

構造健全度診断のための実損傷橋梁の数値解析モデル構築

Development of detailed numerical model of damaged pedestrian bridge for structural health evaluation

北見工業大学社会環境工学科 ○正員 宮森保紀 (Yasunori Miyamori)
 (株)オリエンタルコンサルタンツ 正員 門田峰典 (Takanori Kadota)
 北見工業大学大学院社会環境工学専攻 学生員 綿崎良祐 (Ryosuke Watasaki)

1. はじめに

高度経済成長期に整備された多数の橋梁に対する老朽化対策が課題となっている。限られた財源で老朽化が進む多数の構造物の維持管理を行うには、これまでの事後保全型から予防保全型の維持管理に移行することが有効と考えられている。この予防保全型の維持管理を適切に実施するには、損傷の位置や程度を定量的に評価する構造健全度診断が必要であり、構造物の振動や応力などを計測し、何らかの構造同定手法を用いることで損傷を検出する「構造ヘルスマニタリング (Structural Health Monitoring: SHM)」に関心が集まっている。

SHM においては、健全状態から計測データを蓄積しておき、時系列での比較によって損傷の発生や劣化の進展を検知することが基本的な枠組みであるが、参照できるような健全状態のデータがなかったり、データに変動が生じた場合に、損傷メカニズムの検討やその後の損傷の進展を予測することが必要になることが考えられる。このような場合、実構造物を再現した数値モデルの活用が期待される。数値モデルを利用して構造物の挙動を明らかにすることは、地震応答解析の分野で 1995 年の兵庫県南部地震以降急速に研究が進展した。動的耐震設計として設計段階で FEM モデルを構築し、固有振動解析と時刻歴応答解析を行って構造全体系の地震時応答を把握することが可能になった²⁾。このような検討を行った

橋梁に対して、竣工時に振動実験を実施し固有振動特性を把握することも行われたが、実測値と解析値の間には低次の振動モードでも数%程度の差が生じることが多いようである。このような差異は解析モデルでの剛性に反映されない 2 次部材の影響や、部材の温度変化による剛性の変化などのモデル化誤差が主な原因と考えられるが、耐震性能の検討上大きな問題となるものではなかった。

一方、構造物の数値解析モデルを既設構造物の予防保全に活用しようとする場合、供用中の劣化や損傷による構造物の特性変化は一般に小さいため、数値モデルを実構造物にどこまで適合させるかを合理的に検討する必要がある。近年の汎用解析ソフトウェアにおけるユーザーインターフェイスの充実と計算能力の向上により、詳細な構造モデルを作ること自体は可能になりつつあるが、合理的な数値モデルを構築するためには、2 次部材や付属物のモデル化や、実構造物に即した境界条件の設定など、知見の蓄積が必要な課題が残されている。

本研究では、構造健全度診断に活用可能な数値解析モデルを構築するための検討の一環として、実損傷を受けた横断歩道橋について、詳細な FEM モデルを構築するとともに、固有振動特性を実測値と比較した。実測値と解析モデルの比較や、損傷時と補修後の変化を比較することで、構造健全度診断でも活用可能な数値モデルの構築に必要な要素を検討したので報告する。

