玉	下	26,815	4,360	2,736	1,332	888	202	77	37	9	1	3	2	0	36,462
5	環七通り	小茂根	内	21,390	5,485	3,307	1,316	763	166	95	70	17	2	1	1	0	32,613
6	永代通り	永代	上	18,419	1,347	431	110	45	6	3	6	3	0	0	1	0	20,371
7	環七通り	本一色	内	20,737	5,207	3,645	1,552	855	264	126	69	14	3	1	0	0	32,473
8	三ツ目街道	三好	内	12,146	3,817	1,848	705	332	102	72	66	11	14	2	1	0	19,116
9	環八通り	砧	外	22,265	5,218	3,721	2,434	1,065	276	176	139	42	12	5	2	0	35,355
10	青梅街道	瑞穂	上	14,418	1,361	965	686	345	33	17	13	4	3	1	0	0	17,846
11	五日市	秋川	上	13,111	528	301	132	209	44	7	3	0	0	0	0	0	14,335
12	町田街道	町田	下	15,445	922	450	415	204	54	50	74	22	12	8	0	0	17,656
13	川崎街道	百草	上	18,529	1,586	782	307	191	86	69	50	14	2	0	0	0	21,616
			下	19,348	1,897	759	322	135	52	24	45	20	0	0	0	0	0
14	府中街道	小平	上	14,657	2,290	1,310	551	432	86	59	63	13	6	1	0	0	19,468
15	新奥多摩街道	立川	上	15,069	3,036	1,840	1,060	768	186	71	52	4	1	0	0	0	22,087

表-8 衝撃を考慮した 100kN 換算輪数

地点番号	通称道路名	地点名	衝撃(i=1.38)を考慮した測定レンジ(kN)別 100kN換算輪数/日 (m=12.76)													測定車線 輪数/年	
			13.8	20.7	34.5	48.3	62.1	72.45	79.35	89.7	103.5	117.3	131.1	151.8	~		合計
1	新大橋通り	築地	0	0	0	0	0	0	1	4	3	0	32	206	0	246	89,653
5	環七通り	小茂根	0	0	0	0	2	3	5	17	26	15	32	206	0	306	111,691
6	永代通り	永代	0	0	0	0	0	0	0	1	5	0	0	206	0	212	77,425
9	環八通り	砧	0	0	0	0	2	5	9	35	65	92	158	411	0	778	283,868
11	五日市	秋川	0	0	0	0	0	1	0	1	0	0	0	0	0	2	849
12	町田街道	町田	0	0	0	0	0	1	3	18	34	92	253	0	0	402	146,685

$$i = \{1 + (20/50 + L)\} \dots \text{式(5)}$$

ここに、

i : 衝撃係数

L : 床版支間 (m)、ただし適用範囲は 2.5 ~ 4.0m

衝撃係数の最大値は、 $L=2.5$ m の場合で $i=1.38$ である。したがって、衝撃を考慮した輪荷重は、軸重測定レンジの平均値の 1/2 に 1.38 を乗じた値とする。また、年間の 100kN 換算輪数は式(6)で算定する。

$$N = \sum_{i=1}^n \left[\left\{ \frac{P_i}{100} \right\}^m \times n_i \right] \times a_k \times 365 \dots \text{式(6)}$$

ここに、

N : 年間の 100kN 換算輪数

P_i : 衝撃考慮の任意の輪荷重 (軸重測定レンジの平均値の $1/2 \times i$)

i : 衝撃係数

n_i : P_i の観測輪数 (軸数)

$$a_k = A/a$$

a_k : 一方向換算輪数の補正係数

A : 一方向大型車交通量/日

a : 軸重測定車線の大型車交通量/日

m : RC 床版の S-N 線図の傾きの逆数 (m=12.76)

表-7 の観測地点のうち一方向大型車交通量と軸重測定車線の大型車交通量が明確な観測地点の衝撃を考慮した 100kN 換算輪数の算定結果を表-8 に示す。また、一方向 100kN 換算輪数/年の結果を表-9 に示す。表-10 には、試験体の 100kN 換算回数を代表的な観測地点の 100kN 換算輪数で除した疲労耐久年数の算定結果を示す。

T16-1~2 の耐久年数の算定では、例えば、都内

表－9 衝撃を考慮した一方向 100kN 換算輪数/年

通称道路名	地点名	方向 (車線)	交通量 区分	A: 一方向大型 車交通量/日	a: 測定車線の大型 車交通量/日	一方向補正係 数($\alpha_v=A/a$)	測定車線 輪数/年	一方向 輪数/年
新大橋通り	築地	上	N6	4,501	3,163	1.42	89,653	127,578
環七通り	小茂根	内	N7	7,570	5,068	1.49	111,691	152,043
永代通り	永代	上	N5	5,368	1,642	3.27	77,425	253,117
環八通り	砧	外	N7	9,861	5,507	1.79	283,868	508,303
五日市	秋川	上	N4	683	683	1.00	849	849
町田街道	町田	下	N6	1,361	1,361	1.00	146,685	146,685

