

不確定性を考慮したレーザー振動計測
に基づく構造物の性能評価

貝戸 清之

①

不確定性を考慮したレーザー振動計測 に基づく構造物の性能評価

A Performance Evaluation of Structures based on
Laser Vibration Measurement considering Uncertainty

貝戸清之

2000年3月



東京大学大学院工学系研究科社会基盤工学専攻

論文要旨

本研究は、老朽化する社会基盤施設の維持管理の合理化を視野に入れ、常時微動計測結果に基づく構造物の性能評価手法を構築するものである。具体的には、計測およびモデル化の段階における不確定性に起因する変動を定量的に評価することにより、振動計測結果ならびに同定される動特性の信頼性を定量化する解析手法を提案する。さらに、本解析法を組み込んだレーザー常時微動計測システムを構築し、実際の振動計測結果に基づく構造物の性能評価手法を提示する。

通常、構造物の健全度を対象とした性能評価手法としては、AE法や超音波試験等の非破壊検査が用いられている。しかし、これらの手法は、損傷要因ごとに適用範囲が限定されるだけでなく、実施に際しては多大な労力と高いコストを伴うために供用中の構造物全体の健全度評価は困難となり、ある程度損傷箇所を絞り込んだ詳細検査で使用されている。そのため、構造物全体を対象とした概略検査では携わる技術者の目視による経験的手段に依存しているのが現状である。維持管理を要する構造物の数が少ない場合には、目視検査が有効であることはこれまでの実績から明らかである。ところが、今後の老朽化構造物の急増や高齢化社会に伴う人手不足を考えると、定量的なデータに基づいて客観的な判断を下すことが可能な手法へと転換する必要がある。

本研究では、このような見地から、動特性の変化を損傷指標として取り上げ、健全度を定量的に評価する。あらゆる損傷は材料特性を変化させるため、材料特性と直結する動特性の変化に着目することは、損傷要因を問わない性能評価を実現し、構造物全体の健全度評価の合理化に貢献できる。また、動特性そのものは、解析や設計に反映させることで構造モデルの精緻化や安全率低減に寄与できることから、健全度以外の性能評価指標としても適用することができる。

一方、振動計測に基づいて同定される動特性は、入力、モデル化における不確定性に起因して変動するため、その変動を損傷指標とする場合には、変動の有意性を判断しなければならぬ。ところが、現状では不確定性に起因する変動を定量化するにも至っていない。また、供用状態での振動計測においては、常時微動計測を余儀なくされるが、常時微動は振幅が極めて小さいために、一般には計測が困難であるとされている。さらに加振入力の変因が未知で、入力における不確定性変因が増すために、動特性の高精度な同定手法は未だ確立されていない。

そこで、はじめに不確定性に起因する動特性の変動の定量化を試みる。とくに入力およびモデル化における不確定性を対象とし、同定される動特性をある確率分布に従う確率変数として捉え、その信頼区間の構成により不確定性の定量化を行う。信頼区間の算出に際しては、未知母集団分布に対して正規分布と仮定することなく、先験情報である標本分布を直接利用することができる統計的リサンプリング法のひとつである Bootstrap 法を適用する。さらにこのときに得られる Bootstrap 分布を用いることで、動特性の変動の有意性を検定することができる一手法を提案する。

つぎに、高精度な常時微動を対象とした実用的な振動計測システムを構築する。とくに、損傷による微小な動特性の変動を検出するために、振動計測、同定の各段階において不確定性を低減することに留意し、整合性の取れたシステム構築を行っている。

具体的なハードウェアとして、常時微動計測が可能な精度を備えたレーザードップラ速度計を取り上げる。また、社会基盤施設の振動計測では、高所・危険作業が余儀なくされるために、空間的に密な振動計測を行うことは著しい困難を伴う。この点に因り、レーザードップラ速度計は、非接触かつ遠隔計測を実現している。さらに、レーザー照射角の自動制御により計測点を刻々と変化させることで、空間的に多点振動計測を実現できる。したがって、振動の空間情報が得られることで、初期段階の局所的な損傷を検出できるだけでなく、計測点の不足に伴うモデル化における不確定性に起因する変動量の低下を期待できる。

さらに、常時微動計測においては、外力情報を未知として扱い、繰り返し計測によるスペクトルの統計的平均化によって、外力の非正常性と不規則成分を取り除き、定常振動成分を抽出することで構造モデルを構築することなしに振動モード形を同定する手法を提案する。また、振動計測結果の質については、前述の Bootstrap 法により算出した不確定性に起因する変動の収束性に基づいて判定し、繰り返し計測回数を客観的・定量的に決定している。

振動モード形から、構造物の損傷による剛性や質量低下を算出する手法を理論展開している。具体的には、同定される固有振動数と振動モード形のみから直接構築した構造モデルに基づいて損傷を仮想的に付加した新たな構造系の固有値問題を解くことで損傷後の振動モードを解析的に算出し、質量と剛性の変化量を決定している。本手法は、振動計測結果による物理モデルの構築が不要であり、振動計測結果自体からの損傷同定を実現できる。

本論文は、全6章で構成されている。各章の概要は以下のとおりである。

第1章は序論であり、本研究の背景と位置づけを述べ、研究の目的と手法を示した。

第2章では、振動計測結果に基づく同定問題における不確定性に起因する変動の定量化を行う。具体的には Bootstrap 法を援用することで、同定される動特性の変動を定量的に示す方法を提案している。そして、提案した手法を、実地震時の免震橋の振動計測結果、ならびに鉄筋コンクリート構造物の常時微動計測結果に適用して、統計的信頼区間を明示した検定による性能評価を行っている。免震橋の性能評価においては、免震支承の工場出荷時の載荷試験で期待される免震効果が実地震時に発揮されている免震効果と矛盾しないことを、また、鉄筋コンクリート構造物の性能評価においては、震度4程度の地震前後で動特性が変化しておらず、振動計測結果からは損傷が認められないということ、それぞれ信頼区間を用いた検定によって示している。従来、振動計測結果に基づいて熟練者が計測データの質やモデル化の適用性その他を総合的かつ経験的に判断しているものを、本手法の適用によってこの判断を統計的に定量化した形で示すことが可能となる。

第3章では、レーザードップラ速度計を用いた空間的な振動計測手法について常時微動を対象として実験的検討を行う。実験では、一辺固定支持された鋼板を取り上げ、提案する同定手法を適用することで高次の振動モード成分まで高精度に同定できることを示している。このとき、統計的平均化に必要な計測回数について、Bootstrap 法により算出した不確定性に起因する振動モード形の収束性から定量的判断を与えている。さらに、基準点計測用のレーザードップラ速度計を追加して、振動モード形の同定精度の向上と、実橋の強い非正常性を有する走行荷重下における同定を視野に入れた新たなシステム構築を行っている。

第4章では、振動モード形から構造物の剛性や質量低下を算出する手法を理論展開する

とともに実験的に検出精度について検証を行っている。実験においては、質量変化を対象として前章の鋼板に磁石を付加し、その位置と大きさを質量付加前後の振動モード形の変化から同定することを試みる。また、レーザー・リッツ法による一辺固定支持平板の理論振動モード形を用いて、同定精度の比較を行っているが、高精度な振動計測が可能である場合には、理論振動モード形を用いるよりも振動計測結果を用いる方が、質量の位置および大きさとも高精度に同定できることを示している。

第5章では、構築した空間的な振動計測手法を実橋の振動計測に適用し、非定常性の強い走行荷重作用下における鋼桁とRC床版の振動モード形の同定を行う。振動計測結果は、構造物全体の振動とノイズが卓越しており、そのなかから部材の固有振動成分を抽出することを余儀なくされる。とくにコンクリートを対象とした振動計測は、レーザー戻り光量が不足し、光学ノイズが卓越する。そこで、計測点まわりの微小範囲内でレーザー戻り光量が最大となる点を自動探索する機能を追加し、高精度な振動計測結果を得ることで、コンクリート部材の固有の振動モード形を同定することに成功している。

第6章は、結論である。各章で得られた主要な研究成果を要約し、結論とするとともに、今後の研究の課題について述べる。

目次

第1章	序論	1-1
	1-1. 研究背景	1-1
	1-2. 既往の研究	1-4
	1-3. 研究目的	1-9
	1-4. 研究方法	1-9
	1-5. 論文構成	1-10
	参考文献	1-11
第2章	不確定性に起因する動特性変動の定量的評価	2-1
	2-1. はじめに	2-1
	2-2. Bootstrap 法	2-2
	2-2-1. Bootstrap 法による信頼区間の構成手順	2-2
	2-2-2. Bootstrap 分布の近似精度の証明	2-3
	2-2-3. $\alpha\%$ 信頼区間の推定精度の検証	2-4
	2-3. Bootstrap 法の同定問題への応用	2-6
	2-3-1. Bootstrap 法による動特性変動の定量化手法	2-6
	2-3-2. 数値シミュレーションによる解析的検討	2-7
	2-3-3. 実振動計測結果への適用	2-10
	2-4. 不確定性を考慮した構造物の性能評価	2-15
	2-4-1. 対象橋梁の概要および地震時の振動計測結果	2-16
	2-4-2. 上部構造の動特性の同定	2-18
	2-4-3. 上部構造の物理量の同定	2-22
	2-4-4. 工場載荷試験結果に基づく免震支承の物理量の算定	2-26
	2-4-5. 免震支承の両物理量の比較	2-29
	2-5. Bootstrap 分布を用いた変動の有意性検定	2-30
	2-5-1. Bootstrap 分布を用いた動特性の変動の有意性検定手法	2-30
	2-5-2. 入力既知条件下における動特性の変動の有意性検定	2-31
	2-5-3. 入力未知条件下における動特性の変動の有意性検定	2-32
	2-6. Bootstrap 法による構造モデルの妥当性の検証	2-36
	2-7. まとめ	2-38
	参考文献	2-39
第3章	未知入力下における	
	レーザー振動計測による振動モード形の同定	3-1
	3-1. はじめに	3-1
	3-2. レーザードップラ速度計	3-3
	3-2-1. レーザードップラ速度計の特徴	3-3
	3-2-2. レーザードップラ速度計の計測原理	3-4
	3-3. 弱い非定常性入力下における振動モード形の同定	3-7

3-3-1. レーザードップラ速度計を用いた空間的な振動計測手法	3-7
3-3-2. 振動モード形の同定手法	3-10
3-3-3. 一辺固定支持鋼板を用いた空間的な振動計測実験	3-12
3-4. 強い非定常入力下における振動モード形の同定	3-18
3-4-1. 2 基レーザードップラ速度計を用いた空間的な振動計測	3-18
3-4-2. 振動モード形の同定手法	3-22
3-4-3. 一辺固定支持鋼板を用いた空間的な振動計測実験	3-23
3-5. 振動計測回数の定量的判断手法	3-30
3-6. まとめ	3-32
参考文献	3-33

第4章	振動モード形の変動に着目した損傷同定	4-1
4-1.	はじめに	4-1
4-2.	損傷による質量および剛性変動の同定手法	4-2
4-3.	質量同定実験	4-4
4-3-1.	実験概要	4-4
4-3-2.	振動モード形の変動に基づく質量同定	4-7
4-4.	まとめ	4-15
	参考文献	4-16

第5章	実橋振動計測	5-1
5-1.	はじめに	5-1
5-2.	首都高湾岸線新木場高架橋	5-2
5-2-1.	橋梁および実験の概要	5-2
5-2-2.	鋼桁の振動計測	5-3
5-2-3.	RC床版の振動計測	5-8
5-3.	中央道姥久保高架橋	5-12
5-3-1.	橋梁および実験の概要	5-12
5-3-2.	鋼部材の振動計測	5-14
5-3-3.	RC床版の振動計測	5-30
5-4.	中央道仙川高架橋	5-40
5-4-1.	橋梁および実験の概要	5-40
5-4-2.	RC床版の振動計測	5-42
5-5.	まとめ	5-50
	参考文献	5-51

第6章	結論と今後の課題	6-1
------------	-----------------	------------

付録 A. 比例減衰系の伝達関数の導出	A-1
付録 B. 非比例減衰系の伝達関数の導出	B-1
付録 C. プログラム	C-1
謝辞	

第1章

序論

1-1. 研究背景

我国では、戦後の高度経済成長期から現在に至る間に、膨大な社会基盤施設の建設が活発に進められてきた。なかでも橋梁の長大化は脚光を浴び、その建設技術はつねに世界の先端にあって飛躍的な向上を遂げた。しかしながら、1998年4月の明石海峡大橋の開通により、本四架橋をはじめとする長大橋建設プロジェクトが一段落し、今後新設橋梁への資本投資は次第に減少していくと考えられる。

一方で、既存の膨大な橋梁群では、老朽化の進行に、走行荷重条件の悪化が相俟って、損傷、劣化が深刻化しており¹⁾²⁾、維持管理費の増大は避け難い状況にある。2020年には供用年数50年を越える老朽化橋梁数が、新設橋梁数を上回ることが予想されており³⁾、いっそうの深刻化が懸念される。このような社会情勢を受けて、新設橋梁に対してはライフサイクルコスト最小化の概念が導入されつつあり、維持管理を視野に入れた合理化橋の建設が盛んになってきている。したがって、次世代の橋梁技術者にとっては、新設、既存を問わず橋梁の構造的機能をいかに効率よく確保していくかが重要課題となる。

一般に、橋梁のみならず構造物の構造的機能は、経年変化により必然的に劣化する。維持管理の目的は、維持管理費との兼ね合い⁴⁾のなかで、劣化速度を遅延させ延命化・効率化⁵⁾を図ることにある。これは、実際に橋梁の寿命が、維持管理費が建設費や利用者の経済的負担を超えたことにより放棄されることが多いことから裏付けられる⁶⁾。また、このことは逆に、高い技術の維持管理を低費用で提供できれば、直接長寿命化につながることを意味している。そのためには、手法の効率化を図るとともに、定量的なデータをもとに適宜、補修・補強の判断を下すことができる維持管理システム、検査技術の開発が不可欠である。

従来の維持管理業務では、構造物全体を対象とした初期検査に始まり、定期的な概略検査が行われる(図1-1-1)。概略検査において異常が検出されれば、その要因が調査され、詳細検査が行われることになる⁷⁾。このとき、詳細検査では要因ごとにAE法⁸⁾、波動計測⁹⁾やサーモグラフィ法¹⁰⁾といった非破壊検査が適用されるが、概略検査では携わる技術者の目視を中心とした経験的手段による面が強い。維持管理が要求される橋梁数が少ない場合に

は、目視検査はこれまでの実績から有効である。しかし、老朽化橋梁の急増および高齢化社会の到来による技術者不足を考慮すると、目視検査に依存するだけでは破綻を来すことは明らかである。さらに、自然災害や人災後に行われる臨時検査¹⁹⁾では、迅速な診断が要求されており、概略検査や臨時検査においては、定量的かつ客観的な手法への移行が望まれる。

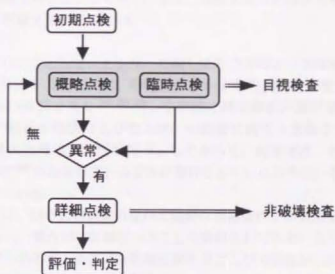


図 1-1-1. 従来の維持管理の流れ

これに対して、構造物の実挙動を計測し、定量的な計測結果をもとに構造物の健全度を客観的に評価するモニタリングへの期待が高まってきている¹²⁾¹³⁾。従来は構造物の実挙動を計測するうえで、センサー等、主に計測ハードウェアに限界があり、実用化には至らなかった。ところが、近年、センサーの計測精度が向上する¹⁴⁾とともに、膨大なデータの処理が可能なコンピュータ技術が急速に進歩している。これらの進歩を受けて構造物から実挙動を精緻に把握することが現実可能となってきた。

モニタリングでは計測の目的により、応力、変形、振動¹⁵⁾や荷重¹⁶⁾等が計測対象として選定される。通常、構造物においては、部材の損傷や劣化はその質量、減衰や剛性等の材料特性、固有振動数、減衰比や振動モード形等の動特性の変動として現れる。したがって、概略点検や臨時点検段階での振動モニタリングの適用は有効であると考えられる。また、動特性そのものは、解析や設計に反映させることで構造モデルの精緻化や安全率低減に寄与できることから、健全度以外の性能評価指標としても適用することができる¹⁷⁾。しかし、振動モニタリングの実用化に際しては、数多くの問題点もある。

そのひとつとして、膨大な既存橋梁に対する振動モニタリングでは、入力¹⁸⁾が問題となる。従来の振動モニタリングは、設計段階での構造モデルおよび耐震・耐風性能の妥当性を検証するものであり、供用前に実施されることがほとんどであった¹⁹⁾。そのため、大型加振機¹⁹⁾を使用することで、入力を既知として扱うことが可能であり、動特性を把握しやすい状況であった。ところが、供用中に大型加振機を使用することは、交通遮断による経済的負担の増加を招くことになる。したがって、供用を妨げることのない加振機を開発²⁰⁾するか、常時微動を入力として使用する必要が生じてくる。ただし、対象とする構造物が大きくなると、それに見合う動力が要求されることになるので、新たな加振機の開発は非常に難しい。

一方、常時微動は特定の加振源を必要とせず、幅広い帯域の振動成分を有しているため局所的な損傷の影響を受けやすい高次振動成分も励起されやすいなど、大型の社会基盤施設の計測・点検に適した特徴を有している。さらに得られる振動計測結果は、供用中にある構造物の実際の振動特性を反映しているといった利点がある。しかし、常時微動は、振幅が極めて小さいために、一般には振動計測が困難であるとされており、また、加振入力の原因が未知であるために動特性の高精度な同定手法未だ確立されていない。

振動計測のハードウェアとして、センサーに関してもつぎのような問題点があげられる。一般的に、微小な損傷を検出するためには、動特性のなかでも空間的な振動情報である振動モード形を指標とすることが有利であり^{21) 22) 23)}、空間的に密な振動計測が望まれる。しかし、社会基盤施設では、その規模や形状によりセンサーの設置に高所・危険作業に伴うために空間的な振動計測には、多大な費用・時間が伴う。したがって、現状では、センサー配置の効率化についての数多くの研究²⁴⁾がなされていることが裏打ちしているように、不十分な計測点での振動計測を余儀なくされている。

もっとも、最近では、同形式の橋梁のなかで過酷な環境条件にある橋梁を選出し、それにヒューズ的な役割¹²⁾を与え、重点的に計測を行うことも検討されている。なかには、光ファイバーを埋め込んだ構造物²⁵⁾もあるが、損傷発生位置を捉えることができなかった場合には対処できないことやセンサーの耐久性についても課題が残る。

これらを考慮すると、振動モニタリングにおいては、非接触かつ多点計測が可能なセンサーを用いることが望ましい。

さらに、振動計測結果から同定された動特性は、様々な不確実性に起因して変動することに留意しなければならない。とくに、動特性の変動を損傷指標として用いる場合には、変動の有意性を定量的に示す必要がある。そのためには、まず、不確実性の要因を予め把握し、それに起因する変動を定量化したうえで、信頼性を明確にしなければならない。しかしながら、このような不確実性の観点から、構造物の性能評価に取り組んだ研究はない。

1-2. 既往の研究

1-2-1. 動特性の同定手法

動特性の同定手法は、以下の振動数領域における手法と時間領域における手法の2種類に大別することができる。

振動数領域における同定手法は、モード解析²⁶⁾を基に構築されたスペクトル解析と曲線適合から成るノンパラメトリック手法である。扱える構造系が線形、時不変系という制約があるものの、運動方程式をモード空間で展開して非連成化することで、多自由度系の各次の動特性を少ない計測点から同定することができ、しかも目的に応じて採用モードの次数を任意に選択できる。さらに、同定途中段階での振動現象をボード線図、コアクド線図やナイキスト線図で視覚的に捉えることができ、直接的でわかりやすいために幅広く用いられている。また、その他の同定手法として、最近では、非線形系や時変系に対してもウェーブレット解析等の各種非定常性スペクトル解析を適用したものが示されている²⁷⁾。

時間領域における同定手法は、パラメトリックなAR/ARMA法²⁸⁾²⁹⁾、カルマンフィルタ³⁰⁾³¹⁾、ノンパラメトリックな自由振動法¹⁹⁾、RD法³²⁾³³⁾ (Random Decrement Method)等が代表的である。

AR/ARMA法は、構造物に作用する外力とそれによる系の応答を不規則過程として扱って、時系列データから直接ARモデルやARMAモデルを決定し、これらのモデルから動特性を間接的に同定する手法である。この手法の長所は、得られた振動計測結果の時間が十分でない場合でも高次振動成分まで合理的に同定が可能であること、モデルから得られる伝達関数が関数形で与えられているためにトランケーション誤差が全くないことがあげられる。短所としては、ホワイトノイズ入力を仮定しているために、正弦加振や衝撃加振による振動計測には適さないことがあげられる。また、モデルの次数の選択が難しく、とくに振動数帯域が広くなると、FPE³⁴⁾ (Final Prediction Error) や AIC³⁵⁾ (An Information Criterion) の情報量基準の適用も困難となる²⁹⁾。カルマンフィルタは、システム状態変数の最小二乗推定値を逐次的に求める推定アルゴリズムである。基本的には、線形の状態方程式を基礎としているが、非線形の状態方程式に対しても基準軌跡まわりで線形化する拡張カルマンフィルタ³⁰⁾がある。振動数が近接する場合にも動特性を精度良く、同定することができる³¹⁾。

一方、RD法は、同じ初期変位を持つ時系列データを数多く重ね合わせることで振動成分中の不規則成分を相殺し、初期変位による自由減衰応答を得る手法である。応答は、定常性を有する必要があるが、重ね合わせによる平均化を行っているため、得られる同定結果の信頼性は高い。さらに、Ibrahim³⁶⁾によって、多点RD法によって得られる自由減衰応答を多自由度の自由減衰応答の重ね合わせにより近似し、多自由度系の動特性を求めることができるITD法が開発されている。

1-2-2. 常時微動計測による動特性の同定

社会基盤施設のような大型構造物を対象とした振動計測においては、大型加振機等の使用が可能である場合には、加振力と応答振幅の比であるコンプライアンス²⁹⁾を得ることができ、振動数領域における同定手法が採用されることが多い³⁷⁾。また、時間領域の同定手法に関しても自由振動波形から動特性を同定する比較的簡単な手法が主流であった¹⁹⁾。しかし、維持管理を目的とすると、供用中での常時微動計測が余儀なくされるため、高精度な同定は困難となる。以下では常時微動を対象とした既往の研究をまとめる。

常時微動計測のように入力を得られない場合でも、多点同時計測を行い、ある基準点と各計測点との伝達関数を算出することで、振動数領域において動特性を同定することができる²⁹⁾。これまでの常時微動計測による動特性の同定は、ほとんどがこの手法によるもので、長大橋でも Abdel-Ghaffar, A.M. and Scanlan, R.H.³⁸⁾³⁹⁾、Brawnjohn, J.M.W.ら⁴⁰⁾の常時微動計測があり、高精度な同定が行われている。

一方、時間領域において、岡林ら⁴¹⁾は、常時微動計測結果の自己相関係数を振動数領域でバンドパスフィルタ処理により1自由度系へ還元し、1自由度自己相関関数に単位衝撃応答を非線形最小二乗法で曲線適合させることで動特性の同定を行っている。西田、鈴木⁴²⁾は、近接した多数の固有振動数を有する大型ボイラに対して、常時微動計測結果からARモデルによるスペクトル解析と曲線適合を組み合わせた同定手法を提案し、動特性の同定を行っている。星谷、斉藤⁴³⁾は、構造物の動特性を拡張カルマンフィルタにより同定を行っている。また、Feng, M.Q.ら⁴⁴⁾は、テレビタワの常時微動計測結果に対してバンドパスフィルタにより固有振動数帯域の振動成分を抽出し、RD法を適用することで動特性を同定している。さらに、梶村ら⁴⁵⁾は白鳥大橋における19計測点から得られた長時間の常時微動計測結果に対してITD法を適用し、19次モードまでの動特性を同定している。

走行荷重を入力としては、Turner, J.D. and Pretlove, A.J.⁴⁶⁾の研究がある。Garibaldiら⁴⁸⁾は、ARMAVモデルを適用することで動特性を同定している。小坪、島野⁴⁷⁾は、名護屋大橋と高千穂橋梁で起振器、常時微動、走行荷重を入力として動特性の同定を行い、走行荷重から同定された動特性は、常時微動から同定された動特性よりも起振器から同定された動特性と一致することを示している。

風を入力として用いたものとしては、Tanaka, H. and Davenport, A.G.⁴⁸⁾のゴールデンゲートブリッジを対象とした常時微動計測がある。島野ら⁴⁹⁾は、フローティング形式斜張橋の台風時の振動計測を行い、動特性を同定している。Tamura, Y. and Sugamura, S.⁵⁰⁾は、構造物の振動計測を行い、RD法を適用して減衰比の同定を行っている。

地震を入力として用いたものとしては、吉田ら⁵¹⁾は、1995年兵庫県南部地震時に免震橋において計測された実地震記録から上部構造の動特性の同定を行っている。さらに、貝戸ら¹⁸⁾は、免震支承の動特性に対して、免震支承の非比例減衰を考慮した同定手法を提案している。

1-2-3. 損傷同定実験（土木分野を中心として）

はじめに、コンクリート構造物を対象とした既往の研究について述べる。川人⁵²は、クラックと動特性の相関関係について、鉄筋コンクリート梁を用いた静的および動的載荷試験により実験的検討を行い、クラックの進展に伴い固有振動数は低下し、減衰はわずかに増加することを定性的に示した。平澤⁵³は、RC構造物の損傷過程における振動特性の変化を実験的に確認した。具体的には、様々なRC実験供試体について載荷試験を行い、固有振動数についてはひび割れ発生時で最大25%程度低下するが、減衰定数には顕著な低下が見られないという結果を得ている。さらに、同様の結果が様々な形式に対して行われた実験からも得られている⁵⁴。

角本⁵⁵は、自旋式上路PC吊橋模型の破壊過程での動特性の変化を調べ、固有振動数については、主桁の部分的なひび割れや鉄筋の降伏程度の損傷では顕著な変化が見られず、コンクリートの圧壊で特定モードの振動数が若干変化するとしている。また、振動モード形については、損傷を受けた部材のモードに対するひずみエネルギーの寄与率が大きい次数での変化を確認した。宮本⁵⁶は、橋梁形式ごとに各動特性の感度特性を求めて、知識ベースの多段階的な損傷評価手法を提案し、実在のRC橋に人工損傷を導入した実験から、その手法の有効性を確認した。加藤⁵⁷は、実橋PC橋梁に対して静的載荷試験を行い、破壊に至るまでの各段階で振動実験を実施し、減衰については有意な変化は見られないものの、固有振動数については、損傷位置が振動モード形の腹に当たるモードでは破壊に近づくにつれ加速度的に低下することを確認している。

つぎに、鋼構造物を対象とした既往の研究について述べる。西村⁵⁸は、鋼製の模型桁の曲げ剛性を低下させることで損傷を付加し、静的および動的な力学的挙動の変化を実験的、解析的に検討している。そのなかで、変位は平均化された挙動変化として現れるため、損傷による変化の絶対量が小さく、局所的な損傷に対しては感度が鈍ると言及する一方で、ひずみ、固有振動数および振動モード形については損傷指標となりうるとしている。そして、実際に損傷の評価にあたっては、固有振動数の変化を指標とした知識ベースの方法を提案し、その有効性も確認している。中井⁵⁹は、都市高速道路における26の鋼桁橋について、15年間の経年変化による固有振動特性の変化を実測した。全体的な傾向としては、固有振動数は数%程度低下し、減衰定数は大きくばらついているという結果を得ている。

また、固有振動数、減衰比や振動モード形以外を損傷の指標としては、曲率の変化を用いた研究があげられる。中井⁶⁰は、主桁の断面欠損による断面二次モーメントの変動を推定するために、曲率分布を計測することができる曲率計測法⁶¹を提案し、人為的な損傷を付与した実橋の振動計測結果からその有効性を確認している。Pandey⁶²、水澤⁶³は、たわみや振動モード形から中央差分近似で得られるたわみ曲率や振動曲率モード形に着目することで、梁の局所的な曲げ剛性の低下位置および幅を高精度に同定できることを示した。しかしながら、この手法では、検出できる損傷は曲げ剛性のみで質量変化等は検出できないこと、剛性低下を定量的に評価できないこと、計測点が膨大になるだけでなく感度が高い分ノイズによる影響が致命的になるといった問題も指摘される。

橋梁下部構造については、加藤⁶⁴は、各研究機関で実施された振動実験結果を収集し、基礎形状に着目して橋脚の動特性の分析を行った。そして、橋脚の基本振動数は橋脚長と非

常に強い相関があることを明らかにした。一方、減衰定数に関しては、基本振動数が高くなるほど大きくなる傾向が見られるが、とくに基礎長が短い場合にはばらつきが大きくなるとしている。鳥野ら⁶⁶⁾は、洗掘を受けた橋梁の動特性と洗掘度合いとの関係を実橋における振動計測および固有値解析を行った。橋軸直角水平方向の1次の固有振動数と振動モード形は洗掘の改修が進むにつれ、大きく変動することから洗掘度合いを計る指標となりうることを指摘した。ただし、洗掘度合いが橋脚高さに比べて小さいときにはその変化は小さくなることも示している。また、西村ら⁶⁸⁾は、下部構造の健全度を判定する指標として固有振動数を用い、これを簡易かつ高精度に計測するための手法として衝撃振動試験法を考案した。この試験をJR各社で実施し、得られた数多くのデータから回帰分析を行い、下部構造の固有振動数の標準値を作成するとともに、それにより健全度を判定する健全度指標を作成している。また、中村ら⁶⁷⁾は衝撃振動試験の代わりに常時微動計測を用いた新しい橋脚健全度評価を提案している。

損傷や老朽化による補修・補強効果、耐震補強効果を動特性の変化から推定しようとする試みも数多く行われている。塩尻、田中⁶⁶⁾は、耐震補強前後の動特性を把握することで、補強効果を実験的に確認した。そのなかで、加振機による振動実験をとおして補強により構造物の応答変位が抑制され、固有振動数が高くなることを示している。また、振動モード形の違いから、とくに補強効果が高い箇所を推定を行っている。一方で、鳥野⁶⁹⁾らは、トラス橋の主桁の補強工事前後において振動実験を実施し、最大加速度については低減が見られる反面、固有振動数についてはその変動から剛性の増加を確認することは難しいということを指摘している。

1-2-4. 不確実性に起因する動特性の変動

工学問題で取り扱うべき不確実性については、Rowe⁷⁰⁾、Benjamin and Cornell⁷²⁾が分類を試みているが、大別すると偶然的な不確実性と認識的不確実性に分類できる⁷³⁾⁷⁴⁾。偶然的な不確実性は、物理量の変化、ここでいう損傷や劣化に伴う材料特性や幾何形状の変化を完全に把握できないことから生ずる。一方、認識的不確実性は主にモデル化誤差を要因とするが、情報量を増加させることによりその変動を低減可能な性質を持つ。したがって、損傷検出においては、偶然的な不確実性による変動は有意なものである一方で、認識的不確実性に起因する変動を定量的に把握する必要がある。そこで、以下ではこれを単に不確実性と称することとする。

実際に、大型構造物の振動計測、とくに常時微動計測を考えた場合、モデル化および入力における不確実性に起因する動特性の変動が問題となる。入力における不確実性は、入力である常時微動の計測が不可能であることが要因であるため、常時微動計測特有の問題であり、常時微動計測を極めて難しくしている。

一方、モデル化における不確実性は、モデルの簡略化や理想化を行うことで生ずる。橋梁のような大型構造物特有の問題として、図1-2-1に示すように振動計測が可能な領域が時間的、空間的に狭いことがモデル化における不確実性による変動を生じさせる要因としてあげられる¹⁵⁾。これは振動計測が可能な時間が構造物の寿命と比べて短いこと、計測点数が構造物の自由度と比べて少ないことによる。ただし、時間的な制約に関しては、埋め込み型のセンサが開発され⁷⁵⁾、実際に継続的なモニタリングが行われている事例²⁴⁾もあるため、今後改善

が期待できる。ところが、空間的な計測点の不足は、多点計測が可能なセンサーを用いた振動計測手法を構築する必要がある。

さらにモデル化に関しては、環境条件の影響による動特性の変動をモデルに取り込むことができないために、変動の有意性の推定を難しくしている。実際に、温度に関しては、Cornwell, P.ら⁷⁶⁾、平塚⁷⁷⁾が橋体温度と動特性との相関を指摘している。振幅に関しては、岡内ら²⁴⁾、山口ら⁷⁸⁾、梶村ら⁷⁹⁾が実験的に依存性を示している。しかし、これらの環境条件による変動については、構造系全体で一様に動特性が変動するので、局所的に変動する損傷とを空間的に密に振動計測を実施することで、区別することができる。

したがって、空間的に密な振動計測により情報量を増加させることは、不確定性に起因する動特性の変動を低減することに貢献するだけでなく、変動の有意性をより明確化することにもつながっていることがわかる。

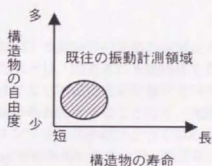


図 1-2-1. 社会基盤施設における振動計測可能領域

1-3. 研究目的

本研究では、老朽化する社会基盤施設の維持管理の合理化を視野に入れた常時微動計測結果に基づく構造物の性能評価手法を構築する。具体的な目的としては、

1. 振動計測およびモデル化の段階における不確定性に起因する変動を定量的に評価し、その結果に基づいて、動特性の変動の有意性を検定する手法を提案する。
 2. 社会基盤施設における振動モード形の同定を目的とした、高精度な非接触・多点常時微動計測システムを確立する。
 3. 物理モデルを構築することなく、振動計測結果のみを直接用いることができる損傷同定手法を構築する。
- をあげる。

1-4. 研究方法

はじめに、不確定性に起因する動特性の変動の定量化を試みる。とくに、入力およびモデル化における不確定性を対象とし、同定される動特性をある確率分布に従う確率変数として捉え、その信頼区間の構成により不確定性の定量化を行う。信頼区間の算出に際しては、未知母集団分布に対して正規分布を仮定することなく、先験情報である標本分布を直接利用することができる統計的リサンプリング法のひとつである Bootstrap 法⁸⁰⁾を適用する。さらに、このときに得られる Bootstrap 分布を用いることで、動特性の変動の有意性を検定することが可能な一手法を提案する。

つぎに、高精度な常時微動を对象とした実用的な振動計測システムを構築する。とくに、損傷による微小な動特性の変動を検出するために、振動計測、同定の各段階において不確定性を低減することに留意し、整合性の取れたシステム構築を行う。

具体的なハードウェアとして、常時微動計測が可能な精度を備えたレーザードップラ速度計⁸¹⁾⁸²⁾を取り上げる。また、社会基盤施設の振動計測では、高所・危険作業が余儀なくされるために、空間的に密な振動計測を行うことは著しい困難を伴う。この点に関しても、レーザードップラ速度計は、非接触かつ遠隔計測を実現している。さらに、レーザー照射角の自動制御により計測点を刻々と変化させることで、空間的に多点振動計測を実現できる。したがって、振動の空間情報が得られることで、初期段階の局所的な損傷を検出できるだけでなく、計測点の不足に伴うモデル化における不確定性に起因する変動量の低下を期待できる。

さらに、常時微動計測においては、外力情報を未知として扱い、繰り返し計測によるスペクトルの統計的平均化によって、外力の非定常性と不規則成分を取り除き、定常振動成分を抽出することで、構造モデルを構築することなしに振動モード形を同定することができる手法を提案する。また、振動計測結果の質については、前述の Bootstrap 法により算出した不確定性に起因する変動の収束性に着目し、繰り返し計測回数を定量的に決定する。

最後に、振動モード形から、構造物の損傷による剛性や質量低下を算出する手法を理論展開する。具体的には、同定される固有振動数と振動モード形のみから直接構築した構造モデルに基づいて、損傷を仮想的に付加した新たな構造系の固有値問題を解くことで損傷後の振動モードを解析的に算出し、質量と剛性の変化量を決定する。本手法は、振動計測結果による物理モデルの構築が不要であり、振動計測結果自体からの損傷同定を実現できるといった特徴がある。

1-5. 論文構成

本論文は、全6章構成とする。各章の概要は以下に示す。

第1章は、序論であり、本研究の背景と位置づけを述べ、研究の目的と手法を示す。

第2章では、振動計測結果に基づく同定問題において、不確定性に起因する動特性変動の定量化を行う。具体的には、Bootstrap法を援用することで、同定される動特性の変動を信頼区間により定量的に評価する手法を提案する。そして、実地震時の免震橋の振動計測結果、ならびに鉄筋コンクリート構造物の常時微動計測結果に適用し、統計的信頼区間を明示した検定による性能評価を行う。具体的には、免震橋においては、実地震時の免震効果について、鉄筋コンクリート構造物においては、地震前後における動特性の変動の有意性について、それぞれ信頼区間を用いた検定手法により性能を評価する。

第3章では、レーザードップラ速度計を用いた空間的な振動計測手法について、常時微動を対象とした実験的検討を行う。実験では、一辺固定支持された鋼板を取り上げ、提案する同定手法により、高次の振動モード成分までを高精度に同定する。このとき、統計的平均化に必要な計測回数については、Bootstrap法により算出した不確定性に起因する振動モード形の収束性により定量的な判断を与える。さらに、基準点計測用のレーザードップラ速度計を追加することで、振動モード形の同定精度の向上を図るとともに、実橋での強い非定常性を有する走行荷重を対象とした新たな振動計測システム構築についても検討する。

第4章では、振動モード形から構造物の剛性や質量低下を算出する手法を理論展開するとともに、実験的に検出精度について検証を行う。実験においては、質量変化を対象として、前章の鋼板に磁石を付加し、その位置と大きさを質量付加前後の振動モード形の変動から同定することを試みる。また、レーリー・リッツ法による一辺固定支持平板の理論振動モード形を用いて、実験振動モード形との同定精度の比較を行う。さらに、空間的な情報量の大きさが同定精度に与える影響についても計測点数を変動して検討する。

第5章では、構築した空間的な振動計測手法を実橋の常時微動計測に適用し、非定常性の強い走行荷重作用下において、鋼桁とRC床版の振動モード形の同定を行う。とくに、コンクリートを対象とした振動計測では、レーザースキャン光量が不足することによる光学ノイズの卓越が予想されるので、レーザースキャン光量が最大となる計測点を自動探索する機能を追加する。

第6章は、結論である。各章で得られた主要な研究成果を要約し、結論とするとともに、今後の研究の課題について述べる。

【参考文献】

- 1) 阪神高速道路公団橋：道路橋 RC 床版のひびわれ損傷と耐久性，1991.12
- 2) 日本道路協会：鋼橋の疲労，1996
- 3) 西川和廣：ライフサイクルコストを最小にするミニマムメンテナンス橋の提案，橋梁と基礎，Vol.31，No.8，pp.64-72，1997.8
- 4) Yanev, B.S.: Infrastructure Management Systems Applied to Bridges. Operation and Maintenance of Large Infrastructure Projects, pp.11-22, Balkema, Rotterdam, 1998
- 5) 阿部允：鋼鉄道橋における維持管理の現状と動向，土木学会論文集（掲載予定）
- 6) 西川和廣：道路橋の寿命と維持管理，土木学会論文集，Vol.501/1-29，pp.1-10，1994.10
- 7) 土木学会構造工学委員会非破壊評価小委員会：土木構造・材料の定量的非破壊評価へのアプローチ，土木学会論文集，No.428，pp.1-18，1991
- 8) 小林昭一，大津政康：アコースティック・エミッションのコンクリート工学への応用，コンクリート工学，Vol.16，No.7，pp.9-17，1978.7
- 9) 森泉和人：コンクリート構造物の内部探査を目的とした弾性波による非破壊検査事例，コンクリート工学，Vol.37，No.3，pp.39-41，1999.3
- 10) 川瀬眞行，鎌田敏郎，岩波光保，六郷恵哲，サーモグラフィ法による鋼・コンクリート間の空隙評価に関する基礎的研究，構造物の診断に関するシンポジウム，pp.285-288，1998.7
- 10) 土木学会：「コンクリート構造物の維持管理指針（案）」，コンクリートライブラリー，第81号，1995.10
- 12) 杵本政信：モニタリング技術，橋梁振動コロキウム'97 論文集，pp.35-44，1997.10
- 13) 濱本卓司：建築物のヘルスマニタリング，日本建築学会関東支部シンポジウム「性能設計における地震荷重と風荷重」，1999.3
- 14) 山本鏡男：ヘルスマニタリング—機械・プラント・建築・土木構造物・医療の健全性監視—，共立出版，1999.8
- 15) 貝戸清之，阿部雅人，藤野陽三：不確定性を考慮した非比例減衰系の同定と構造物の性能評価への応用，構造工学論文集，Vol.45A，pp.701-712，1999.3
- 16) 梶川康男，西沢辰男，杵本政信：可搬式自動車交通流自動観測システムの開発，土木学会論文集，No.391/V1-8，pp.107-114，1988.3
- 17) Abe, M.: Structural Monitoring of Civil Structures using Vibration Measurement Current Practice and Future, *LNAI 1454 Artificial Intelligence in Structural Engineering*, pp.1-18, 1998.7
- 18) Farrar, C.R., Duffey, T.A., Cornwell, P.J. and Dowbling, S.W.: Excitation Method for Bridge Structures, *Proceedings of the 17th International Modal Analysis Conference*, pp.1063-1068, KISSIMMEE, FLORIDA, 1999.2
- 19) LOKAUCHI, T., MIYATA, M., TATSUMI, R., KIYOTA: Dynamic Field Tests and Studies on Vibrational Characteristics of Long-Span Suspension Bridges, *Proceedings of JSCE*, No.446/119, pp.101-112, 1992.4
- 20) 岡林隆敏，原忠彦：道路橋振動特性測定における衝撃加振法の適用，構造工学論文集，Vol.34A，pp.731-738，1988.3
- 21) Salawu, O.S.: Detection of Structural Damage through Changes in Frequency: A Review, *Engineering Structures*, Vol.19, No.9, pp.718-723, 1997
- 22) Doebling, S.W., Farrar, C.R., Prime, M.B., Shevitz, D.W.: Damage Identification and Health Monitoring of Structural and Mechanical Systems from Changes in Their Vibration Characteristics: A Literature Review, *LA-13070-MS*, 1996.5

