

地方自治体が管理する橋梁の損傷と動特性に関する 実験的研究

舞鶴工業高等専門学校建設システム工学科 教授 玉田和也

概要：

橋梁の動特性による健全度評価については、古くから調査研究が実施され一部の特殊橋梁では実用化されている。本研究では、地方自治体の管理する橋梁の大多数を占める単純桁を対象として、橋の損傷と動特性の関係を明らかにすることで動特性の測定結果を力学的（客観的）な健全度指標として確立する。これにより、市町村における点検精度の向上、精密点検実施の選別などに活用するとともに、目視点検を補完することで点検費用の削減を図る。

上記目的のため、京都府の協力により平成 24 年度は撤去する橋梁のうち実証実験が可能な橋梁（鋼道路橋）の提供を受け、損傷と動特性に関する実験を行い損傷の進行と動特性の変化を計測した。また、動特性に与える桁温度の影響、コンクリート梁の耐荷性能と動特性変化との関係についての室内実験を実施し、動特性の測定結果を橋梁の健全度指標として実用化するために必要な知見を実験的に得た。

キーワード： 動特性、振動計測、健全度、実験、長寿命化、維持管理、点検、診断

1. 研究背景

社会基盤ストックの老朽化が問題となっている。現在、予防保全による橋の長寿命化対策が全国的に実施されているが、地方自治体（特に市町村）では目視点検のばらつき（技術者不足）や継続的な点検費用が問題視されている。本研究では、橋の動特性（固有振動数、減衰、モード形状）の変化から健全度を評価する手法を確立するため、撤去橋梁に人為的に損傷を与え損傷と動特性の相関関係について実証実験を実施する。これにより市町村が管理

する橋梁の特徴を踏まえた維持管理手法の確立を目的とする。

本研究の目的とする健全度評価システムの確立に向けて、橋梁の動特性計測による健全度評価方法として「直接評価法」と、同じ橋梁の固有振動数を長期間計測し、固有振動数の経年変化を調べる「経年評価法」の概念を図 1、図 2 に示す。

直接評価法は、同時期に多数の橋梁を計測し、固有振動数の予測値と比較することにより、異常のある橋梁を検出する方法である。この方法では、橋梁の固有振動数を

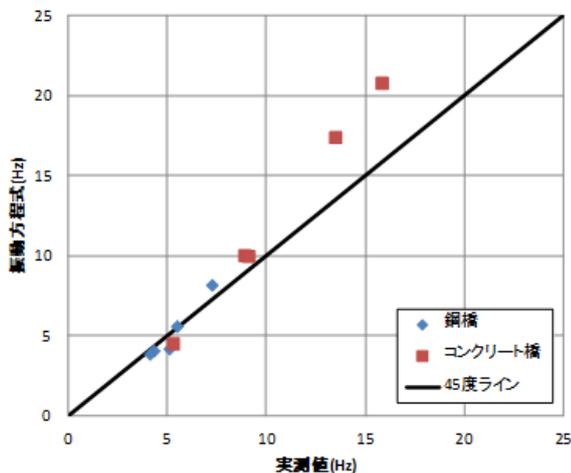


図 1 直接評価法

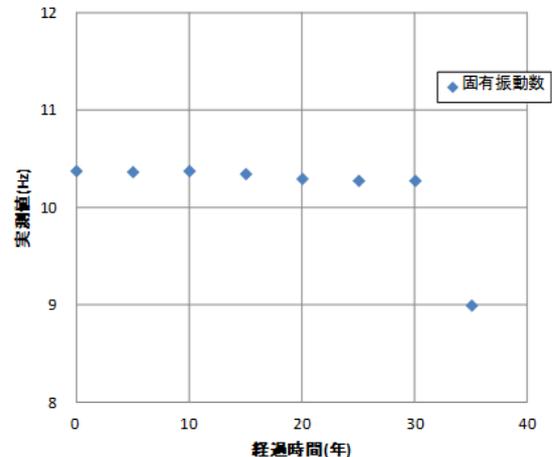


図 2 経年評価法

推定する式として梁の曲げ振動方程式¹⁾と単純桁の道路橋に対する島田式²⁾を用いるものとする。振動方程式を(1)式に、島田式を(2)式に示す。

$$F = \frac{\pi \cdot i^2}{2 \cdot L^2} \cdot \sqrt{\frac{EI}{\rho A}} \quad (1)$$

$$F = \frac{86.65L^{-0.8869}}{0.01678 + 0.7093 \frac{L}{100}} \quad (2)$$

ここに、F：固有振動数(Hz)、L：支間長(m)
 i：モード数、E：ヤング係数(kN/m²)
 I：断面2次モーメント(m⁴)
 A：断面積(m²)

