

報告 高架橋基礎補強の効果確認を目的とした衝撃振動試験の適用

丸山 真一*1・東 基行*2・森川 昌司*3・関 雅樹*4

要旨：東海道新幹線の RC ラーメン高架橋の一部には、列車走行時に高架橋の上下加速度が大きいブロックが存在する。基礎鉛直反力向上による高架橋鉛直加速度および応力低減を目的として、増杭および地中梁による基礎補強を試験施工し衝撃振動試験や載荷試験等の補強効果の確認を行った。鉄道における RC 構造物に対する補強効果の確認方法としては衝撃振動試験が定着しているが、今回試験施工のような地中梁および増杭による基礎補強に適用した報告例は無い。本稿では、補強効果確認について、衝撃振動試験および同固有値解析結果と載荷試験結果の照合等により衝撃振動試験による基礎補強効果確認への適用性について評価する。

キーワード：基礎補強，衝撃振動試験，固有値解析，ノモグラム，地盤ばね

1. はじめに

東海道新幹線の土木構造物は、東京から新大阪までの 515.8km のうち、コンクリート構造物が 148km あり、大半の 118km が高架橋である。このため、将来にわたり安全輸送を継続するためには、高架橋の適切な維持管理を欠かすことはできない。東海道新幹線では、1993 年以降、RC ラーメン高架橋や橋りょう橋脚に対し衝撃振動試験¹⁾を用いた健全性評価を継続して実施し、構造物の維持管理に役立っている。

一方、東海道新幹線には、N 値 50 の基盤面以浅の N 値 20 以上の砂礫層等で支持する中間支持杭の高架橋があり、その一部には、列車走行時に上部工構造の上下加速度が大きいブロックが存在する。現在、これらの高架橋に顕著な変状は確認されていないものの、多数の列車走行による上層部材のひび割れ開閉に伴う中性化や鉄筋腐食が懸念される。高架橋構造の基礎鉛直反力向上による鉛直反力および上層部材応力の低減を目的として、営業線において増杭および地中梁による基礎補強工を実施し、補強効果確認として衝撃振動試験を実施した。衝撃振動試験は、その構造物の固有振動数を把握し健全度を調査する現地試験法で、鉄道において既に定着し補強対策工の効果確認に実績があるが、今回のような RC ラーメン高架橋基礎補強の効果確認への適用例の報告は無い。

本稿では、増杭および地中梁による基礎補強試験施工について、衝撃振動試験を実施し、柱の剛性および地盤ばねの定量的な評価を目的として、固有値解析を実施し、併せて実施した載荷試験結果と照合することで、衝撃振動試験および同固有値解析を基礎補強のような対策工に適用する場合の課題を整理し報告する。

2. 基礎補強の対象高架橋

基礎補強の試験施工対象となる高架橋は、中間支持杭の標準 RC ラーメン高架橋から、上下震動が比較的大きい箇所を選定した。ここでは、衝撃振動試験結果に基づく、同高架橋の健全性について下記する。

衝撃振動試験は、およそ 30kg の重錘を用いて橋脚や高架橋に衝撃を与え、その際の応答波形を収録、波形を重ね合わせおよびスペクトル解析することにより、その構造物の固有振動数を把握し健全度を評価する手法である。

さらに、関²⁾らは同手法を深度化し、予めノモグラムを作成しておき、衝撃振動試験に得られた全体系 1 次モード（以下、全体系とする）および部材振動モード（以下、部分系とする）の固有振動数を把握することで、複雑な数値解析を行わずに、簡易に柱の曲げ剛性および地盤ばねを評価できる手法を提案している。

