平 17. 都土木技研年報 ISSN 0387-2416
Annual Report
I.C.E of TMG 2005

7．重錘落下たわみによるRC床版の健全度評価法

Health Index Assessment of RC Decks by Falling Weight Deflection

技術部　関口幹夫
首都大学東京　國府勝郎
東京都水道局　青木孝憲

1.　はじめに

昭和 40 年代に建設された道路橋鉄筋コンクリート床版（以下，床版という）は，厚さが薄く配力鉄筋量が少ないなどから疲労損傷が発生しており、東京都では，交通規制を伴わない床版下面に対して補強する鋼板接着工法を多用して延命化を図っている．この補強床版は，20 年以上経過するものも多く，維持管理では補強効果の点検・評価が重要である．

一般に下面補強工法が施工されるとひび割れによる点検が困難であるため，打音調査による鋼板の剥離や浮きの点検が行われている．調査は足場が不可欠で相当な経費が必要であるなどから，より簡便な調査や評価法が求められている．このことから筆者らは，フォーリングウエイトデフレクトメータ（FWD）や当所が開発したRC 床版衝撃加振試験機（IIS）など，重錘落下式のたわみ測定装置を活用したたわみ量調査による劣化診断を提案している[1),2),3),4)]．

本報告は，輪荷重走行疲労試験機を使用して鋼板接着補強床版に疲労損傷を与え，鋼板の剥離や浮きの劣化の進行過程とたわみの関係から健全度評価手法を検討するとともに，健全度評価要領案を作成した（資料編参照）．また，環状 7 号線の駒留陸橋の床版に適用して検証を行った．なお，本報告は，平成 14～16 年度都立大学（現首都大学東京）との共同研究成果をまとめたものである．

2. 試験概要

2.1. 供試体

床版供試体は図-1 に示す長さ 4.5m，幅 2.92m，床版厚 0.2m であり，昭和 47 年道路橋示方書に準拠して設計し，断面の諸元を表-1 に示す（記号は図-2 参照）．コンクリートの設計基準強度は表-2 に示すとおり，やや強度の小さい f'_{ck} =21N/mm^2（試験終了

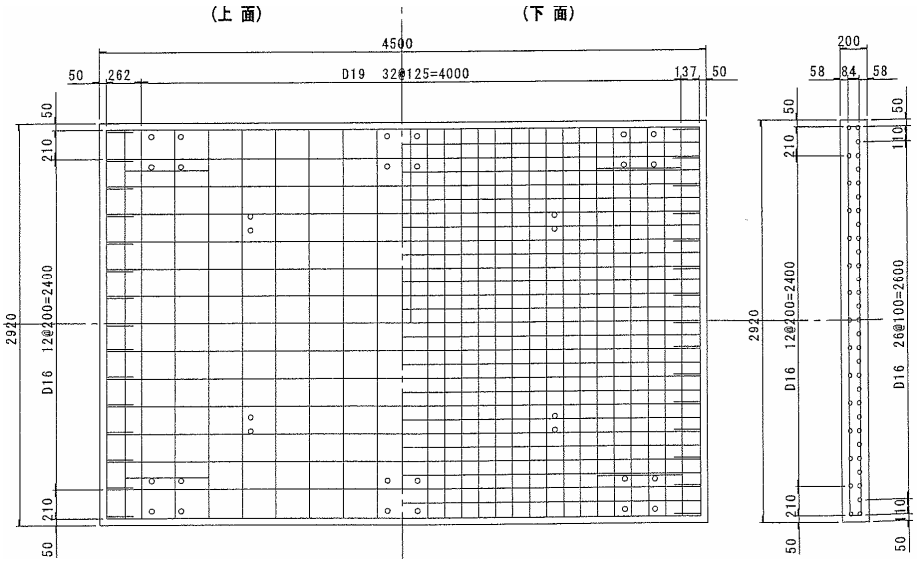


図-1　供試体

写真-1　輪荷重走行疲労試験機

時コア強度 25.6 N/mm^2）床版№23 と合成桁床版相当の f'$_{ck}$ =30N/mm^2 床版№24 の 2 種類各 1 体である．

2.2. 試験条件

輪荷重走行疲労試験は，戸田橋実験場の写真-1 に示す大型航空機用ゴムタイヤ式の疲労試験機を使用した．支持条件は，図-2 に示す床版支間 2.5m 単純支持とし，長辺方向に 2 体の供試体（図では片側 1 体分のみ表示）を突合せ横桁で弾性支持した．走行範囲は中央横桁を中心に片側 3.25m とし，タイヤ接地面積は 157kN 載荷時で幅 330×長さ 380 mm，走行荷重パターンは，設計輪荷重の約 2 倍の 157kN で 70 万回＋196kN で 70 万回＋235kN で破壊まで載荷する方式とした．

2.3. 試験方法

計測は基本的に 1，10，100，1000・・で走行を止め，たわみと鉄筋ひずみを静的載荷（20kN ピッチ），157kN 動的走行載荷，重錘落下式衝撃荷重の各方式で計測，併せて鋼板の剥離（浮き）面積を打音法で床版上面ひび割れ密度を格子密度法（125×125 mmメッシュ）で測定した．

重錘落下式は，図-3 に示す床版中央点に 100kg のウエイトを落下高さ 300 mmで 3 回測定した．速度計センサの位置は，床版中央載荷点と両支持桁上とし，支持桁の変位を考慮した [3]．静的載荷のたわみ測定は，ゴムタイヤで載荷し，床版下面に設置したレーザ変位計を使用した．

2.4. 鋼板補強

表-1　鉄筋量・位置の諸元

主筋方向		配力筋方向	
b (mm)	1,000	b (mm)	1,000
d1 (mm)	39.5	d1 (mm)	58.0
d2 (mm)	160.5	d2 (mm)	142.0
d3 (mm)	207.25	d3 (mm)	207.25
h (mm)	200	h (mm)	200
As1 (mm^2)	1,146	As1 (mm^2)	993
As2 (mm^2)	2,292	As2 (mm^2)	1,986
As3 (mm^2)	4,500	As3 (mm^2)	4,500

表-2　コンクリート

供試体名		№23	№24
設計基準強度	N/mm^2	21	30
材令28日強度	N/mm^2	21.0	30.0
コア強度	N/mm^2	26.6	38.1
コア弾性係数	N/mm^2	19,150	28,000
コアポアソン比		0.10	0.18

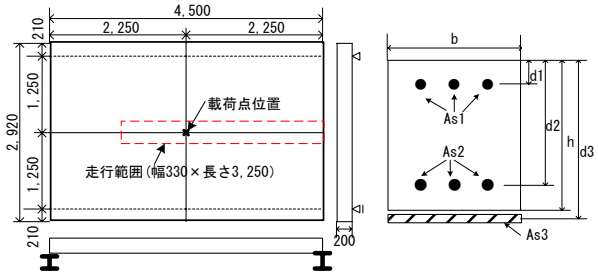


図-2　載荷範囲と床版寸法・断面諸元

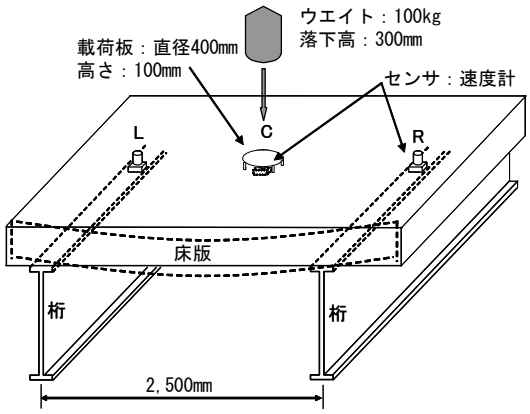


図-3　重錘落下試験

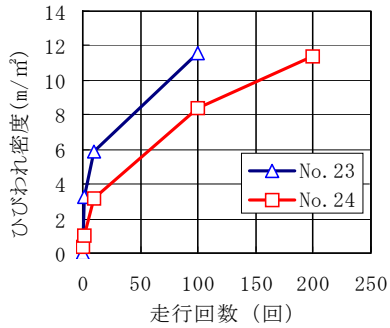


図-4　補強前の下面ひび割れ密度

鋼板接着補強は，157kN 載荷で東京都の床版補強の目安であるひび割れ密度が約 10m/m^{2}のダメージを与えた時点を目標とする [5]．走行回数とひび割れ密度の関係は図-4 のとおりである．床版 23 の補強は走行回数 100 回ひび割れ密度 11.62m/m^{2}に進展し

