



室蘭工業大学

学術資源アーカイブ

Muroran Institute of Technology Academic Resources Archive



## 三径間連続鋼鈹桁橋の健全性に関する実験的・数値解析的検討

メタデータ	言語: jpn 出版者: 日本鋼構造協会 公開日: 2019-03-04 キーワード (Ja): 鈹桁橋, 静載荷実験, 有限要素法, 三次元弾性解析 キーワード (En): plate girder bridge, loading test, finite element method, 3D elastic analysis 作成者: 成田, 彩華, 小室, 雅人, 栗橋, 祐介, 岸, 徳光 メールアドレス: 所属:
URL	<a href="http://hdl.handle.net/10258/00009705">http://hdl.handle.net/10258/00009705</a>

三径間連続鋼桁橋の健全性に関する実験的・数値解析的検討

Experimental and numerical study on structural health of an existing three-span continuous steel girder bridge

○成田 彩華\* 小室 雅人\*\* 栗橋 祐介\*\*\* 岸 徳光\*\*\*\*  
Ayaka NARITA Masato KOMURO Yusuke KURIHASHI Norimitsu KISHI

**ABSTRACT** In order to investigate the structural health of an existed three-span continuous steel girder bridge suffered the forced vibration due to some earthquakes, a static loading test and finite element analysis were conducted. Here the deflection and strain distribution of the bridge girder obtained from the test were compared with those from numerical analysis to investigate the damage level of the bridge. It is seen that since the strain and deflection distributions of the main girder of the bridge obtained from experimental results are similar to those obtained from finite element analysis, the damage level of the main girder due to earthquake may be slightly small.

**Keywords:** 鋼桁橋, 静載荷実験, 有限要素法, 三次元弾性解析  
*plate girder bridge, loading test, finite element method, 3D elastic analysis*

1. はじめに

我が国では、高度経済成長期に数多くの道路橋が建設されたことより、今後建設後 50 年以上経過した橋梁は急激に増大する<sup>1)</sup>。これらの橋梁を健全な状態に維持管理していくためには、合理的な劣化診断技術や補修・補強工法の開発は勿論のこと、劣化や損傷が橋梁の安全性に及ぼす影響を適切に評価することが重要である。

このような背景のもと、本論文では過去の地震によって強制加振を受けた三径間連続非合成鋼桁橋の健全性の把握を目的に、ダンプトラックを用いた静載荷実験を実施した。また、建設時の設計図書を参考に詳細な有限要素解析モデルを構築し、数値解析を実施した。ここでは、上部工のたわみと主桁上

下フランジのひずみに着目し、実験結果と数値解析結果との比較によって、地震時の強制加振によって生じた 2 次部材の角折れや主桁ウェブの道路軸直角方向への塑性変形による橋梁全体系の静的残存耐力に及ぼす影響に着目して検討を行った。なお、数



写真 1 実験状況 (載荷ケース B-G1)

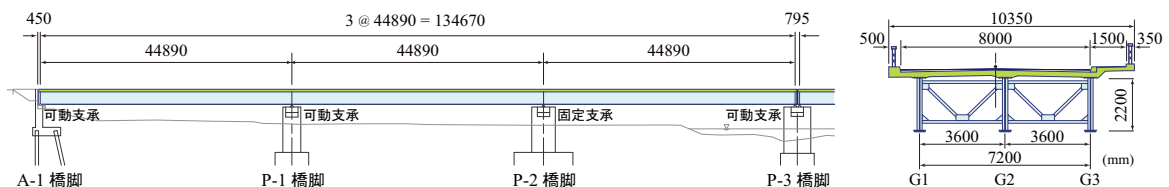


図 1 橋梁一般図

\* 室蘭工業大学大学院 工学研究科建築社会基盤系専攻 (〒050-8585 室蘭市水元町 27-1)  
\*\* 博(工) 室蘭工業大学大学院 准教授 工学研究科くらし環境系領域 (〒050-8585 室蘭市水元町 27-1) 第 2 種正会員  
\*\*\* 博(工) 室蘭工業大学大学院 講師 工学研究科くらし環境系領域 (〒050-8585 室蘭市水元町 27-1)  
\*\*\*\* 工博 釧路工業高等専門学校 校長 (〒050-8585 釧路市大楽毛西 2 丁目 32-1) 第 2 種正会員

