

# 既設橋りょうの加速度モニタリングによる構造性能評価

徳永 宗正\* 池田 学\*

Structural Performance Evaluation of Existing Bridges by Acceleration Monitoring

Munemasa TOKUNAGA Manabu IKEDA

The aim of this study is to realize monitoring structural performance condition for concrete girders. At first, we have developed a method to restore displacement waveform based on acceleration waveform during train passing by utilizing the linear vibration theory. Numerical experiments have shown that the method can estimate the maximum displacement within approximately 5% errors. Furthermore, the equivalent linearized beam theory has been extended to estimate reinforcing bar stress waveform based on the displacement waveform. These methods realized the structural performance evaluation of bridges such as riding comfort and fatigue fracture from acceleration measurements.

キーワード：加速度，モニタリング，積分，たわみ，構造性能，鉄筋応力，はり理論

## 1. はじめに

高速鉄道は開業 50 年以上が経過しており，将来の鉄道施設の経年劣化への対応が進められている。さらに，運行の高密度化や高速化が進められている。将来にわたり長期的に安定運行を確保するには，労力や経費等のリソースを的確に配分して構造物を維持管理していく必要がある。維持管理においては，既設橋りょうが保有する性能の定量化，ランク分けによりリソース配分の最適化が可能となるが，一般には目視検査による定性的な評価に留まり，列車走行性，疲労等の構造性能は定量的に評価されていない。列車走行性，疲労等の構造性能を精度良く評価するためには，定期的なたわみ測定や鉄筋の応力測定を実施する必要がある，労力・経費増大が課題となっていた。

橋りょうに対して MEMS 加速度センサ等を設置し，常時モニタリングと測定結果の機械学習を適用した分析により加速度の振幅値や固有振動数などを指標として，状態の変化を評価する研究が多くなされてきた。一方で，構造物の設計<sup>1)2)</sup>においては，加速度や固有振動数といった指標が照査の過程で計算されることはあっても，これらの指標と構造物が保有する構造性能と直接結びつけられた情報となっていない。従って，常時モニタリング<sup>3)</sup>で加速度が得られたとしても，橋りょうの性能に対して結び付けられることは少なく，実測データを十分に有効に活用できていない状況にある<sup>4)</sup>。

さらに，近年新幹線橋りょうにおいて列車通過に伴う共振が見られる個体が多く確認されているが<sup>4)5)</sup>，長期供用時における構造性能の変化に関する現象解明が求め

られている。

図 1 に，本論文における評価フローを示す。本論文では，既設橋りょうの維持管理において加速度モニタリングによる構造性能評価を実現するために，2 章において，列車通過時の加速度波形からたわみ波形への積分を可能とするアルゴリズム，3 章において，たわみ波形から内部鉄筋の応力波形へ換算するアルゴリズムを開発した。最後に 4 章において，開発した手法を既設橋りょうに適用して，簡易な加速度計測から，橋りょうのたわみによる乗り心地等の列車走行性，鉄筋応力による疲労等を評価し，構造性能の定量的な状態監視に基づく維持管理手法を提案した。

## 2. 単純支持橋りょうの加速度積分によるたわみ波形の復元方法

### 2.1 提案手法

単純支持橋りょうの加速度積分による変位波形の復元方法として，パラメータ同定に基づく手法が既往の研究<sup>6)</sup>で提案されているが，実際の橋りょうの応答を線形系により表現できない場合もあり，モデル化誤差の影響が大きくなること，計算負荷が大きく常時モニタリング等で得られた大量のデータを処理するのに不向きであることなどの問題がある。特に，橋りょうの動特性は，コンクリート部材の非線形性や，列車／橋りょうの動的相互作用の影響により，厳密には時々刻々変化することから，定常な 1 自由度系を仮定した場合には，線形理論で表現される固有振動数，減衰比等の誤差が無視できない場合がある。本研究では，モデル化が煩雑な因子を明示的にモデル化せず，可能な限りノンパラメトリックな方法とすることを念頭におき，線形振動理論を活用した

\* 鉄道力学研究部 構造力学研究室

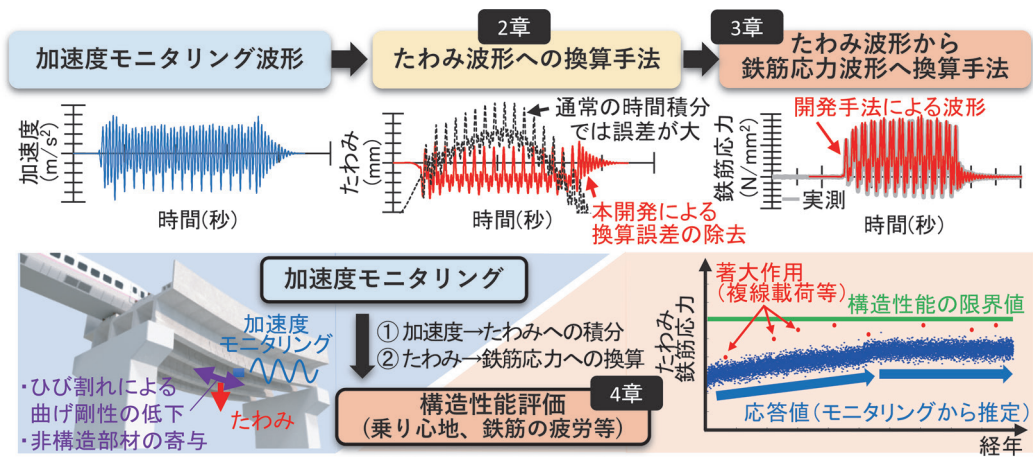


図1 加速度モニタリングによる既設橋りょうの構造性能の評価

列車通過時の加速度波形に基づく変位波形の復元方法について検討した<sup>7)</sup>。

図2に、本研究で提案する加速度積分による変位波形の算出方法のフローを示す(各記号は図3参照)。本手法を適用する上で以下の前提を置く。①実測されるデータは、軌道面直下かつスパン中央の単点の加速度波形のみ、②既知の情報、橋りょうのスパン $L_b$ 、通過した列車種別( $L_v$ ,  $a$ ,  $b$ )とする、③列車の輪重 $p_0$ は未知数で、全車両でばらつきは小さく一定値として扱うことが可能、④列車速度 $V$ は橋りょう通過中において一定と仮定する。

図2の下段で示すように、本手法は加速度波形の低周波のごく一部のみを補正する手法である。外力特性は、鉄道車両の特性を利用して理論モデルを仮定する。加速度波形により同定するパラメータは、後述する単位静的たわみ $y_{max}^{s0}$ のみである。

図3に示すスパン $L_b$ を有する単純梁に荷重列が作用する場合の動的応答は、式(1a)、式(1b)により与えられる。

$$\bar{m} \frac{\partial^2 u_{x,t}}{\partial t^2} + \bar{c} \frac{\partial u_{x,t}}{\partial t} + \bar{EI} \frac{\partial^4 u_{x,t}}{\partial x^4} = P \quad (1a)$$

$$P = p_0 \sum_j \delta \{x - vt + x_{0,j}\} \quad (1b)$$

ここで、 $u_{x,t}$ は位置 $x$ における時刻 $t$ の変位、 $\bar{m}$ 、 $\bar{c}$ 、 $\bar{EI}$ はそれぞれ単位質量、単位減衰、曲げ剛性、 $v$ は通過速度、 $p_0$ は軸重(全輪軸で一定と仮定)、 $j$ は各輪軸番号、 $x_{0,j}$ は輪軸 $j$ の初期位置を表す。 $\bar{m}$ 、 $\bar{c}$ 、 $\bar{EI}$ はスパン $L_b$ の範囲内において一定値とする。振動モードを考慮すると変数分離が成立し、さらに、モード変位 $y_i$ を用いて、 $\omega_b^2 = k_b/m_b$ 、 $c_b = 2\xi_b \omega_b$ の関係を用いると、式(2a)、式(2b)が得られる。

