

振動モニタリングによる既存橋梁構造物の 損傷度の推定法に関する研究

渡邊学歩¹・友廣郁也²・内藤慎也²・石田純一³

¹正会員 博士（工） 山口大学大学院 准教授 社会建設工学専攻（〒755-8611 山口県宇部市常盤台2丁目16-1）

²学生会員 修士（工） 山口大学 工学部社会建設工学科（同上）

³非会員 博士（工） 山口県 宇部土木建築事務所

1. はじめに

既存不適格な橋梁構造物の掛け替えや補修・補強等の工事が全国各地で進められている。これまで、各地方自治体は「橋梁長寿命化修繕計画」を策定し、補修・補強等により橋梁構造物の延命化に努めている。これは、計画的かつ予防的な修繕対策により、橋梁の維持管理費用の平準化・縮減を図ることがその狙いである。さらに、国土交通省はインフラの老朽化対策として、都道府県道や市町村道にある橋やトンネルの安全性を、管理している地方自治体に5年ごとにすべて点検・診断させる方針を固めた。

点検・診断には目視による確認が最も有用な手段とされているが、上部構造などが補強材や補修材によって外観が被覆されてしまった橋梁では、目視による点検が困難であることがある。

目視に変わる橋梁上部構造の健全度診断技術としては、振動モニタリングによるヘルスマニタリングがある。固有振動数および振動モードの推定から、損傷度や損傷分布の同定する取り組みが数多く行われてきた。しかし、損傷・劣化による固有振動数の変化の感度や、損傷箇所の空間分布に関する解像度がそれ程高くない。

本研究では、車両走行時の橋梁上部構造の桁のたわみに着目した振動モニタリングにより、既存橋梁の上部構造の損傷分布および損傷度評

価に関する研究を行ったので報告を行う。

2. 対象橋梁とモニタリングの概要

本研究では、構造部材の劣化を有する既存の橋梁を対象に、移動走行荷重を用いた振動実験を実施した。図-1には対象橋梁を示すが、山口県玖珂郡和木町と広島県大竹市を結ぶ、国道二号線の小瀬川の河口付近に架橋された栄橋（1941年竣工）である。事前の点検・診断により老朽化が深刻であると判定された他、本橋を含む国道二号線沿いの慢性化している交通渋滞の改善を目的として撤去・掛け替えが決定した。このため、山口河川国道事務所（国土交通所 中国地方整備局）の協力の元、車両走行試験による構造物のヘルスマニタリングを実施した。

本橋は、橋長168.29m、幅員11mの8径間連続高架橋で、5主桁を有するRCT形式の上部構造を7基のラーメン橋脚で支持している。第2、第4および第6径間にはゲルバー桁が配置されている。ゲルバー橋は、軟弱地盤に建設される構造物として多数建設された経緯がある。現在でも相当数の橋梁が存在するが、ゲルバーヒンジ部における雨水の浸入により、ヒンジ部付近で損傷・劣化が発生しやすく、維持管理上注意が必要となる橋梁も多い。なお本橋は、不静定の連続高架橋であるため、橋梁支点部では負曲げが発生し、桁中央だけでなく支点部での損傷および劣

