

# PC 下路桁橋の動的載荷試験

小松 正貴\*1・保坂 勲\*2・岡本 恒次\*3・安本 正己\*4

浮島橋梁は、昭和 35 年 7 月に竣工したわが国初の PC 下路桁橋である。原設計は設計荷重 KS-15 で設計されていたが、大型変圧器の輸送計画に基づき補強工事が行われ、工事竣工検査の一環として試験車による載荷試験が行われた。以降、経年変化を確認する強度検査として、大型変圧器の出荷日程に合わせて数回の動的載荷試験が実施されている。

今回、168 t 大型変圧器の出荷日程に合わせて動的載荷試験を実施し、主桁の動的ひずみおよび動的たわみを各点でおの計測した。それら計測値と計算値の比較および過去の計測値との比較を行うことで、健全性・安全性・経年変化の影響について検討を行った。

本稿は、上記の計測結果および比較結果について述べるものである。

キーワード：PC 下路桁橋、動的載荷試験、経年劣化

## 1. はじめに

神奈川臨海鉄道浮島線に架橋される浮島橋梁は、川崎臨海工業地帯の浮島地区に架橋され、国道 409 号線および首都高速神奈川 6 号川崎線と並走し、多摩運河を渡河する位置にある。本橋梁は、昭和 35 年 7 月に竣工した、わが国初のプレストレストコンクリート下路桁橋であり、桁長 26.050 m × 2 連より構成される橋長 52.30 m の鉄道橋である。

今回、(株)東芝浜川崎工場から出荷される 168 t 大型変圧器の「3-3-3-3 軸複式ボギー大物車シキ 611B1」(以下、シキ車)による輸送に合わせて、過去の動的載荷試験と同様の試験を実施し、動的ひずみ・動的たわみ・応答加速度を計測した。

本稿は、動的載荷試験の概要と試験結果、計測値と計算値の比較および過去の計測値との比較による健全性・安全性・経年変化の影響の検討結果について述べるものである。

## 2. 橋梁概要

橋梁概要を以下に、現況写真を写真 - 1 に、主桁断面形状を図 - 1 に示す。

構造形式：ポストテンション方式単純 PC 下路桁

橋 長：52.300 m

支 間 長：25.250 m × 2 連

軌道構造：バラスト軌道、単線

斜 角：82° 40'

曲線半径：直線

支承条件：ゴム支承

(昭和 46 年にコンクリートロッカー沓から交換)

荷重条件：KS-15 (原設計)

240 t 重荷重用ボギー車 (補強後)

コンクリート： $\sigma_{ck} = 45 \text{ N/mm}^2$

PC 鋼材：12  $\phi$  7 (SWPRIAN)

鉄 筋：SR235

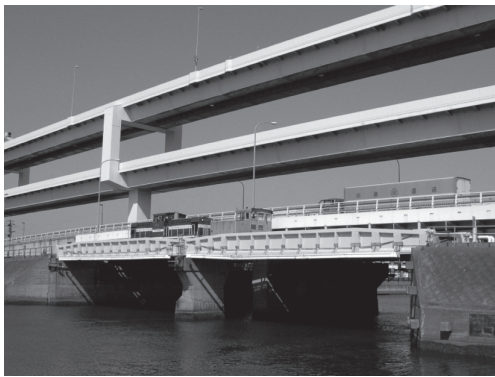


写真 - 1 浮島橋梁全景

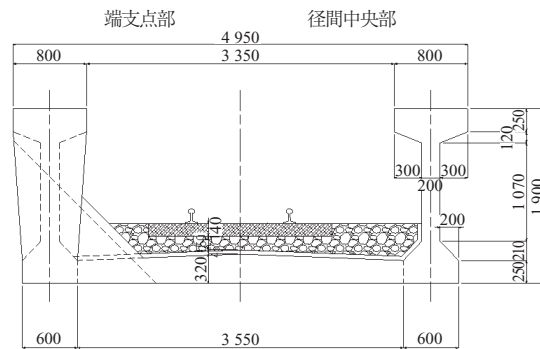


図 - 1 主桁断面形状

\*1 Masataka KOMATSU：(株)日本構造橋梁研究所 本社設計部 課長

\*2 Isao HOSAKA：(株)日本構造橋梁研究所 本社設計部 課長

\*3 Tsuneji OKAMOTO：神奈川臨海鉄道(株)工務部 部長

\*4 Masami YASUMOTO：(株)東芝 浜川崎工場 生産技術部 生産技術・環境担当 参事

### 3. 過去の载荷試験・保全工事

#### 3.1 動的载荷試験の履歴

浮島橋梁は、昭和35年当時の原設計は設計荷重KS-15で設計されていたが、大型変圧器の輸送計画に基づき、昭和45年に240t重荷重用ボギー車の通行検討が行われ、昭和46年4月に外ケーブルによる主桁補強工事が行われた。