ノモグラムは、標準ラーメン高架橋を対象に固有値解析を実施し、柱の曲げ剛性および地盤ばね定数を変化させ、全体系と部分系の固有振動数の関係を図化したものである。一例として、図-1 に柱高さ 7m、柱断面 60cm × 60cm のノモグラムを示す。これによれば、同一の柱において、全体系と部分系の固有振動数は、柱の曲げ剛性が低下すると、固有振動数が低い方へとシフトすることが分かる。また、同図に地盤ばねの値も併記することで、地盤ばねの評価も可能としている。地盤ばねの低下に伴い、同じ EI の曲線上を下方にシフトしていることが分かる。基礎補強施工前に「衝撃振動試験マニュアル³⁾」に基づき、試験を実施した。速度計の設置箇所および、重錘による打撃箇所に関して、全体系の測定概要を図-2 に、部分系の測定概要を図-3 に示す。

*1 東海旅客鉄道(株) 総合技術本部 技術開発部 研究員 工修 (正会員)

*2 東海旅客鉄道(株) 総合技術本部 技術開発部 主幹研究員 工修 (正会員)

*3 東海旅客鉄道(株) 総合技術本部 技術開発部 構造リノベーショングループリーダー 工修 (正会員)

*4 東海旅客鉄道(株) 総合技術本部 技術開発部長 工博 (正会員)

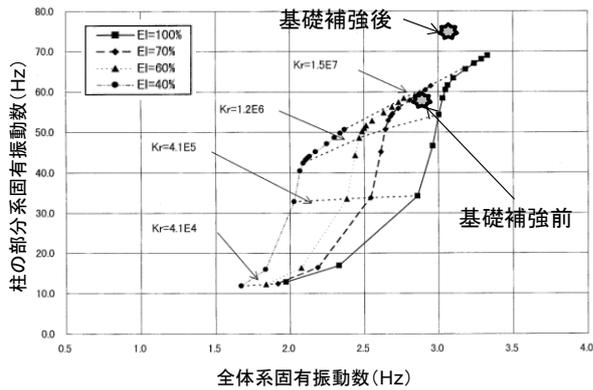


図-1 ノモグラム (柱高さ 7m, 柱断面 60cm×60cm)

この結果、全体系固有振動数は 2.8Hz、部分系の固有振動数については、測定を実施した上線柱 4 本平均で 58.3Hz であることが分かった。今回、基礎補強工の対象とした高架橋の高さは 7m、柱断面は 60cm×60cm であることから、図-1 のノモグラムを使用して、得られた固有振動数を評価する。図-1 中のプロットは、柱剛性 100% 曲線と 70% 曲線の間に位置していることが認められる。ここで、柱剛性は、鉄筋を考慮した全断面有効の場合における設計基準強度に基づく値であり、健全な状態の柱剛性を 100%としている。従って、建設当初と比較して経年劣化により柱剛性が低下している可能性がある。

また、図-1 によれば、基礎補強前の衝撃振動試験によって得られた固有振動数に基づくプロットは、地盤ばね曲線群の最上位に位置する。このため、今回試験施工対象とした高架橋の地盤は、十分な地盤ばねを有しているものと判断できる。

