

# 路線バスを利用した中小橋梁モニタリング システムの実証実験

宮本文穂 (山口大学名誉教授) 江本久雄 (株式会社構造物クリニック) 矢部明人 (株式会社構造物計画研究所)

## Field Test on Bridge Condition Assessment by Bridge Monitoring System based on Public Bus Vibration

Ayaho MIYAMOTO (Professor Emeritus), Hisao EMOTO (Kouzoubutsu Clinic Co., Ltd.) and  
Akito YABE (KOZO KEIKAKU Engineering Inc.)

**Abstract:** In this study, as one solution to the problem for condition assessment of existing short- and medium-span reinforced/prestressed concrete bridges, a new monitoring method using a public bus as part of a public transit system (bus monitoring system) is proposed, along with safety indices, namely, characteristic deflection, which is relatively free from the influence of dynamic disturbances due to such factors as the roughness of the road surface, and a structural anomaly parameter. A basic study was conducted by using the results of technical verification experiments and numerical analysis simulation. This paper describes the details of not only how to assess the bridge condition by public bus vibration measured in operating on Ube City bus network as a specific example for verify the system but also what kind of consideration we need to apply the system to existing bridges in overseas country. And, the degrees of abnormality of the monitored bridges were expressed with the "inspection necessity level" to enable local governments to prioritize their bridge maintenance needs quantitatively.

**Key Words :** public bus, short & medium span bridge, condition assessment, vibration, SHM, field test, practical application

### 1. はじめに

我が国に存在する膨大な数の中小橋梁を定期的に点検して適切に維持管理していくためには、簡便で効率的な橋梁モニタリングシステムの開発が必要となる。そのため、種々のシステムが開発されてきているが、個々の橋梁ごとにセンサーを設置する、あるいは専用の測定車を利用するものが多い<sup>1)</sup>。本論文では、新たに考案した定期路線バスを利用した振動計測による中小橋梁モニタリングシステム<sup>2)</sup>の実証実験を行い、その検証結果および今後の実用化に向けた種々の知見をまとめた。すなわち、定期路線バスの後輪バネ下に加速度センサーを設置し、橋梁通過時のその振動からたわみ特性値<sup>2)</sup>を算出する。たわみ特性値がある基準値に達した場合、その橋梁に何らかの重篤な変状が生じていると判断し、早急に詳細な目視点検を行うと共に、適切な補修、補強を実施する。

本システムは、公共交通機関である路線バスを利用した主として中小橋梁を対象としたモニタリング手法であり(図-1)、老朽橋梁の安全性能が著しく低下する「加速期」から「劣化期」<sup>4)</sup>への移行の検知を目指している。

路線バスが中小橋梁を通過する際の橋梁および路線バス後輪バネ下の鉛直変位(鉛直加速度波形を2回積分することで得られる推定たわみ)  $\delta_a(t)$ は、橋梁の剛性とバスの車両重量に依存する静的変位 $\delta_{sa}(t)$ の他、路面凹凸に起因し平均値0のランダムガウス過程という統計的性質を持つ非正常振動成分、橋梁や車両といった運動方程式に支配される振動成分、運行条件の違いやデータ抽出

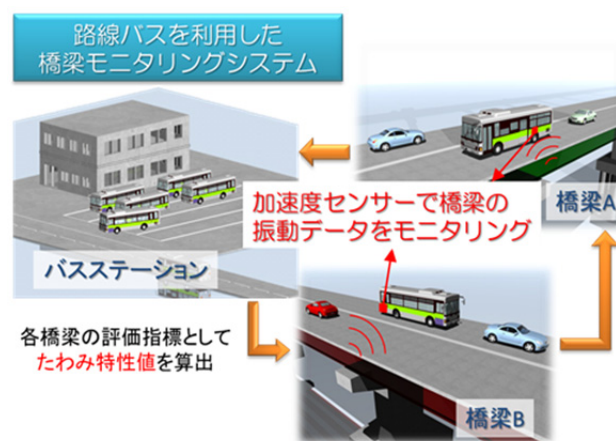


図-1 路線バスを利用したモニタリングシステム

処理方法の違いによる外乱因子 $\delta_x(t)$ の和として次式のように表すことができる：

$$\delta_a(t) = \delta_{sa}(t) + S_r(\Omega, t) + \int_{-\infty}^{+\infty} X(f) \cdot e^{2\pi f t i} df + \delta_x(t) \quad \dots(1)$$

ここで、 $S_r(\Omega, t)$ ：路面凹凸の密度関数、 $\Omega$ ：路面空間周波数、 $X(f)$ ：フーリエ係数

ここでは、式(1)から得られる推定たわみを、その橋梁区間で平均したものを「たわみ特性値 $\mu_a$ 」として定義する。なお、本研究では運行条件を含む種々の外乱因子 $\delta_x(t)$ の影響を考慮するために何らかの統計的性質があると仮定し、中心極限定理を利用してサンプル数 $N$ を増やすことにより変状の有無の判定に影響しない程度に「たわみ特性値」が収束するに十分な $N$ の値を検討する必要がある。また、対向車数、乗客数などの運行条件と「たわみ特性値」の関係についても明らかにする必要がある。

今回の山口県宇部市における実証実験では、運行中の定期路線バスにセンサを設置し、2010年12月より約1年間かけて合計39回の計測を行った。まず初めに、宇部市営バスの路線上に存在する橋梁数について調べ、対象橋梁および定期路線バスを選定した。実測したバス後輪バネ下の加速度応答と桁中央付近の加速度応答を比較した結果、路線バスの走行により橋梁が振動していることが確認できた。さらに、後輪バネ下加速度を2回積分して変位を求めることにより、たわみ特性値を算出した。また、運行条件のたわみ特性値への影響を調べるために、表-1に示す天候、対向車数、乗車人数および走行速度を記録した。

さらに、今回の対象橋梁に対して、有限要素法の一つであるサブストラクチャー法<sup>9)</sup>を用いた走行振動シミュレーションを行い、劣化度判定基準の検討を行った。走行振動シミュレーションにおいては、解析モデルの違いによるたわみ特性値および構造変状検知パラメータの算出結果を検証した。最後に、対象橋梁が現状でどの程度の変状が生じているのかを“点検必要度”で表すことによって、自治体における橋梁維持管理に対する優先順位を定量的に示すことを可能とした。

## 2. 定期路線バスの後輪バネ下振動からのたわみ特性値算出

### (1) 宇部市における実証実験

#### a) バス路線上に存在する橋梁数

本実験を始めるにあたって、対象橋梁を選定するため、宇部市交通局が運行するバス路線にある宇

部市の管理橋梁数<sup>6)</sup>について整理した。宇部市が管理する全413橋(橋長15m以上)のうち、バス路線上に存在するのは35橋であった。バス路線にある橋梁数は全体の10%に満たないが、本手法が本格的に実用化した場合には、橋梁点検のための路線バスを運行するなどの対応により適用することが可能となる。また、今回は宇部市管理橋梁のみ対象としているが、実際には山口県が管理する橋梁や私有地内の橋梁などもあるため、本手法が適用可能な橋梁数は増える。次に、定期バス路線にある橋梁の点検状況を表-2に示す。H22年の時点で、約4割の橋梁が点検の対象とされている。しかし、点検実施予定の無い6割の橋梁の中には、橋長15m未満の橋梁や無名(むめい)橋が多く含まれている。本手法は経済的理由により点検実施が困難なこれらの橋梁への適用も期待できる。

#### b) 実験概要

表-2に今回実施した実証実験の概要をまとめて示す。実証実験は、宇部市土木建築部および同交通局の協力のもとで2010年12月より約1年間に亘って実施した。対象橋梁およびバス路線は、路線上の橋梁のうち径間数の多い蛇瀬橋(5径間)をより多く通過するように選定した。本研究では、対象橋梁を蛇瀬橋、白土第二橋および新権代橋に絞り、計測回数を増やした。これら3橋の概要を表-3および図-2(a)~(c)にまとめて示す。

表-1 実証実験で検討した運行条件

項目	備考
天候	晴れ or 曇り or 小雨 or 雨
対向車数	後輪が橋梁上を通過する間にすれ違う対向車数
乗車人数	運転手含む
走行速度	速度メータによる目視確認

表-2 バス路線にある橋梁の点検状況 (H22年)

橋梁名	宇部市の	宇部市の	橋梁名	宇部市の	宇部市の
	調査対象	調査対象		調査対象	調査対象
	(H21年度)	(H22年度)		(H21年度)	(H22年度)
1 沖田川橋		○	20 無名橋		○
2 無名橋			21 山村跨線橋		
3 常盤橋			22 琴芝橋	○	
4 山村跨線橋			23 無名橋		
5 岡ノ辻高架橋			24 無名橋		○
6 無名橋		○	25 無名橋		
7 無名橋			26 無名橋		
8 無名橋			27 無名橋		
9 塩田橋		○	28 無名橋		
10 無名橋			29 無名橋		
11 無名橋			30 四十杭橋		
12 無名橋			31 中山新橋		○
13 明神橋		○	32 岡ノ辻高架橋	○	
14 浜田橋			33 蛇瀬橋	○	
15 無名橋			34 白土第二橋	○	
16 宮川橋	○		35 沢波橋		
17 明神橋		○	36 奥王子橋	○	
18 無名橋			37 片倉橋	○	
19 無名橋			38 新権代橋	○	

c) 実験方法

実証実験では、実際に運行中の定期路線バスの後輪バネ下部分に加速度センサを設置し、橋梁通過時の加速度応答から対象橋梁のたわみを推定した。実験で使用した路線バスおよび加速度センサの仕様を表-5(a), (b)にまとめて示す。路線バス後輪バネ下部への加速度センサの設置は接着剤を用いて固定し、周りをエポキシ樹脂でコーティングすることによってセンサを保護した。なお、加速度センサのケーブルは車内の床にある排水用の穴を通じて配線した。

加速度計測ではパソコンを使用しているが、本格的な実用化の際には、加速度センサ、データロガーおよびパソコンへの電源供給については路線バスの電源を利用することを想定している。しかし、今回は持ち運び可能なバッテリーを使用した。今回の実験では、天候、対向車数、走行速度、乗車人数など各運行条件のたわみ特性値への影響を調べるため、2人でバスに乗り込んで計測を行った。この内の1人は後部座席で橋梁通過時の時刻と乗車人数、もう1人は前方座席で対向車数と走行速度を記録した。



(a) 蛇瀬橋 (5径間) (b) 白土第二橋 (2径間)



(c) 新権代橋

図-2 主な対象橋梁の外観

表-3 実験概要

項目	内容
実施期間	2010年12月1日～2011年11月11日
計測日数	39日
対象路線	西宇部・厚東線 西ヶ丘・日赤線 小羽山線 中央病院線
対象橋梁	12.無名橋 33.明神橋 39.無名橋 52.宮川橋 53.明神橋 6490.蛇瀬橋 6570.白土第二橋 8609.新権代橋

(2) 路線バス後輪バネ下振動と桁中央振動の比較

路線バス後輪バネ下の加速度応答から橋梁のたわみ特性を正確に抽出できるかどうかを検証するため、新権代橋の桁中央付近に別途加速度センサを設置し、路線バスのバネ下で計測した加速度応答と比較した。以下、その概要を述べる。

a) 路線バスの後輪バネ下と桁中央の加速度応答

新権代橋の加速度センサ設置箇所と路線バス走行位置を図-3に示す。この時の運行条件は天候が雨、走行速度が35km/h、対向車数1台、乗車人数10人であった。橋梁中央付近の加速度応答を図-4に示す。このグラフから、路線バスの通行により対象橋梁が強制振動状態になっていることが確認できる。図-5に桁中央通過時の定期路線バス後輪バネ下および桁中央付近の加速度応答の比較を示す。これより、加速度応答の大きさについてはバネ下の方が大きい値をとるものの、両者の波形はおおよそ相似しており、橋梁と車両の動的相互作用を確認できた。