- 23) Farrar, C.R., Doebling, S.W.: The state of the art in vibration-based structural damage identification. *Pre-Conference Symposium of 2 World Conference of Structural Control Symposium on Health Monitoring of Structures*, 1998.6
- 24) Xu, K., Warnitchai, P. and Igusa, T.: Optimal Placement and Gains of Sensors and Actuators for Feedback Control, *Journal of Guidance, Control and Dynamics*, Vol.17, No.5, pp.929-934, 1994
- 25) Burgaud, M., Ferdinand, P., Rougeault, S., Dewynter-Marty, D., Parneix, P. and Lucas, D.: Health Monitoring of Composite Plastic Waterworks Lock Gates using In-Fiber Bragg Grating Sensors, *Proceedings of 4th ESSM and 2nd MIMR Conference*, pp.405-412, HARROGATE, 1998.7
- 26) 長松昭男: モード解析入門, コロナ社, 1993.7
- 27) 小西康夫, 石垣博行: ウェーブレット変換を用いたシステムの動特性同定, 日本機械学会論文集 (C編), Vol.63, No.609, pp.92-97, 1997.5
- 28) 土岐憲三, 佐藤忠信: 時系列理論による構造物特性の推定, 第5回日本地震工学シンポジウム講演集, pp.1009-1015, 1978
- 29) 鈴木浩平: 構造物の動特性同定に関する研究 (最近の研究動向と一手法の提案), 日本機械学会論文集 (C編), Vol.54, No.501, pp.1035-1040, 1988
- 30) 星谷勝, 斉藤悦郎: 拡張カルマンフィルタを用いた同定問題の各種振動系への応用, 土木学会論文集, No.339, pp.59-67, 1983
- 31) 岩本政巳, 藤野陽三: 自由振動波形から固有振動数の近接した2自由度線形系のパラメータ同定法, 土木学会論文集, I-20/No.450, pp.141-149, 1992.7
- 32) Cole, H.A.: On line Failure Detection and Damping Measurement of Aerospace Structures by Random Decrement Signatures, NASA CR-2205, 1973.3
- 33) Vandiver, J.K., Dunwoody, A.B., Campbell, R.B. and Cook, M.F.: A Mathematical Basis for the Random Decrement Vibration Signature Analysis Technique, *Journal of Mechanical Design*, Vol.104, pp.304-313, 1982.2
- 34) 赤池弘次, 中川東一郎: ダイナミックシステムの統計的解析と制御, サイエンス社, 1972
- 35) 赤池弘次: 情報量規準 AIC とは何か〜その意味と将来への展望〜, 数理科学, No.153, pp.5-11, 1976
- 36) Pappa, R.S. and Ibrahim, S.R.: A Parametric Study of the Ibrahim Time Domain Modal Identification Algorithm, *Shock and Vibration Bulletin*, Vol.51, Part.3, pp.43-72, 1981
- 37) 折田秀三, 福田博文, 前田勉, 藤岡秀信, 上野健治: 伊唐大橋の振動実験と常時微動計測, プレストレストコンクリート, Vol.39, No.1, 1997.1
- 38) Abdel-Ghaffar, A.M., Scanlan, R.H.: Ambient Vibration Studies of Golden Gate Bridge: I. Suspended Structure, *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, Vol.111, No.EM4, pp.463-482, 1985
- 39) Abdel-Ghaffar, A.M., Scanlan, R.H.: Ambient Vibration Studies of Golden Gate Bridge: II. Pier-Tower Structure, *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, Vol.111, No.EM4, pp.483-499, 1985
- 40) Brownjohn, J.M.W., Dumanoglu, A.A., Severn, R.T. and Taylor, C.A.: Ambient Vibration Measurements of the Humber Suspension Bridge and Comparison with Calculated Characteristics, *Proceedings of Institution Civil Engineers*, Part2, Vol.83, pp.561-600, 1987.9
- 41) 岡村隆敏, 山森和博, 古賀政男, 吉村徹: 仮想計測器ソフトウェアによる構造同定システムの開発, 橋梁振動コロキウム 97, pp.197-204, 1997.10
- 42) 西田英一, 鈴木浩平: 常時微動観測によるボイラ構造物の動特性同定, 日本機械学会論文集 (C編), Vol.56, No.522, pp.385-390, 1990.2

- 43) 星谷勝, 齊藤悦郎: 常時微動記録を用いた EK-WGI 法による建物の動特性の推定, 土木学会論文集, No.350/I-2, pp97-106, 1984.10
- 44) Feng, M.O., Kim, J.M. Xue, H.: Identification of a Dynamic System using Ambient Vibration Measurements, *Journal of Applied Mechanics*, ASME, Vol.65, No.12, 1998.12
- 45) 梶村徹, 阿部雅人, 藤野陽三, 柳原優登: 常時微動に基づくモード特性同定手法の構築, 土木学会第54回年次学術講演会概要集, 第1部(B), I-B255, pp.508-509, 1999.9
- 46) Turner, J.D., Pretlove, A.J.: A Study of the Spectrum of Traffic-Induced Bridge Vibration, *Journal of Sound and Vibration*, Vol.122, No.1, pp.31-42, 1988.1
- 46) Garibaldi, L., Giorcelli, E., Piombo, B.A.D.: ARMAV Techniques for Traffic Excited Bridges, *Journal of Vibration and Acoustics*, ASME, Vol.120, pp.713-718, 1998.7
- 47) 小坪清真, 鳥野清: 常時微動測定による構造物の振動性状解析, 土木学会論文集, No.222, pp.25-36, 1974.2
- 48) Tanaka, H., Davenport, A.G.: Wind Induced Response of Golden Gate Bridge, *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, Vol.109, No.1, pp.296-312, 1983.2
- 49) 鳥野清, 麻生稔彦, 北川正一, 榊島誠吾: フローティング形式斜張橋(鳴けんか橋)の起振機試験と台風時応答観測, 土木学会論文集, No.522/VI-28, pp97-106, 1995.9
- 50) Tamura, Y., Suganuma, S.: Evaluation of Amplitude-Dependent Damping and Natural Frequency of Building during Strong Winds, IWEF Meeting on Structural Damping, pp.5-21, 1995
- 51) 吉田順司, 阿部雅人, 藤野陽三: 兵庫県南部地震における阪神高速松の浜免震橋の地震時挙動, 土木学会論文集, Vol.626/I-48, pp.37-50, 1999.7
- 52) 川人達男: 振動特性による橋梁の健全性調査法に関する研究(その1), 日本道路公団昭和48年度試験所報告, pp.158-167, 1974.11
- 53) 平澤征夫, 古澤誠司, 伊藤和幸: RC 高橋脚モデルの損傷過程と振動特性に関する実験的研究, 土木学会論文集, No.372/V-5, pp.75-84, 1996.8
- 54) 加藤雅史, 田中信治: 橋梁構造物の損傷とその振動特性に関する一考察, 土木学会第43回年次学術講演会講演概要集, 第1部, I-403, pp.856-857, 1988.10
- 55) 角本周, 梶川康男, 長谷川孝一, 牧祐之: 自錠式上路 PC 吊橋模型の破壊に伴う振動特性の変化, 構造工学論文集, Vol.45A, pp.641-648, 1999.3
- 56) 宮本文徳, 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応用, 土木学会論文集, No.442/V-16, pp.61-70, 1992.2
- 57) 加藤雅史, 高木保志, 島田静雄: PC 橋梁の破壊に伴う振動性状の変化に関する実験的研究, 土木学会論文集, No.341, pp.113-118, 1984.1
- 58) 西村昭, 藤井学, 宮本文徳, 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
- 59) 中井博, 吉川紀, 加賀山泰一, 矢幡武人: 都市高速道路における鋼桁橋の振動特性の経年変化からみた剛度評価に関する研究, 構造工学論文集, Vol.34A, pp.563-569, 1988.3
- 60) 中井博, 関本宏, 佐々木伸幸: 橋梁上部工の健全度評価, 橋梁交通振動に関するシンポジウム論文集 Part A, pp.93-100, 1995.11
- 61) 中井博, 関本宏, 佐々木伸幸, 井上幸一, 川田隆夫: 鋼橋の振動を利用した損傷の一検出法, 平成2年度土木学会関西支部学術講演会概要集, I-61, 1990.5
- 62) Pandey, A.K., Biswas, M. and Samman, M.M.: Damage Detection from Changes in Curvature Mode Shapes, *Journal of Sound and Vibration*, Vol.145, No.2, pp.321-332, 1991.2

- 63) 水澤富作, 高木信治: 曲率変化に基づくはり構造物の損傷評価法について, 構造工学論文集 Vol.38A, pp.21-29, 1992.3
- 64) 加藤雅史, 島田静雄: 橋脚振動特性の実測データによる統計分析, 土木学会論文集, No.338, pp.229-232, 1983.10
- 65) 烏野清, 麻生稔彦, 松田泰治, 龍谷幸二, 仲間高人: 洗濯を受けた橋脚を有する橋梁の振動特性, 構造工学論文集, Vol.42A, pp.715-720, 1996.3
- 66) 西村昭彦, 棚村史郎: 既設橋梁橋脚の健全度判定法に関する研究, 鉄道総研報告, Vol.3, No.8, pp.41-49, 1989.8
- 67) 中村豊, 田母神宗幸, 佐藤新二, 立花三裕: 常時微動を用いた新しい橋脚健全度評価法の提案, 鉄道総研報告, Vol.8, No.5, pp.47-52, 1994.5
- 68) 塩尻弘雄, 田中剛一: 振動実験による耐震補強効果の評価に関する研究, 土木学会第53回年次学術講演会講演概要集, 第1部, I-B370, pp.740-741, 1998.10
- 69) 烏野清, 成富勝, 三谷英弥, 城戸繁幸, 徳光卓: 大川橋改修前後の振動特性, 土木学会第43回年次学術講演会講演概要集, 第1部, I-402, pp.854-855, 1988.10
- 70) Rowe, D.W.: Understanding Uncertainty, Risk Analysis, Vol.14, No.5, 1994, pp.743-750
- 72) Benjamin, J.R. and Cornell, C.A.: Probability, Statistics, and Decision for Civil Engineers, McGraw-Hill, 1970
- 73) SSHAC, Recommendations for Probabilistic Seismic Hazard Analysis: Guidance on Uncertainty and Use of Experts, LLNL Report, 1995.9
- 74) 日本日本建築学会: 応用力学シリーズ6 構造物系の非線形・不確定モデリング, pp.115-150, 丸善株式会社, 1998.12
- 75) 鈴木英世, Feng, M.Q.: 構造物の計測のための光ファイバを用いたセンサの開発について, 土木学会論文集, No.528/VI-29, pp.7-15, 1995.12
- 76) Cornwell, P. Farrar, C.R. Doebbling, S.W. and Sohn, H.: Environmental Variability of Modal Properties, Experimental Techniques, pp.45-48, 1999.12
- 77) 平塚義久: 大島大橋振動実験, 本四技法, Vol.13, No.4, pp.42-47, 1988.10
- 78) 山口宏樹, 高野晴夫, 小笠原政文, 下里哲弘, 加藤真志, 岡田淳: 鶴見つばさ橋の振動実験による動的特性の同定, 土木学会論文集, No.543, pp.247-258, 1996
- 79) 梶村徹: 長径間吊橋の常時微動試験に基づく構造モニタリング手法の確率, 東京大学工学部土木工学科卒業論文, 1999.3
- 80) B.Efron, R.Tibshirani: *An Introduction to the Bootstrap*, Chapman and Hall, 1993
- 81) 金原勲, 影山和郎, 鈴木敏夫, 大沢勇, 伊出浩司: レーザー振動画像法と有限要素法によるはく離を有する積層板の振動モード解析, 材料, Vol.43, No.487, 1994.4
- 82) 貝戸清之, 阿部雅人, 藤野陽三, 依田秀則: レーザードップラ速度計を用いた振動モード形の計測と損傷検出への応用, 第2回構造物の診断に関するシンポジウム論文集, pp.157-162, 1999.8

第2章

不確定性に起因する動特性変動の 定量的評価

本章では、同定問題における不確定性を考慮して、それに起因する動特性の変動を定量的に評価する。そのために、リサンプリング法のひとつである Bootstrap 法を採用するとともに、適用事例を示す。2-1 節では、従来の手法の問題点を指摘し、Bootstrap 法の利点を述べる。2-2 節では、Bootstrap の適用手順を示し、その推定精度について理論的および数値的に検討する。2-3 節では、Bootstrap 法による動特性変動の定量化手法を示し、実振動計測に基づく同定問題に適用を試みる。これを受けて、2-4 節では、不確定性を考慮した構造物の性能評価を行う。2-5 節では、Bootstrap 分布を用いた動特性の変動の有意性検定手法を提案する。2-6 節では、同定に用いたモデルの妥当性について、AIC と Bootstrap 分布の先験情報を利用した情報量基準によって検証を行う。最後に 2-7 節では、本章のまとめを述べる。

2-1. はじめに

動特性の変動を性能評価の判断指標とするうえでの難点は、損傷のみならず、不確定性によっても動特性が変動することにある。したがって、不確定性に起因する動特性の変動を把握したうえで、損傷による変動との相違を信頼性をもって明示しなければならない。そこで、動特性は確率変動するものとして扱い、動特性に対する信頼区間を構成することにより変動の定量的評価を行う。

ここで一般に、考察の対象とする確率変数の母集団分布が既知の場合には、信頼区間の構成は容易に行うことができる。しかし、動特性の母集団分布は未知であり、実験的に母集団分布を形成することも振動計測上の制約から困難である。このような場合には、従来は、未知の分布を正規分布で近似することができるという仮定を置くことにより対処している。これは、世の中の多くの事象が近似的に正規分布で表せる場合が多いことや、母集団分布を仮定しないノンパラメトリックな方法を採用した場合には、理論的な取り扱いが非常に困難となる場合が多いことによる¹⁾。ところが実際には、正規近似の仮定が満たされていないと判断できることが多い。そこで、推定の精度を向上させるためには、できるだけ上述のような

特定の母集団の分布形に依存しない方法により判断を下すことが望ましい。

このような要請に対し、Bootstrap法⁷³⁾は、母集団分布に特定の分布形を仮定することなく、興味のある変数に対する信頼区間を構成することのできる統計的リサンプリング法のひとつである。この手法の特徴は、複雑な理論や数式に基づく解析は必要とせず、数値シミュレーションを利用した大量の反復計算によって、分布関数の数値近似を可能とする点にある。同定問題への適用を考えると、①少ない振動計測結果からでも反復計算を行うことで、信頼区間を算出することができる、②母集団に特定の分布形の仮定を必要としないことから、計測対象が変化しても計算を自動化できるという利点がある。そこで、次節以降では動特性の変動の定量化に対して、Bootstrap法の適用を試みる。

2.2. Bootstrap法

2-2-1. Bootstrap法による信頼区間の構成手順

Bootstrap法の適用に際しては、「得られた1組の標本の各要素は、互いに独立に同一の確率分布から無作為抽出されたものである。」という仮定を満たしている必要がある⁷⁴⁾。この仮定のもとで、以下にBootstrap法による $\alpha\%$ 信頼区間の一般的な構成手順を、図2-2-1と併せて説明する。

- ①未知の母集団分布 F から1組の標本 Z を無作為抽出し、得られた標本から構成される経験分布関数 F_n により、母集団分布 F を推定する。図中、 z は標本要素であり、 n は総要素数である。
- ②既知の確率分布 F_n から、大きさ n の標本 Z_b^* ($b=1, \dots, B$) を無作為復元抽出する。ここで、 B 個の標本を以下ではBootstrap標本と称する。
- ③手順②を B 回繰り返して、各々のBootstrap標本 Z_b^* から、Bootstrap推定値 $\hat{\theta}_1^*, \hat{\theta}_2^*, \dots, \hat{\theta}_B^*$ を計算する。
- ④手順③から、 $[\hat{\theta}_{[B(1-\alpha)/2]}^*, \hat{\theta}_{[B(1-\alpha)/2]}^*]$ によって、 $\alpha\%$ Bootstrap信頼区間を構成する。ただし、 $\hat{\theta}_{[q]}^*$ は、 $\hat{\theta}_1^*, \hat{\theta}_2^*, \dots, \hat{\theta}_B^*$ を小さい順に並べたときの q 番目のものであり、 B は q が整数となるようにとる。

以上の手順により、対象とする推定量の $\alpha\%$ 信頼区間を求めることができる。

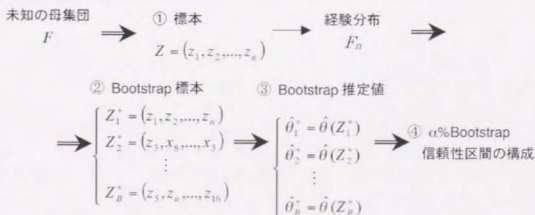


図 2-2-1. Bootstrap法の適用手順

2-2-2. Bootstrap 分布の近似精度の証明

Bootstrap 法を適用する場合に、真の母集団分布に対する Bootstrap 推定値で構成される Bootstrap 分布の近似精度を検討しておくことは、重要である。この問題に対しては、未知の母集団分布とその Bootstrap 分布との距離を

$$\sup_z \left| P_F \left\{ \sqrt{n}(\hat{\theta}_n - \theta) \leq z \right\} - P_{F_n} \left\{ \sqrt{n}(\hat{\theta}_n^* - \hat{\theta}) \leq z \right\} \right| \quad (2-1)$$

で計り、式(2-1)の誤差評価を行うこととする。ここで θ は未知母数、 $\hat{\theta}_n$ は θ に対する推定量で $\hat{\theta}_n = \hat{\theta}(Z_1, \dots, Z_n)$ 、 Z_1, \dots, Z_n は未知の母集団 F から抽出された大きさ n の無作為標本、 $\hat{\theta}$ は観測値 $Z_1 = z_1, Z_2 = z_2, \dots, Z_n = z_n$ が得られたときの推定値で $\hat{\theta} = \hat{\theta}(z_1, \dots, z_n)$ 、 $\hat{\theta}_n^*$ は Bootstrap 推定値 $\hat{\theta}_n^* = \hat{\theta}(Z_1^*, \dots, Z_n^*)$ とする。しかし、ノンパラメトリックのもとでの誤差評価は、一般には困難である。そのため、これまでの研究では、 $n \rightarrow \infty$ とした場合の漸近的な様相が調べられている⁴⁾。

いま、 $\sqrt{n}(\hat{\theta}_n - \theta)$ の分布が平均 0、分散 σ^2 の漸近正規性を有するならば、エッジワース展開⁵⁾⁶⁾⁷⁾により、

$$P_F \left\{ \sqrt{n}(\hat{\theta}_n - \theta) \leq z \right\} = \Phi(z/\sigma) + n^{-1/2} p(z/\sigma) \phi(z/\sigma) + O(n^{-1}), \quad (2-2)$$

$$P_{F_n} \left\{ \sqrt{n}(\hat{\theta}_n^* - \hat{\theta}) \leq z \right\} = \Phi(z/\hat{\sigma}) + n^{-1/2} \hat{p}(z/\hat{\sigma}) \phi(z/\hat{\sigma}) + O_p(n^{-1}) \quad (2-3)$$

が得られる。ただし、 $\phi(\omega)$ 、 $\Phi(\omega)$ は、それぞれ標準正規分布の密度関数と分布関数であり、 $\phi(\omega) = (2\pi)^{-1/2} e^{-\omega^2/2}$ 、 $\Phi(\omega) = \int_0^\omega \phi(u) du$ である。また、 $\hat{\sigma}^2$ は σ^2 の Bootstrap 推定値、 p はその係数が母集団分布のモーメントの関数であるとして与えられる多項式、 \hat{p} は p における未知の量を Bootstrap 推定値で置き換えたものである。ここで、 $\hat{\sigma} - \sigma = O(n^{-1/2})$ かつ $\hat{p} - p = O_p(n^{-1/2})$ であることに注意すると、式(2-2)、(2-3)より、 $n \rightarrow \infty$ としたときに確率 1 で

$$n^{1/2} \sup_{-x \leq z \leq x} \left| P_F \left\{ \sqrt{n}(\hat{\theta}_n - \theta) \leq z \right\} - P_{F_n} \left\{ \sqrt{n}(\hat{\theta}_n^* - \hat{\theta}) \leq z \right\} \right| \rightarrow 0 \quad (2-4)$$

が成り立つ。したがって、Bootstrap 分布が真の母集団分布に $O(n^{-1/2})$ のオーダーで漸近的に一致することを証明することができる。

2-2-3. $\alpha\%$ 信頼区間の算出精度の検証

Bootstrap 法により算出される信頼区間の精度について、数値シミュレーションにより検証を試みる。ここでは、有限母集団分布から無作為復元抽出を行い、標本平均と標本分布から母平均と母分散を区間推定する問題を考える。

はじめに、母集団分布が図 2-2-2 に示すように 10000 要素からなる正規分布である場合を取り上げる。このとき、母平均と母分散は、0.00719、0.986 であった。この母集団分布の母平均と母分散の推定に対して、以下の3つの手法による比較を行う。

- 手法1. Bootstrap 法：前節 2-2-1 の手順に従って、 n 要素から成る標本に Bootstrap 法を適用し、 B 個の Bootstrap 推定値により区間推定する。
- 手法2. リサンプリング法： n 要素から成る標本を母集団分布から B 回無作為復元抽出し、 B 個の標本それぞれに対して平均、分散を算出して区間推定する⁹⁾。
- 手法3. 理論的手法： t -検定、 χ^2 検定により区間推定を行う¹⁾。このとき、母集団分布が正規分布であるなら、母平均 μ と母分散 σ^2 は、次式により区間推定することができる。

$$\bar{x} - t(n-1, \alpha) \sqrt{\frac{S^2}{n}} < \mu < \bar{x} + t(n-1, \alpha) \sqrt{\frac{S^2}{n}} \quad (2-5)$$

$$\frac{S}{\chi^2\left(n-1, \frac{\alpha}{2}\right)} < \sigma^2 < \frac{S}{\chi^2\left(n-1, 1-\frac{\alpha}{2}\right)} \quad (2-6)$$

上式中、 \bar{x} 、 S^2 、 S はそれぞれ、標本平均、標本分散および標本の二乗根を表す。

n を 10、100、1000 と変化させたときの母平均と母分散の 99%信頼区間を表 2-2-1 と表 2-2-2 に示す。なお、反復回数 B は一律に 2000 個とした。いずれの手法によっても同程度の推定結果を与えているが、 n が小さいときには理論的手法では、やや 99%信頼区間が大きくなっていることがわかる。また、リサンプリング法による推定結果は、母平均、母分散の真値に対してバイアスを含んでいないが、Bootstrap 法と理論的手法ではバイアスを含んでおり、この2つの手法による推定結果は、抽出した標本の特性に大きく依存することが理解できる。ただし、Bootstrap 法に関しては、バイアスを補正するための手法が提案されている⁴⁾⁹⁾。

つぎに、図 2-2-3 に示すように母集団が一様分布（母平均 0.499、母分散 0.0825）である場合についても同様の検討を行った。その結果を表 2-2-3 と表 2-2-4 に示す。 n が小さいときには、理論的手法による推定結果は、先と同様に信頼区間幅が大きくなっている。

したがって、標本の要素数が少ない場合には、理論的手法により推定される 99%信頼区間は、分布形によっては大きく安全側に評価される恐れがあることが示される。一方、Bootstrap 法は、リサンプリングを行うのと同等な結果を常に与えている。このことから、Bootstrap 法による信頼区間の推定精度は、母集団の分布形に依存するのではなく、得られた標本分布の母集団分布に対する近似精度に依存していることがわかる。

第2章 不確定性に起因する動特性変動の定量的評価

表 2-2-1. 母平均の推定結果 (99%信頼区間)

	n=10	n=100	n=1000
母平均		0.00719	
標本平均	0.362	0.163	0.0415
Bootstrap 法	-0.516~1.33	-0.0843~0.414	-0.0414~0.119
リサンプリング法	-0.756~0.760	-0.239~0.257	-0.0787~0.0861
t-検定	-0.924~1.65	-0.103~0.429	-0.0390~0.122

表 2-2-2. 母分散の推定結果 (99%信頼区間)

	n=10	n=100	n=1000
母平均		0.986	
標本平均	1.56	1.03	0.974
Bootstrap 法	0.210~3.08	0.673~1.46	0.857~1.10
リサンプリング法	0.177~2.46	0.666~1.38	0.864~1.09
χ^2 -検定	0.597~8.12	0.725~1.51	0.871~1.10

表 2-2-3. 母平均の推定結果 (99%信頼区間)

	n=10	n=100	n=1000
母平均		0.499	
標本平均	0.493	0.443	0.495
Bootstrap 法	0.260~0.739	0.368~0.516	0.473~0.519
リサンプリング法	0.271~0.726	0.424~0.575	0.475~0.523
t-検定	0.166~0.820	0.368~0.518	0.472~0.519

表 2-2-4. 母分散の推定結果 (99%信頼区間)

	n=10	n=100	n=1000
母平均		0.0825	
標本平均	0.101	0.0824	0.0824
Bootstrap 法	0.0199~0.175	0.0629~0.101	0.0765~0.0885
リサンプリング法	0.0240~0.151	0.0642~0.103	0.0766~0.0886
χ^2 -検定	0.0386~0.524	0.0582~0.121	0.0737~0.0929

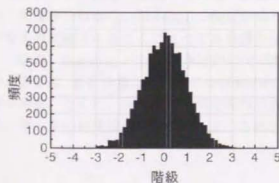


図 2-2-2. 正規母集団分布

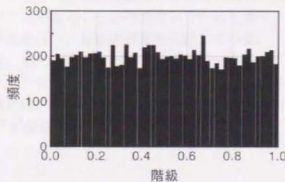


図 2-2-3. 一様母集団分布

2-3. Bootstrap 法の同定問題への応用

2-3-1. Bootstrap 法による動特性変動の定量化手法

同定される動特性の変動を Bootstrap 法により $\alpha\%$ 信頼区間で定量化する。ただし、振動計測結果に対し、単純にリサンプリングを行うだけでは、時間の因果律が崩れる¹⁰⁾。そこで、振動計測結果を振動数領域に変換し¹¹⁾¹²⁾¹³⁾、以下と図 2-3-1 に示す手順により、 $\alpha\%$ 信頼区間を構成する。なお、振動計測結果は、定常過程であるとする。

1. 振動計測を行い、構造物の入力と出力に対する振動計測結果 $x(\hat{t})$ と $y(\hat{t})$ を得る。
2. 振動計測結果 $x(\hat{t})$ 、 $y(\hat{t})$ を、それぞれ k 個の小区間 $x_m(\hat{t})$ 、 $y_m(\hat{t})$ ($m=1, \dots, k$) に分割する。ただし、各小区間の長さは、 $x(\hat{t})$ および $y(\hat{t})$ の自己相関係数を計算し、それらが無相関であると判断できるラグの最小値をもとに決定する。ここで、振動計測結果を小区間に分割するのは、手順 3 でフーリエ変換を行うためである。
3. 各小区間に対して、フーリエ変換を施し、 $X_m(\omega)$ 、 $Y_m(\omega)$ を得る。これらは、2-2-1 節手順①の標本要素に対応する。
4. $X_1(\omega), \dots, X_k(\omega)$ 、および $Y_1(\omega), \dots, Y_k(\omega)$ のそれぞれからリサンプリングを行い、得られた $X_{1,b}^*(\omega), \dots, X_{k,b}^*(\omega)$ と $Y_{1,b}^*(\omega), \dots, Y_{k,b}^*(\omega)$ から、式(2-7)により、伝達関数 $\hat{H}_b^*(\omega)$ を計算する。

$$\hat{H}_b^*(\omega) = \frac{\sum_{m=1}^k X_{m,b}^*(\omega) \bar{Y}_{m,b}^*(\omega)^*}{\sum_{m=1}^k |X_{m,b}^*(\omega)|^2} \quad (b=1, \dots, B) \quad (2-7)$$

ただし、 B と $\bar{Y}_{m,b}^*$ は、それぞれ Bootstrap 標本数と、 $Y_{m,b}^*$ の複素共役を表す。この手順は、2-2-1 節の手順②に対応する。

5. 手順 4 を B 回繰り返し、 B 個の伝達関数それぞれについて、例えば固有振動数や減衰比の同定を行う。同定される固有振動数 f_k^* と減衰比 h_k^* は、Bootstrap 推定値として、 B 個算出される。この手順は、2-2-1 節の手順③に対応する。
 6. B 個の Bootstrap 推定値に対し、 $B(1-\alpha)/2+1$ 番目と $B(1+\alpha)/2$ 番目の値を取り、それぞれを $\alpha\%$ 信頼区間の下限値と上限値とする。この手順は、2-2-1 節の手順④に対応する。
- 以上が、同定問題における動特性に対する $\alpha\%$ 信頼区間の構成手順である。ここで、手順 4 において伝達関数を算出している。これは、得られた振動計測結果が非定常の場合には、同一の確率分布からの標本抽出の仮定が成り立たなくなることが懸念されるためであり、出力を入力で除算することによってある種の規準化を行い、仮定の破綻を回避している。

なお、Bootstrap 法はこの手法だけではなく、他の同定手法への応用も可能であるが、そのときには、仮定を満たすために小区間の作成¹⁴⁾¹⁵⁾ やリサンプリングの方法¹⁶⁾ に注意する必要がある。とくに、時間領域で同定を行う場合には、時系列データが互いに独立ではないため、データの相関構造を反映するような修正¹⁰⁾が必要となる。

第2章 不確定性に起因する動特性変動の定量的評価

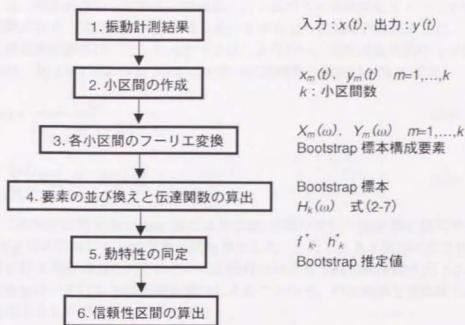


図 2-3-1. 動特性の同定問題への Bootstrap 法適用手順

2-3-2. 数値シミュレーションによる解析的検討

図 2-3-2 に示す 2 自由度系を対象とした動特性の同定問題に Bootstrap 法を適用し、その 99% 信頼区間を算出する。動特性の理論解に関しては、固有振動数は構造諸元より求め、減衰比は各モードとも一律に 0.02 と定めた (表 2-3-1)。

はじめに、この構造系にホワイトノイズを入力 $x(t)$ として与え、そのときの出力 $y(t)$ を線形加速度法により算出した。なお、応答計算は、時間刻み幅 0.01 [sec]、データ個数 8192 個の条件で行った。得られた入力と出力から伝達関数を作成し、各モードの固有振動数と減衰比を同定した。

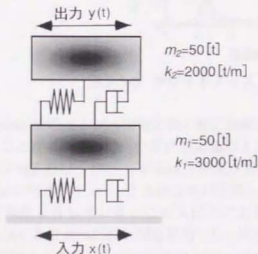


表 2-3-1. 2 自由度系構造物の動特性

	固有振動数 [Hz]	減衰比
1 次	2.23	0.02
2 次	5.46	0.02

図 2-3-2. 2 自由度構造モデル

第2章 不確定性に起因する動特性変動の定量的評価

具体的には、応答計算から求めた伝達関数と、下式で与える地震動を入力とする2自由度系の伝達関数の差が、式(2-9)の評価関数を最小とするように動特性を決定した。評価関数を最小とする最適解の探索は、ランダムサーチ法により行い、同定対象区間は1~7[Hz]とした。同定結果は、図2-3-3および表2-3-2に示す(伝達関数の導出は付録A参照)。

$$H(\omega) = \frac{\omega^2}{(\omega_s^2 - \omega^2) + 2i\eta\omega, \omega} \quad (2-8)$$

$$E = \sum_{\omega \in \omega_{obs}} \left\{ \hat{H}_s(\omega) - |H(\omega)|^2 \right\}^2 \quad (2-9)$$

つぎに、この同定計算をBootstrap法により2000回繰り返し、2000個の動特性から構成されるBootstrap分布に対して99%信頼区間を算出した。ただし、各小区間の長さは1024個とし、小区間を計8個作成した。それぞれの動特性に対する99%信頼区間を表2-3-2に併せて示すが、理論値はいずれも99%信頼区間内にあることから、同定結果と理論解との差異は不確定性に起因するものであると推察できる。

表 2-3-2. 2自由度系構造物の動特性同定結果

	同定結果	99%信頼区間
1次固有振動数	2.26	2.23-2.27
1次減衰比	0.00392	0.00223-0.0510
2次固有振動数	5.44	5.42-5.48
2次減衰比	0.0142	0.00644-0.0226

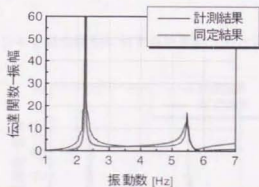


図 2-3-3. ホワイトノイズ入力に対する同定結果

Bootstrap法による99%信頼区間の推定精度をホワイトノイズのような定常入力において確認することができたので、つぎに地震動のような非定常入力についても解析的に検討を行う。用いた地震動は、1995年の兵庫県南部地震においてJR鷹取駅で計測されたものとし、図2-3-4(a)に時系列を示す。2自由度系の応答 $y(t)$ についても、図2-3-4(b)に示すが、ともに強い非定常性を有している。この入出力に対して、先と同条件で動特性の同定、およびBootstrap法により99%信頼区間を算出した。同定結果を図2-3-5および表2-3-3に示す。これより、非定常入力を受ける場合でもBootstrap法による99%信頼区間の推定精度が高いことがわかる。

第2章 不確定性に起因する動特性変動の定量的評価

さらに、入出力に含まれるノイズが99%信頼区間に及ぼす影響についても数値的に検討した。入力、出力、それぞれについて標準偏差を算出し、その1%、2%、5%、10%、20%のホワイトノイズを付加して同定を行った。図2-3-5は、ノイズに対する99%信頼区間を示すが、ノイズの混入率の増加につれ、区間幅が大きくなっていることがわかる。また、その傾向は減衰比について大きく見られることから、一般的にいわれるように減衰比の同定の難しさが伺い知ることができる。

表 2-3-2. 2自由度系構造物の動特性同定結果

	同定結果	99%信頼区間
1次固有振動数	2.26	2.21-2.28
1次減衰比	0.00905	0.00813-0.0300
2次固有振動数	5.47	5.46-5.48
2次減衰比	0.00702	0.00228-0.0401

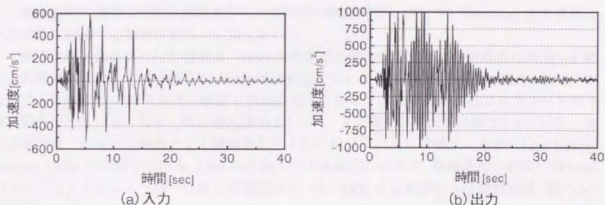


図 2-3-4. 2自由度系に対する地震動入力と応答

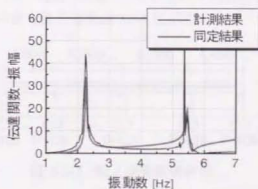


図 2-3-5. 地震動入力に対する同定結果

第2章 不確定性に起因する動特性変動の定量的評価

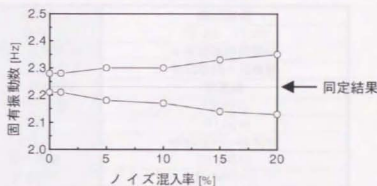


図 2-3-6. 99%信頼区間の推定精度に及ぼすノイズの影響

2-3-3. 実振動計測結果への適用

実地震時の橋梁の振動計測結果からの動特性の同定問題に対して、Bootstrap法を適用し、不確定性に起因する動特性変動の定量化を行う。

動特性の同定対象とした橋梁は、1995年兵庫県南部地震の震央から東南東の約35km離れた阪神高速道路5号湾岸線の松ノ浜工区に位置している。松ノ浜免震橋は、図2-3-7に示すように上部構造が4径間連続の鋼製2箱桁となっており、下部構造が鉄筋コンクリートのT型橋脚となっている。なお、構造諸元は表2-3-4に、上部構造の断面図は図2-3-8に示す。また本橋では、中央の3橋脚上で1橋脚あたり4個の鉛プラグ入り積層ゴム支承（Lead Rubber Bearing: LRB）を採用している。LRBの作動方向は橋軸方向のみで、橋軸直角方向は片側5mmのクリアランスでストッパーにより固定されている。LRBの平面図および側面図は、図2-3-9に示す。

地震計は、図2-3-10に示すような配置でP-408に設置されており、上部構造で橋軸方向1成分、橋脚天端、フーチング、地面（-1m）でそれぞれ3成分の計10成分が計測されている。兵庫県南部地震本震時の最大加速度を表2-3-5に示す。

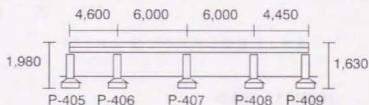


図 2-3-7. 松ノ浜免震橋側面

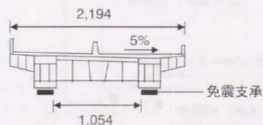


図 2-3-8. 松ノ浜免震橋上部構造断面

第2章 不確定性に起因する動特性変動の定量的評価

表 2-3-4. 松ノ浜免震橋構造諸元

橋種	鋼道路橋
橋格	TL-20, TT-43
型式：上部構造	4 径間連続鋼箱桁
：橋脚型式	矩形柱張出式橋脚
：基礎型式	杭基礎
桁の総重量	5800[t]
橋長	211.5[m]
支間長	46+2@60+44.5[m]
最大幅員	21.94[m]
平面線形	R=560[m]
縦断勾配	1.0%直線勾配
横断勾配	5.0%片勾配
地盤種別	2 種地盤 (旧 3 種地盤)
設計震度	$K_{tr}=0.28$
床版	鉄筋コンクリート床版 230[mm]
塗装	アスファルト塗装 75[mm]

表 2-3-5. 計測地震記録

発生日	規模 (M)	震度	最大加速度 (gal)			
			橋軸方向			
			地面	フーチング	橋脚天端	桁
1997 年 1 月 17 日	8.1	宇都宮 2	144	105	201	188

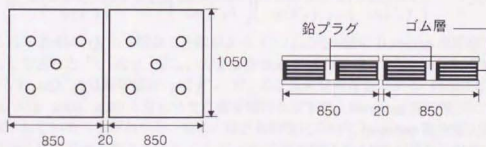


図 2-3-9. 鉛プラグ入り積層ゴム支承

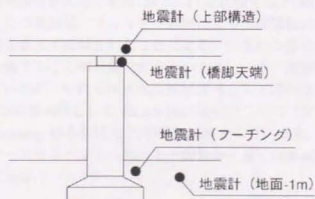


図 2-3-10. 加速度計の設置状況 (P-408 橋脚)

第2章 不確定性に起因する動特性変動の定量的評価

そこで、上部構造の動特性の同定を目的として、橋脚天端での応答を入力、桁での応答を出力と見なし、構造系を図 2-3-11 に示すような 1 自由度の等価線形モデルとして扱った。

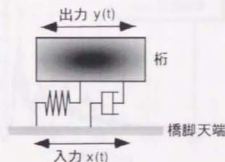


図 2-3-11. 1 自由度等価線形モデル

この構造系に対する動特性の同定は、固有振動数と減衰比を対象とし、式(2-8)で表される入出力の振動計測結果から求めた伝達関数と 1 自由度モデルの伝達関数の差が、式(2-9)の評価関数を最小とする値を選定した。同定結果は、図 2-3-12 に与える¹⁷⁾。

このとき、Bootstrap 法の適用に際し、振動計測結果のデータ長を 6000 個、小区間のデータ長を 1024 個とした。図 2-3-13 には、Bootstrap 法により算出された B 個の固有振動数と減衰比の 99% 信頼区間を示す。ただし、パラメトリックモデル下での相関のある二変数の信頼区間は、

$$Q_k = \left(\frac{\hat{f}_k^* - \bar{f}_k^*}{se(\hat{f}_k^*)} \right)^2 - 2\rho \left(\frac{\hat{f}_k^* - \bar{f}_k^*}{se(\hat{f}_k^*)} \right) \left(\frac{\hat{h}_k^* - \bar{h}_k^*}{se(\hat{h}_k^*)} \right) + \left(\frac{\hat{h}_k^* - \bar{h}_k^*}{se(\hat{h}_k^*)} \right)^2 \quad (2-10)$$

で与えられる B 個の Q_k の上限値と下限値から $B \times (1-\alpha)/2\%$ 個の Bootstrap 推定値を除いた確率楕円として表した¹⁸⁾。式中、 \hat{f}_k^* 、 \hat{h}_k^* は各 Bootstrap 推定値、 \bar{f}_k^* 、 \bar{h}_k^* はそれらの平均値、 $se(\hat{f}_k^*)$ 、 $se(\hat{h}_k^*)$ は標準偏差、 ρ は \hat{f}_k^* 、 \hat{h}_k^* の正規共分散係数である。同図には、Bootstrap 数を 100、500、1000、2000 と変化させた確率楕円を示すが、Bootstrap 数の増加につれ、確率楕円が縮小していることがわかる。特に、固有振動数について Bootstrap 数を変化させたときの 99% 信頼区間の収束を図 2-3-14 に示すが、99% 信頼区間は $B=1500$ 付近から収束しており、信頼区間の評価のために必要な Bootstrap 数は 2000 個程度であると理解できる³⁾¹⁸⁾。

つぎに、図 2-3-15 は、交通振動計測結果をもとに作成した伝達率フィルター¹⁷⁾で処理した後の固有振動数と減衰比の 99% 信頼区間である。図 2-3-13 と比較すると、固有振動数の 99% 信頼区間が縮小されている。この要因は、フィルター処理により伝達関数のピークが明瞭になり、固有振動数に関する同定誤差が低減されたことによる。すなわち信号処理により同定結果に含まれる不確定性を抑制することが可能であるといえる。一方、減衰比に関しては数点、ばらつきが大きくなっているが、それらは 99% 信頼区間外として評価されている。

また、Bootstrap 法のその他の適用例として、図 2-3-16 に桁のパワースペクトルとその 99% 信頼区間を示す。ここで、Bootstrap 標本数は先と同様に 2000 とした。また、 $\alpha\%$ 信頼区間は各振動数における B 個のパワースペクトルのうち、上下限値から $B \times (100-\alpha)/2\%$ 個のデータを除いた後の最大、最小値である。

第2章 不確定性に起因する動特性変動の定量的評価

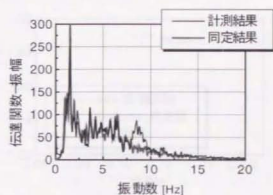


図 2-3-12. 固有振動数と減衰比の 99%信頼区間 (フィルター処理前)

