既設2連鋼鈑桁橋の静的および動的特性に及ぼす下部工の影響について

Static and dynamic characteristic of the existing two span steel composite girder bridge considering influence of substructure

山村浩一*,岩崎正二**,出戸秀明***,五郎丸英博****,田中正徳*****
Koichi Yamamura,Shoji Iwasaki,Hideaki Deto,Hidehiro Goroumaru,Masanori Tanaka

- * 東邦技術株式会社, (〒014-0041 秋田県大仙市大曲丸子町 2-13)
- ** 工博, 岩手大学教授, 工学部建設環境工学科(〒020-8551 岩手県盛岡市上田 4-3-5)
- *** 工博, 岩手大学准教授, 工学部建設環境工学科(〒020-8551 岩手県盛岡市上田 4-3-5)
- **** 工博,日本大学教授,工学部土木工学科(〒963-8642 郡山市田村町徳定字中川原 1 番地) ***** 岩手大学大学院工学工学研究科(〒020-8551 岩手県盛岡市上田 4-3-5)

Reconstruction of the existing bridge is difficult because of the reduction of the budget of the central government finance by an economic long slump. It is important to be going to attempt making of the existing bridge long-lived with an appropriate of maintenance in the future. Therefore, it is necessary to develop the investigation method to be enforceable of the health evaluation of the deteriorated bridge in year of passing promptly and easily. The purpose of this paper is to clear static, dynamic characteristics of the existing two span composite girder bridge with shoe restriction by using the static, dynamic loading test results, and to examine what influence the deformation of the pier gives to these characteristics.

Key Words: Steel Composite Girder Bridge, Static Loading Test,

Dynamic Loading Test, Shoe Reaction, High Resolution Tiltmeter, キーワード:合成鋼飯桁橋,静的載荷試験,動的載荷試験,支点拘束, 高精度傾斜計

1. まえがき

経済や社会情勢の変化により社会資本の新規更新は難 しくなり、既設橋梁を維持管理しながらいかに長寿命化 させるかが問題となっている。そのためには、既設橋梁 の現状における健全度評価が必要であり、その調査方法 の中に静的および動的載荷試験がある。その調査結果に 基づき適切な補修・補強を実施することにより橋梁の延 命化が実現可能となる。道路橋の維持管理においては平 成5年に設計荷重が200kNから250kNに変更され、そ れに伴う橋梁の補修・補強に関しては数種の照査方法 1) が提案されている。著者等は、平成11年度より岩手県内 の架設後かなり年数が経過した単純合成鋼鈑桁橋6橋を 対象に実橋載荷試験 2)を行い、発生する実応力の実態把 握に努めてきた。それらの結果、ほとんどの橋梁で支承 の老朽化などのため可動支点が拘束されて水平支承反力 が発生し、その影響により支間中央の実測ひずみが設計 ひずみの 65%程度になることを確認している。著者らは それらの結果に基づき支点拘束を考慮した既設単純合成 鋼板桁橋の計測・評価手法の提案 3)-6) を行ってきた。特 に文献 4)、5)では、静的載荷試験結果と3次元 FEM 解析

を用いて、支点拘束を有する既設鋼鈑桁橋の主桁の耐荷力判定を行う評価手法を提案している。また、文献 6)では、既設鋼鈑桁橋の支点近傍実測ひずみと実測固有振動数を用いて、その実測結果に解析結果を一致させる方法で簡易的に健全度評価を行う方法を提案している。しかし、これらの手法を支点拘束を有する2径間の単純合成鋼鈑桁橋に適用する場合、下部工(主に橋脚)を含めた2径間にわたる全体系モデルによる解析を行わないと、実測結果と解析結果が一致しないことが分かった。

従って本論文の最初の目的は、岩手県の架設後25年経過した2連単純合成鋼鈑桁橋において、静的及び動的載荷試験を実施し、これらの試験結果より支点拘束を有する対象橋梁の静的及び動的挙動を明らかにするとともに、下部工(主に橋脚)の挙動が上部工の静的及び動的特性にどのような影響を与えるかを実験的に検討することである。また、実橋の走行荷重の推定に対しては様々な研究⁷⁾⁻¹⁰⁾が行われているが、本研究の動的載荷試験の活用として、支点拘束を有する既設鋼鈑桁橋が走行荷重を受ける場合に支点近傍でかなり大きな動ひずみを生じるので、この実測ひずみを用いて簡易的に走行荷重を推定できないかを次の目的として検討する。

2. 対象橋梁と実橋載荷試験概要

2.1 対象橋梁の概要

図-1 に示す試験対象橋梁である下梅田橋は、岩手県紫波町に 1982 年に架設され経過年数 25 年、支間長 27.74m、桁高 1.5m の 2 等橋(TL-14)である。主桁は 3 本、上部工形式は 2 連単純合成鋼鈑桁橋である。

今回の載荷試験では 2 径間について静的載荷試験 ¹¹⁾ と動的載荷試験 ¹²⁾を実施した。

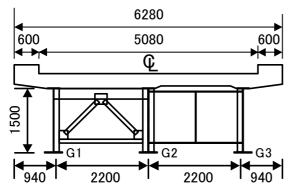


図-1 下梅田橋の断面図(単位:mm)

