

投稿論文 (和文)
PAPERS

橋梁下部工補強に伴う振動特性の変化の検討

加藤雅史*・高宮 進**・田中信治***・
二宮公紀****

本研究は橋梁の診断に振動特性を用いるという観点から、架橋後60余年を経過したトラス橋の下部工補強に際してその補強前後に振動調査および固有値解析を行い、下部工補強に伴う振動特性の変化を検討した。その結果、下部工補強に伴い、橋脚天端の動的変位振幅、および橋梁全体の固有振動数、振動モードに大きな変化が実測および数値解析から得られ、振動特性からの下部工診断の可能性を確認した。

Keywords: bridge vibration, measurement, strengthening substructure

1. まえがき

近年、新しい材料、構造形式、工法等、橋梁の設計施工技術は飛躍的に進歩し、長大橋も多く建設されるようになってきた。しかし一方で、数多くの既存橋梁が設計、架設された時期には予測し得なかった環境の変化、たとえば自動車荷重の数的、量的増大、自然条件の悪化等により、さまざまな損傷が目立ち始めており、その耐用年数に影響を及ぼしかねない状況である。そこで既存橋梁に対する維持管理が橋梁の分野に重要な課題となってきた。

橋梁の維持管理を合理的に行うためにさまざまな研究や技術開発が行われている。その1つとして、老朽化や地震等による損傷の程度を評価・判定するとともに、補修・補強による効果の確認をする技術の確立も重要な課題である。こうした橋梁の診断調査の方法の1つとして、振動測定による方法が考えられ、研究が進められている。著者の1人である加藤ら^{1),2)}は、供用中の橋梁の振動性状の経年的な調査や橋梁の破壊過程における振動性状の変化を研究している。また、小堀・本田ら³⁾はローゼ桁橋を対象としてその上部工の補強前後に振動調査を行い、その効果を検討している。

本研究では、診断調査の一手法としての振動特性という観点から、架橋後60余年を経たトラス橋の下部工補強工事に際して、その補強前後に振動調査を実施し、下部工補強に伴う振動特性の変化を比較検討する。また、固有値解析により、実測で得られた固有振動数、振動モードについてその検証を行い、補強前の下部工特性につい

ても検討を加える。

2. 対象橋梁

本研究では、支間長73.152mの鋼単純曲弦ワーレントラス3連よりなる橋長223.174mの橋梁を対象として取り上げた。この橋梁は自動車と電車が同一路面を通る併用橋で、車道敷中央に複線路面電車軌道を有している。下部工はRC橋台2基とRC橋脚2基より成り、橋脚の基礎はケーソン基礎で河床に露出している岩盤に支持されている。ところが、補強前の本橋橋脚は見た目にも弱小であり(写真-1)、橋脚天端において電車走行時に人体に感じられる程度の長周期振動が認められていた。

本橋は将来計画が種々検討されているが、いずれにしても今後とも使用される予定であるため、耐震面での安全性などが懸念されていた。そこで、下部工の現況を把握し、補強等の検討資料を得る目的で、第1回目の振動調査を行った。この調査結果および別途実施したボーリング調査結果に基づき、下部工の大きかりな補強工事が行われた。補強前後のP₁橋脚の一般図を図-1に示す。補強前橋脚は、それぞれ上流側、下流側に2本の円形断面の橋脚があり、上部で2本を鋼トラスによって結んで一基の橋脚としている。補強後には補強前橋脚を包み込んだ構造となっており、小判形の断面形状をもっている。P₂橋脚も同様の補強が行われた。

補強に伴う振動特性の変化を検討することを目的として、この下部工補強工事の進捗に合わせて、振動調査を実施した。振動調査は補強前の第1回調査を加えて計3回実施したが、それぞれ以下のようである。

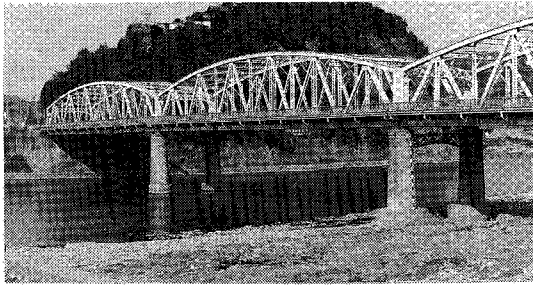
- 第1回調査——補強前の振動調査
- 第2回調査——橋台2基と橋脚1基(P₁橋脚)補強後の振動調査
- 第3回調査——補強工事終了後の完成形での振動調

* 正会員 工博 名古屋大学助教授 工学部土木工学科
(〒464-01 名古屋市千種区不老町)

