

腐食損傷した横断歩道橋に対する SHM の適用に向けた基礎的検討

Fundamental study on the structural health monitoring method to the pedestrian overpass with corrosion damage

門田峰典[†], 宮森保紀*, 齊藤剛彦*, 白川雄太**, 小幡卓司***

Takanori Kadota, Yasunori Miyamori, Takehiko Saito, Yuta Shirakawa, Takashi Obata

[†]博 (工), 株式会社オリエンタルコンサルタンツ, 関東支社 (〒151-0071 東京都渋谷区本町 3-12-1)

*博 (工), 北見工業大学准教授, 社会環境系 (〒090-8507 北海道北見市公園町 165)

**修 (工), 鉄建建設株式会社, 東北支店 (〒030-0846 青森県青森市青葉 1-2-3)

***博 (工), 北海学園大学教授, 社会環境工学科 (〒064-0926 北海道札幌市中央区南26条西11丁目1)

Many pedestrian overpasses had been constructed based on the standard design and most of such bridges have been in service for over 50 years. These bridges often have corrosion damages at invisible members. Therefore, an efficient damage detection method as the structural health monitoring needs to be developed. In this study, a detailed finite element model was constructed to reproduce the bridge analytically and its vibration characteristics were compared to the measurement results. Furthermore, we investigated the effect of corrosion damage on the modal amplitude of the deck by using a finite element model. As a result of this investigation, it is basically possible to identify the damage location of the deck which by focused modal amplitude ratios of damaged conditions.

Key Words: pedestrian overpass, corrosion, FEM, SHM

キーワード: 横断歩道橋, 腐食損傷, FEM, 構造ヘルスマニタリング

1. はじめに

標準設計が適用された横断歩道橋は, 昭和 40 年代 (1965 年~1974 年) をピークに建設され, 2020 年現在, 竣工後 50 年を超えるものが大半となっている. これら横断歩道橋の定期点検は, 道路橋同様, 5 年に 1 度の近接目視点検^{1),2)}が義務付けられ, 跨道橋では交通規制後に高所作業車にて, 跨線橋ではき電停止後に軌陸車やローリングタワーにて近接目視が行われている状況である. ゆえに, 横断歩道橋の維持管理には, 技術, コストに加え, より一層の安全管理が必要となり, 手間のかかる社会基盤と言える.

このような状況の中, 近年, 費用対効果の観点から, 積極的に横断歩道橋の撤去を検討する自治体が増加している. 例えば, 40 橋の横断歩道橋を管理していた札幌市では, 2012 年に札幌市横断歩道橋のあり方検討委員会を設立し, これまで 9 橋に対して撤去を実施している³⁾. ただし, 積極的な撤去が進む一方, 歩道橋の利用状況や周辺環境によっては, 既設もしくは改築して存続させる

歩道橋も実態として多く, 経済的で効果的な維持管理手法を構築する必要がある.

近年では, 安価で高感度な MEMS 型加速度計⁴⁾が開発され, これまでよりも簡易に加速度計測が可能になったことを受け, 古くからある振動特性の変化に着目した構造ヘルスマニタリング (Structural Health Monitoring: SHM) への期待が高まっている. ただし, 歩道橋を対象とした研究事例は少ない状況にある. 例えば, 宮下ら⁵⁾は, 撤去される横断歩道橋の下フランジを段階的に切断し, 損傷と振動特性の変化を把握した. 下フランジの自由突出板を完全に切除しても損傷前後の固有振動数の比率は約 8.2%に留まっていることから, 低次モードの固有振動数は損傷による感度が低いことがわかる. また, 著者ら⁶⁾は, 主桁に損傷を有する横断歩道橋に対し, 補修前後で振動計測を実施し, COMAC (the Coordinate Modal Assurance Criterion) による補修前後のモード形状の相关性から, 損傷検出の適用性を示している. これらは共に, 主桁の損傷に着目した研究事例である.

ここで, 横断歩道橋に生じる損傷に注目すると, 圧倒的に腐食損傷が多い状況にある. 特に, 目視が困難となるデッキプレート上面にて発生, 進行する腐食が維持管

[†] 連絡著者 / Corresponding author

E-mail: kadota@oriconsul.com

理上の課題となっている。すなわち、今後、横断歩道橋を経済的、かつ、効果的に維持管理するためには、床版の振動特性に着目した SHM を確立する必要がある。

そこで本研究では、SHM を確立するための基礎的な研究を実施した。本論文では、以下の検討結果を示す。まず、標準設計の横断歩道橋に生じる主要な損傷進展パターンとその維持管理上の課題を整理すると共に、横断歩道橋特有の構造性を踏まえた SHM の適用性を示す。続いて、竣工から約 50 年経過した横断歩道橋に対して振動計測を行う機会を得たため、低次の振動特性を把握すると同時に、実測値を再現できる FEM モデルの構築手法について述べる。最後に、構築した FEM モデル上にて床版の腐食損傷を模擬し、減肉範囲とその程度が床版の振動特性に与える影響について報告する。

2. 標準設計横断歩道橋に対する SHM の適用性

2.1 標準設計の概要

横断歩道橋は、歩行者が安全に道路を横断するための施設としてこれまで整備されてきた。歴史を辿ると、日本初の横断歩道橋は、1959 年に愛知県を通る旧国道 22 号（現県道 67 号）に架けられた⁹⁾。その後、昭和 40 年代（1965 年～1974 年）の高度経済成長期には、車両交通の増加および車両速度の上昇に伴う交通戦争と呼ばれる社会問題が生じ、交通安全施設等整備事業に関する緊急措置法の公布、ならびに、第一次特定交通安全施設整備事業 3 箇年計画の実施によって、歩道橋の本格的な整備が始まった⁹⁾。この際、業務の簡素化や構造物の精度向上を目的として制定されたのが標準設計である。具体的には、1967 年に立体横断施設設置要領(案)・横断歩道橋設計指針解説¹⁰⁾、土木構造物標準設計¹¹⁾が、その後の 1984 年には標準設計の手引き¹²⁾が、1985 年には標準設計図¹³⁾が制定されている。

それぞれの標準設計における仕様の違いとして、1967 年の標準設計は、幅員 1.5m の鋼横断歩道橋に対して設定されており、車道部幅員 27.5m 以下の道路を横断する場合に限り適用できるものとされている。主桁部は単純桁のプレートガーダー形式となり、表-1 に示すとおり、適用支間に合わせて使い分けられる。また、床版形式は、RC プレキャスト床版とデッキプレート床版となる。これに対し、1984 年の標準設計は、主桁断面が I 断面に統一されたこと、落橋防止構造の追加、主桁-階段接続部への目地の追加など改訂が行われている^{12),13)}。床版形式は、RC プレキャスト床版が廃止となり、デッキプレート床版 (3.2mm) と鋼床版 (6.0mm) に限定された。つまり、鋼床版は 1984 年以降の標準設計から適用されていることになる。両標準設計における仕様の違いを表-2 に示す。また、デッキプレートと主桁との接続ディテールも変更されており、1967 年ではデッキプレートが主桁まで連続し、地覆板が直接溶接される仕様¹¹⁾となっているのに対

