

地震等災害発生後の橋梁上部構造の 損傷度推定法の開発に関する基礎的研究

内藤慎也¹・渡邊学歩²・友廣郁也³・石田純一⁴

¹学生会員 修士（工） 山口大学 工学部社会建設工学科(〒755-8611 山口県宇部市常盤台2丁目16-1)

²正会員 博士（工） 山口大学大学院 准教授 社会建設工学専攻（同上）

³学生会員 修士（工） 山口大学大学院 社会建設工学専攻（同上）

⁴非会員 博士（工） 山口県 宇部土木建築事務所

1. はじめに

既存の橋梁構造物の多くが高度経済成長期に整備されてきている。こうした交通基盤施設の老朽化が社会問題化しており、構造物の性能評価が重要な課題となっている。また、大規模地震発生後に橋梁が通行可能かどうかを目視による判断ではなく、客観的なデータに基づいた迅速な判断が可能となれば、緊急車両や物資の輸送等に大きな貢献が可能となる。

橋梁構造物の検査・診断は、損傷の場所や種類、程度などの状況に応じて、目視検査や打音検査、超音波探傷検査、磁気探傷検査などさまざまな方法で実施されている。しかしながら、これらの特殊技能を要する検査業務は増加の一途をたどるばかりで、多くの手間とコストがかかるため対応が追いついていないのが現状である。損傷している橋梁の中には、補修・補強工事によって、損傷部

位が被覆され、その後の目視点検では健全性を十分確認できない橋梁も数多く存在する

本研究では、橋梁構造物の振動モニタリングを行うことで、構造部材の剛性低下がどの程度観測可能であるか検討を行った。

2. 振動モニタリング

経年劣化によって損傷が生じている既存の橋について、振動モニタリングによりその損傷レベルを評価するために、移動走行荷重による加振実験を行い桁中央位置でのたわみの計測を行った。

(1) 対象橋梁の選定及び概要

本研究では対象橋梁の選定にあたっては、移動走行荷重（バス）が橋梁上を通過する際の桁のたわみが変位計によって計測可能であること、桁下空間内において変位計などの設置が可能であることを考慮した。

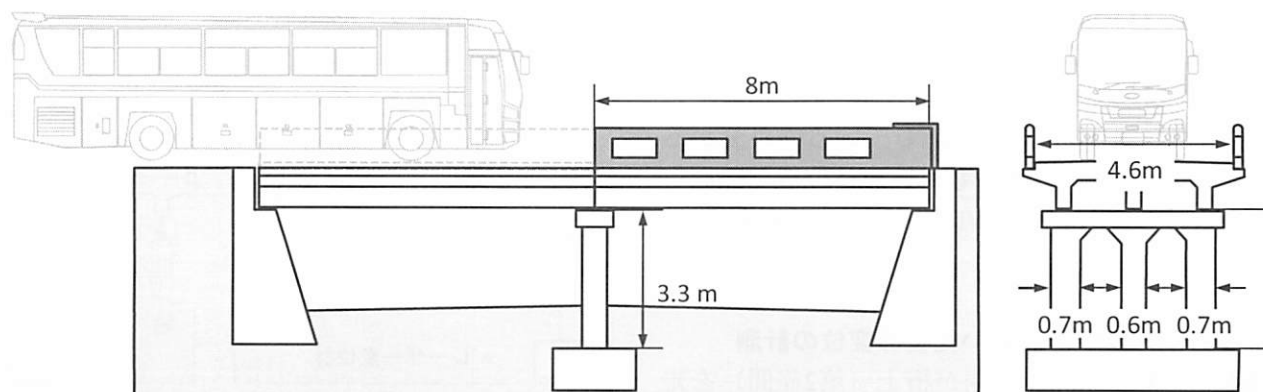


図-1 実験で対象とした前場橋

図-1には対象橋梁の形状および構造寸法を、写真-1には実際の外観を示す。対象橋梁は、山口県の山陽小野田市内を流れる前場川（2級河川）に架かる橋長が16mとなる橋梁で、支間8m、幅員4.5mの2連のRC単純T桁を、多柱式のRC橋脚で支持する構造である。昭和13年に建設されており、経年劣化によって、橋脚や桁等に損傷が見られたことから、昭和60年にパテと鋼板による補強工事が行われた。写真-2には実験実施前の前場橋の主桁を示すが、RC製の主桁や床版が厚さ1cmの鋼板によって補強されていることが分かる。桁下面高さ10cmに渡って、ひび割れ補強のためにパテによる補修が施されている。実験実施前には、橋梁の状態を目視による確認を行ったが、写真-2の(a)に示すひび割れ以外には、曲げひび割れなど目立った損傷は確認されなかった。