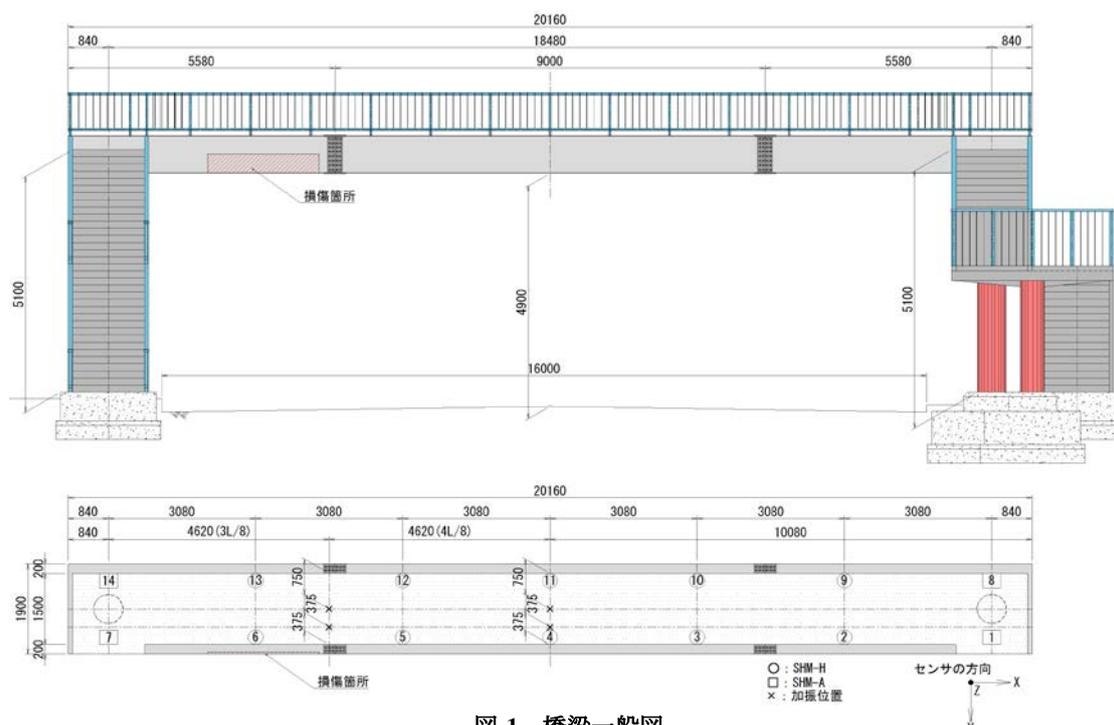


図-1 橋梁一般図

2. 対象橋梁と固有振動特性

2.1 横断歩道橋の概要と損傷状況

対象橋梁は、図-1の横断歩道橋(橋長 20.16m, 支間長 18.48m, 幅員 1.5m)である。本橋には、図-2に示すように片側の主桁に変形とき裂が生じていた。変形は実測で160mm程度、主桁面外方向に変形している。また、き裂は垂直補剛材が取り付け位置に沿って生じており、主桁下フランジから上フランジに向かって200mm程度のき裂長である。この損傷は車両の衝突によって発生したと推測されるが、損傷時の状況の詳細は不明である。これらの損傷は、局所の疲労き裂や腐食などに比べて、主桁剛性に影響を与える比較的大きな実損傷であると言える。ただし、鋼構造物の耐荷力に影響を与える損傷の程度としては軽微であり、放置することで落橋に至るような損傷ではない。また本橋は、過去にも同様の損傷を受け補修した形跡や、塗膜の劣化、路面の舗装の劣化などが見受けられるが、構造全体への影響は軽微なものと考えられる。

本研究では、損傷時の振動特性の把握を目的として、2014年7月に振動計測を実施した。また、2014年8月には損傷部に対する溶接補修(図-2右下)が実施された。補修後の健全状態としての振動特性を把握するため、2014年9月に振動計測を実施した。なお、損傷部の補修は変形と亀裂の生じた部分を切断して、同じ断面を有する材片を切断部分に溶接する方法で行われた。この損傷部の交換以外には階段部分の塗装の一部塗り替えが行われたが、構造物の振動特性に影響を与えるものではないと考えられる。

2.2 振動測定実験と固有振動特性³⁾

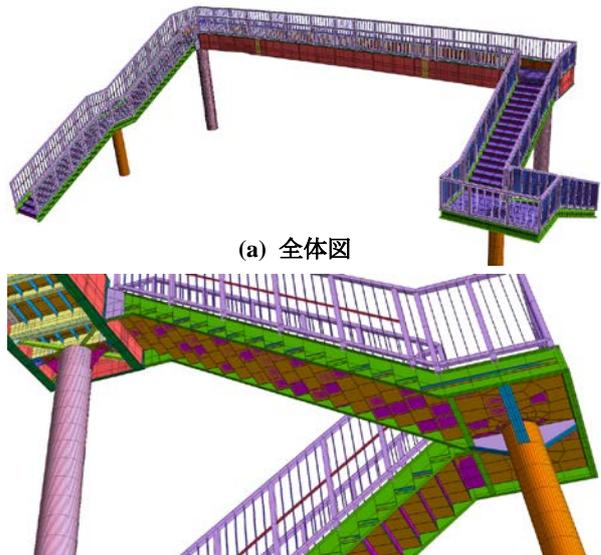
振動測定実験におけるセンサ配置及び加振位置を図-1に示す。センサは上部構造全体の詳細な振動特性を把握するため、3軸加速度成分を計測することができるImote2スマートセンサーを14基用いた。全測点にて3軸加速度成分を計測するため、総チャンネル数は42chとなった。センサは、鋼板に両面テープで固定したプラスチックケース内に格納し、床版上に設置した。

