

Vibration monitoring and Vibration serviceability of Bridges for Performance-Based Design

概 説

近年、橋梁の性能照査は、静的性能のみならず耐震性能や振動使用性など動的性能が多く要求される。本文では、性能照査型設計の動向や国際規格への対応などについて概説している。さらに、性能評価型照査に向けた橋梁の要求性能と使用性を評価するひとつの方向として、動的振動問題を掲げ、橋梁振動モニタリングと動的解析モデルのモデル化等の手法とその構築について考察している。数値計算では、PC 床版を有する合成 2 主げた橋と損傷を受けた人道橋に関する振動モニタリングと振動使用性評価について取り扱い、その有用性を確認している。

松井義孝¹⁾



1.まえがき

近年、橋梁建設を取り巻く環境は、兵庫県南部地震を契機に耐震設計法の見直し、建設市場の国際化と連動する建設コスト縮減への要求など、急速に変化しつつある。それらは、巨大地震に対しても損傷を最小限に抑える耐震設計あるいは免震設計への取り組み、ライフサイクルコスト縮減を目指した製作、現場技術などの省力化など、従来の橋梁技術から脱皮しようと技術革新が展開されている。

最近では、建設コスト縮減への取り組みとして少數主げた橋の架設が進められている。2 主げた橋で代表されるこの複合形式は、PC 床版を用いることにより主げた間隔を広げ、主げた本数の少数化、そして断面の統一化により部材数の低減を可能としている。さらに、この複合橋梁は材料やコストの最小化を目指している。それらの合理化橋梁への動向は、橋梁自身の種々の荷重レベルにおいて限界状態を常に確認しておかなければならない。そのようなことが、性能照査型設計に向けた設計へと進まなければならない理由のひとつでもある。それは、橋自身の構造系の性能向上を目指した設

計法として期待されているゆえんでもある。

たとえば、振動問題における要求性能として、耐震性能、交通振動、地盤振動、環境振動などがある。その性能照査型設計の評価手法は、限界状態変形や振動使用性能などに用いられている。橋梁設計に用いられる性能照査型設計は要求性能を満足するために適切な動的解析モデルや解析手法の選定が極めて重要と言える。さらに、振動使用性の観点からも設計された構造物は、設計計画どおりの挙動を示すか否かを橋梁振動モニタリングによって確認することも重要である。

また、ライフサイクルコスト(LCC)は、維持管理を含めた構造物の経済的な評価の指標であり、要求性能と構造物の使用性が重要な要因でもある。さらに、橋梁の限界状態または終局状態において橋梁系全体モデルと周辺地盤や基礎の変形が一体となった橋梁の動的変形や振動性状を考慮する設計法が必然的に必要となってくる。歩道橋や道路橋の交通振動性能では、歩道橋の振動恕限度や道路橋の車両走行時の連成振動問題なども橋梁の使用性としての性能要求のひとつといえる。

1) 交通事業本部交通第 2 部 : 理事部長, 博士(工学), 技術士(建設部門), Matsui Yoshitaka

2. 性能照査型設計に向けて

2.1 道路橋の性能照査型設計への移行の背景

近年、橋梁建設における性能照査型設計についての議論が盛んになってきている。道路橋示方書の改訂は、平成5年、平成8年と、それぞれ設計活荷重(25トン)、および兵庫県南部地震を受けて耐震設計に関して改訂されてきた。さらに、今後も道路橋示方書の改訂に向けて、設計技術の競争力をを目指した設計基準にすべきであるとの論議が展開されつつある。技術競争力を高めるために、国際化への対応としてISOにおける技術基準の国際統一化の動きが大きな背景にある。

また、橋梁構造物への対応として、利用者の要求が多様化し、コスト面のみならず、構造形式、景観、環境との調和などへの対応が不可欠となるとともに、これらを実現するためにVE,DE,PFIなど、発注、契約方法も種々検討されている。しかしながら、平成8年度版以前の道路橋示方書では、仕様規定によって工法を限定するような印象を与えるため、新たな試みに対して障害になっていると解釈される。ライフサイクルコストの面からみれば、維持管理や耐久性能として、より利便性のある橋梁の維持管理設計にシフトし、新設橋梁の設計時においても耐久性の高い性能設計や補修、補強設計の容易さなどが要求されると思われる。建設コスト縮減の面では、新技術、新工法の導入、技術競争力、さらに耐久設計など橋梁マネージメントの観点からライフサイクルコスト縮減に関する議論も高まりつつある。