2.2 静的載荷試験の概要

静ひずみ測定では、図-2 に示すように第1径間(以下計測径間と表す)は各主桁の下フランジの両支点と両支点より300,600,1200mm離れた点、及び支間の1/2、3/8、1/4、1/8の点の橋軸方向に、第2径間(以下隣接径間と表す)は各主桁の両支点より300mm離れた点、及び支間の1/2の点の橋軸方向にひずみゲージを貼り計測を行った。

静変位測定では、計測径間の各主桁下フランジの両支 点、支間の 1/2 の点、及び橋脚上部に 2 点、橋台上部に 2 点変位計を設置し計測を行った。

高精度傾斜計によるたわみ角計測 ¹³⁾は、計測径間の G1 桁 (以下耳桁と表す) の可動支点付近と橋脚上 (写真-1) に設置して行った。

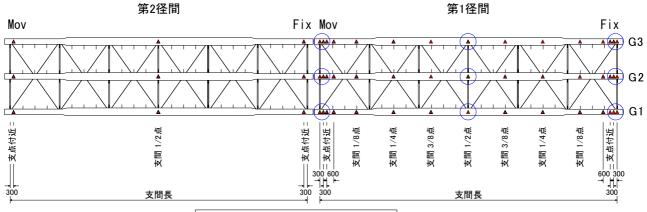
載荷重は 20tf トラックを 2 台あるいは 20tf と 15tf トラックを用意し、耳桁や中桁に最大応力が生じるようにし幅員方向に位置を変えて、トラックの後方どうしを 突き合わせる形 (写真-2) で計測径間あるいは隣接径間 に直列載荷した。1 台による単独載荷の場合は、トラック後輪の前タイヤが支間中央に一致するように載荷させた。また、20tf トラックを両径間に1台ずつ、トラック前方が向き合う形で支間中央に同時に載荷するケースも 実施した。



写真-1 橋脚上における高精度傾斜計の計測状況



写真-2 静的載荷試験状況



▲: ひずみゲージ設置位置 ○:変位計設置位置(両支点は水平方向)

図-2 ひずみゲージ設置図(平面図)

単位: mm

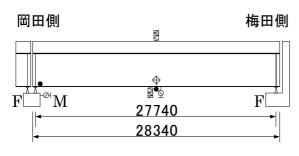
2.3 動的載荷試験の概要

対象橋梁の固有振動数や動的応答波形を求めるために、4種類の試験方法を採用した。

車両走行試験では、図-3に示すように計測径間の支間中央の地覆上及び各桁の下フランジ下面に加速度計を設置し、各桁の支間中央下フランジ下面及び可動支点部から300mm離れた点の下フランジ上面に動ひずみゲージ貼付する。さらに、各桁の支間中央の下フランジ下面及び橋脚上部2点に動変位計を設置して測定を行った。

試験車両は 15tf、20tf トラックを単独または 2 台直 列で耳桁及び中桁上を 10km/h 及び 20km/h で(直列走行は中桁上を 10km/h)各 2 回走行させた。

応答加速度の測定条件は、サンプリング周波数を 200Hz とし、測定時間はトラック車両が 10km/h で走行する場合、橋 10m 手前(20km/h の場合は 20m 手前)から 30 秒間ないし 40 秒間とした。



◊変位計 ●動ひずみゲージ

図-3 計測機器設置図 (単位:mm)

常時微動測定 ¹⁴⁾では、下部工を通して地盤から入力される微振動により生じるランダムな応答速度を固有周期 1 秒 3 成分速度計 (レナルツ社製、感度 4V/(cm/s)) で測定した。



写真-3 速度計設置状況

測定条件は、上下動のみ 10 分間計測し、サンプリング周期は 5ms とした。写真-3 に示すように速度計を各桁支間中央の下フランジ上面に設置し、橋梁に何も載荷していない自然状態と、20tf トラックを支間の中央あるいは 1/4 点に静的載荷した場合の 3 ケースで応答速度を計測した。

砂袋落下試験 $^{14)}$ では、写真 $^{-4}$ に示すように約 0.59kN の砂袋を 1300mm の高さから、支間中央及び支間 $^{1/4}$ 点の 2 箇所(耳桁、中桁)に落下させ、その応答加速度を 測定した。

測定条件は、サンプリング周波数を 200Hz とし、測定 時間は砂袋衝突 5 秒前から 20 秒間ないし 30 秒間とした。 加速度計の設置位置は、走行試験と同様である。



写真-4 砂袋落下試験状況

実稼動試験 ¹⁵⁾ は、20tf トラック車両 2 台を橋梁上でランダムに走行させ、その実稼動状態の振動応答を計測した。すなわち、3 軸加速度計(XYZ 方向計測)を 4 個使用し、そのうち 1 個の加速度計を中桁支間中央点に固定して参照点(Reference)とした。残りの 3 個の加速度計を図-4 と図-5 に示すように、それぞれ各測定点(主桁下フランジで合計 15 点、橋脚部合計 9 点)に移動させ、応答加速度を計測した。