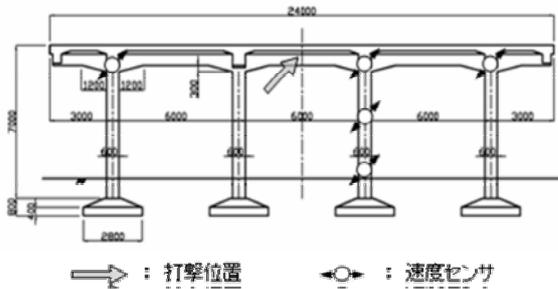


図-2 全体系測定概要図

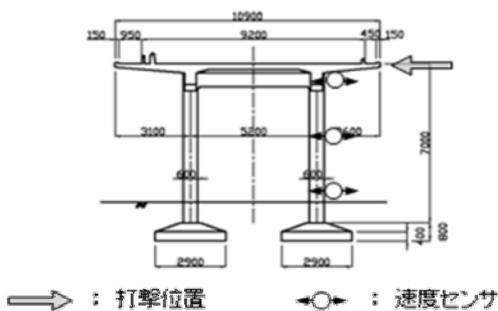


図-3 部分系測定概要図

3. 基礎補強工

3.1 試験施工の対象地盤

基礎補強の事前調査として、対象箇所の地質調査を事前に実施した。この結果を図-4 に示す。自然地下水位は GL-1.6m であった。GL-6m~9m に N 値 20 程度の砂層があるが、以深は N 値が低下し、GL-11m~26m に N 値 2~8 程度の軟弱層が存在した。また、既設高架橋の杭先端部は、しゅん功図より GL-9.6m 程度と想定される。

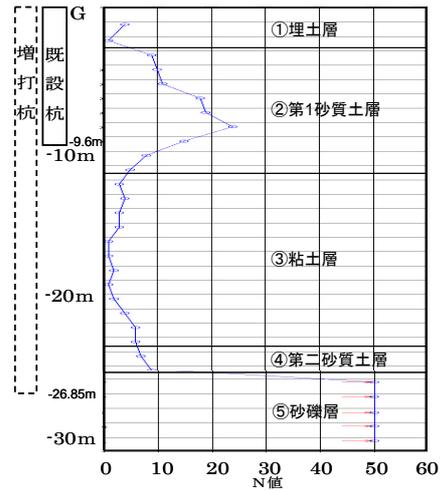


図-4 地質調査結果

3.2 基礎補強の概要

基礎補強は、基礎面に達する杭を増打し、既設 RC ラーメン高架橋のフーチング上部で、柱と地中梁を一体化し、列車走行時の活荷重の一部を増杭で分担する構造とした。基礎補強の概要図を図-5、6 に示す (着色部が基礎補強による新設部)。

増杭の配置は、敷地内で施工を完結するため、各線の高架橋柱間とした。また、今回の施工箇所は、高架橋端部が生活道路となっているため、上下線各線の 4 本の高架橋柱間に 3 本の新設杭を増打ちする構造とした。増杭先端到達長は GL - 27m とした。

地中梁完成後の状況を写真-1 に示す。

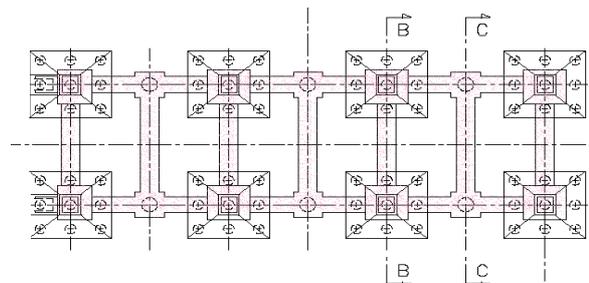


図-5 基礎補強の概要図(1)

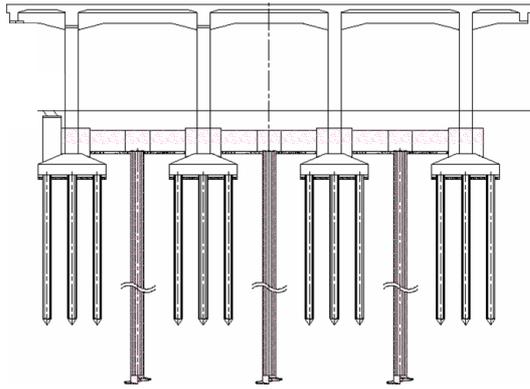


図-6 基礎補強の概要図(2)



写真-1 地中梁完成時の状況

4. 衝撃振動試験

4.1 試験方法

基礎補強による高架橋の健全度の向上を確認するため、各施工段階において、衝撃振動試験を実施した。試験対象とした施工段階は、図-7 に示す通り、Case1 杭施工前、Case2 地中梁連結前(掘削後)、Case3 地中梁連結後、Case4 埋め戻し後の4段階とした。衝撃振動試験の実施要領は、全体系および部分系の測定とも、「2. 基礎補強の対象高架橋」に示した通りである。