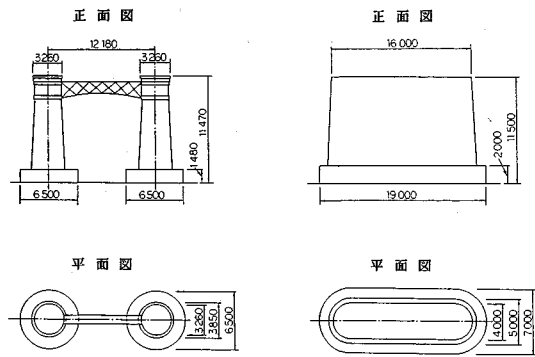
** 正会員 工修 建設省土木研究所 道路部交通安全研究室研究員

*** 正会員 中部復建(株)設計第1部

**** 正会員 工博 川内職業訓練短期大学校講師



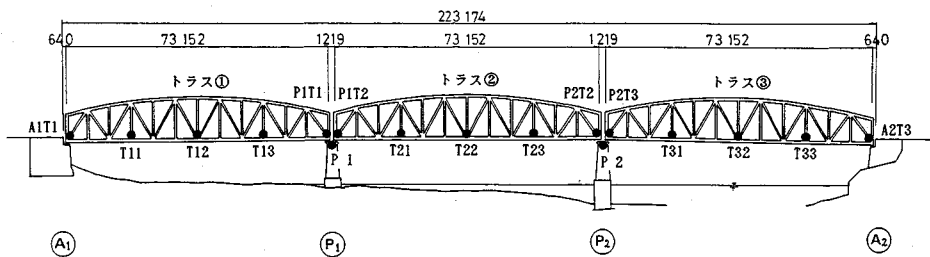
写真一 下部工補強前の橋梁



< 補強前 >

< 補強後 >

図一 P₁ 橋脚一般図



図二 振動測定点位置図

査

以後、第1回、第2回、第3回の振動調査時点を、それぞれ補強前、一部補強後、補強完成後とよぶこととする。

3. 振動調査

(1) 振動調査方法

橋梁の振動特性を測定する試験方法には多くの方法があり⁴⁾、試験目的および現地状況に応じて適切な方法を選択する必要がある。最近、橋梁の加振法として研究が進められ良好な結果も得られている方法として、衝撃加振機法がある^{5),6)}。鉄道橋では、衝撃加振によって橋脚の固有振動数を求める試験も行われている。

しかし、本橋は自動車通行量も多く、電車も通行するため、長時間の橋梁の通行止めはできない。特に電車の通行は平常のままで調査する必要がある。そこで本調査では、一般車両・電車の自由走行時の振動を測定することとした。測定では橋梁全体構造、特に橋脚に着目して、実交通による動の変位量、ならびに固有振動数、振動モードおよび減衰定数を求め、下部工補強に伴う振動特性の変化を調査することとした。なお、第1回調査(補強前)では、一時的な一般車両の通行止めを行い、試験車(大型トラック)単独走行、電車単独走行での振動測定も行ったが、一般車両・電車の自由走行時の測定で十分なデータが得られたので、第2回および第3回調査は上記のよ

うに行った。したがって、本研究では一般車両・電車の自由走行時の測定データを用いている。

振動測定点は、図二に示すようなP₁橋脚、P₂橋脚の天端と上部工トラスの路面上とした。路面上の測定点は上流側の歩道上としたが、必要に応じて下流側の歩道上でも測定した。各測定点で鉛直方向、水平橋軸方向および水平橋軸直角方向の振動を測定したが、特に橋脚天端およびその上の支承直上の路面では動の変位も測定した。以後、上部工トラスの名称は、図二のようにトラス①、トラス②、トラス③と称することとする。なお、測定機器の数量の制限より、一度に全測定点で各方向の振動を測定することはできないため、第1回～第3回調査とも数回の測定ケースに分けて測定を行った。

(2) 動の変位の調査結果

a) 動の変位振幅

データレコーダに収録した動の変位の測定データは、ローパスフィルターで高振動数成分(20 Hz以上)を除去して、記録紙に出力した。記録紙上の波形データより、波形全振幅の最大値を読み取り、校正係数を乗じて実変位を求めた。なお、ここで一般車両・電車走行時の測定データは、測定ケースの違いにより車両通行状況が異なり、また、同一測定ケース内でも同時測定成分間で最大変位を生じる時点が異なる。そこで、各測定ケースにおいて同一車両が橋梁を通過する間に各測定成分に生じる

表一 橋脚天端の最大動的変位 (全振幅)

単位: mm

	橋脚	方向	補強前	一部補強後	補強完成後
電車 走行時	P ₁	L	0.04	0.02	0.01
		R	0.05	0.01	0.01
	P ₂	L	0.04	0.04	0.01
		R	0.06	0.04	0.01
一般車両 走行時	P ₁	L	0.11	0.06	0.11
		R	0.21	0.01	0.03
	P ₂	L	0.21	0.22	0.10
		R	0.38	0.53	0.03