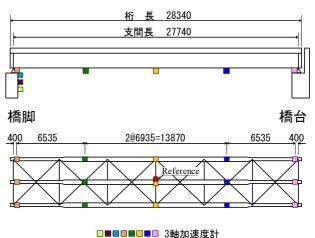


図-4 加速度計設置の平面および断面図 (単位:mm)

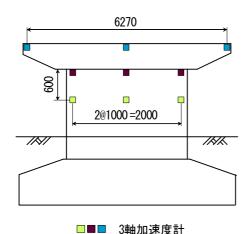


図-5 橋脚の加速度計設置位置 (単位:mm)

測定条件は、サンプリング周波数を2から50Hzとし、データセット1つの収集に要する計測時間は約4分間のため、橋全体の1回の計測時間(8データセット)は約34分になった。

3. 実橋載荷試験結果と考察

3.1 静的載荷試験結果と考察

図-6は、20tfトラック2台を計測径間の支間中央の耳桁に直列載荷した場合について、下フランジの橋軸方向の実測ひずみ分布を桁ごとに描いて比較したものである。計測径間では、すべての桁で両支点からL/8(L:支間長)までの区間で圧縮ひずみが生じており、最大圧縮ひずみは支間中央の引張ひずみより大きな値となっている。このようなひずみ分布は、両端固定桁で生じるひずみ分布と同じであることから、下梅田橋では可動支承が拘束されて軸方向に水平反力が発生している状態と考えられる。

また、隣接径間では各桁全長にわたってほぼ一定の圧縮ひずみが発生していることが分かる。このようなひずみ分布が生じる原因としては、下梅田橋の計測径間に生じた水平反力の 40%から 50%が橋脚を介して隣接径間に作用したためと考えられる。

図-7は、図-6とは逆に20tfトラック2台を隣接径間の支間中央の耳桁に直列載荷した場合について、下フランジの橋軸方向の実測ひずみ分布を桁ごとに描いて比較したものである。計測径間に生ずる圧縮ひずみは、両支点近傍で応力集中のため若干大きめの値となっているが、桁全長にわたってほぼ一定の値となっている。隣接径間は測定点が少ないため2次放物線のグラフになっているが、図-6の計測径間と似たグラフになると考えられる。

また、図-6の隣接径間のひずみ分布も図-7の計測径間の分布と同様になると考えられる。

図-8 は、20tf トラックを計測径間、隣接径間に1台ずつ支間中央の耳桁に載荷した場合について、下フランジの橋軸方向の実測ひずみ分布を比較したグラフである。 両径間ともに同じひずみ分布が発生しており、最大引張 ひずみ、最大圧縮ひずみもほぼ同じ値となっている。

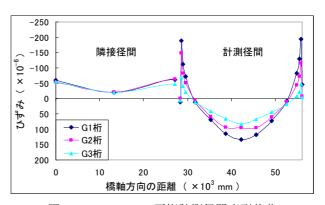


図-6 20tf+20tf・耳桁計測径間直列載荷 のひずみ分布

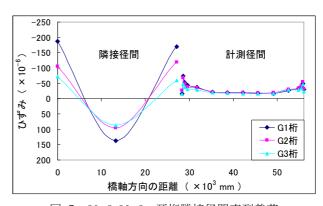


図-7 20tf+20tf・耳桁隣接径間直列載荷 のひずみ分布

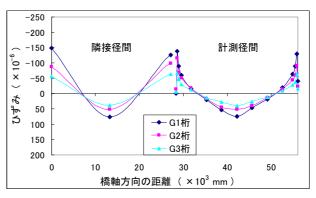


図-8 20tf・耳桁両径間載荷のひずみ分布

表-1 は、計測径間の支間中央、両支点、橋脚上部、橋台上部の変位の測定結果の代表例である。隣接径間載荷の場合、計測径間の支間中央に上向きの変位が生じている。また、橋脚上部は橋軸方向右側(計測径間側)に変位が認められる。計測径間載荷の場合、橋脚上部は橋軸方向左側(隣接径間)に変位をするようである。両径間載荷の場合、橋脚はほとんど変位していない。可動支点部の水平変位がほぼゼロであることから、主桁下フランジの伸びとともに、橋脚も一体となって変位していることが明らかとなった。

表-1 実測変位(耳桁,単位 mm)

試験項目	試験回数	可動支点	橋脚上部	計測径間 支間中央	固定支点	橋台上部
		ーは 右に変位		ーは下に 変位	ーは左に 変位	
計測径間 直列載荷	1回目	-0.005	0.823	-7.855	0.030	0.120
	2回目	-0.025	0.830	-7.875	0.035	0.095
隣接径間 直列載荷	1回目	-0.005	-0.831	1.260	0.035	0.051
	2回目	0	-0.866	1.340	0.025	0.059
両径間載荷	1回目	0	-0.043	-3.680	0.075	0.077
	2回目	0	-0.022	-3.670	0	0.079

また静的載荷試験時に、橋脚上で高精度傾斜計による傾斜計測を行った結果、静的載荷時は、支承から見て載荷位置方向と逆側に橋脚が傾いている(すなわち、橋脚が拡がるように倒れる;倒れ角を持つ)ことが判明した。また、傾斜変化量と水平変化量を検討した結果、倒れ角の中心は、橋脚上より 6.8 mから 11.4 m (平均 9.4 m) となり (表-2)、橋脚の地上部には無いことが判明した。すなわち、図-9に示すように載荷時には橋脚全体が非常に小さな倒れ角で載荷位置の反対方向に傾いていると考えられ、本橋梁は支承や橋脚を含む全体の挙動で載荷時の健全度を保っていると思われる。