本研究では経年劣化による固有振動数の減少傾向を把握するため、橋梁に人為的に損傷を与えることにより、経年劣化を模擬的に再現し、損傷と動特性変化の相関関係について調べる。また、振動計測時の温度の影響についても計測を行い、その関係性を明らかにする。

2. 固有振動数の温度依存性

以前に実施した実橋計測において、同じ橋梁の固有振動数を計測しても、時刻および季節によってその値が変動する現象をとらえた³⁾。同様のことが参考文献4)にも報告されている。ここでは、日常的な固有振動数の変動と損傷による固有振動数の変動を識別することを目的とした、固有振動数の24時間計測の結果を示す。

(1) 対象橋梁 (金屋橋)

写真-1に、計測対象とした橋梁を示す。本橋梁は京都府綾部市に架かる支間長 16.125m の単純合成桁橋 2 連で、橋長 33.200m、総幅員が 7.3m、有効幅員 6.5m の橋梁 (斜



写真1 橋梁全景

角 68 度) である。竣工は 1969 年である。本研究では右岸側の 1 径間を計測対象とした。

(2) 計測概要

供用中の橋梁で計測を行うため、車両通行の安全を妨げることのないよう、地覆上にセンサを配置した。使用したセンサは静電容量式加速度計(SU-100)で、図3に示すように配置間隔は、支間長に対して等分割とした。そして1時間ごとに桁温度及び可動支点の変位を計測し、一般車両の走行による橋の振動計測を実施した。加速度センサのサンプリング周波数は 100Hz、計測した振動は走行車両による加振で計測時間は 5 分とした。計測は 2012 年 8 月 19 日 13 時から翌 20 日の 12 時までの 24 時間実施した。

(2) 計測結果

温度計測は、橋上の外気温と床版下の主桁位置での気温を計測し、気象庁による舞鶴・福知山の気温データとの比較により、桁内外の平均気温を温度の代表値とした。桁の伸びについては、図4に示す通り、桁温度に伴って伸縮していることがわかる。ただし、約 10°C の気温変化に対して伸縮量は約 0.4 mm であり、線膨張係数から算出する伸縮量の約 5 分の 1 であった。

次に、図5に1次～3次の橋の固有振動数と経過時間・温度変化を示す。固有振動数は、車両走行後の自由振動区間を対象に算出した。図より1、2次モードの固有振動数の変動に比べ3次モードの変動が大きいことが

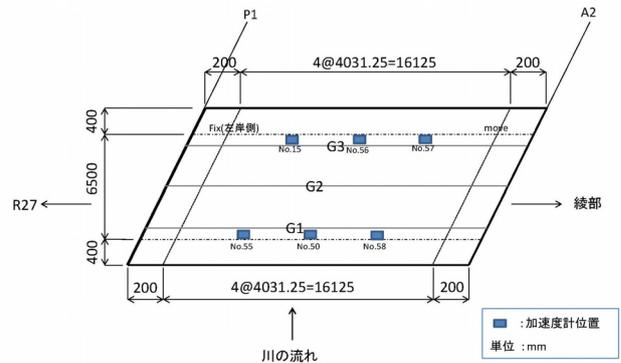


図3 加速度センサ配置図

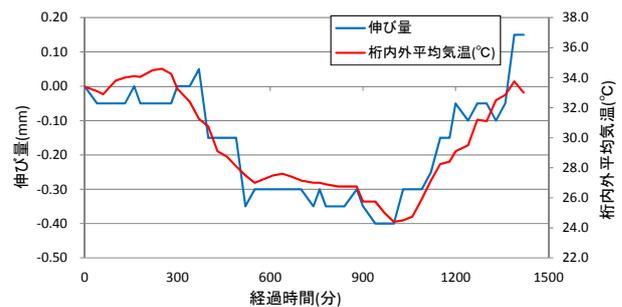


図4 温度と桁の伸びの

わかる。また、詳細に見ると1, 2次の固有振動数についても温度との相関性は認められた。以上より、橋の固有振動数の温度依存性を確認したが、その影響は固有振動の次数により異なることが判明した。今後はFEAによる検討を加え、温度依存性のメカニズムの解明を行う予定である。