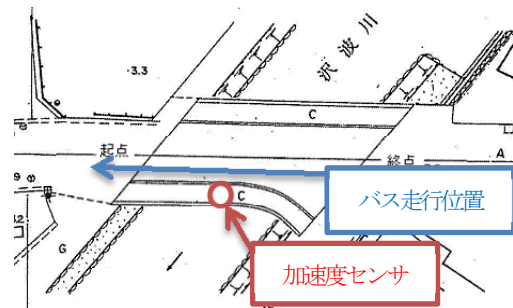


図-3 橋梁上への加速度設置位置と路線バス走行位置

表-4 主な対象橋梁の概要

橋梁名	架設年月(西暦)	上部工形式		支間長 (m)	橋長 (m)	
		径間番号	形式			
ジャセシ 蛇瀬橋	1976年	起点側	1	PC床版橋-アレン床版	18.0	85.0
			2	PC床版橋-アレン床版	16.0	
			3	PC床版橋-アレン床版	18.0	
			4	PC床版橋-アレン床版	14.0	
		終点側	5	PC床版橋-アレン床版	19.0	
シラツチ 白土第二橋	1933年(推定)	起点側	1	RC桁-T桁	7.0	15.8
		終点側	2	RC桁-T桁	7.0	
シラツチ 新権代橋	1998年6月			桁橋-その他	22.4	23.6

表-5 路線バスおよび加速度センサの仕様一覧

(a) 路線バス

項目	内容
車両重量	8,130kg
車両総重量	11,485kg
前前軸重	2,730kg
後後軸重	5,400kg
前輪・後輪間の長さ	4.4m

(b) 加速度センサ

項目	内容
加速度センサ	富士セラミックス SA11ZSC-TI
センサ種別	圧電式
サンプリングレート	1000HZ



b) 加速度応答の周波数解析

橋梁通過時の路線バス後輪バネ下と桁中央の振動特性を比較するため、両加速度応答に対して時間-周波数解析手法の一つである Frequency Slice Wavelet Transform(FSWT)<sup>7),8)</sup>を適用した。桁中央および路線バス後輪バネ下加速度応答の FSWT 解析結果を図-6(a), (b), 図-7(a), (b)にそれぞれ示す。

図-6 より、路線バスの走行により橋梁桁中央が 12.0Hz 付近で振動していることが確認できる。なお、図中の 44.0Hz および 65.0Hz 付近の振動は何らかのノイズの影響により生じていると考えられる。一方、図-7 より路線バスの後輪バネ下部分は橋梁通過時に関わらず、常に 12.0Hz 付近で振動していることが確認できた。

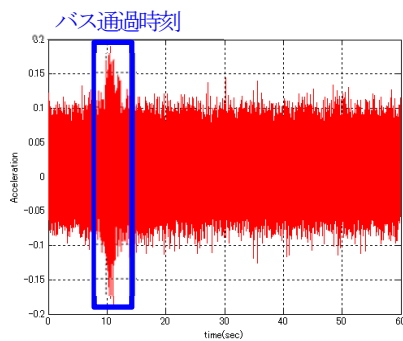


図-4 桁中央付近の加速度応答

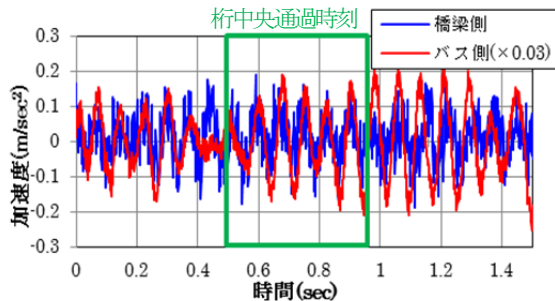


図-5 橋梁中央付近通過時の後輪バネ下および桁中央付近の加速度応答の比較

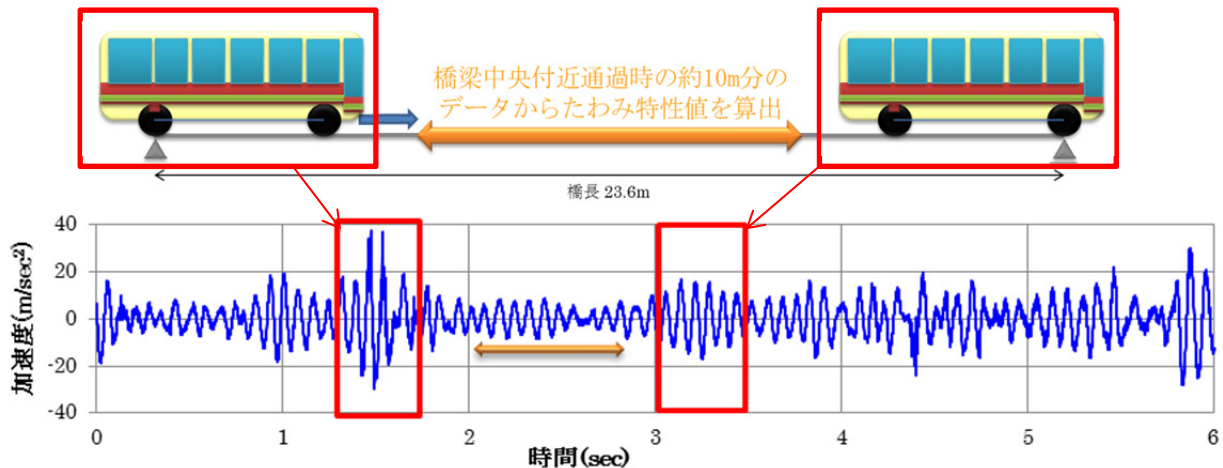


図-8 データ抜き出し区間の一例 (新橋代橋)

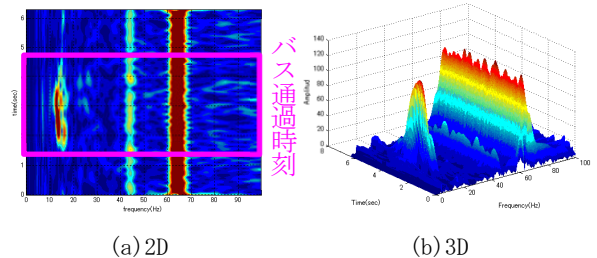
以上のことから、路線バスが橋梁を通過する際には、バス後輪バネ下と橋梁桁が相似性を有する動的作用をしていることが明らかとなり、定期路線バス後輪バネ下振動から橋梁の振動性状を抽出できる条件を満たしていると考えられる<sup>7)</sup>。

(3) 運行条件とたわみ特性値に関する考察

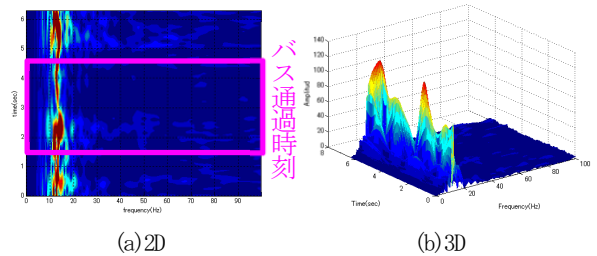
約1年間にわたる計測結果より、前述の主要対象橋梁3橋におけるたわみ特性値と各運行条件の相関を求めた。その結果から、今後のたわみ特性値の整理方法について検討した。

a) 既存橋梁のたわみ特性値算出結果

たわみ特性値を求めるために、まず初めに橋梁の桁中央付近通過時のデータを抜き出す必要がある。新橋代橋におけるデータの抜き出し方の例を図-8に示す。橋長 23.6m の新橋代橋では桁中央付近約



(a) 2D (b) 3D  
図-6 橋梁通過時刻前後の桁中央加速度応答のFSWT解析結果



(a) 2D (b) 3D  
図-7 橋梁通過時刻前後の路線バス後輪バネ下加速度応答のFSWT解析結果

10m分のデータを抜き出し、加速度を2回積分することによって、推定たわみを求めた。図-9(a)~(d)に新権代橋を西岐波学校前から床波バス停方向(西→床)(往路)へ通過した際のたわみ特性値の算出結果を示す。いずれの加速度応答からも類似した波形が得られるよう、抜き出し区間を決定した。データの長さが異なっているのは、計測時の走行速度が一定でないためである。

推定たわみの時間方向の平均をとることによって算出したたわみ特性値を表-6にまとめて示す。これより、数値にばらつきはあるものの、多くのデータを取得して平均することによって、一定値に収束することが考えられる。図-10(a)~(d)に、床波から西岐波学校前バス停(床→西)(復路)方向へ通過した際の推定たわみを示す。

図-9と比較すると、同一橋梁であっても往路と復路では推定たわみの波形特徴やたわみ特性値の数値は大きく異なることが確認できた。このようなばらつきの原因としては、天候、対向車数、走行速度、乗車人数などの運行条件が考えられる。

図-11(a)~(e)、表-7に、2011年11月7日に計測した蛇瀬橋の近隣センターから小羽山小学校バス停(近→小)方向へ通過した時の推定たわみとたわみ特性値をそれぞれ示す。蛇瀬橋では、近隣センター一側より、径間A、径間B、径間C、径間Dおよび

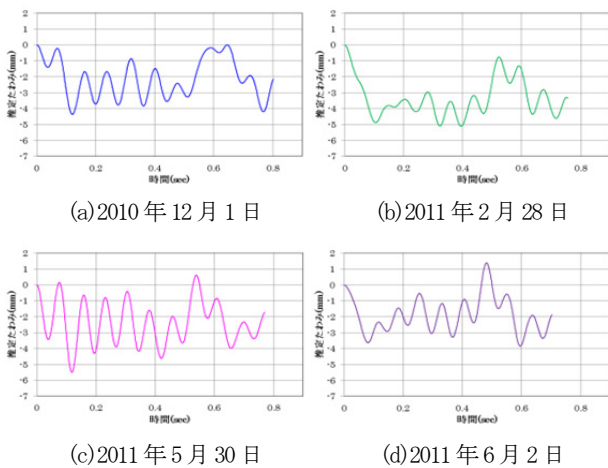


図-9 バス後輪バネ下加速度応答より求めた推定たわみ(新権代橋:西→床)

表-6 たわみ特性値(mm)と各運行条件(新権代橋:西→床)

年月日	たわみ特性値	天候	対向車数(台)	走行速度(km/h)	乗車人数(人)
2010年12月1日	-2.13	晴れ	0	45	8
2010年12月2日	-2.51	曇り	1	40	7
2011年2月28日	-3.36	曇り	1	45	6
2011年5月30日	-2.39	晴れ	0	40	12
2011年6月1日	-2.07	晴れ	0	45~50	9
2011年6月2日	-1.89	晴れ	0	45	13

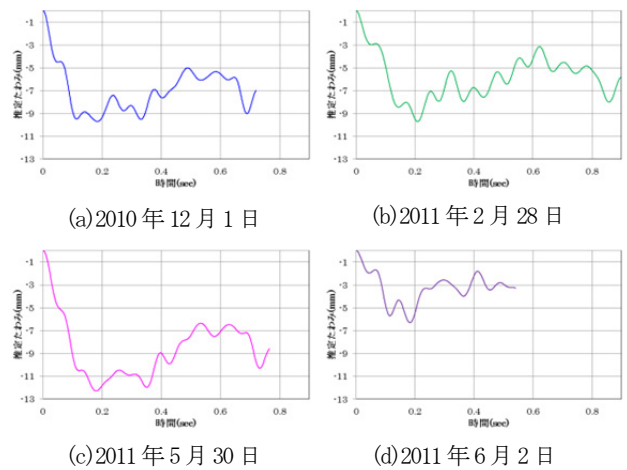


図-10 バス後輪バネ下加速度応答より求めた推定たわみ(新権代橋:床→西)

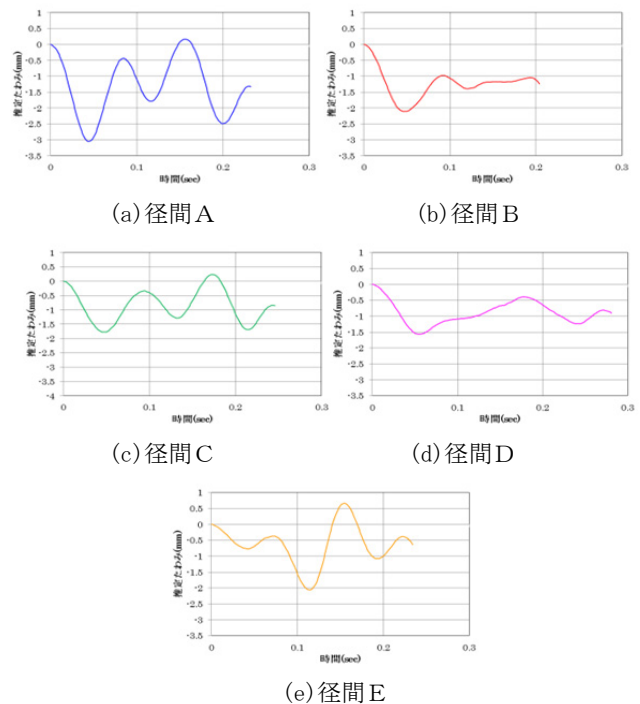


図-11 バス後輪バネ下加速度応答より求めた推定たわみ(蛇瀬橋:近→小)