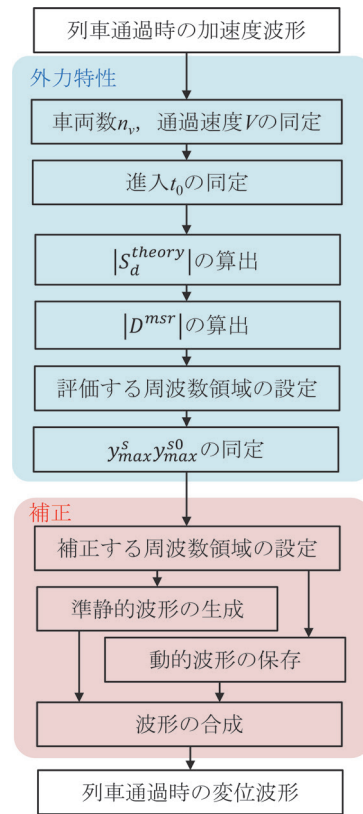


図2 加速度積分による変位波形の算出フロー<sup>7)</sup>

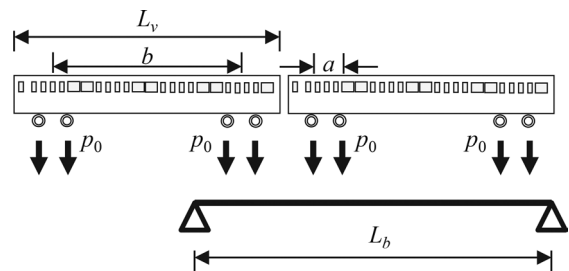


図3 単純はりに作用する列車荷重列<sup>7)</sup>

$$\omega_b^{-2}\ddot{y}_t + 2\xi_b\omega_b^{-1}\dot{y}_t + y_t = y_{max}^{s0}\lambda_t \quad (2a)$$

$$\lambda_t = \sum_j \sin \frac{v\pi}{L_b} \left( t - \frac{x_{0,j}}{v} \right) \left\{ H \left( t - \frac{x_{0,j}}{v} \right) - H \left( t - \frac{x_{0,j} + L_b}{v} \right) \right\} \quad (2b)$$

ここで、 $\lambda_t$  はモード外力である。フーリエ変換子  $F$  を用いて周波数領域上の加速度  $A = \mathcal{F}(y_t)$ 、周波数領域上の変位  $D = \mathcal{F}(y_t)$ 、周波数領域上の単位外力  $F_\lambda = \mathcal{F}(\lambda_t)$  と記述すると、 $\Omega_b (= \omega/\omega_b)$  の関係を用いて式 (3) が得られる。

$$(-\Omega_b^2 + 2i\xi_b\Omega_b + 1)D = y_{max}^{s0}F_\lambda \quad (3)$$

伝達関数  $S_d$  を  $(-\Omega_b^2 + 2i\xi_b\Omega_b + 1)^{-1}$  と記述すると、変位の周波数応答  $D$  は、

$$D = y_{max}^{s0}S_dF_\lambda \quad (4)$$

により与えられる。

次に、モード外力  $\lambda_t$  の周波数領域の特徴について考察する。 $\lambda_t$  のフーリエ変換  $F_\lambda$  は、パラメータ  $\omega_{vLv} (= v\pi/L_v)$ 、 $t_b (= \pi/\omega_v)$ 、 $\Omega (= \omega/\omega_{vLv})$  の関係を用いて、式 (5a)～式 (5c) のように展開される。

$$F_\lambda = F_0 F_a F_b F_{L_v} F_{w_v} \quad (5a)$$

$$F_0 = e^{-i\Omega\omega_{vLv}t_0}$$

$$F_a = 1 + e^{-i\pi\Omega\frac{a}{L_v}} \quad (5b)$$

$$F_b = 1 + e^{-i\pi\Omega\frac{b}{L_v}}$$

$$F_{L_v} = \frac{1 - e^{-i\pi\Omega n_v}}{1 - e^{-i\pi\Omega}}$$

$$F_{w_v} = \frac{\left(1 + e^{-i\pi\Omega\frac{L_b}{L_v}}\right)}{1 - \Omega^2\left(\frac{L_b}{L_v}\right)^2} \frac{1}{\omega_v} \quad (5c)$$

ここで、 $F_{w_v}$  は単一車軸による加振スペクトルであり梁長さ  $L_b$  を速度  $v$  で通過する加振周波数  $\omega_v$  に依存する成分、 $F_0$  は先頭輪軸がはりに進入する時刻  $t_0$  による位相差を表す成分、 $F_a$ 、 $F_b$ 、 $F_{L_v}$  はそれぞれ複数輪軸の周期的繰り返し効果を表す成分である。

式 (4) の関係を用いると単位静的変位  $y_{max}^{s0}$  は式 (6) により定義される。

$$y_{max}^{s0} = |DF_\lambda^{-1}S_d^{-1}| \quad (6)$$

ここで、式 (6) の右辺は、周波数領域の変位  $D$ 、列車通過による外力の周波数成分  $F_\lambda$ 、橋りょうの周波数応答関数  $S_d$  であり、周波数領域で定義された関数であることに注意する必要がある。 $S_d$  が仮定している振動系が線形 1 自由度でノイズが全く無いという条件が成立する場合には、式 (6) は全周波数領域で成立する。しかしながら、測定された加速度の低周波領域は、センサの応答特性上精度が低いことが多い上に、単純に積分した場合には変位の低周波領域はノイズの増幅の影響を受けやすい。さらに、実際の橋りょう応答は 2 次以上の高次モードおよび非線形性を有することを考えると、実橋りょうの条件下において式 (6) が成立する周波数領域は限られた領域となる。このため、 $y_{max}^{s0}$  の同定においては、ノイズ、橋りょうの高次モード、動特性の不確かさの影響を受けにくい特定の周波数領域を利用することとする。特に、固有振動数周辺においては、車両／橋りょうの動的相互作用や、橋りょうの非線形応答は、橋りょうの動特性が影響を及ぼすことから、式 (6) の不確か性が高くなる。

具体的には、実測加速度を時間領域に対して  $A^{msr}$ 、周波数領域に対して  $A^{msr}$  と定義して、実測加速度に基づき  $y_{max}^{s0,idf}$  は式 (7) により同定する。

$$y_{max}^{s0,idf} = \frac{1}{\omega_{e_2} - \omega_{e_1}} \int_{\omega_{e_1}}^{\omega_{e_2}} |(i\omega)^{-2}A^{msr}F_\lambda^{-1}S_d^{-1}| d\omega \quad (7)$$

ここで、 $\omega_{e_1}$ 、 $\omega_{e_2}$  は平均値の評価区間となる周波数の下限および上限であり、橋りょうの固有振動数  $f_b$  を用いて、それぞれ  $\omega_{e_1} = \max\{1, 0.1 \times 2\pi f_b\}$ 、 $\omega_{e_2} = 0.6 \times 2\pi f_b$  とした。この同定領域は、 $|S_d|$  が 1～1.3 程度で橋りょうの減衰比等に依存して値が変化しにくい、かつ加速度のノイズの積分による増幅の影響を受けにくい領域として試行錯誤的に決定した。

