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), I_887-I_897, 2014.

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

門田　峰典[1]・宮森　保紀[2]・岡本　覚人[3]・綿崎　良祐[4]
・三上　修一[5]・齊藤　剛彦[6]

[1]正会員　株式会社オリエンタルコンサルタンツ　SC事業本部　国土整備事業部門　構造部
（〒151-0071 東京都渋谷区本町3-12-1　住友不動産西新宿ビル6号館）
（北見工業大学大学院　寒冷地・環境・エネルギー工学専攻）
E-mail:kadota@oriconsul.com

[2]正会員　北見工業大学准教授　社会環境工学科（〒090-8507北海道北見市公園町165）
E-mail:miyamoya@mail.kitami-it.ac.jp

[3]正会員　国土交通省中部地方整備局　名四国道事務所
（研究当時　北見工業大学大学院　社会環境工学専攻）
E-mail: okamoto-a85ac@cbr.mlit.go.jp

[4]学生会員　北見工業大学大学院　社会環境工学専攻（〒090-8507北海道北見市公園町165）
E-mail:m1352200140@std.kitami-it.ac.jp

[5]正会員　北見工業大学教授　社会環境工学科（〒090-8507北海道北見市公園町165）
E-mail:mikamisi@mail.kitami-it.ac.jp

[6]正会員　北見工業大学助教　社会環境工学科（〒090-8507北海道北見市公園町165）
E-mail:saitota@mail.kitami-it.ac.jp

本研究では，構造ヘルスモニタリングの実用化に向けた基礎的研究として，無線センサシステムであるImote2を実損傷を有する横断歩道橋に適用し，複数の固有振動モードについてその特性を3次元的に把握した．加えて，実測値を検証するため3次元のFEMモデルを作成し，比較を行った．多点計測で得られた振動特性を解析モデルで再現するには，境界条件を適切にモデル化する必要がある．しかし，階段と主桁の連結部においては，取付ボルトの導入軸力やプレートと階段の接触状態などの詳細を，竣工図面から把握することは困難である．そこで，6自由度のばね要素として簡便にモデル化し，境界条件をピン結合及び固定とした場合，及び，ピン結合の各並進方向のバネ剛性を調整した場合において，実測値を再現できるか検討を行った．

Key Words : *smart sensors, vibration monitoring, modal shape, FEM modeling, pedestrian bridge*

1. はじめに

我が国が抱える社会資本の多くは，高度経済成長期に整備された．橋長 15m 以上の橋梁を対象に，供用開始から 50 年以上経過したものの全体比率を示すと，2020 年には全体の約 26%に，2030 年には約 53%にまで急増する [1]．この莫大な数量に対して維持管理を行うには，財源の確保が課題となる．この先，従来どおりの維持管理を行った場合，2037 年には維持管理費・更新費が投資総額を上回ると推計されており [1]，適切な維持管理ができないことで，2007 年の米国ミネアポリスの落橋事故や，木曽川大橋・本荘大橋の斜材腐食破断事故，そして 2012 年に起こった笹子トンネル天井板崩落事故など人々の生活に影響を与える事故を引き起こすことが懸念される．

一方で，我が国は災害大国であり，マグニチュード 6 以上の大規模地震の内，全世界の約 20%が日本で起こっている [2]．2011 年に発生した東日本大震災は，マグニチュード 9 と観測史上世界で 4 番目の規模であり，現地に甚大な被害をもたらした．未だ復旧のめどが立っていな

い地区もある中，次なる東海・東南海・南海の3連動地震や首都直下型地震の発生が脅威とされている．

上記の背景の下，維持管理においてはこれまでの事後保全から予防保全型の維持管理に移行しており，各公共団体では橋梁長寿命化修繕計画が策定されている．しかし中には，技術職員数や技術力が不足し，点検もままならない市町村も存在する．

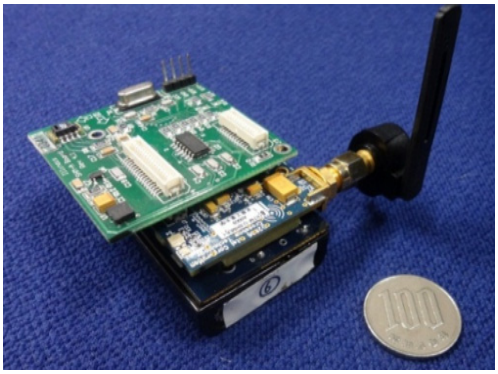
そこで，構造物の振動や応力などを計測し，何らかの構造同定手法を用いることで，構造系の剛性低下などを損傷として検出する「構造ヘルスモニタリング（Structural Health Monitoring: SHM）」に関心が集まっている．SHM の実用化には，得られた振動波形から損傷の大きさや位置を検出できる手法を確立する必要があり，これまで様々な検出手法が提案されている[3)-5)]．古川ら[3)]は，トラス橋を対象とし，マイクロ起振器を用いた振動計測を行い，フーリエ振幅から損傷を同定する手法を提案している．吉岡ら[4)]は，同じくトラス橋を対象とし，斜材が連成する振動モードの減衰比に着目することで，損傷を同定できる可能性があると論じている．健全部と損傷部との比較によって損傷を検出するこれらの手法は，同一部材が混在するトラス橋やアーチ橋に対して有効だと言える．しかし，架設数が多くモニタリングの適用が必要となる桁橋に対しては，比較部材や健全時データがなく，適用が難しいと言える．このような場合には，構造全体系の振動を高密度に計測し，モード形状の局所的な変化を発見する手法が有効な可能性がある．

一方，橋梁構造物における竣工時検査や点検は，一般的に，寸法や形状の確認，外観の目視によって行われることが現状となっており，部材内部の応力状態や支点反力などを当初から測定することは稀である．また，部材の支持条件については，可動支点の接触部が固着していたり，動きが小さい場合には固定状態に近い挙動を示すことがある．このように，構造物の実際が設計値や設計条件と完全に一致しないことも多いと考えられるが，使用上の問題となることはほとんどない．一方で，測定結果を解析モデル上で再現して，維持管理に活用しようとすると，実測と設計・施工の差異をどのように処理するかが課題となる．