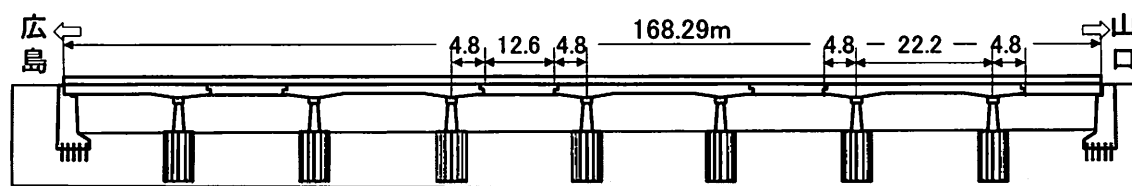


図-1 対象橋梁構造物の側面（栄橋）

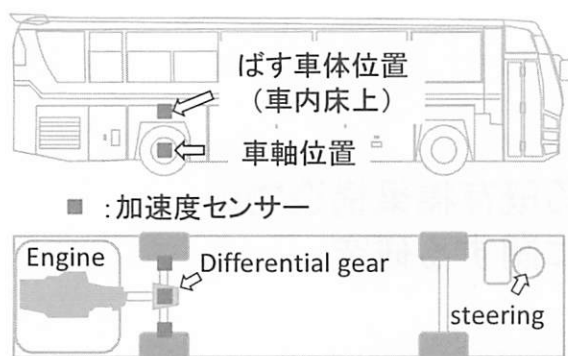


図-2 加速度センサの設置位置

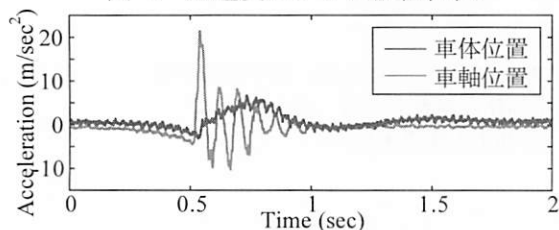


図-3 自由振動実験における車両の加速度応答

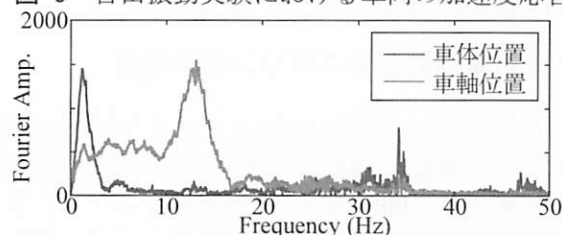


図-4 バスの振動特性 (フーリエスペクトル)

化にも着目する必要がある。

3. バスモニタリングによる健全度評価

(1) 移動走行荷重の振動特性

矢部・宮本ら^{1),2)}は、バスが橋梁上を走行する際の橋桁のたわみを車軸位置の振動変位の平均値(たわみ特性値)で表し、このたわみ特性値を基に橋桁の剛性低下、健全度評価および異常検知を行うモニタリング技術(バスモニタリング)の開発を行っている。本手法は中小規模の橋梁を対象としたものであるが、本橋のような大規模橋梁に適用可能かどうか検討を行った。実験では宇部市が所有する総重量約150kNの観光バスを使用した。計測時の車両走行速度は安全面を考慮して時速30kmとした。図-2には、ひずみゲージ式加速度センサの設置位置を示す。車軸位置および車体位置にそれぞれ設置して、走行中の車両の振動加速度を計測した。桁と車両の固有振動数を識別することを目的に、自由振動実験を実施した。バス後輪の前に木材を敷いて段差を設け、車輪が段差を乗り越え落下した際の加速度振動をセンサで計測した。図-3には車軸および車体位置で得られた加速度をそれぞれ示す。車輪が着地した際の反力によって、車軸位置では周期が約0.08秒の短周期の応答が、

