

衝撃振動試験および動たわみ測定による実橋 RC 床版の健全度評価

Evaluation of Damage of Real RC deck slab using Impact vibration examination and Dynamic deflection measurement

宮村正樹*, 岩崎正二**, 出戸秀明***, 加藤哲****, 早坂洋平*****
Masaki Miyamura, Shoji Iwasaki, Hideaki Deto, Satoshi Kato, Yohei Hayasaka

*(株)福山コンサルタント リスクマネジメント事業部(〒980-0802 宮城県仙台市青葉区二日町 13-17)
**博士(工学), 岩手大学工学部社会環境工学科教授(〒020-8551 岩手県盛岡市上田4-3-5)
***博士(工学), 岩手大学工学部社会環境工学科教授(〒020-8551 岩手県盛岡市上田4-3-5)
****東日本高速道路(株) 関東支社 千葉工事事務所(〒261-0014 千葉県千葉市美浜区若葉2-9-3)
*****(株)ネクスコ・エンジニアリング東北(〒980-0013 宮城県仙台市青葉区花京院 2-16-65 花京院プラザ)

This study examines the evaluation of damage of real reinforced concrete (RC) slabs using impact vibration examination and dynamic deflection measurement. The rigidity of the RC slabs on the bridges of the expressway is evaluated by the impact vibration examination. The damage level of the RC slabs is evaluated by the deflection measurement. The distributed load is reversely analyzed by the static FEM analysis based on these result, and the rigidity evaluation technique to the RC slabs to which the impact vibration examination was not executed is examined.

Key Words: RC slab, impact vibration test, dynamic deflection measurement, evaluation of rigidity
キーワード: RC 床版, 衝撃振動試験, 動たわみ測定, 剛性評価

1. はじめに

東北地方を始めとする積雪寒冷地では、凍結防止剤の散布に伴う塩害や凍害との複合劣化の影響により、RC床版の土砂化が顕在化しており、深刻な問題となっている。しかし、目視点検では外観性状から床版の損傷程度¹⁾を推定するのみで、定量的な損傷状況の評価は困難である。このため、目視点検による評価が困難なRC床版の損傷状況を、簡便な非破壊試験により評価する手法の開発が求められている。

重錘落下による衝撃振動試験²⁾など床版の振動特性に着目した手法は測定点が少なく実施が容易であり、床版剛性を評価する合理的な手法と考えられる³⁾が、試験には交通規制を伴う。一方、一般走行車両の通行荷重による動たわみ測定⁴⁾では交通規制を伴わないが、交通特性や構造諸元が異なる床版に対する相対評価ができない、試験に時間を要するなど、実用化に際しての課題が残されている。

そこで、それぞれの長所を有する異なる試験方法による床版の評価結果(床版剛性, 床版劣化度)の関連性を検討することによって、より合理的な床版の劣化度評価手法の構築が必要と考えた。

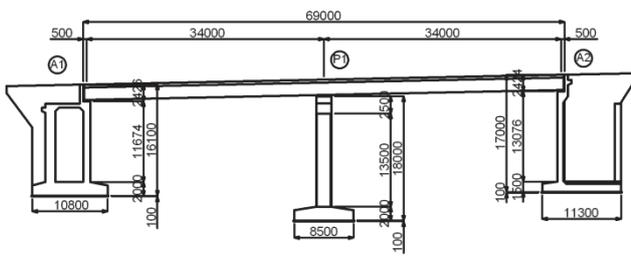
表一1 対象橋梁一覧表

橋梁名	葛丸川橋(下)	滝名川橋(下)	耳取川橋(上)
橋長	73.7m	69.0 m	37.7 m
上部工形式	鋼2 径間連続 非合成桁	鋼2 径間連続 非合成桁	鋼単純合成桁
適用示方書	昭和47年	昭和47年	昭和47年
床版厚さ	220mm	230 mm	250 mm
床版支間	3000mm	3050 mm	3500 mm
設計基準強度	24.0(N/mm ²)	24.0(N/mm ²)	30.0(N/mm ²)
日交通量	12,614 台/日	12,462 台/日	11,608 台/日

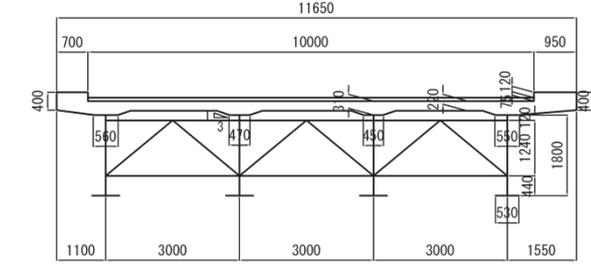
本研究では、高速道路供用下における橋梁のRC床版を対象に、非破壊試験(衝撃振動試験, 動たわみ測定)を実施し、その実測結果と損傷との関連性について分析するとともに、損傷状況や補修効果の評価手法としての適用性を検討した。

2. 対象橋梁

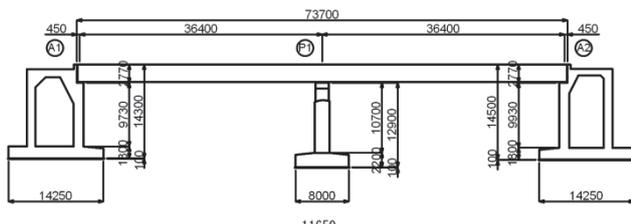
対象橋梁一覧表を表一1, 概略図を図一1に示す。なお、東北自動車道花巻～紫波間に位置する3橋であり、葛丸川橋および滝名川橋は、平成20～21年度に床版のほぼ全面



(1)葛丸川橋 (上:側面図, 下:断面図)



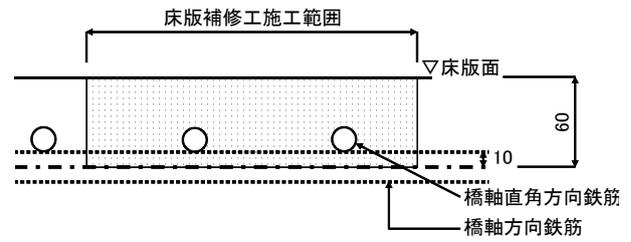
(2)滝名川橋 (上:側面図, 下:断面図)