し、1984 年では主桁に接続した 8mm の板にデッキプレートおよび地覆板が溶接される仕様¹²⁾となっている(図-1)。これは後述する地覆板の断面欠損を起点とした損傷進展パターンへの対策だと推測でき、滞水が懸念される部位に腐食耐久性の高い 8mm の接続板が設置することによって、直下に位置する横桁や下フランジへの漏水を抑制できる。

表-1 主桁部の構造形式¹¹⁾

形式	主桁断面	床版形式	適用支間
上路形式	H 型(圧延型鋼)	RC	17.5m
	I 型(溶接 I 桁)	プレキャスト床版	以下
下路形式	I 型(溶接 I 桁)	デッキプレート	30.0m
	C 型(プレス C 型鋼)		以下

表-2 構造形式の対比表

形式	主桁断面		床版形式	
	標準設計 (1967 年)	標準設計 (1984 年)	標準設計 (1967 年)	標準設計 (1984 年)
上路形式	H 型 (圧延型鋼)	I 型 (溶接 I 桁)	RC プレキャスト床版	デッキプレート 鋼床版
	I 型 (溶接 I 桁)			
下路形式	I 型 (溶接 I 桁)		デッキプレート	

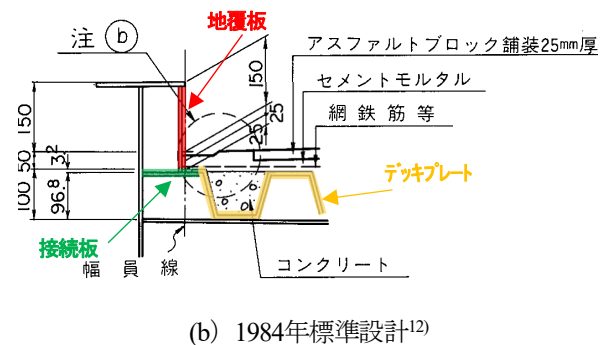
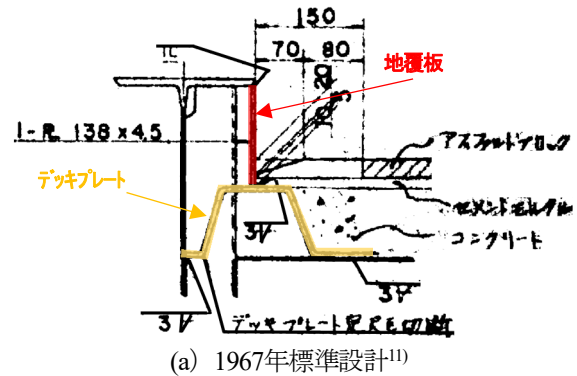


図-1 デッキプレートと主桁との接続ディテール

2.2 横断歩道橋の損傷傾向と維持管理上の課題

鋼構造物の損傷は、交通荷重に伴う疲労き裂と滞水に伴う腐食が主要であるが、標準設計の横断歩道橋の場合、疲労き裂よりも腐食や腐食に伴う欠損が著しく発生する傾向にある。この理由として、地覆板の立ち上がりや、階段による段差部など滞水しやすい箇所が多いこと、6mm以下の薄板で構成されていることが要因として挙げられる。この板厚について補足しておく、道路橋では供用に伴う腐食劣化に対する耐久性確保の観点から、鋼材の最低板厚を8mm以上¹⁴⁾としているのに対し、標準設計の横断歩道橋では、デッキプレートや階段蹴上げ、踏み板が3.2mm厚、地覆板が4.5mm厚、鋼床版では6mmと、薄肉部材で構成されている。

更に、腐食の進展経路として、2つのパターンが存在すると考えている。一つは、舗装やモルタルのひび割れから雨水が浸透してデッキプレート上面に滞水した後、デッキプレート同士の継ぎ目や腐食が進行することで生じる断面欠損部からの漏水によって、直下に位置する横桁や主桁下フランジが腐食するパターン、もう一つは、腐食の進行による地覆板の欠損部から雨水が浸透してデッキプレート上面に滞水した後、デッキプレート同士の継ぎ目や腐食が進行することで生じる断面欠損部からの漏水によって、直下に位置する横桁や主桁下フランジが腐食するパターンがある（写真-1、図-2）。

このような損傷進展パターンがある中で、横断歩道橋を効率的に維持管理していくためには、横桁や主桁下フランジへの損傷進展防止の観点、床版自体の設計耐力把握の観点から、デッキプレート上面の腐食状況を把握することが重要と考える。なお、上記のようにデッキプレートの損傷事例が多いが、鋼床版であっても進展経路に違いはないことから、同様に着目すべき部材となる。しかしながら、当該部位は近接目視が困難であり、実際の点検業務においては、床版下面の損傷状況を参考に健全度を判定しているのが現状である。また、超音波による板厚計測を実施する例もあるが、錆による鋼材表面の凹凸が著しい場合には、探触子から出た超音波が部材を通過する前に空気との界面で跳ね返り、正確な板厚が得られないことも多い。つまり、定期点検においては、デッキプレート上面および鋼床版上面の腐食状況を把握できず、維持管理上の課題を有していると言える。

2.3 標準設計横断歩道橋へのSHMの適用性

近年のMEMS技術の発達により、ひずみや加速度、温度や湿度、傾斜など多様な物理量が測定できるようになった。この内、ひずみは、部材設計における制限値との対比が可能となるため、構造物の状態を直感的、かつ、効率的に把握できる指標となる。ただし、ひずみは局部的な情報であるため、溶接部に生じる疲労き裂のように局所的な損傷個所が既知である場合や、主部材の公称応力を計測する場合に適用される事例が多い¹⁵⁾。これに対



写真-1 損傷状況²⁾



図-2 デッキプレート上面の損傷状況⁷⁾

して、橋梁全体系あるいは部材単位に着目する場合には、計測した加速度を周波数領域で解析することで得られる固有振動数や固有モード形状、減衰定数などの振動特性に着目したモニタリングが有利となる。加えて、固有振動数は、剛性と質量の関係に強く影響を受けることが知られており、薄板部材の評価に適している。以上から、板厚が薄く減肉による剛性低下率が大きい横断歩道橋の床版に対しては、振動特性の変化に基づくSHMが効果的だと言える。

更に、SHMを深化させるための中長期的課題としては、計測ノイズや温度変化による計測結果への影響¹⁶⁾、それを踏まえた閾値の設定が挙げられる。これには、膨大な計測データの蓄積が必要となるが、橋梁は完全受注生産品であるため、無数ある計測データを有効に活用できないことが課題としてある。これに対しても、横断歩道橋の床版は、標準設計であるがゆえに、主桁間隔と横桁間隔の組合せパターンが少ないことから、蓄積したデータを有効に活用できるというメリットも有している。

3. 対象橋梁

3.1 橋梁概要

本研究で対象とした横断歩道橋は、写真-2(a)の北海道札幌市に位置する横断歩道橋（橋長23.20m，支間長21.60m，幅員1.5m）であり，床版には鋼床版が採用されている．各橋脚部には直線の階段が配置され，通路部支間中央に対して点对称の構造となっている．本橋は1968年（昭和44年）竣工であり，約50年の供用を経て，2017年（平成29年）8月に撤去された．