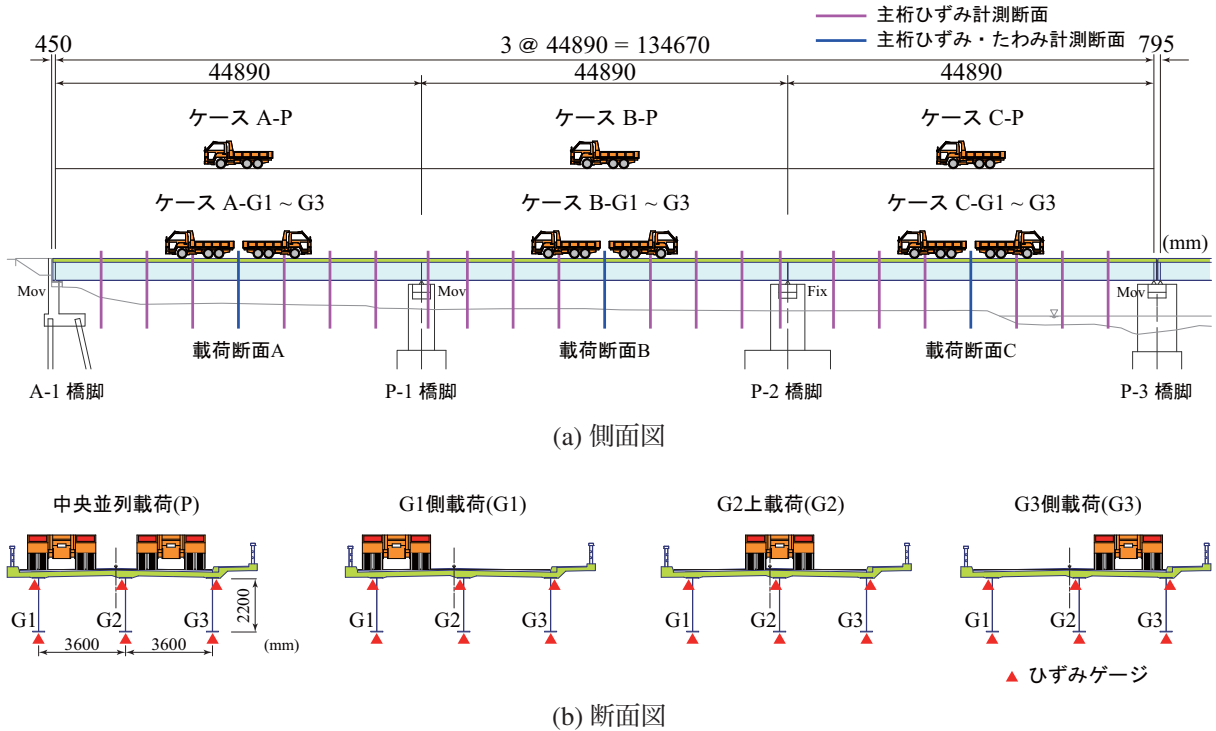


図 2 荷重位置, 計測断面位置およびひずみゲージ貼付位置



写真 2 トラック重量計測状況



写真 3 ひずみおよびたわみ計測状況

表 1 荷重ケース一覧

荷重ケース	ダンプトラックの位置	
	橋軸方向	幅員方向
A-P	A1~P1 径間 中央	中央並列
A-G1		G1 側
A-G2		G2 上
A-G3		G3 側
B-P	P1~P2 径間 中央	中央並列
B-G1		G1 側
B-G2		G2 上
B-G3		G3 側
C-P	P2~P3 径間 中央	中央並列
C-G1		G1 側
C-G2		G2 上
C-G3		G3 側

値解析には構造解析用汎用プログラム ABAQUS<sup>2)</sup>を用いた。

## 2. 橋梁概要

対象橋梁は、橋長 406.5 m, 全幅 10.35 m の三連の三径間連続非合成鋼桁橋であり、桁高 2.2 m の

主桁 3 本から構成される。同橋は、昭和 31 年鋼道路橋設計示方書に準拠して設計され、供用開始後約 40 年を経過している。その間、幾つかの大きな地震による道路軸直角方向への強制加振によって、2 次部材の角折れや主桁上下フランジに水平方向偶力が作用してウェブに塑性変形(最大傾斜度  $\delta/H \approx$