(3)耳取川橋 (上:側面図, 下:断面図)

図-1 対象橋梁概略図

にわたり厚さ約6cmの上面薄層打ち替えを実施した橋梁であり、平成18年度に補修前の24時間動たわみ測定を行っている。また、耳取川橋は、平成23年度に床板の補修が予定されており、補修断面図を図-2に示す。

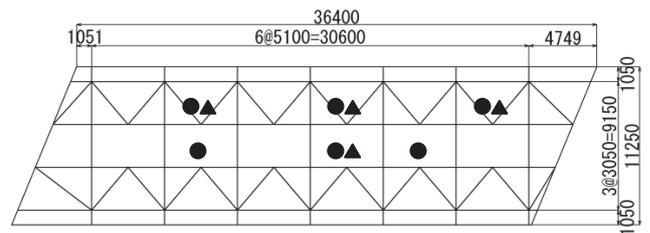


- ① 損傷部分をウォータージェット工法ではつき撤去 (平均6cm厚)
- ② 超速硬コンクリートで断面補修

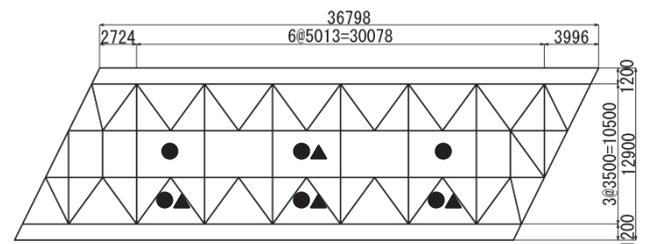
図-2 床板補修断面図



写真-1 衝撃振動試験測定状況



(1)滝名川橋



(2)耳取川橋

- 速度計設置位置
- ▲加振位置

図-3 計測位置および加振位置

3. 試験方法

3.1 衝撃振動試験

衝撃振動試験とは、構造物に衝撃荷重を与えて、その応答から構造物の周波数応答関数を算出し、この関数の振幅の卓越周期と位相差から構造物の固有振動数を把握する試験である。なお、位相差は重錘による正弦波外力に対する構造物の応答の時間差であり、変位の位相差は共振状態では90度となり、速度波形で計測した場合は180

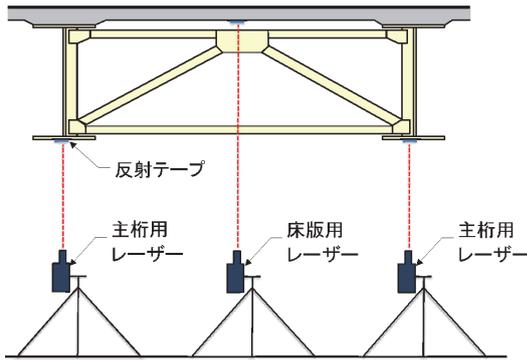


図-4 動たわみ計測図(支間中央部)

表-2 動たわみ計測日および日交通量

橋梁名		葛丸川橋	滝名川橋	耳取川橋
計測日	H18	10月17日(火)	10月18日(水)	—
	H22	9月6日(月)	9月13日(月)	9月8日(水)
日交通量	H18	12,805 台/日	12,990 台/日	—
	H22	12,614 台/日	12,462 台/日	11,608 台/日

度となる。衝撃振動試験の測定状況を写真-1 に示す。衝撃振動試験は、滝名川橋および耳取川橋に対して実施した。

なお、速度計センサの設置位置および重錘打撃位置は、橋梁全体系の1～3次モードと床版部分系の振動モードが測定可能な位置とし、支間の1/4点、1/2点、3/4点を基本としつつ、床版格間中央付近にセンサが設置されるように調整した。図-3 に計測位置および加振位置を示す。測定に用いた衝撃加振装置は重さ400Nの重錘とし、50cm程度の高さから落下させた。重錘の形状はφ230mm、L=200mmであり、舗装との接触面は高周波領域の影響を除去するため、厚さ12mmのゴムパッドを設置した。

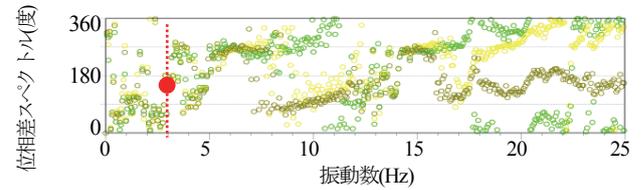
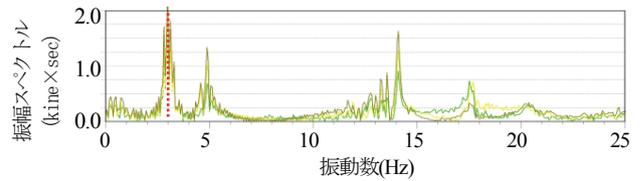
計測は各加振位置において10回行い、応答波形を重ね合わせることで走行車両等によるノイズの除去を行った。計測にはサーボ型速度計を使用し、測定周波数は0.2～150Hzである。

また、固有値解析を実施し、衝撃振動試験から得られた実測固有振動数から床版の剛性評価を行うとともに、完成時や補修前の剛性とと比較結果から損傷状況の評価や補修効果の検証を行った。

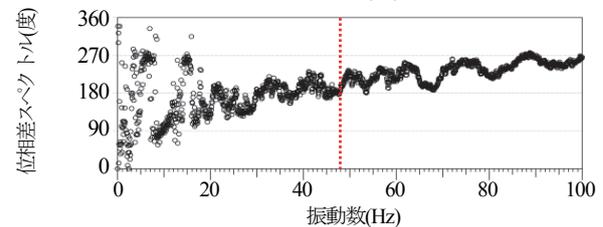
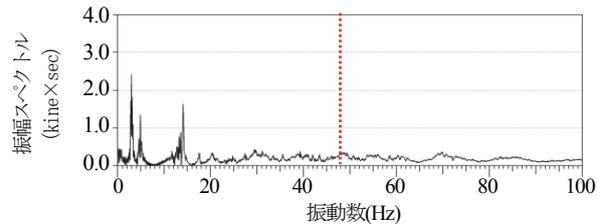
3.2 24時間動たわみ測定