そこで、性能照査型設計を用い橋梁の性能について数式化するならば、下式に置き換えることができる。たとえば、これまでの強度を中心とした許容応力度法に対して確保すべき橋梁の要求性能 Q_s (安全性、機能性、使用性、耐震性、耐久性、施工性、対疲労性など)を先に定め、設計された橋梁の保有性能 Q_r が次式で示すように、ある確率変数のもとで性能照査する設計方法となる。

$$Q_s < Q_r$$

ここに、 Q_s : 要求性能、 Q_r : 保有性能である。

2.2 性能照査型設計に向けた国際規格とその取り組み

WTO(世界貿易機構)によれば加盟国政府間に調達される土木構造物は、国際規格に基づいた技術基準によらなければ国際協定違反なることが推察される。昨今のISO(国際標準化機構)は、ISO9000(品質管理システム)、ISO14000(環境監査システム)などは周知の通りである。我々土木分野のISO活動は、専門委員会(TC)を通して多くの関係者が活躍されている。土木に関する45のTCのうち特に、TC71(コンクリート・RC・PC)、TC98(構造物の設計基本)、TC167(鉄骨構造等)、TC182(土質基礎構造)、TC108(機械振動と衝撃として橋梁振動が扱われている)などがある。

ISO2394では、構造物の信頼性に関する一般原則を記している。そのまえがきに、目的として「本国際基準は、あらゆる種類の材料およびその組み合わせによる、すべての建築物と土木構造物の使用と建設に関する設計のルールを明らかにするための共通の基礎を定めている」と記されている。その基準の構成は、第1章範囲、第2章定義、第3章記号、第4章要求条件および概念、第5章限界状態設計の原則、第6章基本変数、第7章解析モデル、第8章設計の原則、第9章部分係数による設計法、第10章既存構造物の評価からなっている。

さらに、ISO3010では、構造物の地震作用に関する事項である。性能照査型設計は、与えられた外的条件に対して目標性能を満足することにある。たとえば、橋梁の耐震性能を例として取り上げると橋梁の耐震性能は以下の3つ分けられる。

耐震性能1としては、橋梁の健全性能を損なわない。それは、落橋に対する安全性を確保すること。このための限界状態は、基本的に損傷が生じず、橋梁全体としての力学特性や振動特性が地震によって変化しないことを考慮する必要があると思われる。

耐震性能2としては、橋梁としての機能の回復をより速やかに行うために限定された損傷に留める。それは、落橋に対する安全性を確保することと、地震後橋梁としての機能を、速やかに回復することにある。このための限界状態は、部材の塑性化を考

慮するか、否かによって限界状態が異なる。塑性化を考慮した設計を行う場合には、塑性化を考慮した部材に塑性変形が生じているが、その部材が保有する塑性変形性能に対してまだ余裕があり、修復が困難な残留変形が生じない状態といえる。この場合には、塑性化させる部材として確実にエネルギー吸収を図ることができ、かつ修復を行うことが容易な部材を選定するとともに、地震時に確実にその部位のみが塑性化するようにしなければならないことが性能設計として明確にできる。また、塑性化を考慮しない設計を行う場合には、脆性的な破壊が生じない状態を限界状態とする。

耐震性能3としては、致命的被害を防止する。それは、速やかな機能回復は困難な場合もある、よって撤去、再構築も想定される。そのための限界状態は、塑性化を考慮した部材に塑性変形が生じているが、その部材が保有する塑性変形性能を超えない状態とする。

3.橋梁振動モニタリング

橋梁振動モニタリングとは、単に橋梁の振動を計測するのみではなく、その計測結果を基に構造物の設計、施工、維持管理に関する有用な知見を得ることを目指すものである。本節は、筆者が土木学会構造工学委員会橋梁振動モニタリング小委員会委員として「橋梁振動モニタリングのガイドライン」の作成に携わらせていただき、多くの関係委員のご意見、ご指導や知見を賜ったものである。それらの、細部を知りたい方には、ぜひ「橋梁振動モニタリングのガイドライン」のご一読を勧めるものである。さて、性能照査型設計に関する橋梁振動モニタリングの関係は、安全性、使用性、環境適合性などがあり、それらについて概説する。