加振方法は人力加振とし、人間1名が跳躍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。加振者の体重は70kg、測定時のサンプリング周波数は280Hz、測定時間は1サンプル60秒間である。加振位置は、曲げ1次・2次モード及びねじれ1次・2次モードを励起するため、図-1の×印の位置で跳躍した。この振動測定実験を上述した本橋の補修前後で繰り返し行った。

測定データの処理は、得られた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。スペクトルの周波数分解能は0.042Hzである。モード形状は計測した減衰自由振動波形に対し、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、抽出した波形から測定チャンネル間の相対変位を求め、最大値を1として正規化した。振動特性同定結果の一例として、損傷時の各モードの固有振動数とモード形状を次頁の表-1に示す。



図-2 損傷状況 (左上: 損傷時、右下: 補修後)



(a) 全体図

(b) 下面詳細

図-3 FEMモデル

3. 詳細 FEM モデルと固有振動解析

3.1 FEM モデルの構築

本研究では、有限要素法解析プログラムであるmidas NFX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⁴⁾。

構築したモデルを図-3に示す。モデル化では鋼主桁や鋼床版などほとんどの部材をシェル要素でモデル化した。舗装の調整モルタルはソリッド要素とし、橋脚上の横構や鋼製高欄は梁要素でモデル化している。損傷部の変形は、実測の変形図に基づき、変形量を計測した点とモデル節点の位置関係を一致させ、変形量分を橋軸直角方向に節点移動させることで再現した。また、垂直補剛材に沿って生じているき裂は、要素間の節点を二重節点とした。境界条件として、橋脚基部は完全固定とした。実橋における階段と主桁の連結は、主桁に溶接したプレートに階段を載せ、ボルトで締める一般的な方式となっている。しかし、詳細にモデル化する上で、ボルトの導入軸力やプレートと階段の接触状態、階段エンドプレートと主桁腹板の接触状態が不明であった。また、階段と主桁の間に遊間があるが、場所によっては、塗装が遊間を埋めている箇所もあった。そこで、階段と主桁の連結部は、6自由度のばね要素として簡便にモデル化することとした。橋軸、橋軸直角、鉛直方向の並進方向剛性を $1.00 \times$

10^{12} N/mmの剛結とし、全軸の回転剛性を0としたピン結合とした。また、予備的な解析から橋軸直角方向の並進剛性が固有振動モードに大きな影響を与えることが分かったため、このバネ剛性を調整して 2.80×10^4 N/mmとした。なお、橋軸方向においては、剛性値を変化させても固有振動数及びモード形状の変化は確認できなかった。

上記以外のモデルの詳細について述べると、橋面には、調整モルタルとレジンファルト（舗装剤）が敷かれているが、現況ではレジンファルトは摩耗しモルタルが露出していたためモデル化を省略した。モルタルについては、内部状況が不明だが、目視から健全状態と仮定し一般的な値でモデル化した。また、当初のモデルでは高欄は簡便な梁要素としてモデル化し、橋脚取り付け部の補剛材などは省略していたが、これらを考慮することで後述する固有振動数の適合度は向上した。

3.2 固有振動解析結果と実験結果との比較

表-1 では損傷状態における固有振動数とモード形状について、実測値と固有振動解析結果を比較する。

まず、各モードのモード形状について概要を説明すると、最低次の1次モードは橋脚を含めて橋軸方向に振動が卓越するモードである。実測結果では、上部構造の鉛直方向の振動も比較的大きくなっているが、これは減衰自由振動実験で鉛直方向に加振した影響を受けたものであり、実測でも橋軸方向の振幅がもっとも大きい。2次モードは主桁の曲げ振動が卓越するモードで、両方の主桁のモード振幅もほぼ等しい。3次モードは上部構造が橋軸直角方向に振動するモードである。実測では階段取り付け部側の振幅が大きくなっており、階段が振動する影響を受けたものと考えられる。解析でも桁部については実測と同様であるが、高欄の振幅がより大きくなっている。実験では加速度計は橋面上に設置して、高欄の振動は測定していない。4次モードは上部構造のねじれ振動モードとなっている。5次モードは上部構造の逆対称曲げ振動モードである。6次モードは上部構造の逆対称ねじれモードである。4次および6次モードにおいては、解析では高欄や階段が比較的大きな振幅で面外に振動するモードとなっているが、上部構造の振動形状自体は実測値とほぼ同じになっている。なお、健全時のモード形状については、全体的には損傷時とほとんど同じモード形状となっている。