昭和46年7月には、工事竣工検査の一環として試験車(シキ710A、積載荷重135t)による载荷試験が実施され、主桁の静的ひずみと静的たわみが計測された。また、昭和46年8月には実荷重(シキ610、積載荷重186.5t)による重荷重载荷試験が実施され、主桁の動的ひずみが計測された。

昭和63年8月には、経年変化を確認する目的で、大型変圧器の出荷日程に合わせて動的载荷試験(シキ610、積載荷重225t)が実施され、主桁の動的ひずみが計測された。

その後、平成2年8月のシキ610通行回数制限に関する解析の検討を経て、平成10年2月にも同様の動的载荷試験(シキ610、積載荷重182t)が実施された。

#### 3.2 保全工事の履歴

前述の载荷試験以外にも、浮島橋梁では各種調査や保全工事が実施され、長寿命化に取り組んでいる。一例としては、昭和46年7月の耐震補強工事、平成2年8月のシキ車通行回数制限検討解析、平成3年12月の詳細点検およびコンクリートの中酸化試験、平成14年7月の補強外ケーブル定着部の塗装工事、平成22年11月の外ケーブル保護管および主桁側面の塗装工事などがあげられる。

### 4. 動的载荷試験概要

#### 4.1 計測項目および計測方法

本動的载荷試験の計測項目と計測方法を以下に示す。

##### (1) 主桁の動的ひずみ

ひずみゲージ貼付位置を図-2に示す。主桁中央付近2断面のコンクリート面に測点A1～A5、B1～B5の各5点、計10点に貼り付けたひずみゲージにより動的ひずみを計

測し、主桁断面のひずみ分布の確認、最大ひずみより橋梁の曲げ耐力の算出に使用した。あわせて、動的ひずみ計測時の微小振動より、固有振動数を算出した。

##### (2) レールの動的ひずみ

主桁中央付近2断面のレールに測点A6、B6の各1点、計2点に貼り付けたひずみゲージにより、列車通過時点と動的ひずみ計測時点との同時性の確認、列車軸間距離と列車通過時間から列車速度の確認を行った。

##### (3) 主桁の応答加速度

主桁中央部に設置した加速度計により列車通過時の鉛直方向応答加速度を計測し、振動解析を行い固有振動数を算出した。あわせて、計測された応答加速度を2回積分して動的たわみの算出を試みた。なお、過去の载荷試験では、昭和46年に1度だけ静的たわみが計測されている。これは昭和46年の試験では通常運行とはべつに試験荷重を積載した試験車を用意し、橋梁上で一時停止させてたわみを計測したものである。今回の試験では、通常運行する列車を試験車として計測を行うため、橋梁上で一時停止できないことから、動的たわみを算出することとした。

#### 4.2 計測機器の設置

計測機器の設置および試験は、以下のとおり実施した。

##### (1) 仮設足場工

ひずみゲージ取付け用足場として、鉄道橋主桁より吊足場を設置した。作業は列車通行のない日時を基本に、鉄道軌道内より人力作業で行った。

吊足場は、別工事で使用したものを再利用し、鉄道橋主桁より吊り下げ、その上へ足場板を設置し堅固に固定した。ここで、吊足場は鉄道橋主桁下端より下へ出ないように設置し、ゲージ取付け部には足場板の側面および下面にネットを張り、工具などの落下を防止した。