3.2 形状計測の実施

本橋のFEMモデルを構築するにあたり，部材構成を把握する必要があったが，残存する竣工図書はなく，竣工年度から適用が推測された1967年（昭和42年）制定の標準設計¹⁾を参考とする必要があった．ただし，鋼床版の縦りブには，標準設計にある鋼板ではなく角型鋼管が採用されており，寸法や板厚を把握するための現地計測を供用中および撤去後に実施した（写真-2(a)）．

現地計測の結果，主桁の断面形状，幅員，横桁間隔，橋脚板厚などは，標準設計¹⁾の「04-P0-029（I.T.L18.0～22.0W1.5）」と合致した．上査および下査がそれぞれ4本のボルトにて接合される支承部や，主桁腹板に溶接されたフックプレートにて階段を掛ける主桁と階段の接続部もまた，標準設計仕様であった．一方，鋼床版は4.5mmの鋼板に高さ75mm，板厚3.2mmの角型鋼管がすみ肉溶接で取り付けられていた（図-3）．鋼床版上面には，0.3mm程度の減肉が全面に広がっており，前述するように，橋面のひび割れから雨水が浸透し，鋼床版上面に滞水することで，腐食が発生したものと推測した（写真-2(a)）．

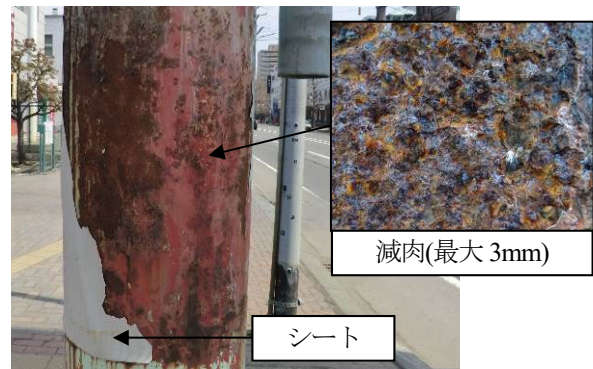
橋面は，床版上に50mmのモルタルが打たれ，その上に25mmの薄層舗装が敷かれていた（図-3）．この薄層舗装は，部分的に割れが見られ，モルタルが露出していた．

写真-2(b)は，主桁を支持する片側の橋脚柱の腐食状況であり，地表から0.9m～2.2mの高さに巻かれたシート内部で顕著な腐食が生じていた．これは，シートの隙間に雨水が浸入し，滞水したことが原因と考える．写真-2(c)は階段蹴上げの腐食状況であり，一部には欠損している箇所もあった．本橋は2000年，2002年にも振動計測を実施しており，腐食についての詳細な情報は無いが，当時撮影された写真から，腐食は当時から生じていたものとわかる．ただし，腐食程度は軽微であり，塗装記録から1982年の塗替え補修が最後であることを踏まえると，この14年の間に損傷が進行したものと考えることができる．

減肉量は，振動計測時に超音波板厚計を用いて板厚を計測し，橋脚柱は最大3mm減肉（母材9.5mm），階段部蹴上げは一律0.6mm減肉（母材3.2mm），通路部の地覆板は最大0.5mm減肉（母材4.5mm）していることを確認した．



(a) 対象橋梁



(b) 柱の腐食状況



(c) 階段蹴上げの腐食状況

写真-2 対象橋梁と損傷状況

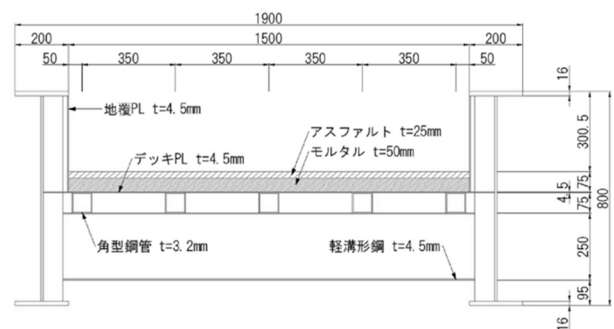


図-3 計測により復元した断面図

4. 振動計測

4.1 計測条件

振動計測は、2016年11月1日に実施した。当日の天候は曇天で、橋梁上に設置した温度計による計測中の最低気温は3°C、最高気温は6°Cだった。赤外線放射温度計により鋼材表面の温度計測も行ったが、外気温と一致した。

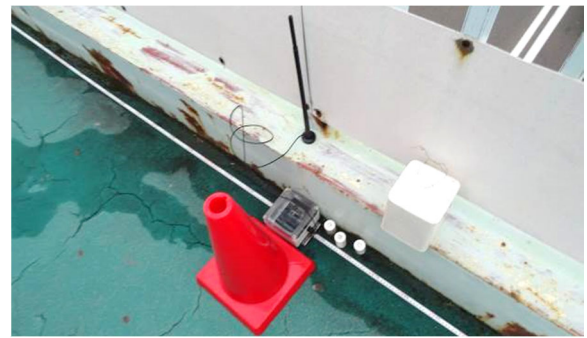
振動計測におけるセンサ配置および加振位置を図-4に示す。3次元の詳細な振動モードを把握するには、左右の地覆部にセンサを設置することが望ましいが、歩行者の通行に配慮して設置台数を最小とするため、片側の地覆部（丸数字）の位置にImote2無線センサ（SHM-Hセンサボード）を設置した。加振方法は人力加振とし、跳躍もしくは歩行後の減衰自由振動波形を用いてモード特性の同定を行った。写真-3に計測状況を示す。

加振ケースは、跳躍加振と強制加振とし、主桁の鉛直曲げ1次および2次モードおよびねじれモードを励起するよう、図-4の×印（支間中央断面・支間1/4断面）にて人間2名が同時に跳躍することとした。加振者の体重は平均70kg、測定時のサンプリング周波数は280Hzである。1回の跳躍で励起される減衰自由振動は、30秒もあれば十分に減衰することから、測定時間を60秒間とし、30秒毎に2回跳躍することで、2サンプルの加振データを収録することとした。強制加振では、1次モードの約4Hzの1/2となる2Hzを一定歩調とし、人間1名が橋面上をセンサ1から5方向に向かって歩行する条件とした。2Hzの一定歩調を維持するため、歩行者は電子メトロノームの発音音に合わせ歩行した。なお、歩行振動数2Hzは一般的な人間の歩行振動数であり、歩道橋の振動使用性の照査でも考慮される歩行振動数である。

4.2 データ処理方法

データ処理方法として、加速度データをフーリエ変換することでパワースペクトルを算出し、パワースペクトルのピーク値を固有振動数とした。測定データの一例として、支間中央点で跳躍加振した際の測点3のパワースペクトルを図-5に示す。フーリエ変換する際には、加振者が接地したあとの減衰自由振動部分のデータのみを対象としている。スペクトルの周波数分解能は、0.07Hz（280Hz/15s×280サンプリング）である。各加振パターンで複数回の計測を行っているため、卓越振動数の平均を各モードの固有振動数として採用した。

