

RC ラーメン高架橋の柱剛性向上による鉄道振動への影響

Influence of improved rigidity in railway viaducts on the environmental ground vibration

吉田幸司*, 関 雅樹**
Koji YOSHIDA, Masaki SEKI

*工修, 東海旅客鉄道, 総合技術本部 技術開発部 構造物チーム研究員 (〒485-0801 愛知県小牧市大山 1545-33)

**博 (工), 東海旅客鉄道, 総合技術本部 技術開発部 チームマネージャー (同上)

We studied an influence of the change in rigidity of viaducts caused by several reinforcement methods or by different structure condition on the environmental ground vibration. This paper describes how the improved rigidity of viaduct columns brought by the steel jacket method as a seismic retrofitting for railway viaducts affects the reduction of the environmental ground vibration.

After evaluating vibration of the structure and the ground after the reinforcement, it has been found that the improved rigidity well contributes to reducing the horizontal components of vibration while it still improves the vertical components to some extent. The viaduct on weak ground, however, showed little reduction in vibration even after concrete block walls had been fixed to the columns to improve their rigidity, which needs further investigation.

Key Words: railway viaduct, environmental vibration, rigidity, natural frequency

1. はじめに

新幹線鉄道は, 都市間の高密度・高速度輸送を実現し, 社会的・経済的に大きな効果をもたらしている. 一方で, 建物が近接して立地する地域では, 地盤条件等によっては列車通過時に生じる構造物の振動や沿線地盤振動 (以下, 鉄道振動とする) の課題を検討する必要がある.

列車による振動発生メカニズムに関しては, 多くの研究¹⁾がなされている. しかしながら, 鉄道振動は, 車両速度, 構造物, 基礎ならびに地盤のそれぞれの特性が相互に影響するため, 鉄道振動の発生メカニズムおよびその対策は完全には解明されていない.

鉄道振動対策としては, 対策実施箇所により, ①振動源, ②伝播経路, ③受振箇所に分類される. 東海道新幹線では, 各種鉄道振動対策が実施されている. これまで, 振動源対策²⁾としては, 車両の軽量化, 軌道締結装置の改良, 弾性マクラギの導入, 地盤改良, バラストマットの施工等が実施されてきた. また, 受振箇所である家屋の対策も実施されてきた. この中で, 東海道新幹線では, 1992 年以降新製車両の開発導入により車両の軽量化が推進された. 新規に導入された 300 系車両及びその後継車両である 700 系車両は, 従来の車両と比較して軸重が約 30% 減少している. 振動対策としては, 振動源対策がもっとも効率的と考えられ, これまで車両軽量化により, 鉄道振動の低減に一定の成果を得ている.

表-1 検討高架橋一覧

No.	柱断面寸法 (m)	高さ(m)	基礎種別	杭長(m)	地盤固有周期 (sec)	備考
A高架橋	0.7×0.8	7.0	RC杭	8.0	0.28	鋼板巻き補強
B高架橋	0.7×0.8	8.0	RC杭	10.0	0.40	鋼板巻き補強
C高架橋	0.7×0.8	6.0	RC杭	8.0	0.20	鋼板巻き補強
D高架橋	0.6×0.7	7.0	直接基礎	-	0.17	無補強(剛性低下)
E高架橋	0.6×0.7	7.0	直接基礎	-	0.17	無補強(健全)
F高架橋	0.6×0.6	6.0	RC杭	18.0	0.65	ブロック壁施工

鉄道振動では, 江島らの研究³⁾では, RC 構造物の質量及び剛性が大きいほど鉄道振動の発生が小さいと報告されている. さらに, RC ラーメン高架橋では, 線路周辺では列車荷重により生じる振動の鉛直成分が大きい, 線路から離れると地中伝播の過程で表面波が励起され, 振動の水平成分が卓越するとも報告している.

これらの知見に対して建設後の構造物の剛性や質量を増加させることは容易ではないため, RC 構造物の剛性変化による振動低減効果および卓越成分の変化等振動特性を確認に関した研究報告はなされていない.

一方, 兵庫県南部地震後, RC ラーメン高架橋柱の耐震性能の向上を目的として, 曲げせん断耐力比の小さいせん断破壊先行型の柱を対象として, 約 10000 本の柱に鋼板巻き補強が実施されている. 鋼板巻き補強後の柱の剛性は, 既往の知見⁴⁾から 150%~170%程度に向上している.

本研究では, 耐震補強として実施してきた鋼板巻き補強による柱の剛性向上に着目し, 補強による鉄道振動の低減

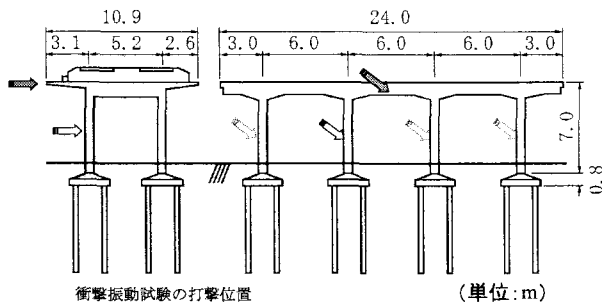


図-1 RC ラーメン高架橋標準図
および衝撃振動試験打撃位置

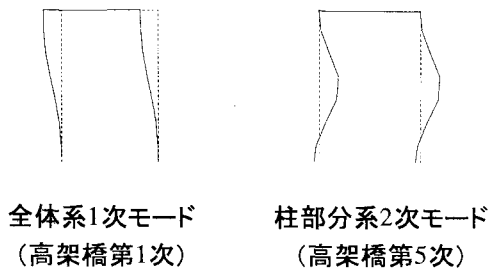


図-2 高架橋の振動モード形状（橋軸直角方向）

効果とその影響が発生する振動成分について検討する。

このため、鋼板巻き補強前後における列車走行時の構造物および地盤の振動について、建設地点の異なる3つの高架橋（表-1 A 高架橋～C 高架橋）での振動測定結果に基づく研究内容を報告する。

また、健全度が劣り、逆に剛性の低下した場合の振動に与える影響について、健全度が異なる近接する同一構造諸元の2つの高架橋（表-1 D, E 高架橋）の対比による振動測定結果を基に一例を報告する。

さらに、鉄道振動の大きな高架橋（表-1 F 高架橋）について構造全体系の剛性向上を目的として、高架橋の線路直角方向の柱間へのブロック壁を試験施工し、振動測定を実施したので、その影響についても報告する。

2. 鋼板巻き補強による鉄道振動の低減

2.1 RC ラーメン高架橋の剛性と固有振動数

検討対象のRC ラーメン高架橋の標準形式を図-1に示す。RC ラーメン高架橋の形式は、2柱3径間の複線式ラーメン高架橋であり、軌道構造はバラスト軌道である。

鉄道振動の検討では、起振源である列車特性に対して、RC ラーメン高架橋の固有振動数を把握することが必要である。RC ラーメン高架橋の固有振動数は、構造形式（高さ、断面寸法等）、ならびに地盤のばね定数により定まる。東海道新幹線では、健全度評価の一環として、1991年より衝撃振動試験⁵⁾を採用しRC ラーメン高架橋の固有振動数の把握を実施している。また、著者らはRC ラーメン高