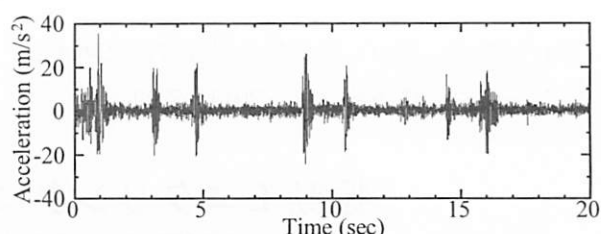


図-5 橋梁走行中の車軸位置で計測した加速度の時刻歴応答

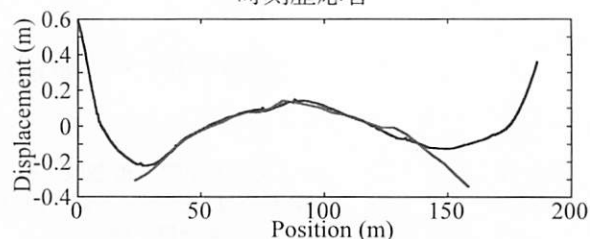


図-6 縦断勾配と車軸位置で計測した鉛直方向変位の時刻歴応答

車体位置ではエアサスペンションの効果により周期が1秒程度のゆっくりとした応答が観測されている。これにより、図-4に示すフーリエスペクトルでは、車軸および車体位置で、それぞれ1Hzおよび12~13Hzの応答が卓越している。

(2) 走行車両の車軸位置での変位

本橋をはじめとして一般に高架橋では、橋桁のたわみを変位計で直接測定することは難しい。走行中バスの車輪が常に路面を捉えていると仮定し、橋桁のたわみを車軸位置での変位から推定する。図-5に示す車軸位置で計測した加速度応答を、時間領域で2階積分により求めた結果を図-6に示す。同図には縦断勾配の測量結果も合わせて示した。車軸位置での変位は縦断勾配とほぼ一致しており、車軸位置で観測される変位には縦断勾配による高さ成分が含まれることが分かる。橋桁のたわみを求めるためには、縦断方向の高さ成分を取り除く必要がある。ただし、縦断方向の路面の勾配は位置によって数cm単位の誤差がある。後述する通り橋桁のたわみは数ミリレベルであるため、バス上で計測される車軸位置での変位から橋桁のたわみを推定することは困難である。

(3) 走行車両上で計測した加速度によるヘルスマモニタリングの可能性の検討

実験では、車軸位置での変位から橋桁のたわみを正確に求めることが困難であることから、シミュレーションを用いて、バスモニタリングの大規模橋梁への適用性について検討する。ここでは、橋桁と車両の相互作用を考慮可能な汎用構造解析ソフトを用いて解析を行い、橋梁上部構造は梁要素で、バスの車両を図-7に示すようにばね要素、ダッシュポッドおよび質量でモ

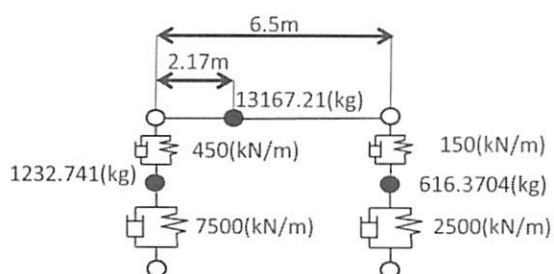


図-7 バスのモデル化

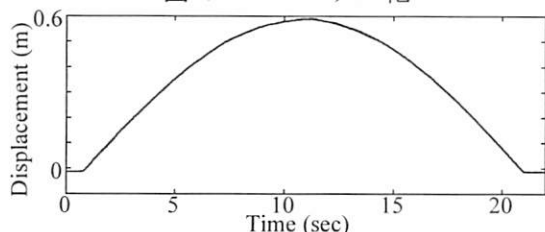


図-8 車軸位置での変位 (解析値)

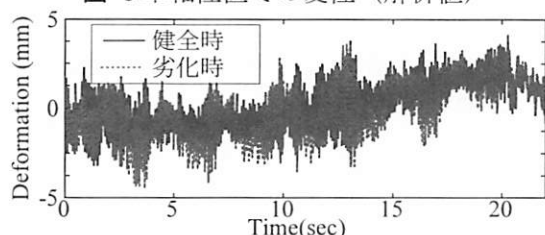


図-9 車軸位置での変位から推定した桁のたわみ (解析値, 路面の凹凸を考慮した場合)