本研究では，構造全体系の振動モード形状を高密度に計測する手法として，近年研究[6)-11)]が進められている無線センサシステム（スマートセンサ）を用い，多点振動計測により高次の振動特性を同定した．また，実測値を再現するため，3次元FEMモデルを構築した．多点計測で得られた比較的高次までの振動数に加えモード形状まで再現するには，これまで以上に詳細な解析モデルを構築する必要がある．本研究では，二次部材まで詳細にモデル化を行うとともに，階段の有無や主桁-階段の境界条件の変化が振動特性に与える影響を検討した．具体的には，階段なしモデル，境界条件をピンとした階段ありモデル，境界条件を固定とした階段ありモデルの3つのモデルにて，主桁-階段の境界条件が振動特性に与える影響を確認した．更には，境界条件をピンとした階段ありモデルを基本モデルとし，各並進方向のバネ剛性を調整（モデルアップデート）することで，実測値を再現できるか検討を行った．本研究は以上によって，将来的に測定データに基づく構造物の損傷同定を実現し，これを解析モデル上でも精度よく再現するための基礎的研究として，比較的単純な横断歩道橋の損傷状態を対象とした詳細な振動測定とFEMモデルの比較考察を行い，その結果を報告するものである．

2. スマートセンサの概要

本研究で使用するセンサは，図-1a)に示す MEMSIC 社の Imote2 システムである．データを収集するセンサボード，データ処理機能と無線通信機能を有するプロセッサーボード，バッテリーボードが独立しており，これら



a) Imote2システム



b) 定電圧供給システム

図-1 Imote2 スマートセンサ

を接続して使用する．センサボードは，イリノイ大学において開発された SHM-A 及び SHM-H センサボードを使用している [12)-14)]．

SHM-A には，MEMS 式 3 軸加速度計（ST Microelectronics 社 LIS344ALH）や，光，温度，湿度計が搭載されている [12)]．AD 変換器（Quickfilter Technologies 社 QF4A512）の最下位ビット（LSB）に対応する加速度は，約 0.14gal である．AD 変換器では，サンプリング周波数とカットオフ周波数をユーザーが選択できる．一方 SHM-H には，z 軸方向に高感度の加速度計（Silicon Designs 社 SD1221）が搭載されており，z 軸方向の LSB に対する加速度は 0.0145gal で，x,y 軸に用いている加速度計の約 10 倍の感度となる [13)]．また，z 軸方向の加速度計測範囲を 0.8～1.2G と-0.2～0.2G で切り替えができる．

プロセッサーボードは，データの計算処理や無線通信を行うもので，CPU は Marvell PXA271 を採用している．また，無線通信チップ（Texas Instruments 社 CC2420 IEEE802.15.4）を使用し，2.4GHz 帯で 16 チャンネル，250 kbps のデータレートに対応している [14)]．通信距離は最大で 70m 程度まで通信可能であるが [15)]，遮蔽物や金属部材など周囲の環境によって大きく異なる．

Imote2 では，OS やアプリケーションプログラムをインストールして使用する．本研究では，OS には TinyOS，スマートセンサーを制御するミドルウェア及びアプリケーションプログラム群には JIP テクノサイエンス社の橋梁モニタリングシステム BHELMO を用いた．BHELMO は，GUI 化された振動計測プログラム以外に，電波状況やバッテリー電圧を計測できる他，個々のノード間でデータ通信経路を作成し，データの中継を行うマルチホップ通信でのルート作成プログラムが含まれている．このマルチホップ通信を用いることにより，遮蔽物を避けることや通信距離を延長することが可能である．

計測を行う無線端末をリーフノードと呼び，データ受信・収録側としてパソコンとImote2をUSBケーブルでつないだものをゲートウェイノードと呼ぶ．リーフノードの電源には，図-1b)に示す本研究室で作成した定電圧回路により，単3充電池6本からセンサの安定動作に必要な4.5Vを継続して供給する定電圧供給システムを用いた[16)]．図-1a)の基本型では，単4乾電池3本を電源として用いる仕様となっているが，電池の消耗によって動作可能な電圧を下回るまでの測定回数が短く，極端に電圧が低下すると誤作動する問題があった．また，冬季などの低温環境下では電池の電圧低下がより激しくなる．本システムを用いることで，電池交換をせずに80回以上の振動計測が可能である．

なお，本システムでは，測定中はリーフノードのフラッシュメモリにデータを保存し，測定終了後にゲートウェイノードからの命令に従って1ノードずつデータを転送している．このため，無線通信が原因のデータ欠損やノイズは原理的に発生しない．

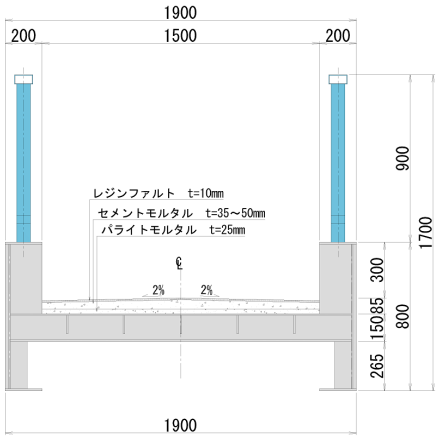
3. 横断歩道橋における振動計測実験

(1) 対象橋梁

対象橋梁は，図-2a)の北海道北見市に位置する横断歩道橋（橋長 20.16m，支間長 18.48m，幅員 1.5m）であり，床版形式は鋼床版を採用している（図-2b）．本橋には，図-2c)に示すように片側の主桁に変形とき裂が生じている．変形量は，損傷部を包括するよう，100mm 間隔で