(2) 移動走行荷重を用いた強制加振実験の概要

写真-3には加振実験に使用した車両を示すが、これは、宇部市交通局が実際に使用している観光バスで、車両の全長が約12m、車軸間距離が6.5m、車重量が約15tf（150kN）の車両である。桁のたわみの計測は、図-2に示すように3本の主桁の径間中央部にレーザー変位計を1台ずつ設置し、計測を行った。なお、安全面を考慮したうえで通常走行する速度に近い時速30kmで実験を行い、比較のために時速15kmでも同様に実験を行った。

3. 移動走行荷重による加振実験

(1) 乗り上げ試験

バスの振動特性を把握するため、車輪の後輪が段差を乗り越えた後、段差を降りた際のバスの振動を、加速度センサーを用いて計測した。図-3には、車軸位置で計測した加速度応答の時刻歴及び周波数領域での応答を示す。車軸位置での固有振動数は12～13Hz付近で卓越しているのが分かる。図-4には、車体位置で計測した加速度応答の時刻歴及び周波数領域での応答を示す。車体位置での固有振動数は1Hz付近で卓越しているのが分かる。よって、車両の固有振動数は、車体位置での固有振動数は1.13Hz、車軸位置での固有振動数は12.2Hzとなる。

(2) レーザー変位計を用いた桁の変位の計測

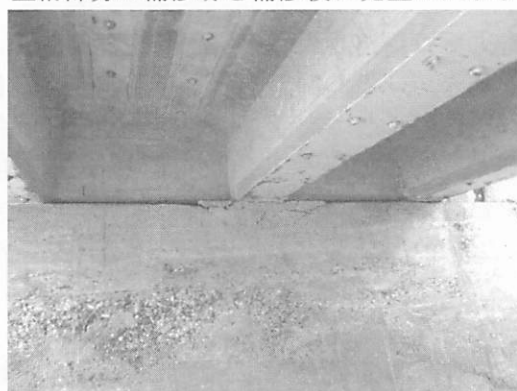
図-5に時速15kmで車両が桁上（第2径間）を走行した際の中央主桁下面でレーザー変位計により



写真-1 加振実験で対象とした前場橋



(a) 主桁部分の補修跡と補修後に発生したひび割れ



(b) 支端部における橋台部のコンクリートの圧壊

写真-2 対象橋梁の状態



写真-3 実験に用いたバス

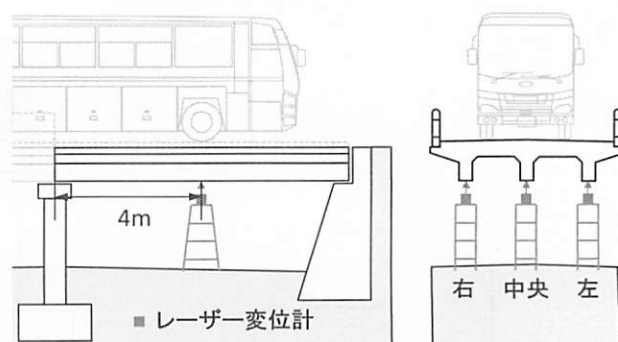
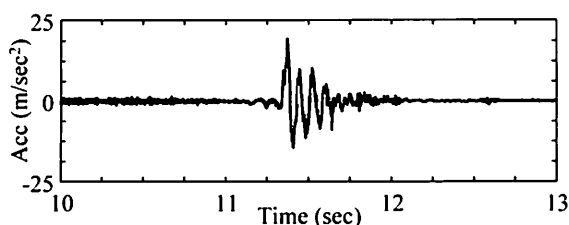
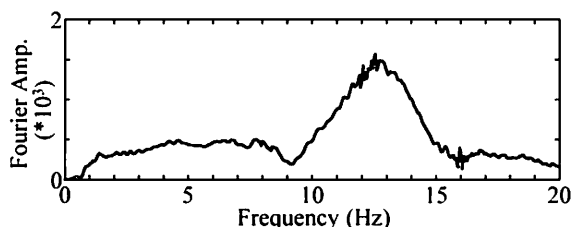