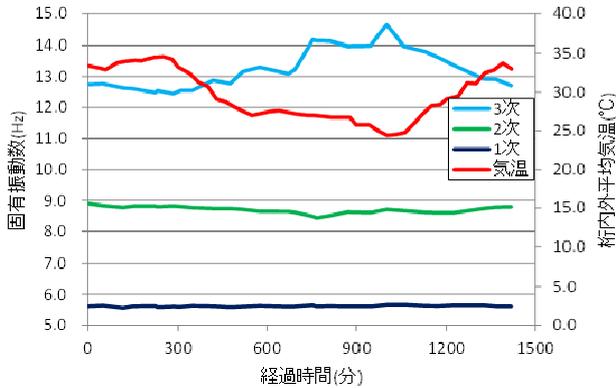


図5 温度と固有振動数の関係

3. 段階的に損傷を与えた実橋実験

桁の損傷と動特性のより一般的な関係を把握するために、3主桁の道路橋を対象として、撤去予定橋梁に対する実橋実験を行った。

(1) 対象橋梁 (物部大橋)

対象橋梁は京都府綾部市にある物部大橋(写真 2)で、構造形式は単純合成桁橋が2連、支間長は18.8m、幅員は7.7m、竣工年は1969年である。東側が固定、西側が可動となっており、60度の斜角を有している。

実橋実験時は、通行止めとなっており、左岸側の1径間には吊り足場が設置されていた。本橋梁を撤去するため道路の付け替えがされており、そのため車両通行による振動の影響はないと考えられる、実験は足場が設置されていない右岸側の径間を対象とし、振動計測を実施した日時は、2012年11月17日~19日の8時~17時であった。



写真2 対象橋梁

(2) 加速度センサ配置

14台のサーボ型加速度計(RION LS-40C)を外桁直上のRC床板上に設置した。センサの配置間隔は、支間長に対して等分割とした。そして、次節で説明する各損傷ケースに対して、常時微動及び強制加振による振動の鉛直成分を計測した。サンプリング周波数は200Hz、計測時間は各損傷ケースに対して常時微動では約10分、強制加振では加振後、振動が完全に減衰することを確認してから120秒計測を行い、これを外桁で2回、内桁で1回行う。センサの配置図を図6に示す。

(3) 損傷ケース

橋梁に与えた損傷ケースを図6と表1に示す。損傷の与え方は、G3桁で2種類、G2桁で1種類の計3種類に分類される。それぞれを損傷シリーズ1、損傷シリーズ2、損傷シリーズ12と名付けた。与えた損傷の状況を写真3に示す。

(4) 計測結果

損傷ケースに対する1次モードの計測結果を図7に示す。ここで、横軸は表1に示した損傷ケースを表しており、縦軸は計測された固有振動数を示している。図7より、損傷シリーズ1の間、固有振動数は変化せず、損傷シリーズ2で、支間中央周辺の下フランジを欠損させた損傷ケース11から13にかけて、大きく固有振動数が上昇している。損傷ケース11から13について、1次モー