加速度を直接積分した場合の誤差は、主に時間積分の過程で低周波ノイズを増幅してしまうことに起因している。本研究で構築する方法は、実測された加速度を橋りょうの準静的成分および動的成分に分解し、ノイズの影響を強く受ける準静的成分のみを理論解により補正するものである。本研究では、低周波領域のみ線形振動を仮定して補正した  $D^{mdf}$  を式 (8) により定義する。

$$D^{mdf} = \begin{cases} y_{max}^{s0,idf}F_\lambda S_d & (0 \leq \omega < \omega_m) \\ (i\omega)^{-2}A^{msr} & (\omega_m \leq \omega) \end{cases} \quad (8)$$

ここで、 $\omega_m$  は補正境界角周波数であり、 $\omega_m = \max\{0.2, 0.6 \times 2\pi f_b\}$  とした。 $F_\lambda$  を算出するためには、軸配置に関連する  $n_v$ 、 $v$ 、 $a$ 、 $b$ 、 $L_v$ 、 $t_0$ 、および動特性に関連する  $\omega_b$ 、 $\xi_b$  が事前に必要なパラメータとなる。式 (8) により定義された  $D^{mdf}$  の逆フーリエ変換  $\mathcal{F}^{-1}(D^{mdf})$  により変

位の復元波形  $d^{mdf}$  を得る。

図4に、単位静的変位  $y_{max}^s$  を同定する評価区間、低周波領域の補正区間の概念図を示す。横軸の  $\Omega$  は各振動数  $\omega$  を  $\omega_{vLv}$  により無次元化したものである。図4(a)は外力特性に関する成分  $|F_a F_b F_{L_v}|$ 、 $|F_{w_v}|$ 、図4(b)は橋りょうの伝達特性に関する成分  $|S_d|$  である。一方で、図4(c)は橋りょうの変位応答  $|D|$  であり、図4(a)、図4(b)に示す特性の積として表される。ここでは、 $V=300\text{km/h}$ 、 $L_b=10, 30, 50, 100\text{m}$ 、 $f_b=50L_b^{-0.8}$  を仮定した場合の例を示している。

外力特性に関する成分  $|F_a F_b F_{L_v}|$  は  $\Omega=2, 4, 6\cdots$  で極大を示しており、橋りょうの固有振動数と一致すると共振が発生する。図4(c)で示す  $L_b=10\text{m}$  の場合に注目すると、橋りょうの角固有振動数  $\omega_b$  が  $4 < \omega_b/\omega_{vLv} < 6$  となることから、3次共振が発生する速度と固有振動数の関係であることが分かる。 $L_b=30\text{m}$  の場合は、 $\omega_b/\omega_{vLv} \doteq 2$  となり1次共振が発生する領域である。 $L_b=50\text{m}$ 、 $100\text{m}$  の場合は、 $\omega_b/\omega_{vLv} < 2$  となり、設定した列車速度  $300\text{km/h}$  よりも低速となると1次共振が発生する領域となる。

図4(c)で示す  $|D|$  に着目すると、 $L_b$  の増加とともに  $|F_{w_v}|$ 、 $|S_d|$  が低周波領域にシフトし、 $|D|$  の低周波成分が増加する傾向が確認できる。評価区間、補正区間は、 $f_b$  の関数として与えていることから、 $L_b$  の増加と共に、同様に低周波領域に移動している。同図から、 $L_b$  が長い場合には、 $L_b$  が短い場合と比較して、補正する成分が増加し、1自由度系を仮定して算出される  $|S_d|$  によるモデル化誤差の影響を受けやすくなること、また加速度計に含まれるノイズによる積分誤差の影響も受けやすくなる事が分かる。

## 2.2 提案手法の検証

実測された加速度から変位応答波形を復元することを考えた場合、加速度の実測波形には、橋りょうの純粋な時間軸上の応答以外にも自己ノイズが混入する。このノイズには、測定対象とする列車荷重以外の風や地盤振動等の外乱に起因するもの、電源や測定機器の特性によるもの等がある。本来、自己ノイズは一般的にはセンサの電気回路等から発生する内的な要因によるものとして表現されるが、このような内的な要因と常時微動や温度特性等の外的な要因を分離することは困難であるため、本研究では静置状態に含まれる外的な要因およびA/D変換性能を含む加速度センサシステムとしてのノイズをまとめて自己ノイズと称することとする。即ち、加速度計を設置した状態で列車が通過せずに実測される振動が自己ノイズと判断されることとなる。理論解  $a_i$  に人工的なノイズ  $\epsilon$  を付加した加速度波形  $a_e$  を用いて提案手法を検証する。

加速度を時間積分して変位を算出する操作は、加速度

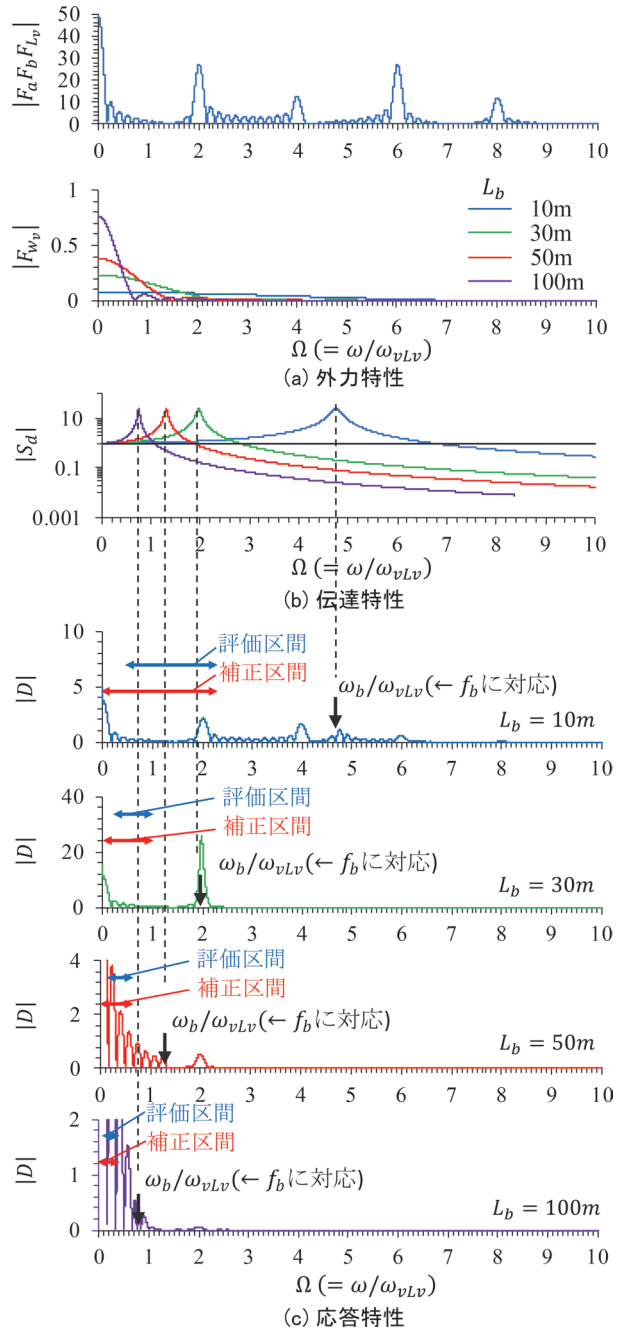


図4 単位静的変位  $y_{max}^s$  を同定する評価区間、低周波領域の補正区間の概念図<sup>7)</sup>

の各周波数成分に  $(i\omega)^{-2}$  を乗ずることと同義となることから、 $1/2\pi (\doteq 0.16)\text{Hz}$  より低い周波数領域においては変位の絶対値が著しく増幅されることとなる。加速度計でこの低周波領域を高精度に測定可能な周波数特性を持つものは一般的に少ない。さらに、例えばセンサで測定可能であったとしても、積分操作を加える場合には上記した低周波の増幅により、ノイズも増幅されることとなる。即ち、 $0.2\text{Hz}$  程度以下の周波数成分は積分操作による誤差の増幅の影響により、得られた変位波形の信頼性は著しく低いものとなる。