表-7 たわみ特性値(mm)(蛇瀬橋:近→小)

径間	たわみ特性値
A	-1.34
B	-1.25
C	-0.86
D	-0.90
E	-0.63

径間 E と区別し、それぞれの区間でたわみ特性値を算出している。各径間ごとで類似した波形となるよう、データを抜き出して推定たわみを算出しているが、算出したたわみ特性値の値は異なっていることがわかる。

図-12(a), (b), 表-8 に、2011年11月7日に計測した白土第二橋の西岐波学校前から吉田バス停(西→吉)方向へ通過した時の推定たわみとたわみ特性値をそれぞれ示す。白土第二橋においても、上述蛇瀬橋の場合と同様の傾向が見られた。

以上より、たわみ特性値は橋梁間、径間の違い、進行方向ごとで異なる数値をとることが確認できた。また、各運行条件によって数値にばらつきが生じることも明らかとなった。このため、たわみ特性値の算出において重要なことは、橋梁間、径間の違いおよび異なる進行方向の計測データにおいて常に同じ部分のデータを抜き出し、その変化を観測することであるといえる。

b) たわみ特性値と各運行条件の相関

路線バス運行条件による外乱因子 $\delta x(t)$ の特性<sup>9)</sup>を知るために、本研究ではたわみ特性値と各運行条件の相関を求めた。2変数の相関係数を算出し、表-9を用いて各相関の強さを求めた結果を表-10に示す。橋梁間や径間の違いおよび進行方向によって、異なる相関関係が得られた。次に、各運行条件のたわみ

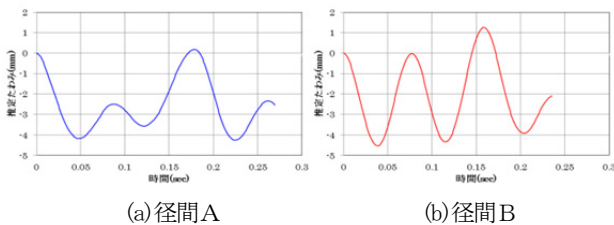


図-12 バス後輪バネ下加速度応答より求めた推定たわみ (白土第二橋：西→吉)

表-8 たわみ特性値(mm) (白土第二橋)

径間	たわみ特性値
A	-2.54
B	-2.11

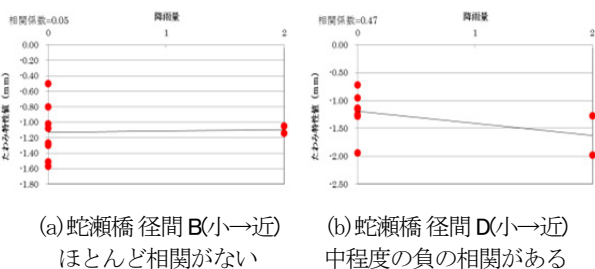


図-13 たわみ特性値と天候(降雨量)の関係

特性値との相関関係の整理結果について具体的に述べる。

① 天候

たわみ特性値と天候の関係を図-13(a) (b)に示す。

表-9 相関関係による相関強さの判定表

負の相関	相関の強さの判定	正の相関
-1~-0.7	強い相関がある	0.7~1
-0.7~-0.4	中程度の相関がある	0.4~0.7
-0.4~-0.2	弱い相関がある	0.2~0.4
-0.2~0	ほとんど相関がない	0~0.2

表-10 たわみ特性値と各運行条件(外乱因子)の相関関係一覧

※R:相関係数, N:サンプル数

橋梁名	径間	通過方向	天候	対向車数
蛇瀬橋	A	近→小	-	ほとんど相関がない R=-0.20, N=20
	B		-	ほとんど相関がない R=0.14, N=16
	C		-	-
	D		-	弱い負の相関がある R=-0.25, N=6
	E		-	-
	A	小→近	-	-
	B		ほとんど相関がない R=0.05, N=10	ほとんど相関がない R=-0.20, N=15
	C		ほとんど相関がない R=0.20, N=20	ほとんど相関がない R=0.09, N=18
	D		中程度の負の相関がある R=-0.47, N=11	ほとんど相関がない R=0.07, N=18
	E		弱い負の相関がある R=-0.37, N=10	ほとんど相関がない R=0.07, N=10
新権代橋	-	床→西	-	弱い正の相関がある R=0.24, N=13
	-	西→床	-	弱い負の相関がある R=-0.28, N=12
白土第二橋	A	西→吉	-	-
	B		-	ほとんど相関がない R=-0.20, N=20
	A	吉→西	-	強い負の相関がある R=-0.77, N=8
	B		-	-
橋梁名	径間	通過方向	乗車人数	走行速度
蛇瀬橋	A	近→小	ほとんど相関がない R=-0.14, N=11	中程度の正の相関がある R=0.59, N=7
	B		ほとんど相関がない R=0.17, N=17	ほとんど相関がない R=-0.17, N=6
	C		ほとんど相関がない R=-0.05, N=11	弱い負の相関がある R=-0.35, N=10
	D		ほとんど相関がない R=-0.10, N=10	弱い正の相関がある R=0.37, N=9
	E		ほとんど相関がない R=0.14, N=11	ほとんど相関がない R=0.06, N=9
	A	小→近	ほとんど相関がない R=0.01, N=16	ほとんど相関がない R=-0.14, N=16
	B		ほとんど相関がない R=-0.01, N=15	ほとんど相関がない R=-0.01, N=16
	C		ほとんど相関がない R=-0.15, N=16	-
	D		弱い負の相関がある R=-0.28, N=17	弱い負の相関がある R=-0.22, N=15
	E		ほとんど相関がない R=0.04, N=14	弱い正の相関がある R=0.30, N=14
新権代橋	-	床→西	ほとんど相関がない R=-0.10, N=18	ほとんど相関がない R=0.14, N=11
	-	西→床	ほとんど相関がない R=-0.03, N=14	中程度の正の相関がある R=0.49, N=11
白土第二橋	A	西→吉	弱い負の相関がある R=-0.27, N=10	中程度の負の相関がある R=-0.52, N=13
	B		中程度の正の相関がある R=0.24, N=19	弱い負の相関がある R=-0.35, N=22
	A	吉→西	弱い負の相関がある R=-0.26, N=12	ほとんど相関がない R=-0.03, N=13
	B		ほとんど相関がない R=0.14, N=19	ほとんど相関がない R=0.20, N=13

降雨量を晴れの場合に 0, 小雨の場合に 1, 雨の場合に 2 として, たわみ特性値との相関を求めた. なお, ここでは他の運行条件ができる限り類似するデータのみ利用している. 図-13(b)のように, 「中程度の負の相関がある」と判定された場合であっても, 晴天時と雨天時でたわみ特性値がとる範囲はあまり変わらないことがわかる. したがって, たわみ特性値は天候に左右されることなく, ある程度ばらついた値をとるといえる.

② 対向車数

たわみ特性値と対向車数の関係を図-14(a)～(d)に示す. なお, ここでは他の運行条件ができる限り類似するデータのみ利用している. 図-14(a)(b)においては, たわみ特性値との相関関係が示されたものの, たわみ特性値のとる範囲は, 対向車の有無に関わらず変化しないといえる. 図-14(d)においては, 強い負の相関を示したものの, データ数が少ないため断定はできない.

③ 乗車人数

たわみ特性値と路線バスへの乗車人数の関係を図-15(a)～(d)に示す. なお, ここでは他の運行条件ができる限り類似するデータのみ利用している. 一般的に考えると, 乗車人数が増えると橋梁のたわみも大きくなるため, 負の相関が現れると考えられる. しかし, 図-15からはそのような傾向が見られず, 正の相関が現れるものもあった(図-15(d)). この理由として, 乗車している乗客の位置や荷重の分散によるたわみ特性値への影響はそれほど大きくないということが考えられる.

④ 路線バスの走行速度

たわみ特性値と路線バスの走行速度の関係を図-16(a)～(d)に示す. なお, ここでは他の運行条件ができる限り類似するデータのみ利用している. 図-16(c)(d)では負の相関を示している. しかし, 走行速度が上がれば確実にたわみ特性値が大きくなるとは限らない結果も得られている(図-16(a)(b)). これは, たわみ特性値を算出する際, 走行速度が変わることによって抜き出す加速度波形数も異なってくることによるものと考えられる. 従って, 橋梁のたわみをよりの確に表せるようなたわみ特性値を算出するための適切な波形の抜き出し方について検討する必要がある.

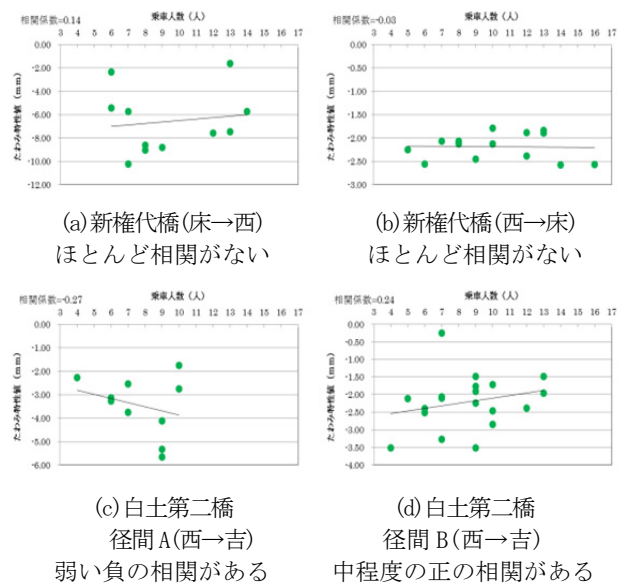


図-15 たわみ特性値と乗車人数の関係

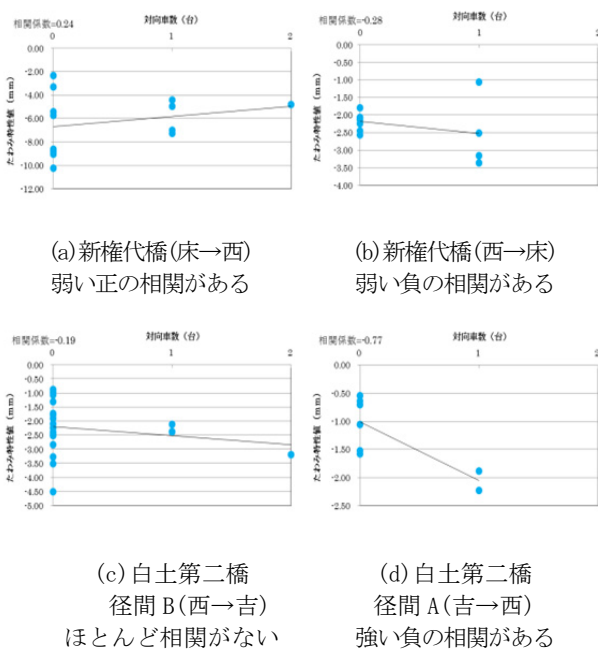


図-14 たわみ特性値と対向車数の関係

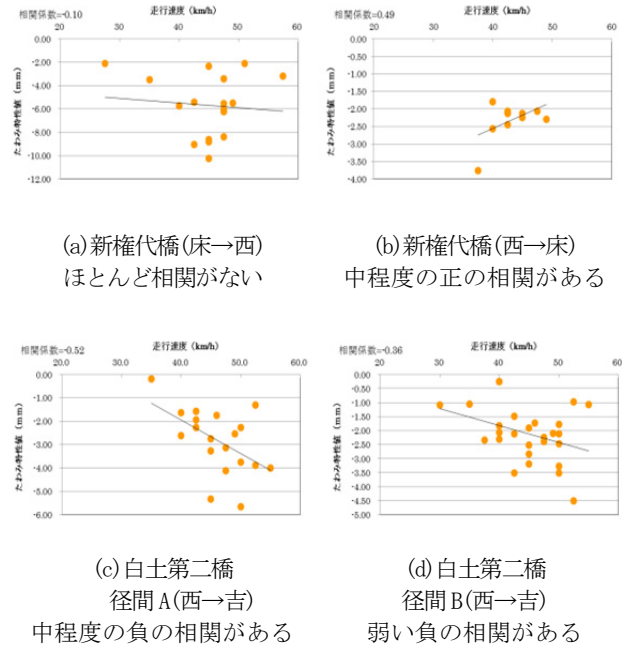


図-16 たわみ特性値と走行速度の関係



本研究では、運行条件による外乱因子 $\delta x(t)$ の特性を知るために、たわみ特性値と各運行条件（外乱因子）の相関を求めた。得られた相関係数によって相関の強さを分類した。その結果、各運行条件のたわみ特性値に及ぼす影響に関しては、橋梁間や径間の違いおよび進行方向によって異なる傾向が得られた（表-10参照）。しかし、一つ一つのデータを細かく確認すると、どのような運行条件であってもたわみ特性値はある程度の範囲でばらつくことが確認できた。そのため、たわみ特性値算出の自動化の実現後に、運行条件のたわみ特性値に及ぼす影響について再検証する必要があるといえる。

