講演概要　整備新幹線における連続桁橋のたわみ測定結果に関する考察

井上　翔[1]・西川　学[2]・中島　悠樹[3]・池端　文哉[4]

[1]正会員　鉄道建設・運輸施設整備支援機構　設計部設計第一課
（〒231-8315　神奈川県横浜市中区本町 6-50-1）
E-mail: inoue.sho-s25m@jrtt.go.jp (Corresponding Author)
[2]非会員　鉄道建設・運輸施設整備支援機構　北海道新幹線部　建設課
（元：同　九州新幹線建設局　計画部　技術管理課）
（〒231-8315　神奈川県横浜市中区本町 6-50-1）
E-mail: nishikawa.man-k7f6@jrtt.go.jp
[3]正会員　鉄道建設・運輸施設整備支援機構　九州新幹線建設局　計画部　技術管理課
（〒812-8622　福岡市博多区祇園町 2-1）
E-mail: nakashima.yuk-am34@jrtt.go.jp
[4]正会員　パシフィックコンサルタンツ（株）グローバルカンパニー　鉄道部　橋梁構造室
（〒101-8462　東京都千代田区神田錦町三丁目 22 番地）
E-mail: bunya.ikehata@tk.pacific.co.jp

令和 4 年 9 月 23 日に開業した西九州新幹線（武雄温泉・長崎間）では，実車走行による速度向上試験において橋梁のたわみを測定し，走行安全性ならびに乗り心地に対して問題がないことを確認した．これまでの整備新幹線においても実車走行によるたわみ測定を行ってきたが，連続桁橋のたわみの実測値は設計値よりも大幅に小さい傾向にあった．その要因の一つとして，連続桁橋の固有振動数の算定方法が影響していることが考えられたため，過去の連続桁橋の設計時の衝撃係数を算定する際の基本固有振動数と桁の自由振動波形から求めた実測固有振動数に着目し，桁たわみ測定結果を蓄積した．

本講演は，整備新幹線のたわみ測定結果から，設計時の固有振動数の算定方法の妥当性について検証し，連続桁橋の合理的な設計手法について考察するものである．

Key Words: *high speed train, continuous bridge, girder deflection, natural frequency , impact coefficient*

1. はじめに

鉄道・運輸機構（以下，JRTT）では，整備新幹線の開業にあたり，施設の機能確認の 1 つとして桁のたわみ測定を総合監査で実施している．桁のたわみ測定では，鉄道構造物等設計標準・同解説　変位制限 [1)]（以下，「変位制限標準」）に記載されている常時における桁たわみの性能項目の走行安全性および乗り心地に関する使用性の 2 種類の性能が確保されていることを確認している．併せて，実構造物の強度・剛性が設計の想定と整合しているのかを間接的に確認することや，列車走行に伴う共振の有無の確認，設計法の妥当性の確認および将来に向けた設計法の改善資料の収集などが行っている．

本稿は，西九州新幹線（武雄温泉・長崎間）の代表的な橋梁に対して桁たわみ測定を行った結果を報告するとともに，連続桁橋の測定結果と設計について，過去の整備新幹線の測定結果を踏まえ，実務上の設計の取扱いについて考察するものである．

2. たわみ測定の概要

西九州新幹線（武雄温泉・長崎間）は延長約 66km のうち，11%にあたる約 7.1km が鉄道用地外の道水路などと交差する橋りょうであり，その中から営業主体である JR 九州と協議によって決定した代表的な 20 橋梁（21 箇所）について測定を実施した（**表-1**）．測定対象は，PC 桁，鋼合成桁および連続桁を中心に選定した．No.15-1 および No.15-2 の 3 径間連続 PC 箱桁橋は，エクストラドーズド橋を除くと中央径間 115m が整備新幹線における