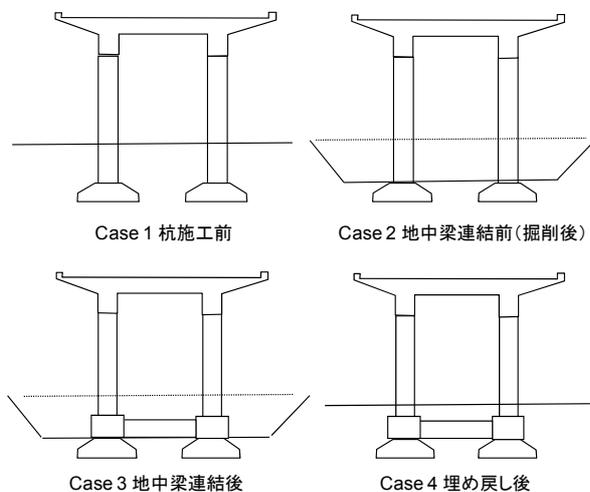


図-7 衝撃振動試験実施 Case

4.2 衝撃振動試験結果

4.2.1 全体系固有振動数

杭施工前、地中梁連結前、地中梁連結後、埋め戻し後の各施工段階において、衝撃振動試験によって得られた固有振動数を表-1 に示す。表には、当該高架橋の全体系固有振動数、および各柱の部分系固有振動数の値を示した。部分系の計測については、最も東京寄りの柱1P、大阪寄りの柱を4Pとしている。表-1に基づき、全体系固有振動数の推移を図-8 に示す。図-8によれば、全体系固有振動数は杭施工中および地中梁連結前は2.8Hz、地中梁連結後は3.1Hzに上昇した。西村らの研究⁴⁾より、基礎の支持性状は、部分系固有振動数と比較して、全体系の固有振動数に対し、より大きな影響を及ぼすことが分かっている。本試験結果より、地中梁により増打杭および反対線の既設柱のフーチング上部と接続されたことにより、地盤ばね値が向上したため、全体系の固有振動数も向上したものと考えられる。

次に、Case1とCase2を比較すると、双方とも全体系の固有振動数は2.8Hzであり、Case2はフーチング上面まで掘削したにもかかわらず、Case1と比較して変化がないことが認められる。本来であれば、有効高さ(柱高さ-土被り厚)の小さいCase1の方が、全体系の固有振動数は大きくなるはずである。しかしながら、今回の試験の結果、同等の固有振動数を示したのは、Case1において地盤の緩かったため、地盤ばねが極めて小さく、有効高さが双方とも同等程度であったためと考えられる。

また、Case3とCase4と比較すると、双方とも全体系の固有振動数は3.1Hzであり、Case4は埋め戻しを行ったにも関わらず、Case3と比較して変化がないことが認められる。これは、埋め戻しの際入念に締め固めたものの、施工後速やかに試験を実施しており、基礎の地盤ばねが小さかったため、固有振動数の向上が認められなかったと考えられる。今後、経年とともに締め固まり、固有振動数も向上するものと考えられる。

表-1 衝撃振動試験結果一覧(Hz)

		Case1 杭施工中	Case2 地中梁 連結前	Case3 地中梁 連結後	Case4 埋め戻し 後
全体系		2.8	2.8	3.1	3.1
部分系	P1	55.3	54.9	73.1	73.8
	P2	54.8	54.0	74.5	75.2
	P3	60.7	58.1	79.5	79.7
	P4	58.4	54.9	76.9	77.6
	平均	57.3	55.5	76.0	76.6