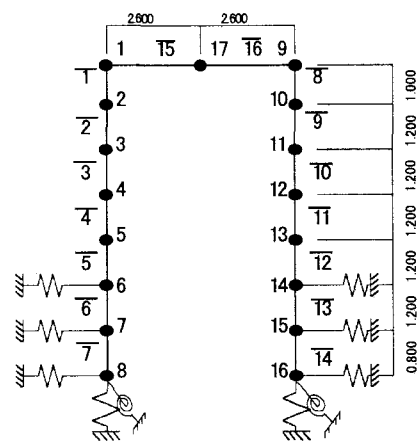


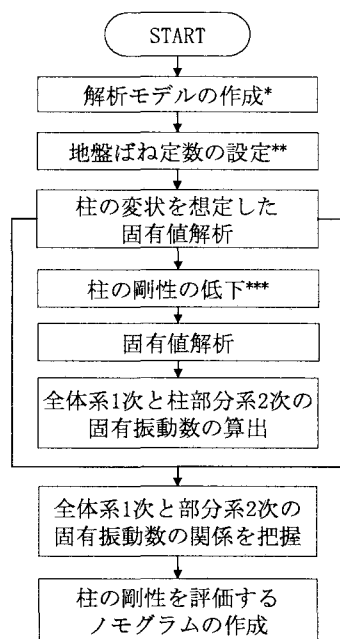
図-3 解析モデルの一例（高架橋高さ7m）

架橋の柱の剛性と地盤のばね定数に着目し、衝撃振動試験による実測固有振動数と数値解析結果から、RC ラーメン高架橋の柱の剛性および地盤ばね定数の程度をそれぞれ明らかにする手法を提案している⁶⁾。ここで、実測固有振動数は、図-2に示す高架橋の振動モード形状（全体系1次モード、柱部分系2次モード）での値を得ることを目的に、各々のモード形状を励起するよう、図-1中の矢印で示すように、前者は高架橋天端を重錘にて、後者は柱中間部を掛矢にて強制振動させる。

さらに、実測の固有振動数から柱剛性、地盤ばねの簡易な評価ができるように、RC ラーメン高架橋の標準高さ、断面寸法別に図-3に示すような2次元ばね・マス系にモデル化し、柱の剛性（EI）と地盤ばね定数（ K_h , K_v , K_r ）をパラメータにしたパラメトリックな固有値解析によって、図-2に示す高架橋の全体系1次振動モードと柱部分系2次振動モードの固有振動数を算出した。この2変数の関係を整理してノモグラム図化している⁷⁾。

ノモグラム作成の解析では、柱の剛性は全ての柱要素に対して剛性を変化させた。想定した柱の剛性とその状態は、それぞれ、EI=100%（全断面有効）、70%（鉄筋まで到達しないひび割れ）、60%（せん断補強鉄筋位置までのひび割れ）、40%（軸方向鉄筋位置までのひび割れ）である。また、地盤ばね定数については、直接基礎と杭基礎の2種類の基礎形式を想定し、直接基礎は一般的な高架橋のフーチング底面積、杭基礎は一般的な高架橋の杭配置（1フーチングあたり5本配置）にて、鉄道構造物の設計基準⁸⁾により、水平、鉛直、回転ばねを算出し、算出した地盤ばね定数に対して、それぞれ同じ倍率を乗じてばね定数を変化させた。

ノモグラム作成の流れを図-4に、その一例を図-5に示す。このノモグラムは東海道新幹線のRC ラーメン高架橋の内、高さ7m、柱断面寸法が0.6m×0.6mの標準的設計タイプである。例えば、同一な標準設計タイプの高架橋について、複数の実測による全体系の固有振動数および柱部分系の固有振動数が得られれば、ノモグラムから両者の剛性の差異、あるいは地盤ばね定数の差異が比較できる。



*: 柱断面毎に、高さ、地中梁の有無別にモデル化
 **: 直接基礎、杭基礎にて地盤ばね定数を変化
 ***: 剛性の低下 (EI=100%, 70%, 60%, 40%)

図-4 ノモグラム作成の流れ⁷⁾

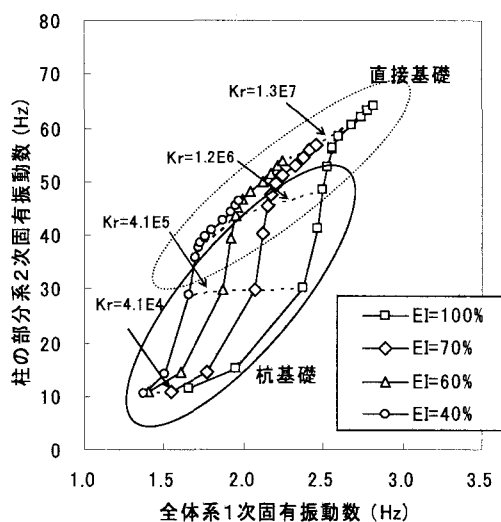


図-5 ノモグラム (h=7m 高さ、断面寸法 0.6m×0.6m)⁷⁾

2.2 鋼板巻き補強による RC ラーメン高架橋の剛性向上

東海道新幹線では兵庫県南部地震後、RC ラーメン高架橋柱の耐震性能の向上を目的として鋼板巻き補強を実施している。鋼板巻き補強工法は、せん断耐力向上とじん性能（変形性能）向上を目的に、既設柱に対して、鋼板 (t=6mm) を巻き立て溶接閉合し、既設柱と鋼板の隙間 (隙間 30mm 標準) に無収縮モルタルを充填するものである。その概要を図-6 に示す。

