



列車走行時振動による構造物の健全度評価に関する研究

吉田, 幸司

(Degree)

博士 (工学)

(Date of Degree)

2006-03-25

(Date of Publication)

2012-06-08

(Resource Type)

doctoral thesis

(Report Number)

甲3545

(URL)

<https://hdl.handle.net/20.500.14094/D1003545>

※ 当コンテンツは神戸大学の学術成果です。無断複製・不正使用等を禁じます。著作権法で認められている範囲内で、適切にご利用ください。



博 士 論 文

列車走行時振動による構造物の健全度評価に関する研究

平成 18 年 1 月

神戸大学大学院自然科学研究科

吉田 幸司

要 旨

1. 研究の背景

鉄道や高速道路などの既存の社会資本施設は、その多くが今後も機能を維持向上しながら供用されていかなければならない重責を担っている。特に、1964年に開業し40年余経過した東海道新幹線の土木構造物は、我が国の経済活動の大動脈として重要な役割を果たし、今後も適正な健全度を維持しながら継続的に供用される必要がある。また、近年では、国内外を問わず環境負荷の小さい輸送機関として高速鉄道（新幹線鉄道）が見直されており、高速鉄道の先駆けである東海道新幹線土木構造物の要求性能の向上や維持管理への注目が高まるとともに、その重要性が増すことは想像に難くない。

構造物の健全度が何らかの要因によって損なわれた場合、ひび割れ、列車通過時の桁や梁のたわみの増加、構造物の振動や沿線地盤振動（鉄道振動）など、他の健全な構造物と異なる特異な現象が現れる。こうした構造物が発信する情報を把握し、診断することが維持管理上重要である。鉄筋コンクリート（RC）構造物の変状要因には劣化（中性化、塩害、凍害、疲労等）、欠陥（設計、材料、施工）、損傷（地震、火災等）があり、これら各種要因によって、ひび割れ、剥離・剥落、変形、沈下等の変状が生じる。このような変状を適切に把握するとともに、鉄道高架橋のような線状構造物の維持管理においては、他と比べ性能の劣る構造物を適切に見出し、弱点箇所を抽出（必要により事前対策）しておく必要がある。

一般に、鉄道高架橋の検査は、目視を主体とした全般検査（定期的な検査）が実施される。しかしながら、コンクリート表面に近接して確認しなければ視認が難しい微細なひび割れ等の変状や基礎等の地中部にあたる部位の変状の把握には、目視以外の検査・評価手法が必要である。このような検査手法の一つとして、東海道新幹線では1991年よりRCラーメン高架橋の固有振動数に着目した衝撃振動試験による健全度評価を導入している。この手法は列車が走行していない状態で重錘等の打撃により特定の振動モードを励起させ、その固有振動数を測定し、その変化から部材剛性や基礎ばね定数の変化を捉え、健全度を評価するものである。しかし、本検査手法は、比較的労力を要する検査手法であり、今後の少子高齢化や技術継承への課題を踏まえ、膨大な構造物を少ない技術者でより効率的にメンテナンスしていくためには、新たな視点から構造物の発信する情報を把握し、適切に評価することが求められている。

一方、騒音振動といった環境への配慮も高まる要求性能の一つであり、鉄道振動についても維持管理上の重要な課題である。これまで、鉄道振動については、1976年に旧環境庁からの勧告「環境保全上緊急を要する新幹線鉄道振動対策について」により、地表の鉛直成分を対象に補正加速度レベル（振動レベルと同義）で指針値70dBを越える地域について緊急に対策を講ずることとされ、沿線地盤振動の継続的測定と測定結果が指針値を超える箇所の振動低減対策の開発ならびに実施がなされている。また、沿線地盤振動の鉄道振動は、車両構造・走行速度、構造物、基礎ならびに地盤のそれぞれの特徴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について、一定の

知見を得るに留まり、完全には解明されていないのが現状である。しかし、この鉄道振動を構造物の発する情報の一つと考え、健全度評価に活用できれば有益である。

既往の研究においては、鉄道振動を健全度からのアプローチとして捉えたものは見られないが、構造物の特性と鉄道振動に関する知見として、マッシュでリジッドな構造ほど鉄道振動が小さくなる傾向があることが報告されている。この知見は構造物がひび割れ損傷等により健全度を損ない部材剛性が低下した場合には、鉄道振動が大きくなる可能性を示唆しており、構造物の健全度評価の新たな指標に鉄道振動を活用できる余地があると考えられる。また、列車走行に伴う鉄道振動は、通常の運行状態で測定しうるものであり、特別な加振装置を要しない強制加振試験と云え、列車走行時の構造物の動的応答特性（振動特性）を把握し、鉄道振動を健全度評価に活用できれば維持管理上有用であるとともに、より効率的なメンテナンスに繋がるものと考えられる。

2. 研究の目的

高速鉄道の担う重責ならびに効率的かつ適切な維持管理手法の必要性から、他の健全な構造物と異なる特異な現象として、構造物の発信する情報を適切に把握し、評価診断する手法を構築することが喫緊の課題である。また、膨大な構造物を少ない技術者でより効率的にメンテナンスしていくため、新たな視点からの健全度評価の一次抽出手法が求められている。そこで、本研究では、多くの既存鉄道高架橋の新たな健全度評価の指標として鉄道振動に着目し、鉄道高架橋に特有かつ多用されている構造形式である RC ラーメン高架橋を対象として、以下に挙げる各項目を明らかにし、列車走行時振動による構造物の健全度評価の観点から新たな維持管理手法を提案することを目的とする。

- ① 実高架橋における健全度評価と鉄道振動の測定に基づき、鉄道振動の増加の要因として、構造物の健全度低下の可能性を実証的に見極める。
- ② 鉄道振動の発生メカニズムと健全度との関係を把握するため、走行列車と高架橋の連成振動解析および地盤振動解析に基づき列車走行時振動を解析的にシミュレーションし、構造物の健全度をパラメータとした鉄道振動への各種要因の影響を明確にする。
- ③ 上記と同様な手法等に基づき、今後の構造物の機能向上に対して、構造物の振動特性や沿線地盤振動への影響・効果を把握する。

3. 本論文の構成および研究概要

本論文の構成および研究概要を以下に示す。

【第1章】序論として、本研究の背景、鉄道高架橋の維持管理ならびに鉄道振動に対する既往の知見を概観するとともに、目的および本論文の構成を示す。

【第2章】本論文で対象とする RC ラーメン高架橋について東海道新幹線高架橋を中心にその特徴を整理するとともに、衝撃振動試験を中心としたこれまでの維持管理検査手法について整理し、本研究の位置付けを明確にする。

【第3章】鉄道高架橋の部材剛性に着目し、衝撃振動試験ならびに列車走行時の鉄道振動の測定を実施し、鉄道振動の増加の要因として、構造物の健全度低下の可能性を実証的に見極める。鉄道高架橋の耐震補強で実施した柱部材の鋼板巻き補強による剛性向上や、変状により剛性低下した高架橋の実測に基づく検証により、構造物の部材剛性の

変化が鉄道振動へ与える影響（剛性向上により振動レベル低減，剛性低下により振動レベル増の傾向）を確認した．また，近接する同形式の高架橋において，健全度評価を実施し，振動レベルが大きい場合には部材の剛性低下を確認した．これら実測に基づく検証から，振動レベルが他と著しく異なる場合や，同一高架橋における継続的な振動計測により異常値を示す場合には，当該構造物に変状が生じている可能性があることを提言する．

【第4章】鉄道振動の発生メカニズムと健全度との関係を把握するため，走行列車と高架橋の連成振動解析および地盤振動解析に基づき列車走行時振動を解析的にシミュレートし，構造物の健全度（柱・梁・杭部材の剛性等）をパラメータとした鉄道振動への各種要因の影響を明確にする．鉛直方向の振動特性に着目した9自由度車両モデルを用いた解析的シミュレーションの妥当性を検証するとともに，同手法による構造物の健全度をパラメータとした解析的検証を実施した．その結果，鉛直部材（柱・杭部材）の剛性変化は水平方向の振動モードに影響，水平部材（梁部材）の剛性変化は鉛直方向の振動モードに影響し，それぞれ剛性低下率に応じ固有振動数の低下を確認した．また，鉛直方向の加速度応答では，水平部材の梁剛性を低下させた場合に，低下率に応じた振動への影響を確認した．一方，鉛直部材（柱・杭）の剛性低下は，鉛直振動へ有意な影響は見られず，地盤振動に関しても同様の結果であった．このことは振動モードへの影響と同様と考えられ，鉛直部材の剛性低下の影響を検討するには，水平振動についても着目する必要があると考え，鉛直部材（柱・杭部材）について，水平方向の振動特性にも着目した15自由度車両モデルによる検討を実施し，水平方向の加速度応答等への影響を把握した．

【第5章】上記と同様な手法等に基づき，今後の構造物の機能向上に対して，構造物の振動特性や沿線地盤振動への影響・効果を把握する．はじめに，軌道剛性の向上による鉄道振動への効果を連成振動解析および地盤振動解析により確認し，些少の剛性向上で振動特性の改善効果を確認した．すなわち，梁部材を含めた水平方向部材の剛性向上が鉛直方向の振動特性の向上に繋がることを示した．また，沿線地盤振動対策として実施されている張出し端部補強についても同解析評価を実施し，高架橋の振動特性への影響を把握した．これらの両ケースについて列車速度の影響を検討し，今後の速度向上における影響ならびに対策ポイントを提案する．さらに，振動特性の観点から耐震強化対策についても解析検討し，鉄道振動への影響を把握した．

【第6章】第3章から第5章の検討を踏まえ，鉄道高架橋の健全度評価手法をとりまとめて提案する．現状実施している目視を主体とした全般検査，衝撃振動試験による健全度評価に加え，鉄道振動の大きな箇所の高架橋については，挙動に差異がある特異箇所（弱点箇所）として，特に水平部材（梁部材）の健全度に着目した詳細検査の実施箇所の一次診断手法（フィルタリング）を提案した．また，提案する健全度評価フローを踏まえた梁部材の詳細検査により，具体的な事例評価による提案手法の有効性を示した．

【第7章】各章で得られた結果を総括し，今後の課題を指摘して本研究の結論とする．

目次

第1章 序論.....	1
1.1 研究の背景.....	1
1.2 研究の目的.....	4
1.3 既往の研究.....	5
1.3.1 鉄道高架橋の特徴と維持管理.....	5
1.3.2 鉄道高架橋の健全度と鉄道振動の実測評価.....	6
1.3.3 鉄道高架橋の健全度と鉄道振動の解析評価.....	7
1.3.4 鉄道高架橋の機能向上と振動特性評価.....	8
1.4 本論文の構成.....	9
第2章 鉄道高架橋の特徴と健全度評価手法.....	15
2.1 はじめに.....	15
2.2 鉄道高架橋の特徴.....	15
2.2.1 東海道新幹線のRCラーメン高架橋.....	15
2.2.2 他の新幹線高架橋との比較.....	19
2.3 鉄道高架橋の健全度評価手法.....	21
2.3.1 高架橋の衝撃振動試験による健全度評価.....	21
2.3.2 高架橋の構造条件と固有振動数.....	24
2.4 鉄道高架橋の損傷と振動特性.....	27
2.4.1 検討概要.....	27
2.4.2 正負交番載荷試験（人工損傷導入）.....	27
2.4.3 衝撃振動試験による固有振動数測定.....	31
2.5 まとめ.....	34
第3章 鉄道高架橋の健全度と鉄道振動の実測評価.....	37
3.1 はじめに.....	37
3.2 部材剛性の変化による鉄道振動への影響.....	38
3.2.1 検討手法.....	38
3.2.2 鋼板巻き補強による部材剛性向上の影響.....	39
3.2.3 部材剛性低下の影響.....	44
3.3 鉄道振動と鉄道高架橋の健全度.....	46
3.3.1 検討手法.....	46
3.3.2 衝撃振動試験結果を用いた構造同定.....	47
3.4 列車走行時の高架橋振動特性の把握.....	53
3.5 まとめ.....	57

第4章 鉄道高架橋の健全度と鉄道振動の解析評価	59
4.1 はじめに	59
4.2 列車と高架橋の連成振動解析と地盤振動解析	59
4.2.1 走行列車モデル（連成振動解析）	59
4.2.2 鉄道高架橋モデル（連成振動解析）	62
4.2.3 地盤振動解析	65
4.3 部材剛性低下による高架橋振動特性，周辺地盤振動への影響	67
4.3.1 検討概要	67
4.3.2 固有振動モードへの影響	68
4.3.3 高架橋加速度応答への影響	70
4.3.4 地盤振動への影響	74
4.4 基礎ばね低下等による高架橋振動特性，周辺地盤振動への影響	76
4.4.1 検討概要	76
4.4.2 固有振動モードへの影響	76
4.4.3 高架橋加速度応答への影響	79
4.4.4 地盤振動への影響	81
4.5 水平方向を考慮した振動特性評価	83
4.5.1 検討概要	83
4.5.2 走行列車モデル（連成振動解析）の拡張	83
4.5.3 15DOFモデルの検証	86
4.5.4 部材剛性等の水平方向の振動特性への影響	90
4.6 まとめ	94
第5章 鉄道高架橋の機能向上と振動特性評価	97
5.1 はじめに	97
5.2 軌道構造の高剛性化による鉄道振動への効果	97
5.2.1 検討概要	97
5.2.2 高架橋の振動特性への影響	98
5.2.3 地盤振動への影響	100
5.3 高架橋の張出し端部補強工による鉄道振動への効果	102
5.3.1 検討概要	102
5.3.2 解析検討モデルの検証	104
5.3.3 高架橋の振動特性への影響	105
5.3.4 地盤振動への影響	107
5.4 耐震強化対策による鉄道振動への効果	109
5.4.1 検討概要	109
5.4.2 鋼板巻き補強による振動特性への影響	109
5.4.3 柱部材剛性変化による高架橋の振動特性への影響検討	112
5.5 まとめ	116

第6章 鉄道高架橋の健全度評価手法の提案.....	119
6.1 はじめに.....	119
6.2 鉄道振動に着目した鉄道高架橋の健全度評価手法の検討.....	119
6.2.1 健全度と鉄道振動（振動レベル：VL）.....	119
6.2.2 鉄道振動に着目した維持管理手法.....	122
6.3 鉄道高架橋の梁部材に着目した詳細検査.....	124
6.3.1 検討概要.....	124
6.3.2 梁部材の詳細検査と健全度評価.....	125
6.4 まとめ.....	133
 第7章 結論.....	 135
7.1 列車走行時振動による構造物の健全度評価.....	135
7.1.1 鉄道高架橋の健全度と鉄道振動の実測評価.....	135
7.1.2 鉄道高架橋の健全度と鉄道振動の解析評価.....	136
7.1.3 鉄道高架橋の機能向上と振動特性評価.....	137
7.1.4 鉄道高架橋の維持管理手法の提案.....	138
7.2 今後の課題.....	138

謝辞

第1章 序論

1.1 研究の背景

鉄道や高速道路などの既存の社会資本施設は、その多くが今後も機能を維持向上しながら供用されていかなければならない重責を担っている。特に、1964年に開業し40年余経過した東海道新幹線の土木構造物は、我が国の経済活動の大動脈として重要な役割を果たし、今後も適正な健全度を維持しながら継続的に供用される必要がある。また、近年では、国内外を問わず環境負荷の小さい輸送機関として高速鉄道（新幹線鉄道）が見直されており、高速鉄道の先駆けである東海道新幹線土木構造物の要求性能の向上や維持管理への関心や注目が高まるとともに、その重要性が増すことは想像に難くない。

近年、材料や施工上の品質管理への配慮不足等を起因とするコンクリートの剥離・剥落問題が発生し、これを契機にコンクリート構造物への維持管理の重要性が再認識されたことは記憶に新しい。こうした社会資本施設の保全の観点からコンクリート構造物の維持管理に関する多くの研究成果として、現象の解明、劣化予測や、診断、補修・補強等の要素技術を集約し体系化する段階を迎え、土木学会コンクリート標準示方書〔維持管理編〕¹⁾が2001年に制定された。

構造物の健全度が何らかの要因によって損なわれた場合、ひび割れ、列車通過時の桁や梁のたわみの増加、構造物の振動や沿線地盤振動（以下、「鉄道振動」）など、他の健全な構造物と異なる特異な現象が現れる。こうした構造物が発信する情報を把握し、診断することが維持管理上重要である。鉄筋コンクリート（RC）構造物の変状要因には劣化（中性化、塩害、凍害、疲労等）、欠陥（設計、材料、施工）、損傷（地震、火災等）があり、これら各種要因によって、ひび割れ、剥離・剥落、変形、沈下等の変状が生じる。このような変状を適切に把握するとともに、鉄道高架橋のような線状構造物の維持管理においては、他と比べ性能の劣る構造物を適切に見出し、弱点箇所を抽出（必要により事前対策）しておく必要がある。

一般に、鉄道高架橋の検査は、目視を主体とした全般検査（定期的な検査、構造物全数を対象に実施し、必要により詳細検査へ至る上での一次抽出検査）が実施されている。しかしながら、コンクリート表面に近接して確認しなければ視認が難しい微細なひび割れ等の変状や基礎等の地中部にあたる部位の変状の把握には、目視以外の検査・評価手法が必要である。このような検査手法の一つとして、西村ら^{2),3)}は、既設橋梁橋脚やRCラーメン高架橋を対象に、衝撃振動試験による固有振動数の把握から、基礎の変状、橋脚・高架橋躯体の健全度評価手法を提案している。東海道新幹線ではこの衝撃振動試験による健全度評価を1991年より導入している。この手法は列車が走行していない状態で重錘等の打撃により特定の振動モードを励起させ、その固有振動

数を測定し、固有振動数の変化から部材剛性や基礎ばね定数の変化を捉え、健全度を評価するものであるが、構造物にセンサー（速度計等）を設置し、高架橋に衝撃力を与える必要があることから、全般検査を補完する詳細検査的な手法である。今後の少子高齢化や技術継承への課題を踏まえると、膨大な構造物を少ない技術者でより効率的にメンテナンスしていく必要があり、目視検査を補完し、多数の既存構造物からより詳細な検査・着目箇所を絞り込む、新たな視点からの健全度評価の一次抽出手法が求められている。

一方、供用条件や要求性能の高まりも既存構造物の維持管理においては無視し得ない点である。東海道新幹線では、最高速度が開業当初の210km/hから270km/h運行となるなど、飛躍的な高度経済成長を遂げた社会ニーズに応えた輸送力増強と速度向上がなされ、構造物にとって開業当初に比べて厳しい供用条件にあるといえる。また、こうした高密度・高速化に伴い、騒音振動といった沿線環境への配慮が高まる要求性能の一つとして求められ⁴⁾、鉄道振動についても維持管理上の重要な課題であると考えられる。

鉄道振動については、1976年に旧環境庁から旧運輸省に対し、勧告「環境保全上緊急を要する新幹線鉄道振動対策について」⁵⁾が出され、旧運輸省を通じて旧日本国有鉄道に指示、国鉄の分割民営化に伴い、1987年に旧運輸省から公文書に基づき現在の新幹線運営主体であるJR会社へ承継されている。この勧告では、地表の鉛直成分を対象に補正加速度レベル（振動レベルと同義）で指針値70dBを越える地域について緊急に対策を講ずること、特に静穏を要する施設（学校、病院等）には特段の配慮をし、防振の新技术をさらに検討することとされた。そのため、鉄道振動に対する主眼は専ら沿線地盤振動の継続的測定と測定結果が指針値を超える箇所の振動低減対策に向けられ、鉄道振動を構造物の維持管理（健全度評価）の観点からアプローチした研究は見られない。また、鉄道振動は、車両構造・走行速度、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について、一定の知見を得るに留まり、完全には解明されていないのが現状である。

実際、鉄道沿線の地盤振動は既に多くの地点で測定されているが、測定結果は場所毎に大きくばらついており、その要因として、地盤条件だけでなく、変状等による部材剛性低下や施工不良など、構造物自体の健全度低下による可能性も考えられる。鉄道振動が大きくなる要因が構造物の健全度低下や構造物の設計・施工上の問題によるのであれば、構造物の健全度を回復、向上させることが必要であり、健全度からのアプローチで対処しなければ、本質的な解決策とはならない。また、鉄道振動（特に、振動レベル）は比較的測定が容易で、鉄道事業者だけでなく沿線自治体による振動測定を含め、多数かつ継続的に実施されている現状にある。この鉄道振動を構造物の発する情報の一つと考え、健全度評価に活用できれば有益である。

また、最新の鉄道設計基準⁶⁾では、安全性、使用性、復旧性の3つの要求性能が設定され、Table 1-1のように示されている（なお、この基準では「耐久性」を「時間の経過に伴って生じる材料特性の変化に起因した構造物の性能の変化に対する抵抗性」

と定義し、耐久性は独立した要求性能としてではなく、材料劣化を考慮した性能を算定する行為において常に考慮すべきものであると考え、すべての要求性能に対して、耐久性を考慮して照査することを基本としている.)。

ここで、興味深い点は、使用性の性能項目に「騒音・振動に関する使用性」が記述されている点である。この標準では、「構造物から生じる騒音や振動が、周辺環境に悪影響を及ぼさず、構造物の使用を妨げないようにするための性能で、構造物周囲の使用状況により、必要に応じて性能項目として設定する。」と記述され、振動は、発生・伝播機構が極めて複雑で断片的な知識の段階にあるため、具体的な限界値や照査方法について現段階では十分に確立されていないことから、具体的な指標や照査方法の記述には至らないものの、環境振動についても構造物の要求性能として言及している。

列車走行に伴う鉄道振動は、通常の運行状態で測定しうるものであり、特別な加振装置を要しない強制加振試験と云える。列車走行時の構造物の動的応答特性（振動特性）を把握し、鉄道振動を構造物の健全度評価に活用できれば維持管理上有用であるとともに、新設構造物の性能評価へも寄与していくものと考えられる。

そこで、本研究では、多くの既存鉄道高架橋の新たな健全度評価の指標として鉄道振動に着目し、鉄道高架橋に特有かつ多用されている構造形式である RC ラーメン高架橋を対象として、鉄道振動と構造物の健全度の関係を把握し、鉄道振動を構造物の健全度評価の指標への活用を提案するものである。また、構造物の機能向上対策における構造物の振動特性や沿線地盤振動への影響・効果を把握し、列車走行時振動による構造物の健全度評価の観点から新たな維持管理手法を提案するものである。

Table 1-1 要求性能と性能項目・照査指標の例⁶⁾

要求性能	性能項目	照査指標の例	考慮する作用
安全性	破壊	力, 変位・変形	<ul style="list-style-type: none"> 設計耐用期間中に生じるすべての作用およびその繰返し^{*2} 発生頻度は少ないが影響の大きい偶発作用^{*3}
	疲労破壊	応力度, 力	
	走行安全性	変位・変形	
	公衆安全性 ^{*1}	中性化深さ, 塩化物イオン濃度	
使用性	乗り心地	変位・変形	<ul style="list-style-type: none"> 設計耐用期間中に比較的しばしば生じる大きさの作用
	外観 ^{*1}	ひび割れ幅, 応力度	
	水密性 ^{*1}	ひび割れ幅, 応力度	
	騒音・振動 ^{*1}	騒音レベル, 振動レベル	
復旧性	損傷	変位・変形, 力, 応力度	<ul style="list-style-type: none"> 設計耐用期間中に生じる作用 発生頻度は少ないが影響の大きい偶発作用^{*3}

*1 必要に応じ設定される性能項目。

*2 疲労破壊の照査で考慮する作用は、変動の特性を考慮して別に定める。

*3 必要に応じ考慮する作用。

1.2 研究の目的

高速鉄道の担う重責ならびに効率的かつ適切な維持管理手法の必要性から、他の健全な構造物と異なる特異な現象として、構造物の発信する情報を適切に把握し、評価診断する手法を構築することが喫緊の課題である。また、今後の少子高齢化や技術継承への課題を踏まえると、膨大な構造物を少ない技術者でより効率的にメンテナンスしていくための目視検査を補完する新たな視点からの健全度評価の一次抽出手法が求められている。特に、鉄道高架橋のような線状構造物の維持管理においては、他と比べ性能の劣る構造物を適切に見出し、弱点箇所を抽出（必要により事前対策）しておくことが肝要である。また、環境振動への配慮といった今後の東海道新幹線土木構造物の要求性能の向上を踏まえ、鉄道振動と構造物の性能（健全度）とを有機的に結びつけていくことが維持管理上重要であると考えられる。

そこで、本研究では、多くの既存鉄道高架橋の新たな健全度評価の指標として鉄道振動に着目し、鉄道高架橋に特有かつ多用されている構造形式である RC ラーメン高架橋を対象として、以下に挙げる各項目を明らかにし、列車走行時振動による構造物の健全度評価の観点から新たな維持管理手法を提案することを目的とする。

- ① 実高架橋における健全度評価と鉄道振動の測定に基づき、鉄道振動の増加の要因として、構造物の健全度低下（部材剛性低下）の可能性を実証的に見極める。
- ② 鉄道振動の発生メカニズムと健全度との関係を把握するため、走行列車と高架橋の連成振動解析および地盤振動解析に基づき列車走行時振動を解析的にシミュレーションし、構造物の健全度をパラメータとした鉄道振動への各種要因の影響を明確にする。
- ③ 上記と同様な手法等に基づき、今後の構造物の機能向上（速度向上や対策工等）に対して、構造物の振動特性や沿線地盤振動への影響・効果を把握する。

東海道新幹線の維持管理の基本は、構造物の健全度を検査によって常に把握し、その検査結果に基づき列車の安全安定運行に支障を来すような重大損傷が発生する前に対策を講じる「事前保守方式」⁷⁾である。そのためには、構造物の健全度について視野を広げた種々の観点から簡易かつ早期に把握できる健全度評価手法が望まれる。

また、コンクリート構造物の維持管理においては、中性化、塩害、アルカリ骨材反応や疲労など、耐久性に関する各種劣化要因についての健全度評価が重要である。これまでの東海道新幹線の高架橋を対象とした既往の調査・研究成果⁸⁾に基づき、中性化対策として表面保護工が既に実高架橋で実施されていることや、その他の劣化因子に対する健全度評価についても基本的に問題がないことが確認されている。そのため、本研究では、これら劣化問題は直接検討の対象とはせず、部材剛性等の変化による振動特性の変化に着目し、健全な構造物と異なる弱点箇所を一定の精度で把握する一次抽出手法として鉄道振動の活用を検討する。

1.3 既往の研究

1.3.1 鉄道高架橋の特徴と健全度評価手法

東海道新幹線は、東京～名古屋～大阪の大都市圏を結ぶ高速鉄道であり、人口密度の高い地域を多く通過していること、道路との平面交差を避けて立体交差化したため、それまでの在来鉄道と異なり高架橋の延長割合が高い。この中で最も多く用いられた構造形式が RC ラーメン高架橋である。また、東海道新幹線では、経済的な設計とともに、迅速な設計・施工を目的としてできるだけ単純かつ標準化した設計とする配慮がなされ、3S (Standard, Simple, Smart) の設計思想で多くの区間に標準設計の RC ラーメン高架橋が採用された。また、高架下空間の有効活用や経済性の観点から、その後の新幹線高架橋や在来線の連続立体交差化にあたっては RC ラーメン高架橋が主流となり、鉄道高架区間の構造物の代表的かつ特徴的な構造物である^{9),10)}といえる。

鉄道高架橋の維持管理における検査は、目視を主体とした全般検査が保守管理標準等^{11),12)}により実施されている。しかしながら、コンクリート表面に近接して確認しなければ視認が難しい微細なひび割れ等の変状や基礎等の地中部にあたる部位の変状の把握には、目視以外の検査・評価手法が必要である。目視検査を補完する健全度評価の一環として、東海道新幹線では 1991 年より RC ラーメン高架橋の固有振動数に着目した衝撃振動試験を採用して、その把握を実施してきた。本手法は、何らかの要因（例えば地震等）により、高架橋にひび割れ等が生じて剛性が低下した場合や、基礎に変状が発生した場合、固有振動数が低下することから、その低下度合（剛性低下度合）により健全度を評価するものである。衝撃振動試験を用いた健全度評価は一般に固有振動数の経時変化から判断するが、実測値と固有値解析結果の統計的な整理や人工損傷を加えた試験体を用いた実験的検討から評価式等も提案^{3),13)~15)}されている。また、衝撃振動試験は 1995 年の兵庫県南部地震による鉄道高架橋の復旧後の健全度評価手法にも用いられ¹⁶⁾、運転再開への一指標として適用された。さらに、高架橋の地震時損傷レベル評価への応用も研究^{17)~21)}されており、震災後の構造物の健全度評価や復旧後の性能把握手法の一つと位置付けられる。

道路橋においても橋梁の振動特性変化を利用した損傷評価法が着目され、RC 床版やコンクリート桁を対象に、衝撃加振による桁の振動特性の把握と、その結果得られる固有振動数ならびに振動モードから損傷評価する手法が研究・提案^{22),23)}されている。

一方、基礎部に関する検査手法については、前述の衝撃振動試験以外では、ボアホールカメラによる間接目視調査、フーチング上面あるいは杭頭まで露出させて実施する衝撃弾性波を用いた非破壊試験 (Integrity Test : IT 法)²⁴⁾、Acoustic Emission (AE) 法²⁵⁾などが提案されているが、いずれも掘削等を伴うなど比較的労力や技術力を要する試験方法であり、詳細検査的な側面が高く、これら詳細検査箇所を絞り込む一次抽出的な検査手法も必要であると考えられる。

1.3.2 鉄道高架橋の健全度と鉄道振動の実測評価

列車走行時の鉄道振動は、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、鉄道振動の発生伝播メカニズムおよび振動軽減対策は完全には解明されていない。

既往の研究内容の多くは、地盤振動実測データに基づく統計分析報告である。例えば、江島²⁶⁾、吉岡²⁷⁾は既設新幹線の鉄道高架橋における実測データの統計的な調査分析結果をまとめている。具体例としては、江島²⁶⁾は、構造物の特性と鉄道振動に関する知見として、RC ラーメン高架橋のコンクリート量（質量）と振動レベルの関係、部材剛性と振動レベルの関係から、構造物の質量および剛性が大きいほど鉄道振動の発生が小さくなる傾向があることや、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く、線路から離れるに従い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してくると報告している。しかしながら、これらの研究は主として鉄道振動の予測や振動低減対策のための現象把握へ研究のベクトルが向いており、構造物の健全度との相関に関する研究報告は見られない。

しかし、マッシュでリジッドな構造ほど鉄道振動が小さくなる傾向があるという知見は、構造物がひび割れ損傷等により健全度を損ない部材剛性が低下した場合には、鉄道振動が大きくなる可能性を示唆しており、構造物の健全度評価の新たな指標に鉄道振動を活用できる余地があると考えられる。

一方、関ら²⁸⁾は、開業時より列車通過時に比較的大きく揺れるといわれた東海道新幹線の高架橋に対し、列車走行時の高架橋の振動測定（左右動）を実施し、異常な左右動（最大 $2,930\mu$ 、当時の橋梁下部工の健全度判定値の 700μ を大きく超える）を把握したことから、種々の原因の仮説をし、試掘調査（目視調査）により柱と基礎（フーチング）の継ぎ目部のコンクリート劣化を確認し、対策を実施した事例を報告している。

また、森重²⁹⁾は、高架橋の目違い量調査の結果、構造物の応力や使用上に支障を及ぼす恐れがあると思われる大きい異常値（上下方向 max.42mm、左右方向 max.52mm）がいくつか認められたことから、これらの箇所の調査分析から、地盤沈下が大きい地域で、締った中間砂層を打ち抜いた杭長の比較的長い杭基礎（継ぎ杭）、1 フーチングあたり杭数が4本（多くの高架橋は5本以上）と少なく、杭の設置位置不良などの施工上の問題による不同沈下等をその要因と分析している。

これらの事例^{28,29)}は、目視調査を主体とした全般的な定期検査では確認が困難な地中部に位置する部位の健全度を列車走行時の上部構造（高架橋本体）の振動特性等の異常値に着目して把握している点が興味深い。

1.3.3 鉄道高架橋の健全度と鉄道振動の解析評価

鉄道振動の発生伝播メカニズムの解明、振動値の予測や振動軽減対策工の導入効果等の把握には、理論的な研究が必要である。一般に、鉄道高架橋における列車走行時の地盤振動は、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と考えられる。特に、構造物（軌道構造を含む）の振動特性（健全度）が変化する場合には、加振力も連成して変化すると考えられる。そのため、高架橋の健全度と鉄道振動の関係を解析的に検討していく上では、車両と構造物の動的相互作用を考慮した解析手法が望ましい。

鉄道車両と橋梁に関する振動の理論的な研究は1960年代後半から行われ、列車走行性に係る構造物の動的応答に関する研究として、松浦^{30),31)}が単純支持桁と単軸およびボギー形式の質点系車両との連成を考慮した動的応答解析を実施し、さらに、車両モデルの改良や解析手法の精度向上の研究^{32),33),34)}がなされている。これらの成果を踏まえ、曾我部ら^{35),36)}は、コンクリート高架橋等を対象として、高速化に伴う共振現象を指摘し、車両と橋梁との動的相互作用を考慮した動的設計手法を提案している。また、道路橋を対象とした橋梁の走行車両による動的特性の研究も盛んに行われ^{37)~40)}、衝撃係数の検討という形でまとめられている。路面凹凸の影響など、走行車両と構造物の連成を考慮した動的応答解析の精度向上の研究^{41),42)}がなされている。

一方、鉄道振動（特に、地盤振動）に焦点を当てた地盤振動解析ならびに対策工の効果検証解析などの研究^{43),44),45)}もなされている。しかし、これらの研究をはじめ、既存の地盤振動解析では、加振力を実測データに基づき定めた等価的な加振力として用いているものがほとんどであり、車両と高架橋との連成は考慮していない。そのため、厳密には、鉄道高架橋の健全度低下や対策工設置などによる構造物の振動特性の変化による影響が加振力である列車へ反映されない点や、等価加振力を設定するために実測データを必要とする点が課題である。そのため、加振力も連成して変化すると考えられる構造物の健全度変化の影響の検討、現行の運行速度と異なる列車速度（例えば将来の高速化など）における影響の検討ならびに対策工の効果予測検討など、現状では実測できない条件での加振力の設定が課題である。

このような観点から、川谷らの研究グループでは、高速鉄道における列車通過時の高架橋振動による沿線地盤振動のメカニズムを解明するため、高架橋と列車との連成振動解析^{46),47),48)}ならびに同解析から得られる地盤反力を加振力とした地盤振動解析を行う手法^{49),50)}を検討・構築してきた。この一連の解析手法により、実測が困難な検討パラメータ（例えば、構造物の健全度低下や、各種対策工設置などの仮定条件）であっても、解析的に検討していくことが可能であると考えられる。

1.3.4 鉄道高架橋の機能向上と振動特性評価

環境振動への更なる配慮など、鉄道高架橋への要求性能の高まりに応ずるべく、機能向上対策（鉄道振動対策、地震対策など）が必要であり、また、その効果を適切に確認しておくこと（振動特性評価）が重要である。

鉄道振動対策は、対策実施箇所により、①発生する振動の振動源、②振動の伝播経路、③振動の受信箇所に分類され、種々の対策が検討・実施されている⁵¹⁾。振動源対策としては、車両の軽量化、軌道締結装置の改良、弾性マクラギの導入、バラストマット、伝播経路対策として、地盤改良、振動遮断工などの検討が実施されてきた。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、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系車両およ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。なお、品川駅開業に伴う運行ダイヤ改正に対応して車両性能の統一により、全て軽量車両となっている。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⁴⁾。

実測データの統計的分析による知見²⁶⁾では、マッシュでリジッドな構造ほど鉄道振動が小さくなる傾向があると報告されている。しかし、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振動特性への影響等に関する研究報告はほとんどなされていない。鉄道高架橋に対する鉄道振動低減対策として実用化レベルまで到ったのは、原ら⁴⁵⁾が実測と解析の両方から高架橋とその周辺の地盤振動特性の解明を試み、特定の振動数成分に振動低減効果のある高架橋張出し端部補強工のみである。列車による振動発生メカニズムは完全に解明されておらず、対策についても、ある地点での対策が他の地点では十分な効果を発揮しない事例も散見される⁵²⁾。そのため、振動低減のみに着眼した対策ではなく、振動低減以外の副次的効果を持った対策、あるいは、別の目的で実施する対策について副次効果として振動低減効果が期待できる点にも着眼した対策の検討・選択が必要であると考えられる。

吉岡²⁷⁾は、軌道保守量の低減や走行性・乗り心地の改善を目的に実施された在来鉄道での軌道構造の重軌条化について、実測例による振動低減効果を報告している。この報告事例はいずれも高架橋ではなく素地や盛土区間での例であるが、レールを重量化（30kgレールから50kgレール、50kgレールから60kgレール（各々レール1mあたりの重量である。))することで、レール高剛性化（曲げ剛性向上）により、振動低減効果に寄与したと分析している。また、東海道新幹線の軌道は、開業当初の50Tレールから現在仕様である60kgレールへと軌道の高剛性化を主体とした材料更新が実施されている⁵³⁾。これは、増加する輸送量に対し、将来的なレール疲労限度を見据えた安全・安定輸送の事前対策、ならびに保守管理体制の向上を目的として実施されたものであるが、少なからず振動低減にも寄与していると考えられる。

1.4 本論文の構成

本論文の構成および研究概要を以下に示す。

【第1章】序論として、本研究の背景、鉄道高架橋の維持管理ならびに鉄道振動に対する既往の知見を概観するとともに、目的および本論文の構成を示す。Fig.1-1に本論文の構成を示す。

【第2章】本論文で対象とするRCラーメン高架橋について東海道新幹線高架橋を中心にその特徴を整理するとともに、衝撃振動試験を中心としたこれまでの維持管理検査手法について整理し、本研究の位置付けを明確にする。

【第3章】鉄道高架橋の部材剛性に着目し、衝撃振動試験ならびに列車走行時の鉄道振動の測定を実施し、鉄道振動の増加の要因として、構造物の健全度低下（部材剛性低下）の可能性を実証的に見極める。鉄道高架橋の耐震補強で実施した柱部材の鋼板巻き補強による剛性向上や、変状により剛性低下した高架橋の実測に基づく検証により、構造物の部材剛性の変化が鉄道振動へ与える影響（剛性向上により振動レベル低減、剛性低下により振動レベル増の傾向）を確認する。また、近接する同形式の高架橋において、健全度評価を実施し、振動レベルが大きい場合には部材の剛性低下が生じていることを確認する。これら実測に基づく検証から、振動レベルが他と著しく異なる場合や、同一高架橋における継続的な振動計測により異常値を示す場合には、当該構造物に変状が生じている可能性があることを提言する^{54),55)}。

【第4章】鉄道振動の発生メカニズムと健全度との関係を把握するため、走行列車と高架橋の連成振動解析⁴⁶⁾および地盤振動解析⁵⁰⁾に基づき列車走行時振動を解析的にシミュレートし、構造物の健全度（柱・梁・杭部材の剛性等）をパラメータとした鉄道振動への各種要因の影響を明確にする。鉛直方向の振動特性に着目した9自由度車両モデルを用いた解析的シミュレーションの妥当性を検証するとともに、同手法による構造物の健全度をパラメータとした解析的検証を実施する⁵⁶⁾。さらに同検討結果を踏まえ、鉛直部材（柱・杭部材）について、水平方向の振動特性にも着目した15自由度車両モデルによる検討を実施し、鉛直部材は水平方向の加速度応答、地盤振動に影響を把握する。

【第5章】上記と同様な手法等に基づき、今後の構造物の機能向上（速度向上や対策工等）に対して、構造物の振動特性や沿線地盤振動への影響・効果を把握する。はじめに、軌道剛性の向上による鉄道振動への効果を連成振動解析および地盤振動解析により確認し、些少の剛性向上で振動特性の改善効果を確認する。すなわち、梁部材を含めた水平方向部材の剛性向上が鉛直方向の振動特性の向上に繋がることを提案する。また、沿線地盤振動対策として実施されている張出し端部補強についても同解析評価を実施し、高架橋の振動特性への影響を把握する^{46),57)}。これらの両ケースについて列車速度の影響も検討し、今後の速度向上における影響ならびに対策ポイントを提案する。さらに、振動特性の改善の観点から耐震強化対策^{58),59)}についても解析検討し、副次効果として鉄道振動への効果を示す。

【第6章】第3章から第5章の検討を踏まえ、鉄道高架橋の健全度評価手法をとりまとめて提案する。現状実施している目視を主体とした全般検査、衝撃振動試験による健全度評価に加え、鉄道振動の大きな箇所を高架橋については、挙動に差異がある特異箇所（弱点箇所）として、特に水平部材（梁部材）の健全度に着目した詳細検査の実施箇所の一次診断手法（フィルタリング）を提案する⁶⁰。また、提案する健全度評価フローを踏まえた梁部材の詳細検査により、具体的な事例評価による提案手法の有効性を示す。

【第7章】各章で得られた結果を総括し、今後の課題を指摘して本研究の結論とする。

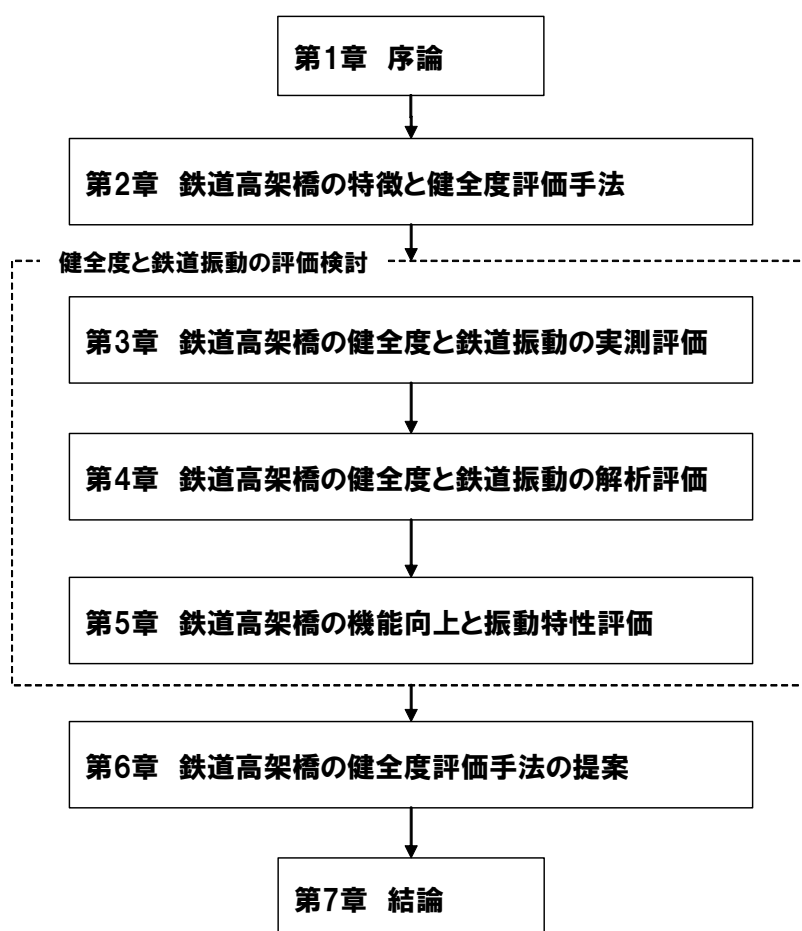


Fig. 1-1 Outline of this study

《第1章 参考文献》

- 1) 土木学会：2001年制定コンクリート標準示方書〔維持管理編〕，丸善，2001.1.
- 2) 西村昭彦，棚村史郎：既設橋梁橋脚の健全度評価手法に関する研究，鉄道総研報告，Vol.3，No.8，1989.8.
- 3) 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.4，No.9，1990.9.
- 4) 原 恒雄：東海道新幹線の高速化技術発展の歴史，運輸と経済，(財)運輸調査局，第63巻，第12号，pp.32-44，2003.12.
- 5) 環境庁長官：環境保全上緊急を要する新幹線鉄道振動対策について(勧告)，1976.3.
- 6) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説(コンクリート構造物)，丸善，2004.4.
- 7) 関 雅樹：東海道新幹線構造物の維持管理における総合的な課題，橋梁と基礎，pp.33-37，2003.11.
- 8) 田中宏昌：東海道新幹線ラーメン高架橋の現状評価と維持管理システムに関する研究，筑波大学博士学位論文，2001.4.
- 9) 松本英信，神山立男，宮崎修輔：新幹線高架橋の変遷－東海道，山陽(新大阪-岡山)，山陽(岡山-博多)，東北各新幹線－，構造物設計資料，No.39，pp.3-6，1974.9.
- 10) 建設コンサルタント協会：鉄道高架橋の変遷と展望，1.鉄道高架橋の変遷，pp.3-34，1997.8.
- 11) 鉄道総合技術研究所：建造物保守管理の標準・同解説(コンクリート構造)，研友社，1987.9.
- 12) 東海旅客鉄道編：東海道新幹線鉄筋コンクリート構造物維持管理標準，日本鉄道施設協会，1999.8.
- 13) 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.145-154，1996.11.
- 14) Seki,M., Tsutsumi,Y., Mizutani,K., Nishimura,A. and Nakano,S. : An Evaluation Method of the Serviceability of Rigid Frame Bridges in Tokaido Shinkansen, WCRR, Vol.B, pp.531-537, Firenze, Nov. 16-19,1997.
- 15) 田中宏昌，関 雅樹，下村 勝，中野 聡：ラーメン高架橋の健全度に関わる柱の剛性評価法の研究，構造工学論文集，Vol.47A，pp.1019-1028，2001.3.
- 16) 西村昭彦，羽矢 洋：衝撃振動試験による山陽新幹線構造物の健全度判定，基礎工'96.9，pp.73-79，1996.9.
- 17) 吉田幸司，長縄卓夫，丹間泰郎，鍛冶秀樹，長澤保紀，滝本和志：耐震補強を行った実物RCラーメン高架橋の載荷実験(その1)実高架橋の交番載荷実験による耐震補強性能評価，土木学会第55回年次学術講演会，V-500，2000.9.
- 18) 長縄卓夫，丹間泰郎，吉田幸司，鍛冶秀樹，中野 聡：耐震補強を行った実物RCラーメン高架橋の載荷実験(その2)耐震補強高架橋に対する地震時被災度判定手

- 法の検討, 土木学会第 55 回年次学術講演会, V-501, 2000.9.
- 19) 長縄卓夫, 丹間泰郎, 吉田幸司, 根岸 裕, 滝本和志: 実物 RC ラーメン高架橋の耐震性能確認実験, 土木学会鉄道力学論文集, Vol.6, pp.13-18, 2002.7.
 - 20) 関 雅樹, 西村昭彦, 佐野弘幸, 中野 聡: RC ラーメン高架橋の地震時損傷レベルの評価に関する研究, 土木学会論文集, No.731/I-63, pp.51-64, 2003.4.
 - 21) 丹間泰郎, 下村 勝, 佐野弘幸, 西村昭彦: RC ラーメン高架橋の地震時損傷度評価法に関する実験的研究, 土木学会地震工学論文集 CD-R, 論文 No.202, 2003.12.
 - 22) 西村 昭, 藤井 学, 宮本文穂, 加賀山泰一: 橋梁の損傷評価における力学的挙動の有効性, 土木学会論文集, No.380/I-7, pp.355-364, 1987.4.
 - 23) 宮本文穂, 森川英典, 山本昌孝: 既存コンクリート橋の損傷に対応する動的挙動の感度特性と損傷評価への適用, 土木学会論文集, No.442/V-16, pp.61-70, 1992.2.
 - 24) 南荘 淳: コンクリート基礎構造物の震害調査手法の開発とその活用に関する研究, 京都大学博士学位論文, 2000.8.
 - 25) 森伸一郎, 塩谷智基: 地震で被災したコンクリート杭に対する AE 法による破損度調査法の開発, 土木学会論文集, No.605/I-45, pp.61-77, 1998.10.
 - 26) 江島 淳: 地盤振動と対策, pp.146-154, 吉井書店, 1979.6.
 - 27) 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.
 - 28) 関 雅樹, 鷲 俊輝, 坂上一雄: 東海道新幹線高架橋の振動測定に関する 2, 3 の考察, 鉄道土木, Vol.23, pp.45-52, 1981.12.
 - 29) 森重龍馬: 高架橋の目違い特性とくい基礎の支持力特性, 構造物設計資料, No.41, pp.5-10, 1975.3.
 - 30) 松浦章夫: 高速鉄道における橋桁の動的挙動に関する研究, 土木学会論文報告集, No.256, pp.35-47, 1976.12.
 - 31) 松浦章夫: 高速鉄道における橋桁の動的挙動に関する研究, 鉄道技術研究報告, No.1074, 1978.3.
 - 32) 松浦章夫, 涌井 一: 2 軸貨車の走行性から見た長大吊橋の折れ角限度, 鉄道技術研究報告, No.1086, 1978.7.
 - 33) 涌井 一: 新幹線車両の走行性から見た長大吊橋の折れ角限度, 鉄道技術研究報告, No.1087, 1978.7.
 - 34) 涌井 一, 松本信之, 松浦章夫, 田辺 誠: 鉄道車両と線路構造物の連成応答解析法に関する研究, 土木学会論文集, No.513/I-31, pp.129-138, 1995.4.
 - 35) 曾我部正道, 松本信之, 藤野陽三, 涌井 一, 金森 真, 宮本雅章: 共振領域におけるコンクリート鉄道橋の動的設計法に関する研究, 土木学会論文集, No.724/I-62, pp.83-102, 2003.1.
 - 36) 曾我部正道, 松本信之, 田辺 誠, 藤野陽三, 涌井 一, 上野 眞: 超電導磁気浮上式車両とガイドウェイ構造物との動的相互作用に関する応答予測と振動低減, 土木学会論文集, No.731/I-63, pp.119-134, 2003.4.

- 37) 山田善一, 小堀為雄: 活荷重に対する道路橋の動的応答—衝撃係数—に関する考察, 土木学会論文報告集, No.148, pp.40-50, 1967.12.
- 38) 本田秀行, 小堀為雄, 山田善一: 多径間連続間橋の動的応答と衝撃係数に関する考察, 土木学会論文報告集, No.331, pp.65-73, 1983.3.
- 39) 本田秀行, 小堀為雄, 山田善一: 道路鋼桁橋の走行荷重による動的影響評価, 土木学会論文集, No.350/I-2, pp.359-362, 1984.10.
- 40) 川谷充郎, 小松定夫, 佐々木孝: 走行自動車荷重を受けるプレートガーダー橋の動的応答特性に関する研究, 土木学会論文集, No.392/I-9, pp.351-358, 1988.4.
- 41) 川谷充郎, 西山誠治: 路面凹凸を考慮した道路橋の走行車両による動的応答特性, 構造工学論文集, Vol.39A, pp.733-740, 1993.3.
- 42) 川谷充郎, 山田靖則, 嶽下裕一: 三次元車両モデルによる桁橋の動的応答解析, 土木学会論文集, No.584/I-42, pp.79-86, 1998.1.
- 43) 竹宮宏和, 会田和哉, 小森大資: 高速列車走行による沿線地盤振動のコンピュータ・シミュレーション予測, 土木学会論文集, No.619/I-47, pp.193-201, 1999.4.
- 44) 森川和彦, 福喜多輝, 根岸 裕, 渡辺宏一, 田村和夫, 内藤 繁: 高速鉄道の高架橋の振動解析 - その1 解析モデルと等価加振力, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.353-354, 2000.9.
- 45) 原 恒雄, 吉岡 修, 神田 仁, 舟橋秀磨, 根岸 裕, 藤野陽三, 吉田一博: 新幹線走行に伴う沿線地盤振動低減のための高架橋補強工の開発, 土木学会論文集, No.766/I-68, pp.325-338, 2004.7.
- 46) 川谷充郎, 何 興文, 白神 亮, 関 雅樹, 西山誠治, 吉田幸司: 高速鉄道高架橋の列車走行時の振動解析, 土木学会論文集 (投稿中) .
- 47) 川谷充郎, 白神 亮, 関 雅樹, 神菌卓海, 曾布川竜, 西山誠治, 西村宣男: 高速鉄道高架橋の交通振動解析に及ぼす車両モデルの影響, 土木学会第 57 回年次学術講演会, I-553, pp.1105-1106, 2002.9.
- 48) 川谷充郎, 何 興文, 関 雅樹, 曾布川竜, 西山誠治: 高速鉄道高架橋の列車走行時の地盤反力および解析の効率化, 土木学会第 58 回年次学術講演会, I-748, pp.1495-1496, 2003.9.
- 49) John Lysmer, Farhang Ostadan, Chih Cheng Chin: *SASSI2000 Theoretical Manual-A System for Analysis of Soil-Structure Interaction, Academic Version*, University of California, Berkeley, 1999.11.
- 50) 川谷充郎, 何 興文, 関 雅樹, 曾布川竜, 西山誠治, 笹川 剛: 高速鉄道高架橋の列車走行による周辺地盤振動評価, 土木学会第 59 回年次学術講演会, I-431, pp.859-860, 2004.9.
- 51) 日本鉄道施設協会: 鉄道施設技術発達史—第 5 章 環境対策—, pp.909-929, 1994.1.
- 52) 土木学会関西支部共同研究 G: 鉄道振動の予測・防止の現状を探るワークショップ報告書, 2003.5.
- 53) 久保晋, 兎本彰和: 東海道新幹線の材料更新について, 鉄道線路 Vol.30, No.5,

pp.19-26, 1982.5.

- 54) 吉田幸司, 関 雅樹 : 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, 構造工学論文集, Vol.50A, pp.403-412, 2004.3.
- 55) 吉田幸司, 関雅樹 : 固有振動数に着目した鉄道高架橋の健全度評価に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.26, No.1, pp.1935-1940, 2004.
- 56) 吉田幸司, 関 雅樹, 曾布川竜, 西山誠治, 川谷充郎 : 鉄道高架橋の部材剛性低下による振動特性への影響評価, 構造工学論文集, Vol.51A, pp.447-458, 2005.3.
- 57) 川谷充郎, 曾布川竜, 吉田幸司, 山口 将, 何 興文 : 高速鉄道高架橋の張出部補強による周辺地盤振動低減の解析評価, 土木学会第 60 回年次学術講演会, 2005.9.
- 58) M.J.N.Priestley, F.Seible, G.M.Calvi. : Seismic Design and Retrofit of Bridges. , John Wiley & Sons, Inc., 1998.
- 59) 鉄道総合技術研究所 : 既存鉄道コンクリート高架橋柱等の耐震補強設計・施工指針 [鋼板巻立て補強編], 1999.7.
- 60) Koji Yoshida, Masaki Seki, Mitsuo Kawatani, Syo Yamaguchi, Seiji Nishiyama : Influence of soundness degradation of railway viaducts on their dynamic response and site vibration, 3rd International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management (IABMAS'06), July 16-19, 2006, Porto, Portugal. (in press) .

