

鉄道PCエクストラードズド橋の剛性評価

鉄道総研	正会員	博 (工)	○曾我部	正道
鉄道・運輸機構	正会員		下津	達也
鉄道総研		工修	後藤	恵一
鉄道・運輸機構	正会員		進藤	良則

Abstract : In recent years, PC extradosed bridges have been widely used for roads, as bridges featuring long, practical and economical structures. In this study, we discuss the applicability of 4-span continuous PC extradosed bridges (bridge A: bridge length 450m, span length 75+150+150+75m, bridge B: bridge length 426m, span length 85+128+128+85m, respectively) to high-speed railways through the analysis of dynamic interaction between vehicle and structures, and measurement. As a result, we clarify that when the designed maximum speed is 360 km/h (1) a structure deflection guarantees safety with respect to resonance, (2) a car axle load decrease ratio shows no problem related to running safety and (3) a car acceleration ensures high-level ride comfort. Reasons for increasing tendency of actual rigidity are considered to be the influence of non-structural member, such as concrete used for water discharge gradients and track structure, and also the influence of the increases in the actual Young's module.

Key words : PC extradosed bridge, Dynamic interaction, Running safety, Ride comfort

1. はじめに

PCエクストラードズド橋は、合理的で経済的な長大橋梁の構造形式として、近年、道路橋で多用されており、すでに鉄道橋においてもスパン長100m程度のもものが幾つか建設されている。このような鉄道長大橋梁の設計においては、車両の平滑な走行の観点から完成・営業時の実際のたわみ量を適切に予測しておくことが重要となる。しかしながら当該構造形式については、設計と測定たわみの差異を十分に検証した事例が少ない^{1), 2)}。以上のような背景から本研究では、検証データの蓄積を目的として、4径間連続PCエクストラードズド橋を対象に、数値解析により設計と実測たわみに関する差異の発生要因を分析することとした。

2. 検討方法

2. 1 橋梁概要

図-1に4径間連続PCエクストラードズド橋の形状寸法を示す。橋梁Aは橋長450mで、スパン長は75+150+150+75mである。橋梁Bは橋長426mで、スパン長は85+128+128+85mである。本橋梁は複線橋梁であり、主桁は2室箱形断面で主塔から2面吊りされており、P1, P5橋脚はすべり支承を用いた単純支持可動、P2, P4橋脚はダンパ式ストッパを用いた単純支持可動、橋梁AのP3橋脚は剛結、橋梁BのP3橋脚はダンパ式ストッパを用いた単純支持固定となっている。

2. 2 解析手法³⁾

(1) 橋梁および軌道の力学モデル

図-2に橋梁および軌道の力学モデルを示す。主桁、橋脚はすべて梁要素でモデル化した。これらの剛性は何れも線形とした。斜材はトラス要素でモデル化した。斜材の定着位置までは剛な梁を設けて主桁と連結した。主桁、主塔、橋脚の接合部には、各部材ごとに適切な剛域を考慮した。また、走行車両の応答、とくに走行安全性の評価指標となる輪重減少率は、レールの線路方向の曲率に影響を