動たわみ測定とは、図-4に示すように3台のレーザードップラー振動計を床版パネルの中央部とその左右の主桁の直下にそれぞれ設置し、床版および下フランジの下面に貼り付けた反射テープにレーザー光を照射して、交通荷重により発生するたわみ量を把握する試験である。更に床版のたわみ量から左右の主桁たわみ量の平均値を差し引くことにより、床版のみのたわみ量を算出する。

計測位置は最大たわみ量が発生する位置とし、橋軸方向は支間1/2付近、直角方向は走行車線の床版支間中央と



(1)全体系1次 $f=3.0\text{Hz}$



(2)床版部分系1次 $f=48.0\text{Hz}$, 走行車線側

図-5 衝撃振動試験結果(滝名川橋)

した。なお、走行車線通過車両の荷重作用位置は、床版支間中央および主桁直上付近である。

測定周波数は、床版のたわみ量の極大値および極小値を正確に把握するため、床版部分系の固有振動数より十分に高い500Hzと設定した。

また、動たわみ計測の実施日および計測日の日交通量を表-2に示すが、前回の計測日と同時期に計測を実施し、日交通量も同程度であった。

測定した床版のたわみ量をピークバレー法により頻度分析を行うとともに、補修前後の動たわみ頻度分布や劣化度等の比較を行い、補修効果の検証を行った。

4. 衝撃振動試験結果と考察

4.1 衝撃振動試験の測定結果

衝撃振動試験から得られる振幅スペクトルおよび位相差スペクトルの一例として、滝名川橋における支間中央打撃時(橋梁全体系1次モードおよび床版部分系1次モード卓越)の試験結果を図-5に示す。

なお、振幅スペクトルのピークが複数存在したため、振幅が卓越し、位相差が180度を示す振動数を基本とするとともに、各測点における振幅や位相差から固有振動モードを把握することで、構造物の固有振動数を特定した。滝名川橋と耳取川橋の橋梁全体系1～3次の振動モード図

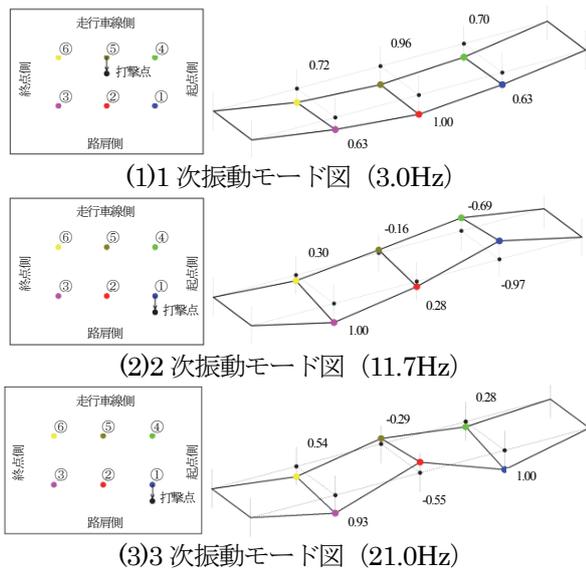


図-6 橋梁全体系の振動モード図 (滝名川橋)

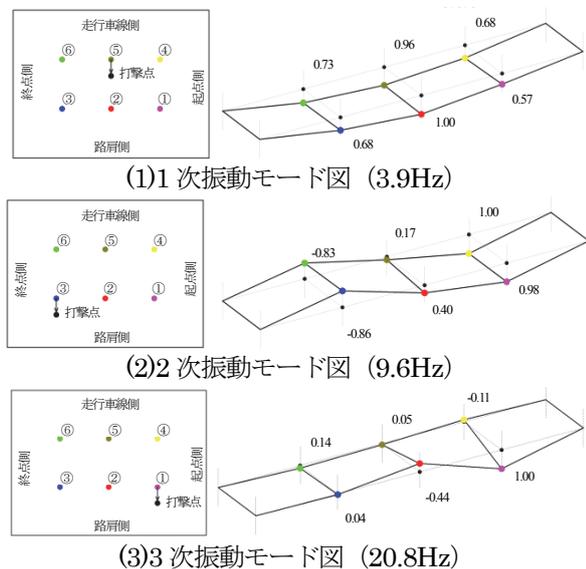


図-7 橋梁全体系の振動モード図 (耳取川橋)

を、それぞれ図-6および図-7に示し、固有振動数の読み取り結果を表-3に示す。

このように、高速道路の供用下においても、衝撃振動試験により床版部分系の固有振動数の把握が可能であり、床版の固有振動数は主桁の固有振動数の周波数帯域より高い 40~50Hz 付近に存在した。この傾向は、これまで著者ら⁵⁾や大西ら⁶⁾が実施したRC床版供試体に対する衝撃振動試験結果と同様であった。

床版格間毎の固有振動数に着目した場合、表-4に示すように走行車線側の床版に比べて、路肩側の固有振動数が5%程度低い傾向を示し、剛性低下に偏りが生じていることが示唆された。

また、床版補修時の調査結果として、耳取川橋における床版上面の損傷図を図-8、損傷状況写真を写真-2に示すが、床版上面に土砂化等の損傷が確認された箇所は路肩側に集中しており、走行車線側の床版上面における

表-3 衝撃振動試験に基づく固有振動数

橋梁名	実測固有振動数(Hz)			
	橋梁全体系			床版部分系 1次
	1次	2次	3次	
滝名川橋	3.0	11.7	21.0	45.0~48.0
耳取川橋	3.9	9.6	20.8	42.0~44.0

表-4 床版部分系の固有振動数

橋梁名	床版の固有振動数(Hz)			
	路肩側			走行車線側 1/2点
	1/4点	1/2点	3/4点	
滝名川橋	45.0	45.0	45.0	48.0
耳取川橋	42.0	42.0	42.0	44.0