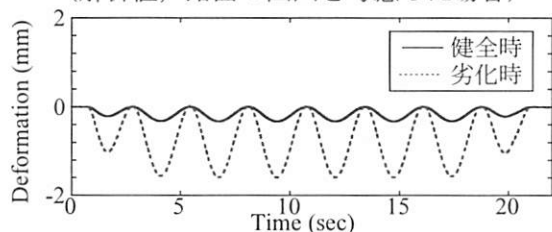


図-10 車軸位置での変位から推定した桁のたわみ (解析値, 路面の凹凸を無視した場合)

デル化した。ばね定数は文献を参考にバスの固有振動数が実験結果とおおむね一致するように調整した。

縦断勾配のある橋梁においては、車軸位置での変位は縦断勾配をとらえることから、シミュレーションにおいても橋桁の上に、sin 波で模擬した橋梁中央で高さ 0.6m となる縦断勾配を与えた。これに、舗装路面のホワイトノイズで作成した路面凹凸を重ね合わせることで実橋の路面状況を再現し、実験と同じく時速 30km でバスを走行させた。図-8 には後輪車軸位置での変位を示す。解析においても、後輪ばね下の変位が縦断勾配をとらえている様子が分かる。この変位から縦断勾配を差し引いて、桁のたわみを求めた結果が図-9 である。同図には、剛性を8割低下させた場合の解析結果も合わせて示した。両者とも、路面の凹凸により車軸の固有振動 (12~13Hz) が励起されたことで、高振動数の応答が卓越し最大振幅差 7mm の桁のたわみが生じている。

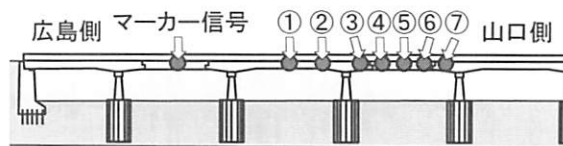


図-11 加速度センサの測定位置

ただし、剛性が低下しても桁のたわみはほとんど変わらない。

図-9には路面が平坦で凹凸が無い状態での橋桁のたわみを示す。路面が平滑であるために、車軸の固有振動がほとんど発生せず、桁のたわみの最大値は0.3mm程度であり、これが本来の桁のたわみである。したがって、図-10に示した車軸位置での変位から推定されるたわみはほぼ車軸の振動変位と言える。なお、剛性を8割低減させた場合の桁のたわみが1.5mm程度にまで増加することから、実橋のように剛性が大きく殆どたわまない橋梁では、桁が大きく損傷し剛性が低下しないかぎり、たわみの増加を捉えることはできない。逆に、健全時の桁の剛性がそれほど大きくなくたわみやすい橋梁の場合には、車軸位置での変位を用いたバスモニタリングが有効となる。

4. 橋梁上で計測した桁のたわみと損傷位置および損傷レベルの推定

(1) 実験概要

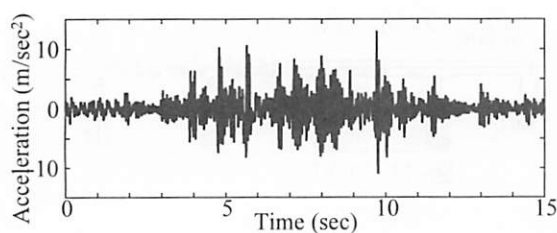
本実験では橋梁の固有振動数及びバスが走行することによって生じる橋梁の変位を確認するために橋梁上で加速度の計測を行った。加速度センサの測定位置を図-11に示す。橋梁の広島側にはスロープが設けられており、バスの振動が橋梁に衝撃を与えるため広島側から離れた橋梁中央付近に加速度センサを設置した。