今回の調査対象 RC ラーメン高架橋の選定では、鋼板巻き補強前において躯体に大きな変状がないことを条件と

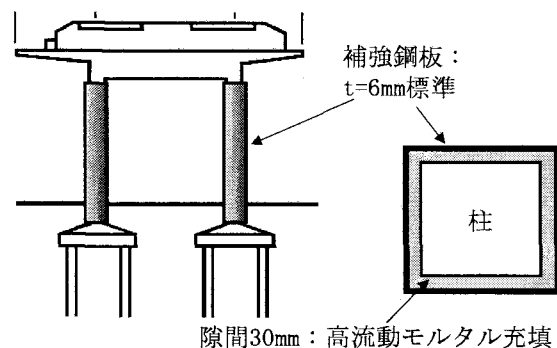


図-6 鋼板巻き補強の概要

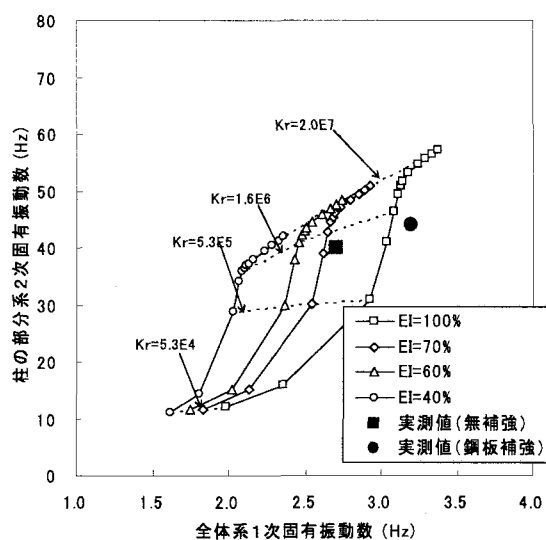
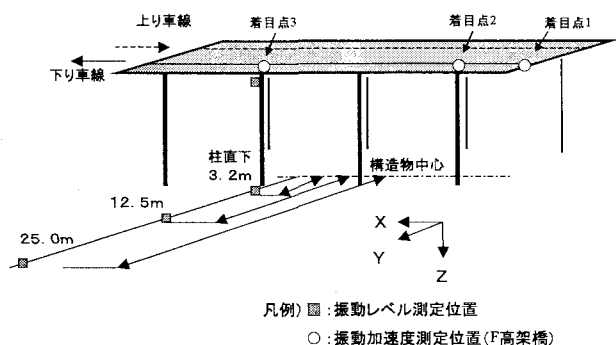


図-7 ノモグラム (h=8m 高さ、断面寸法 0.7m×0.8m)
 鋼板巻き補強前後の比較 (B 高架橋)

した。このため、事前に衝撃振動試験を実施し、躯体の健全性を確認した。対象とした RC ラーメン高架橋は、建設地点が異なる 3 つの高架橋 (A～C 高架橋) である。いずれも柱断面は 0.7m×0.8m、RC 杭基礎で、高架橋の高さと杭長ならびに地盤条件が異なる。RC 杭の支持地盤はいずれも N 値 30 以上の砂礫地盤で、支持地盤までの表層地盤は A 高架橋では、緩い砂質地盤であり、固有周期 0.28sec、B 高架橋では、SPT-N 値 2 のシルト層と SPT-N 値 5 の粘土層の互層地盤で固有周期 0.40sec、C 高架橋では、SPT-N 値 5 程度の粘土層で地盤の固有周期 0.20sec である (表-1 参照)。

柱の鋼板巻き補強による剛性の向上について、衝撃振動試験による固有振動数の測定結果からノモグラムを用いて評価した。一例として、B 高架橋での鋼板巻き補強前後の測定結果を図-7 に示す。B 高架橋での柱の剛性は、当初全断面有効の理論的 EI (ひび割れ等のない状態) の概ね 70% 強の標準的な高架橋である。鋼板巻き補強後の剛性は概ね 100% を超える程度に変化し、150% 程度に向上している。これは、既往の知見⁴⁾からも妥当であると考えられる。



*C 高架橋については、上り側で測定
図-8 振動測定の概要

2.3 鋼板巻き補強前後の振動測定結果

次に、振動測定の概要を図-8 に示す。測定点は、柱上部、柱直下の地盤面、構造物中心から 12.5m および 25.0m 離れた地盤面である。それぞれの地点で、線路方向、線路直角方向および鉛直成分（以下、それぞれ、X、Y、Z 成分とする）の 3 成分の振動レベルと振動加速度レベルを測定した。沿線振動問題では、水平、垂直のそれぞれに人体感覚補正を行った振動レベルの最大値による評価が実務上重要となる。このため、本報告では補強による振動低減の効果の指標として、振動加速度レベルを補正した実効値（すなわち、振動レベル）について報告する。また、振動レベルは列車速度と軸重の違いにより異なる値を示す。したがって、測定列車は、速度と軸重の異なる 100 系車両（最高速度 220km/hr、軸重 16.0t）と 300 系（700 系）車両（最高速度 270km/hr、軸重 11.4t）の 2 種類で実施した。

図-9(a)~(c)に、測定高架橋毎の鋼板巻き補強前後の振動レベルの最大値を、列車種別、補強有無、振動レベルの方向成分別に整理したものを示す。なお、各図とも列車走行線は振動測定線側を走行した場合のデータを用いており 100 系車両及び 300 系（700 系）車両毎に同じ速度域にある複数の振動レベルの最大値（VLmax）の測定データを平均し、プロットしている。また、各高架橋における列車平均速度は、A 高架橋では、100 系車両 220km/hr、300 系車両 250km/hr、B 高架橋では、それぞれ 210 km/hr、260km/hr、C 高架橋では、210 km/hr、250km/hr であり、走行速度的にはほぼ同条件であると考えられる。

図-9 より、X および Y 方向については、鋼板巻き補強後によって、柱上端および柱直下の振動レベルが各高架橋とも低下している。離れ 12.5m および 25.0m 位置では、高架橋によって傾向が異なるが、振動低減が見られ、最大で数 dB 程度の低減効果であった。特に、C 高架橋の Y 方向では約 5dB の低減効果があった。また、軸重および速度の異なる 2 タイプの列車条件で測定を行ったが、各高架橋ともに、概ね同じ傾向が見られ、列車条件が異なっても、鋼板補強による振動低減効果が現れている。