表-2 橋脚上における高精度傾斜計の計測結果

試験内容	橋脚倒れ角	移動量	倒れ角の中心
中央載荷	47 μ R	0. 423mm	9. Om
中央載荷	44 μ R	0. 401mm	10.1m
他径間載荷	−40 μ R	−0. 456mm	11.4m
他径間載荷	−37 μ R	-0. 403mm	10. 9m
中央載荷	109 μ R	0. 742mm	6.8m

+は図-9で、向かって左に倒れた角度と左に移動した距離

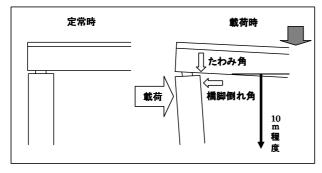


図-9 載荷時の橋脚や主桁の挙動

3.2 動的載荷試験結果と考察

(1) 動変位

変位計より得た動変位の例として図-10, 11 にそれぞれ中桁上をトラック車両が 10km/h で走行した場合の橋脚上部の水平変位と中桁支間中央の鉛直変位を示す。どちらの図にも 20tf 車が単独走行した場合と 20tf 車 2 台を車間距離 2mで直列走行させた場合の 2波形が示されている。

図-10より単独走行、2 台直列走行どちらの場合でも橋脚が橋軸方向左右に同程度変位することが分かる。また図-11からは単独走行、2 台直列走行どちらの場合においても車両が隣接径間を走行している時、計測径間には正の変位(上向き)が現れていることも分かる。

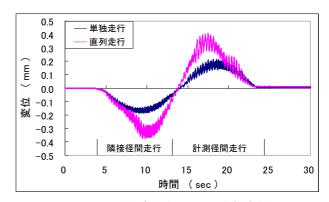


図-10 橋脚動変位(10km/h・中桁走行)

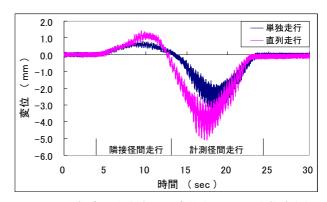


図-11 中桁支間中央点の動変位(10km/h・中桁走行)

これらの変位挙動が生じる原因としては、同橋梁で行った静的載荷試験結果において可動支点部の水平変位がほぼゼロである事実(表-1より)から、可動支点が拘束されたため載荷時主桁下フランジの伸びとともに橋脚が一体となって水平に変位したためと考えられる。

(2) 動ひずみ

動的ひずみの例として図-12, 13 にそれぞれ中桁上を 10km/h で走行した場合の中桁支間中央点及び可動支点 付近の動ひずみを示した。どちらの図にも 20tf 車が単独 走行した場合と 20tf 車 2 台を車間距離 2m または 10m で直列走行させた場合の 3 波形が示されている。

図-12 から 20tf 車 2 台が車間距離 2m で直列走行した場合の動ひずみ波形は、20tf 車が単独走行した場合とよく似た波形となる。車間距離 10m で直列走行した場合の波形は上に凸な部分が 2 つに分離するとともに、その両最大値は単独走行の場合と変わらない。

また、図-13 に示すように、設計上曲げによる応力の 発生を考慮していない支点部近傍の部位に支間中央部の 2倍の動ひずみが発生しており、過去に起こった支点部 近傍での疲労亀裂発生事例なども参考に考えると、疲労 上厳しい環境に置かれている可能性があり、今後詳細な 疲労照査¹⁶⁾を行う必要がある。

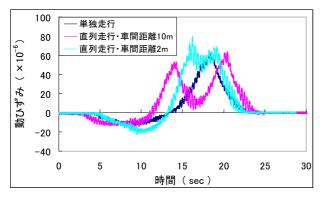


図-12 中桁支間中央点の動ひずみ(10km/h・中桁走行)

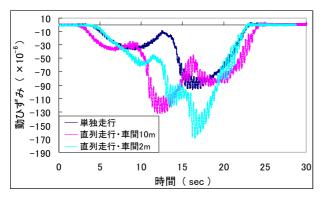


図-13 中桁可動支点近傍の動ひずみ(10km/h・中桁走行)

次に(1)式から各桁支間中央点及び可動支点付近での20tf 車単独走行時に対する2台直列走行時の最大動ひずみの倍率を求め表-3に示す。20tf 車に対する最大動ひずみの応答倍率は、支間中央より可動支点近傍の応答倍率が高いのが特徴である。また、車間距離が10mの場合と比べると2mの場合のほうが大きくなる傾向がある。車間距離が2mで走行した場合の可動支点付近の応答倍率は、中桁が他の桁に比べ大きくなっている。これは支点拘束

応答倍率 = $\frac{$ 各直列走行における最大動ひずみ $}{20 \mathrm{t}\,$ 車の最大動ひずみ

双 3 Z0UI 车00取入到OTY 00区内 y G加合旧平	表-3	20tf 車の最大動ひて	げみに対す	る応答倍率
---------------------------------	-----	--------------	-------	-------

