

神戸大学大学院 フェロー 川谷 充郎 神戸大学大学院 正会員 金 哲佑
 神戸大学大学院 学生員 尾崎 隆弥 京都大学大学院 正会員 杉浦 邦征

1. はじめに

我が国の橋梁ストックの中で、高度経済成長期に建設された多くは老朽化を迎えている。地震が頻発する国でもあり、地震による劣化部の健全度が急激に低下する可能性も高い。このような状況の中、橋梁ヘルスマニタリングは喫緊の研究課題である。通常、構造物においては、部材の損傷や劣化は固有振動数、減衰比や振動モード等の動特性の変化として現れることから、振動モニタリングによる構造物の健全度評価は有効であると報告されている¹⁾。本研究では、橋梁の振動特性のモニタリングに着目している。振動特性の推定には橋梁の運動方程式から導いた AR モデルの係数を Yule-Walker 法で推定し、最終的に橋梁の振動数、減衰を推定する一連の自動化アルゴリズムを用いる²⁾。本手法の実橋梁への適用可能性を検討するため、補強工事が行われた鋼板桁橋における橋梁交通振動データを用い、補強前・後の振動特性の変化に着目する。ただし、検討対象橋梁は交通量が多いことから、常時振動データには走行車両による強制振動成分が含まれている。そこで、本研究では、強制振動データを分離することなく全データを用いた橋梁ヘルスマニタリングを試みる。すなわち、橋梁の長期振動モニタリングを想定し、橋梁の交通振動データから卓越振動数およびシステム減衰のパターン変化に着目した 1 次的な橋梁ヘルスマニタリングの可能性検討を目的とする。

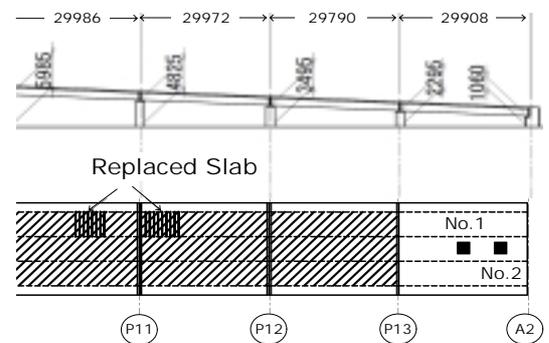
2. 実験概要

鋼板桁橋の第 1 径間で供用中の常時振動計測を行う。着目点は Fig.1 に示すように、支間中央点である No.1 と、L/4 点である No.2 の加速度応答である。計測の際、補強前後のサンプリング周波数はともに 200Hz とし、どちらも 150 秒間の計測を行うものとする。本橋梁の補強工事としては、Fig.1 のように、床版打替、縦桁、横桁の新設、ゴム支承への取り替えが行われている。

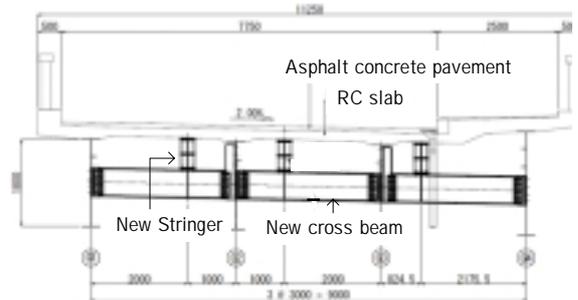
3. 補強前後の振動特性の把握

3.1 FFT による振動特性把握 一例として、補強前後の着目点 No.2 における加速度波形およびフーリエスペクトルを Fig.2 に示す。補強によって、ほぼ全ての固有振動数が低下していることが分かる。ゴム支承の適用と、横桁の増設による質量増加効果が、橋梁の曲げ剛性への寄与より大きいことが原因であると考えられる。

3.2 AR モデルによる振動特性推定 AR モデルを用い、No.1 と No.2 における振動数のおよび減衰定数を推定する。15 秒間にあたる 3000 個のデータを一区分とし、計 10 回推定を行うものとする。AR 次数はともに 36 とする。補強前後の振動数の推定結果とその推移を Fig.3 に、また、減衰定数の推定結果を Fig.4 に示す。補強前後の振動数および減衰定数をそれぞれ Table 1 と Table 2 にまとめている。Table 1 と Table 2 の CV は



(a) General view



(b) Sectional view

Fig.1. Experimental Bridge and observation points

変動係数 (Coefficient of Variance) を表す。AR モデルによる推定振動数 (Table1 の No.2 参照) と FFT による卓越振動数 (Fig.2 参照) の間には最大約 4% の差しか存在せず, AR モデルによる推定振動数の妥当性が確認できる。ただし, AR 次数の影響により高次の振動数は推定されていない区間も見られる。補強前後の振動数に着目すると, 補強前に比べ, 補強後では卓越振動数の低下が多く見られるが, No.1 の 2 次固有振動数や No.2 の 3 次固有振動数は増加している。特に, 3 次以上の補強前後の振動特性の比較には推定結果が少なく, パターンの変化を取りにくい結果となった。システム減衰定数については, ばらつきが大きいことがわかる。一般に減衰の推定精度が振動数の推定精度より低いと知られている³⁾。今回の推定結果にはそれに加えて, 強制振動が含まれた区間が多いことも一つの原因であると考えられる。以上のことを踏まえると, 橋梁のヘルスマonitoring のパラメータとしてシステム減衰の統計的パターンに着目するためには, 振動数の場合より, 長期のデータが必要であるといえる。