一方、Z 方向における鋼板巻き補強による低減効果は、

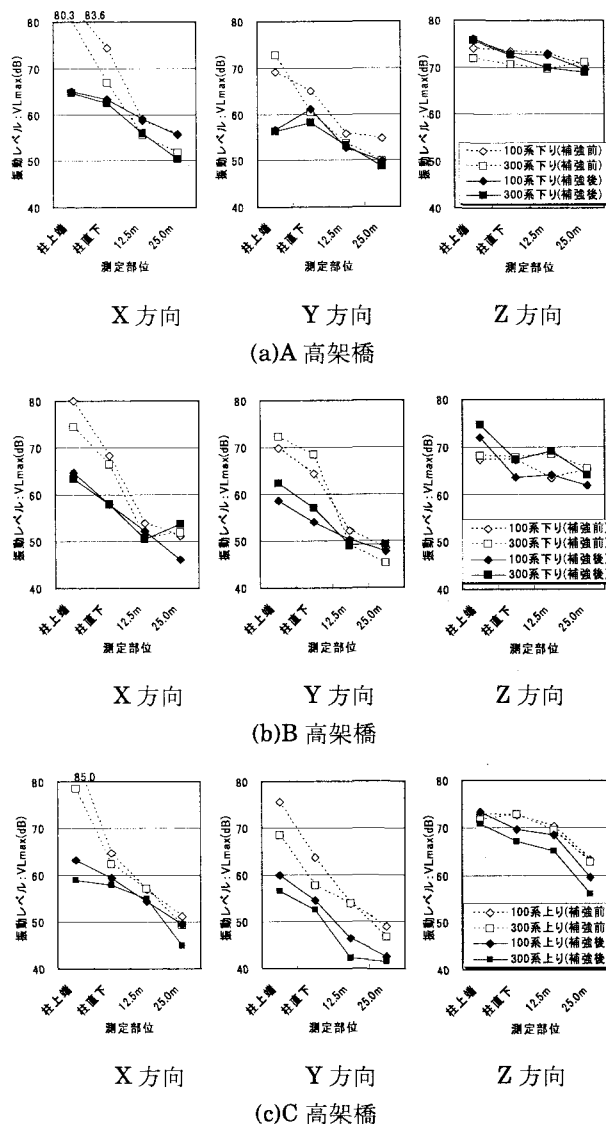


図-9 鋼板巻き補強前後の測定結果

X、Y 方向と異なり、C 高架橋を除き、明瞭な効果が現れていない。Z 方向の測定位置別にみると、X、Y 方向の場合と異なり、柱上端では補強後の振動レベルが大きくなる場合もあり、測定結果にばらつきがみられる。これは、鋼板巻き補強により柱の曲げ剛性が高まることで、振動レベルの水平成分は応答しにくくなり低減効果が現れるが、鉛直成分には大きな変化が現れないためと考えられる。また、12.5m、25.0m と構造物から離れるに従い、振動低減効果が見られる高架橋もある。なお、Z 方向においても、水平方向と同様に、列車条件によらず概ね同じ傾向が見られる。

このように、鋼板巻き補強により、X および Y 方向については低減効果が確認された。特に、各高架橋の柱上端および柱直下では、振動レベルの低減効果が大きい。今回の測定結果から、鋼板巻き補強は水平成分の振動対策としては有効であることが確認された。また、Z 方向については、必ずしも明確な鋼板巻き補強の振動低減効果が見られるわけではないが、数 dB 程度の低減効果が期待できる場合もある。今回の測定対象とした一般的な高架橋では、鉄

道振動で課題となる離れ 12.5m, 25.0m 位置での鉛直方向の振動レベルは概ね 70dB を下回っており、施工前から大きな振動レベルが沿線に生じていない。当該箇所は杭基礎であるが、杭を含めた地盤ばね定数が大きいことも低減効果が現れた理由の一つと思われる。

また、鋼板巻き補強の影響を周波数特性の観点からみるため、人体感覚補正前の振動加速度を見ると、補強前後ともに 8Hz 付近、18Hz 付近に卓越周波数が見られた。この卓越周波数は、既往の研究^{1),3)}での報告と同様に列車走行速度と車軸間隔に起因する振動数が卓越したものと考えられる。これらの卓越数波数における加速度レベルが鋼板巻き補強により低下していた。一方、鋼板巻き補強では 60Hz を超える高周波数領域で増加する傾向が見られた。一般に高い周波数領域の振動は、地盤内伝播にて減衰効果が大きいことが知られている¹⁾こと、人体感覚補正により、高周波成分は影響が小さくなることから、実効値としての振動レベルでは影響が小さくなったと考えられる。今後、高架橋の固有振動数と列車の共振応答周波数の影響などを含め、周波数成分に着目した検討の深度化も必要であると考ええる。

これらから、耐震補強として実施する鋼板巻き補強による柱の剛性向上が振動低減に寄与するものと考えられ、構造物の剛性を向上させることで振動低減効果が得られることが確認できた。なお、鋼板巻き補強は柱部材のみであり、梁等の他の部材の剛性向上に関しての効果については今後の課題と考えている。

2.4 剛性低下が想定される場合の振動測定結果

東海道新幹線建設時には高速鉄道としての線路の線形を確保するために、軟弱な地盤区間に建設された高架橋がある。また、地盤条件及び施工時の条件等により、標準的な高架橋とは異なる特殊な高架橋も存在する。東海道新幹線では健全度の把握のために衝撃振動試験を実施している。測定により得られた固有振動数から、同じような構造諸元であっても、他と異なる値となる場合がある。固有振動数から、その原因が柱の剛性低下や、杭を含めた地盤条件の特殊性に起因するかは推定可能となっている。

ここで、特殊な高架橋の一例として、実際に曲げひび割れ等の変状が確認され、先の鋼板巻き補強の場合とは反対に、剛性が低下していると想定された D 高架橋について、鉄道振動に与える影響を述べる。また、比較のため D 高架橋と構造形式が同一かつ建設位置が比較的近接している健全な高架橋である E 高架橋を選定した。いずれの高架橋も柱断面 0.6m×0.7m、高さ 7.0m の直接基礎形式である。また、地盤はいずれも洪積層の良好な地盤で、地盤の固有周期が 0.17sec である（表-1 参照）。

はじめに、ノモグラムによる D 高架橋と E 高架橋の比較結果を図-10 に示す。柱の一部に変状のある D 高架橋は全断面有効とした EI の 60% 程度であり、健全である E 高

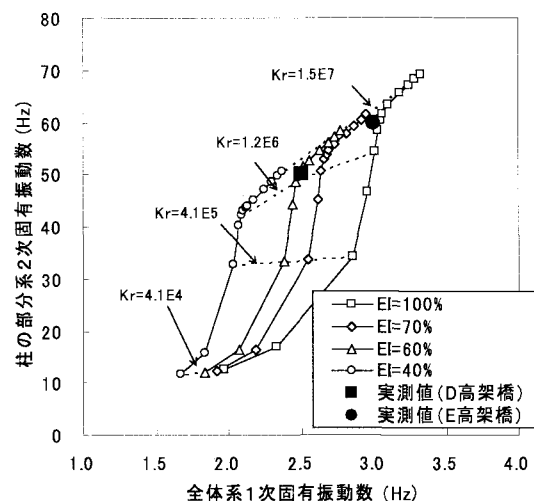
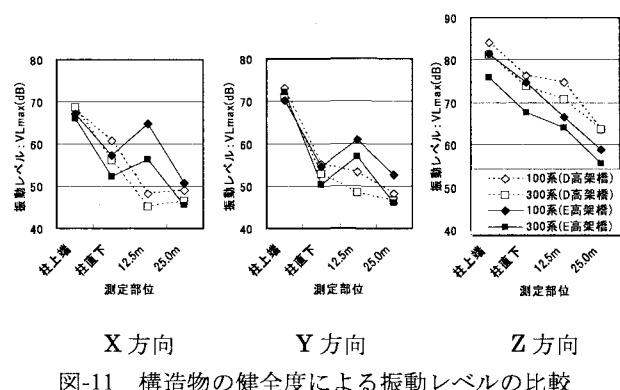