図-2 計測装置のセッティング

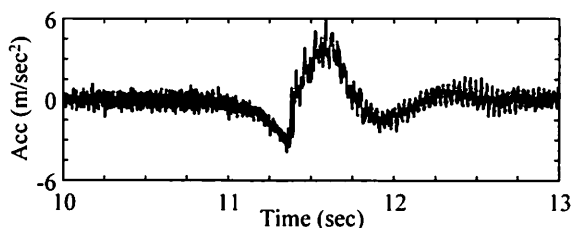


(a) 加速度応答の時刻歴

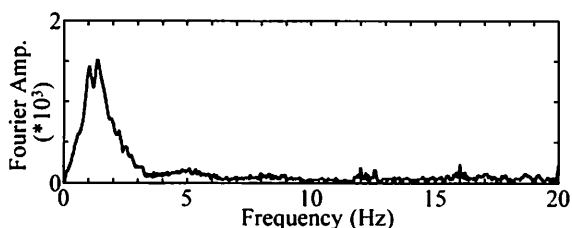


(b) 周波数応答

図-3 車軸位置での加速度及び周波数応答



(a) 加速度応答の時刻歴



(b) 周波数応答

図-4 車体位置での加速度及び周波数応答

計測した桁のたわみの時刻歴を示す。なお同図には、代表的な時刻におけるたわみ（点A～点E）も合わせて示す。時速15km（4.17m/s）で走行するには、車両の前輪が桁内に進入（点A、時刻0.425秒）してから、後輪が桁を退出（点E、時刻3.797秒）するまでに14.5m（支間8m＋車軸間距離6.5m）を走行することになり、約3.37秒が経過する。この間に、車両進入から4m（点B）、及び10.5m（点D）走行した時点で車両の前輪及び後輪が桁中央に到達するために桁のたわみがそれぞれピークを向かえる。なお、点C（時刻2.147秒）は後輪が桁内に進入した時刻であり、これによりそれまで桁のたわみが減じていたのが、増加に転じている。

前輪が桁中央を通過する際のたわみは0.14mmであるのに対し、後輪が桁中央を通過する際のたわみは0.28mmと約2倍のたわみが発生している。これは、前輪と後輪の車重量の差によるものであ

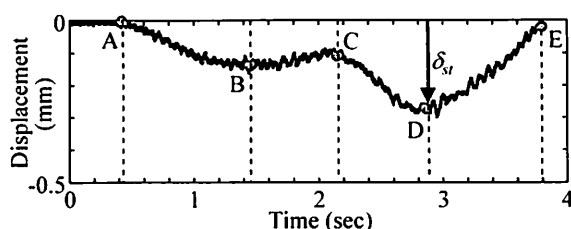


図-5 時速15kmでのたわみの時刻歴

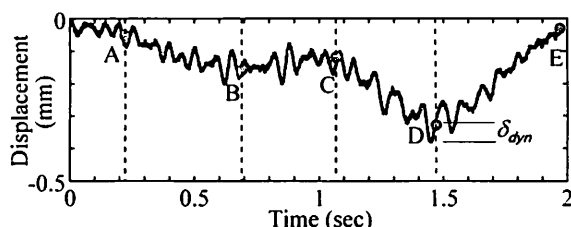


図-6 時速30kmでのたわみの時刻歴

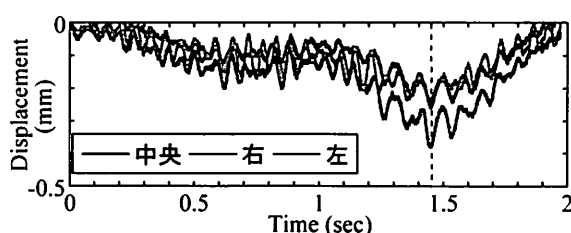


図-7 レーザー変位計で計測した桁のたわみ

る。一連の桁のたわみ挙動は車重量の载荷位置の移動により発生する静的たわみ δ_{st} である。しかし、良く見ると前述のような大局的な挙動に加えて、車両自体もしくはそれにより励起された桁の振動成分が見られる。この動的な成分を δ_{dyn} とすると、車両走行時の桁のたわみ δ は次式(1)で表される。

$$\delta = \delta_{st} + \delta_{dyn} \quad (1)$$

図-6には、走行速度を時速30kmにした場合の桁のたわみの時刻歴を示す。走行速度が倍になったことで、進入から退出までにかかる時間が1.74秒と短くなっているが、大局的なたわみの変化は図-5に示した低速走行時の結果とほぼ一致する。ただし、低速走行時の結果と比較すると、動的な成分である δ_{dyn} の振幅が大きくなっており、桁のたわみからこの動的成分 δ_{dyn} を除いた、桁の静的たわみの最大値は約0.28mmである。