a) 対象橋梁



b) 断面図



c) 損傷状況

図-2 対象橋梁と損傷状況

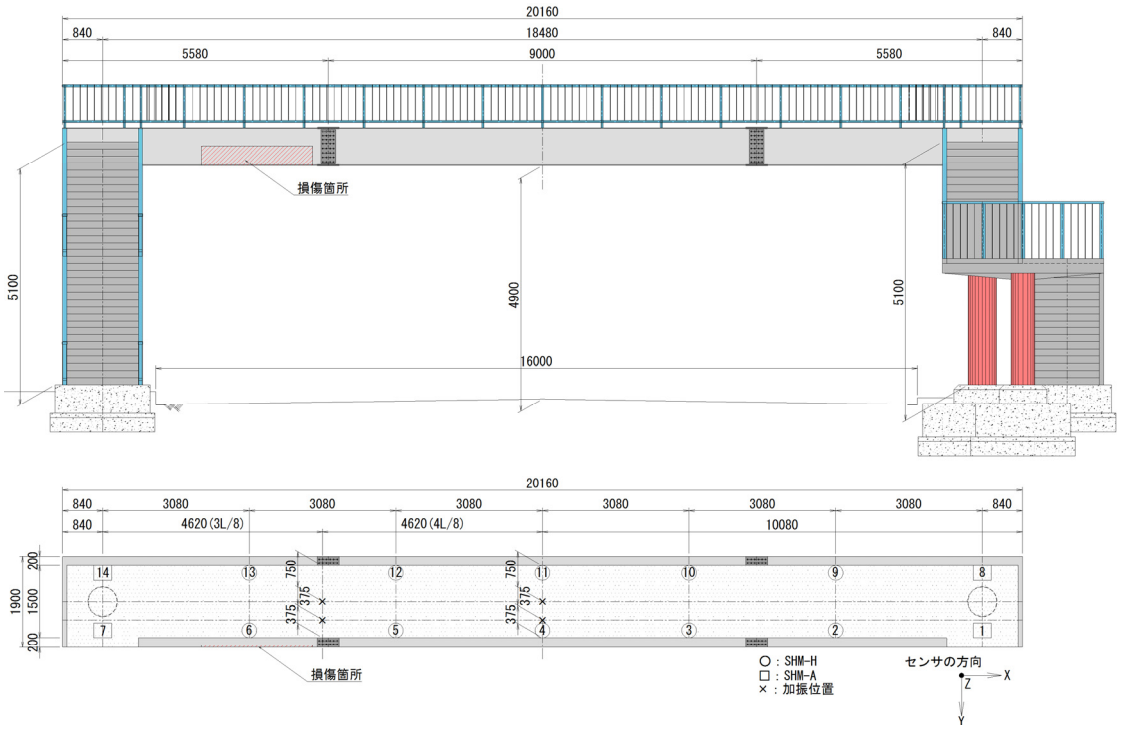


図-3　歩道橋の一般図，センサ配置，加振位置

腹板を計測しており，最大 160mm 程度主桁面外方向に変形していることがわかっている．また，き裂は垂直補剛材が取り付く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 程度のき裂長となっている．この損傷は比較的最近，車両の衝突によって発生したものと推測されるが，損傷時の状況の詳細は不明である．これらの損傷は，局部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．

(2)　計測条件

センサ配置及び加振位置を図-3 に示す．支間部の詳細な振動特性を把握するため，支間部の左右には z 軸方向の感度が高い SHM-H を等間隔に 10 基配置した．また，橋脚上の鉛直変位は微小であること，機器保有台数に制約があることから，橋脚上には SHM-A を 4 基配置した．なお，後述するように，測定及び FEM 解析から求めたモード形状では，橋脚上で鉛直方向に振動するモードはなかったため，計測には影響がないと考えられる．全測点にて 3 軸加速度成分を計測するため，チャンネル数は 42ch と多自由度となった．センサは，鋼板に両面テープで固定したケースに格納し，舗装上に設置した（図-4）．

加振方法は人力加振とし，人間 1 名が跳躍後の減衰自

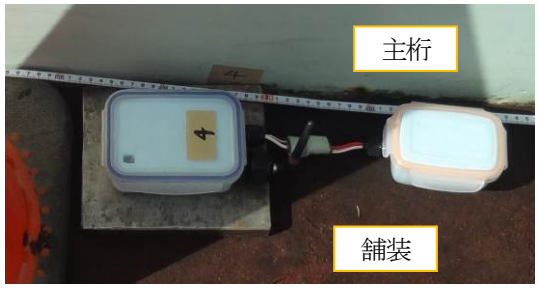
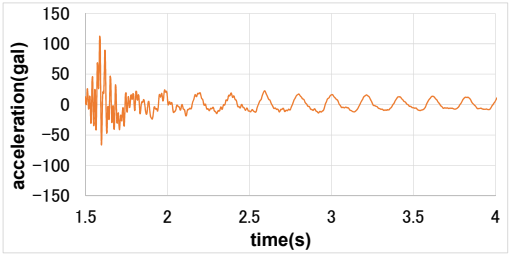
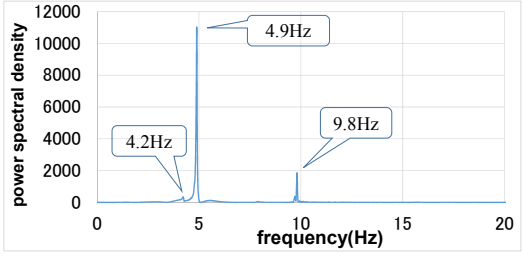