図-10 ノモグラム (h=7m 高さ、断面寸法 0.6m×0.7m)
健全度の異なる高架橋の比較 (D, E 高架橋)



架橋よりも剛性が低下している。このように、固有振動数の面から剛性の低下した特殊な高架橋における振動レベルを確認するため、鋼板巻き補強の場合と同様に、振動測定を実施した。なお、測定の都合上、D 高架橋は下り線側、E 高架橋は上り線側にて振動測定を実施した。また、測定列車、測定位置等は同様である。

両高架橋の振動レベルの測定結果を図-11 に示す。なお、比較にあたり、それぞれ振動測定側の列車走行時の振動測定結果を比較している。振動レベル値は、鋼板巻き補強の場合と同様に、同種車両でほぼ同じ速度域にある複数の振動測定データから、振動レベル最大値 (VLmax) を平均したものである。

図-11 から、X, Y 方向の振動レベルは 12.5m の場合を除き、ほぼ同様であるのに対し、Z 方向の振動レベルは、剛性の低い特殊な高架橋の方が大きい傾向を示している。また、両高架橋の Z 方向での卓越周波数は、いずれも 8Hz 付近および 18Hz 付近であった。これは鋼板巻き補強の場合と同じ傾向であり、列車側に起因する卓越周波数と考えられる。また、それぞれの卓越周波数において剛性の低い D 高架橋で値が大きい。

なお、E 高架橋（健全な高架橋）の 12.5m での水平成分

の測定結果が大きい結果となっているが、その原因は水平振動に対して現地の地表面付近での特殊な地盤伝達条件によると思われる。

このように、変状等により構造物の剛性が低下した特殊な高架橋では、健全な高架橋に比べて振動レベルが大きくなる可能性があると考えられる。したがって、振動レベル増大の要因の一つに構造物の健全性が影響するのであれば、振動レベルが他に比べて大きい高架橋に何らかの変状が発生していると推定して、詳細な検査を実施するための選定条件として活用可能となる。これは新たな維持管理手法の一助として今後提案したい。

3. ブロック壁による鉄道振動の低減

3.1 ブロック壁による RC ラーメン高架橋の剛性向上

本研究ならびに既往の知見³⁾から、RC ラーメン高架橋区間において振動レベルが大きくなる要因には、構造物の健全性（変状程度）、地盤条件（極めて軟弱地盤であるなど）、構造物の共振現象が考えられる。ここでは、2つ目の要因として考えられる地盤条件が特殊な箇所、かつ、沿線での振動レベルが特に大きい特殊な高架橋（F 高架橋）を対象に、構造物の剛性向上による鉄道振動への影響を検討する。

対象とした F 高架橋は、Z 方向の振動レベルが、12.5m で 75dB、25.0m で 70dB 程度と、一般の高架橋に比較して大きい特殊な箇所である。F 高架橋の構造形式は図-1 に示した標準設計高架橋であり、極めて軟弱地盤上に位置する。地盤条件は、表層が SPT-N 値 1 程度の軟弱なシルト層で、その下部に N 値 10 程度の砂層、GL-18m で N 値 40 以上の礫層（設計上の支持層）である。基礎形式は既成 RC 打込み杭で、設計上の支持層まで打ち込まれている。

また、2 節で述べたように、鋼板巻き補強では Z 方向の振動低減効果が小さかったことから、さらに剛性を高めることを狙い、線路直角方向の柱間にブロック壁を構築し、剛性を向上させる工法を施工した場合の鉄道振動へ与える影響を検討した。

一般に、駅付近や高架下利用にあたっては、ブロック間仕切り壁の設置が散見されており、ここでは、構造上の耐震壁のような間仕切り壁を参考とした。構築した壁は、既成の建築用ブロックを用い、上層梁、柱部材への十分な定着を取らない構造とした。これは、営業線を用いた試験検討であり、検討後現況に復することを考えているため、また、段階的な壁体の施工を行い、各施工ステップでの振動低減効果を確認するためである。

図-12 に RC ラーメン高架橋直角方向の一般図（ブロック壁施工後の場合）、図-13 に当該箇所周辺の地盤条件を示す。また、ブロック壁の施工条件としては、図-12 に示すように、地表面から上層梁までのラーメン架構内に、壁高さ約 1/3 毎に 3 段階に分けて施工した。

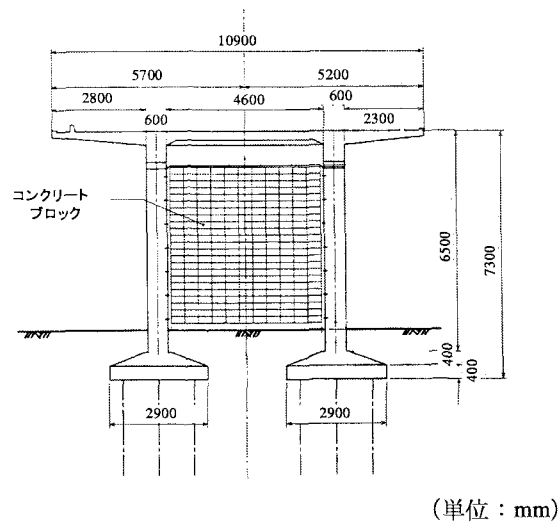


図-12 対象高架橋一般図（ブロック壁施工後）

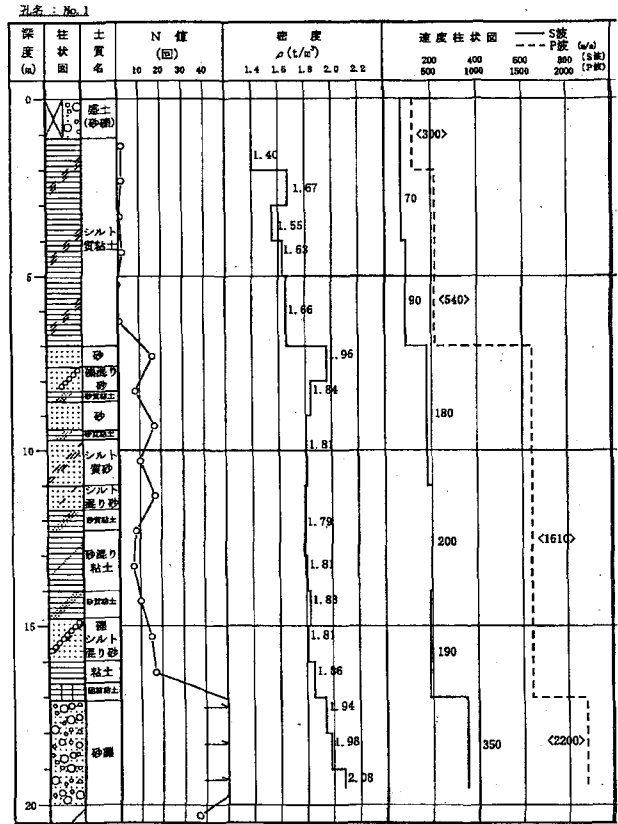


図-13 対象高架橋の地盤条件

表-2 F 高架橋の衝撃振動試験結果

振動モード	ブロック壁体の施工段階 (単位: Hz)			
	施工前	1/3施工	2/3施工	3/3施工
全体系 1次モード	2.4	3.2	3.5	4.6
柱部分系 2次モード	60	69	88	110