減衰定数は、計測した減衰自由振動波形に対して、ピーク振動数周辺の帯域を通過させるような楕円 IIR 型バンドパスフィルタによるフィルタリング処理を施し、抽出した波形から対数減衰率を算出して減衰定数を求めた。モード形状は計測したデータから代表的な結果に対し、フィルタリング後の振動波形で振幅が極大に達する時刻の測点毎に加速度応答値を最大値で無次元化した。3次元表示を行うためには、x, y, z 軸を同時に解析する必要があるが、3軸同時に処理することが困難だったため、x, y, z 軸それぞれで解析を行い、各方向の固有振動数を求める際に用いた同一のフィルタを用いモード形状を作成した。



(a) センサ設置状況



(b) 加振状況

写真-3 計測状況

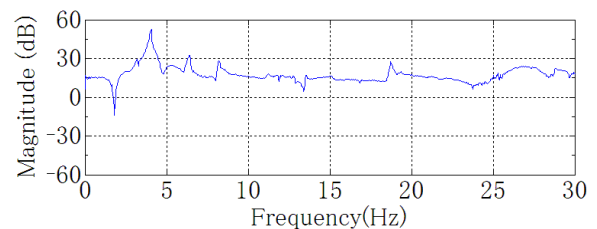


図-5 測点3のパワースペクトル（跳躍加振）

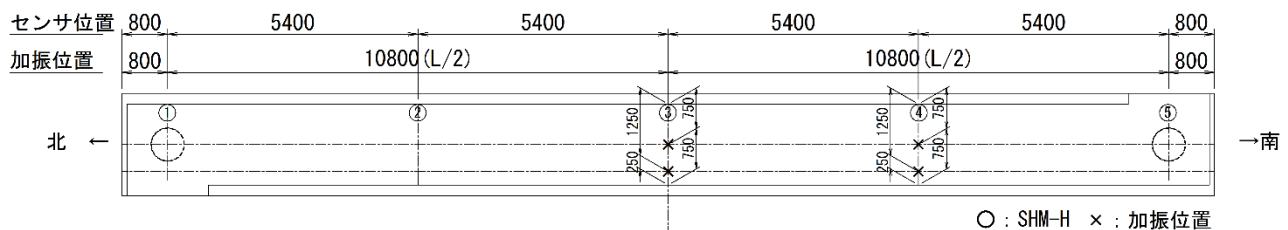


図-4 センサ配置および加振位置

5. 3次元FEMを用いたモデル化の検討

5.1 モデル化

本研究では、有限要素法解析プログラムであるmidas NFX¹⁷⁾を用いてモデル化と固有振動解析を行った。汎用ソフトにおける固有振動解析では大規模問題に適するLanczos法を用いている。

本検討で構築したモデルを図-6に示す。標準設計の横断歩道橋は大部分が鋼部材で構成されており、二次部材まで克明にモデル化しなければ、実剛性を再現することは難しい^{18), 19)}。このことから、横断歩道橋の振動特性をFEMで再現するには、階段部を含めた詳細な解析モデルを必要とする。

モデルに使用する要素として、主桁や鋼床版などの薄肉部材に対してシェル要素を、舗装や調整モルタルは面状に重なる要素となるためソリッド要素を、支点上の面外変形防止用に配置される横構や鋼製高欄は全て梁要素でモデル化した。なお、舗装と鋼床版とは節点を共有したモデルとしている。

基礎構造は直接基礎であること、人力加振によってフーチング下面に生じる断面力が微小であることから、橋脚下端の鉛直方向支持条件は完全固定とした。水平方向については、根巻きコンクリートによって変形が拘束されることから、根巻きコンクリート内となる鋼管の範囲までを完全固定とした。

階段は、主桁腹板に溶接されたフック上に載っており、メタルタッチで接続されていることから、ソリッド要素を用いた接触摩擦モデルにて再現することとした。入力上、鉛直方向は接触条件、橋軸方向および橋軸直角方向は鋼材の0.4¹⁴⁾を採用したすべり条件としているが、固有振動解析ではすべりは生じず、固定条件となっている。

また、現地計測によって把握した減肉量をモデルに反映させている。具体的には、主桁を支持する橋脚柱の内、L側柱は、根巻コンクリート天端から2.2mまでの高さに対して全周0.5mm減肉させ、更に減肉が顕著であった地表から0.9m~2.2mとなる車道の範囲に対して3.0mm減肉させた。一方、R側柱は根巻コンクリート天端から1.0m範囲に対して全周0.5mm減肉させた。鋼床版は0.3mm、階段蹴上げは0.6mm、地覆PLは0.5mm一律に減少させた。

5.2 物性値

表-3には、解析モデルに適用した物性値を示す。鋼材は道路橋示方書¹⁴⁾に準拠して設定した。舗装は樹脂モルタル舗装であり、ヤング率が不明であるため、舗装設計便覧を参考に $9 \times 10^3 \text{ N/mm}^2$ とした²⁰⁾。質量密度は、メーカーカタログ値を参考とした。モルタルのヤング率は打設時の設計基準強度が管理されず標準的な物性値が存在しないため、撤去後にモルタルのコアを採取し、圧縮試験および密度試験を実施した。質量密度には平均値である 21.5 kN/m^3 を採用した。ヤング率は、鉄筋コンクリート構

造計算規準・同解説²¹⁾の式(1)を参考に、試験値の平均圧縮強度 41.3 N/mm^2 、質量密度 21.5 kN/m^3 を代入した。

$$E_c = 3.35 \times 10^4 \times (\gamma / 24)^2 \times (F_c / 60)^{1/3} \quad (1)$$

ここで、 γ は質量密度 (kN/m^3)、 F_c は圧縮強度 (N/mm^2)を示す。

5.3 解析モデルの妥当性

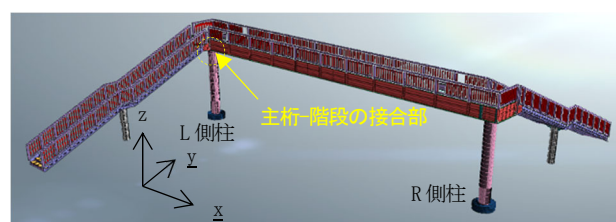
本モデルの妥当性を確認するため、固有振動解析を実施し、振動計測にて同定した固有振動数と比較を行った。

固有振動解析結果を表-4に示す。右欄の解析結果では、桁のモード形状を分かりやすくするため階段と高欄は非表示としている。固有振動数の有効数字は、実測値に合わせて小数点第1位までとしている。また、表中の()内には、解析値に対する実測値の比を示す。

加振方向に一致する曲げモードにおいては、曲げ3次モードで4%と若干誤差が大きいものの、曲げ1次モードおよび曲げ2次モードにて誤差がなく、正確に再現できると言える。また、1次に現れる橋脚が橋軸方向に振動する水平モードにおいても、同様に誤差が生じていない。

一方、ねじれ1次モードの整合性は低く、20%の誤差が生じている。低次領域でこれ程大きな誤差が生じるのは、そもそもの剛性や質量が異なっていると考えられるが、これ以外のモードが5%以内となる高精度で再現できているため、ねじり加振時の状況や近接する振動数成分を精査する必要がある。

上記のような誤差はあるものの、全体的な比較結果から、解析モデルは実構造物を高精度に再現できており、舗装-鋼床版や主桁-階段部の境界条件、物性値の選択など、モデル化の手法として妥当であると言える。