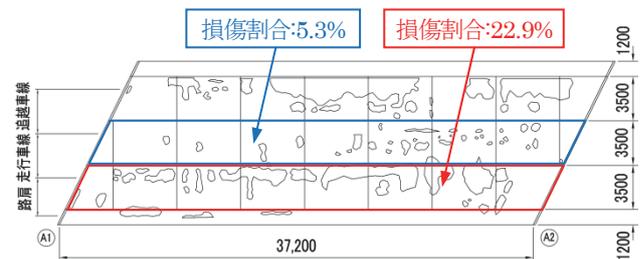


図-8 床版上面の損傷図 (耳取川橋)



写真-2 床版上面の損傷状況写真 (耳取川橋)

損傷割合(床版の面積に対する損傷面積の割合)は5.3%であるのに対して、路肩側の損傷割合は22.9%であった。なお、床版上面の損傷は床版全体に亘って確認され、損傷深さは最大で50mm程度であり、橋軸直角方向鉄筋の位置まで至っている箇所も散見された。

このように、衝撃振動試験により得られた床版部分系の固有振動数と床版の損傷状況との関連性が確認された。

4.2 梁理論に基づく固有振動数の評価

式(1)に示すBernoulli-Euler梁の非減衰自由振動の方程式⁷⁾に基づく固有振動数の算定結果を表-5に示す。

$$f_i = \left(\frac{\lambda_i}{l}\right)^2 \sqrt{\frac{EI}{\rho A}} \quad (1)$$

表-5 梁理論に基づく計算固有振動数

橋梁名	境界条件	固有振動数(Hz)		
		全体1次	全体2次	全体3次
滝名川橋	ヒンジ-ヒンジ	3.0	12.0	27.0
	固定-固定	3.0	8.3	16.2
耳取川橋	ヒンジ-ヒンジ	3.9	15.6	35.1
	固定-固定	3.9	10.8	21.8

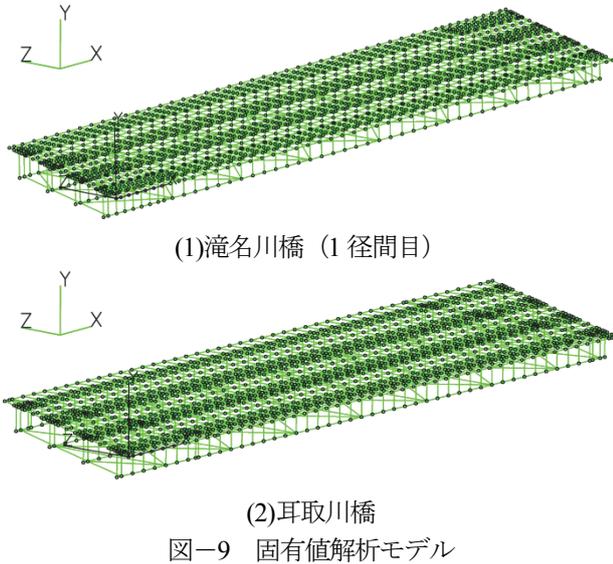


表-6 実測固有振動数と解析固有振動数(滝名川橋)

	実測固有振動数(Hz)	解析固有振動数(Hz)
全体系1次	3.0	3.0(100%)
全体系2次	11.7	10.3(88.0%)
全体系3次	21.0	18.0(85.7%)
床版部分系	45.0	45.2(100.4%)

表-7 実測固有振動数と解析固有振動数(耳取川橋)

	実測固有振動数(Hz)	解析固有振動数(Hz)
全体系1次	3.9	3.9(100%)
全体系2次	9.6	11.4(118.8%)
全体系3次	20.8	23.8(114.4%)
床版部分系	42.0	43.0(102.4%)

ここで、 f_i : i 次の固有振動数(Hz)

λ_i : 無次元係数

(ヒンジ : $\lambda_i = i\pi$, 固定 : $\lambda_i = (2i+1)\pi/2$)

l : 支間長(m)

なお、 EI (E : 弾性係数, I : 断面二次モーメント), ρA (ρ : 密度, A : 断面積)は1次の固有振動数から逆算して求めた値とし、その値を用いて2~3次の固有振動数を算定した。その結果、実測固有振動数は境界条件を両端固定とした計算固有振動数に近似していた。対象橋梁は何れも斜角が入っており、橋軸直角方向周りの回転拘束が生じていることが原因と考えられる。

このように、簡易な手法を用いることで橋梁全体系の

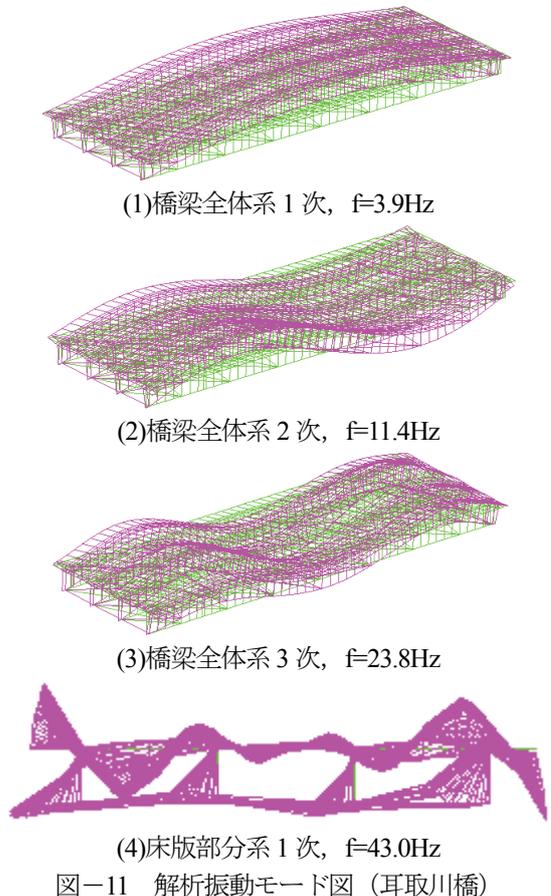
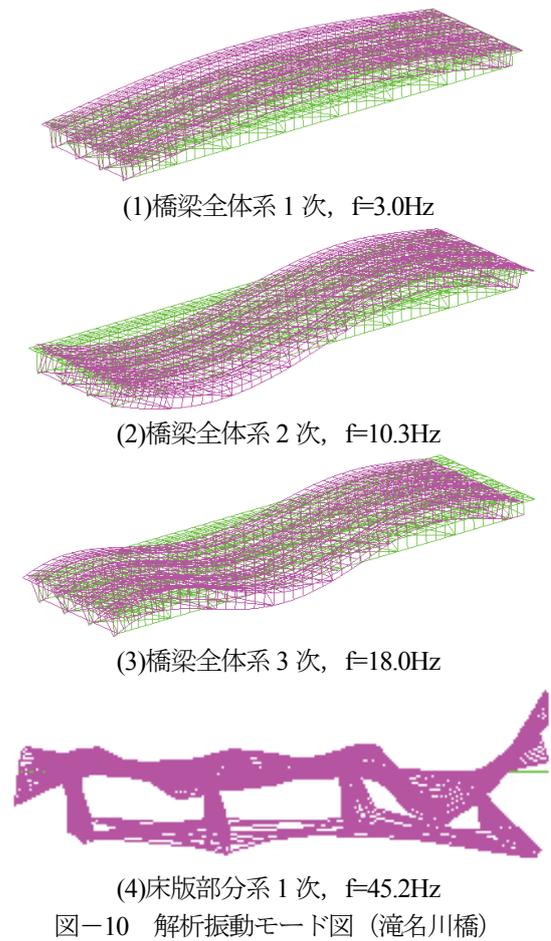