た図-5 に示す状態で補強した．また，床版 24 は走行回数 200 回時点でひび割れ密度 11.43m/m²となり図-6 に示す状態で補強した．

鋼板接着補強方法は，実橋の補強工事と同一仕様の 4.5 ㎜厚の鋼板をエポキシ樹脂で圧入接着補強した．補強後 1 週間程度養生を行い試験に供した．

3. 結果および考察

輪荷重走行試験は，157kN 載荷で 70 万回載荷し，70 万 1 回から荷重を 196 k N に上げ 70 万回（累計 140 万回）走行後に荷重を 235kN に上げて累計 155 万回で床版 23（f'ck =21 N/㎜²）が押し抜きせん断破壊した．なお，床版 24（f'ck =30 N/㎜²）は累計 161 万回まで載荷したものの鋼板の剥離はほとんど生じない健全な状態を維持していたため試験を打切り終了した．

3.1. 上面ひび割れと鋼板剥離

図-7 は，床版 23 の破壊直前における上面ひび割れ発生状況である．ひび割れは，走行 1 回目から発生し，10 万回走行後には主鉄筋方向に約 250 ㎜間隔（上側主鉄筋間隔）に連続したひび割れの発生が確認され，このひび割れは梁化によるものと考えられる．図右端は，中間横桁上の合せ面であり，横桁近傍は破壊直前に砂利化した．

一方，図-8 は床版 24 の上面ひび割れの発生状況である．床版中央に長いひび割れが確認できたが，このひび割れは試験開始前に既に発生していたことから乾燥収縮ひ

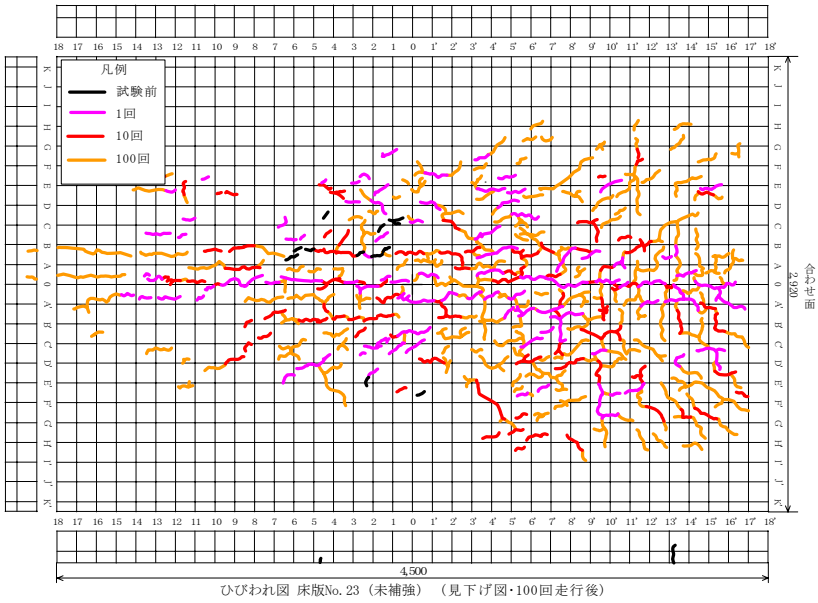


図-5 床版 23（f'ck =21）N=100 回補強時下面ひび割れ図

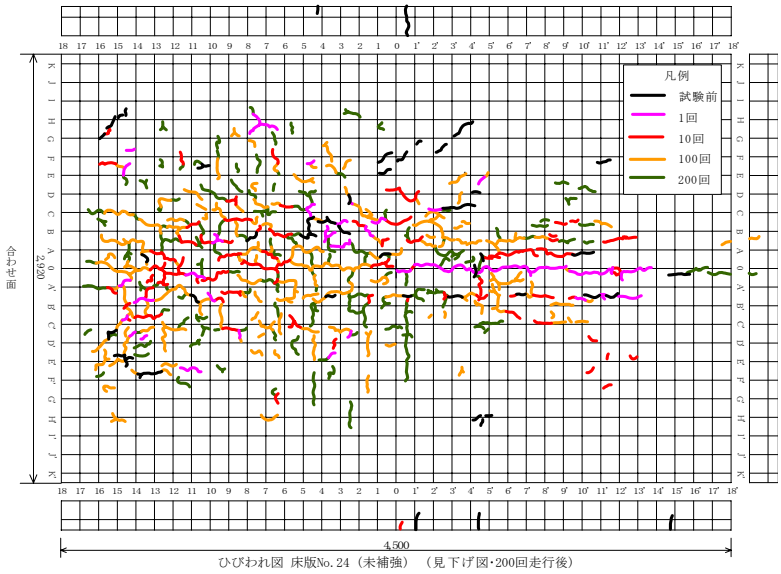


図-6 床版 24（f'ck =30）N=200 回補強時下面ひび割れ図

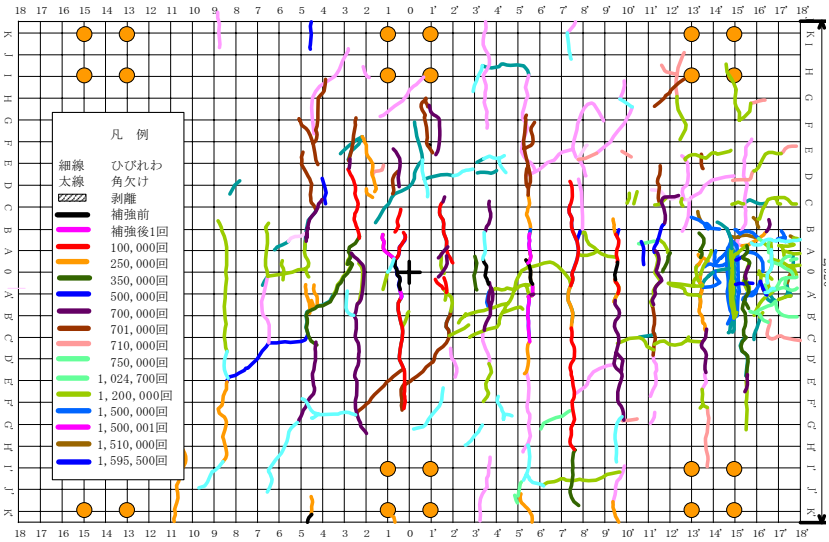


図-7 床版 23（f'ck =21）の上面ひび割れ図（N=155 万回破壊時）

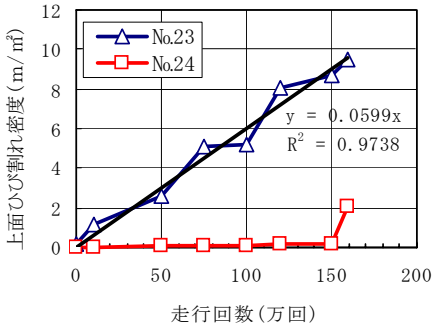


図-9　上面のひび割れ密度

び割れと推定される．走行疲労により発生したひび割れは，図の左 1/4 から合せ面の間にあるものに限定され，その発生量は床版 23 に比較して著しく少ない．

図-9 は走行回数とひび割れ密度の関係を示す．床版 23 は走行回数と比例関係にあることから，上面のひび割れ密度は，ダメージの指標となっていることが判る．床版 24 は走行 150 万回後においてひび割れ損傷が顕著化してきたことを表している．密度と走行回数の関係では，コンクリートの品質の劣る床版 23（f'_{ck}=21 N/mm²）は早い段階からひび割れが発生し，走行回数と共に増加して，破壊（155.55 万回）直前にはひび割れ密度は約 10m/m²に達した．一方，品質の良い床版 24（f'_{ck}=30 N/mm²）は，荷重 235kN 載荷の 150 万回からひび割れが発生したが，進展は遅く試験を打切った 161 万回時において 2m/m²に増加した程度である．