	測定点	車間距離	20tf車1台の最大動ひずみに 対する応答倍率			
			G1	G2	G3	
	可動支点	10m	1. 31	1. 25	1. 27	
20tf車+15tf車 直列走行	近傍	2m	1. 32	1.41	1. 33	
	支間中央	10m	0. 90	0.89	0. 91	
	又间中天	2m	1. 15	1. 12	1. 15	
	可動支点	10m	1.44	1. 37	1. 39	
20tf車+20tf車 直列走行	近傍	2m	1. 58	1. 71	1. 52	
	支間中央	10m	1.03	1.02	1. 05	
	文明中天	2m	1.34	1. 27	1. 32	

により車両が走行している中桁へ荷重の影響が顕著に現れたためと考えられる。これらの結果から支点拘束が有ると、可動支点近傍の動ひずみや応答倍率の値が、支間中央の値より大きくなることが分かった。健全度評価のための車両走行試験の測定項目に可動支点近傍の動ひずみ計測を導入する必要があることを指摘したい。

(3) 固有振動数

図-14 は、15tf トラック車両走行試験における車両退出後の応答加速度から得られたパワースペクトルの一例である。図-15 は、砂袋落下試験において支間中央耳桁側に砂袋を落下した場合の応答加速度から得られたパワースペクトルを示す。砂袋落下試験では、砂袋衝突時から 0.1 秒後のデータを 4096 個サンプリングして解析している。両試験ともに、スペクトルの周波数分解能は、約 0.05Hz である。

図-16,17 は、それぞれ無負荷の自然状態と 20tf トラックが載っている場合の速度計を用いた常時微動測定から得られたパワースペクトルの一例を示している。共に10分間の測定データを1区間の長さ 20.48 秒 (4096 点)の小区間に分割し、各区間で FFT によるパワースペクトルを算出し、全区間で算出されたパワースペクトルを平均化して求めている。ただし、全区間の平均振幅よりも平均振幅の大きい区間は、ノイズを除去するため平均値算出に使用していない。

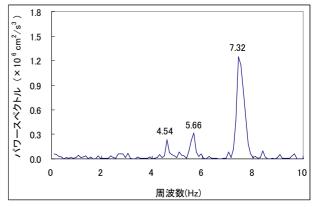


図-14 走行試験パワースペクトル図(10km/h・耳桁走行)

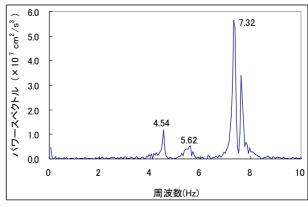


図-15 砂袋落下試験のパワースペクトル図

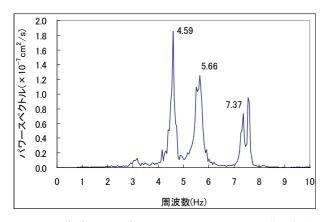


図-16 常時微動測定のパワースペクトル図(荷重無)

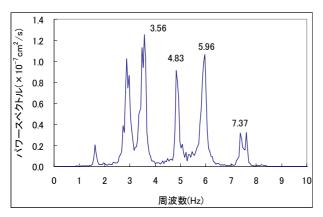


図-17 常時微動測定のパワースペクトル図(荷重有)

実稼動解析は強化周波数領域分解(EFDD)法と確率的小空間同定(SSI)法を用いて行った。EFDD 法は、実験より得られた出力信号を用いて高速フーリエ変換(FFT)を行い、パワースペクトル密度を求める。その値を周波数毎に特異値分解して得られたデータスペクトルよりモデルを同定し、モーダルパラメータを推定する。それに対して SSI 法は、信号処理した時間領域データを利用してパラメトリックモデルに適合させモーダルパラメータを推定する方法である。

実稼動試験によるモード解析においては、周波数分解能 0.031Hz (2048 lines) で解析を行った。この結果、SSI 法では固有振動数・減衰比の標準偏差のばらつきが共に大きく、良好な結果が得られなかった。それに対して、EFDD 法においては各測定点での周波数のばらつきが少なく、減衰比の値も妥当な結果が得られたため、EFDD 法の解析条件が最も本橋梁の振動特性を表現していると判断した。図-18 に EFDD 法の橋脚を考慮しない場合と橋脚を考慮した場合の固有振動数と固有振動モード図を示す。

図-18 に示すように、7 次までの固有振動数を同定できた。 1 次と 2 次の固有振動数において単純支持の曲げ 1 次振動モードが推定され、3 次固有振動数では両端固定支持の曲げ 1 次振動モードが推定された。1 次と 2 次で得られた単純支持の曲げ 1 次振動モードは、橋脚が橋軸方向へ水平移動したために得られた振動モードと考えられる。 また、1次固有振動数は実験の際に走行した大型車両のバネ上振動数 (2.5Hzから3.5Hz) に近く、この影響により現われた振動モードと考えられる。3 次振動モードは、可動支承が十分に機能していないために現われた振動モードと考えられる。表-4 にモード毎に固有振動数および減衰比を、それぞれ橋脚を考慮しない場合と橋脚を考慮した場合に分けて比較したものを示す。表-4 より、橋脚を考慮しない解析結果と橋脚を考慮した解析結果を比較すると、固有振動数は近似した値が得られた。しかし、橋脚を考慮しない解析結果では1次の曲げ1次振動モードは得られなかった。表-4 より、モード減衰比は、橋脚を考慮しない解析結果より橋脚を考慮した解析結果の方が全体的に低い値が得られた。