第 2 章 鉄道高架橋の特徴と健全度評価手法

2.1 はじめに

鉄道振動と構造物の健全度評価に関する本研究では、RC ラーメン高架橋を対象とする。本章では、東海道新幹線の RC ラーメン高架橋について、他の新幹線高架橋との比較を含め、その特徴を整理するとともに、鉄道高架橋の衝撃振動試験を中心としたこれまでの維持管理検査手法について整理し、維持管理における着眼点等を指摘し、本研究の位置付けを明確にする。

2.2 鉄道高架橋の特徴

2.2.1 東海道新幹線の RC ラーメン高架橋

東海道新幹線の土木構造物^{1),2)}の設備延長の比率は、全線の約 53%が土工区間（盛土、切取等）、橋梁区間は約 34%である（Table 2-1, Fig.2-1 参照）。東海道新幹線は、東京～名古屋～大阪の大都市圏を結ぶ高速鉄道であり、都市部の人口密度の高い地域を多く通過している。そのため、道路との平面交差を避けて立体交差化しており、それまでの在来鉄道と異なり高架橋の延長割合が高く、高架橋の総延長は約 118.0km で、全体延長の約 23%を占めている。また、この中で最も多く用いられた構造形式が鉄筋コンクリート（RC）ラーメン高架橋である。高架橋 118.0km の内訳は RC ラーメン高架橋が 101.6km（4,194 ブロック）、その他 16.4km は桁式（RC 桁、PC 桁）の高架橋等である。

また、東海道新幹線では、経済的な設計とともに、迅速な設計・施工を目的としてできるだけ単純かつ標準化した設計とする配慮がなされ、3S（Simple, Standard, Smart）の設計思想で多くの区間に標準設計タイプの RC ラーメン高架橋が採用された。本論文での対象構造物は、この RC ラーメン高架橋である。Fig.2-2 に東海道新幹線 RC ラーメン高架橋の設計タイプ分類を示す。

RC ラーメン高架橋の中で最も一般的に多く用いられているのは、Fig.2-3, Fig.2-4 に示すような形式である。標準設計の RC ラーメン高架橋は複線 2 柱式 3 径間の RC ビームスラブ式ラーメンで、両端に 3m の張出し部をもつスパン 6m の 3 スパン連続ラーメン構造であり、高架橋 1 ブロックの長さは 24m である。張出し部を 3m は構造上経済的であることと、接続部を含めて連続する高架橋の柱間隔が全て等径間となることによる施工上、景観上の配慮がその理由とされている。

Table 2-1 Structure types of Tokaido Shinkansen

Classification		Extension (km)	Rate (%)
Roadbed	Cut	44.6	8.6
	Embankment	229.7	44.5
	Subtotal	274.3	53.2
Bridge	Girder bridge (B, Bi, BV)	54.9	10.6
	Viaduct (BL)	118.0	22.9
	Subtotal	172.9	33.5
Tunnel		68.6	13.3
Total		515.8	100.0

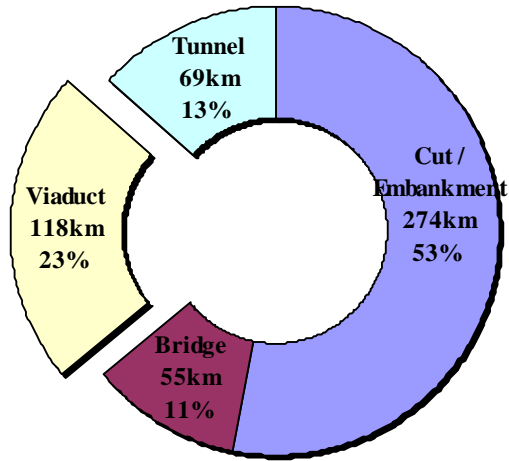


Fig.2-1 Structure types of Tokaido Shinkansen

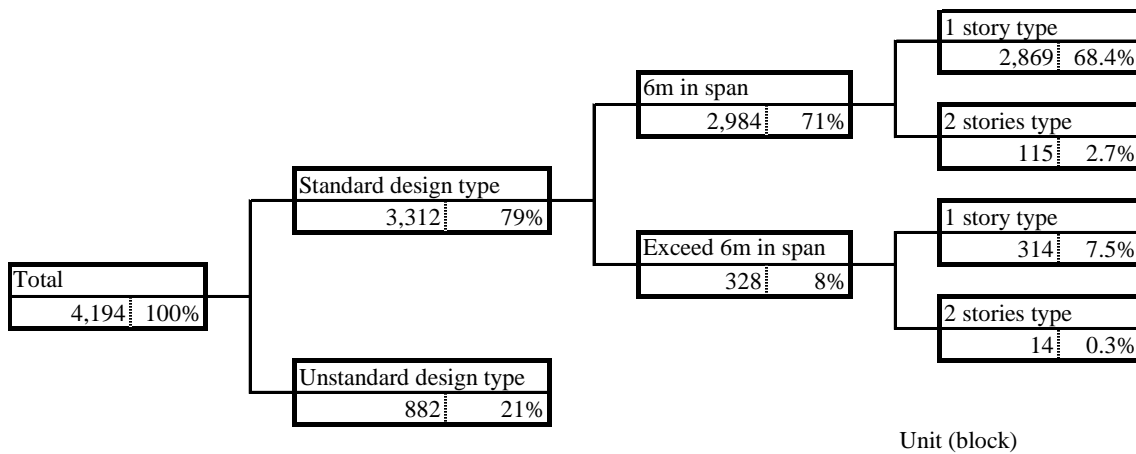


Fig.2-2 Standard viaducts for Tokaido Shinkansen

RC ラーメン高架橋の標準設計タイプは、Table 2-2, Table 2-3 に示すタイプが設計され、直線用と曲線用の2種類、高架橋高さ（フーチング天端から高架橋スラブ上面までの高さ）が概ね各5種類設計されている。高架橋高さが施工箇所の縦断線形等の都合から標準設計高さの間になる場合は、柱長を短縮して適用している（具体的には7m, 8.5m, 10m, …, 14m といった段階的な高さの標準設計がなされ、7mタイプは7m以下, 8.5mタイプは7~8.5m, …として適用.）。また、高さが12m以上のものには側径間の柱の中間に梁を配置した2層式ラーメンである。

一方、道路との立体交差部分では幅員との関係から6m以上のスパン長が必要となる場合、主に中央スパンを大きくした異径間RC ラーメン高架橋が用いられた。また、異径間RC ラーメン高架橋は等径間RC ラーメン高架橋間に挟まれて配置されることになるため、景観を考慮し側スパンは可能な限り6mとされた。異径間RC ラーメン高架橋の中央スパン長は最大25mである。なお、標準設計が採用できない駅部等の高架橋では個別設計によるRC ラーメン高架橋が用いられている。

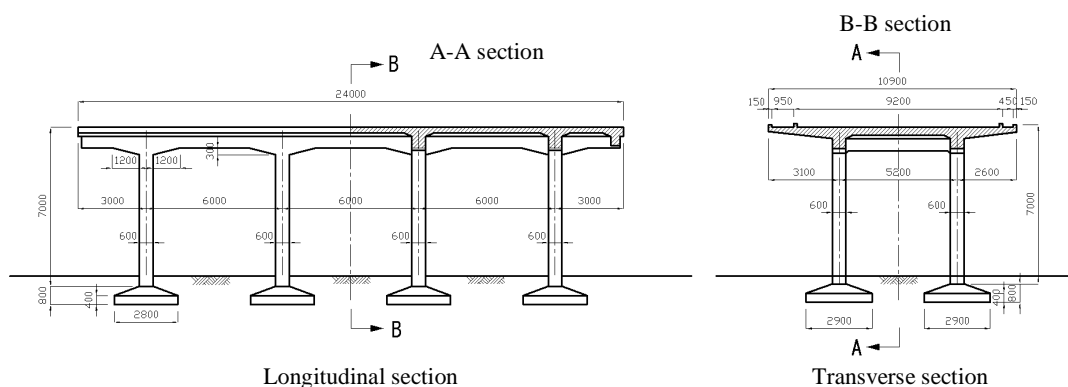


Fig.2-3 RC railway viaduct of Tokaido Shinkansen (E-N06-1)

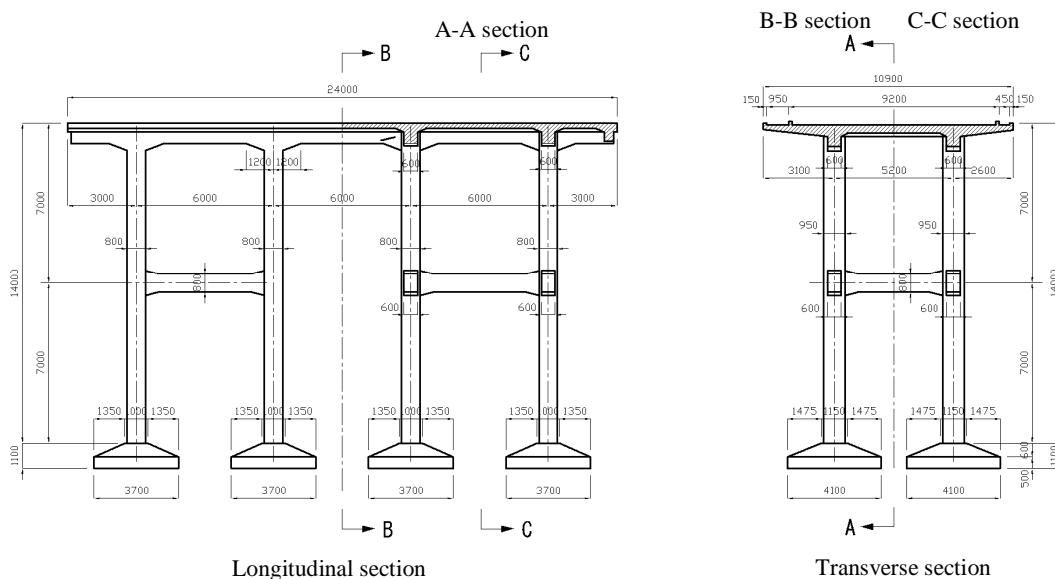


Fig.2-4 RC railway viaduct of Tokaido Shinkansen (E-N06-5)

RC ラーメン高架橋の基礎構造は、直接基礎、杭基礎がある。杭基礎には、ほとんどプレキャストコンクリート杭（主として RC 杭）を用いており、地盤条件に応じて 1 フーチングあたり 4～8 本使用された。軟弱な地盤では水平抵抗力の増加を期待し斜杭が用いられたところもある。また、在来線盛土に近接した高架橋区間でベノト杭による 1 柱 1 杭の基礎構造とした例もある。さらに、線形などの関係で軟弱地盤を通過している箇所では、基礎の水平抵抗力が小さく、また地盤によっては不等沈下が予想される場合があるので、この場合にはフーチングを相互に剛性の大きい地中梁（高さ 1.5m、幅 0.5m）で連結した高架橋が用いられている。フーチングは独立フーチングと連結フーチングとが適用された。

軌道構造は、レール、PC マクラギ、バラストからなるバラスト軌道である。開業当初は東海道新幹線用に開発された 50T レールを使用していたが、レール損傷の発生や輸送量の増加に対応するため、将来的なレール疲労限度を見据えた安全・安定輸送ならびに保守管理体制の向上を目的とした恒久対策として、全線において現在仕様である 60kg レールへとレール重量化を主体とした材料更新が実施されている³⁾。

Table 2-2 Standard viaducts of 6m in span for Tokaido Shinkansen

Design type	story	Length (m)	Span(m)	Straight or Curve	Height (m)	Column section(mm)	
						Outside	Inside
E-N06-1	1	24.0	3+6+6+6+3	Straight	7.0	600*600	600*600
E-N06-2	1	24.0	3+6+6+6+3	Straight	8.5	700*700	700*700
E-N06-3	1	24.0	3+6+6+6+3	Straight	10.0	800*800	800*800
E-N06-4	2	24.0	3+6+6+6+3	Straight	12.0	700*700	700*700
E-N06-5	2	24.0	3+6+6+6+3	Straight	14.0	800*800	800*800
E-N06-6	1	24.0	3+6+6+6+3	Curve	7.0	700*600	700*600
E-N06-7	1	24.0	3+6+6+6+3	Curve	8.5	800*700	800*700
E-N06-8	1	24.0	3+6+6+6+3	Curve	10.0	900*800	900*800
E-N06-9	2	24.0	3+6+6+6+3	Curve	12.0	850*700	850*700
E-N06-20	1	30.0	3+6+6+6+6+3	Straight	7.0	600*600	600*600
E-N06-21	1	30.0	3+6+6+6+6+3	Straight	8.5	700*700	700*700
E-N06-22	1	30.0	3+6+6+6+6+3	Straight	10.0	800*800	800*800
E-N06-23	1	30.0	3+6+6+6+6+3	Straight	12.0	1000*900	1000*900
E-N06-24	1	30.0	3+6+6+6+6+3	Curve	7.5	700*600	700*600
E-N06-25	1	30.0	3+6+6+6+6+3	Curve	8.5	800*700	800*700
E-N06-30	1	18.0	3+6+6+3	Straight	7.0	700*600	700*600
E-N06-31	1	18.0	3+6+6+3	Straight	8.5	700*700	700*700
E-N06-32	1	18.0	3+6+6+3	Straight	10.0	800*800	800*800
E-N06-33	1	18.0	3+6+6+3	Curve	7.5	700*600	700*600
E-N06-34	1	18.0	3+6+6+3	Curve	8.5	800*700	800*700
E-N06-35	1	18.0	3+6+6+3	Curve	10.0	900*800	900*800
E-N06-40	1	23.0	2+6+6+6+3	Straight	7.5	700*600	700*600
E-N06-41	1	23.0	2+6+6+6+3	Curve	7.5	700*600	700*600
E-N06-42	1	22.0	2+6+6+6+2	Straight	7.5	700*600	700*600
E-N06-43	1	22.0	2+6+6+6+2	Curve	7.5	700*600	700*600
E-N06-44	1	16.0	2+6+6+2	Straight	8.5	700*700	700*700

Table 2-3 Standard viaducts that exceeds 6m in span for Tokaido Shinkansen

Design type	story	Length (m)	Span(m)	Straight or Curve	Height (m)	Column section(mm)	
						Outside	Inside
E-N08-1	1	26.0	3+6+8+6+3	Straight	7.0	700*600	700*700
E-N08-2	1	26.0	3+6+8+6+3	Straight	8.5	700*700	700*800
E-N08-3	1	26.0	3+6+8+6+3	Straight	10.0	800*800	800*900
E-N08-4	1	26.0	3+6+8+6+3	Curve	7.0	700*700	700*800
E-N08-5	1	26.0	3+6+8+6+3	Curve	8.5	800*700	800*800
E-N08-6	1	26.0	3+6+8+6+3	Curve	10.0	900*800	900*900
E-N10-10	1	28.0	3+6+10+6+3	Straight	7.0	800*600	800*700
E-N10-11	1	28.0	3+6+10+6+3	Straight	7.5	700*600	700*700
E-N10-12	1	28.0	3+6+10+6+3	Straight	8.5	800*700	800*800
E-N10-13	1	28.0	3+6+10+6+3	Straight	10.0	800*800	800*900
E-N10-14	1	28.0	3+6+10+6+3	Straight	12.0	1000*800	1000*900
E-N10-15	1	28.0	3+6+10+6+3	Curve	7.0	800*700	800*800
E-N10-16	1	28.0	3+6+10+6+3	Curve	10.0	900*800	900*900
E-N10-17	1	28.0	3+6+10+6+3	Curve	12.0	1000*900	1000*1000
E-N12-1	1	30.0	3+6+12+6+3	Straight	7.5	800*600	800*700
E-N12-2	1	30.0	3+6+12+6+3	Straight	8.5	800*700	800*800
E-N12-3	1	30.0	3+6+12+6+3	Curve	7.5	800*600	800*700
E-N12-4	1	30.0	3+6+12+6+3	Curve	8.5	800*800	800*900
E-N12-5	1	30.0	3+6+12+6+3	Curve	10.0	900*800	900*900
E-N12-6	2	30.0	3+6+12+6+3	Curve	14.0	1000*800	1000*1000
E-N15-1	1	33.0	3+6+15+6+3	Straight	7.0	600*600	800*800
E-N15-2	1	33.0	3+6+15+6+3	Straight	8.5	700*700	900*900
E-N15-3	1	33.0	3+6+15+6+3	Straight	10.0	750*750	1000*1000
E-N15-4	1	33.0	3+6+15+6+3	Curve	7.0	700*600	900*800
E-N15-5	1	33.0	3+6+15+6+3	Curve	8.5	750*750	1000*900
E-N15-6	1	33.0	3+6+15+6+3	Curve	10.0	800*800	1100*1000
E-N17-1	1	37.5	3+7+17.5+7+3	Curve	7.5	750*800	1100*1100
E-N17-2	1	37.5	3+7+17.5+7+3	Curve	8.5	850*850	1200*1200
E-N17-4	2	35.5	3+6+17.5+6+3	Curve	14.0	1200*900	1200*1200
E-N17-5	2	35.5	3+6+17.5+6+3	Curve	16.0	1300*1000	1300*1300
E-N20-1	1	42.0	3+8+20+8+3	Curve	7.5	900*600	900*900
E-N20-2	1	42.0	3+8+20+8+3	Curve	8.5	1000*600	1000*900
E-N20-3	1	42.0	3+8+20+8+3	Curve	10.0	2700*600	2700*900
E-N20-4	1	42.0	3+8+20+8+3	Curve	12.0	2700*800	2700*1100
E-N25-1	1	51.0	3+10+25+10+3	Curve	7.5	1000*600	1000*900
E-N25-2	1	45.0	0+10+25+10+0	Curve	8.5	2700*600	2700*900

2.2.2 他の新幹線高架橋との比較

東海道新幹線 RC ラーメン高架橋の特徴を見る上で、その後に建設された各新幹線の高架橋について整理・比較することは有意義である。Table 2-4 に東海道新幹線から北陸新幹線までの各新幹線の高架橋の比較を示す^{4),5)}。各標準高架橋の断面諸元等は建設年次が新しいほど大きくなっており、山陽新幹線が東海道新幹線の1.2~1.3倍、東

北・上越新幹線では 1.5 倍以上のコンクリート量である。これは設計条件の変遷に伴う結果であるが、特に影響が大きい要因としては、版上死荷重の増加、疲労を考慮した場合の鉄筋の許容応力度の設定、地震時設計水平震度の増大（建設中に 1978 宮城県沖地震で RC ラーメン高架橋が一部損傷⁶⁾した影響もある）、かぶりの増加等である。マッシュかつリジッドな高架橋への変遷は、既往の知見⁷⁾に照らして鉄道振動の低減にも寄与している。

一方、東海道新幹線の高架橋に特徴的な点として、前述した線路方向両端の張出し構造が挙げられる。この構造は山陽新幹線の岡山開業まで用いられ、岡山以西（博多開業）は本格的なスラブ軌道の採用とともにゲルバー式に移行している。これは、山陽新幹線では交差道路に対する適応性等からスパンを 8m に拡張したが、張出し部スパン 4m では、たわみがスパンの 1/800 を超えるため、隣接ブロック間の目違い・折れ角に配慮して、東海道新幹線と同じ 3m に留められた。その後、東北新幹線ではスラブ軌道区間での高速運転を意識し、厳しい変位規制（たわみ規制）から張出し式では変位量の許容値を超えるため、背割れ式、ゲルバー式が採用された。また、上越新幹線では、新潟平野部での雪害対策としての循環式散水消雪方式のため、ジョイントの少ない背割れ式（地中梁付）での対応が採択され、東北新幹線と同様に背割れ式、ゲルバー式が一般的な高架橋構造に採用された。以降、北陸新幹線、九州新幹線⁸⁾等、現在設計される RC ラーメン高架橋では端部張出し式ではなく、一般にゲルバー式の構造形式が採用されている。このことから、東海道新幹線 RC ラーメン高架橋の健全度評価を論ずる上では、特徴的な構造である端部張出し式構造に着目することが必要と考える。

Table 2-4 Comparison of Shinkansen viaducts^{4),5)}

	設計活荷重	軌道中心間隔 (m)	軌道構造	構造形式	標準高架橋の全長、径間数、スパン(m)	コンクリート体積 (m ³ /m)	鉄筋量 kgf/m ³	フーチング		通路幅(m)		高架橋基面幅 (m)	水平震度
								形状	地中梁	待避用	保守用		
東海道新幹線	NP-18	4.2	バラスト	張出し	L=24m, 3径間 3+6+6+6+3	9.0	153	独立	**あり	0.5	1.0	10.9	0.2
山陽新幹線 (新大阪-岡山)	NP-19	4.3	バラスト	張出し	L=30m, 3径間 3+8+8+8+3	10.9	165	独立	あり	0.5	1.2	11.5	0.2
山陽新幹線 (岡山-博多)	NP-19 (柱:NP-16)	4.3	スラブ	ゲルバー	L=24m, 3径間 8+8+8	11.2	130	連結	あり	0.5	0.7	11.0	0.2
			バラスト	張出し	L=30m, 3径間 3+8+8+8+3	11.9	117						
東北新幹線 (大宮-有壁)	N-18,P-19 (疲労:P-17)	4.3	スラブ	ゲルバー	L=35m, 4径間	13.1	149	連結	あり	0.5	0.7	11.3	0.25
				背割式	(L=25m, 3径間)	11.7	127						
			バラスト	ゲルバー	8.9+8.6+8.6+8.9	14.8	155						
東北新幹線 (有壁-盛岡)	N-18,P-19 (疲労:P-17)	4.3	スラブ	ゲルバー	L=35m, 4径間 (L=25m, 3径間)	12.1	169	連結	あり	0.5	1.0	11.6	0.2
			バラスト	ゲルバー	8.9+8.6+8.6+8.9	14.0	158						
上越新幹線	N-18,P-19 (疲労:P-17)	4.3	スラブ	ゲルバー	L=35m, 4径間	13.4	152	連結	あり	0.5	1.0	11.6	0.25
				背割式	(L=25m, 3径間)	15.7	177						
			バラスト	ゲルバー	8.9+8.6+8.6+8.9	17.5	175						
北陸新幹線 (軽井沢-長野)	P-16	4.3	スラブ	ゲルバー	L=100m, 10径間 9.5+10@8+9.5	*9.9	177	連結	あり	0.5	1.0	11.3	0.32

※ コンクリート体積および鉄筋量は高さ8.5mの場合を示す。

*: 高さ8.0mの場合。

**：地中梁なしは標準であるが、算出は地中梁ありとした。

2.3 鉄道高架橋の健全度評価手法

2.3.1 高架橋の衝撃振動試験による健全度評価

RC ラーメン高架橋の維持管理の検査方法として、目視検査を補完する健全度評価の一環として、東海道新幹線では 1991 年より RC ラーメン高架橋の固有振動数に着目した衝撃振動試験を採用して、その把握を実施してきた。本手法は、何らかの要因（例えば地震等）により、高架橋にひび割れ等が生じて剛性が低下した場合や、基礎に変状が発生した場合、固有振動数が低下することから、その低下度合（剛性低下度合）により健全度を評価するものである。

衝撃振動試験⁹⁾は、質量約 30kg の重錘で構造物天端を橋軸直角方向に打撃し（橋軸方向は隣接高架橋が存在するため、振動系である高架橋 1 ブロック単体を振動させる衝撃は橋軸方向においては困難である。）、速度計あるいは加速度計により応答波形を得、構造物の固有振動数を同定して評価する検査方法である。重錘による衝撃力は一回の打撃では小さいため、数回（5～10 回程度）実施し、測定結果を重ね合わせてノイズ成分を除去し応答波形を明瞭化する。衝撃振動試験の手順を Fig.2-5 に示す。本試験方法の特徴として、衝撃力がパルスに近く、その周波数特性がホワイトノイズに近いことから、測定結果に衝撃力の周波数特性が影響しないこと。また、入力応答をトリガーとし複数回の測定波形を重ね合わせ可能であり、構造物の応答を増幅させ、固有振動数を同定しやすいことが挙げられる。

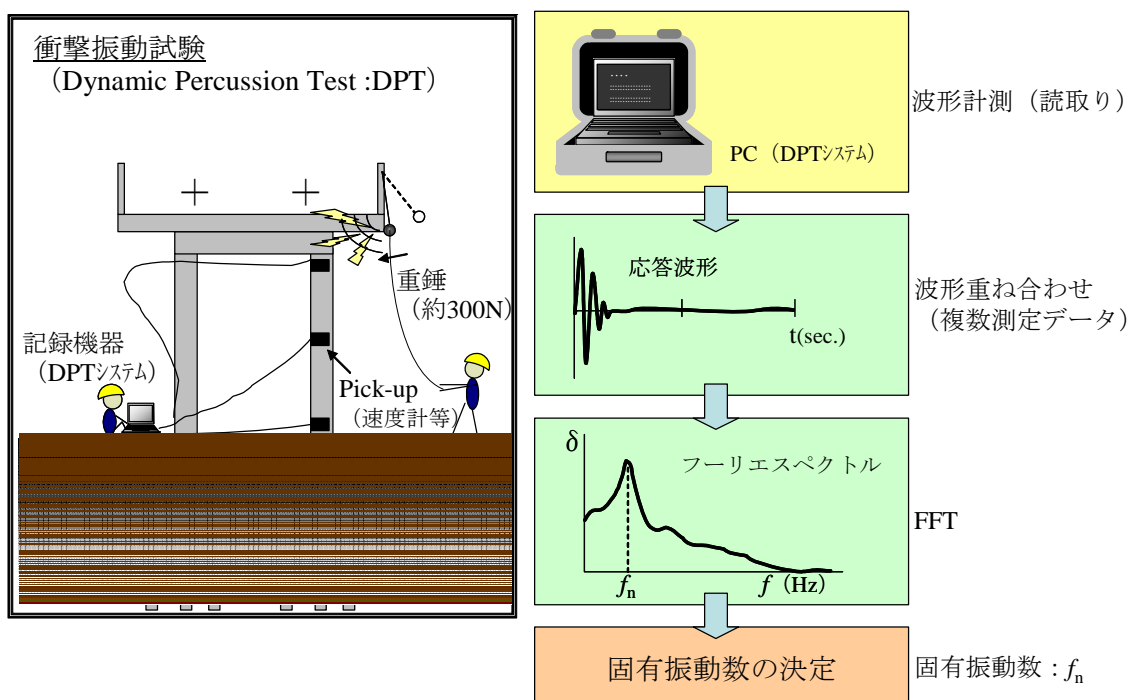


Fig.2-5 Procedure of the Dynamic Percussion Test

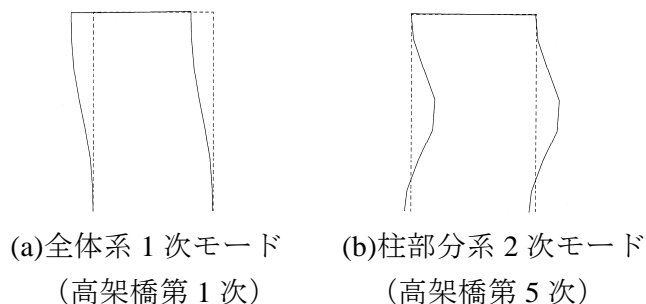


Fig.2-6 Natural mode shape (in transverse direction)

衝撃振動試験を用いた健全度評価の導入当初は、**Fig.2-6(a)**に示す全体系 1 次モードの固有振動数を測定し、健全度評価を実施していた。この場合、構造物の健全度（部材剛性）と基礎の健全度（地盤ばね定数）とが固有振動数の値に相互に影響するため、構造物と基礎との健全度低下かを損傷同定するためには、他の振動モードにおける卓越振動数を得ることが望ましい。そこで、部材の曲げ剛性の変化を直接的に把握し、損傷同定に資するため、**Fig.2-6(b)**に示す柱部分系 2 次モードの固有振動数についてもそのモード形状を励起するような測定方法が提案¹⁰⁾された。この柱部分系 2 次モードの測定においては、左右の柱中間部にセンサーを配置し、柱中間部を橋軸直角方向に掛矢にて打撃し衝撃力を与える。

得られた 2 つの振動モードの固有振動数を用い、固有値解析等により健全度評価を実施する。ここで、実測の固有振動数からその都度固有値解析を実施せずに、柱部材剛性、地盤ばね定数の簡易な評価ができれば結果の即時判断も可能となり有益である。**2.2**に述べたように RC ラーメン高架橋には 3S の設計思想で標準設計高架橋が多数用いられている。そこで、RC ラーメン高架橋の標準設計種別に毎に、**Fig.2-7**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_b , 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を事前実施し、**Fig.2-6**に示す 2 つの振動モードの固有振動数を算出し、この 2 変数の関係を整理・図化して健全度評価ノモグラム^{11),12)}を作成している。

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¹³⁾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 **Fig.2-8**に、その一例を **Fig.2-9**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 $0.6\text{m} \times 0.6\text{m}$ の標準設計タイプである。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、ノモグラムから剛性の差異、あるいは地盤ばね定数の差異が比較できる。

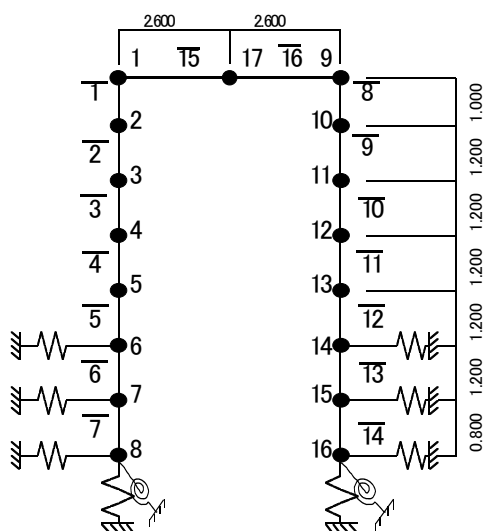
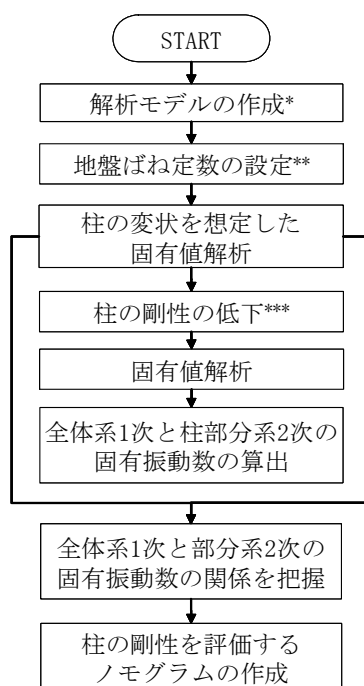


Fig.2-7 Analytical model (Height 7m model)



- *: 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%)

Fig.2-8 Procedure of making Soundness Nomograms¹²⁾

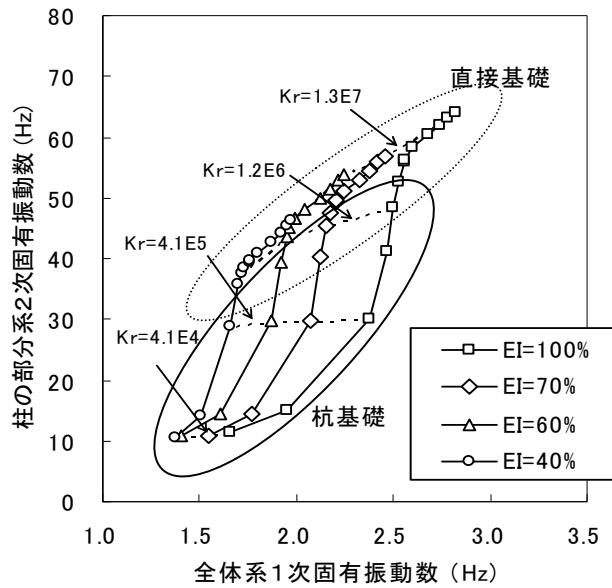


Fig.2-9 Example of Soundness Nomogram of viaducts
(Height:7m, column section:0.6m×0.6m) ^{11),12)}

2.3.2 高架橋の構造条件と固有振動数

1991年からの衝撃振動試験結果を俯瞰し、代表的なRCラーメン高架橋として、標準設計タイプの内、割合の最も多いE-N06-1型について、既往の測定データ(261データ)を基に、固有振動数(全体系1次モード)へ与える構造条件の傾向を概観する。

はじめに、Fig.2-10に高架橋高さをパラメータに固有振動数の関係を見る。また、耐震性能向上等を目的に実施された柱部材の鋼板巻き補強後の測定データと凡例を代え、併せて直線回帰式を標記する。

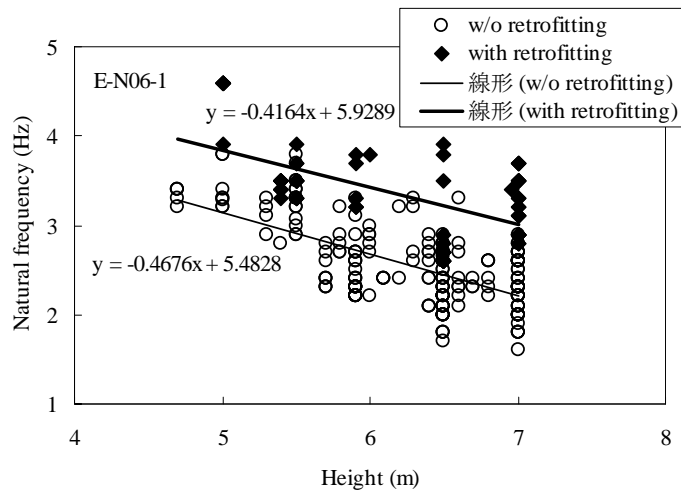


Fig.2-10 Relationship of natural frequency vs. height

2.2 で整理したように、標準設計高架橋は設計タイプの分類において、高架橋高さを数パターン設定し、施工箇所の縦断線形等の都合から標準設計高さの間になる場合は柱長を短縮する適用がなされている。そのため、E-N06-1（標準 7m）の場合、高さ 7m を最大に短縮して適用されたものが施工されている。

ここで、鋼板巻き補強について概説する。1995 年の兵庫県南部地震では鉄道 RC ラーメン高架橋も大きな被害を受けた。一般に、鉄道高架橋の破壊形態¹⁴⁾は Fig.2-11、Fig.2-12 に示す「せん断破壊」と「曲げ破壊」に大別され、兵庫県南部地震で開通までの復旧に長期間を要した柱部材のせん断破壊による高架橋倒壊を防止することを目的に、せん断破壊モードの高架橋に対し耐震補強が実施された。その主要な工法として、鋼板巻き補強工法^{15),16)}が広く採用されてきた。鋼板巻き補強は、せん断耐力向上と変形性能向上を目的に、既設柱に対して、鋼板 ($t=6\text{mm}$) 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工法である。その概要を Fig.2-13 に示す。2005 年度までに約 13000 本が施工され、高架下利用箇所や政府中央防災会議の想定東海地震強化地域内の曲げ破壊モードへの追加対策を含め、概ね 2008 年度末までに約 20000 本が施工される¹⁷⁾。

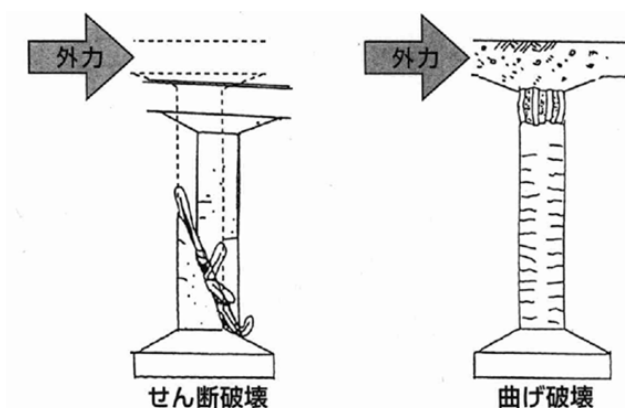


Fig.2-11 Shear failure and flexure failure of a viaduct



(a) Shear failure of a viaduct



(b) Flexure failure of a viaduct

Fig.2-12 Typical fracture types of railway viaducts by Hyogo-ken Nambu Earthquake

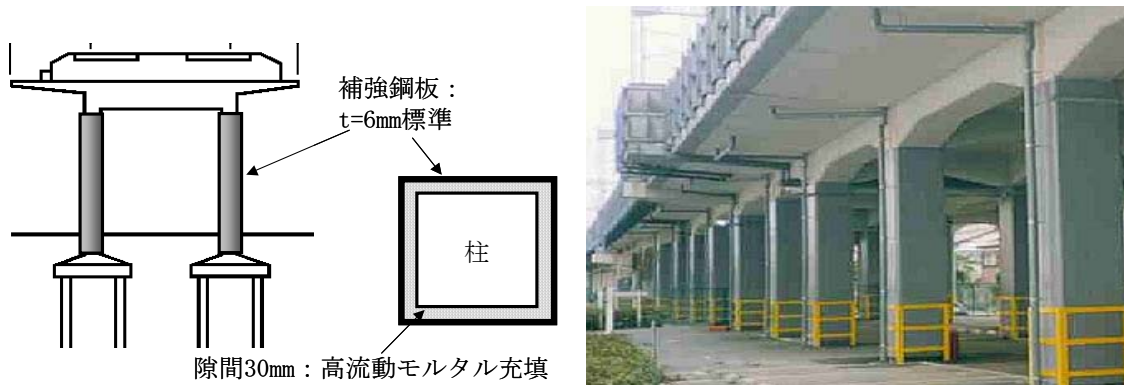


Fig.2-13 Steel jacketing method

Fig.2-10 より、無補強高架橋での測定データを俯瞰すると、高架橋高さが高くなるほど固有振動数が低下する傾向が見られる。また、鋼板巻き補強においても高さに依存する影響が同様に確認できる。無補強と鋼板補強を比較した場合、鋼板巻き補強による断面増加等に伴う曲げ剛性の向上から、同一高さにおいて固有振動数が高くなる傾向が確認できる。データ数が少なく定性的な分析ではあるが、無補強、補強の直線回帰式の傾きも概ね同程度である。同一高さにおけるデータを比較すると、無補強、補強ともに固有振動数にはばらつきが確認される。これは、基礎条件や地盤条件等から定まる地盤ばね定数の影響や部材のひび割れやジャンカ等による健全度（剛性）の差異等が要因と考えられる。

次に、Fig.2-14 に杭長をパラメータに固有振動数の関係を見る。なお、杭長 0m は直接基礎を示す。杭長による明確な差異は見られない。また、Fig.2-15 に地盤種別¹⁸⁾に対する固有振動数の関係を見る。地盤種別においても杭長と同じく明確な差異は見られない。基礎構造と地盤条件とが相互に影響するため、結果として有意差が見られないものと考えられる。

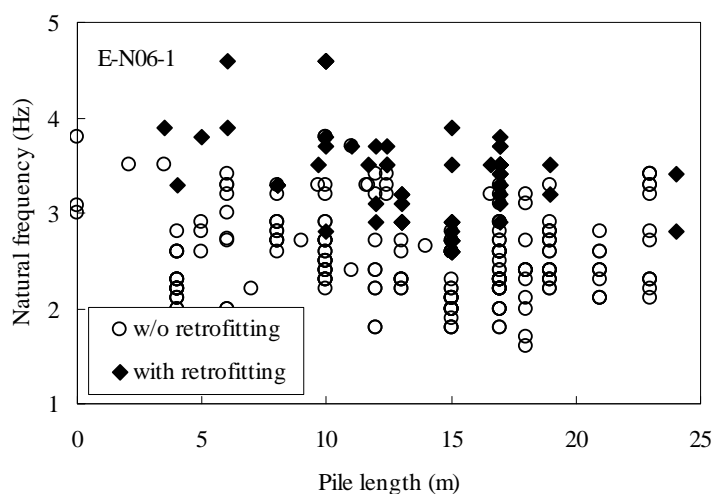


Fig.2-14 Relationship of natural frequency vs. pile length

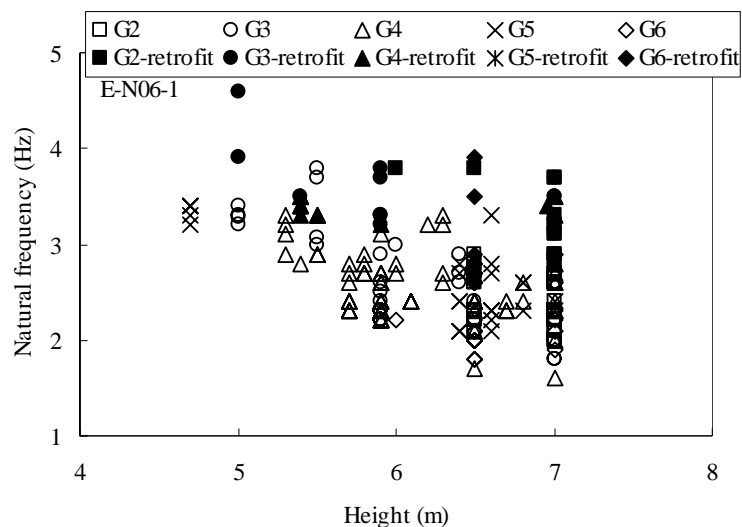


Fig.2-15 Relationship of natural frequency vs. ground type

2.4 鉄道高架橋の損傷と振動特性

2.4.1 検討概要

RC ラーメン高架橋の健全度判定において、構造物（ここでは、主として高架橋本体）の損傷程度と振動特性の関係を把握しておく必要がある。

そこで、RC ラーメン高架橋の載荷試験（強制的な損傷試験）を実施^{19),20)}するとともに、載荷の各ステップにおける振動特性（固有振動数）を把握する衝撃振動試験²¹⁾を実施する。当該試験対象には、新幹線品川駅新設に伴い供用を終える RC ラーメン高架橋（試験実施時で供用 35 年）を用いた。試験は、柱部材の特性の差異をパラメータとして、無補強高架橋、柱部材鋼板巻き補強の 2 パターンで実施する。2.3 で述べたように高架橋柱の鋼板巻き補強は約 20000 本（全数の約 6 割）が実施・計画されており、東海道新幹線の RC ラーメン高架橋について検討しておく必要のあるパラメータであると考えられる。また、柱部材が鋼板巻き補強された場合、柱躯体の損傷確認は目視では極めて困難になる。その観点からも補強された部材が損傷した状況を振動特性等から把握することは有益である。

2.4.2 正負交番載荷試験(人工損傷導入)

試験高架橋は、1 層 3 径間 2 柱式単線 RC ラーメン高架橋で、柱断面寸法 600mm×600mm である。2 つの試験高架橋の内、無補強試験体は柱高さが 5800mm、鋼板補強

試験体は 5400mm である。また、鋼板補強試験体における補強仕様は、**Fig.2-13** と同様である。

試験高架橋の起点方、終点方に隣接する 2 高架橋に RC 壁を新設して反力高架橋とし、橋軸方向の張出し部を一部切除してジャッキを設置して、変位制御で正負交番载荷を実施する (**Fig.2-16** 参照)。载荷方向はジャッキ反力の制約から橋軸方向とし、载荷サイクルは変形角約 $\pm 1/400$, $\pm 1/200$, $\pm 2/200$, $\pm 3/200$, $\pm 4/200$, $\pm 5/200 \dots$ で正負交番载荷を各 3 回ずつ実施し、無補強は計 9Step 実施、鋼板補強は計 10Step 実施した。なお、それぞれ最終 Step の载荷条件は損傷状況等を勘案し、安全確保、新駅建設工事の工程上等の制約から決定した。

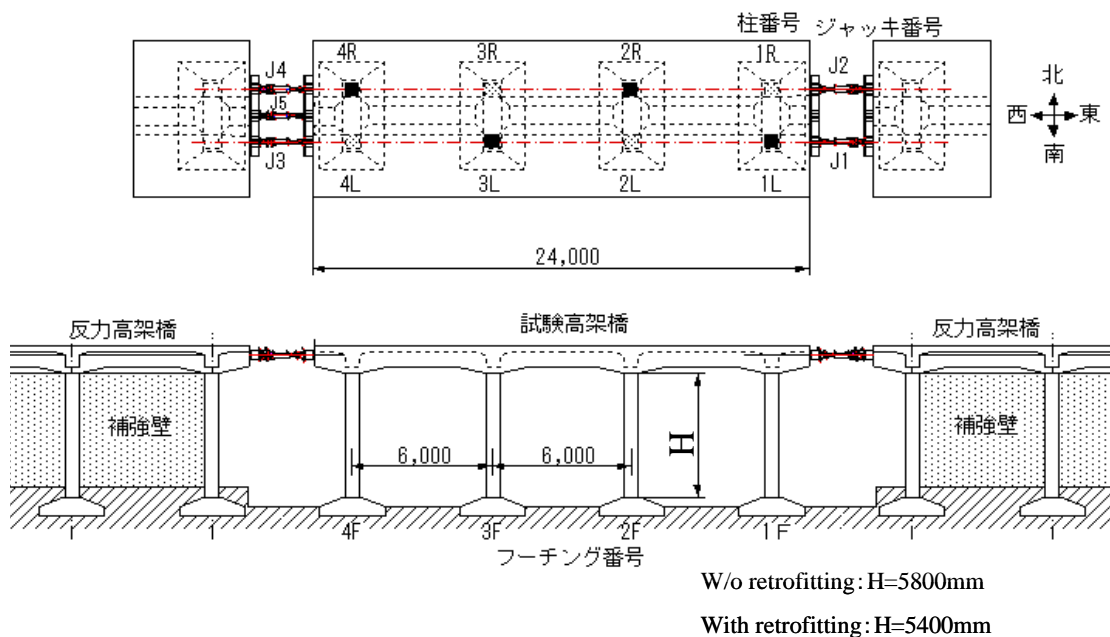


Fig.2-16 Outline of Test-viaducts

(1) 無補強試験体の载荷試験経過

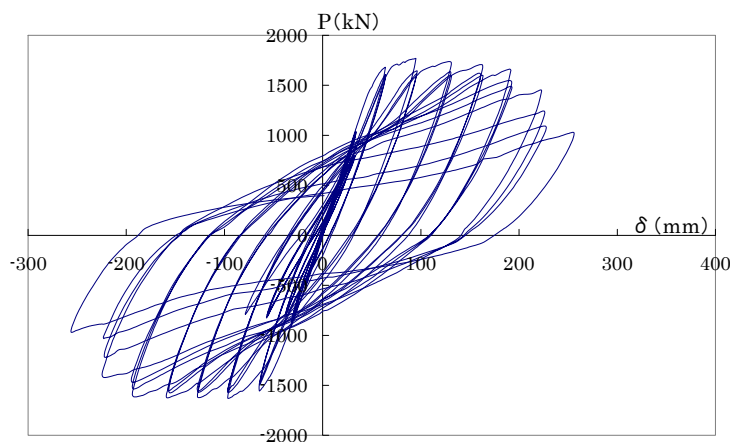


Fig.2-17 Hysteresis curves without retrofitting

Fig.2-17 に荷重試験における水平荷重—変位関係を示す。荷重に伴い、各柱の上下端部にひび割れが発生し、 $\pm 2/200$ 荷重時 (Step3) に柱端部の軸方向鉄筋が下端→上端の順で降伏 (降伏荷重は柱端部の軸方向鉄筋に設置したひずみゲージの半数以上が 2000μ を越えた点とし定義。) し、 $\pm 3/200$ 荷重時 (Step4) に正負ともに最大耐力に達した。 $\pm 4/200$ 荷重 (Step5) 終了後、柱端部コンクリートの圧壊が観察された。また、 $\pm 6/200$ 荷重 (Step7) の第1サイクルまでは、ほぼ最大耐力を維持したが、軸方向鉄筋の座屈に伴い耐力が著しく低下し、 $\pm 8/200$ (Step9) 終了後には最大耐力の 60% 以下まで耐力が低下した。

損傷の外観であるが、**Fig.2-18** に最大耐力付近 (Step4) 後の柱のひび割れ展開図を示す。地震時慣性力のような水平方向に卓越した荷重条件下では、柱部材の端部に曲げひび割れが集中的に発生し、損傷している。ひび割れ範囲は概ね $4D$ (D : 柱幅) の範囲であり、損傷の著しい範囲は $1D \sim 1.5D$ 程度の範囲である。また、最大荷重レベルまで損傷が進行すれば、目視確認が容易である。最終的にはかぶりコンクリートの剥落や鉄筋の座屈等、兵庫県南部地震で見られた典型的な曲げ破壊モードの性状を示している (**Fig.2-19**)。

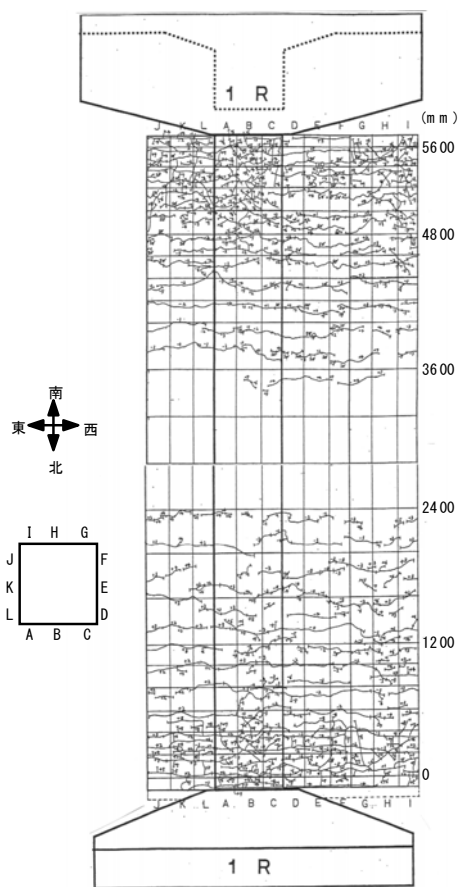


Fig.2-18 Crack condition of column (After loading of Step4)



(a) Top of a column (No.2L)

(b) End of a column (No.4L)

Fig.2-19 Damage of columns (after a final loading)

(2) 鋼板巻き補強試験体の載荷試験経過

Fig.2-20 に載荷試験における水平荷重—変位関係を示す。載荷に伴い、 $\pm 1/200$ 載荷時 (Step2) において端部の柱下端で最初に軸方向鉄筋が降伏し、その後中間部柱の下端で降伏、以降、 $\pm 3/200$ 載荷時 (Step4) までには全ての柱上下端が降伏した。正側では $+4/200$ 載荷 (Step5)、 $-5/200$ 載荷 (Step6) で最大荷重に到達し、除々に荷重が低下していった。最終 Step10 (+350mm) においても降伏荷重を下回らず最大荷重の 85% 以上の荷重を維持していた。

その他部位の損傷状況としては、ハンチ部周辺にひび割れが観測されたものの、梁やスラブの損傷は見られなかった。フーチングには最終的に一部水平方向にひび割れが発生した (Fig.2-21(a))。また、補強鋼板は最終段階まで目立った鋼板のはらみ出しはなく、柱基部から 1.2m の範囲で鋼板の浮きが確認された程度である (Fig.2-21(a))。

Fig.2-21(a)内の鋼板上に記載した数字は載荷 Step を、輪郭は剥離範囲を示している。このことから、鋼板巻き補強した高架橋では目視による損傷確認が極めて困難であると考えられる。また、試験終了後、部分的に補強鋼板を剥がし柱部材の損傷状況を調査した (Fig.2-21(b))。損傷範囲は柱上下端部に集中しており一部軸方向鉄筋の破断が見られた (Fig.2-21(b)の丸印箇所)。

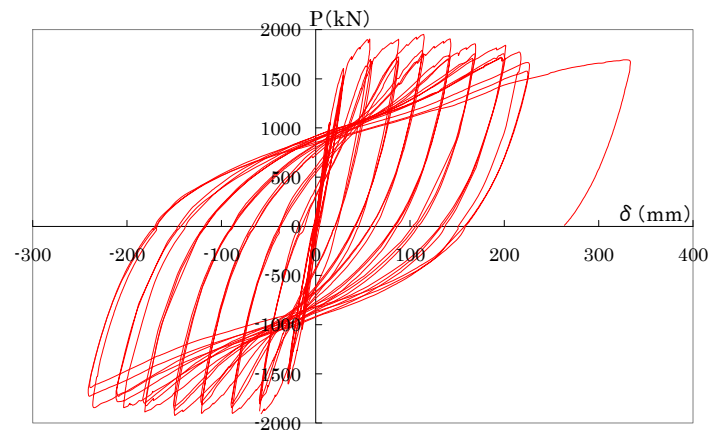


Fig.2-20 Hysteresis curves with retrofitting



(a) Outside of reinforcement

(b) Inside of reinforcement

Fig.2-21 Damage of a column(after a final loading)

2.4.3 衝撃振動試験による固有振動数測定

交番载荷試験の各载荷 Step の正負3回繰返し終了時に橋軸方向の全体系1次モードの固有振動数を得るための衝撃振動試験を実施する。通常の衝撃振動試験では、隣接高架橋の制約から橋軸直角方向について実施されるが、本試験では载荷方向が橋軸方向であり人工損傷が橋軸方向に卓越する可能性があるため、衝撃振動試験は橋軸方向を主として、両方向実施する。なお、鋼板補強試験体については、主要な損傷イベント（载荷前、Step2（降伏時付近）、Step5（最大荷重時付近）、载荷試験終了後）時に橋軸直角方向の衝撃振動試験を実施した。これにより、構造物の損傷程度と衝撃振動試験により得られる固有振動数の変化について検討を行った。

ここで、無補強試験体、鋼板巻き補強試験体のいずれのケースも全体系1次モードの固有振動数測定に基づき以下に論じている。そのため、固有振動数の低下には基礎および周辺地盤の影響も含むものである。実際、载荷方向のフーチング側面には、载荷に伴い、周辺地盤の緩みも確認されている。しかしながら、試験終了後の杭頭部の目視調査において、载荷による顕著なひび割れが確認されなかったことから、载荷による顕著な損傷箇所はいずれのケースも高架橋本体によるものであり、固有振動数の低下ならびに剛性低下の主要因は高架橋本体の損傷によるものと判断した。

(1) 無補強試験体の損傷と振動特性

Table 2-5, Fig.2-22 に無補強試験体での衝撃振動試験結果等を示す。なお、Table 2-5 には载荷試験における各 Step の最大荷重、応答変位も併せて記載するとともに、Eq.(2.1)で表される等価固有周期と降伏割線剛性との関係²²⁾から、便宜的に、衝撃振動試験で得られる固有振動数を用いて算出した等価剛性を併記している。

$$T_{eq} = 2\pi \sqrt{\frac{W}{g \cdot K_y}} = 1 / f_{DPT} \quad (2.1)$$

ここで、 T_{eq} ：等価固有周期(sec.)