安全性に関する設計は、建設時あるいは供用時に種々の設計荷重や構造特性を保有するための振動モニタリングなどが必要とされる。たとえば、設計荷重、固有振動特性、動的解析、耐風設計や疲労設計である。設計荷重では、一般的には関係基準に定められているが、地震、風、疲労および周辺地盤の影響がある。既設橋梁の架け替えのような場合、車両交通量の調査や疲労のために実荷重

の把握さらに、路面凹凸と特性も調査として有効である。固有振動特性では、安全性設計の一環として静的設計と動的設計がある。耐風設計では、固有振動特性などによって与えられた推定式を用いた照査から、動的耐風安定性が充分であると判定されない場合、それらに対する追加検討がなされる。その際、動的な耐風安定性の追加検討は、静的設計における構造モデルの固有振動特性に適合させた部分模型、または、全体模型による風洞模型実験が行われる。疲労設計では、耐疲労性が問題となる可能性のある橋梁については構造設計において適切な手法による疲労設計が行われ、振動特性をもって疲労性が確認される。

使用性に関する設計では、使用性に関する所要の構造性能を確認するために、振動モニタリングが用いられる。すなわち、構造設計において振動モニタリングの結果が、歩行者の振動感覚や車両の走行性と乗り心地など、橋梁の利用者の振動使用性を検討するために必要に応じて適用される。歩道橋などでは、歩行者の振動感覚の検討は、応答振幅の大きさで行われる。一方、車両の車軸および乗員、乗客の座席における応答振幅の大きさで、それぞれ具体的に判定される走行性、および乗り心地に路面の凹凸の大小と関係づけて検討される。これらの動的解析にあたっては、路面凹凸のモデル化、車両のモデル化、歩行外力のモデル化が応答結果に影響する。

環境適合性に関する設計では、周辺環境への影響に関し橋梁の構造性能を確保するためにも振動モニタリングの係わりが重要となってくる。環境振動では、適切な手法を用いて動的解析を行えば車両走行にともなう環境振動の発生の範囲と、その応答振幅のレベルを予測することができると思われるが、走行荷重、路面凹凸特性、周辺地盤のモデル化および減衰特性の設定が大きく影響を及ぼすことになる。また、環境に関係するその他要因として騒音や風向などがある。

4.橋梁の振動使用性

橋梁の設計では、供用中における使用性に関し、所定の構造性能が確保されなければならない。

このような使用性を確認するためには橋梁振動に関するモニタリングが必要と思われる。すなわち、振動モニタリングの結果、歩行者の振動感そこで、橋梁の使用性を確認するためには、設計時あるいは供用時において変位、変形、振動数や車両の走行性や乗客の乗り心地、などの利用者の振動使用性に関する検討が必要とされる。

そして損傷などについて橋梁自身の機能性が確保されているかを検討し、また広くは有害振動（騒音、地盤振動、低周波空気振動）や日照などの橋梁の周辺環境に及ぼす影響の検討、維持管理の容易さ、さらに橋梁の線形、美観、景観、都市空間機能の中における役割や位置付けの検討なども含まれるものと考えられる。

プレートガーダー橋の振動使用性は、対象とする歩道橋や車道橋に対する振動源として人の動き、自動車の走行、さらに風や地震などに左右される。それらの性能評価としては、従来は部材強度などに基づいて検証されていたが、近年はそれぞれ歩行者の振動感覚、自動車の走行安定性や乗り心地などを考慮したものが用いられている。この性能を確保する手段としては、周期外力に対する橋梁の共振を避けることや、使用状態における橋梁または橋梁上の車両などの応答（加速度、速度、変位、その他の指標）を一定限度値以下とする。また車両の走行や歩行者による振動のほかに、風などによる振動も無視できない。「道路橋耐風設計便覧」では、渦励振の許容振幅に関して使用性、初通過破壊、疲労破壊の3つの限界状態に対して設定される必要があるとしている。以降、振動使用性について既往の研究などを参考に概説する。詳しくは、参考文献に掲げてある関係論文を必読されたい。