4. まとめ

橋梁振動特性のパターンの推定を長期モニタリングすることによる橋梁健全度の一次的評価の可能性を検討するため, 実橋梁を対象として, 補強前後の橋梁のシステム振動特性の推定を行った。減衰定数にはばらつきがあるが, 固有振動数はほぼ一様な変動を表すことが分かる。補強前後の振動特性の変動を表すことができたことから, 損傷前後の変動のモニタリングにも適用できると考えられる。しかし, 限られたデータによる検討であり, より長いモニタリングデータによる実現可能性を検討する必要がある。

【参考文献】

1) W. Doebling, et.al.: Damage Identification and Health Monitoring of Structural and Mechanical Systems from Changes in Their Vibration Characteristics: A Literature Review, Los Alamos National Laboratory report LA-13070-MS, 1996.
 2) 川谷 他: 中小スパン橋梁の振動モニタリングに着目した模型走行実験と多次元 AR モデルの適用, 土木学会第 63 回年次学術講演会概要集, 1-570, pp.1157-1158, 2008.9.
 3) R.S Pappa, and S.R. Ibrahim: A parametric study of the Ibrahim time domain modal identification algorithm, The Shock and Vibration Bulletin, Bulletin 51, pp.43-72, 1981.

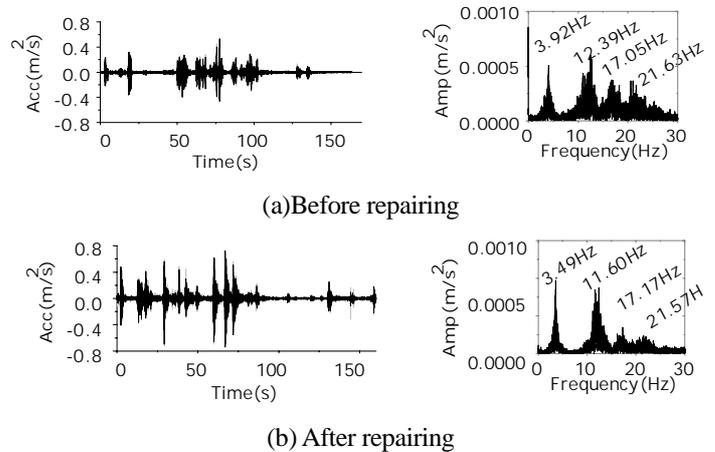


Fig.2 Accelerations and Fourier spectra at No.2

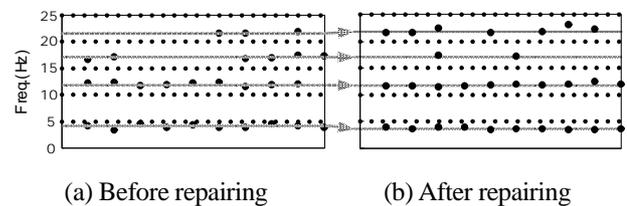


Fig.3 Estimated frequencies by AR model

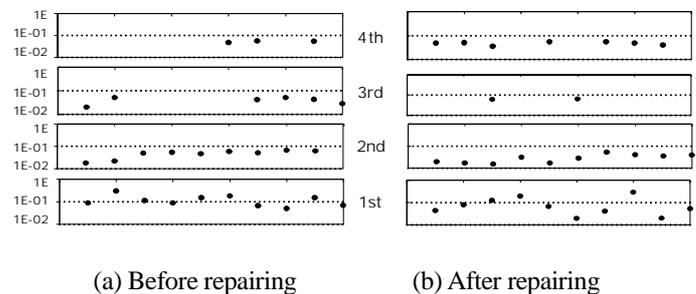


Fig.4 Estimated damping constants by AR model

Table 1 Frequencies by AR model.

	No.1		No.2		Before repairing mean(Hz)	CV	After Repairing mean(Hz)	CV
	Before repairing mean(Hz)	CV	After Repairing mean(Hz)	CV				
1st	4.12	0.063	3.60	0.036	3.98	0.091	3.65	0.051
2nd	12.46	0.014	12.59	0.020	11.98	0.023	11.82	0.021
3rd	-	-	-	-	17.00	0.017	17.22	0.002
4th	23.12	0.074	21.41	0.013	21.59	0.007	22.00	0.024

Table 2 Damping constants estimated by AR model.

	No.1		No.2		Before repairing mean	CV	After Repairing mean	CV
	Before repairing mean	CV	After Repairing mean	CV				
1st	0.068	0.361	0.038	1.185	0.126	0.556	0.093	0.888
2nd	0.037	0.693	0.047	0.499	0.047	0.334	0.029	0.402
3rd	-	-	-	-	0.039	0.296	0.062	0.025
4th	0.037	0.159	0.037	0.254	0.052	0.065	0.050	0.140