検証を実施するケースは、列車速度  $V=10, 60, \dots, 460\text{km/h}$ , 橋りょうのスパン  $L_b=10, 20, \dots, 100\text{m}$ , 付加するノイズの標準偏差  $\sigma_\epsilon$  は  $0.001, 0.005, 0.010, 0.015, 0.020$  とした。車両数  $n_v$  は  $12$  両, 軸重  $p_0$  は  $120\text{kN}$ , 列車の進入時刻  $t_0$  は  $2$  秒で固定値とした。単位長さ質量  $\bar{m}$  は単線のコンクリート橋りょうを, 固有振動数  $f_b$  は比較的柔構造の橋りょうを想定して, それぞれ  $\bar{m}g=100+1.5L_b(\text{kN/m})$ ,  $f_{eq}=50L_b^{-0.8}(\text{Hz})$  と設定した。 $\sigma_\epsilon$  はセンサの種類などに大きく依存するが, 4章の実測モニタリングを俯瞰すると,  $\sigma_\epsilon=0.001\sim 0.005$  程度となる場合が多い。

図5に, 変位の補正波形の例を示す。図は, ノイズの標準偏差  $\sigma_\epsilon=0.020\text{m/s}^2$  で比較的大きなノイズを想定した場合の, 変位波形の理論による正解波形と提案手法による復元波形を比較したものである。図5(a)は  $L_b=10\text{m}$ , 列車速度  $V=300\text{km/h}$ , 図5(b)は  $L_b=50\text{m}$ , 列車速度  $V=200\text{km/h}$  の結果である。これらの結果は, 車両数  $n_v$ , 列車速度  $V$ , および橋りょうの動特性  $f_b, \xi_b$  を既知とした場合の結果である。図中, 上段から入力加速度, 時間軸および周波数軸上の変位の推定結果を示して

いる。

同図中2段目の変位の時刻歴に着目すると, 変位の正解波形  $d_t$  (灰色) と提案手法による補正波形  $d^{mdf}$  (赤線) が一致していることが確認できる。このように提案手法は, 波形の最大値だけでなく形状を正確に再現できることから, 疲労のように振幅と繰り返し回数が評価対象となる場合に有効であることが示唆される。一方で, 黒点線は直接積分による波形であり, 長周期のノイズにより時刻の経過と共にシフトが発生し, 正しい変位波形が得られていないことが分かる。

同図3段目では, 変位  $d^{mdf}$  の補正領域の準静的波形と実測された成分をそのまま活用する動的波形の時刻歴を示しており, それぞれ, 式(4)で示す  $y_{max}^{s0,idf} F_\lambda S_d$ , および  $(i\omega)^{-2} A^{msr}$  の逆フーリエ変換により算出したものである。図から, 前者は概ね列車荷重の静的応答に近い波形であり長周期のドリフトが生じていないこと, また後者は固有振動モードの動的成分を多く含む波形であることがわかる。

図中最下段では, 理論により置換された  $y_{max}^{s0,idf} F_\lambda S_d$ , および検証用加速度波形を直接積分により得られた変位

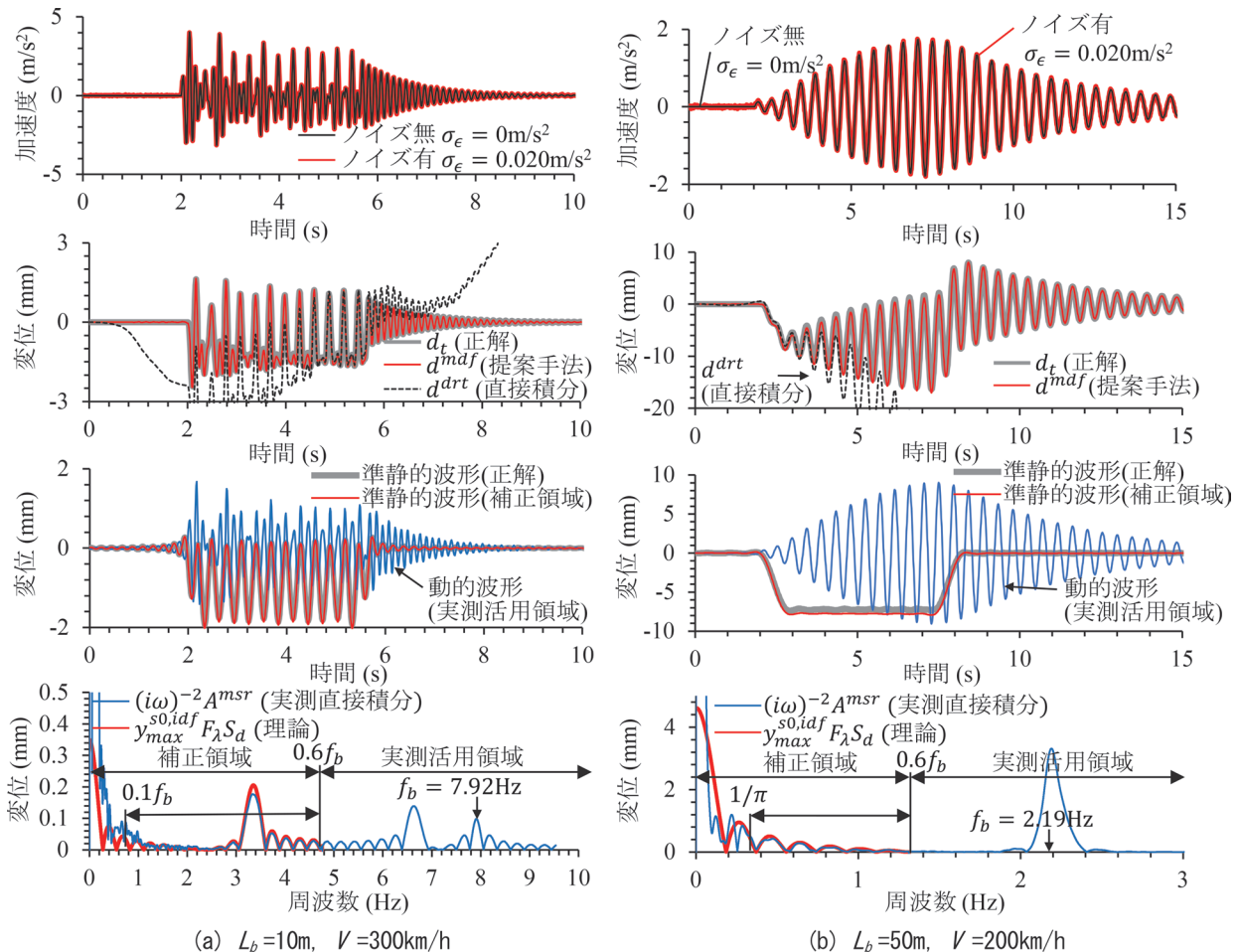


図5 変位の補正波形の例<sup>7)</sup>

の周波数応答  $(i\omega)^{-2}A^{msr}$  を示す。 $(i\omega)^{-2}A^{msr}$  は1Hz程度以下の領域で理論値との差が大きくなる傾向が見られ、特に0.2Hz程度以下の領域において、加速度ノイズの増幅により値が理論値を大きく上回ることがわかる。 $y_{max}^{s0,idf}$  の同定領域 (図5(a)では0.8~5Hz程度、図5(b)では0.4~1.2Hz程度) に着目すると、両者が概ね一致しておりこの領域ではノイズの影響を受けにくいことがわかる。