次に固有振動数を比較する。実測値に対する解析値の差は、1次～3次の低次モードはかなり小さく、比較的高次のモードで大きく、5次モードで約4%と最大となっている。このような傾向は、高次モードでは振動形状がより複雑となり、高欄、階段部やそのほかの2次部材のモデル化誤差の影響が大きくなっているものと考えられる。また5次、6次モードは損傷位置がモードの腹となっており、損傷部分のモデル化によって差が大きくなっている可能性もある。このように固有振動数を詳細に検討すると、実測値と解析値には差異が残るが、低次モードのみならず比較的高次のモードでも、また鉛直方向のみならず橋軸や橋軸直角方向でも3次元計測と詳細FEMモデルの振動特性はおおむね一致した。

表-1 実測値と解析値の比較（損傷時）

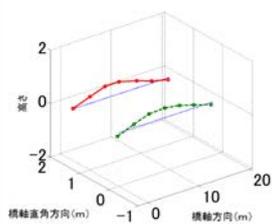
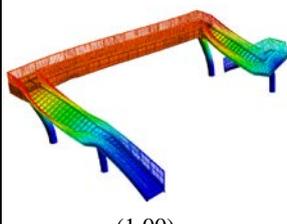
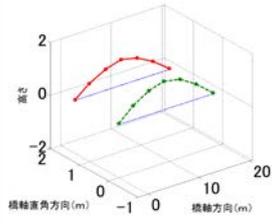
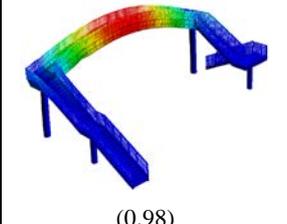
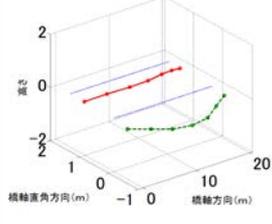
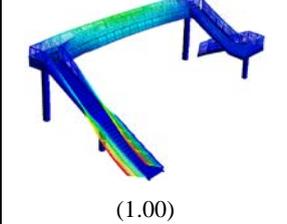
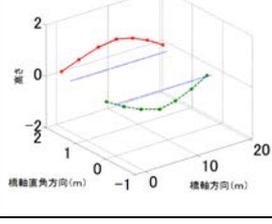
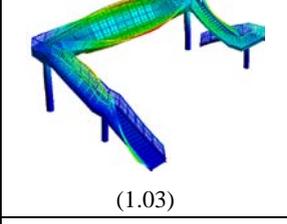
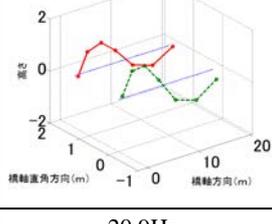
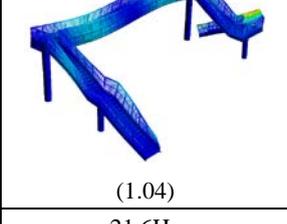
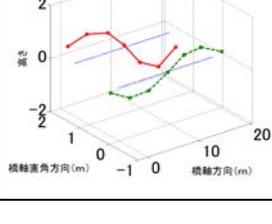
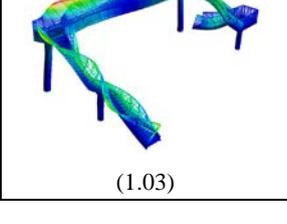
固有振動数とモード形状		
	実測	解析（下欄は実測との比）
1 st	4.3Hz 	4.3Hz  (1.00)
2 nd	4.9Hz 	4.8Hz  (0.98)
3 rd	7.9Hz 	7.9Hz  (1.00)
4 th	9.8Hz 	10.1Hz  (1.03)
5 th	15.6Hz 	16.2Hz  (1.04)
6 th	20.9Hz 	21.6Hz  (1.03)

表-2 固有振動数の比較 (Hz)

	実測値		解析モデル	
	損傷時	健全時	損傷時	健全時
1 st	4.3	4.2	4.30	4.30
2 nd	4.9	4.9	4.75	4.78
3 rd	7.9	8.1	7.86	7.88
4 th	9.8	9.8	10.07	10.07
5 th	15.6	15.7	16.16	16.35
6 th	20.9	20.9	21.58	21.61