表-8 RC床版の残存剛性率

		滝名川橋	耳取川橋
設計基準強度 σ_{ck} (N/mm ²)		24	30
静弾性係数 E (N/mm ²)		2.50×10^4	2.80×10^4
床版厚さ t (mm)		230	250
断面二次モーメント I_0 (m ⁴ /m)		1.01×10^{-3}	1.30×10^{-3}
床版剛性 (kN・m ² /m)	完成時 EI_0	2.53×10^4	3.65×10^4
	解析結果 EI	1.20×10^4	1.54×10^4
残存剛性率 α		47%	42%

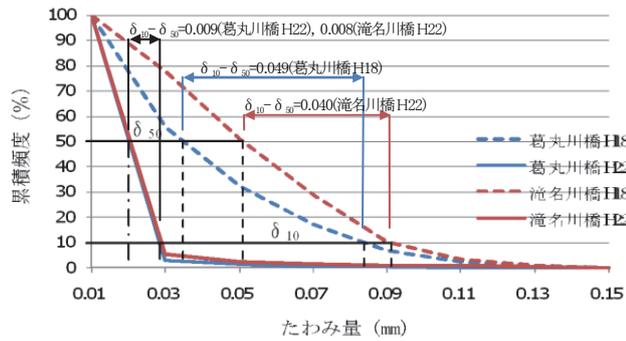


図-12 動たわみ累積百分率

固有振動数の推定は可能である。

4.3 固有値解析による床版の剛性評価

両橋の解析モデルは床版をシェル要素、主桁および床組を梁要素とする3次元FEMモデルとし、図-9に示した。なお、アスファルト舗装の剛性は評価せず、重量のみを考慮した。これらの解析モデルを用いた固有値解析を行い、床版剛性を段階的に変化させて実測固有振動数と解析固有振動数が一致する床版剛性を算定した。

両橋の実測固有振動数と解析固有振動数の比較結果を表-6および表-7に示し、解析モード図を図-10および図-11に示す。両橋は斜角を有しているため、床版部分系1次の振動モードは複雑なモード形状を呈している。

固有値解析の結果、橋梁全体系1次および床版部分系1次の固有振動数に着目すると、実測固有振動数と解析固有振動数との比率は3%以内となり、解析モデルの妥当性が確認された。

なお、本研究では床版剛性が一律に低下したと仮定した解析を行ったが、実橋では床版格間毎に劣化度は異なることから、剛性分布の偏りを考慮した解析等について今後検討する予定である。

次に、完成時を基準とした床版の曲げ剛性の変化(以下、残存剛性率)について検討した。なお、残存剛性率 α は式(2)で定義した。

$$\alpha = EI/EI_0 \quad (2)$$

ここで、 EI は衝撃振動試験結果から算出した床版剛性(解析結果)、 EI_0 は完成時の床版剛性である。なお、完成時には衝撃振動試験を実施していないため、設計基準

表-9 床版の劣化度算定結果

橋梁名	床版支間 L(mm)	床版厚さ d(mm)	δ_{10} (mm)	δ_{50} (mm)	劣化度 $A_s(s/s)$
葛丸川橋H18	3000	220	0.084	0.035	0.09
葛丸川橋H22	3000	220	0.029	0.020	0.02
滝名川橋H18	3050	230	0.091	0.051	0.08
滝名川橋H22	3050	230	0.029	0.021	0.02

強度を用いて全断面有効として算定した床版剛性を完成時と位置付けた。

残存剛性率の算出結果を表-8に示すが、補修前の床版剛性は完成時に対して約50%低下していた。なお、耳取川橋を対象とした静弾性係数試験では $E=2.35 \times 10^4$ N/mm²であったことから、表-8における床版剛性(解析結果)から逆算した床版厚さは199mmとなり、約50mmの有効高さが減少していた。その原因として、写真-2で示したように床版上面の損傷が広範囲で確認されるなど、疲労損傷に伴う剛性低下に加えて床版上面の土砂化に伴う有効高さの減少等が考えられる。

なお、補修時の調査結果では、床版上面の損傷深さは最大で50mm程度(補修深さは平均60mm)であり、衝撃振動試験結果を用いて算定した有効高さの減少量と同程度であった。このように、実測固有振動数から算定した床版の剛性低下量(本論文では有効高さの減少量で評価)と損傷深さの整合性が確認され、固有振動数を指標として、RC床版の剛性低下を評価できる可能性が示唆された。

本論文では、アスファルト舗装の剛性は評価していないが、アスファルト舗装は温度による剛性変化が大きいいため、その影響に関する検討も必要と考えられる。

5. 24時間動たわみ測定結果と考察

5.1 24時間動たわみ測定結果

測定した床版のたわみ量に対して、ピークバレー法を用いた頻度分析を行った。劣化損傷のある床版は、健全な床版の動たわみ頻度分布に比べ剛性の低下に伴いたわみが大きくなり、その分布幅が広がって頂点が低くなる。これを数値的に比較するため、24時間頻度計測した動たわみを累積百分率で降順に整理し、特異な動たわみを除去した10パーセンタイル値(δ_{10})と平均的な動たわみに相当する50パーセンタイル値(δ_{50})を求め、動たわみ差($\delta_{10}-\delta_{50}$)を用いて床版の劣化度を評価した。