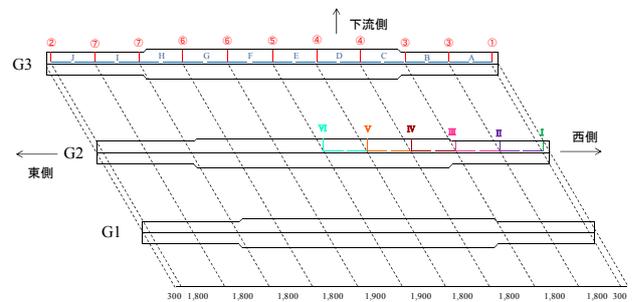


図6 センサ配置と損傷ケース



写真3 損傷付与状況

表 1 損傷ケース

損傷シリーズ	損傷ケース	損傷位置/区間 (mm)	計測日	計測時刻	備考	損傷シリーズ	損傷ケース	損傷位置/区間 (mm)	計測日	計測時刻	備考
0	0	-	11月17日	9:16	損傷なし	2	10	3,900~5,700	11月18日	8:41	G3桁下フランジ 外側自由突出部 の切除
1	1	300		9:57	G3桁下フランジ 外側自由突出部 へのスリット		11	5,700~7,500		9:38	
	2	18500		10:24			12	7,500~9,400		10:39	
	3	2,100		10:51			13	9,400~11,300		11:43	
		3,900					14	11,300~13,100		14:00	
	4	5,700		11:23			15	13,100~14,900		15:10	
		7,500					16	14,900~16,700		16:26	
	5	9,400		12:16			16	14,900~16,700		8:19	
6	11,300	13:33		17	16,700~18,500		9:20				
	13,100			11月19日	18		300	9:51			
7	14,900	14:07	19		300~2,100	10:45					
	16,700		20		2,100~3,900	11:39					
2	8	300~2,100	15:01		21	3,900~5,700	12:57				
	9	2,100~3,900	15:59		22	5,700~7,500	13:50				
	10	3,900~5,700	17:07		23	7,500~9,400	14:50				

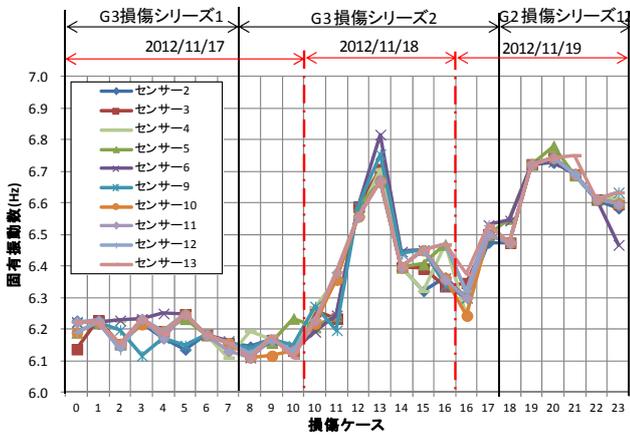


図 7 固有振動数の変化(1次モード)

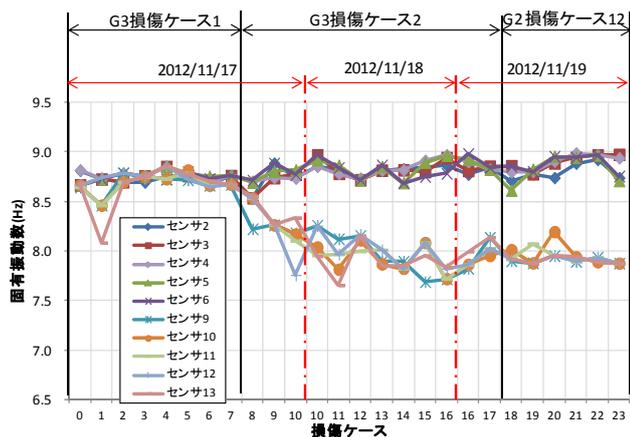


図 8 固有振動数の変化(2次モード)

ドの固有振動数を検知していることをモード形状の同定によって確認した。

次に、2次モードの計測結果を図8に示す。グラフの横軸及び縦軸については、図7と同一である。

以上の結果より、1次モードの固有振動数の上昇傾向の変化については、明確な要因分析が出来ていない。斜角や支承の影響が考えられるが、FEAによる再現解析を

表 2 実験の要因と水準

要因	水準
損傷の程度	健全時(損傷なし)
	曲げひび割れ時(ひび割れ幅0.2mm程度)
	圧壊時(圧縮側コンクリートの圧縮破壊)

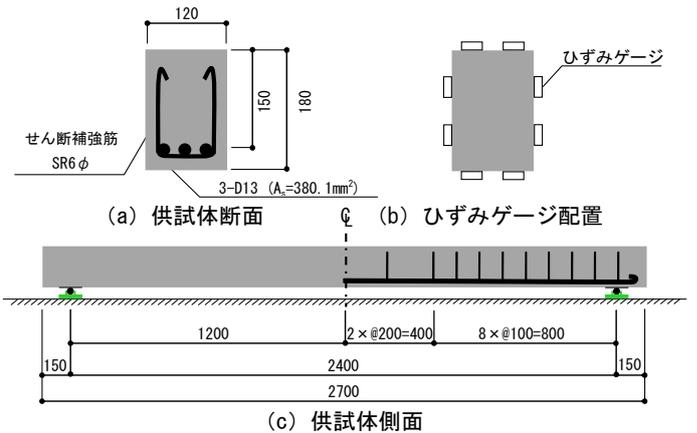


図 9 供試体の概要(単位:mm)