(a) 解析モデル全体



(b) 支点上のモデル化 (c) 主桁-階段の接合

図-6 解析モデル

表-3 解析モデルに適用した物性値

	モルタル	鋼	舗装
ヤング率 ($\times 10^3 \text{ N/mm}^2$)	24	200	9
ポアソン比	0.2	0.3	0.35
質量密度 (kN/m^3)	21.5	77.0	20.0

表-4 固有振動解析結果

		モード形状	
		実測	解析
1次	【橋軸水平モード】 実測値：3.2Hz 解析値：3.2Hz (1.00)		
2次	【曲げ1次モード】 実測値：4.1Hz 解析値：4.1Hz (1.00)		
3次	【ねじれ1次モード】 実測値：6.4Hz 解析値：5.2Hz (1.23)		
4次	【橋直水平モード】 実測値：8.2Hz 解析値：8.0Hz (1.03)		
5次	【曲げ2次モード】 実測値：13.5Hz 解析値：13.5Hz (1.00)		
6次	【ねじれ2次モード】 実測値：15.9Hz 解析値：15.1Hz (1.05)		
7次	【曲げ3次モード】 実測値：26.6Hz 解析値：25.5Hz (1.04)		

※曲げ2次モードは、若干のねじれモードを含んでおり、固有振動解析において合致するモードを抽出している
 ※解析のモード形状は、階段と高欄を非表示としている

6. 減肉範囲とその程度が床版の振動特性に与える影響

6.1 概要

横断歩道橋を効果的に維持管理するためには、床版の振動特性に着目したSHMを確立することが重要だと述べた。ここでは、解析的な基礎検討として、構築したFEMモデルを用い、鋼床版上面に生じる減肉範囲とその程度が床版の振動特性に与える影響を把握した。

なお、本橋の床版は、標準設計の仕様と異なっているものの、4辺固定版としての振動モードを考えた際には、基本的な境界条件となる横桁間隔や主桁間隔が標準設計と合致していることから、標準設計横断歩道橋の傾向として扱うことができると考えた。また、前章では低次の曲げモードに対して解析モデルの検証を行っているが、床版のモデル化が解析精度に影響を与えることから、実測値との比較ができていない床版の振動モードにおいても、一定程度の再現性が得られていると判断した。

検討ケースは、鋼床版上面を橋長に渡って一律に減肉させた一律減肉条件と、主桁腹板と横桁で囲まれる床版（以降、パネルと呼ぶ）毎に減肉させた部分減肉条件の2つを設定した。減肉の程度は、健全時に対して5%、10%、20%、40%、60%を基本とした。

6.2 一律減肉条件

一律減肉条件にて対象とする振動モードは、振動計測にて同定した30Hzまでの全体系振動モードおよび、床版のみが振動する床版モードとした。この床版モードは、高次振動領域において複数発生するが、中には、主桁系振動の影響を受けるモードも存在する。このため、損傷の検出精度を向上させる観点から、健全時と損傷時の固有振動数の差異が大きく、かつ、4辺固定版として振動する床版モードを抽出した（図-7）。なお、減肉の程度は、健全時に対して60%のケースとした。

図-8には、一律減肉させた場合の固有振動数の変化を棒グラフで示す。縦軸は、健全時に対する損傷時の割合を示す。計測で同定した主桁の振動モードの内、橋軸水平モードおよび全ての曲げモードに着目すると、損傷によって床版剛性が低下するものの振動数が上昇している。この理由として、剛性（板厚）が低下すると同時に質量も低下するため、床版剛性の影響が小さい振動モードにとっては、質量低下のほうが振動数に対する割合が大きいと考えられる。最大変化率は、減肉60%となる曲げ1次モードで得られるが、その変化は概ね2%とかなり小さく、構造全体系の振動モードに着目しても損傷による変化は明瞭とならないことがわかった。これは床版モードも同様であり、床版剛性の減少に伴い、固有振動数が低下するものの、最大変化率は曲げ1次モードと概ね変わらない。このことから、60%の減肉が床版全面に生じたとしても、固有振動数に際立った変化は見られず、当該部位の減肉程度をモニタリングすることは困難であると言える。

続いて、各パネル中央の床版下面にセンサを設置することを想定し、その節点における出力値を用いてMAC (Modal Assurance Criterion)²²⁾を算出した。MACは、着目する2つのモード形状の相関を表す評価手法であり、(2)式で算出できる。

$$MAC = \frac{\|\varphi_p^T \cdot \varphi_{p+k}\|^2}{\|\varphi_p\|^2 \cdot \|\varphi_{p+k}\|^2} \quad (2)$$

ここで、 φ_p は減肉時のモード振幅、 φ_{p+k} は健全時のモード振幅、 φ_p^T は減肉時の転置モード振幅を示す。2つのモード振幅が一致する場合、MACは1となる。一方、直交する場合は0となる。すなわち、損傷による影響が大きいモードはMACが低く算出されることになる。

図-8に固有振動数とMACとの関係を、表-5にMACを示す。MACの低下は、曲げ2次モード、曲げ3次モードおよび床版モードに見られ、特に床版モードにおいて顕著であった。床版モードのMACに着目すると、減肉量20%において低下が見られ始め、60%ではMACが0.958まで低下した。MACの変化としては5%程度に留まっており、計測誤差などの影響を踏まえると、SHMへの適用性は低いと考えられる。しかしながら、本検討により、鋼床版上面に生じる減肉に対してSHMを適用する場合は、主桁よりも床版の振動特性に着目することで、固有振動数よりもモード振幅の変化に着目することで、より効果的に損傷状況を把握できる可能性があることがわかった。

健全時 92.5Hz, 60%減肉時 91.1Hz, 損傷時/健全時=0.985

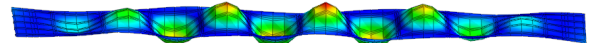


図-7 損傷による固有振動数の変化が大きいモード

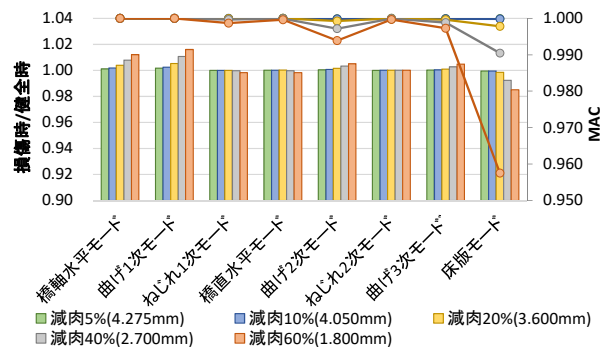


図-8 一律減肉条件の固有振動数, MAC の変化

表-5 MAC の変化値

振動モード	5%	10%	20%	40%	60%
橋軸水平	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
曲げ1次	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
ねじれ1次	1.000	1.000	1.000	1.000	0.999
橋直水平	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
曲げ2次	1.000	1.000	0.999	0.997	0.994
ねじれ2次	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
曲げ3次	1.000	1.000	1.000	0.999	0.997
床版モード	1.000	1.000	0.998	0.990	0.958

