

局部加振法のためのセンサ配置を考慮した損傷検出評価方法の検討

中央コンサルタンツ (株) 正会員	○柳原 裕平	北見工業大学	正会員	三上 修一	
北見工業大学	正会員	山崎 智之	北見工業大学	正会員	宮森 保紀
北見工業大学	フェロー	大島 俊之	日本仮設 (株)	正会員	日向 洋一

1 はじめに

現在使用中の橋梁の多くは高度経済成長期に建設されており、建設後数十年経過した現在では構造物になんらかの損傷が生じていると考えられる。これらの使用限界を超える構造物すべてを建て替えることは我が国の財政状況では困難であり、適切な維持管理と長寿命化することが課題となっている。この中で振動計測により実構造物をモニタリングする研究が盛んに行われている¹⁾。

これまで著者らは圧電アクチュエータを用いた局部加振振動実験によりさまざまな橋梁部材において損傷位置の特定を行ってきた。これまでの損傷検出実験では損傷その対象橋梁の大きさの違い、損傷の数などから異なる損傷評価手法を用いていたが、どのように使い分ければよいのか詳細な検討を行っていない。本研究ではこれまでにやってきた損傷評価手法や解析方法を確認するため、実橋梁構造における損傷評価実験を行った。今回の実験は損傷のパターンを簡易的に変えるため質量を付加することで損傷を模擬し、損傷評価を行った。合わせて損傷評価できる範囲に関する傾向を調べた。

2 損傷検出概要

2.1 実験方法

実験での損傷評価は、実験橋梁に加速度計と加振器を設置し、設置した加振器で局部的にSweep加振を行い、実験橋梁各部に設置した加速度計で健全状態と損傷状態の応答加速度をそれぞれ測定する。得られた加速度データを次節の損傷評価で欠陥検出を行った。

2.2 損傷評価方法

健全状態と損傷状態の測点ごとの加速度波形をパワースペクトル密度 (以下 PSD と呼ぶ) に変換する。各測点ごとの健全状態と損傷状態の PSD の差を健全状態の PSD で除すことで基準化した式(1)。このデータをマトリックス[D]とした。²⁾

[D]=[D_i(f_j)]は測定位置番号 (i)と解析周波数 (f_j)で表

された健全状態と損傷状態の PSD の変化率を表す。[D]の測定位置(i)毎に周波数方向の要素D_i(f_j)を合計したベクトルを TC (Total Change)とする(式(2))。

次に、[D]の同じ周波数(f_j)内で最大の要素をD(f_j)_{max}とし、この最大要素で同じ周波数の要素を式(3)のように除して基準化した重みを [C]とする。[C]の測定位置 (i)毎に周波数方向の要素C_i(f_j)を合計したベクトルを DD(Damage Detection)とする(式(4))。

$$D_i = \frac{|G_i(f_j) - G^*_i(f_j)|}{|G_i(f_j)|} \quad \dots (1)$$

G_i(f_j):健全状態の PSD

G^{*}_i(f_j):損傷状態の PSD

$$TC = [\sum D_1(f_i) \quad \sum D_2(f_i) \quad \dots \quad \sum D_n(f_i)] \quad \dots (2)$$

$$C_i(f_j) = \frac{D_i(f_j)}{D(f_j)_{max}} \quad \dots (3)$$

$$DD = [\sum C_1(f_i) \quad \sum C_2(f_i) \quad \dots \quad \sum C_n(f_i)] \quad \dots (4)$$

$$DI = TC \times DD \quad \dots (5)$$

TC と DD を掛けることにより損傷指数 DI(Damage Index)を算出する(式(5))。DI 値は加速度計ごとに算出され、値が大きい加速度計位置が損傷の影響を受けている可能性が高く、損傷位置を表していると考えられる。

3 実橋梁構造を用いた実験の概要

実験橋梁は桁長: 5.950 [m] 全幅: 主桁間隔 1.130[m] の 2 主桁鋼板鉄道橋 (図-1、2) を用い、15 個の加速度センサを設置して実験を行った。センサの配置は図-2 のように G1 主桁だけに注目し、垂直補剛材位置とその中間の位置の上フランジに水平方向に設置した。

付加質量は鋼板をクランプで上フランジに固定した。

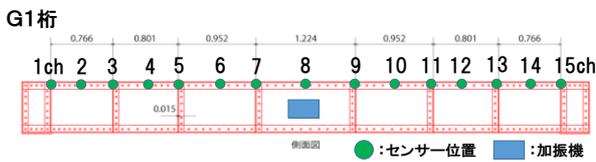
キーワード: パワースペクトル密度, 局部加振法, 損傷検出評価方法

連絡先: 〒090-8507 北海道北見市公園町 165 番地 TEL(0157)26-9471 (三上修一)

鋼板とクランプの重さは合計 12.44kg とした。損傷位置は単損傷として図-2 に示す 2ch、6ch、10ch、14ch センサ付近に付加質量を設置して実験を行った。これら 4 つの損傷パターンを S2、S6、S10、S14 と表記する。