実施する必要がある。一方、2次モードについては、損傷を与えた桁の固有振動数は低下しており、それ以外の桁の固有振動数に変化はなかった。

4. コンクリート桁の損傷と動特性変化

実験用コンクリート桁を作製し、曲げ試験により段階的に損傷を与え、その都度、振動計測を実施することにより、RC 構造物の健全度評価のための基礎資料となる、損傷と力学特性および動特性の相関関係を明らかにすることを試みた。

(1) 実験概要

表 2 に実験内容を示す。供試体を静置した状態(健全

時)で振動計測を行った後、曲げ試験を行い、生じたひび割れの最大幅が0.2mm程度になった時点(曲げひび割れ時)で除荷し、振動計測を行った。その後、再度載荷し、圧縮側コンクリートの圧縮破壊により荷重が低下した時点(圧壊時)で除荷し、振動計測を行った。

(2) 実験供試体

図9に、本実験に用いた供試体の概要を示す。供試体の形状寸法は、幅 $b = 120\text{mm}$ 、梁高 $h = 180\text{mm}$ 、純スパン長 $S = 2400\text{mm}$ である。供試体の配筋は、軸方向鉄筋に D13 の異形鉄筋を用い、せん断補強筋に $\phi 6\text{mm}$ の丸鋼を用いた単鉄筋長方形梁とした。なお、軸方向鉄筋は梁の幅に対して均等に3本配筋した。表3にコンクリートの配合を示す。

(3) 実験結果

図10に曲げ試験の、図11に振動計測の概要を示す。加振方法は、支点から250および1000mm地点付近をラバーハンマーで打撃する強制加振とした。加速度計は、アンプ内蔵型加速度検出器(NP-3120, ONOSOKKI, 計測周波数範囲 5Hz~5kHz)を用い、サンプリング周波数は1280Hzである。加速度計の設置は、純スパン長の1/3(800mm)地点と1/5(480mm)地点とした。

曲げ試験について、図12に荷重-たわみ曲線を示す。同図より、曲げ耐力は43.3kNであることが分かり、計算値39.6kNより若干大きくなった。

振動計測について、表4に各水準における固有振動数を示す。同表から、健全時の固有振動数は、解析モードによらず実測値より計算値の方が小さくなった。また、健全時の固有振動数と各損傷時を比較すると、曲げひび割れ時には1次および2次が約2割、3次が約1割、圧

壊時には1次および2次が約3割、3次が約2割の固有振動数の低下がみられた。高次での固有振動数の低下の度合いが小さい理由は、スパン中央に損傷が集中しているためと考えられる。

5. まとめ

本研究では、橋の動特性を利用した健全度評価を行う際に必要となる課題に対して、実橋実験および室内実験を行った。以下に、本研究から得られた知見をまとめる。

計測日時の相違による固有振動数の変動について、温度変化の影響に着目し、固有振動数の変化を説明し得るモデルを作成した。検証のため、金屋橋において、温度変化に伴う固有振動数の計測を行った。その結果、固有振動数の変化の傾向は再現できたものの、支点位置や実橋の斜角の影響もあり、計算モデルについては改良が必要であることがわかった。

物部大橋の実験結果より、損傷を与えているにもかかわらず1次モードの固有振動数が増加した。固有振動数の増加傾向に温度との相関関係も確認できず、原因はわかっていない。今後はFEA解析を行い、実験の再現解析を行う必要がある。