図-4　センサ設置状況



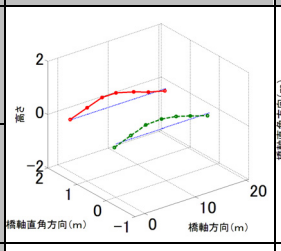
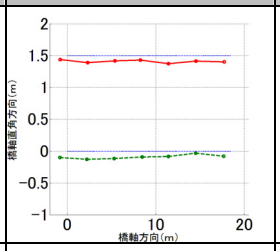
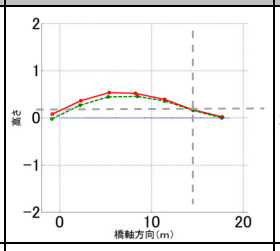
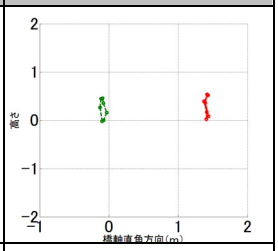
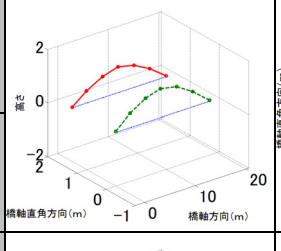
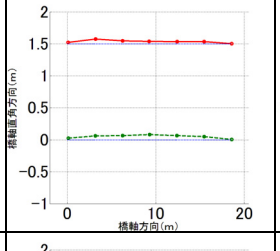
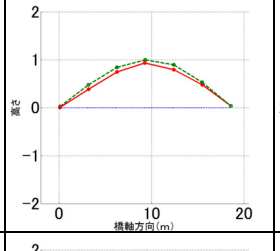
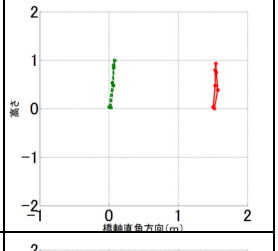
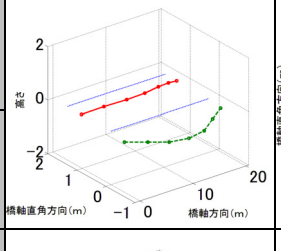
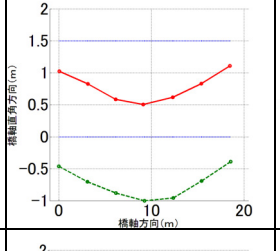
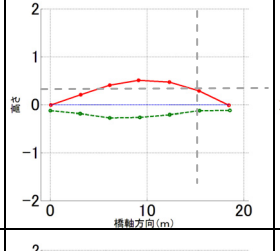
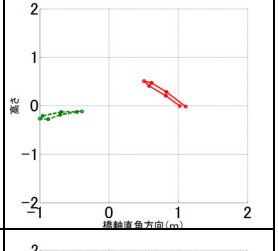
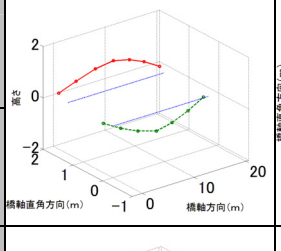
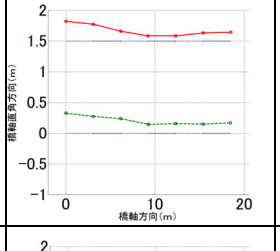
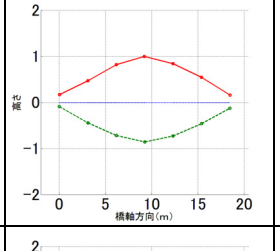
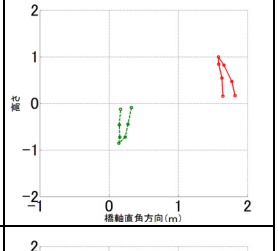
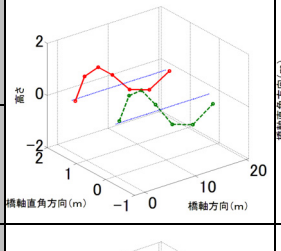
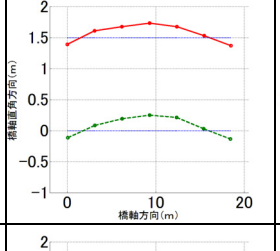
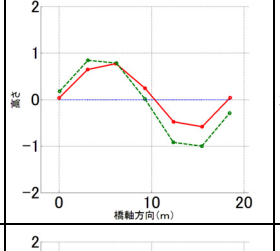
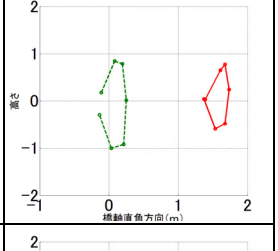
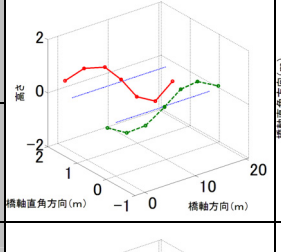
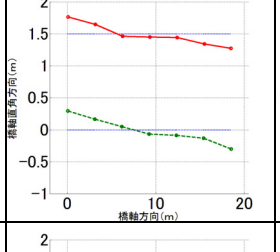
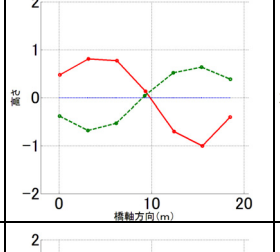
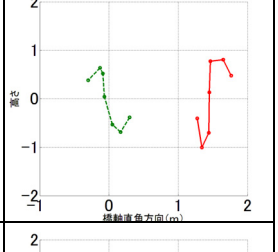
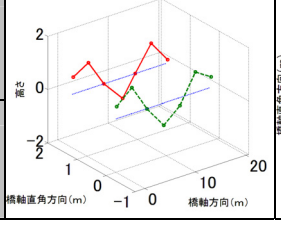
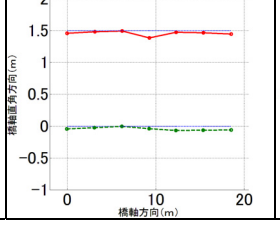
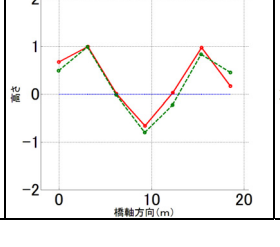
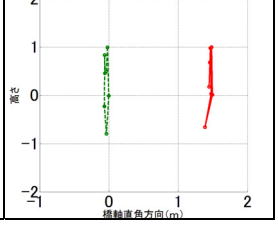
a)　加速度時刻歴



b)　パワースペクトル

図-5　計測点4の加速度時刻歴とパワースペクトル

表-1　実測結果

		モード形状			
		鳥瞰図	x-y 平面	x-z 平面	y-z 平面
1 次	固有振動数 4.2Hz				
	減衰定数 0.0060				
2 次	固有振動数 4.9Hz				
	減衰定数 0.0058				
3 次	固有振動数 7.8Hz				
	減衰定数 0.0036				
4 次	固有振動数 9.8Hz				
	減衰定数 0.0018				
5 次	固有振動数 15.5Hz				
	減衰定数 0.0019				
6 次	固有振動数 20.9Hz				
	減衰定数 0.0015				
7 次	固有振動数 28.9Hz				
	減衰定数 0.0013				

由振動波形を用いてモード特性の同定を行った[17]．加振者の体重は 60kg，計測時のサンプリング周波数は 280Hz，計測時間は 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×印の位置で行い，加振者が 30 秒毎に 2 回跳躍を行った．これは，1 回の跳躍で励起される減衰自由振動は，30 秒ほどで十分に減衰することから，計測の効率を向上させるためである．なお，収録後のデータは 30 秒ごとに分割して処理を行った．