W ：等価重量(kN)

K_y ：降伏点における割線剛性(kN/m)（ここでは、=等価剛性）

g ：重力加速度(=9.8m/s²)

f_{DPT} ：衝撃振動試験による固有振動数(Hz)

損傷の進行（载荷ステップの進行）に伴い、衝撃振動試験で得られる全体系1次モードの固有振動数が徐々に低下している。軸方向鉄筋の降伏後（Step3）で载荷前の90%で、等価剛性は約80%である。また、最大荷重に到る（Step4）で固有振動数が約75%、等価剛性が約55%で、概ね最大荷重を維持できる時点（Step6）で固有振動数が約70%、等価剛性が約50%である。なお、低下率に関しては部材全長ではなく、柱上下端の局所的な損傷範囲におけるものである。

橋軸方向と橋軸直角方向との結果を比較すると、最大荷重に到る（Step4）以前の損傷レベルでは、やや橋軸方向の結果の方が大きい固有振動数を示している。これは、載荷前の値が橋軸直角方向の方が橋軸方向に比べて小さく、事前の詳細目視調査において柱上端部に微細なひび割れが確認された箇所もあったことから、その影響であると考えられる。

無補強試験体での結果より、目視確認が容易な損傷レベル（最大荷重：Step4）以下を含め、部材の損傷状況を衝撃振動試験で把握可能であることが確認できた。

Table 2-5 Test results of w/o retrofitting case

載荷step	変形角	変位 振幅 (mm)	正側載荷		負側載荷		橋軸方向		橋軸直角方向					
			最大荷 重(kN)	応答変 位(mm)	最大荷 重(kN)	応答変 位(mm)	固有振動数 f (Hz)	等価剛性 (kN/m)	固有振動数 f (Hz)	等価剛性 (kN/m)				
載荷前	±0/200	—	0.0	0.0	0.0	0.0	2.32	1.00	29739	1.00	2.08	1.00	23904	1.00
Step1	±1/400	±16	510.9	15.8	-506.7	-17.0	—	—	—	—	—	—	—	—
Step2	±1/200	±32	1038.6	33.7	-906.8	-31.7	2.20	0.95	26742	0.90	2.08	1.00	23904	1.00
鉄筋降伏	↓	↓	1178.0	37.6	-1000.5	-35.8	—	—	—	—	—	—	—	—
Step3	±2/200	±64	1680.6	63.8	-1556.7	-64.2	2.08	0.90	23904	0.80	1.95	0.94	21010	0.88
Step4	±3/200	±96	1768.2	94.5	-1623.7	-96.7	1.83	0.79	18503	0.62	1.83	0.88	18503	0.77
Step5	±4/200	±128	1735.2	130.4	-1618.7	-127.3	1.71	0.74	16156	0.54	1.71	0.82	16156	0.68
Step6	±5/200	±160	1698.0	157.2	-1621.4	-158.9	1.59	0.69	13968	0.47	1.59	0.76	13968	0.58
Step7	±6/200	±192	1662.0	190.3	-1603.6	-184.4	1.59	0.69	13968	0.47	1.59	0.76	13968	0.58
Step8	±7/200	±224	1446.9	223.0	-1416.2	-223.9	1.34	0.58	9921	0.33	1.46	0.70	11778	0.49
Step9	±8/200	±256	1022.0	256.1	-957.7	-256.4	—	—	—	—	—	—	—	—

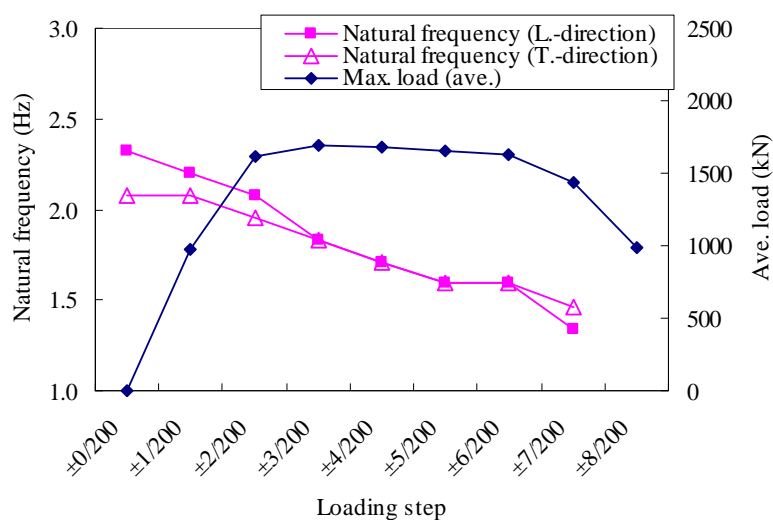


Fig.2-22 Relationship between natural frequency and damage level (w/o retrofitting)

(2) 鋼板巻き補強試験体の損傷と振動特性

Table 2-6, Fig.2-23 に鋼板巻き補強試験体での衝撃振動試験結果等を示す。

無補強試験体での場合と同様に、損傷の進行（載荷ステップの進行）に伴い、衝撃振動試験で得られる全体系 1 次モードの固有振動数が徐々に低下している。軸方向鉄

筋の降伏後（Step2）で荷重前の約 85%で、等価剛性は約 75%である。また、最大荷重に到る（Step5）で固有振動数が約 55%，等価剛性が約 30%で、Pushover 前の Step9 の値は固有振動数が約 50%，等価剛性が約 25%である。

鋼板巻き補強試験の方が無補強試験体に比べて降伏時、最大荷重時などの各損傷レベルにおける低下率大きい。これは、試験後に補強鋼板を剥がして柱損傷状況の確認をした結果、部材の損傷範囲が無補強に比べて局所化していた（Fig.2-21 参照）等が要因と考えられる。

鋼板巻き補強試験体での結果より、目視確認が困難な補強された部材の損傷状況を衝撃振動試験で把握可能であることが確認できた。特に、荷重試験時の外観検査では、目視で判断できる変状が現れなかったことから、これを定量的に判断する検査手法として極めて有効な検査方法であると考えられる。

Table 2-6 Test results of with retrofitting case

荷重step	変形角	変位 振幅 (mm)	正側荷重		負側荷重		橋軸方向		橋軸直角方向					
			最大荷 重(kN)	応答変 位(mm)	最大荷 重(kN)	応答変 位(mm)	固有振動数 f (Hz)	等価剛性 (kN/m)	固有振動数 f (Hz)	等価剛性 (kN/m)				
荷重前	±0/200	—	0.0	0.0	0.0	0.0	3.42	1.00	64625	1.00	3.30	1.00	60170	1.00
Step1	±1/400	±15	1042.8	14.5	-1042.4	-14.3	3.30	0.96	60170	0.93	—	—	—	—
鉄筋降伏	↓	↓	1444.9	23.7	-1262.6	-19.7	—	—	—	—	—	—	—	—
Step2	±1/200	±30	1601.6	29.5	-1602.3	-29.0	2.93	0.86	47434	0.73	2.93	0.89	47434	0.79
Step3	±2/200	±60	1904.4	57.2	-1904.7	-57.9	2.20	0.64	26742	0.41	—	—	—	—
Step4	±3/200	±90	1902.5	87.8	-1902.1	-88.3	1.95	0.57	21010	0.33	—	—	—	—
Step5	±4/200	±120	1949.2	113.8	-1896.3	-121.1	1.83	0.54	18503	0.29	1.83	0.55	18503	0.31
Step6	±5/200	±150	1905.6	142.5	-1923.0	-149.5	1.83	0.54	18503	0.29	—	—	—	—
Step7	±6/200	±180	1854.9	168.5	-1886.5	-181.1	1.71	0.50	16156	0.25	—	—	—	—
Step8	±7/200	±210	1840.8	201.2	-1844.7	-203.5	1.71	0.50	16156	0.25	—	—	—	—
Step9	±8/200	±240	1768.2	216.4	-1829.0	-236.2	1.71	0.50	16156	0.25	—	—	—	—
Step10	±11/200	+350	1682.9	333.0	—	—	1.83	0.54	18503	0.29	1.83	0.55	18503	0.31

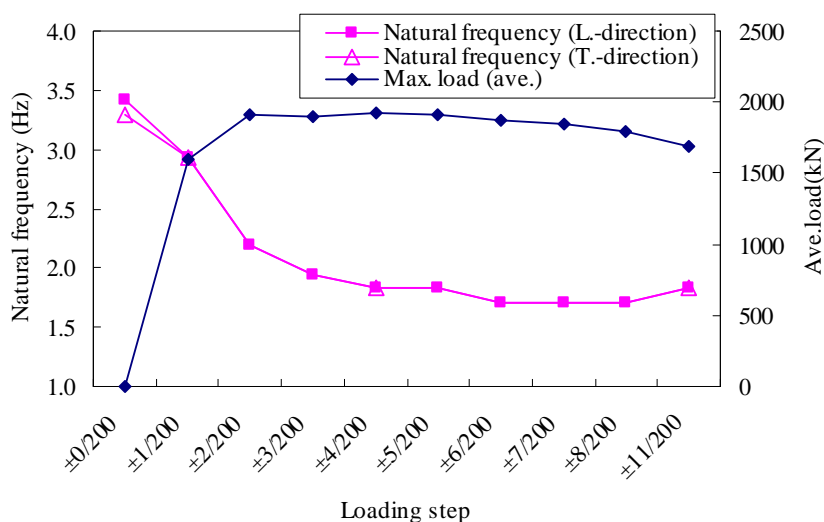


Fig.2-23 Relationship between natural frequency and damage level (with retrofitting)

2.5 まとめ

鉄道高架橋の特徴と衝撃振動試験を中心とした健全度評価手法について概観するとともに、実高架橋を用いた載荷試験による人工損傷と衝撃振動試験による固有振動数の測定試験を実施し、以下の知見を得た。

- (1) 東海道新幹線の RC ラーメン高架橋について、他の新幹線高架橋との比較を含め、その特徴を整理した結果、東海道新幹線高架橋は、その後の新幹線高架橋に比べ質量が小さくかつ剛性も低い構造であり、鉄道振動を含めて維持管理を実施していく必要性が高いと考えられる。
- (2) 東海道新幹線 RC ラーメン高架橋の特徴として、橋軸方向の張出し構造が挙げられる。この構造は他の新幹線高架橋では採用されない方向となっており、東海道新幹線高架橋の振動特性を検討する上での構造的な特徴であると考えられる。
- (3) 1991 年からの高架橋での衝撃振動試験結果を俯瞰し、高架橋の全体系 1 次モードの固有振動数は柱部材の諸元（柱長や補強による剛性向上）の影響を比較的顕著に受けることが確認できる。また、耐震性能向上等を狙った柱部材の鋼板巻き補強は計画中のものを含め数量的に全高架橋の半数以上あり、今後の高架橋の維持管理においては、鋼板巻き補強の条件も踏まえて検討していく必要がある。
- (4) 新幹線品川駅新設に伴い供用を終える RC ラーメン高架橋（試験実施時で供用 35 年）を用い、構造物の損傷程度と振動特性の関係を把握するため、載荷試験による人工損傷の導入と衝撃振動試験を実施した結果、目視確認が困難な部材の損傷状況を衝撃振動試験により把握することが可能であることを確認した。特に、載荷試験時の外観検査では、目視で判断できる変状が現れない鋼板巻き補強された部材の損傷を定量的に判断する検査手法として極めて有効な検査方法であると考えられる。

《第2章 参考文献》

- 1) 日本国有鉄道：東海道新幹線工事誌，1967.3.
- 2) 河野通之，松本嘉司：新幹線標準ラーメン高架橋の設計について，土木学会論文集，No.115，pp.13-25，1965.3.
- 3) 久保 晋，兎本彰和：東海道新幹線の材料更新について，鉄道線路 Vol.30，No.5，pp.19-26，1982.5.
- 4) 松本英信，神山立男，宮崎修輔：新幹線高架橋の変遷－東海道，山陽（新大阪-岡山），山陽（岡山-博多），東北各新幹線－，構造物設計資料，No.39，pp.3-6，1974.9.
- 5) 建設コンサルタント協会：鉄道高架橋の変遷と展望，1.鉄道高架橋の変遷，pp.3-34,1997.8.
- 6) 鈴木基行，尾坂芳夫，武山 泰，菊地春海：宮城県沖地震による RC ラーメン高架橋被害の解析的研究，土木学会論文集，No.384/V-7，pp.43-52，1987.8.
- 7) 江島 淳：地盤振動と対策，pp.146-154，吉井書店，1979.6.
- 8) 木下哲龍：特集「九州新幹線新八代・西鹿児島（現鹿児島中央）間開業」路盤・橋りょう，日本鉄道施設協会誌，pp.19-21，2004.7.
- 9) 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.4，No.9，1990.9.
- 10) 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.145-154，1996.11.
- 11) Seki,M., Tsutsumi,Y., Mizutani,K., Nishimura,A. and Nakano,S. : An Evaluation Method of the Serviceability of Rigid Frame Bridges in Tokaido Shinkansen, WCRR, Vol.B, pp.531-537, Firenze, Nov. 16-19,1997.
- 12) 田中宏昌，関 雅樹，下村 勝，中野 聡：ラーメン高架橋の健全度に関わる柱の剛性評価法の研究，構造工学論文集，Vol.47A，pp.1019-1028，2001.3.
- 13) 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.
- 14) 鉄道総合技術研究所：兵庫県南部地震鉄道被害調査報告書，鉄道総研報告，特別第4号，1996.4.
- 15) M.J.N.Priestley, F.Seible, G.M.Calvi. : Seismic Design and Retrofit of Bridges. , John Wiley & Sons, Inc., 1998.
- 16) 鉄道総合技術研究所：既存鉄道コンクリート高架橋柱等の耐震補強設計・施工指針〔鋼板巻立て補強編〕，1999.7.
- 17) 関 雅樹：災害から守る・災害に学ぶ，23.東海地震等の大規模地震対策，日本鉄道施設協会誌，pp.2-4，2005.11.
- 18) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計），pp.65-66，丸善，1999.10.
- 19) 吉田幸司，長縄卓夫，丹間泰郎，鍛冶秀樹，長澤保紀，滝本和志：耐震補強を行

- った実物 RC ラーメン高架橋の載荷実験（その 1）実高架橋の交番載荷実験による耐震補強性能評価，土木学会第 55 回年次学術講演会，V-500，2000.9.
- 20) 長縄卓夫，丹間泰郎，吉田幸司，根岸 裕，滝本和志：実物 RC ラーメン高架橋の耐震性能確認実験，土木学会鉄道力学論文集，Vol.6，pp.13-18，2002.7.
- 21) 長縄卓夫，丹間泰郎，吉田幸司，鍛冶秀樹，中野 聡：耐震補強を行った実物 RC ラーメン高架橋の載荷実験（その 2）耐震補強高架橋に対する地震時被災度判定手法の検討，土木学会第 55 回年次学術講演会，V-501，2000.9.
- 22) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造物）SI 単位版，丸善，1999.10.

第3章 鉄道高架橋の健全度と鉄道振動の実測評価

3.1 はじめに

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が、RC 構造物の振動特性として、マッシュでリジッドな構造ほど鉄道振動の発生が小さいと報告¹⁾されている。本章では、鉄道高架橋の健全度を部材剛性として捉え、衝撃振動試験ならびに列車走行時の鉄道振動の測定を実施し、鉄道振動に対する構造物の健全度（部材剛性）の影響度を把握し、鉄道振動による健全度評価の可能性を実証的に見極める。

本章では、まず、耐震性能向上等を目的に実施されてきた鋼板巻き補強による柱部材の剛性向上に着目し、補強による鉄道振動への影響について検討する。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沿線地盤振動について、建設地点の異なる4つの高架橋（Table 3-1：O, A, B, C 高架橋）での振動測定結果に基づく検討内容を述べる。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（Table 3-1：D, E 高架橋）の対比による振動測定結果に基づく検討内容を述べる。

次に、剛性の変化が鉄道振動へ与える影響の逆説的なアプローチとして、既往の振動レベル測定結果を俯瞰し、特に鉄道振動が問題となっていない一般的な高架橋での振動値に比べ、大きな振動値となっている高架橋箇所（Table 3-1：G, H, I 高架橋）を選出し、衝撃振動試験に基づく損傷同定のパラメータ解析を実施し、高架橋の健全度評価を検討した内容を述べる。

最後に、軟弱地盤上に位置し、比較的鉄道振動の大きな高架橋（Table 3-1：F 高架橋）について、より詳細な高架橋の振動特性等を把握するため、列車走行時の高架橋の応答加速度測定ならびに周辺地盤振動測定を実施し、その検討内容を述べる。

Table 3-1 Outline of viaducts for experimental study using DPT

No.	Length (m)	Column section (m)	Height (m)	Foundation type	Pile length (m)	Ground Type	Remarks
Viaduct-O	24.0	0.7×0.7	8.5	RC pile	11.0	G2	Steel Jacketting
Viaduct-A	24.0	0.7×0.8	7.0	RC pile	8.0	G3	Steel Jacketting
Viaduct-B	30.0	0.7×0.8	8.0	RC pile	10.0	G3	Steel Jacketting
Viaduct-C	30.0	0.7×0.8	6.0	RC pile	8.0	G2	Steel Jacketting
Viaduct-D	23.0	0.6×0.7	7.0	Mat	—	G2	Degradation of rigidity
Viaduct-E	24.0	0.6×0.7	7.0	Mat	—	G2	
Viaduct-F	24.0	0.6×0.6	6.0	RC pile	18.0	G4	
Viaduct-G	23.0	0.6×0.6	7.0	RC pile	18.0	G4	High site vibration point
Viaduct-H	24.0	0.6×0.6	6.5	RC pile	10.0	G4	High site vibration point
Viaduct-I	24.0	0.6×0.6	6.5	RC pile	10.0	G4	High site vibration point

ここで、振動レベル（Vibration Level：VL）の定義について概説する。
 加速度レベルは振動加速度を dB 単位で表したものであり、Eq.(3.1)で定義される。

$$L = 20 \log_{10} \frac{A}{A_0} \quad \cdots(3.1)$$

ここに、 L ：加速度レベル（dB），
 A ：測定値の加速度実効値（ m/s^2 ），
 A_0 ：基準加速度値（ m/s^2 ）で $A_0=10^{-5}$ （ m/s^2 ）。

Eq.(3.1)で定義される加速度レベルは、人体感覚などに関係のない物理量の表示であるが、振動の人体あるいは建物等に及ぼす影響は振幅と振動数に依存し、また、鉛直方向の振動と水平方向の振動では感じ方が異なる。そこで、ISO（国際標準化機構）の人体の振動に対する振動暴露基準に基づいて、加速度レベルに周波数 Eq.(3.1)における A_0 を次のように補正したものである。鉛直方向について振動レベルを式で定義すると、 A_0 式を Eq.(3.2)のように周波数毎に補正したものである。加速度レベルに周波数による人間の振動感覚の補正を加えたものとなる。

$$\left. \begin{array}{ll} 1 \leq f \leq 4 & A_0 = 2 \times 10^{-5} f^{(-1/2)} \quad (\text{m/s}^2) \\ 4 \leq f \leq 8 & A_0 = 10^{-5} \quad (\text{m/s}^2) \\ 8 \leq f \leq 90 & A_0 = 0.125 \times 10^{-5} f^{(-1/2)} \quad (\text{m/s}^2) \end{array} \right\} \quad \cdots(3.2)$$

3.2 部材剛性の変化による鉄道振動への影響

3.2.1 検討手法

鉄道振動の検討では、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。2章で示したとおり、東海道新幹線 RC ラーメン高架橋の健全度評価の一環として、1991 年より衝撃振動試験²⁾を採用、高架橋の固有振動数の把握を実施している。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）、ならびに地盤ばね定数により定まる。また、健全度と固有振動数の間には有意な相関があり、高架橋の柱部材剛性と地盤ばね定数に着目し、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が提案³⁾されている。

そこで、高架橋の部材剛性の変化を捉える方法として、衝撃振動試験により固有振動数値を得、同測定結果を2章で示した健全度評価ノモグラムを用いて評価する。衝

撃振動試験では2つの振動モード形状（全体系1次モード，柱部分系2次モード）に対する固有振動数を把握することを目的に，各々のモード形状を励起するよう，**Fig.3-1**に示すように速度計センサーを配置し，図中の矢印で示す位置に打撃による衝撃力を加えて強制振動させる．全体系1次モードは高架橋天端を重錘にて，柱部分系2次モードは柱中間部を掛矢にて強制振動させる．

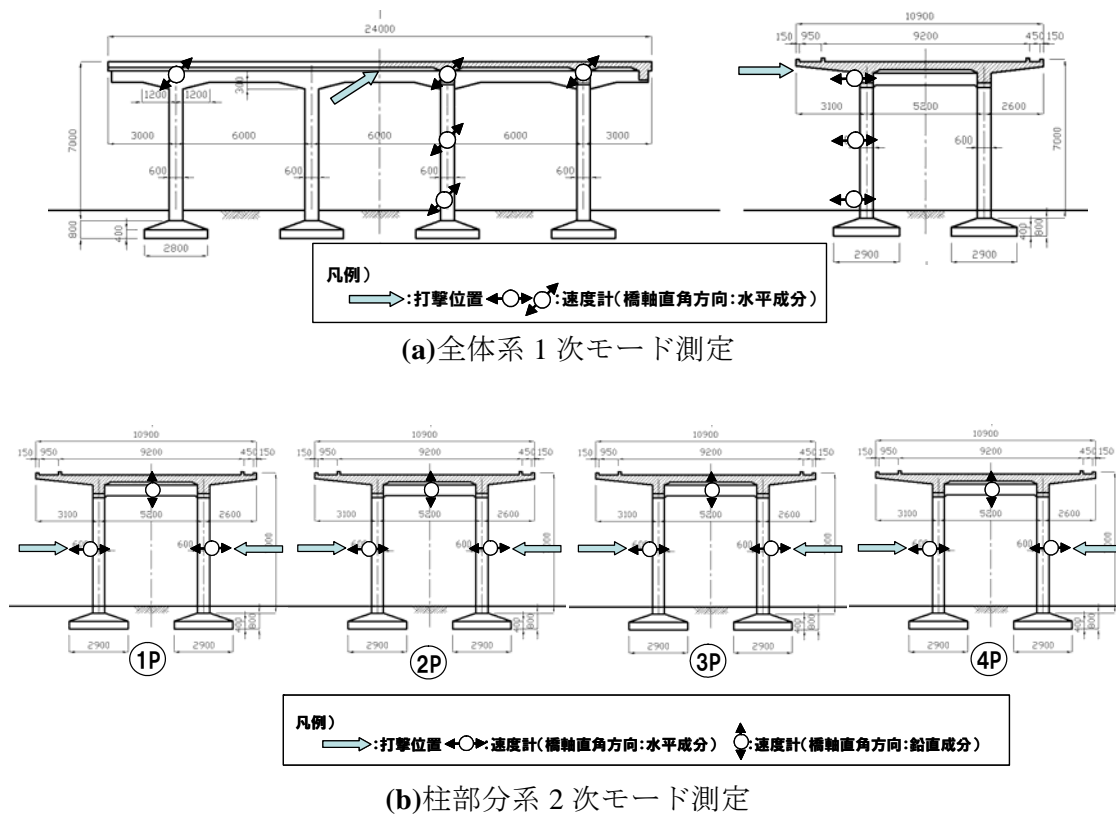


Fig.3-1 Impact position and measurement points of dynamic percussion test on the viaducts

3.2.2 鋼板巻き補強による部材剛性向上の影響

東海道新幹線では RC ラーメン高架橋柱の耐震性能向上を目的とした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（ $t=6\text{mm}$ ）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．この柱部材の鋼板巻き補強による剛性の向上について，既往の実験結果等⁴⁾を基に，降伏時の割線剛性を初期剛性として Eq.(3.3)により算定し，比較する．**Table 3-2**に鋼板巻き補強前後の初期剛性の算定結果を示す．鋼板巻き補強により，柱の初期剛性（降伏時の割線剛性）は 1.5~1.7 倍程度まで向上すると考えられる．

$$K_y = P_y / \delta_y \quad \dots(3.3)$$

ここに、 K_y ：降伏点に対する割線剛性(kN/m)

P_y ：降伏時の水平力(kN)，構造物慣性力作用位置の水平力

(一般に、慣性力作用位置は上層梁と柱の節点)

δ_y ：水平変位量(mm)，慣性力作用位置の変位量

Table 3-2 Comparison of rigidity with and w/o reinforcement

柱型試験体

区分 (試験体No.)	初期剛性 (kN/mm)	降伏荷重 P_y (kN)	降伏変位 δ_y (mm)	割合	備考	
無補強 (No.1)	正側	13.74	351.7	25.6	1.00	
	負側	13.84	354.4	25.6	1.00	
	平均	13.79	353.0	25.6	1.00	
鋼板補強 (No.2)	正側	24.20	389.6	16.1	1.76	
	負側	24.97	402.0	16.1	1.80	
	平均	24.58	395.8	16.1	1.78	
鋼板補強 (No.4)	正側	21.58	362.6	16.8	1.57	下端隙間100mm
	負側	20.36	342.0	16.8	1.47	
	平均	20.97	352.3	16.8	1.52	

※割合：「鋼板補強の初期剛性」／「無補強の初期剛性」

本節での調査対象 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 4 つの高架橋 (O, A, B, C 高架橋) である。高架橋の柱断面は O 高架橋が 0.7m×0.7m、他の高架橋 (A, B, C 高架橋) が 0.7m×0.8m である。いずれの高架橋も 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、O 高架橋は SPT-N 値 10 以上の粘性土で固有周期 0.23sec (G2 地盤)、A 高架橋は緩い砂質地盤で固有周期 0.28sec (G3 地盤)、B 高架橋は 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 (G3 地盤)、C 高架橋は SPT-N 値 5 程度の粘土層で地盤の固有周期 0.20sec (G2 地盤) である (Table 3-1 参照)。

柱部材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当該高架橋の設計タイプ等の構造諸元が合致する健全度評価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 Fig.3-2 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、既往の実験結果を用いた補強前後の降伏時の割線剛性の比較結果にも整合する。

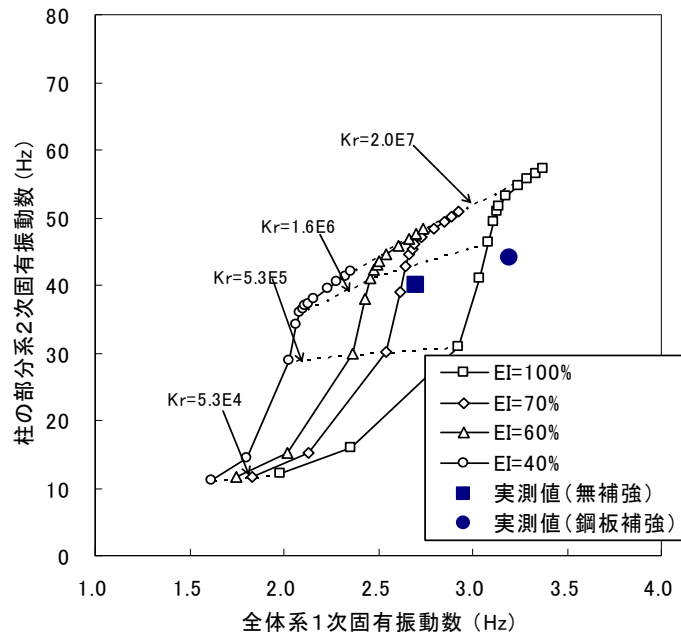


Fig.3-2 Comparison of rigidity with and w/o retrofitting using steel jacking: Viaduct-B, Soundness Nomogram of viaduct (Height:8m, Column section:0.7m×0.8m)

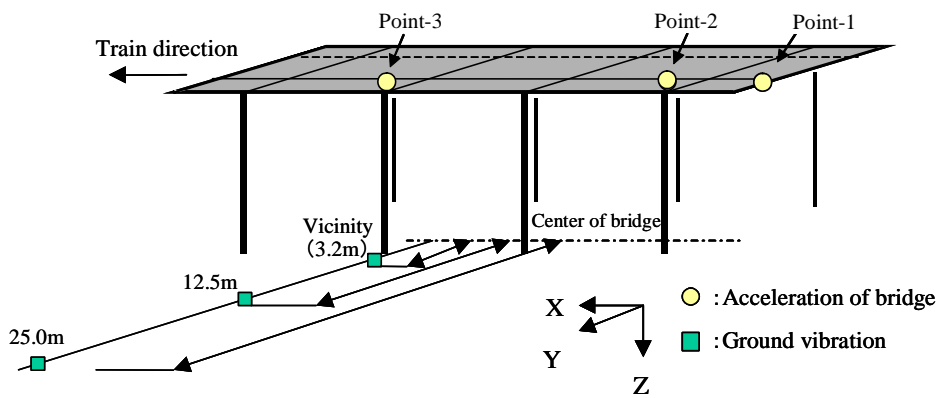


Fig.3-3 Outline of Experiment

次に、振動測定の概要を **Fig.3-3** 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/h, 軸重 16.0t）と 300 系（700 系）車両（最高速度 270km/h, 軸重 11.4t）の 2 種類で実施した。

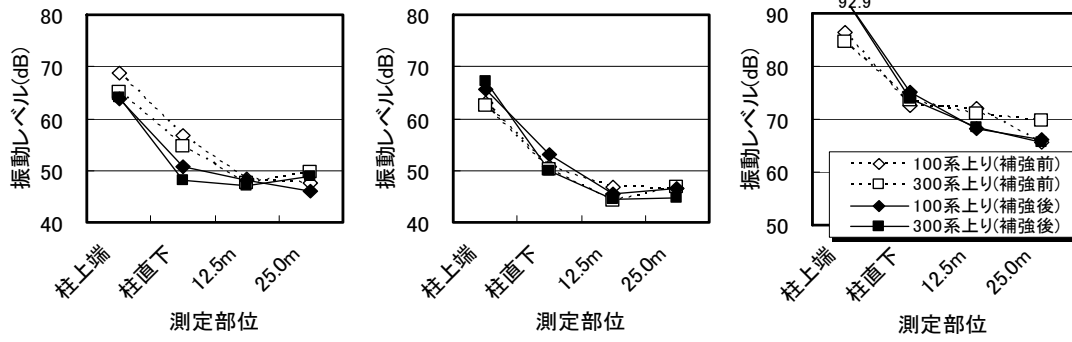
Fig.3-4 に、測定高架橋毎の鋼板巻き補強前後の振動レベルの最大値を、列車種別、補強有無、振動レベルの方向成分別に整理したものを示す。なお、各図とも列車走行線は振動測定線側を走行した場合のデータを用いており 100 系車両及び 300 系（700 系）車両毎に同じ速度域にある複数の振動レベルの最大値（ VL_{max} ）の測定データを平均し、プロットしている。また、各高架橋測定時の列車平均速度は、O 高架橋では 100 系車両 210km/h, 300 系車両 250km/h, A 高架橋ではそれぞれ 220km/h, 250km/h, B 高架橋では 210 km/h, 260km/h, C 高架橋では 210 km/h, 250km/h であり、走行速度的にはほぼ同条件であると考えられる。

Fig.3-4 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。

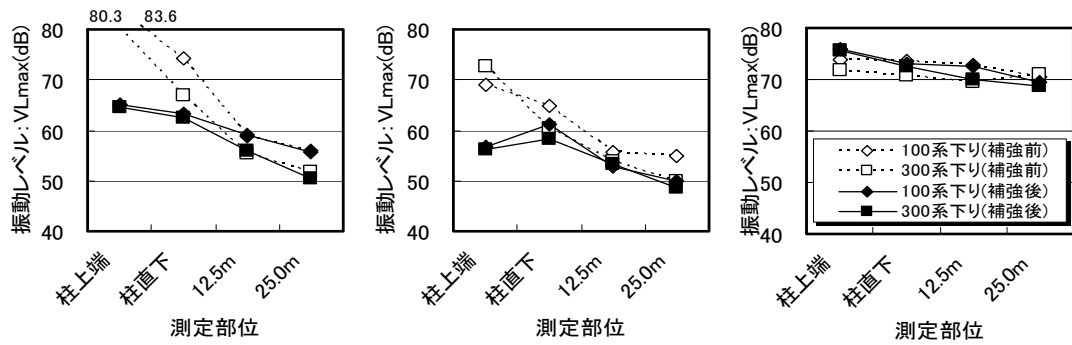
一方、Z 方向における鋼板巻き補強による低減効果は、X, Y 方向と異なり、C 高架橋を除き、明瞭な効果が現れていない。Z 方向の測定位置別にみると、X, Y 方向の場合と異なり、柱上端では補強後の振動レベルが大きくなる場合もあり、測定結果にばらつきがみられる。これは、鋼板巻き補強により柱の曲げ剛性が高まることで、振動レベルの水平成分は応答しにくくなり低減効果が現れるが、鉛直成分には大きな変化が現れないためと考えられる。また、12.5m, 25.0m と構造物から離れるに従い、振動低減効果が見られる高架橋もある。なお、Z 方向においても、水平方向と同様に、列車条件によらず概ね同じ傾向が見られる。

このように、鋼板巻き補強により、水平方向（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く、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。なお、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、施工前から指針値を超える振動レベルではない。その点、相対的に Z 方向に対する感度が小さいことも考えられる。

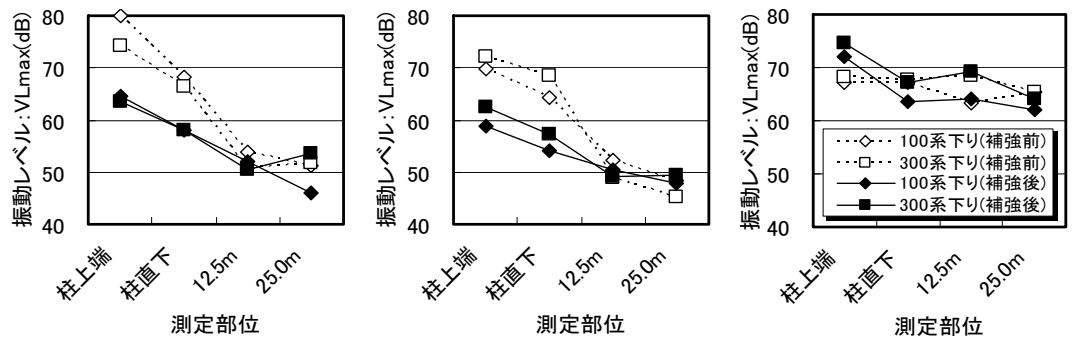
以上より、耐震補強として実施する鋼板巻き補強による柱部材の剛性向上が振動低減に寄与する可能性があると考えられ、構造物の部材剛性向上が鉄道振動へ影響することが改めて確認できる。



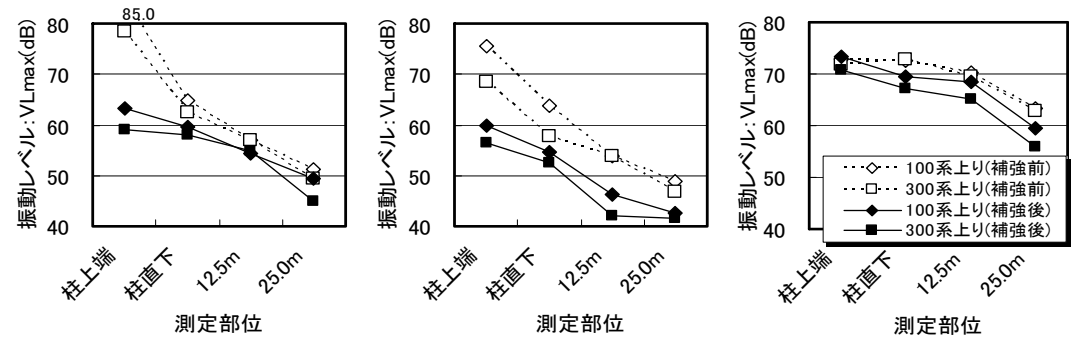
(a) Viaduct-O



(b) Viaduct-A



(c) Viaduct-B



(d) Viaduct-C

X-direction

Y-direction

Z-direction

Fig.3-4 Comparison of vibration level (VL_{max}) with and w/o retrofitting

3.2.3 部材剛性低下の影響

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が、測定により得られた固有振動数の値が、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。また、2つの振動モードにおける固有振動数から、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である。

そこで、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（Table 3-1 参照）。

はじめに、衝撃振動試験により測定した固有振動数に基づくノモグラムによるD高架橋とE高架橋の比較結果を Fig.3-5 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。

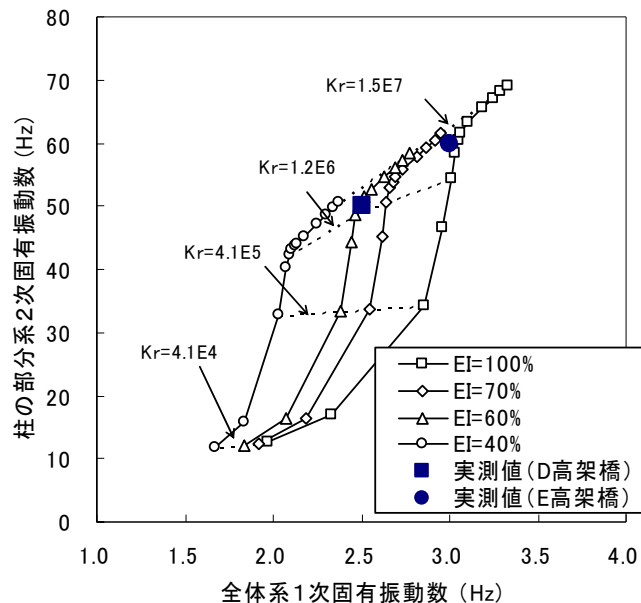


Fig.3-5 Comparison of rigidity at different soundness conditions: Viaduct-D, and E
Soundness Nomogram of viaduct (Height:7m, Column section:0.6m×0.7m)

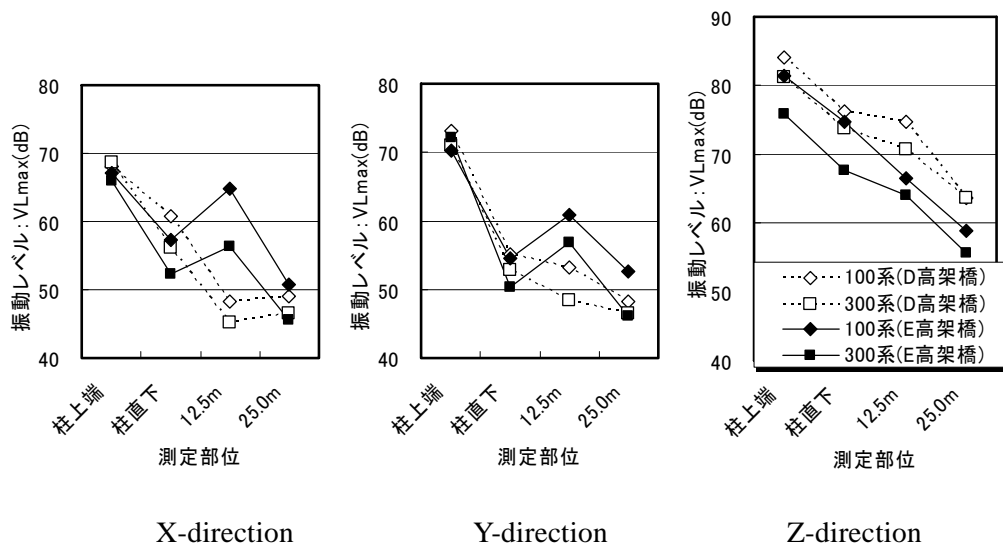


Fig.3-6 Comparison of vibration level (VL) at different soundness conditions

両高架橋の振動レベルの測定結果を **Fig.3-6** に示す。なお、比較にあたり、それぞれ振動測定側を列車が走行する場合の振動測定結果を比較しており、D 高架橋は下り線側、E 高架橋は上り線側での振動測定結果による比較である。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 (VL_{max}) を平均したものである。

Fig.3-6 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。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。その原因として、現地における地表面の障害物による影響と考えられ、表面波の伝達過程において、水平振動に対しての特殊な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は何らかの変状が発生していると推定し、詳細な検査を実施する箇所を選定することができると考えられる。このことは、維持管理における新たな着眼点として鉄道振動を活用することが可能であることを示唆している。

3.3 鉄道振動と鉄道高架橋の健全度

3.3.1 検討手法

3.2 の検討より，構造形式がほぼ同一で，近接地点に建設されている 2 つの高架橋での振動測定結果から，変状のある高架橋では健全な高架橋に比べ，鉄道振動が大きいという結果が得られたことから，逆説的に検討するため，列車走行時の鉛直方向の沿線地盤振動レベルにおいて，特に鉄道振動が問題になっていない一般的な高架区間での平均的な鉄道振動値に比べて振動レベル V_{Lmax} が 5dB 程度大きい箇所の RC ラーメン高架橋を対象に衝撃振動試験を実施した。

Fig.3-7 に環境振動の測定として実施された既往測定結果の一例を示す。測定はいずれも 300 系以降の軽量化された車両 16 両編成における測定結果である。Fig.3-7(a)の Point-A は通常の着目位置の半分の位置（高架橋中心から 12.5m 離れた位置）での測定結果，Fig.3-7(b)の Point-B は通常の着目位置（高架橋中心から 25.0m 離れた位置）での測定結果である。

測定データにはばらつきが見られるものの，一般的な高架橋区間の平均的な振動レベルの箇所と明らかに大きな振動レベルの箇所があることが確認できる。

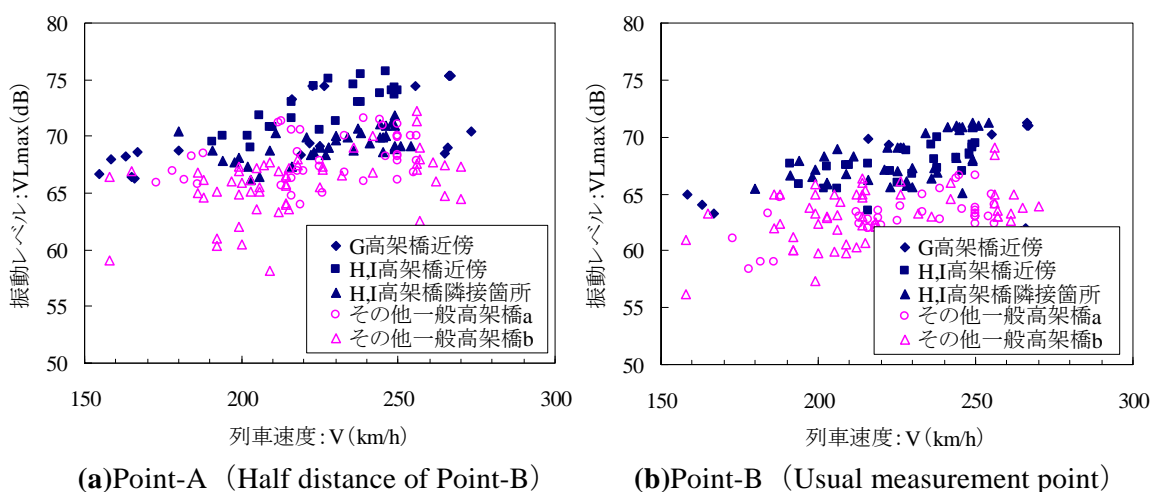


Fig.3-7 Comparison of site vibrations

上記の観点から健全度判定の対象とした 3 つの高架橋（G，H，I 高架橋）の諸元を Table 3-1 に示す。各高架橋の構造形式は，Fig.3-1 に示すような 1 層 2 柱式 3 径間の複線ラーメン高架橋であり，軌道構造はバラスト軌道である。いずれの高架橋も柱断面 $0.6\text{m} \times 0.6\text{m}$ ，RC 杭基礎形式で，G 高架橋は高さ 7.0m，杭長 18.0m，地盤は軟弱なシルト層，砂層からなり，地盤固有周期が 0.65sec の軟弱地盤である。また，H，I 高架橋は高さ 6.5m，杭長 10.0m，砂層地盤で固有周期が 0.33sec の普通地盤である (Table 3-1)。

これらの各高架橋に対して，衝撃振動試験を実施し，全体系 1 次モード，柱部分系

2次モードの固有振動数を測定した。衝撃振動試験により得られた各高架橋の固有振動数を **Table 3-3** に示す。得られた実測の固有振動数から、部材の剛性（主として柱部材の剛性）と地盤ばねをパラメータ同定し、理論値（設計値相当）からの低下度により、当該高架橋の健全度を評価する。

Table 3-3 Experimental results of the dynamic percussion test

No.	Experimental natural frequency (Hz)					
	全体系1次	柱部分系2次				
		1P	2P	3P	4P	Ave.
Viaduct-G	2.0	50.0	51.0	49.0	50.0	50.0
Viaduct-H	2.5	61.0	60.0	59.0	61.0	60.3
Viaduct-I	2.5	62.0	62.0	62.0	61.0	61.8

3.3.2 衝撃振動試験結果を用いた構造同定

3.3.1 で測定した各高架橋の固有振動数を基に、健全度評価を実施する。高架橋を **Fig.3-8** 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) をパラメータとして、2つの振動モードでの実測の固有振動数を基に、パラメータ同定する。なお、モデル化において、杭基礎であることから、フーチング下面位置の節点 (**Fig.3-8** では Node:8, 16) には、杭および地盤剛性から定まる鉛直ばね、水平ばねと、鉛直ばねと杭配置の関係から定まる回転ばねの3成分を考慮している。

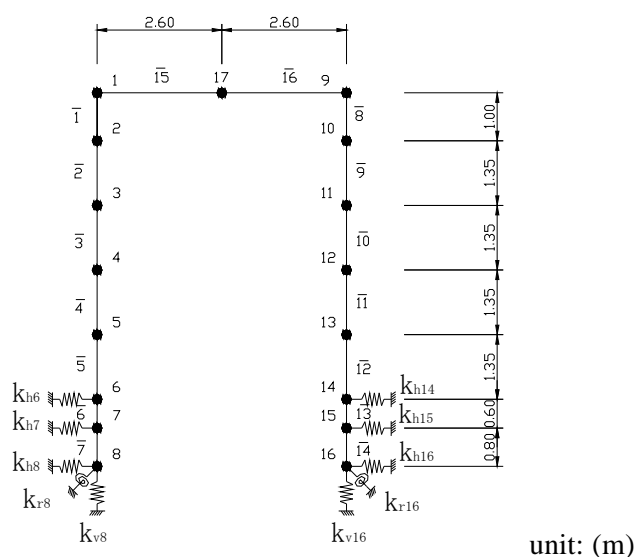


Fig.3-8 Analytical model (exp. Model of Viaduct-G)

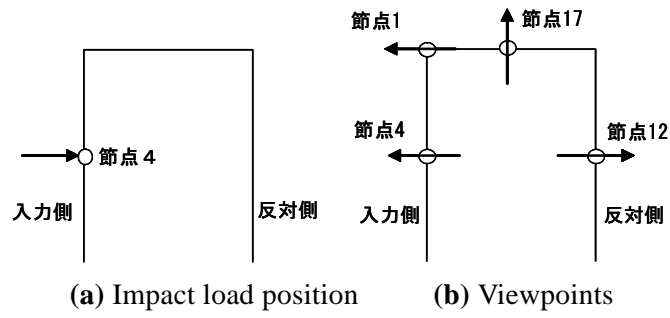


Fig.3-9 Impact load position and viewpoints

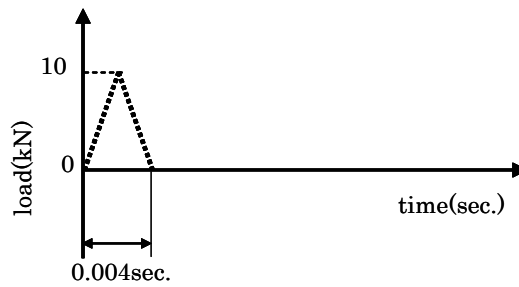


Fig.3-10 Impact load model

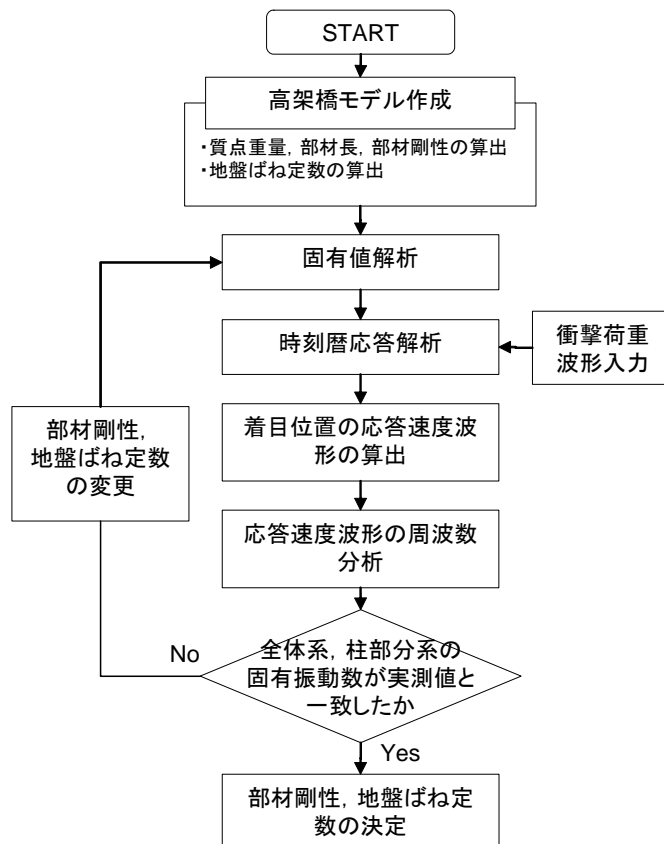


Fig.3-11 Procedure of identified parameters of a viaduct

パラメータ同定の逆解析は、既往の知見を参考に、衝撃振動試験をシミュレートする衝撃荷重による時刻歴応答解析⁵⁾によった。なお、時刻歴応答解析は Newmark- β 法により、**Fig.3-9** に示す衝撃荷重の入力位置・応答値の着目位置にて実施した。入力する衝撃力を **Fig.3-10** に示す。また、逆解析のフローを **Fig.3-11** に示す。

高架橋の着目位置における応答速度波形とフーリエスペクトル・位相差スペクトルの実測値と解析値とを一致させるように設計基準^{6), 7)}より設定した柱剛性と地盤ばね定数の初期値を変化させ、柱の剛性 (EI) と地盤ばね定数 (k_h , k_v , k_r) を算出する。また、柱部材の剛性については、部材剛性を一様に変化させた場合 (**Fig.3-8** では要素番号 $\bar{2} \sim \bar{6}$, $\bar{9} \sim \bar{13}$) と、一般に曲げひび割れの生じやすい部材上下端の剛性を低下させた場合 (**Fig.3-8** では上端は要素番号 $\bar{2}$, $\bar{9}$, 下端は要素番号 $\bar{6}$, $\bar{13}$) の 2 通りのケースで評価する。ここで、**Fig.3-8** 要素番号 $\bar{1}$, $\bar{8}$ は柱と梁の接合部およびハンチを考慮した剛域に設定し、ひび割れ等による剛性低下は生じ難いものと考えている。

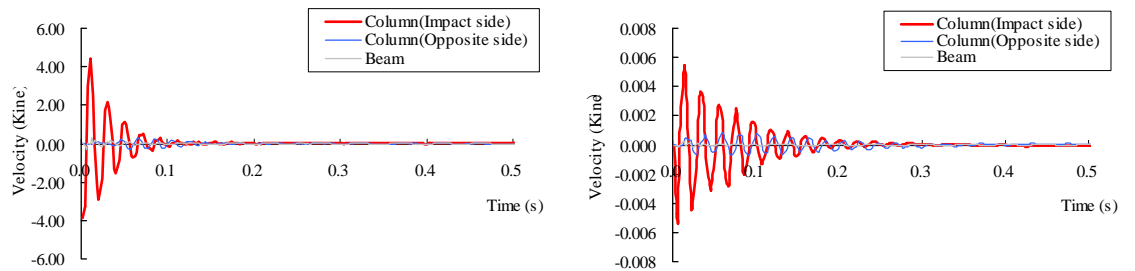
なお、高架橋の 3 次元性を考慮し、スラブや縦梁の影響を見込んで、横梁の剛性を部材断面から算出される剛性の 10 倍に設定している。また、設計基準⁷⁾により算出される地盤ばね定数の初期値はひずみレベルの大きい (10^{-2} レベル) 地震時のばね定数であり、衝撃振動試験時のようなひずみレベルの小さい ($10^{-6} \sim 10^{-4}$ レベル) 場合とは異なることを考慮して設定する。

実測結果と応答解析結果の比較例として、G 高架橋について **Fig.3-12** に示す。ここで、実測結果は柱部分系 1P 断面の測定結果である。**Fig.3-12** には応答速度波形、フーリエスペクトル、位相をそれぞれ示す。なお、応答解析結果は柱上下端のみ剛性低下させた結果である。両者を比較すると、実測値の方は、同一測定項目で 10 回測定した結果を重ね合わせた結果のため、速度やフーリエ振幅の絶対値は整合しないが、応答波形の傾向、各測定点の位相、卓越する振動数がよく一致しており、妥当な解析結果であると考えられる。また、振動モード図について **Fig.3-13** に示す。**Fig.3-13** では、衝撃力の入力側の応答を 1.0 として正規化している。実測と解析を比較すると、振動モード形状が同一であり、入力側と反対側の柱、横梁の応答の割合も概ね一致する。

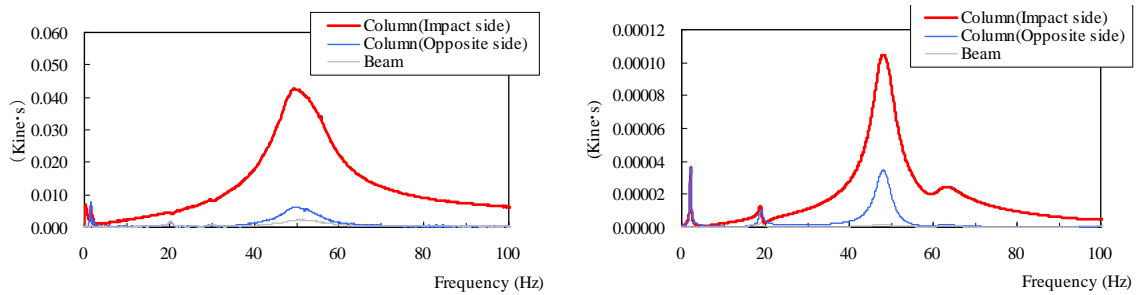
Fig.3-11 に示したフローにしたがって応答解析を実施しパラメータを同定した結果を **Table 3-4** に示す。表中には、各高架橋について、柱部材の剛性を設計値とおりとしたケース (初期値)、柱部材の剛性を一様に低下させたケース (柱全体)、柱上下端要素の剛性を低下させたケース (柱部分) を併記している。

ここで、部材剛性が表す損傷程度は、既往の知見^{5), 8)}より、柱全体ケースでは、柱剛性 : EI=100% (健全), 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) であり、柱部分ケースでは、柱の剛性 : EI=100% (健全), 60% (軸方向鉄筋位置までのひび割れ), 30% (曲げ降伏相当), 3% (曲げ最大荷重相当) である。なお、ここで想定する損傷程度は、剛性低下を曲げひび割れ発生による部材有効断面の減少ととらえ、当該ひび割れ到達位置の状態を RC 部材の載荷試験結果等から判断して一義的に定められた指標である。そのため、剛性低下の要因がコンクリート打継ぎ不良やジャンカなどの施工不良の場

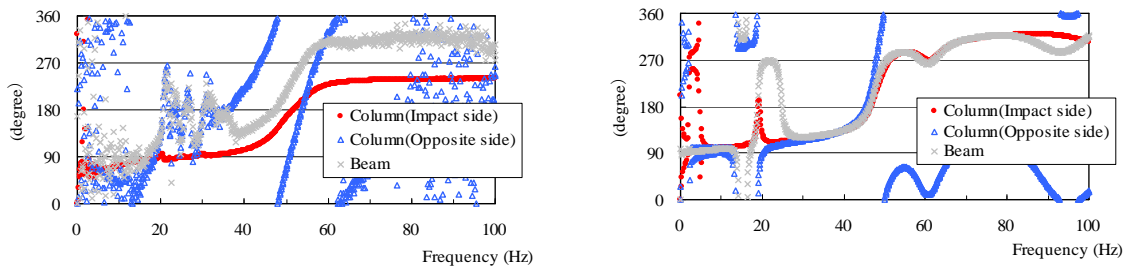
合等, 想定している変状状態とは一致しない可能性があることに留意する必要がある。また, 理論初期値については安全係数を 1.0 とした設計値を基本としており, 材料係数や部材係数といった設計上見込む安全係数相当分について, 損傷程度の推定結果は安全側の評価となる。



(a) Dynamic response (velocity)



(b) Fourier spectrum



(c) Phase

Experiment Analysis
Fig.3-12 Comparison of dynamic response (Viaduct-G)

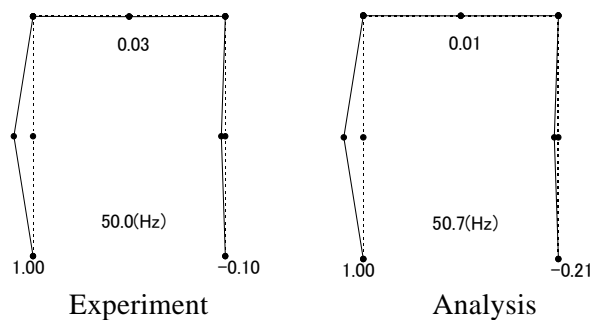


Fig.3-13 Comparison of 5th natural mode shape and natural frequency (Viaduct-G)

Table 3-4 Analytical results

No.	解析ケース	解析固有振動数 (Hz)		剛性初期値に対する倍率					
		全体系 1次	柱部分系 2次	剛域	柱			横梁	フーチング
					上端	中間	下端		
Viaduct-G	初期値	2.50	58.1	1.0	1.0	1.0	1.0	10.0	1.0
	柱全体	2.00	47.5		0.6	0.6	0.6		
	柱部分	1.97	50.7		0.8	1.0	0.2		
Viaduct-H	初期値	2.70	62.7	1.0	1.0	1.0	1.0	10.0	1.0
	柱全体	2.47	58.2		0.8	0.8	0.8		
	柱部分	2.48	60.9		1.0	1.0	0.4		
Viaduct-I	初期値	2.61	55.2	1.0	1.0	1.0	1.0	10.0	1.0
	柱全体	2.45	50.0		0.8	0.8	0.8		
	柱部分	2.49	50.2		1.0	1.0	0.3		

パラメータ同定の全体を俯瞰すると、いずれの高架橋においても、部材端部要素の剛性を低下させた柱部分ケースの方が2つの振動モードにおける実測固有振動数により整合する結果である。また、パラメータ同定において、地盤ばねはいずれも有意な地盤ばねの低下（すなわち、基礎の変状等）はないと推定される結果である。剛性低下による固有振動数の低下の割合については、柱全体の剛性が60%に低下すると固有振動数が約80%、剛性が80%では固有振動数が約90%程度となっている。

次に、高架橋別に健全度を見ると、G高架橋の健全度は柱下端付近の剛性が20%程度、上端が80%程度に低下する結果であり、それゆえ、G高架橋では、軸方向鉄筋位置以深のひび割れが発生していると想定される。なお、現地高架橋を目視にて確認すると、柱下部にコンクリートの打継ぎ目（Fig.3-14）があり、この部分に補修の痕跡が見られることから、この部分の補修状況が影響していると考えられる。

また、H、I高架橋の健全度は柱下端付近の剛性が40%、30%程度にそれぞれ低下する結果であり、柱には軸方向鉄筋位置付近までのひび割れが生じていると想定される。しかしながら、現地での目視検査では該当するひび割れ等を確認できてはいないため、地中部に位置する柱下端付近やフーチングとの境界付近にひび割れ等が生じている可能性が考えられる。そこで、地中部に位置する柱下端付近およびフーチング上面について、試掘による目視検査を実施した（Fig.3-15）。しかしながら、近接目視調査で明確なひび割れを発見することはできず、柱部材の損傷を特定するには至らなかった。一般に、鉛直部材である柱部材では軸力によりひび割れが閉じており、ひび割れの程度が微細な場合は目視確認が難しい。2章で述べた無補強高架橋の水平交番載荷実験においても降伏以前の曲げひび割れ幅の小さい（Step1, 2レベル）では、水平方向の載荷状態でなければ、ひび割れの特定期間ではなかった。また、少なくとも供用に関わる顕著な損傷が柱部材に生じていないと考えられる。



Fig.3-14 Condition of columns of viaduct-G



Fig.3-15 Condition of column and footing of viaduct- H

各高架橋とも、列車走行時による著大な高架橋の目違いや角折れ等の応答変位がないこと、走行列車上での異常動揺等の乗り心地や走行性の観点から問題がないこと、目視検査レベルで顕著な変状がないことから、列車抑止や徐行等の列車運行に係るほどの機能低下は認められない。しかし、いずれも柱の剛性低下が想定され、地震時には他に比べ損傷レベルが大きくなる可能性もあることから、特にG高架橋については、過去の補修部付近また地中部も含め詳細調査と調査結果を踏まえた対策を実施することとしたい。