さらに、ねじれを伴う2次モードで、損傷を与えた主桁直上のセンサで計測した固有振動数の変化が大きく表

表3 コンクリートの配合

W/C (%)	目標値		単位量(kg/m ³)			
	SL (cm)	Air (%)	W	C	S	G
60	18	4	179	298	873	980

[註] W/C: 水セメント比, SL: スランプ, Air: 空気量, W: 水, C: セメント, S: 細骨材, G: 粗骨材

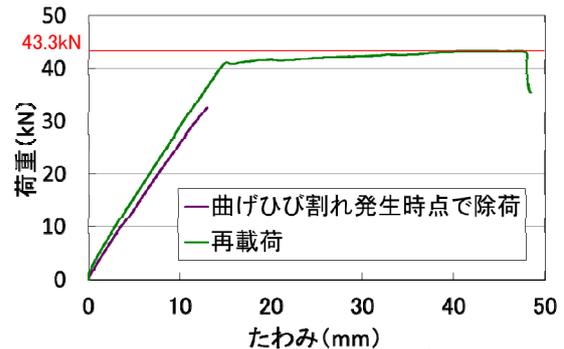


図12 荷重-たわみ曲線

表4 各水準における固有振動数

損傷の程度		固有振動数(Hz) [健全時を1としたときの比]		
		1次	2次	3次
健全時	計算値	43.2	172.8	388.7
	実測値	44.8	260.8	433.5
曲げひび割れ時	実測値	36.9 [0.82]	232.7 [0.89]	400.3 [0.92]
	実測値	31.1 [0.69]	172.7 [0.66]	365.0 [0.84]

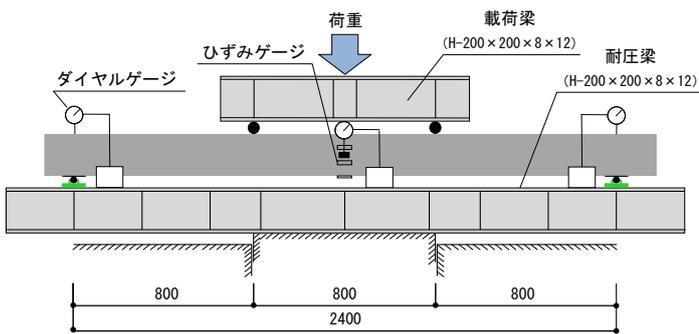


図10 曲げ試験 (単位:mm)

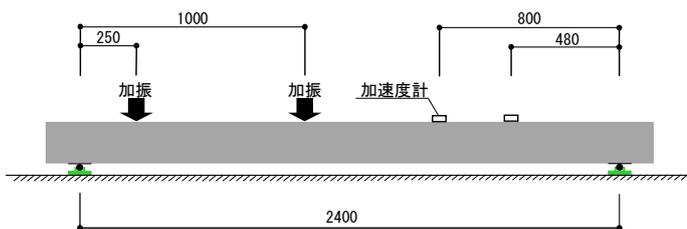


図11 振動計測 (単位:mm)

れた。これは、下横構がないため多主桁が床板と横桁を介してのみ立体挙動していると考え、ねじれモード時に各主桁損傷の影響が直上のセンサに出現することが説明できる。

RC梁の模型実験を行った結果、健全時の固有振動数は、解析モードによらず実測値より計算値の方が小さくなった。さらに損傷により、振動次数によらず固有振動数が低下し、高次ではその度合いが小さくなった。

謝辞：役割を終えた撤去橋梁を今後の維持管理のための実験供試体として利用するアイデアを推進できたのはJICEの研究助成によるところであり深謝いたします。貴重な実験フィールドを提供いただいた京都府中丹東土木事務所には実験実施にあたり全面的に協力を頂きました。また、舞鶴工業高等専門学校建設シス

テム工学科坂本英輔講師にはRC梁の室内実験を担当していただきました。ナガタ工業株式会社、迫田工業その他、ご協力いただいた皆様に感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 小坪清真：土木振動学，森北出版，pp.182-184, 1973.
- 2) 加藤雅史，島田静雄：橋梁実測振動特性の統計解析，土木学会論文報告集，第311号，pp.49-58, 1981.7.
- 3) 宮下剛，玉田和也，劉翠平，岩崎英徳，長井正嗣：振動を利用した健全度診断に向けた実橋の損傷と動特性変化，土木学会論文集A1, Vol. 68, No. 2, pp.367-383, 2012.
- 4) 大島義信，HENG SALPISOTH，河野広隆：橋梁振動と交通荷重の年間計測データに基づく道路橋卓越振動数と環境因子との関係，土木学会関西支部橋梁ヘルスマニタリングに関する講習会テキスト，pp.9-24, 2012.