図-1 実験橋梁 写真

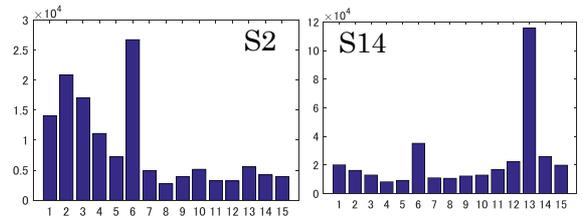


4 実験結果

損傷パターン S2, S14 の結果を図-3 に示す。S14 の場合は損傷位置周辺に大きな DI 値が現れているが、損傷位置が S2 の場合は損傷位置ではない 6ch に大きな DI 値表れた。この結果の要因を調べるため周波数ごとの PSD データを確認すると 0~300Hz までのデータで 6ch の DI 値が顕著に大きくなっている。PSD 波形を見ると 0~300Hz のデータは非常に小さく、かつ固有振動数の影響でみられるピークがないことから振動が励起していなかったと考え 0~300Hz のデータを解析から除外して再度解析する。S2, S14 の結果を図-4 に示す。いずれの損傷パターンでも 6ch の DI 値は減り、本来損傷があるセンサ(ch)付近で DI 値が最大になった。周波数範囲を絞ることで損傷検出精度が向上した。

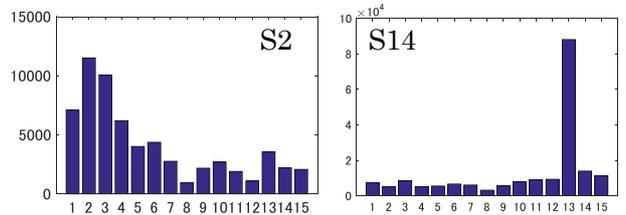
5 センサ間隔による検討

次にセンサ間隔による影響を確かめるため、15ch まで求めた DI 値のセンサ数を減らし損傷が周りのセンサにも影響を与え検出できるか検討する。15ch のうち、5, 8, 11, 14ch の 5 センサのみの解析と 1, 4, 7, 9, 12, 15ch の 6 センサのみの解析を行った。S2, S14 におけるセンサ 5 つの結果を図-5, センサ 6 つの結果を図-6 に示す。いずれの場合も損傷の近くのセンサで大きく DI 値が出るのでセンサの数を減らし損傷位置の絞り込みが可能になると考えられる。



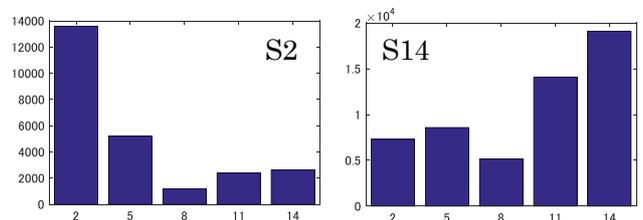
(縦軸:DI 値、横軸:センサ番号)

図-3 単損傷による実橋梁の DI 値 (0~800Hz)



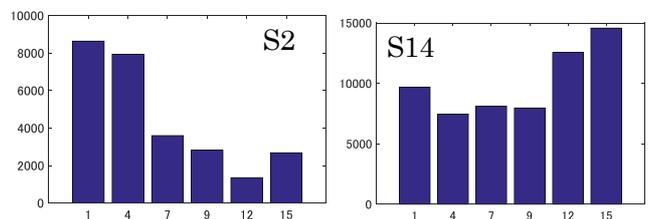
(縦軸:DI 値、横軸:センサ番号)

図-4 単損傷による実橋梁の DI 値 (300~800Hz)



(縦軸:DI 値、横軸:センサ番号)

図-5 センサ 5 つの DI 値 (300~800Hz)



(縦軸:DI 値、横軸:センサ番号)

図-6 センサ 6 つの DI 値 (300~800Hz)

6 まとめ

PSD 波形から固有振動数のデータが含まれない周波数帯を解析から除外することで損傷検出の精度が向上し、損傷検出することが可能になった。センサの数を減らしても損傷付近のセンサに大きな DI 値が出ることから損傷位置検出には密な間隔は必要ではなく損傷の位置を絞り込むことが可能であるといえる。

参考文献

- 1) 土木学会構造工学委員会橋梁振動モニタリング研究小委員会: 橋梁振動モニタリングのガイドライン, 土木学会, 2000.
- 2) 坪川, 大島, 山崎, 三上, 宮森: 圧電アクチュエータの局部加振による実橋梁の微小欠陥検出に関する研究, 土木学会年次学術講演会講演概要集第 1 部, 55 巻, I-453, 905-905, 2010.
- 3) 高橋, 大島, 三上, 宮森, 山崎: 局部加振法による小規模鋼橋の微小欠陥検出の検討, 土木学会北海道支部年次技術研究発表会, Vol.69A, 2013.