(4) たわみ特性値の整理方法

ここでは、外乱因子 $\delta x(t)$ が何らかの統計的性質を有すると仮定し、中心極限定理を利用してサンプル数 $N$ を増やすことにより変状の有無の判定に影響しない程度にたわみ特性値が収束するかの検討を行う。すなわち、移動平均法によりたわみ特性値のばらつきを低減し、その変化を観測することにした。

a) データ区間の決定

図-17(a)～(f)にデータ区間を変化させて移動平均法で結果を算出し、その時のたわみ特性値の標準偏差をまとめたものを示す。ここで、データ区間と

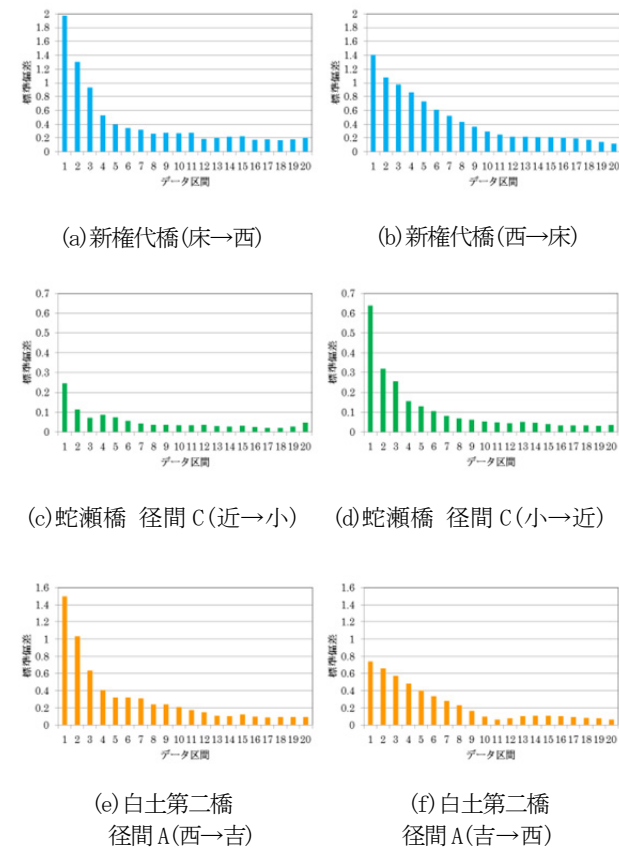


図-17 データ区間の違いによる標準偏差の変化

は、移動平均をとるデータの個数である。データ区間を大きくすると、たわみ特性値のばらつきが小さくなることがわかる。さらに、ある程度のデータ区間を超えれば、それ以降、標準偏差に変化が見られなくなることがわかる。すなわち、橋梁間、径間の違いおよび進行方向に関係なくたわみ特性値の平均をとることによって、ばらつきが低減されていることが確認できる。ここではデータ区間を14として、たわみ特性値の推移を移動平均でまとめた。

b) 各橋梁のたわみ特性値の推移

データ区間を14とした移動平均法で表した新権代橋のたわみ特性値の推移の一例を図-18(a)～(f)に示す。たわみ特性値は計測ごとにばらつきを生じるため、大小に推移している様子が見える。このように、たわみ特性値を常時計測していくことにより、橋梁の経年劣化をモニタリングする手法が提案できる。次章では判定基準の策定方法について述べる。

3. 定期路線バスを利用した橋梁モニタリングシステムにおける劣化度判定基準の検討

(1) 走行振動シミュレーション

本章では、有限要素法の一つであるサブストラク

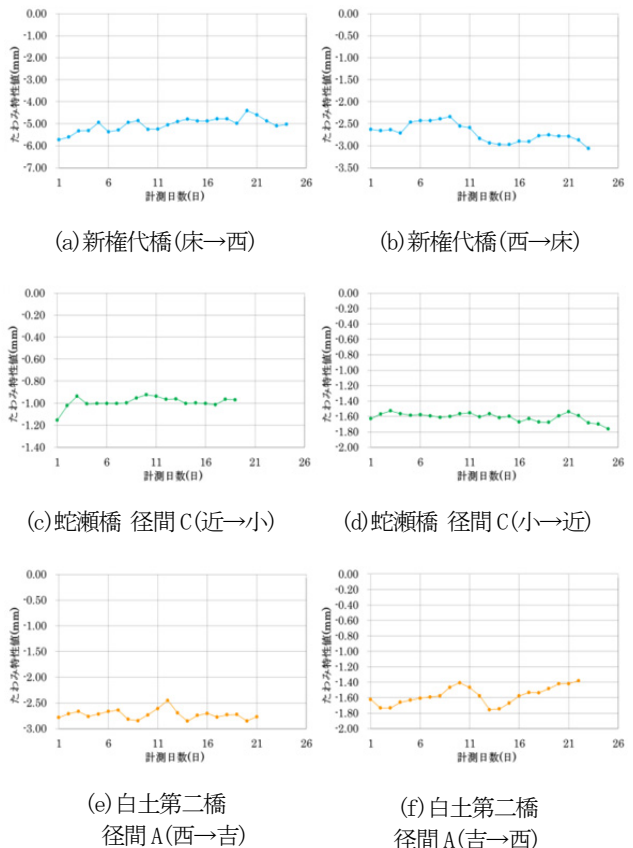


図-18 たわみ特性値の推移の例



チャー法<sup>5)</sup>を用いた走行振動シミュレーションにより、劣化状態に対応したたわみ特性値を求める。このたわみ特性値を利用して、その変化率 $\alpha$ を構造変状検知パラメータ<sup>10)</sup>として算出する。本研究では、一例として、新権代橋に関する3種類のモデルを作成し、それぞれで構造変状パラメータを比較した。新権代橋のモデル化パターンを図-19に示す。最も簡単なモデルとして、単純梁モデルを検討した。それに加え、対象橋梁の特徴を取り入れた平面モデルType1、さらに詳細にモデル化した平面モデルType2を作成した。これらのシミュレーション結果を利用して劣化度判定基準の検討を行った。

(2) シミュレーションモデルの作成

a) 橋梁モデル

橋梁モデルの作成の際には、まず初めにモデル形状を設定してから断面積、断面二次モーメント、ヤング係数、せん断弾性係数などを決定した。新権代橋の断面図については詳細なものが手に入らなかったため、今回はバイプレ工法プレキャスト中空桁の一般的な断面図<sup>11)</sup>を参考にして設定した<sup>12)</sup>。作成したモデルのパラメータを表-11に示す。次いで、対象橋梁の1次固有振動数を合わせるように主桁重量

表-11 橋梁モデルのパラメータ

パラメータ	値
断面積	6.5440m <sup>2</sup>
断面二次モーメント	0.3186m <sup>4</sup>
ヤング係数	23500N/mm <sup>2</sup>
境界条件	始点側:固定 終点側:ローラー

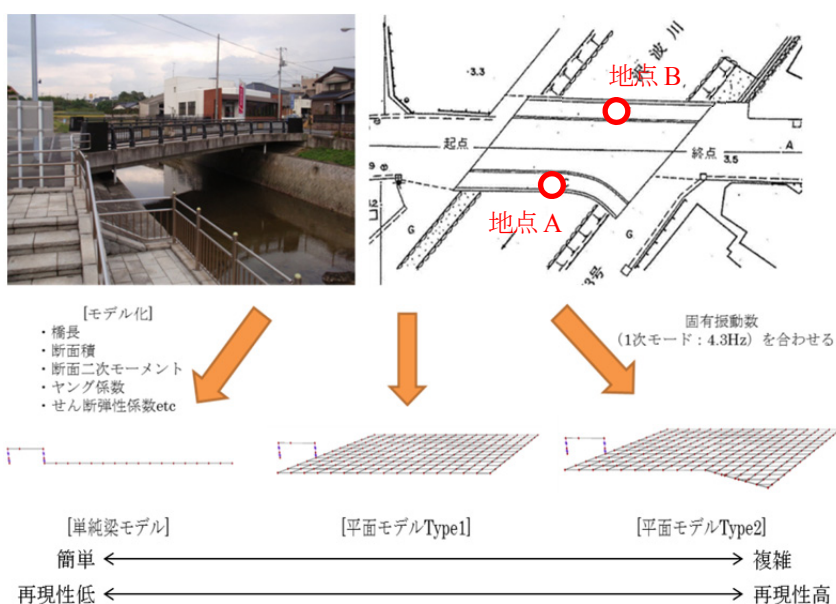


図-19 新権代橋のモデル化の例

などを決定した。図-19中の地点Aおよび地点Bでの卓越振動数を図-20(a)(b)に示す。

作成した3種類の橋梁モデルの振動モードについては、支点の境界条件の違いによって、橋梁モデルの振動数に影響が出るが、今回のシミュレーションの目的においては問題がないため考慮しなかった。

b) 車両モデル

路線バスモデルの1次から4次までの固有振動数とモード形状を算出した結果、路線バス後輪のバネ下振動モードは、概ね前述の実測結果(12.0Hz)と一致した(図-21(a)~(d))。

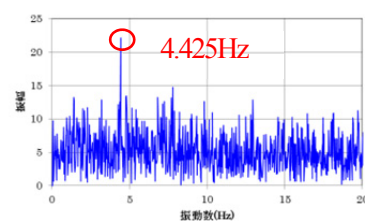
c) 路面凹凸モデル

橋梁上の路面凹凸の作成においては、凹凸の大きさをVery Good~Very Poorまで5段階でカテゴリ分類しているISO(国際標準化機構)の評価基準モデルを使用した。

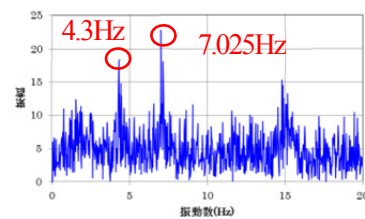
本研究では、橋梁舗装における路面平滑度パラメータはそのほとんどがVery Good~Averageにある<sup>13)</sup>、<sup>14)</sup>ことから、これら3段階(Very Good, Good, Average)の評価基準において、モンテカルロシミュレーションにより10パターン(路面凹凸1~10)の異なる路面凹凸状態を生成した。

d) 橋梁の劣化導入方法

本研究では、新権代橋がプレストレストコンクリート(PC)橋であることに着目し、橋梁劣化後のシミュレーションモデル作成において、導入プレストレス力の低下を想定することにした。ここで、導入プレストレス力と断面二次モーメントの関係は、過去のPC桁による載荷試験(ひび割れ発生後の荷重~変位関係)の結果より表-12のように仮定した<sup>14)</sup>。