図-12に動たわみ累積百分率を示すが、補修前(H18)に測定した動たわみ差の結果と比較すると、葛丸川橋が0.049mmから0.009mmに、滝名川橋が0.040mmから0.008mmと改善傾向を示しており、大幅な補修効果が確認された。

5.2 床版劣化度

動たわみ差を変数とする床版の劣化度係数 A_s と基準床

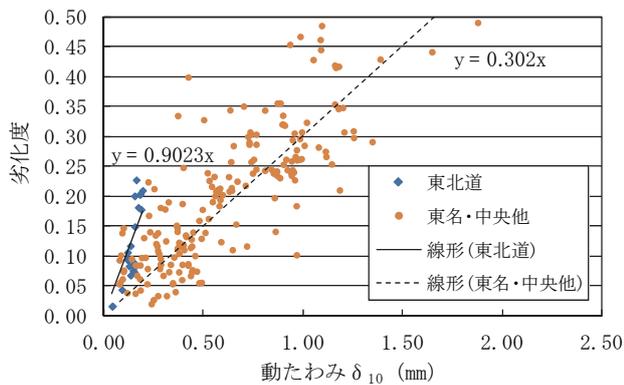
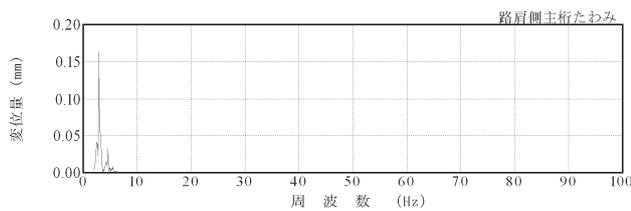
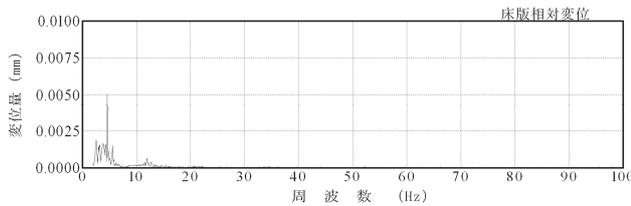


図-13 劣化度と動たわみ δ_{10} の関係

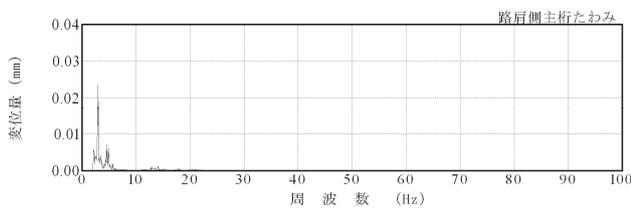


(1)主桁たわみの周波数分析結果

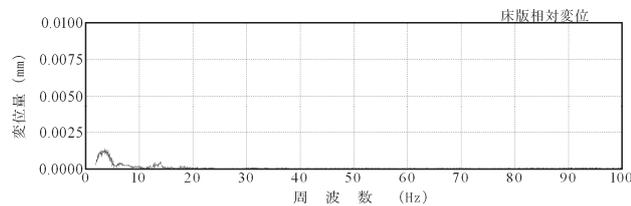


(2)床版相対変位の周波数分析結果

図-14 動たわみの分析結果 (葛丸川橋)



(1)主桁たわみの周波数分析結果



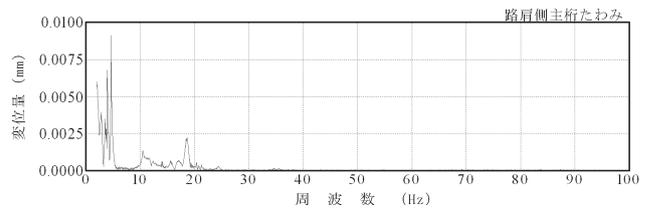
(2)床版相対変位の周波数分析結果

図-15 動たわみの分析結果 (滝名川橋)

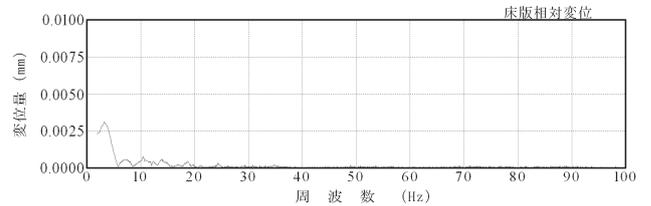
版の終局状態における劣化度係数 A_{sf} との無次元剛性比を用いた劣化度⁸⁹⁾の算定式を式(3)に示す。

$$A_{(s/sf)} = \frac{(\delta_{10} - \delta_{50}) \times (d/180)^3}{35 \times 10^{-12} \times L^3} \quad (3)$$

ここで、 δ_{10} 、 δ_{50} : たわみ頻度曲線の 10 パーセント値および 50 パーセント値



(1)主桁たわみの周波数分析結果



(2)床版相対変位の周波数分析結果

図-16 動たわみの分析結果 (耳取川橋)

表-10 橋梁全体系 1 次の固有振動数の比較

橋梁名	衝撃振動試験	動たわみ測定
葛丸川橋	未実施	2.9Hz
滝名川橋	3.0Hz	3.0Hz
耳取川橋	3.9Hz	3.9Hz

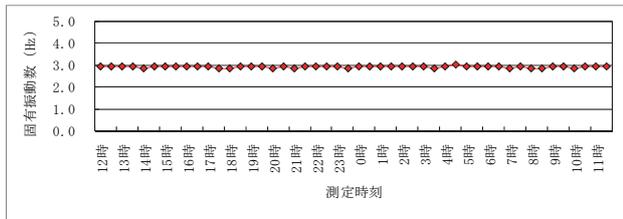
d : 床版厚さ (mm)