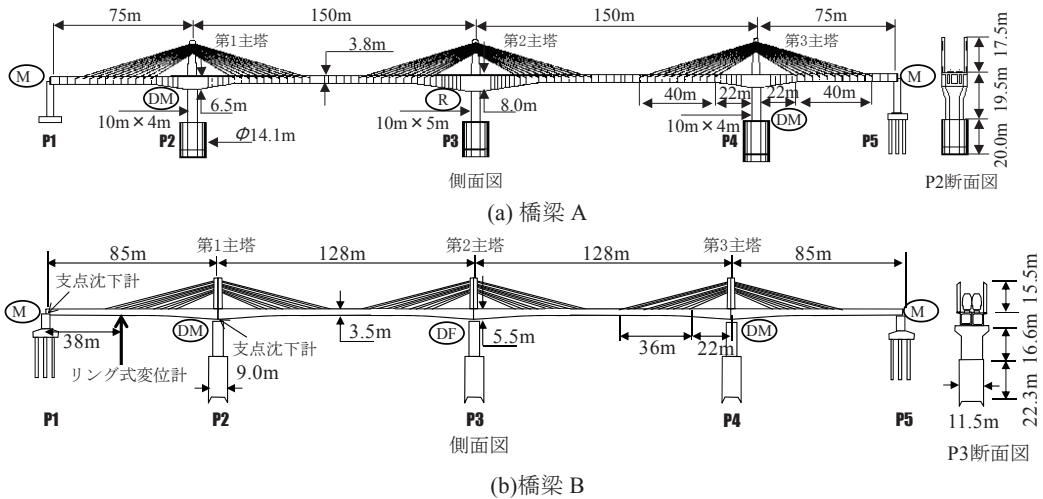


図-1 解析対象橋梁の形状寸法

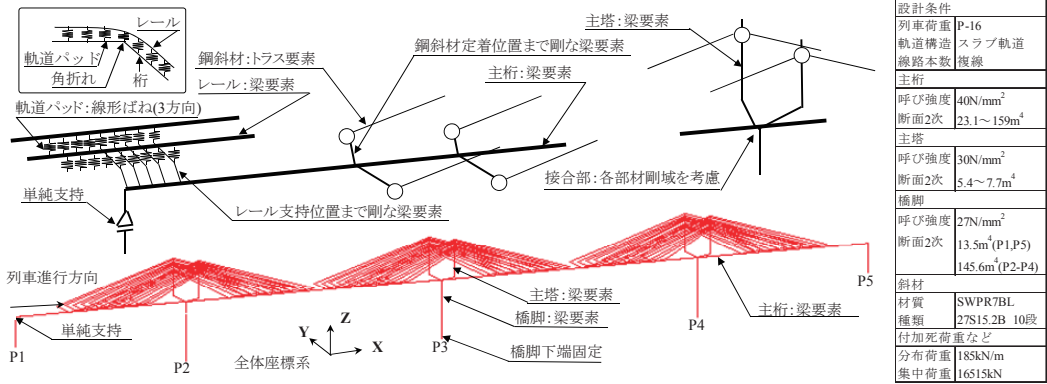


図-2 橋梁および軌道の解析モデル(橋梁Bの例)

受けることから、図中およびその枠内に示すように、レールの曲率を表現するために軌道構造もモデル化した。橋梁の減衰定数は過去の測定例²⁾を基に橋梁Aは0.7%、橋梁Bは1.0%とした。橋梁Aの総節点数は5045、総要素数は7085となった。橋梁Bの総節点数は4905、総要素数は6889となった。

(2) 車両の力学モデル

図-3に車両の力学モデルを示す。車体、台車、輪軸を剛体と仮定し、ばねとダンパで結合して構成した。実車では、各構成要素間に相対変位抑制のためのストッパが設けられている。このため、ばねはバイリニア型の非線形ばねとした。車両は、近年の高速新幹線車両の諸元を参考にモデル化した。車両長25m、車体質量40.0t、台車質量3.3t、輪軸質量2.0t、空気ばね定数(1台車片側)300kN/m、空気ばね減衰定数(1台車片側)30kN/s・m、軸ばね定数(1軸片側)1300kN/m、軸ばね減衰定数(1軸片側)40kN/s・mである。車両は軸重111kNの25m車両12両編成とした。車両の力学モデルの妥当性については、実橋上や実橋を模擬した車両試験台上での走行試験により検証が行われている^{3),4)}。

(3) 車輪とレール間の力学モデル

図-4に車輪/レール間の鉛直方向の力学モデルを示す。車輪とレールの鉛直方向相対変位 δ_z および水平方向相対変位 δ_y に対する接触点 s 、接触角 α は、車輪およびレールの幾何学形状に基づき定めた接触関数から算出する。接触面法線方向の車輪とレールの相対変位 δ と接触力との関係は、Hertzの接触ばねにより表すことができる。この接触力の鉛直方向および水平方向の分力を車輪およびレールに

それぞれ与えて相互作用力とする。

図-5に車輪/レール間の水平方向の力学モデルを示す。車輪フランジとレールの接触は、両者の水平方向相対変位 δ_y により判定する。

$\delta_y < 0$ のとき、車輪フランジとレールは未接触と考える。この場合には、車輪とレールの接触面の接線方向にクリープ力が生じる。クリープ力は、車輪がレール上を転がりながら進むときのクリープ(すべり)により発生する接線力で、すべり率が大きくなると摩擦力を上限として飽和する。

$\delta_y \geq 0$ のとき、車輪フランジとレールは接触していると考え。フランジ接触力については、レール小返りばね定数 k_p に δ_y を乗じて求める。