(a) 地点 A



(b) 地点 B

図-20 新権代橋地点 A および地点 B の卓越振動数の比

本シミュレーションにおけるPC橋への劣化導入方法は、導入プレストレス力の低下に対応させた断面二次モーメントの減少と仮定し、表-13を適用した。すなわち、断面二次モーメントを減少することにより、橋梁の劣化モデル（劣化Phase1および劣化Phase2）を作成した。ここで、導入プレストレス力の90%低下時については、表-12中の計算値と実験値の平均値を用いた。

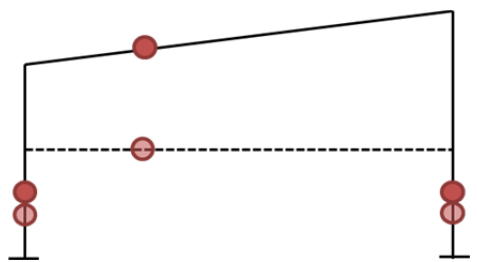
(3) 走行振動シミュレーション実施パターンとその結果

a) シミュレーション実施パターン

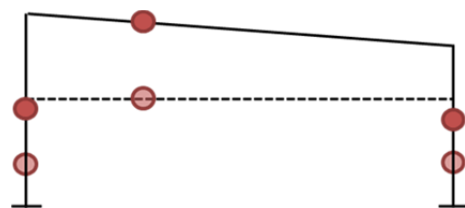
本研究で実施した走行振動シミュレーションの実施パターンの一覧を表-14に示す。各パターンにおいて、路面凹凸状態を前述したように10パターン変化させることにより、合計480ケースの走行振動シミュレーションを実行した。

b) 路線バス後輪バネ下の推定変位

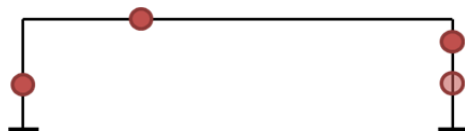
走行振動シミュレーションにより求めた路線バス後輪バネ下部分の推定変位の一例を図-22に示す。



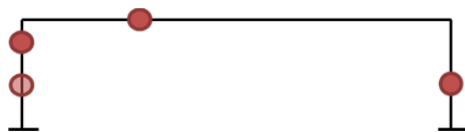
(a) 1次モード 1.2Hz (バネ上鉛直モード)



(b) 2次モード 2.0Hz (ピッチングモード)



(c) 3次モード 11.8Hz (前輪バネ下モード)



(d) 4次モード 12.7Hz (後輪バネ下モード)

図-21 路線バスの固有値解析結果

表-12 導入プレストレス力と断面二次モーメントの変化の例

プレストレス導入量	計算		実験	
	断面二次モーメント(m <sup>4</sup> )		断面二次モーメント(m <sup>4</sup> )	
	計算値	100%に対する比	実験値	100%に対する比
100%	0.00079	1.00	0.00089	1.00
50%	0.00041	0.52	0.00046	0.52
10%	0.00031	0.39	0.00028	0.31

表-13 本シミュレーションにおけるPC橋梁への劣化導入方法

橋梁の健全度	プレストレス力低下量	低下量0%時に対する断面二次モーメント比
健全	0%	1
劣化Phase1	50%	0.52
劣化Phase2	90%	0.35

表-14 走行振動シミュレーションの実施パターン一覧

パターン	条件				
	モデル形状	劣化状態	走行速度	路面凹凸	
1	単純梁モデル	健全	30km/h	Average	
2			40km/h	Average	
3			50km/h	Average	
4				Good	
5			Very Good		
6		劣化Phase 1	30km/h	Average	
7			40km/h	Average	
8			50km/h	Average	
9				Good	
10			Very Good		
11		劣化Phase 2	30km/h	Average	
12			40km/h	Average	
13			50km/h	Average	
14				Good	
15			Very Good		
16	平面モデル Type 1	健全	30km/h	Average	
17			40km/h	Average	
18			50km/h	Average	
19				Good	
20			Very Good		
21		劣化Phase 1	30km/h	Average	
22			40km/h	Average	
23			50km/h	Average	
24				Good	
25			Very Good		
26		劣化Phase 2	30km/h	Average	
27			40km/h	Average	
28			50km/h	Average	
29				Good	
30			Very Good		
31	平面モデル Type 2 (床→西)	健全	30km/h	Average	
32			40km/h	Average	
33			50km/h	Average	
34		劣化Phase 1	30km/h	Average	
35			40km/h	Average	
36			50km/h	Average	
37		劣化Phase 2	30km/h	Average	
38			40km/h	Average	
39			50km/h	Average	
40		平面モデル Type 2 (西→床)	健全	30km/h	Average
41				40km/h	Average
42				50km/h	Average
43			劣化Phase 1	30km/h	Average
44				40km/h	Average
45				50km/h	Average
46	劣化Phase 2		30km/h	Average	
47			40km/h	Average	
48		50km/h	Average		

ここで、解析モデルは3タイプ（単純梁モデル、平面モデルType1、平面モデルType2）で、シミュレーション条件はいずれのタイプも橋梁が健全状態、路線バスの走行速度が40km/h、路面凹凸が”Average”である。これより、路線バスの自重により、車軸が約44mm沈み込んでいること、および推定した変位の大きさは解析モデルのタイプによって異なっていることが確認できる。

次に、シミュレーション条件を、解析モデルが平面モデルType1、走行速度が30km/h、路面凹凸を”Average”とし、断面二次モーメントを変化させた（劣化した）場合の路線バス後輪バネ下の推定変位を図-23(a)～(c)に示す。これより、健全時に比べて劣化の進行に伴って推定変位が大きくなること、さらに、路面凹凸の影響を大きく受けることも明らかとなる。次に、図-24(a)～(c)は、路面凹凸状態と

後輪バネ下変位の関係を走行速度と路面凹凸状態を変化させて比較したものである。これより、推定変位は、走行速度や路面凹凸状態の影響を受けることがわかる。

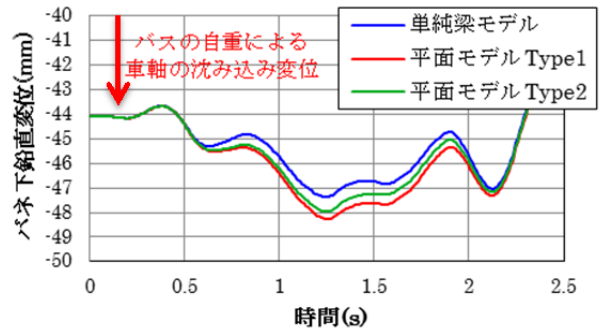
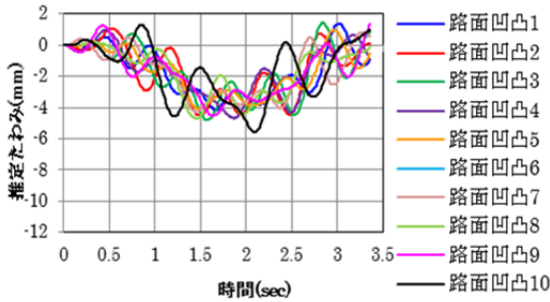
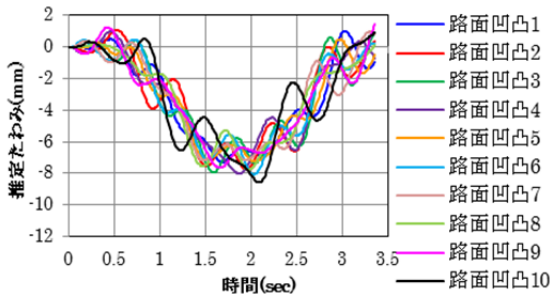


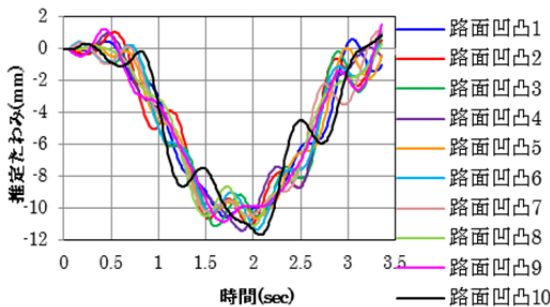
図-22 路線バス後輪バネ下の推定変位の一例（新権代橋，床→西，走行速度：40km/h，路面凹凸：Average）



(a) 健全時

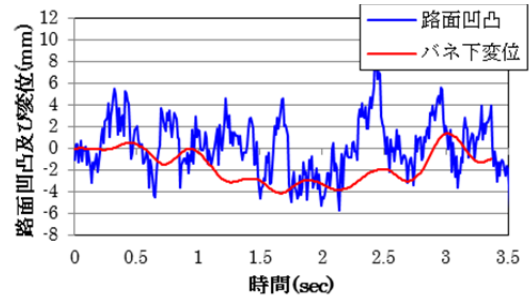


(b) 劣化 Phase1：導入プレストレス力が 50%低下

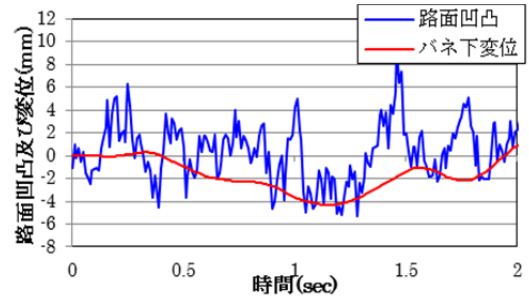


(c) 劣化 Phase2：導入プレストレス力が 90%低下

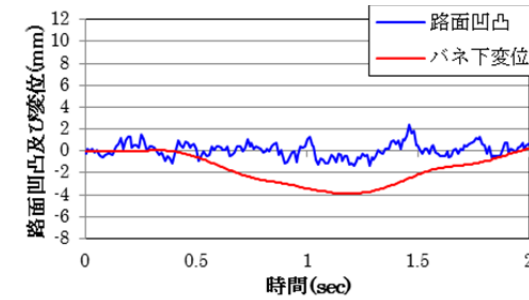
図-23 シミュレーションにより求めた路線バス後輪バネ下の推定変位の一例（新権代橋，平面モデルType1，走行速度：30km/h，路面凹凸：Average）



(a) 走行速度：30km/h，路面凹凸：Average



(b) 走行速度：50km/h，路面凹凸：Average



(c) 走行速度：50km/h，路面凹凸：Very Good

図-24 路面凹凸状態と後輪バネ下変位の関係（新権代橋，平面モデルType1，健全時）



ここで、橋梁劣化の進行を推定するパラメータとして、最大変位と時間方向の平均値すなわち、たわみ特性値について検討してみる。前述図-22のシミュレーション結果を利用して、路線バス後輪バネ下の最大変位と時間方向の平均値を算出してまとめたものを表-15に示す。ここでは、前述の路面凹凸状態“Average”での10パターンについて、それぞれ最大変位と時間方向の平均値を求め、想定した劣化が生じた場合のパラメータの変化を割合（健全時に対する比）で表した。また、表-16に路線バス後輪バネ下の最大変位と時間方向の平均値の「健全時に対する比」の精度についてまとめた。これより、対

象橋梁が劣化Phase1に達した場合、それぞれ最大変位は1.76倍、たわみ特性値は1.93倍となる。これら2つのパラメータの標準偏差は、最大変位で0.1536mm、たわみ特性値で0.0237mmであることから、たわみ特性値の劣化検出精度は非常に高いといえる。なお、劣化Phase2に関しても同様の傾向が得られている（表-16）。

以上のことから、路線バス後輪バネ下の推定変位は走行速度や路面凹凸状態の影響を大きく受けるものの、たわみ特性値はこれらの影響を受けにくいパラメータであることが確認できる。

表-15 路線バス後輪バネ下の最大変位と時間方向の平均値

	路面凹凸1				路面凹凸2			
	最大変位		平均値(たわみ特性値)		最大変位		平均値(たわみ特性値)	
	計算値	健全時 に対する比	計算値	健全時 に対する比	計算値	健全時 に対する比	計算値	健全時 に対する比
健全時	-4.13	1.00	-1.64	1.00	-4.50	1.00	-1.65	1.00
劣化Phase1	-7.31	1.77	-3.17	1.93	-7.78	1.73	-3.17	1.93
劣化Phase2	-10.55	2.55	-4.69	2.85	-11.09	2.46	-4.70	2.85