表-1　たわみ測定の対象橋梁

No.	構造種別	橋長 (m)	支間長 (m)	桁高 (m)	測定方法
1	単純 PCT 形桁	25.0	24.0	1.9	P
2	単純 PCT 形桁	25.0	24.0	1.6	P
3	単純 PCI 形桁	26.0	25.0	1.6	NT
4	PC-GRS 一体橋	30.0	28.7	2.1	NT
5	単純 PCT 形桁	30.0	29.0	2.1	P
6	3 線用単純 PCT 形桁	30.0	29.0	2.1	P
7	単純 PCT 形桁	35.0	34.0	2.4	P
8	3 線用単純 PCT 形桁	35.0	34.0	2.2	P
9	単純 PCT 形桁	40.0	39.0	2.6	P
10	単純 PCT 形桁	45.0	43.8	3.1	P
11	単純 PC 箱形桁	60.0	58.4	3.8	NT
12	単純 PC 下路桁	60.0	58.5	5	NT
13	2 径間連続 馬桁一体 PC 箱形桁橋	70＋70	69.3	3.8～4.8	P
14	2 径間連続 PC 箱形ラーメン橋	71＋71	70.1	3.3～6.5	P
15-1	3 径間連続 PC 箱形ラーメン橋	75＋115＋75	74.0	3.5～4.5	P
15-2			115.0		NT
16	3 径間連続 合成馬桁一体 箱形桁橋	36＋45＋36	45.0	3.4	NT
17	単純合成箱形桁	70.0	67.0	4	NT
18	3 径間連続 合成箱形桁	40＋72＋40	72.0	4	NT
19	3 径間連続 合成箱形桁	74＋55＋65	72.5	4	NT
20	単純合成箱形桁	82.0	79.0	3.4	NT

測定方法の P はピアノ線式，NT はノンターゲット式を表す

PC 箱桁橋最大支間である．

総合監査では，初めて車両が入線するときは低速で走行し，段階的に速度向上し最高速度 260km/h まで走行する．今回は，営業車両として使用する 25m 車両の 6 両編成の N700S 系を使用し，入線時は 45km/h で走行した．

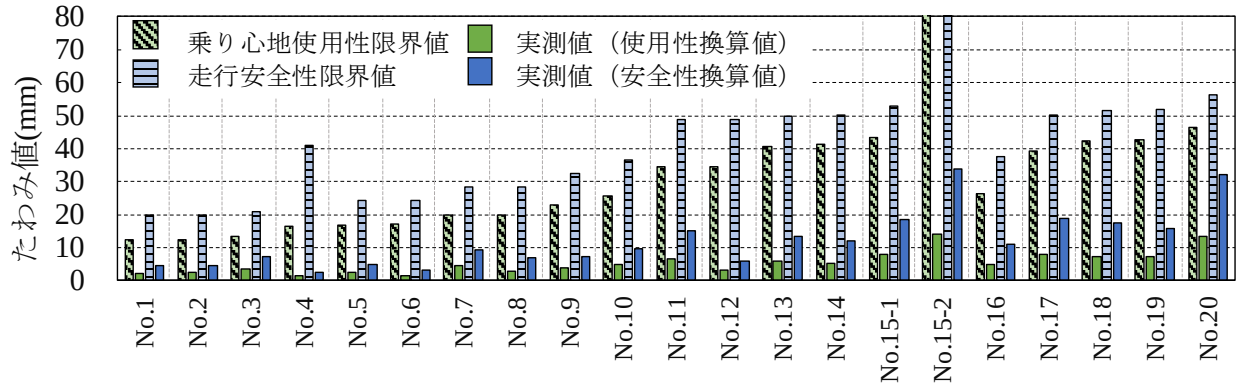
JRTT における桁のたわみ測定は，入線時，最高速度である 260km/h およびその中間である 200km/h 程度で測定を行っており，入線時の安全確認，最高速による走行安全性や乗り心地性の確認をしている．