一般的な箇所相比于て鉄道振動が大きい箇所の高架橋について健全度評価を実施し、いずれも柱の剛性低下と判断される結果であった。現状では供用上問題がないレ

ベルの事例であるが、実高架橋における柱部材の剛性低下の実例を把握することができた。また、鉄道振動には種々の要因が関係するため、一概には言えないが、鉄道振動の大きい箇所では、構造物の健全度低下も視野に入れ、維持管理上の注意箇所として検討していくのがよいと考える。

3.4 列車走行時の高架橋振動特性の把握

本節では、列車走行時の高架橋の振動加速度、ならびに地盤振動測定を実施し、列車走行時の高架橋の振動特性を把握する。測定点は Fig.3-3 に示す各着目点である。

対象とした鉄道高架橋は、Table 3-1 に示す F 高架橋である。当該高架橋は、軟弱地盤上に位置し、比較的地盤振動値が高めの箇所である。地盤構成は、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。表層地盤の柱状図を Fig.3-16 に示す。また、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。

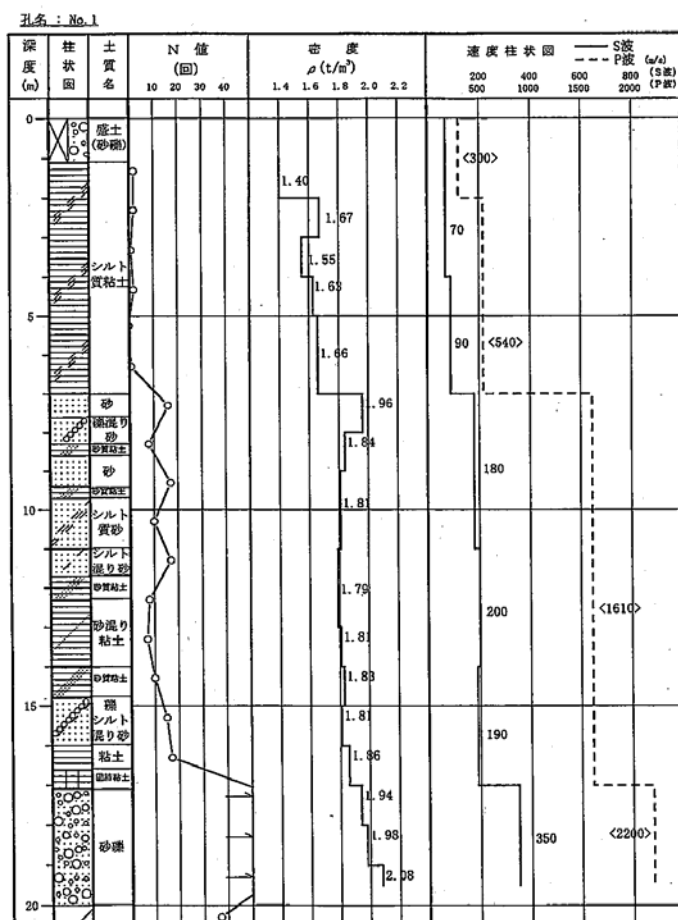


Fig.3-16 Soil profile of nearby the viaduct-F

Fig.3-17 に、列車が速度 270km/h で下り線側を走行する場合（測定側の列車走行の場合）について、Point-1～3 で実測された高架橋の鉛直方向（Z 方向）の加速度応答波形と同フーリエスペクトルを示す。なお、Point-3 については後述する地盤振動加速度との比較を含め、橋軸直角方向（Y 方向）の測定も実施している。また、同測定結果の rms 値および最大加速度値を Table 3-5 に示す。なお、Table 3-5 中の各値には Point-1 の値に対する割合を併記している。高架橋の加速度応答の特徴として、いずれの着目点においても、鉛直方向の振動加速度は、8Hz および 18Hz 付近が卓越している。この卓越周波数は、既往の研究⁹⁾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。着目点別には、振動加速度は Point-1 > Point-2 > Point-3 の順となっており、Point-1（線路方向張出し部）での測定値が極めて大きい。

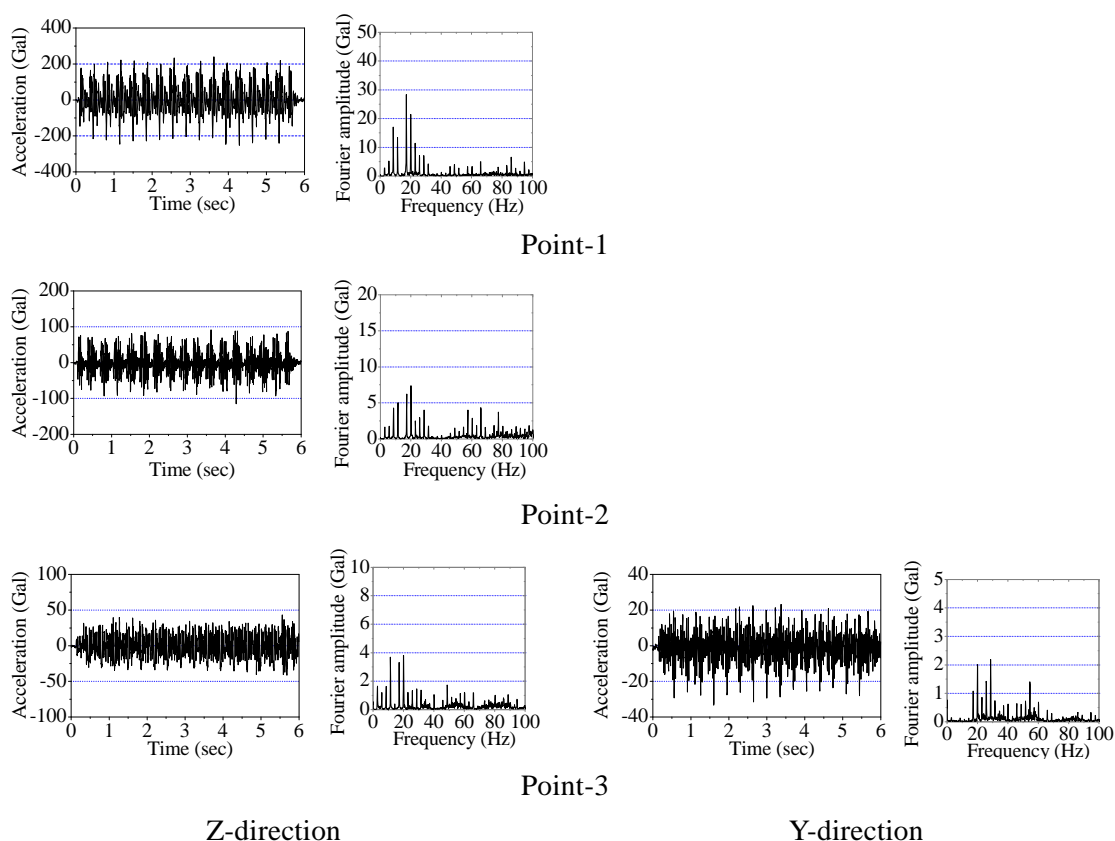


Fig.3-17 Acceleration of bridge (Experiment)

Table 3-5 rms value and maximum acceleration of bridge (Experiment)

	rms value (Gal)			Max. acceleration (Gal)		
	Point-1	Point-2	Point-3	Point-1	Point-2	Point-3
Z-direction	80.13	29.18	14.99	245.59	102.97	42.19
Y-direction	—	—	8.01	—	—	28.22

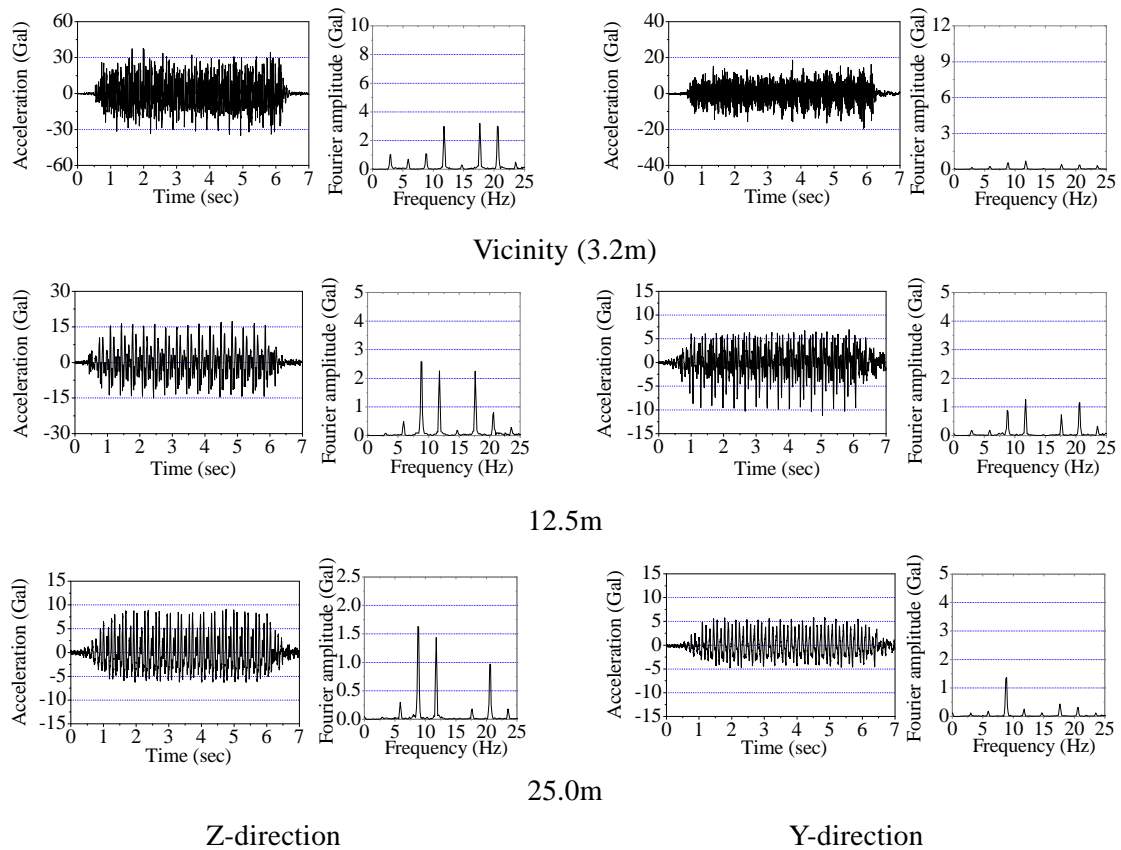


Fig.3-18 Site vibration (Experiment)

Table 3-6 rms value and maximum acceleration of site vibration in X-direction (Experiment)

	rms value (Gal)			Max. acceleration (Gal)		
	Vicinity	12.5m	25.0m	Vicinity	12.5m	25.0m
Z-direction	11.55 1.00	6.56 0.57	3.65 0.32	36.35 1.00	16.15 0.44	7.70 0.21
Y-direction	4.84 1.00	3.27 0.68	2.35 0.49	19.20 1.00	9.05 0.47	5.29 0.28

次に、**Fig.3-18** に各着目点で実測された鉛直方向（Z方向）、水平方向（Y方向）の地盤振動加速度波形と同フーリエスペクトルを示す。また、同測定結果のrms値および最大加速度値を**Table 3-6**に示す。なお、**Table 3-6**中の各値にはVicinity（3.2m）の値に対する割合を併記している。地盤振動の特徴として、高架橋から離れるに従い振動加速度は小さくなる一般的な傾向を示している。卓越周波数では、10Hz付近、20Hz付近に複数のピークが見られ、高架橋の加速度応答に見られる卓越周波数が影響しているものと考えられる。また、水平方向（Y方向）の加速度応答の方が鉛直方向（Z方向）に比べ小さいが、高架橋から離れるに従い、割合は大きくなっている。

ここで、同じくF高架橋にて車両種別ならびに走行速度がほぼ同程度である6列車について測定したPoint-3（柱上端）、柱直下、12.5m位置、25.0m位置での振動レベル

を Fig.3-19 に示す. Fig.3-19 では, X, Y, Z 方向の方向成分別に, 6 列車の振動レベルの平均値で整理したものである. なお, 列車走行速度の平均値は 267.1km/h である.

各方向ともに, Point-3 (柱上端) > 柱直下 > 12.5m 位置 > 25.0m 位置の振動レベルの関係が見られ, 一般的な見解に一致する. また, 水平成分 (X, Y 方向) に比べて鉛直成分 (Z 方向) の振動レベルが際立って大きく, 鉄道振動については, 鉛直成分が支配的であるといえる.

また, F 高架橋における振動方向成分の特徴を詳細に見るため, 測定結果の 1 例でのオービットを Fig.3-20 に示す. この測定例は, 270km/h 相当の走行速度での測定データで, 高架橋柱上端部 (Point-3) での測定結果ある. Fig.3-20(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.

Fig.3-20(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, Fig.3-20(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, Fig.3-20(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.

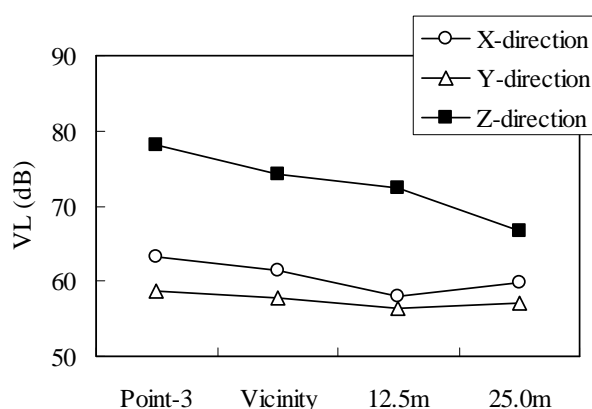


Fig.3-19 Comparison of vibration level (VL) (Experiment)

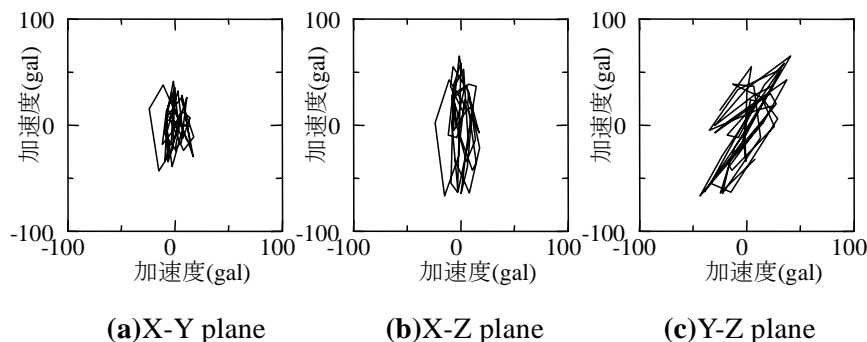


Fig.3-20 Orbits of acceleration of bridge (Point-3)

3.5 まとめ

鉄道高架橋の部材剛性に着目し，衝撃振動試験ならびに列車走行時の鉄道振動の測定を実施し，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，共振現象も含めて解析的な検討が必要であると考える．
- (3) 一般的な箇所比べて鉄道振動が大きい区間の高架橋 3 ブロックについて検討した結果，列車抑止や徐行等の列車運行に係るほどの機能低下は認められないが，いずれも柱の剛性低下が想定された．このことから，鉄道振動の大きい箇所では，構造物の健全度が低下している可能性を含めて検討していくのがよいと考えられる．
- (4) RC ラーメン高架橋の列車走行時の振動特性の特徴として，鉛直方向，水平 2 方向の中で最も大きく卓越するのは鉛直方向であり，特に，線路方向張出し部における鉛直振動が大きい．また，卓越する周波数は 8Hz 付近，18Hz 付近である．この卓越する周波数成分の特徴は地盤振動加速度においても見られる．

《第3章 参考文献》

- 1) 江島 淳：地盤振動と対策，pp.146-154，吉井書店，1979.6.
- 2) 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.
- 3) 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.
- 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) 田中宏昌，関 雅樹，下村 勝，中野 聡：ラーメン高架橋の健全度に関わる柱の剛性評価法の研究，構造工学論文集，Vol.47A，pp.1019-1028，2001.3.
- 6) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造物），丸善，1999.10.
- 7) 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.
- 8) Seki,M., Tsutsumi,Y., Mizutani,K., Nishimura,A. and Nakano,S. : An Evaluation Method of the Serviceability of Rigid Frame Bridges in Tokaido Shinkansen, WCRR, Vol.B, pp.531-537, Firenze, Nov. 16-19,1997.
- 9) 原 恒雄，吉岡 修，神田 仁，舟橋秀磨，根岸 裕，藤野陽三，吉田一博：新幹線走行に伴う沿線地盤振動低減のための高架橋補強工の開発，土木学会論文集，No.766/I-68，pp.325-338，2004.7.

第4章 鉄道高架橋の健全度と鉄道振動の解析評価

4.1 はじめに

列車走行に伴う鉄道振動は、通常の運行状態で測定しうるものであり、特別な加振装置などは不要であり、鉄道振動の測定から構造物の変状が検出できれば維持管理上有用である。そのためには、実際に生じる構造物の損傷（変状）程度と構造物の振動特性の関係を把握する必要がある。

一般に、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と考えられる。特に、構造物の振動特性が変化する場合には、加振力も連成して変化すると考えられるため、列車走行時の高架橋の振動特性を検討するには、走行列車と構造物の連成を考慮した解析手法によることが望ましい。

本章では、3章での実高架橋において把握した健全度（部材剛性）に基づき、列車走行時の高架橋の振動特性ならびに地盤振動への影響度を、列車と鉄道高架橋の連成振動解析¹⁾、同解析結果の地盤反力を加振力とした地盤振動解析²⁾により検討する。

4.2 列車と高架橋の連成振動解析と地盤振動解析

4.2.1 走行列車モデル(連成振動解析)

一般に、車両工学分野など、車両の走行性や挙動等、車両の動特性に着目した研究においては、車両モデルの自由度は、把握したい事象により異なるものの、多いもので数十自由度が用いられている³⁾。一方、鉄道振動については主として鉛直成分について議論されることから⁴⁾、高架橋の鉛直方向の振動応答に着目し、鉛直方向の挙動を再現する車両モデルとして、鉛直応答に寄与する上下振動（バウンシング）、ピッチングおよびローリングを考慮した9自由度車両モデル¹⁾を用いる。ここで、高周波数域での輪重変動やレール振動などをターゲットとする場合には、車輪質量の鉛直加速度を考慮する必要があるが、高架橋の振動解析では、輪軸の質量が車両全体質量に占める割合が少ないこと、および現状の軌道状態において、実測による輪重変動が少ないことから⁵⁾、車輪質量の鉛直方向加速度による慣性力の変動を考慮しないモデルとした。Fig.4-1に9自由度車両モデルを示す。この一両9自由度振動系モデルを16両編成とし、走行速度は実際の運行速度270km/hとして用いる。走行車両一両について各構造諸元をTable 4-1に示す。なお、車輪とレールとの接触モデルは、車輪は接触点においてレールと変位を共有するものとする。また、Fig.4-1に示す9自由度振動系車両モデルについて車両の振動を定式化し、その方程式を以下に示す。

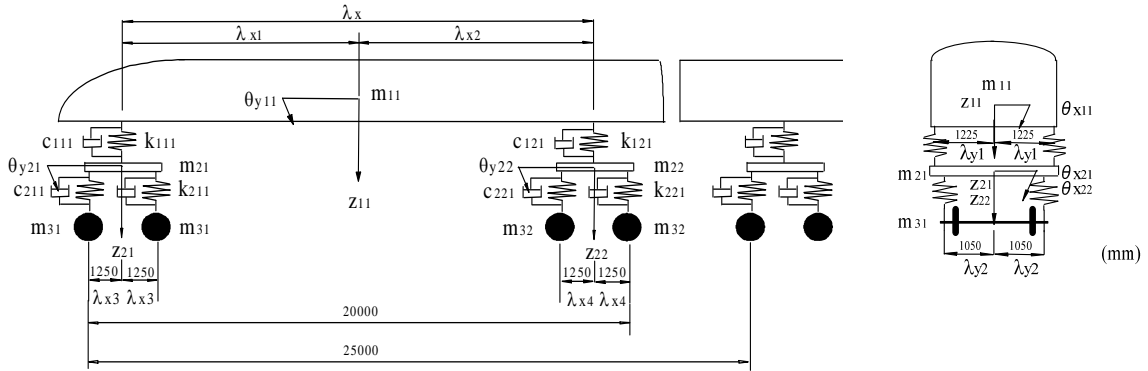


Fig.4-1 9DOF-train model

Table 4-1 Dynamic properties of moving trains

Mass (t)	m_1 (Body)	32.818
	m_2 (Bogies)	2.639
	m_3 (Wheels)	0.9025
Spring constant k (N/m)	k_u (Upper)	8.86×10^5
	k_l (Lower)	2.42×10^6
Damping coefficient c (N·s/m)	c_u (Upper)	4.32×10^4
	c_l (Lower)	3.92×10^4
Natural frequency (Hz)	f_u (Upper)	1.07
	f_l (Lower)	7.41

(1) 車両本体に関する振動方程式

車両本体に関する振動方程式は、車両本体のばね上振動に関する上下振動（バウンスング）、縦揺れ振動（ピッチング）、横揺れ振動（ローリング）として、それぞれ Eq.(4.1)～(4.3)で表される。

$$m_{11} \ddot{z}_{11} + \sum_{l=1}^2 \sum_{m=1}^2 v_{lm}(t) = 0 \quad (4.1)$$

$$m_{11} \lambda_{x1} \lambda_{x2} \ddot{\theta}_{y11} - \sum_{l=1}^2 \sum_{m=1}^2 (-1)^l \lambda_{xl} v_{lm}(t) = 0 \quad (4.2)$$

$$m_{11} \lambda_{y1}^2 \ddot{\theta}_{x11} + \sum_{l=1}^2 \sum_{m=1}^2 (-1)^m \lambda_{yl} v_{lm}(t) = 0 \quad (4.3)$$

ここに、

$$v_{lm}(t) = k_{lm} \{ z_{11} - (-1)^l \lambda_{xl} \theta_{y11} + (-1)^m \lambda_{yl} \theta_{x11} - z_{2l} - (-1)^m \lambda_{yl} \theta_{x2l} \} \\ + c_{lm} \{ \dot{z}_{11} - (-1)^l \lambda_{xl} \dot{\theta}_{y11} + (-1)^m \lambda_{yl} \dot{\theta}_{x11} - \dot{z}_{2l} - (-1)^m \lambda_{yl} \dot{\theta}_{x2l} \} \quad (4.4)$$

サフィックス l, m はばね上振動に関し、 $l=1, 2$: 前後台車 ; $m=1, 2$: 左右側を表す。

m_{11} は車体の質量で、 z_{11} 、 θ_{y11} と θ_{x11} はそれぞれ車体の鉛直方向変位、横軸と縦軸まわりの角変位である。 λ_{x1} および λ_{x2} は縦方向における車体の中心から前後台車の中心までの距離で、 λ_{y1} は横方向における車体重心から上下まくらばねまでの距離を表す。 c と k はそれぞれのサフィックスの対応する減衰係数とばね定数である。

(2) ばね下(前台車)に関する振動方程式

前台車に関する振動方程式は、ばね下の前台車の振動に関する上下振動、縦揺れ振動、横揺れ振動として、それぞれ Eq.(4.5)～(4.7)で表される。

$$m_{21}\ddot{z}_{21} - \sum_{m=1}^2 v_{1m}(t) + \sum_{k=1}^2 \sum_{m=1}^2 v_{1km}(t) = 0 \quad (4.5)$$

$$m_{21}\lambda_{x3}^2 \ddot{\theta}_{y21} - \sum_{k=1}^2 \sum_{m=1}^2 (-1)^k \lambda_{x3} v_{1km}(t) = 0 \quad (4.6)$$

$$m_{21}\lambda_{y2}^2 \ddot{\theta}_{x21} - \sum_{m=1}^2 (-1)^m \lambda_{y1} v_{1m}(t) + \sum_{k=1}^2 \sum_{m=1}^2 (-1)^m \lambda_{y2} v_{1km}(t) = 0 \quad (4.7)$$

ここに、

$$\begin{aligned} v_{1km}(t) = & k_{21m} \{ z_{21} - (-1)^k \lambda_{x3} \theta_{y21} + (-1)^m \lambda_{y2} \theta_{x21} - w_{j1km} \} \\ & + c_{21m} \{ \dot{z}_{21} - (-1)^k \lambda_{x3} \dot{\theta}_{y21} + (-1)^m \lambda_{y2} \dot{\theta}_{x21} - \dot{w}_{j1km} \} \end{aligned} \quad (4.8)$$

サフィックス k, m は前台車の振動に関し、 $k=1, 2$: 前後軸 ; $m=1, 2$: 左右側を表す。

z_{21} 、 θ_{y21} と θ_{x21} はそれぞれ前台車の鉛直方向変位、横軸と縦軸まわりの角変位である。 λ_{x3} は縦方向における台車の中心から前後軸までの距離で、 λ_{y2} は横方向における台車重心から台車 - 輪軸間鉛直ばねまでの距離を表す。

(3) ばね下(後台車)に関する振動方程式

後台車に関する振動方程式は、ばね下の後台車の振動に関する上下振動、縦揺れ振動、横揺れ振動として、それぞれ Eq.(4.9)～(4.11)で表される。

$$m_{22}\ddot{z}_{22} - \sum_{m=1}^2 v_{2m}(t) + \sum_{k=1}^2 \sum_{m=1}^2 v_{2km}(t) = 0 \quad (4.9)$$

$$m_{22}\lambda_{x4}^2 \ddot{\theta}_{y22} - \sum_{k=1}^2 \sum_{m=1}^2 (-1)^k \lambda_{x4} v_{2km}(t) = 0 \quad (4.10)$$

$$m_{22}\lambda_{y2}^2 \ddot{\theta}_{x22} - \sum_{m=1}^2 (-1)^m \lambda_{y1} v_{2m}(t) + \sum_{k=1}^2 \sum_{m=1}^2 (-1)^m \lambda_{y2} v_{2km}(t) = 0 \quad (4.11)$$

ここに、

$$\begin{aligned} v_{2km}(t) = & k_{22m} \{ z_{22} - (-1)^k \lambda_{x4} \theta_{y22} + (-1)^m \lambda_{y2} \theta_{x22} - w_{j2km} \} \\ & + c_{22m} \{ \dot{z}_{22} - (-1)^k \lambda_{x4} \dot{\theta}_{y22} + (-1)^m \lambda_{y2} \dot{\theta}_{x22} - \dot{w}_{j2km} \} \end{aligned} \quad (4.12)$$

サフィックス k, m は後台車の振動に関し, $k=1, 2$: 前後軸, $m=1, 2$: 左右側を表す.

z_{22} , θ_{y22} と θ_{x22} はそれぞれ後台車の鉛直方向変位, 横軸と縦軸まわりの角変位である. λ_{x4} は縦方向における台車の中心から前後軸までの距離を表す.

$w_{j l k m}$ はレールの変位と踏面凹凸による車輪の変位で, Eq.(4.13)のように示す.

$$w_{j l k m} = w(t, x_{j l k m}) - z_0(x_{j l k m}) \quad (4.13)$$

ここに, $w(t, x_{j l k m})$ と $z_0(x_{j l k m})$ は車輪とレールとの接点におけるレールの変位と凹凸を表す. また輪重 $P_{l k m}(t)$ はEq.(4.14)で算出される.

$$P_{l k m}(t) = \frac{1}{4} \left(1 - \frac{\lambda_{xl}}{\lambda_x}\right) m_{11} g + \frac{1}{4} m_{2l} g + m_{3l} g + v_{l k m}(t) \quad (l=1,2 \ k=1,2 \ m=1,2) \quad (4.14)$$

4.2.2 鉄道高架橋モデル(連成振動解析)

対象とする鉄道高架橋は, 3.4 で測定した F 高架橋 (代表的な標準設計の 1 層 2 柱式 3 径間 RC ラーメン高架橋) をモデル化する. 高架橋本体は 1 ブロック単位で構造的に独立しているが, 連続する複数のブロックは, 橋軸方向に軌道で繋がっている. そのため, 検討対象とする 1 ブロック 24m の高架橋の両側に各 1 ブロック配置し, 計 3 ブロック 72m について Fig.4-2 に示すような有限要素にモデル化する. この結果, 検討対象とする鉄道高架橋への走行列車の進入および退出における軌道の影響つまり端部境界条件を考慮することが可能となる. なお, 車両走行位置は Fig.4-2 に示す下り線に相当する位置である.

高架橋のモデルは全て一節点 6 自由度の三次元梁要素で, 節点に集中質量として高架橋部分の死荷重 (鉄筋コンクリート質量) および付加死荷重 (軌道部質量) を考慮する. また, 橋軸直角方向の張出しスラブは, 質量および剛性を最外側の節点と要素にそれぞれ付加することでモデル化している. なお, 3 ブロック高架橋モデルの両端部の境界条件は軌道構造まではモデル化しないフリーである.

柱下端部には, 基礎および地盤の影響を考慮するため二重節点を定義⁶⁾し, 鉛直, 回転, 水平の地盤ばねを設けている. 地盤ばねの値を Table 4-2 に示す. 杭基礎であることから, 地盤ばねの値は群杭およびフーチングの地盤反力係数により得られる設計値⁷⁾を固有振動数に与える影響を考慮して 2 倍した値とする. これは, 鉄道高架橋の健全度判定に用いる衝撃振動試験による固有振動数の実測結果のシミュレーションでは, 実際の基礎ばねの値は設計用値の 1 ~ 10 倍程度の大きさである⁸⁾ことが示されており, 平均的には設計値の 2 倍程度は見込めると考えられる. また, 高架橋モデルの減衰定数は, レイリー減衰を用い, 1 次と 2 次振動モードに対して 0.03 とし, 3 次以降の減衰定数は質量マトリックスと剛性マトリックスの線形和で表現する⁹⁾.

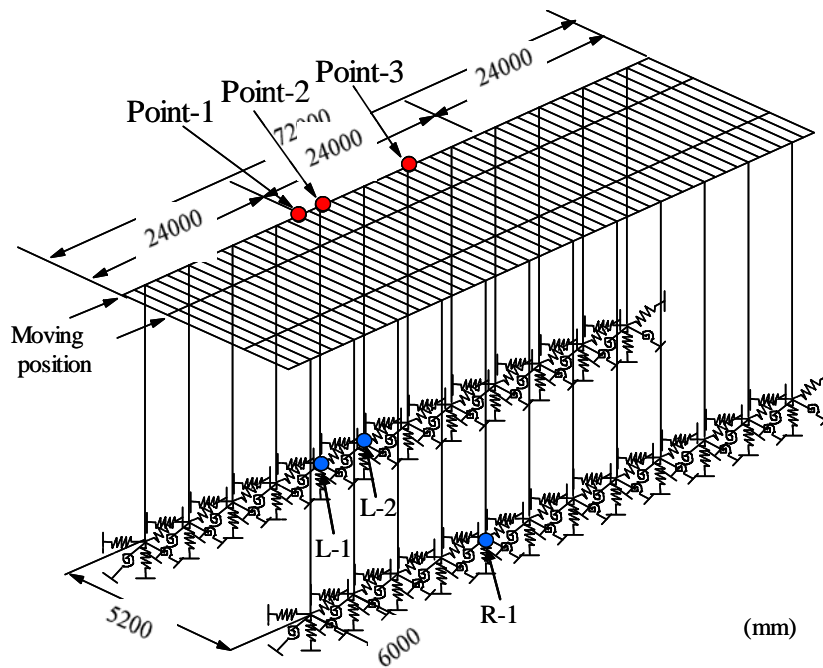


Fig.4-2 Analytical model of bridge

Table 4-2 Ground spring constants

	Longitudinal	Transverse
Vertical spring of pile top (kN/m)	3.86×10^6	
Rotating spring of pile top (kNm/rad)	3.64×10^6	2.42×10^6
Horizontal spring of footing (kN/m)	4.84×10^3	4.72×10^3
Horizontal spring of pile top (kN/m)	8.22×10^4	8.08×10^4

Table 4-3 Properties of track

	60kg-rail
Mass (kg/m)	60.80
Sectional area (m ²)	7.750×10^{-3}
Moment of inertia (m ⁴)	3.090×10^{-5}
Torsion constant (m ⁴)	0.40×10^{-5}
Spring constant of track (MN/m)	70

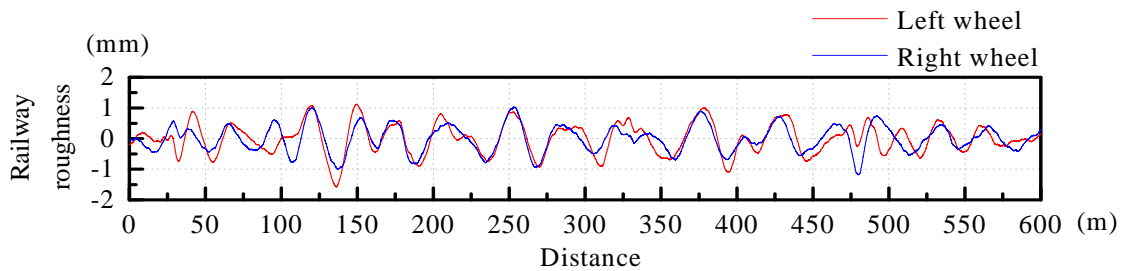


Fig.4-3 Railway roughness

軌道構造のモデルは、レールを一節点6自由度の三次元梁要素でモデル化し、マクラギ間隔で二重節点を定義し、回転を除いた各方向にばねを設ける。レールの構造諸元、軌道のばね係数を**Table 4-3**に示す。また、軌道狂いについては、高低狂いのみを考慮する。レール踏面凹凸の実測値を**Fig.4-3**に示す。

高架橋の強制振動方程式

高架橋の強制振動方程式は、D'Alembertの原理より、Eq.(4.15)で表される。

$$M_b \ddot{w}_b + C_b \dot{w}_b + K_b w_b = f_b \quad (4.15)$$

ここに、 M_b ：質量マトリックス
 C_b ：減衰マトリックス
 K_b ：剛性マトリックス
 w_b ：節点変位マトリックス
 f_b ：外力項

また、外力項は車両の走行と振動を考慮して、Eq.(4.16)で表される。

$$f_b = \sum_{j=1}^h \sum_{s=1}^2 \sum_{m=1}^{ax(s)} \sum_{u=1}^2 \Psi_{jsmu}(t) P_{jsmu}(t) \quad (4.16)$$

ここに、 $P_{jsmu}(t)$ ：前後軸の輪重（接地力），

$\Psi_{jsmu}(t)$ ：輪重を節点外力に分配するための荷重分配係数ベクトル，

j, s, m, u は、それぞれ車両数（ $h=16$ 両）、前後台車、
 前後軸数 $ax(1)=1, ax(2)=2$ 、左右輪の制御変数である。

以上のように列車および高架橋をモデル化し、振動系である車両と高架橋の連成振動の微分方程式をモード法により定式化し、Newmark- β 法を用いて逐次積分をして動的応答解析を行う。このとき、 $\beta=1/4$ とし、各時間間隔における収束判定は1/1000とする。

連成振動解析では、**Fig.4-2**に示すPoint-1～3の各着目点の鉛直方向（Z方向）の加速度応答ならびに、列車荷重による構造力（静的な成分）と車両振動に伴う動的成分を含む構造物の慣性力成分の和として現れる地盤反力¹⁰⁾を算出する。

4.2.3 地盤振動解析

連成振動解析から得られた高架橋の各柱（24 柱）の地盤反力全てを加振力として、フーチング・群杭からなる下部構造物に入力し、地盤振動解析を行う。また、地盤振動解析での着目点は **Fig.4-4** に示す柱下端部近傍（Vicinity）、高架橋中心から 12.5m 地点、25.0m 地点である。地盤振動解析には種々の方法^{例えば 11)}があるが、本研究では、動的サブストラクチャー法による構造物と地盤の動的相互作用解析の汎用プログラム SASSI 2000¹²⁾を用いた。下部構造物を有限要素、地盤を薄層要素でモデル化する。

当該高架橋の地盤条件は、0～6.8m、6.8～17.2m、17.2m 以深の 3 層の成層構造と見做せる (**Table 4-4**)。解析においては、地盤を **Fig.4-5** に示す薄層要素に分割する。各層の厚さは各層の最短 S 波波長の 1/5 以下を標準とする。地盤モデルの薄層要素は深さ 18.8m までモデル化し、以深については、半無限地盤を表現するために薄層の仮想地盤と粘性境界（ダッシュポット）を設ける。

次に、フーチングと杭を含む構造物モデルを **Fig.4-6** に示す。また、フーチングの諸元を **Table 4-5** に、杭の諸元を **Table 4-6** に各々示す。下部構造物のモデル化については、フーチングは 36 個の直方体の固体要素に分割し、杭は三次元はり要素にモデル化する。固体要素のサイズは地盤の層と同様に最短 S 波波長の 1/5 以下を基準とし、はり要素の節点は地盤の薄層要素の層境界面に設置する。また、当該高架橋の杭は、杭長 18m (**Fig.4-6** 中の○印位置) Type-1 が 5 本、7m (同×印位置) Type-2 が 2 本配置され、フーチング上面位置は地表-0.26m 位置に設定する。

なお、解析において考慮する最大振動数は、外力の卓越振動数成分、地盤の減衰などを考慮して、25Hz までとする。

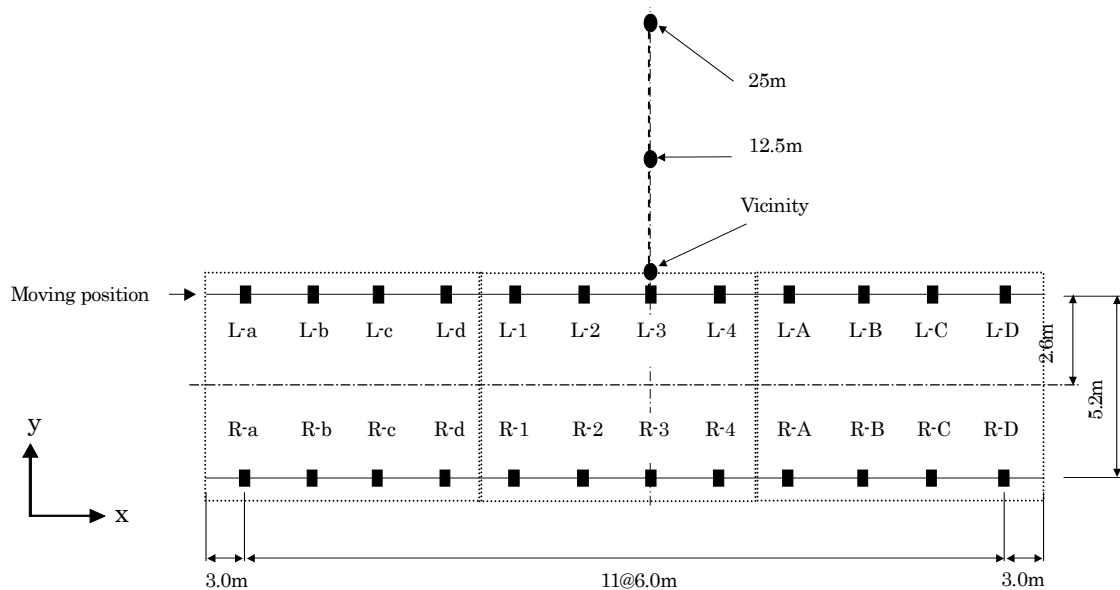


Fig.4-4 Position of surveyed points

Table 4-4 Ground properties

Depth of stratum (m)	Unit weight γ (tf/m ³)	Shear modulus G (tf/m ²)	Poissons ratio ν	S-wave velocity V_s (m/s)	Dampng coefficient
0~6.8	1.6	1040	0.49	80	0.03
6.8~17.2	1.8	6630	0.49	190	0.03
17.2~	2.0	25000	0.49	350	0.03

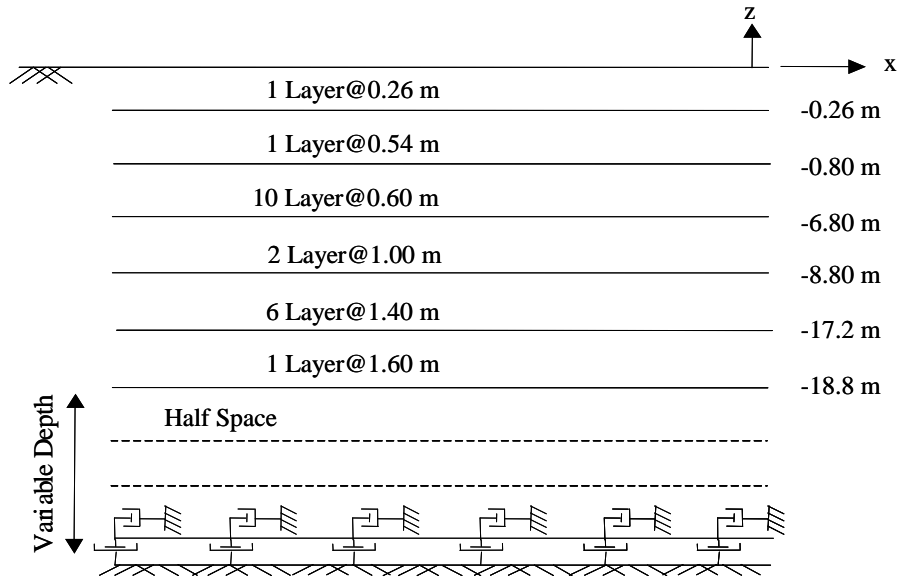


Fig.4-5 Profile of site model

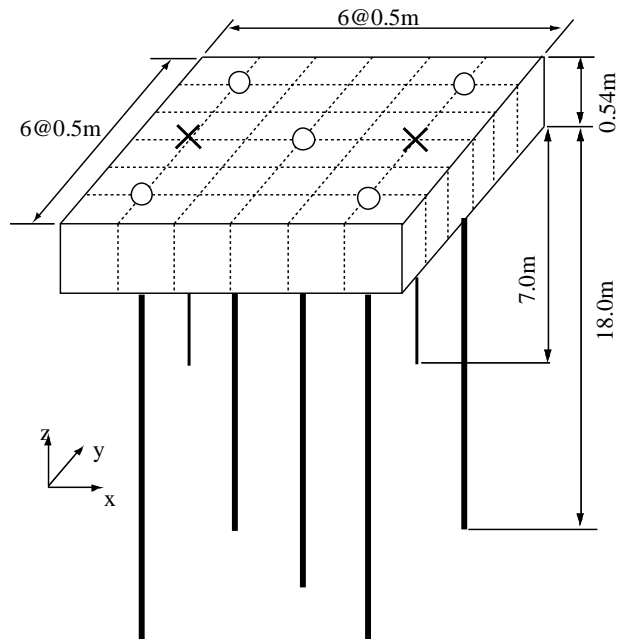


Fig.4-6 Structural model (Footing and RC piles)

Table 4-5 Properties of footing

Unit weight γ (tf/m ³)	Young's modulus E(tf/m ²)	Poissons ratio ν	Dampng constant
2.5	2.50×10^6	0.2	0.05

Table 4-6 Properties of piles

Type	Unit weight γ (tf/m ³)	Cross section area A(m ²)	Young's modulus E(tf/m ²)	Moment of inertia I(m ⁴)	Poissons ratio ν	Dampng constant
1	2.5	0.058	3.50×10^6	6.22×10^{-4}	0.2	0.05
2	2.5	0.045	3.50×10^6	3.50×10^{-4}	0.2	0.05

4.3 部材剛性低下による高架橋振動特性, 周辺地盤振動への影響

4.3.1 検討概要

はじめに, 部材剛性に着目し, **4.2** で示した解析手法により, 部材剛性低下による高架橋の振動特性, 地盤振動への影響を検討する.

解析パラメータは, 高架橋の柱部材の剛性を 100%, 70%, 40% とし, 部材剛性の変化を, 曲げ剛性 (EI), ねじり剛性 (GK) の値を一様に低下させることで表現する. 具体的には, Eq.(4.17)の剛性マトリックスの値を変更している. なお, 伸び剛性 (EA) は変化させていない. ここで, 柱部材の剛性 70% は, **3 章** で評価した各高架橋での実例を基に, 柱部材一律に剛性を低下させたケース (柱全体ケース) の平均的な値を設定した. また, これは, 供用上は問題のないレベルの軽微な変状程度 (鉄筋位置までは到達しないかぶりコンクリートのひび割れ相当) である. 一方, 柱部材剛性 40% は, 地震等の大きな外力が作用し, さらに部材の剛性が低下した状態を仮定している. また, 比較のため, 梁部材のみ剛性を変化させたケース, 柱部材と梁部材の両方の剛性を変化させたケースも仮定して, 剛性 70%, 40% をあわせて検討する (**Table 4-7**).

Table 4-7 Analytical cases

Case	Rigidity of member		Remarks
	Beams	Columns	
a	100%	100%	Experimental condition
b	100%	70%	
c	100%	40%	
d	70%	100%	
e	40%	100%	
f	70%	70%	
g	40%	40%	

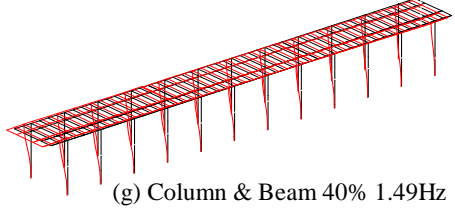
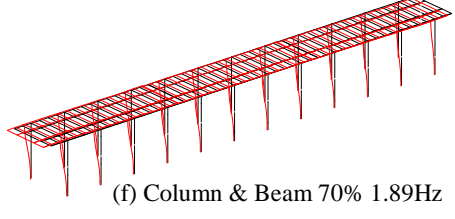
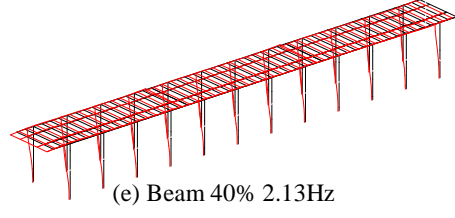
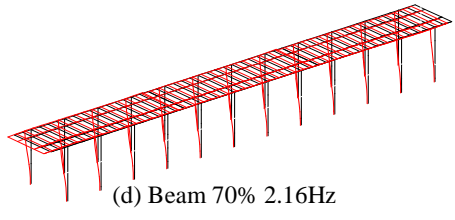
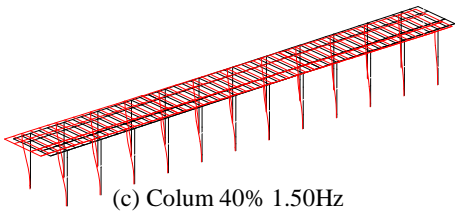
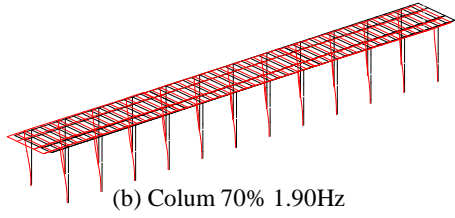
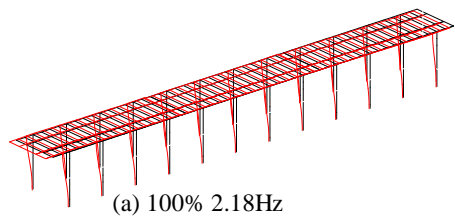


Fig.4-7 1st natural mode shapes and natural frequency

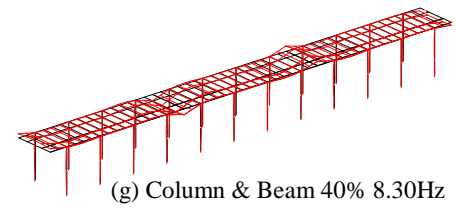
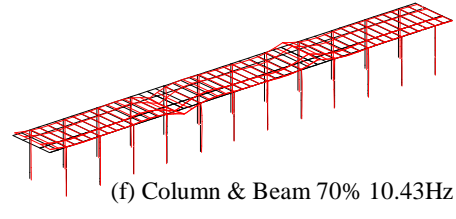
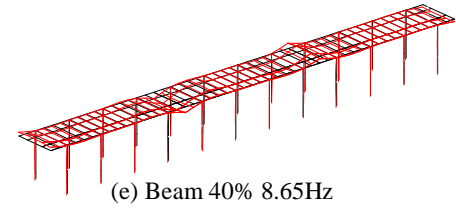
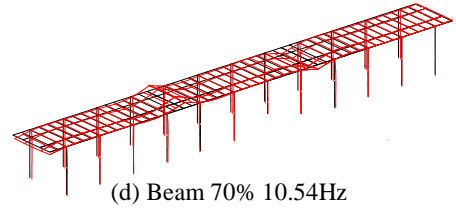
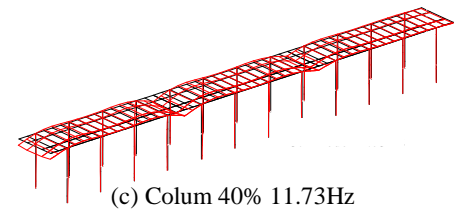
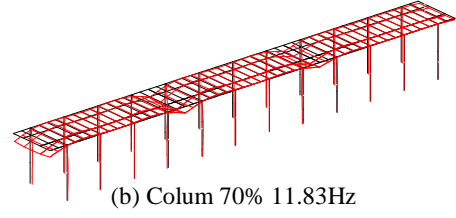
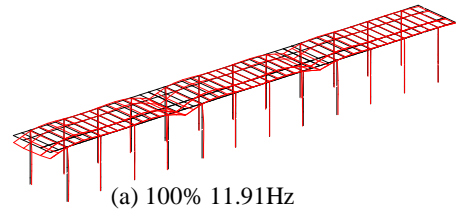


Fig.4-8 13th natural mode shapes and natural frequency

次に、**Fig.4-8** に示す張出し端部の鉛直振動が卓越する 13 次モードについて各ケースを比較する。柱部材の剛性が 100%から 70%、40%と低下した場合、些少な固有振動数の低下はあるものの、各ケースの固有振動数は 11.91Hz ((a)剛性 100%) から、11.83Hz ((b)柱剛性 70%)、11.73Hz ((c)柱剛性 40%) と概ね同じ値であり、顕著な影響は見られない。一方、梁部材の剛性が同じく 100%から 70%、40%と低下していくケースでは、固有振動数は、(d)梁剛性 70% : 10.54Hz、(e)梁剛性 40% : 8.65Hz と徐々に低下している。また、柱部材と梁部材の両方の剛性を変化させた場合にも同様に、(f)柱・梁剛性 70%では 10.43Hz、(g)柱・梁剛性 40%では 8.30Hz であり、張出し端部の鉛直振動が卓越する 13 次モードについては、水平部材である梁部材の剛性低下が固有振動数低下の支配的な要因である。さらに、振動モード形状としては、張出し部の振動に位相の反転が見られる点が特徴的である。

このように、部材剛性が低下する部位（柱部材か梁部材か）により、影響する振動モードが異なり、剛性低下に応じて固有振動数が低下する。また、剛性低下率が大きいほど、その影響が顕著になる。

4.3.3 高架橋加速度応答への影響

各解析ケースの連成振動解析結果として、加速度応答結果、フーリエスペクトルを **Fig.4-9** に示す。また、**Table 4-8** に各解析ケースの加速度応答の rms 値と最大値を示す。なお、**Table 4-8** は、剛性 100%での各値に対する比率を併記している。

Fig.4-9(a)は、柱剛性等のパラメータを振る前の初期状態であり、すなわち **Fig.3-17** に示す実測データを解析的にシミュレートした結果である。両者の加速度波形を比較すると、各着目点とも、加速度の最大値や波形形状が精度よく表現できている。特に、着目点相互の加速度応答の差異（加速度応答の大小関係）が適切に表現されている。また、スペクトル形状においても、実測で見られる卓越振動数（8Hz、18Hz 付近）で卓越する挙動を表現できており、本解析手法が実測値を適切にシミュレートしていると判断される。以下、本手法による各解析ケースの結果を比較し、部材剛性低下による高架橋の動的応答への影響をみる。

はじめに、柱部材剛性が 100%から 70%、40%と低下する場合を比較する (**Fig.4-9(a)~(c)**)。柱部材剛性の低下に伴う加速度応答波形に顕著な差異は見られない。周波数領域では、20Hz 付近の応答が剛性低下に伴い、若干低下している。また、**Table 4-8** の rms 値、最大値をそれぞれ比較すると、剛性の低下に伴い加速度応答が小さくなっている（数%~10%程度）。これは、鉛直方向の加速度応答に着目していることから、鉛直部材である柱部材の剛性が低下し、柱部材の曲げ変形が生じやすくなり、一種のサスペンション的効果によると考えられる。**3.2** での鋼板巻き補強による柱部材の剛性向上により、補強前よりも鉛直方向の振動レベルの実測値が高くなる事例があるが、本検討の逆の事例として考えれば整合する結果であるとも考えられる。

次に、梁部材の剛性が同じく 100% から 70%、40% と低下する場合を比較する (Fig.4-9(a), (d), (e)). 梁部材剛性を低下させた場合は、剛性低下率に応じて加速度波形の応答が大きくなっている。周波数領域で見ると、卓越する周波数での応答が大きくなっており、特に、Point-1 での 8Hz 付近の応答が大きい。水平部材である梁部材の剛性が鉛直方向の加速度応答に顕著な影響を現す。

また、柱部材と梁部材の両方の剛性を変化させた場合では (Fig.4-9(f), (g)), 柱部材、梁部材をそれぞれ単独で剛性変化させたケースを合成した影響が見られ、顕著な影響を現す梁部材の剛性変化に結果が類似しており、同レベルの剛性低下であれば梁部材が加速度応答結果に対して支配的である。

本検討では、鉛直方向の加速度応答に着目していることから、鉛直部材である柱部材の剛性より、水平部材である梁部材の剛性の影響度が高くなると考えられる。そのため、実高架橋の事例として把握した柱部材剛性の低下の影響を見るには、水平方向の加速度応答にも着目していく必要があると考える。

次に、各解析ケースの連成振動解析による地盤反力の算出結果を Fig.4-10 に示す。着目した位置は、Fig.4-3 に示す各点 (L-1, L-2, R-1) である。また、Table 4-9 に各解析ケースの地盤反力の rms 値 (実効値) と最大値を示す。なお、Table 4-9 は、剛性 100% での各値に対する比率を併記している。

加速度応答の場合と同様に比較していくと、柱部材の剛性を低下させたケースでは、地盤反力に有意な差異が見られない。一方、梁部材の剛性を低下させたケースでは、剛性の低下に伴い、地盤反力が大きくなる傾向が見られる。また、柱部材・梁部材の両方の剛性を低下させたケースも概ね同傾向である。

列車走行による動的応答の一つとして、地盤反力についても、部材剛性低下の影響を見たが、加速度応答の場合と同様に、鉛直部材である柱部材の剛性をパラメータとした影響は小さい。列車荷重による構造力 (静的な成分) が車両振動に伴う動的成分を含む構造物の慣性力成分に比べて大きいため、加速度応答に見られた影響が相対的に小さくなり、評価しにくいものと考えられる。そのため、鉛直部材である柱部材の剛性低下の影響を見る上では、水平方向の応答についても確認しておく必要があると考える。

Table 4-8 rms value and maximum acceleration of bridge

Case	rms value (Gal)						Max. acceleration (Gal)					
	Point-1		Point-2		Point-3		Point-1		Point-2		Point-3	
(a) 100%	107.05	1.00	26.93	1.00	14.86	1.00	275.40	1.00	77.00	1.00	40.89	1.00
(b) Column 70%	104.32	0.97	25.39	0.94	14.79	1.00	265.86	0.97	74.36	0.97	40.87	1.00
(c) Column 40%	99.35	0.93	22.80	0.85	14.57	0.98	247.91	0.90	69.72	0.91	40.18	0.98
(d) Beam 70%	141.41	1.32	27.20	1.01	16.59	1.12	336.52	1.22	78.23	1.02	52.98	1.30
(e) Beam 40%	254.54	2.38	31.74	1.18	22.06	1.48	565.32	2.05	88.36	1.15	73.18	1.79
(f) Column & Beam 70%	143.45	1.34	25.94	0.96	16.58	1.12	333.04	1.21	75.15	0.98	52.99	1.30
(g) Column & Beam 40%	200.34	1.87	25.24	0.94	18.98	1.28	507.67	1.84	74.33	0.97	61.81	1.51