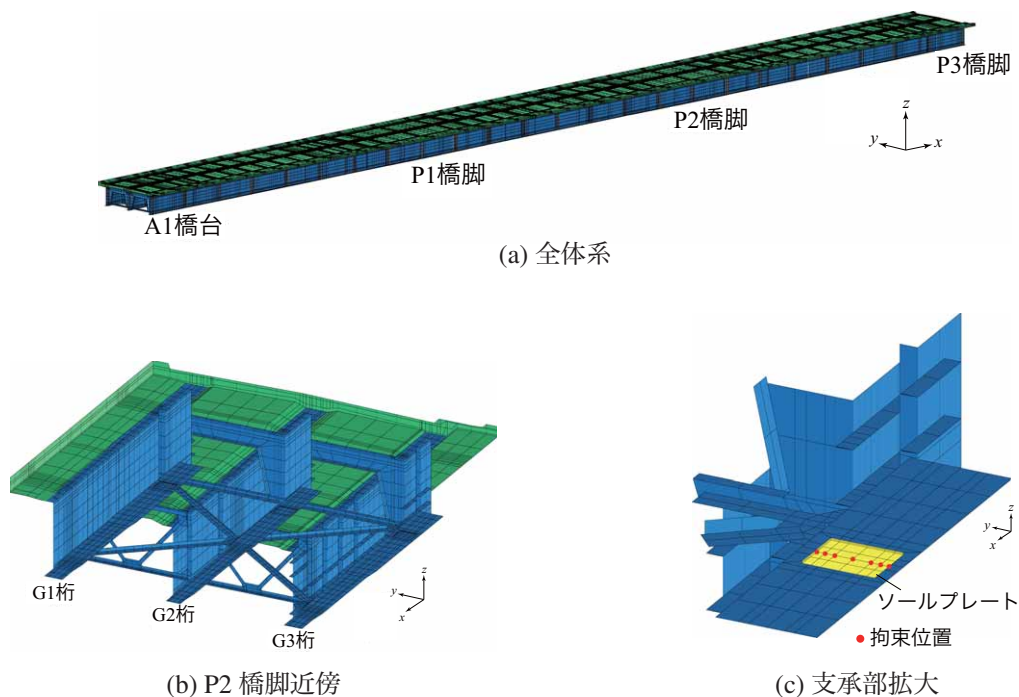


図3 三次元有限要素モデル

1/55,  $H$ :ウェブ高,  $\delta$ :最大水平変位量)が確認されている。

なお、本論文では、河川敷上にある A1 橋台～P3 橋脚間の一連(橋長 134.67 m)を対象とした(図1)。

### 3. 静載荷実験概要

静載荷実験は、約 30 ton のダンプトラックを所定の位置に静止させることにより実施した。図2には、載荷位置および計測断面位置を示している。

載荷ケースは、各径間中央の3断面(A～C)において、各断面に対し幅員方向に並列載荷(P)、および各桁上直列載荷(G1～G3)の、全12ケース(3断面×4載荷パターン)である。表1には、載荷ケースを一覧にして示している。写真1には、載荷ケース B-G1 の実験状況を示している。

計測項目は、(1)各径間の1/8点毎および中間支点近傍における主桁上下フランジの橋軸方向ひずみ(23断面×3主桁×上下2点=138点)、(2)各径間の1/2点における各主桁下端のたわみ(3断面×3主桁=9点)である。

トラックの自重を含めた積載荷重は鋼製重錘を荷台に載せることにより調整し、各車軸にかかる荷重は写真2に示すようにポータブル型車両重量計を用いて計測、確認している。表2には、用いたダンプ