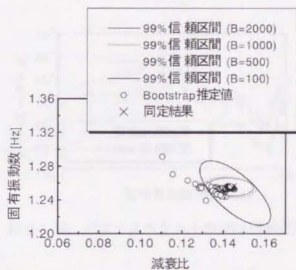


図 2-3-13. 固有振動数と減衰比の 99%信頼区間 (フィルター処理前)

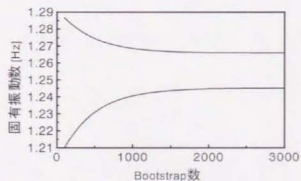


図 2-3-14. 固有振動数の 99%信頼区間の収束

第2章 不確定性に起因する動特性変動の定量的評価



図 2-3-15. 固有振動数と減衰比の 99%信頼区間 (フィルター処理後)

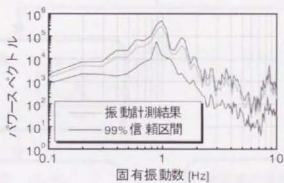


図 2-3-16. パワースペクトルの 99%信頼区間

2-4. 不確定性を考慮した構造物の性能評価

不確定性に起因する動特性変動の定量化に対する Bootstrap 法の応用例として、不確定性を考慮した構造物の性能評価手法¹⁹⁾を示す。性能評価の対象としては、免震支承を取り上げることとする。免震支承は、1995年の兵庫県南部地震以降、主に慣性力の低減を目的として設置が増加しているが、その地震時の免震効果についての詳細は不明である。そこで、実際の振動計測結果から免震橋上部構造の動特性の同定を行い、免震支承の地震時における付加剛性および付加減衰係数を算出し、免震効果を定量的に評価する。その結果と免震支承の工場載荷試験結果から期待される付加剛性と付加減衰効果とを比較することで性能評価を行う。図2-4-1には、評価手順を示す。

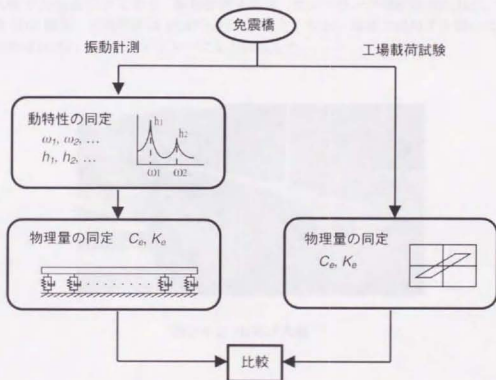


図 2-4-1. 免震橋の性能評価手順

2-4-1. 対象橋梁の概要および地震時の振動計測結果

評価対象とする山あげ大橋は、栃木県東部の一般国道 244 号の烏山バイパス起点部に位置する橋長 246.3[m]、有効幅員 10.5~13.5[m] の 6 径間連続 PC 高架橋である。概要は図 2-4-2 ~2-4-4 に、設計条件は表 2-4-1 にそれぞれ示す。免震支承としては高減衰積層ゴム支承（図 2-4-5）を採用し、橋台、橋脚上にそれぞれ 2 基ずつ、計 14 基設置している。免震効果は、橋軸方向のみを期待しており、橋軸直角方向は移動制限装置により変位を拘束している。しかしながら、橋軸直角方向に関して移動制限装置が作動した形跡がみられない。そこで免震支承の性能を評価するにあたり、橋軸方向だけでなく、橋軸直角方向についても検討を行った。

加速度計は、図 2-4-3 中の P5 橋脚において桁、橋脚天端および地中の 3 点に設置され、各点で橋軸方向、橋軸直角方向および鉛直方向の 3 成分が計測される。表 2-4-2 に、用いた振動計測結果の詳細を示す²¹⁾²²⁾。計測された地震の規模はいずれも震度 3 以下で、最大加速度も橋脚天端で 35 [gal] 以下である。振動計測条件は、サンプリング周波数 100 [Hz]、サンプリング個数 8168 個で、計測時間は 81.67 [sec] であった。なお、解析で使用する際には、10 [Hz] 以上の振動成分はローパスフィルターにより除去した。

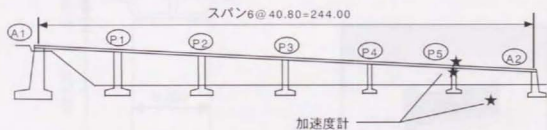
図 2-4-2. 山あげ大橋²⁰⁾

図 2-4-3. 山あげ大橋側面

第2章 不確定性に起因する動特性変動の定量的評価

表 2-4-1. 山あげ大橋構造諸元

橋種	プレストレスコンクリート道路橋
橋格	1等橋 (TL-20)
型式：上部構造	6径間連続PC箱桁
：橋脚型式	矩形柱壁式橋脚
：橋台型式	逆T式橋台
：基礎型式	直接基礎
桁の総重量	7276[t]
桁の剛性：鉛直	1.6×10^6 [N/cm ²]
：軸直角	3.3×10^6 [N/cm ²]
橋長	246.3[m]
支間長	6@40.8[m]
有効幅員：標準部	車道部 8.00[m], 歩道部 2.50[m]
：拡幅部	車道部 11.00[m], 歩道部 2.50[m]
平面線形	R=∞~A=240[m]
縦断勾配	1.0%~VCL=100, R=2500[m]~5.0%
横断勾配	車道部 1.5%, 歩道部 2.0%
地盤種別	I種地盤
設計震度：橋軸方向	Kh=0.16
：直角方向	Kh=0.20
免震方向	1方向 (橋軸方向)

表 2-4-2. 計測地震記録

発生日	規模 (M)	震度	震央地名	最大加速度 (gal)			
				橋軸方向		橋軸直角方向	
				橋脚天端	桁	橋脚天端	桁
1994年10月4日	8.1	宇都宮2	北海道東方沖	36.6	11.6	13.7	19.4
1996年2月17日	6.6	宇都宮3	福島県沖	69.3	33.0	34.2	20.3
1997年5月12日	5.7	宇都宮2	福島県沖	26.9	12.9	14.3	15.1

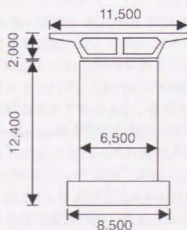


図 2-4-4. 山あげ大橋 P5 橋脚正面図



図 2-4-5. 高減衰ゴム支承

2-4-2. 上部構造の動特性の同定

山あげ大橋の免震支承の免震効果を検証するために、はじめに上部構造の動特性を同定する。本橋では、桁および橋脚先端で地震時の振動が計測されている。そこで、橋軸方向に関しては、桁は剛体質点とみなし、前節の図 2-3-11 と同様に 1 自由度の等価線形モデルにより同定を行い、橋軸直角方向に関しては並進運動だけでなく、たわみ成分も考慮して 2 自由度線形モデルとして同定を行う。ただし、免震橋は支承部分で局所的に減衰が付加された非比例減衰系であることを考慮したモデルを構築する。

桁および橋脚先端における地震時の振動計測結果をそれぞれ入力 $x(t)$ および出力 $y(t)$ として考え、伝達関数を B 個算出する。この振動計測結果から算出される伝達関数と、橋軸方向に関しては 1 自由度系の理論伝達関数との差が、橋軸直角方向に関しては 2 自由度非比例減衰系の理論伝達関数との差が、それぞれ式 (2-8) と以下の評価関数 E において最小となるように固有振動数と減衰比を同定した (非比例減衰系の伝達関数の導出に関しては付録 B 参照)。

$$H(\omega) = \sum_{r=1}^N \frac{2_r \ell_{\mu} \omega_r h_r - 2\omega_r m_{\mu} \sqrt{1-h_r^2} + 2i\omega_r \ell_{\mu}}{\omega_r^2 - \omega^2 + 2i\omega\omega_r h_r} \quad (2-11)$$

$$E = \sum_{\omega \in \omega_{\text{min}}^{\text{max}}} \left[\left\{ \text{Re}(\hat{H}_b^*(\omega) - H(\omega)) \right\}^2 + \left\{ \text{Im}(\hat{H}_b^*(\omega) - H(\omega)) \right\}^2 \right] \quad (2-12)$$

このとき、誤差の最小化においては、ガウス-ニュートン法の欠点である収束安定性を改善し、計算速度を高速化した修正マルカート法²³⁾を用いた。同定の対象とした振動数帯域は、橋軸方向では 0.5~4 [Hz]、橋軸直角方向では 2~5 [Hz] とした。3 つの振動計測結果それぞれに対する伝達関数の適合結果を橋軸方向に関しては図 2-4-6~図 2-4-8、橋軸直角方向に関しては図 2-4-9~図 2-4-11 に示す。図のいずれの伝達関数も Bootstrap 法を適用していない通常の伝達関数である。これより桁の地震時の挙動は、橋軸直角方向は 1 自由度モデル、橋軸直角方向は 2 自由度非比例減衰系モデルと等価であると考えることができる。地震時の振動計測結果に対する固有振動数と減衰比の同定結果を表 2-4-3 と表 2-4-4 に示す。

また、表 2-4-3 と表 2-4-4 には、それぞれの同定結果に対する 99% 信頼区間を併せて示す。手順は前節の通りであるので、ここでは具体的な数値のみを記すこととする。はじめに、データ総数 8186 個の振動計測結果を 1024 個のデータからなる 14 個の小区間に 512 個のオーバーラップを許して分割した。なお、オーバーラップは標本数を増やす目的で実施した。このとき、先の手順通りに自己相関係数を算出したが、時間間隔を長くとも正規化された自己相関係数は 0 とならず、0.2 付近で収束することを確認した (図 2-4-12)。そこで、0.2 を無相関が保証される長さであるとし、振動数分解能との兼ね合いから小区間長さを 1024 と決定した。また Bootstrap 標本数は信頼区間の収束性から 2000 個として計算した。

Bootstrap 法により求められた橋軸方向の固有振動数と減衰比のヒストグラムを図 2-4-13 に、橋軸直角方向については図 2-4-14 に示す。振動計測結果は 1994 年 10 月 4 日のものである。これらと表 2-4-3 および表 2-4-4 より分布形は正規分布で近似できないこと、橋軸直角方向では同定する未知変数が多いため、同じ 1 次の動特性を比較しても不確定性に起因する変動が大きくなることが確認できる。

第2章 不確定性に起因する動特性変動の定量的評価

表 2-4-3. 同定結果 (橋軸方向)

発生日		固有振動数 (Hz)		減衰比	
		1次	2次	1次	2次
1994年10月4日	同定値	2.12		0.0832	
	99%信頼区間	2.08~2.18		0.0599~0.0859	
1996年2月17日	同定値	2.25		0.0756	
	99%信頼区間	2.20~2.29		0.0557~0.0796	
1997年5月12日	同定値	2.28		0.0732	
	99%信頼区間	2.25~2.37		0.0562~0.0813	

表 2-4-4. 同定結果 (橋軸直角方向)

発生日		固有振動数 (Hz)		減衰比	
		1次	2次	1次	2次
1994年10月4日	同定値	2.34	4.00	0.0704	0.0279
	99%信頼区間	2.29 ~2.45	3.84 ~4.12	0.0285 ~0.131	0.0112 ~0.104
1996年2月17日	同定値	2.73	4.04	0.0564	0.0228
	99%信頼区間	2.67 ~2.75	3.82 ~4.09	0.0459 ~0.0857	0.0113 ~0.120
1997年5月12日	同定値	2.43	4.12	0.0779	0.0280
	99%信頼区間	2.41 ~2.50	3.99 ~4.20	0.0322 ~0.125	0.00778 ~0.112

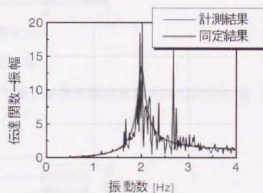


図 2-4-6. 山あげ大橋上部構造橋軸方向の同定結果 (1994年10月4日)

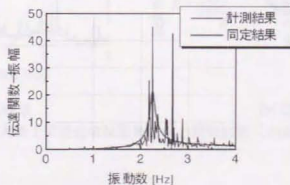


図 2-4-7. 山あげ大橋上部構造橋軸方向の同定結果 (1996年2月17日)

第2章 不確定性に起因する動特性変動の定量的評価

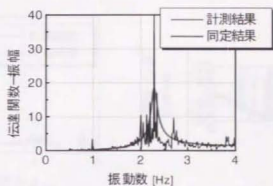
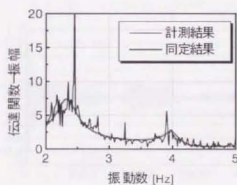
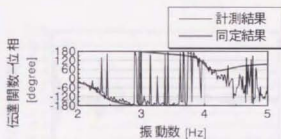


図 2-4-8. 山あげ大橋上部構造橋軸方向の同定結果 (1994年5月12日)

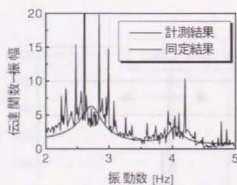


(a) 振幅領域

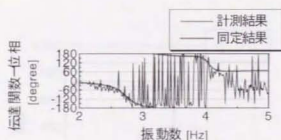


(b) 位相領域

図 2-4-9. 山あげ大橋上部構造橋軸直角方向の同定結果 (1994年10月4日)



(a) 振幅領域



(b) 位相領域

図 2-4-10. 山あげ大橋上部構造橋軸直角方向の同定結果 (1996年2月17日)

第2章 不確定性に起因する動特性変動の定量的評価

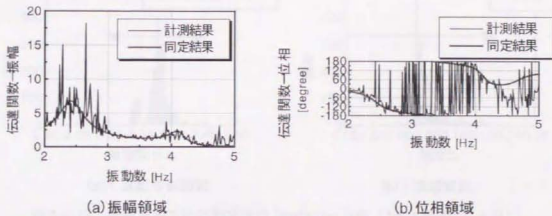


図 2-4-11. 山あげ大橋上部構造橋軸直角方向の同定結果 (1997年5月12日)

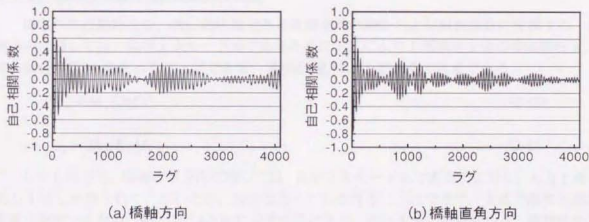


図 2-4-12. 桁における振動計測結果の自己相関係数 (1994年10月4日)

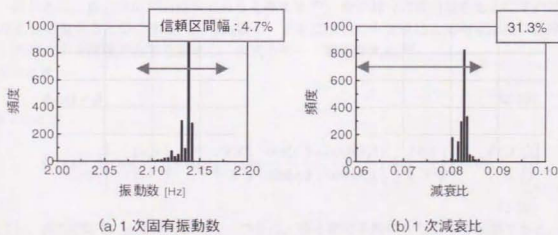


図 2-4-13. 橋軸方向の動特性の Bootstrap 分布 (1994年10月4日)

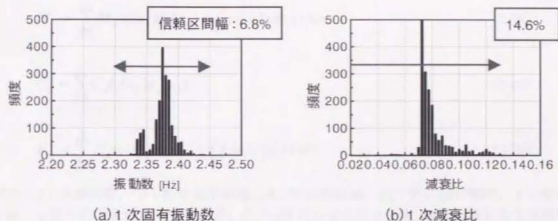


図 2-4-14. 橋軸直角方向の動特性の Bootstrap 分布 (1994 年 10 月 4 日)

2-4-3. 上部構造の物理量の算定

同定された動特性を、次に物理量である免震支承の剛性および減衰係数に変換する。橋軸方向に関しては、系が1次モード系であるために下式により上部構造全体の等価剛性 K_e 、等価減衰係数 C_e を求めることができる。式中の M_e は、上部構造の質量である。

$$K_e = M_e (2\pi f)^2 \quad (2-13)$$

$$C_e = 2h\sqrt{K_e M_e} \quad (2-14)$$

しかしながら、橋軸直角方向に関しては、系が2次モード系であるのに対し、入力1点、出力1点しか得られていないため、完全なモード形を得ることはできず、支承の剛性と減衰係数を算出できない。そこで、4-2節に示す手法により、桁と支承の物理量から、動特性を算出することを考える。このとき、支承の物理量を未知量として扱い、振動計測結果から得た動特性と比較し、その誤差が最小となるように、物理量を決定する。具体的な手順は次のようになる。

はじめに、桁と支承が別要素であるとする²⁴⁾。桁の諸元は設計図をもとにすれば、既知量として扱うことができる。桁の振動モード形についても支承による拘束がない条件下では、両端自由支持梁であると仮定し、次式のモード形を与える²⁵⁾。

$i=1$ のとき

$$\phi_i(x) = \beta \quad (2-15)$$

$i \geq 2$ のとき

$$\phi_i(x) = \beta \left[\cos\left(\frac{e_i x}{\ell}\right) + \cosh\left(\frac{e_i x}{\ell}\right) - \frac{\cos(e_i) - \cosh(e_i)}{\sin(e_i) - \sinh(e_i)} \left(\sin\left(\frac{e_i x}{\ell}\right) + \sinh\left(\frac{e_i x}{\ell}\right) \right) \right] \quad (2-16)$$

ただし、 β は定数で、 e_i は固有値ある。つぎに、第4章の手順にしたがって展開すると、最終的に次式の固有値問題を得る。

$$[sA + B] \Phi = 0 \quad (2-17)$$

第2章 不確定性に起因する動特性変動の定量的評価

$$M_{ij} = \sum_{\alpha=1}^J M_{\alpha} \phi_i(x_{\alpha}) \phi_j(x_{\alpha}) + \int_0^{\ell} \rho A \phi_i(x) \phi_j(x) dx \quad (2-18)$$

$$C_{ij} = \sum_{\alpha=1}^J C_{\alpha} \phi_i(x_{\alpha}) \phi_j(x_{\alpha}) \quad (2-19)$$

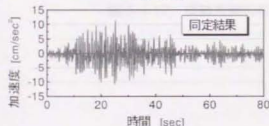
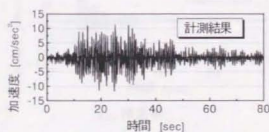
$$K_{ij} = \sum_{\alpha=1}^J K_{\alpha} \phi_i(x_{\alpha}) \phi_j(x_{\alpha}) + \int_0^{\ell} EI \phi_i''(x) \phi_j''(x) dx \quad (2-20)$$

上式中、 J : 支承の数、 ρ : 桁の質量密度、 A : 桁の断面積、 EI : 桁の曲げ剛性、 ℓ : 桁の長さ、 M_{α} : α 番目の支承質量 ($\alpha=1, \dots, J$)、 C_{α} : α 番目の支承減衰係数、 K_{α} : α 番目の支承剛性、である。ここで、式(2-17)の固有値問題を解き、固有値および固有ベクトルを得ることで、免震支承が付加された新たな構造系の動特性を算出することができる。そこで、次式の評価関数が最小となるように、支承の質量 M_{α} 、減衰 C_{α} 、剛性 K_{α} を決定した。

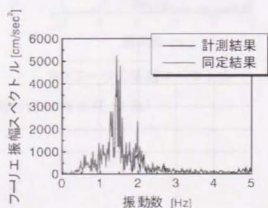
$$P = \sum_{r=1}^N \left(\left| \frac{\omega_r^m - \omega_r^n}{\omega_r^m} \right| + \left| \frac{h_r^m - h_r^n}{h_r^m} \right| \right) \quad (2-21)$$

式中、添え字の r はモード次数、 m は振動計測結果から同定された動特性を、 p は上記の手法から算出された動特性を示す。

これより得られる同定結果の妥当性を検証するために、橋脚天端での振動計測結果を入力として橋軸方向、橋軸直角方向それぞれに対して桁の応答を線形加速度法により算出し、桁での振動計測結果とを比較した。図 2-4-15～図 2-4-17 に橋軸方向、図 2-4-18～図 2-4-20 に橋軸直角方向についての加速度時系列とフーリエ振幅スペクトルの比較結果を示す。これらより解析結果と実振動計測結果は、時間領域および振動数領域の双方において高い精度で一致しており、同定した構造モデルにより上部構造の地震時の挙動が再現できていることがわかる。また、このときに Bootstrap 法により算出した 99%信頼区間を考慮して、等価剛性および等価減衰係数の不確定性に起因する変動の範囲とした。



(a) 時系列



(b) フーリエ振幅スペクトル

図 2-4-15. 橋軸方向の応答比較 (1994年10月4日)

第2章 不確定性に起因する動特性変動の定量的評価

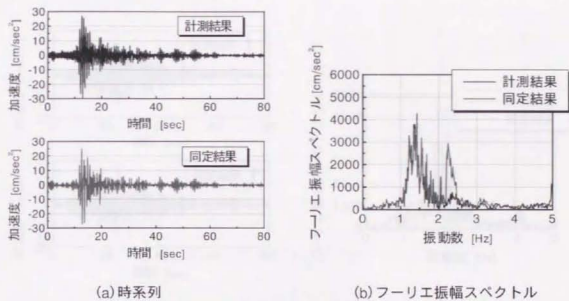


図 2-4-16. 橋軸方向の応答比較 (1996年2月17日)

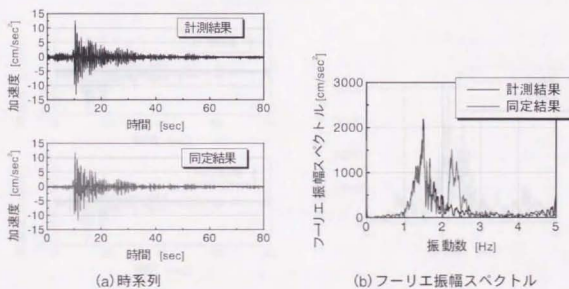
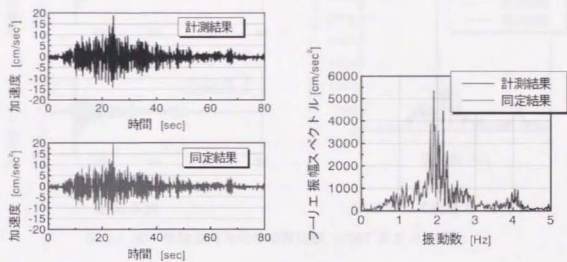


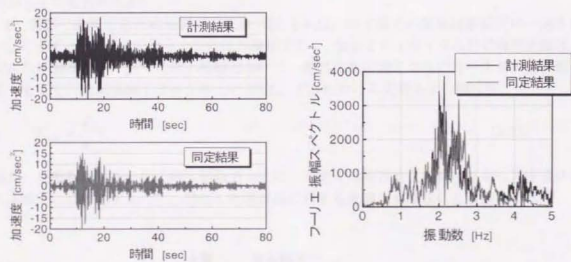
図 2-4-17. 橋軸方向の応答比較 (1997年5月12日)



(a) 時系列

(b) フーリエ振幅スペクトル

図 2-4-18. 橋軸直角方向の応答比較 (1994 年 10 月 4 日)



(a) 時系列

(b) フーリエ振幅スペクトル

図 2-4-19. 橋軸直角方向の応答比較 (1996 年 2 月 17 日)

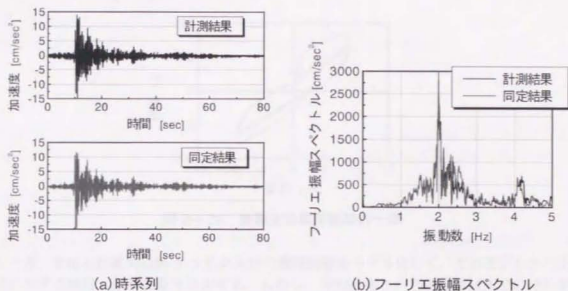


図 2-4-20. 橋軸直角方向の応答比較 (1997年5月12日)

2-4-4. 工場載荷試験結果に基づく免震支承の物理量の算定

工場載荷試験結果に基づく物理モデルから各支承の剛性および減衰係数を算出する。ここで、上部構造に作用する復元力と減衰力は、免震支承の履歴特性と移動制限装置に働く摩擦力から生ずると考える。

P5 橋脚に設置された高減衰ゴム支承 (図 2-4-21) の工場での載荷試験結果の一例を図 2-4-22 に示す。免震支承の復元力特性は非線形であり、なかでも 1 サイクル目の履歴曲線は、不安定な挙動を示す。とくに微小振幅において、剛性は他のサイクルに比べ大きな値を取りうる。そこで、載荷試験 1 サイクル上の点 (X_m , F_m) における免震支承の剛性を

$$K_{em} = \frac{F_m}{X_m} \quad (2-22)$$

で求め、地震動に対する桁の最大振幅をもとに、対応する剛性をこの算出式から各支承について求める。この値をもって、発生した地震動に対する免震支承剛性の上限值とする²⁹⁾。

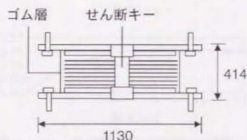


図 2-4-21. 免震支承側面 (P5 橋脚)

第2章 不確定性に起因する動特性変動の定量的評価

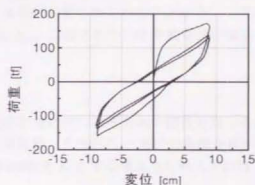


図 2-4-22. 免震支承載荷試験の一例

一方、安定した載荷試験 3 サイクル目の履歴曲線をモデル化して、そのモデルから支承変位に対する剛性、減衰係数を算出する。しかし、今回計測された地震動は桁での相対変位が最大でも 2[mm] と非常に小さく、従来のモデルを用いたのでは微小域における剛性や減衰係数をうまく表現できない。そこで、この点を改善するために、Ozdemir²⁷⁾が提案する微分方程式モデルによって、履歴曲線のモデル化を図る。微分方程式は、

$$\dot{F} = \frac{F_y}{Y} \left\{ \dot{U} - \dot{U} \left(\frac{F - S}{F_y} \right)^n \right\} \quad (2-23)$$

$$\frac{S}{F_0} = \alpha \left(\frac{U}{Y} - \frac{F}{F_0} \right) \quad (2-24)$$

となり、上式中、 F : 荷重、 U : 変位、 \dot{U} : 速度、 F_0 : 降伏荷重、 Y : 降伏変位、 S : 後背力、 α : 二次剛性、 n : パラメータであり、 n を大きくするとバイリニアモデルに近づく。実際に 3 サイクル目に対してモデル化を行い、各支承変位ごとに算出した等価剛性および等価減衰係数を図 2-4-23 に示す。これより剛性、減衰係数ともに強い振幅依存性があることが確認できる。

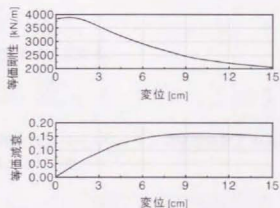


図 2-4-23. 等価剛性および等価減衰

第2章 不確定性に起因する動特性変動の定量的評価

つぎに、それぞれの免震支承に対して等価剛性を算出し、上部構造全体の等価剛性を求める。免震支承は、全て並列に設置されていることから、上部構造全体の等価剛性 K_{out} は、 i 番目の免震支承の剛性を K_{ei} 、設置されている免震支承の数を N_b とすると、

$$K_{\text{out}} = \sum_{i=1}^{N_b} K_{ei} \quad (2-25)$$

となる。一方、各免震支承が受け持つ水平方向の慣性力は、その免震支承が持つ水平方向の剛性に比例するという有効質量。すなわち i 番目の免震支承が受け持つ慣性力に相当する質量を M_i とし、その支承の剛性を K_i とする考え方を導入すれば²⁰⁾、

$$M_i = wK_i \quad (2-26)$$

で表すことができる。ここで w は、比例定数である。これより、上部構造全体の等価減衰係数 h_{out} は、各免震支承の等価減衰係数 h_{ei} をとすると、

$$h_{\text{out}} = \frac{\sum_{i=1}^{N_b} h_{ei} K_{ei}}{\sum_{i=1}^{N_b} K_{ei}} \quad (2-27)$$

で与えられる。

最後に、免震支承の復元力と減衰力に影響を及ぼすもうひとつの因子である摩擦力の定量化を行う。摩擦力の要因としては、移動制限装置と橋脚天端に設置されたスペースバックキンの影響が大きいと考えられる。この摩擦力について解析的に検討するためモデル化を行う必要があるが、以下の仮定を満たすクーロン摩擦を適用する²⁰⁾。

1. 摩擦力は、接触圧の絶対値に比例して作用する。
2. 接触面が互いに相対運動をしていない場合に、接触面に作用する摩擦力は、外部から作用する力に応じて最大の摩擦力と最小の摩擦力の間の任意の値をとる。
3. 摩擦力は、接触面間の相対運動によらない。

上記の仮定に従う摩擦力を変位—摩擦力平面上で図示すると、完全剛塑性としてモデル化できる。このモデルをさらに等価な弾性復元力と粘性減衰に置き換える。接触面が互いに相対運動しているときの摩擦力を F 、最大変位を U として、等価剛性 K_e は以下のように表される。

$$K_e = \frac{F}{U} \quad (2-28)$$

また、等価減衰係数は次式のようになる。

$$C_e = \frac{4F}{\pi\omega U} \quad (2-29)$$

このとき、摩擦係数と摩擦力はスペースバックキンの摩擦係数と垂直抗力より妥当性を考慮し、 $0.05 \sim 0.15$ および $0 \sim 50$ [tf] と定めた。

2-4-5. 免震支承の両物理量の比較

振動計測結果と物理モデルより同定された上部構造全体の等価剛性および等価減衰係数の比較結果²⁹⁾³⁰⁾を橋軸方向、橋軸直角方向に関してそれぞれ図2-4-24～図2-4-25に示す。振動計測結果からの動特性の変動は非常に小さく、約5%程度であった。いずれの図においても、不確定性に起因する変動の範囲は大きいものの整合性がみられる。とくに、摩擦力の不確定性が大きくなっているが、これは微小振幅内でクーロン摩擦を仮定しているためであると考えられる。これより、山あげ大橋の免震支承の等価剛性および減衰係数は、工場での載荷試験結果による性能に矛盾しないことが確認できる。

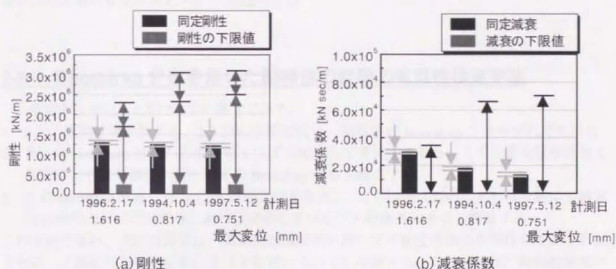


図2-4-24. 物理量の比較（橋軸方向）

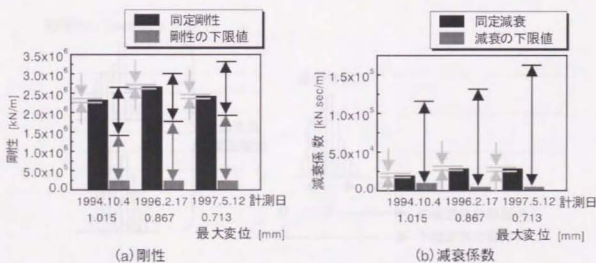


図2-4-25. 物理量の比較（橋軸直角方向）

↑ ↓ : 同定された動特性の不確定性
 ↑ ↓ : 摩擦による不確定性
 ↑ ↓ : 支承剛性の不確定性

2-5. Bootstrap 分布を用いた変動の有意性検定

構造物の動特性の変動から損傷を検出するためには、その変動の有意性について検討しなければならない。しかし、現状では変動の有意性について定量的に判断を下すことは極めて難しく、振動計測結果を基にした熟練者の総合的、経験的な判断に依存している。これは本来、ある確率分布に従って変動する確率変数として捉えるべき動特性に対して、単純に2回の振動計測結果の差のみから変動の有意性を判断しようとするところに無理があるからである。そこで、Bootstrap 法により算出される動特性の Bootstrap 分布に着目し、Bootstrap 分布を用いた変動の有意性検定手法³¹⁾を提示する。

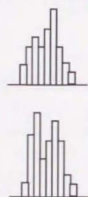
2-5-1. Bootstrap 分布を用いた動特性の変動の有意性検定手法

検定手法を以下と図2-5-1に併せて示す。

- 2回の振動計測結果から、2-3節の手順に従い、動特性の Bootstrap 分布をそれぞれ得る。
- 各々の Bootstrap 分布から要素を1つずつ抽出してその差を取る。この作業を無作為復元抽出により繰り返し、新たに差の Bootstrap 分布を構成する。
- 差の Bootstrap 分布に対して $\alpha\%$ 信頼区間を算出し、0が信頼区間内であれば変動は不確定性の範囲内、信頼区間外であれば変動は不確定性の範囲外にあると判断する。

この手順に従い、次節以降では、実振動計測結果を用いて本検定手法の有効性を検証するとともに、不確定性が検定結果に及ぼす影響についても考察する。具体的には、振動数領域の同定において入力情報が既知の場合と未知の場合、それぞれについて検定を行うものとする。

動特性の Bootstrap 分布



差の分布

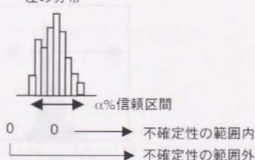


図2-5-1. Bootstrap 分布を用いた動特性の変動有意性の検定手法

2-5-2. 入力既知条件下における動特性の変動の有意性検定

2-4節の山あげ大橋における2つの地震時の動特性に対して変動の有意性を検定する。用いた振動計測結果は、1994年10月4日と1996年2月17日のものであり、それぞれの同定結果と99%信頼区間は表2-4-4に示す。

はじめに、1次の固有振動数を指標とする場合を取り上げる。それぞれのBootstrap分布は図2-5-2に与えるところである。このとき、99%信頼区間は、1994年10月4日では2.29~2.45 [Hz] (信頼区間幅: 6.8%, 99%信頼区間の上限値と下限値の差を同定結果で除した値と定義する)、1996年2月17日では2.67~2.75 [Hz] (信頼区間幅: 2.9%)となり、2つのBootstrap分布の重なりはない。それぞれのBootstrap分布から要素を抽出して算出した差の分布を図2-5-3に示すが、99%信頼区間は0.24~0.48 [Hz]となっており、明らかに0は信頼区間外にある。したがって、2つの動特性の変動は、不確定性の範囲外にあると判断することができる。実際に、今回の振動計測では、地震力の違いで振動振幅差が生じ、免震支承の非線形の影響で動特性が変動したと推察できる。

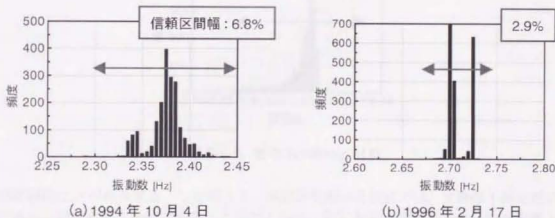


図2-5-2. 1次固有振動数のBootstrap分布

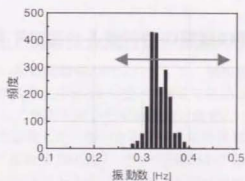


図2-5-3. 差のBootstrap分布

つぎに、1次の減衰比を指標とした場合についても検定を行う。図2-5-4にBootstrap分布を、図2-5-5に差の分布を99%信頼区間とともに示す。Bootstrap分布の99%信頼区間幅は、先の固有振動数と比較すると、145%、70.6%と広がっており、差のBootstrap分布の99%

第2章 不確定性に起因する動特性変動の定量的評価

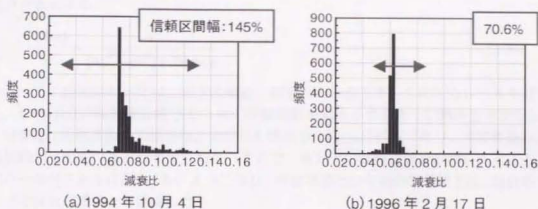


図 2-5-4. 1次減衰比の Bootstrap 分布

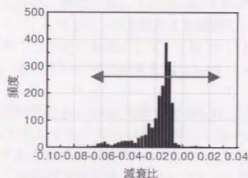


図 2-5-5. 差の Bootstrap 分布

信頼区間内に 0 が存在する。したがって、減衰比を用いた検定では、変動は不確定性の範囲内にあると判断することができる。このことから、同じ振動計測結果であっても指標として用いる動特性により検定結果は、全く変わってしまうことがわかる。

2-5-3. 入力未知条件下における動特性の変動の有意性検定

入力を得られていない振動数領域の同定に対して、動特性の変動の有意性検定を行う。対象とした構造物は、東京大学工学部 11 号館 (9 階建て鉄筋コンクリート、図 2-5-6) で、固有振動数の把握を目的として年間を通した常時微動計測を行った。振動計測は屋上部分で実施し、水平方向の加速度を計測した。用いた加速度計の仕様は、表 2-5-1 に示す。なお、振動計測条件は、サンプリング振動数 200 [Hz]、データ個数 8192 個、計測時間 40.98 [sec] とした。

振動計測結果とパワースペクトルの一例を図 2-5-7(a) (b) にそれぞれ示す。パワースペクトルから 2 [Hz] 付近に卓越したピークを確認することができたので、この構造物を 1 自由度系としてモデル化を行った。この 1 自由度系に対して、振動数領域で固有振動数の同定を試みるが、今回の振動計測では、計測点を屋上部分の 1 点しか設けていないため、入力は未知量となる。そこで入力として用いた常時微動は卓越した振動数成分を持たないホワイトノイズであり、振動計測結果に基づく伝達関数の分母は定数と見なすことができるとして、下式

第2章 不確定性に起因する動特性変動の定量的評価

の成立を仮定する。

$$\frac{Y(\omega)}{W} = \frac{\omega^2}{(\omega_r^2 - \omega^2) + 2i\eta\omega, \omega} \quad (2.30)$$

したがって、同定においては、固有振動数、減衰比のみならず、この入力レベルも同定対象とし、1~5[Hz]の振動数帯域で式(2.9)の評価関数を最小とするように動特性を決定した。

実際に、振動計測の実施日は、いずれも風速が6[m/sec]以下であり、常時微動は地盤による振動が支配的であると考えられた。そこで、地上での常時微動を計測したところ、加速度パワースペクトルは図2-5-8のようになり、同定対象とした振動数帯域では、ほぼホワイトノイズと見なせることを確認した。

この手法により同定された1次の固有振動数の年間変動時系列を図2-5-9に示す。図中の日付は振動計測の実施日であり、固有振動数は年間を通して2.2~2.4[Hz]の範囲で変動していることが確認できる。ちなみに、図中において枠囲みの日付は、東京で震度3以上の地震を観測した日付である。とくに、8月29日には震度4を観測し、その地震前後では固有振動数が約10%低下している。そこで検定の対象として、7月29日と9月1日における固有振動数の変動に着目した。なお、それぞれの同定結果を図2-5-10に示すが、同定精度に問題はないことが確認できる。

それぞれの1次固有振動数のBootstrap分布を図2-5-11に示す。図2-5-12には差の分布を示すが、図2-5-11においてそれぞれの99%信頼区間が1.79~2.75[Hz]、2.00~3.46[Hz]と大きい差の分布においてもその傾向が反映されて99%信頼区間は1.26~0.594となった。したがって、検定結果から、変動は不確定性の範囲内であると判断できる。実際に、入力が未知であるような不確定要因が多い状態での同定問題では、図2-5-9に示す程度の変動は、損傷によらずとも十分に起こりうるといえる。

表 2-5-1. 加速度計仕様

型番	SPC-35E (株式会社東京測振)
AD変換チャンネル数	8
分解能	16bit
最大サンプリング周波数	1000Hz
周波数特性	300Hz
入力電圧	±10V



図 2-5-6. 東京大学工学部 11 号館

第2章 不確定性に起因する動特性変動の定量的評価

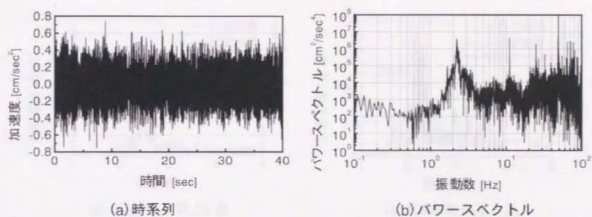


図 2-5-7. 常時微動振動計測結果 (1998 年 9 月 1 日)

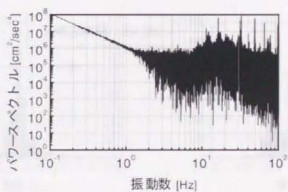


図 2-5-8. 地上の加速度パワースペクトル

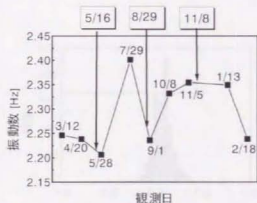


図 2-5-9. 1 次固有振動数の年間変動時系列

第2章 不確定性に起因する動特性変動の定量的評価

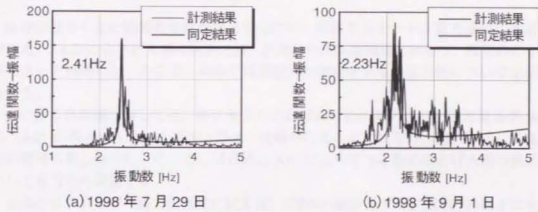


図 2-5-10. 1次固有振動数同定結果

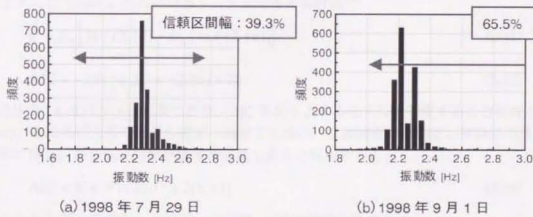


図 2-5-11. 1次固有振動数の Bootstrap 分布

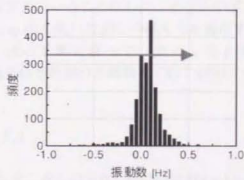


図 2-5-12. 差の Bootstrap 分布

2-6. Bootstrap 法による構造モデルの妥当性の検証

伝達関数をもとに動特性を同定する場合には、採用するモード次数を適切に選定する必要がある。2-4節の山あげ大橋の同定では、計測された伝達関数に対して、視覚的に2次モード系であると判断した。そこで、本節では選択した構造モデルの妥当性について定量的な検証を行う。

このような問題に対しては、統計モデルの評価のために導入された情報量基準 AIC³²⁾がある。AIC の導入により、モデルの評価・比較が行えるようになり、目的に応じて適切なモデルが開発可能となった。そこで、はじめに AIC によって 2-4節の山あげ大橋の構造モデルについて妥当性を検証する。