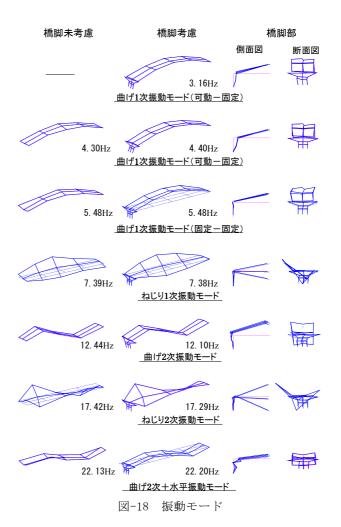


表-4 モード毎の固有振動数および減数比の比較

	固有振動	b数(Hz)	減衰比(%)		
モード	橋脚 未考慮	橋脚 考慮	橋脚 未考慮	橋脚 考慮	
曲げ1次 (可動-固定)	1	3.16	-	2.03	
曲げ1次 (可動-固定)	4.30	4.40	4.04	2.72	
曲げ1次 (固定-固定)	5.48	5.48	3.22	2.92	
ねじり1次	7.39	7.38	1.62	0.76	
曲げ2次	12.44	12.10	1.84	0.44	
ねじり2次	17.42	17.29	1.13	0.22	
曲げ2次+水平	22.13	22.20	0.23	0.29	

表-5 は、各動的試験による固有振動数の結果を整理し 比較したものである。表中のモードの名称欄は、実稼動 試験により得られた振動モードから決定したものである。 表-4 に示すように、橋が加振されているときの曲げ1次 モードには、両支点の拘束状態(可動一固定、固定一固 定)と橋脚変形の影響により3種類あることが分かった。 すなわち、実稼動試験より得られた曲げ1次振動数 3.16Hz は、車両が橋梁を走行する時の橋脚の水平変位と 車両の影響によって現れた固有振動数であると考えられ る。

また、基本固有振動数において実稼動試験結果が、他の試験法より小さく算出されていることより、供用中の橋梁は、自然状態と異なる固有振動数を有することが分かった。架設時の基本固有振動数(実測値あるいは実測データが無い場合は計算値)を現状の実測固有振動数と比較して既設橋梁の健全度評価を行う方法 ¹⁷⁾が、よく用いられている。本論文の結果から、現状の実測固有振動数を決定する際は、両支点の拘束状態や橋脚等の下部工の影響を十分考慮する必要がある。

4. 既設鋼鈑桁橋の走行荷重推定

4.1 動的応答値の静的応答値への変換

本研究では、走行荷重を推定するに当たり、始めに走 行荷重による変位やひずみの動的応答曲線を静的応答曲 線に変換することを試みる。すなわち、実際の振動応答 波形は、数次の振動モードの和で表されており、複雑な 波形を呈している。また、次数や走行速度により瞬間瞬 間でばらつきがある。しかし、全体的には振幅の中心が 静的な値を表しており、平均の仕方によっては静的応答 曲線を推定することが可能である。本論文では、変位や ひずみの時刻歴応答曲線を移動平均法を用いて平均化し、 滑らかな曲線を形成する。移動平均法とは時系列の各項 に対し、それを中心とする前後一定項数の平均値を計算 し、この平均値を連ねて傾向線を求める方法である。平 均化する個数が少ないと波が消えなかったり、個数を大 きくすると中心線がずれたりすることがある。本論文で は、移動平均法を数回繰り返し中心線のずれを修正して いる。(修正移動平均法) 図-19 は、20tf 車両が橋面中央

を 10km/h で走行したときの中桁支間中央での動ひずみの時刻歴応答曲線及び移動平均値曲線、修正移動平均値曲線を示したものである。

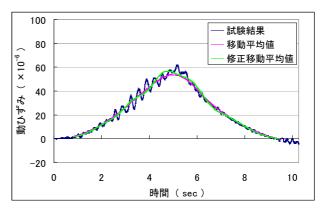


図-19 動ひずみの修正移動平均値曲線

4.2 修正移動平均値を用いた走行荷重の推定

走行荷重の推定手順は、次のようになる。計測された 変位やひずみの動的応答曲線を、前述した修正移動平均 法を用いて静的応答曲線(走行荷重を静荷重に置き換え た時の影響線) に変換する。次に対象橋梁である支点拘 束を有する2連単純合成鋼鈑桁橋(下梅田橋)を、下部 工を含めた2径間の全体系モデルでモデル化し、走行荷 重を静荷重(3点荷重)としてモデル上を移動させて計 算することにより静的応答曲線を求める。それら二つの 応答曲線の平均誤差が一番少なくなる静荷重を走行荷重 と推定する。また、走行荷重推定においては、計測径間 支間中央での動変位や動ひずみの値から走行荷重を推定 するより、支点近傍での値により推定を行うほうがより 簡易かつ安価と考え、可動支点近傍の動ひずみから走行 荷重の推定を試みた。図-20から図-22は、それぞれ各重 量の車両が橋面中央を 10km/h で走行している時の、計算 から求めた支間中央の推定ひずみ、推定変位及び、可動 支点近傍の推定ひずみを実際の試験車両による修正移動 平均値曲線と比較したものである。