(4) 数値解析法

橋梁および車両に関する運動方程式をモーダル変換し、Newmarkの平均加速度法により時間増分 Δt 単位に解いていく。ただし、運動方程式が非線形であることから、不釣合力が小さくなるまで Δt 内において反復計算を行う。

2. 2測定方法

図-6にビデオ式変位計の概要を示す。橋梁Aについては、第2スパンの中央をビデオ式変位計で測定した。測定は1920×1080dotsのビデオカメラと150×150mmのターゲットを用いて鉛直変位を測定した。サンプリング周波数は30Hzである。スパン中央に設置したターゲットには基準形状が印刷されており、その移動量に基づき変位を測定した。停車駅近くの橋梁であるため列車速度は130~150km/hであった。橋梁下部の制約条件から非接触測定としたが、本手法は後述するリング式変位計に比べて、変位精度、振動精度がやや劣る。

橋梁Bについては、第1スパンにリング式変位計OU-10CT(容量20mm)を、P1, P2に支点沈下計CDP-10Bを用い、動ひずみアンプDA-37A, A/D変換機AL-1680AYを介してノートパソコンに収録した。サンプリング周波数は200Hzとした。停車駅近くの橋梁であるため列車速度は80~90km/hであった。

3. 検討結果

3. 1 固有振動数

図-7, 図-8に設計剛性に基づく振動モードの解析結果を示す。橋梁Aの1次固有振動数は0.95Hz、橋梁Bの1次固有振動数は0.50Hzであった。

図-9に橋梁Bにおける高速フーリエ変換(以降FFT)による測定結果の分析結果の例を示す。ここでは単純に自由振動になっていると推定される残留波形を切り出し、FFTによりピークを算出した。A橋の1次固有振動数は1.35Hz(設計の1.4倍)、橋梁Bの1次固有振動数は0.78Hz(設計の1.6倍)と推定された。残留波形のFFTスペクトル形状より求めた減衰定数は0.88%であった。橋梁Aに関してはサン

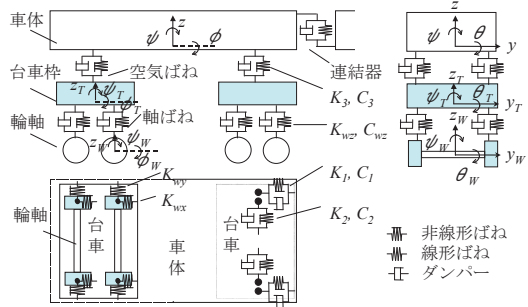


図-3 車両の力学モデル

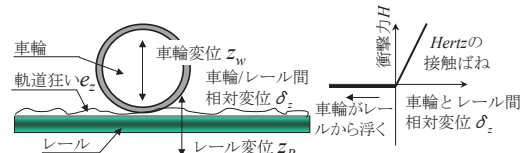


図-4 車輪/レール間の鉛直方向の力学モデル

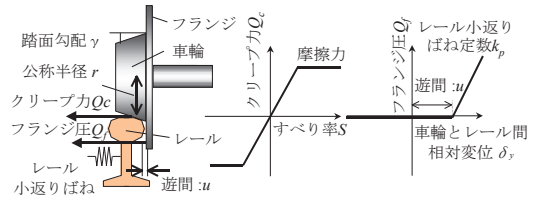


図-5 車輪/レール間の横方向の力学モデル



図-6 ビデオ式変位計

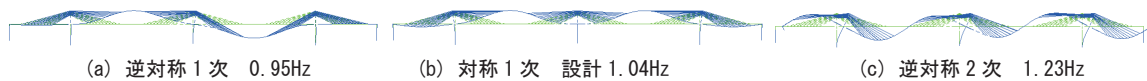


図-7 固有振動モード解析結果 (橋梁A)

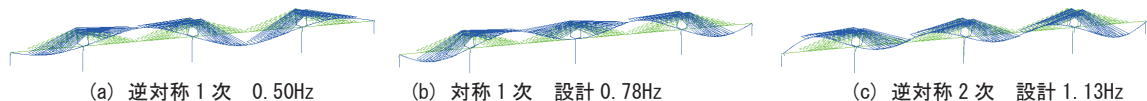


図-8 固有振動モード解析結果 (橋梁B)