表－10 疲労耐久年数の算定結果

試験体 観測地点		No.	T16-1	T16-2	T19-1	T19-2
		100kN 換算回数	3.9.E+06	3.7.E+06	1.2.E+07	3.4.E+07
1 方 向 輪 数 / 年	新大橋通り・築地(N6)	127,578	31	29	98	269
	環七通り・小茂根(N7)	152,043	26	25	82	226
	永代通り・永代(N5)	253,116	16	15	49	136
	環八通り・砧(N7)	508,303	8	7	25	67
	五日市・秋川(N4)	849	4,635	4,398	14,680	40,410
	町田街道・町田(N6)	146,684	27	25	85	234

衝撃係数 $i=1.38$ 考慮

でも最も大型車交通量が多く過酷な環八通り砧(N7)地点の疲労耐久年数は7～8年と算定される。また、環七通り小茂根(N7)地点では25～26年であり、新大橋通り築地(N6)と町田街道町田(N6)は25年～31年、永代通り永代(N5)は、一方向交通量が多いため15～16年と算定される。一方、T19-1～2の環八通り砧(N7)地点の疲労耐久年数は25～67年(平均48年)と算定される。床版厚が30mm増加すると環八砧の算定では、平均6.4(48/7.5)倍疲労耐久性が増加する結果となっている。

一般社団法人日本橋梁建設協会のホームページの鋼橋Q&AのQ6-73(No.85)¹⁰⁾では、昭和39年道示で設計されたRC床版の平均的な耐久年数は30年程度(実績)であると公表しており、床版支間2.5mでは床版厚は190mmが該当する。また、過去の環七通りの昭和39年道示床版の駒留陸橋の床版厚160mmでは供用8年、大和陸橋は供用12年で昭和50年代に昭和48年道示床版に打替えている²⁾。打替え時は過積載車両が横行していた年代であることなどを考慮すると本検討結果は、概ね妥当な耐久年数と考えられる。

6. まとめ

鉄筋量および配筋状態が同一の床版厚160mm(T16)と190mm(T19)の試験体に160kNの輪荷重を走行させて疲労破壊させた結果、以下の知見が得られた。

- (1) T16試験体は平均9,532回、T19試験体は平均58,127回にて押し抜きせん断破壊した。床版厚が30mm厚いT19はT16の平均6.1倍疲労耐久性が大きい。この結果と松井の式(5)による疲労強度の算定結果は6.6倍であり概ね一致する。
- (2) 過切削等で床版厚が10mm～20mm減少すると疲労耐久性は1/2～1/4に低下することになるので、防水機能を持つ薄層増厚材の期待は高く、早期導入に当たっては疲労耐久性の確認が必要である。
- (3) RC床版のダメージを評価する松井ら⁵⁾の劣化度1.0のレベルは、ひび割れが十分に発生・進展した状態であり、版の剛性は $n=31$ 、ひび割れ密度は10～15m/m²、健全度ランクdの関係が妥当である。
- (4) 過去の道路管理部測定 of 軸重実態調査データを用いて衝撃係数を考慮した100kN換算輪数

による耐久年数の算定では、T16 は環八通り
砧地点 (N7) で 7～8 年、T19 は 25～67 (平均
48 年) と算定され、T19 は T16 の平均 6.4 倍
である。

7. あとがき

道路橋 RC 床版は、橋面舗装打替え時の過切削や

床版上面の砂利化や土砂化などが原因で床版厚が
減少すると疲労耐久性は大幅に低下する。床版の
耐久性を回復することが期待できる防水性能を有
する薄層増厚材を活用した補修や補強工法の早期
導入に向けた検討として、水張り条件下の輪荷重
走行疲労試験による耐久性の評価を進める予定で
ある。

参 考 文 献

- 1) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 (昭和 48 年 2 月)
- 2) 関口幹夫 (2020)：第 2 章総論コンクリート床版の課題と対策、橋梁と基礎、Vol. 54、14-17
- 3) 東京都建設局 (2009)：橋面舗装設計施工要領 (案)、平成 21 年 12 月
- 4) (社) 日本道路協会：鋼道路橋示方書 (昭和 39 年 6 月)
- 5) 松井繁之、前田幸雄 (1986)：道路橋 RC 床版の劣化度判定方法の一提案、土木学会論文集、第 374 号、419-426
- 6) 東京都建設局：橋梁の点検要領 (案)、令和 3 年 12 月
- 7) 松井繁之 編・著 (2007)：道路橋床版、森北出版
- 8) 橋 吉宏 (2013)：鉄筋コンクリート床版の設計・施工と性能評価、橋梁と基礎、Vol. 47、41-46
- 9) 東京都建設局：走行車両の軸重実態調査報告書、平成 15 年 3 月
- 10) 一般社団法人日本橋梁建設協会ホームページの Q & A の Q 6 - 7 3 (No. 85) の橋建協の考え方