L: 橋軸方向水平動 R: 橋軸直角方向水平動

最大振幅を読み取った。

補強前、一部補強後、補強完成後における電車走行時および一般車両(大型トラック)走行時の動的最大全振幅のうち、測定中の最大値を表一に示す。これらの値を比較して特徴的なことは、橋脚の補強前には橋軸直角方向の振幅が橋軸方向の振幅よりも大きく、補強後では、逆に橋軸直角方向の振幅が橋軸方向の振幅よりも小さくなっているということである。P₁、P₂橋脚ともこの傾向があり、一部補強後調査をみれば、補強されたP₁橋脚では橋軸直角方向の振幅が橋軸方向の振幅よりも小さく、未補強のP₂橋脚では補強前調査と同じく橋軸直角方向の振幅が橋軸方向の振幅よりも大きい。また、補強されたP₁橋脚の振幅が未補強のP₂橋脚の振幅に比べ非常に小さくなっている。

b) 動的変位の相対振幅比

一連の調査(補強前、一部補強後、補強完成後)においても、また各調査における各ケースにおいても、電車および一般車両(大型トラック)の走行状態は同一ではない。したがって、橋梁に加えられた外力が一定ではないために、厳密に補強前、一部補強後および補強完成後の振幅を相対的に比較することはできない。しかし、ほぼ同一の一般車両走行状態のデータを比較すれば、各調査段階での振幅の相違は大部分補強の効果に起因するものと考えられる。そこで一連の調査結果を相対的に比較するために、動的変位の相対振幅比を求めた。まず補強前と一部補強後が相対的に比較できるように、P₁橋脚の補強であまり振幅が変化しないと考えられる補強されていないP₂橋脚の橋軸方向振幅を補強前、一部補強後ともそれぞれ1.0として相対振幅比を求めた。次に補強完成後が相対的に比較できるように、補強完成後の相対振幅比を一部補強後のP₁橋脚(補強済)の橋軸方向振幅0.3と同じであるとして計算した。この結果を表一2に示す。測定点は図一2に示したとおりである。

なお、一部補強後と補強完成後との間に、電車レール下の枕木交換が行われ、この枕木交換によって電車走行時の動的変位には変化が生じていると考えられる。さ

らに、電車は橋梁上を20 km/h以下の速度で走行することもあって、一般車両(大型トラック)走行時の方が動的変位振幅が大きい。そこで、動的最大振幅をもたらすものとして一般車両(大型トラック)走行時をとらせ、そのデータを主として相対振幅比を求めた。

表一2より、一連の測定結果を概略ではあるが相対的に比較することができ、以下のように動的変位の面から下部工補強効果が十分認められる。

1) 一連の測定結果全体をみると、補強前に比べ一部補強後には補強されたP₁橋脚天橋の振幅が非常に小さくなり、補強完成後にはP₂橋脚天橋の振幅が非常に小さくなっている。また、これに伴い、他の測定点の振幅も全体に小さくなっている。

2) 橋脚についてみれば、P₁橋脚、P₂橋脚とも補強によって、橋軸方向には振幅が1/2~1/3程度に減少し、橋軸直角方向には振幅が1/11~1/17程度にも減少している。また、補強前には橋軸直角方向の振幅の方が大きかったが、補強後には橋軸直角方向の振幅の方が小さくなっており、橋軸直角方向にほとんど揺れなくなっている。橋脚補強がそれぞれ2本の円柱であった橋脚を1つの小判形橋脚にする方法で行われたことから、補強前に比べ橋軸直角方向の剛性が極端に高まり、また基礎の岩盤への定着も、補強によって強固になった。これが橋軸方向および橋軸直角方向の振幅減少の程度の違いであると考えられる。

3) トラス橋脚床版上においても、補強前に比べ補強完成後には橋軸方向で振幅が1/2~1/3程度に減少し、橋軸直角方向で振幅が1/2~1/5程度に減少している。

4) 補強前と一部補強後の比較より、補強されたP₁橋脚天橋のみならず他の測定点、たとえば補強を行っていないP₂橋脚上の測定点でも全体に振幅が小さくなっている。特に橋軸直角方向の振幅にこの傾向が大きい。これは後述するが、P₁橋脚の補強により振動モード形が変化し、振幅が小さくなったものと考えられる。

5) 一部補強後と補強完成後を比較すると、補強されたP₂橋脚天橋のみならず他の測定点でも全体に振幅が小さくなっている。これも4)と同様の理由によるものと考えられる。

(3) 固有振動の調査結果

データレコーダに収録した測定データは、20 Hzのローパスフィルターで高振動数成分を除去したのち、AD変換した。このデータよりパワースペクトルを計算した。この各データのパワースペクトル値がピークを示す卓越振動数を読み取り整理し、次にそれぞれの卓越振動数付近のパワースペクトルデータより、Half-Power-Methodによって減衰定数を計算した。この際、通常パワースペクトルの真のピーク値は得られていないことからパワースペクトル関数を最適次数多項式で近似し、得

表-2 動的変位の相対振幅比

測定点	方向	補強前	一部補強後	補強完成後
P1 (橋脚天端)	L	0.7	0.3	0.3
	R	1.1	0.1	0.1
P1T1 (トラス① 端部床版上)	L	0.9	0.9	0.5
	R	1.7	1.1	0.7
P1T2 (トラス② 端部床版上)	L	1.3	1.2	0.7
	R	1.3	1.1	0.8
P2 (橋脚天端)	L	1.0	1.0	0.3
	R	1.7	1.3	0.1
P2T2 (トラス② 端部床版上)	L	1.4	0.9	0.5
	R	2.5	1.8	0.5
P2T3 (トラス③ 端部床版上)	L	1.2	0.8	0.5
	R	2.9	2.1	0.7