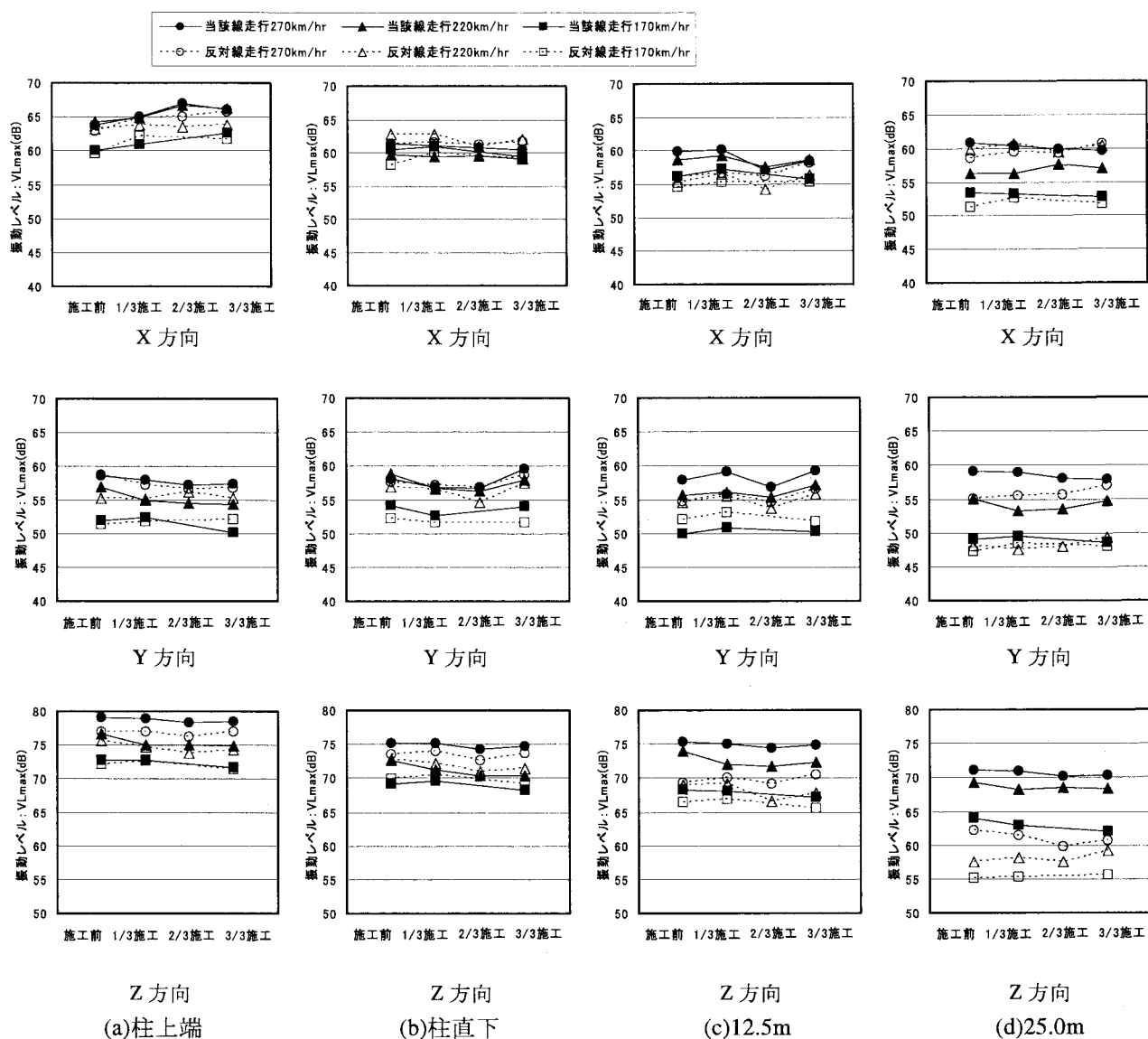


図-14 ブロック壁施工による振動レベルの変化

ブロック壁施工による剛性向上について、衝撃振動試験による固有振動数にて確認した。F高架橋のブロック壁体施工段階毎の固有振動数測定結果を表-2 に示す。なお、ブロック施工前後では高架橋の構造系が異なる系となるため、既往のノモグラムを用いて施工前後を直接比較することはできないため、ここでは固有振動数の値のみを比較する。なお、構造系が異なることから、柱部分系2次モードは参考的な値と考えている。

表-2 より、無補強からブロック壁の施工段階が進むにつれ、固有振動数は大きくなっていき、全面施工で少なくとも2倍以上の剛性向上があると考えている。また、全面施工の場合は、鋼板巻き補強の場合とは異なり、柱だけでなく上層梁も含めて変形がある程度拘束され、梁の剛性へも影響すると思われる。

3.2 ブロック壁による鉄道振動の低減効果確認

ブロック壁による鉄道振動の低減効果確認のため、同様に、F高架橋での振動レベル測定を実施した。振動測定点および測定内容は、鋼板巻き補強にて実施したものと同様であり（図-8 参照）、ブロック壁の各施工段階において測定を実施した。なお、ここでは、列車の軸重を同じ条件（300系車両のみ）とし、車両速度は、170 km/hr, 220 km/hr, 270km/hr の3段階の速度ケースで計画した。ただし、ブロック壁2/3段階施工の場合の170km/hrは測定を実施できていない。

図-14にブロック壁の各施工段階における振動レベルの測定結果を整理したものを示す。図-14 (a)は柱上端、(b)は柱下端、(c)は12.5m位置、(d)は25.0m位置であり、それぞれ、X方向、Y方向、Z方向を示す。また、各速度ケ