図中に示す試験結果とは、動的応答曲線から求めた修正移動平均値曲線のことである。図-20から図-22より、走行荷重が約20tfと推定でき、実際の試験車両の実荷重

次 3 到印製用的次による回行派到数V元収(平位・HZ)						
モード	砂袋落下試験	常時微動測定(荷重無)	常時微動測定 (荷重有)	車両走行試験 (退出後)	実稼動試験 (橋脚未考慮)	実稼動試験 (橋脚考慮)
曲げ1次(固定-可動)	-	-	3.56	-	-	3.16
曲げ1次(固定-可動)	4.54	4.59	4.83	4.54	4.30	4.40
曲げ1次(固定-固定)	5.62	5.66	5.96	5.66	5.48	5.48
ねじり1次	7.32	7.37	7.37	7.32	7.39	7.38
曲げ2次	_	_	1	1	12.44	12.10
ねじり2次	_	_	_	_	17.42	17.29
曲げ2次+水平	_	_	_	_	22.13	22.20

表-5 動的載荷試験による固有振動数の比較(単位:Hz)

20tf に近い値が得られた。

今後は車両速度、車長の推定、輪荷重の偏載等、より 高い精度の実交通荷重の推定が行えるように本手法を改 良していきたい。

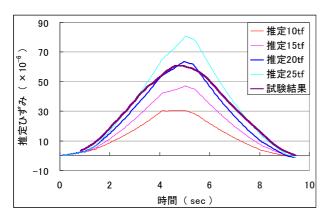


図-20 支間中央の動ひずみを用いた走行荷重推定

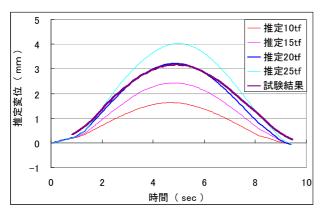


図-21 支間中央の動変位を用いた走行荷重推定

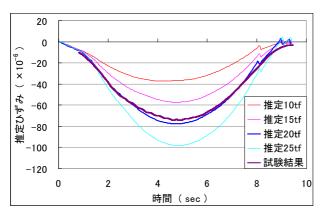


図-22 可動支点近傍の動ひずみを用いた走行荷重推定

5. まとめ

各径間の実測結果を比較検討することにより下梅田橋 の静的ひずみ挙動に及ぼす支点拘束及び橋脚変形の影響 を明らかにすることができた。下梅田橋の支承付近で高 精度傾斜計によるたわみ角計測を行った結果、載荷時の 橋脚と主桁の状態が明らかになった。すなわち、載荷時には橋脚全体が非常に小さな倒れ角で載荷位置の反対方向に傾いていると考えられる。しかしながら、橋脚の動きを剛体運動と考えて橋脚底面下の回転中心まわりの微小回転運動とみなすか、橋脚自体の片持梁的な挙動と考えるかは、橋脚地表面下の土質(地質)の性質が橋脚にどのように影響を与えるかということを含めて今後の検討課題としたい。本橋梁は、支承や橋脚を含む全体の挙動で載荷時の健全度を保っていると思われる。

動的載荷試験結果から、支点拘束を有する下梅田橋における主桁、橋脚の動的変位挙動や車両台数や車間距離を変化させた時の可動支点近傍の動ひずみ挙動を明らかにすることができた。これらの結果より、支点近傍の応力状態は疲労上厳しい環境におかれている可能性があり、今後詳細な疲労照査を行う必要がある。

次に支点拘束を有する既設鋼鈑桁橋が走行荷重を受ける場合に支点近傍でかなり大きな動ひずみを生じることを利用して、簡易的に走行荷重を推定できないかを検討した。その結果、提案手法は今後さらなる改善を必要とするが、試験車両の実荷重に近い値が推定された。

もし、供用中の橋梁の支点近傍の動的ひずみ波形を用いて実交通荷重を実用可能な精度で推定できるなら、ひずみゲージを貼り付ける手間や計測に要する費用も軽減されるので、提案手法は簡易計測法として有効な手法と考えられる。

また、橋が加振されているときの曲げ1次モードには、両支点の拘束状態(可動ー固定、固定ー固定)と橋脚変形の影響により3種類あることが分かった。また、基本固有振動数において実稼動試験結果が、他の試験法より小さく算出されていることより、供用中の橋梁は、自然状態と異なる固有振動数を有することが分かった。実測固有振動数を用いた健全度評価を行う場合、本論文で取り上げた2径間の橋梁形式では、両支点の拘束状態の他に、橋脚変形の影響を十分考慮して固有振動数を決める必要がある。