図-7には、時速30kmでバスを走行させた際に、3機のレーザー変位計で計測した各主桁のたわみを示す。中央の主桁のたわみが最も大きく、左右の主桁位置で計測したたわみに比べて、3割(27%)程度大きなたわみが計測されている。なお、これ以降、中央主桁のレーザー変位計で計測したたわみを桁のたわみの代表値と見なす。

図-8の(a)には、レーザー変位計で計測した桁た

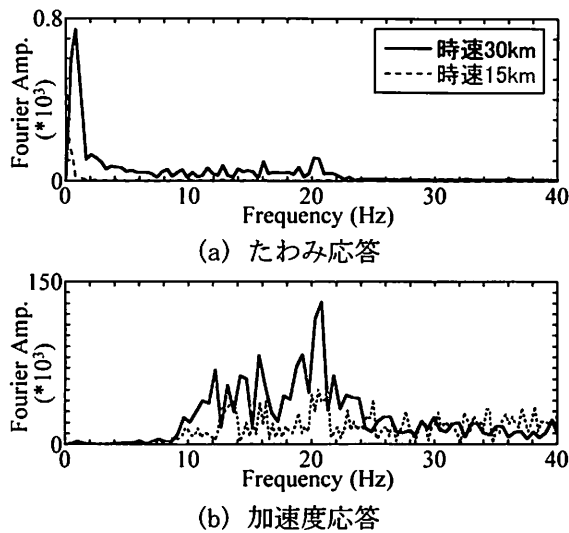


図-8 桁の周波数応答

わみのフーリエスペクトルを示す。1Hz付近で卓越した振動が見られる。これは、バスの後輪が桁に進入してから退出までに1秒程度かかるためである。このため、時速15kmで走行する際には進入から退出までに2秒程度かかるために、0.5Hz以下の応答が卓越している。このように、たわみ挙動は低振動数の応答が支配的であり、本橋上部構造の卓越振動数帯（鉛直1次固有振動数は15Hz付近）では、観測される応答（振幅）は極めて小さい。

また、鉛直方向の変位（たわみ）応答を微分して求めた加速度応答のフーリエスペクトルを図-8の(b)に示す。10Hz～20Hzの振動数帯域でいくつかのピークが見られるが、走行速度によらず明確に卓越する応答成分を検出することが出来ない。このため、加速度応答を計測して上部構造の固有振動数を同定することは困難であった。原因としては、1) 加速度応答の観測値が小さすぎてノイズとの識別が困難であること、2) 車両の固有振動数と橋桁の固有振動数が近接していること、3) 車両の振動数の分解能が低すぎるものが挙げられる。何れにしても、本橋のように、上部構造の鉛直固有振動数と車両の固有振動数が近接するような、短支間の橋梁の場合には、車両走行時の桁の加速度応答から橋桁の固有振動数を検出し、ヘルスマonitoringを行うことは困難である。