図6に、ノイズの標準偏差 $\sigma_\epsilon = 0.001 \sim 0.020 \text{m/s}^2$  の場合の動的変位  $y_{max}^{sd}$  の最大値の推定精度を示す。 $y_{max}^{sd,idf}$  は動的変位の推定値、 $y_{max}^{sd,ext}$  は動的変位の正解値、 $y_{max}^{s,ext}$  は静的変位の正解値である。図から、静的変位である  $y_{max}^{s,ext}$  に動的変位が加わることから、当然ながら  $y_{max}^{s,ext}$  よりも  $y_{max}^{sd,ext}$  の方が大きくなる。また、 $y_{max}^{sd,ext}$  は特定の列車速度の場合に大きくなることわかる。これは橋りょうの固有振動数と列車の加振振動数が一致して共振が発生する速度  $V = 3.6f_b L_b / m$  (km/h,  $m$  は共振次数) で発生している。例えば、 $L_b = 10\text{m}$  の場合は713km/h, 357km/h, 238km/hがそれぞれ1~3次共振速度となる。 $y_{max}^{sd,ext}$  と  $y_{max}^{sd,idf}$  を比較すると、速度が低速、スパンが長く、ノイズが大きくなるほど推定誤差が大きくなる傾向が確認できる。これは、低速、長スパン、ノイズが大きい場合は加速度の絶対値が小さくなり、SN比が小さくなるためである。また、ほとんどの領域で推定誤差は正の値を示しており、安全側の評価であるが、正解値を過大評価していることが分かる。これは、2.1節で示した周波数領域の評価区間においてノイズの絶対値が影響を及ぼしているためと考えられる。

実用上  $\sigma_\epsilon \leq 0.005 \text{m/s}^2$ ,  $V \geq 150 \text{km/h}$  の領域に着目すると、 $y_{max}^{sd,ext}$  と  $y_{max}^{sd,idf}$  が一致しており、概ね5%以下の推定誤差で動的変位  $y_{max}^{sd}$  を推定可能であることが分かる。

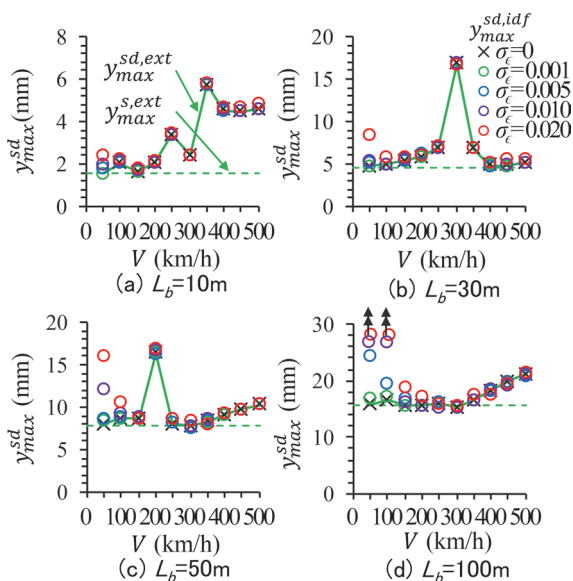


図6 動的変位  $y_{max}^{sd}$  同定精度<sup>7)</sup>

ノイズの増大と共に低速領域の推定誤差が大きくなる傾向にあるが、100km/h以下の低速であってもノイズが少ない加速度データを取得することができる場合には高精度で変位を推定できる。一方で、設置状況などによりノイズが多くなる場合には適用範囲が小さくなる。

なお、これらの方法は、1秒以下の高速計算が可能で、従来の逆解析によるたわみの評価方法と比較して500倍程度の高速化を実現している。

### 3. たわみ測定による鉄筋応力波形の推定方法

#### 3.1 提案手法

橋りょうの構造性能のうち、部材の破壊は鉄筋の降伏や圧縮コンクリートの圧壊、疲労破壊は鉄筋破断により発生し、これらは応力により評価、照査される。さらに、鉄筋の疲労破壊を評価するためには、繰り返し回数、即ち鉄筋に発生する応力の応答履歴を考慮する必要がある。特に、疲労強度には応力振幅および最小応力が大きく影響する。実際のコンクリート構造物の鉄筋に発生する応力を考えると、建設時にコンクリート型枠から脱型され、支保工から開放された瞬間から死荷重  $D_1$  が作用し、軌道等の付帯設備の敷設に伴って付加死荷重  $D_2$  が加わる。更に供用開始により列車荷重  $L$  および衝撃荷重  $I$  が影響を及ぼすこととなる。即ち、日々の列車運行による  $D_1 + D_2 + L + I$  の作用時に鉄筋には最大応力が発生する一方、 $D_1 + D_2$  の作用時に最小応力が発生し、これらの範囲が応力範囲となる。

ひび割れが生じたコンクリート部材は、線路方向に剛性等が変化するはりと考えることができ、その下側鉄筋の引張応力は実際には付着切れによる応力再配分により、列車荷重に対して非線形な挙動となるが、本研究では等価線形化した梁理論により推定する。

図7に、等価線形化はりのスパン中央のひずみ分布を示す。スパン中央の変位  $\delta$  が得られている時、梁の動的応答において正弦波半波により表現される振動モードが卓越すると仮定すると、スパン中央の曲率  $\phi$  は式(9)により与えられる。

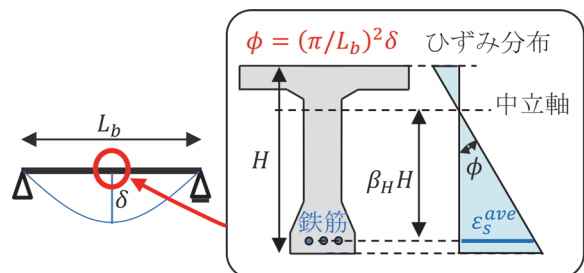


図7 等価線形化はりのスパン中央のひずみ分布

$$\phi = (\pi/L_b)^2 \delta \quad (9)$$

さらに、中立軸位置から下側鉄筋までの距離と桁高  $H$  の比を  $\beta_H$  と置くと、平面保持の仮定から下側鉄筋の線路方向に対する平均ひずみ  $\varepsilon_s^{ave}$  は式 (10) により与えられる。

$$\varepsilon_s^{ave} = \beta_H H (\pi/L_b)^2 \delta \quad (10)$$

ひび割れ断面においては、ひび割れおよび付着の劣化によりコンクリートが負担する応力が周辺の鉄筋に再配分されることとなる。ひび割れ断面の鉄筋ひずみ  $\varepsilon_s^{cr}$  と一様部材を仮定した場合の鉄筋コンクリート (RC, Reinforced Concrete) 引張部材の平均ひずみ  $\varepsilon_s^{ave}$  の比を  $\beta_{cr}$  と表現すると、図 8 に示す RC 引張部材の見かけの応力 - ひずみ関係により  $\beta_{cr}$  は式 (11) により記述できる。

$$\beta_{cr} = 1 + k_1 k_2 \frac{A_c}{A_s} \frac{f_t}{E_s \varepsilon_s^{ave}} \left( = \frac{\varepsilon_s^{cr}}{\varepsilon_s^{ave}} \right) \quad (11)$$