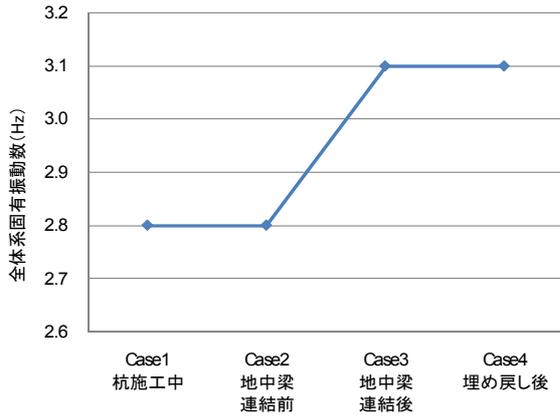


図-8 全体系固有振動数の推移

4.2.2 部分系固有振動数

対象高架橋の各柱の部分系固有振動数および、これらの平均値の推移を図-9に示す。図-9によれば、いずれの柱においても、部分系固有振動数は、基礎補強を実施する前のCase1およびCase2と比較して、基礎補強実施後のCase3およびCase4は20Hz程度向上していることが認められる。柱の部分系の固有振動数は、両端固定と考えた場合、理論的に有効高さの2乗に反比例する⁵⁾。このため、地中梁連結後は有効高さが低くなり、部分系の固有振動数は大きくなったものと考えられる。

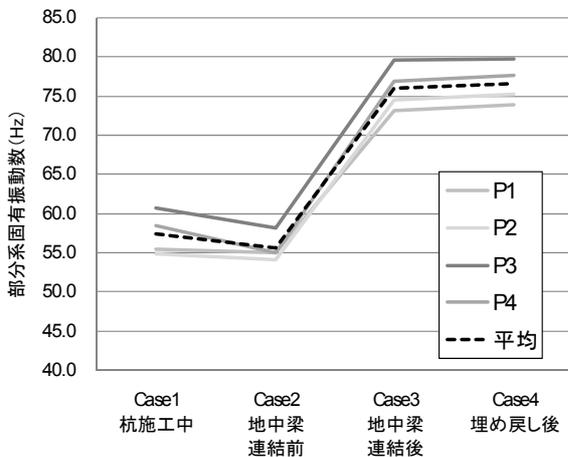


図-9 柱部分系の固有振動数の推移

4.2.3 ノモグラムによる評価

基礎補強施工後に実施した衝撃振動試験によって得られた固有振動数から、「2. 基礎補強の対象高架橋」で示したノモグラムを用いて、補強効果を検証する。Case4埋め戻し後の固有振動数は、全体系が3.1Hz、部分系が76.6Hzであった。この結果を、図-1上にプロットすれば、基礎補強前の右上に位置するため、ノモグラムからも基礎補強の効果を確認できた。

5. 固有値解析

「4. 衝撃振動試験」では、衝撃振動試験によって得られた実測の固有振動数を用いて、健全度の向上を確認したが、地盤ばねと柱剛性を個別に評価することはできなかった。そこで、衝撃振動試験の結果に基づき、各施工段階の柱の曲げ剛性および地盤ばね性状を評価するために、固有値解析を行った。

5.1 解析モデルの作成

「3. 基礎補強工」で示したCase1~Case4までの各施工段階において、対象高架橋および基礎補強工のしゅん功図に基づき、高架橋断面を図-10に示すようなばね質点系の解析モデル化を作成した。地盤ばねの設定は、各施工段階に応じて、フーチング上部、フーチング底面および新設増杭に対して設定した。