	路面凹凸3				路面凹凸4			
	最大変位		平均値(たわみ特性値)		最大変位		平均値(たわみ特性値)	
	計算値	健全時 に対する比	計算値	健全時 に対する比	計算値	健全時 に対する比	計算値	健全時 に対する比
健全時	-4.79	1.00	-1.65	1.00	-4.66	1.00	-1.61	1.00
劣化Phase1	-7.94	1.66	-3.18	1.93	-8.04	1.72	-3.13	1.95
劣化Phase2	-11.12	2.32	-4.71	2.85	-11.39	2.44	-4.65	2.90

	路面凹凸5				路面凹凸6			
	最大変位		平均値(たわみ特性値)		最大変位		平均値(たわみ特性値)	
	計算値	健全時 に対する比	計算値	健全時 に対する比	計算値	健全時 に対する比	計算値	健全時 に対する比
健全時	-4.07	1.00	-1.66	1.00	-4.82	1.17	-1.63	0.99
劣化Phase1	-7.26	1.78	-3.19	1.92	-8.08	1.96	-3.16	1.92
劣化Phase2	-10.62	2.61	-4.71	2.83	-11.31	2.74	-4.69	2.85

	路面凹凸7				路面凹凸8			
	最大変位		平均値(たわみ特性値)		最大変位		平均値(たわみ特性値)	
	計算値	健全時 に対する比	計算値	健全時 に対する比	計算値	健全時 に対する比	計算値	健全時 に対する比
健全時	-4.27	0.95	-1.64	0.99	-4.68	0.98	-1.66	1.01
劣化Phase1	-7.17	1.59	-3.16	1.92	-7.77	1.62	-3.19	1.93
劣化Phase2	-10.49	2.33	-4.68	2.84	-11.12	2.32	-4.71	2.85

	路面凹凸9				路面凹凸10			
	最大変位		平均値(たわみ特性値)		最大変位		平均値(たわみ特性値)	
	計算値	健全時 に対する比	計算値	健全時 に対する比	計算値	健全時 に対する比	計算値	健全時 に対する比
健全時	-4.51	0.97	-1.67	1.04	-5.56	1.37	-1.62	0.97
劣化Phase1	-7.64	1.64	-3.20	1.99	-8.59	2.11	-3.15	1.89
劣化Phase2	-10.83	2.32	-4.72	2.93	-11.67	2.87	-4.67	2.81

表-16 路線バス後輪バネ下の最大変位と時間方向の平均値の「健全に対する比」の精度

	劣化Phase1		劣化Phase2	
	最大変位	たわみ特性値	最大変位	たわみ特性値
「健全時に対する比」の平均値	1.76	1.93	2.50	2.86
「健全時に対する比」の標準偏差	0.1536	0.0237	0.1830	0.0335

### c) 路線バス後輪バネ下応答から算出したたわみ特性値と構造変状検知パラメータ

前述3タイプの解析モデルによる走行振動シミュレーションにより算出したたわみ特性値の平均値を表-17(a)～(d)にまとめて示す。これらのたわみ特性値は、解析モデルのタイプ、路線バスの進行方向などによって変化するものの、健全時に対する比（ここでは、これを“構造変状パラメータ”と定義）は良く一致する結果となった。従って、本研究での走行振動シミュレーションの目的である“構造変状検知パラメータ”の算出には、モデル化が比較的容易な単純梁モデルが適用可能といえる。ここで対象とした新権代橋のように、斜角がある上に対称形状でない橋梁においても、単純梁モデルの適用でたわみ特性値を算出可能なことが確認できた。しかし、複雑な形式の橋梁を対象に、より精度良い走行振動シミュレーションが必要な場合には、3次元解析モデルなどを適用する必要がある。

### (4) 路線バスを利用した橋梁モニタリングにおける挙動監視方法の提案

上述した走行振動シミュレーション結果を用いて構造変状検知パラメータを算出した結果、導入プレストレス力が50%減少するような劣化を生じた場合、たわみ特性値が1.93倍、導入プレストレス力が90%減少するような劣化を生じた場合、2.86倍に達することが明らかとなった。このようにして得られた構造変状検知パラメータを橋梁モニタリングにおける劣化度判定基準として適用することを試みた。前章で算出された新権代橋のたわみ特性値の推移(図-18(a), (b))にこの劣化度判定基準を併記した結果を図-25(a), (b)に示す。ここで、たわみ特性値の初期値を基準とし、その1.93倍にあたるたわみ特性値を劣化Phase1の判定基準、2.86倍にあたるたわみ特性値を劣化Phase2の判定基準とした。新権代橋で得られたたわみ特性値の初期値、平均値、標準偏差、最低値および劣化度判定基準を表-18にまとめて示す。経時的なたわみ特性値を計測していき、劣化度判定基準に達した場合には対象橋梁に何らかの重篤な変状(劣化)が生じたと判断し、早急に詳細な目視点検を行い、適切な補修、補強を実施することとする。

次に、対象橋梁が現状でどのくらい劣化度判定基準に近づいてきており、目視点検の実施が必要となるのかを評価する指標として、“点検必要度”を定義する。点検必要度は、初期値を基準とし、計測されたたわみ特性値の最低値が劣化Phase1の判定基準のどのくらいまで達しているのかを、次式で算出される比率(%)で表すものとする：

表-17 たわみ特性値の平均値  
(a)単純梁モデル

速度 路面凹凸	健全	劣化Phase1 プレストレス力 50%低下	劣化Phase2 プレストレス力 90%低下
30km/h Average	-1.22	-2.34	-3.48
40km/h Average	-1.21	-2.34	-3.47
50km/h Average	-1.22	-2.35	-3.48
50km/h Good	-1.22	-2.34	-3.48
50km/h VeryGood	-1.22	-2.34	-3.47
平均	-1.22	-2.34	-3.47
構造変状検知 パラメータ		1.92	2.85

(b)平面モデル Type1

速度 路面凹凸	健全	劣化Phase1 プレストレス力 50%低下	劣化Phase2 プレストレス力 90%低下
30km/h Average	-1.64	-3.17	-4.69
40km/h Average	-1.64	-3.17	-4.69
50km/h Average	-1.65	-3.17	-4.70
50km/h Good	-1.64	-3.17	-4.70
50km/h VeryGood	-1.64	-3.17	-4.70
平均	-1.64	-3.17	-4.70
構造変状検知 パラメータ		1.93	2.86

(c)平面モデル Type2  
(床→西)

速度 路面凹凸	健全	劣化Phase1 プレストレス力 50%低下	劣化Phase2 プレストレス力 90%低下
30km/h Average	-1.49	-2.87	-4.24
40km/h Average	-1.48	-2.86	-4.25
50km/h Average	-1.49	-2.87	-4.26
平均	-1.48	-2.87	-4.25
構造変状検知 パラメータ		1.93	2.86

(d)平面モデル Type2  
(西→床)

速度 路面凹凸	健全	劣化Phase1 プレストレス力 50%低下	劣化Phase2 プレストレス力 90%低下
30km/h Average	-1.61	-3.10	-4.59
40km/h Average	-1.60	-3.10	-4.60
50km/h Average	-1.61	-3.11	-4.61
平均	-1.61	-3.10	-4.60
構造変状検知 パラメータ		1.93	2.86

$$\frac{|たわみ特性値の初期値 - 過去のたわみ特性値の最低値|}{|たわみ特性値の初期値 - 判定基準|} \dots(2)$$

表-18より、床波バス停から西岐波学校前バス停方向へ通行する時（以下、往路）のたわみ特性値は初期値が最低値となっているため、式(2)によって計算される点検必要度は0%となる。

一方、西岐波学校前から床波バス停方向へ通行する時（以下、復路）のたわみ特性値の最低値は-3.06であり、初期値を下回っている。したがって、式(2)より点検必要度を計算すると18%となる。ここで、点検必要度が100%に達するという事は、図-25でたわみ特性値が劣化Phase1の判定基準に達するのと同じことを意味する。点検必要度を図示したものの一例を図-26に示す。ここで、平均値±3σの間に全デ

ータの99.73%が分布するという関係より、これまでに計測したたわみ特性値のばらつきの許容範囲が求められる。このばらつきを考慮した際の点検必要度の許容範囲を図中の青字で示す。すなわち、点検必要度が往路においては4%、復路においては28%以内に収まるようであれば、橋梁構造に変状が生じてい

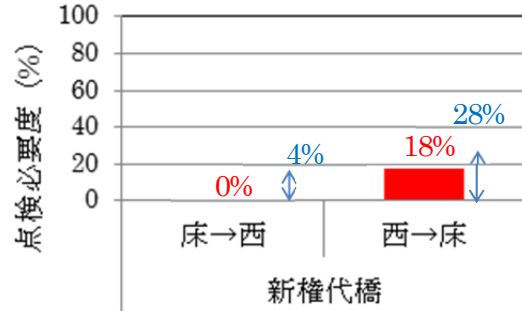
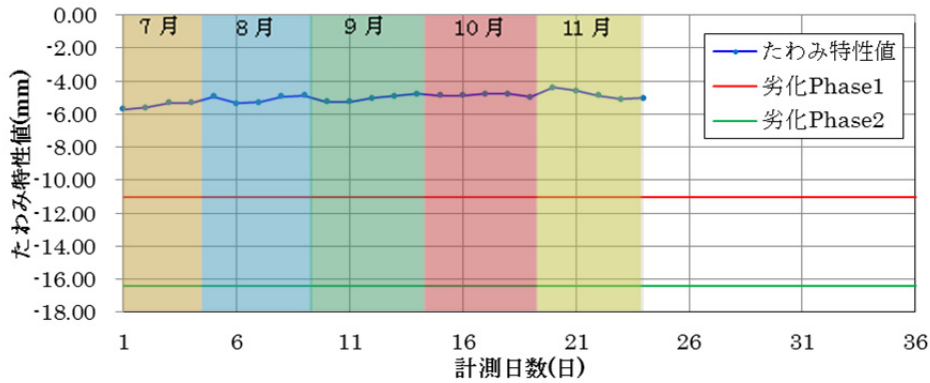


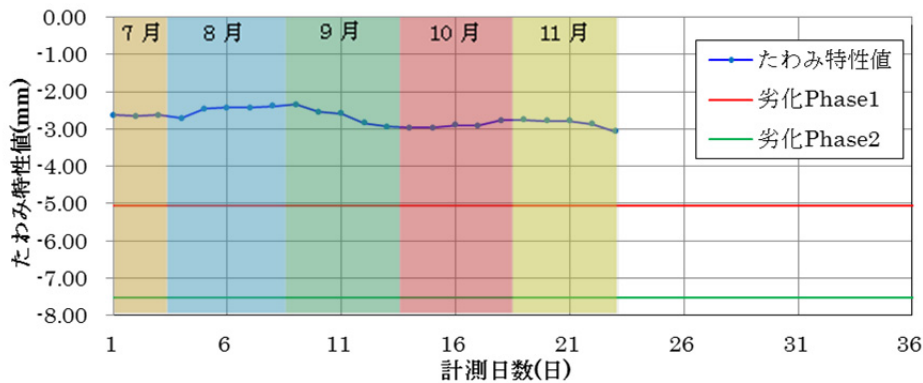
図-26 点検必要度の計算結果

表-18 たわみ特性値の初期値、平均値、標準偏差、最低値および劣化度判定基準

		初期値	平均値	標準偏差	最低値	劣化Type1	劣化Type2
新権代橋	床→西	-5.72	-5.04	0.300	-5.72	-11.04	-16.36
	西→床	-2.63	-2.71	0.204	-3.06	-5.08	-7.52