6.3 部分減肉条件

部分減肉条件では、一律減肉条件の結果を踏まえ、床版の振動モードに着目することとし、減肉による損傷時と健全時におけるモード振幅の比率を整理した。

ここで、モード形状を基に損傷位置を把握するには、計測点毎にモード形状の相関性を算出することができるCOMAC(the Coordinate Modal Assurance Criterion)²³⁾が有効となるが、横断歩道橋に対しては、損傷進展パターンから床版という着目すべき部位が明確となるため、簡易的手法となる計測点毎のモード振幅比にて評価が可能か試みた。なお、モード振幅比は(3)式で算出した。

$$n = \frac{A_d}{A_{ref}} \quad (3)$$

A_d は減肉時のモード振幅、 A_{ref} は比較対象とするモード振幅を示す。これらは、着目する節点での出力値を用い、パネルごとに計算した。比較対象のモード振幅には、健全時の他、直近の計測時、つまり健全時に比べてある程度減肉が生じた状況を設定した。この意図としては、新設に対して既設の横断歩道橋が圧倒的に多い状況であり、実務的に、健全時のデータ取得が困難であることを踏まえたものである。着目する節点は、MAC算出と同様のパネル中央とし、健全時に対して20%、40%、60%となる減肉量をパネル1~5に対してそれぞれ考慮した(図-9)。

部分減肉条件の検討に際し、減肉程度が床版モード形状に与える影響を把握した。図-10には、健全時とパネル2のみに対して60%の減肉を考慮した際の床版モードを示す。健全時においては、91.2Hzの床版モードでパネル2、8~10が、91.3Hzの床版モードでパネル1が、92.5Hzの床版モードでパネル3~7が最大振幅を得た。一方、パネル2のみに対して60%の減肉を考慮した場合、減肉パネルでは、健全時と同様の床版モードで最大振幅が生じ、減肉を伴わない他のパネルでは、図-10に示す3つのモード内での最大振幅の入れ替わりが見られた。これら3つのモードは、他の減肉ケースでも概ね限定される傾向にあった。この結果から、あるパネルのみに比較的著しい減肉が生じて、最大振幅を得るモードに変化がない、あるいは、特定の床版モード内での変化に留まることがわかった。それと同時に、床版モードの計測においては、着目する周波数領域をある程度絞ることが可能であることがわかった。これは、床版は連続版として挙動するため、減肉によって剛性や質量が変化したとしても、他のパネルの振動性状に影響を受けることが原因として推測できる。

図-11には、比較対象を健全時としたモード振幅比を示す。パネル2では、減肉程度に限らず、モード振幅比の最大値と減肉が生じるパネルは一致する結果となった。一方、パネル1では、減肉量が60%まで進行することで、モード振幅比の最大値と減肉が生じるパネルが一致する結果となった。また、パネル3および5でも、パネル1と同様に、減肉量が60%まで進行することで、モード振幅比

の変化が際立つものの、隣接するパネルにおけるモード振幅比の方が大きいことから、完全な一致は見られない。

図-12には、比較対象を減肉程度が一段階低い状態としたモード振幅比を示す。つまり、図-11に対して、減肉40%および60%の比較対象が変更になっている。パネル1では、減肉40%および60%において、モード振幅比の最大値と減肉が生じるパネルは一致する結果となった。しかし、その他のパネルでは、隣接するパネルや主桁支間に対して対称となるパネルのモード振幅比が最大となるなど、モード振幅比と減肉が生じるパネルとの間に明瞭な関係性を得ることができなかった。この理由として、比較対象がある程度減肉が進行した状態となることから、モード振幅にそれほど大きな差が生じていないということが挙げられる。

図-13には、比較対象を減肉程度が二段階低い状態としたモード振幅比を示す。この比較ケースは、図-12よりも腐食の進行が著しい架橋条件を想定しており、減肉60%の比較対象のみが変更になっている。このため、減肉60%に着目すると、パネル1~5の範囲ではあるものの、パネル1~3、5において、モード振幅比の最大値と減肉が生じるパネルは一致する結果となった。

また、パネル4については、全ケースにおいて、モード振幅比と減肉が生じるパネルとの間に明瞭な関係性を得ることができなかった。これは、前述するように、床版は連続版として振動するため、主桁支間に対するパネル割の影響によっては、減肉の影響が生じにくいパネルがあると推測できる。

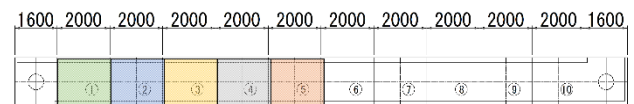
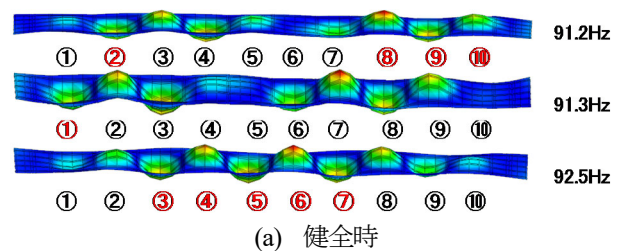
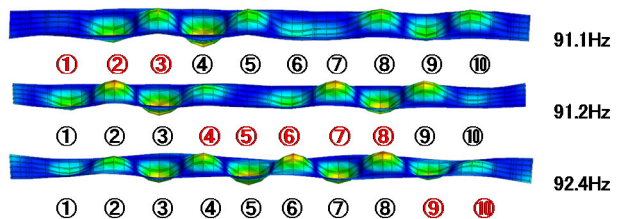