4. 数値解析によるシミュレーション

桁の健全度を評価するために、走行実験の結果から得られた桁のたわみの大きさと、数値解析による桁の剛性の同定を試みる。

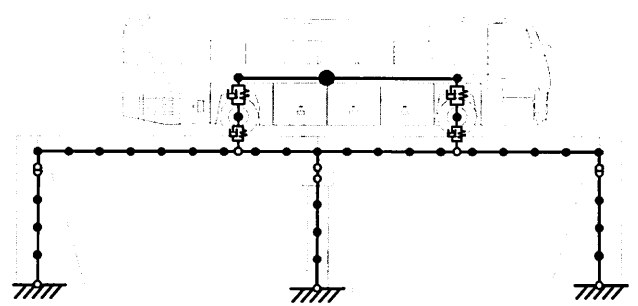


図-9 橋梁及び車両のモデル

(1) 橋梁及び車両のモデル化

本研究では、構造計画研究所で開発された三次元動的構造解析プログラムDaliaを用いて解析を行った。本解析プログラムは、車両と橋梁構造物の相互作用を含む橋の挙動を、サブストラクチャ法を用いて簡易的に解くことで、高速な演算を可能としている。図-9にはモデル化した車両と橋梁構造物を示す。橋桁や橋脚は2次元弾性はり要素でモデル化し、前場橋での車両走行シミュレーションを行った。なお、桁の断面二次モーメントはコンクリート総断面による断面二次モーメントとし、コンクリートの弾性係数は圧縮試験結果と建設当時の設計基準¹⁾を基に $E_c = 13.7 \text{ MPa}$ と与えた。

車両は4自由度系のばね-質点系でモデル化した。モデル化にあたっては、車両のサスペンションの剛性及び粘性係数や重心位置等の詳細な情報が必要となるが、このような情報が入手できなかった。そこで、サスペンションについては、既往の研究²⁾を参考にし、乗り上げ試験で得られた車体位置及び車軸位置で観測される卓越振動数を元に、車両の固有値解析によりばね定数を同定した。

(2) 走行実験結果の再現

a) バスの重心位置の決定

図-6に示した様に、車両走行時（時速30km）の桁のたわみの時刻歴応答には二つのピークがある。前輪が桁中央通過時のたわみ $\delta_{max,f}$ は約0.16mm、後輪が桁中央通過時のたわみ $\delta_{max,r}$ は約0.32mmであった。この時、次式(2)で与えられる $\delta_{max,f}$ と $\delta_{max,r}$ の比 η は2倍である。

$$\eta = \frac{\delta_{max,r}}{\delta_{max,f}} \quad (2)$$

これは前述したとおり、車両の前輪と後輪の車重量の差によるものであり、車両の重心位置を調整することで、このピーク値の比 η を解析で再現することが可能となる。図-10には車両の重心位置を