(a)床波→西岐波学校前



(b)西岐波学校前→床波

図-25 劣化判定ラインの併記（新権代橋）



ないと判断できる。対象橋梁の劣化がさらに進行した場合、青字の範囲を含む点検必要度が順次100%に近づいていく。しかし、往路と復路の数値の差が大きすぎるため、橋梁間の点検必要度計算結果の比較が困難である。この理由として、式(2)中で基準値をたわみ特性値の初期値としていることが挙げられる。往路においては、初期値が平均値を下回っているため、点検必要度が0%以上になる可能性は低いことがわかる。一方、復路においては、初期値が平均値よりも大きいいため、点検必要度は大きな数値となりがちである。そこで、基準値を初期値ではなく両者の平均値とした次式で計算することとした：

$$\frac{|たわみ特性値の平均値 - 過去のたわみ特性値の最低値|}{たわみ特性値の平均値 - 判定基準} \dots(3)$$

式(3)により求めた点検必要度および許容範囲を図示したものが図-27である。これより、許容範囲は、往路で19%、復路で24%となったことがわかる。前述図-26と比較すると、往路と復路の差が小さくなっている。また、青字で示した許容範囲は、たわみ特性値の平均値の大きさと標準偏差に依存する。このため、式(2)によって点検必要度を計算する場合、計測開始後の一定期間にわたる計測結果より、たわみ特性値のばらつきの傾向をつかむ必要がある。これより、橋梁間の点検必要度を合理的に比較するた

めには式(3)の適用による点検必要度の計算が必要となる。すなわち、点検必要度の計算には式(3)の適用が推奨される。

上述と同様に、宇部市管理橋梁である蛇瀬橋についても走行振動シミュレーションを実施した。表-19に解析条件、表-20に走行振動シミュレーションの実施パターンを示す。なお、新権代橋の走行振動シミュレーション結果より、構造変状検知パラメータの算出においては、単純梁モデルの採用で問題ないことからこれを採用した。また、走行速度のたわみ特性値への影響も小さいことからバスの走行速度は30km/hのみとした。蛇瀬橋もPC橋であるため、新権代橋と同じ劣化導入方法を採用した(表-13)。蛇瀬橋のたわみ特性値の初期値、平均値、標準偏差、最低値および劣化度判定基準を表-21に示す。なお、

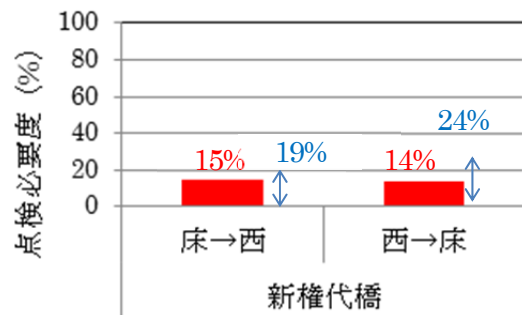


図-27 点検必要度の計算結果  
(基準値をたわみ特性値の平均値とした場合)

表-19 橋梁モデルの設定パラメータの値(蛇瀬橋)

パラメータ	値
断面積	10.8790m <sup>2</sup>
断面二次モーメント	0.5797m <sup>4</sup>
ヤング係数	23500N/mm <sup>2</sup>
境界条件	始点側(A):固定 各支点:ローラー 終点側:ローラー

表-20 走行振動シミュレーションの実施パターン(蛇瀬橋)

パターン	条件			
	モデル形状	劣化状態	走行速度	路面凹凸
1	単純梁モデル (小→近)	健全	30km/h	Average
2		劣化Phase1	30km/h	Average
3		劣化Phase2	30km/h	Average
4	単純梁モデル (近→小)	健全	30km/h	Average
5		劣化Phase1	30km/h	Average
6		劣化Phase2	30km/h	Average

表-21 たわみ特性値の初期値、平均値、標準偏差、最低値および劣化判定基準(蛇瀬橋)

			初期値	平均値	標準偏差	最低値	劣化Type1	劣化Type2
蛇瀬橋	径間A	小→近	-1.20	-1.23	0.035	-1.29	-2.41	-3.53
		近→小	-1.41	-1.53	0.085	-1.69	-3.00	-4.12
	径間B	小→近	-1.36	-1.27	0.081	-1.4	-2.08	-3.07
		近→小	-1.60	-1.40	0.079	-1.6	-2.59	-4.34
	径間C	小→近	-1.63	-1.61	0.055	-1.76	-3.45	-5.36
		近→小	-1.15	-0.99	0.048	-1.15	-1.98	-3.45
	径間D	小→近	-1.36	-1.33	0.054	-1.46	-2.35	-3.47
		近→小	-0.99	-0.94	0.070	-1.09	-1.81	-2.84
	径間E	小→近	-1.23	-1.12	0.063	-1.23	-2.27	-3.76
		近→小	-1.41	-1.44	0.099	-1.65	-2.76	-4.02

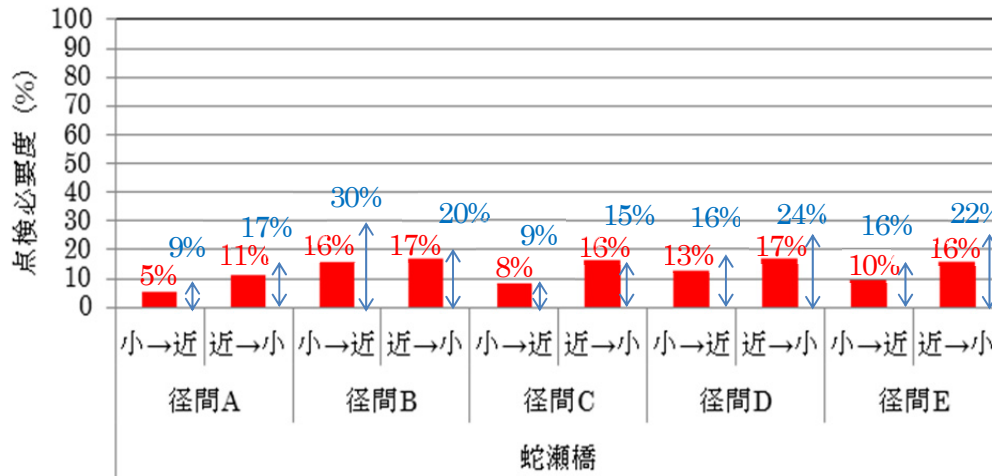


図-28 点検必要度の計算結果(蛇瀬橋)

劣化度判定基準は、平均値を基準値として算出した。式(3)によって点検必要度を計算した結果を図-28に示す。これより、新権代橋の場合と同様に、蛇瀬橋の点検必要度の現状は低い値となっているが、今後の劣化度進行に伴って、青字で示した範囲を含む点検必要度が100%に近づいていくことに注意を払う必要がある。

本研究では劣化導入モデルの作成において、国交省国土技術政策総合研究所での載荷試験結果を参考にしてPC橋の導入プレストレス力の低下を採用した<sup>15)</sup>。過去に実施した検証実験<sup>2)</sup>においては、鉄筋コンクリート(RC)橋の劣化導入方法として主桁底面が4cm剥落した場合を想定している。このように、劣化度判定基準の策定における劣化導入方法が重要となり、今後は様々なケースを検討する必要がある。

4. 海外での実証事例

本章では、ここで提案した本バスモニタリングシステムの海外での適用例として、新リスボン大学と共同して実施したリスボン市内(ポルトガル)における実証実験の結果を示し、その有効性と限界について整理してみる。

(1) 実験概要

本実験は、山口大学と新リスボン大学の共同研究として、新リスボン大学のProf. Váler J. G. Lúcioらグループの協力のもと行われた。実験で使用した路線バスの外観を図-29に示す。路線バスの総重量は約14tであり、後輪バネ下部分に加速度センサを設置した。加速度センサの設置状況を図-30に示す。



図-29 実験で使用した路線バス



図-30 加速度センサの設置状況

表-22 対象橋梁の概要

橋梁名(仮)	上部工形式			橋長(m)	
	径間番号	側	形式	径間長	総長
FCT-in	1, 2, 3	起点側	3径間連続PC版桁橋	16.00	68.13
		終点側		16.00	
		終点側		16.00	
FCT-out	1, 2, 3, 4	起点側	RCT桁張出橋	10.65	49.04
		終点側		13.87	
		終点側		13.87	
		終点側		10.65	

対象橋梁は新リスボン大学の近くにある2橋を選定した。本論文では対象橋梁をそれぞれFCT-in, FCT-outと呼んでいる。両対象橋梁の形式・寸法および外観・概要を図-31(a)(b)、表-22にそれぞれ示す。なお、両橋梁の中央部にはバスと橋梁の連成を

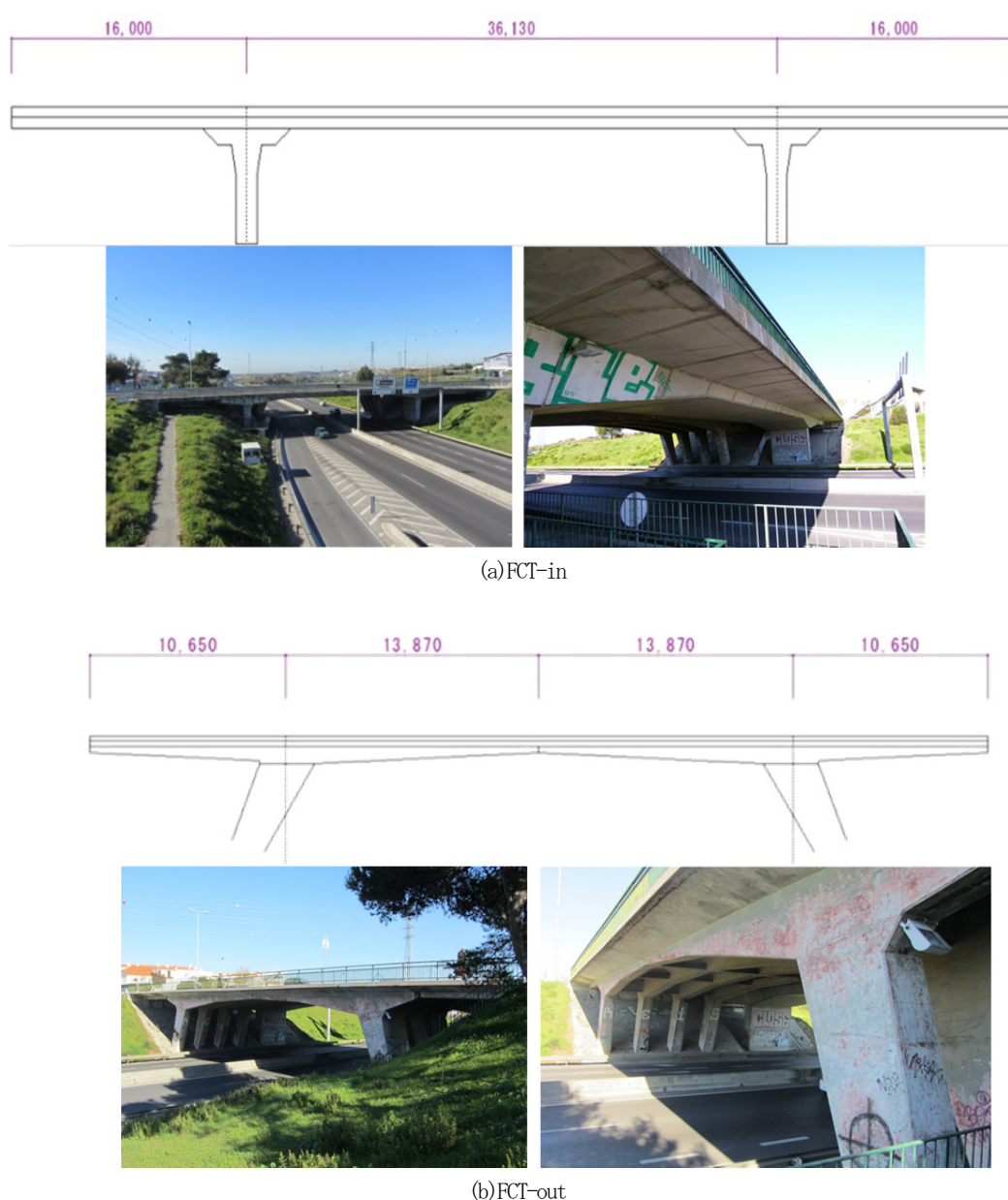


図-31 対象橋梁の形式・寸法および外観

確認するため、速度センサをそれぞれ設置し、バスが橋梁を通過した際の速度データも計測した。実験はそれぞれの橋梁において、走行速度40km/hで15回ずつの計測を行った。