##### (2) ひずみゲージ工

吊足場設置後、主桁上面および側面にひずみゲージの取付けを行った。作業は、主桁コンクリート貼付面をサンダーで研磨し、接着剤でゲージを接着後、防水コーティング

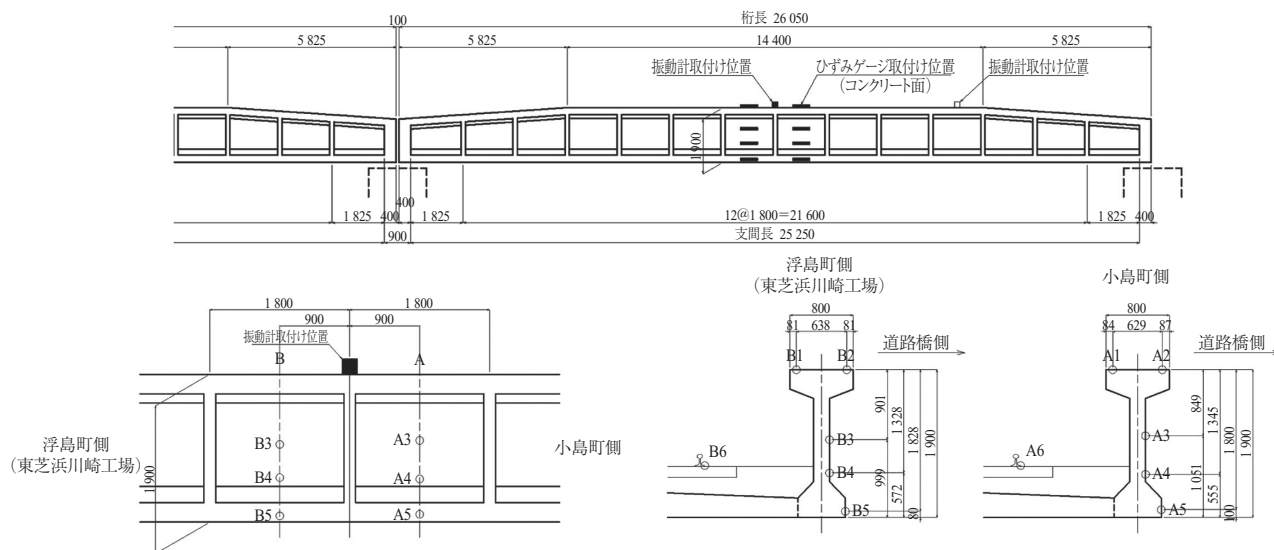


図-2 ひずみゲージなどの設置状況



図 - 3 シキ車 (大型変圧器積載) 概要図

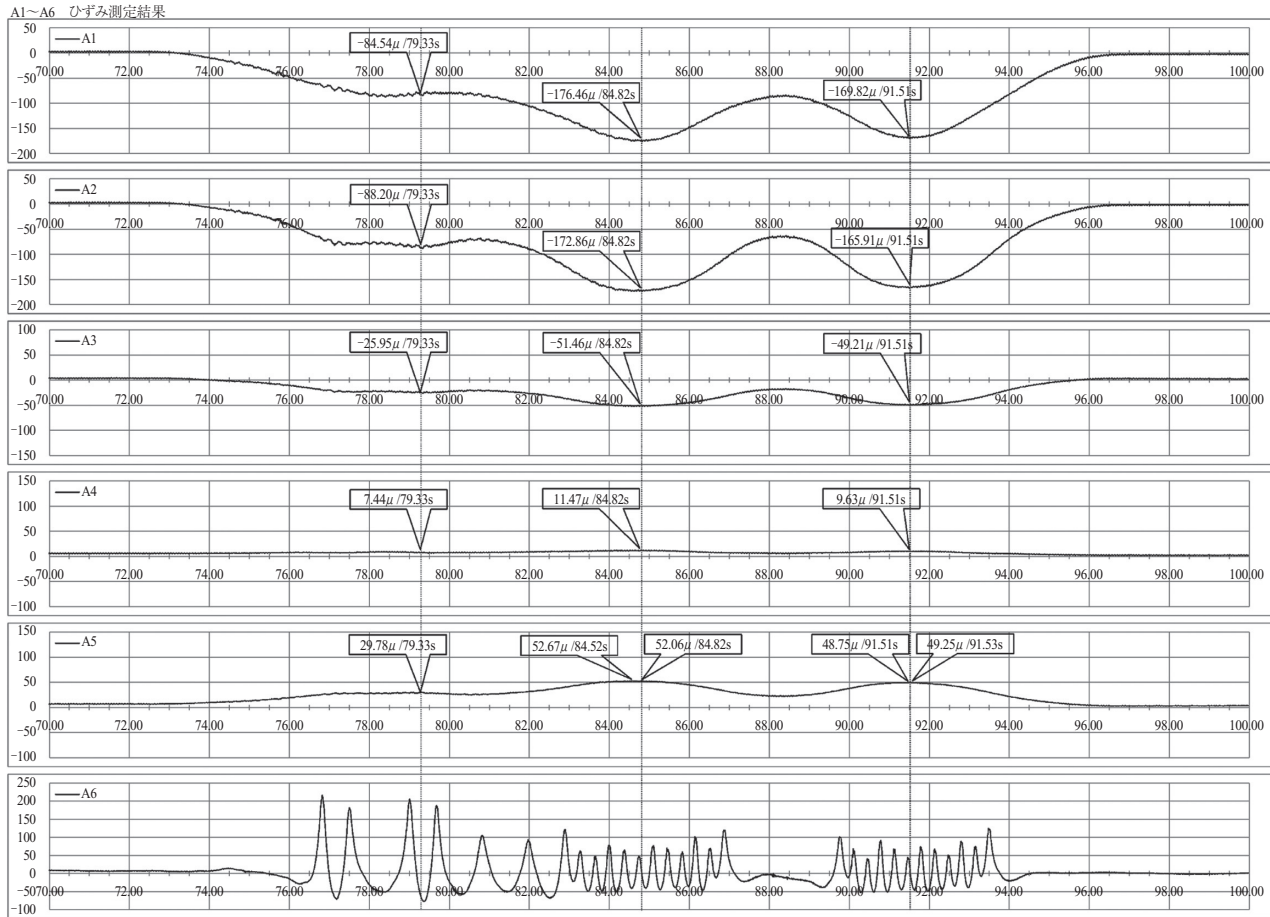


図 - 4 時刻歴ひずみ計測結果 (本試験, 測点 A)

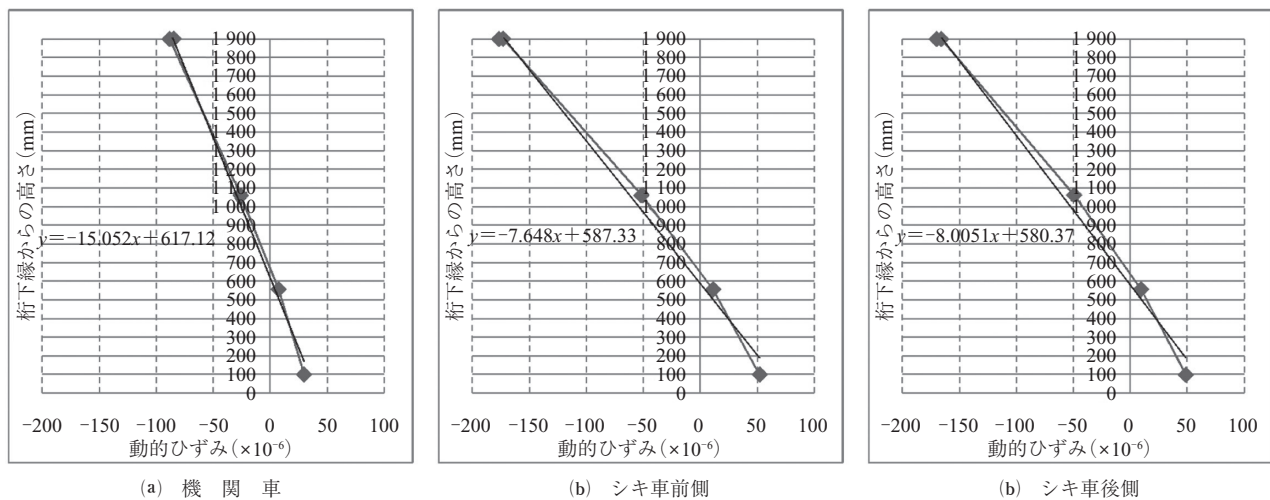


図 - 5 ひずみの断面分布

を行い、ゲージへの配線固定を行って完了した。研磨作業時は、海上へのコンクリート屑の落下を防止するためビニールシートをテープでコンクリート面へ接着した。レールへのひずみゲージ貼付は、通過車両に支障のない位置に行った。これと同時に、主桁中央部に加速度計を1台設置し、吊足場などに堅固に固定した。列車運行日時での作業となるため、作業中は列車見張員を配置した。

(3) 試験工

ひずみゲージおよび加速度計のケーブルは、(株)東芝浜川崎工場構内に配置した試験用計測車まで延伸して動ひずみアンプや計測用パソコンに接続した。これにより、試験工そのものは軌道内に立ち入らず実施できた。