曲げ剛性の初期値については、コンクリートの圧縮強度を 24N/mm^2 と仮定して鉄道構造物設計標準コンクリート構造物⁶⁾に基づいて設定した。

一方、地盤ばねの初期値については、「3. 基礎補強工」で示した地質調査結果を用いて、鉄道構造物設計標準基礎構造物⁷⁾に基づき、各要素の地盤ばねを算出した。

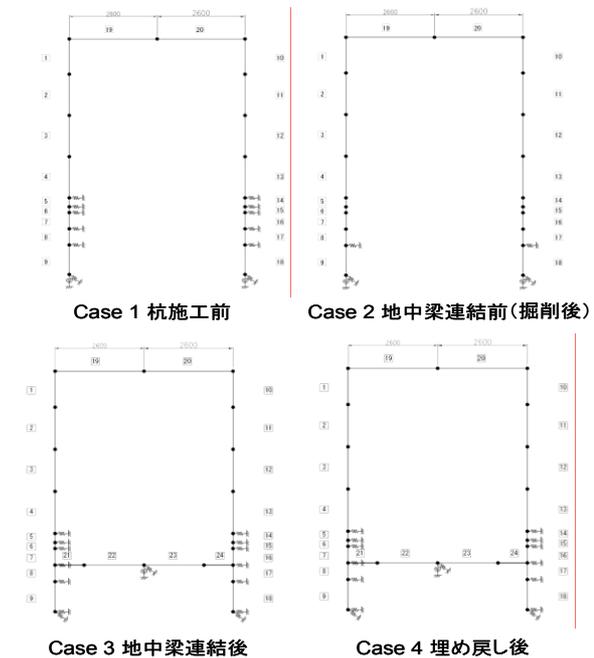


図-10 各施工段階の振動解析モデル

基礎補強施工後のCase3およびCase4の解析モデルに対し、地盤ばねを設定するにあたり、増杭の評価を以下のとおり行った。まず、地中梁と増杭の剛比を算出する。地中梁および増杭の断面寸法は図-11に示すとおりであるから、断面2次モーメントはそれぞれ、 0.058m^4 、 0.000958m^4 と算出される。また、地中梁のヤング係数を 25kN/mm^2 、増打杭(鋼管圧入杭)のヤング係数を 200kN/mm

と仮定すれば、それぞれの曲げ剛性の比は、およそ 8:1 であると評価できる。これより、増杭に対し地中梁は剛体として評価することができるため、図-10 に示すとおり、地中梁連結後および埋め戻し後の Case2 および Case3 においては、既設杭頭の回転ばねを除き、増打杭の回転盤ばねを地中梁の中央に考慮した。

また、図-5 に示すように、既設基礎を有する線路直角方向断面 (B-B 断面) は 4 断面であるのに対し、増杭は線路直角方向に 3 断面 (C-C 断面) 新設されるため、増杭が有するばね定数は、1 断面について算出したばね定数の 3/4 倍と仮定した

以上のように、Case3 および Case4 の解析モデルに対しては、Case1 および Case2 で設定したフーチング上部および底面の地盤ばねに加え、新設増杭の地盤ばねを考慮した。

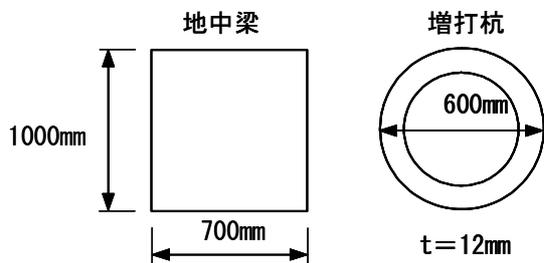


図-11 地中梁および増打杭の断面寸法

5.2 解析結果

RC ラーメン高架橋の固有値解析では、衝撃振動試験によって得られた実測の固有振動数が解析値と等しくなるように、柱の剛性と地盤のばね定数を次々と変化させる。振動モードについては、高架橋柱に貼付した上部、中部および下部の速度センサから得られる応答波形のフーリエスペクトルから求めた振幅の比率を用いて求めている。

また、本解析においては、P1~P4 の柱の実測値のうち、端部拘束の影響を受ける P1 および P4 を除き、P3 および P4 の平均値を部分系の固有振動数として採用している。