L: 橋軸方向水平動 R: 橋軸直角方向水平動

られた多項式関数に Half-Power-Method を適用した。また、同時測定し同時AD変換した成分データをそれぞれの組合せごとのクロススペクトルも計算し、コヒーレンス、フェイズ(位相角)を求めた。以上より、固有振動数とその振動モードおよび減衰定数を推定した。

補強前、一部補強後、補強完成後調査における固有振動数および振動モードを比較して、表-3に示す。また、補強完成後調査で測定したトラスのねじれ振動を表-4に示すが、これについては補強前後の比較検討ができないため、結果のみを示すことにする。なお、減衰定数については測定精度の問題もあり一連の調査で大きな違いがみられないことから、比較検討からは除外し結果のみを括弧内の値で示す。また、表中のモード図は測定点が少ないため模式的に描いたものである。

表-3より補強前、一部補強後、補強完成後調査の固有振動数、振動モードを比較して、次の点が明らかである。

1) No.1, No.3の面外(橋軸直角方向)振動およびNo.5の橋軸方向振動が補強によって大きく変化している。

2) No.2, No.4のトラス①, ②, ③の鉛直1次, 2次固有振動については、ほとんど変化がない。これらは上部工であるトラスそれぞれの上下曲げ振動モードであり、橋脚補強には何ら影響されないと考えられる。

3) No.1の振動は、補強後の振動モードよりトラス①, ②, ③の面外1次モードと考えられる。しかし補強前については橋脚がこれらに同調して振動していたため、全橋にわたる面外1次モードとして振動モードが得られたものと思われる。

表-3 固有振動の測定結果

No	補強前	一部補強後	補強完成後
1	全橋 面外1次 2.19 Hz (0.015) 	トラス① 面外1次 2.42 Hz (0.010) 	トラス① 面外1次 2.43 Hz (0.025)
		トラス② 面外1次 2.23 Hz (0.014) 	トラス② 面外1次 2.54 Hz (0.019)
		トラス③ 面外1次 2.49 Hz (—) 	トラス③ 面外1次 2.60 Hz (—)
2	トラス① 鉛直1次 2.64 Hz (0.010) 	トラス① 鉛直1次 2.64 Hz (0.011) 	トラス① 鉛直1次 2.64 Hz (0.008)
	トラス② 鉛直1次 2.69 Hz (0.010) 	トラス② 鉛直1次 2.65 Hz (0.013) 	トラス② 鉛直1次 2.65 Hz (0.011)
	トラス③ 鉛直1次 2.64 Hz (0.010) 	トラス③ 鉛直1次 2.59 Hz (0.014) 	トラス③ 鉛直1次 2.63 Hz (0.008)
3	全橋 面外2次 3.30 Hz (0.013) 	全橋 面外 3.13 Hz (0.014) 	(対象振動数内に無し)
4	トラス① 鉛直2次 4.62 Hz (—) 	トラス① 鉛直2次 4.63 Hz (0.010) 	トラス① 鉛直2次 4.65 Hz (0.014)
	(未測定)	トラス② 鉛直2次 4.65 Hz (0.010) 	トラス② 鉛直2次 4.63 Hz (0.013)
	(未測定)	トラス③ 鉛直2次 4.66 Hz (0.014) 	トラス③ 鉛直2次 4.62 Hz (—)
5	全橋 橋軸水平 4.93 Hz (0.013) 	(測定されず)	全橋 橋軸水平 6.36 Hz (0.015)

()内の数値は減衰定数を示す。

逆に、補強後にトラス自体の面外1次モードが得られたということは、トラスに比べて橋脚の振動が微小になったということを示すものと考えられる。すなわち、本橋の橋脚高から考えれば、正常な振動性状になったと判断できる。

4) No.3の振動はNo.1と同様、橋脚振動抑制により振動モードが変化したことを示している。一部補強後にはP₁橋脚補強効果が顕著に現われて、トラス②, ③部分だけの全橋面外振動となった。またP₂橋脚補強後には、補強前のNo.1やNo.3の振動あるいは一部補強後におけるNo.3の振動はみられなくなった。これも、3)と同様に本橋の橋脚高から考えれば、正常な振動性状になったと判断できる。

5) No.5の振動は、全橋橋軸水平方向の振動モードである。振動数が補強前には約4.9 Hzであったものが、補強完成後には約6.4 Hzとかなり高くなった。これは

表-4 トラスねじれ固有振動の測定結果

No	固有振動数 (減衰定数)	振動モード	No	固有振動数 (減衰定数)	振動モード
1	4.00 Hz (0.008)	トラス① ねじれ1次 コ←↑□□□	2	6.58 Hz (0.012)	トラス① ねじれ2次 コ←↑□□□
	4.19 Hz (0.010)	トラス② ねじれ1次 □□←↑□□		6.61 Hz (0.010)	トラス② ねじれ2次 □□←↑□□
	4.13 Hz (0.011)	トラス③ ねじれ1次 □□□←↑□		6.46 Hz (0.015)	トラス③ ねじれ2次 □□□←↑□