4.3 対象車両

本動的载荷試験における計測対象車両を以下に示す。

(1) 本試験：図 - 3 参照

機関車 DD55-16 + 車掌車 + シキ車

機関車 DD55-16：自重 56.7 t

車掌車ヨ 8000：自重 10.0 t

シキ車：自重 94.8 t + 大型変圧器 168.0 t = 合計 262.8 t

(2) 予備試験

① 単独機関車 DD55-16：自重 56.7 t

② 単独機関車 DD60-2：自重 60.0 t

③ 機関車 DD60-2 + 石油タンク車タキ 1000

石油タンク車：自重 15.0 t + 荷物荷重 45.0 t = 合計 60.0 t

5. 動的载荷試験結果

5.1 主桁の動的ひずみ

機関車 + 車掌車 + シキ車 (大型変圧器積載) (以下、本試験) の動的ひずみ計測結果を図 - 4 に示す。レール位置 A6 のひずみが車軸通過時刻を示しており、コンクリート面 A1 ~ A5 のひずみは、これにおおむね合致した時刻で各測点の最大ひずみが計測されている。

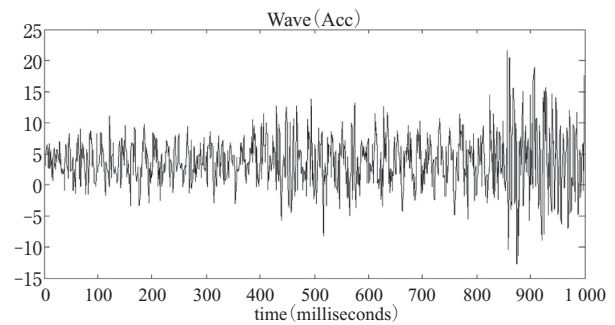
コンクリート面 A1 ~ A5 の最大ひずみを桁高方向にプロットしたものを図 - 5 に示す。各車両通過時とも、ひずみ分布図のとおりほぼ直線となっており、図心位置も計算値とおおむね一致した。

紙面の都合上、測点 B および予備試験で得られた計測結果は割愛するが、これらのひずみ分布も同様の傾向を示しており、試験精度は良好であったと判断した。

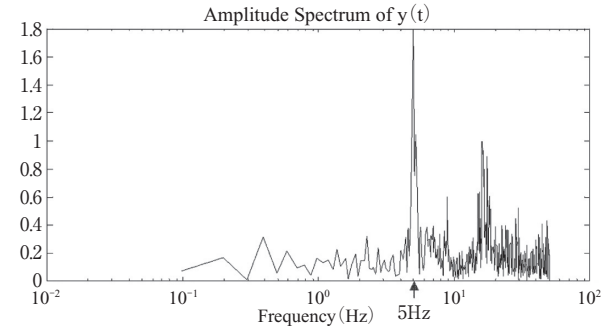
5.2 主桁の応答加速度

計測された主桁の応答加速度をもとに、振動特性解析により主桁の固有振動数を算出した。振動特性解析の結果を図 - 6 に示す。列車荷重載荷時の応答加速度は連行荷重による高周波数成分などが複雑に介在し、これを用いて橋梁自体の固有周期を判定することは困難である。したがって、列車荷重載荷前の常時微動範囲の応答加速度波形を用いて、フーリエスペクトル解析を実施した。その結果、卓越周期は1次モードが5.0 Hz 付近であることが判明した。

なお、動的ひずみ波形における微小振動の振幅読取値から得られる固有振動数は、固有振動数 4.65 Hz の模擬 SIN 波波形とおおむね一致し、本橋梁の固有振動数は 4.65 ~ 5.00 Hz にあると判断した。



(a) 常時微動範囲の応答加速度波形



(b) フーリエスペクトル解析

図 - 6 応答加速度の振動特性解析

6. 計測値と計算値の比較

6.1 ひずみおよびたわみの比較

本試験に先立ち、骨組解析にて連行荷重を载荷して最大曲げモーメントおよびたわみを算出し、曲げ応力度およびひずみの計算値を算出した。

本試験のひずみおよびたわみの比較結果を表 - 1 に示す。表中の計算値におけるコンクリートの弾性係数は、昭和46年に実施したコンクリート強度試験の結果を反映したものであり、平成10年と同じ値である  $E_c = 42 \text{ kN/mm}^2$  を用いている。ひずみの計測値は、衝撃係数を加味した計算値とよく一致している。