L : 床版支間 (mm)

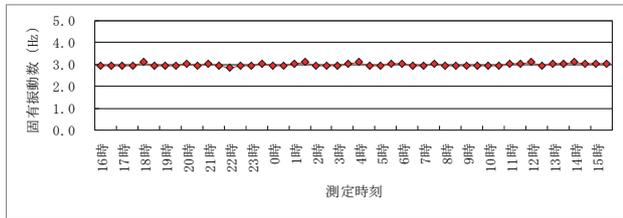
劣化度の算定結果を表-9 に示すが、劣化度は薄層打ち替え補修の効果により補修前の 1/5 程度にまで改善したことが確認できた。

また、東北自動車道他橋梁で行われた床版の動たわみ計測から求めた劣化度と動たわみの関係を図-13 に示す。劣化度 0.5 が使用限界状態と想定すると、東北自動車道の劣化度は最大でも 0.23 程度であり、東名高速道路、中央自動車道他のデータと比べてかなり小さい。ただし、同じ動たわみで比較すると東北自動車道の劣化度が大きい傾向となる。これは、東北自動車道の損傷メカニズムが東名高速道路などの輪荷重の繰り返しによる疲労損傷のみでなく、凍結防止剤の散布に伴う塩害や凍害も要因となっている床版上面の土砂化が影響していると考えられる。このように、劣化機構が疲労損傷と異なる床版に対して劣化度評価を適用するには、評価基準の見直しが必要と考えられ、劣化機構の確認や評価基準の検討については今後の課題である。

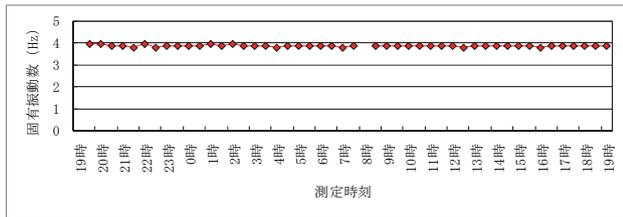
この劣化度評価手法は、床版支間 (L) と床版厚さ (d) の関数として整理されており、同一橋梁を継続して測定し、評価する手法としては適切であるが、異なる橋梁の評価や経年的な損傷傾向を把握する場合、交通荷重特性、コンクリート強度など整理する項目も多いと思われる。また、たわみ頻度分析結果に基づく劣化度評価を行う場合、微小たわみの取り扱いや測定周波数の影響で、動たわみ差および劣化度が変化することが考えられるため、今後これらの関係を明らかにする必要がある。



(1)葛丸川橋



(2)滝名川橋



(3)耳取川橋

図-17 橋梁全体系1次の固有振動数の推移

表-11 24時間交通量及び車線率

橋梁名	交通量 (台/日)		車線率 (%)	
	走行車線	追越車線	走行車線	追越車線
葛丸川橋	8,864	2,878	78.9	21.1
	9,688	3,234	78.6	21.4
滝名川橋	9,528	3,192	78.9	21.1
	9,494	3,065	79.0	21.0
耳取川橋	8,719	2,872	80.3	19.7
	8,694	2,607	81.6	18.4

5.3 動たわみに着目した周波数分析結果

動たわみに着目した周波数分析結果として、主桁および床版の相対変位に対する振幅スペクトルを図-14～図-16に示す。

このように、一般走行車両の通行荷重により発生する床版のたわみに着目した周波数分析結果では、衝撃振動試験における橋梁全体系1次の固有振動数である3～4Hz付近に振幅スペクトルの卓越が見られたが、40～50Hz付近に振幅スペクトルの卓越は確認されず、動たわみ測定結果から床版部分系の固有振動数を把握することは困難であった。なお、橋梁全体系1次の固有振動数の把握は可能であり、表-10に示すように衝撃振動試験による実測固有振動数と一致した。

衝撃振動試験では、床版部分系の振幅が卓越する位置での加振や、速度波形収録時にトリガーをかけ、波形の重ね合わせ処理によるノイズの除去や加振時からの位相差の把握を行うことで、床版部分系の固有振動数を特定

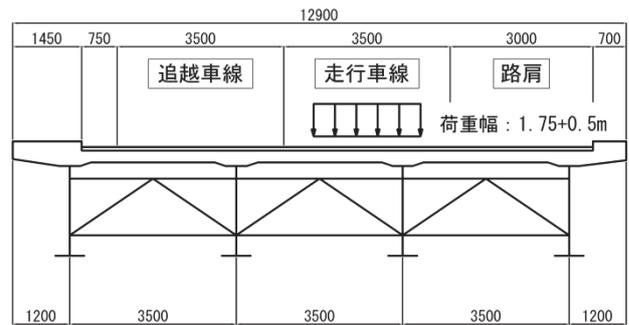


図-18 レーン荷重概念図

表-12 分布荷重算定結果

橋梁名	床版たわみ (mm)		分布荷重 (kN/m ²)
	δ_{10}	δ_{50}	
滝名川橋	δ_{10}	0.029	2.07
	δ_{50}	0.021	1.50
耳取川橋	δ_{10}	0.030	2.24
	δ_{50}	0.021	1.57

表-13 補修後の剛性評価結果(葛丸川橋)

床版たわみ (mm)		分布荷重 (kN/m ²)	床版剛性 (kN・m ² /m)
δ_{10}	0.029	2.15	2.85E+04
δ_{50}	0.020	1.53	2.85E+04

することが可能であった。しかし、動たわみ測定では、加振方法が交通荷重であることから、橋梁全体系1次の振動モードの卓越や加振開始時のトリガー処理が困難等の影響により、振幅スペクトルや位相差スペクトルから床版部分系の固有振動数を把握することはできなかった。

また、24時間における橋梁全体系1次の固有振動数の推移を図-17に示すが、固有振動数の変動は確認されなかった。

6. 静的FEM解析による補修効果の検討

6.1 分布荷重の算定

床版の剛性評価を行った解析モデルを用いて、動たわみ試験結果(δ_{10} , δ_{50})から逆解析により分布荷重を算定した。なお、動たわみ測定時における交通量は、表-11に示すように走行車線の車線率が上下線ともに8割程度となっており、大型車に限定すれば9割以上であることから、分布荷重の設定は図-18に示すように走行車線のみを載荷するケース(レーン荷重)を基本とし、荷重の載荷範囲は走行車線中心位置から車両幅(1.750m[車軸間隔]+0.500m[タイヤ幅])とし、橋軸方向については全長に亘って載荷することとした。