ここで、 $k_1$  はコンクリートの引張力分担が付着応力の分布形状に依存する係数、 $k_2$  はひび割れ間のコンクリートに生じた最大引張応力のコンクリートの引張強度との比から定まる係数、 $A_c$  は引張部材のコンクリート断面積、 $A_s$  は鉄筋断面積、 $f_t$  はコンクリートの引張強度である。

ひび割れ断面の鉄筋応力  $\sigma_s^{cr}$  はヤング率  $E_s$  とひずみ  $\varepsilon_s^{cr}$  の積により表されることから、鉄筋の応力変動  $\Delta\sigma_s^{cr}$  は、式 (10)、式 (11) の関係を用いて式 (12) で表現される。

$$\Delta\sigma_s^{cr} = E_s \beta_{cr} \beta_H (\pi/L_b)^2 H \delta \quad (12)$$

図 9 に、付着の強さに関する  $k_1 k_2$ - 平均ひずみ関係を示す。 $k_1 k_2$  に関して、多くの研究者により、単純引張時の関係式が提案されており、式 (13) で示す大野式<sup>8)</sup>、式 (14) で示す岡村式<sup>9)</sup> を例として示している。

$$k_1 k_2 = (2000 \varepsilon_s^{ave} + 0.8)^{-1} \quad (13)$$

$$k_1 k_2 = 0.0002 \varepsilon_s^{ave-1} \quad (14)$$

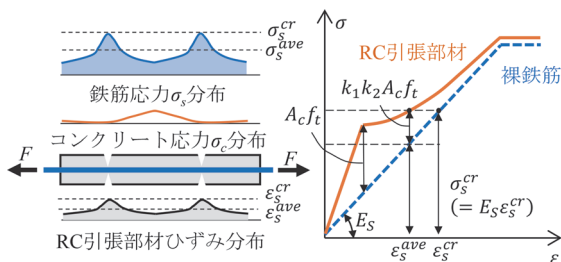


図 8 RC 引張部材の見かけの応力 - ひずみ関係

図から、両式において若干の違いは認められるものの、 $\varepsilon_s^{ave}$  の増加とともに  $k_1 k_2$  が低下し、 $1000\mu$  程度で  $k_1 k_2$  が半分程度となる傾向にあることが分かる。引張コンクリートにひび割れが発生する  $100\mu$  程度から  $200 \sim 300\mu$  程度までは  $k_1 k_2 = 1$  であり、付着破壊が生じない領域である一方、死荷重によるひずみ応答  $500 \sim 1000\mu$  程度の領域においては  $k_1 k_2 = 0.4 \sim 0.6$  程度となり、コンクリート面積の半分程度は有効断面として機能することが推察される。実供用下においては列車荷重の繰り返し載荷に伴って有効度は低下していき、初期載荷時の半分程度となる<sup>10)</sup>。

図 10 に、式 (11) に示す  $\beta_{cr}$  と平均ひずみ  $\varepsilon_s^{ave}$  の関係を示す。ここで  $k_1 k_2$  は大野式により算出した。 $A_c/A_s$  は一般的な RC 部材を想定して 10 および 20、使用時の平均ひずみ  $\varepsilon_s^{ave}$  を  $500 \sim 1000\mu$  とすると、図から、 $\beta_{cr}$  は  $1.05 \sim 1.20$  程度の狭い範囲の値を示すこととなる。即ち、使用時のひび割れ断面の付着の強さによる鉄筋応力の変動は大きくても  $10 \sim 20\%$  程度であることが分かる。先述したように  $k_1 k_2$  は繰り返し載荷により低下することから、ひび割れ発生から時間が経過していない場合には  $\beta_{cr}$  は 1.2 程度、十分に時間が経過して付着破壊が進行している場合には 1.1 程度の値となることが想定される。

桁高比、中立軸の位置等の支配パラメータの存在範囲を整理した。対象構造物は標準設計された RC 桁およびプレストレストコンクリート (PC, Prestressed Concrete) 桁とした。RC 桁に対しては、東海道新幹線、山陽新幹線 (新大阪 - 岡山)、山陽新幹線 (岡山 - 博多)、東北新幹線 (大宮 - 盛岡) のものを対象とし、断面保持の仮定が成立すると仮定して、主構造の全断面有効の断面の中立軸の位置を算出した。最外縁鉄筋位置のかぶりは平均的なものとして  $50\text{mm}$  の一定値とした。材料特性として、ヤング率はコンクリートの RC 部分が  $28\text{kN/mm}^2$ 、PC 部分が  $31\text{kN/mm}^2$ 、鋼材が  $200\text{kN/mm}^2$  とした。

図 11 に、中立軸位置とスパンの関係を示す。ここで、中立軸の位置は、スラブ上面を 0、主桁下面を 1 として無次元化した位置である。同図には併せて最外縁鉄筋位置を示す。同図から、中立軸位置は 0.2 から 0.4 程度ま

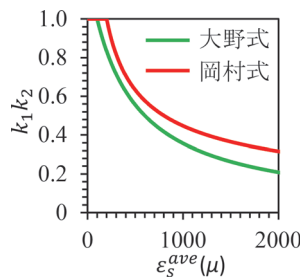


図 9 付着の強さに関する  $k_1 k_2$ - 平均ひずみ関係

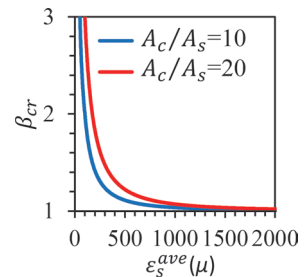


図 10  $\beta_{cr}$  と平均ひずみ  $\varepsilon_s^{ave}$  の関係

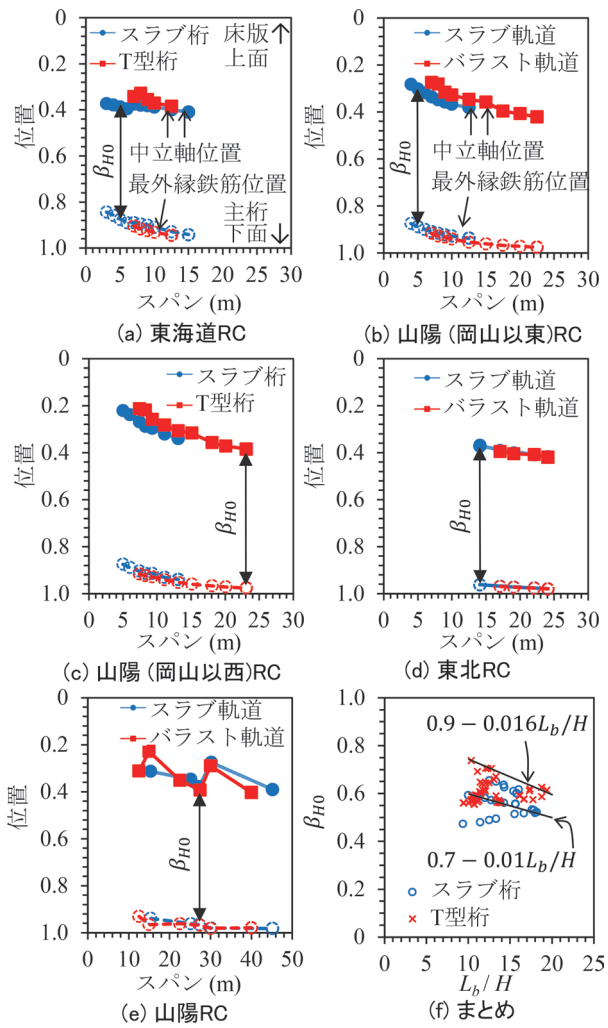


図 11 中立軸位置とスパンの関係

で下方に移動し、最外縁鉄筋位置はスパンの増加とともに0.90から0.96程度まで増加することが分かる。図11(f)は縦軸を中立軸と最外縁鉄筋の距離である $\beta_{H0}$ 、横軸を $L_b/H$ した全ケースの結果である。図から、 $\beta_{H0}$ は0.5~0.7程度に分布し、 $L_b/H$ の増加と共に減少すること、T型桁の方がスラブ桁よりも $\beta_{H0}$ が大きくなる傾向にあることが分かる。