表2 トラック重量

トラック	重量 (ton)
A	33.88
B	32.75

表3 使用物性値

使用材料	弾性係数 $E$ (GPa)	ポアソン比 $\nu$
RC	32.5	0.17
鋼材	200	0.30
アスファルト	9.8	0.35

トラックの総重量を示している。また、各径間中央のたわみに関しては、写真3に示すように足場を介して固定された接触式変位計を用いて測定した。

### 4. 数値解析概要

図3には、本解析で用いた有限要素モデルの全体図および P2 橋脚近傍の拡大図を示している。本解析では、橋台や橋脚を除いた上部工のみをモデル化している。

使用要素は、支承を除く鋼材部(主桁、横桁、対

傾構、横構)には4節点シェル要素を、支承、床版、および舗装部には8節点ソリッド要素を用いた。有限要素モデルは、建設当時の設計図書を参考に、可能な限り忠実に作成した。総節点数および総要素数は、それぞれ約168,000、133,000である。なお、高欄に関しては、その剛性が小さいものと推察されることから、モデル化を省略した。また、フランジと床版の間は剛結条件とした。

境界条件は、(1)設計条件に基づき理想的なローラー支承とした場合、および(2)経年劣化により支承が十分に機能していないことを想定して、全ての支承をピン支承とした場合の2種類について検討を行った。

ダンプトラックによる荷重は、タイヤ接地部を要素分割し、その要素に分布荷重の形で与えることにより再現している。

表3には、解析で使用した材料物性値を一覧にして示している。なお、コンクリートの弾性係数は、現地床版からコア抜きを行い、圧縮強度からコンクリート標準示方書<sup>3)</sup>に準拠して決定した。また、アスファルトの弾性係数については、舗装設計便覧<sup>4)</sup>を参考に設定した。

## 5. 実験結果と数値解析結果および考察

### 5.1 主桁の橋軸方向ひずみ分布

図4には、中央並列荷重時(荷重ケースA-P、B-P、C-P)におけるG2桁下フランジの橋軸方向ひずみ分布を示している。なお、FEM解析結果に関しては、ローラー支承条件とし、シェル要素の最下面のひずみを用いている。

実験結果を見ると、いずれの荷重ケースにおいても、荷重点直下では正曲げによる引張ひずみが生じているのに対し、中間支点付近では負曲げの影響により圧縮ひずみが生じていることが分かる。

また、荷重ケースA-PとC-Pのひずみ分布を比較すると、両者でほぼ対称な分布を示していることが確認される。最大引張ひずみは、中央径間中央並列荷重(荷重ケースB-P)で約190 $\mu$ 程度が生じている。また、理想的なローラー支承と仮定した数値解析結果を見ると、実験結果とほぼ類似のひずみ分布を示していることが分かる。以後の考察においては、最も大きなひずみが発生する中央径間中央荷重(荷重ケースB)に着目して検討を行う。