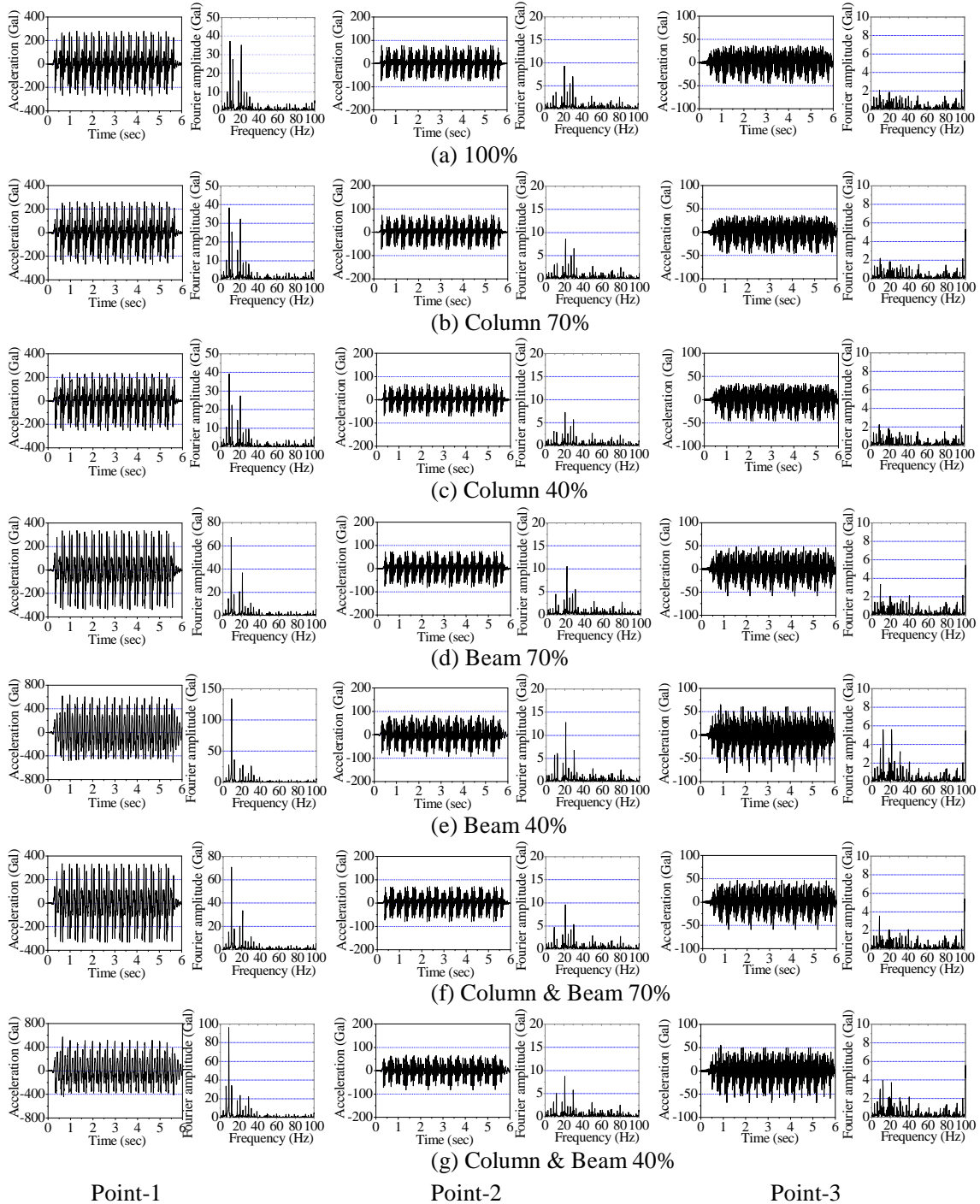


Fig.4-9 Acceleration of bridge in vertical direction

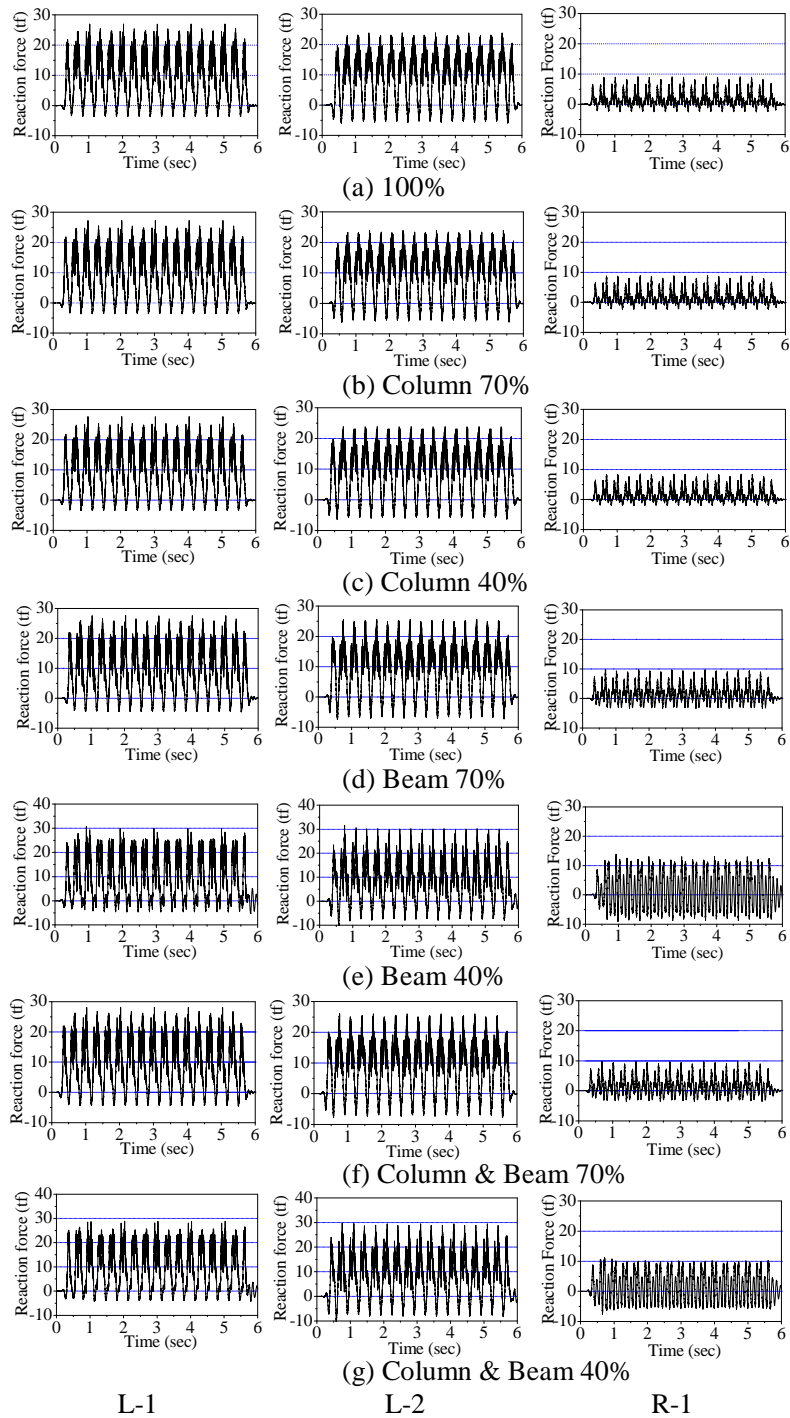


Fig.4-10 Dynamic reaction force in vertical direction

Table 4-9 rms value and maximum of dynamic reaction force

Case	rms value (tf)			Max. (tf)		
	L-1	L-2	R-1	L-1	L-2	R-1
(a) 100%	11.89	11.38	2.72	26.97	23.85	9.11
(b) Column 70%	11.91	11.42	2.69	27.21	23.85	8.87
(c) Column 40%	11.94	11.45	2.63	27.60	23.79	8.47
(d) Beam 70%	12.13	11.64	3.10	27.55	25.65	9.81
(e) Beam 40%	12.69	12.30	6.06	30.71	31.55	13.94
(f) Column & Beam 70%	12.19	11.70	3.18	28.10	26.07	9.82
(g) Column & Beam 40%	12.44	12.22	4.93	28.83	29.78	11.11

4.3.4 地盤振動への影響

各解析ケースにより得られた地盤反力を用い地盤振動解析を行い、鉛直方向の地盤振動に対する部材剛性低下の影響を検討する。なお、高架橋の加速度応答および地盤反力の検討より、柱・梁剛性を低下させるケースは、同レベルの剛性低下であれば、梁部材の剛性低下による傾向が支配的であると考えられるため、本節では省略する。また、鉛直方向に関して、柱剛性低下による影響が小さかったため、(b)柱剛性 70%も省略する。つまり、ここでは、(a)剛性 100%、(c)柱剛性 40%、(d)梁剛性 70%、(e)梁剛性 40%について地盤振動への影響を検討する。なお、着目地点は、**Fig.4-4** に示す Point-3 下の柱下端近傍 (Vicinity)、高架橋中心から 12.5m、25.0m 地点である。

各解析ケースの地盤振動解析結果として、加速度応答結果、フーリエスペクトルを **Fig.4-11** に示す。また、**Table 4-10** に各解析ケースの加速度応答の rms 値 (実効値) と最大値を示す。なお、**Table 4-10** は、剛性 100%での各値に対する比率を併記している。

はじめに、解析結果 **Fig.4-11(a)**と **Fig.3-18** の鉛直方向の実測結果とを比較する。両者の加速度波形を比較すると、各着目点とも、加速度の最大値や波形形状が精度よく表現できている。また、着目点相互の加速度応答の大小関係や、卓越する周波数成分の傾向も概ね適切に表現できている。特に、実測で見られる卓越振動数 (8Hz, 18Hz 付近) で卓越する挙動を表現できしており、本解析手法が実測値を適切にシミュレートしていると判断する。なお、解析精度としては、解析結果の加速度応答の rms 値、最大値ともに実測値よりもやや大きい値となっており、環境振動の立場からは安全側の評価結果を与えるものであると判断される。

次に、各解析ケースの結果を比較し、部材剛性低下による高架橋の動的応答への影響をみる。(c)柱剛性 40%を見ると、高架橋の加速度の傾向と同様に、剛性 100%に比べて、応答が小さくなっており、20Hz 付近の卓越周波数が低下している。また、梁部材の剛性を低下させた場合を比較すると、高架橋の加速度応答で見られた傾向と同様、剛性低下に応じて地盤振動が大きくなっている。柱下端付近 (Vicinity) では卓越振動数 8Hz 付近の応答に顕著な差異があり、剛性低下に伴い大きくなっている。

このことは、地盤振動が付近と異なり大きな値である場合や同一箇所での前回測定データに比べて大きな差異がある場合には、高架橋の梁部材の健全度に着目した詳細検査を実施すべきであることを示唆している。地盤振動の値にはローカルサイトの影響もあるため、定量的に断定することは困難であるが、25.0m 地点で10%程度以上の差異には留意が必要である。

また、鉄道振動（地盤振動）では鉛直方向の加速度応答に着目していることから、鉛直部材である柱部材の剛性より、水平部材である梁部材の剛性の影響度が高くなると考えられる。そのため、柱部材剛性の低下の影響を見る上では、水平方向の応答についても確認しておく必要があると考える。

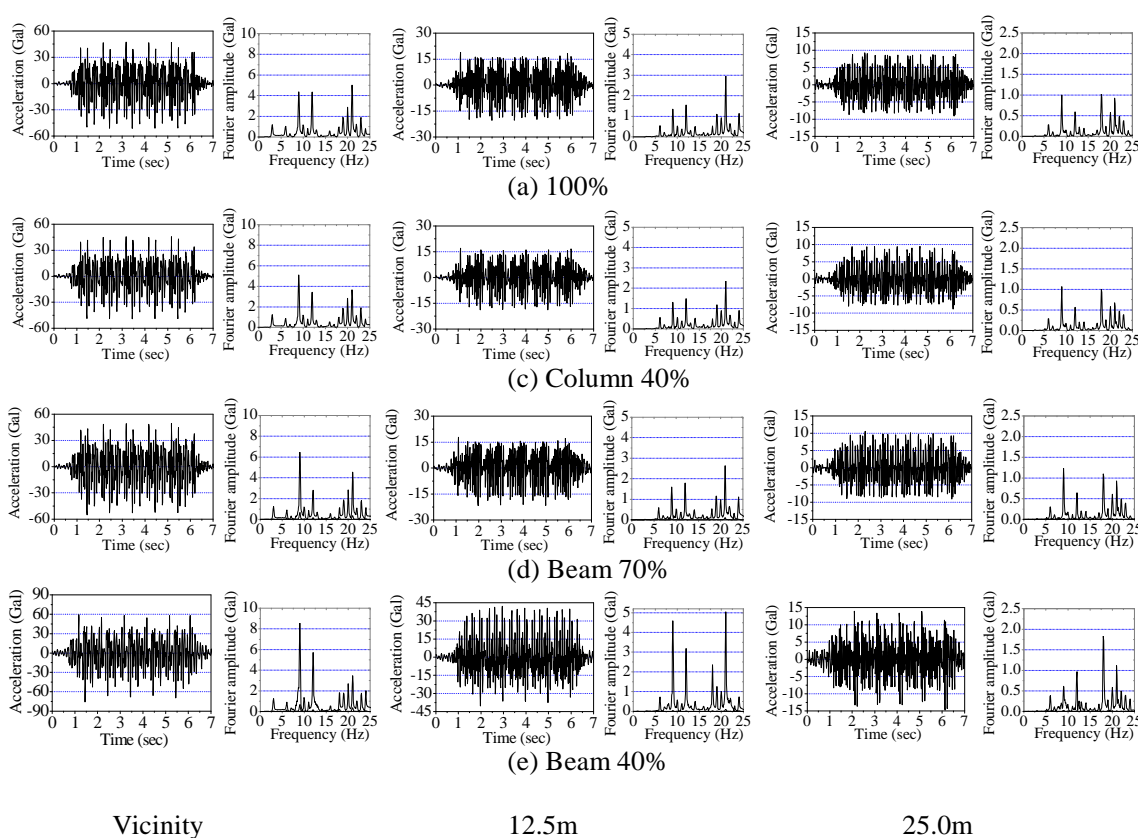


Fig.4-11 Site vibration in vertical direction

Table 4-10 rms value and maximum acceleration of site vibration

Case	rms value (Gal)			Max. acceleration (Gal)		
	Vicinity	12.5m	25.0m	Vicinity	12.5m	25.0m
(a) 100%	17.77 1.00	7.91 1.00	3.79 1.00	49.31 1.00	19.62 1.00	9.00 1.00
(c) Column 40%	16.56 0.93	7.07 0.89	3.64 0.96	47.33 0.96	17.90 0.91	8.71 0.97
(d) Beam 70%	18.70 1.05	7.93 1.00	4.11 1.08	52.14 1.06	19.74 1.01	9.75 1.08
(e) Beam 40%	22.96 1.29	15.10 1.91	4.83 1.27	67.42 1.37	41.14 2.10	13.81 1.53

4.4 基礎ばね低下等による高架橋振動特性、周辺地盤振動への影響

4.4.1 検討概要

前述した柱や梁部材に比べ、杭等の基礎構造物に関しては、地中部に位置するため点検が難しい。そこで、杭部材（基礎部）においても、剛性低下等による振動性状への影響を把握するため、杭の剛性等をパラメータとして、杭の剛性低下による振動特性への影響について検討する。

本解析モデルでは、高架橋の下端部に二重節点を定義し、鉛直、回転、水平の地盤ばねを設けている。各地盤ばねの値は、群杭およびフーチングの地盤反力係数により得られる設計値を基に設定している⁷⁾。ここでは、杭の損傷を地盤ばねの値を低下させることにより表現する。杭の剛性 (I, K) を(a)100%から、(h)70%、(i)40%に低下させた場合に相当する地盤ばね定数を設定する。Table 4-11 に各ケースに相当する地盤ばね定数の割合を示す。

また、実高架橋にて実施された衝撃振動試験の結果から地盤ばね定数の低下が想定されたケース⁸⁾として、地盤ばね定数が(j)25%（杭剛性に換算すると概ね13.5%相当）のケースを設定する。さらに、設計・施工上の事由により、所定の支持層まで杭が打ち込まれずに中間支持状態になっている杭基礎（中間支持杭¹³⁾）についてもその影響を概略検討する。この(k)中間支持杭のケースは、杭長18mのType-1をType-2と同じ7mとして、地盤振動解析のみ実施する。これらから、地盤ばね定数の変化（杭等の基礎の損傷）が高架橋の振動性状に与える影響を検討する。

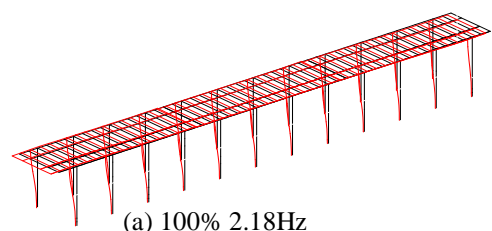
Table 4-11 Rate of ground spring constant

	Pile 70%	Pile 40%	Remarks
Vertical spring	85%	60%	
Horizontal spring	90%	80%	
Rotating spring	85%	60%	

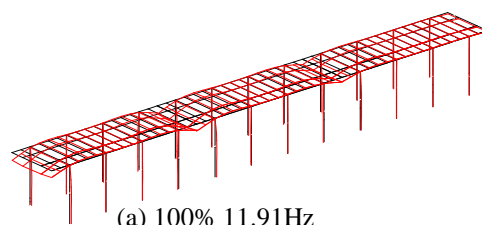
4.4.2 固有振動モードへの影響

杭部材剛性等を変えた各解析モデルの固有値解析の結果を Fig.4-12～4-14 に示す。Fig.4-12 は高架橋全体が水平方向に振動する1次モードの振動モード図と固有振動数を、Fig.4-13 は振動加速度の実測で応答の大きい張出し端部の鉛直振動が卓越する13次モードにおける振動モード図と固有振動数を、Fig.4-14 は柱部材下端の振動する16次モードの振動モード図と固有振動数をそれぞれ示している。

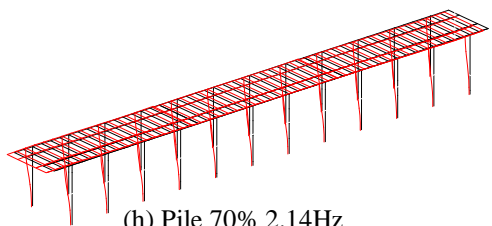
まず、4.3 での検討と同様に、杭剛性を 100% から 70%、40% と低下させた場合について、1 次モードと 13 次モードについて比較する (Fig.4-12, Fig.4-13). 杭の剛性が 100% から 70%、40% と低下するに従い、固有振動数が徐々に低下していく。しかし、低下の割合は剛性 40% の場合で剛性 100% の場合の 95% 程度とわずかであり、高架橋上部工の部材剛性変化ほど顕著な差異がでない。一方、16 次モードにおいても、杭の剛性が 100% から 70%、40% と低下するに従い、固有振動数が徐々に低下していく (Fig.4-14). この振動モードでは、低下の割合は剛性 40% の場合で低下率 10% 程度と前述の振動モードに対して約 2 倍の感度である。杭部材の剛性低下は、柱下端の地盤ばね値が小さくなることで表現されるが、剛性低下=地盤ばねの低下により、構造物の下端部の拘束が相対的に小さくなるためである。



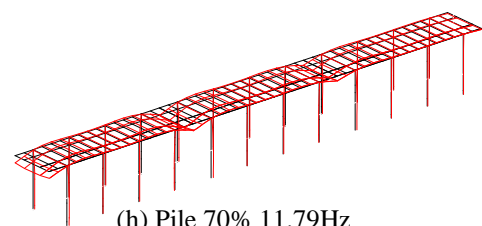
(a) 100% 2.18Hz



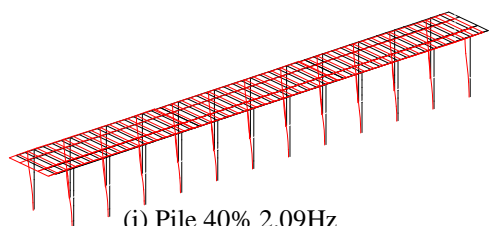
(a) 100% 11.91Hz



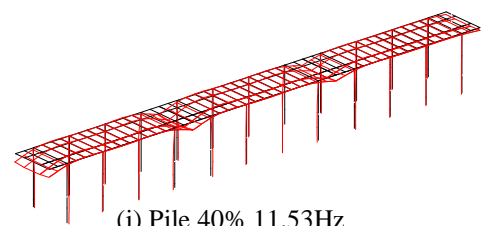
(h) Pile 70% 2.14Hz



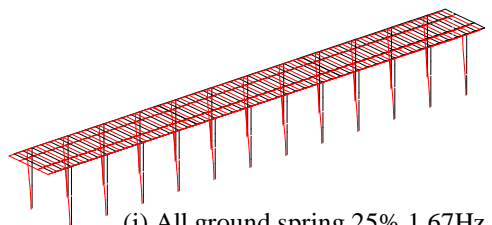
(h) Pile 70% 11.79Hz



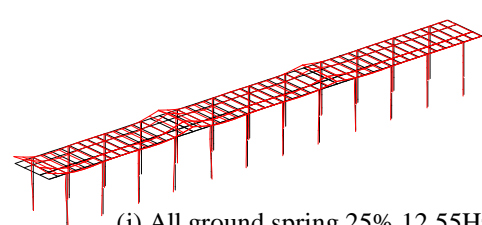
(i) Pile 40% 2.09Hz



(i) Pile 40% 11.53Hz



(j) All ground spring 25% 1.67Hz



(j) All ground spring 25% 12.55Hz
(65th mode)

Fig.4-12 1st natural mode shapes and natural frequency

Fig.4-13 13th natural mode shapes and natural frequency

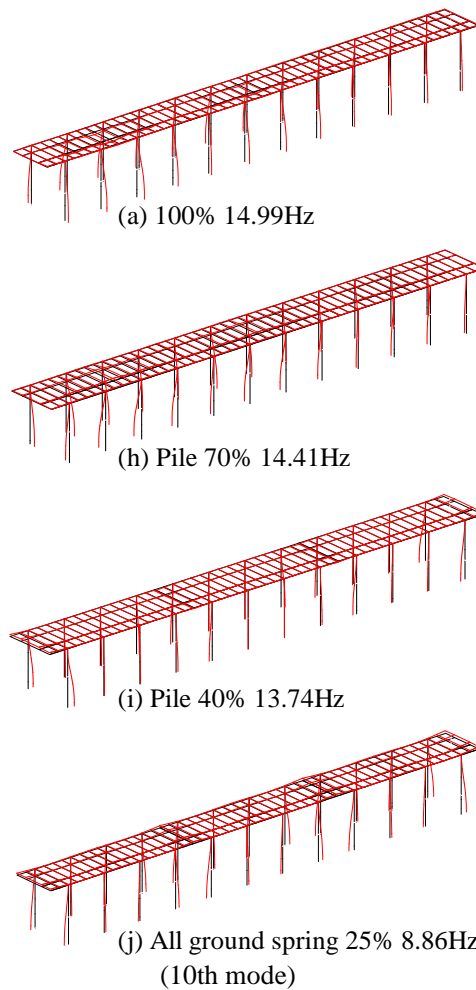


Fig.4-14 16th natural mode shapes and natural frequency

次に、地盤ばねを 25%としたケースについて見る (Fig.4-12-4-14)。地盤ばね 25% の場合は、1 次の水平方向の振動モードの固有振動数が 75%程度まで低下しており、顕著な固有振動数の低下が伺える。一方、他のモードを見た場合、柱部材下端の振動するモードで固有振動数が 60%程度まで低下する顕著な傾向を示すとともに、従来は、鉛直に振動するモード (13 次) より高次 (16 次) で出ていたモードが、鉛直より低次の 10 次モードで出現している。また、そのために、鉛直に振動するモード次数が 65 次とかなり高次モードへシフトしている。このことから、杭剛性 (地盤ばね) の極端な低下においては、励起される振動モード次数の変化にも着目していくことが必要といえる。

4.4.3 高架橋加速度応答への影響

各解析ケースにおいて、Fig.4-2 に示す各点の鉛直方向の加速度応答結果を Fig.4-15 および Table 4-12 に示す。

結果を概観すると、杭部材の剛性変化（地盤ばね定数の変化）による加速度波形・フーリエスペクトルの変化については、(i)剛性 40%の場合で、柱上端に位置する着目点 Point-2, 3 に 5%程度の差異が見られる程度で、顕著な差異は見られない。また、(j)地盤ばね 25%の極端な低下ケースについてのみ、Point-1, 2 に 10%以上の差異があるが、この場合も Point-3 には有意差が見られない。

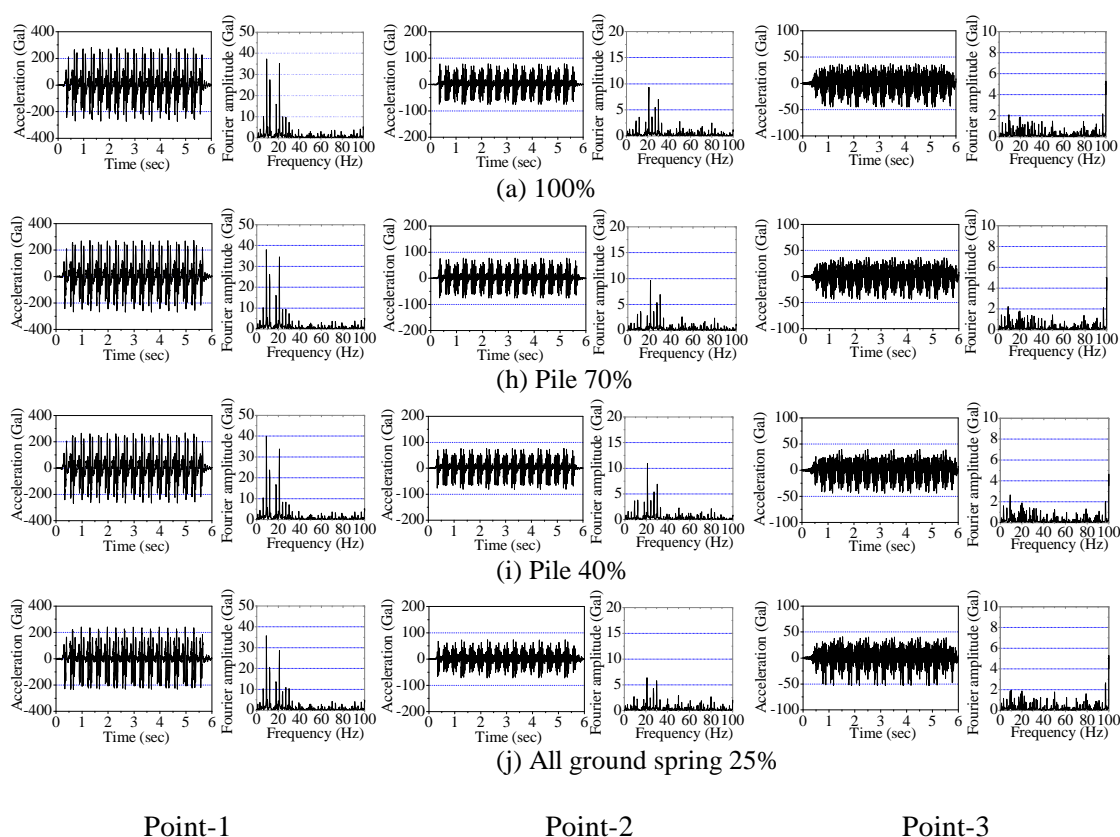


Fig.4-15 Acceleration of bridge in vertical direction

Table 4-12 rms value and maximum acceleration of bridge in vertical direction

Case	rms value (Gal)			Max. acceleration (Gal)		
	Point-1	Point-2	Point-3	Point-1	Point-2	Point-3
(a) 100%	98.65 1.00	24.85 1.00	13.70 1.00	275.50 1.00	77.00 1.00	40.89 1.00
(h) Pile 70%	97.97 0.99	24.92 1.00	13.26 0.97	269.84 0.98	76.61 0.99	40.42 0.99
(i) Pile 40%	97.64 0.99	26.02 1.05	13.22 0.96	266.79 0.97	78.08 1.01	41.95 1.03
(j) All ground spring 25%	89.01 0.90	20.97 0.84	13.95 1.02	237.15 0.86	72.32 0.94	46.51 1.14

このことから、高架橋の鉛直方向の加速度応答に対しては、極端な地盤ばねの低下を生じない限り、杭などの基礎構造物の剛性低下の影響は現出しにくいものと考えられる。

また、各解析ケースの地盤反力の解析結果を **Fig.4-16** および **Table 4-13** に示す。地盤反力については、高架橋上部工の梁部材の剛性低下では 5%程度は差異が現れものの、列車荷重による構造力（静的成分）が動的な慣性力成分に比べて大きいため、顕著な差異が見え難く、地盤ばね 25%の R-1（列車走行側の反対側）の地盤反力を除き有意差はない。また、極端な地盤ばねの低下が生じた場合は、他のケースに比べ鉛直ばね（鉛直支持力）に差異があるため、全体的に鉛直方向に変位しやすい状態にあると考えられる。その影響で走行側と反対側においても力が流れにくいと考えられる。

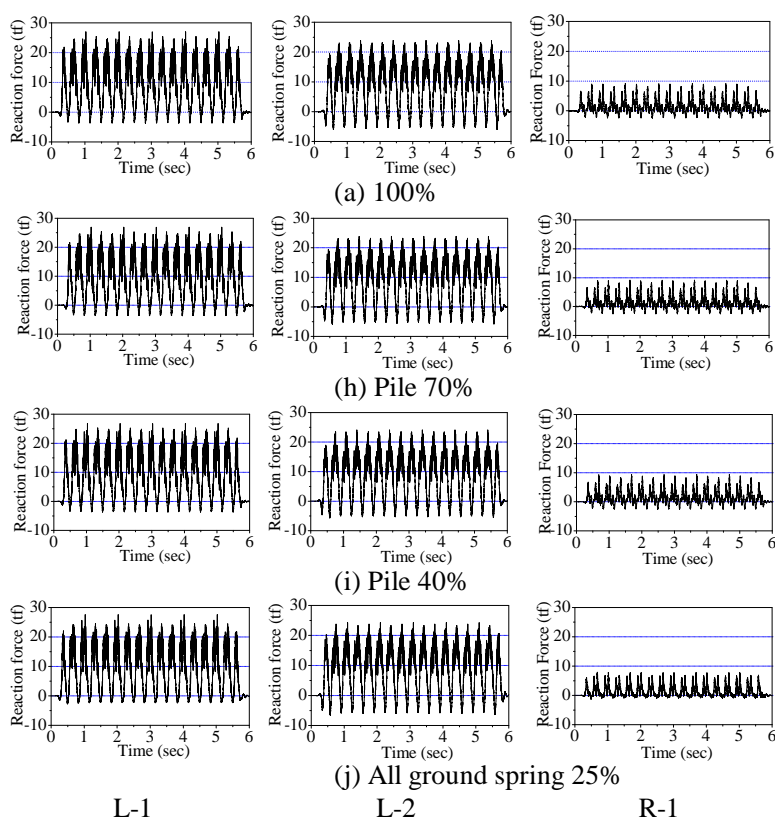


Fig.4-16 Dynamic reaction force in vertical direction

Table 4-13 rms value and maximum of dynamic reaction force in vertical direction

Case	rms value (tf)			Max. (tf)		
	L-1	L-2	R-1	L-1	L-2	R-1
(a) 100%	11.89 1.00	11.38 1.00	2.72 1.00	26.97 1.00	23.83 1.00	9.11 1.00
(h) Pile 70%	11.88 1.00	11.37 1.00	2.72 1.00	26.93 1.00	23.84 1.00	9.12 1.00
(i) Pile 40%	11.86 1.00	11.32 0.99	2.76 1.01	26.75 0.99	24.06 1.01	9.35 1.03
(j) All ground spring 25%	11.93 1.00	11.47 1.01	2.51 0.92	27.52 1.02	24.20 1.02	7.88 0.86

4.4.4 地盤振動への影響

各解析ケースにより得られた地盤反力を用い地盤振動解析を行い、鉛直方向の地盤振動に対する杭部材の剛性低下等の影響を検討する。杭の剛性を低下させる方法として、解析で用いる下部構造物モデルの杭の剛性を梁・柱のケースと同様、曲げ剛性 (I)、ねじり剛性 (K) の値を一様に低下させる。

また、ここでは、(a)杭部材の剛性 100%から、(h)同 70%、(i)同 40%に低下させた場合、(j) 地盤ばね定数が 25%のケースに加え、所定の支持層まで杭が打ち込まれずに中間支持状態になっている(k)中間支持杭のケースについても検討する。なお、着目地点は、**Fig.4-4** に示す Point-3 下の柱下端近傍 (Vicinity)、高架橋中心から 12.5m、25.0m 地点である。

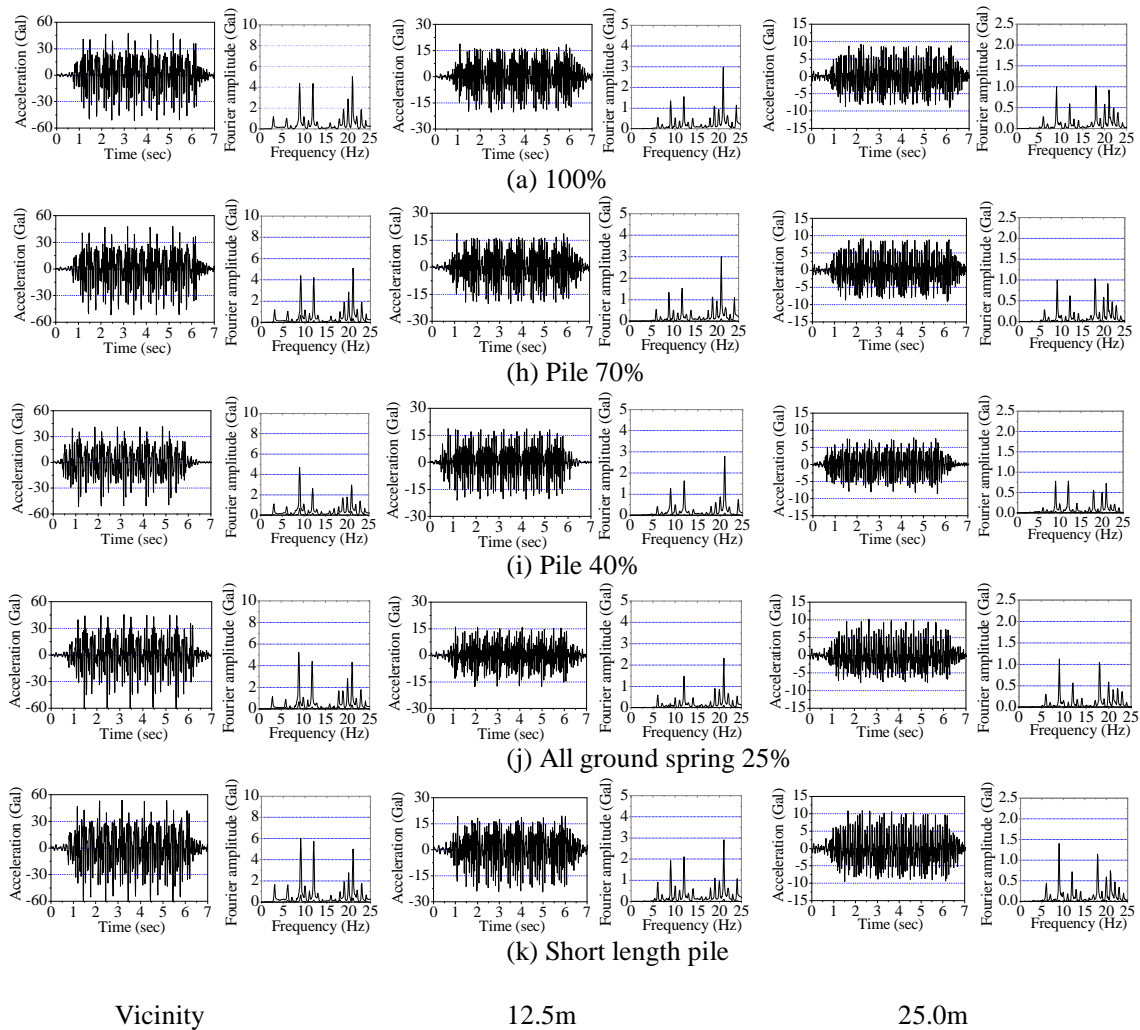


Fig.4-17 Site vibration in vertical direction

Table 4-14 rms value and max. acceleration of site vibration in vertical direction

Case	rms value (Gal)			Max. acceleration (Gal)		
	Vicinity	12.5m	25.0m	Vicinity	12.5m	25.0m
(a) 100%	17.77 1.00	7.91 1.00	3.79 1.00	49.31 1.00	19.62 1.00	9.00 1.00
(h) Pile 70%	17.79 1.00	7.92 1.00	3.79 1.00	49.73 1.01	19.55 1.00	8.91 0.99
(i) Pile 40%	16.11 0.91	7.95 1.01	3.27 0.86	46.48 0.94	19.90 1.01	8.17 0.91
(j) All ground spring 25%	18.07 1.02	6.22 0.79	3.59 0.95	53.61 1.09	16.83 0.86	9.00 1.00
(k) Short length pile	21.07 1.19	8.80 1.11	4.35 1.15	58.08 1.18	21.95 1.12	10.18 1.13

各解析ケースの地盤振動解析結果として、加速度応答結果、フーリエスペクトルを **Fig.4-17** に示す。また、**Table 4-14** に各解析ケースの加速度応答の rms 値と最大値を示す。なお、**Table 4-14** は、剛性 100%での各値に対する比率を併記している。

はじめに、杭剛性の変化と地盤ばね 25%のケースについて比較する。高架橋の加速度応答の傾向と同様に、杭剛性 40%の場合、地盤ばね 25%の場合に、地盤振動への影響が見られる。杭剛性 40%の場合では、柱下端付近および 25.0m 地点で 20Hz 付近の卓越周波数に低下が見られ、これが地盤振動加速度 rms 値の 10%程度の低下に繋がっていると考えられる。しかし、12.5m 地点では差異がなく、地盤伝播の過程で干渉作用等による打ち消しがあるとも考えられる。また、地盤ばね 25%の場合では、柱下端付近では差異が小さいが、12.5m では有意差が見られる。しかし、25.0m 地点では影響が小さくなっている。

次に、中間支持杭のケースについて分析する。このケースでは、杭剛性 100%での連成振動解析結果による地盤反力（加振力）をそのまま用い、地盤振動解析におけるモデルのみを変更して解析を実施しているため、厳密解ではない。解析の結果、健全な場合等に比べ、10%以上の地盤振動加速度 rms 値の増加が確認できる。また、周波数領域では、8Hz 付近の卓越周波数が全ての着目点で大きくなっており、これが地盤振動増加の要因であると考えられる。中間支持となっていることから、鉛直方向の支持力（杭先端および杭周面摩擦）が低下している状態であり、これが鉛直方向の地盤振動を大きくさせると考えられる。厳密解ではないため、定量的な言及は難しいが、少なくとも 10%程度の鉛直方向の地盤振動加速度の増加がある場合、中間支持杭のような施工等に起因する基礎部に弱点を有する高架橋であることを疑うことが維持管理上有益であると考えられる。

なお、鉛直部材である杭部材の剛性低下は、鉛直方向の振動への影響は概して小さく、固有振動モードにおいては、水平方向の振動モードに影響が見られること等から、水平方向についても検討しておく必要がある。

4.5 水平方向を考慮した振動特性評価

4.5.1 検討概要

列車走行による沿線地盤振動においては、列車荷重により生じる振動の鉛直成分が問題になることから、鉛直方向の動的応答に着目した検討を実施してきた。その結果、柱部材、杭部材といった鉛直部材の損傷・劣化による構造物の振動性状や地盤振動への影響を検討するには、水平成分についても考慮も必要である。

そこで、本節では、これまでの検討で用いてきた9自由度振動系の車両モデルを拡張し、15自由度振動系の車両モデルを構築し、水平方向の車両と構造物の連成も考慮した動的解析による評価を試みる。なお、高架橋モデルはこれまでのモデルと同様とし、軌道モデルに水平方向の軌道不整も考慮する。

4.5.2 走行列車モデル(連成振動解析)の拡張

15自由度振動系に拡張した車両モデルを Fig.4-18 に、車両の構造諸元を Table 4-15 に示す。これまで用いてきた車両モデルは、車体と前後の台車において、上下振動(バウンシング)、ピッチング、ローリングを考慮する9自由度系車両モデルを考慮していた。これに、左右振動(スウェイ)およびヨーイングを考慮することにより、水平方向の振動についても表現できるように改良する。

また、Fig.4-18 に示す15自由度振動系の車両モデルに対し、運動方程式を以下のように定式化する。

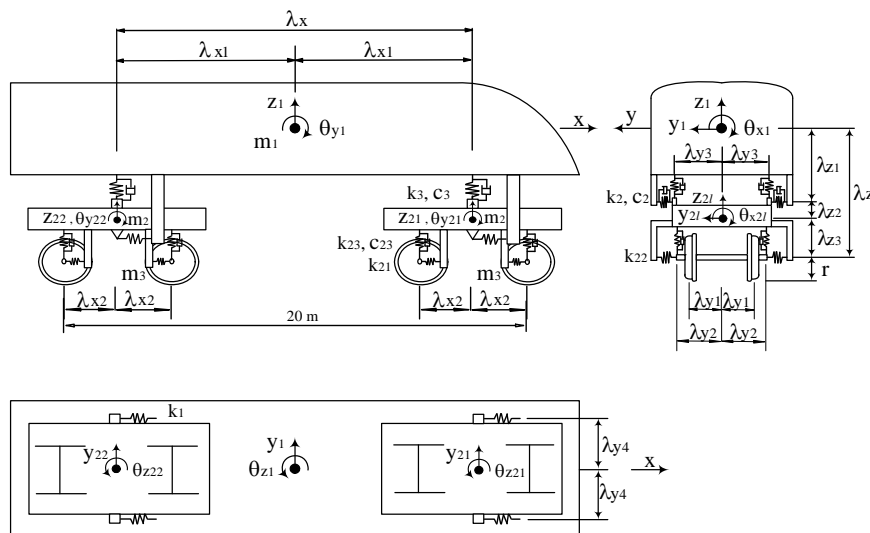


Fig.4-18 Vehicle Model with 15-Degree-of-Freedom

Table 4-15 Properties of moving vehicles

Division	Definition	Notation	Value
Parameter	Mass of train body	m_1	315.76kN
	Mass of front or rear bogie	m_2	30.11kN
	Mass of wheel	m_3	8.37kN
	Spring constant of longitudinal upper springs	k_1	5000kN/m
	Spring constant of lateral upper springs	k_2	176.4kN/m
	Spring constant of vertical upper springs	k_3	196.0kN/m
	Spring constant of longitudinal lower springs	k_{21}	17500kN/m
	Spring constant of lateral lower springs	k_{22}	4704kN/m
	Spring constant of vertical lower springs	k_{23}	1176kN/m
	Damping coefficient of lateral upper springs	c_2	39.2kN·s/m
	Damping coefficient of vertical upper springs	c_3	25.6kN·s/m
	Damping coefficient of vertical lower springs	c_{23}	39.2kN·s/m
	Geometry	1/2 length of train body in x-direction	λ_c
Distance of centers of bogies in x-direction		λ_x	17.5m
1/2 distance of centers of bogies in x-direction		λ_{x1}	8.75m
1/2 distance of axes in x-direction		λ_{x2}	1.25m
1/2 width of track		λ_{v1}	0.7m
1/2 distance of vertical lower springs in y-direction		λ_{v2}	1.0m
1/2 distance of vertical upper springs in y-direction		λ_{v3}	1.23m
1/2 distance of longitudinal upper springs in y-direction		λ_{v4}	1.42m
Distance from centroid of body to axis in z-direction		λ_z	0.97m
Distance from centroid of body to lateral upper spring in z-direction		λ_{z1}	0.5m
Distance from centroid of bogie to lateral upper spring in z-direction		λ_{z2}	0.37m
Distance from centroid of bogie to lateral lower spring in z-direction		λ_{z3}	0.1m
Radius of wheel		r	0.43m

(1) 車両本体に関する振動方程式

車両本体に関する振動方程式は、車両本体のばね上振動に関する左右振動，上下振動，ローリング，ピッチング，およびヨーイングとして，それぞれ Eq.(4.18)～(4.22) で表される。

$$m_1 \ddot{y}_{j1} - \sum_{l=1}^2 \sum_{m=1}^2 (-1)^m v_{jylm}(t) = 0 \quad (4.18)$$

$$m_1 \ddot{z}_{j1} + \sum_{l=1}^2 \sum_{m=1}^2 v_{jzlm}(t) = 0 \quad (4.19)$$

$$I_{x1} \ddot{\theta}_{jx1} - \sum_{l=1}^2 \sum_{m=1}^2 (-1)^m \lambda_{y3} v_{jzlm}(t) - \sum_{l=1}^2 \sum_{m=1}^2 (-1)^m \lambda_{z1} v_{jylm}(t) = 0 \quad (4.20)$$

$$I_{y1} \ddot{\theta}_{jy1} + \sum_{l=1}^2 \sum_{m=1}^2 (-1)^l \lambda_{x1} v_{jzlm}(t) = 0 \quad (4.21)$$

$$I_{z1} \ddot{\theta}_{jz1} + \sum_{l=1}^2 \sum_{m=1}^2 (-1)^{l+m} \lambda_{x1} v_{jylm}(t) + \sum_{l=1}^2 \sum_{m=1}^2 (-1)^m \lambda_{y4} v_{jxlm}(t) = 0 \quad (4.22)$$

ここに，

$$v_{jxlm}(t) = k_1 \{ (-1)^m \lambda_{y4} (\theta_{jz1} - \theta_{jz2l}) \} \quad (4.23)$$

$$\begin{aligned}
v_{jylm}(t) = & k_2 \{ -(-1)^m y_{j1} - (-1)^m \lambda_{z1} \theta_{jx1} + (-1)^{l+m} \lambda_{x1} \theta_{jz1} + (-1)^m y_{j2l} - (-1)^m \lambda_{z2} \theta_{jx2l} \} \\
& + c_2 \{ -(-1)^m \dot{y}_{j1} - (-1)^m \lambda_{z1} \dot{\theta}_{jx1} + (-1)^{l+m} \lambda_{x1} \dot{\theta}_{jz1} + (-1)^m \dot{y}_{j2l} - (-1)^m \lambda_{z2} \dot{\theta}_{jx2l} \}
\end{aligned} \tag{4.24}$$

$$\begin{aligned}
v_{jzlm}(t) = & k_3 \{ z_{j1} + (-1)^l \lambda_{x1} \theta_{jy1} - (-1)^m \lambda_{y3} \theta_{jx1} - z_{j2l} + (-1)^m \lambda_{y3} \theta_{jx2l} \} \\
& + c_3 \{ \dot{z}_{j1} + (-1)^l \lambda_{x1} \dot{\theta}_{jy1} - (-1)^m \lambda_{y3} \dot{\theta}_{jx1} - \dot{z}_{j2l} + (-1)^m \lambda_{y3} \dot{\theta}_{jx2l} \}
\end{aligned} \tag{4.25}$$

サフィックス l, m は、ばね上振動に関し、 $l=1,2$: 前後台車、 $m=1,2$: 左右側を示す。

(2) ばね下質量に関する振動方程式

ばね下質量に関する振動方程式は、ばね下の台車振動に関する左右振動，上下振動，ローリング，ピッチング，およびヨーイングとして，それぞれ Eq.(4.26)～(4.30)で表される。

$$m_2 \ddot{y}_{j2l} + \sum_{m=1}^2 (-1)^m v_{jylm}(t) - \sum_{k=1}^2 \sum_{m=1}^2 (-1)^m v_{jylkm}(t) = 0 \tag{4.26}$$

$$m_2 \ddot{z}_{j2l} - \sum_{m=1}^2 v_{jzlm}(t) + \sum_{k=1}^2 \sum_{m=1}^2 v_{jzlk}(t) = 0 \tag{4.27}$$

$$\begin{aligned}
I_{x2} \ddot{\theta}_{jx2l} - \sum_{m=1}^2 (-1)^m \lambda_{z2} v_{jylm}(t) + \sum_{m=1}^2 (-1)^m \lambda_{y3} v_{jzlm}(t) \\
- \sum_{k=1}^2 \sum_{m=1}^2 (-1)^m \lambda_{z3} v_{jylkm}(t) - \sum_{k=1}^2 \sum_{m=1}^2 (-1)^m \lambda_{y2} v_{jzlk}(t) = 0
\end{aligned} \tag{4.28}$$

$$I_{y2} \ddot{\theta}_{jy2l} - \sum_{k=1}^2 \sum_{m=1}^2 (-1)^k \lambda_{z3} v_{jxk}(t) + \sum_{k=1}^2 \sum_{m=1}^2 (-1)^k \lambda_{x2} v_{jzlk}(t) = 0 \tag{4.29}$$

$$\begin{aligned}
I_{z2} \ddot{\theta}_{jz2l} - \sum_{m=1}^2 (-1)^m \lambda_{y4} v_{jxlm}(t) \\
+ \sum_{k=1}^2 \sum_{m=1}^2 (-1)^{k+m} \lambda_{y2} v_{jxk}(t) + \sum_{k=1}^2 \sum_{m=1}^2 (-1)^{k+m} \lambda_{x2} v_{jylkm}(t) = 0
\end{aligned} \tag{4.30}$$

ここに、

$$v_{jxk}(t) = k_{21} \{ -(-1)^k \lambda_{z3} \theta_{jy2l} + (-1)^{k+m} \lambda_{y2} \theta_{jz2l} \} \tag{4.31}$$

$$v_{jylkm}(t) = k_{22} \{ -(-1)^m y_{j2l} - (-1)^m \lambda_{z3} \theta_{jx2l} + (-1)^{k+m} \lambda_{x2} \theta_{jz2l} + (-1)^m w_{jylkm} \} \tag{4.32}$$

$$\begin{aligned}
v_{jzlk}(t) = & k_{23} \{ z_{j2l} - (-1)^m \lambda_{y2} \theta_{jx2l} + (-1)^k \lambda_{x2} \theta_{jy2l} - w_{jzlk} \} \\
& + c_{23} \{ \dot{z}_{j2l} - (-1)^m \lambda_{y2} \dot{\theta}_{jx2l} + (-1)^k \lambda_{x2} \dot{\theta}_{jy2l} - \dot{w}_{jzlk} \}
\end{aligned} \tag{4.33}$$

サフィックス l, k, m は、ばね下振動に関し、 $l=1,2$: 前後台車、 $k=1,2$: 前後軸、 $m=1,2$: 左右側を示す。

レールの変位と踏面凹凸による車輪の変位 $w_{j l k m}$ は Eq.(4.34), (4.35)で表される.

$$w_{j y l k m} = w_y(t, x_{j l k m}) + z_{0y}(x_{j l k m}) \quad (l=1, 2, k=1, 2, m=1, 2) \quad (4.34)$$

$$w_{j z l k m} = w_z(t, x_{j l k m}) + z_{0z}(x_{j l k m}) \quad (l=1, 2, k=1, 2, m=1, 2) \quad (4.35)$$

ここに, $w(t, x_{j l k m})$ と $z_0(x_{j l k m})$ は車輪とレールとの接触点におけるレールの変位と凹凸を表す. また輪重 $P_{l k m}(t)$ はEq.(4.36), Eq.(4.37)で算出される.

$$P_{j y l k m}(t) = -(-1)^m v_{j y l k m}(t) \quad (l=1, 2, k=1, 2, m=1, 2) \quad (4.36)$$

$$P_{j z l k m}(t) = -\left(\frac{1}{8}m_1g + \frac{1}{4}m_2g + m_3g\right) + v_{j z l k m}(t) \quad (l=1, 2, k=1, 2, m=1, 2) \quad (4.37)$$

4.5.3 15DOF モデルの検証

はじめに, 15 自由度振動系モデルの妥当性を検討するため, 実測値と解析値を比較する. なお, 構造物は健全な状態として剛性等は 100%のモデルである. また, 解析における水平方向の軌道不整は, 鉛直方向と同値とする.

解析結果として, 各着目点における加速度応答結果の鉛直成分を **Fig.4-19** および **Table 4-16** に, 水平成分を **Fig.4-20** および **Table 4-17** にそれぞれ示す. また, 比較のために, 9 自由度振動系モデルの結果も併記する. なお, 実測値の水平成分は, Point-3のみ計測されている.