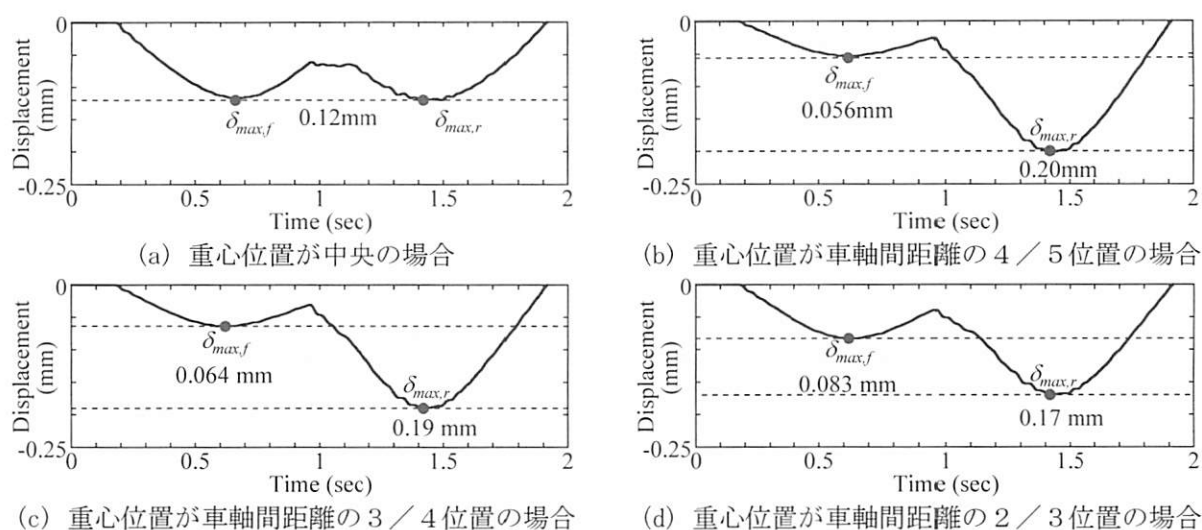


図-10 車両重心位置が応答に及ぼす影響

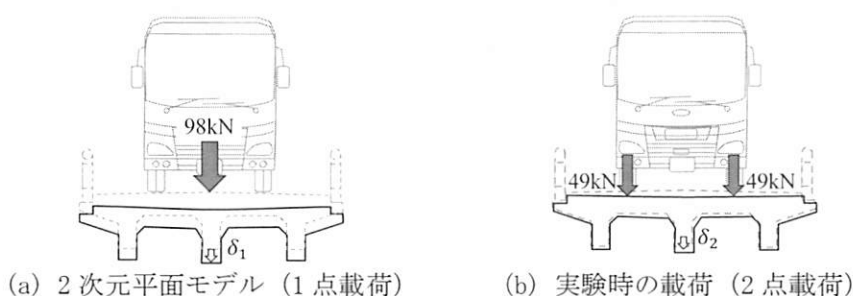


図-11 解析と実験での载荷の違い

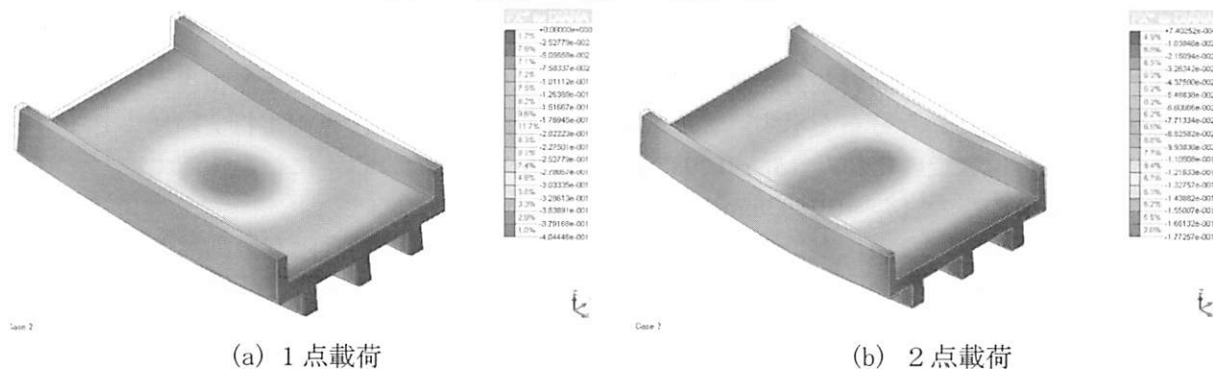


図-12 有限要素解析による载荷点の数がたわみ分布に与える影響

様々に変化させた場合のたわみの時刻歴を示す。(a)は車両の重心位置を車両の中心に据えた場合の、桁中央位置におけるたわみの時刻歴を示している。 $\delta_{max,f}$ と $\delta_{max,r}$ の大きさがほぼ等しくなる。(b),(c)には、重心位置を車軸間距離(ホイールベース)の5分の4位置及び4分3の位置にそれぞれ設置した場合の結果を示す。 $\delta_{max,f}$ と $\delta_{max,r}$ の比 η がそれぞれ、約4倍及び約3倍となり、後輪通過時のたわみが大きくなり実験値に近づいている。(d)には、重心をホイールベースの3分の2の位置に設置した場合のたわみの時刻歴を示すが、 $\delta_{max,f}$ と $\delta_{max,r}$ の比 η が約2倍となり実験結果と一致する。車両の重心位置を車軸間距離の3分の2の位置にすることで、

前輪と後輪の輪荷重のバランスが実際の車両の状態に近づき、車両走行時の桁のたわみ挙動の再現性を高めた。

b) 2次元から3次元への変換

本解析では車両は平面モデル(2輪)でモデル化しているが、実験には4輪での载荷となっていることから、実験で計測した桁のたわみと、解析で推定した桁のたわみには差異が生じることが予想される。平面モデルにおける载荷と3次元载荷(実験)の違いを図-11に模式的に示すが、橋軸直角方向の载荷点の数の違いにより、桁のたわみが大きく異なる場合がある。ここでは本橋の断面