図5には、中央断面のG1桁側に偏心荷重させた

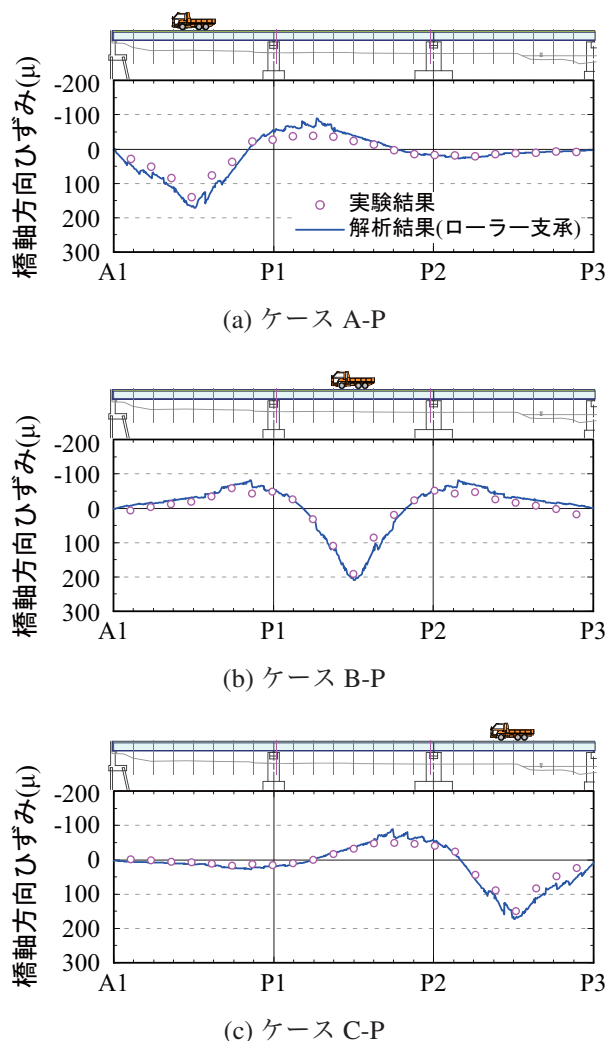


図4 主桁下フランジの橋軸方向ひずみ分布

ケースB-G1における(a)P1橋脚近傍、(b)支間中央および(c)P2橋脚近傍の3断面の主桁上下フランジの橋軸方向ひずみ分布について示している。また、表4には、それらの値を一覧にして示している。

まず、(b)図に示す荷重点直下断面における実験結果に着目すると、偏心荷重側G1桁下フランジで208 $\mu$ 、上フランジで-22 $\mu$ 、非荷重側G3桁下フランジで59 $\mu$ 、上フランジで-10 $\mu$ 程度のひずみが発生しており、偏心荷重による影響が実験結果に反映されている。また、下フランジには引張ひずみ、上フランジには圧縮ひずみが生じていることから、中立軸はウェブ内に存在することが確認できる。(a)、(c)図に示す橋脚近傍断面に着目すると、橋脚近傍断面では下フランジに圧縮ひずみ、上フランジに引張ひずみが生じており、負の曲げモーメントが作用していることが確認される。