表 - 1 計測値と計算値の比較

	機関車 + 車掌車 + シキ車				計算値 $E_c=42 \text{ kN/mm}^2$	計算値 × 衝撃係数 0.122
	車掌車 + シキ車 (前部)		シキ車 (後部)			
	A (前部)	B (前部)	A (後部)	B (後部)		
A1, B1	-176.46	-162.47	-169.82	-157.36		
A2, B2	-172.86	-175.89	-165.91	-167.98		
桁上縁	-171.64	-167.34	-164.85	-160.87	-160.2	-179.8
A3, B3	-51.46	-44.06	-49.21	-43.28		
A4, B4	11.47	13.38	9.63	12.44		
A5, B5	52.06	61.17	48.75	57.49		
桁下縁	76.80	80.81	72.50	76.42	85.5	95.9

単位：ひずみ ×  $10^{-6}$  ( $\mu$ ) (−) 圧縮ひずみ, (+) 引張ひずみ

●たわみ (−) 鉛直下向きの変位

単位：mm

	機関車 + 車掌車 + シキ車		計算値 $E_c=42 \text{ kN/mm}^2$	計算値 × 衝撃係数
	車掌車 + シキ車 (前部)	シキ車 (後部)		
たわみ	-10.71	-10.59	-8.82	-9.90
支間比	Lb/2358	Lb/2384	Lb/2862	Lb/2551

○ 調査報告 ○

ここで、桁上縁のひずみ計測値では、内側 (A1 = -176.46  $\mu$ , B1 = -162.47  $\mu$ ) と外側 (A2 = -172.86  $\mu$ , B2 = -175.89  $\mu$ ) の値に差異がみられ、とくに測点 B では 8 % の差となる。これは主桁の倒れ込みによる影響と考えられ、平成 10 年の計測値でも同様の挙動を示している。

たわみの計測値もおおむね一致する傾向にある。しかし、計測値は応答加速度を 2 回積分して求めた変位であり、常時微動の影響などが加味されていることから信頼性は高くはないものとなっている。とくに今回の計測では列車速度が遅いため、列車走行により得られる加速度には低周波成分が多く含まれる。低周波成分を単純に控除すると列車走行により得られる応答加速度も控除されてしまうことから、常時微動の影響を適切に控除することが今後の課題である。

なお、予備試験の単独機関車 DD55-16 では、桁上縁のひずみの計算値 78.8  $\mu$  に対し、ひずみ計測値が 170  $\mu$  と非常に大きなものとなった。これは列車走行による衝撃係数が計算値よりも大きくなったものと推察される。

6.2 固有振動数の比較

固有振動数の計算値は、「鉄道構造物等設計標準・同解説コンクリート構造物」に基づき算出し、コンクリートの弾性係数  $E_c = 32 \sim 42 \text{ kN/mm}^2$  にて  $n = 4.80 \sim 5.49 \text{ Hz}$  である。ここで、ひずみ算出時のコンクリートの弾性係数は、設計規準強度  $\sigma_{ck} = 45 \text{ N/mm}^2$  の  $E_c = 32 \text{ kN/mm}^2$  から過去の試験で確認された  $E_c = 42 \text{ kN/mm}^2$  を用いた。

これに対し、計測値より求まる固有振動数は、動的ひずみ波形の振幅読取値では 4.65 Hz、振動特性解析からは 5.0 Hz であり、よく一致する。平成 10 年の結果では、動的ひずみ波形の振幅読取から 4.5 Hz 程度と報告されており、固有振動数の相違や剛性低下は認められないと判断した。

6.3 列車の衝撃係数

衝撃係数の計算値は、レール位置の応答ひずみと列車軸間距離、列車通過時間から列車速度を算出し、前述の固有振動数を用いて「鉄道構造物等設計標準・同解説コンクリート構造物」により算出した。

衝撃係数の計算値は、固有振動数  $n = 4.80 \sim 5.49 \text{ Hz}$  にて  $i = 0.111 \sim 0.122$  である。平成 10 年の計算値である  $i_2 = 0.132$  とおおむね一致している。

これに対し、ひずみの計測値は、衝撃係数を加味した計算値とよく一致していることから、衝撃係数の計算値はおおむね妥当な値であると推察できる。ただし、レールの状態、車両の揺動などの影響により、衝撃係数の 0.01 程度の差異を計測値から判断するのは困難であり、正確な衝撃係数の応答値を算定するには、同一条件下における多くの計測データが必要である。

7. 過去の計測値との比較

7.1 ひずみの比較

過去の最大ひずみ計測値との比較を比較結果を表 - 2 に、最大圧縮ひずみを時系列でプロットしたグラフを図 - 7 に示す。昭和 63 年以降、試験対象の積載重量が小さくなっているにもかかわらず、最大ひずみの計測値はほぼ一