本作業では、下記のとおり固有値解析を行った。まず、構造物全体の曲げ剛性を 100% として解析を実施したが、解析値が実測値に一致するに至らなかった。この際、実測値の解析値に対する比率はおよそ 0.9 程度であったため、構造物の曲げ剛性は低下していることが示唆された。この結果を踏まえ、柱の曲げ剛性を 85% に減じ、解析を行った結果、固有振動数の解析値が実測値にほぼ一致した。解析による固有振動数と固有振動モード、および実測による固有振動数と比較を表-2 に示す。

柱部分系の解析結果によれば、Case1 および Case2 においては、左右の柱が同方向に振動する同位相モードが、柱の中間部分が膨らむ部分系振動モードの中で、最も卓

越していることが認められた。一方で、Case3 および Case4 においては、卓越する振動モードが変化し、左右の柱が逆方向に振動する逆位相モードが、卓越していることが認められた。これは、地中梁の連結により、卓越する柱部分系 2 次モードの形状が変化したためと考えられる。

表-2 各施工段階の固有値解析結果

		CASE1	CASE2	CASE3	CASE4	
全体系	実測値 (Hz)	2.8	2.8	3.1	3.1	
		2.9	2.8	3.2	3.2	
	解析値 (Hz)	1次 2.943	1次 2.827	1次 3.184	1次 3.231	
	比率※1	0.97	1.00	0.97	0.97	
柱系	実測値 (Hz)	P2	54.8	54.0	74.5	75.2
		P3	60.7	58.1	79.5	79.2
		平均	57.8	56.1	77.0	77.2
	解析値 (Hz)	7次 60.6 7次 60.622	7次 60.2 7次 60.202	10次 76.1 10次 76.142	10次 76.3 10次 76.259	
	比率※1	0.95	0.93	1.01	1.01	

※1 比率は実測値 (Hz) / 解析値 (Hz) を示す

次に固有値解析によって得られた地盤ばねのうち、鉛直地盤ばね値を表-3 に示す。固有値解析の結果、増打杭の鉛直地盤ばねは 1.87×10^6 (kN/m) であることが分かった。今回の解析では、柱の曲げ剛性を変化させた結果、固有振動数の実測値と解析値が一致したため、地盤ばねは、「5.1 解析モデルの作成」で示した設計標準に基づいて設定した設計値となった。鉛直地盤ばね値を、各施工段階で比較・評価するために、柱 1 本あたりの鉛直地盤ばねを算出する。地中梁の剛性や増打杭による補強効果を加えた鉛直地盤ばねは次の式 (1) により、算出することが可能である。

$$K2 = (Ka \times Kb) / (Ka + Kb) \quad (1)$$

K2: 柱 1 本あたりの地盤ばね

Ka: 地中梁のばね定数

Kb: 増打杭のばね定数

式(1)によって算出した各施工段階の地盤ばねを表-3 に示す。柱 1 本あたりの地盤ばねは、基礎補強前の 3.94×10^6 (kN/m) から、基礎補強後の 4.14×10^6 (kN/m) に、およそ 5% 向上していることが分かった。

次に、固有値解析で得られた地盤ばね値を、実測の地盤ばね値と比較する。対象高架橋において保守用車 (車両重量約 23tf) を低速走行させた際の柱の沈下量および軸力から鉛直地盤ばねを直接的に求めている。この結果を表-4 に示す。鉛直地盤ばねは、8 柱平均で基礎補強施工前が 0.928×10^6 (kN/m)、基礎補強施工後が 1.281×10^6 (kN/m) であった。これを、本解析で求めた地盤ばね値と比較すると、基礎補強施工前後ともに、固有値解析で求

めた地盤ばね値の方が 3~4 倍程度大きい値となった。両者に大きな差異が生じた要因として、以下のことが考えられる。

本固有値解析は「3. 基礎補強工」で示したように、地質調査で得られた N 値から基礎標準⁷⁾を用いて設定した「設計値」であり、固有値解析によって得られた地盤ばね値は、実際よりも大きい値となったと考えられる。