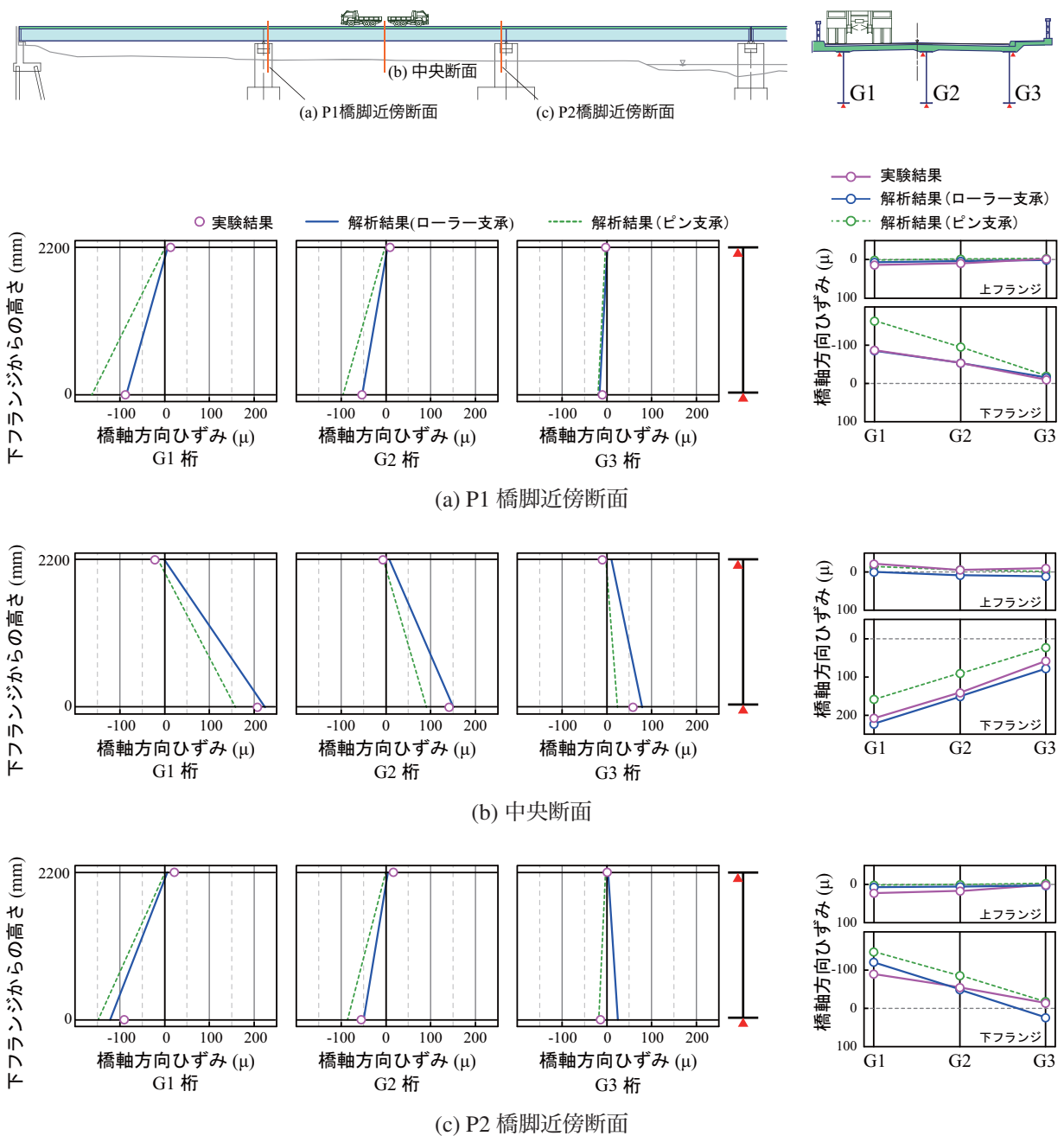


図5 主桁の橋軸方向ひずみ分布 (載荷ケース B-G1)

次に、実験結果と解析結果の比較を行う。(b)図に示す荷点直下断面において、偏心荷側 G1 桁下フランジのひずみは、ローラー支承と仮定した解析結果と実験結果がよく対応している。一方、非荷側 G3 桁下フランジの実験結果は、ローラー支承とピン支承を仮定した解析結果の間に分布している。また、上フランジのひずみは、両解析結果とよく対応していることが分かる。

支承条件の違いによる解析結果を比較すると、下フランジのひずみは支承条件の影響を大きく受けるものの、上フランジにおいてはその影響は小さいことが分かる。

なお、設計条件では P1 橋脚はローラー支承、P2 橋脚はピン支承であることから、数値解析結果では両橋脚近傍のひずみ分布は若干異なる。しかしながら、実験結果では両橋脚近傍の下フランジひずみは

表 4 主桁の橋軸方向ひずみ一覧 (载荷ケース B-G1)

計測断面	フランジ位置	実験結果 ( $\mu$ )			数値解析結果 ( $\mu$ )					
					ローラー支承			ピン支承		
		G1	G2	G3	G1	G2	G3	G1	G2	G3
P1 橋脚近傍断面	上フランジ	14.0	9.5	-2.0	7.3	3.4	1.3	1.2	-1.8	-3.2
	下フランジ	-87.0	-53.0	-10.0	-85.4	-53.2	-16.0	-163	-95.5	-19.3
中央断面	上フランジ	-21.5	-6.0	-10.0	-0.8	7.7	10.3	-14.7	-5.8	-1.8
	下フランジ	208	142	59.0	224	151	78.5	158	90.2	23.5
P2 橋脚近傍断面	上フランジ	22.0	17.0	1.5	6.5	4.9	2.6	1.2	-0.7	-3.2
	下フランジ	-90.0	-54.5	-14.0	-121	-49.3	24.6	-148	-85.5	-17.8

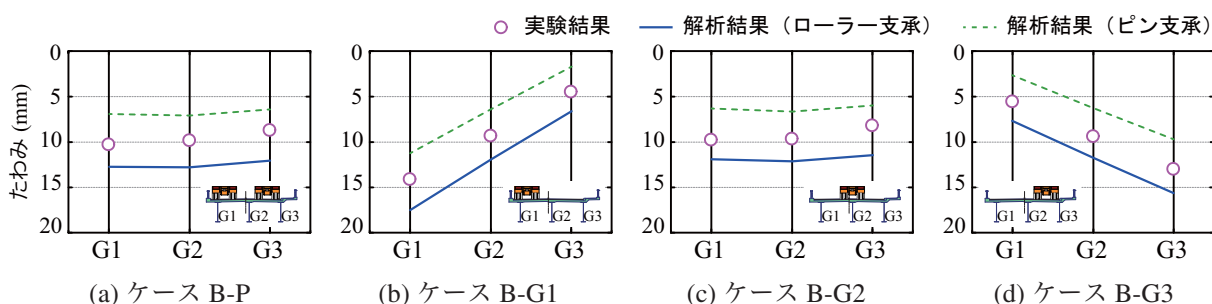


図 6 主桁下端のたわみ (载荷ケース B)