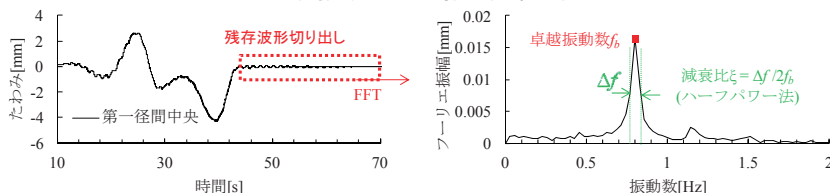


図-9 FFTによる測定結果の分析結果の例 (橋梁B)

プリング周波数が低く、減衰定数の推定が困難であった。

3. 2 列車速度とたわみ、列車走行性の関係

図-10、図-11に列車速度とたわみ、輪重減少率、車体加速度の関係を示す。たわみに関しては測定値も併せてプロットした。測定は橋梁Aは第2スパン、橋梁Bは第1スパンに対して実施し、下り線側に測定装置をそれぞれ設置したが、両橋ともに橋梁構造が線路方向に対称であること、二面吊りの箱桁でねじり剛性が高いことなどから、上り線走行に関しては、橋梁Aは第3スパン、橋梁Bは第4スパンを測定しているものとみなして整理した。

図-10(a)、図-11(a)のたわみに関して、橋梁Aの数値解析では、顕著な共振は生じていないが、橋梁Bでは列車速度200km/h以上で動的な応答が増し、300km/h以上で大きな共振が生じる結果となっている。また測定値はいずれも解析値を下回っている。解析値と測定値の比較の結果から、橋梁Aは設計の1.6倍、橋梁Bは設計の1.7倍の剛性をそれぞれ有していることが推定される。

図-10(b)、図-11(b)の走行安全性の評価指標となる輪重減少率については、鉄道構造物等設計標準・同解説(変位制限)⁵⁾に準じて、複線同時同方向載荷、最大積載(350%乗車)に解析結果を換算して評価した。輪重減少率の限界値は37%とした。この値は、橋梁上で軌道変位が発生しても、車両が走行安全限界に至らないように、構造物の変位に対する限界値として定められたものである。図より、橋梁Aでは、輪重減少率は速度の増加とともに増加する傾向にあり、列車速度360km/hでは9.0%となった。この値は、限界値37%に対して十分余裕のある値であると言える。一方、橋梁Bでは、桁の共振の影響により列車速度340km/hで限界値を超える結果となった。

図-10(c)、図-11(c)の乗り心地の評価指標となる車体加速度については、各車両の台車直上の最大車体加速度で評価を行った。乗り心地の評価は、鉄道構造物等設計標準・同解説(変位制限)に準じて、単線載荷、定員積載で、車体加速度の限界値を 2.0m/s^2 として評価した。図より、橋梁Aでは、最大車体加速度は速度の増加とともに増加する傾向にあり、列車速度360km/hでは 0.44m/s^2 となる。この値は、限界値 2.0m/s^2 に対して十分余裕のある値であると言える。橋梁Bでは、桁の共振の影響により列車速度300km/h以降に応答が増加するが、限界値に対しては余裕を残す結果となった。

4. 剛性の評価に関する考察

4. 1 固有振動数

前章で示したように橋梁A、橋梁Bともに測定結果と数値解析に誤差が生じている。その原因について、車両の応答が大きく、また信頼性の高い測定結果が得られている橋梁Bを対象に考察を行った。

表-1に1次固有振動数による換算剛性倍率とその要因推定の結果を示す。本検討では、過去に実

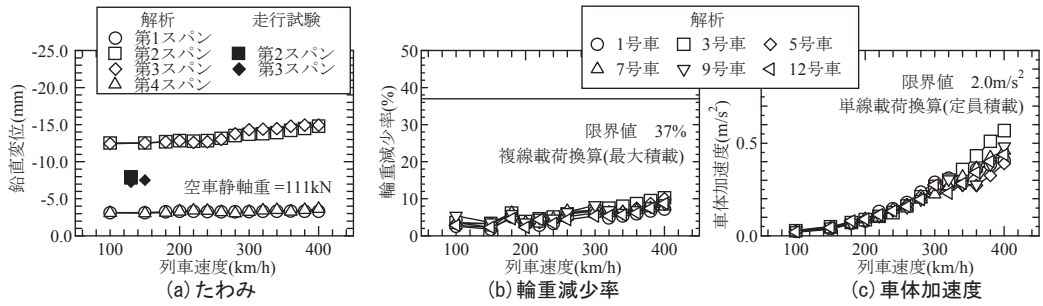


図-10 列車速度とたわみ、輪重減少率、車体加速度の関係 (橋梁A)