3.2. 鋼板の剥離

床版 23 の鋼板の剥離状況は図-10 に，床版 24 については図-11 に示す．床版 23 では 75 万回に合せ面端部と添接部で剥離が確認され，タイヤ接地幅内の直下は剥離せず，タイヤの

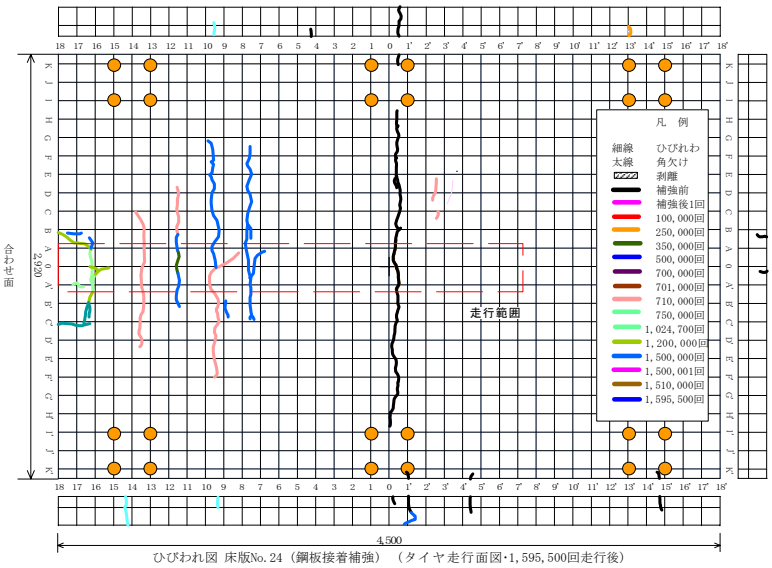


図-8　床版 24（f'ck =30）の上面ひび割れ図（N=161 万回未破壊）

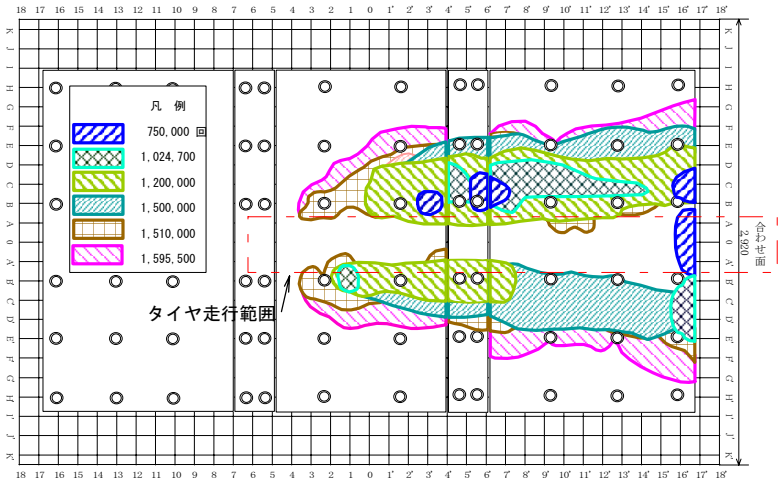


図-10　床版 23（f'ck =21）の鋼板剥離図（N=155 万回破壊時）

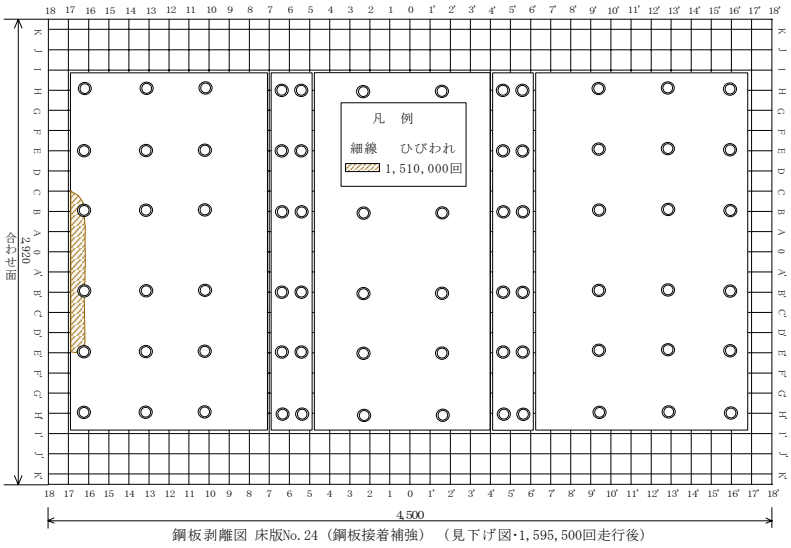


図-11　床版 24（f'ck =30）の鋼板剥離図（N=161 万回打切り時）

写真-2　床版 23 の切断面のひび割れ状況

写真-3　重錘

エッジ部から支持桁方向に進展するパターンが確認できた．一方，床版 24 は床版 23 が破壊した 150 万回までは全く剥離しなかったが，試験を打切った 161 万回時には図-11 に示すように合せ面の端部にごく一部の剥離が確認された．

鋼板の補強効果は，母材のコンクリートの品質が劣ると接着強度が劣るため，コンクリートの品質が疲労耐久性に大きく影響する．したがって，鋼板接着補強工法の補強効果は床版のコンクリートの品質に強く依存する．

写真-2 は，1/4 切断面の状況である．写真の上 2 断面は走行位置中心線上の切断面である．スケールの当ててある範囲は走行範囲であり，上場筋位置に連続したひび割れ面が観察される．このひび割れは，上場鉄筋がコンクリート内にある剛性の異なる異物として存在することから，疲労によってひび割れの成長を誘導していると考えられ，この種の過酷な走行疲労試験において確認される現象の一つである．この上場筋より上のかぶり部分が，実橋では砂利化現象を起こしている範囲である．また，写真-2 の下の 2 断面は主筋方向の切断面と自由端面である．スケールの当ててある断面は主筋方向 1/2 の範囲であり，上の断面右端がタイヤ走行位置で，床版上面から 45~60 度の角度で押し抜きせん断破壊面のひび割れが確認される．破壊面は鋼板によって遮られるため，鋼板の上のコンクリートに細かいひび割れが多数発生し，支持桁方向に向かって鋼板端部に成長している状態が確認される．

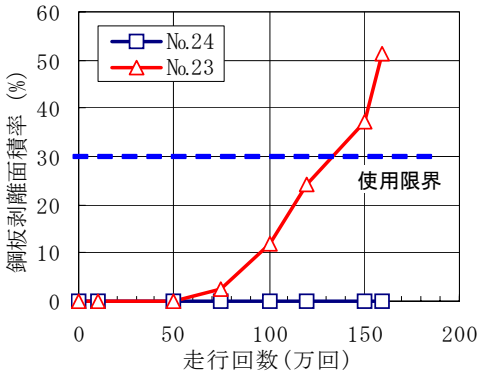


図-12　鋼板の剥離面積

図-12 は鋼板の剥離面積率と走行範回数の測定結果である．なお，剥離面積率は，鋼板接着面積のうち走行範囲の鋼板接着面積に対する面積率である．床版 23 は，75 万回以降は走行回数とほぼ比例関係に剥離面積率が増加しており，剥離面積率 50%を越えた時点で押し抜きせん断破壊した．このことから剥離面積率 30%（破壊時剥離面積の約 60%），130 万回（破壊回数の約 80%）あたりを使用限界と見なすのが妥当と判断される．

3.3　解析モデル

3.3.1　荷重

(1)　衝撃力作用の実態

IIS または重錘落下時の衝撃荷重は，鋼粒子 100kg をバック（スチール製ネット）に詰めた写真-3 に示す重錘（ベルトにより形状変化を拘束している）を高さ 300mm（変更可能）から落下させる．