図-9 減肉を考慮するパネル

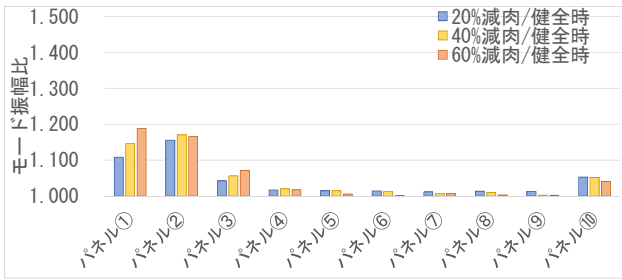


(a) 健全時

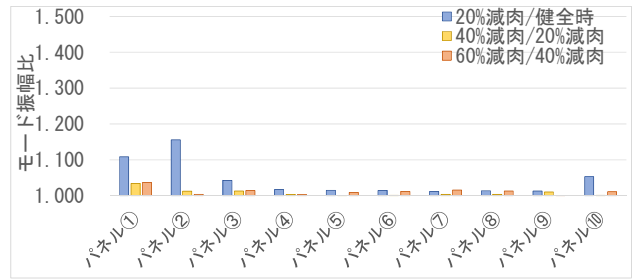


(b) パネル2のみ減肉60%時

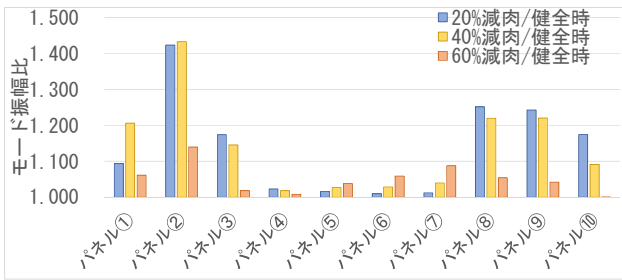
図-10 各パネル中央で最大振幅を得るモード



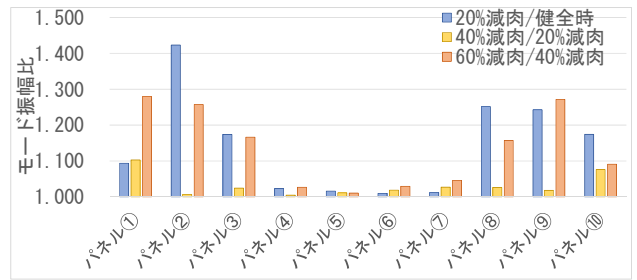
(a) パネル1減肉結果



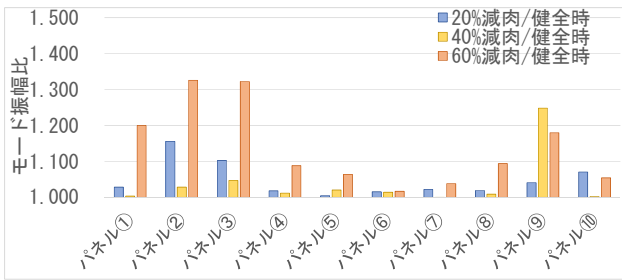
(a) パネル1減肉結果



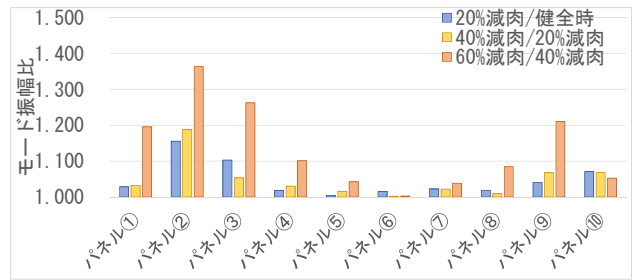
(b) パネル2減肉結果



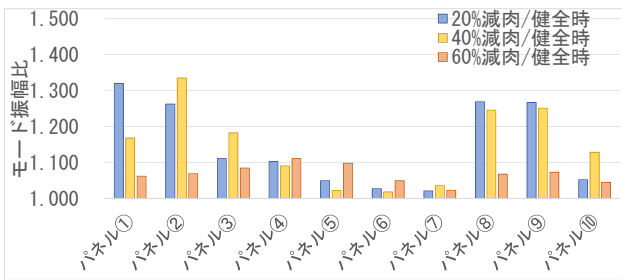
(b) パネル2減肉結果



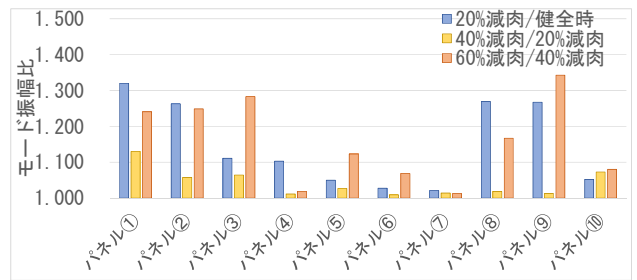
(c) パネル3減肉結果



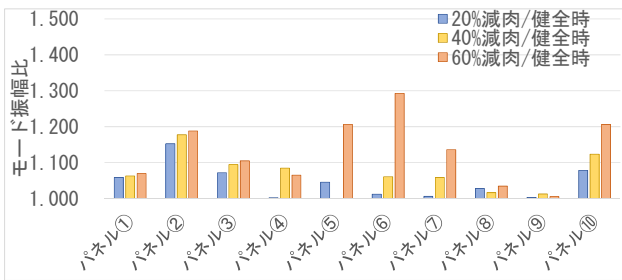
(c) パネル3減肉結果



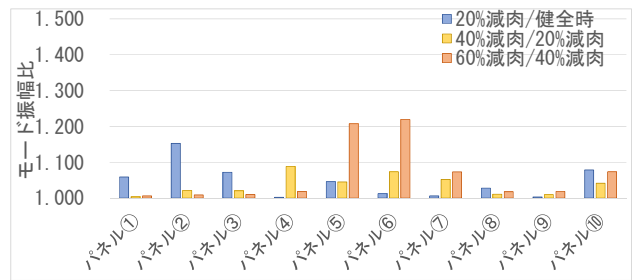
(d) パネル4減肉結果



(d) パネル4減肉結果



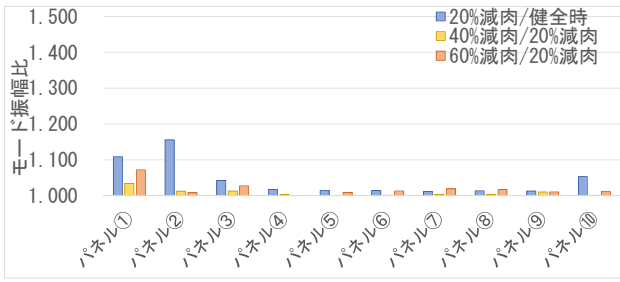
(e) パネル5減肉結果



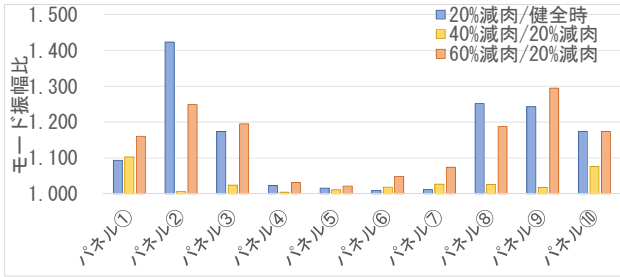
(e) パネル5減肉結果

図-11 比較対象を健全時としたモード振幅比

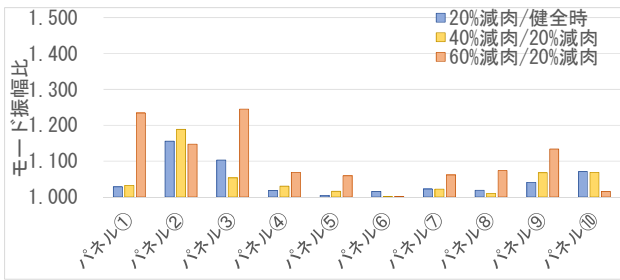
図-12 比較対象を一段階低い減肉としたモード振幅比



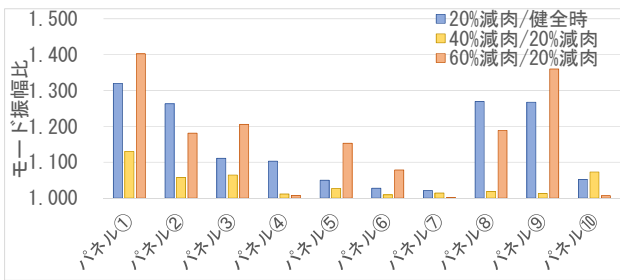
(a) パネル1減肉結果



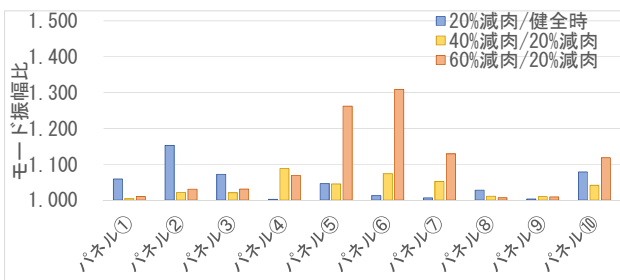
(b) パネル2減肉結果



(c) パネル3減肉結果



(d) パネル4減肉結果



(e) パネル5減肉結果

図-13 比較対象を二段階低い減肉としたモード振幅比

以上をまとめると、健全時の振動データがある場合には、健全時と損傷時のモード振幅比に着目することで、概ねの損傷パネルを把握できることがわかった。また、健全時の振動データがない場合でも、直近の計測データとのモード振幅比から、概ねの損傷パネルを把握できることがわかった。