赤池のエントロピー最大化原理に従えば、母数 θ の統計モデル $F(\mathbf{X}|\hat{\theta})$ の良さは平均対数尤度 $E_N\{\ln F(\mathbf{X}|\hat{\theta})\}$ によって評価される。しかし、通常、真の統計モデル $F(\mathbf{X})$ は未知であるから、得られた標本 $\mathbf{X} = \{X_1, X_2, \dots, X_n\}$ から推定される最尤推定量 $\hat{\theta} = \hat{\theta}(\mathbf{X})$ で与えられる対数尤度 $l(\hat{\theta}) = \ln f(\mathbf{X}|\hat{\theta})$ で近似することになる。AIC は、この対数尤度 $l(\hat{\theta})$ から、近似によるバイアス C を補正したものであり、下式で与えられる³³⁾。

$$C = E_N\left[\ln f(\mathbf{X}|\hat{\theta}) - E_N\left\{\ln f(\mathbf{X}|\hat{\theta})\right\}\right] \quad (2-31)$$

$$\text{AIC} = -2l(\hat{\theta}) + 2C = -2l(\hat{\theta}) + 2k \quad (2-32)$$

式(2-32)中、 k はパラメータ数であり、AIC を最小とするモデルを選定することになる。

AIC を山あげ大橋のモデル選定へ適用する場合、伝達関数の計測値と理論値の誤差が正規分布に従い、かつ同定結果が最尤推定量であると仮定すると、

$$\text{AIC} = N + N \ln 2\pi\hat{\sigma}^2 + 2(k+1) \quad (2-33)$$

で与えられる³⁴⁾。ただし、 N はデータ総数、 $\hat{\sigma}^2$ は誤差分散である。

モード次数を1から3次までとして算出した AIC を表 2-6-1 に示す。実際に、2次モード系が AIC の最小値を与えており、モデルの妥当性を定量的に確認することができる。

しかし、現実には同定誤差の正規分布、同定結果が最尤推定量を与えるという保証はない。そのため、これらの仮定を設けることなしに、モデルの妥当性を検証する必要がある。そこで、北川ら⁹⁾の Bootstrap 法を用いた EIC の考え方を適用する³⁵⁾。

はじめに、Bootstrap 法の手順に従って、真の分布 $F(\mathbf{X})$ を得られた n 個の標本 $\mathbf{X} = \{X_1, X_2, \dots, X_n\}$ で構成される経験分布関数 $F_n(\mathbf{X})$ で置換する。経験分布関数は、次式で与えられる。

$$F_n(x) = \frac{1}{n} \sum_{j=1}^n I(x, X_j) \quad (2-34)$$

ただし、 $I(x, a)$ は $x < a$ のとき、 $I(x, a) = 0$ 、その他は $I(x, a) = 1$ である。

この標本に Bootstrap 法を用いると、先のバイアス C は、

$$C^* = E_N\left[\ln f(\mathbf{X}^* | \mathbf{X}^*) - E_N\left\{\ln f(\mathbf{X} | \mathbf{X}^*)\right\}\right] \quad (2-35)$$

となり、最終的に EIC は、

第2章 不確定性に起因する動特性変動の定量的評価

表 2-6-1. AIC と EIC

	AIC	EIC
1 次	3023	1391
2 次	3016	1382
3 次	3023	1989

$$EIC = -2\ell(\hat{\theta}) + 2C^* \quad (2-36)$$

で表される。山あげ大橋に適用した場合の EIC を表 2-6-1 に併せて示すが、AIC と同様に 2 次モードのときに最小値を与える。これより、EIC を適用することで一般的な場合でもモデルの妥当性を定量的に検証することが可能となる。

2-7. まとめ

本章では、不確定性に起因する動特性変動の定量化を試みた。主な知見を以下に述べる。

1. 不確定性に起因する動特性の変動について、Bootstrap 法を援用し、その $\alpha\%$ 信頼区間を構成することで定量化を図った。また、その $\alpha\%$ 信頼区間の推定精度について、数値シミュレーションにより多角的な検証を加えた。
2. 同定問題における動特性変動の定量化の一例として、免震支承の地震時の免震性能について、地震時の振動計測結果と載荷試験結果とをそれぞれの不確定性を考慮して比較した。その結果、期待されている免震効果が地震時にも概ね発揮されていることを定量的に確認した。
3. 動特性の変動の有意性について、Bootstrap 分布を用いた検定手法を提案した。鉄筋コンクリート構造物の固有振動数の変動を例にあげ、震度 4 程度の地震では、動特性に有意な変動は見られず、損傷が認められないことを信頼性を明らかに示した。
4. 同定に用いた構造モデルの妥当性を、従来用いられている情報量基準 AIC によって定量的に検証した。さらに、正規分布の仮定を設けることなしに、評価誤差をそのまま実験情報として適用することができる EIC を導入し、同様の検証を行った。

また今後の課題としては、以下があげられる。

1. 母集団を近似するために必要なデータ長等の定量的決定法を考案する。
2. 標本間の独立性について、振動計測結果の自己相関関数を取り、無相関と見なせるデータ長を選定したが、厳密には無相関が保証されても独立を保証することにはならない。したがって、独立性を保証するための新たな基準を導入する必要がある。
3. その他の同定手法に対しても Bootstrap 法を適用することで、同定手法の選択基準として Bootstrap 法を採用することも考えられる。
4. 現在の有意性検定手法では、損傷が小さいときには、その変動は、不確定性の範囲内であると評価される。したがって、より明確な検定手法への改良が必要である。

第2章 不確定性に起因する動特性変動の定量的評価

【参考文献】

- 1) 東京大学教養学部統計学教室：統計学入門，東京大学出版会，1991.7
- 2) Efron, B.: Bootstrap Methods: Another Look at the Jackknife, *Annals of Statistics*, Vol.7, pp.1-26, 1979
- 3) Efron, B. and Tibshirani, R.J.: *An Introduction to the Bootstrap*, Chapman & Hall, 1993
- 4) 小西貞則：ブートストラップ法と信頼区間の構成，*応用統計学* Vol.19, No.3, pp.137-162, 1990.3
- 5) Hall, P.: *The Bootstrap and Edgeworth Expansion*, Springer-Verlag, 1992
- 6) 久保川達也，江口真透，竹村彰通，小西貞則：統計的推測理論の現状，*日本統計学会誌*, Vol.22, No.3, pp.257-312, 1993.3
- 7) 竹内啓，竹村彰通：数理統計学の理論と応用，東京大学出版会，1994.7
- 8) 村上征勝，田村義保：統計学選書 パソコンによるデータ解析，朝倉書店，1988.7
- 9) 北川源四郎，石黒真木夫，坂元慶行：情報量基準 AIC と EIC，*信学技法*, IT92-133, pp.49-62, 1993.3
- 10) Davison, A.C. and Hinkley, D.V.: *Bootstrap Methods and their Application*, Cambridge University Press, 1997
- 11) Paez, T.L. and Hunter, N.F.: Statistical Analysis of Modal Parameters using the Bootstrap, *Proceedings of 14th International Modal Analysis Conference*, pp., DEARBORN, MICHIGAN, 1996.2
- 12) Hunter, N.F. and Paez, T.L.: Application of the Bootstrap to the Analysis of Vibration Test Data, *Proceedings of the 66 Shock and Vibration Symposium*, pp.99-108, 1996.11
- 13) Paez, T.L., Hunter, N.F., Ferregut, C and Perez, L.E.: Statistical Validation of Physical System Models, *Proceedings of the 67 Shock and Vibration Symposium*, pp.545-554, 1996
- 14) 桜井裕仁：Bootstrap Methods for Dependent Data, *統計スプリングセミナー*, pp.1-9, 1999.3
- 15) Buhlmann, P. and Kunsch, H.R.: Block Length Selection in Bootstrap for Time Series, *Computational Statistics and Data Analysis* (投稿中)
- 16) Rao, J.N.K and Wu, C.F.J.: Resampling Inference with Complex Survey Data, *Journal of the American Statistical Association*, Vol.83, No.401, pp.231-241, 1988.3
- 17) 吉田順司，阿部雅人，藤野陽三：兵庫県南部地震における阪神高速線の浜免震橋の地震時挙動，*土木学会論文集*, Vol.626/1-48, pp.37-50, 1999.7
- 18) 貝戸清之，阿部雅人，藤野陽三，吉田順司：観測データから得られる推定値の信頼性区間評価，*土木学会第53回年次学術講演会概要集 第1部(B)*, I-B452, 1998.10
- 19) 貝戸清之，阿部雅人，藤野陽三：不確定性を考慮した非比例減衰系の同定と構造物の性能評価への応用，*構造工学論文集*, Vol.45A, pp.701-712, 1999.3
- 20) 大塚久哲，運上茂樹，西原史和，小池幸男：実測記録に基づく山あげ大橋（免震橋）の地震時振動特性，*橋梁と基礎*, pp172-174, 1996.8
- 21) 建設省土木研究所地震防災部耐震研究室：土木研究資料 免震橋梁の地震時振動特性に関する研究，1994.8
- 22) 建設省土木研究所地震防災部耐震研究室：土木研究資料 実測記録に基づく免震橋の地震時振動特性に関する研究，1995.11
- 23) 佐藤郁郎：最小二乗法その理論と実際，観測データの非線形解析，山海堂，1998
- 24) Dowell, E.H.: On Some General Properties of Combined Dynamical System, *Journal of Applied Mechanics*, Vol.46, pp.206-209, 1979.3
- 25) 山口宏樹：構造振動・制御，共立出版株式会社，1996.5
- 26) 山之内宏安：実測記録に基づく免震橋の性能評価，*東京大学工学部土木工学科卒業論文*, 1998.3
- 27) Ozdemir, H.: *Nonlinear Transient Dynamic Analysis of Yielding Structures*, Ph.D. Dissertation.

第2章 不確定性に起因する動特性変動の定量的評価

- U.C.Berkeley, 1976
- 28) 川島一彦:動的解析における摩擦力のモデル化に関する一考察,土木学会論文報告集,Vol.309, pp.151-154, 1981.5
 - 29) Kaito, K., Abe, M., Fujino, Y. and Tariq, M.T.A : Performance Evaluation of a Base-Isolated Bridge using Complex Modal Analysis. *Proceedings of the 17th International Modal Analysis Conference*, pp1749-1755, KISSIMMEE, FLORIDA, 1999.2
 - 30) 山之内宏安, 吉田順司, 藤野陽三, 阿部雅人:実測記録に基づく山あげ大橋の免震性能評価,土木学会第53回年次学術講演会概要集 第1部(B), I-B336, 1998.10
 - 31) 貝戸清之, 阿部雅人, 藤野陽三: Bootstrap 分布を用いた動特性の変動の有意性検定,土木学会第54回年次学術講演会概要集 第1部(B), I-B277, 1999.9
 - 32) Akaike, H.: Information Theory and an Extension of the Maximum Likelihood Principle, *2nd International Symposium on Information Theory*, Akademiai Kiado, Budapest, pp.267-281, 1973
 - 33) 赤池弘次:情報量規準 AIC とは何か〜その意味と将来への展望〜,数理科学, No.153, pp.5-11, 1976
 - 34) 柴田文明:理工系の基礎数学7 確率・統計,岩波書店, 1996.9
 - 35) 丸山取, 鈴木誠:構造設計における確率場のモデル推定とそのばらつき,構造工学論文集, Vol.43A, pp.537-544, 1997.3

第3章

未知入力下におけるレーザー振動計測 による振動モード形の同定

本章では、はじめにレーザードップラ速度計を用いた空間的な振動計測システムの開発を行う。つぎに、未知入力の場合に対して、統計的平均化による振動モード形の同定手法を示す。3-1節では、実構造物における振動計測の問題点をあげるとともに、レーザードップラ速度計を用いた既往の研究をまとめる。3-2節では、センサーとして用いるレーザードップラ速度計の特徴と計測原理を述べる。3-3節では、常時微動を対象とした振動モード形の同定手法について、3-4節では、交通振動を想定した衝撃振動を対象とした振動モード形の同定手法について、実験的に検証を行う。3-5節では、統計的平均化に要する振動計測の繰り返し回数に対して Bootstrap 法による取束性を基準とした定量的判定法について述べる。最後に3-6節では、本章の結論を述べる。

3-1. はじめに

社会基盤施設の維持管理を視野に入れた振動計測を実施するためには、供用中の常時微動計測を余儀なくされる。とくに、初期段階での局所的な損傷の検出は、高次の動特性を同定する必要があり、常時微動の高振動数成分まで高精度に計測しなければならない¹⁾。ところが、常時微動は、振幅が極めて小さいために、一般的に計測が非常に困難となる。さらに、損傷検出には、動特性のなかでも空間的な振動情報である振動モード形を指標とすることが有利である²⁾ことから空間的に密な振動計測が望まれる。しかし、社会基盤施設では、その規模や形状によりセンサーの設置に高所・危険作業が伴うために空間的な振動計測には、多大な費用・時間が伴う。

そこで、本章では、これらの問題点を克服するために、具体的なセンサーとしてレーザ

第3章 未知入力下におけるレーザー振動計測による振動モード形の同定

ードップラ速度計を取り上げる。レーザードップラ速度計は、常時微動計測が可能な精度を有し、高所作業を不要とする非接触遠隔計測を実現するものである。また、レーザー照射角を自動制御することで、空間的に密な振動計測をも実現できる可能性を秘めている。したがって、レーザードップラ速度計は、社会基盤施設における常時微動計測の信頼性と作業効率を飛躍的に向上させることができる唯一のセンサーである。

レーザードップラ速度計を用いた空間的な振動計測は、主に機械振動の計測を中心として実施されており、以下の2つの手法に分類することができる。

ひとつは、計測点を離散的に変化させる手法である。この手法では、一般的に、対象物を強制加振して周波数応答関数を求め、ピークの存在する振動数を固有振動数とし、そのピーク値をもって振動モード形の振幅を決定する。影山ら³⁾は、積層板を正弦加振して周波数応答関数を求め、固有振動数と振動モード形を同定している。また、Meza, R.⁴⁾らは金属板をランダム加振して、加振力と各点における振動を同時計測することにより周波数応答関数を求めて、固有振動数を決定し、応答変位の最大値をモード振幅とすることで振動モード形を同定している。周波数応答関数から振動モード形を同定する手法は、いわゆる実験モード解析⁵⁾と呼ばれ、体系的に確立された手法であるので、加振が可能で、かつ加振力が得られる場合には、非常に有効である。

もうひとつは、計測点を連続的に変化させる方法で、Stanbridge, A.B.ら⁶⁾⁷⁾によって行われている。この手法では、レーザー照射角をある角振動数で単振動させることで連続的に計測対象点を移動させることで、部材の欠陥部を検出している。しかし、この連続スキャンングでは、レーザー照射角を連続的に変化させるために、レーザー照射角制御用の反射鏡が計測中に動き続けることになり、その回転振動によるノイズや表面状態が変化することによる光学ノイズが振動計測結果に多く混入することになる。また、計測点が刻々と変化するために振動計測結果の物理的意味を捉えることが難しい。

以上の既往の研究では、いずれの場合でもレーザー反射率の高い鋼材、もしくは反射テープを付加する等の表面処理が可能であるものを計測対象としている。しかも、計測距離が短く、ノイズレベルの低い室内での振動計測に限定されている。また、計測対象の加振が可能で、加振力も既知量として扱えるため、振動モード形を比較的容易に同定しやすい条件にある。しかし、社会基盤施設の振動計測では、レーザー反射率の低いコンクリートが対象で、計測距離が数十[m]に達する。このようなレーザー計測が困難な条件に加え、周辺のノイズレベルが高いなかでの振動計測を余儀なくされることになる。また、常時微動計測では入力が未知量となるために振動モード形を同定するための手法も開発する必要がある。

3-2. レーザードップラ速度計

3-2-1. レーザードップラ速度計の特徴

レーザードップラ速度計(図3-2-1)を社会基盤施設の振動計測に適用した場合、以下のような長所があげられる。第一に計測対象に対して、反射テープなどの特別な表面処理を施すことなく非接触で長距離計測を行うことができる。第二に分解能が極めて高く、計測可能な周波数帯域が広い。したがって、計測器の設置が難しい場合であっても、常時微動による微小振動を高周波数成分まで高精度に計測することが可能である。第三は、センサー内部に取り付けた反射鏡を可動させ、レーザー照射角を制御することにより空間的に密な振動計測が実現できることにある。

一方、短所としては、第一に対象物の表面状態によっては、レーザー戻り光量が不足し、振動計測が不可能となる。第二にレーザーの安定性により計測精度が左右される。第三にレーザー設置位置における振動が混入することがあげられる。これらについては、振動計測段階において対策を講じることとする。

なお、本研究で使用するレーザードップラ速度計は、POLYTEC社製で、センサーヘッド、振動計、スキャンヘッドおよびスキャンコントローラの4つのシステムで構成される。機種名は表3-2-1に、性能に関する諸元は表3-2-2にそれぞれ示す。センサーヘッドでは、照射光と戻り光を干渉させ、その周波数変化の電気信号への変換し、振動計では、この電気信号をユニット内の復調器で振動速度へと変換する。一方、スキャンヘッドは、レーザー光の照射角を反射鏡で制御する部分であり、スキャンコントローラは、電気信号を送信する部分にあたる。

表 3-2-1. レーザードップラ速度計機種名

センサーヘッド	OFV303
振動計	OFV3001
スキャンヘッド	OFV040
スキャンコントローラ	OFV042

表 3-2-2. レーザードップラ速度計諸元

レーザータイプ	He-Ne レーザー
波長	633nm
レーザー出力/クラス	2.3mW/IIIa
計測可能距離	100m
分解能	0.5 μ m/s
計測可能周波数帯域	0Hz~35kHz
速度レンジ	1.5,25,125mm/sec/V
入力電圧	\pm 10V
ローパスフィルター	5,10kHz(1mm/sec/V時)
レーザー照射角	-15~15度



図 3-2-1. レーザードップラ速度計

3-2-2. レーザードップラ速度計の計測原理

レーザードップラ速度計は、レーザー光を移動物体に照射し、その照射光と反射光との周波数差から速度を検出する光学式干渉計である。レーザードップラ速度計の計測原理を以下に述べ、センサー内部の仕組みを図 3-2-2 に示す。

レーザー管から照射される He-Ne レーザー光波 a_0 は、

$$a_0 = A \exp(i\omega t) \quad (3-1)$$

で表すことができる。式中、 $A = \sqrt{I}$ は振幅 (I はレーザー出力強度)、 ω は光波の円振動数、 i は虚数単位を示す。このレーザー光は、まずビームスプリット 1 (BS1) により参照光と物体光に分割される。物体光は、ビームスプリット 3 (BS3)、集光レンズを経て計測対象上に集光される。そのとき計測対象からの散乱光は、同じ光路を戻り BS3 により反射され、ビームスプリット 4 (BS4) の方向へ戻る。その散乱戻り光と参照光との間には、ドップラ効果による周波数差が生じているため、BS4 上で強度変調が発生する。それらをディテクタ (D1、D2) で電気信号に変換する。このとき、D2 に当たった物体光と参照光はそれぞれ物体の移動する距離によって位相変調 θ_j を受ける。これをもとに考えると、D2 の表面で干渉する 2 つの振幅は、次式で表すことができる。

$$a_1 = \frac{1}{2} A \exp(i(\omega t - \theta_1)) \quad (3-2)$$

$$a_2 = \frac{1}{2} A \exp(i(\omega t - \theta_2)) \quad (3-3)$$

ここで、光波 a_1 と a_2 は、強度 I を持つ光波 a_0 が 2 回分光されたものであるから、その強度は $I \times 1/2 \times 1/2 = I/4$ となり、振幅は $\sqrt{I/4} = A/2$ となる。位相変調 θ_j は、物体の動きによって生ずる光路長 Z_j に直接関係し、

$$\theta_j = \frac{2\pi Z_j}{\lambda} \quad (3-4)$$

となる。λは、レーザー光の波長である。すなわち、 Z_j が λ に等しい場合 θ_j は同位相となる。物体光と参照光はそれぞれ独立であるから、振幅を合成することで D2 での合成振幅は、次式で表すことができる。

$$a_{D_2} = a_1 + a_2 \quad (3-5)$$

第3章 未知入力下におけるレーザー振動計測による振動モード形の同定

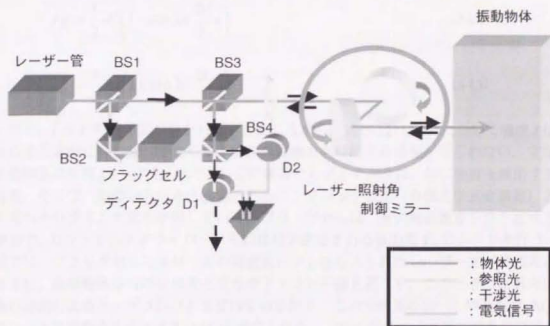


図 3-2-2. レーザードップラ速度計の仕組み

ここで、一般にディテクタは光の振幅よりも光の強度に反応するために、光の強度に着目することとし、次式で表す。

$$I = a \times \bar{a} \quad (\bar{a} \text{ は } a \text{ の複素共役を表す}) \quad (3-6)$$

上式(3-6)に式(3-5)を代入すると、D2上の強度 I_{D2} は、次式により導出することができる。

$$I_{D2} = a_{D2} \times \bar{a}_{D2} \quad (3-7)$$

さらに、式(3-2)(3-3)を代入し、次式に展開する。

$$I_{D2} = \frac{1}{2} A^2 (1 + \cos(\theta_2 - \theta_1)) \quad (3-8)$$

一方、D1における強度 I_{D1} は、エネルギー保存の法則から全エネルギー I から I_2 を除算することで導出することができる。BS2からのレーザーの出力強度は、同時に全ての点において付加され、レーザー強度 A^2 を生ずる。

$$I_{D1} = A^2 - I_{D2} = \frac{1}{2} A^2 (1 - \cos(\theta_2 - \theta_1)) \quad (3-9)$$

このとき、式(3-4)から、2つの光の位相差は、次のように光路差で表すことができる。

$$\Delta\theta = \theta_2 - \theta_1 = 2\pi \frac{Z_2 - Z_1}{\lambda} = 2\pi \frac{\Delta Z}{\lambda} \quad (3-10)$$

ここで、対象物が一定速度 V で運動しているならば、物体光と参照光の光路差は毎秒 $2V$ の割合で変化することになる。

$$\Delta\theta = \theta_2 - \theta_1 = 2\pi \frac{2V}{\lambda} t \quad (3-11)$$

第3章 未知入力下におけるレーザー振動計測による振動モード形の同定

式(3-8) (3-9)に、式(3-11)を代入すると、

$$I_{D_1} = \frac{1}{2} A^2 \left(1 - \cos 2\pi \frac{2V}{\lambda} t \right) \quad (3-12)$$

$$I_{D_2} = \frac{1}{2} A^2 \left(1 + \cos 2\pi \frac{2V}{\lambda} t \right) \quad (3-13)$$

となり、 I と V の関係式が導かれる。しかしながら、式(3-12) (3-13)において強度 I は対象物体の進行方向には付随しておらず、物体の運動方向に関する情報が得られない。すなわち、余弦関数の性質上、 $+V$ と $-V$ のどちらの場合でもディテクタは、同じ強度を検出することになる。そこで、振動の方向を区別するために、ブラッグセル（音響光学式変調器）と呼ばれる光ヘテロダイン方式を使用している。ブラッグセルは、光の周波数をシフトさせる光学変調器で、リファレンスドライバからの信号で決定される振動数 F_B のシフトを行う。この方式では、ブラッグセルにより一定の周波数シフトを与えられたレーザー光が参照光として使用され、振動物体からの反射光と受光素子上で光干渉を起こす。このとき、反射光は計測対象の振動によるドップラシフトを受けているので、この干渉光のビート周波数は AOM によるシフト周波数を中心とする FM 変調波となる。これを受光素子で電気信号に変換した FM 復調することにより、計測対象の振動速度に比例した電圧信号が得られ、正負の符号を持った速度信号が変換器から出力される。この効果を考慮すると、式(3-12) (3-13)は最終的に次式で表すことができる。

$$I_{D_1} = \frac{1}{2} A^2 \left(1 - \cos \left(2\pi \left(\frac{2V}{\lambda} + F_B \right) t \right) \right) \quad (3-14)$$

$$I_{D_2} = \frac{1}{2} A^2 \left(1 + \cos \left(2\pi \left(\frac{2V}{\lambda} + F_B \right) t \right) \right) \quad (3-15)$$

したがって、ディテクタは出力として、

$$F_{out} = \frac{2\pi V}{\lambda} + F_B \quad (3-16)$$

を検出し、これより物体の速度が求められる。

3-3. 弱い非正常入力下における振動モード形の同定

3-3-1. レーザードップラ速度計を用いた空間的な振動計測手法

センサー前方に設置した2つの反射鏡(図3-3-1)をそれぞれ水平方向と鉛直方向に可動させることで、レーザー照射角を自動制御し、選択した範囲内を指定した点数で計測を行う空間的な振動計測システムの構築を行った⁸⁾⁹⁾¹⁰⁾¹¹⁾。振動計測システムは、図3-3-2、図3-3-3に示す。具体的な信号の流れに関しては、はじめにセンサー部で計測された速度応答を振動計においてアナログ電気信号に変換し、ADボードを介してデジタルデータとしてパーソナルコンピュータに収録する。つぎに、パーソナルコンピュータからDAボード、スキャニング用振動計用振動計を介してセンサーヘッドに電気信号を送り、反射鏡の回転により計測点の変更を行う。この作業を指定した計測点数だけ繰り返すことにより空間的な振動計測を実施する。実験で使用したレーザードップラ速度計以外のデータ収録機器の型番や仕様については、表3-3-1に示す。

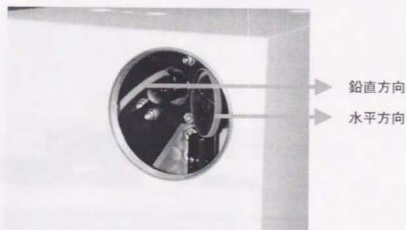


図3-3-1. レーザー光反射鏡

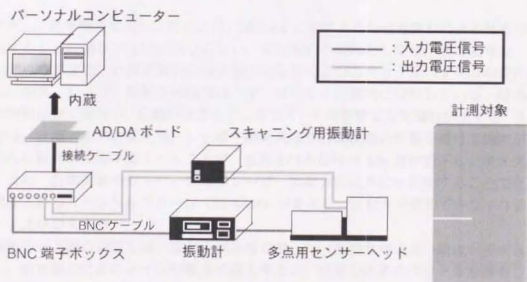


図3-3-2. レーザードップラ速度計による振動計測システム

第3章 未知入力下におけるレーザー振動計測による振動モード形の同定

表 3-3-1. 振動計測システムデータ収録機器仕様

AD/DA ボード	
型番	PCI-MIO-XE-10(日本ナショナルインスツルメンツ)
AD 変換チャンネル数	8
DA 変換チャンネル数	2
分解能	16bit
サンプリング速度	100kS/s
入出力電圧	±10V
BNC 端子ボックス	
型番	BNC2090(日本ナショナルインスツルメンツ)
入力チャンネル数	16
出力チャンネル数	2
AD/DA ボード—BNC 端子ボックス接続ケーブル	
型番	SH68-68-EP(日本ナショナルインスツルメンツ)

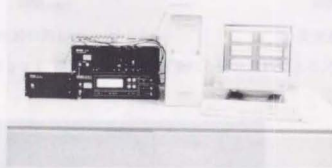


図 3-3-3. 実験装置

ただし、光学機器を用いる場合には、図 3-3-4 に示すような受光漏れによる特有のノイズが混入することに留意しなければならない。受光漏れの要因としては、次のような、レーザー出力強度の安定性、計測対象の表面状態等の影響およびスペckルパターンの変化があげられる。通常、レーザー照射光の強度は一定ではなく、周期的に変動している。時間とともにその周期は遅くなるが、変動が収まることはなく、その影響で受光漏れが生ずる。さらに、反射光は、計測対象の表面状態、レーザー照射角度や計測距離の影響を受けて強度が変化する。この反射光の強度が低下することで、復調される信号の S/N 比が低下し、ノイズが混入する。また、計測対象やセンサー自身がレーザー照射方向以外にも振動することで反射光により形成されるスペckルパターン（図 3-3-5）が変化し、反射光を感知できなくなることによりノイズが混入する。

振動モード形の同定では、振動計測結果に対して、当然ながら高い精度が要求される。しかし、受光漏れによるノイズが数多く混入すると、精密な応答スペckルを得ることができなくなり、ひいては同定精度の低下を招くことになる。そこで、受光漏れによるノイズに

第3章 未知入力下におけるレーザー振動計測による振動モード形の同定

対しては特に以下の低減化対策を施す。

ノイズの混入の程度は、レーザーの照射位置が微小に変化するだけでも全く異なる。したがって、はじめに、繰り返し計測（後述）ごとに初回の計測点の周りにランダムに0.01度ずつ照射位置を変化させ¹²⁾、特定の計測点に受光漏れが集中することを防止した。つぎに、振動計測結果にある基準値を超える値が含まれている場合には、それを受光漏れであると判断した。基準値に関しては、今回、振動計測結果の標準偏差を算出し、それをもとに経験的に決定した。そして、受光漏れによるノイズが1つの振動計測結果中に5つ未満の場合には前後のデータで異常値を補間し、5つ以上の場合にはその振動計測結果を収録せずに、除外するものとした。

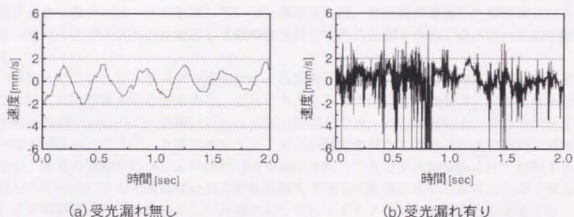


図 3-3-4. 振動計測結果に含まれる受光漏れによるノイズ

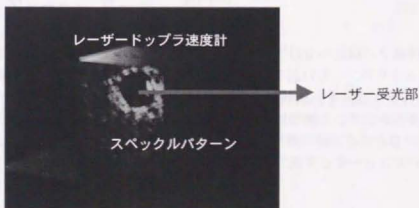


図 3-3-5. スペックルパターン

3-3-2. 振動モード形の同定手法

レーザードップラ速度計を用いた振動計測システムの構築により、空間的な振動計測結果を得ることが可能となった。次段階としては、空間的な振動計測結果から動特性を同定する必要がある。ここでは、構造モデルと実構造物の誤差により生ずる不確定性を抑制するために、振動計測結果のみから直接的に動特性を同定することができるノンパラメトリックな振動数領域における同定手法を用いることとする。

振動数領域における動特性の同定には、加振力と応答振幅の比であるコンプライアンス¹³⁾を用いるのが一般的である。しかしながら、大型構造物の振動計測の場合には、加振力が未知である場合が多く、コンプライアンスを算定することができない。そのような場合でも、減衰が大きくなり、モードが近接していない構造系では、加振力が卓越した振動数成分を持たないホワイトノイズ入力を仮定して動特性を同定することができる。以下に、その手順を示す。

はじめに、レーザードップラ速度計による振動計測結果は、多点同時に計測されたものではないことに留意する必要がある。さらに入力として用いる常時微動は、非定常性を有する不規則振動であるので、計測点ごとに加振力がばらつき、通常は振動モード形を同定することはできない。そこで、上述のホワイトノイズの仮定を満たすために多点の振動計測を繰り返し、応答の重ね合わせにより時間的な平均化を行うことで不規則振動成分を相殺する。これらの平均化によって常時微動から非定常性と不規則振動成分を取り去ることができる。そして定常振動成分のみを抽出し、外力に対してホワイトノイズであることを保証する。

つぎに、ホワイトノイズが作用する構造系においては、付録 A を参考にすると、物理座標空間における計測点 k の変位応答 $u_k(t)$ のフーリエ変換 $U_k(\omega)$ は、

$$U_k(\omega) = \sum_{r=1}^n \phi_{kr} Q_r(\omega) = \sum_{r=1}^n \phi_{kr} \frac{\phi_r F(\omega)}{(\omega_r^2 - \omega^2) + j2h_r \omega_r \omega} \quad (3-17)$$

で表すことができる。この式から、減衰比が小さく、入力が特定の卓越した振動数成分を持たない場合、計測点 k のフーリエスペクトル $U_k(\omega)$ 、もしくはパワースペクトル $G_k(\omega)$ から鋭いピークの現れる振動数 ω を読み取ることで、固有振動数 ω_k を同定することができる。

一方、振動モード形の同定に関しては、振動モード形は計測点における応答スペクトルの比で表されることから、はじめに、どの次数の振動モード形の節にもならない計測点 k を基準計測点として定める。つぎにある計測点 l の計測点 k に対するフーリエスペクトルの比をとると、式(3-17)より

$$\frac{U_l}{U_k} = \frac{\sum_{r=1}^n \phi_{lr} \frac{\phi_r F(\omega)}{(\omega_r^2 - \omega^2) - j2h_r \omega_r \omega}}{\sum_{r=1}^n \phi_{kr} \frac{\phi_r F(\omega)}{(\omega_r^2 - \omega^2) - j2h_r \omega_r \omega}} \quad (3-18)$$

となる。隣り合う次数の固有振動数が近接していない場合には、 i 次の固有振動数付近では $1/(\omega_i^2 - \omega^2)$ を含む項が支配的となる。よって、

第3章 未知入力下におけるレーザー振動計測による振動モード形の同定

$$\frac{U_j}{U_k} = \frac{\sum_{r=1}^n \frac{\phi_{rj} \phi_{rk} F_r(\omega)}{\omega_r^2 - \omega^2}}{\sum_{r=1}^n \frac{\phi_{rj} \phi_{rk} F_r(\omega)}{\omega_r^2 - \omega^2}} = \frac{\phi_{jr}}{\phi_{kr}} \quad (3-19)$$

が導かれる¹⁴⁾。すなわち、 i 次の固有振動数付近では計測点の基準点 k に対するフーリエスペクトルの比は、計測点間の i 次の振動モード形に近似される。以上の手法により、時系列データをFFT解析により振動数領域に変換し、フーリエスペクトルの比から振動モード形を同定する。なお、振動モード形の同定手法は図3-3-6にも併せて図示する。

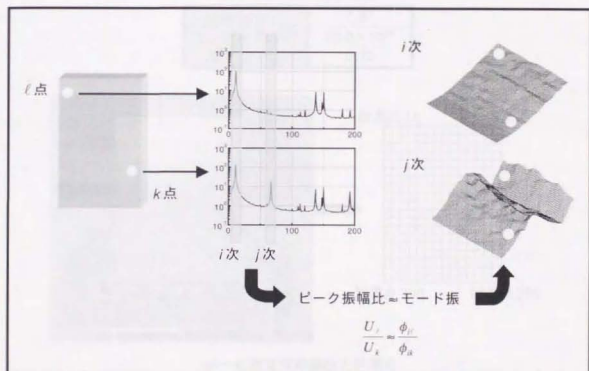


図3-3-6. 振動モード形の同定手法

3-3-3. 一辺固定支持鋼板を用いた空間的な振動計測実験

図 3-3-7 の一辺固定支持鋼板 (385[mm]×300[mm]×2[mm]) を対象として、その振動計測結果から振動モード形を同定する。なお、鋼板の諸物性は表 3-3-2 に示す。振動計測条件は、計測点数を縦方向 20 点、横方向 15 点の計 300 点とした。図 3-3-7(a) には計測点番号も示す。各計測点において、1 点あたりの計測時間を周波数刻み幅と計測時間との兼ね合いから 2048[μsec] に、サンプリング周波数を対象とするモードの固有振動数から 2000[Hz] に設定した。また、レーザードップラ速度計から鋼板までの計測距離は約 2.5m で、レーザーの照射角は最大で 4.2 度であった。入力としては、特定の加振装置は用いずに、常時微動を利用した。

表 3-3-2. 鋼板諸物性値

密度 (g/cm ³)	7.87
ヤング率 (N/m ²)	20.0×10 ¹⁰
ポアソン比	0.33

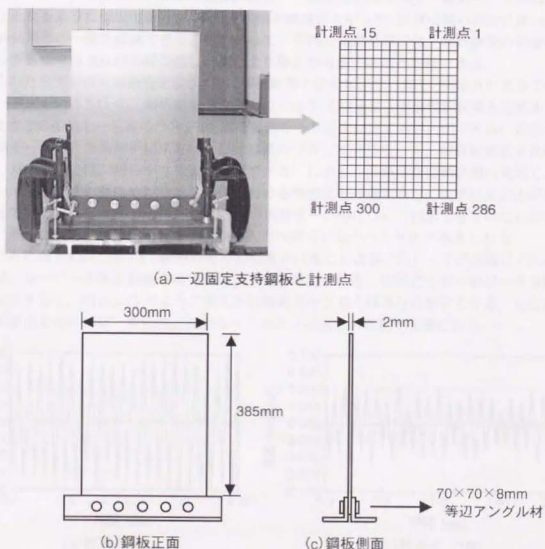


図 3-3-7. 一辺支持鋼板

第3章 未知入力下におけるレーザー振動計測による振動モード形の同定

図 3-3-8(a)~(d)に、計測点 1, 100, 200, 300 における振動計測結果を示す。振幅は最大でも 0.1 [mm/sec]と、微小であるにもかかわらず高精度に計測が行われていることがわかる。さらに計測点番号が増加するにつれ、鋼板の固定端に近くなっているが、それに伴って振幅が小さくなっていることも時系列から確認することができる。

つづいて、300 点の振動計測を 1 サイクルとして 300 回繰り返し、得られた速度振幅スペクトルに対して平均化を行った。なお、受光漏れによるノイズの判定には、経験的に各振動計測結果の標準偏差の 5 倍を採用した。例として、図 3-3-8 と同計測点において繰り返し計測を 10 回と 300 回としたときの平均化速度スペクトルを図 3-3-9 に示す。図より平均化によりノイズレベルが抑えられ、高振動数成分のピークが明瞭に卓越することが確認できる。しかし、計測点 300 においては、ノイズレベルの低減がわずかしきみられない。これは、計測点 300 では固定端近傍で振幅が小さいことに加え、レーザー照射角が最大となっており、振動計測結果に他点よりも受光漏れによるノイズが多く混入したためであると考えられる。

これらの平均化速度スペクトルに対し、前述の同定手法を適用した。同定された振動モード形のうち、繰り返し回数を 10, 100, 300 回と変化させた 3 通りの 6 次と 14 次の振動モード形とレーリー・リッツ法による理論解析結果¹⁵⁾¹⁶⁾を図 3-3-10 に示す。振動モード形は最大値が 1 となるように正規化を行い、モード振幅の絶対値を示した。計測回数の増加に伴い、理論解析結果との一致を確認できる。したがって、今回の振動計測では、常時微動の非定常性とランダム成分は 300 回の繰り返し計測により除去が可能であると判断できる。

得られた全ての固有振動数を表 3-3-3 に解析結果と併せて示す。また、同定された全ての振動モード形を図 3-3-11 に、解析結果を図 3-3-12 にそれぞれ示す。理論解析結果と比較すると 16 次までの振動モード形のうち、10 個の振動モード形を同定することができた。同定された振動モード形と理論解析結果とは、形状は概ね一致している。一方、固有振動数を比較すると、双方の間には、明らかな相違が確認できる。しかし、高精度な振動計測の実現と、レーリー・リッツ法の材料特性や境界条件における理想化を考慮すると、同定結果の方が真値を与えているといえよう。ただし、いくつかの振動モード形について同定できていないが、これは、その振動モード形を励起するような入力が得られなかったためと考えられる。

ちなみに図 3-3-9 において、鋼板の固有振動成分以外にも数多くのピークが卓越している。これらは、レーザー本体の振動や電気的なノイズと考えられる。実際にこれらのピークを取り出し図示すると、図 3-3-13 のように明らかに振動モード形とは異なる形状となる。したがって、本手法を用いれば、視覚的に振動モード形とノイズとの区別が可能になる。

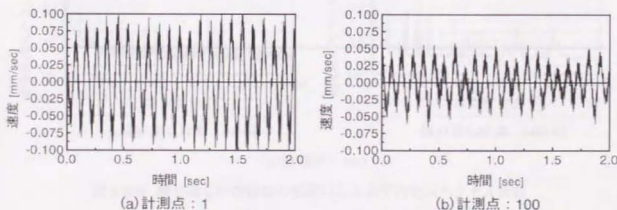


図 3-3-8. 常時微動時系列

第3章 未知入力下におけるレーザー振動計測による振動モード形の同定

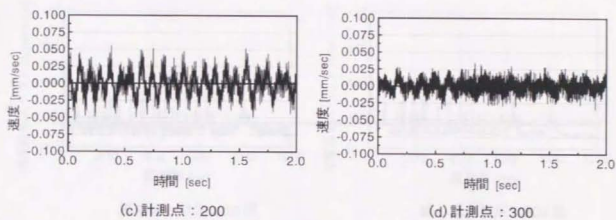


図 3-3-8. 常時微動時系列

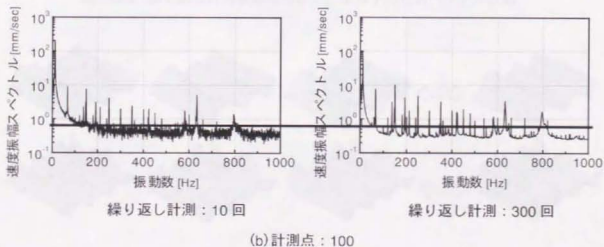
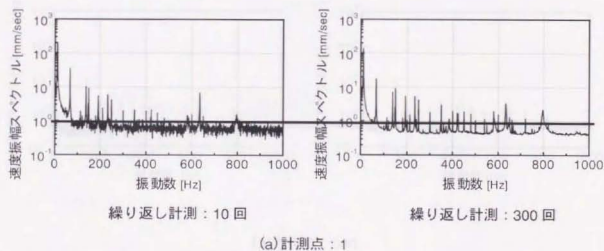


図 3-3-9. 繰り返し計測回数がちがいによる平均化スペクトル比較

第3章 未知入力下におけるレーザー振動計測による振動モード形の同定

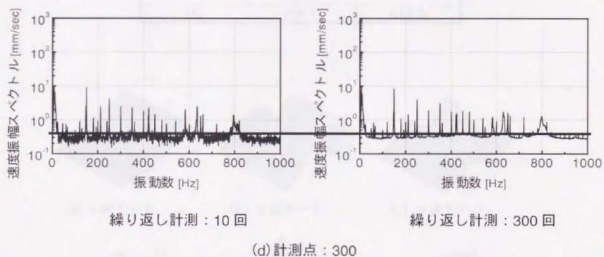
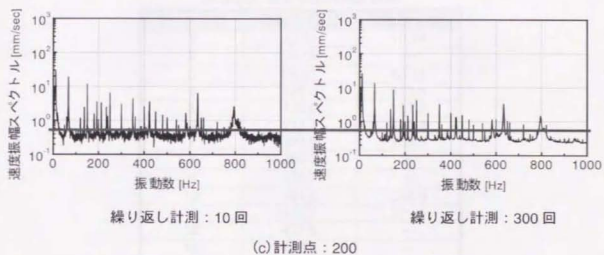