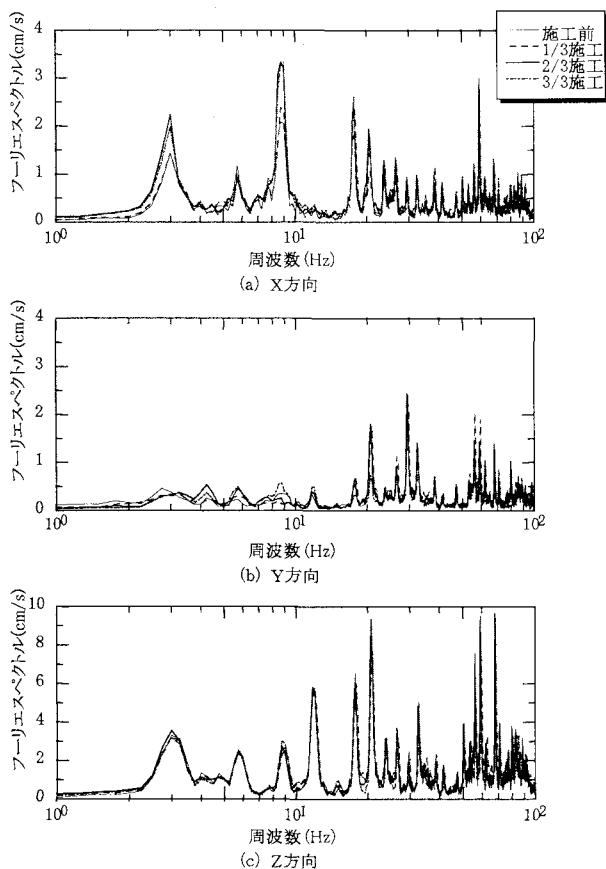


図-15 柱上端の振動加速度フーリエスペクトル一例
(270km/hr, 300系, 下り線走行)

ースは同程度の速度で走行する複数の列車における測定値を平均している。

列車速度による振動レベルの差異はX, Y, Z方向のいずれにおいても見られるが、ブロック壁施工による顕著な振動低減効果は確認できない。また、ブロック壁は線路直角方向にのみ設置のため、X方向成分への影響が少ないことは想定できるが、Y, Z方向において顕著な効果がなく、概ね2/3施工までは数dBの低減、3/3施工（全面施工）では逆に振動レベルが増加する傾向も散見された。

このように、ブロック壁の設置により初期剛性が向上しているにも拘わらず、軟弱地盤上の特殊な高架橋では、振動低減効果が見られない。

ブロック壁施工の振動低減効果が見出せないことから、さらに詳細に分析するため、振動レベル（VL）ではなく、人体感覚補正前の振動加速度レベル（VAL）の1測定例について、フーリエスペクトルを比較した。図-15に270km/hr下り線側走行した場合の柱上端位置で測定した振動加速度レベルのX, Y, Z方向別のフーリエスペクトルを示す。また、図には各施工段階での測定結果を重ね合わせている。

図-15から、ブロック壁の施工段階によらず、卓越する周波数も同傾向を示し、また、各周波数領域で振動低減の顕著な効果は伺えない。

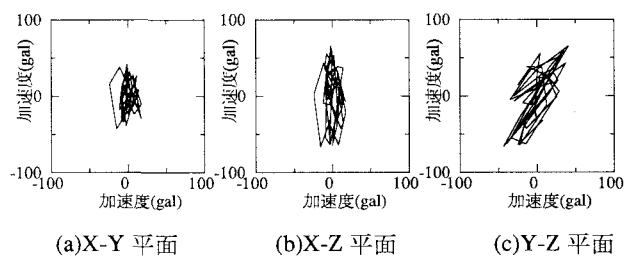


図-16 高架橋柱上端部のオービット（施工前）

次に、F高架橋における振動成分の特徴を見るため、オービットを用いて検討した。図-16にブロック壁施工前の270km/hrで下り線側走行における柱上端位置でのオービットを示す。図-16(a)はX-Y平面（線路方向-線路直角方向）、(b)はX-Z平面（線路方向-鉛直方向）、(c)はY-Z平面（線路直角方向-鉛直方向）の振動加速度の軌跡を示す。なお、図中の軸は、例えばX-Y平面であれば、横軸がX、縦軸がYを表す。

図-16(a)より、X-Y平面ではY方向にやや大きいがほぼ同程度の加速度である。一方、図-16(b)(c)では、いずれもZ方向に卓越する挙動を示している。また、図-16(c)のY-Z平面の加速度は第一象限と第三象限にやや傾いており、Z方向（鉛直方向）と同位相でY方向（線路直角方向）に振動していることが分かる。このことから、対象としたF高架橋はY方向（線路直角方向）へロッキング的な挙動をする特徴を有することが分かる。なお、ブロック壁施工後のオービットについては、Y方向が若干小さくなるものの、ほぼ同様な傾向であった。

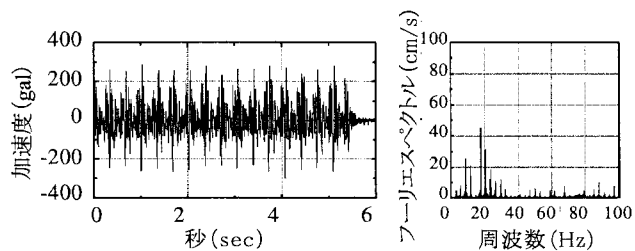
鋼板巻き補強よりも剛性向上が期待できるブロック壁施工においても、このような軟弱地盤上にある高架橋の振動低減には効果が得られない。当該高架橋付近は、斯様な軟弱地盤のため周囲に人家がなく、鉄道振動が問題とはならないが、地盤条件に起因して鉄道振動が問題にある場合には、構造物の剛性向上ではない別の振動対策が必要となると考える。

4. RC ラーメン高架橋の振動性状

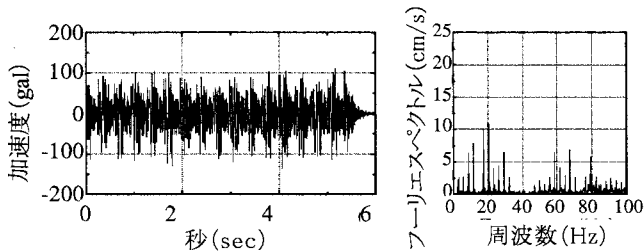
特殊な高架橋と考えるF高架橋については、柱の剛性を向上させることだけでは、振動対策にならないと考えられることから、RCラーメン高架橋の振動伝播の性状をより詳細に検討することとし、列車走行によるRCラーメン高架橋の着目部位別の振動性状を実測により確認した。

測定対象は、F高架橋とし、図-8に示す3つの着目点①線路方向張出し部、②第1柱（端部柱）の上端部、③第3柱（中間部柱）の上端部でZ方向（鉛直方向）の振動加速度を測定した。なお、高架橋本体の振動性状を検討することから、振動加速度について検討する。

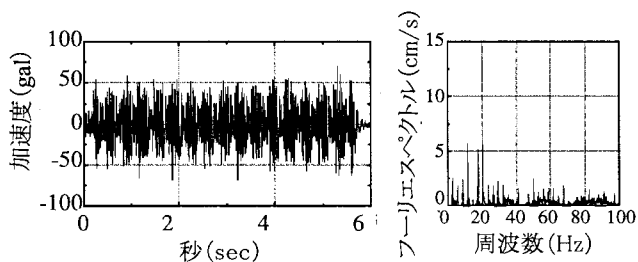
図-17に、列車が速度270km/hrで下り線側を走行する場合（振動測定線と同じ側の列車走行の場合）について、各