(1) 歩道橋

歩道橋は、設計活荷重が小さいため、一般にスレンダーで剛性が小さく振動しやすい構造である。一方、歩行などによるリズミカルな人間の動きは、周期的な外力となり歩道橋を大きく振動させる原因となり得る。このため、歩行者に対して、振動に起因する不快感や不安感を与えないようになる必要がある。既往の研究では、振動源として歩行者の特性（歩調、歩行衝撃力）、振動感

覚（恕限度）、設計法（照査法）、実橋評価、応答解析（解析法、減衰定数）などが検討されている。

振動感覚（性能評価基準、恕限度）としては、梶川らの報告によると人間の感覚を等感覚曲線で表すのは計量心理学の一般的手法として示している。それらには、Meister らによると変位振幅と振動数の関係、また三輪らは、振動加速度レベル(dB)と振動数との関係から述べている。これらは、全身振動による影響に関する研究であるが、歩道橋などの橋梁上における振動感覚に着目した研究として別に行われている。それらは、70年代までのものについて梶川らによりまとめられ、Blanchard らの研究など数グループのものが紹介されている。しかし、そこに示されている研究の多くは、既往の等感覚曲線を用いたものである。それらに対して、梶川らは橋梁振動の特徴として、隣接した数個の低い振動数を含む不規則振動であること、歩行者や歩行車両に生じる振動は車両や飛行機などの振動に比べてはるかに小さいこと、橋梁上において歩行者はすわったり、緊張して立つことはほとんどなく、リラックスして立つか歩いていること、歩行者が振動を受けている時間は比較的短いことなどを指摘し振動台を用いた歩行者の心理的影響について計量的な研究を行っている。

小堀らによる振動台試験では、振動の継続時間を8秒、振動数の範囲を1~10Hz最大振幅を5mmとして、計量心理学の手法であるマグニチュード推定法（等量判断）と系列カテゴリ法（等質判断）の2種類の方法により弛緩した立位の場合と歩行位の場合の結果を示している。マグニチュード推定法では、基準振動として振動数3Hz、変位振幅1mmと正弦波を用い、刺激Sを変位振幅aと円振動数 ω^m の積($S=a \cdot \omega^m$)として、変位振幅と振動数との関係（歩行位：1.0、弛緩立位：1.4）で示した。さらにマグニチュードと刺激Sとの関係から特性指数を求めている。一方、系列カテゴリ法では、振動刺激を5つのカテゴリに分けて、その標定率をカテゴリーの閾値として求めている。これらから、等量判断と等質判断の結果が一致し、各カテゴリーの閾値を一定の速度

振幅で表すことが妥当であること、各カテゴリーとマグニチュードとの関係を導いている。さらに、評価尺度として振動刺激として振動速度の実効値を用い、マグニチュード推定法から得られた諸値より振動の大きさ VGL (dB) を求めている。

西脇による実橋を用いた研究は、小堀らが求めた VGL と歩行者的情緒レベルカテゴリを用いて検討を行い、それぞれのカテゴリから累積曲線の 50% の値を求めていている。これにより、カテゴリ 1 を恕限度とするならば、歩行中および静止中の VGL は、それぞれ $0.36, 0.16$ ($v_{ms}=0.50, 0.22$ cm/s) であるとしている。

小幡は、振動台(長さ 12m の単純けた)を用いた 2 シリーズの試験を行っており、振動の継続時間は明示されていないが、振動数の範囲を 0.5 ~ 12Hz、最大振幅を 5mm(支間中央)として、系列カテゴリ法により歩行位の場合の振動感覚と感覚量を求め、ファジィ推論による感覚量に対する解析を行っている。

(2) 道路橋

道路橋の振動特性は、自動車の走行により動的な荷重が加わり振動が発生する。この振動に対して、自動車の走行安定性および乗り心地を確保することや側道上の歩行者に不安を与えないようにすることが必要となり、これらが道路橋の振動使用性上の問題として大別される。一般的な道路橋において、振動が過大で車両の走行安定性や乗り心地が問題となることは少ない。ただ、吊橋や斜張橋あるいは支間長 200m を超える連続した橋などの長大橋では、比較的頻度の高い風速 10~20m/s 程度の風で発生する渦励振により振動使用性が問題となる場合もある。一方、中規模の道路橋においても車両走行により道路橋の振動が大きくなつて、そこを渡る歩行者に不快感や不安感を与えることがある。これは、橋梁が高強度材料の使用によって軽量化したわみやすくなつていると共に車両大型化とそのような重量車の増加によって大きな振動の発生が高くなつていると考えられている。