図 3-3-9. 繰り返し計測回数のちがいによる平均化スペクトル比較

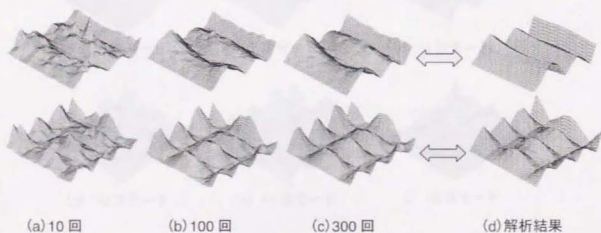


図 3-3-10. 繰り返し計測回数のちがいによる振動モード形の比較
(上：6次モード，下：14次モード)

第3章 未知入力下におけるレーザー振動計測による振動モード形の同定

表 3-3-3. 固有振動数同定結果

モード次数	理論値 [Hz]	同定値 [Hz]
1	12.07	10.74
2	34.18	—
3	76.01	66.41
4	121.0	112.8
5	135.0	137.2
6	212.7	192.4
7	234.5	233.9
8	260.9	—
9	336.7	—
10	391.6	384.8
11	417.7	371.1
12	432.5	—
13	465.6	—
14	599.5	580.1
15	606.0	—
16	686.4	666.5

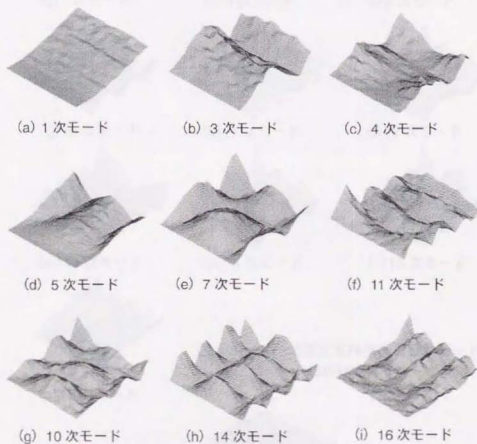


図 3-3-11. 同定された振動モード形

第3章 未知入力下におけるレーザー振動計測による振動モード形の同定

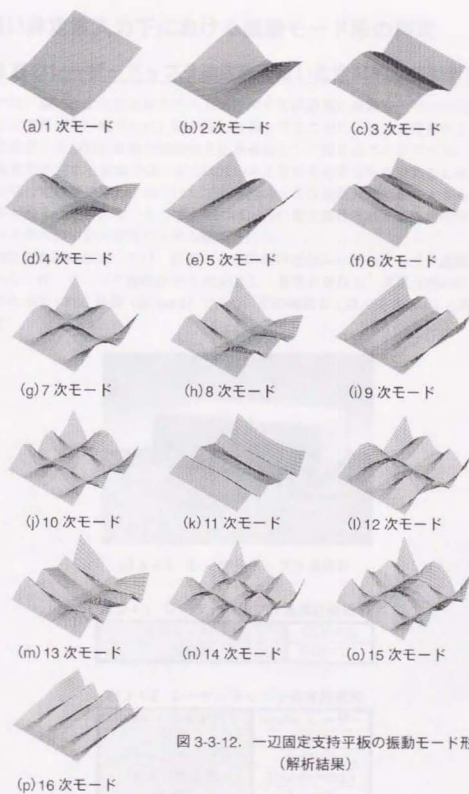


図 3-3-12. 一边固定支持平板の振動モード形
(解析結果)



図 3-3-13. ノイズによるピーク値のプロット

3-4. 強い非定常入力下における振動モード形の同定

3-4-1. 2基のレーザードップラ速度計を用いた空間的な振動計測

前節では、弱い非定常性を有する入力作用する構造系の振動モード形の同定手法を提案した。非定常性が弱い場合には、繰り返し計測を行うことにより、非定常性と不規則振動成分を取り除き、非同時の振動計測結果を定常過程として扱えることができる。しかしながら、走行荷重が作用する実構では、入力は強い非定常性を有するものであると考えられる。そのような場合には繰り返し計測を行っても振幅の大きな振動計測結果が大きく反映され、平均化効果が弱まってしまう。そこで本節では、強い非定常性を有する外力作用下においても振動モード形の同定が可能なシステム構築を行う。

具体的に振動計測においては、前節の多点計測可能なレーザードップラ速度計の他に1点計測用のレーザードップラ速度計を1台追加し、基準点を取る。基準点用のレーザードップラ速度計もPOLYTEC社製(図3-4-1)であり、その機種名と諸元を表3-4-1と表3-4-2にそれぞれ示す。



図 3-4-1. レーザードップラ速度計

表 3-4-1. レーザードップラ速度計機種名

センサーヘッド	CLV-700
振動計	CLV-1111

表 3-4-2. レーザードップラ速度計諸元

レーザータイプ	He-Ne レーザー
波長	633nm
レーザー出力/クラス	1mW/II
計測可能距離	300mm~30m
分解能	0.1μm/s
計測可能周波数帯域	0Hz~35kHz
速度レンジ	1, 5mm/sec/V
入力電圧	±10V
ローパスフィルター	5kHz

第3章 未知入力下におけるレーザー振動計測による振動モード形の同定

振動計測手法を改良するにあたっては、実際に屋外の橋梁の振動計測を念頭に入れた改良を行った。本節の振動計測では、基準点計測用のレーザードップラ速度計を備えているので常時微動計測時のように非定常性の影響を空間的に分散させる必要がない。そのため、1回の振動計測ごとに計測点を変更するのではなく、計測点ごとに設定した回数だけ振動計測を行うこととする。また、受光漏れによるノイズの混入を防止するために、新たにパーソナルコンピュータのシリアルポートからRS232Cケーブルを通してオーバーレンジデータの有無を計測時に確認する。そのときオーバーレンジを有するものは記録せず、計測回数だけを記録して続ける。そして計測が困難な不良点については、計測回数が繰り返し回数とは別に設定した計測許容回数を超えた段階で計測を終了し、次の計測点に移動する。最後に、全ての計測がひと通り終了した段階で、不良点の再計測を行う。再計測では、計測点を若干ずらして、受光漏れによるノイズが少ない最適点を選定し、繰り返し回数に達するまで計測を実施する。この振動計測システムを図3-4-2に、計測のアルゴリズムを図3-4-3にそれぞれ示す。これらの一連の動作は、LabVIEW（日本ナショナルインスツルメンツ製）を用いてプログラム化を行った（プログラム名：spatialm.vi、付録C参照）。また、同プログラムにより計測点数やサンプリング周波数等の設定は、図3-4-4のように全てパーソナルコンピュータ上で行われ、計測された時系列、スペクトル等はリアルタイムで確認することができる（図3-4-5）。

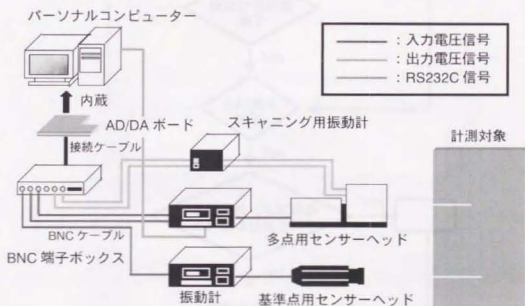


図3-4-2. 振動計測システム

第3章 未知入力下におけるレーザー振動計測による振動モード形の同定

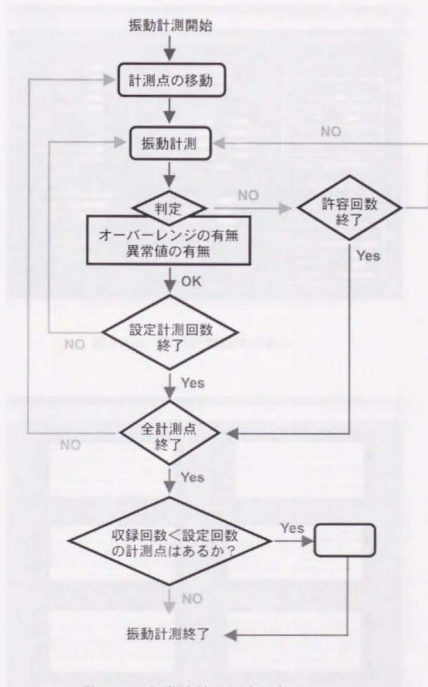


図 3-4-3. 振動計測アルゴリズム

第3章 未知入力下におけるレーザー振動計測による振動モード形の同定

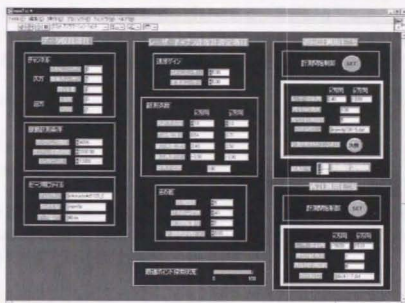


図 3-4-4. 振動計測操作パネル

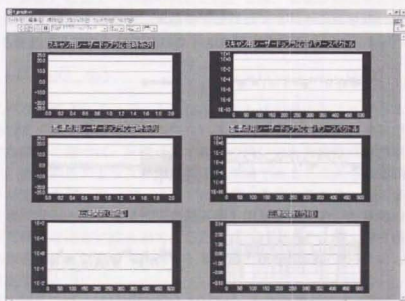


図 3-4-5. リアルタイムモニタ

3-4-2. 振動モード形の同定手法

先と同様に、入力に関する情報は得られないので、このままでは振動モード形を同定することはできない。ただし、今回は基準点を設けており、各計測点と基準点との伝達関数を求めることで、振動モード形を同定する手法を示す¹⁷⁾。はじめに、任意の計測点 i と基準点 ref における外力 F_m に対する伝達関数は、付録Aより、

$$H_i(\omega) = \frac{U_i(\omega)}{F_m(\omega)} = \sum_{i=1}^n \frac{\phi_i \phi_{im}}{(\omega_i^2 - \omega^2) + j2h_i \omega_i \omega} \quad (3-19)$$

$$H_{ref}(\omega) = \frac{U_{ref}(\omega)}{F_m(\omega)} = \sum_{i=1}^n \frac{\phi_{ref} \phi_{im}}{(\omega_i^2 - \omega^2) + j2h_i \omega_i \omega} \quad (3-20)$$

と表すことができる。このとき、減衰比が小さく、隣り合う固有振動数が近接していないならば、 ω_i -付近では式(3-19)、式(3-20)中の i 成分が卓越することになる。これを考慮して上式の辺々除算すると、特に ω_i -付近では、

$$\frac{H_i(\omega)}{H_{ref}(\omega)} = \frac{U_i(\omega)}{U_{ref}(\omega)} = \frac{\phi_i}{\phi_{ref}} \quad (3-21)$$

であることが示される。すなわち任意点における応答スペクトルと基準点における応答スペクトルの比が振動モード形となっていることがわかる。

ただし、固有振動数と振動モード形の同定に際しては、振動計測結果に含まれるノイズによる同定精度の低下を抑制するため、本研究ではクロススペクトルを用いることとする。基準点 ref に対する任意点 i でのクロススペクトルを算出すると、

$$X_{iref}(\omega) = U_i(\omega) \bar{U}_{ref}(\omega) \quad (3-22)$$

となる。クロススペクトル $X_{iref}(\omega)$ は、 $U_{ref}(\omega)$ 、 $U_i(\omega)$ の両応答スペクトルがピークをとる振動数成分において卓越する。すなわち、クロススペクトルの基準点を同定する次数の振動モード形の節でない点に選べば、計測点間で相関の高い固有振動数成分が卓越することになる。したがって、計測誤差のような計測点間で無相関であると考えられる誤差ピークの増大を抑制することができる¹⁸⁾。レーザードップラ速度計を用いる場合、特に多点計測ではレーザー照射角が大きくなると、光学ノイズの混入率も増加するため、2点間のクロススペクトルを取ることは高精度な同定には有効であると考えられる。そこで、固有振動数に関しては、設定した振動数範囲ごとにクロススペクトルの最大値を探索させ、そのときの振動数を読み取ることで決定する。

振動モード形に関しては、はじめに式(3-21)に $\bar{U}_{ref}(\omega)$ を乗じて次式を得る。

$$\frac{U_i(\omega) \bar{U}_{ref}(\omega)}{U_{ref}(\omega) \bar{U}_{ref}(\omega)} = \frac{X_{iref}(\omega)}{|X_{iref}(\omega)|^2} = \frac{\phi_i}{\phi_{ref}} \quad (3-23)$$

つぎに、先に同定した固有振動数に対応する伝達関数の振幅と位相をもとに同定を行う。ただし、位相に関しては、 $\pi/2 \sim \pi/2$ は同位相、 $-\pi \sim \pi/2$ 、 $\pi/2 \sim \pi$ は逆位相であると見なし、平均化にあたっては、絶対値を取り平均化を行う(プログラム名:p_dmode.mおよびp_dmode2.m。付録C参照)。

3-4-3. 一辺固定支持鋼板を用いた空間的な振動計測実験

前節の一辺固定支持鋼板を用いて振動モード形の同定実験を行った。今回のケースでは強い非定常外力を与えるために、鋼板をハンマーにより打点箇所、強さともにランダムに変化させ、加振力を与えた。ただし、加振力の計測は行っていない。一方、振動計測に関する条件は、計測点数に関して縦方向10点、横方向10点の計100点、繰り返し計測回数10回とし、その他の計測条件は前節と同じように設定した。また、基準点は振動モード形の節とならないように選定した。

図3-4-6～図3-4-8に計測点1, 50, 100における振動計測結果を示す。各図(a)(c)は、基準点用と多点計測用レーザードップラ速度計で同時に計測された速度応答時系列である。これらと図3-3-8の常時微動下における振動計測結果とを比較すると、振幅は100倍以上大きくなっていることがわかる。実際に応答スペクトルを算出し、ピーク値を比較すると1000倍以上の差が生じており、基準点を設けなければ、振幅が大きな振動の特性のみが反映されるかが理解できる。ひいては大振幅時の振動計測結果のノイズレベルが高い場合には、計測時間の不要な増加や同定精度の低下を招くことが十分予想できる。

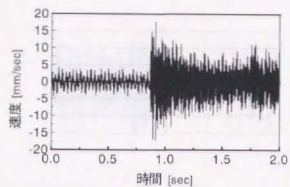
また、このとき多点計測用のレーザー照射角は、最大でx方向に1.6度、y方向に3.2度であった。今回の計測では図3-4-6～図3-4-8(b)(d)を比較する限り、両方ともにノイズレベルが同程度に抑えられていることがわかる。さらに同図(c)(f)(g)は伝達関数の振幅と位相、クロススペクトルであるが、計測精度の高さが反映され、良好な結果が得られている。実際に、今回の振動計測では再計測は行っていない。

図3-4-9～図3-4-11は同じ計測点において繰り返し回数10回で平均化を行った伝達関数の振幅と位相、クロススペクトルである(プログラム名:p_mcsd.m, 付録C参照)。図の(c)(f)(g)と比較すると、強い非定常性の影響で各回の振動計測結果が全く異なるものとなるため、ピーク値が変動している箇所も確認できる。

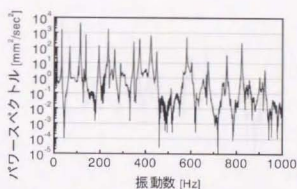
表3-4-3に同定された固有振動数と解析結果を、図3-4-12に同定された振動モード形を示す。振動モード形は、最大値が1となるように正規化を行った。先に同定された振動モード形では、常時微動を入力として用いたため、非対称振動モード形が得られなかったが、打撃による加振を行ったため、低次の振動モードについては非対称モードも含め、非常に高精度に振動モード形を得ることができた。ただし、ハンマーによる加振で振幅が大きくなったため、逆に前節では計測できた高次のいくつかの振動モード形を得ることができなかった。また、高次モードになるに連れ、同定精度が幾分低下している。しかし、強い非定常性を有する外力作用下においても基準点を設けることにより、10回程の平均化により振動モード形の同定が可能であることがわかった。

同定された振動モード形のうち、4次モードに関しては計測点1でのモード振幅が他点と比較して突出したために図3-4-12(a)のようになった。そこで計測点1における異常値を周りの計測点におけるモード振幅で平均化し、補間を行った。その結果を図3-4-12(b)に示すが、図3-3-12(d)の解析結果と同じ形状となっていることが確認できる(プログラム名:p_modf.m, 付録C参照)。

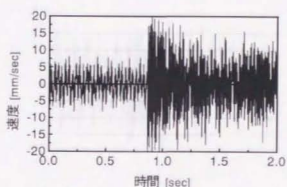
第3章 未知入力下におけるレーザー振動計測による振動モード形の同定



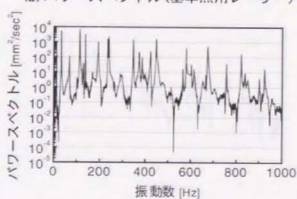
(a) 速度応答時系列 (基準点用レーザー)



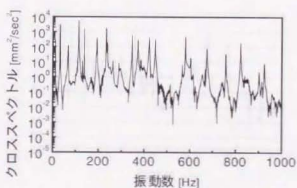
(b) パワースペクトル (基準点用レーザー)



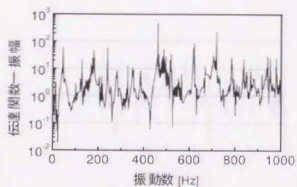
(c) 速度応答時系列 (多点用レーザー)



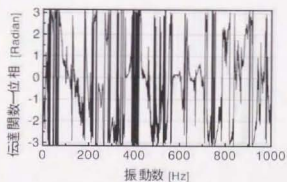
(d) パワースペクトル (多点用レーザー)



(e) クロススペクトル



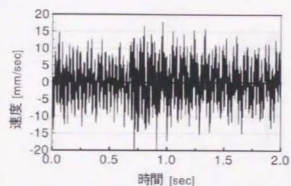
(f) 伝達関数—振幅



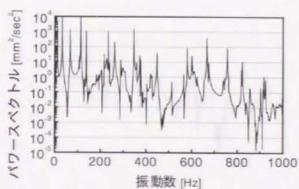
(g) 伝達関数—位相

図 3-4-6. 振動計測結果 (計測点: 1)

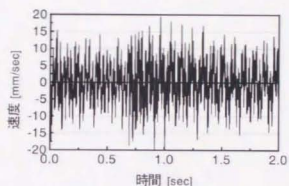
第3章 未知入力下におけるレーザー振動計測による振動モード形の同定



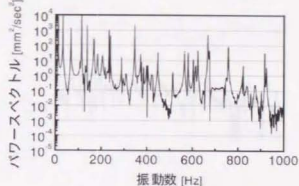
(a) 速度応答時系列(基準点用レーザー)



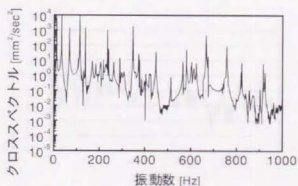
(b) パワースペクトル(基準点用レーザー)



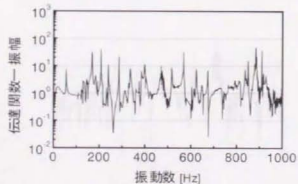
(c) 速度応答時系列(多点用レーザー)



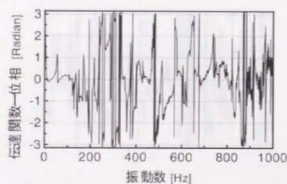
(d) パワースペクトル(多点用レーザー)



(e) クロススペクトル



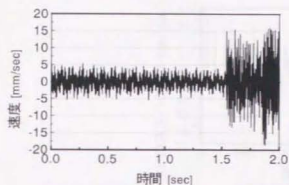
(f) 伝達関数—振幅



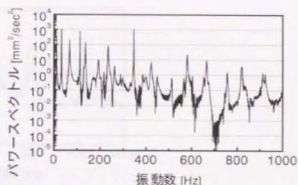
(g) 伝達関数—位相

図 3-4-7. 振動計測結果 (計測点: 50)

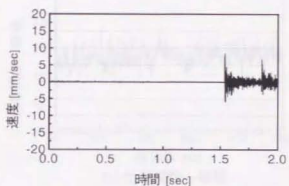
第3章 未知入力下におけるレーザー振動計測による振動モード形の同定



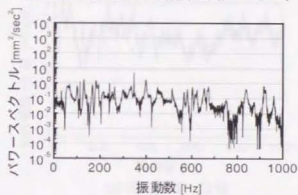
(a) 速度応答時系列 (基準点用レーザー)



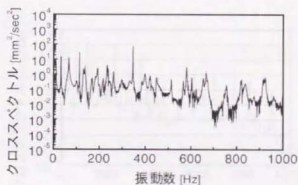
(b) パワースペクトル (基準点用レーザー)



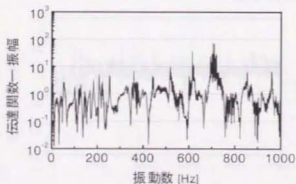
(c) 速度応答時系列 (多点用レーザー)



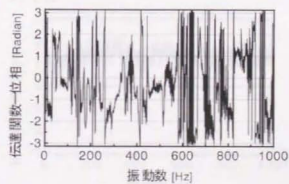
(d) パワースペクトル (多点用レーザー)



(e) クロススペクトル



(f) 伝達関数—振幅



(g) 伝達関数—位相

図 3-4-8. 振動計測結果 (計測点: 100)

第3章 未知入力下におけるレーザー振動計測による振動モード形の同定

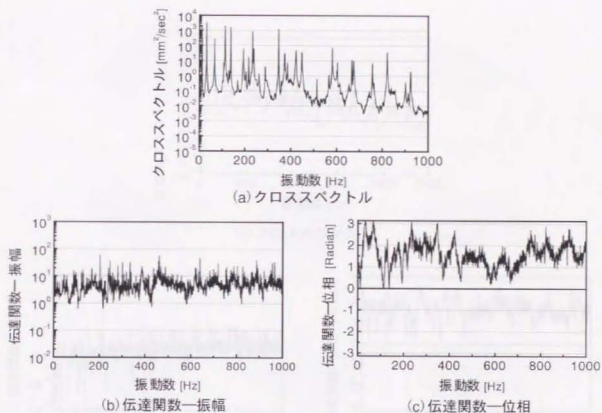


図 3-4-9. 平均化クロススペクトルおよび伝達関数 (計測点: 1)

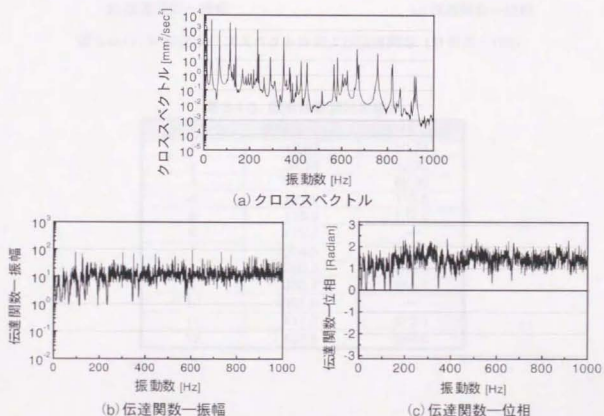
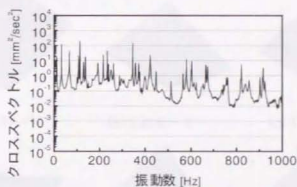
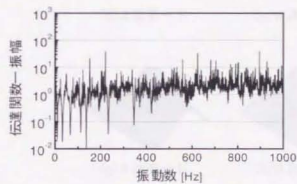


図 3-4-10. 平均化クロススペクトルおよび伝達関数 (計測点: 50)

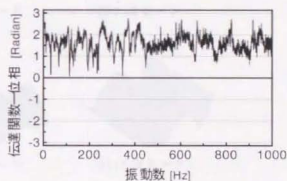
第3章 未知入力下におけるレーザー振動計測による振動モード形の同定



(a) クロススペクトル



(b) 伝達関数—振幅



(c) 伝達関数—位相

図 3-4-11. 平均化クロススペクトルおよび伝達関数 (計測点: 100)

表 3-4-3. 固有振動数同定結果

モード次数	理論値 [Hz]	同定値 [Hz]
1	12.07	10.74
2	34.18	32.23
3	76.01	66.89
4	121.0	112.8
5	135.0	137.2
6	212.7	—
7	234.5	233.9
8	260.9	238.8
9	336.7	345.7
10	391.6	—
11	417.7	372.1
12	432.5	580.6

第3章 未知入力下におけるレーザー振動計測による振動モード形の同定

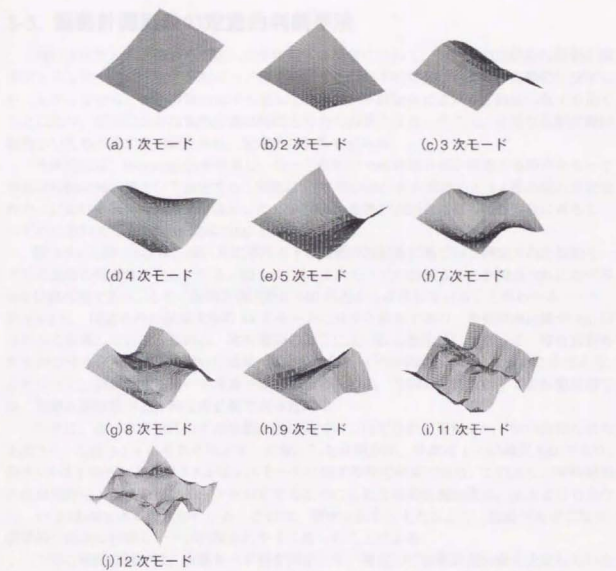


図 3-4-12. 振動モード形

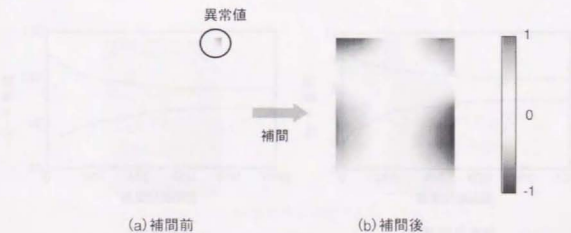


図 3-4-13. 振動モード形の補間による平均化

3-5. 振動計測回数の定量的判断手法

弱い非定常入力と強い非定常入力が作用する場合について、それぞれ空間的な振動計測手法を示した。このとき、振動モード形を同定する際の平均化については、経験的に決定した。しかしながら、振動計測回数が不足していると、不確定性による同定精度の低下を招くことになり、反対に余分な振動計測は時間と労力の浪費になる。そこで、必要な振動計測回数についても不確定性の観点から、定量的な判断を試みる。

具体的には、Bootstrap法を適用し、モード振幅の99%信頼区間が収束する時点をもって最適な振動計測回数として決定する。実際に、3-3節の弱い非定常外力と3-4節の強い非定常外力下における振動計測結果に適用した。この場合、振動計測回数は標本の要素数に対応し、いずれにおいてもBootstrap数は2000とした。

図3-5-1と図3-5-2は、弱い非定常外力下の振動計測結果に基づいて同定された振動モード形の振幅の収束性を表している。図3-5-1は、1次モードの計測点1と計測点300における99%信頼区間であり、ともに振動計測回数が600付近から収束していることがわかる。一方、図3-5-2は、同定された最高次数の14次モードに対する結果であり、振動計測回数が300回付近から収束している。これは、常時微動のように広い振動数帯域にわたって一様な振動特性を持つ外力を入力として用いた結果、高次の振動モードが卓越しやすくなったためである。したがって、対象とするモード次数で違いがあるものの、今回の常時微動下での振動計測では、振動計測回数が500回程度必要であった。

つぎに、強い非定常外力下の振動計測に基づいて同定された振動モード形の振幅の収束を図3-5-3と図3-5-4にそれぞれ示す。対象とした計測点は、計測点1と計測点100であり、図3-5-3は1次モード、図3-5-4は7次モードに関する推定結果である。これより、常時微動とは対照的に、低次の振動モードを同定するために必要な振動計測回数は、高次よりも少なく、10回未満であることがわかる。これは、衝撃加振を与えたことで、振幅が大きくなり、結果的に低次の振動モードが励起されやすくなったことによる。

今回の振動計測では、振動モード形を同定して、視覚的に振動計測回数を決定していたが、以上の手法により算定された振動計測回数と大差がないことがわかった。したがって、振動計測回数に関して上記の手法を用いることで、定量的な判断を下すことが可能であるといえる。

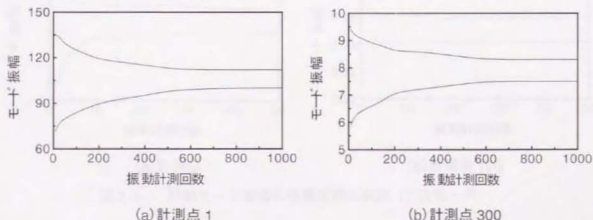


図3-5-1. 振動モード振幅の信頼区間の収束 (1次モード)

第3章 未知入力下におけるレーザー振動計測による振動モード形の同定

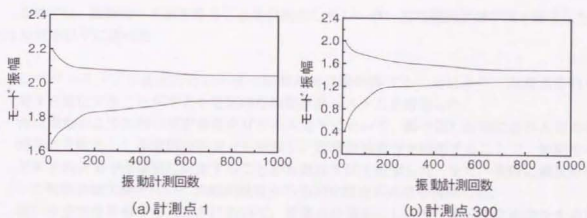


図 3-5-2. 振動モード振幅の信頼区間の収束 (14次モード)

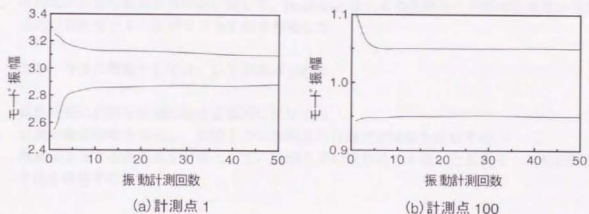


図 3-5-3. 振動モード振幅の信頼区間の収束 (1次モード)

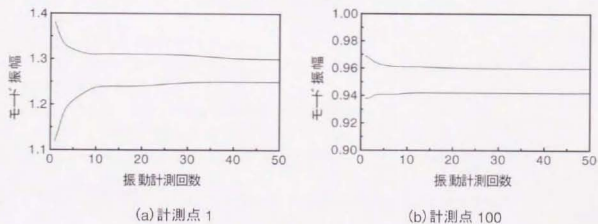


図 3-5-4. 振動モード振幅の信頼区間の収束 (7次モード)

3-6. まとめ

本章では、振動モード形を得ることを目的としたレーザー常時微動計測手法を確立した。主な知見を以下に述べる。

1. レーザードップラ速度計のレーザー照射角を自動制御することにより、計測点を時々刻々と変化することができる空間的な振動計測システムを構築した。
2. 常時微動のような弱い非定常性を有する入力下において、繰り返し計測により入力の非定常性を除去し、不規則振動成分を相殺し、定常振動成分を抽出することで、振動モード形を高次まで高精度に同定することが可能な手法を提案した。また、実際に銅板を用いた振動計測実験を行い、実験的検証からも同定精度の高さを証明した。
3. 強い非定常性を有する入力下において、基準点計測用のレーザードップラ速度計を追加することで、2点間の伝達関数から振動モード形を同定する手法を提案し、振動計測結果の信頼性を向上するとともに、時間的にも合理化を図った。
4. 平均化に必要な振動計測回数に関して、Bootstrap法による振動モード形の収束性から定量的な判断を下すことができる手法を考案した。

また、今後の課題としては、以下があげられる。

1. 振動計測に必要な計測点数を定量的に決定する。
2. 計測対象の画像を取得し、画像上での計測点の自動設定機能を追加する。
3. 高減衰を有する構造物を対象として、計測点間の位相差を考慮した振動モード形の同定手法を構築する。

第3章 未知入力下におけるレーザー振動計測による振動モード形の同定

【参考文献】

- 1) Farrar, C.R., Duffey, T.A., Cornwell, P.J. and Dowbling, S.W. : Excitation Method for Bridge Structures. *Proceedings of the 17th International Modal Analysis Conference*, pp1063-1068, KISSIMMEE, FLORIDA, 1999.2
- 2) Doebling, S.W., Farrar, C.R., Prime, M.B., Shevitz, D.W. : Damage Identification and Health Monitoring of Structural and Mechanical Systems from Changes in Their Vibration Characteristics : A Literature Review. *LA-13070-MS*, 1996.5
- 3) 金原勲, 影山和郎, 鈴木敏夫, 大沢勇, 伊出浩司 : レーザー振動画像法と有限要素法によるはく離を有する積層板の振動モード解析, 材料 Vol.43, No.487, 1994.4
- 4) Meza, R., Carrasco, C.J., Osegueda, R.A., James, G., Robinson, N. : Damage Detection in a DC-9 Fuselage using Laser Doppler Velocimetry, *Proceedings of the 15th International Modal Analysis Conference*, Orlando, 1997.2
- 5) 長松昭男 : モード解析, 培風館, 1985.7
- 6) Stanbridge, A.B., Ewins, D.J. : Measurement of Translational and Angular Vibration using a Scanning Laser Doppler Vibrometer, *Shock and Vibration*, Vol.3, No.2, pp.141-152, 1996
- 7) Stanbridge, A.B., Ewins, D.J. : Fault Identification in Vibrating Structures using a Scanning Laser Doppler Vibrometer, *Structural Health Monitoring Current Status and Perspectives*, pp.56-65, 1997
- 8) 依田秀則, 阿部雅人, 藤野陽三, 貝戸清之 : レーザードップラ速度計を用いた実験的モード解析, 土木学会第54回年次学術講演会概要集 第6部, VI-281, pp.562-563, 1999.9
- 9) 貝戸清之, 阿部雅人, 藤野陽三, 依田秀則 : レーザードップラ速度計を用いた振動モード形の計測と損傷検出への応用, 第2回構造物の診断に関するシンポジウム論文集, pp.157-162, 1999.8
- 10) 貝戸清之, 阿部雅人, 藤野陽三, 依田秀則 : レーザードップラ速度計を用いた空間的な振動計測と損傷検出への応用, 第15回宇宙構造・材料シンポジウム論文集, pp.96-99, 1999.10
- 11) Kaito, K., Abe, M., Fujino, Y. and Yoda, H. : Detection of Structural Damage by Ambient Vibration Measurement using Laser Doppler Vibrometer, *The 5th International Symposium on Non-Destructive Testing in Civil Engineering 2000*, 1999.4 (掲載予定)
- 12) 依田秀則 : レーザードップラ速度計を用いた実験的モード解析, 東京大学工学部土木工学科卒業論文, 1999.3
- 13) 長松昭男 : モード解析入門, コロナ社, 1993.7
- 14) 田村央 : 振動モード特性の変化に基づく構造物の損傷同定, 東京大学工学部土木工学科修士論文, 1996.3
- 15) Leissa, A.W. : Vibration of Plates, *NASA Special Publication SP-160*, 1969
- 16) 大崎順彦 : 建築振動理論, 彰国社, 1996.11
- 17) 梶村徹 : 長径間吊橋の常時微動試験に基づく構造モニタリング手法の確立, 東京大学工学部土木工学科卒業論文, 1999.3
- 18) HEWLETT PACKARD : The Fundamentals of Signal Analysis - Application Note243

第4章

振動モード形の変動に 着目した損傷同定

本章では、質量および剛性の低下として表われる損傷を対象とし、損傷位置と損傷度を振動モード形の変動から同定する手法を提案する。4-1節では、本章の位置づけについて述べる。4-2節では、モデル化誤差に伴う同定精度の低下を防止することを目的として、損傷指標となる振動モード形を直接構造モデルとして取り込むことが可能な手法の理論構築を行う。4-3節では、損傷を質量変動で模擬し、その同定精度について実験的に検証する。4-4節は、本章の結論である。

4-1. はじめに

構造物に損傷が生ずると、その影響は構造物の質量や剛性等の材料特性の変化、あるいは固有振動数や振動モード形等の動特性の変動として現れる。したがって、振動計測により損傷を定量的に評価するためには、はじめに動特性を同定したうえで、つぎに材料特性の低下量を把握することになる。

ところが、このとき構造物に対してモデル化を行うと、材料特性、幾何形状および境界条件において理想化誤差が生じ、同定精度の低下を招く場合がある。また、モデル化における不確定性を増大させることになるので、損傷同定は、ノンパラメトリックに動特性のみから直接的に算出できる形で行うことが望ましい。

一方、局所的な損傷や初期の軽微な損傷の検出を目的とするときには、損傷を表す指標として固有振動数¹⁾よりも空間的な情報を与える振動モード形が有効であることが示されている²⁾。本研究ではすでに、前章において、レーザー振動計測による振動モード形の同定手法を提案している。そこで本章では、振動モード形の変動に着目した損傷同定手法の構築を行う。

4-2. 損傷による質量および剛性変動の同定手法

構造物の損傷前後における振動モード形の変動に着目した損傷同定手法を提案する³⁴⁾。本手法の特徴は、損傷前後の固有振動数と振動モード形、各質点における分担質量がわかれば、その他の材料特性や境界条件等は不要となることにあり、構造モデルを構築することによるモデル化における不確定性を低減できる点にある。すなわち、分担質量さえ特定できれば、前章のレーザー振動計測により同定される振動モード形と固有振動数を直接用いて損傷同定が行えることになる。以下にその手法を示す。

はじめに、損傷による質量と剛性の変動を、もとの構造物に対する付加質量要素と付加剛性要素であると考え、損傷前においては、構造物とそれらの付加質量と付加剛性が別要素であるから、そのときの全体の運動エネルギー T とポテンシャルエネルギー V は、次式で表すことができる³⁵⁾。

$$T = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^N M_i \dot{q}_i^2 + \frac{1}{2} \sum_{j=1}^J m_j \dot{u}_j^2 \quad (4-1)$$

$$V = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^N K_i q_i^2 + \frac{1}{2} \sum_{j=1}^J k_j u_j^2 = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^N \omega_i^2 M_i q_i^2 + \frac{1}{2} \sum_{j=1}^J k_j u_j^2 \quad (4-2)$$

上式中、 i はモード次数を、 N は考慮するモードの総数を示す。 M_i 、 K_i 、 ω_i 、 q_i は i 次のモード質量、モード剛性、固有振動数およびモード変位である。一方、 j は付加質量と付加剛性の数、 J はその総数、 m_j 、 k_j 、 u_j は j 番目の付加質量、付加剛性とその変位を示す。また、 $\dot{\cdot}$ は時間に関する1回微分を表す。しかし、実際には、質量と剛性の付加位置 j において下式のような拘束条件が J 個成り立つ。

$$\sum_{i=1}^N \Phi_i(j) q_i - u_j = 0 \quad (j = 1, \dots, J) \quad (4-3)$$

ここで、 $\Phi_i(j)$ は、 i 次モードの j 点における損傷前の振動モード形を表す。式(4-3)の拘束条件を考慮すると、ラグランジェ関数は、下式で表すことができる。

$$L = T - V + \sum_{j=1}^J \lambda_j \left\{ \sum_{i=1}^N \Phi_i(j) q_i - u_j \right\} \quad (4-4)$$

式中の λ_j は、ラグランジェの未定数である。さらに、ラグランジェの運動方程式より

$$\frac{d}{dt} \left(\frac{\partial L}{\partial \dot{q}_i} \right) - \frac{\partial L}{\partial q_i} = 0 \quad (4-5)$$

が成り立ち、 q_i と同様に u_j についても式(4-5)を展開すると、

$$M_i \ddot{q}_i + \omega_i^2 M_i q_i - \sum_{j=1}^J \lambda_j \Phi_i(j) = 0 \quad (4-6)$$

$$m_j \ddot{u}_j + k_j u_j + \lambda_j = 0 \quad (4-7)$$

の2式を得る。ここで $q_i = \bar{q}_i e^{i\omega t}$ 、 $u_j = \bar{u}_j e^{i\omega t}$ 、 $\lambda_j = \bar{\lambda}_j e^{i\omega t}$ と置き、式(4-3) (4-6) (4-7)にそれぞ

第4章 振動モード形の変動に着目した損傷同定

れ代入すると、

$$\sum_{j=1}^N \Phi_i(j) \bar{q}_j - \bar{z}_i = 0 \quad (4-8)$$

$$-\omega^2 m_j \bar{z}_j + k_j \bar{z}_j + \bar{\lambda}_j = 0 \quad (4-9)$$

$$-\omega^2 M_i \bar{q}_i + \omega_i^2 M_i \bar{q}_i - \sum_{j=1}^i \bar{\lambda}_j \Phi_i(j) = 0 \quad (4-10)$$

となる。この式(4-8) (4-9) (4-10)の連立方程式を解いて、 $\bar{z}_j, \bar{\lambda}_j$ を消去すると、

$$\left[\omega^2 M_i \bar{q}_i - \sum_{j=1}^i k_j \sum_{n=1}^N \left\{ \Phi_i(j) \bar{q}_j \right\} \Phi_i(j) \right] - \omega^2 \left[M_i \bar{q}_i + \sum_{j=1}^i m_j \sum_{n=1}^N \left\{ \Phi_i(j) \bar{q}_j \right\} \Phi_i(j) \right] = 0 \quad (4-11)$$

($i = 1, \dots, N$)

が導かれる。よって最終的に損傷後の構造物の固有振動数および振動モード形を求めることは、次式の固有値問題を解くことに帰着される⁶⁾。

$$[\mathbf{A} - \omega^d \mathbf{B}] \mathbf{v} = \{0\} \quad (4-12)$$

ここで \mathbf{A} 、 \mathbf{B} は $N \times N$ の行列であり、各行列の要素は下式で表される。また $\omega = \omega^d$ 、 $\mathbf{v} = [\bar{q}_1, \dots, \bar{q}_N]^T$ である。

$$A_{mn} = \delta_{mn} \omega_m^2 M_m + \sum_{j=1}^m k_j \Phi_m(j) \Phi_n(j) \quad (4-13)$$

$$B_{mn} = \delta_{mn} M_m + \sum_{j=1}^m m_j \Phi_m(j) \Phi_n(j) \quad (m = 1, \dots, N, n = 1, \dots, N) \quad (4-14)$$