以上より、 $\beta_H$ は断面にひび割れが入る前において非構造部材を無視した時の全断面有効時の値 $\beta_{H0}$ 、非構造部材の影響による中立軸の位置の上方への移動量 $\Delta\beta_{Hn}$ 、ひび割れ発生による中立軸の位置の上方への移動量 $\Delta\beta_{Hcr}$ を用いて、式(15)により算出する。

$$\beta_H = \beta_{H0} + \Delta\beta_{Hn} + \Delta\beta_{Hcr} \quad (15)$$

$\Delta\beta_{Hn}$ はスラブ軌道の場合0.1、バラスト軌道の場合0、 $\Delta\beta_{Hcr}$ はひび割れが発生する部材は0.1、ひび割れが発生しない部材は0、 $\beta_{H0}$ はスラブ桁の場合 $0.7 - 0.01L_b/H$ 、T型桁の場合 $0.9 - 0.016L_b/H$ により算出する。実際の維

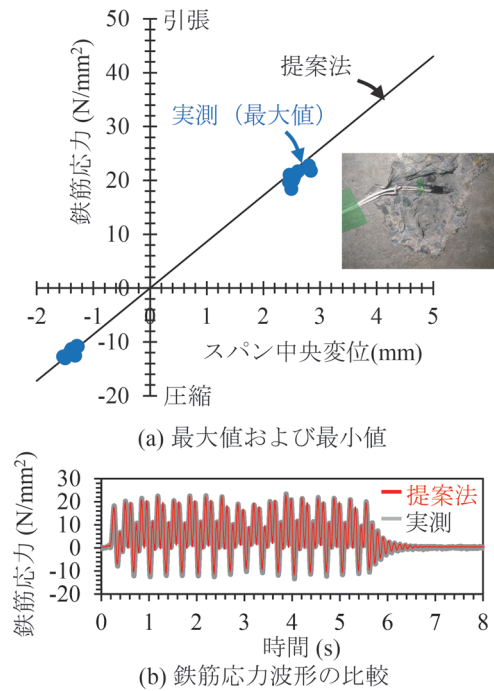


図 12 鉄筋応力の推定方法の妥当性

持管理においてはRC部材等において主桁にひび割れが発生する場合には、ひび割れ高さと鉄筋かぶりから $\beta_H$ を推定することもできる。

### 3.2 提案手法の検証

実RC橋りょうを対象として、鉄筋をはつり出したうえでひずみゲージを貼り付けてひずみ測定を実施した。加えて、ひずみ測定点の近傍においてリング式変位計によりたわみを測定した。測定ケースはそれぞれ10ケース程度である。対象橋りょうは $L_b=8.7m$ 、 $H=0.5m$ 、スラブ桁、バラスト軌道であることから $\beta_H=0.63$ と算出される。また、顕著な曲げひび割れが観察されていることから $\Delta\beta_{Hcr}=0.1$ とした。

図12に、鉄筋応力の推定方法の妥当性を示す。同図において、鉄筋応力とスパン中央変位の関係において実測値と推定値が一致していることが確認できる。3mm程度の変位に対して内部鉄筋の応力は $20N/mm^2$ 程度であり、応力の実測波形と、変位波形をスカラー倍して算出する推定法による波形が概ね一致することが確認できる。

## 4. たわみ測定による維持管理手法

### 4.1 適用対象

図13に、対象橋りょう諸元を示す。対象橋りょうは、実新幹線線区の上下線を個々に支持するRC単線桁で、橋長9m、支間長8.7m、バラスト軌道である。桁高0.5mと支間長に対して低く、比較的動的応答が大きい特徴を

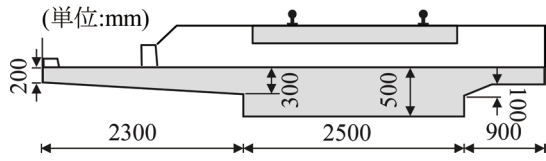


図13 対象橋りょうの断面諸元<sup>7)</sup>

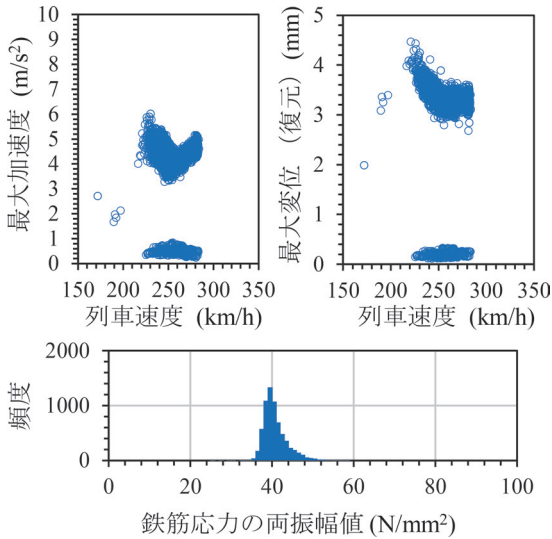


図14 変位，鉄筋応力の推定結果

有する。MEMS式加速度センサ<sup>3)</sup>により得られた、上り線側の13000ケース程度のモニタリングデータを対象とした<sup>4)</sup>。

#### 4.2 適用結果

図14に、モニタリングデータから得られた通過速度と加速度、変位の最大値の関係を示す。同図から、列車速度 $V$ が230~285km/h程度の範囲で $3.5\sim 6\text{m/s}^2$ 程度の最大加速度が記録されていることが分かる。最大変位は、最大加速度と比例関係にならず、 $3\sim 4.5\text{mm}$ 程度となる。220km/h程度で3次共振速度により加速度、変位が最大を示していることから、列車通過中の固有振動数は7.3Hz程度( $42L_b^{-0.8}$ 程度)である。列車速度が同じ場合でも最大応答に幅があるのは乗車率や車両形式が異なることが影響している。また、加速度や最大変位で小さい応答が観測されているのは、反対線の通過の際の振動が伝達されたケースである。

図15に、モニタリングデータに提案手法を適用して推定された構造的な性能を示す。

安全性(破壊)の照査値 $R_u$ は、応答値は鉄筋の変動応力の最大値 $\Delta\sigma_s$ と死荷重による応力 $\sigma_s^D$ により、限界値は簡単のために鉄筋の降伏強度 $f_y (=345\text{N/mm}^2)$ として $(\sigma_s^D + \Delta\sigma_s)/f_y/\gamma$ ( $\gamma$ :安全率=1.0)により評価した。

安全性(疲労破壊)の照査値 $R_f$ は、鉄筋応力の変動応力の最大振幅 $\Delta\sigma_s^f$ と疲労強度 $f_{suk}$ に基づき $\Delta\sigma_s^f/f_{suk}/\gamma$ に