(2) 車両走行中の桁の振動特性と変位

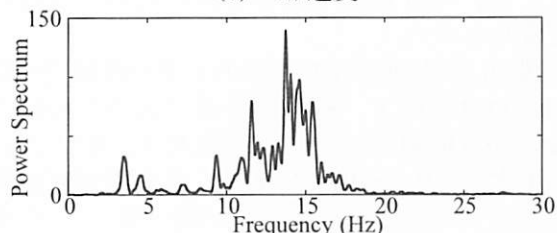
バスが橋梁上を山口側から広島側へ走行した際に計測位置①で計測したサーボ型加速度センサから得られた加速度を図-12の(a)に示す。また、図-12の(b)にはこの加速度応答を修正ペリオドグラム法を用いて推定したパワースペクトル (エネルギースペクトル密度) を示す。

図-12(b)より 3.6Hz, 4.6Hz, 9.44Hz および 13.76Hz で応答が卓越している。13Hz 付近の卓越応答はバスの車軸位置での振動数が 12~13Hz 付近で卓越していたことからバスが走行することによって橋梁に導入された振動である。したがって、3.6Hz, 4.6Hz および 9.44Hz が桁の鉛直方向固有振動数である。

図-13の(a)には、図-12に示した加速度応答を2階積分を行って求めた変位応答を、図-13の(b)

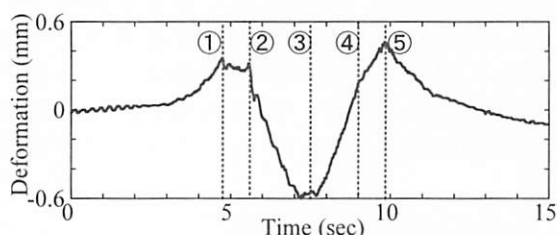


(a) 加速度

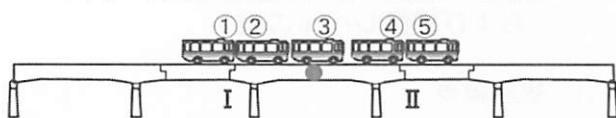


(b) パワースペクトル

図-12 サーボ型加速度変換器から得られる
加速度および振動特性
(山口側から広島側に走行した場合)



(a) 測定位置①における変位の時刻歴



(b) 代表的な時刻におけるバスの走行位置

図-13 第3径間中央位置での桁のたわみの時刻歴

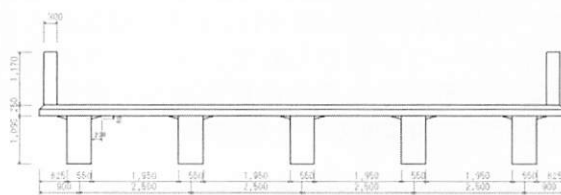


図-14 栄橋の断面

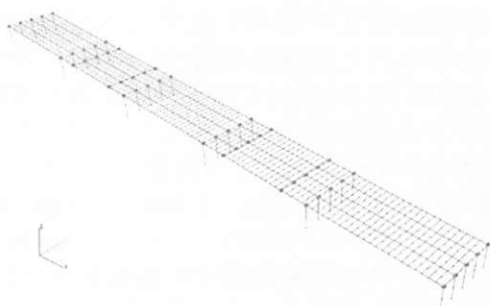


図-15 解析で用いる橋梁モデル

には代表的な時刻におけるバスの位置を示す。
なお、加速度を積分をする際には、0.1Hz 以下の
応答をカットした。第3径間のゲルバー部にバ

スが侵入した時点から、第4径間中央位置にお
ける桁のたわみが増加を開始し、ゲルバー掛け
違い部を車両が通過した時点(①点)で最大と
なる。その後、橋脚支点上(②点)を通過する
と第4径間中央位置での桁のたわみは負に転じ、
径間中央をバスが通過した時点で最小値となる。
第4径間を退出(④点)した後は、桁のたわみが
再び正となり第5径間ゲルバー部中央を通過
した後は減少し、たわみがゼロに収束していく。

第3径間ゲルバー掛け違い部から、第5径間
ゲルバー掛け違い部まで(①点から④点まで)の
距離は31.8mであり、時速30kmで走行する際
の所要時間は約3.8秒となり、実際の所要時間4.2
秒とは誤差があるが、これは走行速度が30km
で一定になっていないことによる。