表 5 主桁下端たわみの一覧 (载荷ケース B)

载荷ケース	幅員载荷位置	実験結果 (mm)			数値解析結果 (mm)					
					ローラー支承			ピン支承		
		G1	G2	G3	G1	G2	G3	G1	G2	G3
B-P	中央並列	10.2	9.8	8.7	12.8	12.9	12.2	7.1	7.2	6.5
B-G1	G1 桁側縦列	14.2	9.4	4.6	17.6	12.0	6.7	11.3	6.5	1.8
B-G2	G2 桁上縦列	9.8	9.7	8.2	12.0	12.2	11.5	6.4	6.7	6.0
B-G3	G3 桁側縦列	5.6	9.4	13.0	7.7	11.8	15.7	2.7	6.3	9.8

ほぼ等しい値を示している。

これより、実験結果は数値解析結果と若干異なる傾向を示す箇所も存在するが、図4や図5、表4に示すように、主桁全体および各断面でのひずみ分布に関する数値解析結果が実験結果と大略一致していることより、地震の強制加振によって生じた桁の塑性変形による影響は比較的小さいことが推察される。

また、载荷ケース A, C に関しても、载荷ケース B と同様に、実験結果は数値解析結果と大略一致していることを確認している。

## 5.2 主桁下端のたわみ

図6には、ケース B における载荷点直下断面における各主桁下端のたわみについて、実験結果と解析結果を比較して示している。また、表5には、それらの値を一覧にして示している。

図6および表5より、断面中央での载荷ケース (B-P, B-G2) において、G1 桁のたわみが G3 桁のたわみよりも大きいことが分かる。例えば、並列载荷であるケース B-P の場合には、G1 桁で 10.2 mm のたわみに対して、G3 桁では 8.7 mm となっている。これは、対象橋梁の G3 桁側に歩道が存在し、車道

に対して主桁が対称に配置されていないことにより、いずれの荷重ケースにおいても若干 G1 桁側に偏心荷重状態になっていることに起因している。

また、実験結果と数値解析結果を比較すると、実験結果はローラー支承とピン支承を仮定した解析結果の間に分布していることが分かる。実際の橋梁では、ローラー支承においても摩擦等による抵抗が存在するため、理想的な条件とは異なる。これより、地震による強制加振によって生じた桁の塑性変形による耐荷力への影響は小さいものと推察される。なお、このような傾向は他径間での荷重実験においても確認している。

## 6. まとめ

本研究では、地震によって強制加振を受けた既設橋梁に着目して、ダンプトラックによる静荷重実験と有限要素解析による数値解析を実施し、2次部材の角折れや主桁ウェブにおける道路軸直角方向への塑性変形の残存耐力への影響に着目して検討を行った。

本研究の範囲内で得られた結果を整理すると、以

下のように示される。

- 1) 主桁の橋軸方向ひずみ分布は、数値解析結果と大概一致する。
- 2) 主桁下端のたわみ分布は、支承部を理想状態と経年劣化を考慮した状態とする解析結果の間に分布する。
- 3) 以上より、地震による強制加振によって塑性変形が生じた本橋梁の残存耐力は、竣工当時と大差がなく、十分健全であることが示唆される。

## 参考文献

- 1) 玉越 隆史・大久保 雅憲・横井 芳輝：平成 23 年度道路構造物に関する基本データ集，国土技術政策総合研究所資料，No.693，2012。
- 2) ABAQUS/Standard User's Manual, Ver. 6.11, ABAQUS Inc., 2011.
- 3) 土木学会：コンクリート標準示方書 設計編，2012。
- 4) 日本道路協会：舗装設計便覧，平成 18 年度版，2006。