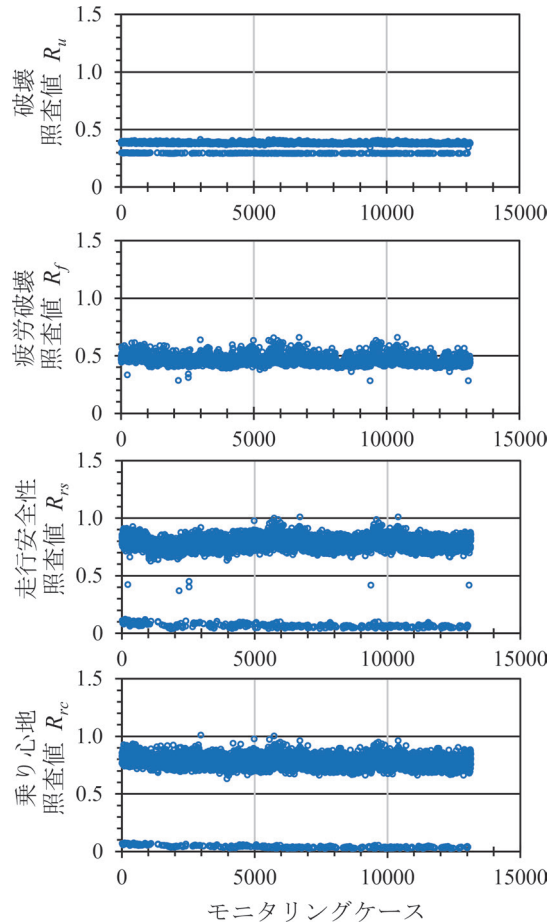


図15 構造的な性能の推定結果

より評価した。ここで、疲労強度 $f_{suk}$ の算定においては、300編成/日/単線、鉄筋の直径32mm、鉄筋本数30本、引張強度 $490\text{N/mm}^2$ 、耐用期間は100年とした。また、鉄筋腐食による強度の低減率は $1.18^{11)}$ を仮定した。なお、耐用期間を500年とした場合の疲労強度の低減率は、100年を基準にすると1.10である一方、鉄筋腐食による低減率は2.53であることから、繰り返し回数よりも鉄筋腐食の方が影響が大きい。応答値の算出においては応力波形の両振幅を用いた。走行安全性の照査値 $R_{rs}$ は、変位の寄与および $\delta_r/\delta_{lim}^{rs}/\gamma$ 、加速度の寄与 $a_r/a_{lim}^{rs}/\gamma$ の和により評価した。ここで、 $\delta_r$ は変位の最大応答値、 $a_r$ は加速度の最大応答値、 $\delta_{lim}^{rs}$ は走行安全性に対する限界変位である。 $a_{lim}^{rs}$ は限界値として $1g (=9.8\text{m/s}^2)$ とした。乗り心地の照査値 $R_{rc}$ は、変位の最大応答値 $\delta_r$ と限界値 $\delta_{lim}^{rc}$ を用いて、 $\delta_r/\delta_{lim}^{rc}/\gamma$ により評価した。限界値 $\delta_{lim}^{rc}$ は、変位制限標準<sup>1)</sup>の限界値を列車速度に対して線形に補間して用いた。破壊、走行安全性に対しては、 $R_u$ 、 $R_{rs}$ が1を超過する場合には、現状の運行速度においても問題が発生する可能性があることから、なんらかの措置もしくは入念な検査が必要となる。疲労破壊、乗り心地に対しては、 $R_f$ 、 $R_{rc}$ が1を超過しても直ちに問題が発生

するわけではないが、超過状態が継続した場合には将来的に問題が発生する可能性があるため、措置もしくは監視により対応する必要がある。

対象橋りょうの場合、 $R_u$ は0.5以下、 $R_f$ は0.7以下であることから、破壊、疲労破壊に対して十分安全が確保できていることがわかる。一方、 $R_{rc}$ 、 $R_{rs}$ に着目すると、3次共振速度と一致する列車速度で乗車率が高い極稀な場合に $R_{rc}>1$ 、 $R_{rs}>1$ となる。走行安全性の限界値は、各項目に対して厳しい条件を仮定した安全側の値となっていることから、本例のように、 $R_{rs}>1$ となる場合には、当該箇所の具体的な条件を適切に考慮して再評価を実施するのがよい。

以上のように、実際に常時モニタリングにより得られた加速度データに対して提案手法を適用でき有効なデータが得られることがわかる。さらに、定量化された構造性能を用いることで効率的な維持管理に寄与できる。

## 5. まとめ

本研究では、コンクリート桁について疲労破壊や列車走行性等の構造性能の定量的な状態監視に基づく維持管理の実現を目的として検討を行った。

- ・線形振動理論を活用した列車通過時の加速度波形に基づく変位波形の復元手法を開発し、列車速度が150km/h以上の場合、一般的なSN比で最大変位を概ね5%以下の精度で推定可能であることを数値実験により示した。提案手法は、橋りょうの動特性等の影響が大きく表れる固有振動数付近は実測データを生かし、ノイズの積分誤差の影響を受けやすい低周波領域のみを理論解に置き換えるもので、波形の最大値だけでなく波形形状も精度良く再現できる。
- ・等価線形化梁理論を拡張して、変位波形に基づく鉄筋応力波形の推定方法として、コンクリートのひび割れによる鉄筋の応力増加と、中立軸と鉄筋の距離の関係を考慮する方法を開発した。提案手法は、詳細な断面計算をせずに鉄筋の応力波形を推定でき、鉄筋の疲労の評価に必要な応力振幅および繰り返し回数を求めることが可能となる。
- ・開発した一連の手法により、簡易な加速度計測から、橋りょうのたわみに対する乗り心地等の列車走行性、

鉄筋応力による疲労破壊等の評価を実現した。これらの方法は、1秒以下の高速計算が可能で、従来の逆解析によるたわみの評価方法と比較して500倍程度の高速化を実現しており、モニタリングデータをリアルタイムに処理できる。これらの手法と簡易な加速度モニタリングを組み合わせることにより、労力をかけずに疲労破壊や列車走行性等の構造性能の定量的な状態監視が可能となる。

## 文献

- 1) 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説（変位制限），丸善，2006
- 2) 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造物），丸善，2004
- 3) 前田昌克，鏝坂勝則：コンクリート構造物のたわみ監視装置の開発について，第72回土木学会年次学術講演会，I-353，2017
- 4) 伊藤雄郷，大野雄史，吉田幸司，西山誠治，田辺篤史：複鉄筋版桁鉄道橋の健全度評価のための簡易指標の提案，構造工学論文集，Vol. 63A，pp.876-887，2017
- 5) 土屋啓佑：北陸新幹線PRCに生じる大たわみとその対策，新線路，Vol. 30，No. 3，pp.54-56，2018
- 6) 松岡弘大，貝戸清之，徳永宗正，渡辺勉，曾我部正道：逐次データ同化を利用した列車走行時の橋梁加速度応答に基づく変位応答推計，土木学会論文集A1（構造・地震工学），Vol. 69，No. 3，pp.527-542，2013
- 7) 徳永宗正，池田学，吉田幸司：実測加速度積分による列車通過時の単純支持橋りょうの変位応答波形の復元，土木学会論文集A1（構造・地震工学），Vol. 78，No. 1，pp.47-60，2022
- 8) 大野義照：プレストレスト鉄筋コンクリート部材の曲げ性状とひびわれ制御に関する研究，大阪大学学位論文，1988
- 9) 岡村甫，前川宏一：鉄筋コンクリートの非線形解析と構成則，技報堂出版，1991
- 10) 中須誠，岩立次郎：コンクリートと鉄筋の付着力の疲労に関する研究，土木学会第51回年次学術講演会講演概要集，第5部，pp.852-853，1996
- 11) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物維持管理標準・同解説（構造物編）コンクリート構造物，丸善，2008