桁のたわみは，従来から実績の多いリング式変位計を使用したピアノ線式を標準とし，桁下に交差道水路があり，リング式変位計の設置が出来ない場合は，非接触による測定を行った．従来，非接触による測定は，ビデオ測定を実施してきたが，今回は新たに測定箇所の表面のコントラストからデジタル画像相関法により桁変位を推定するノンターゲットによるたわみ測定を採用した．

3.　たわみ測定の結果

測定たわみを換算した最大たわみと各桁の制限値を各限界状態に応じて整理した結果を**図-1** に示す．測定たわみは，実際の 25m 車両の軸配置および軸重によるものであるが，設計では 20m 車両の設計列車荷重 P-16 で設計するため，実測と設計の比較のために，走行安全性および乗り心地ごとに換算した．

全ての桁において走行安全性および乗り心地から定まる使用性の限界値に対して実測たわみが小さく，性能を満足していることが確認できる．いずれの制限値に対しても余裕があるが，それぞれの桁の構造寸法・各種諸元がたわみ以外の応力度の制限値などによって決定され，設計段階からたわみの照査に余裕があったためである．一方，設計と実測の比較として，設計時の列車による衝撃荷重の算定で用いる衝撃係数と実測から得られた動的応答倍率を比較した結果を**図-2** に示す．動的応答倍率は，入線時の静的たわみと最高速度時の動的たわみとの比率を指す．両者を比較すると，単純 PC 下路桁，単純 PC 箱桁および PC 連続桁は，実測の動的応答倍率が設計衝撃係数よりも小さく，比較的差が大きい傾向となった．



（※　No.15-2　乗り心地限界値：115.0mm　走行安全性限界値：164.3mm）

図-1　走行安全性および乗り心地から定まる使用性の制限値と実測換算たわみ

設計衝撃係数を求める際に，速度パラメーターを用いるが，これを構成する構造物の部材の固有振動数について着目すると，PC 連続桁については，その相違が大きいものがあることが分かった．このうち，3 径間連続 PC 箱形桁橋である No.15 について，衝撃係数を算出する際の固有振動数を試算的に 3 次モードの 2.091(Hz)とした場合，乖離の大きい中央径間の設計衝撃係数は，0.418 から 0.109 となり，実測動的応答倍率 0.115 近い値となることがわかった（**図-2**）．そのため，より精緻な動的たわみ量を把握するためには，衝撃係数を構成する設計時の固有振動数の算定方法について，その妥当性を検証する必要性の示唆を得た．