星谷らは、2 車線単純支持けたを対象として、上下線独立の定常ポアソン過程に従い到着する走行荷重列による解析および 3 種類の車両(1

自由度モデル)と車道占有率、橋面凹凸などを考慮した感度解析を行い、刺激量(振動速度の実効値)は走行荷重の到着率の平方根に比例し、重量の二乗平均に比例するとしている。また、刺激量と速度、曲げ剛性、減衰定数、到着率、車重の二乗平均平方根との関係をそれぞれ求めている。

小堀らは、中小支間の橋梁において大型車が数台同時に載荷することは希とし、基本的な検討として 1 台の走行車両に対する不規則振動手法を用いた、モーダル解析(走行車両は 2 自由度の振動モデルとし、橋面凹凸を考慮)としてランガーゲた橋を対象として、応答速度とスパンおよび活荷重による最大たわみ比との関係、固有振動モードが与えられた場合に適用する応答速度の二乗平均スペクトルを求めている。

梶川は、長スパンの橋梁については大型車の同時載荷の可能性があるとし、実橋の交通量調査により載荷確率を求め解析による動的応答の二乗平均スペクトルに基づき非使用性確率を導いている。

川谷や小林は、2 自由度振動系でモデル化した車両(大型ダンプトラック)と曲げねじり振動を考慮した構造モデルの連成解析法により、スパン 40m のけた橋のモーダル応答解析を行い、橋面凹凸の影響が大きく、橋梁端に位置する側道において、場合によっては恕限度を超える大きな応答が生じるとしている。それら種々の解析から、路面凹凸を有する走行荷重下の動的応答に關し、橋梁と車両の連成ならびに車両の移動に伴う非定常性をともに考慮できる不規則振動応答解析法を提案し、さらに曲げとねじりの連成効果まで言及している。

5. 橋梁の連成振動問題

2 主げた橋で代表されるこれらの橋梁形式は、PC 床版を用いることにより主げた間隔を広くし、主げたの少量化と断面の大型化により部材数の低減を可能としている。さらに、製作工数を減少させ経済性を高めるため、鋼主げた断面の腹板補剛材の省略、対傾構や横構などの二次部材

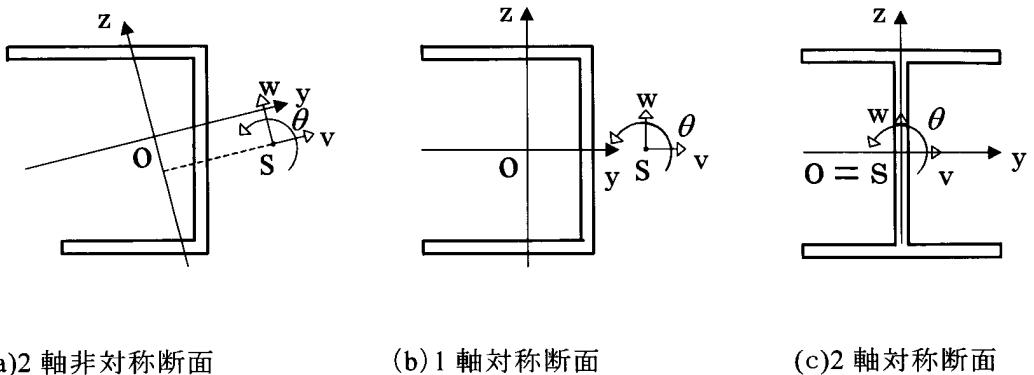


図 1 薄肉断面はりの図心とせん断中心の関係

を省略する傾向にある。このような、PC 床版と鋼主げたとの複合化が進むにつれて、その動的応答性状も複雑になることが予想される。そこで、構造物の動的応答を正しく評価するためには、固有振動数ならびに固有振動モードを低次から高次振動モードまで精度よく計算することが重要な課題であるといえる。