表 - 2 過去の計測値との比較

最大ひずみ計測結果

実施日	昭和 46 年 8 月 31 日	昭和 63 年 8 月 25 日	平成 10 年 2 月 23 日	平成 23 年 2 月 26 日
変圧器荷重	186.5 t	225.0 t	182.0 t	168.0 t
シキ車自重	94.8 t	94.8 t	94.8 t	94.8 t
測点	車掌車+シキ車	シキ車(後部)	車掌車+シキ車	シキ車(後部)
A1	-177.0	-190.0	-172.8	-172.8
A2	-191.0	-205.0	-187.7	-187.7
A3	-50.0	-58.0	-65.8	-65.8
A4	14.0	15.0	18.4	18.4
A5	100.0	110.0	102.9	102.9
B1	-188.0	-202.0	-193.5	-193.5
B2	-190.0	-203.0	-189.0	-189.0
B3	-63.0	-70.0	-59.8	-59.8
B4	16.0	15.0	1.9	1.9
B5	90.0	105.0	99.0	99.0
列車速度	8.7	13.6	12.5	12.0

過去の計測結果を、今回試験重量との重量比にて変換

実施日	昭和 46 年 8 月 31 日	昭和 63 年 8 月 25 日	平成 10 年 2 月 23 日	平成 23 年 2 月 26 日
重量比	1.070	1.217	1.053	1.000
測点	車掌車+シキ車	シキ車(後部)	車掌車+シキ車	シキ車(後部)
A1	-165.4	-177.5	-142.0	-142.0
A2	-178.4	-191.5	-154.2	-154.2
A3	-46.7	-54.2	-54.1	-54.1
A4	13.1	14.0	15.1	15.1
A5	93.4	102.8	84.6	84.6
B1	-175.6	-188.7	-159.0	-159.0
B2	-177.5	-188.6	-155.3	-155.3
B3	-58.9	-65.4	-49.1	-49.1
B4	14.9	14.0	1.6	1.6
B5	84.1	98.1	81.4	81.4

計測結果を、過去最大積載重量 225 t との重量比にて変換

実施日	昭和 46 年 8 月 31 日	昭和 63 年 8 月 25 日	平成 10 年 2 月 23 日	平成 23 年 2 月 26 日
重量比	0.880	1.000	0.866	0.822
測点	車掌車+シキ車	シキ車(後部)	車掌車+シキ車	シキ車(後部)
A1	-201.2	-216.0	-172.8	-172.8
A2	-217.1	-233.1	-187.7	-187.7
A3	-56.8	-65.9	-65.8	-65.8
A4	15.9	17.1	18.4	18.4
A5	113.7	125.1	102.9	102.9
B1	-213.7	-229.6	-193.5	-193.5
B2	-216.0	-230.8	-189.0	-189.0
B3	-71.6	-79.6	-59.8	-59.8
B4	18.2	17.1	1.9	1.9
B5	102.3	119.4	99.0	99.0

単位：ひずみ  $\times 10^6$  ( $\mu$ ) (-) 圧縮ひずみ  
速度 (km/h) (+) 引張ひずみ

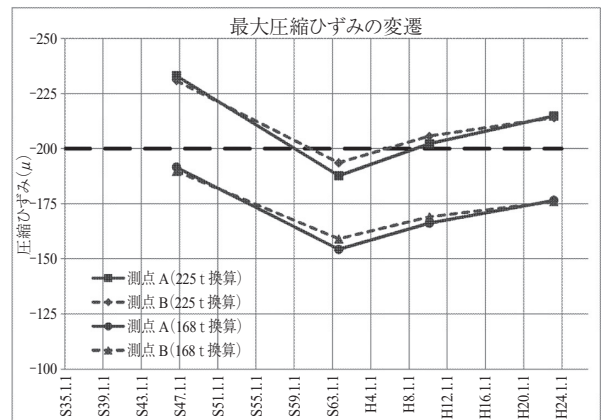


図 - 7 最大圧縮ひずみ計測値の変遷

定の値を示している。

過去の計測値を、今回積載荷重 168 t との軸重比にて変換したもので比較すると、上縁の最大圧縮ひずみが昭和 63 年から約 11 % ( $159 \mu \rightarrow 176.5 \mu$ )、平成 10 年から約 4 % ( $169 \mu \rightarrow 176.5 \mu$ ) 増加している。過去の計測時と列車速度はほぼ同じであることから、衝撃の影響に差異はないと考え、経年変化による強度低下が生じているといえる。