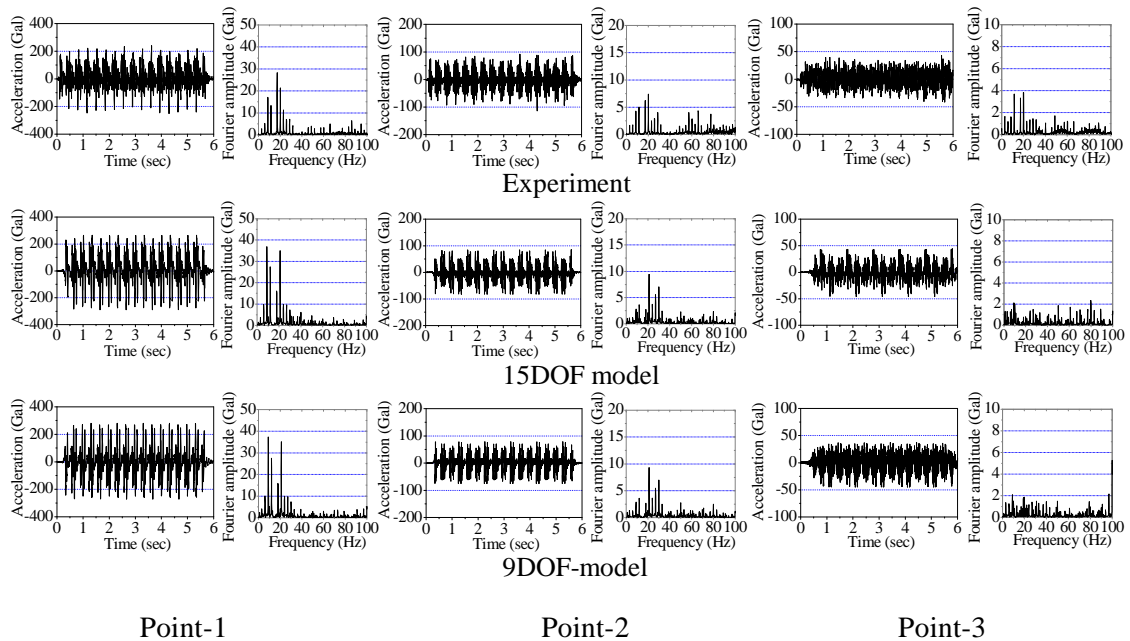


Fig.4-19 Acceleration of bridge in vertical direction

Table 4-16 rms value and maximum acceleration of bridge in vertical direction

Case	rms value (Gal)						Max. acceleration (Gal)					
	Point-1		Point-2		Point-3		Point-1		Point-2		Point-3	
Experiment	80.13	1.00	29.18	1.00	14.99	1.00	245.59	1.00	102.97	1.00	42.19	1.00
15DOF model	107.04	1.34	26.91	0.92	14.81	0.99	275.32	1.12	76.85	0.75	40.70	0.96
9DOF model	107.05	1.34	26.93	0.92	14.86	0.99	275.40	1.12	77.00	0.75	40.89	0.97

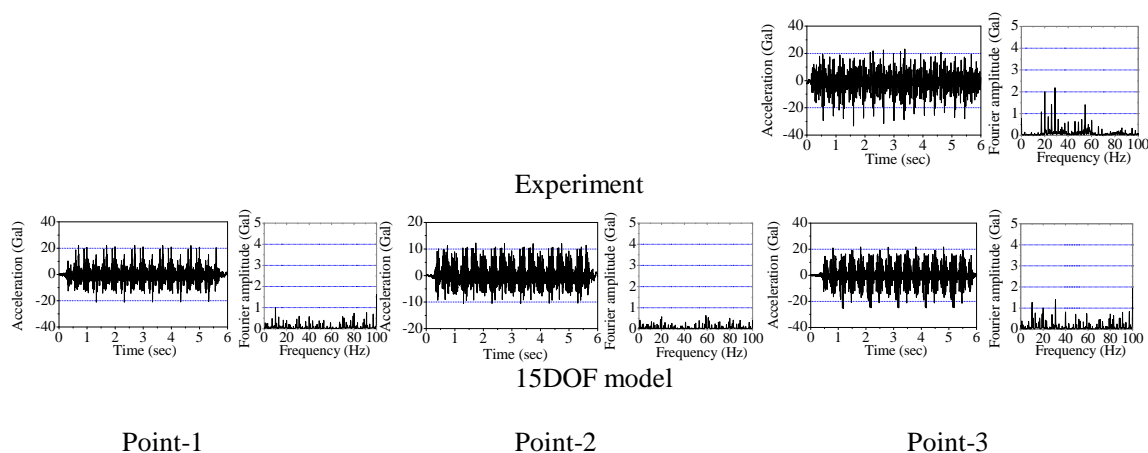


Fig.4-20 Acceleration of bridge in horizontal direction

Table 4-17 rms value and maximum acceleration of bridge in horizontal direction

Case	rms value (Gal)						Max. acceleration (Gal)					
	Point-1		Point-2		Point-3		Point-1		Point-2		Point-3	
Experiment	—	—	—	—	8.01	1.00	—	—	—	—	28.22	1.00
15DOF model	5.35	—	3.55	—	6.85	0.86	21.62	—	11.37	—	23.54	0.83

鉛直成分については、9自由度振動系と同様な解析値が得られ、実測値と比較して、十分な再現性が得られており、解析の妥当性が確認できる。一方、水平成分については、加速度 Point-3 の実測値のみの比較であるが、加速度の最大値、rms 値については小さい値であるが概ね実測値と同等である。しかし、周波数領域においては卓越周波数に差異が見られ、必ずしも十分な再現性を得ているとは言えない。これは、本来、軌道（レール）と車輪との間には接触問題として、クリープ力、フランジ圧が作用するが、いずれも非線形要素であることから、まずは、解析効率と精度の観点から、従来の車両モデルからの拡張を第一とし、本検討ではこの接触問題を扱っていないため、周波数領域までの十分な一致とならなかったと考えられる。

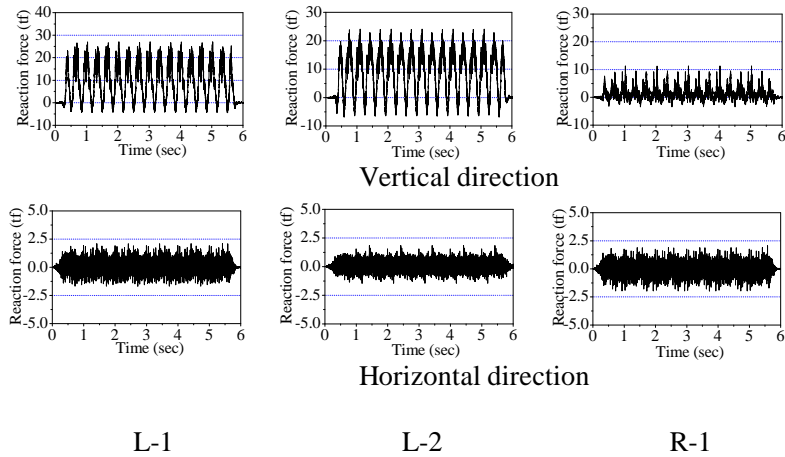


Fig.4-21 Dynamic reaction force (15DOF model)

Table 4-18 rms value and maximum acceleration of reaction force

Case	rms value (tf)			Max. (tf)		
	L-1	L-2	R-1	L-1	L-2	R-1
Vertical direction	11.88 1.00	11.37 1.00	2.77 1.00	27.00 1.00	24.07 1.00	11.24 1.00
Horizontal direction	0.58 0.05	0.46 0.04	0.58 0.21	1.88 0.07	1.64 0.07	2.01 0.18

次に、連成振動解析により得られる地盤反力（**Fig.4-21**，**Table 4-18**）を用い、地盤振動解析を実施し、実測と比較する。なお、水平方向の地盤反力の傾向としては、着目点によらず、概ね同レベルの最大値，rms 値である。また、水平方向の地盤反力は、鉛直方向のそれに比べ極めて小さい。

地盤振動解析の結果として、各着目点における地盤振動加速度の鉛直成分を **Fig.4-22** および **Table 4-19** に、水平成分を **Fig.4-23** および **Table 4-20** にそれぞれ示す。また、比較のために、9 自由度振動系モデルの結果も併記する。

鉛直成分については、9 自由度振動系と同様な解析値が得られ、実測値と比較して、これまでの 9 自由度振動系モデルと概ね同等の再現性が得られている。一方、水平成分については、地盤振動の加速度波形の傾向は概ね再現されており、加速度の最大値，rms 値については実測値よりやや小さいが各着目点とも概ね実測値と同等である。また、周波数領域においても実測値での 10Hz，20Hz 付近の卓越周波数が、解析においても卓越周波数として得られており、妥当な再現性であると考えられる。

なお、解析結果は、実測値よりも小さめの値となる傾向が見られるが、これは、前述した軌道（レール）と車輪との間には接触問題の取扱の影響と考えられる。しかし、鉛直方向、水平方向ともに、実測値の 10Hz，20Hz 付近の卓越周波数を再現するとともに、着目点相互の傾向や rms 値など、比較的よい再現性が見られることから、本解析手法による比較検討で水平方向の地盤振動特性について定性的な言及は可能であると考えられる。

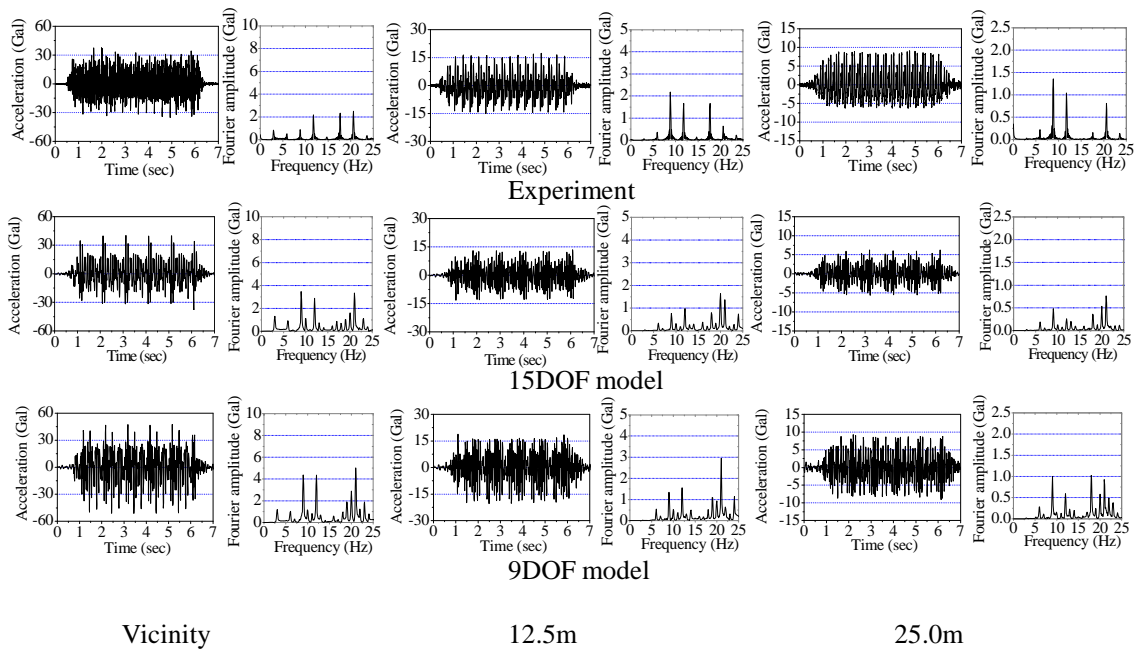


Fig.4-22 Site vibration in vertical direction

Table 4-19 rms value and maximum acceleration of site vibration in vertical direction

Case	rms value (Gal)			Max. accleration (Gal)		
	Vicinity	12.5m	25.0m	Vicinity	12.5m	25.0m
Experiment	11.55 1.00	6.56 1.00	3.65 1.00	36.35 1.00	16.15 1.00	7.70 1.00
15DOF model	12.26 1.06	5.27 0.80	2.20 0.60	35.85 0.99	13.13 0.81	5.96 0.77
9DOF model	17.77 1.54	7.91 1.21	3.79 1.04	49.31 1.36	19.62 1.21	9.00 1.17

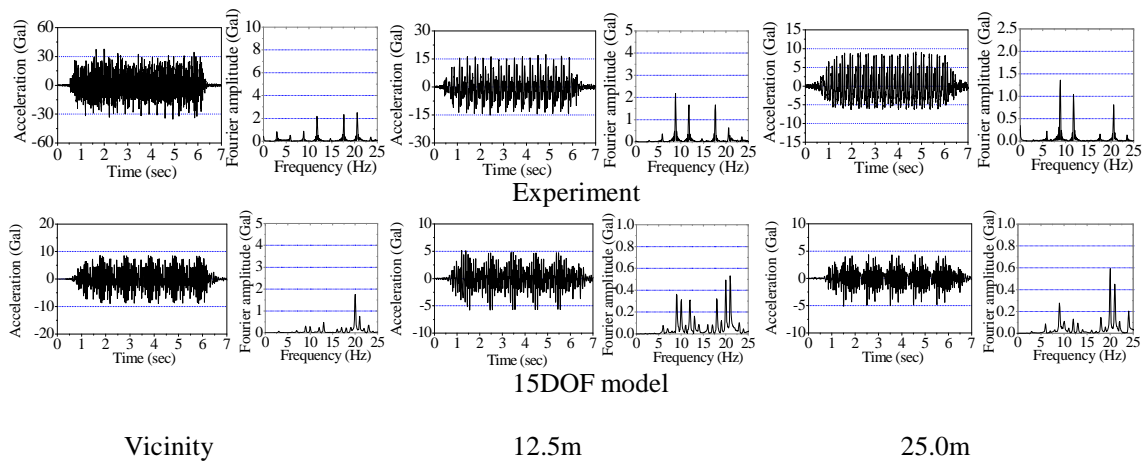


Fig.4-23 Site vibration in horizontal direction

Table 4-20 rms value and maximum acceleration of site vibration in horizontal direction

Case	rms value (Gal)			Max. acceleration (Gal)		
	Vicinity	12.5m	25.0m	Vicinity	12.5m	25.0m
Experiment	4.84 1.00	3.27 1.00	2.35 1.00	19.20 1.00	9.05 1.00	5.29 1.00
15DOF model	4.03 0.83	2.03 0.62	1.66 0.71	8.79 0.46	5.44 0.60	4.72 0.89

4.5.4 部材剛性等の水平方向の振動特性への影響

部材剛性等の変化による水平方向の高架橋の振動特性への影響については、これまでの鉛直方向に着目した検討結果を踏まえ、特に、鉛直部材の剛性低下の影響を見ることとし、柱部材の剛性低下（70%、40%）、杭部材の剛性40%、地盤ばね25%のケースについて比較検討する。各ケースの各着目点における水平方向の加速度応答を **Fig.4-24** に、同加速度応答の rms 値と最大値を **Table 4-21** に示す。

はじめに、柱部材剛性の変化について比較する。柱剛性が40%まで低下すると、柱上端の着目点である Point-2, 3 において、rms 値で5%強が小さくなる結果が得られた。これは鉛直方向の加速度応答に比べ顕著な傾向ではないが、柱部材剛性の低下により水平方向に対しても加速度応答が小さくなることが確認される。

一方、このことは **3章**における衝撃振動試験での健全度評価の結果と必ずしも整合しない。衝撃振動試験の測定方法ならびに測定内容を再度振り返れば、衝撃振動試験は、RC 橋脚の基礎の健全度評価から端を発して構築されてきた非破壊試験方法であり、高架橋の橋軸直角方向の振動特性について着目した柱部材、基礎の健全度評価手法である⁸⁾。また、RC ラーメン高架橋の場合、梁部材はスラブと一体化している点など、相対的に柱部材の損傷に対して検討が深度化してきた経緯もある。そのため、現行の衝撃振動試験では梁部材（特に、縦梁）の健全度評価を直接的に行うことは困難である。しかしながら、鉛直方向に着目した前節までの検討結果を踏まえれば、鉄道振動レベルが比較的大きい箇所測定された衝撃振動試験による健全度評価の結果、柱部材に剛性低下が想定されたということは、同レベル以上の梁部材の剛性低下が生じている可能性が考えられる。この点については、別途検討（**6章**）を実施する。

次に、杭部材等について比較する。剛性40%の場合、地盤ばね25%の場合ともに、柱上端の着目点である Point-2, 3 において、水平方向の加速度応答が小さくなっている。rms 値では、剛性40%の場合で10%~25%、地盤ばね25%の場合で40%~50%以上の減少となっている。このことは、水平方向の加速度応答に有意な差異（低下の傾向）がある場合、基礎部（杭部材等）の損傷を視野にいれることが必要であることを示唆している。

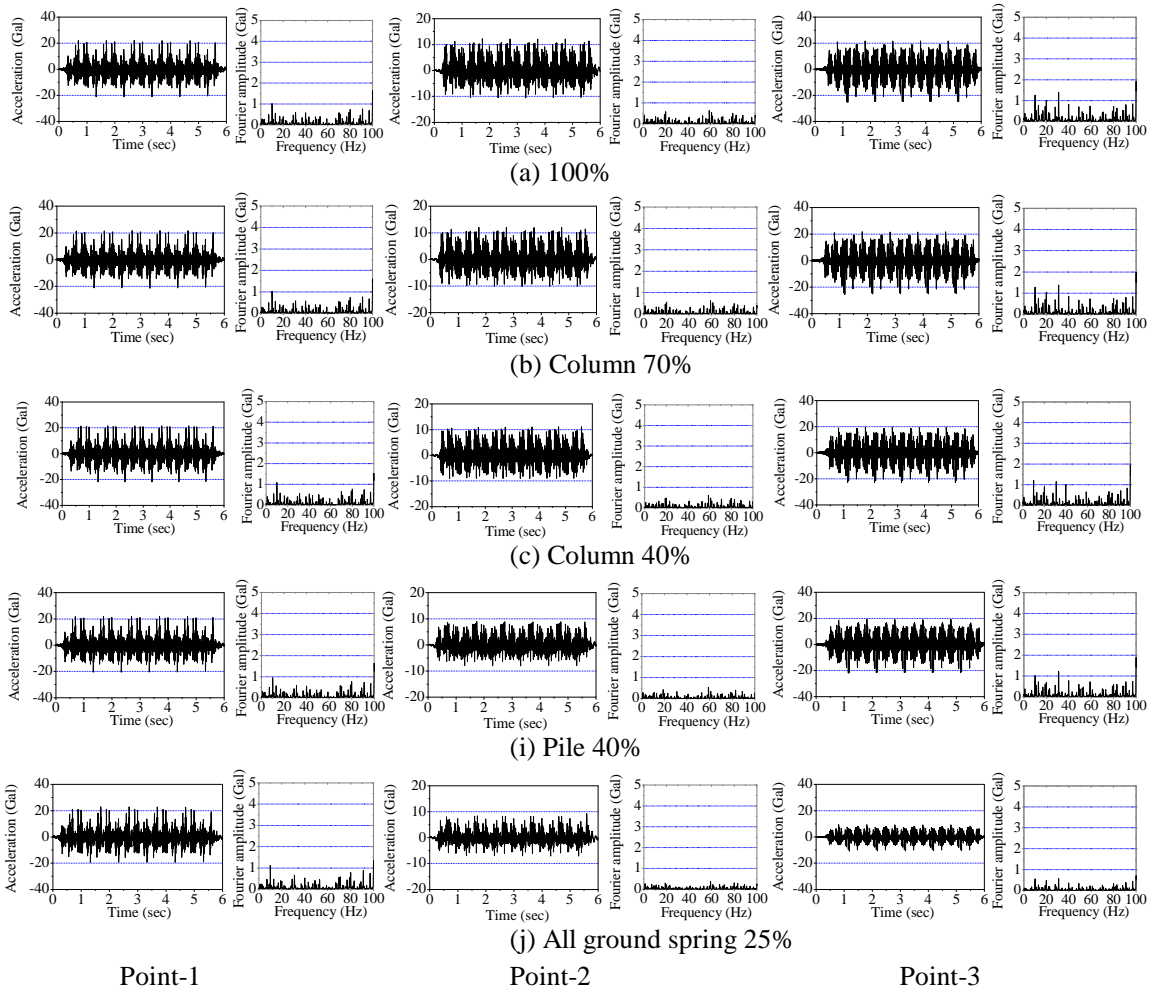


Fig.4-24 Acceleration of bridge in horizontal direction

Table 4-21 rms value and maximum acceleration of bridge in horizontal direction

Case	rms value (Gal)			Max. acceleration (Gal)								
	Point-1	Point-2	Point-3	Point-1	Point-2	Point-3						
(a) 100%	5.35	1.00	3.55	1.00	6.85	1.00	21.62	1.00	11.37	1.00	23.54	1.00
(b) Column 70%	5.30	0.99	3.54	1.00	6.88	1.00	21.41	0.99	11.08	0.97	23.61	1.00
(c) Column 40%	5.46	1.02	3.32	0.94	6.40	0.93	21.70	1.00	10.03	0.88	21.05	0.89
(i) Pile 40%	5.32	0.99	2.66	0.75	6.17	0.90	21.25	0.98	8.47	0.74	20.60	0.88
(j) All ground spring 25%	5.21	0.97	2.16	0.61	2.91	0.42	21.12	0.98	8.16	0.72	10.10	0.43

部材剛性等の変化による水平方向の地盤振動への影響について検討する。解析検討ケースは、柱部材の剛性低下（70%、40%）、杭部材の剛性40%、地盤ばね25%のケースに加え、中間支持杭のケースについて検討する。各ケースの各着目点における水平方向の地盤振動の加速度波形、同フーリエスペクトルを Fig.4-25 に、同加速度の rms 値と最大値を Table 4-22 に示す。

はじめに、柱部材剛性の変化について比較する。柱剛性40%では若干の地盤振動加速度の低減が見られ、rms 値では12.5m 地点で約10%、25.0m 地点で数%である。鉛直方向の地盤振動より顕著ではないが、柱部材剛性の低下により水平方向の地盤振動加速度の低下が確認される。このことは、高架橋の加速度応答の場合と同様に、3章における衝撃振動試験での健全度評価の結果と必ずしも整合しないが、実測箇所における梁部材の柱部材と同レベル以上の剛性低下の可能性を含め、別途検討（6章）を実施する。

次に、杭部材剛性の変化等について比較する。剛性40%の場合、地盤ばね25%の場合ともに、地盤振動加速度が大きくなっており、特に、柱直下（Vicinity）において、地盤ばね定数の低下割合が大きいほど、地盤振動加速度が大きくなる傾向が確認できる。周波数成分としては、いずれも卓越周波数は10Hz、20Hz 付近にあり、12.5m、25.0m では10Hz 付近の卓越周波数成分が大きくなっていることが確認できる。また、中間支持杭のケースでは、杭部材損傷等による地盤ばね定数の低下とは異なり、水平方向の地盤振動加速度への顕著な影響は見られない。

これらから、水平方向の地盤振動加速度に10%以上の有意な差異（特に、増加傾向）がある場合、基礎部（杭部材等）の損傷を視野に入れることが必要であると考えられる。

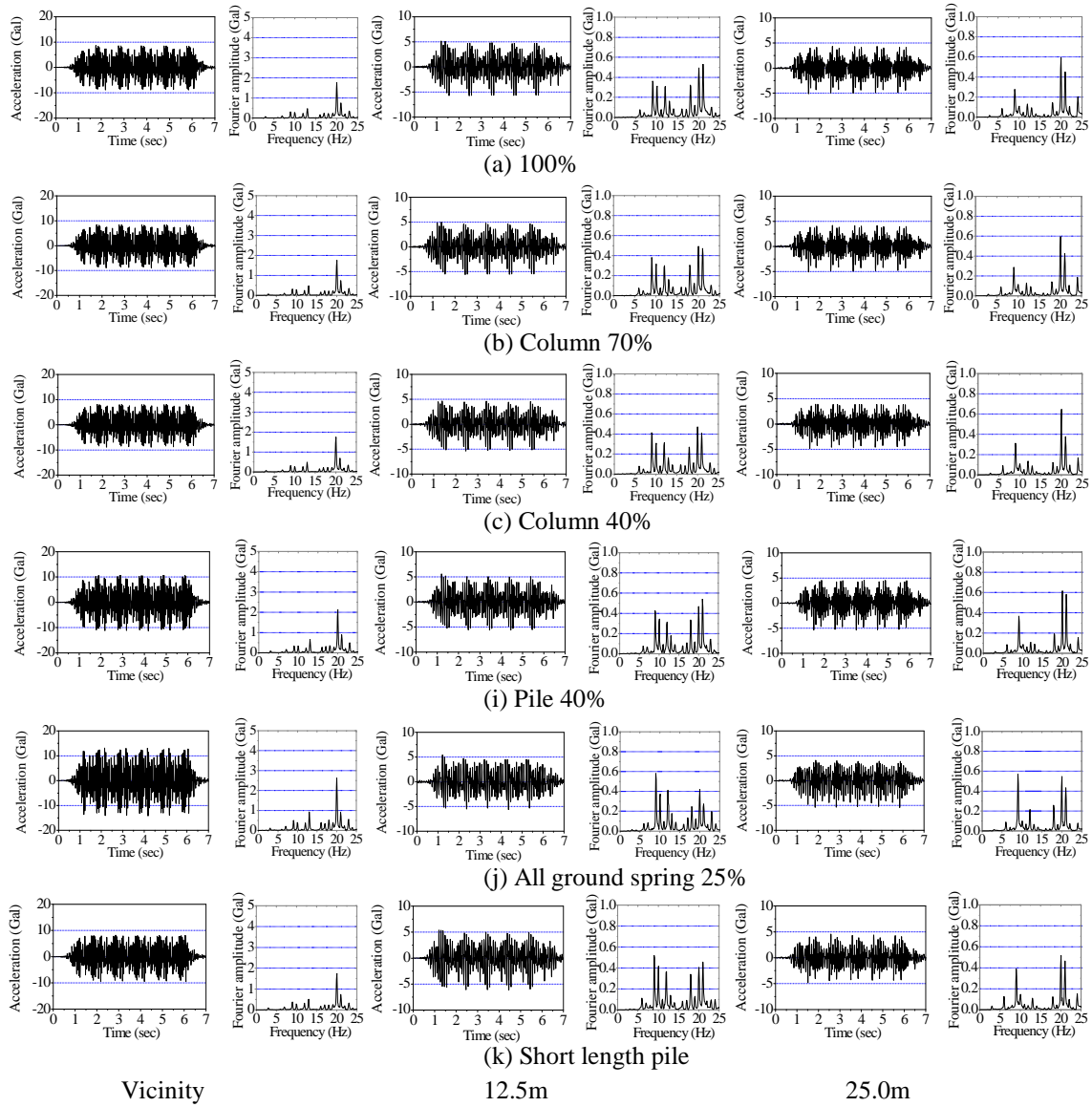


Fig.4-25 Site vibration in horizontal direction

Table 4-22 rms value and maximum acceleration of site vibration in horizontal direction

Case	rms value (Gal)			Max. acceleration (Gal)		
	Vicinity	12.5m	25.0m	Vicinity	12.5m	25.0m
(a) 100%	4.03 1.00	2.03 1.00	1.66 1.00	8.79 1.00	5.44 1.00	4.72 1.00
(b) Column 70%	4.02 1.00	1.98 0.98	1.63 0.98	8.71 0.99	5.30 0.97	4.62 0.98
(c) Column 40%	3.96 0.98	1.90 0.94	1.66 1.00	8.54 0.97	5.01 0.92	4.40 0.93
(i) Pile 40%	4.92 1.22	2.13 1.05	1.86 1.12	10.95 1.25	5.58 1.03	4.95 1.05
(j) All ground spring 25%	6.05 1.50	2.09 1.03	1.86 1.12	13.67 1.56	5.51 1.01	4.74 1.00
(k) Short length pile	4.04 1.00	2.17 1.07	1.66 1.00	8.80 1.00	5.75 1.06	4.69 0.99

4.6 まとめ

鉄道高架橋に対する部材剛性等に着目した列車と高架橋の連成振動解析ならびに地盤振動解析による検討より、以下の知見を得た。

- (1) 鉛直方向の加速度応答に着目し、9自由度振動系モデルを用いた車両と高架橋の連成振動解析により、最大値、rms 値だけでなく、周波数領域での卓越する振動成分においても実測結果を表現しうる解析精度を得ることができる。また、同解析結果の地盤反力を用いた地盤振動解析についても十分な解析精度を得ることができると判断した。一方、水平方向の加速度応答にも着目した 15 自由度振動系モデルに拡張した検討手法に関しては、車輪とレールの接触問題等の考慮していない点もあり必ずしも十分な再現性ではないが、解析結果の特徴を把握した上での解析評価は可能であると判断した。
- (2) 柱部材剛性を低下させた場合、高架橋全体系が水平方向へ振動する 1 次モードで固有振動数が低下する。これは衝撃振動試験による健全度評価と整合する。鉛直方向の加速度応答、地盤振動加速度は、剛性の低下に伴い加速度応答が小さくなり、剛性 40% では数%~10% 程度の低下となる。周波数領域では 20Hz 付近の卓越周波数の低下傾向が顕著となる。また、柱部材は鉛直部材のため、水平方向についても評価すると、鉛直方向よりも感度は鈍るが、剛性の低下に伴い、加速度が低下することを確認した。これらの傾向は、柱部材の曲げ変形によるサスペンション的な効果により、加速度応答が緩和されるためと考えられる。
- (3) 一方、梁部材の剛性を低下させた場合では、高架橋の加速度応答の大きい張出し部の応答が顕著となる振動モード（13 次モード）で、固有振動数の低下が見られる。鉛直方向の加速度応答、地盤振動加速度は、剛性の低下に伴い加速度応答が大きくなる傾向があり、周波数領域では卓越する 8Hz 付近での増幅傾向が顕著となる。剛性 40% の場合で高架橋振動が 1.2 倍~2 倍弱まで増加する。さらに、梁部材の場合、地盤反力に関しても剛性低下に伴い応答値が大きくなることが確認でき、鉄道振動への影響が柱部材の場合に比べて極めて顕著である。鉄道振動の大きい箇所においては、梁部材の剛性低下に着目して健全度評価していくことが必要かつ有益と考える。
- (4) 柱・梁部材ともに剛性を低下させた場合、加速度応答、地盤振動加速度への影響は、両者の傾向を重ね合わせた傾向を示すが、鉄道振動への影響が顕著である梁部材の剛性変化に伴う影響が大きく、柱部材と梁部材の剛性低下度合が同レベルであれば梁部材が剛性低下の影響が支配的である。このことは、特に、柱部材や基礎の健全度に対して現行実施している衝撃振動試験による健全度評価を補完する知見である。
- (5) 基礎部の健全度低下を視野に、杭部材剛性の低下（地盤ばね定数を低下）させた場合、地盤との相互作用の影響もあるため、高架橋上部工に比べて感度は低いですが、高架橋全体系が水平方向へ振動する 1 次モードで固有振動数が低下する。また、

杭剛性（地盤ばね 25%：杭剛性約 13.5%）の極端な低下においては、励起される振動モード次数に変化が見られ、この点にも着目していくことが必要といえる。

- (6) 杭部材剛性の低下（地盤ばね定数を低下）させた場合、加速度応答、地盤振動加速度への影響は、鉛直方向の加速度応答には若干の応答の低下が見られるが顕著ではない。一方、水平方向の加速度応答には有意差が確認され、杭部材の剛性低下の影響は水平方向の応答において顕著であるといえる。また、中間支持杭を想定した場合、厳密解ではないため、定量的な言及は難しいが、少なくとも 10%程度以上の鉛直方向の地盤振動加速度の増加が確認され、中間支持杭のような施工等に起因する基礎部に弱点を有する高架橋であることを疑うことが維持管理上有益であると考えられる。

《第4章 参考文献》

- 1) 川谷充郎, 何 興文, 白神 亮, 関 雅樹, 西山誠治, 吉田幸司: 高速鉄道高架橋の列車走行時の振動解析, 土木学会論文集 (投稿中)
- 2) 川谷充郎, 何 興文, 関 雅樹, 曾布川竜, 西山誠治, 笹川 剛: 高速鉄道高架橋の列車走行による周辺地盤振動評価, 土木学会第 59 回年次学術講演会, I-431, pp.859-860, 2004.9.
- 3) 日本機械学会編: 鉄道車両のダイナミクス-最新の台車テクノロジー-, 電気車研究会, 1994.12.
- 4) 江島 淳: 地盤振動と対策, pp.146-154, 吉井書店, 1979.6.
- 5) 庄司朋宏, 伊藤裕一, 関雅樹: 高速列車の輪重分布と鋼桁部材の発生応力分布における研究, 土木学会 59 回年次学術講演会講演概要集, I-078, 2004.9.
- 6) 小堀為雄, 久保雅邦: 弾性節点・弾性支点を有する連続桁橋の汎用的な動的解析法, 土木学会論文集, No.356/I-3, pp.395-403, 1985.4.
- 7) 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.
- 8) 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.
- 9) Agabain,M.E. : The Effect of Various Damping Assumptions on the Dynamic Response of Structure, *Bulletin of International Institute of Seismology and Earthquake Eng.*, Vol.8, pp.217-236, 1971.
- 10) Kawatani,M., Kobayashi,Y. and Kawaki,H. : Influence of Elastomeric Bearings on Traffic-Induced Vibration of Highway Bridges, *Transportation Research Record*, No.1696, Vol.2, pp.76-82, 2000 (5th International Bridge Engineering Conference, Tampa, USA, April 3-5, 2000).
- 11) 竹宮宏和, 会田和哉, 小森大資: 高速列車走行による沿線地盤振動のコンピュータ・シミュレーション予測, 土木学会論文集, No.619/I-47, pp.193-201, 1999.4.
- 12) John Lysmer, Farhang Ostadan, Chih Cheng Chin: *SASSI2000 Theoretical Manual-A System for Analysis of Soil-Structure Interaction*, Academic Version, University of California, Berkeley, 1999. 11.
- 13) 森重龍馬: 高架橋の目違い特性とくい基礎の支持力特性, 構造物設計資料, No.41, pp.5-10, 1975.3.

第 5 章 鉄道高架橋の機能向上と振動特性評価

5.1 はじめに

今後の構造物の機能向上（速度向上や対策工等）に対して，構造物の振動特性や沿線地盤振動への影響・効果を把握する．本章では，**4 章**における高架橋と列車の連成振動解析，地盤振動解析手法を用いて，これまで実測データに基づく検討アプローチでは，その影響評価が容易ではなかった仮想の構造諸元や走行速度をパラメータとした解析的検討を実施し，高架橋の振動特性ならびに周辺地盤振動への影響についての基礎的検討を目的とする．

5.2 軌道構造の高剛性化による鉄道振動への効果

5.2.1 検討概要

今後の列車運行速度の向上等，鉄道システムの機能向上にあたっては，構造物の機能向上が不可欠である．本節では，開業当初の 50T レールから現在の標準仕様である 60kg レールへの軌道構造の高剛性化の実績¹⁾を踏まえ，現行の標準仕様から更に高剛性化した軌道構造を想定して，鉄道振動への影響を解析的に検討する．

軌道構造の諸元については，高剛性化の導入による影響を検討するため，軌道構造の高剛性化（Heavy）は，標準仕様の軌道構造（Standard）の 60kg レールに対し，断面諸元を変更し，重量を約 14%，曲げ剛性で約 1.4 倍となる諸元を仮定する．仮定にあたっては，北米の重荷重鉄道（大陸横断鉄道に代表される貨物輸送鉄道）にて保守性を目的に制定された AREMA (the American Railway Engineering and Maintenance Association＝米国鉄道技術協会)の 141AB（1m あたりの重量約 70kg のレール）のレール形状諸元を参考としている．

また，走行速度については，高速域での速度依存性を把握する基礎的な検討として，現行速度+15km/h，+30km/h を仮定する．

対象とする高架橋モデルは，**4 章**における高架橋モデル（F 高架橋）とし，同じく 9 自由度振動系の車両モデルを用いた列車と高架橋の連成振動解析を実施する．同解析から得られた地盤反力を用いて，地盤振動解析を実施する．解析においては，**Table 5-1** に示す軌道構造諸元，列車速度をパラメータとして検討した．

また，軌道構造のモデルは，**4 章**での連成振動解析と同じく，レールを一節点 6 自由度の三次元はり要素でモデル化し，マクラギ間隔で二重節点を定義し，回転を除いた各方向にばねを設ける．レールの構造諸元，軌道のばね係数を **Table 5-2** に示す．

Table 5-1 Analytical cases of two track types

Case	Track type	Train velocity	Remarks
Case-N00	Normal	Normal	Experimental condition
Case-H00	Heavy	Normal	
Case-N15	Normal	+15km/h	
Case-H15	Heavy	+15km/h	
Case-N30	Normal	+30km/h	
Case-H30	Heavy	+30km/h	

Table 5-2 Properties of tracks

	Track type	
	Standard	Heavy
Mass (kg/m)	60.80	69.16
Sectional area (m ²)	7.750×10 ⁻³	8.816×10 ⁻³
Moment of inertia (m ⁴)	3.090×10 ⁻⁵	4.311×10 ⁻⁵
Torsion constant (m ⁴)	0.40×10 ⁻⁵	0.56×10 ⁻⁵
Spring constant of track (MN/m)	70	70

5.2.2 高架橋の振動特性への影響

4章での解析検討と同様の着目点 Point-1, 2, 3 における高架橋の鉛直方向の加速度波形, フーリエスペクトルを Fig.5-1 に示す. また, 同加速度応答の rms 値と最大値を Table 5-3 に示す. なお, Table 5-3 には, Case-N00 (軌道構造の標準仕様: Standard, 現行速度: Normal) での rms 値および最大値に対する各 Case の値の割合を併記している. 以下, 本手法による各解析ケースの結果を比較し, 軌道構造の高剛性化による高架橋の振動特性への影響をみる.

まず, Case-N00, Case-H00 を比較する. 軌道構造の高剛性化により, 高架橋の振動加速度の大きい Point-1,2 の加速度応答が実効値 (rms 値) で約 10% 低減されている. また, 周波数領域において, 卓越周波数 20Hz 付近の低減効果が見られる. これは, 橋軸方向の張出し部での高架橋ブロックの不連続性を少なくすることで応答低減効果があることを示唆している. 橋軸方向に軌道は繋がっており, ブロック間の不連続部を接続する役割を果たし, 軌道構造の剛性増加により不連続の度合いが小さくなる効果と考えられる.

一方, 卓越周波数の傾向も異なり, 相対的に加速度応答の小さい Point-3 については, 有意差は見られない. この傾向は, 他の走行速度ケース (Case-N15 と Case-H15, Case-N30 と Case-H30) においても確認でき, このことから, 軌道構造の高剛性化といった高架橋本体に比べて僅かな重量, 剛性増加で, 高架橋の加速度応答が大きい部位については, 10% 程度の低減効果が期待できると考えられる.

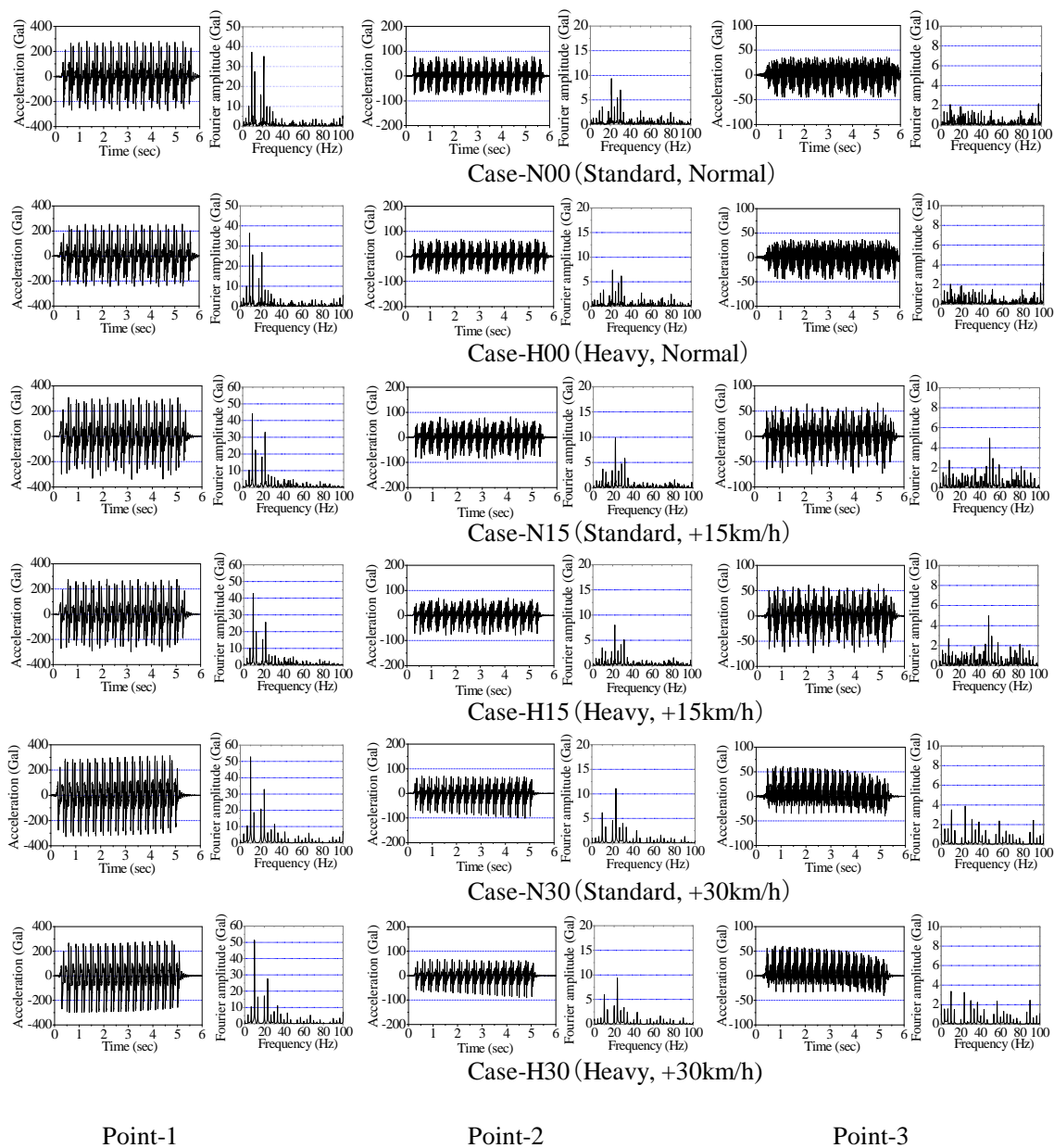


Fig.5-1 Accelerations of the bridge in vertical direction

Table 5-3 rms value and maximum acceleration of bridge in vertical direction

Case	rms value (Gal)			Max. accleration (Gal)		
	Point-1	Point-2	Point-3	Point-1	Point-2	Point-3
Case-N00	98.65 1.00	24.82 1.00	13.70 1.00	275.40 1.00	77.00 1.00	40.89 1.00
Case-H00	88.53 0.90	21.80 0.88	13.54 0.99	249.35 0.91	68.95 0.90	40.77 1.00
Case-N15	104.47 1.06	24.80 1.00	16.46 1.20	323.13 1.17	85.46 1.11	70.04 1.71
Case-H15	94.64 0.96	21.49 0.87	16.25 1.19	287.21 1.04	74.75 0.97	68.10 1.67
Case-N30	118.19 1.20	25.41 1.02	14.94 1.09	320.41 1.16	85.09 1.11	50.64 1.24
Case-H30	109.78 1.11	22.33 0.90	14.45 1.05	291.86 1.06	78.32 1.02	50.11 1.23

次に、同一レール諸元で異なる走行速度を比較する（Case-N00, N15, N30 および Case-H00, H15, H30）。応答の大きい Point-1 においては、速度の増加に伴い、高架橋の加速度応答が増加する傾向が見られる。しかし、相対的に応答の小さい他の着目点では、速度の影響は小さい。また、軌道構造の高剛性化により、+15km/h までの速度向上においては、概ね現状の加速度応答と同程度であり、+30km/h においても Point-1 についてのみ約 10% 程度の増加である。

5.2.3 地盤振動への影響

連成振動解析により求められた地盤反力を加振力に用いて、地盤振動解析を実施する。ここで、加振力とする地盤反力の一例として Case-H00 の結果を Fig.5-2 に示す。

各ケースともに地盤反力の傾向は同様で、列車走行側となる L 側の地盤反力が大きく、R 側は 1/3 程度以下である。また、軌道構造の剛性の差異や走行速度の差異は地盤反力に関して有意差は見られない。

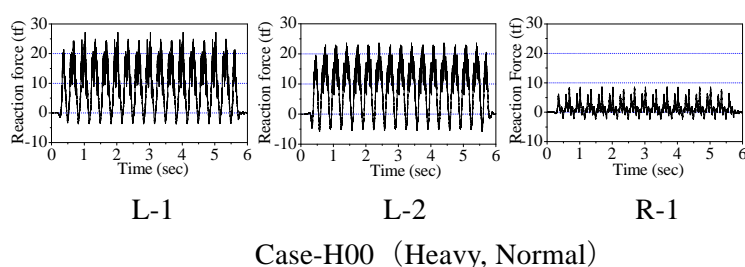


Fig.5-2 Dynamic reaction force in vertical direction

また、地盤振動解析は、4 章での解析検討と同様の着目点 Vicinity（高架橋中心から 3.2m 地点）、12.5m 地点、25.0m 地点の 3 点の鉛直方向の地盤振動加速度に着目する。地盤振動解析による鉛直方向の加速度波形、フーリエスペクトルを Fig.5-3 に、その加速度応答の rms 値と最大値を Table 5-4 に示す。なお、Table 5-4 にも、Table 5-3 と同様割合を併記している。

まず、Case-N00, Case-H00 を比較する。軌道構造の高剛性化により、25.0m 地点で約 15% の地盤振動の低減が見られるが、振動源に近い他の着目点では有意差は見られない。また、他の走行速度ケース（Case-N15 と Case-H15, Case-N30 と Case-H30）においても概ね同傾向が伺えるが、+15km/h のケース（Case-N15 と Case-H15）で顕著なように、12.5m 地点でも 10% 以上の地盤振動の低減が見られる。このことから、軌道構造の高剛性化の導入で地盤振動の低減効果がある程度期待できるものと考えられる。

また、水平部材の一部とも考えられる軌道構造の剛性をわずかに増加させることで、振動特性の改善効果が得られることから、健全度向上を目的とした梁部材の剛性向上を実施すれば、鉄道振動の低減効果が期待できると考えられる。

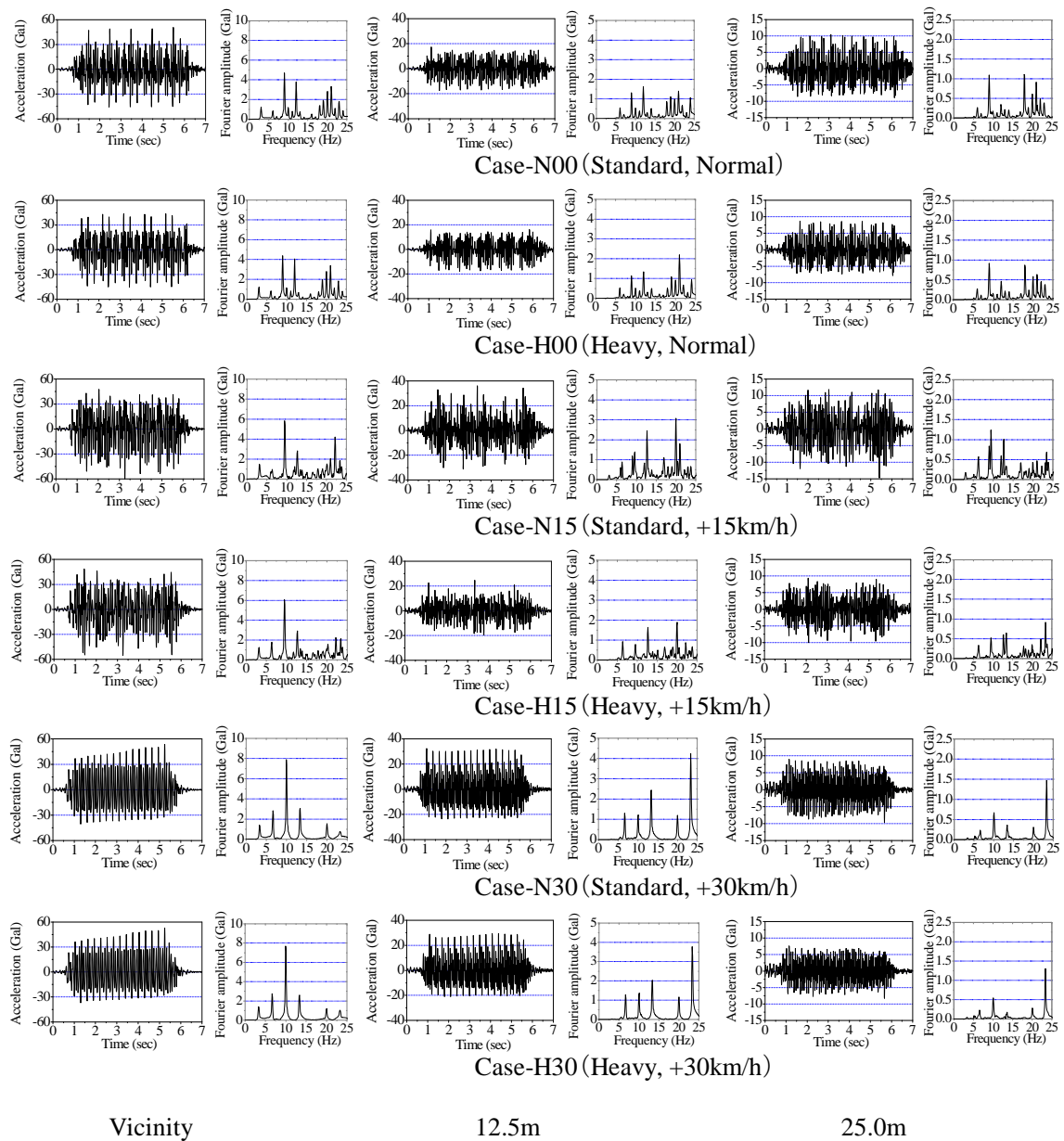


Fig-5-3 Site vibration in vertical direction

Table 5-4 rms value and maximum acceleration of site vibration in vertical direction

Case	rms value (Gal)			Max. accleration (Gal)		
	Vicinity	12.5m	25.0m	Vicinity	12.5m	25.0m
Case-N00	15.49 1.00	6.43 1.00	3.83 1.00	49.31 1.00	19.62 1.00	9.00 1.00
Case-H00	15.24 0.98	6.42 1.00	3.21 0.84	44.47 0.90	16.92 0.86	8.23 0.92
Case-N15	17.96 1.16	10.22 1.59	4.43 1.16	53.89 1.09	33.58 1.71	13.29 1.48
Case-H15	17.09 1.10	6.72 1.05	3.30 0.86	51.87 1.05	22.09 1.13	9.60 1.08
Case-N30	19.02 1.23	10.68 1.66	3.52 0.92	46.97 0.95	27.97 1.43	9.34 1.04
Case-H30	18.25 1.18	9.58 1.49	3.03 0.79	44.91 0.91	25.23 1.29	7.93 0.88

次に、同一軌道構造諸元で異なる走行速度を比較する（Case-N00, N15, N30 および Case-H00, H15, H30）。高架橋の加速度応答と同様に、速度の増加に伴って、周辺地盤振動が概ね増加する傾向であるが、着目点が振動源から離れるに従い速度増加の影響は小さくなり、25.0m 位置では有意差はほとんど見られない。また、軌道構造の高剛性化を実施すれば、+15km/h までの速度増加においては、12.5m 地点でも概ね現状の地盤振動加速度と同程度であり、地盤振動にほとんど影響を与えない。

5.3 高架橋の張出し端部補強工による鉄道振動への効果

5.3.1 検討概要

本節では、高架橋の張出し端部を補強する観点から、原ら²⁾により提案され実際に現場施工された地盤振動対策工の振動低減効果に対する列車走行速度の影響について、連成振動解析ならびに同解析結果により得られる地盤反力を用いた地盤振動解析により検討する。Fig.5-4 に本対策工の構造一般図を示す。また、解析においては、対策工有無と列車速度をパラメータとして実施した（Table 5-5）。なお、列車速度は前節と同様に、高速域での速度依存性を把握する基礎的な検討として、現行速度+15km/h、+30km/h を仮定する。

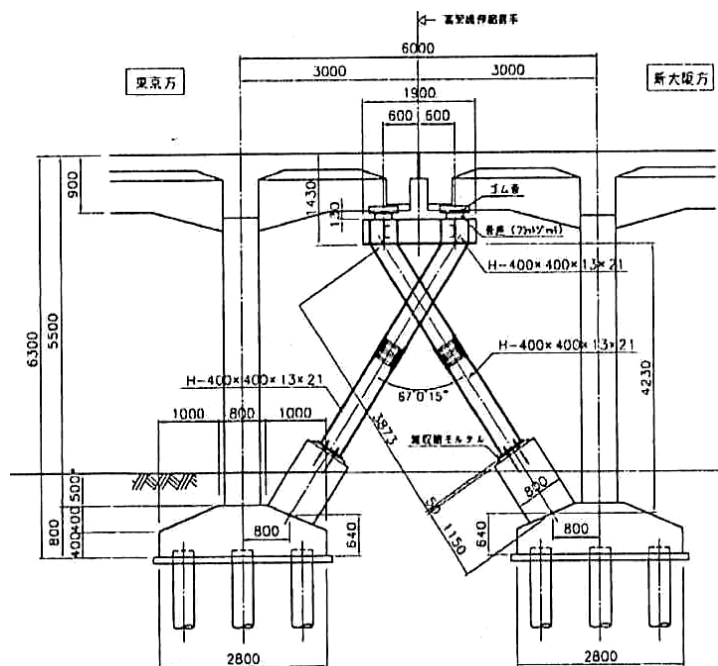


Fig.5-4 Outline of X-shape strut²⁾

Table 5-5 Analytical cases of with and w/o reinforcement

Case	Reinforcement	Train velocity	Remarks
Case-N00B	W/o reinforcement	Normal	Experimental condition
Case-R00B	With X-strut	Normal	Experimental condition
Case-N15B	W/o reinforcement	+15km/h	
Case-R15B	With X-strut	+15km/h	
Case-N30B	W/o reinforcement	+30km/h	
Case-R30B	With X-strut	+30km/h	

本事例の高架橋は、高架橋高さが 6.3m と短い点、地盤および基礎条件が異なる点以外は、概ね前章から検討してきた高架橋と同様な構造諸元である。そのため、高架橋モデルは、**4章**ならびに **5.2** での検討に用いた 3 ブロック高架橋モデル (**Fig.4-2**) に対し、柱部材長、柱下端の地盤ばねを変更して用いる。地盤ばねの値を **Table 5-6** に示す。また、対策工は、**Fig.5-4** よりモデル化し、3 ブロック高架橋モデルの中央ブロックと隣接ブロック間の張出し部に設ける。なお、本対策工では高架橋の張り出し部と補強工の接合条件は、水平方向フリーの沓が設けられており、補強工の沓部に二重節点を用いてモデル化している。

走行列車モデルは、前章からの検討と同様に、9自由度振動系を用い、基準とする走行速度を270km/hとしている。

高架橋の表層地盤は、0~4.6m、4.6~8.0m、8.0m 以降の深さで 3 層構造である。表層地盤の物性値を **Table 5-7** に示す。また、解析においては、地盤を **Fig.5-5** に示す薄層要素にモデル化する。フーチングと杭からなる基礎構造物は **Fig.5-6** に示すようにモデル化する。なお、○印の位置に、**4章**に記述した杭長 8.0m の Type1 の杭がある。

Table 5-6 Ground spring constant

	Longitudinal	Transverse
Vertical spring of pile top (kN/m)	9.25×10 ⁵	
Rotating spring of pile top (kN・m/rad)	5.88×10 ⁵	
Horizontal spring of footing (kN/m)	1.34×10 ⁴	
Horizontal spring of pile top (kN/m)	7.47×10 ⁴	

Table 5-7 Ground properties

Depth of stratum (m)	Unit weight γ (tf/m ³)	S-wave velocity Vs(m/s)	Dampng coefficient
0~4.6	1.7	115	0.05
4.6~8.0	1.7	183	0.05
8.0~	1.9	295	0.05

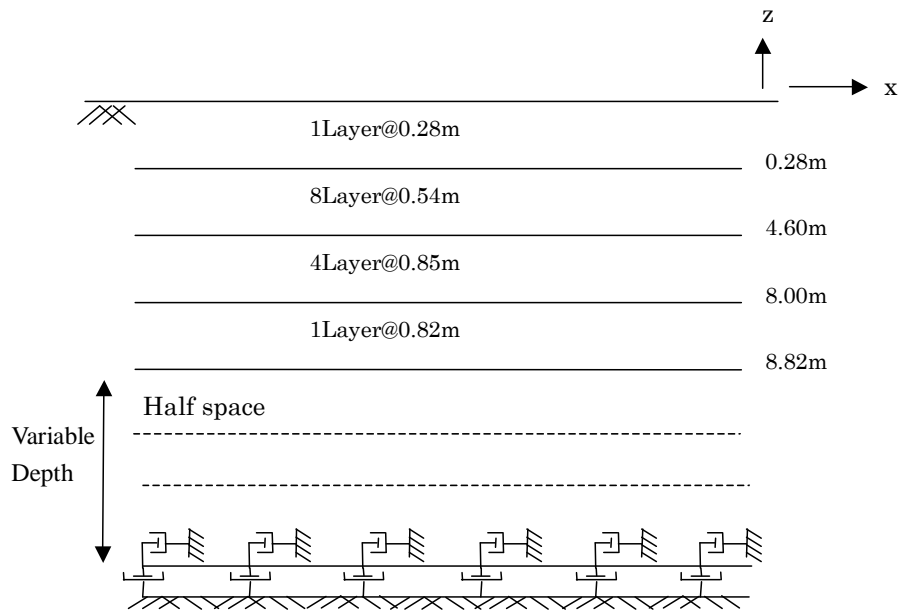


Fig.5-5 Profile of site model

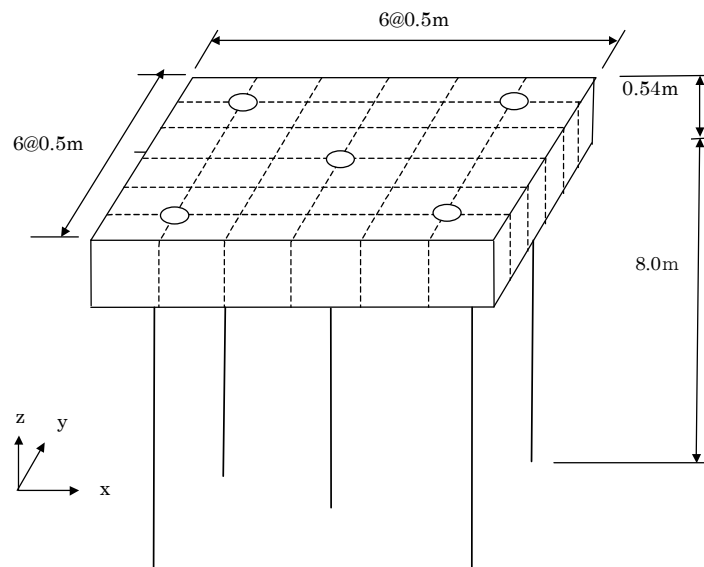


Fig.5-6 Structural model

5.3.2 解析検討モデルの検証

対策工の施工前後で実測された柱上の加速度波形および連成振動解析の結果 (Point-2) をFig.5-7に示す. また, 対策工の施工前後での地盤振動の実測値と解析値をFig.5-8に示す. 実測値と解析値を比較すると, 両者ともに補強により30%~50%程度の明確な振動低減効果が確認される. なお, 補強後の実測値では, マイナス側の応

答が小さい。これは対策工と高架橋張り出し部の接点である支承部において、上下方向に密着させ一体的挙動させる目的から、施工時に支承部でジャッキアップさせて固定する構造を採用している²⁾ことによる。

解析モデル化にあたっての条件設定において、必ずしも実橋の構造や振動測定時の実測条件などが適切に設定できていないと考えられるが、加速度応答波形に見る振動低減効果は、実測と解析で類似しており、本解析の妥当性が確認された。

以降、Table 5-5に示す各ケースについて比較検討する。

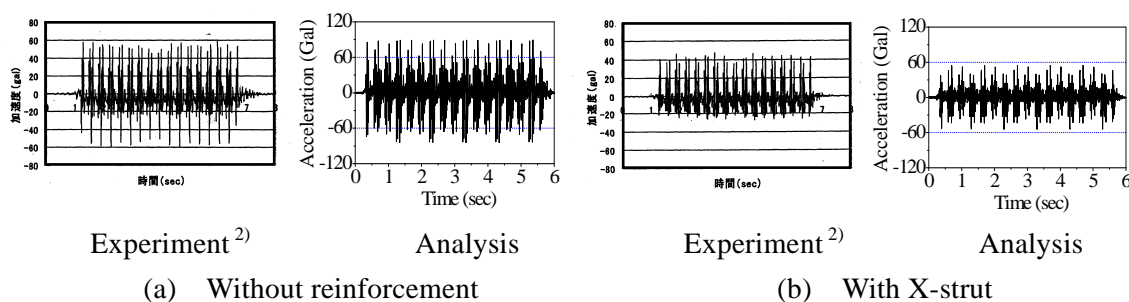


Fig.5-7 Comparison of acceleration responses (Point-2)