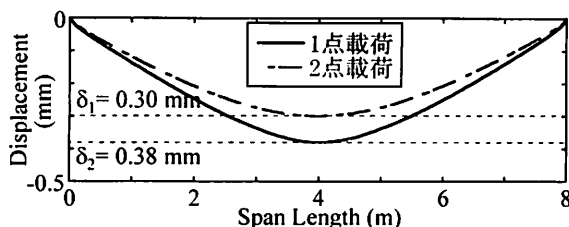


図-13 橋軸直角方向の載荷点数の違いが桁のたわみ分布に与える影響

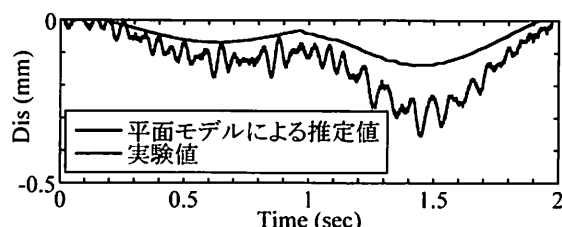
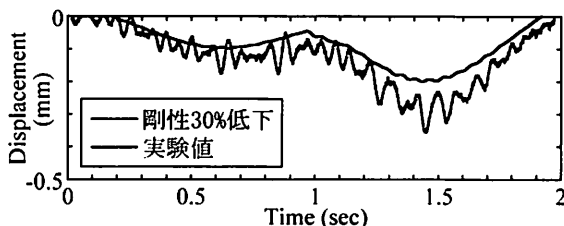
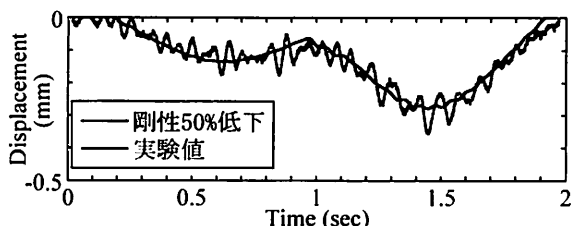


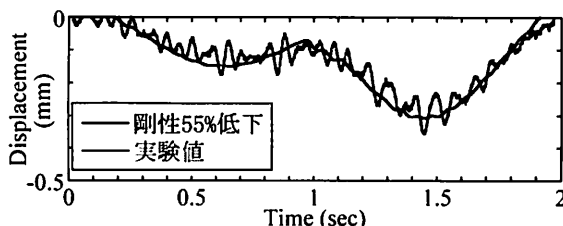
図-14 換算係数をかけた場合のたわみの時刻歴



(a) 剛性低下 30%



(b) 剛性低下 50%



(c) 剛性低下 55%

図-15 剛性低下率の違いによるたわみの時刻歴

を対象にして、図-12 に示す様に 1 点載荷と 2 点載荷による桁のたわみを有限要素法にて算出した。

図-13 には、橋軸直角方向の載荷点数の違いによる橋軸方向の桁のたわみ分布を示す。2 点載荷の場合の中央主桁位置でのたわみ ($\delta_1 = 0.2987\text{mm}$) に比べて 1 点載荷の場合 ($\delta_2 = 0.3803\text{mm}$) は 3 割程度大きくなっている。この比率を次式に従って求めると 0.785 となる。

$$C = \delta_2 / \delta_1$$

この比率 C を換算係数として、2 次元平面モデルで算出した桁のたわみに乗じることで、実験結果と等価なたわみを求めたことになる。

図-14 には、数値解析により推定した桁のたわみを示す。なお、同図には実験値も合わせて示したが、図-6 に示した実験値は初期値が 0.025mm 程度ずれているため、オフセット処理を行った。解析による桁のたわみの推定値は比べて実験値に比べて小さい。経年劣化による桁の剛性低下が生じていることが分かる。

c) 桁の損傷度（剛性低下度）の同定

図-15 には、剛性を低下させた場合の桁のたわみを示す。50%剛性を低下させた場合のたわみと実験値の一致度が高いことが確認出来る。

5. まとめ

本研究では、目視による損傷が確認出来ない橋梁を対象として、車両走行実験によるモニタリングを実施した。以下に結論を記す。

- 1) 上部構造の鉛直固有振動数と車両の固有振動数が近接するような、短支間の橋梁の場合には、車両走行実験において加速度応答を計測しても、桁の固有振動数に等しい卓越振動数を識別することは難しく、ヘルスマモニタリングを行うことは困難である。
- 2) 車両走行時の桁のたわみと再現解析を比較することで、橋桁の剛性低下を客観的に評価出来ることを確認した。
- 3) 本橋は、補修工事により目視による損傷確認が出来なかったが、建設当時に想定していた曲げ剛性に比べて、50%程度低下していることを、ヘルスマモニタリングにより確認した。

参考文献

- 1) コンクリート標準示方書，土木学会，昭和11年10月。
- 2) 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の開発に関する基礎的研究，山口大学学位論文，理工博甲第556号，2011。