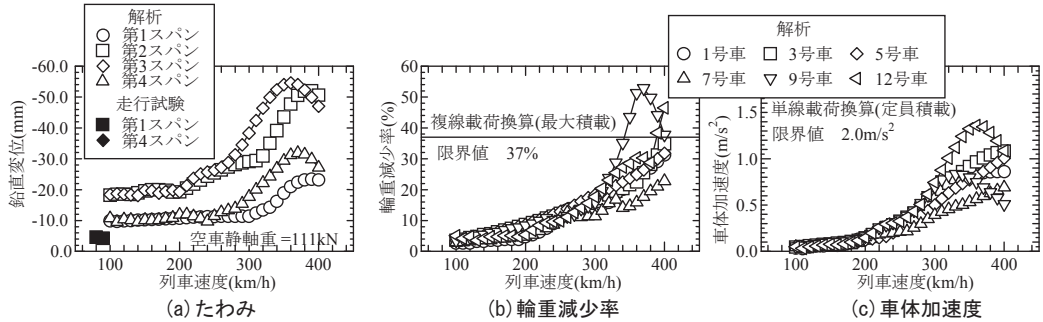


図-11 列車速度とたわみ、輪重減少率、車体加速度の関係 (橋梁B)

表-1 1次固有振動数による換算剛性倍率とその要因推定

	弾性係数 (kN/mm ²)		断面2次モーメント (m ⁴)		固有振動数 (Hz)	剛性倍率	
	主桁	主塔	主桁	主塔		合計	個別
設計剛性	31	28	23.1	7.7	0.50	1.00	1.00
コンクリート強度 (ヤング係数)	35	31	23.1	7.7	0.53	1.12	1.12
+ 路盤コンクリート剛性	35	31	33.0	7.7	0.63	1.59	1.41
+ P2,P4 支点線路方向拘束	35	31	33.0	7.7	0.70	1.96	1.23
+ 鋼材を考慮	35	31	34.5	9.0	0.72	2.04	1.04
推定剛性 (測定値から推定)					0.78	2.43	1.19

※防音壁は剛性に寄与しないと判断。地覆の剛性への寄与はわずか。

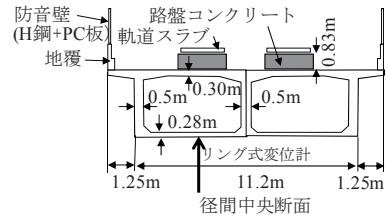


図-12 橋梁Bの主桁断面詳細

施された測定^{6),7)}などにに基づき、経験的に剛性に寄与すると考えられる表中の各要因を考慮した振動モード解析を実施し、固有振動数の増加率から単純に各要因の換算剛性倍率を推定した。図-12に橋梁Bの主桁断面詳細を示す。残留変位のFFTより求められる固有振動数は0.78Hz、換算された剛性倍率は2.4倍である。数値解析による設計と測定とで剛性に差が生じた要因を分析すると、コンクリート強度の実態を踏まえたヤング係数の割増の影響が1.1倍、路盤コンクリート(図-12参照)などの非構造部材の影響が1.4倍、P2、P4のダンパ式ストッパの支点拘束の影響が1.2倍、PC鋼材・鉄筋の影響が1.04倍と推定される。P2、P4橋脚はダンパ式ストッパを用いた単純支持可動であるが、荷重速度を考慮すると実態は固定に近いと推定される。そのほかの要因としては、解析モデルで考慮していない軌道スラブの影響、設計と実構造での重量差の影響、測定誤差などが考えられるが、本検討では、測定データが限られているため現象解明には限界がある。以上の結果を踏まえた解析モデルを用いて、時刻歴波形レベルでの一致度を検証するとともに、橋梁の性能を再評価した。

4.2 列車速度とたわみ、輪重減少率、車体加速度の関係

上記の固有振動数による検討結果を踏まえ、解析と測定について時刻歴波形レベルでの一致が得られるかを評価するとともに、列車速度とたわみ、輪重減少率、車体加速度の関係を再評価した。