振動計測実験におけるセンサの設置時間は 15 分程度であり，有線式の加速度計に比べ，配線や養生が不要となるため，現場での作業性が優れる．無線の経路探索及びデータ回収など，1 サンプルごとに数分かかるため計測時間については有線に劣るが，実験全体にかかる時間を短縮することができる．

⑶ データ処理方法

計測結果の一例として，図-5a)には計測点 4 の加速度時刻歴波形を示す．このような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た．フーリエ変換に用いたデータは，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おり，30 秒間中 24 秒間のデータとなる．そのため，スペクトルの周波数分解能は 0.042Hz となることから，本研究では，振動数の有効桁を 0.1Hz として取り扱う．図-5b)に示すのは，パワースペクトルの一例であり，図-5a)の加速度波形に対応している．加振位置の違いによって，複数の加速度時刻歴データを得たため，各パワースペクトルのピーク値の平均を固有振動数として採用した．固有振動数のピーク値は，計測サンプルによっては多少のばらつきがあるが，何れも周波数分解能を考慮した有効桁 0.1Hz 内に入ることを確認している．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減衰定数を求めた．

⑷ 振動実験における振動特性同定結果

表-1 に振動実験より得られた 1 次から 7 次までの固有振動数と減衰定数，モード形状を示す．図中の赤線は損傷側，緑線は損傷とは逆側のモード形状を示し，青破線は変化前の位置を示す．また，図中のプロットは計測点を示し，左奥から 1～7，左手前から 8～14 であり，損傷近傍の計測点は計測点 6 となる．モード形状は 3 軸すべての最大値で無次元化し，3 次元のモード形状として表示した．1 次から 7 次のうち，それぞれのモードで卓越している方向は 1 次が橋軸方向，3 次が橋軸直角方向，それ以外の 2,4,5,6,7 次が鉛直方向となっている．

1 次はすべての測点が橋軸方向の同じ方向に振動しているのと同時に鉛直方向にも対称曲げ振動が得られている．

2 次は鉛直方向に対称曲げ振動が得られている．

3 次は橋軸直角方向に対称曲げ振動と鉛直方向に図奥側の振幅が大きい対称ねじれ振動が得られている．この奥側と手前側の振幅の差は奥側に階段が取り付けてあり，階段の有無による振動特性の差であると考えられる．

4 次では鉛直方向に対称ねじれ振動と橋軸直角方向に水平モードが得られている．

5 次は鉛直方向に逆対称振動と橋軸直角方向に橋脚上のみ負の値を示す対称曲げ振動が得られている．

6 次は鉛直方向に逆対称ねじれ振動と橋軸直角方向に主桁中央を軸として斜めに移動しているモードが得られている．

7 次は鉛直方向に腹が 3 つの対称曲げ振動が得られている．

以上のように 2 次，7 次以外のモードでは，卓越方向以外にもモード振幅の成分を有していることが 3 次元計測から把握できた．また，1 次，3 次モードにおける損傷近傍となる計測点の高さ方向の振幅が，左右対称となる計測点とは若干異なっている．これは損傷によるモード形状の変化ではないかと考えられるが，今後，同条件にて補修後の計測を実施し，モード形状を比較する必要がある．

4. 歩道橋の数値モデル構築と固有振動解析

⑴ 概要

ここでは，実測値の妥当性を検証するため，有限要素法を用いた固有振動解析を行った．解析モデルは，二次部材まで詳細にモデル化しており，主桁-階段の境界条件をアップデートすることで，実測値を再現できるかどうかの検討を行った．手順としては，まず，a)階段なしモデル，b)階段ありモデル（ピン），c)階段ありモデル（固定）の3つのモデルにて，主桁-階段の境界条件が振動特性に与える影響を確認した後，b)階段ありモデル（ピン）を基本モデルとし，各並進方向のバネ剛性を調整（モデルアップデート）することで，実測値を再現できるか検討を行った．

⑵ 解析モデル

解析モデルは，有限要素法解析プログラムである midas NFX[18]を用い，舗装や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，その他はシェル要素にてモデル化を行った（図-6a）．損傷部の変形は，変形量を計測した点とモデル節点の位置関係を一

致させるように配置し，変形量分を橋軸直角方向に節点移動させることで再現を行った．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することで，再現を行った．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（図-7）．しかし，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，図-7a)の写真では，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（図-6b）．b)階段ありモデル化（ピン）では，橋軸，橋軸直角，鉛直方向の並進方向剛性を1.00×10^{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．c)階段ありモデル（固定）では，b)に加えて全軸の回転剛性も1.00×10^{12}N・mm/radとし，完全固定とした．

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，レジンファルトについては，供用によって磨り減り，モルタルが露出してたため．モデル化を省略した．モルタルについては，内部状況が不明であるが，健全状態と仮定し，表-2のとおり一般的な値とした．

⑶　固有値解析

ここで，有限要素モデルにおける減衰のない自由振動問題の場合，運動方程式は式(1)で与えられる[19]．

$$M\ddot{u}+Ku=0 \tag{1}$$

uは変位ベクトル，Mは質量マトリックス，Kは剛性マトリックスを示す．ここで，固有円振動数をω，a及びbを任意定数，xをベクトルとし，uを式(2)で定義する．続けて，式(2)を二階微分した関数を式(3)とする．

$$u(t)=(a\sin\omega t+b\cos\omega t)x \tag{2}$$

$$\ddot{u}(t)=-\omega^2(a\sin\omega t+b\cos\omega t)x \tag{3}$$

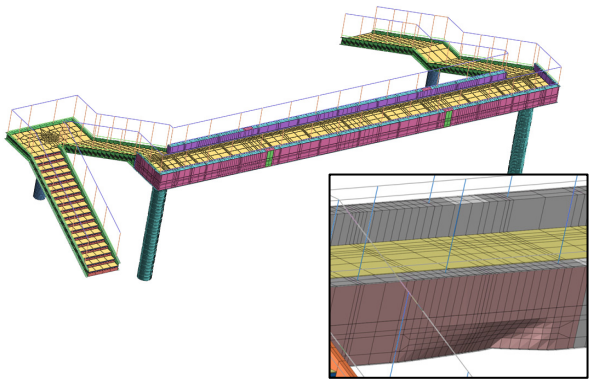
ここで，式(2)及び式(3)を式(1)に代入して整理すると，式(5)の一般化固有値問題となる．