5. 数値シミュレーションによる車両走行時 の上部構造のたわみの再現と損傷度およ び損傷の空間分布

(1) 解析モデル

栄橋を対象として行った実験の再現シミュレ
ーションを行うとともに、数値シミュレーシ
ョンにおいて剛性を変化させることで再現され
る桁のたわみから、栄橋上部構造の損傷度を
評価する。栄橋のモデル化は全8径間中、実
験で加速度を測定した場所を中心に5径間を
対象に、モデル化を行った。橋桁をソリッド
要素モデルでモデル化し、動的解析を行うこ
とも可能であったが、部材の損傷分布を大
まかに捉える事が目的の一つでもあったた
め、はり要素を用いて構造部材のモデル化
を行った。栄橋の断面は図-14に示す形状
を元に断面二次モーメントを計算し、曲げ
剛性を求めてモデル化を行った。可能な限
り短くしたいところであるが、計算時間の
問題もあり要素長は1mとした。以上のよう
にして作成した解析モデルを図-15に示す。
なお、コンクリートの弾性係数は当時の設
計基準を参考に $E_c = 21\text{MPa}$ とした。

(2) 健全時を想定したシミュレーション

図-16には、車両走行時の第3径間の径間
中央部の桁のたわみについて、建設当時(健
全時)の剛性を想定したシミュレーション結
果を、実験値と合わせて示す。なお、後述
する30%の曲げ剛性低下を考慮したケース
の結果も示してある。健全時を想定したシ
ミュレーション結果は、4章で詳述した車
両走行時の桁のたわみ挙動をよく捉えてい
る。ただし、固有振動数については、表-1
に示す通り、実験で得られた固有振動数
に比べて低い振動数となっており、一致し
ていない。このことから、現況の曲げ剛性
が建設当

表-1 橋梁の鉛直方向振動における固有振動数

モード	実験値 (Hz)	解析値 (Hz)	
		健全時	30%剛性低下時
鉛直 1 次	3.60	4.10	3.52
鉛直 2 次		4.54	
鉛直 3 次	4.60	4.85	4.23
鉛直 4 次		9.51	
鉛直 5 次	9.44	11.5	9.68

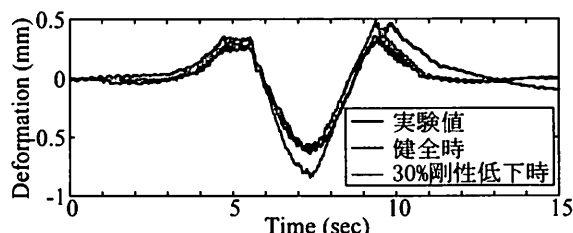


図-16 剛性を一様に30%低下させたときの橋梁中央部の変位

時に比べて低下していることが示唆される。

(3) 現況の再現

前述の通り、健全時の状態と現在の栄橋の実験値を比較すると橋梁の変位と挙動は捉えられているが、橋梁の固有振動数に関しては捉えることができていなかった。このため、桁の曲げ剛性を一様に30%低下させると表-1に示した通り、固有振動数は実験結果と概ね一致する。しかし、図-16に示した様に、桁のたわみが実験結果よりも大きくなり現況を正確に捉えていない。これは、剛性低下度が部材内部で一様ではなく、場所ごとに損傷レベルが異なるためである。

そこで、橋梁中央径間について、橋桁の1/4区間および1/2区間の構造部材の曲げ剛性を健全時とみなし、それ以外の区間の部材の曲げ剛性を30%低下させて車両走行時の再現解析を行った。固有振動数を表-2に、橋梁中央位置での桁のたわみを図-17に、それぞれ示す。橋梁中央部の損傷度が低下させることで、橋梁全体としての1次固有振動数が3.52Hz（表-1参照）から、3.72Hzまで高くなっている。中央径間1/2区間が健全であるとした場合の固有振動数が最も実験結果に近くなっており、桁のたわみもほぼ同程度になっている。