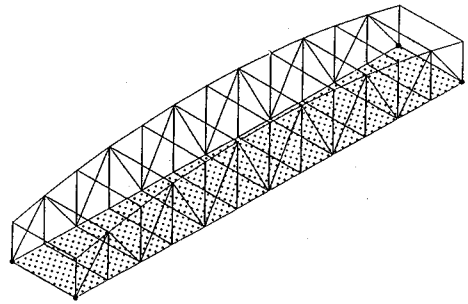


図-3 トラス1連の解析モデル

橋脚の橋軸方向の剛性が高まり、橋脚基礎の岩盤への定着が強固となったことを示していると考えられる。なお、一部補強後の調査ではこの振動が得られなかったが、これはこのとき消滅していたのではなく、他の振動特性との関係で卓越しなかったものと考えられる。

6) トラス①, ②, ③は同一支間長, 同一幅員であり、基本的には同一振動特性を示すはずのものである。No.1, No.2, No.4, さらには表-4のねじれ振動において、同一測定時でトラス①, ②, ③の固有振動数に多少のばらつきがみられるのは、測定誤差あるいは支承部の動きに多少の差があるためと考えられる。

以上のように、橋軸直角方向(面外)や橋軸方向の水平動の固有振動数、振動モードの面からも下部工補強効果が十分認められる。

4. 上部工トラス1連の固有値解析

下部工補強に伴う振動特性について検討するには、下部工を含めた全橋を対象とした解析を行う必要があるが、下部工補強に関与しないとされる上部工に独自の振動特性が存在する。そこでまず、実測により補強前後を通じて得られた上部工振動特性の検証を行うために、上部工トラス1径間を取り上げ、その固有値解析を行って固有振動数、振動モードを検討する。対象橋梁は、3径間をもつトラス橋であるが、その上部工3連はすべて同一の構造となっている。したがって、1径間について解析することにより、上部工独自の振動特性の把握が可能である。

振動調査結果でもわかるように、この橋梁においては橋軸直角方向振動について注意を払う必要がある。そこで、鉛直方向、橋軸直角方向、橋軸方向振動を得るために有限要素法を用いた三次元固有値解析を行った。

(1) 解析におけるモデル化

本橋は下路式トラス橋であるため、車両等が通行する部分には床版や鋼床組(以下、これらを床版部とよぶ)が存在しており、モデル化においてこれらの評価法が問題となる。そこで種々検討した結果、鋼部材をはり、床版部を全断面有効の平板してモデル化した。解析モデル

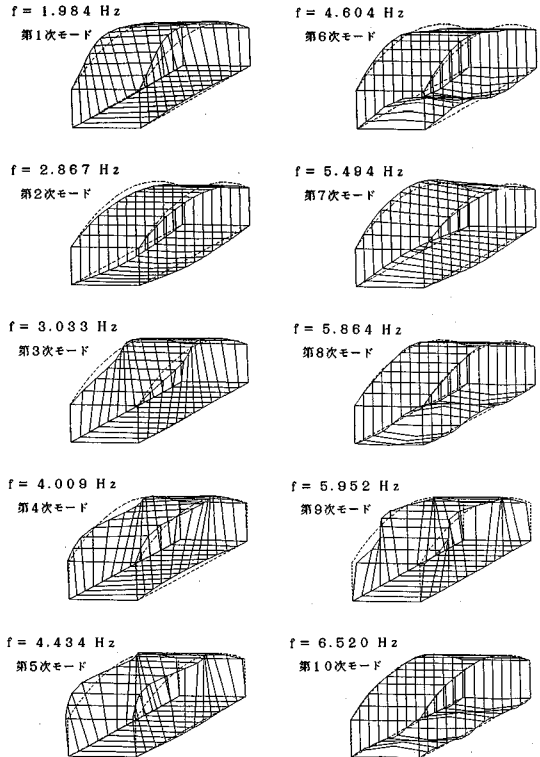


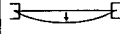
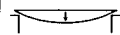
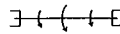
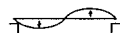
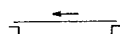
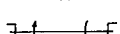
図-4 トラス1連の解析結果

を図-3に示す。有限要素法の要素で示せば、鋼部材についてははり要素、床版部に対しては8節点アイソパラメトリック・シェル要素とし、質量は整合質量とした。また、節点はすべて剛結とした。

(2) 解析結果

固有値解析結果のうち、10次モードまでを図-4に示す。ここでは、モード形状をわかりやすくするため、斜材の表示は避け、破線で元の形状を示している。図-4からもわかるように、解析結果の中にはトラスの上弦材の部分が主として振動するモードが含まれている。しかし、測定は路面上のみであるため、このような固有振動は測定されていない。そこで、実測値と対応するモードを取り出して表-5に示す。ここで、実測値は各調査お

表一5 上部工トラスの実測値と解析値

No	モード形	実測値(Hz)	解析値(Hz)	モード次数
1	面外1次 	2.23 ∫ 2.60	1.98	1
2	鉛直1次 	2.59 ∫ 2.69	2.87	2
3	ねじれ1次 	4.00 ∫ 4.19	5.49	7
4	鉛直2次 	4.62 ∫ 4.66	4.60	6
5	橋軸 	—	6.95	11
6	ねじれ2次 	6.46 ∫ 6.61	8.23	15