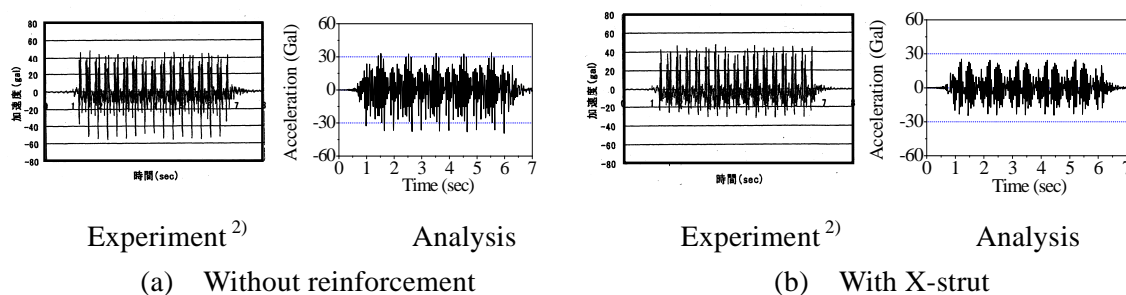


Fig.5-8 Comparison of site vibrations (Vicinity)

5.3.3 高架橋の振動特性への影響

解析で求められた各走行速度における高架橋の鉛直方向の加速度波形とフーリエスペクトルを Fig.5-9 に示す。また、それぞれの rms 値と最大値を Table 5-8 に示す。なお、Table 5-8 には、Case-N00B (補強無し : W/o reinforcement, 走行速度 : Normal) での rms 値および最大値に対する各 Case の値の割合を併記している。

以下、本手法による各解析ケースの結果を比較し、端部補強による高架橋の振動特性への影響ならびに列車速度の影響をみる。

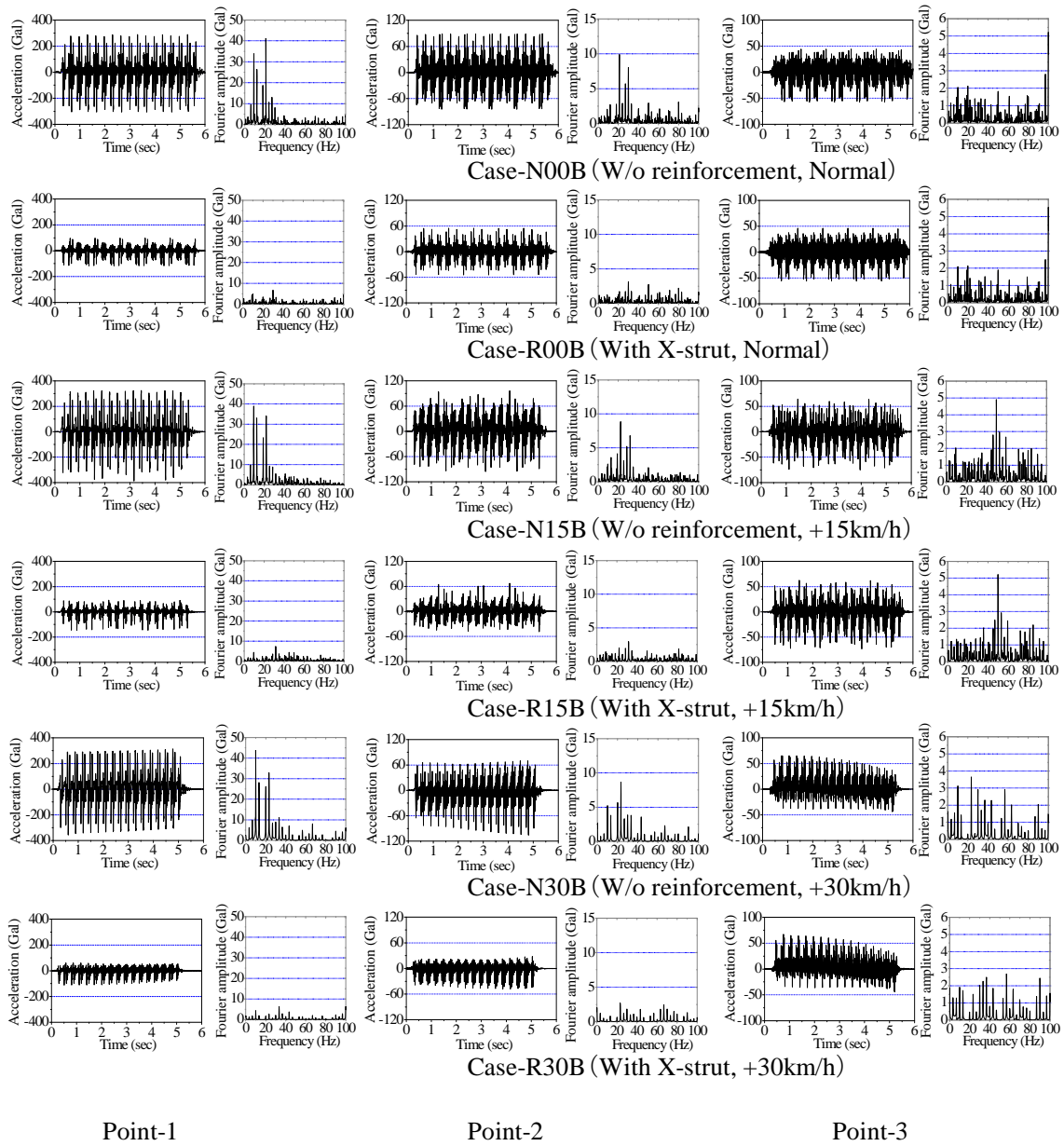


Fig.5-9 Accelerations of the bridge in vertical direction

Table 5-8 rms value and maximum acceleration of bridge in vertical direction

Case	rms value (Gal)			Max. accleration (Gal)		
	Point-1	Point-2	Point-3	Point-1	Point-2	Point-3
Case-N00B	111.15	28.66	15.86	296.82	86.69	50.79
Case-R00B	28.23	14.49	15.34	106.23	54.22	51.05
Case-N15B	118.67	27.44	18.37	355.31	95.64	69.53
Case-R15B	29.60	12.75	17.67	118.47	57.59	55.77
Case-N30B	126.73	26.28	16.22	333.70	87.39	54.48
Case-R30B	25.49	11.98	14.73	85.65	37.65	55.77

まず、Case-N00B, Case-R00B を比較する。張出し端部補強の狙いは隣接ブロック間の不連続性を緩和し、張出部での列車の乗り移りをスムーズにすることで、Point-1 の応答を低減することである。解析の結果も、その効果が得られており、Point-1 の応答加速度が大幅に低減されている。また、張出し部の応答が抑えられた結果、Point-2 においても応答が低減され、中央部の柱直上の Point-3 と同レベル以下に応答が抑制されている。周波数領域では、卓越周波数 (Point-1 では 10Hz, 20Hz 付近, Point-2 では 20Hz 付近) が極めて小さくなっており、この周波数成分の低減が振動特性改善につながることを示している。この傾向は、他の走行速度ケース (Case-N15B と Case-R15B, Case-N30B と Case-R30B) においても確認できる。

次に、同一構造条件で異なる走行速度を比較する (Case-N00B, N15B, N30B および Case-R00B, R15B, R30B)。速度の増加に伴い、特に応答の大きい Point-1 においては高架橋の加速度応答が増加する傾向が見られる。しかし、相対的に応答の小さい他の着目点では、速度の影響は小さい。この傾向は、軌道構造の高剛性化の場合と同様で、速度向上の影響は張出し端部 (Point-1) で顕著であると考えられる。

5.3.4 地盤振動への影響

連成振動解析により求められた地盤反力を加振力に用いて、地盤振動解析を実施する。ここで、加振力とする地盤反力の一例として着目位置 L-1, L-2, R-1 における補強前後の基準速度 (Case-N00B, R00B) の結果を Fig.5-10 に示す。

各ケースともに地盤反力の傾向は同様で、補強による地盤反力の低下が見られ、特に、L-1, R-1 といった端部柱での地盤反力の低下傾向に有意差が見られる。これは、本補強工は張出部の応答を抑えることを目的としたものであるためと考えられる。そのため、中間部柱 L-2 においては補強有無の有意差は見られない。その他の速度域のケースにおいても、補強有無の影響には同傾向が見られる。

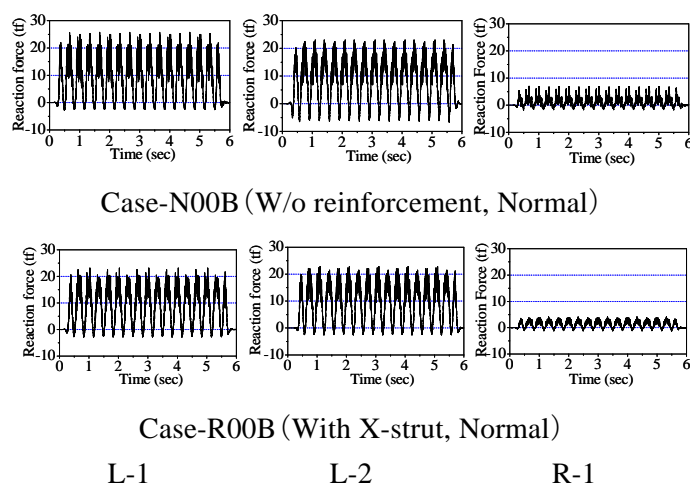


Fig.5-10 Dynamic reaction force in vertical direction

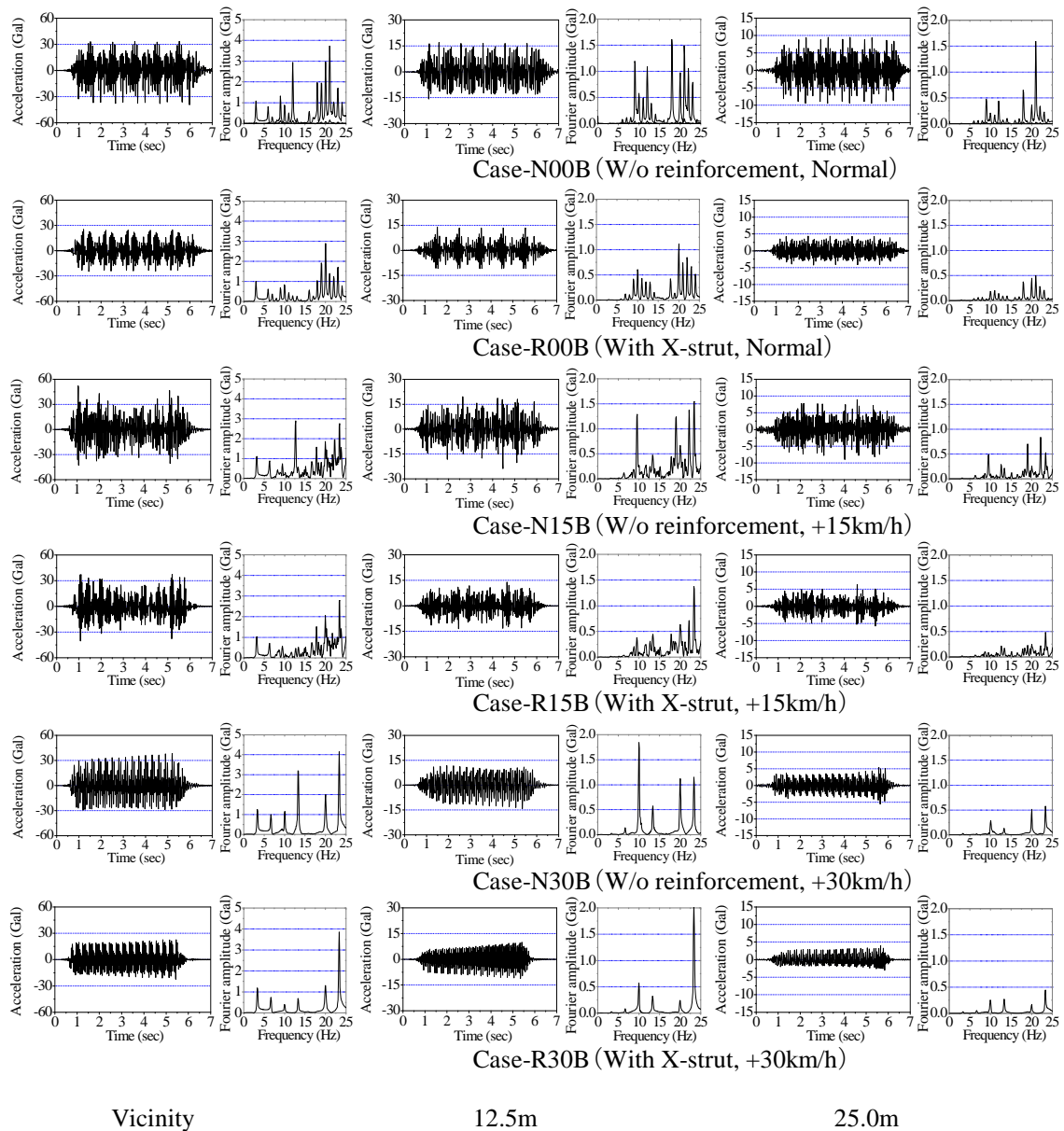


Fig.5-11 Site vibration in vertical direction

Table 5-9 rms value and maximum acceleration of site vibration in vertical direction

Case	rms value (Gal)			Max. accleration (Gal)		
	Vicinity	12.5m	25.0m	Vicinity	12.5m	25.0m
Case-N00B	13.22 1.00	6.16 1.00	3.40 1.00	36.42 1.00	16.32 1.00	9.48 1.00
Case-R00B	9.33 0.71	3.87 0.63	1.64 0.48	24.91 0.68	12.50 0.77	4.27 0.45
Case-N15B	13.57 1.03	6.17 1.00	2.75 0.81	47.43 1.30	21.69 1.33	8.98 0.95
Case-R15B	11.30 0.85	4.18 0.68	1.70 0.50	38.97 1.07	13.27 0.81	6.03 0.64
Case-N30B	12.71 0.96	4.96 0.81	1.64 0.48	33.93 0.93	13.01 0.80	5.54 0.58
Case-R30B	9.40 0.71	4.11 0.67	1.21 0.36	22.49 0.62	10.58 0.65	3.54 0.37

地盤振動解析は、4章での解析検討と同様の着目点 Vicinity（高架橋中心から 3.2m 地点）、12.5m 地点、25.0m 地点の 3 点の鉛直方向の地盤振動加速度に着目する。地盤振動解析による鉛直方向の加速度波形、フーリエスペクトルを Fig.5-11 に、その加速度応答の rms 値と最大値を Table 5-9 に示す。なお、Table 5-9 にも、Table 5-8 と同様割合を併記している。

高架橋の加速度応答の場合と同様に、地盤振動においても、各走行速度ケースともに、各観測点における振動低減効果が得られた。周波数領域では、補強工により 10Hz、20Hz 付近の卓越周波数が抑えられ、25.0m 地点において 50%程度まで地盤振動が低減されている。

今回検討した範囲の速度向上においては、本対策工により十分な鉄道振動の抑制効果が期待できると考えられる。

5.4 耐震強化対策による鉄道振動への効果

5.4.1 検討概要

耐震性能も橋梁振動問題の一つであり、本節では、これまで RC ラーメン高架橋において実施されてきた柱部材の鋼板巻き補強による耐震補強³⁾⁴⁾について、補強による柱部材剛性の向上をパラメータとして、高架橋の振動特性への影響および副次的効果として環境振動への影響について検討する。また、鋼板巻き補強は鉛直部材の剛性変化がパラメータとなることから、15DOF の車両モデルを用い、鉛直方向および水平方向の振動特性について検討する。鋼板巻きによる剛性向上については、既往の実験結果等を踏まえ、曲げ剛性 (EI)、ねじり剛性 (GK) の値を一律 150%に向上させた剛性マトリックスの値を用いる。なお、鋼板巻き補強により厳密には柱断面は増加することになるが、既存柱部材と補強鋼板および充填モルタルの付着等、厳密には一体性が確保されていないことが懸念されるため、伸び剛性 (EA) は変化させていない。

5.4.2 鋼板巻き補強による振動特性への影響

(1) 高架橋の振動特性への影響

解析で求められた各走行速度における高架橋の鉛直方向の加速度波形とフーリエスペクトルを Fig.5-12 に、その加速度応答の rms 値と最大値を Table 5-10 に示す。また、水平方向の加速度波形とフーリエスペクトルを Fig.5-13 に、その加速度応答の rms 値と最大値を Table 5-11 に示す。なお、Table 5-10、Table 5-11 ともに、無補強での rms 値および最大値に対する鋼板巻き補強の値の割合を併記している。

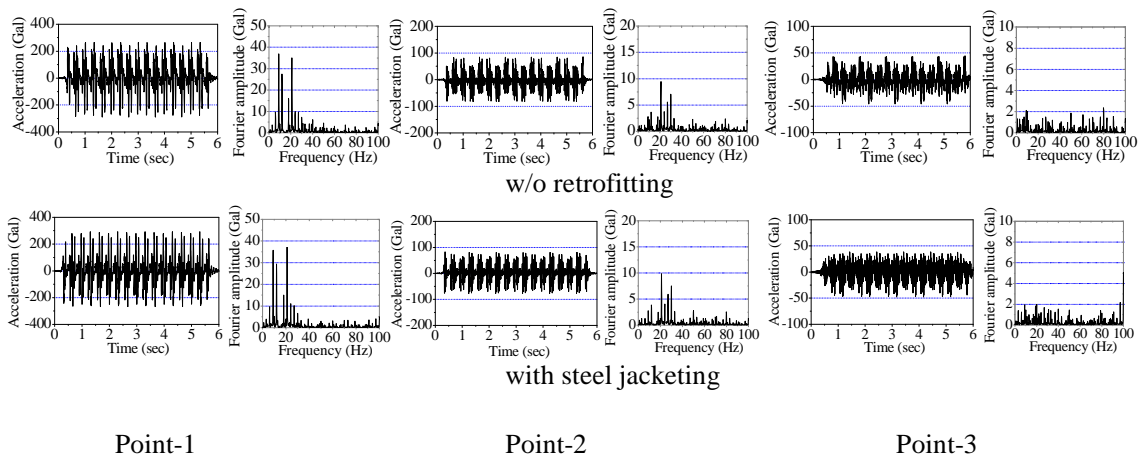


Fig.5-12 Accelerations of the bridge in vertical direction

Table 5-10 rms value and maximum acceleration of bridge in vertical direction

Case	rms value (Gal)			Max. accleeration (Gal)		
	Point-1	Point-2	Point-3	Point-1	Point-2	Point-3
w/o retrofitting	107.04 1.00	26.91 1.00	14.81 1.00	275.32 1.00	76.85 1.00	40.70 1.00
with steel jacketing	108.41 1.01	28.24 1.05	14.87 1.00	279.50 1.02	79.85 1.04	42.85 1.05

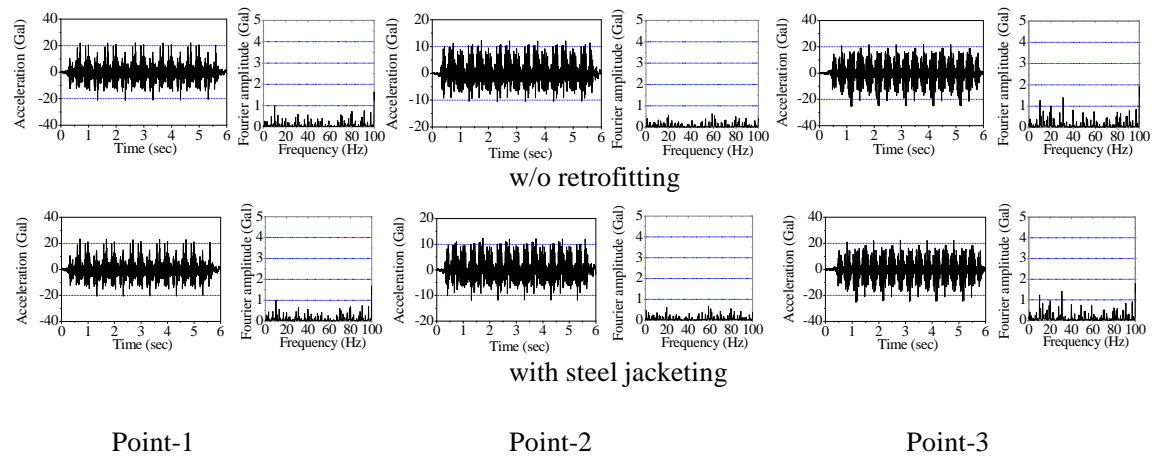


Fig.5-13 Accelerations of the bridge in horizontal direction

Table 5-11 rms value and maximum acceleration of bridge in horizontal direction

Case	rms value (Gal)			Max. accleeration (Gal)		
	Point-1	Point-2	Point-3	Point-1	Point-2	Point-3
w/o retrofitting	5.35 1.00	3.55 1.00	6.85 1.00	21.62 1.00	11.37 1.00	23.54 1.00
with steel jacketing	5.46 1.02	3.67 1.03	6.75 0.99	21.96 1.02	12.21 1.07	23.76 1.01

はじめに、鉛直方向について比較する。鋼板巻き補強による柱部材の剛性向上により、加速度応答が若干であるが増加しており、rms 値で数%の増加である。周波数領域では、10Hz 付近の卓越周波数にはほとんど影響ないが、20Hz 付近の増加が見られる。4.3 での柱部材の剛性低下においては加速度応答が若干減少する結果が得られたが、本解析結果は逆の部材条件であり、整合する結果である。

次に、水平方向について比較するが、水平方向においても、概ね鉛直方向と同傾向であり、若干の加速度応答の増加が確認できる。この結果も、前述の鉛直方向と同じく、剛性低下により加速度応答が減少する結果と整合するものである。

(2) 地盤振動への影響

地盤振動解析は、これまでと同様に着目点 Vicinity（高架橋中心から 3.2m 地点）、12.5m 地点、25.0m 地点の 3 点の鉛直方向の地盤振動加速度に着目する。地盤振動解析による鉛直方向の加速度波形、フーリエスペクトルを Fig.5-14 に、その加速度応答の rms 値と最大値を Table 5-12 に示す。また、水平方向の加速度波形とフーリエスペクトルを Fig.5-15 に、その加速度応答の rms 値と最大値を Table 5-13 に示す。なお、Table 5-12、Table 5-13 においても、無補強での rms 値および最大値に対する鋼板巻き補強の値の割合を併記している。

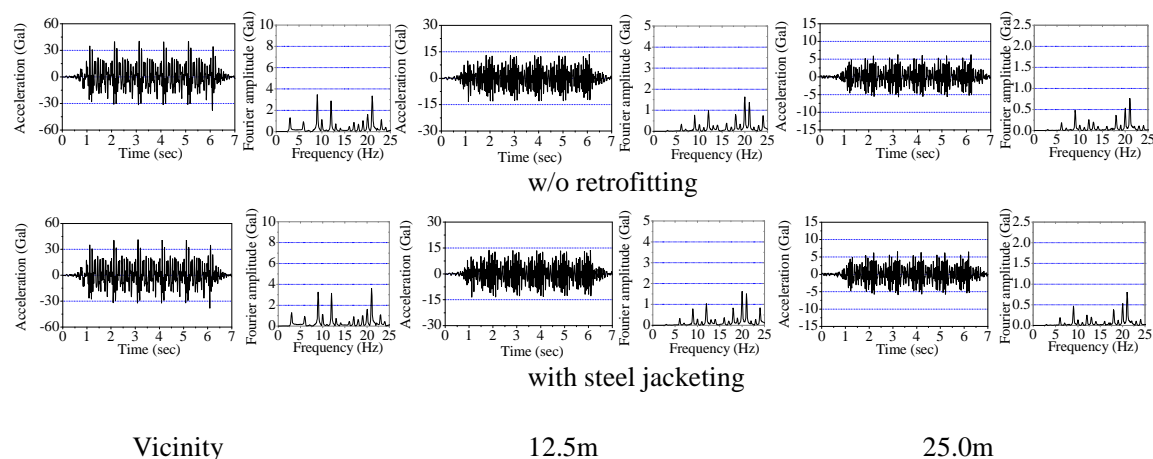


Fig.5-14 Site vibration in vertical direction

Table 5-12 rms value and maximum acceleration of site vibration in vertical direction

Case	rms value (Gal)			Max. acceleration (Gal)		
	Point-1	Point-2	Point-3	Point-1	Point-2	Point-3
w/o retrofitting	12.26	5.27	2.20	35.85	13.13	5.96
with steel jacketing	12.45	5.48	2.26	36.70	13.58	6.20

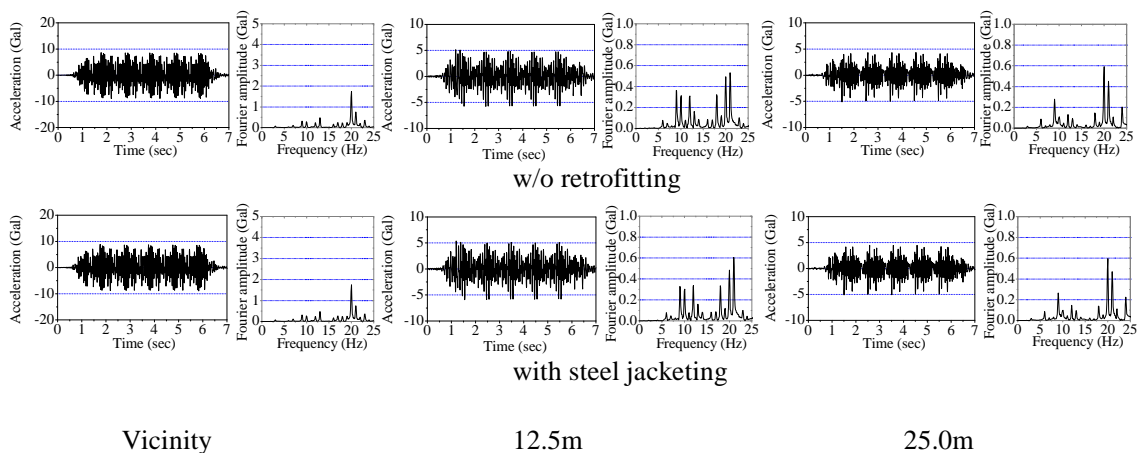


Fig.5-15 Site vibration in horizontal direction

Table 5-13 rms value and maximum acceleration of site vibration in horizontal direction

Case	rms value (Gal)			Max. acceleration (Gal)		
	Point-1	Point-2	Point-3	Point-1	Point-2	Point-3
w/o retrofitting	4.03	2.03	1.66	8.79	5.44	4.72
with steel jacketing	4.00	2.09	1.68	8.90	5.64	4.78

鉛直方向の地盤振動加速度では，鋼板巻き補強による柱部材の剛性向上により，地盤振動が増加する傾向（あるいは，健全度低下により柱部材剛性が低下した場合に，加速度応答，地盤振動が減少する傾向）のメカニズムを検討するため，代表的な標準設計高架橋（E-N06-1：高架橋高さ7mモデル）をモデル化し，柱部材の鋼板巻き補強をパラメータとして，静的な挙動を分析・検討する。

解析に用いるモデルの概要を Fig.5-16 に示す。解析モデルは，立体 FEM モデルとし，基礎は直接基礎（N=30 相当）として，柱下端に地盤ばねで表現する。スラブはシェル要素，柱および梁ははり要素でモデル化する。また，高架橋の張出し端部はフリーである。

5.4.3 柱部材剛性変化による高架橋の振動特性への影響検討

鉛直方向の地盤振動加速度では，鋼板巻き補強による柱部材の剛性向上により，地盤振動が増加する傾向（あるいは，健全度低下により柱部材剛性が低下した場合に，加速度応答，地盤振動が減少する傾向）のメカニズムを検討するため，代表的な標準設計高架橋（E-N06-1：高架橋高さ7mモデル）をモデル化し，柱部材の鋼板巻き補強をパラメータとして，静的な挙動を分析・検討する。

解析に用いるモデルの概要を Fig.5-16 に示す。解析モデルは，立体 FEM モデルとし，基礎は直接基礎（N=30 相当）として，柱下端に地盤ばねで表現する。スラブはシェル要素，柱および梁ははり要素でモデル化する。また，高架橋の張出し端部はフリーである。

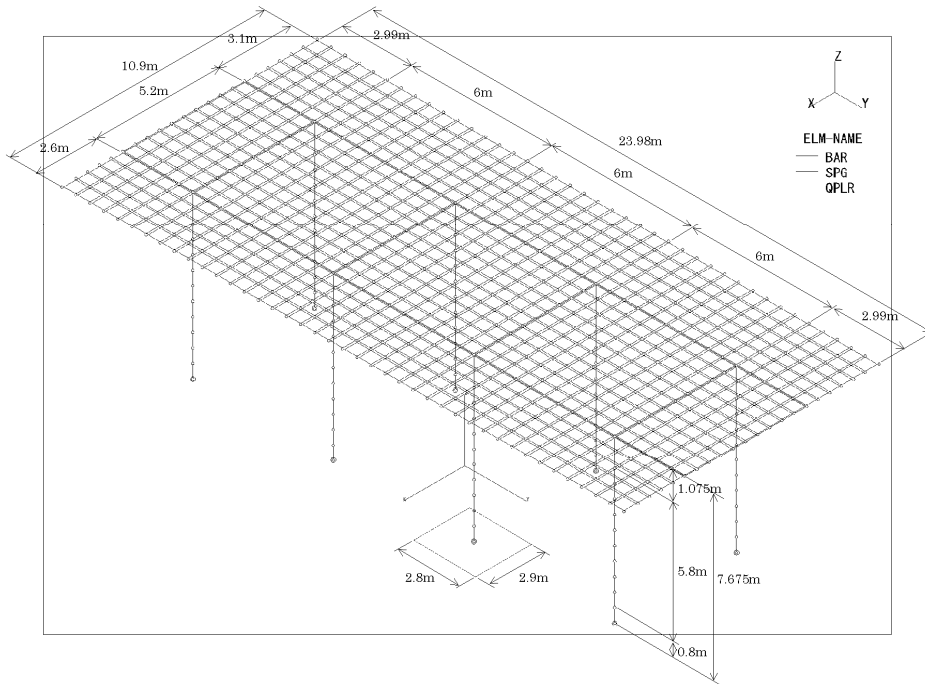
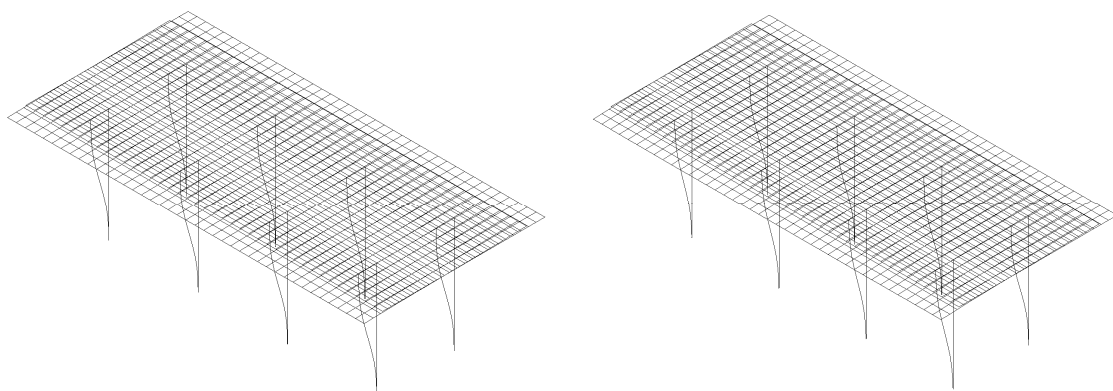


Fig.5-16 Outline of analytical model of viaduct (E-N06-1)

(1) 固有値解析結果

解析モデルの固有値解析結果を **Fig.5-17** に示す。 **Fig.5-17** は高架橋の橋軸直角方向の全体系 1 次モードに相当する振動モード，固有振動数を，無補強および鋼板巻き補強について，それぞれ示している。無補強では，固有振動数が 2.16Hz であり， **2 章** で比較した既往の衝撃振動試験結果における E-N06-1 : 7m タイプの概ね平均的な固有振動数を示しており，解析モデルの妥当性が確認できる。また，鋼板巻き補強では，2.56Hz であり，柱部材の鋼板巻き補強による固有振動数の増加が確認できる。



(a) W/o retrofitting : 2.16Hz

(b) With steel jacking : 2.56Hz

Fig.5-17 Comparison of natural mode shape and natural frequency (2nd mode)

(2) 静的解析(影響線解析)による振動特性への影響検討

影響線解析に相当する解析として、Fig.5-18 図に示す s1～s9 の各点に単位荷重(1kN)を1箇所ずつ静的に載荷し、変形モードを確認する。解析結果の橋軸直角方向および橋軸方向の変形モード図をそれぞれ Fig.5-19, Fig.5-20 に示す。なお、高架橋は橋軸方向に対称な構造であることから、載荷点 s1～s5 の各点での変形モード図を重ねて示す(s6～s9 は、s4～s1 の変形モード図と等価である.)。

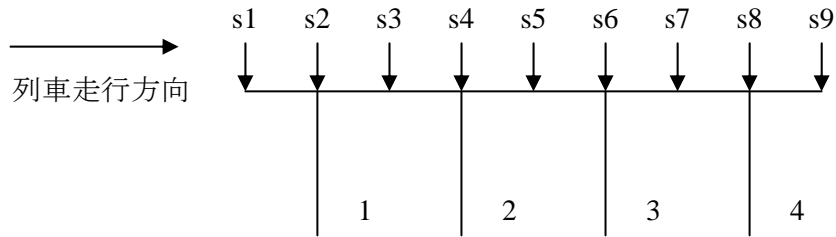
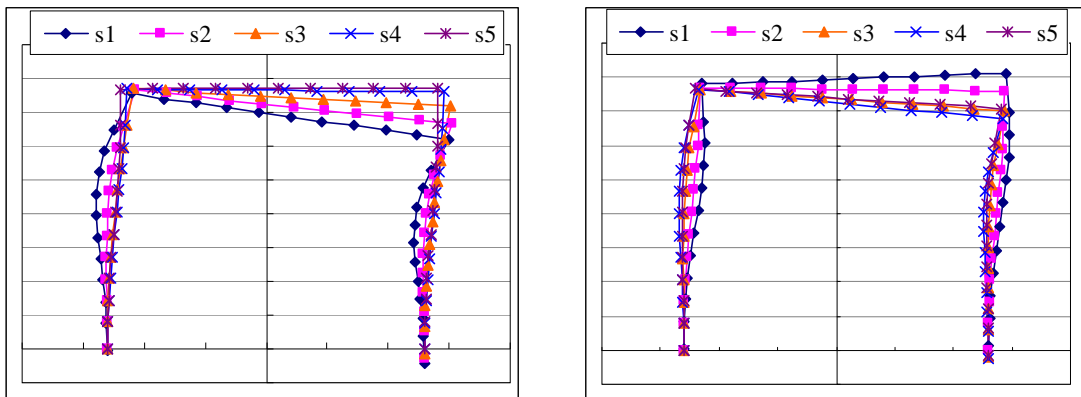
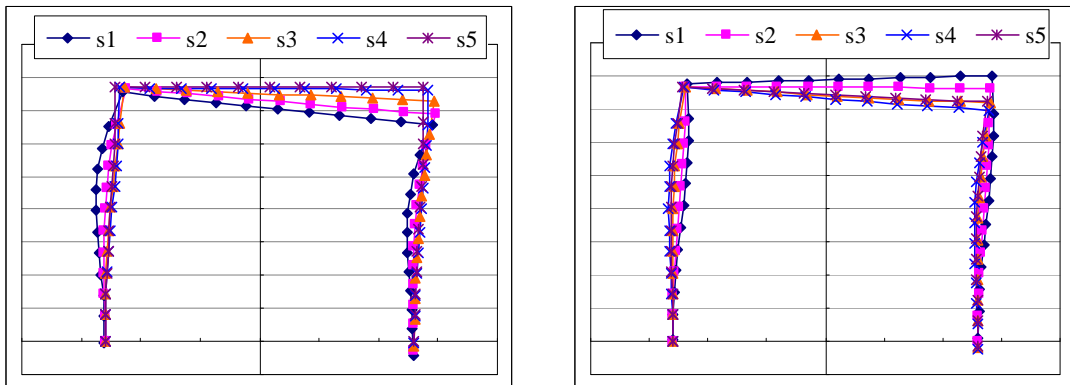


Fig.5-18 Loading points



(a) W/o retrofitting

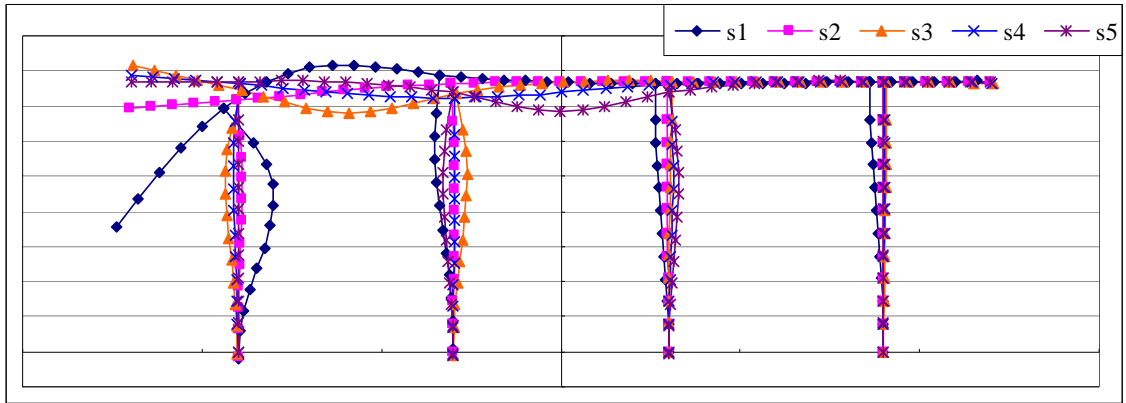


(b) With steel jacking

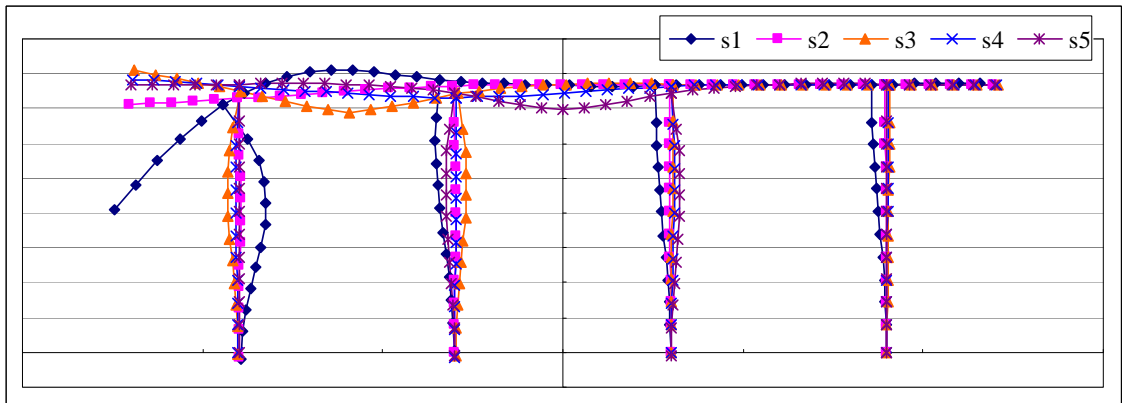
1st frame in transverse direction

2nd frame in transverse direction

Fig.5-19 Comparison of deformation in transverse direction



(a) W/o retrofitting



(b) With steel jacking

Fig.5-20 Comparison of deformation in longitudinal direction

はじめに、橋軸直角方向について比較する。鋼板巻き補強による曲げ剛性の向上により、端部第1フレーム、中間部第2フレームともに、柱の曲げ変形量が小さくなり、それに伴い、柱上端位置の鉛直方向の変位量が小さくなっている。また、この傾向は荷重点 s1 時が最も大きい。

次に、橋軸方向について比較する。橋軸方向についても同様に鋼板巻き補強により、柱（特に、端部第1柱）の変形量が小さくなっている。また、梁部材上に荷重点がある場合に顕著であるが、梁部材の鉛直方向の変形量も小さくなっている。

鋼板巻き補強により単位荷重に対する部材の変形量が小さくなることから、RC ラーメン高架橋全体系として変形し難いこととなり、結果として、列車走行時の加速度応答が大きくなると考えられる。

5.5 まとめ

走行列車と鉄道高架橋の連成振動解析と同解析結果を用いた地盤振動解析の手法により、今後の構造物の機能向上（速度向上や対策工等）による構造物の振動特性や沿線地盤振動への影響・効果について解析的検討を実施し、以下の知見を得た。

- (1) 軌道構造の高剛性化により、高架橋の振動加速度の大きい Point-1,2 の加速度応答が約 10% 低減され、周波数領域において卓越周波数 20Hz 付近の低減効果が見られる。このことから、軌道構造の高剛性化の導入といった高架橋本体に比べて僅かな重量、剛性増加で、高架橋の加速度応答が大きい部位については、10% 程度の低減効果が期待できると考えられる。
- (2) 軌道構造の高剛性化により、25.0m 地点で約 15% の地盤振動の低減が見られ、12.5m 地点でも 10% 以上の地盤振動の低減が見られることから、高剛性化の導入を実施した場合、地盤振動の低減効果がある程度期待できる。また、水平部材の一部とも考えられる軌道構造の剛性をわずかに増加させることで、振動特性の改善効果が得られることから、健全度向上を目的とした梁部材の剛性向上を実施すれば、鉄道振動の低減効果が期待できると考えられる。
- (3) 列車走行速度の影響としては、高架橋の振動加速度が大きい Point-1（張出し部）での加速度応答や、振動源に近い柱直下（Vicinity）、12.5m での地盤振動が、速度増加に伴い大きくなるが、他の着目点においては、検討範囲での速度増加の影響は小さい。また、軌道構造の高剛性化により、+15km/h までの速度向上においては、高架橋の加速度応答、12.5m、25.0m 地点での地盤振動加速度が概ね現状以下であり、軌道構造の高剛性化により、地盤振動にほとんど影響を与えないこと、列車の走行速度を向上させることができることを示唆している。
- (4) 張出し端部補強工について同解析検討を実施し、高架橋の振動特性が改善されることで、周辺への地盤振動低減効果を確認した。高架橋の張出し端部の振動を低減させる対策が有効であり、周波数領域において、補強工により、10Hz、20Hz 付近の卓越周波数が抑えられ、25.0m 地点において 50% 程度まで地盤振動が低減されることを示した。また、今回検討した範囲の速度向上においては、本対策工により十分な鉄道振動の抑制効果が期待できると考えられる。
- (5) 鋼板巻き補強による柱部材の曲げ剛性向上により、高架橋の加速度応答、地盤振動が鉛直方向、水平方向ともに若干増加する。このことは、柱部材剛性が低下した場合に加速度応答、地盤振動が減少した結果と整合する。なお、加速度応答、地盤振動の増加傾向は僅かであり、現在、耐震性能向上の観点から東海道新幹線の RC ラーメン高架橋の過半数以上に実施が計画されている柱部材の鋼板巻き補強が環境振動へ悪影響を与えないことを確認した。
- (6) また、このメカニズムを分析するため、影響線解析を実施した結果、鋼板巻き補強により単位荷重に対する部材の変形量が小さくなることを確認した。これにより、RC ラーメン高架橋全体系として変形し難くなって、列車走行時の加速度応答

が大きくなり、鉛直方向、水平方向ともに加速度応答が大きくなると考えられる。
このことは、柱部材剛性が低下した場合には逆の効果をなすと推察され、柱部材の剛性低下により加速度応答が小さくなるものと考えられる。

《第5章 参考文献》

- 1) 久保 晋, 兎本彰和 : 東海道新幹線の材料更新について, 鉄道線路 Vol.30, No.5, pp.19-26, 1982.5.
- 2) 原 恒雄, 吉岡 修, 神田 仁, 舟橋秀麿, 根岸 裕, 藤野陽三, 吉田一博 : 新幹線走行に伴う沿線地盤振動低減のための高架橋補強工の開発, 土木学会論文集, No.766/I-68, pp.325-338, 2004.7.
- 3) M.J.N.Priestley, F.Seible, G.M.Calvi. : Seismic Design and Retrofit of Bridges. , John Wiley & Sons, Inc., 1998.
- 4) 鉄道総合技術研究所 : 既存鉄道コンクリート高架橋柱等の耐震補強設計・施工指針 [鋼板巻立て補強編], 1999.7.

第 6 章 鉄道高架橋の健全度評価手法の提案

6.1 はじめに

本章では、新たな健全度指標として鉄道振動に着目し、高架橋の健全度と鉄道振動についての 3 章から 5 章の検討を踏まえ、鉄道高架橋の健全度評価手法をとりまとめて提案する。現状実施している目視を主体とした全般検査を補完し、より効率的かつ適切な維持管理に資するための一次診断手法として鉄道振動を活用する方法を提案する。

また、具体的な事例評価として、鉄道振動が大きい高架橋箇所として衝撃振動試験による健全度評価を実施した H 高架橋に対して、梁部材の詳細検査を実施し、衝撃振動試験結果等を補完する本提案手法の有効性を示す。

6.2 鉄道振動に着目した鉄道高架橋の健全度評価手法の検討

6.2.1 健全度と鉄道振動(振動レベル:VL)

4 章、5 章での検討では、高架橋の健全度（部材剛性変化、地盤ばね変化等）が及ぼす鉄道振動への影響を評価検討する上で、加速度応答を中心に論じてきた。一方、3 章で示したように、列車走行時の振動については、環境振動の観点から、その基準値に対応して、振動加速度レベル (VAL) に、人体感覚補正のフィルタ処理を行った振動レベル (VL) が測定され、その最大値による評価がなされている^{1),2)}。また、そのための振動測定の各種機器についても、振動加速度レベルあるいは振動レベルを測定結果として示す振動レベル計が用いられるのが一般的である。

そこで、4 章で解析検討した地盤振動解析結果について、Eq.(3.1)、(3.2)により、振動加速度レベル (VAL)、振動レベル (VL) を算出し、環境振動の観点から測定・蓄積された既往の鉄道振動データ（振動レベル: VL）の有効活用も視野に入れ、鉄道振動（沿線地盤振動）の振動レベル (VL) による健全度評価を検討する。

Table 6-1 に鉛直方向の振動レベルを、Table 6-2 に水平方向の振動レベルをそれぞれ示す。また、各表における振動レベルについて、部材剛性変化や地盤ばね変化等の健全度の変化による結果と剛性低下のない (100%) の結果との差分 (ΔVL) をとり比較したものを Fig.6-1～Fig.6-4 に示す。Fig.6-1 は高架橋本体上部工の部材剛性変化（柱部材、梁部材剛性変化）の鉛直方向の比較、Fig.6-2 は同、水平方向の比較、Fig.6-3 は杭剛性（地盤ばね定数）変化等の鉛直方向の比較、Fig.6-4 は同、水平方向の比較をそれぞれ示す。

Table 6-1 Vibration levels in vertical direction

Case	VAL(dB)			VL(dB)		
	Vicinity	12.5m	25.0m	Vicinity	12.5m	25.0m
100%	86.24	79.41	73.04	82.09	73.91	68.40
Column70%	86.09	79.12	72.82	82.01	73.67	68.23
Column40%	85.71	78.53	72.74	82.05	73.45	68.45
Beam70%	86.72	79.52	73.79	83.28	74.71	69.52
Beam40%	88.39	84.90	75.33	85.51	80.37	70.35
Pile70%	86.27	79.46	73.07	82.08	73.92	68.45
Pile40%	86.42	79.88	73.47	82.30	74.14	68.68
All ground spring25%	87.10	79.16	72.40	83.56	73.39	68.57
Short length pile	86.75	79.46	73.51	84.34	75.11	70.15

Table 6-2 Vibration levels in horizontal direction

Case	VAL(dB)			VL(dB)		
	Vicinity	12.5m	25.0m	Vicinity	12.5m	25.0m
100%	73.41	67.58	65.76	57.81	54.14	51.37
Column70%	73.37	67.32	65.61	57.77	54.13	51.37
Column40%	73.21	66.88	65.69	57.63	54.04	51.60
Beam70%	73.78	68.21	66.20	58.52	55.32	52.09
Pile40%	75.19	67.77	66.84	59.52	54.83	52.52
All ground spring25%	76.90	67.59	66.55	61.57	55.97	53.98
Short length pile	73.44	68.06	65.64	58.13	55.77	52.44

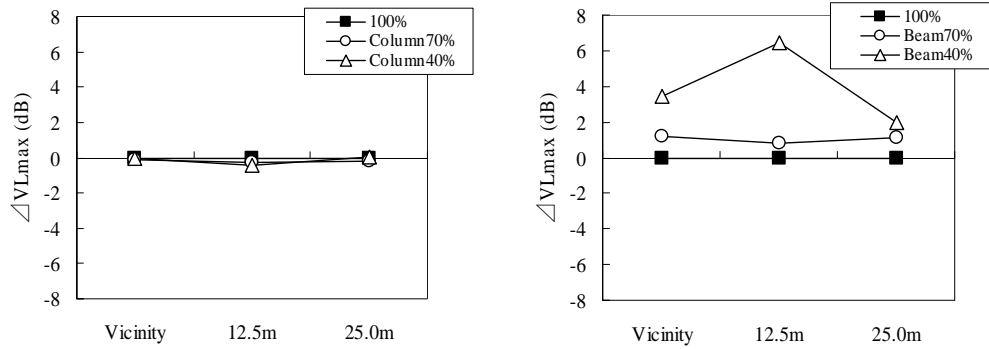


Fig.6-1 Difference of VL in vertical direction (parameter of structure soundness)

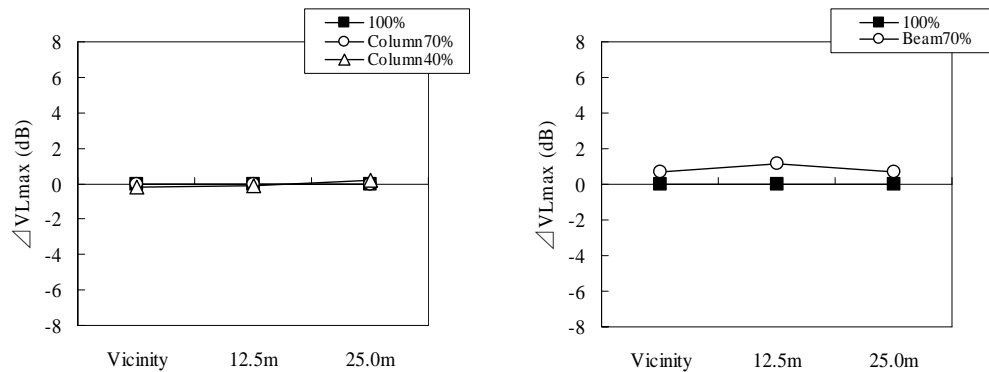


Fig.6-2 Difference of VL in horizontal direction (parameter of structure soundness)

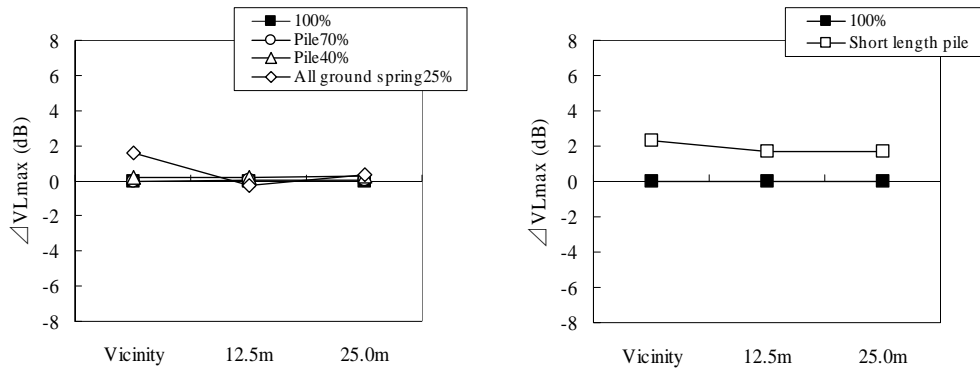


Fig.6-3 Difference of VL in vertical direction (parameter of foundation soundness)

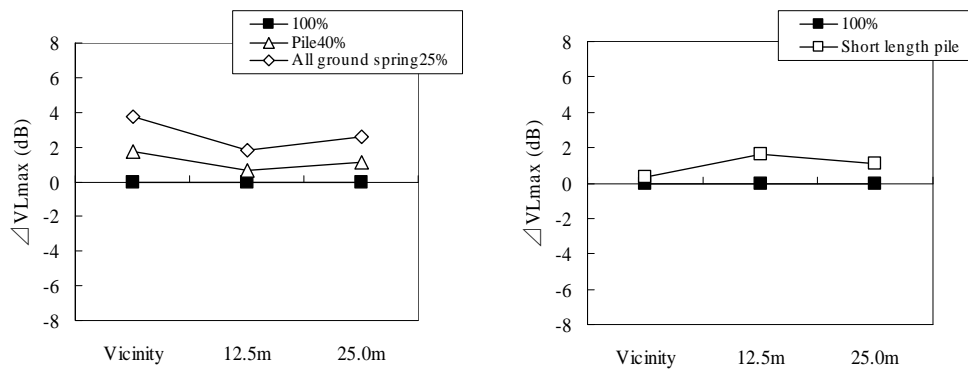


Fig.6-4 Difference of VL in horizontal direction (parameter of foundation soundness)

はじめに、高架橋本体上部工の部材剛性低下による地盤振動レベルへの影響について見る。柱部材の剛性低下による振動レベルへの影響としては、鉛直方向、水平方向ともに顕著ではない。一方、梁部材の剛性低下による地盤振動レベルへの影響は、鉛直方向の振動レベルに顕著に現れており、着目点によりその差異が異なるが、梁剛性70%で1dB以上、剛性40%で2dB以上の振動レベルの増加が各着目点にある。また、水平方向にも梁部材剛性低下による振動レベル差異が見られ、鉛直方向の地盤反力の顕著な増加（鉛直方向の地盤加振力の増加）による水平方向の地盤振動への影響が見られる。振動レベル差異の値については、地盤条件（含、基礎形式）によっては着目点毎の影響の度合いや差異の強弱があると推察される。しかしながら、鉛直方向の地盤振動レベルにおいて数dB～5dB以上の差異が見られる場合には、「梁部材の剛性低下の可能性あり」として、詳細検査対象箇所を絞り込むことができると考えられる。すなわち、鉄道振動に着目した地盤振動レベルによる健全度一次診断が可能であるといえる。なお、地盤振動レベルに柱部材の剛性低下の影響が現れ難いため、振動レベルの差異にかかわらず、現状実施している衝撃振動試験等による健全度診断は実施する必要がある。

次に、基礎部の健全度低下（杭剛性や地盤ばね等の変化）による地盤振動レベルへの影響について見る。杭剛性の低下（杭剛性40%、地盤ばね25%）による振動レベル

への影響は、地盤ばね定数の極端な低下ケースである地盤ばね 25%における柱直下 (Vicinity) を除き、鉛直方向の振動レベルに顕著な差異は見られない。一方、水平方向の振動レベルには地盤ばね定数の低下の影響が有意な差異として見られる。このことから、一般の環境振動測定では測定しないものの、水平方向の振動レベルに数 dB の差異がみられる場合には、基礎の変状 (地盤ばね定数の低下) に着目し、詳細検査箇所として抽出できるものと考えられる。また、中間支持杭の状態を想定したケースでは、鉛直方向の振動レベルに 2dB 以上の差異が各着目点ともに現れている。なお、この場合、水平方向にも若干の差異が見られる。

以上を総括すると、建設地点が近接 (すなわち地盤条件が類似) かつ構造形式 (標準設計タイプ等) が同一の高架橋において、鉛直方向の振動レベル (VL) に数 dB 以上の差異が見られる場合や、同一高架橋における過去の測定結果に比べて、同じく差が見られる場合には、梁部材の剛性低下 (健全度低下) や杭基礎が中間支持状態の可能性があると診断できる。これにより、鉄道振動に着目した鉛直方向の振動レベルの差異 (特異な値) による構造物の健全度一次診断が実施でき、多くの既存高架橋の中から、詳細検査を実施すべき検査対象および検査着目部位の絞り込み (フィルタリング) が可能である。

また、構造物の全般検査として実施される一般の目視検査や衝撃振動試験による高架橋の橋軸直角方向の固有振動数測定からの健全度評価では健全度低下が明確にとらえきれない梁部材の健全度低下の可能性を把握でき、従来の構造物検査を補完できるものとする。

一般に環境振動として測定・評価される鉄道振動は、鉛直方向の振動レベルが用いられることから、提案する鉄道振動に着目した健全度評価においては、鉛直方向の振動レベルでの比較を中心に考えるが、振動測定に用いられる振動計 (振動レベル計) は、3 成分測定が可能であるものが大半であり、かつ測定も容易なため、健全度の一次診断として改めて振動測定を実施する場合は、鉛直方向だけでなく、水平方向の振動レベルについても確認することが望ましい。水平方向の振動測定により、杭剛性 (地盤ばね定数) 低下の可能性を捉えることができ、維持管理上有益である。