上式中、 δ は、ディラックのデルタ関数である。したがって、損傷後の i 次の固有振動数は ω_i^d 、損傷後の振動モード形 Φ_i^d は、

$$\Phi_i^d = \sum_{j=1}^N v_j \Phi_j \quad (4-15)$$

で与えられる。このとき、損傷後の振動モード形を算出するにあたり、構造物の質点ごとの分担質量と損傷前の振動モード形と固有振動数が得られていれば、未知変数は付加質量と付加剛性および付加位置のみとなる。これより、解析的に得られる損傷後の振動モード形および固有振動数と振動計測により得られる損傷後の振動モード形 Ψ および固有振動数 ω の差が最も小さくなるように、次式の評価関数を最小化する m_j および k_j を決定すればよい。

$$E = \sum_{i=1}^N \left[\sum_{k=1}^p \left\{ \frac{\Psi_i(k) - \Phi_i^d(k)}{\Phi_i^d(k)} \right\}^2 + \left\{ \frac{\omega_i - \omega_i^d}{\omega_i^d} \right\}^2 \right] \quad (4-16)$$

なお上式中、 P は総質点数を表す。

4-3. 質量同定実験

4-3-1. 実験概要

提案した損傷同定理論の妥当性を実験的に検証する。ここでは、質量変化⁷⁾を対象として、第3章で用いた一辺固定支持鋼板に質量を付加し、その付加前後の振動モード形の変化から質量の付加位置と大きさを同定する。付加質量は、質量が既知の2個の磁石(A: 59[g], B: 55[g])を用い、図4-3-1に示す4ケースについて振動計測を行う。一例としてケース1の質量付加状況を図4-3-2に示す。なお、振動計測の諸条件は、3-4節と同じとする。それぞれのケースについて同定される振動モード形を図4-3-3~図4-3-6に示す。

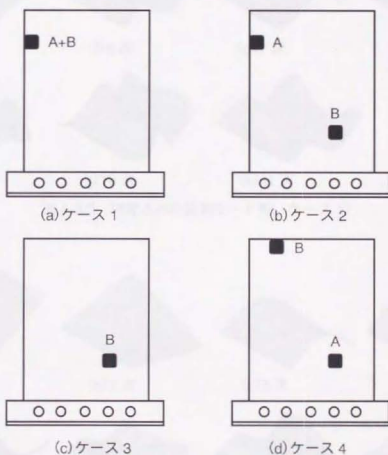


図 4-3-1. 質量付加位置



図 4-3-2. 磁石設置状況 (ケース 1)

第4章 振動モード形の変動に着目した損傷同定

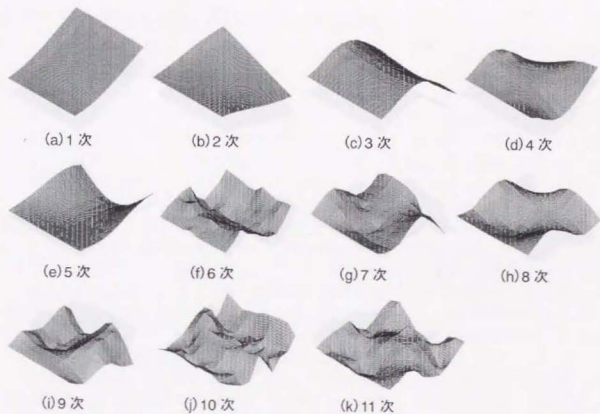


図 4-3-3. 同定された振動モード形 (ケース 1)

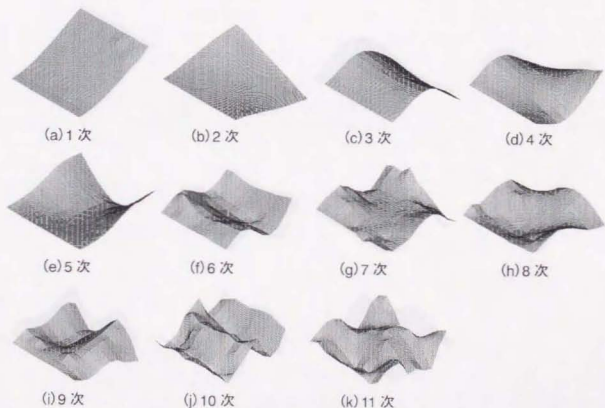


図 4-3-4. 同定された振動モード形 (ケース 2)

第4章 振動モード形の変動に着目した損傷同定

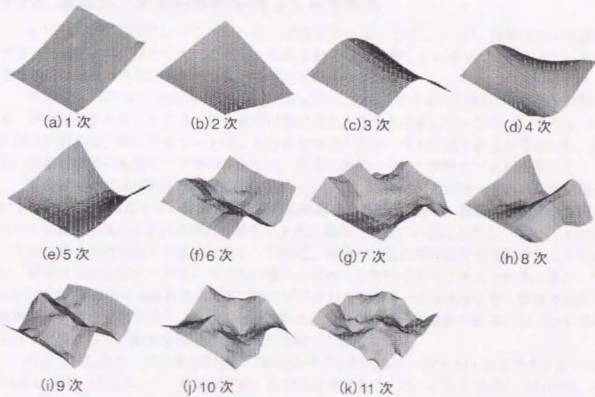


図 4-3-5. 同定された振動モード形 (ケース 3)

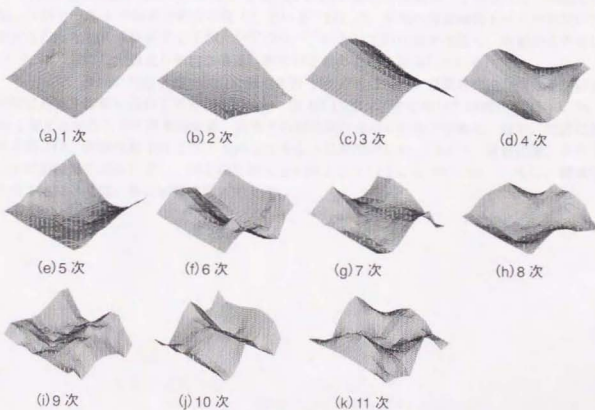


図 4-3-6. 同定された振動モード形 (ケース 4)

4-3-2. 振動モード形の変動に基づく質量同定

4 ケースそれぞれについて、式(4-16)の評価関数が最小となるように、質量の付加位置と大きさを変化させて決定した。ただし、質量変動のみを考慮しているので、式(4-13)の右辺第2項目は無視できる。具体的な算出法は以下の通りである。

同定では、はじめに各計測点について $10 [g]$ から $300 [g]$ まで $10 [g]$ 刻みで、質量を変動させ、評価関数が小さくなる5つの質量の付加位置と大きさを決定した。つぎに、その5つの計測点に対して、修正マルカト法により評価関数が最小となる位置と質量を算出した。なお、質量付加後の振動モード形の算出には、質量付加前の全ての振動モード形を用いた。

質量付加後の固有振動数の解析結果を表 4-3-1～表 4-3-4 に、振動モード形の解析結果を図 4-3-7～図 4-3-10 に示す。算出された固有振動数と振動モード形は、振動計測結果から同定された質量付加後の固有振動数と振動モード形と概ね一致している。ただし、ケース3においては、若干の精度低下が確認できる。これは、質量の付加位置が固定端近傍であったために、質量付加が振動モード形に与える影響が少なかったためであると考えられる。また、図 4-3-7 には、平板の理論解析結果に基づいて同定された振動モード形を示すが、質量付加後の振動モード形を再現できていないことがわかる。したがって、理論解析結果に基づいて同定を行った場合には、顕著な同定精度の低下を招くことになる。

同定された各ケースの質量の付加位置と大きさを図 4-3-11～図 4-3-14 および表 4-3-5～表 4-3-8 に示す。図において、青は設定値、赤が同定値であり、円の位置が質量の付加位置、円の大きさが質量の大きさを表している。同定結果を見ると、いずれのケースにおいても質量の付加位置は高精度に同定できていることがわかる。質量の大きさについては、ケース1, 2, 4 では高精度な同定結果が得られているが、図 4-3-9 において振動モード形をうまく再現できなかったケース3では若干精度が低下している。図には、平板の理論振動モード形を用いて同定を行った結果を併せて示すが、全てのケースにおいて同定精度は低く、質量の大きさについては、常に設定値よりも約2倍近い値を同定結果として算出している。

一方で、今回の振動計測では、計測点を計100点設けたが、空間的に密な情報量が同定精度に及ぼす影響についても考察を加える。図 4-3-15 は、同定に用いた計測点を5, 10, 25, 50 と変化させたときの質量の位置、大きさの同定誤差を示したものである。なお、位置に関する誤差は、計測点数100ときに10%となるように規準化した。図より、質量位置、大きさとともに情報量の増加に伴い、同定精度が大きく向上していることがわかる。とくに、質量の大きさに関しては、その影響は極めて大きい。

第4章 振動モード形の変動に着目した損傷同定

表 4-3-1. 固有振動数比較 (ケース 1)

モード次数	計測値 [Hz]	同定値 [Hz]	理論値 [Hz]
1	10.25	10.73	12.2
2	28.81	32.01	34.1
3	66.41	65.11	75.7
4	112.3	106.6	120.5
5	124.5	137.1	135.0
6	191.9	-	211.6
7	231.0	211.4	233.8
8	236.3	235.6	259.7
9	321.3	335.5	336.5
10	371.6	-	390.8
11	382.3	390.5	415.8

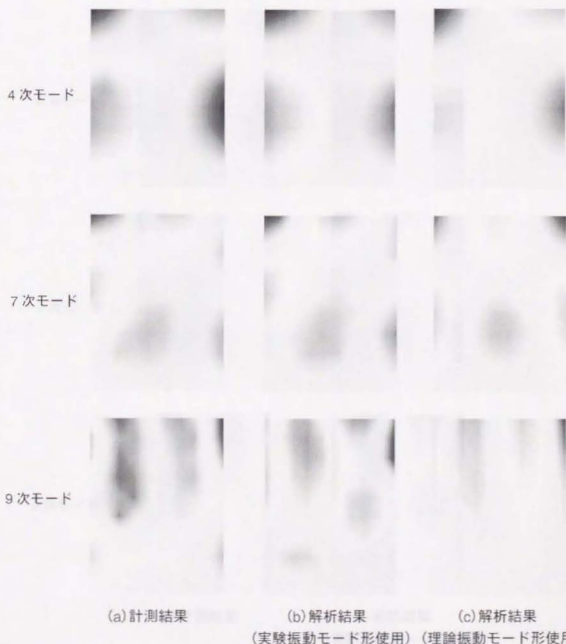


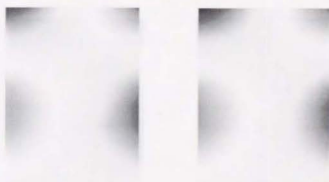
図 4-3-7. 質量付加後の振動モード形 (ケース 1)

第4章 振動モード形の変動に着目した損傷同定

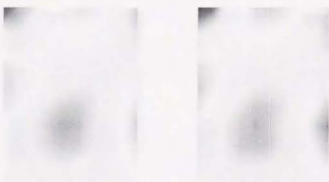
表 4-3-2. 固有振動数比較 (ケース 2)

モード次数	計測値 [Hz]	同定値 [Hz]	理論値 [Hz]
1	10.74	10.52	12.6
2	30.27	31.35	35.8
3	65.43	65.14	72.7
4	110.8	107.8	113.9
5	129.4	136.4	132.4
6	187.0	-	208.4
7	229.0	216.3	239.9
8	235.8	235.0	263.1
9	332.5	334.7	335.3
10	367.2	-	385.2
11	383.8	395.7	407.7

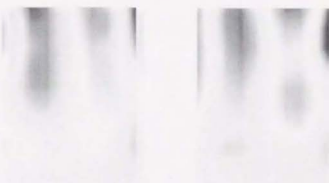
4次モード



7次モード



9次モード



(a) 計測結果

(b) 解析結果
(実験振動モード形使用)

図 4-3-8. 質量付加後の振動モード形 (ケース 2)

第4章 振動モード形の変動に着目した損傷同定

表 4-3-3. 固有振動数比較 (ケース 3)

モード次数	計測値 [Hz]	同定値 [Hz]	理論値 [Hz]
1	10.74	10.48	13.3
2	32.23	31.28	30.7
3	65.43	66.44	73.5
4	110.8	112.4	116.1
5	137.2	136.0	138.8
6	185.5		212.9
7	233.4	235.3	242.1
8	345.7	340.8	332.4
9	366.2	370.6	355.9
10	383.3	-	389.7
11	445.8	-	405.8

4次モード



7次モード



9次モード



(a) 計測結果

(b) 解析結果

(実験振動モード形使用)

図 4-3-9. 質量付加後の振動モード形 (ケース 3)

第4章 振動モード形の変動に着目した損傷同定

表 4-3-4. 固有振動数比較 (ケース 4)

モード次数	計測値 [Hz]	同定値 [Hz]	理論値 [Hz]
1	10.25	10.48	12.7
2	31.74	31.28	28.4
3	63.48	66.43	71.9
4	108.4	112.4	111.9
5	137.2	136.0	135.2
6	183.6	-	208.1
7	227.1	232.1	232.7
8	234.9	235.3	236.7
9	337.4	340.8	352.8
10	362.8	-	381.2
11	385.3	370.4	417.4

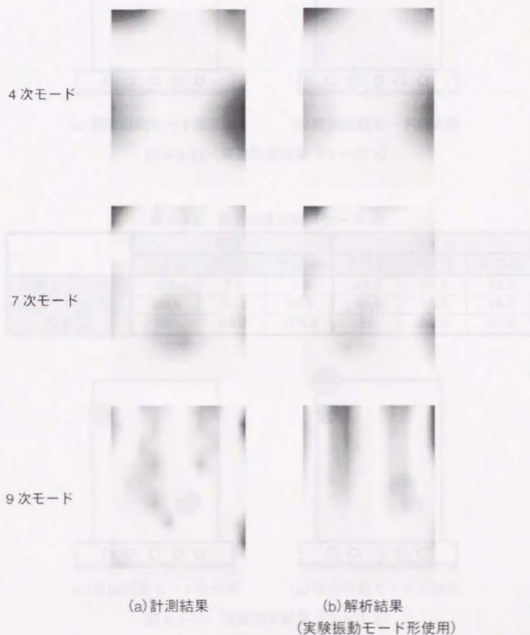
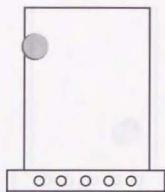


図 4-3-10. 質量付加後の振動モード形 (ケース 4)

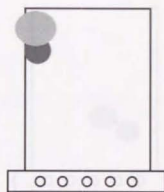
第4章 振動モード形の変動に着目した損傷同定

表 4-3-5. 質量同定結果 (ケース 1)

		重り 1		
		設定値	同定値	解析値
位置 [cm]	水平方向	2.0	1.5	1.5
	鉛直方向	30.5	30.5	34.5
質量 [g]		114	108	254



(a) 実験振動モード形使用

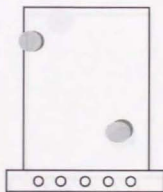


(b) 理論振動モード形使用

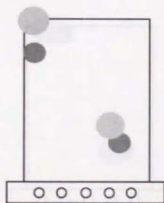
図 4-3-11. 質量同定結果 (ケース 1)

表 4-3-6. 質量同定結果 (ケース 2)

		重り 1			重り 2		
		設定値	同定値	解析値	設定値	同定値	解析値
位置 [cm]	水平方向	2.0	1.5	1.5	24.0	22.5	19.5
	鉛直方向	30.5	30.5	38.5	10.5	10.0	14.0
質量 [g]		59	56.3	104.9	55	58.8	87.2



(a) 実験振動モード形使用



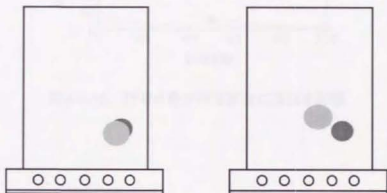
(b) 理論振動モード形使用

図 4-3-12. 質量同定結果 (ケース 2)

第4章 振動モード形の変動に着目した損傷同定

表 4-3-7. 質量同定結果 (ケース 3)

		重り 1		
		設定値	同定値	解析値
位置 [cm]	水平方向	24.0	22.5	16.5
	鉛直方向	10.5	10.0	14.0
質量 [g]		55.0	66.1	94.3



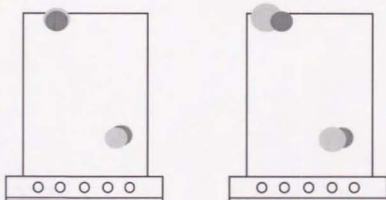
(a) 実験振動モード形使用

(b) 理論振動モード形使用

図 4-3-13. 質量同定結果 (ケース 3)

表 4-3-8. 質量同定結果 (ケース 4)

		重り 1			重り 2		
		設定値	同定値	解析値	設定値	同定値	解析値
位置 [cm]	水平方向	24.0	22.5	19.5	10.0	11.5	5.5
	鉛直方向	10.5	10.0	10.0	36.5	38.0	38.0
質量 [g]		59.0	52.5	72.8	55.0	62.1	133.2



(a) 実験振動モード形使用

(b) 理論振動モード形使用

図 4-3-14. 質量同定結果 (ケース 4)

第4章 振動モード形の変動に着目した損傷同定

4-4 まとめ

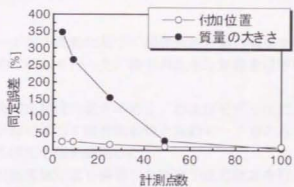


図 4-3-15. 計測点数が同定誤差に及ぼす影響

4-4. まとめ

本章では、振動モード形の変動に基づく損傷同定理論の構築を行い、質量変動に対する同定精度について実験的に検討を行った。得られた主な知見を以下に述べる。

1. モデル化誤差による同定精度の低下の防止、およびモデル化における不確定性の低減を目的として、振動計測に基づく固有振動数と振動モード形のみを直接構造モデルとして用いることができる同定手法を構築した。
2. 鋼板を用いた質量付加実験により構築した同定手法の検証を行った結果、理論振動モード形を用いるよりも実験振動モード形を用いた方が、信頼性の高い振動計測が可能な場合には、質量の付加位置、大きさともに高精度に同定できることを示した。
3. 空間的に情報量が同定精度に及ぼす影響について、同定に使用する計測点数を変化させて検証した。その結果、計測点の増加により、質量の位置、大きさともに大幅な同定精度の向上を確認することができた。

今後の課題としては、以下があげられる。

1. 質量や剛性の変動が複数存在する場合、さらに連続的に変動する場合についても実験的に検証し、同定手法の改良を行う。
2. 損傷検出に必要な振動モード次数、計測点に対して、信頼性を明示した定量的な決定手法を提案する。
3. コンクリートの剥離や部材の疲労亀裂の検出、RC床版等の剛性評価、ボルトのゆるみの検出等、実際の損傷に則した実験的検討を行い、実損傷と動特性の変動との関係を明らかにする。

第4章 振動モード形の変動に着目した損傷同定

【参考文献】

- 1) Salawu, O.S.: Detection of Structural Damage through Changes in Frequency: A Review, *Engineering Structures*, Vol.19, No.9, pp.718-723, 1997
- 2) Doebling, S.W., Farrar, C.R., Prime, M.B., Shevitz, D.W.: Damage Identification and Health Monitoring of Structural and Mechanical Systems from Changes in Their Vibration Characteristics: A Literature Review, *LA-13070-MS*, 1996.5
- 3) 貝戸清之, 阿部雅人, 藤野陽三, 依田秀則: レーザードップラ速度計を用いた振動モード形の計測と損傷検出への応用, 第2回構造物の診断に関するシンポジウム論文集, pp.157-162, 1999.8
- 4) 貝戸清之, 阿部雅人, 藤野陽三, 依田秀則: レーザードップラ速度計を用いた空間的な振動計測と損傷検出への応用, 第15回宇宙構造・材料シンポジウム論文集, pp.96-99, 1999.10
- 5) Dowell, E.H.: On Some General Properties of Combined Dynamical System, *Journal of Applied Mechanics, ASME*, Vol.46, pp.206-209, 1979.3
- 6) 貝戸清之, 阿部雅人, 藤野陽三: 不確定性を考慮した非比例減衰系の同定と構造物の性能評価への応用, 構造工学論文集, Vol.45A, pp.701-712, 1999.3
- 7) 依田秀則, 阿部雅人, 藤野陽三, 貝戸清之: レーザードップラ速度計を用いた実験的モード解析, 土木学会第54回年次学術講演会概要集 第6部, VI-281, pp.562-563, 1999.9

第5章

実橋振動計測

本章では、レーザー振動計測システムにより実橋で走行荷重を入力とする常時微動計測を行い、振動モード形を同定する。とくに、コンクリートのようなレーザー反射率の低い計測対象についても高精度な振動計測が実現できるようにシステムに改良を加える。5-1節では、本節の位置づけを述べる。5-2節では、首都高速湾岸線新木場高架橋の鋼桁とRC床版を対象とした常時微動計測を行う。このときに、鋼桁において加速度計との比較によるレーザードップラ速度計の計測精度の検証を行う。5-3節では中央高速道路の姥久保高架橋を対象とした、鋼桁、対傾向およびRC床版の振動計測を実施する。5-4節では、中央高速道路の仙川高架橋を対象としたRC床版の振動計測実験について述べる。5-5節では、本章で得られた主な知見を述べる。

5-1. はじめに

橋梁等の大型構造物の性能や健全度を照査する目的で、振動計測が広く行われている¹⁾²⁾。その際に対象とするのは、一般的には構造物全体の動特性である³⁾。しかしながら、振動計測結果に基づいて構造物の損傷を検出することを目的とする場合には、むしろ部材ごとの動特性を把握することが重要であると考えられる。それにもかかわらず、ひとつの部材を対象とした詳細な振動計測はほとんど行われてはいないのが現状である⁴⁾。このことが、実橋における動特性の変動を指標とした損傷検出を難しくしている一因であると推察できる。

さらに、局所的な損傷や初期の軽微な損傷を検出するためには、動特性のなかでも情報量の面から振動モード形を同定することが望ましいが、これまで述べたように従来の振動計測では限界があった⁵⁾。そこで本章では、レーザードップラ速度計を用いた空間的な振動計測手法により、鋼部材とコンクリート部材の振動モード形を同定することを目的とした振動計測を実施する。

また、入力として用いる常時微動は、実橋では走行荷重が支配的となる。このような非定常性の強い移動荷重の作用は、道路特有の現象であり、動特性の同定を一段と難しくしている。しかし、実際の供用状態での振動性状を知るという点からすれば、走行荷重作用下での振動を計測する必要がある。したがって、本節では、供用中の走行荷重を入力として用いたレーザー常時微動計測を行うこととする。

5-2. 首都高速湾岸線新木場高架橋

5-2-1. 橋梁および実験の概要

首都高速湾岸線新木場高架橋にて、レーザードップラ速度計による常時微動計測を行った。対象とした橋梁は5主桁、RC床版を有する高架橋である。橋梁の側面図を図5-2-1に、鋼桁とRC床版を図5-2-2にそれぞれ示す。レーザー振動計測は、鋼桁とRC床版を対象として実施し、それらの固有の振動モード形を同定することを目的とした。また、鋼桁の振動計測では、鋼桁の下フランジに設置したサーボ型加速度計と応答比較を行い、レーザードップラ速度計の計測精度を検証した。なお、レーザードップラ速度計は、鋼桁とRC床版から11.5[m]離れた地上に設置した(図5-2-3)。



図 5-2-1. 側面図



図 5-2-2. 鋼桁およびRC床版

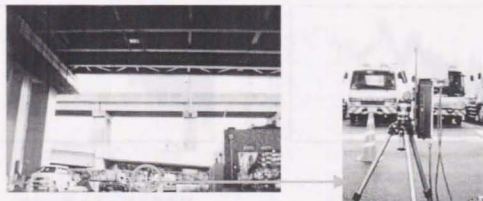


図 5-2-3. レーザードップラ速度計の設置状況

5-2-2. 鋼桁の振動計測

レーザードップラ速度計の計測精度を検証するために、鋼桁下フランジ上にサーボ型加速度計（仕様は表 2-5-1 に記載）を設置し、常時微動とハンマーによる衝撃加振を入力とした時の応答を比較した。サーボ型の加速度計の設置状況は図 5-2-4 に示すとおりであり、レーザー光は加速度計設置点と同一点に桁下から照射した。なお、レーザードップラ速度計は多点計測用を用いた。計測条件はともにサンプリング周波数 500 [Hz]、サンプリング個数 10000 個で、計測時間は 25 [sec] とした。常時微動時の振動計測結果を図 5-2-5、パワースペクトルを図 5-2-6 に、ハンマーによる衝撃加振時については、それぞれ図 5-2-7 と図 5-2-8 に示す。時間領域、振動数領域のいずれにおいても高い整合性が確認できる。その傾向は、図 5-2-9 のように、2 点間の伝達関数をとることによっても確認することができる。

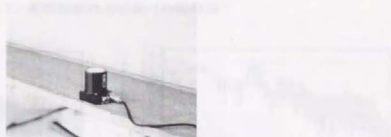


図 5-2-4. サーボ型加速度計の設置状況

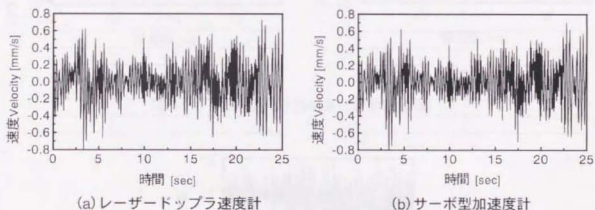


図 5-2-5. 常時微動計測結果（時間領域）

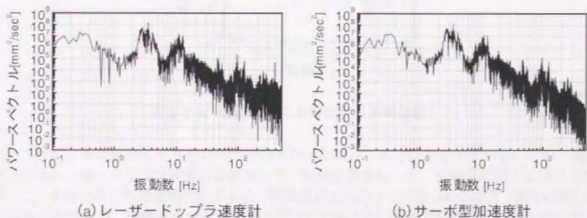


図 5-2-6. 常時微動計測結果（振動数領域）

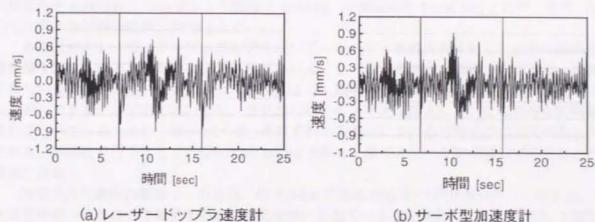


図 5-2-7. 衝撃加振計測結果 (時間領域)

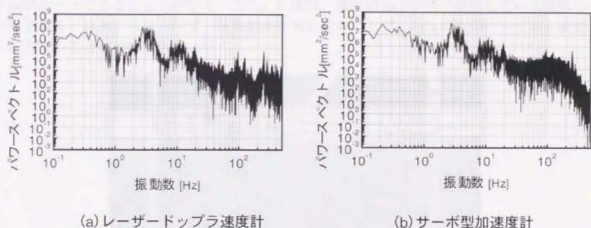


図 5-2-8. 衝撃加振計測結果 (振動数領域)

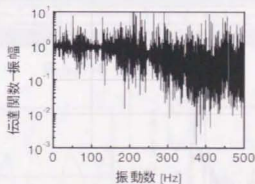


図 5-2-9. 伝達関数による比較 (常時微動)

つぎに、桁の振動モード形の同定を行った。ただし、入力是非定常性が強いいため、基準点計測用レーザードップラ速度計を追加して、振動計測を行った。計測点は図 5-2-10 に示すように、主桁に対しては橋軸方向に 8 点、橋軸直角方向に 3 点の計 24 点設け、横桁に対しては橋軸方向に 3 点、橋軸直角方向に 5 点の計 15 点設けた。総計測点数は、78 点であった。また、基準点の計測箇所を同図に青○で示した。各計測点に対する計測条件は、サンプリン

第5章 実橋振動計測

グ周波数を 1000 [Hz], サンプル個数を 2048 個, 計測時間を 2.048 [sec] とした。また, 平均化に要する計測回数は, 20 回とした。

多点計測用レーザードップラ速度計を用いて, レーザー照射角を変更したときの振動計測結果を図 5-2-11 と図 5-2-12 に示す。図 5-2-11 は, レーザー照射角が橋軸方向に 0 度, 橋軸直角方向 3 度における計測点であり, 図 5-2-12 は, 橋軸方向 6 度, 橋軸直角方向 3 度における計測点である。いずれにおいても, 受光漏れによるノイズが混入していない良好な計測結果が得られている。また, 図 5-2-13 は, それぞれの計測点における平均化クロススペクトルである。平均化を行うことで, S/N 比が 70 [dB] となり, 多くのピークが卓越してくることが確認できる。

同定された鋼桁の振動モード形は, 図 5-2-14 にある全 6 モードであった。このうち, 1 次は全体が一体となって振動する上部構造全体の振動モード形である。2 次モードは, 1 部が卓越して振動しているが, これは, この付近に照明が設置されており, その支持部材の固有振動数が 13 [Hz] 付近にあったためと考えられる。3, 4, 6 次は, いずれも主桁の固有のたわみ振動モードであることがわかる。また, 5 次は, 横桁のみが単独で振動している振動モード形である。以上より, レーザー常時微動計測を行うことで, 高次の振動モード形を精度よく同定することが可能である。

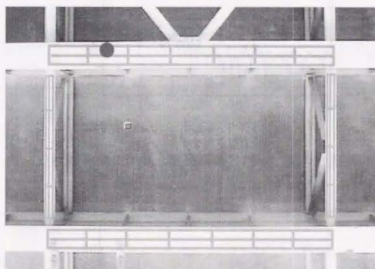


図 5-2-10. 桁振動計測点

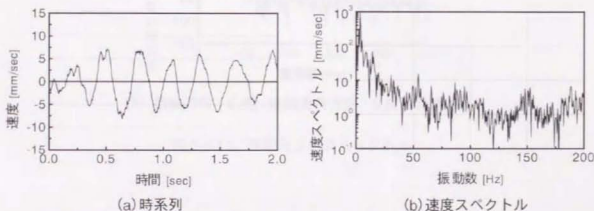


図 5-2-11. 鋼桁の振動計測結果 (橋軸方向: 0 度, 橋軸直角方向: 3 度)

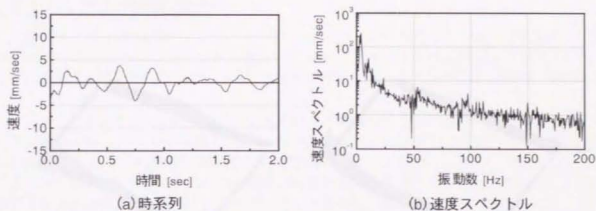


図 5-2-12. 桁の振動計測結果 (橋軸方向: 6 度, 橋軸直角方向: 3 度)

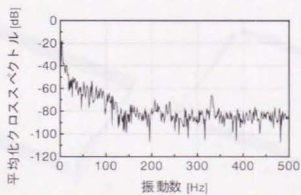
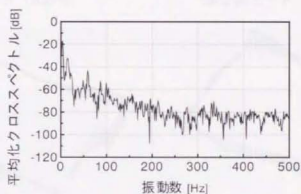
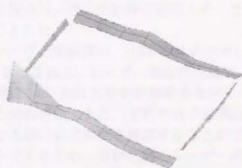
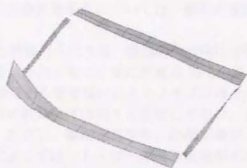


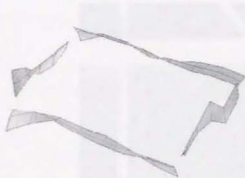
図 5-2-13. 平均化クロススペクトル



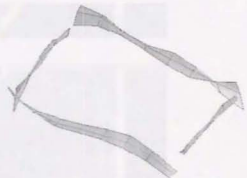
(a) 1次モード (3.2Hz)



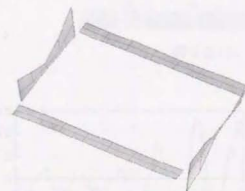
(b) 2次モード (13.4Hz)



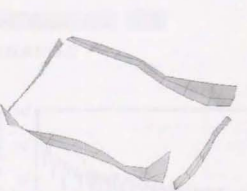
(c) 3次モード (鋼桁1次たわみ, 24Hz)



(d) 4次モード (鋼桁2次たわみ, 68Hz)



(e) 5次モード (横桁単独, 133Hz)



(f) 6次モード (鋼桁3次たわみ, 153Hz)

図 5-2-14. 鋼桁の振動モード形

5-2-3. RC 床版の振動計測

RC 床版についても同様に、レーザー常時微動計測による振動モード形の同定を行う。計測点は、図 5-2-15 に示すように橋軸方向に 6 点、橋軸直角方向に 4 点の計 24 点とした。また、基準計測点は、青○の位置に設定した。その他の振動計測条件については、鋼桁の振動計測と同じとした。

レーザー照射角は、計測点 24 のときに最大で橋軸方向に 5 度、橋軸直角方向に 3 度となった。図 5-2-16 に、レーザー照射角が橋軸、橋軸直角方向ともに 0 度の計測点 10 と、図 5-2-17 に計測点 24 における振動計測結果を示す。両計測点とも受光漏れによるノイズはほとんどないことがわかる。また、それぞれの振動計測結果の振動特性は刻々と変化しており、走行荷重による強い非定常性を確認することができる。ただし、鋼桁と異なり、計測対象がコンクリートであるため、表面状態とレーザー照射角によっては、レーザーの戻り光量が不足し、計測が不可能な点もあった。そのような計測点については再計測を実施した。

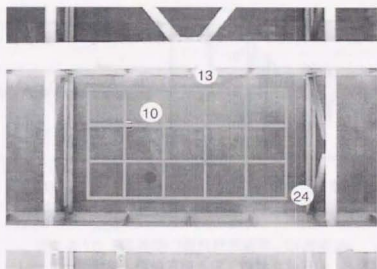


図 5-2-15. RC 床版点計測点

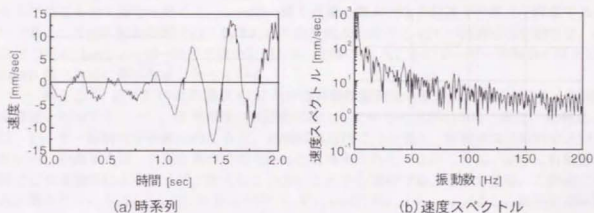
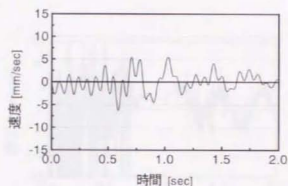
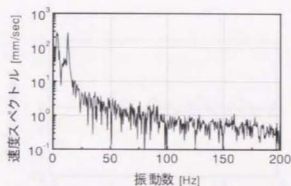


図 5-2-16. RC 床版の振動計測結果：計測点 10 その 1
(レーザー照射角：橋軸方向 0 度、橋軸直角方向：0 度)

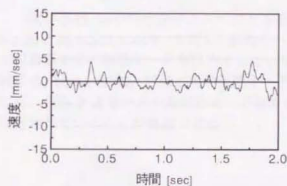


(c) 時系列

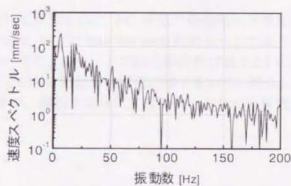


(d) 速度スペクトル

図 5-2-16. RC 床版の振動計測結果：計測点 10 その 2
(レーザー照射角：橋軸方向 0 度，橋軸直角方向：0 度)



(a) 時系列



(b) 速度スペクトル

図 5-2-17. RC 床版の振動計測結果：計測点 24
(レーザー照射角：橋軸方向 5 度，橋軸直角方向：3 度)

再計測においては，不良計測点周辺の微小な範囲内でレーザー照射角を刻々と変化させ，レーザー戻り光量の時系列を計測する。これは，レーザー戻り光量が計測点を微小に変化させるだけでも全く異なるために，レーザー戻り光量を最大となる最適な計測点を探索するためである。今回の振動計測では，具体的に不良計測点の周辺に 121 の計測点を分散させ，各点につき 0.5[sec]レーザー戻り光量を計測した。実際に，1 点ごとのレーザー照射角の変化は，0.0005 度と非常に微小な値となっている。

一例として，図 5-2-18 に計測点 13 における自動探索前後の振動計測結果を示す。自動探索機能を追加することで，計測精度が飛躍的に向上していることがわかる。また，計測点 13 は，レーザー照射角が橋軸方向に 0 度，橋軸直角方向に 1.5 度と，照射角は比較的小さいことから，計測不良は，表面状態が要因であったと考えられた。このことは，実際に自動探索後には受光漏れによるノイズが混入していないことから裏付けることができる。この他にも再計測を行った点は計 20 点にも及んだが，いずれも再計測によりノイズのない振動計測結果が得られた。よって，コンクリートを対象とした今回の計測では，計測結果に与える影響は，角度よりも表面状態による方が大きいと判断できる。

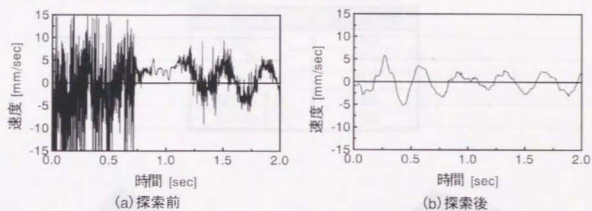


図 5-2-18. 最適点の自動探索 (計測点 13)

図 5-2-19 の平均化クロススペクトルを用いて同定された RC 床版の振動モード形を図 5-2-20 と図 5-2-21 に示す。ただし、振動モード形は、いずれも床版の固有振動モードであり、上部構造全体の振動モード形は表示していない。また、各モードの固有振動数は表 5-2-1 に記載する。図 5-2-20 は、対称 1 次の振動モード形であり、振動の 1 周期の様子を示す。図 5-2-21 には、対称 2 次モードや非対称モード等を示すが、鋼桁と同様に、振動モード形が高精度に同定されていることが確認できる。

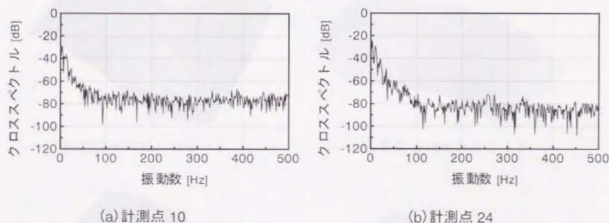


図 5-2-19. RC 床版の平均化クロススペクトル

表 5-2-1. RC 床版固有振動数

モード	振動数 [Hz]
たわみ 1 次	55.2
ねじれ 1 次	97.9
たわみ 2 次	107
ねじれ 2 次	266
たわみ 3 次	329

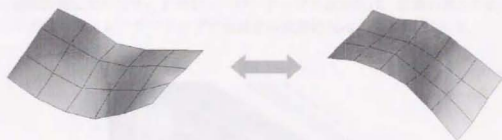
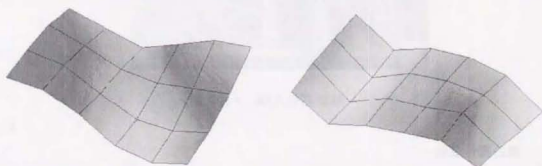
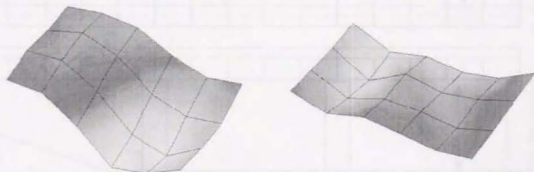


図 5-2-20. 対称 1 次たわみモード



(a) 対称 1 次ねじれモード

(b) 対称 2 次たわみモード



(c) 対称 2 次ねじれモード

(d) 対称 3 次たわみモード

図 5-2-21. RC 床版振動モード形

5-3. 中央道姥久保高架橋

5-3-1. 橋梁および実験の概要

対象とした橋梁は、東京都日野市に位置する中央高速道路姥久保高架橋（図 5-3-1）である。姥久保高架橋は、4 主桁 RC 床版橋であり、対傾向とストリンガーにより補強がなされている。レーザー常時微動計測は、鋼桁、対傾向、RC 床版の部材固有振動モード形を同定することを目的とした。また、振動計測は、図 5-3-2 に示すように、下り側車線の P14、P15 橋脚間で行った。なお、図 5-3-3 には RC 床版断面図を付記する。

今回の振動計測においても、2 基のレーザードップラ速度計は、計測対象から約 14[m] 離れた地上に設置した。レーザードップラ速度計の設置状況は、図 5-3-4 に示す。

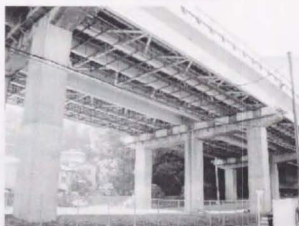


図 5-3-1. 姥久保高架橋

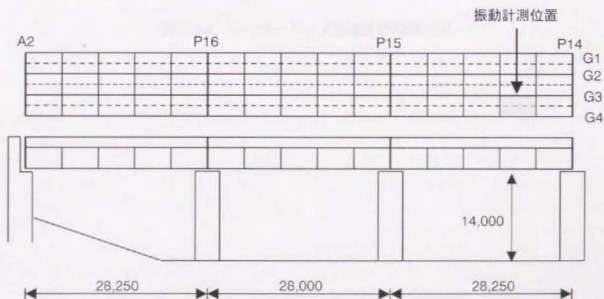


図 5-3-2. 姥久保高架橋上面および側面

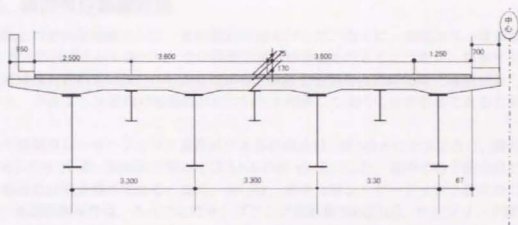


図 5-3-3. 上部構造断面



図 5-3-4. レーザードップラ速度計設置状況

5-3-2. 鋼部材の振動計測

鋼桁と対傾向を対象として、常時微動計測を行った。とくに、対傾向は、疲労設計においても2次部材⁷⁾として扱われ、その振動の影響が考慮されることはなく、振動性状についての詳細は検討されていない。しかしながら、少数主桁橋等の合理化橋⁸⁾建設が進んでいることから、今後は2次部材の振動性状についても把握しておくことが重要であると考えられる。