## (2) 実験結果

### a) 加速度応答の比較

路線バス後輪バネ下部と両対象橋梁桁中央部の加速度応答をそれぞれ比較したものを図-32(a)(b)に示す。図-31(a)に示す連続版桁橋であるFCT-inの中央部通過時では路線バス後輪バネ下と桁中央の加速度応答はほぼ相似であることが確認できた。しかし、張出し桁橋であるFCT-outの張出し部中央通過時では、橋梁側のセンサにおいて中央接合部部分で大き

な加速度応答が見られ、路線バス後輪バネ下加速度との相似性は確認できなかった。このことから、本バスモニタリングシステムは、連続桁・単純桁のような橋梁形式には適用可能であるが、FCT-outのような両端からの張出し形式の橋梁には適用できないことが判明した。今後、さらに他形式の橋梁に関する実証試験を重ねていく必要がある。

### b) たわみ特性値の算出結果

本項では、路線バス後輪加速度応答が有効なFCT-inに関するたわみ特性値算出結果について示す。たわみ特性値を求めるために、まず対象橋梁版桁中央付近通過時の約1.8秒分のデータを抜き出し、加速度を2回積分することによって、推定たわみを求めた。図-33に算出した推定たわみの例を示す。いず



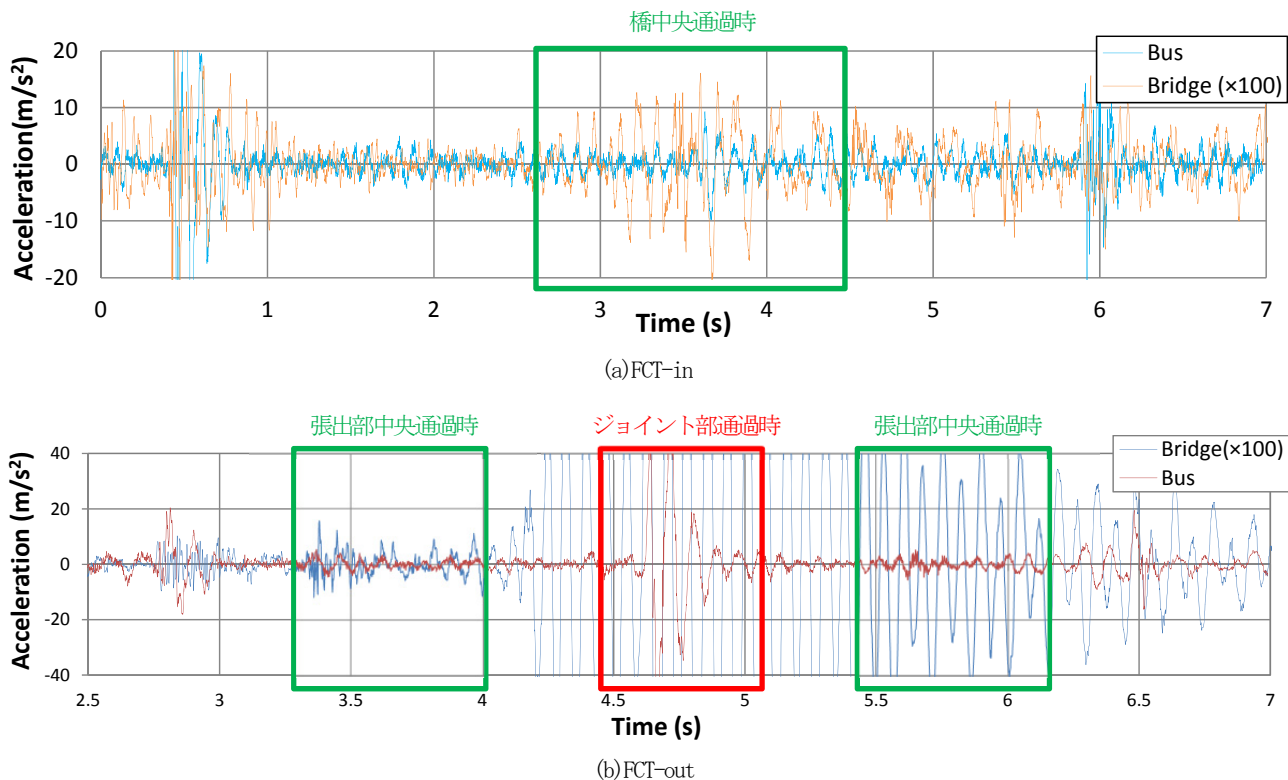


図-32 橋梁通過時の後輪バネ下および桁中央付近の加速度応答の比較

れの波形も同じ部分を抜き出すことによって類似していることがわかる。また、計測した15回分のたわみ特性値をまとめたものを表-23に示す。これより、たわみ特性値が中央値に収束する15回分の平均値は-4.10mmであると算出された。この値を基準として今後、計測を継続していくことでたわみ特性値の変化を長期にモニタリングしていくことが重要である。

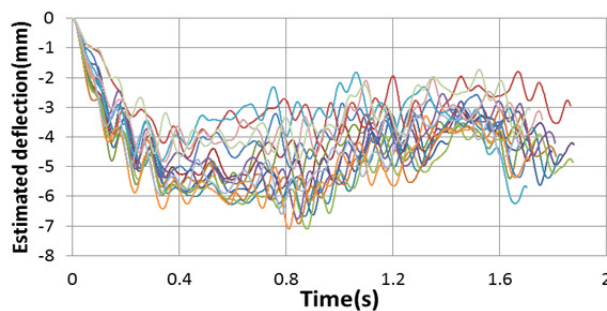


図-33 バス後輪バネ下加速度応答より求めた推定たわみ (FCT-in)

5. 結論

本研究は、2010年12月より1年間に亘り実施した国内での路線バスを利用した中小橋梁モニタリングシステムの実証実験の結果および海外(ポルトガル)での適用例についてまとめたものである。本研究における主な成果を以下に示す：

- ① 定期路線バスの通行により、対象橋梁の桁中央が強制振動することが確認できた。この時、路線バス後輪バネ下部分と桁中央部分は同じ振動数で振動することが明らかとなった。従って、対象橋梁通過時の路線バス後輪バネ下加速度応答からその橋梁のたわみ特性を推定できる。
- ② たわみ特性値は、橋梁間、径間の違いおよび進行方向によって異なる数値をとることが確認できた。また、運行条件によっても数値にばらつ

表-23 たわみ特性値 (FCT-in)

No.	Characteristic deflection (mm)
1	-4.51
2	-4.06
3	-4.37
4	-4.26
5	-4.65
6	-4.67
7	-3.72
8	-2.97
9	-4.87
10	-4.23
11	-3.33
12	-4.83
13	-4.44
14	-3.43
15	-3.11
AVERAGE	-4.10
STDEV	0.63

きが生じることが明らかとなった。従って、たわみ特性値の算出において重要な点は、橋梁間、径間の違いおよび異なる進行方向の計測データにおいて常に同じ部分のデータを抜き出し、その変化を観測することであるといえる。

- ③ 路線バス運行条件による外乱因子 $\delta x(t)$ の特性を知るために、たわみ特性値と運行条件の相関を求めた。その結果、運行条件のたわみ特性値に及ぼす影響は、橋梁間や径間の違いおよび進行方向によって異なる傾向が得られた。しかし、一つ一つのデータを確認すると、どのような運行条件であってもたわみ特性値はある程度の範囲でばらつくことが確認できた。
- ④ 運行条件の違いやデータ抽出処理方法の違いによる外乱因子に起因してたわみ特性値はばらつきが大きくなるため、統計的性質を仮定し、ばらつきを低減する手法について検討した。その結果、サンプル数 $N$ を一定以上確保すれば変状の有無の判定に影響しない程度に収束させることが確認できた。すなわち、データ区間を変化させた移動平均法によりたわみ特性値のばらつきを低減し、その変化率 $\alpha$ を構造変状検知パラメータとすることができる。
- ⑤ 走行振動シミュレーションにより、路線バス後輪バネ下の推定変位は、走行速度や路面凹凸の影響を大きく受けるものの、たわみ特性値は走行速度と路面凹凸の影響を受けにくいパラメータであることが確認できた。
- ⑥ 対象橋梁が現状でどのくらい劣化度判定基準に近づいてきており、目視点検の実施が必要となるのかを評価する指標として、“点検必要度”を定義した。これにより、橋梁維持管理に対する優先順位を定量的に示すことを可能とした。
- ⑦ リスボン市内（ポルトガル）に架かる橋梁形式の異なる対象2橋梁における実証実験を行った結果、本バスモニタリングシステムの有用性・実用性が明らかとなったが、橋梁形式によっては本バスモニタリングシステムの適用が困難なものがあるということも判明した。

**謝辞：**本研究の実施に際して、様々なご協力を頂きました元山口大学大学院理工学研究科 大学院生（現九鉄工業(株)）田中 英哲氏に感謝いたします。また、リスボン市内（ポルトガル）における実証実験の際に実験器材の手配や実験計画の援助をして頂き、また、多くの有益なご指導を頂いた新リスボン大学 Prof. Valter J. G. LucioおよびProf. Comeliu Cismasiu に深謝いたします。

## 参考文献

- 1) 例えば, C. Boller, F. Chang & Y. Fujino(Ed.): Encyclopedia of Structural Health Monitoring, Vol. 1-5, A John Wiley & Sons Ltd. Publication, UK, 2009.
- 2) A. Miyamoto and A. Yabe : Development of Practical Health Monitoring System for Short- and Medium-Span Bridges based on Vibration Responses of City Bus, Journal of Civil Structural Health Monitoring, International Society for Structural Health Monitoring of Intelligent Infrastructure (ISHMII, ), Vol.2, No.1, pp.47-63, May 2012.
- 3) 矢部明人, 宮本文穂, 磯田聡史, 谷信幸: 路線バスによる中小橋梁モニタリング手法の開発, 土木学会論文集 F4(建設マネジメント), Vol.69, No.2, pp.102-120, (公社)土木学会, 2013.6.
- 4) (公社)土木学会: 2013年制定 コンクリート標準示方書, 維持管理編, 2013.8.
- 5) 矢部明人: サブストラクチャー法を用いた移動体と構造物の動的相互作用解析手法の開発, 土木学会第61回年次学術講演会, pp.845-846, 2006.
- 6) 宇部市, 橋梁長寿命化修繕計画(案), 2011.  
(<http://www.city.ube.yamaguchi.jp/machizukuri/dourokasen/dourokasen/documents/kyouryou-h22.pdf>)
- 7) Z. Yan, A. Miyamoto and Z. Jiang : “Frequency Slice Wavelet Transform for Transient Vibration Response Analysis”, Mechanical Systems and Signal Processing, Vol. 23, Issue 5, pp. 1474-1489, July, 2009.
- 8) Z. Yan, A. Miyamoto, Z. Jiang and X. Liu : “An Overall Theoretical Description of Frequency Slice Wavelet Transform”, Mechanical Systems and Signal Processing, Vol.24, Issue2, pp.325-572, Feb., 2010.
- 9) 矢部明人, 磯田聡史, 永田雅大, 宮本文穂: 路線バスを利用した中小橋梁モニタリングシステムの実証実験, 土木学会第67回年次学術講演会, VI-232, 2012.
- 10) A. Miyamoto and S. Isoda : Sensitivity Analysis of Mechanical Behaviors for Bridge Damage Assessment, Structural Engineering and Mechanics, Vol.41, No.4, pp.539-558, February 2012.
- 11) バイプレストレッシング工法協会, 総合カタログ, 2011.  
(<http://bipre.org/download/pdf/catalogue.pdf>)
- 12) 渡辺浩良, 雨宮美子, 低桁高の橋梁, 特許第3896336号, 2007.
- 13) (社)土木学会: 橋梁振動モニタリングのガイドライン, 構造工学シリーズ, No10, 2000.pp.110-119, 1996.

- 14) C.W.Lin and Y.B.Yang : Use of a Passing Vehicle to Scan the Fundamental Bridge Frequencies : An Experimental Verification, Issue, pp.1865-1878, 2005.
- 15) 国土交通省国土技術政策総合研究所, 社団法人プレストレストコンクリート建設業協会 : PC 道路橋の健

全度評価の高度化に関する共同研究 4 章, ISSN1346-7328, 国総研資料第 613 号, pp.99-105, 2010.

(平成27年8月10日受理)