$$M\ddot{u}+Ku=(a\sin\omega t+b\cos\omega t)(-\omega^2M+Kx) \tag{4}$$

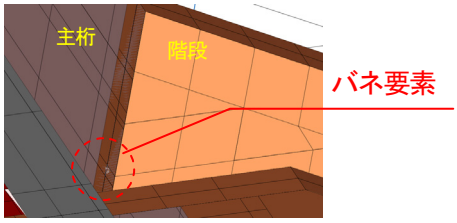
$$=(-\lambda Mx+Kx)=0$$

$$Kx=\lambda Mx \tag{5}$$

λは固有値，xは固有ベクトルを示す．本解析モデルは詳細にモデル化しており，比較的自由度が多いため，固有



a)　全景と損傷部

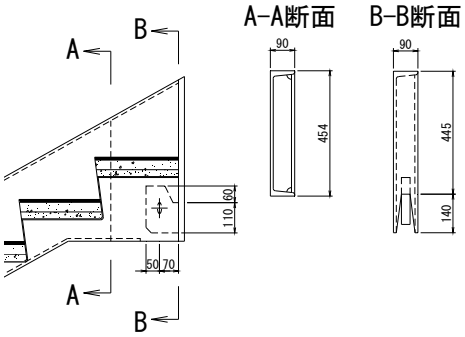


b)　階段と主桁の連結部

図-6　モデル鳥瞰図（階段ありモデル）



a)　現地写真



b)　竣工図面（復元）

図-7　階段と主桁の連結部

表-2　解析モデルに適用した物性値

	モルタル	鋼
ヤング率(N/mm^2)	30000	210000
ポアソン比	0.2	0.3
質量密度(kg/mm^3)	2.00×10^{-6}	7.85×10^{-6}

値の計算方法として，大規模問題に適するLanczos法を用いた[18]．なお，Lanczos法の適用に際しては式(5)の一般化固有値問題を標準固有値問題に変形している[20]．

(4) 実測結果に対する固有振動解析結果の比較

比較結果を表-3 に示す．（）内の数値は，実測値に対する解析値の比率を示す．

a) 階段なしモデル

全体的に実測値との差異が大きく，1次の水平モードモードでは15%程度と大きくなっている．得られたモード図を図-8に示すが，各コンターは，卓越する方向の成分を表示している．赤色は＋側，青色は－側の変位を示す．各モード形状に着目すると，解析での1次モードは橋軸直角方向に，2次モードでは橋軸方向に卓越するモードが得られている．また，実測結果の3次モードとなる橋軸直角方向に対称曲げ振動と鉛直方向に図奥側の振幅が大きい対称ねじれ振動（以下ねじれ1次と称す）も得られておらず，実測値を再現できていない．これらは，階段による主桁の拘束が影響していると推測できる．

b) 階段ありモデル（ピン）

ねじれ1次モード，ねじれ3次モード及び曲げ3次モードでは，10%程度の差異が生じているが，その他のモードでは5%程度の精度でモデル化できている．また，得られたモード図を図-9に示す．ここでは，a)階段なしモデルと比較して，変化のあった橋軸方向の水平モードとねじれ1次モードについて示すこととし，比較し易いように階段部となる要素は非表示とした．階段をモデル化することで主桁が拘束され，橋軸直角方向の水平モードが消え，ねじれ1次モードが現れている．橋軸方向の水平モードにおいては，z方向のコンターとした場合，a)階段なしのモデルでは確認できなかった鉛直の振幅を若干ではあるが確認することができた．

c) 階段ありモデル（固定）

ピンモデルと比べて，主桁の拘束力が増加するため，全体的に固有振動数が増加している．実測値に対して解析値が大きい振動モードが多いため，境界条件としてはピンとし，各並進方向のバネ剛性を低下させることで，実測値を再現できる可能性がある．