多点計測用レーザードップラ速度計による計測点は、図5-3-5に示すように、鋼桁に関しては7×3の計21点、対傾向に関しては3×6の計18点とした。図中の格子節点が計測点であり、番号は計測点番号である。また、青○は、基準点用レーザードップラ速度計の計測点を表す。振動計測条件は、各点ごとにサンプリング振動数1000[Hz]、サンプリング個数2048個とし、基準点においても同期を取って振動計測を行った。また、平均化に要する計測回数を20回、再計測までの許容回数を40回に設定した。なお、レーザー照射角は、鋼桁で最大9度、対傾向で最大7.8度であった。

鋼桁に関して図5-3-6から図5-3-9に計測点6における振動計測結果を一例として示す。計測点6は、レーザー照射角が2度と比較的小さく、照射角度からすれば、計測は比較的容易である。図(a)(b)は、基準点計測用レーザードップラ速度計によって計測した時系列およびパワースペクトル、(c)(d)は多点用で同時に計測した時系列およびパワースペクトル、(e)(f)(g)は基準点を入力としたときのクロススペクトル、伝達関数の絶対値および位相である。それぞれの図の時系列を比較すると、同一点であっても車両が通過した大振幅時(図5-3-8)には10[mm/sec]、常時微動時(図5-3-7)には0.3[mm/sec]と、振幅は常時変動しており、応答は強い非定常性を有することが確認できる。一方、スペクトルに関しては、高振動成分においてもノイズレベルは低く、レーザードップラ速度計の計測精度が高いことを確認できる。

さらに、図5-3-10には計測点19における振動計測結果を示す。計測点19は、レーザー照射角が最大の9度となる点であるが、受光漏れによるノイズがない良好な振動計測結果が得られている。このときの基準点での応答と比較すると、計測箇所がより固定端に近くなっている分、振幅が小さくなっている。また、両方のパワースペクトル図5-3-10(b)(d)を比べると、多点計測用の振動計測結果の方が、レーザー照射角が大きいため、ノイズレベルが若干高くなっているが、その影響はクロススペクトルを取ることで低減することができている。

一方、対傾向に関しても、図5-3-11、5-3-12に計測点6における振動計測結果を示すが、鋼桁同様に、レーザードップラ速度計の計測精度の高さと、応答の非定常性が確認できる。対傾向においては、鋼桁の振動とは異なり、15Hz付近の振動が卓越しており、これが斜材の固有振動成分であると考えられる。また、それは時系列を見ても容易に確認することができる。図5-3-13には、レーザー照射角が最大7.8度の計測点16における振動計測結果も示すが、2基のレーザードップラ速度計による時系列、パワースペクトルを比較しても精度の高い計測ができている。

つぎに、鋼桁と対傾向のクロススペクトルと伝達関数に対して20回の重ね合わせによる平均化処理を行った。平均化されたクロススペクトルと伝達関数の絶対値および位相を、上の各点ごとに、それぞれ図5-3-14～図5-3-17に示す。鋼桁、対傾向ともに1回の振動計測結果から算出されたものと比較すると、平均化による効果が見られる。クロススペクトルに関しては、平均化を行うことでノイズレベルが上がっているように見受けられる点もあるが、

これは各振動計測結果が非定常性を有しているためである。

この平均化されたクロススペクトルと伝達関数を用いて、3-4節の手順に従い、鋼桁と対傾向の振動モード形を同定した。鋼桁の振動モード形は図5-2-18、対傾向については図5-2-19に示す。なお、振動モード形は、最大振幅が1となるように正規化している。鋼桁では4つの振動モード形を、対傾向については3つの振動モード形を同定することができたが、いずれも100[Hz]以下の振動モード形のみしか得ることができなかった。

この点を検証すると、前節の鋼桁の振動計測では、レーザーの反射率が高く、再計測が必要な計測点はなかった。これに対して、本節の鋼桁、対傾向における20回の振動計測結果のうち、再計測を行った回数を計測点ごとに図5-2-20と図5-2-21に示す。計測点番号は、図5-3-5にあるとおり、計測点10付近を中心に、レーザー照射角が大きくなっている。これより、今回の振動計測では、かなりの計測点において再計測が行われていること、再計測はレーザー照射角が大きいく所が多くなっている傾向があることがわかる。計測距離に関しては、両橋において大差はないために、汚れ等の表面状態の影響があったのではないかと考えられる。しかしながら、再計測を行うことにより良好な計測結果が得られていることから、振動計測手法にさらに改良を加えればさらに高次の振動モード形を同定することが可能であると考えられる。

例えば、改良点として、同一計測点においても図5-3-22のように良好な振動計測結果が得られた次の振動計測結果には受光漏れによるノイズが見られることも多く、レーザーの安定性についても対策を講じる必要がある。さらに、現段階では、図5-3-23(a)のような受光漏れについては、自動的にノイズを検出して削除することが可能であるが、(c)のようなオーバーレンジを含まない計測結果については検出できない。すなわち、定常な振動状態であるならば、ノイズ判定に基準値を設定することができるが、応答が非定常な場合には振幅が変動するために基準値を設定できない。その解決策のひとつには、人工知能アルゴリズム等を導入することも考えられる。

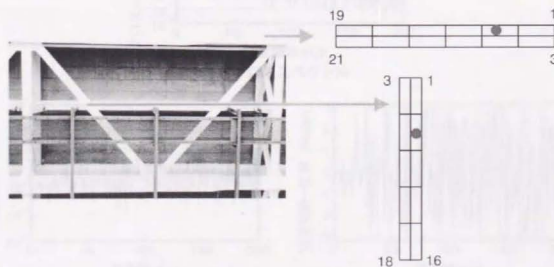
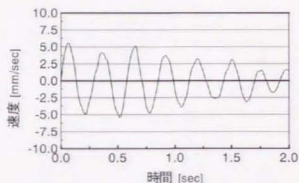
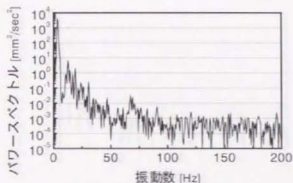


図5-3-5. 鋼桁および対傾向の振動計測点

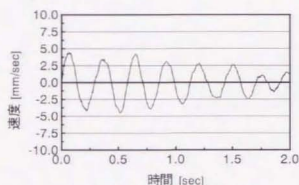
第5章 実橋振動計測



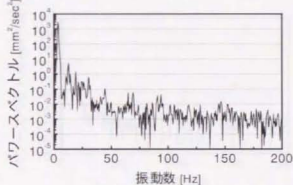
(a) 速度応答時系列 (基準点用レーザー)



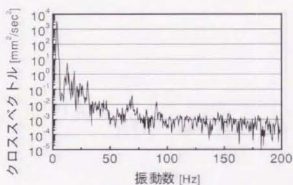
(b) パワースペクトル (基準点用レーザー)



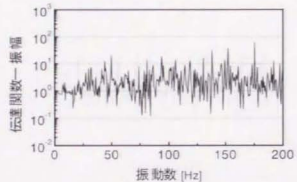
(c) 速度応答時系列 (多点用レーザー)



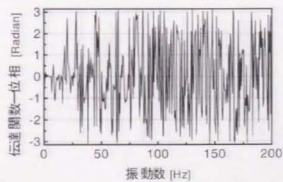
(d) パワースペクトル (多点用レーザー)



(e) クロススペクトル



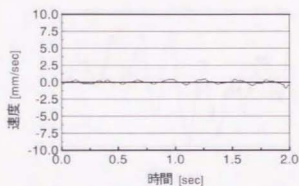
(f) 伝達関数—振幅



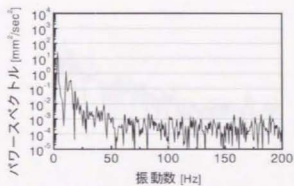
(g) 伝達関数—位相

図 5-3-6. 鋼桁の振動計測結果 (計測点: 6)

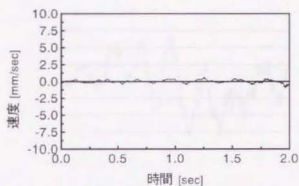
第5章 実橋振動計測



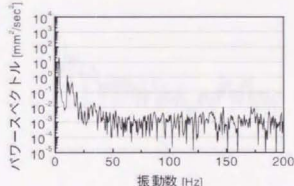
(a) 速度応答時系列(基準点用レーザー)



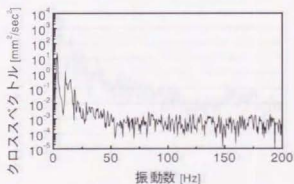
(b) パワースペクトル(基準点用レーザー)



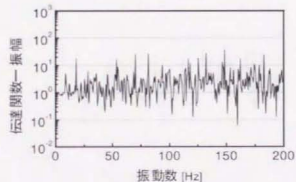
(c) 速度応答時系列(多点用レーザー)



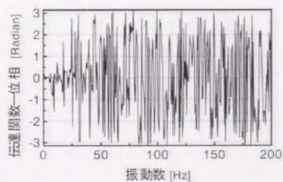
(d) パワースペクトル(多点用レーザー)



(e) クロススペクトル

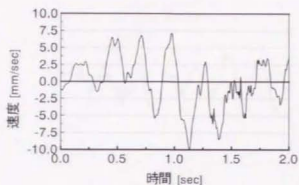


(f) 伝達関数—振幅

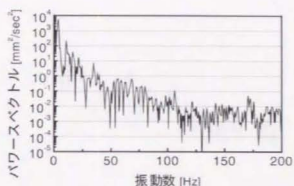


(g) 伝達関数—位相

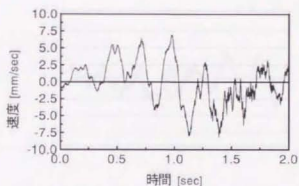
図 5-3-7. 鋼桁の振動計測結果 (計測点: 6)



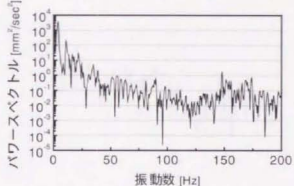
(a) 速度応答時系列(基準点用レーザー)



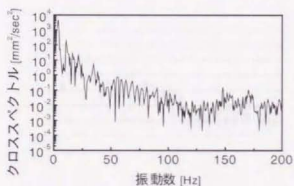
(b) パワースペクトル(基準点用レーザー)



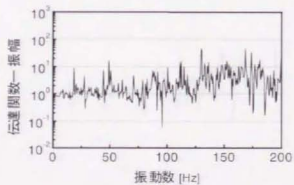
(c) 速度応答時系列(多点用レーザー)



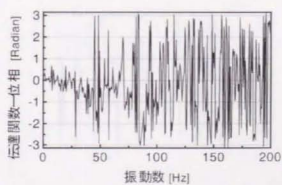
(d) パワースペクトル(多点用レーザー)



(e) クロススペクトル

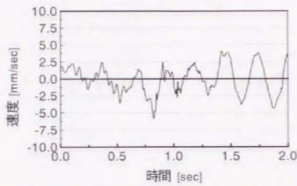


(f) 伝達関数—振幅

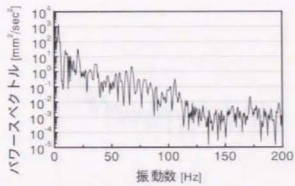


(g) 伝達関数—位相

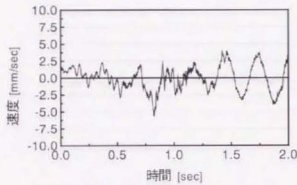
図 5-3-8. 鋼桁の振動計測結果 (計測点: 6)



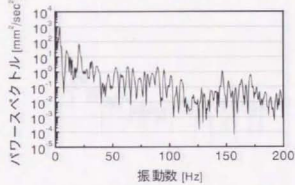
(a) 速度応答時系列 (基準点用レーザー)



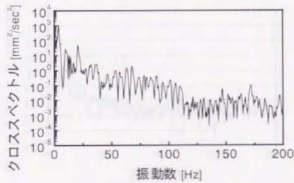
(b) パワースペクトル (基準点用レーザー)



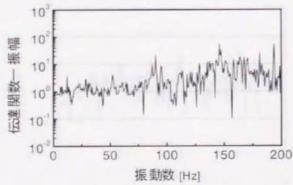
(c) 速度応答時系列 (多点用レーザー)



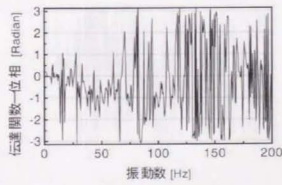
(d) パワースペクトル (多点用レーザー)



(e) クロススペクトル

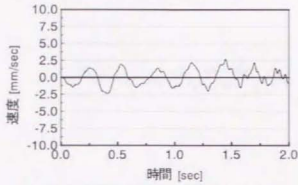


(f) 伝達関数—振幅

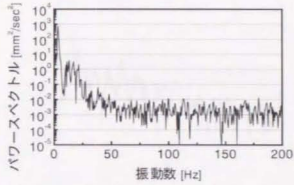


(g) 伝達関数—位相

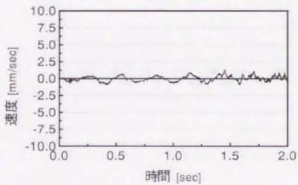
図 5-3-9. 鋼桁の振動計測結果 (計測点: 6)



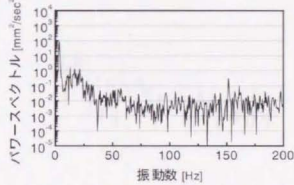
(a) 速度応答時系列 (基準点用レーザー)



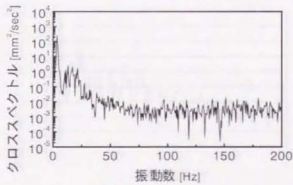
(b) パワースペクトル (基準点用レーザー)



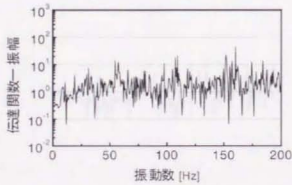
(c) 速度応答時系列 (多点用レーザー)



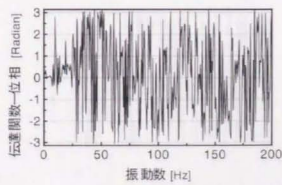
(d) パワースペクトル (多点用レーザー)



(e) クロススペクトル

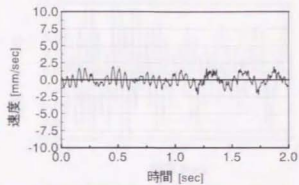


(f) 伝達関数—振幅

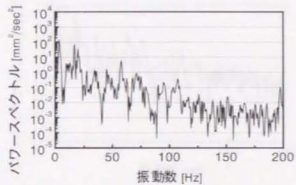


(g) 伝達関数—位相

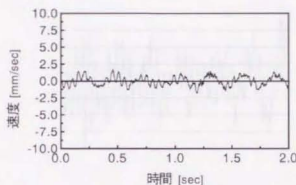
図 5-3-10. 鋼桁の振動計測結果 (計測点: 19)



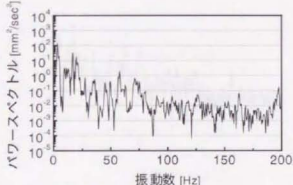
(a) 速度応答時系列 (基準点用レーザー)



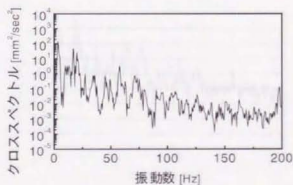
(b) パワースペクトル (基準点用レーザー)



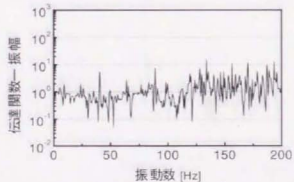
(c) 速度応答時系列 (多点用レーザー)



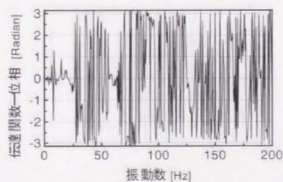
(d) パワースペクトル (多点用レーザー)



(e) クロススペクトル

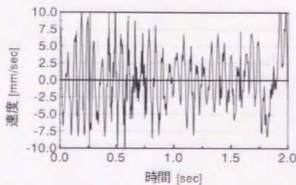


(f) 伝達関数—振幅

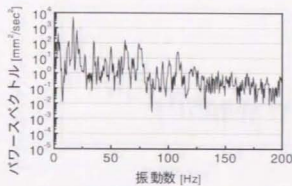


(g) 伝達関数—位相

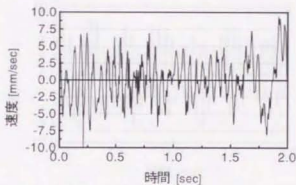
図 5-3-11. 対傾向の振動計測結果 (計測点: 6)



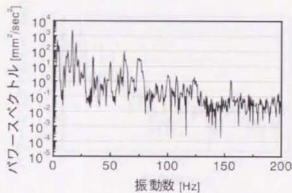
(a) 速度応答時系列 (基準点用レーザー)



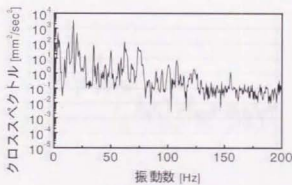
(b) パワースペクトル (基準点用レーザー)



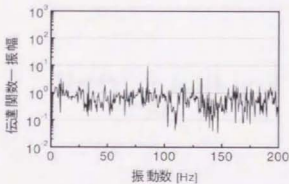
(c) 速度応答時系列 (多点用レーザー)



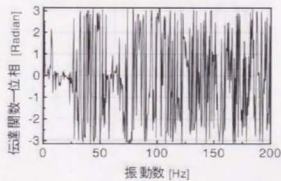
(d) パワースペクトル (多点用レーザー)



(e) クロススペクトル

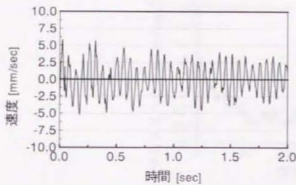


(f) 伝達関数—振幅

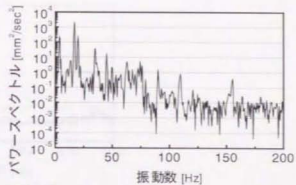


(g) 伝達関数—位相

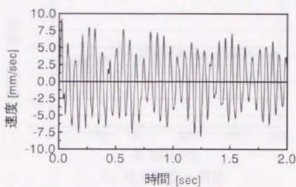
図 5-3-12. 対傾向の振動計測結果 (計測点: 6)



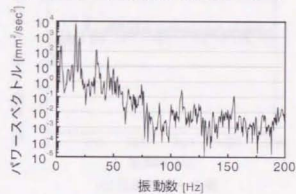
(a) 速度応答時系列 (基準点用レーザー)



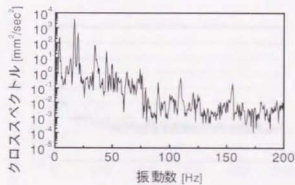
(b) パワースペクトル (基準点用レーザー)



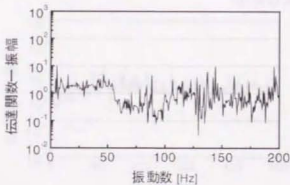
(c) 速度応答時系列 (多点用レーザー)



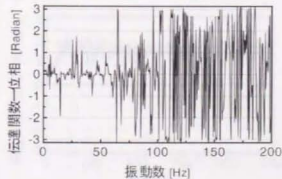
(d) パワースペクトル (多点用レーザー)



(e) クロススペクトル

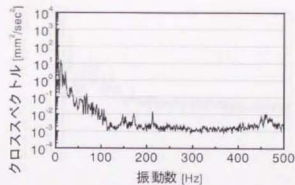


(f) 伝達関数—振幅

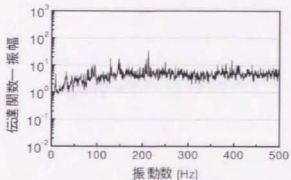


(g) 伝達関数—位相

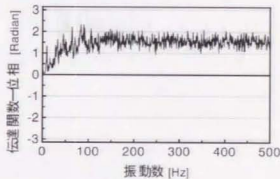
図 5-3-13. 対傾向の振動計測結果 (計測点: 16)



(a) クロススペクトル

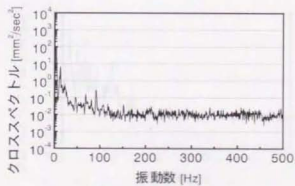


(b) 伝達関数—振幅

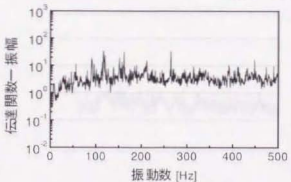


(c) 伝達関数—位相

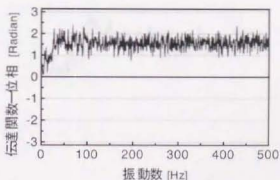
図 3-4-14. 鋼桁の平均化クロススペクトルおよび平均化伝達関数 (計測点: 6)



(a) クロススペクトル



(b) 伝達関数—振幅



(c) 伝達関数—位相

図 3-4-15. 鋼桁の平均化クロススペクトルおよび平均化伝達関数 (計測点: 19)

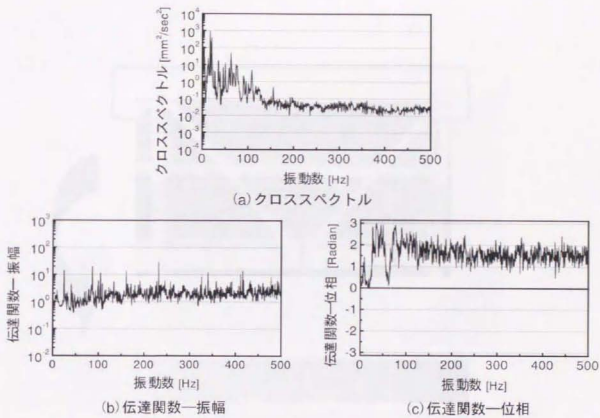


図 3-4-16. 対傾向の平均化クロススペクトルおよび平均化伝達関数 (計測点: 6)

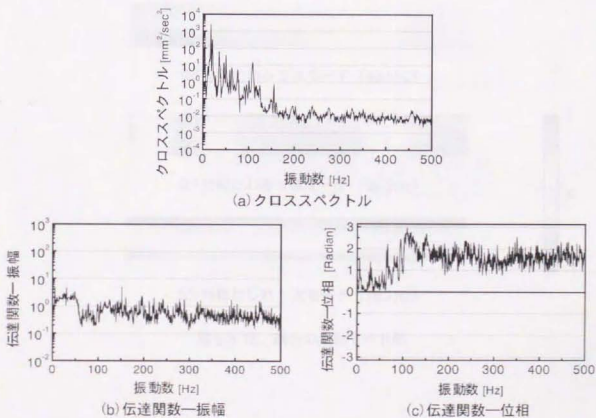


図 3-4-17. 対傾向の平均化クロススペクトルおよび平均化伝達関数 (計測点: 16)

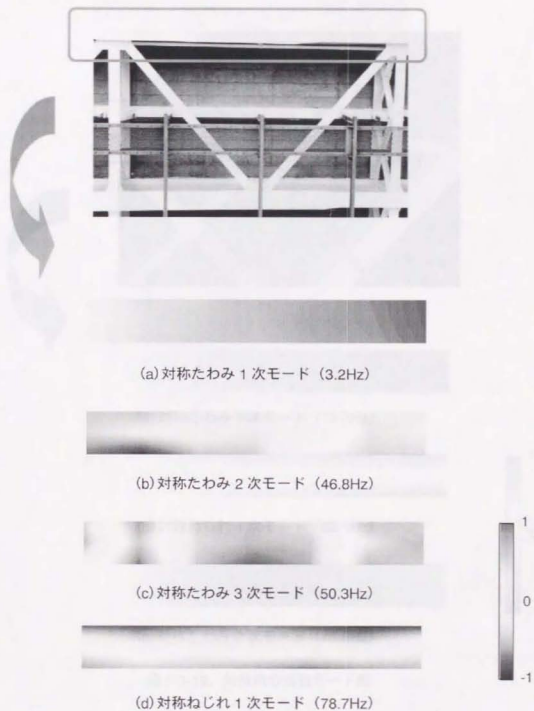


図 5-3-18. 鋼桁の振動モード形

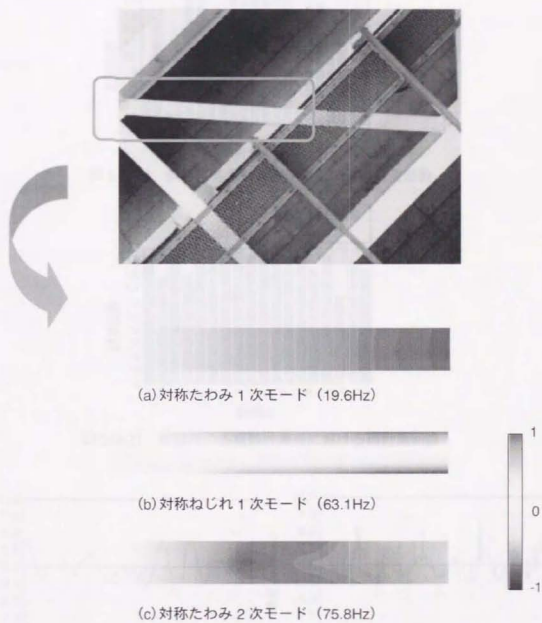


図 5-3-19. 対傾向の振動モード形

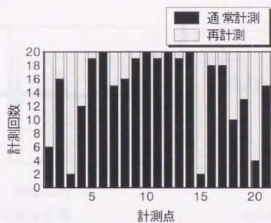


図 5-3-20. 鋼桁の各振動計測点における再計測回数

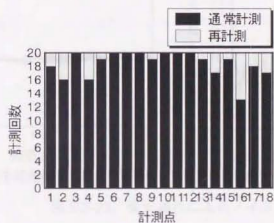


図 5-3-21. 対傾向の各振動計測点における再計測回数

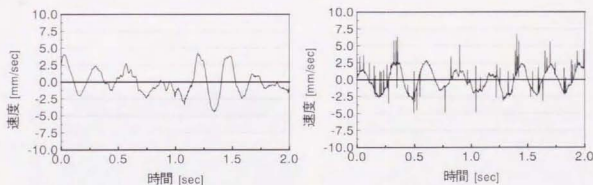
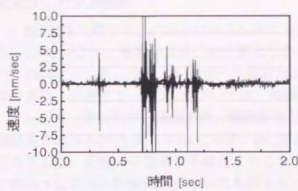
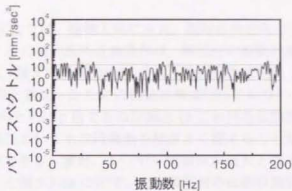


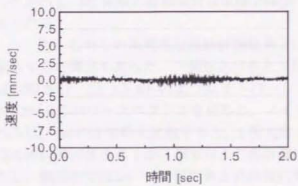
図 5-3-22. レーザーの安定性 (鋼桁)



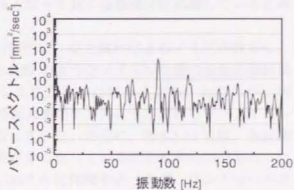
(a) 検出可能な応答



(b) パワースペクトル



(c) 検出不可能な応答



(d) パワースペクトル

図 5-3-23. 受光漏れによるノイズ

5-3-3. RC床版

RC床版に関して、計測点は図5-3-24に示すように、橋軸方向に9点、橋軸直角方向に5点の計45点とし、基準点は青○の位置とした。その他の振動計測条件は、鋼部材の振動計測時と同設定とした。なお、レーザーの照射角は、最大で橋軸方向に8度、橋軸直角方向に2度であり、計測点2、9、45については、対傾向と重なったために振動計測は行っていない。

レーザー照射角が、橋軸方向、橋軸直角方向ともに0度である計測点23における振動計測結果を図5-3-25と図5-3-26に示す。RC床版においても常時微動を精度よく捉えることができおり、応答の非正常性も確認することができる。また、レーザー照射角が最大となる計測点1における振動結果についても図5-3-27と図5-3-28に示す。先の鋼部材の振動計測結果と比較すると、計測点が基準点と離れている場合でも振幅には顕著な違いが見られない。したがって、RC床版の振動成分は床版全体が一体となって動く振動成分が卓越していると考えられる。

一方、これらの高精度な振動計測結果とは対照的に、受光漏れによるノイズが数多く、混入する計測点もあった。一例をあげると、図5-3-29のようなノイズが少量の振動計測結果は収録され、図5-3-30のようなオーバーレンジを含むものは除外される。ところが、図5-3-29(d)のパワースペクトルを見ると、ノイズの混入率が小さいにもかかわらず、ノイズレベルは、(b)の正常時と比較すると、1桁大きくなっている。さらに、図5-3-31には、各計測点の再計測回数を示すが、鋼部材より再計測回数が多くなっていることも明らかである。ただし、鋼部材ではレーザー照射角と再計測回数がわずかに相関があったが、コンクリートの場合にはそのような傾向は見られない。したがって、コンクリート部材では、レーザー照射角よりも、むしろ表面状態に計測精度が依存すると推察できる。

図5-3-32と図5-3-33には計測点23と1の平均化クロススペクトルと平均化伝達関数を示す。これらより、同定された固有振動数と振動モード形は、図5-3-34のとおりであり、3次のたわみ振動モードまでを同定することができた。なお、振動計測が行えなかった計測点2、9、45については、まわりの点の平均値で補間した。

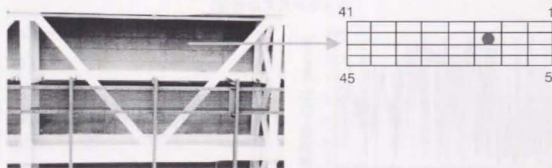
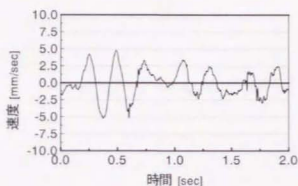
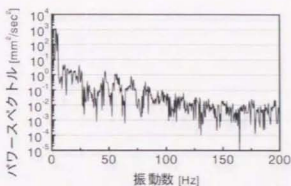


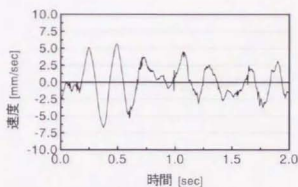
図 5-3-24. RC床版の振動計測点



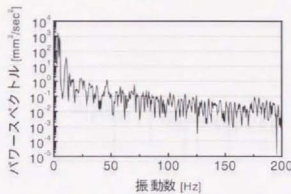
(a) 速度応答時系列 (基準点用レーザー)



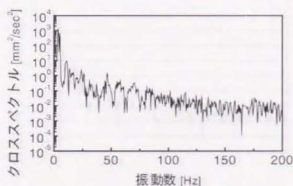
(b) パワースペクトル (基準点用レーザー)



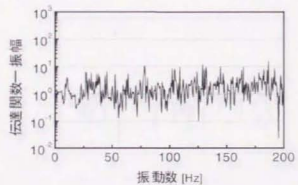
(c) 速度応答時系列 (多点用レーザー)



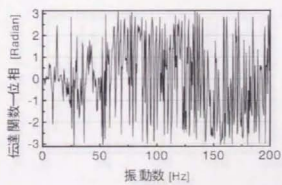
(d) パワースペクトル (多点用レーザー)



(e) クロススペクトル

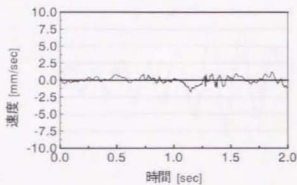


(f) 伝達関数—振幅

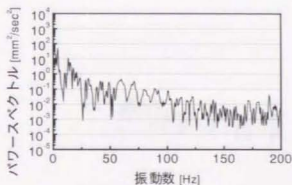


(g) 伝達関数—位相

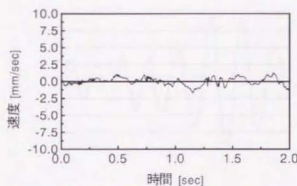
図 5-3-25. RC床版の振動計測結果 (計測点: 23)



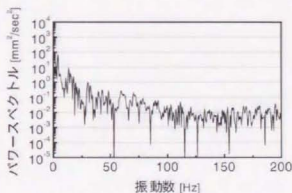
(a) 速度応答時系列 (基準点用レーザー)



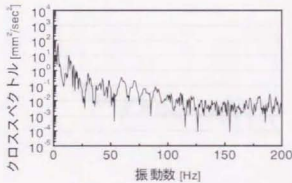
(b) パワースペクトル (基準点用レーザー)



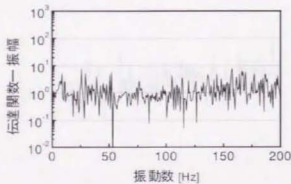
(c) 速度応答時系列 (多点用レーザー)



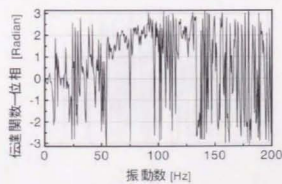
(d) パワースペクトル (多点用レーザー)



(e) クロススペクトル

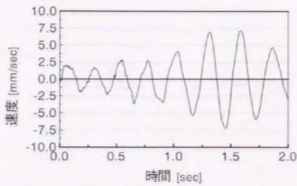


(f) 伝達関数—振幅

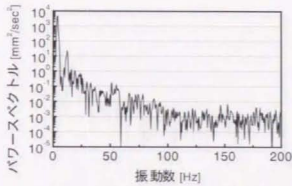


(g) 伝達関数—位相

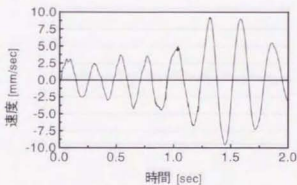
図 5-3-26. RC 床版の振動計測結果 (計測点: 23)



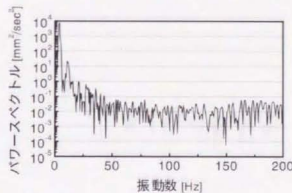
(a) 速度応答時系列 (基準点用レーザー)



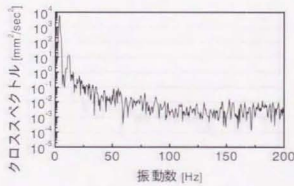
(b) パワースペクトル (基準点用レーザー)



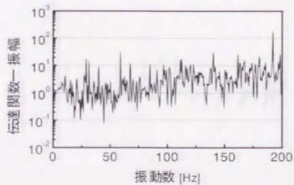
(c) 速度応答時系列 (多点用レーザー)



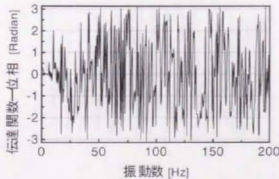
(d) パワースペクトル (多点用レーザー)



(e) クロススペクトル

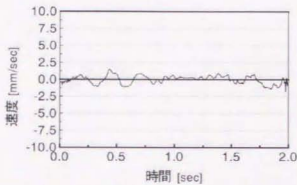


(f) 伝達関数—振幅

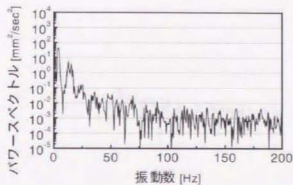


(g) 伝達関数—位相

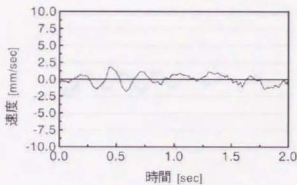
図 5-3-27. RC床版の振動計測結果 (計測点: 1)



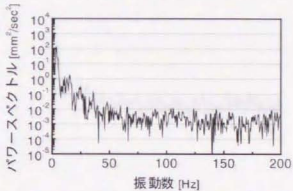
(a) 速度応答時系列 (基準点用レーザー)



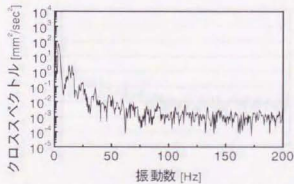
(b) パワースペクトル (基準点用レーザー)



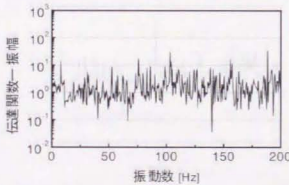
(c) 速度応答時系列 (多点用レーザー)



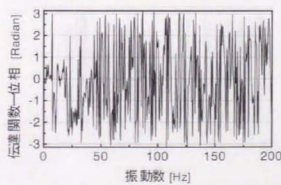
(d) パワースペクトル (多点用レーザー)



(e) クロススペクトル

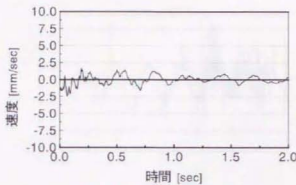


(f) 伝達関数—振幅

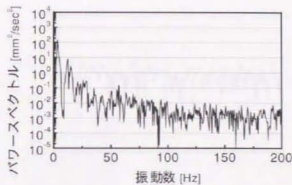


(g) 伝達関数—位相

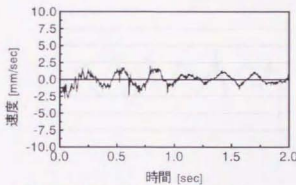
図 5-3-28. RC 床版の振動計測結果 (計測点: 1)



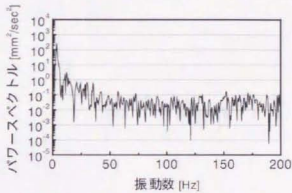
(a) 速度応答時系列 (基準点用レーザー)



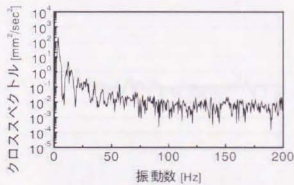
(b) パワースペクトル (基準点用レーザー)



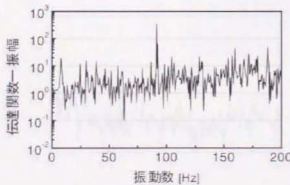
(c) 速度応答時系列 (多点用レーザー)



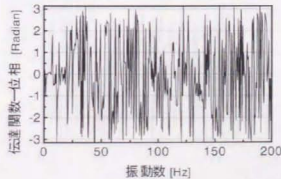
(d) パワースペクトル (多点用レーザー)



(e) クロススペクトル

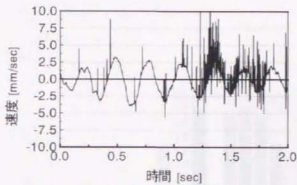


(f) 伝達関数—振幅

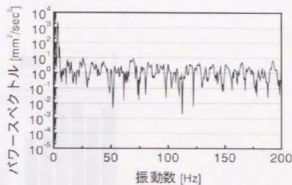


(g) 伝達関数—位相

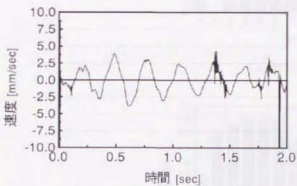
図 5-3-29. RC 床版の振動計測結果 (受光漏れ例)



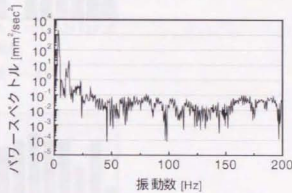
(a) 速度応答時系列 (基準点用レーザー)



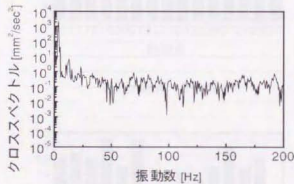
(b) パワースペクトル (基準点用レーザー)



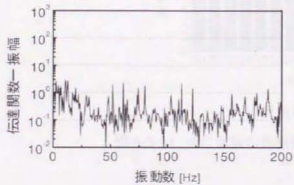
(c) 速度応答時系列 (多点用レーザー)



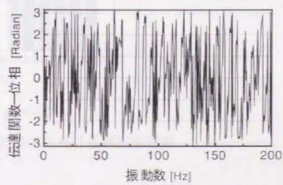
(d) パワースペクトル (多点用レーザー)



(e) クロススペクトル

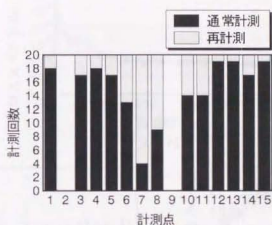


(f) 伝達関数—振幅

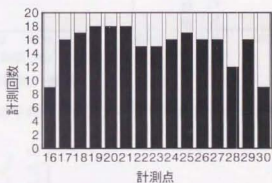


(g) 伝達関数—位相

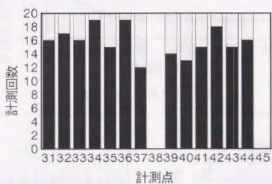
図 5-3-30. RC 床版の振動計測結果 (受光漏れ例)



(a) 計測点 1~15



(b) 計測点 16~30



(c) 計測点 31~45

図 5-3-31. RC 床版の各振動計測点における再計測回数

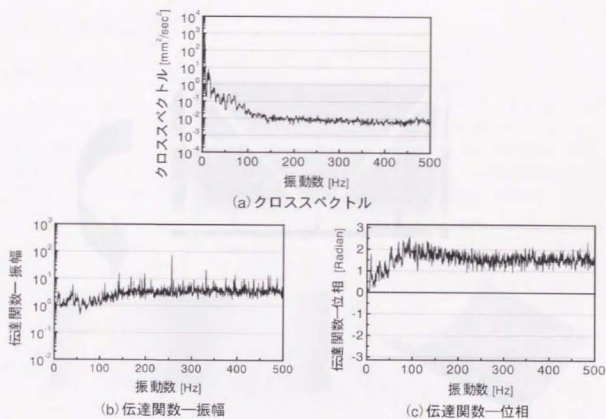


図 5-3-32. RC 床版の平均化クロススペクトルおよび平均化伝達関数 (計測点: 23)

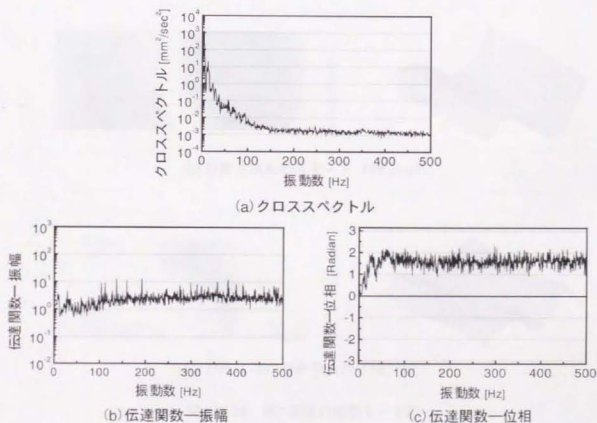


図 5-3-33. RC 床版の平均化クロススペクトルおよび平均化伝達関数 (計測点: 1)