よび各トラスで得られた値を幅として示している。また、解析値は解析でのモード次数を添えて示してある。

実測値と解析値を比較すると次のことがいえる。

1) No.2, No.4の鉛直方向振動は、実測値と解析値がよく一致している。

2) No.1の橋軸直角方向(面外)振動は、解析値が実測値よりも小さな値となっている。この違いは床版部を1つの等方的な平板としてモデル化したために得られたものと考えられ、鋼床組をより詳しく考慮すれば、実測と解析の差は小さくなるものと考えられる。しかし、この程度の差ならば両者はほぼ一致しているとみてよいであろう。

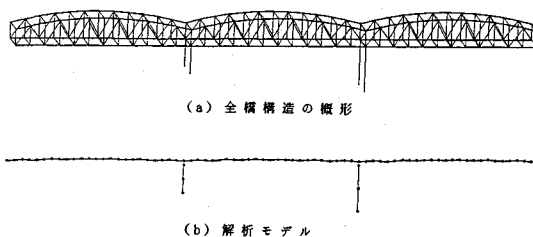
3) No.3, No.6のねじれ振動は、ともに解析値の方が大きな固有振動数として得られた。これはまだモデル化に問題があるためと思われる。

4) No.5の橋軸方向振動は、実測では1径間独自の値としては得られなかったが、解析で得られたため、後の参考としてここに示してある。

以上のように、橋軸直角方向振動、ねじれ振動に対してはまだ検討の余地はあるものの、この解析において実測に近い固有振動数、振動モードが得られた。

5. 全橋構造の固有値解析による検討

一連の振動調査のうち上部工独自の振動特性(固有振動数、振動モード)については、4.の解析でほぼ検証することができた。3.で示したように、振動調査によって下部工補強による全橋構造の振動特性の変化が得られている。そこで、解析対象として下部工を含めた全橋構造の振動を取り上げ、三次元固有値解析でその振動性状



図一5 全橋構造の解析モデル

が得られるかどうか、また補強前の橋脚底部の定着具合について検討する。

(1) 全橋構造のモデル化

本橋は同一構造のトラス3連より成るため、4.の解析を用いたモデルに橋脚部分のモデルを加えれば全橋モデルを作成することができる。しかし、この場合次のような問題が生ずる。①節点数、部材数が大幅に増加する。②同一構造のトラスが3つ存在するため、固有振動数についてもよく似た値が3個ずつ並び、求めるべき固有振動数、振動モードが多数となる。また③トラス上弦材部分が主として振動するモードが存在し、得たい固有振動数が非常に高次モードとなる。

したがって、上部工トラスについて、4.の解析に用いたモデルをそのまま用いることは多大な計算時間を要することとなり、実用的ではないと考えられる。そこで全橋構造のモデル化に際しては、3連のトラスについて簡略化した以下のようなモデル化を行った。

a) 橋梁全体のモデル化

解析に用いた構造モデルを図一5に示す。ここで(a)は橋梁の概形を表わしており、(b)は実際に用いたモデルである。これはトラス構造および橋脚をそれぞれ重心を通るはり材でモデル化しており、補強前、一部補強後、補強完成後に対してすべて共通のものとする。ただし、補強前後においては橋脚を構成する材料定数を変え、この違いによって補強効果に検討を加える。

トラス構造を一連のはり材としてモデル化した場合、立体トラスの振動特性をすべての確にシミュレートするのは難しい。そこでここでは、実測で補強前後に大きな違いの得られた振動モードに着目し、上部工トラスの振動性状のうち、橋軸直角1次、鉛直1次、橋軸方向振動について、振動数、振動モードが4.の解析モデルと同等と思われるはり材を用いることにする。ここで、このはり材は上部工トラス構造の断面から得られる断面積、断面2次モーメントをもつものとした。

b) 支承部のモデル化

支承は実橋構造のとおり一端を可動、他端をピンとして扱うことも考えられるが、ここでは支承はほとんど水平移動しないと考え、支承をすべてピン支承とする。このように仮定しても上部工のはり材モデル自身の振動

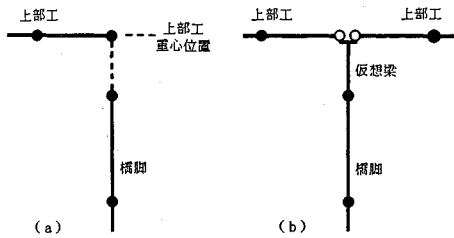


図-6 支承部のモデル

性状は変化しない。

また、ここではモデル化において重心を通るはり材を考えているため、図-6 (a) に示すように、上部工と橋脚との間に間隔が存在する。そこでこの間に剛性が大、質量が小となる仮想ばりを挿入する。このときの支承位置については、上部工側に仮想ばりを挿入して橋脚天端を支承位置とする方法⁷⁾も考えられるが、上部工はラーメン形式ではなくはり形式でモデル化したものであるため、ここでは図-6 (b) の位置に支承を定め、橋脚から仮想ばりを立ち上げた。

c) 橋脚の支持条件およびコンクリートの弾性係数

対象橋梁の架橋地点一帯は岩盤地帯であり、橋脚基礎は直接基礎である。そのため橋脚基礎の底部支持条件としては、橋脚の補強前後について固定支持としてよい。しかし、補強前の橋脚および基礎本体のボーリング調査から、洗掘によって橋脚基礎の底面はかなりの部分が下の岩盤と一体となっておらずロッキング・ピアーのような状態であったとも考えられる。そこで支持条件として補強前は、ピン支持、回転ばね支持についても考慮する。補強ではこの点についても改修が行われたため、補強後は固定支持とする。