床版に作用する衝撃荷重の実測値は，図-13 に示すように，経時的に滑らかな波形を描く．図には健

全な状態の 10 万回，疲労進行期の 70 万回，ひび割れの著しい疲労劣化期 120 万回および押し抜きせん断破壊直前の 150 万回の 4 種が描かれている．衝撃荷重の測定結果は，破壊直前まで床版の健全度にかかわらず，同等の荷重作用であると見なすことができる．重錘落下時を基準として，初期約 5ms の間に小さな力が高原状に作用し，約 15ms 後に 35kN のピークが現れ，荷重作用の開始から終了までの時間は約 40ms となっている．作用開始の初期に現れる高原状の荷重は，重錘の衝突によって鋼粒子がバック内で攪乱されることによる荷重の緩衝によるものと思われる．なお，破壊状態では，衝撃荷重のエネルギーが床版の塑性変形によって吸収されるため見掛けの荷重は小さく計測される．

一方，「FWD および小型 FWD 運用の手引き」[6] においては，衝撃荷重は図-14 に示す滑らかなピークを有する波形で，ピーク到達時間は 10～30ms となるよう，落下高さ，重錘の質量，衝撃緩和用ゴムによって調整することにしている．舗装構造の診断に使用されている FWD 試験機は，鋼塊の衝撃荷重をばねまたは衝撃緩和用ゴムで衝撃を緩和して滑らかな衝撃荷重波形を作用させている．本研究で使用している衝撃荷重は，鋼粒子を充填したバックの落下衝撃を用いており，落下時の鋼粒子の攪乱によって，ばねの緩衝作用を創出している．また，衝撃荷重の作用からピークまでの到達時間も前記「手引き」において推奨している時間の範囲にある．このようなことから，IIS または重錘落下試験機は，舗装で用いられている FWD 試験機とほぼ同等の載荷機構と考えられる．

(2) 重錘落下による衝撃荷重

重錘の質量(M) kg が，落下高さ(H) m より，初速度(v_0)0 で落下するものとする．落下以前の重錘の位置エネルギーE_pは，

$$E_p = MgH \qquad (式 3－1)$$

一方，重錘が高さ h を落下するに要する時間 t は，

$$\frac{dz}{dt} = -gt + v \qquad (式 3－2)$$

$$z = -\frac{1}{2}gt^2 + vt + c$$

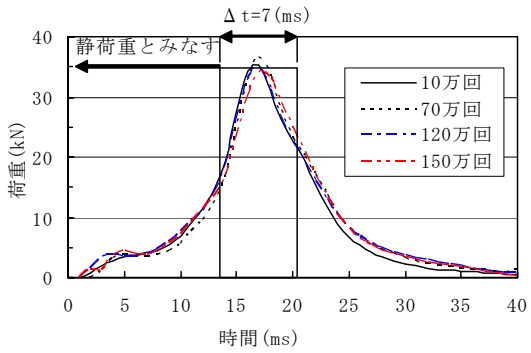


図-13 重錘落下試験（IIS）の荷重-時間曲線

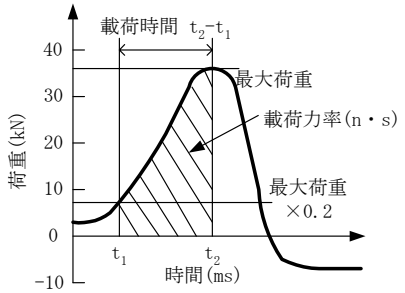


図-14 FWD の荷重-載荷時間の関係

初期条件は，t=0 で $\frac{dz}{dt} = v_0 = 0$，z=H であるから，v=0，c=H である．

よって，所要時間 $t = \sqrt{\frac{2H}{g}}$ で，落下時の速度 $v = -\sqrt{2gH}$ となる．

落下衝突時の運動量は，

$$p = Mv = M\sqrt{2gH} \qquad (式 3－3)$$

衝撃荷重の作用を矩形波と考え，荷重の大きさを F とすると，力積は次式で表すことができる．

$$I = F\Delta t \qquad (式 3－4)$$

衝撃荷重の力積が衝突時の運動量に変化していると考えれば，衝撃荷重は以下のとおりとなる．

$$F = \frac{M\sqrt{2gH}}{\Delta t} \qquad (式 3－5)$$

この式を次のように変形し，試験条件である M=100(kg)，g=9.8(m/s^2)，H=0.3(m)，F=35(kN)を代入して荷重の作用時間Δt を求める．

$$\Delta t = \frac{M\sqrt{2gH}}{F} = \frac{100\sqrt{2\times 9.8\times 0.3}}{35000} = 0.007(s) = 7(ms)$$

このΔtを図-13に当てはめると衝撃荷重の作用時間7msの範囲は，13ms～20msの範囲となる．

定性的な評価であるが，荷重の作用時間Δt の中に妥当な波形(滑らかで左右対称)が得られている．よって，本研究では載荷板のロードセルで測定される最大衝撃荷重の値を静的な荷重として取り扱うことにした．

3.3.2　たわみの理論式

RC 床版のたわみ理論値は，ひび割れ発生荷重以前の状態では全断面有効とした等方性版として取り扱う，ひび割れ発生後の状態では，引張り側コンクリート断面無視とした異方性版として計算するのが一般的である．また，鋼板接着補強状態の計算は，RC 床版と鋼板とが完全に一体化していれば平面保持を仮定することができるが，鋼板接着直後であってもたわみの実測値は完全合成の計算値より大きくなっており，力学的一体性は損なわれていると推察される．したがって，複合平板理論などによって評価すべきであるが,評価手法を一貫させることから,常用計算式を用いてたわみ測定値を近似することとし，鋼板の寄与率αを考慮した有効断面を用いる簡易な解析によってたわみを評価する．

一方，道示の昭和39年や47年設計基準は，配力鉄筋量が主鉄筋の 25%あるいは 75%程度であることから，これらの床版は走行疲労によって損傷が進行すると,主鉄筋方向に貫通ひび割れが発生して「梁化」が起こることが知られている．この梁化状態をモデル化した「疲労に対するはりの有効幅を考慮した押し抜きせん断体力算定式」が提案されている[7]．

(1)　単純梁

床版を梁と考え,図-15のように二点単純支持で,梁の中央に集中荷重が作用するwを式3-6と式3-7から計算する.なお,梁の幅については,床版の劣化評価の「疲労に対するはりの有効幅を考慮した押抜きせん断耐力の算定式」[7]より，有効幅bとして取り扱うこととした．

1)　0≦x≦1250

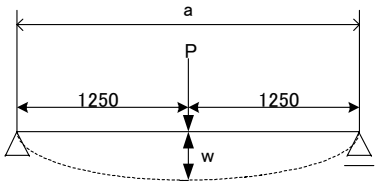


図-15　単純梁

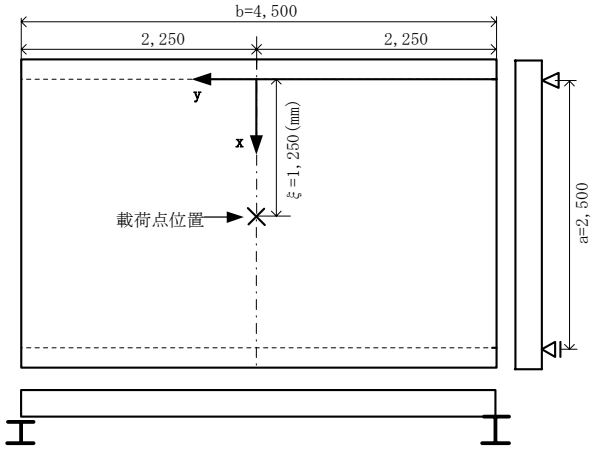


図-16　床版の解析モデル

$$w=-\frac{P}{12EI}x^3+\frac{Pa^2}{16EI}x \qquad \text{(式 3-6)}$$

2)　1250≦x≦2500

$$w=-\frac{P}{12EI}(2500-x)^3+\frac{Pl^2}{16EI}(2500-x) \qquad \text{(式 3-7)}$$

(2)　等方性版

図-16 に示すように版が集中荷重を受けたときの等方性版のたわみは，S. P. Timoshenko etal.. に詳細に説明されている．道路橋 RC 床版は，主桁にジベル等で固定され，一般に橋軸横断方向の幅（主桁間隔 a）は 2.0～3.5m 程度（max4.0m），橋軸方向の長さ（b）5.0m 程度である．b＞a なるとき，十分に大きければ，単純支持矩形版のたわみ式が適用できると考えられる．