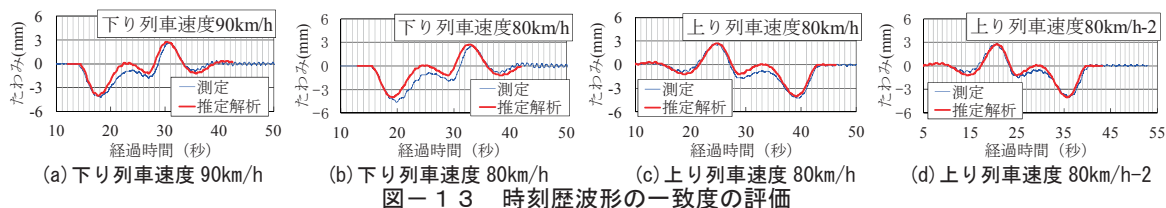


図-1-3 時刻歴波形の一致度の評価

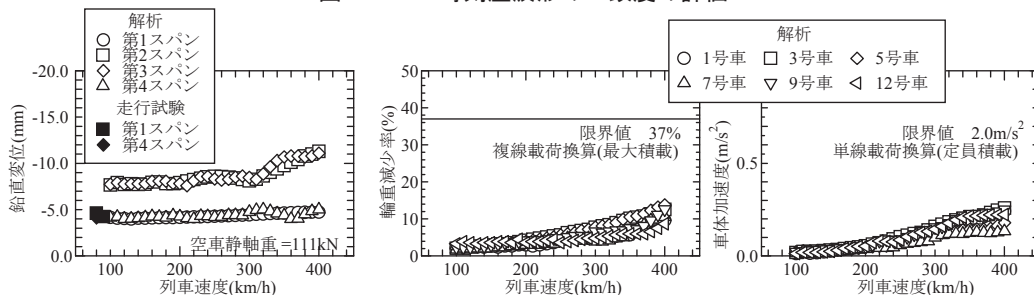


図-1-4 列車速度とたわみ、輪重減少率、車体加速度の関係 (橋梁B: 実剛性)

図-1-3に時刻歴波形の例を示す。かざられた4回の走行試験であるが、たわみの測定結果と推定剛性を用いた解析結果とは良く一致しており、列車速度が低いことから静的な剛性や解析モデルの仮定が概ね妥当であることが分かる。

図-1-4に列車速度とたわみ、輪重減少率、車体加速度の関係を示す。図から、実際の剛性を用いて評価した場合には、橋梁の性能は列車速度360km/hの高速域まで十分であることが分かる。

5. 結論

測定事例の少ない4径間連続鉄道PCエクストラドーズド橋について検討を行った。本検討で得られた結果は以下のとおりである。

- (1) 橋梁Aは、列車速度360km/hまで大きな共振は発生せず良好な列車走行性を有している。橋梁Bは、設計剛性による評価では列車速度300km/h超で顕著な共振が生じるが、実橋の剛性はそれよりも高く列車速度360km/hの高速域でも良好な列車走行性を有している。
- (2) 設計剛性と測定剛性で差異が生じる要因を定量的に明らかにした。その差異の原因は複数の要因が重なりあっているが、路盤コンクリートの影響がもっとも大きいと推定される。

参考文献

- 1) Masamichi SOGABE, Tsutomu WATANABE, Keiichi GOTO, Munemasa TOKUNAGA, Makoto KANAMORI and Shinichi TAMAI : Performance Verification for Railway Extradosed Bridges by Dynamic Interaction Analysis, Eurodyn 2014
- 2) 玉井真一, 千葉寿 : エクストラドーズド鉄道橋の変位計測, プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp.389-392, 2011.
- 3) 曾我部正道, 松本信之, 藤野陽三, 涌井一, 金森真, 宮本雅章 : 共振領域におけるコンクリート鉄道橋の動的設計法に関する研究, 土木学会論文集, No.724/ I -62, pp.83-102, 2003.
- 4) 曾我部正道, 古川敦, 下村隆行, 飯田忠史, 松本信之, 涌井一 : 列車の高速化に対応した構造物の変位制限, 鉄道総研報告, Vol.18, No.8, pp.41-46, 2004.
- 5) 鉄道総合技術研究所 : 鉄道構造物等設計標準・同解説(変位制限), 丸善, 2006.
- 6) 進藤良則, 千葉寿, 山洞晃一, 石徳隆行 : 新幹線新規開業区間における単純PC桁のたわみ測定結果に関する考察, プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp.203-208, 2011.
- 7) 徳永宗正, 曾我部正道, 後藤恵一, 中田裕喜 : 加速度・ひずみ計測に基づく鉄道PC桁の実剛性推定, コンクリート工学年次論文集, Vol.34, No.2, pp.913-918, 2011.