図-18には、ゲルバー掛け違い部（ヒンジ部）および、ゲルバー桁中央位置での桁のたわみを示す。ゲルバー中央部の変位については実験値と比較的よい一致度を示しているが、ゲルバー掛け違い部のたわみは、バスがヒンジ部を通る際のたわみが、実験値よりもおおきくなっており、ヒンジ部周辺のたわみが過大評価となっている。

表-2 損傷分布の違いによって変わる固有振動数

モード	実験値 (Hz)	解析値 (Hz)	
		中央径間 1/4 区間が 健全	中央径間 1/2 区間が 健全
鉛直 1 次	3.60	3.61	3.72
鉛直 3 次	4.60	4.31	4.49
鉛直 5 次	9.44	9.44	9.79

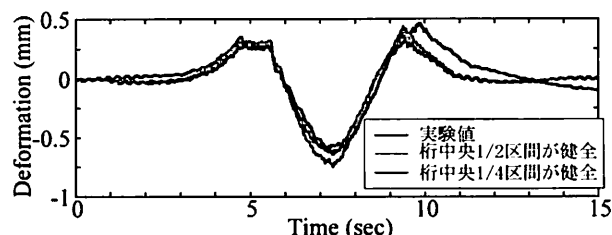
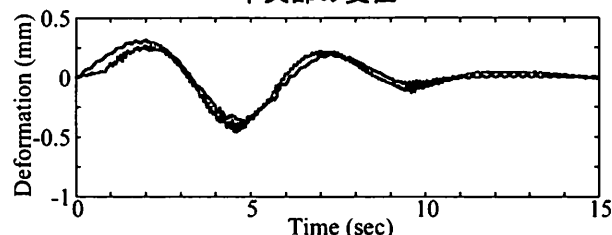
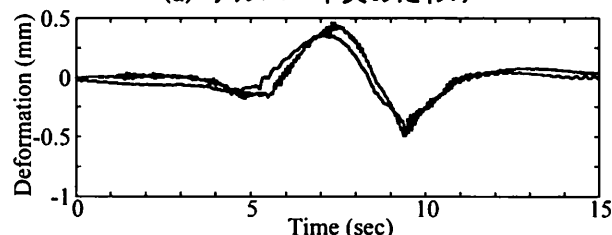


図-17 損傷分布を非一様に与えた場合の橋梁中央部の変位



(a) ゲルバー中央のたわみ



(b) ヒンジ部のたわみ

図-19 第4径間内中央1/2の健全、1/4の損傷部
ヒンジ部では漏水などの原因により損傷劣化が起こりやすいと考えられるため、ヒンジ部周辺（第4径間の支承からヒンジ部までの区間）の曲げ剛性を50%に低下させて、再現解析を行った。車両走行時の各点における橋桁のたわみを図-19に示す。ヒンジを有する径間の中央についても解析値と実験値の差が改善され、よい一致度がえられた。

6. 結論

本研究では、移動走行荷重を用いた橋梁の振動実験で得られた車両の固有振動数、橋梁の変位および固有振動数を算出し、走行シミュレーションの結果と比較を行った。本研究で得られた結果を以下に示す。