コンクリートの弾性係数は、補強前についてはコンクリート強度等の資料が存在しないため、 $E=2.6 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$ (25.5 MPa) とした。また、補強後は CEB-FIP 国際指針の次式⁸⁾から $E=3.0 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$ (29.4 MPa) とした。

$$E=20\,665\sqrt{f_c} \dots\dots\dots (1)$$

ここで、 E はコンクリートの弾性係数 (kgf/cm^2)、 f_c は円柱供試体による圧縮強度 (kgf/cm^2) である。

(2) 解析結果および比較検討

表-6 に解析結果の固有振動数を示す。この解析値は次のようにして得た。まず、橋脚基礎の底部を固定支持として各段階での固有振動数を得る。次に、補強前の橋脚について考えられる最弱状態の支持条件としてピン支持について解析する。さらに、その橋軸直角方向の振動特性 (固有振動数、振動モード) がピン支持、固定支持の中間的なものであることを確認したうえで、計算上簡易なモデルとして橋脚基礎の底面に回転ばねを挿入した場

表-6 各支持条件における固有振動数

調査段階		解析値 (Hz)			実測値 (Hz)
		ピン支持	ばね支持	固定支持	
補強前	面 1 外次	0.525	2.249	3.749	2.19
	面 2 外次	1.083	3.169	出現せず	3.30
	橋水 橋軸水平	4.160	4.578	4.936	4.93
一部補強後	面 外	0.856	3.097	3.692	3.13
	橋水 橋軸水平	5.399	5.872	5.948	—
補強完成後	橋水 橋軸水平	—	—	7.274	6.36

合について結果を求める。表-6 ではこれらの結果をすべてまとめて示してある。なおここではばね支持については補強前橋脚が円柱形であったことから橋軸方向、橋軸直角方向とも同じ値とし、 P_1 橋脚の回転ばね定数は、 $3.0 \times 10^{11} \text{ kgf} \cdot \text{cm/rad}$ (2.94 TN·cm/rad)、 P_2 橋脚は $2.0 \times 10^{12} \text{ kgf} \cdot \text{cm/rad}$ (19.6 TN·cm/rad) と、実測値をほぼ再現する値とした。この2つの値の違いは、 P_2 橋脚基礎の底面が今回の補強工事以前にコンクリート巻立てによって一度補修されていることにより大きくなっていると考えたものである。

以上から、補強前橋脚基礎の底部定着具合について次のことがわかる。

1) 固有振動数は、ピン支持、ばね支持、固定支持の順に大きくなっており、特にこの傾向は橋軸直角方向振動に強く現われている。この橋軸直角方向についてみれば、ばね支持が最も実測値をよく表わしており、ピン支持でも、固定支持でもない中間的な状態であることを解析値として示している。このことはボーリング調査による結果を裏付けるものである。

2) 補強前の橋軸水平方向の固有振動数については、ばね支持より固定支持の方が実測値に近い値となっているが、ばね支持でもその差はわずかである。したがって、円柱形の基礎であることから、洗掘を受けて各方向のばね定数は等しかったと仮定するのが妥当と考えられる。

最終結果として、表-7 に実測固有振動数の値とともに解析結果を示す。ここで解析モード図は表-3 の実測値の模式的な振動モードと同様に橋軸直角方向 (面外) 振動については上方より、橋軸方向振動については側方よりみた図として描いてある。この解析値に対しては、橋脚補強前の底部支持条件としてばね支持を用いている。また、解析から得られた上部工の振動性状 (橋軸直角1次、鉛直1次振動) も合わせて示してある。これら

表一七 全橋構造の実測値と解析値の比較

	実測値 (Hz)	解析値 (Hz)	解析モード形
補強前	2.19	2.249	面外1次
	3.30	3.189	面外2次
	4.93	4.578	橋軸水平
一部補強後	3.13	3.097	面外
	—	5.872	橋軸水平
補強完成後	6.36	7.274	橋軸水平
上部工振動	2.23 }	2.425 }	橋軸直角方向1次(面外)
	2.60 }	2.428 }	
	2.59 }	2.633 }	船直方向1次
	2.69 }	2.641 }	

は各トラス個別に得られるものである。なお、これらは各段階について共通に現われた。実測と解析の比較から次のことがわかる。

1) 補強完成後では全橋振動は実測値、解析値とも橋軸方向にしか現われない。また、この場合ばね支持は考慮していないため、モデル化の検討については有益な情報となり得る。この橋軸方向の固有振動数は実測値と解析値で少し差がありモデル化の精度の問題はあるものの、実測と解析では同等の結果を示しているものと判断できる。