5-3. 中央部橋脚部

5-3-1. 橋脚部

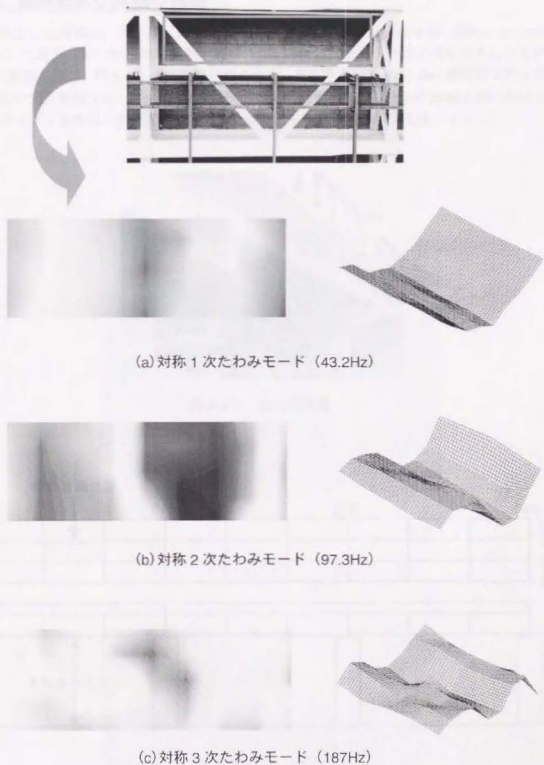


図 5-3-34. RC 床版の振動モード形

5-4. 中央道仙川高架橋

5-4-1. 橋梁および実験の概要

対称とした橋梁は、東京都三鷹市に位置する中央高速道路仙川高架橋（鋼桁、RC床版、図5-4-1）である。レーザー常時微動計測は、RC床版の振動モード形を同定することを目的とした。振動計測は、図5-4-2の斜線で示すように、上り側車線のP46、P47橋脚間で行った。上部構造の図面を図5-4-3に、RC床版を図5-4-4に示す。なお、今回の振動計測におけるレーザードップラ速度計の計測距離は、約5[m]であった（図5-4-5は実験システム）。



図5-4-1. 仙川高架橋

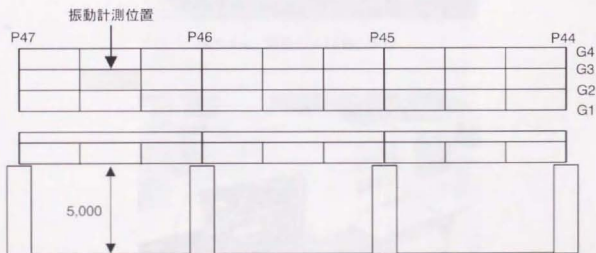


図5-4-2. 仙川高架橋上面および側面

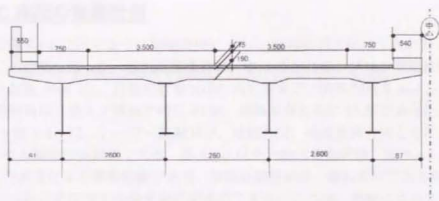


図 5-4-3. 上部構造断面図



図 5-4-4. 鋼桁およびRC床版

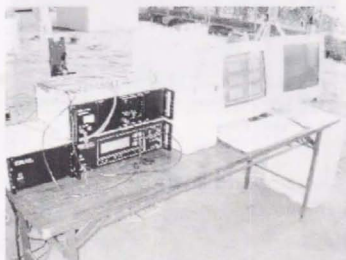


図 5-4-5. 振動計測システム

5-4-2. RC床版の振動計測

計測点は図5-4-6に示すように橋軸方向に10点、橋軸直角方向に5点の計50点とし、基準点は、青○の位置に取った。振動計測条件は、各点ごとにサンプリング周波数1000[Hz]、サンプリング個数2048とし、計測回数を20回、再計測までの許容回数を40回とした。なお、レーザーの照射角は、最大で橋軸方向に10度、橋軸直角方向に15度であった。

図5-4-7～図5-4-9は、レーザー照射角が、橋軸方向、橋軸直角方向ともに0度である計測点23における振動計測結果である。図5-4-7は平均的な振動状態、図5-4-8は常時微動、図5-4-9は走行荷重による衝撃振動である。振動計測結果は、概ね良好であるが、図5-4-9の衝撃力が加わったときに若干の受光漏れが確認できる。これは、衝撃によってスペックルパターンが変化したためであると考えられる。また、レーザー照射角が最大となる計測点50における振動結果についても図5-4-10に示す。このときも図5-4-9と同じく、走行車両による加振力が加わっているが、照射角が大きいにも関わらず、高精度に振動計測が行われている。図5-4-11には、各計測点の再計測回数を示すが、やはりコンクリートでは、計測精度はレーザー照射角よりも、表面状態に依存する傾向が見られる。

図5-4-12と図5-4-13には計測点23と50の平均化クロススペクトルと平均化伝達関数を示す。これらより、同定された固有振動数と振動モード形は、図5-4-14のとおりであり、2次のたわみ振動モードまでを同定することができた。2次以降の振動モード形が同定できなかった理由は、除外できない受光漏れノイズを含む振動計測結果が、先の振動計測時よりも多く混入していたためであると考えられる。

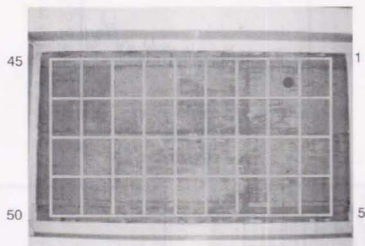
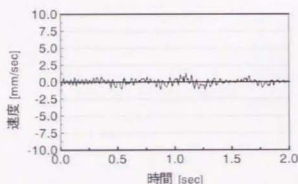
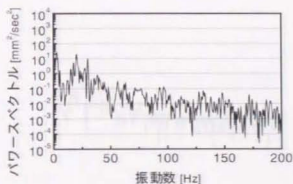


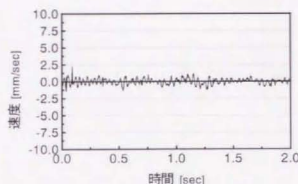
図5-4-6. RC床版の振動計測点



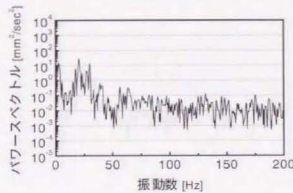
(a) 速度応答時系列 (基準点用レーザー)



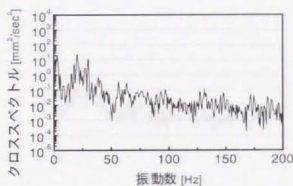
(b) パワースペクトル (基準点用レーザー)



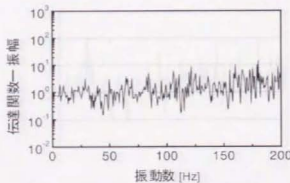
(c) 速度応答時系列 (多点用レーザー)



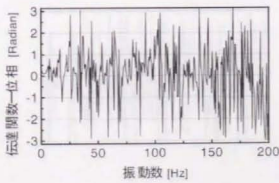
(d) パワースペクトル (多点用レーザー)



(e) クロススペクトル

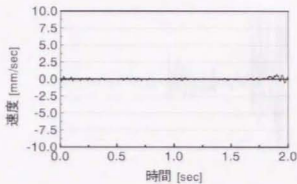


(f) 伝達関数—振幅

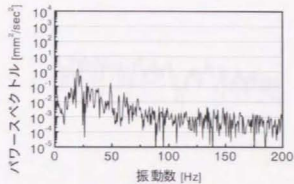


(g) 伝達関数—位相

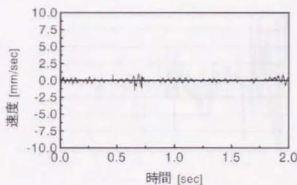
図 5-4-7. RC 床版の振動計測結果 (計測点: 23)



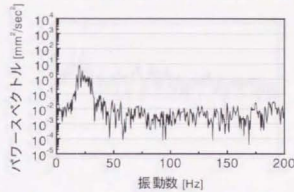
(a) 速度応答時系列 (基準点用レーザー)



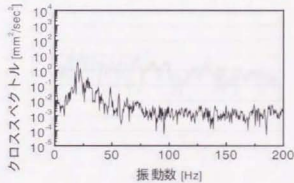
(b) パワースペクトル (基準点用レーザー)



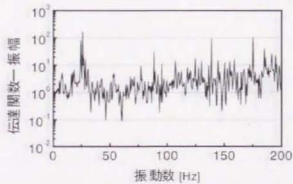
(c) 速度応答時系列 (多点用レーザー)



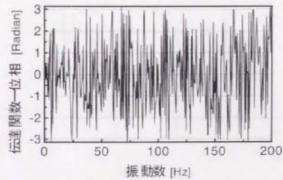
(d) パワースペクトル (多点用レーザー)



(e) クロススペクトル

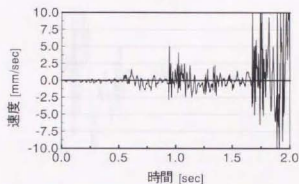


(f) 伝達関数—振幅

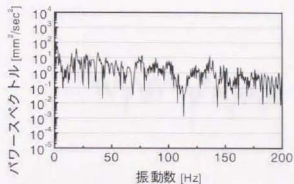


(g) 伝達関数—位相

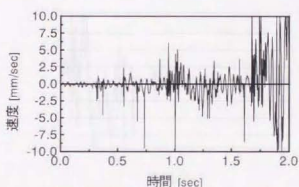
図 5-4-8. RC 床版の振動計測結果 (計測点: 23)



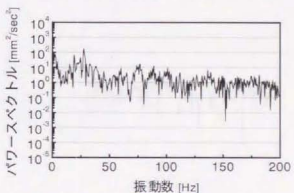
(a) 速度応答時系列 (基準点用レーザー)



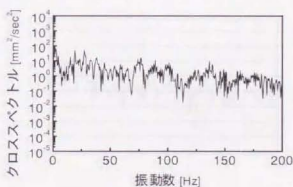
(b) パワースペクトル (基準点用レーザー)



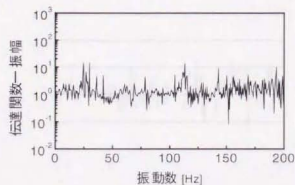
(c) 速度応答時系列 (多点用レーザー)



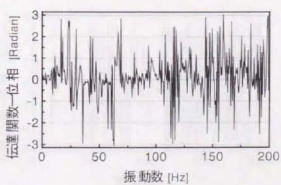
(d) パワースペクトル (多点用レーザー)



(e) クロススペクトル

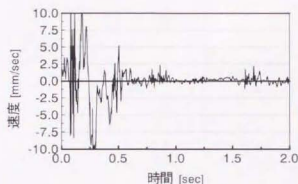


(f) 伝達関数—振幅

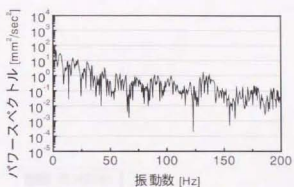


(g) 伝達関数—位相

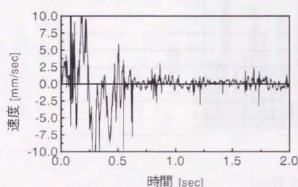
図 5-4-9. RC床版の振動計測結果 (計測点: 23)



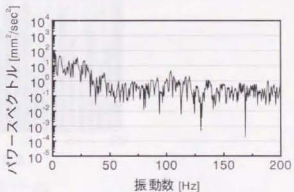
(a) 速度応答時系列 (基準点用レーザー)



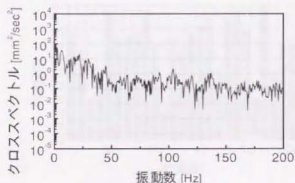
(b) パワースペクトル (基準点用レーザー)



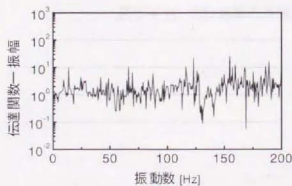
(c) 速度応答時系列 (多点用レーザー)



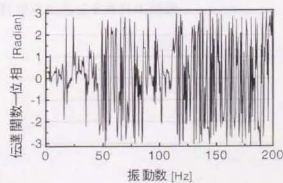
(d) パワースペクトル (多点用レーザー)



(e) クロススペクトル

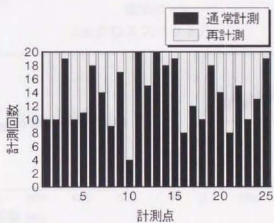


(f) 伝達関数一振幅

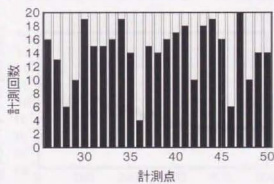


(g) 伝達関数一位相

図 5-4-10. RC 床版の振動計測結果 (計測点: 50)



(a) 計測点 1~25



(b) 計測点 16~30

図 5-4-11. RC 床版の各振動計測点における再計測回数

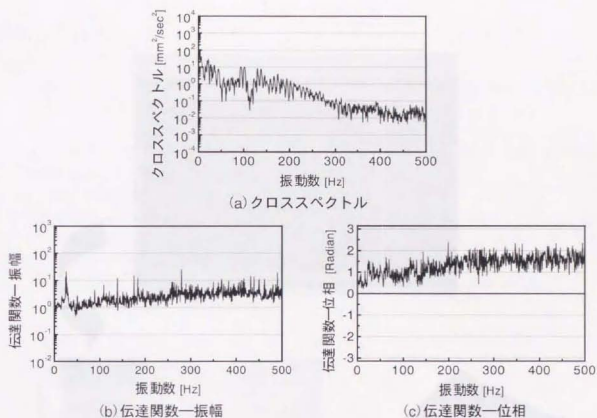


図 5-4-12. RC 床版の平均化クロススペクトルおよび平均化伝達関数 (計測点: 23)

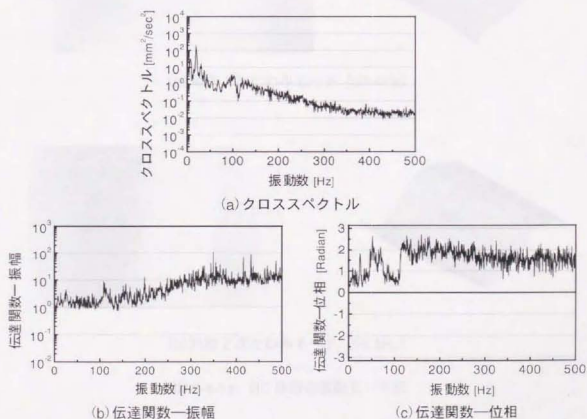
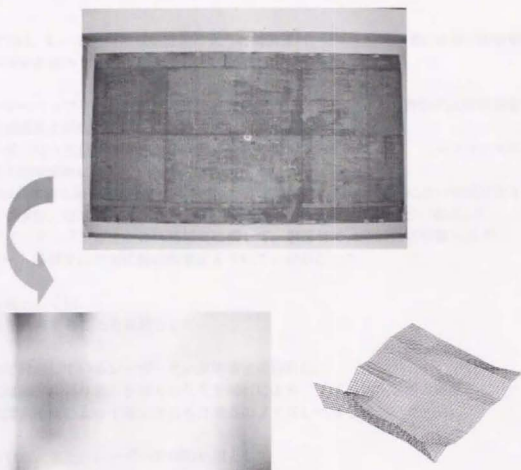


図 5-4-13. RC 床版の平均化クロススペクトルおよび平均化伝達関数 (計測点: 50)



(a) 対称 1 次たわみモード (53.4Hz)



(b) 対称 2 次たわみモード (99.3Hz)

図 5-4-14. RC 床版の振動モード形

5-5. まとめ

本章では、レーザー常時微動計測により、橋梁部材、とくに鋼桁、RC床版の固有振動モード形の同定を試みた。主な知見を以下に述べる。

1. レーザードップラ速度計の精度検証のために行った加速度計との鋼桁の比較計測結果は、時間領域および振動数領域においても高い精度で一致した。
2. レーザー戻り光量が最大となる計測点を自動探索することにより、コンクリートのような低反射率部材に対しても振動計測が可能となった。
3. 3つの高架橋において振動計測を実施し、非定常な走行荷重作用下においも統計の平均化により鋼桁、対傾向およびRC床版の振動モード形を同定することに成功した。
4. レーザードップラ速度計の計測精度に関して、鋼部材では照射角の影響が大きく、コンクリート部材では表面状態の影響が大きかった。

今後の課題としては、
計測精度を改善することを目的として、

1. 手で設定しているレーザー光の照準設定の自動化。
2. 人工知能アルゴリズムを導入した受光漏れによるノイズの判定手法の構築
3. 自動探索機能によって選定される計測点のノイズレベルの統一

があげられる。また、レーザー計測の応用として、

1. 少数主桁橋での局振動の計測
2. 損傷が生ずる部材の振動特性の解明
3. RC床版等の補強効果の定量的評価

があげられる。

【参考文献】

- 1) 岩本政巳, 阿部雅人: 損傷・構造同定, 橋梁振動コロキウム'97 論文集, pp.45-54, 1997.10
- 2) 橋梁振動研究会編: 橋梁振動の計測と解析, 技報堂出版, 1993.10
- 3) 加藤雅史, 高木保志, 島田静雄: PC 橋梁の破壊に伴う振動性状の変化に関する実験的研究, 土木学会論文集, No.341, pp.113-118, 1984.1
- 4) 加藤雅史, 加藤育久: RC 床版の振動の測定と解析, 構造工学論文集, Vol.33A, pp.503-512, 1987.3
- 5) 貝戸清之, 阿部雅人, 藤野陽三: 不確定性を考慮した非比例減衰系の同定と構造物の性能評価への応用, 構造工学論文集, Vol.45A, pp.701-712, 1999.3
- 6) 大田亨, 勝地弘: 檜石島橋実橋振動実験, 本四技報, Vol.13, No.48, pp12-21, 1988.10
- 7) 日本道路協会: 鋼橋の疲労, 1996
- 8) 西川和廣: ライフサイクルコストを最小にするミニマムメンテナンス橋の提案, 橋梁と基礎, Vol.31, No.8, pp.64-72, 1997.8

第6章

結論

本研究は、老朽化する社会基盤施設の維持管理の合理化を視野に入れ、常時微動計測結果に基づく構造物の性能評価手法の構築を目的とした。具体的には、計測およびモデル化の段階における不確定性に起因する変動を定量的に評価することにより、振動計測結果ならびに同定される動特性の信頼性を定量化する解析手法を提案した。さらに、本解析法を組み込んだレーザー常時微動計測システムを構築し、実際の振動計測結果に基づく構造物の性能評価手法を提示した。

第2章 不確定性に起因する動特性変動の定量的評価

第2章では、不確定性に起因する動特性変動の定量化を試みた。主な知見を以下に述べる。

1. 不確定性に起因する動特性の変動について、Bootstrap法を援用し、その $\alpha\%$ 信頼区間を構成することで定量化を図った。また、その $\alpha\%$ 信頼区間の推定精度について、数値シミュレーションにより多角的な検証を加えた。
2. 同定問題における動特性変動の定量化の一例として、免震支承の地震時の免震性能について、地震時の振動計測結果と載荷試験結果とをそれぞれの不確定性を考慮して比較した。その結果、期待されている免震効果が地震時にも概ね発揮されていることを定量的に確認した。
3. 動特性の変動の有意性について、Bootstrap分布を用いた検定手法を提案した。鉄筋コンクリート構造物の固有振動数の変動を例にあげ、震度4程度の地震では、動特性に有意な変動は見られず、損傷が認められないことを信頼性を明らかにして示した。
4. 同定に用いた構造モデルの妥当性を、従来用いられている情報量基準AICによって定量

的に検証した。さらに、正規分布の仮定を設けることなしに、評価誤差をそのまま先験情報として適用することができるEICを導入し、同様の検証を行った。

また今後の課題としては、以下があげられる。

1. 母集団を近似するために必要なデータ長等の定量的決定法を考案する。
2. 標本間の独立性について、振動計測結果の自己相関関数を取り、無相関と見なせるデータ長を選定したが、厳密には無相関が保証されても独立を保証することにはならない。したがって、独立性を保証するための新たな基準を導入する必要がある。
3. その他の同定手法に対しても Bootstrap 法を適用することで、同定手法の選択基準として Bootstrap 法を採用することも考えられる。
4. 現在の有意性検定手法では、損傷が小さいときには、その変動は、不確定性の範囲内であると評価される。したがって、より明確な検定手法への改良が必要である。

第3章 未知入力下におけるレーザー振動計測による振動モード形の同定

第3章では、振動モード形を得ることを目的としたレーザー常時微動計測手法を確立した。主な知見を以下に述べる。

1. レーザードップラ速度計のレーザー照射角を自動制御することにより、計測点を時々刻々と変化することができる空間的な振動計測システムを構築した。
2. 常時微動のような弱い非定常性を有する入力下において、繰り返し計測により入力の非定常性を除去し、不規則振動成分を相殺し、定常振動成分を抽出することで、振動モード形を高次まで高精度に同定することが可能な手法を提案した。また、実際に銅板を用いた振動計測実験を行い、実験的検証からも同定精度の高さを証明した。
3. 強い非定常性を有する入力下において、基準点計測用のレーザードップラ速度計を追加することで、2点間の伝達関数から振動モード形を同定する手法を提案し、振動計測結果の信頼性を向上するとともに、時間的にも合理化を図った。
4. 平均化に必要な振動計測回数に関して、Bootstrap 法による振動モード形の収束性から定量的な判断を下すことができる手法を考案した。

また、今後の課題としては、以下があげられる。

1. 振動計測に必要な計測点数を定量的に決定する。
2. 計測対象の画像を取得し、画像上での計測点の自動設定機能を追加する。
3. 高減衰を有する構造物を対象として、計測点間の位相差を考慮した振動モード形の同定手法を構築する。

第4章 振動モード形の変動に着目した損傷同定

第4章では、振動モード形の変動に基づく損傷同定理論の構築を行い、質量変動に対する同定精度について実験的に検討を行った。得られた主な知見を以下に述べる。

1. モデル化誤差による同定精度の低下の防止、およびモデル化における不確定性の低減を

目的として、振動計測に基づく固有振動数と振動モード形のみを直接構造モデルとして用いることができる同定手法を構築した。

2. 鋼板を用いた質量付加実験により構築した同定手法の検証を行った結果、理論振動モード形を用いるよりも実験振動モード形を用いた方が、信頼性の高い振動計測が可能場合には、質量の付加位置、大きさともに高精度に同定できることを示した。
3. 空間的に情報量が同定精度に及ぼす影響について、同定に使用する計測点数を変化させて検証した。その結果、計測点の増加により、質量の位置、大きさともに大幅な同定精度の向上を確認することができた。

今後の課題としては、以下があげられる。

1. 質量や剛性の変動が複数存在する場合、さらに連続的に変動する場合についても実験的に検証し、同定手法の改良を行う。
2. 損傷検出に必要な振動モード次数、計測点に対して、信頼性を明示した定量的な決定手法を提案する。
3. コンクリートの剥離や部材の疲労亀裂の検出、RC床版等の剛性評価、ボルトのゆるみの検出等、実際の損傷に則した実験的検討を行い、実損傷と動特性の変動との関係を明らかにする。

第5章 実橋振動計測

第5章では、レーザー常時微動計測により、橋梁部材、とくに鋼桁、RC床版の固有振動モード形の同定を試みた。主な知見を以下に述べる。

1. レーザードップラ速度計の精度検証のために行った加速度計との鋼桁の比較計測結果は、時間領域および振動数領域においても高い精度で一致した。
2. レーザー戻り光量が最大となる計測点を自動探索することにより、コンクリートのような低反射率部材に対しても振動計測が可能となった。
3. 3つの高架橋において振動計測を実施し、非定常な走行荷重作用下においても統計的平均化により鋼桁、対傾向およびRC床版の振動モード形を同定することに成功した。
4. レーザードップラ速度計の計測精度に関して、鋼部材では照射角の影響が大きいく、コンクリート部材では表面状態の影響が大きいくことがわかった。

今後の課題としては、

計測精度を改善することを目的として、

1. 手動で設定しているレーザー光の照射設定の自動化。
2. 人工知能アルゴリズムを導入した受光漏れによるノイズの判定手法の構築
3. 自動探索機能によって選定される計測点のノイズレベルの統一があげられる。また、レーザー計測の応用として、
 1. 少数主桁橋での局振動の計測
 2. 損傷が生ずる部材の振動特性の解明
 3. RC床版等の補強効果の定量的評価があげられる。

付録 A : 比例減衰系の伝達関数の導出

物理空間座標における N 自由度離散系の運動方程式は、

$$M\ddot{\mathbf{u}} + C\dot{\mathbf{u}} + K\mathbf{u} = \mathbf{f} \quad (\text{A-1})$$

で与えられる。式中の M は質量行列、 C は減衰行列、 K は剛性行列 (いずれも $N \times N$) で、 \mathbf{u} , \mathbf{f} はそれぞれ変位ベクトル、外力ベクトル ($N \times 1$) を表す。

このとき、変位ベクトルをモード座標空間で展開すると、

$$\mathbf{u} = \Phi \mathbf{q} \quad (\text{A-2})$$

となる。 Φ は振動モード形行列であり、 \mathbf{q} はモード変位ベクトルである。また、要素ごとに任意点 j ($j=1, 2, \dots, N$) における変位 u_j をモード空間座標で再記述すると、

$$u_j(t) = \sum_{i=1}^n \phi_{ij} q_i \quad (\text{A-3})$$

と表すことができる。ここで ϕ_{ij} は j 点における i 次の振動モード形での i 行 j 列の要素である (ただし、以下で ϕ_i と記述した場合は、 i 次の振動モードベクトルを表すこととする)。一方、 q_i は i 次のモード変位を示す。振動モード行列を $\phi_i^T M \phi_i = \delta_{ij}$ (δ はデルタ関数) で正規化し、式 (A-2) を式 (A-1) に代入し、さらに Φ の転置を左から乗ずれば、系が次式で表される比例減衰系である場合には、 n 本の非連成化した運動方程式が成り立つ。

$$C = \alpha M + \beta K \quad (\text{A-4})$$

$$\ddot{q}_j + 2h_j \omega_j \dot{q}_j + \omega_j^2 q_j = \phi_j^T \mathbf{f} \quad (\text{A-5})$$

ここで、 j を虚数単位として、

$$u_j(t) = \sum_{\omega} U_j(\omega) e^{i\omega t} \quad (\text{A-6})$$

$$q_i(t) = \sum_{\omega} Q_i(\omega) e^{i\omega t} \quad (\text{A-7})$$

$$f_j(t) = \sum_{\omega} F_j(\omega) e^{i\omega t} \quad (\text{A-8})$$

のように、 $u(t)$, $q(t)$, $f(t)$ それぞれにフーリエ変換を行い、式 (A-5) に代入すると、

$$(-\omega^2 + j2h_j \omega_j \omega + \omega_j^2) Q_j(\omega) = \phi_j^T F(\omega) \quad (\text{A-9})$$

が得られる。さらに式 (A-3) (A-6) (A-7) を考慮すると、

$$U_j(\omega) = \sum_{i=1}^n \phi_{ij} Q_i(\omega) = \sum_{i=1}^n \phi_{ij} \frac{\phi_i^T F(\omega)}{(\omega_i^2 - \omega^2) + j2h_i \omega_i \omega} \quad (\text{A-10})$$

が導かれる。このとき、任意点 j の変位に対する k 点の外力の伝達関数は、下式となる。

$$H_{jk}(\omega) = \frac{U_j(\omega)}{F_k(\omega)} = \sum_{i=1}^n \frac{\phi_{ij} \phi_{ik}}{(\omega_i^2 - \omega^2) + j2h_i \omega_i \omega} \quad (\text{A-11})$$

付録 B : 非比例減衰系の伝達関数の導出

構造系が非比例減衰系の場合には、式(A-4)が成り立たず、式(A-7)のように運動方程式をモード空間座標で n 本の非連成化した形に展開することができない。そこで、式(A-1)を状態変数表示を用いて、 $2N$ 個の 1 階微分方程式で表すと、

$$A\dot{x} + Bx = g \quad (B-7)$$

となる。ここで

$$A = \begin{bmatrix} C & M \\ M & 0 \end{bmatrix}, \quad B = \begin{bmatrix} K & 0 \\ 0 & -M \end{bmatrix} \quad (2N \times 2N), \quad x = \begin{bmatrix} u \\ \dot{u} \end{bmatrix}, \quad g = \begin{bmatrix} f \\ 0 \end{bmatrix} \quad (2N) \quad (B-8a, b, c, d)$$

である。式(B-7)の左辺の固有値問題 $[\lambda[A] + [B]]\{\Psi\} = 0$ の解は、 N 個の複素共役の組からなる $2N$ 個の複素固有値、固有ベクトルとなる。ここで、 $r=1 \sim N$ について、 $\lambda_r = s_r$ としたとき、 $\lambda_{r+N} = s_r^*$ となるように固有値を並び替えた。その場合、固有ベクトルは、

$$\{\Psi_r\} = \begin{bmatrix} \psi_r \\ s_r \psi_r \end{bmatrix}, \quad \{\Psi_{r+N}\} = \begin{bmatrix} \psi_r^* \\ s_r^* \psi_r^* \end{bmatrix} \quad (B-9)$$

となる。このとき、 u はモード座標を用いると、

$$\{u\} = [\Psi]\{q\} \quad (B-10)$$

と表すことができる。さらに上式を式(B-2)に代入して、左から $[\Psi]$ の転置を乗ずると、

$$[\Psi]^T[A][\Psi]\{q\} + [\Psi]^T[B][\Psi]\{q\} = [\Psi]^T\{f\} \quad (B-11)$$

となる。式中の $[\Psi]^T[A][\Psi]$ 、 $[\Psi]^T[B][\Psi]$ は対角行列となり、下式のように $2N$ 個のモードごとの非連成化した式として表すことができる。

$$\begin{bmatrix} \ddots & & 0 \\ & a_r & \\ 0 & & \ddots \end{bmatrix} \{q\} + \begin{bmatrix} \ddots & & 0 \\ & b_r & \\ 0 & & \ddots \end{bmatrix} \{q\} = [\Psi]^T\{g\} \quad (B-12)$$

このとき、 a_r 、 b_r は各行列の対角成分である。非連成化された 1 から N までの r 次モードの運動方程式は、

$$\dot{q}_r - s_r q_r = \frac{1}{a_r} \{\Psi_r\}^T \{g\} \quad (B-13)$$

と表される。ここで s_r は固有値であり、

$$s_r = -b_r/a_r = -\omega_r h_r + i\omega_r \sqrt{1-h_r^2} \quad (B-14)$$

で与えられる。 ω_r は r 次の固有円振動数、 h_r は r 次の減衰比である。式(B-13)に対してフーリエ変換を行い、振動数領域で展開すると、

$$Q_r(\omega) = \frac{1}{(i\omega - s_r)} \frac{1}{a_r} \left\{ \begin{array}{c} \{\Psi_r\}^T \{F(\omega)\} \\ 0 \end{array} \right\} \quad (\text{B-15})$$

を得る。ここで、 $Q_r(\omega)$ と $F(\omega)$ はそれぞれ q_r と f のフーリエ変換であり、 $i = \sqrt{-1}$ である。 $\{u\}$ のフーリエ変換を $\{U(\omega)\}$ と表記し、式(B-10)に対してもフーリエ変換を行えば、

$$\{U(\omega)\} = [\Psi] \{Q(\omega)\} = \sum_{r=1}^{2N} \{\Psi_r\} Q_r(\omega) \quad (\text{B-16})$$

となる。ここに式(B-15)を代入すれば、

$$\{U(\omega)\} = \sum_{r=1}^{2N} \{\Psi_r\} \frac{1}{(i\omega - s_r)} \frac{1}{a_r} \left\{ \begin{array}{c} F(\omega) \\ 0 \end{array} \right\} \quad (\text{B-17})$$

を得る。さらに

$$\{\Psi_r\} / \sqrt{a_r} = \{\Phi_r\} \quad (\text{B-18})$$

として固有ベクトルを a_r に関して、正規化すれば、

$$\{U(\omega)\} = \sum_{r=1}^{2N} \{\Phi_r\} \frac{1}{(i\omega - s_r)} \{\Phi_r\}^T \left\{ \begin{array}{c} F(\omega) \\ 0 \end{array} \right\} \quad (\text{B-19})$$

となる。ここで、式(B-8c)と式(B-9)より

$$\{U(\omega)\} = \left\{ \begin{array}{c} \{X(\omega)\} \\ i\omega \{X(\omega)\} \end{array} \right\}, \quad \{\Phi_r\} = \left\{ \begin{array}{c} \{\phi_r\} \\ s_r \{\phi_r\} \end{array} \right\} \quad (\text{B-20})$$

であるから

$$\left\{ \begin{array}{c} \{X(\omega)\} \\ i\omega \{X(\omega)\} \end{array} \right\} = \sum_{r=1}^{2N} \left\{ \begin{array}{c} \{\phi_r\} \\ s_r \{\phi_r\} \end{array} \right\} \frac{1}{(i\omega - s_r)} \left\{ \begin{array}{c} \{\phi_r\} \\ s_r \{\phi_r\} \end{array} \right\}^T \left\{ \begin{array}{c} F(\omega) \\ 0 \end{array} \right\} \quad (\text{B-21})$$

と表され、上式の変位に関する成分 $X(\omega)$ を抽出すると、

$$\{X(\omega)\} = \sum_{r=1}^{2N} \left\{ \begin{array}{c} \{\phi_r\} \\ s_r \{\phi_r\} \end{array} \right\} \frac{1}{(i\omega - s_r)} \{\phi_r\}^T \{F(\omega)\} \quad (\text{B-22})$$

となる。したがって、ある任意点 j における k 点に作用する任意外力に対する伝達関数は、

$$H_{jk}(\omega) = \frac{X_j(\omega)}{F_k(\omega)} = \sum_{r=1}^{2N} \frac{\phi_{jr} \phi_{kr}}{i\omega - s_r} \quad (\text{B-23})$$

と表される。ここで、 $s_{r+N} = s_r^*$ 、 $\phi_{r+N} = \phi_r^*$ であるから、

$$H_{jk}(\omega) = \sum_{r=1}^N \left(\frac{\phi_{jr} \phi_{kr}}{i\omega - s_r} + \frac{\phi_{jr}^* \phi_{kr}^*}{i\omega - s_r^*} \right) \quad (\text{B-24})$$

を得る。ここで、 ϕ_{jr} は j 点における r 次のモード形である。 ϕ_{jr} は留数であり、各モードの寄与率を表す影響係数のようなものと考えることができる。このとき、低次の振動が主たる

対象で、高次モードの寄与が小さいと考えられる場合には、 $|\omega| \ll |s_r|$ が成り立つ。第 N_r モードまでが興味の対象であるとする、伝達関数は、

$$\begin{aligned} H_{jk}(\omega) &= \sum_{r=1}^{N_r} \left(\frac{\phi_{jr} \phi_{kr}}{i\omega - s_r} + \frac{\phi_{jr}^* \phi_{kr}^*}{i\omega - s_r^*} \right) + \sum_{r=N_r+1}^{\infty} \left(-\frac{\phi_{jr} \phi_{kr}}{s_r} - \frac{\phi_{jr}^* \phi_{kr}^*}{s_r^*} \right) \\ &= \sum_{r=1}^{N_r} \left(\frac{\phi_{jr} \phi_{kr}}{i\omega - s_r} + \frac{\phi_{jr}^* \phi_{kr}^*}{i\omega - s_r^*} \right) + \frac{1}{K_{jk}} \end{aligned} \quad (\text{B-25})$$

と近似できる。ここで、 K_{jk} は剛性と同じ次元を持つ定数であるので、剰余剛性と呼ばれる。逆に、第 N_r 次以上の高次振動が主たる検討対象である場合には、低次モードについて $|\omega| \gg |s_r|$ であるから、

$$\begin{aligned} H_{jk}(\omega) &= \sum_{r=1}^{N_r} \left(\frac{\phi_{jr} \phi_{kr}}{i\omega_r} + \frac{\phi_{jr}^* \phi_{kr}^*}{i\omega} \right) + \sum_{r=N_r+1}^{\infty} \left(\frac{\phi_{jr} \phi_{kr}}{i\omega - s_r} + \frac{\phi_{jr}^* \phi_{kr}^*}{i\omega - s_r^*} \right) \\ &= -\frac{1}{\omega^2 M_j} + \sum_{r=1}^{N_r} \left(\frac{\phi_{jr} \phi_{kr}}{i\omega - s_r} + \frac{\phi_{jr}^* \phi_{kr}^*}{i\omega - s_r^*} \right) \end{aligned} \quad (\text{B-26})$$

とすることで、近似的にその影響を取り込むことができる。 M_j は剰余質量と呼ぶ。ここで非比例減衰系においては、一般に剰余質量・剰余剛性は複素数の定数となる。

また、 r 次モードにおける j 点と k 点の留数を ${}_r\mathfrak{R}_{jk}$ と表す。 s_r に関しては式 (B-14) を代入すると、

$$H_{jk}(\omega) = \sum_{r=1}^{N_r} \left(\frac{{}_r\mathfrak{R}_{jk}}{\omega h_r + i(\omega - \omega_r \sqrt{1-h_r^2})} + \frac{{}_r\mathfrak{R}_{jk}^*}{\omega h_r + i(\omega + \omega_r \sqrt{1-h_r^2})} \right) \quad (\text{B-27})$$

を得る。さらに、 ${}_r\mathfrak{R}_{jk} = {}_r\ell_{jk} + i m_{jk}$ 、 ${}_r\mathfrak{R}_{jk}^* = {}_r\ell_{jk} - i m_{jk}$ とおくと最終的に伝達関数は、

$$H_{jk}(\omega) = \sum_{r=1}^{N_r} \frac{2{}_r\ell_{jk}\omega_r h_r - 2\omega_r m_{jk} \sqrt{1-h_r^2} + 2i\omega_r \ell_{jk}}{\omega_r^2 - \omega^2 + 2i\omega\omega_r h_r} \quad (\text{B-28})$$

となる。

謝辞

本研究を遂行するにあたり、東京大学阿部雅人助教授には、終始一貫した御指導を賜りました。阿部先生から教えていただいたものの考え方は、今後の研究のみならず、人生の様々な局面で活かしていくことができると確信しています。藤野陽三教授には、寛大に研究の進行を見守って頂きながらも、鋭い助言を賜りました。藤野先生の人間の大きさには、圧倒されることがございましたが、多くのことを学ばさせていただきました。木村吉郎助教授には、第三者的な立場から貴重なご意見を頂きました。木村先生との共同研究がなかったことが、3年間の唯一の心残りかもしれません。大竹完司技術官には、実験を行うにあたり、経験に基づく的確な助言を賜りました。また、ときには社会に対する独自の見解を話して頂き、実験の重任から解き放って頂きました。

東京大学生産技術研究所魚本健人教授、東京大学地震研究所東原祐道教授、東京大学堀井秀之教授、東京大学生産技術研究所館石和雄助教授には副査としての立場から適切な御指摘と貴重な御意見を賜りました。ここに、謹んでお礼申し上げます。

不確定性に起因する動特性変動の定量化、とくに Bootstrap 法においては、統計学の専門家の立場から九州大学小西貞則教授、一橋大学高橋一教授、東京大学工学部計数工学科廣津千尋教授、同川鍋一晃助手、同経済学部竹村彰通教授、久保川達也助教授、千葉大学大学院桜井裕仁氏に御意見、参考文献を頂きました。また、振動計測結果に基づく動特性の同定問題に関しては、株式会社大林組技術研究所 Muhammad Tariq Amin Chaudhary 氏（元東京大学大学院生）に、免震支承の性能評価に関しては、東京大学大学院生吉田順司氏、山之内宏安氏に多大な御協力を頂きました。山あげ大橋の地震時の振動計測結果を提供して頂いた建設省土木研究所耐震研究室室長運上茂樹氏、橋木県戸田栄治氏にも深く感謝致します。

レーザードップラ速度計を用いた振動計測では、東京大学工学部海洋工学科影山和郎教授、中央大学大久保信行教授には、機種選定段階から振動計測に至るまで有益な御助言を頂きました。株式会社竹中工務店技術研究所橋本嘉之氏には、レーザー振動計測に関する研究会を通して貴重な御意見を頂きました。また、東京大学大学院生依田秀則氏、鈴木大也氏、同学部生熊坂和宏氏とは、ともに計測システムの開発にあたり、終始御協力頂きました。そして、ピーアイ・ポリテック株式会社金井美一氏、酒井輝善氏、なかでもレーザー計測の師と仰ぐ須山昭彦氏には、計測技術に関する詳細な御意見を頂きました。

首都高速湾岸線における振動計測では、首都高速道路公団宮内課長、桜井順氏、株式会社道路エンジニアリング大森秀一所長には現場を提供して頂きました。また、中央道の振動計測では、日本道路公団試験研究所保全研究室本村均室長、金子謙一郎氏に現場を提供して頂きました。さらに、現場の振動計測では、株式会社東関東技術第二部長赤井公昭氏に橋梁工学全般に関する御指導を賜りました。その他にも、東京大学大学院生宇佐美哲氏、平栗和也氏、水口知樹氏には、現場に同行して振動計測にご助力頂きました。

維持管理全般を通して、フジエンジニアリング杉本政信専務取締役、BMC 阿部允社長には、数多くの御助言を賜りました。お二方の維持管理に対する熱意にはただただ頭が下がる思いで、深い感銘を受けました。

その他にも東京大学橋梁研究室の阿部哲子氏、中藤誠司氏には、研究のみならず、同期生として様々な局面で御協力頂きました。また、同研究室の井上孝氏、水野祐介氏には情報収集が円滑に行えるようにコンピュータ環境を整えて頂きました。榊野和也氏には、実験で数多くの議論、雑談をして頂きました。この方々のご協力なくしては、研究をまとめるには至りませんでした。深く感謝致します。

立命館大学小林祐士教授には、修士課程において風工学、振動工学のご指導を賜るとともに、博士課程においても折に触れ機会ある度に、研究の進行状況に対してお気遣いを頂きました。改めて心からの感謝の意を表します。また、当時から現在にかけてお世話になっている同期生の駒井鉄工株式会社小川路加氏、京都市役所小田宏一氏、片山ストラテック株式会社奥村学氏、酒井鉄工所桐生真司氏にも感謝致します。

最後に陰ながら、支えていただいた妻と両々親に最大限の感謝を捧げます。

平成 11 年 12 月 17 日 貝戸清之



Kodak
cm 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19

Kodak Color Control Patches

© Kodak, 2007 TM Kodak



Kodak Gray Scale



© Kodak, 2007 TM Kodak

A 1 2 3 4 5 6 M 8 9 10 11 12 13 14 15 B 17 18 19