等方性版の剛性を

$$D=\frac{Eh^3}{12(1-\nu^2)}=\frac{E_c}{(1-\nu^2)}\{I_c+(n-1)I_s\}$$

とすれば，曲げモーメントとたわみとの関係は，次式 3-8 で表現される．

$$D\frac{d^2w}{dx^2}=-M \qquad \text{(式 3-8)}$$

ここに，

E：版のヤング係数，ν：ポアソン比，h：版厚

I_c: 中立軸回りのコンクリートの断面二次モーメント

I_s: 中立軸回りの鉄筋の断面二次モーメント

したがって，たわみ w は，次式 3-9 で表される．

$$w=\frac{Pa^2}{2\pi^3 D}\sum_{m=1}^{\infty}\frac{1}{m^3}\sin\frac{m\pi\xi}{a}\sin\frac{m\pi x}{a}\left(1+\frac{m\pi y}{a}\right)e^{-m\pi y/a}$$

(式 3-9)

ここに，P：集中荷重，a：単純支持の支間(x 軸)，

ξ：a 方向の載荷点距離

(3) 異方性版

等方性版と同様に S. P. Timoshenko etal..に詳細に説明されている式を用いることにより，たわみを求めることができる．主筋方向の条件は等方性版と同様とする.配力筋方向の条件は以下のとおりとする．

$$\mu=\frac{H}{\sqrt{D_x D_y}}$$

とすると，次の Case 1～Case 3 の場合に分けることにより，たわみ w は式 3-10，式 3-11，式 3-12 により表される．

Case 1($\mu>1$ のとき)

$$w=\frac{Pa^3}{\pi^4 D_x}\frac{1}{\alpha^2-\beta^2}\sum_{m=1}^{\infty}\frac{1}{m^3}\left(\alpha e^{-my/\alpha}-\beta e^{-my/\beta}\right)\sin\frac{m\pi\xi}{a}\sin\frac{m\pi x}{a}$$

(式 3-10)

Case 2($\mu=1$ のとき)

$$w=\frac{Pa^2}{2\pi^3 D_x\lambda}\sum_{m=1}^{\infty}\frac{1}{m^3}\left(1+\frac{m\pi y}{a\lambda}\right)e^{-my/\beta'}\sin\frac{m\pi\xi}{a}\sin\frac{m\pi x}{a}$$

(式 3-11)

Case 3($\mu<1$ のとき)

$$w=\frac{Pa}{2\pi^2\sqrt{D_x D_y}}\sum_{m=1}^{\infty}\frac{1}{m^3}\left(\alpha'\sin\frac{my}{\alpha'}+\beta'\cos\frac{my}{\alpha'}\right)e^{-my/\beta'}\sin\frac{m\pi\xi}{a}\sin\frac{m\pi x}{a}$$

(式 3-12)

鉄筋コンクリート・スラブの場合，x 方向と y 方向の両方向に異なる配筋量となっているスラブに対し，D_x，D_y，D_1，D_{xy}，H，λ，α，β，α'，β' は次のように仮定することができる．

$$D_x=\frac{E_c}{1-\nu_c^2}\left\{I_{cx}+(n-1)I_{sx}\right\}$$

$$D_y=\frac{E_c}{1-\nu_c^2}\left\{I_{cy}+(n-1)I_{sy}\right\}$$

$$D_1=\nu_c\sqrt{D_x D_y}$$

$$D_{xy}=\frac{1-\nu_c}{2}\sqrt{D_x D_y}$$

$$H=D_1+2D_{xy}=\sqrt{D_x D_y}$$

$$\lambda=\sqrt[4]{\frac{D_y}{D_x}}$$

$$\alpha=\frac{a\lambda}{\pi}\sqrt{\mu+\sqrt{\mu^2-1}},\quad \beta=\frac{a\lambda}{\pi}\sqrt{\mu-\sqrt{\mu^2-1}}$$

$$\alpha'=\frac{a\lambda}{\pi}\sqrt{\frac{2}{1-\mu}},\quad \beta'=\frac{a\lambda}{\pi}\sqrt{\frac{2}{1+\mu}}$$

ここに，

Icx：主鉄筋方向における中立軸回りのコンクリートの断面二次モーメント

Isx：主鉄筋方向における中立軸回りの鉄筋の断面二次モーメント

Icy：配力筋方向における中立軸回りのコンクリートの断面二次モーメント

Isy：配力筋方向における中立軸回りの鉄筋の断面二次モーメント

(4) 理論値の検討

ここでは前記したたわみ理論式に，重錘落下試験に基づく具体的な条件をあてはめて，それぞれの理論式から得られるたわみ理論値を比較検討する．なお，理論値については引張側断面無視の条件で求めることとする．

1) 検討の断面条件

床版 23 設計基準強度 21N/mm^2 に対応するコンクリートのヤング係数は，疲労試験終了後のコア試験結果は表-2 に示してあるが，ここでは，疲労損傷によりひび割れは発生したものの，まだ弾性領域にある状態を想定していることから，土木学会コンクリート標準示方書に規定する次の値を用いる [8]．

Ec=23.5kN/mm^2

主筋方向および配力筋方向の断面は，鋼板がない条件で表-1 に示す As3 は，As3=0 と置いた条件で，断面二次モーメントは，主筋方向 *Ix*=2.7×10^8(mm^4)，

配力筋方向 I_y=1.8×10^8（mm^4）である．なお，単純梁の有効幅は，b=684(mm)である．

2） 荷重

荷重は落下高さ 300mm の最大衝撃荷重の実測値から，走行回数が少なく健全な床版のときの最大衝撃荷重を用いることとする．

P=39.6kN（床版 23 で走行回数 0 回）

3） 検討結果

図-17 に床版 23 の計算値の比較として，単純梁，等方性版，異方性版の各理論値とひび割れ密度が 10m/m²以内の走行回数 1 回，10 回，100 回の測定値の関係を示す．また，f'_{ck} =30 N/mm^2 の床版 24 についても同様な結果が得られた．これより，弾性領域内の床版のたわみの計算値は，異方性版として求めるのが妥当である．また，ダメージが進み破壊直前には押し抜きせん断耐荷力算定でモデル化される梁化の有効幅を用いた単純梁の計算値に接近するものと想定される．

3.4 たわみ

静的載荷と重錘落下試験の床版中央点の 100kN 換算たわみ測定値および異方性版計算値の関係を図-18 に示す．静的たわみと衝撃たわみの関係は，高い相関関係が認められる．鋼板は支間方向支持桁支点から約 10 cm内側まで 5 mm厚のエポキシ樹脂で接着されており，補強直後は鋼板を鉄筋と見なした完全合成の 40%（α=0.4）の換算有効断面の計算値に一致する [10]．走行疲労打切り 161 万回まで鋼板の剥離がほとんど生じなかった床版 24 は，静的および衝撃たわみいずれも剛性低下がほとんどなく両者はよく一致した．一方，品質の劣る床版 23 は，鋼板の剥離が確認された 70 万回以前の早い段階からたわみが増加し，走行回数と比例関係が認められ剛性が徐々に低下している．この原因は，図-9 の上面ひび割れの進展によるものと推察される．また，70 万回以降はひび割れの進展と鋼板剥離の両者が剛性を低下されているものと思われる．以上のことから，たわみを維持管理の指標にした場合には，RC 断面計算値を越えると劣化が相当進行していると評価できる．

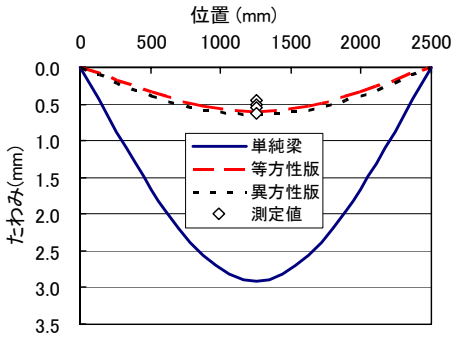
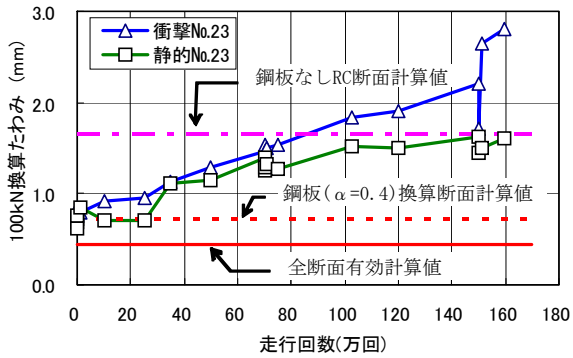