ここで、各最大ひずみ計測値を過去最大積載重量 225 t との重量比にて変換した場合、上縁の最大圧縮ひずみが  $214.7 \mu$  となる。振動解析の固有振動数から逆算したコンクリートの弾性係数  $E_c = 34.8 \text{ kN/mm}^2$  を用いて応力度に変換すると、 $\sigma_{co} = 7.47 \text{ N/mm}^2$  となる。構造解析により得られた永久荷重作用時の合成応力度  $5.70 \text{ N/mm}^2$  と足し合せても、変動荷重作用時の合成応力度は  $13.17 \text{ N/mm}^2$  であり、現行規準の永久荷重時の制限値  $0.4f_{cd} = 18.0 \text{ N/mm}^2$  すら下回る結果となる。したがって、強度低下は認められるものの、設計規準上は安全であるといえる。

## 7.2 たわみの比較

昭和 46 年の静的たわみ計測値は、列車荷重 206.1 t (シキ 170 A + 大型変圧器 135 t) において 8.5 mm である。これを今回列車荷重 262.8 t (シキ 611B1 + 大型変圧器 168 t) との軸重比にて変換した場合、10.8 mm となる。これに対し、本試験で得られた動的たわみの計測値は 10.71 mm であり、よく一致する結果となった。

しかし、前述のとおり動的たわみの計測値の信頼性は高くないものである。信頼性を高めるには、静的たわみを計測する、あるいは光学的手法やデジタル画像解析にて動的たわみを直接計測する方法があげられるが、いずれの方法においても対象車両を橋梁上で一時停止させる、あるいはビデオカメラを軌道内に設置するなど列車運行への影響があるため、本動的載荷試験での採用は見送っていることを付け加える。

## 8. ま と め

1) 動的ひずみの計測値から判断して、経年変化による強度低下が生じている。ただし、橋梁の性能低下まで影響が及んでおらず、現時点ではとくに問題となるレベルではないと判断できる。

また、大型変圧器 225 t の場合でも  $200 \mu$  をわずかに超過する程度である。なお、現行規準にて応力度計算を行

った場合には制限値内となる見込みである。

2) 主桁の固有振動数およびたわみからは、主桁の剛性低下の影響はほぼ見られない。固有振動数から逆算したコンクリートの弾性係数  $E_c = 34.8 \text{ kN/mm}^2$  も、現行規準における  $\sigma_{ck} = 54 \text{ N/mm}^2$  の値  $E_c = 33.8 \text{ kN/mm}^2$  より若干大きく、計算値および計測値とよく一致しており、良質で密実なコンクリートであることがうかがえる。

3) 動的ひずみの計測結果は、衝撃係数を加味した計算値とよく一致した。ただし、単独機関車 DD55-16 のひずみ計測値のみ、計算値と大きく乖離した結果となった。これは単独機関車 DD55-16 のみ列車走行速度が  $20 \text{ km/h}$  を超えていたことから、衝撃係数の影響が大きいと考えられる。

4) 過去には定期点検や詳細点検が実施され、外ケーブル保護材の補修対策やコンクリート塗装など適切な維持管理が施されており、橋梁の健全性は特に問題ない。引き続き、日常・定期的な点検・管理を行うことが必須である。

5) 今後 185 ~ 240 t の大型変圧器の運行が計画される場合には、最新規準に照らし合せた詳細な構造解析を行い、余剰耐力の把握や必要な場合には補修補強対策を検討するのがよい。

設計当初は PC 構造としてひび割れを許容しない設計が行われているが、最新規準では PPC 構造として耐久性に影響のない程度のひび割れを許容する設計も行われている。これまでの計測結果や定期点検結果から経年変化の影響を仮定し、それらをふまえて最新規準により再照査することで、余剰耐力の把握や適切な補修補強量の決定が可能となる。

## 9. おわりに

本稿では、昭和 35 年 7 月に竣工した PC 下路桁橋の動的載荷試験を行い、計測された応答ひずみおよび応答加速度から、健全性・安全性・経年変化の影響について検討を行った。結果として経年劣化は認められるものの、供用に際し健全性・安全性は問題ないものであることが確認できた。

本稿が今後の橋梁アセットマネジメントに携わる方々の参考になれば幸いである。

最後に、本動的載荷試験にあたり、多大なご協力、ご指導をいただいた関係各位に深く感謝する次第である。

【2011 年 7 月 19 日受付】