本手法は、ある程度減肉が進行した状態でなければ、高い同定精度が得られない傾向が見られるが、例えば、厳しい腐食環境化の横断歩道橋に対して、完全な損傷同定ができなくても、点検後に行う詳細調査の範囲のスクリーニングに活用できると考えられる。具体的には、図-13に示す60%のケースに見られるように、パネル2またはパネル5が減肉している場合、主桁支間中央に対して対称となるパネル9またはパネル6の変状も示しており、腐食範囲が不明となる中で、詳細調査が必要とされる範囲を抽出することができることになる。つまりは、修繕費の縮減につながり、効果的な維持管理を可能とすることができると考える。

7. まとめ

近年、費用対効果の観点から、横断歩道橋の撤去が積極的に計画されているが、既設もしくは改築して存続させる歩道橋も実態として多い状況である。このような背景の下、本研究では、横断歩道橋に対するSHMを確立するための基礎的な検討を実施した。以下に得られた結果を示す。

- 1) 横断歩道橋における腐食の進展パターンを踏まえると、鋼床版上面の腐食状況を把握することが維持管理上重要となるが、定期点検では損傷程度を定量的に把握することができていない。これに対し、横断歩道橋の床版は、板厚が薄く減肉による剛性低下率が大きい部材であるため、振動特性の変化に着目したSHMが効果的となる。
- 2) 実橋梁の振動計測を実施し、30Hz以下となる低次の振動特性を同定すると共に、固有振動数を高精度で再現できるモデル化を構築した。二次部材や境界条件を克明にモデル化することにより、高い精度で実測値を再現することができた。一方、モード形状については、階段や橋脚も含めた定量的な比較が今後の課題である。
- 3) 構築したFEMを用いて実施した、減肉範囲とその程度が床版のモード振幅比に与える影響検討では、健全時と損傷時、または、損傷時と直近の計測時にある程度の減肉差がある場合、モード振幅比に着目することで、床版の損傷位置を概ね把握することが可能となる。

本研究で検討した床版のモード振幅比に着目する手法は、完全な損傷同定ができなくても、点検後に行う詳細調査の範囲のスクリーニングに活用できると考えられ、

維持管理の軽減に資する技術として期待ができる。

今後の課題としては、SHM の確立に向け、100Hz 近傍に存在する床版モードを効果的に励起させることができる加振方法の検討が必要となる。また、今回は鋼床版を対象に検討を実施したが、板厚が薄く、損傷進展が著しいデッキプレートに対しても、同様に減肉範囲とその程度が床版の振動特性に与える影響を把握する必要がある。

謝辞

本研究の一部は、科学研究費基盤研究(C)15K06176 によって実施されました。また、計測に際しては札幌市、株式会社エーテックならびに研究室の学生諸氏に協力をいただきました。ここに記して感謝致します。

参考文献

- 1) 国土交通省道路局: 歩道橋定期点検要領, 2019.
- 2) 国土交通省道路局: 横断歩道橋定期点検要領, 2019.
- 3) 札幌市横断歩道橋のあり方検討委員会: 「札幌市横断歩道橋のあり方」に関する提言書, 2013.
- 4) 例えば, 富岡昭浩, 市川真太郎: MEMS 型加速度計によるプレストレスコンクリート橋の振動計測, 土木学会第 67 回年次学術講演会, V-063, 2012.
- 5) 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性診断に向けた実橋梁の損傷と動特性変化, 土木学会論文集 A1(構造・地震工学), Vol.68, No.2, 367-383, 2012.
- 6) 門田峰典, 宮森保紀, 綿崎良祐, 三上修一, 齊藤剛彦: 実損傷を有する横断歩道橋の補修によるモード形状の変化, 構造工学論文集, Vol. 61A, pp. 143-152, 2015.
- 7) 白戸真大, 玉越隆史, 齊藤誠, 阿部勇一: 横断歩道橋の健全性診断の事例, 現場に学ぶメンテナンスNo. 24, 土木技術資料, 60-2, 2018.
- 8) 愛知県: 西枇杷島歩道橋日本で最初の歩道橋, ここに立つ, モニュメント, 2013.
- 9) 増渕文男: 跨道人道橋の建設史と設計基準の変遷に関する研究, 土木史研究第, 13号, 1993.
- 10) 社団法人日本道路協会: 立体横断施設設置要領(案)・横断歩道橋設計指針解説, 1967.
- 11) 社団法人日本道路協会: 土木構造物標準設計V (横断歩道橋) 建設省制定, 1967.
- 12) 社団法人全日本建設技術協会: 建設省制定土木構造物標準設計第5巻 (横断歩道橋・地下横断歩道) の手引き, 1984.
- 13) 社団法人全日本建設技術協会: 建設省制定土木構造物標準設計5, 立体横断施設-横断歩道橋・地下横断歩道の手引き, 1985.
- 14) 社団法人日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, II鋼橋・鋼部材編, 2017.
- 15) 例えば, 楠葉貞治, 勝田順一, 河野和芳: 溶接止端部に生じる疲労き裂の寿命予測解析とき裂発生・成長の計測, 鋼構造論文集, 第14巻第55号, 2007.
- 16) 小林裕介, 三木千壽, 田辺篤史: 鋼床版箱桁橋梁の温度変形挙動を利用した健全度評価モニタリング, 土木学会論文集A, 62巻4号, 794-807, 2006.
- 17) MIDAS Information Technology Co., Ltd. : *midas NFX, Analysis Manual*, 2014.
- 18) 門田峰典, 宮森保紀, 岡本覚人, 綿崎良祐, 三上修一, 齊藤剛彦: スマートセンサを用いた3次元加速度計測による横断歩道橋の振動特性同定とFEMモデル構築に関する一検討, 土木学会論文集A2(応用力学), Vol.70, No.2(応用力学論文集 Vol.17), 2014.
- 19) Y. Miyamori, T. Kadota, Y. Zhang and S. Mikami: *Dynamic characteristics of a damaged pedestrian overpass measured by wireless sensor array*, Proceedings of the International Conference on Smart Infrastructure and Construction, 2016.
- 20) 社団法人日本道路協会: 舗装設計便覧, 2006.
- 21) 一般社団法人日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 2018.
- 22) 例えば, R. Salgado, P.J.S. Cruz, L.F. Ramos and P.B. Lourenço: *Comparison between damage detection methods applied to beam structures*, Proceedings of the Third International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management, 2006.
- 23) NAJ Lieven, and DJ Ewins: *Spatial Correlation of Mode Shapes, the Coordinate Modal Assurance Criteria(COMAC)*, 6th IMAC, 1988.

(2020年9月15日受付)

(2021年2月1日受理)