図-17 床版 23 の理論値と測定値の関係



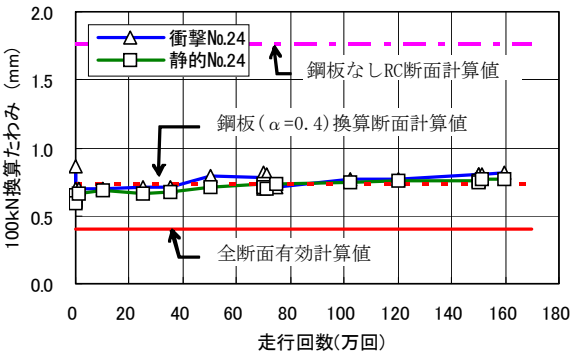


図-18 100kN 換算たわみ

4. 健全度評価法

4.1. 東京都のひび割れに基づく評価法

多くの道路管理者の現行の床版健全度評価手法は，床版下面に発生するひび割れ，漏水，鉄筋腐食などの損傷要因や劣化の状況を定性的に評価する方法が一般的に用いられている．東京都では 5 年間隔の頻度で橋梁の定期点検（目視調査）を行い，床版に著しい損傷が発見された場合や急速に進行すると思われる場合には詳細健全度調査を行うことになっている．詳細健全度調査は下面に足場を設け接近して調査を行うものであり，下面のひび割れに着目した健全度評価ランクは，表-3 に示す 5 段階で評価を行っている．通常，健全度ランク C の状態はできるだけ

早い段階に補強や補修を行う対応を要求し，ランクDでは各種補強対策をとることになっている．

図-19 は試験に供した床版と同じ基準（道示昭和47 年）の環状 8 号線高井戸陸橋の床版の 30 年間の追跡調査結果[10]であり，下面のひび割れ密度と大型車交通量の実測値である．図中の健全度ランクは表-3 と同じであり，e ランクの実測値で陥没が生じている．したがって，現行のひび割れ密度による健全度は妥当な評価結果が得られる．

一方，東京都の場合ランク C に劣化すると鋼板接着工法による補強対策が多用されてきたことから，鋼板接着補強床版の健全度評価は，経年にかかわらず通常一義的にランク C に評価される．鋼板を接着するとひび割れの確認ができないことから，補強効果の判断は，赤外線や超音波探索などの方法も検討されているが，現状では有効な調査方法は存在していない．また，最も確実な調査方法である打音点検を実施するためには足場が不可欠であり，塗装の塗替え時の足場を代用して行う方法がとられる．この場合の頻度は 10 年から 15 年間隔となる．したがって簡便な調査法が求められている．

4.2. 既往のたわみに基づく評価法

松井らは，実橋の載荷試験によるたわみ測定値と損傷の関係から導き出した，たわみに基づく劣化度（式 4-1）を提案している[11]．この評価法は，床版にひび割れが入る引張側を無視した時のたわみの理論値(引張側無視理論値)を劣化度 1.0 と定義し，使用限界状態を示すものである．逆に，供用開始前のひびわれが全くない健全な時の理論値(全断面有効理論値)は劣化度 0 となる．そして，実測値が引張側無視理論値と全断面有効理論値の間でどのような位置関係になるかで劣化度を評価するものである．

$$D_\delta = (W - W_0) / (W_c - W_0) \qquad \text{式（4-1）}$$

ここに，

D_δ：たわみに基づく劣化度

W_0：ひび割れがない健全なときのパネル中央の計算たわみ（全断面有効理論値）

W_C：引張側断面を無視したときのパネル中央の計算たわみ（引張側無視理論値）

W：パネル中央の実測たわみ

表-3　現行の床版健全度評価基準[5]

健全度ランク	ひび割れ密度	ひび割れ間隔	ひび割れ幅
A	2m/m²未満	1.0m以内	0.2mm以内
B	2～6m/m²未満	0.7m～1.0m以内で部分的に0.4m～0.7mの間隔でつながる	0.2mm以上が少しある
C	6～10m/m²未満	全体的に0.4m～0.7mの間隔でつながる	0.2mm以上がかなりある
D	10～14m/m²未満	0.3m～0.4mの間隔でつながり、部分的には主筋または配力筋と同程度のピッチで入っている	0.2mm以上がほとんどである
E	14m/m²以上	0.3m以下	0.5mm以上が多い

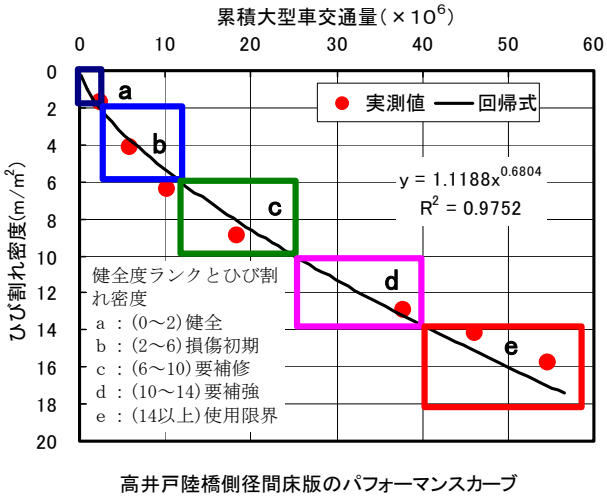


図-19　高井戸陸橋ＲＣ床版の健全度ランク[10]

4.3. 重錘落下たわみに基づく健全度評価法

松井らのたわみに基づく劣化度の評価法は，東京都の健全度の関連付けがなされていない．ここでは，重錘落下たわみに基づく新しい評価法（式 4-2）を提案する．

$$HI_d = (\delta_t) / (\delta_m) \qquad \text{（式 4-2）}$$

ここに，

HI_d：重錘落下たわみに基づく健全度

δ_t：RC 床版の引張側断面を無視したときの計算たわみ

δ_m：RC 床版の実測たわみ

供用開始時の HI_d は 1 以上の値となる．供用開始後の輪荷重の繰返しによって引張側コンクリート断面に曲げひび割れが発生すると，HI_d は 1 近傍の値

となる．この時点の RC 床版の状態は，設計で想定している状態である．さらに輪荷重の繰返し回数が増大して疲労損傷が累積して設計で想定している状態を超えると，コンクリートに貫通ひび割れが発達し，HI_d は 1 以下の値をとるようになる．

図-20 は，式 4-2 に基づいて計算した衝撃荷重に基づく健全度と走行回数の関係を示す．走行回数 0 は全く健全であり，床版 23（f'ck=21）の健全度は HI_d=1.3 から補強時には HI_d=1.0 に低下，コンクリートの品質の良い床版 24 は HI_d=1.6 から 補強時には HI_d=1.2 程度に悪化している．補強時の現行ひび割れに基づく健全度ランクは C~D である．鋼板補強直後は，床版 23 では HI_d=2.2 程度まで健全度が改善され，床版 24 では HI_d=2.5 まで改善された．補強後の健全度の推移は，安定期をへて徐々に補強効果が低下するパフォーマンスを描く．

図中の右端のランクは，ここで提案する鋼板接着床版の補強後の評価ランクの暫定案である．ただし，対象とする床版のレベルは，道示昭和 39 年から昭和 47 年度版の設計基準で造られている床版に限定する．提案するランクの意味付けは，表-4 に示すとおり，鋼板剥離面積率，上面ひび割れ密度および劣化進行過程と関連付け，判定内容としてどの様な状態にあるかをできるだけ具体的に例示した．また，表-5 は未補強床版の場合について，同様な観点で整理した暫定案を示した．