4. 損傷時と健全時の固有振動特性の比較検討

ここでは損傷時と補修工事後の健全時の固有振動特性について検討する。

まず、構造全体のモード形状については、上述したように損傷時と健全時でほとんど差は見受けられなかった。損傷位置について詳細を検討するため、図-4 に 5 次モードに関する損傷位置のモード形状を示す。モデルでは損傷の実測に基づいて部材を変形させているが、損傷位置が腹となる 5 次モードでは、モデル化で設定した変形からさらに腹板のはらみ出しとき裂が開くような振動形状が見受けられた。損傷位置があまり振動しない 2 次モードや 4 次モードでは、損傷として与えた変形からほとんど変化していなかった。本研究のモデルでは、各要素の寸法は数 cm 程度でモデル化しているが、形状が複雑に変化する損傷部では、より詳細なモデル化を検討する必要がある。

次に固有振動数の変化について検討する。解析モデルの固有振動特性は、損傷時よりも健全時の方が高いモードがある。これは、補修による曲げ剛性の回復が影響したもので、損傷位置が鉛直方向や橋軸直角方向に曲げを受けるモードで固有振動数が上昇している。一方、実験結果では 3 次および 5 次モードでは固有振動数が上昇しているが、1 次モードでは逆に固有振動数が低下するなど、より複雑な傾向を示している。これは、例えば実験時の温度差や日照の差によって、構造内部でも部分的に振動特性が異なったことなどが考えられる。このため、本研究で構築したモデルでは実験結果と解析モデルの単純な比較はできず、構造物に対する環境条件の変化なども考慮したモデルを構築する必要がある。

5. おわりに

本研究では、一般的な横断歩道橋を対象に、橋面上に比較的密に加速度センサを配置して 3 次元振動測定を行い、その結果を詳細な FEM モデルに対する固有振動解析結果と比較した。

全体的な傾向としては、高欄や補剛材などの 2 次部材や付属物を詳細にモデル化し、階段と主桁の接合部のばね定数を調整することで、鉛直方向のみならず橋軸および橋軸直角方向でも同様の振動モード形状を再現することができた。また、固有振動数は低次モードではほとんど一致し、より複雑な振動形状となる高次モードでも 4% 程度の精度で実測値を再現できた。

一方、損傷部などより複雑に形状が変化する箇所は、さらに詳細なモデル化が求められることを示唆した結果

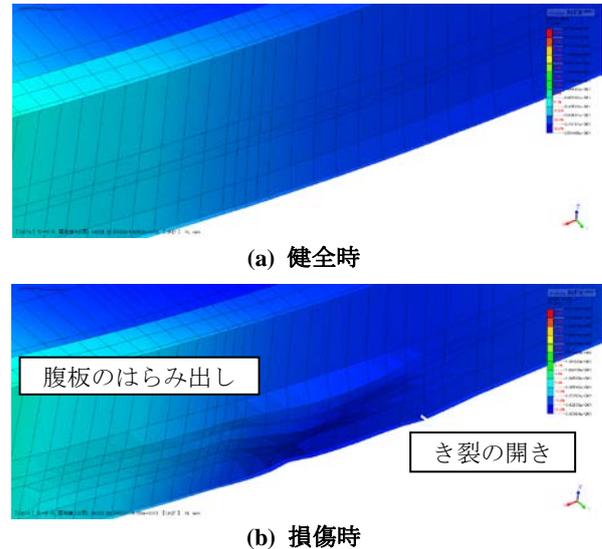


図-4 損傷位置のモード形状 (5 次モード)

も得られた。また、損傷時と健全時の実測結果の比較では部材断面の変更以外にも、測定時の環境条件の違いによって振動特性に違いが表れた可能性もあり、今後より詳細な検討が必要である。

また、本研究では比較的測定しやすい加速度を用いて、構造全体の振動特性を検討対象としてが、構造物の健全度を評価するためにはひずみや応力などの物理量についても検討する必要がある、今後の課題である。

謝辞：本研究の一部は科学研究費補助金（若手研究（B）, 課題番号：25870025）および鹿島学術振興財団 2012 年度研究助成の支援によって実施されました。また、振動実験の実施に際しては北海道開発局北見道路事務所および北見工業大学社会環境工学科の学生諸氏の協力を得ました。ここに記して感謝の意を表します。

【参考文献】

- 1) 国土交通省: 国土交通白書, 2013.
- 2) 土木学会地震工学委員会動的耐震設計法に関する研究小委員会編: 橋の動的耐震設計, 土木学会, 2003.
- 3) 綿崎良祐, 門田峰典, 宮森保紀: 実横断歩道橋の 3 次元固有振動特性同定と損傷位置検出の検討, 土木学会北海道支部平成 26 年度論文報告集, 第 71 号, 2015.
- 4) MIDAS Information Technology Co., Ltd.: midas NFX, Analysis Manual, 2014.