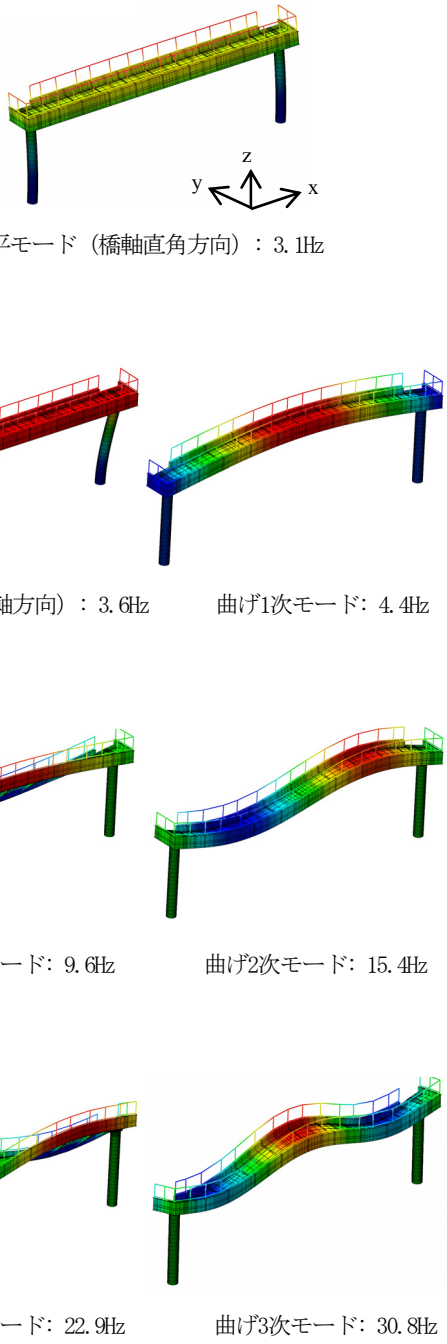


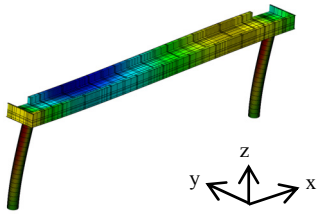
図-8 階段なしモデルにおけるモード形状
（卓越方向に対するコンター表示）

表-3 解析結果

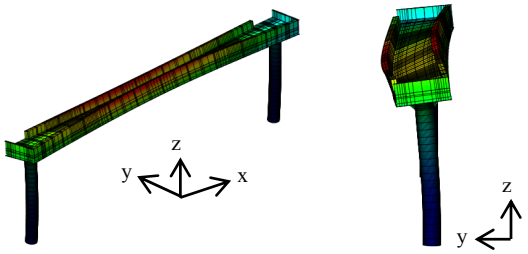
実測値			a) 階段なしモデル	b) 階段あり（ピン）	c) 階段ありモデル（固定）	備考
モード次数	モード	固有振動数	固有振動数	固有振動数	固有振動数	
			3.1 Hz –			橋軸直角方向の水平モード
1次	水平	4.2 Hz	**3.6** Hz (0.86)	**4.2** Hz (1.00)	**4.3** Hz (1.02)	
2次	曲げ1次	4.9 Hz	**4.4** Hz (0.90)	**4.6** Hz (0.94)	**4.6** Hz (0.94)	
3次	ねじれ1次	7.8 Hz	Hz –	**8.5** Hz (1.09)	**8.6** Hz (1.10)	
4次	ねじれ2次	9.8 Hz	**9.6** Hz (0.98)	**9.7** Hz (0.99)	**9.8** Hz (1.00)	
5次	曲げ2次	15.5 Hz	**15.4** Hz (0.99)	**15.8** Hz (1.02)	**15.9** Hz (1.03)	
6次	ねじれ3次	20.9 Hz	**22.9** Hz (1.10)	**23.1** Hz (1.11)	**23.1** Hz (1.11)	
7次	曲げ3次	28.9 Hz	**30.8** Hz (1.07)	**31.3** Hz (1.08)	**31.4** Hz (1.09)	

表-4　境界条件を変化させた解析結果

実測値			解析値（パターン①）			解析値（パターン②）			解析値（パターン③）		
モード次数	モード	固有振動数	固有振動数			固有振動数			固有振動数		
1次	水平	4.2 Hz	**4.1**	Hz	(0.98)	**4.2**	Hz	(1.00)	**4.1**	Hz	(0.98)
2次	曲げ1次	4.9 Hz	**4.5**	Hz	(0.92)	**4.6**	Hz	(0.94)	**4.5**	Hz	(0.92)
3次	ねじれ1次	7.8 Hz	**7.9**	Hz	(1.01)	**8.4**	Hz	(1.08)	**8.0**	Hz	(1.03)
4次	ねじれ2次	9.8 Hz	**9.7**	Hz	(0.99)	**9.7**	Hz	(0.99)	**9.7**	Hz	(0.99)
5次	曲げ2次	15.5 Hz	**15.7**	Hz	(1.01)	**15.8**	Hz	(1.02)	**15.7**	Hz	(1.01)
6次	ねじれ3次	20.9 Hz	**23.6**	Hz	(1.13)	**23.0**	Hz	(1.10)	**23.7**	Hz	(1.13)
7次	曲げ3次	28.9 Hz	**31.0**	Hz	(1.07)	**31.2**	Hz	(1.08)	**31.0**	Hz	(1.07)



水平モード（橋軸方向）：4.2Hz
（z方向に対するコンター表示）



ねじれ1次モード：8.5Hz
（y方向に対するコンター表示）

図-9　階段ありモデル（ピン）における代表的なモード形状

(5)　モデルアップデート

前頁の階段モデル（ピン）を基本モデルとし，各並進方向のバネ剛性を調整（アップデート）することで，実測値を再現できるか検討を行った．

解析条件は，基本モデルにおけるピン結合の全方向バネ剛性を50000N/mmとしたパターン①と，パターン①に対して橋軸直角方向の剛性のみを固定（1.00×10^{12} N/mm）としたパターン②，同じくパターン①に対して鉛直方向の剛性のみ固定（1.00×10^{12} N/mm）としたパターン③の3種類とした．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．検討結果を表-4に示す．

a)　パターン①

ピン結合の全方向バネ剛性を小さくしたパターン①では，基本モデルに対して，全体的に固有振動数が減少することがわかった．特に，ねじれ1次モードの低下が大きくなっている．

b)　パターン②

パターン①に対して，橋軸直角方向のみを固定としたパターン②では，基本モデルと比べて固有振動数にほとんど変化がなかった．つまり，橋軸方向及び鉛直方向のバネ剛性を変化させても固有振動数の変化は小さく，橋軸直角方向の剛性が固有振動数に与える影響が大きいことがわかった．

c)　パターン③

パターン①に対して，鉛直方向のみを固定としたパターン③では，支点近傍の片側が拘束されるため，ねじれモードへの影響が大きいと考えられたが，固有振動数の変化は，パターン①から大きな変化は見られない．本橋の支点条件が両端固定であるため，支点近傍での鉛直方向の拘束は固有振動数への影響が小さいことが推測される．

以上より，ピン結合の各並進方向の剛性を調整してモデルアップデートを行った結果，アップデートによる固有振動数の改善は見られず，実測で得られた固有振動数に近づけることはできなかった．依然として，実測値と解析値では最大で10%程度の差異が生じており，解析モデルを見直す必要がある．但し，本検討によって，主桁と階段部の境界条件は橋軸直角方向の剛性が支配的で，その他の方向及び回転剛性の変化はあまり影響を与えないことがわかった．

解析モデルにおいては，実測値と解析モデルを完全に一致させることは現状では極めて困難であり，その差異の許容範囲を一律に決定することも難しい．しかしながら，本研究で行ったように，1次モードのみではなく，振動方向の異なる複数の振動モードで固有振動数の差異が大きく異ならないこと，モード形状が実験と解析で同一の形状となることを確認することが必要と考えられる．

5.　まとめ

本研究では，実損傷を有する横断歩道橋を対象とし，スマートセンサを用いた3軸での多点計測を行うことで，高次までの振動特性の同定を行った．また，実測値を再

現するため3次元FEMモデルを構築し，階段なしモデル，境界条件をピンとした階段ありモデル，境界条件を固定とした階段ありモデルの3つのモデルにて，主桁-階段の境界条件が振動特性に与える影響を確認した．更には，境界条件をピンとした階段ありモデルを基本モデルとし，各並進方向のバネ剛性を調整（モデルアップデート）することで，実測値を再現できるか検討を行った．以下にまとめを記載する．