6.2.2 鉄道振動に着目した維持管理手法

前節での振動レベルによる比較検討を踏まえ、鉄道振動に着目した健全度一次診断を取り入れた維持管理フローを提案する。提案する維持管理フローを **Fig.6-5** に示す。なお、同フローの左側の枠内に示すフローが一般的な鉄道構造物の維持管理フロー³⁾ である。

地盤振動レベル (鉛直方向主体) による健全度評価は、従来の構造物の全般検査に付随して、個別詳細検査を実施する高架橋ならびに着目箇所の抽出手法として位置付ける。振動レベルの比較は、前回測定結果との比較あるいは近傍測定結果との比較に

より、鉄道振動の異常値（特異値）を把握する。この一次診断により振動レベルの差異が大きい場合は、梁部材の詳細検査、基礎部の詳細検査を実施する。一方、前節で述べたとおり、柱部材の詳細検査（衝撃振動試験）については、振動レベルによる一時抽出が難しいため、結果によらず実施するのが望ましい。なお、振動レベルが大きく、梁や基礎に変状が想定される高架橋においては、柱部材においても健全度低下の可能性が高いと想定して詳細検査を実施することが維持管理上適切であると考えられる。また、基礎部の詳細検査に先立ち、水平方向の地盤振動レベルにも着目することが維持管理上有益である。

各部の詳細検査は、詳細目視検査や各種提案されている既往の振動モニタリング手法⁴⁾による。これらの結果を総合的に判断し、適切な措置を講じるとともに、措置を含めた検査記録を整備する。

また、措置における対策手法としては、部位別に次のような手法が有効であると考えられる。柱部材の剛性低下に対しては鋼板巻き補強、梁部材の剛性低下に対しては鋼板接着工法が有効である⁵⁾。また、これらの対策工は、コンクリート表面を鋼板で覆うことになるため、中性化などにも効果が期待できると考えられる。また、基礎に関しては、増し杭、増しフーチングなど⁵⁾による支持力の増強が有効であると考えられる。

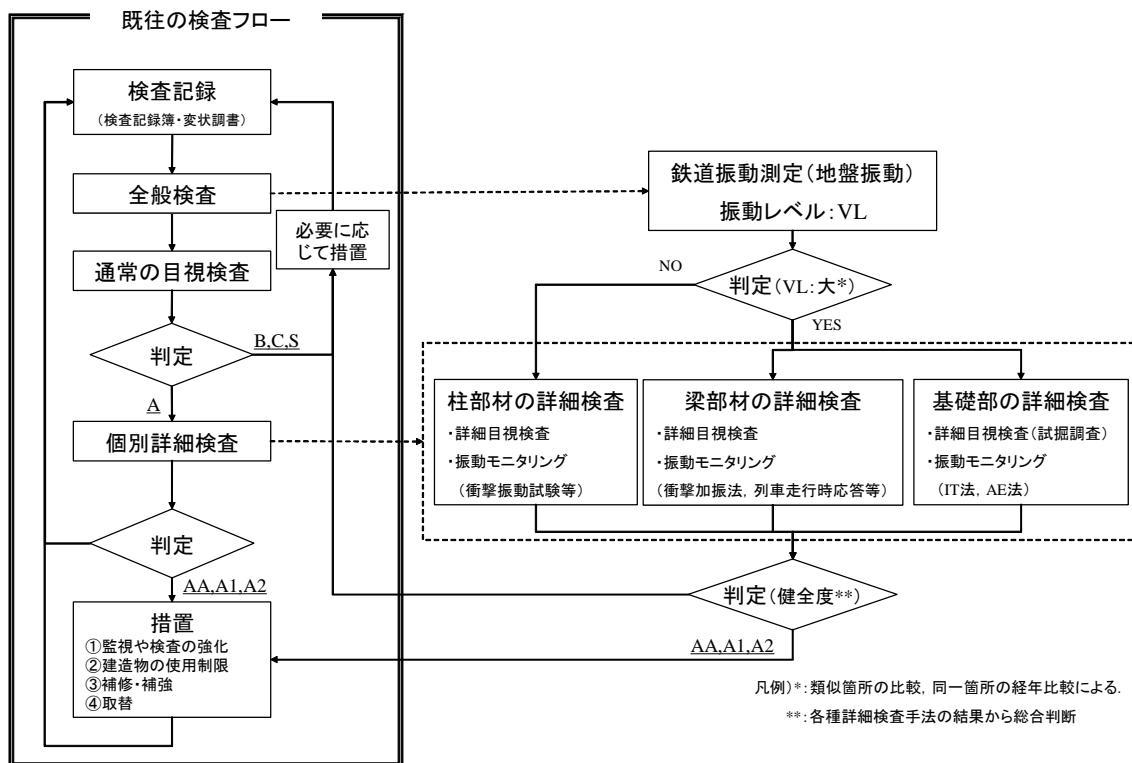


Fig.6-5 Proposed maintenance flow

6.3 鉄道高架橋の梁部材に着目した詳細検査

6.3.1 検討概要

6.2 において、鉄道振動が大きい鉄道高架橋箇所においては、梁部材の健全度低下を想定して詳細な検査をすることを提案した。そこで、3.3 にて一般的な高架橋区間の平均的な振動レベルに比べ大きな振動レベルが測定され、衝撃振動試験結果による柱部材を主体とした健全度評価ではひび割れ等の損傷確認が困難であったH高架橋を対象に、梁部材（縦梁部材）について近接目視検査等による詳細検査を実施し、健全度を把握する。

調査項目は、列車のない状態における静的なひび割れ幅、列車走行時の動的なひび割れ振幅、ひび割れ深さである。

(1) 静的ひび割れ幅測定

列車走行のない状態における静的なひび割れ幅をクラックゲージ、マイクロスコープ等により測定し、梁部材毎にひび割れ展開図を作成する。ひび割れ幅の測定は、1つのひび割れに対し、ひび割れの中央付近、内側（高架橋中央スラブ側）、外側（高架橋張出しスラブ側）の3箇所測定とし、最大ひび割れ幅をいずれかに含むものとして測定した。

(2) 列車走行時の動的ひび割れ幅測定

静的ひび割れ幅測定によるひび割れ箇所に対し、動ひずみ計（ π 型変位計）による列車走行時の動的ひび割れ幅を測定し、ひび割れ開閉等の動的なひび割れの挙動を測定する。また、列車走行方向別に各5本（上り5本、下り5本）測定し、全ひび割れに対し同時測定する。

(3) ひび割れ深さ測定

対象とする縦梁のひび割れ深さの測定は、超音波の直角回折波⁹⁾により、縦梁下面側から実施する。測定の原理をFig.6-6に示す。コンクリート表面から超

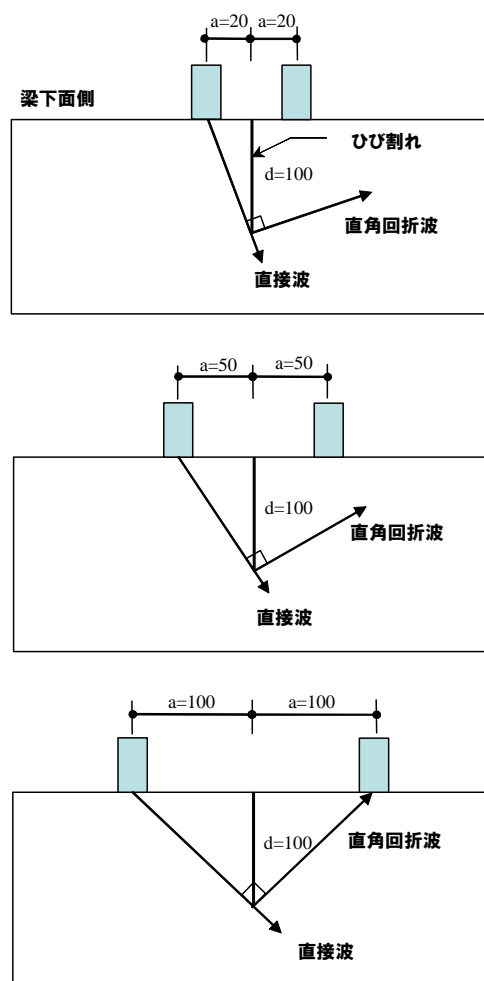


Fig.6-6 Logic of crack depth measurement

音波パルス（直接波）を送波すると、ひび割れ先端から送波方向と直角に回折波が進む。この直角回折波をコンクリート表面で受信し、ひび割れと受信位置の距離 a からひび割れ深さ d を求める。本手法の特徴として、従来の超音波伝播時間を測定する手法と異なり、鉄筋の影響を受けにくく、鉄筋以深に至るひび割れ深さが測定可能である。一般に、5kHz の低周波数の超音波により、5~1500mm のひび割れ深さを測定可能で、測定可能な最小ひび割れ幅は 0.02~0.03mm である。また、測定精度は 100mm 以上の深さで概ね誤差±10%である。なお、測定にあたり事前に鉄筋探査により鉄筋位置を把握し、鉄筋の影響を可能な限り避けることとする。

6.3.2 梁部材の詳細検査と健全度評価

H 高架橋における近接目視検査により、通常の日視検査では確認が容易ではない縦梁のひび割れが複数確認された。縦梁のひび割れ分布図を下り線側、上り線側について、それぞれ Fig.6-7, Fig.6-8 に示す。また、これらの縦梁ひび割れの詳細調査（静的ひび割れ幅、動的ひび割れ開閉幅、ひび割れ深さ）の結果一覧を Table 6-3 に示す。

Table 6-3 Property of Cracks at longitudinal beams

Units : mm

Name	Crack No.	Line	Span	Crack width				Crack length	Dynamic response of crack width		Crack depth
				Outer	Center	Inner	Max.		Ave.	Max.	
Viaduct-H	①	Down	1st	<0.1	<0.1	<0.1	<0.1	240	0.0088	0.0091	66
	②			0.1	0.1	<0.1	0.1	490	0.0145	0.0152	52
	③			<0.1	<0.1	<0.1	<0.1	220	0.0064	0.0066	109
	④		2nd	<0.1	<0.1	0.1	0.1	600	0.0144	0.0152	120
	⑤			<0.1	<0.1	0.1	0.1	470	0.0116	0.0130	136
	⑥			<0.1	<0.1	0.1	0.1	600	0.0153	0.0161	106
	⑦			<0.1	<0.1	0.1	0.1	600	0.0084	0.0095	68
	⑧			<0.1	<0.1	0.1	0.1	210	0.0108	0.0113	71
	⑨			<0.1	<0.1	<0.1	<0.1	240	0.0131	0.0138	170
	⑩			3rd	<0.1	<0.1	<0.1	<0.1	410	0.0153	0.0160
	⑪	Up	1st	<0.1	<0.1	<0.1	<0.1	380	0.0062	0.0068	82
	⑫			<0.1	<0.1	<0.1	<0.1	290	0.0097	0.0101	70
	⑬			<0.1	<0.1	<0.1	<0.1	600	0.0137	0.0144	70
	⑭		2nd	<0.1	<0.1	<0.1	<0.1	600	0.0154	0.0164	116
	⑮			0.1	<0.1	0.1	0.1	600	0.0150	0.0158	112
	⑯			<0.1	<0.1	<0.1	<0.1	600	0.0128	0.0134	21
	⑰			<0.1	<0.1	<0.1	<0.1	600	0.0130	0.0139	21
	⑱		3rd	<0.1	<0.1	<0.1	<0.1	470	0.0072	0.0082	95
	⑲			<0.1	<0.1	<0.1	<0.1	240	0.0086	0.0094	57
	⑳			<0.1	<0.1	<0.1	<0.1	150	0.0120	0.0133	50
				ave.	—	431	0.0116	0.0124	85		
				max	0.1	600	0.0154	0.0164	170		

東京方

新大阪方

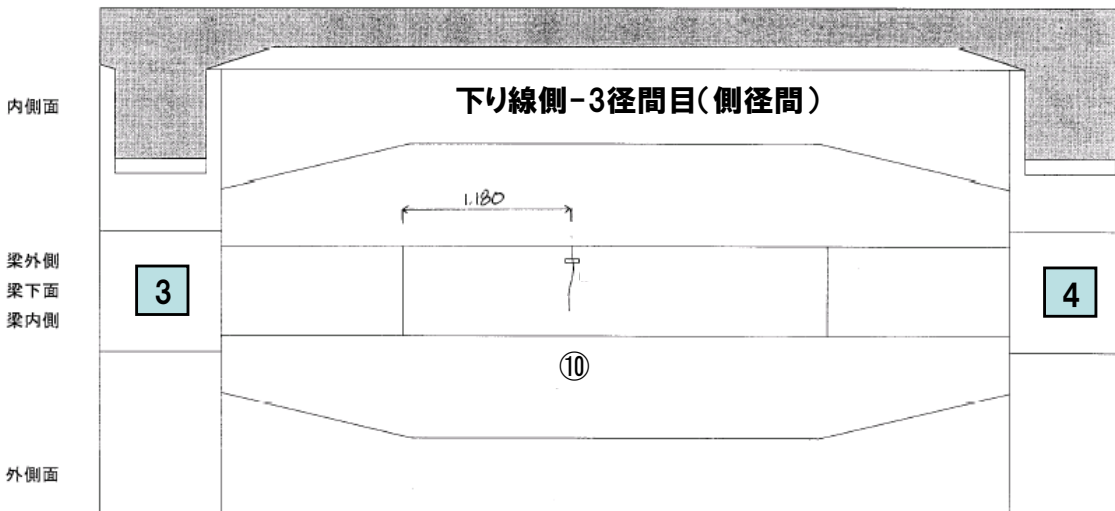
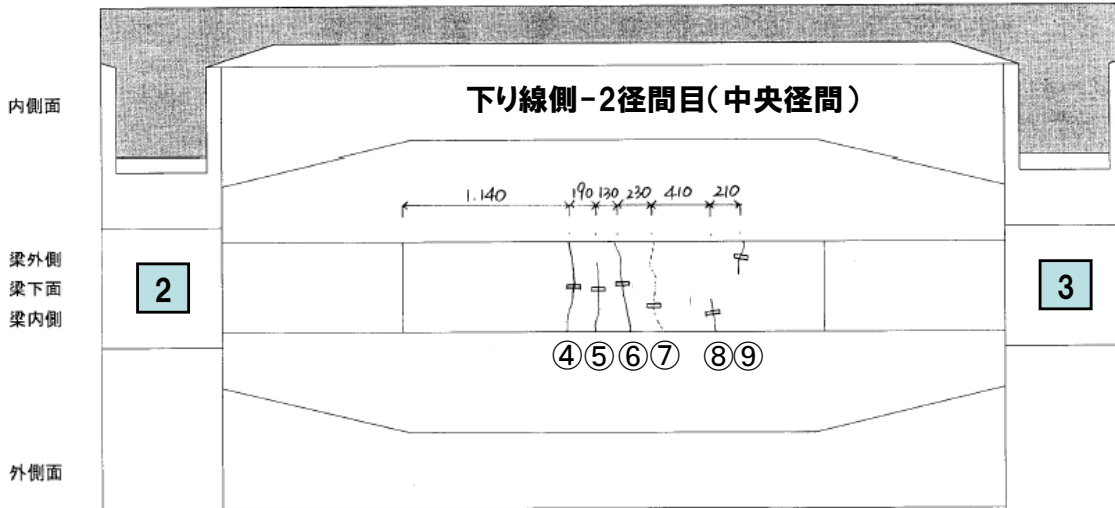
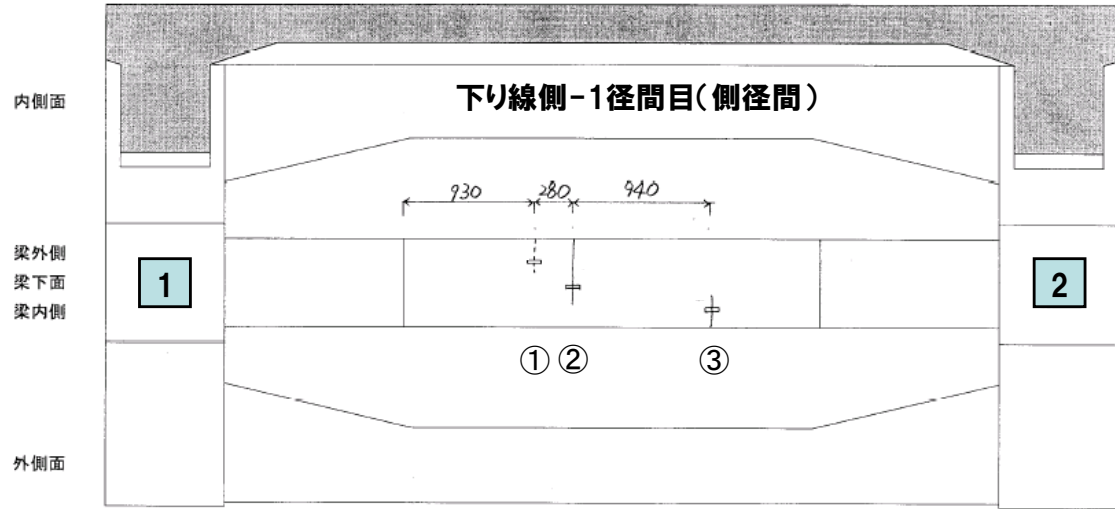


Fig.6-7 Distribution of cracks at longitudinal beams (Down line side)

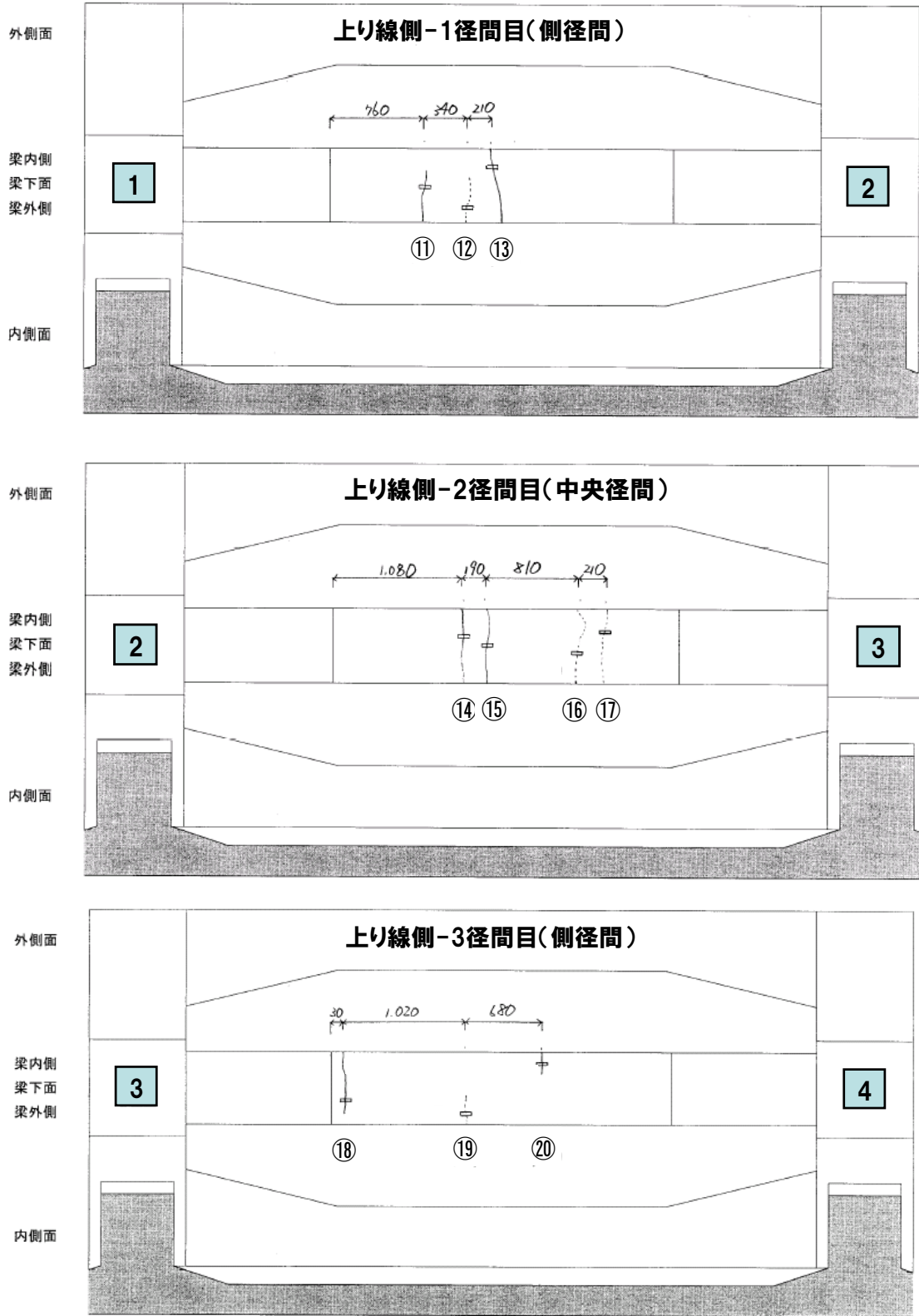
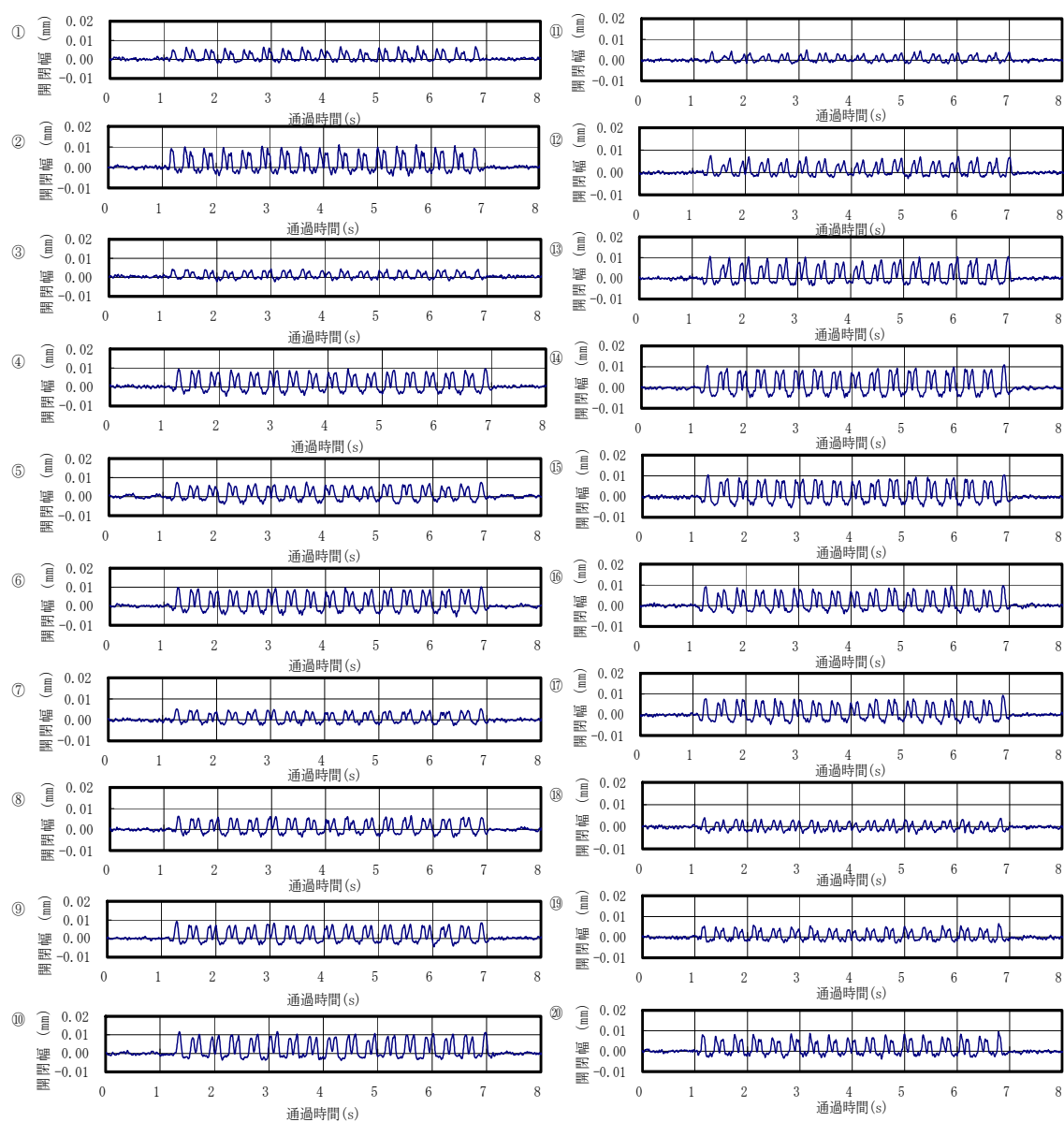


Fig.6-8 Distribution of cracks in longitudinal beams (Up line side)

各縦梁のひび割れ分布は、いずれもスパン中央付近に見られ、下り線側、上り線側ともに中央径間の縦梁のひび割れ本数が、側径間の縦梁のひび割れ本数よりも多い。また、最大ひび割れ幅はいずれも 0.1mm 以下と小さいが、中央径間の縦梁のひび割れ幅が側径間に比べて大きい値を示す傾向が見られる。

次に、動ひずみ計（ π 型変位計）による列車走行時の各ひび割れの動的ひび割れ幅の測定結果について述べる。計測位置は Fig.6-7, Fig.6-8 の各ひび割れ上にある□印位置である。また、前述のとおり、列車走行方向別に各 5 本（上り 5 本、下り 5 本）測定し、全ひび割れに対し同時測定をする。測定結果の一例を Fig.6-9 に示す。



D-1 U-1
Fig.6-9 Dynamic response of cracks in longitudinal beams

Table 6-3 Dynamic response of cracks in longitudinal beams

No.	Train type	Train speed (km/h)	Direction of dynamic response (mm)	Down side									
				1st span			2nd span						3rd span
				①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩
D-1	300s	247	Open(+)	0.0071	0.0111	0.0044	0.0095	0.0076	0.0102	0.0052	0.0065	0.0092	0.0118
			Close(-)	-0.0020	-0.0041	-0.0022	-0.0047	-0.0039	-0.0054	-0.0027	-0.0037	-0.0044	-0.0038
			Differential	0.0091	0.0152	0.0066	0.0142	0.0115	0.0156	0.0079	0.0102	0.0136	0.0156
D-2	300s	237	Open(+)	0.0066	0.0110	0.0041	0.0099	0.0082	0.0106	0.0055	0.0078	0.0098	0.0122
			Close(-)	-0.0023	-0.0039	-0.0025	-0.0049	-0.0048	-0.0049	-0.0035	-0.0033	-0.0040	-0.0038
			Differential	0.0089	0.0149	0.0066	0.0148	0.0130	0.0155	0.0090	0.0111	0.0138	0.0160
D-3	300s	244	Open(+)	0.0065	0.0103	0.0045	0.0100	0.0072	0.0106	0.0059	0.0075	0.0088	0.0123
			Close(-)	-0.0024	-0.0039	-0.0020	-0.0043	-0.0031	-0.0042	-0.0020	-0.0036	-0.0039	-0.0029
			Differential	0.0089	0.0142	0.0065	0.0143	0.0103	0.0148	0.0079	0.0111	0.0127	0.0152
D-4	700s	247	Open(+)	0.0066	0.0106	0.0043	0.0103	0.0085	0.0112	0.0071	0.0075	0.0090	0.0126
			Close(-)	-0.0022	-0.0034	-0.0019	-0.0049	-0.0037	-0.0049	-0.0024	-0.0038	-0.0038	-0.0026
			Differential	0.0088	0.0140	0.0062	0.0152	0.0122	0.0161	0.0095	0.0113	0.0128	0.0152
D-5	300s	231	Open(+)	0.0060	0.0103	0.0039	0.0094	0.0072	0.0103	0.0050	0.0072	0.0087	0.0109
			Close(-)	-0.0024	-0.0041	-0.0023	-0.0043	-0.0039	-0.0043	-0.0028	-0.0033	-0.0037	-0.0035
			Differential	0.0084	0.0144	0.0062	0.0137	0.0111	0.0146	0.0078	0.0105	0.0124	0.0144
Ave.	241	Differential	0.0088	0.0145	0.0064	0.0144	0.0116	0.0153	0.0084	0.0108	0.0131	0.0153	
Max.		Differential	0.0091	0.0152	0.0066	0.0152	0.0130	0.0161	0.0095	0.0113	0.0138	0.0160	

No.	Train type	Train speed (km/h)	Direction of dynamic response (mm)	Up side									
				1st span			2nd span				3rd span		
				⑪	⑫	⑬	⑭	⑮	⑯	⑰	⑱	⑲	⑳
U-1	700s	246	Open(+)	0.0047	0.0075	0.0107	0.0109	0.0104	0.0096	0.0092	0.0040	0.0065	0.0095
			Close(-)	-0.0018	-0.0026	-0.0034	-0.0048	-0.0054	-0.0038	-0.0047	-0.0031	-0.0029	-0.0038
			Differential	0.0065	0.0101	0.0141	0.0157	0.0158	0.0134	0.0139	0.0071	0.0094	0.0133
U-2	300s	224	Open(+)	0.0042	0.0073	0.0103	0.0100	0.0099	0.0088	0.0080	0.0039	0.0065	0.0089
			Close(-)	-0.0018	-0.0025	-0.0030	-0.0048	-0.0042	-0.0032	-0.0040	-0.0024	-0.0021	-0.0027
			Differential	0.0060	0.0098	0.0133	0.0148	0.0141	0.0120	0.0120	0.0063	0.0086	0.0116
U-3	700s	250	Open(+)	0.0046	0.0075	0.0109	0.0115	0.0105	0.0091	0.0089	0.0049	0.0062	0.0093
			Close(-)	-0.0022	-0.0023	-0.0035	-0.0049	-0.0047	-0.0042	-0.0045	-0.0033	-0.0026	-0.0030
			Differential	0.0068	0.0098	0.0144	0.0164	0.0152	0.0133	0.0134	0.0082	0.0088	0.0123
U-4	300s	246	Open(+)	0.0041	0.0066	0.0096	0.0096	0.0098	0.0087	0.0082	0.0040	0.0059	0.0081
			Close(-)	-0.0017	-0.0025	-0.0034	-0.0049	-0.0050	-0.0039	-0.0041	-0.0029	-0.0021	-0.0028
			Differential	0.0058	0.0091	0.0130	0.0145	0.0148	0.0126	0.0123	0.0069	0.0080	0.0109
U-5	700s	241	Open(+)	0.0041	0.0070	0.0105	0.0108	0.0106	0.0090	0.0085	0.0045	0.0059	0.0086
			Close(-)	-0.0019	-0.0029	-0.0032	-0.0047	-0.0047	-0.0039	-0.0049	-0.0030	-0.0023	-0.0031
			Differential	0.0060	0.0099	0.0137	0.0155	0.0153	0.0129	0.0134	0.0075	0.0082	0.0117
Ave.	241	Differential	0.0062	0.0097	0.0137	0.0154	0.0150	0.0128	0.0130	0.0072	0.0086	0.0120	
Max.		Differential	0.0068	0.0101	0.0144	0.0164	0.0158	0.0134	0.0139	0.0082	0.0094	0.0133	

Fig.6-9 に示す測定例は、下り線側の縦梁のひび割れ①～⑩については、下り線の列車走行時の動的ひび割れ幅測定ケース (D-1)、上り線側縦梁のひび割れ⑪～⑳については、上り線の列車走行時の測定ケース (U-1) を示している。これらの動的ひび割れ幅の時刻暦波形を外観すると、スパン中央付近のひび割れで動的な開閉幅が大きい傾向が伺える。

全測定結果について、ひび割れ幅の正負の最大値 (正：開口，負：閉口)、開閉量を Table 6-3 に示す。動的ひび割れ幅は、最大で 0.0164mm、平均で 0.0154mm であり、静的ひび割れ幅を加えても、0.2mm 以下のひび割れ幅である。また、各縦梁において、一部のひび割れに動的挙動が集中するような傾向も見られず、比較的均等な応答を示している。

一般に、鉄筋コンクリート構造物は、ひび割れを許容するが、鉄筋等の鋼材の腐食進行への影響を考慮して、設計基準等において、ひび割れ幅の制限値が定められている。現在の知見では、鋼材の腐食が進行する恐れのあるひび割れ幅の制限値については必ずしも解明されておらず、また、単にひび割れ幅のみにより鋼材の腐食が左右されるものではないが、鋼材の腐食を引き起こすひび割れ幅の制限値は、既往の研究成果等^{7,8)}より、かぶりによって変化するとして、かぶりの関数で示されている。鉄道的设计基準⁹⁾においては、Table 6-4 のように構造物の環境条件別にかぶりの関数として一般的な値が示されている。また、環境条件の区分については、Table 6-5 のように示され、詳細検査対象とした H 高架橋は「一般の環境」に区分される。

Table 6-4 Limited value of crack width⁹⁾

鋼材の種類	鋼材の腐食に関する環境条件		
	一般の環境	腐食性環境	特に厳しい腐食性環境
異形鉄筋および普通丸鋼	0.005c	0.004c	0.0035c
PC鋼材	0.004c	0.0035c	—

c：引張鋼材のかぶり、100mm以下を標準とする。

Table 6-5 Classification of an environmental condition⁹⁾

一般の環境	・通常の屋外の場合、乾湿があまり繰り返されない場合、土中の場合等
腐食性環境	・乾湿が頻繁に繰り返される場合、特に有害な物質を含む地下水位以下の土中の場合等 ・海中もしくは海岸線付近にある場合等
特に厳しい腐食性環境	・煤煙、酸、油、塩類等の有害な化学的影響を受ける恐れのある場合等 ・干満帯や飛沫帯にある場合、激しい潮風を受ける場合等

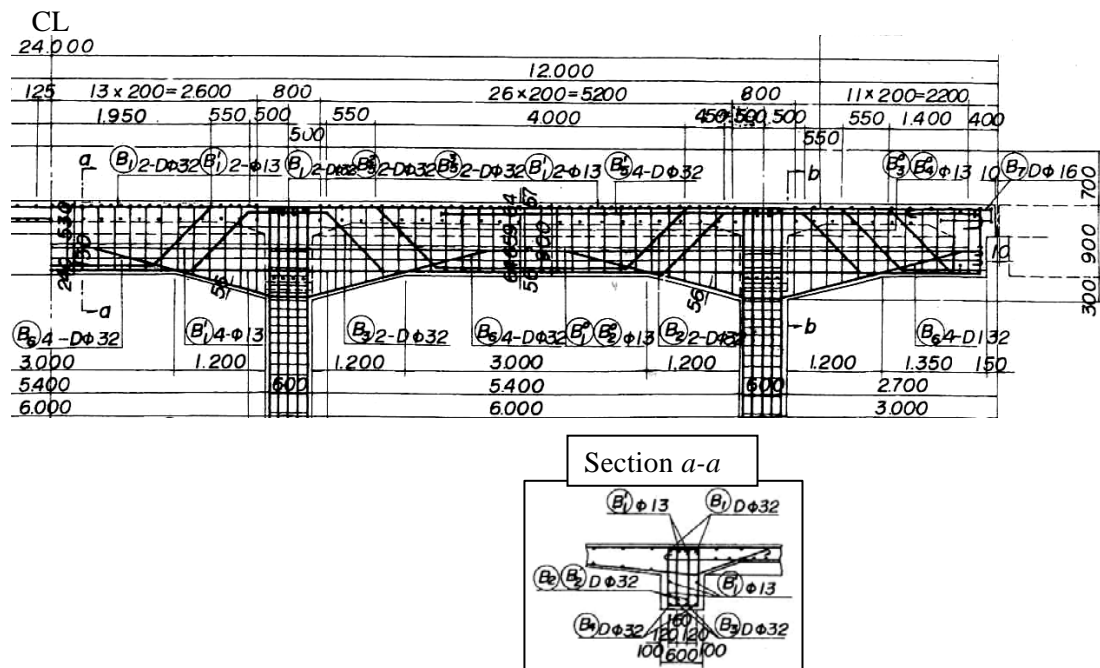


Fig.6-10 Reinforced bar arrangement of longitudinal beams

ここで、Fig.6-10にH高架橋の縦梁配筋図を示す。縦梁下側の軸方向鉄筋は異形D32が用いられ、設計上のかぶり厚は、鉄筋芯かぶり厚で56mmであるので、ひび割れ幅の制限値 w_{lim} は、次のとおりとなる。

$$w_{lim} = 0.005c = 0.005 \times 40\text{mm} = 0.2\text{mm} \quad (6.1)$$

今回の詳細検査で確認された縦梁のひび割れ幅は、静的ひび割れ幅の最大値で0.1mm、これに動的ひび割れ開口量を加えた値（曲げひび割れ幅）も、0.2mm以下である。そのため、ひび割れ幅の制限値以内であり、使用性および耐久性上、喫緊の対策を要するひび割れではないと判断できる。

ひび割れ深さについては、最大で170mm、平均では85mmであり、引張鉄筋位置以深にひび割れが到達している。

今回の詳細検査では、梁部材の剛性評価自体は実施していないため、定量的な言及できないが、ひび割れによる梁部材の剛性低下は少なからず生じていると想定され、梁部材の剛性低下により鉄道振動が増加する現象を裏付けるものであると考えられる。また、1992年より実施している衝撃振動試験では縦梁部材の剛性評価は困難であったが、提案する鉄道振動に着目した一次診断手法により、その点を補完し、健全度評価の効率的な実施に繋がったものと考え、提案手法の有効性を示せた。なお、当該箇所については、事前保守の観点から、表面保護工のライニング処理¹⁰⁾を実施しており、

ひび割れ箇所の補修も実施している。

一方、縦梁を中心とした詳細な調査は実施したが、鉄道振動を増加させるもう一つの着目点である基礎の状況について、主として竣功図書等の文献調査を実施した。対象とした H 高架橋の基礎構造は杭長 10m の杭基礎であるが、杭基礎の支持層としている砂礫層の下にさらに軟弱層があり、厳密な意味での完全支持杭ではない可能性も考えられる。縦梁の剛性評価と同様に、基礎の支持状態については、直接評価を実施していないため明確な言及はできないが、この点にも着目した今後の状態監視等を継続的に実施していくことが維持管理上有効であると考えられる。

6.4 まとめ

鉄道高架橋の健全度と鉄道振動に関する実測ならびに解析的検討を踏まえ、鉄道高架橋の健全度評価における一次診断手法として、鉄道振動の活用を検討した結果、以下の知見を得た。

- (1) 建設地点が近接かつ構造形式が同一の高架橋において、鉛直方向の振動レベル（VL）に数 dB 以上の差異が見られる場合や、同一高架橋における過去の測定結果に比べて、同じく差が見られる場合には、梁部材の剛性低下（健全度低下）や杭基礎が中間支持状態の可能性がある。
- (2) 一般の環境振動測定では測定しないものの、水平方向の振動レベルに数 dB の差異がみられる場合には、基礎の変状（地盤ばね定数の低下）の可能性がある。
- (3) 上記の知見により、鉄道振動の大きな箇所の高架橋については、挙動に差異がある特異箇所（弱点箇所）として抽出し、特に水平部材（梁部材）の健全度低下（ひび割れ等による剛性低下）、杭基礎が中間支持状態にある可能性を指摘して健全度の一次診断手法を提案し、これを踏まえた一連の健全度評価フローを示した。
- (4) 従来 of 衝撃振動試験による健全度評価だけでは把握しきれなかった縦梁部材の健全度について、鉄道振動に着目した提案する健全度評価フローを踏まえた梁部材の詳細検査を実施し、縦梁の微細なひび割れを把握し、具体的な提案手法の有効性を示した。

《第6章 参考文献》

- 1) 江島 淳：地盤振動と対策，pp.146-154，吉井書店，1979.6.
- 2) 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.
- 3) 鉄道総合技術研究所：建造物保守管理の標準・同解説（コンクリート構造），研友社，1987.9.
- 4) 土木学会：橋梁振動モニタリングのガイドライン，構造工学シリーズ10，2000.10.
- 5) 土木学会：コンクリート構造物の補強指針（案），コンクリートライブラリー95，1999.9.
- 6) 山口哲夫，丸茂文夫，山口達夫，岡村憲一：超音波の直角回折波による鉄筋コンクリートのひび割れ深さの測定，非破壊検査，Vol.45，No.10，pp.742-748，1996.
- 7) 谷内田昌熙，石橋忠良，佐藤 勉：鉄筋コンクリート橋梁のひびわれと鉄筋腐食に関する調査・研究，土木学会論文集，No.378/V-6，pp.195-202，1987.2.
- 8) 角田与史雄：曲げを受けるコンクリート部材のひびわれとたわみに関する研究の現状，土木学会論文集，No.384/V-7，pp.21-32，1987.8.
- 9) 鉄道総合技術研究所：鉄道建造物等設計標準・同解説（コンクリート建造物），丸善，2004.4.
- 10) 東海旅客鉄道編：東海道新幹線鉄筋コンクリート建造物維持管理標準，日本鉄道施設協会，1999.8.

第7章 結論

7.1 列車走行時振動による構造物の健全度評価

新たな維持管理の指標として鉄道振動に着目し、鉄道高架橋に特有かつ多用されている構造形式である RC ラーメン高架橋を対象に、鉄道高架橋の健全度と鉄道振動について、実測ならびに解析的検討を実施し、列車走行時振動による構造物の健全性評価の新たな維持管理手法を提案するものである。

以下に本論の結論を示す。

7.1.1 鉄道高架橋の健全度と鉄道振動の実測評価

鉄道高架橋の部材剛性に着目し、衝撃振動試験ならびに列車走行時の鉄道振動の測定を実施し、鉄道振動の増加の要因として、構造物の健全度低下（部材剛性低下）の可能性を実証的に見極めた。

まず、耐震補強で実施した柱部材の鋼板巻き補強前後（柱部材の剛性差異）における高架橋の振動測定、ならびに、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を実施した。なお、これらの高架橋健全度は衝撃振動試験による固有振動数から評価した。これらの実測に基づく検証により、構造物の部材剛性の変化が鉄道振動へ少なからず影響を与え、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、健全度の差異（変状等による構造物の剛性低下）により、振動レベルが大きくなる傾向を確認した。

次いで、前述の逆説的なアプローチとして、近接する同形式の高架橋において鉄道振動が大きい高架橋について衝撃振動試験およびその結果を用いた構造同定を実施した。その結果、振動レベルが大きい場合には柱部材の剛性低下を確認した。

また、RC ラーメン高架橋の列車走行時の振動特性の特徴として、鉛直方向、水平2方向の中で最も大きく卓越するのは鉛直方向であり、特に、線路方向張出し部における鉛直振動が大きい。また、卓越周波数は 8Hz 付近、18Hz 付近であり、この周波数成分の特徴が地盤振動加速度にも影響していることを把握した。

これら実測に基づく検証から、振動レベルが他と著しく異なる場合や、同一高架橋における継続的な振動計測により異常値を示す場合には、当該構造物に変状が生じている可能性があることを提言する。

7.1.2 鉄道高架橋の健全度と鉄道振動の解析評価

鉄道振動と健全度との関係を把握するため、走行列車と高架橋の連成振動解析および地盤振動解析に基づき列車走行時振動を解析的にシミュレートし、構造物の健全度（柱・梁・杭部材の剛性等）をパラメータとした鉄道振動への各種要因の影響を分析した。解析評価は、鉛直方向の加速度応答に着目した9自由度振動系モデルを用いた車両と高架橋の連成振動解析と同解析結果の地盤反力を用いた地盤振動解析により、構造物の健全度をパラメータとして実施した。同手法は、高架橋の加速度応答、周辺地盤振動加速度において、最大値、rms 値だけでなく、周波数領域での卓越する振動成分においても実測結果を表現しうる解析精度を得ることができる。また、鉛直部材（柱部材、杭部材等）については、水平方向の振動特性についても着目するため、15自由度振動系モデルに拡張した検討手法を用いた。なお、15DOFを用いた手法では車輪とレールの接触問題等の考慮していない点もあり必ずしも十分な再現性ではないが、解析結果の特徴を把握した上での解析評価は可能であると判断している。

はじめに、高架橋の固有振動モードについては、鉛直部材（柱・杭部材）の剛性変化は水平方向の振動モードに影響、水平部材（梁部材）の剛性変化は鉛直方向の振動モードに影響し、それぞれ剛性低下率に応じ固有振動数が低下することを確認した。また、杭部材の剛性（地盤ばね 25%：杭剛性約 13.5%）の極端な低下においては、励起される振動モード次数に変化が生じることを示した。

連成振動解析ならびに地盤振動解析の結果、柱部材剛性を低下させた場合、鉛直方向の加速度応答、地盤振動加速度は、剛性の低下に伴い加速度応答が小さくなり、剛性 40%では数%～10%程度の低下となる。周波数領域では 20Hz 付近の卓越周波数の低下傾向が顕著となる。また、柱部材は鉛直部材のため、水平方向についても評価すると、鉛直方向よりも感度は鈍るが、剛性の低下に伴い、加速度が低下することを確認した。これらの傾向、柱部材の曲げ変形によるサスペンション的な効果により、加速度応答が緩和されるためと考えられる。

一方、梁部材の剛性を低下させた場合では、鉛直方向の加速度応答、地盤振動加速度は、剛性の低下に伴い加速度応答が大きくなる傾向があり、周波数領域では卓越する 8Hz 付近での増幅傾向が顕著となる。剛性 40%の場合で高架橋振動が 1.2 倍～2 倍弱まで増加する。さらに、梁部材の場合、地盤反力に関しても剛性低下に伴い応答値が大きくなることが確認でき、鉄道振動への影響が柱部材の場合に比べて極めて顕著である。鉄道振動の大きい箇所においては、梁部材の剛性低下に着目して健全度評価していくことが必要かつ有益と考える。また、柱・梁部材ともに剛性を低下させた場合、両者の傾向を重ね合わせた傾向を示すが、鉄道振動への影響が顕著である梁部材の剛性変化に伴う影響が大きく、柱部材と梁部材の剛性低下度合が同レベルであれば梁部材が剛性低下の影響が支配的である。このことは、特に、柱部材や基礎の健全度に対して現行実施している衝撃振動試験による健全度評価を補完する知見であり、この観点を健全度評価に取り入れるべきであると提言する。

次に、基礎部の健全度低下を視野に、杭部材剛性（地盤ばね定数）を低下させた場合では、水平方向の加速度応答には有意差が確認され、杭部材の剛性低下の影響は水平方向の応答において顕著であるといえる。一方、特異な構造条件として中間支持杭を想定した場合、厳密解ではないため、定量的な言及は難しいが、少なくとも10%程度以上の鉛直方向の地盤振動加速度の増加を確認した。

これら解析的検証から、地盤振動加速度が他と著しく異なる場合や、同一高架橋における継続的な振動計測により異常値を示す場合には、水平部材である梁部材に着目した健全度評価を実施すること。また、中間支持杭のような施工等に起因する基礎部に弱点を有する高架橋であることを疑って要注意箇所として捉えることが維持管理上有益であると提言する。

7.1.3 鉄道高架橋の機能向上と振動特性評価

前述と同様な手法等に基づき、今後の構造物の機能向上（速度向上や対策工等）に対して、構造物の振動特性や沿線地盤振動への影響・効果の解析的検討を実施した。

はじめに、軌道構造の高剛性化による鉄道振動への効果を連成振動解析および地盤振動解析により確認し、些少の剛性向上で高架橋の加速度応答、周辺地盤振動加速度に10%以上の振動特性の改善効果を確認した。水平部材の一部とも考えられる軌道構造の剛性をわずかに増加させることで、振動特性の改善効果が得られることから、健全度向上等の対策として梁部材を含めた水平方向部材の剛性向上を実施すれば、鉛直方向の振動特性の向上に繋がることを示した。

また、沿線地盤振動対策として実施されている張出し端部補強についても同解析評価を実施し、高架橋の振動特性への影響を把握した。加速度応答の大きい張出し端部の振動を低減させる対策が有効であり、周波数領域でも10Hz、20Hz付近の卓越周波数が抑えられ、25.0m地点において50%程度まで地盤振動が低減されることを示した。

これらの両ケースについて列車速度の影響を検討から、水平方向の部材剛性向上や同部材の振動を抑制する補強工の実施により、環境振動に十分配慮した速度向上も可能である。

さらに、振動特性の観点から耐震強化対策（鋼板巻き補強）についても解析検討し、鉄道振動への影響を把握した。その結果、鋼板巻き補強による柱部材の曲げ剛性向上により、高架橋の加速度応答、地盤振動が鉛直方向、水平方向ともに若干増加するが、環境振動へ悪影響を与えないことを確認した。また、影響線解析による分析から、鋼板巻き補強により単位荷重に対する部材の変形量が小さくなり、RCラーメン高架橋全体系として変形し難くなって、列車走行時の加速度応答が大きくなり、鉛直方向、水平方向ともに加速度応答が大きくなると考えられる。

7.1.4 鉄道高架橋の維持管理手法の提案

鉄道高架橋の健全度と鉄道振動に関する実測ならびに解析的検討を踏まえ、鉄道振動に着目した鉄道高架橋の健全度評価手法をとりまとめて提案した。現状実施している目視を主体とした全般検査、衝撃振動試験による健全度評価に加え、鉄道振動（振動レベル）に着目した鉄道高架橋の健全度評価の一次診断手法を提言する。

鉄道振動の大きな箇所の高架橋については、挙動に差異がある特異箇所（弱点箇所）として抽出し、特に水平部材（梁部材）の健全度低下（ひび割れ等による剛性低下）、杭基礎が中間支持状態にある可能性を指摘して健全度の一次評価とする。この結果に現行の衝撃振動試験結果を加え、高架橋上部工の鉛直部材（柱部材）、水平部材（梁部材・スラブ）、基礎部材の健全度を評価する一連の健全度評価フローを示した。

また、従来の衝撃振動試験による健全度評価だけでは把握しきれなかった縦梁部材の健全度について、鉄道振動に着目した提案する健全度評価フローを踏まえた梁部材の詳細検査を実施し、具体的な提案手法の有効性を示した。

7.2 今後の課題

鉄道振動については、車両構造・走行速度、構造物、基礎ならびに地盤のそれぞれの特徴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について、一定の知見を得るに留まり、完全には解明されていないのが現状である。本研究では、構造物の健全度（部材剛性、地盤ばね等）をパラメータとした実測、解析検討を実施し、鉄道振動の発生メカニズムおよびその対策についての既往の知見に対して新たな知見を盛り込めたと考えている。また、多数かつ重要な既存構造物の一つとして鉄道高架橋（RC ラーメン高架橋）の健全度評価の一助とできる手法を提案できたと考えている。しかしながら、実測および解析検討したケースは決して多いとは言えないため、本研究で得られた成果を広く一般化するには、さらに多くの正確な実測データの収集と、それをういた評価検討事例の積み上げが必要である。

実測の面では、本研究で提案する鉄道振動による一次抽出手法後の、詳細な検査診断手法についての研究開発が必要である。本論文における高架橋の健全度評価では衝撃振動試験とその実測データを用いた逆解析による損傷同定を実施した。同手法は実用化ならびに現場実務への展開、データの蓄積も進んでいるところであり、実務上有用な手法であるが、実高架橋の状態をより厳密に評価するためには、逆解析モデルや諸元設定等の逆解析手法の更なる精度向上も必要であると考えられる。また、同手法では診断が困難な高架橋の縦梁の剛性評価について、既往の調査診断手法のみならず適切かつ効率的な測定手法の構築も必要である。

さらに、基礎の詳細調査にあたっては、既往の調査診断手法では掘削を伴う大規模

なものも多く、営業線においては容易に採用し難い側面があるため、更なる効率的かつ有効な手法の研究開発を深度化する必要がある。

一方、解析的な面では、水平方向の振動特性を評価するため 15 自由度振動系車両モデルへ拡張した解析検討を実施したが、車輪とレールの接触問題等、必ずしも適切なモデル化がなされていない部分もあり、解析精度のさらなる向上と、精度向上した手法による水平方向の振動特性の評価の深度化も課題である。なお、環境振動問題では鉛直方向の振動が主要な振動成分であり、死荷重に比べて振動源である列車荷重の比率が高い鉄道高架橋においては、鉛直方向の振動特性が支配的となることが、列車走行時の高架橋の加速度応答や地盤振動測定結果から見て取れる。そのため、本研究において得られた鉛直方向の振動成分を中心とした知見は、実務上は有効なものであると考えている。

また、今回の検討では、列車と高架橋の連成振動解析において、基礎および地盤と高架橋との動的相互作用は地盤ばねとして評価に組み込んでいるが、地盤ばねとしてではなく、基礎や地盤を含めた解析モデル（一体化解析モデル）の構築もより厳密な評価には必要であると考え。さらに、車両、軌道についても同様であり、今後の計算機能力の向上といった背後要因にもよるが、解析精度と解析効率を見据えて、より精緻なモデルへの発展やモデル化に資するより正確な諸元（地盤データ、構造データ）の収集も課題である。

東海道新幹線の土木構造物は、国土交通省が 2002 年 8 月に新幹線鉄道大規模改修引当金制度の初めての対象とされた経緯があり、将来に向けての抜本的な対策の最適解を見出すことが必要となる。そのためには、本研究で着目した鉄道振動のみならず、構造物の発信する情報を適切に捉えて、既存構造物の実態把握をより深度化していくことが必要であり、そのための検査診断技術の更なる研究開発もまた、不断の努力で進めていかねばならない。

最後に、最新の鉄道設計基準では「使用性」の性能項目として、「騒音・振動に関する使用性」が挙げられ、鉄道振動が鉄道高架橋のようなコンクリート構造物の設計において配慮されるべき項目として追加されている。現状においては、具体的な限界値や照査方法について現段階では十分に確立されていないことから、類似条件の既存の測定実績を用いるか、これに解析的手法を併用する等して検討するのがよいとの記述に留まっている。本研究において用いた列車と構造物の連成振動解析と地盤振動解析による手法は、この「振動に関する使用性」を照査する手法の一つとして活用可能であり、今後の新設高架橋の設計や各種対策工の開発の一助にもなれば幸いである。

謝 辞

本論文は、筆者が東海旅客鉄道株式会社総合技術本部技術開発部において、東海道新幹線土木構造物の維持管理に係る研究開発を進める中で、鉄道構造物に特徴的かつ多用されている RC ラーメン高架橋を対象として、列車走行時の鉄道振動に着目した健全度評価に関する研究を実施し、神戸大学大学院自然科学研究科博士後期課程に在籍した3年間にやり纏めたものです。

学位論文の作成にあたっては、神戸大学教授 川谷充郎博士に、指導教官として終始懇切丁寧なご指導を賜りました。心より感謝し、深く御礼申し上げます。また、同大教授 森川英典博士、同大教授 谷 明勲博士には、ご多忙な中、快く審査を引き受けていただき、本論文に対する適切なお指導をいただきました。厚く御礼申し上げます。

筆者の学位取得への最初のきっかけは、直接の上司でもある東海旅客鉄道(株)執行役員 関 雅樹博士からのご指南によるものであり、在学期間中の業務、研究の両面に対し、厳しくも暖かなご指導、ご鞭撻を賜りました。心より感謝するとともに、深く御礼申し上げます。また、社会人博士課程へ在学して、筆者に本論文をまとめる研究環境を与えていただきました東海旅客鉄道(株) 常務執行役員 土井利明博士、執行役員 森村 勉氏、増田幸宏氏、近藤邦弘氏をはじめとする会社幹部の方々に厚く御礼申し上げます。

同社、稲熊 弘氏、長縄卓夫氏、岩田秀治博士、久保淳一郎氏、下村 勝氏、津田英朗氏等、東海旅客鉄道(株)の多くの方々から、ご意見や励ましの言葉をいただきました。ここに、深く御礼申し上げます。神戸大学 COE 研究員の金 哲佑博士、同大助手の野村泰稔博士、同大橋梁研究室の何 興文氏、曾布川 竜氏(現、東亜建設工業(株))、山口 将氏、同じく社会人博士課程の河田直樹氏(株)エース)ほか、研究室の皆様にも大変お世話になりました。ここに深く感謝申し上げます。また、(株)日建設計シビルの西山誠治博士には貴重なご助言をいただきましたこと、深く感謝いたします。

筆者は、1993年に東海旅客鉄道株式会社に入社し、主として東海道新幹線土木構造物の維持管理に関わる業務に携わってきました。特に、1995年の兵庫県南部地震以降は、既存高架橋の性能評価や対策方法に関する研究開発・施策立案に従事でき、東海道新幹線の維持管理に関わる本論文作成の礎になった貴重な経験と考えております。また、2年間の財団法人鉄道総合技術研究所出向中に経験した、RC 構造物の設計・維持管理に係る研究開発業務も貴重な経験でありました。この間にお世話になった多くの方々にも厚く御礼申し上げます。

本論文は、書ききれぬほどの多くの方々からの厚いご支援の下に纏めることができたものであり、今後は本研究の成果を基に、鉄道土木構造物の維持管理に尽力していく所存であります。

最後に、本論文を纏めるに際して、終始応援し心の支えとなってくれた妻絵美理、娘萌香に心から感謝します。

平成 18 年 1 月
吉田 幸司