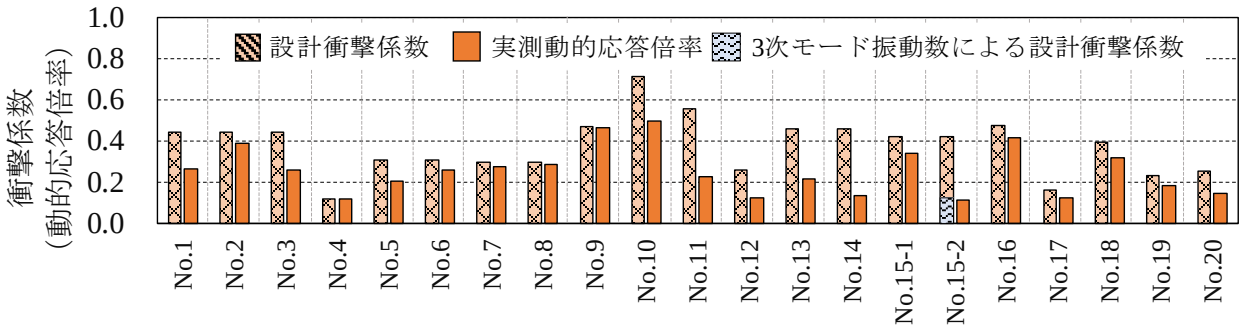


図-2　設計で用いた衝撃係数と実測により得られた動的応答倍率

表-2　連続桁橋の固有振動数とたわみの設計値ならびに実測値

No.	構造種別	橋長 (m)	対象 (m)	固有振動数(Hz)		設計 固有振動数 算定方法	たわみ(mm)		設計 衝撃 係数	動的 応答 倍率
				設計	実測		設計	実測		
A 橋	5 径間連続 PC ラーメン箱桁橋	71+86+86 +86+71	70.2	2.712	2.734	不明	17.57	7.15	0.213	0.900
B 橋	2 径間連続 PC 箱桁橋	30.5+29.4	28.786	4.111	※1	固有値解析 (1 次モード)	1.53	0.87	0.128	0.020
C 橋	3 径間連続 PC ラーメン箱桁橋	67＋87+70	69.3	2.175	2.734	$70 \cdot L^{-0.8}$	12.44	7.62	0.210	1.452
D 橋	2 径間連続合成桁橋	45+45	44.25	3.376	―	$70 \cdot L^{-0.8}$	15.16	5.82	―	2.000
E 橋	2 径間連続 PC ラーメン箱桁橋	90+78	83.20	2.037	2.734	$70 \cdot L^{-0.8}$	22.68	9.63	0.207	※2
F 橋	5 径間連続 PC 箱桁橋	45+55+50 +51+31	45	3.061	3.125	$70 \cdot L^{-0.8}$	3.14	1.46	0.239	※2
G 橋	4 径間連続 エクストラドーズド橋	30+113 +113+30	113	2.25	―	固有値解析	11.12	5.00	0.190	※2
			30	6.78	※1	固有値解析	0.21	0.1	0.273	※2
H 橋	3 径間連続 PC 箱桁橋	54+64+58	56	2.712	2.734	$70 \cdot L^{-0.8}$	11.72	5.03	0.238	0.095
I 橋	6 径間連続 PC 箱桁橋	4×50 +55+50	49.015	2.532	3.515	※3	3.4	2.2	0.195	―
J 橋	3 径間連続合成桁橋	3×68.5	68.5	(1.759)※4	1.757	$\sqrt{31.5/d}$	24.9	10.57	―	―
K 橋	4 径間連続合成桁橋	4×60	58.95	(1.71)※4	1.953	$\sqrt{31.5/d}$	19.9	10.51	―	―
L 橋	2 径間連続 PC ラーメン箱桁橋	2×40	39.3	3.736	2.734	固有値解析 (5 次モード)	2.8	1.47	0.270	0.060
18 (表-1)	3 径間連続合成桁橋	40+72+40	72	1.564	1.641	固有値解析 (1 次モード)	16.8	7.197	0.394	0.319
14 (表-1)	2 径間連続 PC 箱桁ラーメン橋	71+71	70.14	1.658	2.93	固有値解析 (2 次モード)	16.1	5.249	0.457	0.132
13 (表-1)	2 径間連続 馬桁付き PC 箱桁橋	70+70	69.25	2.098	2.197	固有値解析 (4 次モード)	14.7	5.753	0.458	0.216
15 (表-1)	3 径間連続 PC 箱桁橋	75+115+75	74	0.76	0.977	固有値解析	20.2	7.826	0.418	0.339
			115	0.76	1.523	(1 次モード)	52.4	13.964		0.115
19 (表-1)	3 径間連続合成桁橋	74+55+65	72.5	1.222	1.539	固有値解析 (1 次モード)	13	7.204	0.232	0.182

A～L 橋は，九州新幹線（博多・新八代間）である．設計たわみは P-16 使用性，実測たわみは P-16 換算値である．
※1：残響波形から自由振動が読み取り不能．　※2：動的応答倍率が評価不能．動的たわみ量が静的たわみ量以下のため．
※3：$\pi/2L_b^2 \cdot \sqrt{EI \cdot g/(D_1 + D_2)}$　※4：設計時は鋼標準による衝撃係数を算定しており，固有振動数は算定していないため，鋼標準（平成４年）の解説式 3.5.5 によって試算