滝名川橋および耳取川橋の分布荷重算出結果を表-12に示すが、分布荷重の誤差は5%程度と小さく、同一IC間では分布荷重のばらつきが小さい傾向が得られた。

表-14 補修効果の検討

橋梁名		床版剛性 (kN・m ² /m)	補修効果※
葛丸川橋	補修前	2.34E+03	—
	補修後	2.85E+04	12.2
滝名川橋	補修前	7.04E+02	—
	補修後	1.20E+04	17.1

※補修効果は、補修前後の曲げ剛性の比率を示す。

6.2 24時間動たわみ測定による床版剛性評価

葛丸川橋は衝撃振動試験を行っていないことから、固有値解析による床版の剛性評価はできなかった。そのため、動たわみ測定結果と前節で算定した分布荷重から、床版の剛性評価を行うこととした。なお、同一 IC 区間の分布荷重は同程度であると推定されることから、葛丸川橋の分布荷重は表-12 に示した滝名川橋と耳取川橋の平均値を採用した。

静的解析を用いた逆解析により、動たわみ測定結果 (δ_{10} , δ_{50}) および分布荷重から床版剛性を算定した結果を表-13 に示すが、 δ_{10} および δ_{50} を説明できる床版剛性は一致する傾向となった。このことから、同一 IC 間の分布荷重を用いることで、動たわみ測定結果のみから床版剛性を評価できる可能性が示された。

6.3 補修効果の検討

前節で推定した分布荷重および過年度の動たわみ測定結果を基に補修前の床版剛性を推定するとともに、固有値解析および静的解析から算定した補修後の床版剛性から補修効果の検討を行った。検討結果を表-14 に示すが、補修後の剛性は補修前と比較すると約12~17倍高い傾向を示し、補修効果が得られていることが確認できた。

7. まとめ

高速道路供用下の実橋 RC 床版を対象に衝撃振動試験と動たわみ測定を実施して、RC 床版の補修効果や損傷状況の評価手法について検討した結果、以下のことが明らかとなった。

- (1) 衝撃振動試験を用いることで、高速道路供用下における床版部分系の固有振動数の把握が可能である。
- (2) 対象橋梁における床版部分系の固有振動数は、走行車線側の床版と比較して路肩側の床版の固有振動数が低い傾向を示し、床版上面の損傷状況との関連性が確認された。
- (3) 対象橋梁の動たわみ差および劣化度は、補修による改善傾向を示しており、動たわみ測定による補修効果の評価が可能である。
- (4) 一般車両の通行により発生する床版たわみにおける周波数分析を行った結果、橋梁全体系 1 次モードの推定は可能であるが、橋梁全体系 2 次および 3 次モード

や床版部分系の固有振動数の把握は困難であった。

- (5) 24 時間動たわみ測定による橋梁全体系 1 次の固有振動数の時刻歴による変化は確認されなかった。また、固有振動数の平均値は、耳取川橋は 3.9Hz、滝名川橋は 3.0Hz、葛丸川橋は 2.9Hz となり、衝撃振動試験による固有振動数との整合性が確認された。
- (6) 衝撃振動試験結果および動たわみ測定結果の異なる 2 橋を対象として、静的解析を用いた逆解析により分布荷重を算定した結果、同一 IC 間に位置する 2 橋の分布荷重は同程度となった。
- (7) 静的 FEM 解析により算定した分布荷重を用いた場合、動たわみ測定結果から逆解析により算定した床版剛性は、着目する動たわみ測定結果 (δ_{10} , δ_{50}) によらず同程度となる傾向を示した。この傾向を用いて、24 時間動たわみ測定結果のみから床版の剛性を評価する方法を提案した。

以上の検討により、本研究では、衝撃振動試験および動たわみ測定を用いることで、高速道路供用下における実橋 RC 床版の剛性および補修効果の評価ができる可能性を見出したと考えている。

しかし、衝撃振動試験における振動範囲や測定箇所の設定方法、剛性分布の偏りの評価、動たわみの交通荷重特性による影響等の課題があることから、今後、補修が予定されている橋梁に対しても適用性を確認する予定である。

参考文献

- 1) 国土交通省 国道・防災課：橋梁定期点検要領(案)，2004。
- 2) 宮村正樹，米永義明，岩崎正二，出戸秀明，加藤哲，光岡達之：衝撃振動試験を用いた高速道路供用下における実橋RC床版の健全度評価，土木学会第66回年次学術講演会，pp.19-20，2011.9
- 3) 庄健介，平塚元康，北村泰寿：重錘打撃試験とニュートラルネットワークによる橋脚の健全性一次診断法，土木学会論文集，No.735，VI-59，pp.105-117，2003。
- 4) 金子健，岩崎正二，出戸秀明，曾田信雄：鋼橋RC床版の補修における24時間動たわみ測定を用いた劣化度評価，土木学会第66回年次学術講演会，p.1025-1026，2011.9
- 5) 宮村正樹，子田康弘，内藤英樹，岩城一郎，鈴木基行：振動特性に着目したRC床版の疲労損傷度評価手法に関する研究，構造工学論文集，Vol.57A，pp.1251-1262，2011.3
- 6) 大西弘志，岡田裕昭，内田慎哉，鎌田敏郎：道路橋RC床版における疲労劣化と振動特性の関係に関する基礎的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.29，No.3，pp.1693-1698，2007。
- 7) 小坪清眞：入門建設振動学，森北出版，2000。

- 8) 金子謙一郎, 濱田達也, 赤井公昭: 動たわみ測定によるコンクリート床版点検手法の検討, 土木学会第55回年次学術講演会, pp.502-503, 2000.9
- 9) 金子謙一郎, 濱田達也, 赤井公昭, 藤野陽三: 動たわみ測定を用いた床版健全度評価手法の検討, 土木学会第56回年次学術講演会, pp.306-307, 2001.10
(2011年9月14日受付)