実測の結果，1 次から 7 次までの振動特性を同定することができた．2 次，7 次以外のモードでは，卓越方向以外にもモード振幅の成分を有していることがわかり，3 次元計測を行うことで詳細なモード形状を把握することができた．また，1 次，3 次モードにおける損傷近傍となる計測点の高さ方向の振幅が，左右対称となる計測点とは若干異なっている．これは損傷によるモード形状の変化ではないかと考えられる．

次に，3次元のFEMモデルによって固有振動解析を行い，階段なしモデル，階段ありモデル化（ピン），階段ありモデル（固定）の3つにて，主桁-階段の境界条件が振動特性に与える影響を確認した．階段モデルの有無が固有振動数へ与える影響は大きく，実橋梁の振動特性を再現するには，主桁と階段部の境界をピン結合とするのが望ましいことがわかった．

更に，ピン結合の各並進方向の剛性を調整してモデルアップデートを行った結果，アップデートによる固有振動数の改善は見られず，実測で得られた固有振動数に近づけることはできなかった．依然として，実測値と解析値では最大で10%程度の差異が生じており，解析モデルを見直す必要がある．但し，本検討によって，主桁と階段部の境界条件は橋軸直角方向の剛性が支配的で，その他の方向及び回転剛性の変化はあまり影響を与えないことがわかった．今回の検討では，方向ごとに一括して剛性を調整したのみだったが，組み合わせ最適化手法などを導入して，バネ剛性を個別に調整することで固有振動数のみならずモード形状も一致させることが課題となる．

今後，同条件にて補修後の測定を実施し，3軸それぞれでのモード形状の変化から，損傷検出の可能性を検討する．本橋は鋼床版タイプの横断歩道橋であり，主桁剛性の全体剛性に占める割合が大きいため，効果的に主桁の損傷を検出できると考える．

参考文献

1) 国土交通省: 国土交通白書, 2013.
2) 内閣府: 防災白書, 2012.
3) 古川愛子, 大塚久哲, 梅林福太郎: 未知の加振力によるフーリエ振幅比を利用した損傷同定手法の実橋梁による検証, 構造工学論文集, Vol.53A, 2007.
4) 吉岡勉, 伊藤信, 山口宏樹, 松本泰尚: 鋼トラス橋の斜材振動連成とモード減衰変化を利用した構造健全度評価, 土木学会論文集 A, Vol66, No.3, 516-534, 2010.
5) 服部洋, 松山卓真, 別所謙, 岡野雅, 白土博通, 八木知己: 振動応答モデルを用いた損傷規模検知手法に関する研究, 土木学会論文集 A2(応用力学), Vol69, No.2, I_741-I_749, 2013.
6) Tomonori Nagayama and Billie F. Spencer, Jr.: Structural Health Monitoring using Smart Sensors, NSEL Report #1, https://www.ideals.illinois.edu/, 2007.
7) 倉田成人: 建設分野におけるセンサネットワークの応用, 電気情報通信学会誌, Vol.89, No.5, pp.424-429, 2006.
8) 小国健二, 佐伯昌之, 井上純哉, 菅野高弘, 堀宗朗: 社会基盤センシングのための階層型センサネットワークの位置同定手法の開発, 土木学会論文集 A, Vol.64, No.1, pp.82-100, 2008.
9) 三木千壽, 山口浩, 判治剛, 田辺篤史: 無線センサネットワークによる鋼橋部材の疲労損傷原因の特定の試み,構造工学論文集, Vol.56A, pp.671-679, 2010.
10) Jennifer A. Rice and Billie F. Spencer, Jr.: Flexible smart sensor framework for autonomous full-scale structural health monitoring, NSEL Report #18, https://www.ideals.illinois.edu/, 2009.
11) 長山智則, Spencer, Jr., B. F., 藤野陽三: スマートセンサを用いた多点構造振動計測のためのミドルウェア開発, 土木学会論文集, 65(2) pp.523-535, 2009.
12) ISHMP: SHM-A Sensor Board Advanced User's Guide, http://shm.cs.uiuc.edu, 2010.
13) ISHMP, SHM-H Board High-Sensitivity Accelerometer Sensor Board Datasheet and User's Guide, http://shm.cs.uiuc.edu/, 2009.
14) Crossbow: Imote2 High-performance wireless sensor network node, http://www.xbow.com, 2007.
15) 潘凱凱, 綿崎良祐, 宮森保紀, 三上修一: スマートセンサーの土木構造物への適用における一検討, 土木学会北海道支部平成 25 年度論文報告集, 第 70 号, 2014.
16) 綿崎良祐, 岡本覚人, 潘凱凱, 宮森保紀, 三上修一, 山崎智之: 橋梁振動計測のためのImote2スマートセンサーシステムにおける電源システムの改良, 土木学会第68回年次学術講演会, CS6-008, 2013.
17) 橋梁振動研究会編: 橋梁振動の計測と解析, 技報堂出版, 1993.
18) MIDAS Information Technology CCo., Ltd. : midas NFX, Analysis Manual, 2014.
19) 戸川隼人:有限要素法による振動解析, サイエンス社, 1975.
20) 矢川元基, 青山裕司: 有限要素固有値解析 大規模並列計算法, 森北出版, 2001.

(2014. 6. 20 受付)

A VIBRATION-BASED STRUCTURAL IDENTIFICATION OF A PEDESTRIAN BRIDGE BY 3D SMART ACCELERATION SENSORS AND HIGH RESOLUTION FE MODEL

Takanori KADOTA, Yasunori MIYAMORI, Akito OKAMOTO,
Ryosuke WATASAKI, Shuichi MIKAMI, and Takehiko SAITO

In this study, we conducted fundamental study of structural health monitoring by using 3D smart acceleration sensors and high resolution FE model of a pedestrian bridge.Vibration measurement is performed at a pedestrian bridge having an actual damage by using Imote2 smart sensors. Several vibration modes are identified and compared to eigenvalue analysis of detailed FE model. In FE modeling, stairs restrain girders of the pedestrian bridge and its modal shapes are affected by the connection between stairs and girders. Vibration characteristics of updated FE model are improved in both natural frequencies and mode shapes.