(a) 着目点 1：線路方向張出し部



(b) 着目点 2：第 1 柱（端部柱）の上端部



(c) 着目点 3：第 3 柱（中間部柱）の上端部

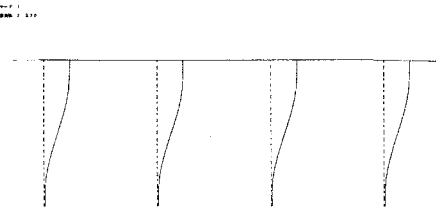
図-17 高架橋の振動加速度の実測値

着目点での実測値の Z 方向（鉛直方向）加速度波形とフーリエスペクトルを示す。

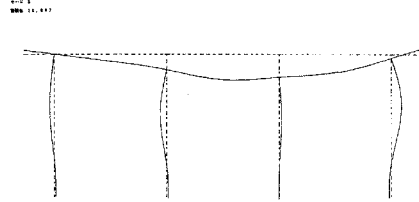
測定の結果、いずれの着目点においても、Z 方向の振動加速度は、8Hz および 18Hz 付近が卓越している。また、着目点別に見た場合、振動加速度は、着目点 1 > 着目点 2 > 着目点 3 の順となっており、着目点 1 である線路方向張出し部での測定値が極めて大きいことが分かる。

ここで、図-18 に高架橋の橋軸方向の振動モード形状を示す。高架橋の第 6 次 に 19Hz、第 7 次 に 21Hz の梁スラブの変形モードが現れ、Z 方向の振動加速度で 18Hz 付近が卓越するのは、これらの振動モードが励起されているためと考えられる。

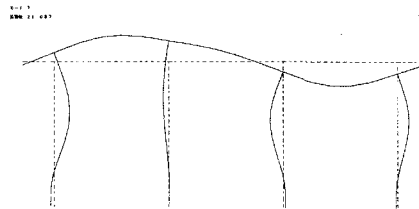
東海道新幹線 RC ラーメン高架橋は、線路方向の高架橋端部が張出し構造（片持ち梁構造）で、線路方向に隣接する高架橋と互いに独立している特徴がある。高架橋張出し部はレール等の軌道構造が連続して存在するが、片側の張出し部に列車の軸が来た場合は、中間部よりもたわみ易く大きく変形するため、鉛直方向の振動がより増幅されると考えられる。ゆえに、高架橋張出し部での鉄道振動が RC ラーメン高架橋の鉛直方向の振動レベルに大きな影響を与える可能性があるかと推察される。なお、良好な地盤に比べ、軟弱地盤では振動レベルが大きくなるとの知見³⁾もある。特に、F 高架橋のような極めて軟弱な地盤である特殊



(a) 高架橋第 1 次：2.3Hz



(b) 高架橋第 6 次：19.0Hz



(c) 高架橋第 7 次：21.1Hz

図-18 高架橋の振動モード形状（橋軸方向）

な地盤条件の場合には振動増幅メカニズムがあるとも考えられるため、この点については、さらに詳細な検討が必要であると考ええる。

5. 結論

RC ラーメン高架橋柱等の剛性向上による振動低減に関する検討より、以下の知見を得た。

- (1) 変状がなく、地盤条件が普通な標準的高架橋について、耐震補強で実施した柱の鋼板巻き補強前後の振動測定結果から、鋼板巻き補強による剛性向上が鉄道振動の水平成分を低減させる効果があること、また、構造物中心から 12.5m、25.0m 箇所での鉛直成分の振動低減に対しても有利に働く場合もあることを確認した。
- (2) 構造形式、地盤条件が同一で、健全性に差異のある高架橋の振動測定結果から、変状等により構造物の剛性が低下し、固有振動数に他と異なる傾向が伺える特殊な高架橋では、振動レベルが大きくなる可能性があることが確認できた。ただし、縦梁の剛性低下による場合については、共振現象も含めて今後の課題である。
- (3) 振動レベルの大きい（特に Z 方向）、特殊な地盤条件の高架橋では、より剛性を高めるブロック壁施工に伴う振動測定の結果、ブロック壁の設置により初期剛性が向上しているにも拘わらず、振動低減効果が見られなかった。このような軟弱地盤上の特殊な高架橋では、柱の剛性を増すだけでは顕著な振動低減効果は得

られない。また、軟弱地盤上の RC ラーメン高架橋では、3 方向の中で最も大きく卓越するのは鉛直方向成分であり、特に、張出し部で鉛直振動が大きい傾向も見られ、この点についてさらに検討が必要である。

本研究で取り上げた高架橋の剛性を向上させる対策工では、大きな振動を発生させている箇所では、十分な振動低減効果が得られるものとは言い難い。一方、大きな振動を発生させている箇所では、構造物や地盤が特殊な条件であることも多い。また、高架橋の振動には、高架橋の三次元性による効果や列車と構造物の相互作用などの解明が必要である。このような問題を考慮した連成解析手法の開発が、鉄道振動対策に関する検討の上で重要であると考えられる。なお、検討のためには正確な実測データの収集もまた必要である。鉄道振動測定法に関する定まった指針等の規準化も必要である。

謝辞：本研究にあたり、株式会社福山コンサルタント東日本事業部都市設計部次長の中野聡氏にご協力を賜り、ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 吉岡 修：新幹線鉄道振動の発生・伝搬モデルとその防振対策法への応用,鉄道総研報告,特別第30号, 1999.10
- 2) 日本国有鉄道：新幹線騒音・振動対策の研究開発とその成果（振動編）, pp.40-66, 1984.4
- 3) 江島 淳：地盤振動と対策,pp.146-154,吉井書店, 1979.6
- 4) 田畑 裕, 佐藤 勉, 渡邊忠朋, 安原真人：鋼板巻き補強におけるディテールの影響に関する実験的研究, 土木学会第51回年次学術講演会, V-529, pp.1056-1057, 1996.9
- 5) 西村昭彦：ラーメン高架橋の健全度評価手法の研究, 鉄道総研報告, Vol.3, No.9, 1990.9
- 6) 関 雅樹, 水谷健太, 中野 聡, 西村昭彦：兵庫県南部地震によるラーメン高架橋の振動特性に関する考察, 土木学会論文集, No.550, V-33, pp.145-153, 1996.1
- 7) Masaki Seki,,Youji Tsutsumi,,Kenta Mizutani,,Akihiko Nishimura and Satoshi NakanoAn Evaluation Method of the Serviceability of Rigid Frame Bridges in Tokaido Shinkansen,WCCR,pp.531-537,FIRENZE,Vol.B,1997.11
- 8) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説（基礎構造物・抗土圧構造物）, 丸善, 1997.3

(2003 年 9 月 12 日受付)