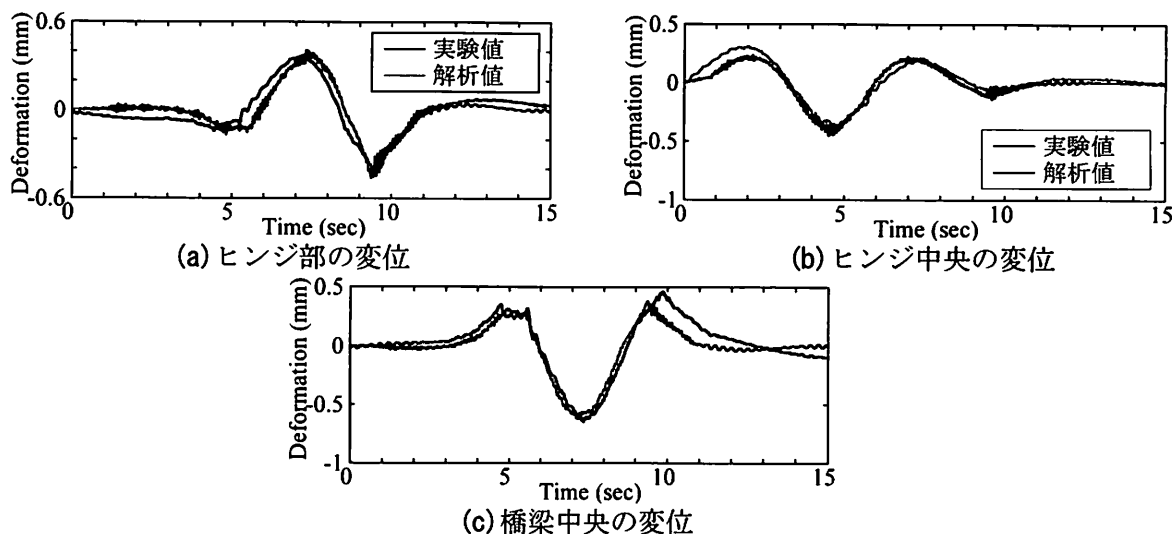


図-19 第3・4・5 径間中央 1/2 健全・ヒンジ部の剛性 50%低下したときの橋桁のたわみ

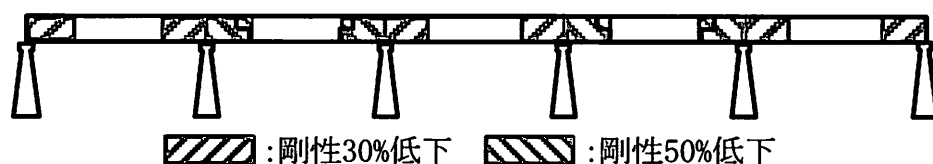


図-20 ヘルスモニタリングによる橋梁上部構造の損傷分布

- 1) ひずみゲージ式加速度センサを用いて車軸位置で計測した加速度応答を時間領域で二階積分すると橋梁の縦断勾配をとらえることが分かった。解析においても車軸位置で縦断勾配を捉えることを確認した。
- 2) サーボ型加速度センサで計測した橋梁上の加速度応答を時間領域で二階積分することで橋梁の変位の挙動を捉えた。また、移動走行荷重がヒンジ部を有する橋梁上を走行した際の橋梁の特徴的な挙動を確認した。
- 3) シミュレーションにおいて建設当時の栄橋の再現し、健全時と剛性低下時の比較を行った。橋梁の剛性を一様に 30%低下させた場合、固有振動数と実験値が概ね一致したが橋梁中央の変位は実験値との相違がみられた。橋梁中

央部が 1/2 区間のみ健全時の剛性の場合では変位が実験値とほぼ一致した。現在の栄橋の状態として径間の中央部 1/2 区間は健全な状態を保っているが、府髭が発生する支承付近では剛性が 30%程度低下し、漏水などによって劣化しやすいヒンジ付近の剛性が 50%程度低下していることが分かった。

参考文献

- 1) 矢部明人：路線バスを利用した既存橋梁の変状検知システムに関する基礎的研究，山口大学理工学研究科学位論文，2011. 9
- 2) 宮本文穂，矢部明人，工藤靖之：橋梁ヘルスマニタリングシステムのための新しい損傷検知手法の開発，構造工学論文集，Vol. 57A. pp. 655-668, 2011. 3.