一般的に、2 軸対称断面を有する部材要素より構成される構造物の固有振動解析においては、部材断面の図心とせん断中心が同じ位置にあることから、面内および面外の主軸回りの曲げ振動とねじり振動との連成振動は生じない。しかし、実際の薄肉プレートガーダー橋では、横断勾配を有し、薄肉断面の鋼主げたが用いられることが多い、必ずしも2 軸対称断面とは限らない。このような 2 軸非対称断面の薄肉プレートガーダー橋は、図心とせん断中心の位置が異なることにともない、直交二方向の主軸回りの曲げ振動とねじり振動とが連成する、いわゆる三重連成振動問題が発生する。

5.1 連成振動解析

一様な等断面を用いた 2 軸対称断面を有する薄肉プレートガーダー橋を対象に述べる。それらは、断面の図心とせん断中心が一致するため、縦振動と y 軸方向と z 軸方向への曲げ振動、およびねじり振動はそれぞれ独立している。しかし

一般に構造物を構成する構造部材には、薄肉断面部材が用いられることが多い。非対称性を有する薄肉断面部材では、図心とせん断中心とが一致せず、曲げ振動とねじり振動とが連成して発生する。これは、部材の変形が曲げに対しては断面の図心(O 点)、ねじりに対してはせん断中心(S 点)に関して発生するためである。曲げとねじりの連成振動は図 1 に示すような断面の非対称性により図心とせん断中心の関係として次の 3 種類が考えられる。

(1) 三重連成振動

断面が図 1 (a) のように 2 軸非対称断面の場合には、 y 軸と z 軸まわりの曲げ振動と、せん断中心まわりのねじり振動とが連成する。

(2) 二重連成振動

断面が図 1 (b) のように 1 軸対称断面の場合には、 y 軸まわりの曲げ振動が、せん断中心まわりのねじり振動と連成する。

(3) 非連成振動

断面が図 1 (c) のように 2 軸対称の場合には、断面の図心とせん断中心が一致し、2 つの主軸まわりの曲げ振動とねじり振動が互いに独立に存在する。

5.2 固有振動モードの連成度評価

2 軸非対称断面を有する薄肉プレートガーダー橋の図心とせん断中心との偏心量を考慮に入れた固有振動解析を行うと、曲げ振動とねじり振動とが連成した複雑な固有振動モードが現れる。三重連成振動問題では支配的な固有振動モードを判定することが困難な場合がある。そこで、モード連成状態を判定する指標として、新たにモード連成比の算定式を提案する。モード連成比とは、1節点7自由度を有する各固有振動モードの中で、それぞれの変位振幅が全体の変位振幅の総和に対して占める割合を数値的に表すパラメータであり、次式によって定義される。たとえば、第*i*次固有振動モードのx軸方向変位のモード連成比は次のように表される。

$$\phi_{xi} = \sum_{j=1}^{nodt} \sqrt{u_{ij}^2} / sum \times 100\% \quad (1.a)$$

$$\phi_{yi} = \sum_{j=1}^{nodt} \sqrt{v_{ij}^2} / sum \times 100\% \quad (1.b)$$

$$\phi_{zi} = \sum_{j=1}^{nodt} \sqrt{w_{ij}^2} / sum \times 100\% \quad (1.c)$$

$$\phi_{\theta xi} = \sum_{j=1}^{nodt} \sqrt{\theta_{xij}^2} / sum \times 100\% \quad (1.d)$$

$$\phi_{\theta yi} = \sum_{j=1}^{nodt} \sqrt{\theta_{yij}^2} / sum \times 100\% \quad (1.e)$$

$$\phi_{\theta zi} = \sum_{j=1}^{nodt} \sqrt{\theta_{zij}^2} / sum \times 100\% \quad (1.f)$$

$$\phi_{\theta wi} = \sum_{j=1}^{nodt} \sqrt{\theta_{wij}^2} / sum \times 100\% \quad (1.g)$$

$$sum = \sum_{j=1}^{nodt} (\sqrt{u_{ij}^2} + \sqrt{v_{ij}^2} + \sqrt{w_{ij}^2} + \sqrt{\theta_{xij}^2} + \sqrt{\theta_{yij}^2} + \sqrt{\theta_{zij}^2} + \sqrt{\theta_{wij}^2}) \quad (1.h)$$