また、解析の対象とした地盤は、地質調査によって求められた N 値に応じて土層を分割して設定しているが、杭先端の深度までしか考慮されていないことも差異が生じた原因であると考えられる。また、増打杭を施工する断面は、実際には既設断面と同一断面ではなく、この点を 2 次元解析モデルでは正確に表現することが難しいため、固有値解析結果に影響を及ぼしたと考えられる。

以上より、本施工で実施したような基礎補強の効果を、衝撃振動試験および同固有値解析によって確認する場合の課題を抽出することができた。

表-3 地盤ばね値 (固有値解析結果)

	Case1 杭施工中	Case2 地中梁 連結前	Case3 地中梁 連結後	Case4 埋め戻し後
フーチング底面 (節点番号10.20)	3.94E+06	3.94E+06	3.94E+06	3.94E+06
地中梁のばね定数			2.21E+05	2.21E+05
増打杭 (節点番号10.20.22)			1.87E+06	1.87E+06
柱1本あたりの地盤ばね	3.94E+06	3.94E+06	4.14E+06	4.14E+06

表-4 地盤ばねの実測値

	実測値			解析値	
	8柱平均	中間柱平均	端部柱平均	中間柱	端部柱
施工前	0.928	0.934	0.923	0.934	0.934
施工後	1.281	1.319	1.244	1.261	1.114

6. まとめ

本稿では、増杭および地中梁による基礎補強試験施工について、衝撃振動試験および、定量的な評価のため、同固有値解析を実施した。また、載荷試験結果と照合し、衝撃振動試験および同固有値解析を試験施工のような対策工に適用する場合の課題を整理した。

(1) 全体系固有振動数については、杭施工中および地中梁連結前の 2.8Hz から地中梁連結後は 3.1Hz に上昇した。

(2) 部分系固有振動数については、いずれの柱においても、高架橋杭施工による基礎補強により、57.3Hz から 76.6Hz に向上した。これは、地中梁連結により有効高さが低くなったことに起因すると考えられる。

(3) 固有値解析の結果、柱の曲げ剛性は、経年劣化により低下している可能性がある。但し、耐荷力上すぐに問題が生じることはないと考えられる。

(4) 固有値解析の結果、基礎補強後の地盤ばね値はおよそ 5%程度向上していることが分かった。

(5) 固有値解析によって得られた地盤ばねは実測値と 3~4 倍程度の大きな差異があることが分かった。これは、杭先端以深の地層を考慮していないことに起因すると考えられる。また、増打杭を施工する断面は、実際には既設断面と同一断面ではなく、この点を 2 次元解析モデルでは正確に表現することが困難あることも、両者の大きな差異に起因していると考えられる。

本稿で抽出された課題に対し、現在は、杭先端以深の軟弱地盤層も考慮したうえで、薄層法や FEM 解析等の数値解析によって得られた地盤ばねを設定した 3 次元フレームモデルによる固有値解析手法の策定に取り組んでいるところである。

参考文献

- 1) 鉄道構造物等維持管理標準・同解説 (基礎構造物・抗土圧構造物), 財団法人鉄道技術研究所編, 丸善株式会社, 2007.1
- 2) 関雅樹: 固有振動数に着目した東海道新幹線構造物の維持管理システムに関する研究, 博士論文, 2001.10
- 3) 衝撃振動試験マニュアル, 財団法人鉄道総合技術研究所, 1994.3
- 4) 西村昭彦: ラーメン高架橋の健全度評価の研究, 鉄道総研報告, Vol.4, No.9, 1990.9
- 5) 土木振動学, 森北出版株式会社
- 6) 鉄道構造物設計標準・同解説 (コンクリート構造), 財団法人鉄道技術研究所編, 丸善株式会社, 2004.4
- 7) 鉄道構造物設計標準・同解説 (基礎構造物), 財団法人鉄道技術研究所編, 丸善株式会社, 2001.8