2) 橋軸直角方向(面外)1次モード形は、表一七に示すようなP₁橋脚とP₂橋脚で振幅の異なる形となって現われたが、これは主にP₁、P₂橋脚での回転ばね定数の違いによるものと考えられる。また、補強前の実測結果では上部工の橋軸直角1次振動に橋脚が同調したものととしてこのモードを扱ったが、解析ではこのモードとは別に上部工の橋軸直角1次振動が得られた。実際のところ、実橋でもこのように全橋構造としての振動と上部工独自の振動が存在していたことが考えられるが、振動数の値が近いために測定では上部工のみの振動が単独では得られず、全橋の振動として測定されたものと考えられる。

3) 一部補強後で、橋軸方向振動は実測値が得られていないため比較はできないが、P₁橋脚補強によりP₁橋

脚部分の橋軸方向振動に対する剛度が高まり、固有振動数としては補強前後の間の値となったものと判断できる。

6. 結 論

本研究では、架橋後60余年を経たトラス橋の下部工補強に際して、振動調査および数値解析からその振動性状の変化について検討を加えた。そして、次のような結果が得られた。

(1) 振動調査結果の橋脚天端近傍の動的変位をみると、補強工事により振幅が極端に小さくなっており、下部工の補強効果が十分認められる。

(2) 振動調査結果の固有振動数および振動モードをみると、振動モード形として橋脚を含めた全橋振動に変化がみられ、これは橋脚の水平方向剛性が高まり、橋脚基礎の岩盤への定着が強固となったことを示している。

(3) 数値解析において、補強前の橋脚基礎の底部は回転ばね支持としてモデル化した解析が実測値とよく一致し、洗掘を受けてロッキング・ピアー状態であったと考えられることが検証できた。

(4) 全橋振動、上部工振動の実測値に対して、数値解析がほぼ同等の結果を示しており、モデル化が妥当であったこと、および実測値の実証が得られた。

以上のように、比較的簡単な振動調査によって、下部工補強による振動特性の変化が得られ、補強効果の検討の一手法として適用できることが明らかとなった。また、固有振動数、振動モードについては実測と解析においてほぼ同等の結果が得られた。これは、橋脚の材料定数や支持条件を忠実に取り入れることにより、橋軸直角方向の振動モードの変化や、一部補強後のP₁、P₂橋脚天端での振幅の差など、補強後についての情報を知ることができるということを示しており、下部工補強に対して数値計算が有効であるといえよう。

今後の課題としては、より適切なモデル化の検討から精度のよい解析を得るとともに、数値解析として動的応答解析を行い、振幅に対する検討も加えていく必要があると思われる。

最後に振動調査の機会を与えていただき、調査に際して便宜をはかっていただいた、多くの方々に感謝の意を表します。

参 考 文 献

- 1) 加藤雅史・島田静雄：振動測定による既存構造物の診断調査，第29回構造工学シンポジウム論文集，pp.35～42，1983年2月。
- 2) 加藤雅史・高木保志・島田静雄：PC橋梁の破壊に伴う振動性状の変化に関する実験的研究，土木学会論文報告集，No.341，pp.113～118，1984年1月。
- 3) 小堀為雄・本田秀行・城戸隆良：中島大橋(ローゼ桁)

- の補強に関する調査, 橋梁と基礎, Vol.13, No.9, pp.16~22, 1979年9月.
- 4) 加藤雅史・島田静雄: 橋梁の現地振動実験法, 土木学会誌, Vol.66, No.2, pp.38~42, 1981年2月.
- 5) 岡林隆敏・原 忠彦・沖野 真・川村昭宣: 衝撃加振試験法による道路橋の振動計測, 橋梁と基礎, Vol.22, No.11, pp.39~43, 1988年11月.
- 6) 梶川康男・津村直直・角本 周: PC吊床版歩道橋の振動とその使用性, 構造工学論文集, Vol.36A, pp.685~695, 1990年3月.
- 7) 梶川康男・大嶋信太郎: 周辺環境への影響を考慮した高架橋の防振効果に関する一解析法, 土木学会論文報告集, No.341, pp.79~86, 1984年1月.
- 8) 岡田 清・六車 熙編: コンクリート工学ハンドブック, 朝倉書店, pp.465~468, 1981年
- (1990.4.2・受付)

CHANGE OF VIBRATIONAL BEHAVIOR OF BRIDGE WITH STRENGTHENING SUBSTRUCTURES

Masafumi KATO, Susumu TAKAMIYA, Shinji TANAKA and Kohki NINOMIYA

Recently, maintenance and rehabilitation of existing bridges have become important subjects. Therefore, new techniques are required for damage evaluation and judgement of strengthening efficiency. One of the suggested methods for bridge evaluation is to use vibration measurements.

In this paper, the strengthening of the substructure of a truss bridge aging about 65 years was used as a case study. The two columns of each pier were combined in a gravity-type pier. The vibrational behavior of the bridge before and after the strengthening were measured. Moreover, numerical analysis considering the supported conditions of the basement of piers was made to check the measured results. As a result, the change of vibrational behavior of the bridge was recognized.