4. 過去の連続桁橋の設計及び桁たわみ測定

3 章で得られた示唆から，今回の対象橋梁に加えて，JRTT が過去に建設した九州新幹線の博多・新八代間の連続桁橋の固有振動数，たわみおよび衝撃係数について，設計値ならびに実測値を整理した（**表-2**）．

今回整理した連続桁橋の範囲では，固有振動数は，概ね実測と設計が同等もしくは実測が高い傾向にばらついていた．衝撃係数は，一部を除いて，設計より実測は下回っており，ばらついていた．一方で，たわみは，実測が設計の概ね 0.4 倍程度の関係性があった．

5. 連続桁橋の固有振動数の算定方法の妥当性

動的たわみ時の衝撃荷重に対する固有振動数の影響は，衝撃係数iを構成する速度効果の衝撃係数i_αを導出する際の速度パラメーターαに関係し，固有振動数が小さいほど速度パラメーターは大きくなり，衝撃係数も大きくなる．今回確認した範囲では，概ね実測の固有振動数が設計値より大きい傾向で安全側に設計されていた．

設計固有振動数の算定方法は，**表-2** に示したように，構造物によって異なっていたが，近年の設計では，固有値解析による固有振動数の採用を基本としていた．固有振動数は 1 次モード時を採用 [2]することが基本とされているため，実振動と相違すると思われたが，一部の橋梁では卓越する振動モードを選定したものの，設計衝撃係数と動的応答の相違に大小があったため，他の要素が関係することが伺えた．そのため，卓越する振動モードの固有振動数を設定し，動的たわみ量をより精緻に算定できる可能性も考えられるが，現時点では，各モードとの比較を行って設計することが妥当と考えられる．

6. おわりに

連続桁橋の動的たわみについては，軌道整備の目標値に対する確認が重要視されるため，より精緻な算定が求められるところであるが，実務上の設計を念頭に，衝撃係数の算定で用いる固有振動数に着目した．

固有振動数に応じて衝撃係数は変動するが，現状では特殊な桁の列車走行に寄与度の高い固有振動数を一様な手法で推定し，設計するのは困難と考えられた．桁の固有振動数を正しく算出することで実測値により近づけることができるが，非構造部材の剛性寄与，振動モードの特定，将来の剛性低下の可能性などの総合的な判断が不可欠であり，今後も設計計算や測定データの蓄積，検討を行っていく必要がある．

REFERENCES

1) 公益財団法人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，2006.2 [Railway Technical Research Institue: *Design Standards for Railway Structures and Commentary(Displacement Restriction)*,Maruzen Co., Ltd., 2006.2.]
2) 公益財団法人鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説　コンクリート構造物　性能照査の手引き，2010.9 [Railway Technical Research Institue: *Design Standards for Railway Structures and Commentary (Concrete Structures, Performance Verification Guide)*,Maruzen Co., Ltd., 2010.9.]

(Received March 31, 2023)
(Accepted June 9, 2023)

STUDY ON DEFLECTION OF CONTINUOUS BRIDGES ON PROJECTED SHINKANSEN

Sho INOUE, Manabu NISHIKAWA , Yuki NAKASHIMA and Bunya IKEHATA

The deflection of the bridge was measured in the preopening inspection by actual vehicle driving on the Nishi-Kyushu Shinkansen (Takeo Onsen - Nagasaki), which opened on September 23, 2022. It was confirmed that there were no problems with running safety and ride comfort.

Deflection measurement by actual vehicle running has been performed on the newly constructed Shinkansen so far, but the actual measured value of the deflection of the continuous girder bridge tended to be significantly smaller than the design value. One of the factors was thought to be the calculation method of the natural frequency of the continuous bridge, so we focused on the measured natural frequency obtained from the basic natural frequency and the free vibration waveform of the girder when calculating the shock coefficient at the time of design of the continuous girder bridge in the past. , and accumulated the results of deflection measurement.

In this paper, we verify the validity of the natural frequency calculation method at the time of design based on the deflection measurement results of the newly constructed Shinkansen, and consider the rational design method of continuous girder bridge.