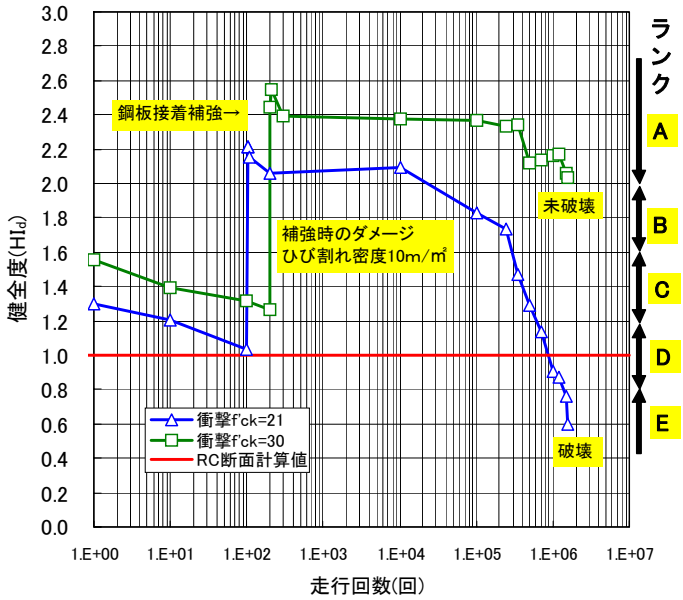


図-20　重錘落下たわみに基づく健全度評価結果

表-4　鋼板接着補強床版の健全度評価ランク

健全度ランク	IIS健全度 (HI_d)	鋼板剥離面積率(%)	上面ひび割れ密度(m/m²)	劣化進行過程	判定内容
A	2以上	0	2未満	潜伏期	補強設計で想定した状態を維持
B	1.6～1.9	10未満	2～4未満	進展期	軽微な損傷を生じている可能性がある
C	1.2～1.5	10～20未満	4～6未満	加速期	明らかに損傷を生じはじめているので，再補修する必要がある
D	0.8～1.1	20～30未満	6～8未満	劣化期	押抜きせん断破壊などの重大な損傷を生じる可能性が大きいので，再補強又は取替えが必要である
E	0.7以下	30以上	8以上	－	使用限界（交通規制等）

（注）：昭和 39 年および昭和 47 年鋼道路橋示方書で設計されたＲＣ床版が疲労損傷して，ひび割れ密度が概ね 10m/m²以内で鋼板接着工法により補強した床版を対象にする衝撃荷重たわみに基づく健全度（HI_d）である．

表-5　未補強床版の健全度評価ランク

健全度ランク	IIS健全度 (HI_d)	下面ひび割れ密度(m/m²)	下面角欠け密度(m/m²)	劣化進行過程	判定内容
A	1.5以上	2未満	0	潜伏期	設計で想定した状態を維持
B	1.2～1.4	2～6未満	2未満	進展期	軽微な損傷を生じている可能性がある。
C	0.9～1.1	6～10未満	2～6未満	加速期	明らかに損傷を生じはじめているので，補強する必要がある
D	0.6～0.8	10～14未満	6～10未満	劣化期	押抜きせん断破壊などの重大な損傷を生じる可能性が大きいので，補強が必要である
E	0.5以下	14以上	10以上	－	使用限界（交通規制等）

5. 実橋における検証

5.1　対象橋梁諸元

橋梁名：駒留陸橋

場所：東京都世田谷区上馬四丁目内（環状 7 号線），

形式：単純活荷重合成板桁橋

橋長：143.0m，支間長：20.4m×3

幅員：14.0m（有効幅員 13.0m）

コンクリート設計基準強度：27N/mm²

設計床版厚：180mm，舗装厚：50mm

床版支間：2000mm，横桁間隔 4080mm

主鉄筋：(引張側 D16@110mm，圧縮側 D16@220mm)

配力筋：(引張側 D16@125mm，圧縮側 D16@250mm)
床版のひび割れ状況を写真-4 に示す．

5.2　床版の概要

駒留陸橋は，昭和 39 年度版道示基準（床版厚 16cm，配力筋 25%）により竣工し，昭和 41 年 12 月に供用開始されたが，供用開始後にひびわれが多発するなど疲労損傷が著しく，供用 8 年間で使用限界に至り，昭和 49 年 10 月から昭和 51 年にかけて昭和 47 年度版道示基準により床版の全面打換えが行われた．その後 27 年経過した平成 15 年 5 月には，コンクリートが剥落が生じ危険な状態になっている所が発見され，写真-4 に示す応急処置（エポキシ樹脂モルタル断面修復）が施されている．なお，昭和 61 年の床版損傷調査時点のひびわれ密度は，約 10.43m/m^2 であったが，平成 15 年には約 15 m/m^2 と進行し，現行のひび割れに基づく健全度ランクは E に相当する．

5.3　調査概要

重錘落下試験には，土木技術研究所の IIS を使用し重錘は 100Kg，落下高さ 500 ㎜で測定した．駒留陸橋の車両走行状況は，外廻り・内廻りともに G2～G3，G5～G6 桁間の床版パネルに最も過酷な載荷状況となっており，このパネルの劣化損傷が顕著であることから，調査対象位置は G2～G3 桁の全 15 パネルと過去にひび割れ調査が実施されている A1～P1 間の 2 パネルを加えた 17 パネルとした．IIS 測定結果を表-6 に，コアの試験結果を表-7 に示す．

駒留陸橋の床版のハンチは，昭和 49 年からのリニュアールの際に通常より大きい断面となっている．そこでたわみの計算では，固定版として理論値を求めると，全断面有効たわみ理論値および引張側断面無視たわみ理論値は，それぞれ 0.034mm および 0.127mm となった．また，梁化モデルのせん断有効幅 b=655 とし，両端固定はりの引張側断面無視たわみ理論値を求めると，1.956mm となった．

IIS たわみ健全度 HI_d を図-21 に示す．区間 A1-P1 の床版№1～5 の IIS たわみ健全度は B で，引張側断面無視の値（HI_d=1.0）周辺となっているが，どの床版も，ひび割れ密度が停留を示すようになる 10m/m^2

写真-4　駒留陸橋 RC 床版のひび割れ状況

表-6　駒留陸橋床版の IIS 測定結果

径間	床版No.	衝撃荷重 (kN)	IISたわみ(mm)	ひび割れ密度(m/m^2)	健全度 HI_d	コアNo.
A1-P1	1	38.4	0.149	－	1.0	－
	2	37.4	0.130	12.80	1.2	－
	3	36.9	0.131	15.52	1.1	－
	4	37.7	0.138	15.94	1.1	－
	5	37.6	0.129	－	1.2	1
	6	35.5	0.335	－	0.4	－
	7	36.4	0.260	－	0.6	－
P1-P2	8	38.0	0.266	－	0.6	－
	9	36.1	0.194	－	0.8	－
	10	36.0	0.309	15.30	0.5	－
	11	36.6	0.276	－	0.5	2
	12	35.7	0.357	－	0.4	－
P5-A2	13	38.5	0.257	15.83	0.6	－
	14	38.6	0.199	14.72	0.8	3
	15	36.0	0.124	15.10	1.2	－
	16	－	0.187	17.71	0.8	4
	17	－	0.276	14.22	0.5	－

表-7　コアの試験結果

コアNO.	NO.1	NO.2	NO.3	NO.4	平均
床版厚(mm)	180.0	166.0	169.2	187.7	175.7
圧縮強度(N/mm^2)	28.0	26.6	19.7	23.4	24.4
ヤング係数(kN/mm^2)	20.9	14.5	14.4	15.8	16.4