経済や社会情勢の変化に伴い既設の社会資本の更新はより難しくなり、現有の橋梁をいかに長く維持・管理していくかが課題となっている。岩手県内でも、昭和55年前後に多数の橋梁が架設されたために、既設橋梁の健全度評価が急務となっている。このため本論文の研究成果は、既設橋梁の健全度評価を行う上で有力な情報と考えられる。本論文で採用している静的および動的載荷試験方法は、一般的に用いられている方法であり実用的である。FEM解析を併用するなら、より精度の高い健全度評価が可能となる。支承機能や橋梁本体の健全度評価に際しては、可動沓の水平変位が完全に拘束された場合(完全拘束)、設計通りに可動しないものの完全拘束でない場合(不完全拘束)、鉛直面内の回転拘束が有る場合、等の支承条件の区分に応じた評価が行われるが、本論文で用いた試験方法は、2径間の橋梁形式で可動沓の水平変位

が完全に拘束された場合に特に有効であると思われる。 本論文の新規性としては、2 連単純合成鋼鈑桁橋の実荷 重載荷時の静的及び動的挙動特性に、可動支点拘束と橋 脚の変形が大きく影響してことを明らかにした点である。 今後は、例えば下部工の変形により不快な振動が上部

今後は、例えば下部上の変形により不快な振動が上部 工に生じたり、あるいは支点拘束により桁端付近の RC 床版上面にひびわれが発生するなど、橋の使用性の面か らも支点拘束や橋脚の変形の悪影響について検討したい と考えている。

謝辞

なお、本研究は、平成 18 年度科学研究費補助金(基盤研究(C),代表者:岩崎正二)から援助を受けました。

また、常時微動測定では、岩手大学工学部建設環境工学科 山本英和准教授にお世話になりました。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- (財)道路保全センター: 既設橋梁の耐荷力照査実施 要領(案), 1996.8
- 2) (社)岩手県土木技術センター:道路橋設計荷重の変 更による既設橋梁上部工に及ぼす影響,第1回-5回 共同研究報告書,1999.6-2003.6
- 3) (社)岩手県土木技術センター: 既設鋼鈑桁橋の計 測・評価マニュアル(案), 2003.11
- 4) 新銀武,岩崎正二,出戸秀明,宮本裕,保憲一:既 設鋼鈑桁の計測・評価手法の提案,鋼構造年次論文 報告集,第12巻,pp.371-378,2004.11
- 5) 新銀武,岩崎正二,出戸秀明,宮本裕,保憲一:支 点拘束を考慮した既設鋼鈑桁の計測・評価手法の提 案,土木学会構造工学論文集,Vol.51A,pp.1081-1092, 2005.3
- 6) 岩崎正二,出戸秀明,兼子清,宮本裕,上野大介: 支点状態を考慮した既設鋼鈑桁橋の簡易健全度評価 に関する一考察,土木学会構造工学論文集,Vol.53A, pp.727-738,2007.3
- 7) 小塩達也, 山田健太郎, 小林直人, 水野良浩:鋼I

- 桁橋の縦桁を用いた Bridge Weigh-in-Motion システムの開発, 土木学会構造工学論文集, Vol.47A, pp.1083-1091, 2001.3
- 8) 小塩達也,山田健太郎,貝沼重信,小幡敏幸,古市亨:鋼床版部材を用いた走行車輪の軸重推定,土木 学会構造工学論文集,Vol.44A,pp.1141-1151,1998.3
- 9) 中谷昌一, 玉越隆史, 中洲啓太, 石尾真理:橋梁を 用いた車両重量計測システムの開発, 土木技術資料 44-12, pp.62-67, 2002
- 10) 小塩達也, 山田健太郎, 若尾政克, 因田智博: 支点 反力による BWIN を用いた自動車軸重調査と荷重 特性の分析, 土木学会構造工学論文集, Vol.49A, pp.743-753, 2003.3
- 11) 熊谷清一,平洋文,岩崎正二,出戸秀明,吉田知子: 静的載荷試験に基づく2径間単純鋼鈑桁橋の静的特 性評価,土木学会東北支部技術研究発表会講演概要, I-47,2007.3
- 12) 田中正徳, 高橋博義, 岩崎正二, 出戸秀明, 五郎丸 英博:動的載荷試験に基づく下梅田橋の動的挙動特 性の検討, 土木学会東北支部技術研究発表会講演概 要, I-16, 2007.3
- 13) 黒墨秀行,岩崎正二,出戸秀明:高精度傾斜計を用いた既設鋼鈑桁橋支承部の健全度評価,土木学会東北支部技術研究発表会講演概要,I-17,2007.3
- 14) 斉藤明艶, 岩崎正二, 出戸秀明, 五郎丸英博, 山本 英和:動的試験に基づく既設鋼鈑桁橋の固有振動数 算定に関する一考察, 土木学会東北支部技術研究発 表会講演概要, I-49, 2007.3
- 15) 森谷和貴, 五郎丸英博, 出戸秀明:橋脚を考慮した 既設合成鋼鈑桁橋の実稼動試験について, 土木学会 東北支部技術研究発表会講演概要, I-52, 2007.3
- 16) (社)日本道路協会:鋼道路橋の疲労設計指針,2002. 3
- 17) (社) 土木学会 構造工学委員会 橋梁振動モニタリン グ研究小委員会:橋梁振動モニタリングのガイドラ イン,2000.10

(2008年9月18日受付)