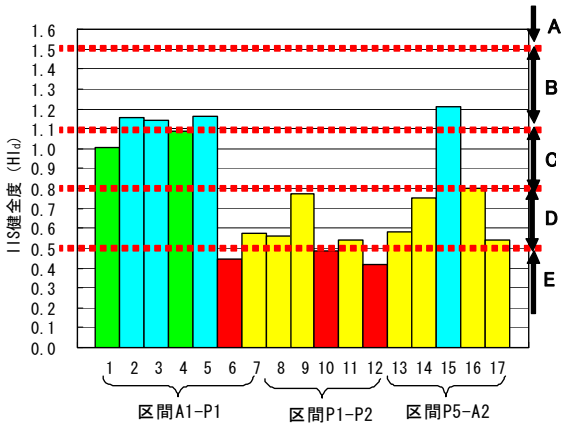


図-21　駒留陸橋床版の IIS 健全度評価

を超えているので，疲労進行中の領域であると考えられる．床版№6 および№7 については，引張側断面無視理論値よりもたわみはかなり大きくなっており健全度 HI_d は 0.5 と小さくランク D~E で，危険な状態であると考えられる．また，区間 P1-P2 の床版№8～12 については，IIS によるたわみが，引張側断面無視たわみ理論値よりも大きくなっており健全度 HI_d は概ね 0.8 以下でランク D~E と評価され，疲労が進行していることが考えられる．床版№9 以外は，かなり危険な状態であると考えられる．

区間 P5-A2 では，床版№15（写真-4）以外は，IIS によるたわみ理論値が，引張側断面無視たわみ理論値よりも大きくなっており健全度 HI_d は 0.8 以下でランク D と評価され，疲労が進行していることが考えられる．特に床版№13 および№17 は危険な状態であると考えられる．床版№15（写真-4）は，床版下面で補修が行われており，その補修効果により健全度ランクは B と判定され，他の区間 P5-A2 の床版に比べ，たわみが低減している．以上の判定結果は，概ね妥当な評価と考えられる．

6. まとめ

本研究で得られた知見は，以下のとおりである．

(1) 重錘落下たわみ

① 最大衝撃荷重の波形が安定した形状である場合，測定された最大荷重を用い，以下に示すたわみの計算方法によって理論値を求めれば，重錘落下たわみに基づいて健全度の評価を行うことができる．

② 床版のたわみ理論値を求める場合，異方性版として求めるのが最も適当である．

③ 床版が鋼板接着補強されている場合，床版と鋼板が完全に一体化しているものと仮定し，荷重とたわみ測定値から鋼板の有効断面積を求め，実際に接着補強されている鋼板の断面積に対する比率，すなわち寄与率 α を用いてたわみ理論値を求めるのがよい．本実験の範囲では，寄与率 α は 0.4 とすれば合理的な結果が得られた．

(2) 健全度評価（実験室）

1) 鋼板接着補強なしの場合

① 重錘落下試験のたわみ測定値と，静的載荷試験のたわみ測定値には高い相関関係が認められる．

② ひび割れ密度が 10m/m^2 程度までは，重錘落下試験のたわみとひび割れ密度との間に高い相関関係が認められ，重錘落下たわみは劣化性状を反映している．

③ 繰返し載荷による RC 床版のひび割れ密度が 10m/m^2 程度に達するまでの範囲の重錘落下たわみは，引張側コンクリート断面を無視したたわみ理論値で評価できる．

④ 床版が健全な状態を維持している場合，重錘落下たわみ測定値は，全断面を有効としたたわみ理論値と引張側コンクリート断面を無視したたわみ理論値の間にあることを確認した．

⑤ 床版上面で測定する重錘落下たわみは，RC 床版の健全度評価に有効な方法である．

2) 鋼板接着補強ありの場合

① 鋼板接着補強は，たわみの低減に効果があることを確認した．

② 床版下面に鋼板を接着補強した場合，鋼板断面の寄与率 α 用いることによって得たたわみ理論値は，重錘落下たわみ測定値を評価できる．

③ 重錘落下たわみ測定値と，静的載荷試験のたわみ測定値には高い相関関係が認められる．

④ 床版コンクリートと鋼板との接着が健全な状態を維持している範囲では，輪荷重走行疲労試験による走行回数が増加しても，重錘落下たわみ測定値の大きさとたわみ曲線の形状はほとんど変化しない．

⑤ 走行回数の増加にともなって疲労が進行するようになると，鋼板の剥離と上面にひび割れが認められるようになり，剥離面積率と重錘落下たわみとの間に，また，上面ひび割れ密度と重錘落下たわみとの間のいずれにおいても高い相関関係が認められ，重錘落下たわみは劣化性状を反映している．

⑥ 疲労が進行して破壊直前になると，重錘落下たわみ測定値が急激に増大するとともに，たわみ曲線の形状が乱れる．

⑦ コンクリート強度の違いにより，輪荷重の繰返

し走行による疲労の進行に違いがあることが確認され，コンクリート強度が小さい方が，疲労の進行が著しいことが分かった．この理由は，コンクリート強度が小さいほど押し抜きせん断耐荷力が小さく，また貫通ひび割れのすり磨きの進行が速いためと推察される．

⑧ 重錘落下による上面たわみは, RC 床版下面を鋼板接着補強した場合でも，その健全度評価に有効な方法である．

(3) 健全度評価（実橋）

① 駒留陸橋の損傷床版に提案した未補強床版の健全度 HI_d 評価基準を適用した結果，床版№15 は下面補修によって健全度が回復したと評価されるなど，妥当な暫定案であることを確認した．

② 駒留陸橋では, ひび割れ密度が 10m/m^2 程度以上でも，たわみの増加傾向が認められた．既往の研究でわかっているように，劣化指標としてのひび割れ密度は, IIS による上面たわみに比べて，感度が鈍くなることを確認することができた．

③ たわみ理論値は，どの床版も同一の条件であると仮定して求めたが，実際の床版はコアの結果からも必ずしも設計どおりになっているとは限らず，版厚の過不足や施工不良等が生じている可能性も考えられる．実橋ではたわみ測定値と理論値を比較する場合，現行の載荷試験同様に実橋床版の厚さを正確に知ることが課題となる．

④ 重錘落下たわみは, RC 床版の鋼板接着補強の有無に拘わらず，床版の健全度の評価指標として有用であることが確認され，また測定のための経費が最小限に抑えられることから, 道路橋 RC 床版の重錘落下たわみによる健全度評価要領の暫定案を提案した．（本年報資料編参照）

(4) 今後の課題

① 実橋でたわみ理論値を求める場合，床版の支持条件，連続性などを考慮する必要がある．

② 衝撃荷重を用いた床版上面たわみで, RC 床版の健全度を正確に評価するためには，床版の初期性能の把握と定期点検によるたわみの変化に関するデータを蓄積し，本研究で提案した健全度評価方法の改善と評価の適合性をさらに検討していく必要がある．

③ 本研究で提案した健全度評価方法を実橋に関する実務で採用するためには, RC 床版の劣化の程度と補修・補強の時期およびその方法との関連などについて，定量的な基礎データを蓄積し，適切な時期に適切な補修・補強を行うことのできるようにする必要がある．

参 考 文 献

1) 阿部忠行，関口幹夫，小原利美(1996)：土木構造物の維持更新と機能向上技術開発，平 8.都土木技研年報，115-126.
2) 関口幹夫(2002) : RC 床版の衝撃加進たわみによる健全度評価手法に関する基礎的検討，土木学会第 57 回年次学術講演概要集，CS4-037，183-184.
3) 関口幹夫(2003) : FWD による床版たわみ測定手法の検討．土木学会第 58 回年次学術講演概要集，CS6-051，253-254.
4) 関口幹夫，國府勝郎(2004)：FWD による床版の健全度評価手法の検討，構造工学論文集，Vol.50A，145-150.
5) 東京都建設局(1988)：道路橋床版補修要領案（案）
6) 土木学会舗装工学委員会(2002)：FWD および小型 FWD 運用手引き，舗装工学ライブラリー２.
7) 松井繁之(1987)：移動荷重を受ける道路橋 RC 床版の疲労強度と水の影響について，第 9 回コンクリート工学年次講演論文集, Vol9, No.2，627-632.
8) 土木学会(2002)：2002 年制定コンクリート標準示方書「構造性能照査編」
9) 青木孝憲，國府勝郎，関口幹夫(2005)：衝撃荷重によるたわみを用いた道路橋 RC 床版の健全度評価手法，土木学会第 60 回年次学術講演概要集.（投稿中）
10) 関口幹夫，宍戸薫，今里光夫(2000)：供用 30 年間の RC 床版追跡調査結果，平 12.都土木技研年報，55-66
11) 松井繁之，前田幸雄(1986)：道路橋 RC 床版の劣化度判定法の一提案，土木学会論文集 第 374/I-6 号，419-426.