ここで、 ϕ_{xi} 、 ϕ_{yi} 、 ϕ_{zi} 、 $\phi_{\theta xi}$ 、 $\phi_{\theta yi}$ 、 $\phi_{\theta zi}$ 、 $\phi_{\theta wi}$ はそれぞれx軸方向変位、y軸方向変位、z軸方向変位、x軸回りの回転角、y軸回りの回転角、z軸回りの回転角およびねじり率に関するモード連成比であり、*nodt*は全節点数を表している。また、 u_{ij} 、 v_{ij} 、 w_{ij} 、 θ_{xij} 、 θ_{yij} 、 θ_{zij} 、 θ_{wij} は*i*次モードベクトルにおける節点*j*のx、y、z方向変位、x、y、z軸まわりの回転角、およびねじり率である。

6.数値計算

6.1 合成2主げた橋

本項の数値解析例として、PC床版を有する少數主げた橋を取りあげる。本例は、横断勾配を有する2軸非対称断面であり、PC床版を有するため左右のけた高が異なることにより、図心、せん断中心や重心の位置が異なることに伴い、直交二方向の主軸回りの曲げ振動とねじり振動とが連成する、いわゆる三重連成振動問題が発生することとなる。さらに、薄肉断面部材よりなる構造物の固有振動解析では、そりねじり変形の影響を無視することはできない。

そこで、それらの特殊挙動を把握するための動的振動解析として、図心とせん断中心との偏心量を考慮し、けた部材要素の両断面内における座標変換により考慮し、2軸非対称断面を有する合成2主げた橋の三重連成振動について検討する。また、図心と重心との位置が異なる合成2主げた橋の固有振動特性を調べ、その偏心量の影響を調べる。また、集中質量法、整合質量法および連続質量法、シェル要素解析による異なる数値解析法によって計算を実施し、その固有振動特性と得られた固有振動数の精度について比較検討し、それらの異なった解析法が動的解析モデルのモデル化としての有用性について検討する。さらに、複雑な三重連成振動モードの中で、支配的なモードを判別する一つの指標として、モード連成比の算定式により、2主げた橋の三重連成振動モードの連成度について明らかにする必要がある。

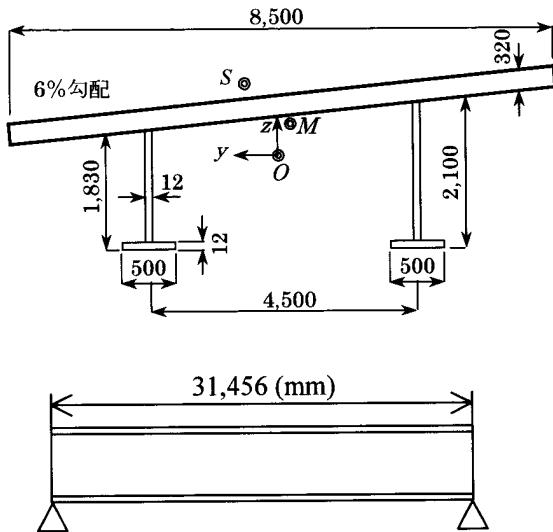


図2 解析モデル(2軸非対称合成断面)

表1 断面諸元および各点の座標値

$A(\text{m}^2)$	4.488×10^{-1}
$I_y(\text{m}^4)$	1.062×10^{-1}
$I_z(\text{m}^4)$	2.644×10^0
$J(\text{m}^4)$	2.737×10^{-4}
$C_w(\text{m}^6)$	5.069×10^{-1}
$w(\text{kN/m})$	3.453×10^1
図心O	(0.000, 0.000)
せん断中心S	(0.321, 0.312)
重心M	(-0.008, 0.205)

6.1.1 数値解析モデル

図2に示す解析モデルは、PC床版と2軸対称断面を有する単純合成2主げた橋である。断面構成は、鋼材の板厚12mm、PC床版厚32cmであり、支間長は31.5mである。また、有限要素法における要素分割数は12分割とする。断面諸元および図心Oせん断中心S、重心Mの座標値(y, z)を表1に示す。表1からわかるように図心、せん断中心および重心が一致せず、曲げ振動とねじり振動とが連成することが予想される。つまり、2軸非対称断面の場合 y 軸と z 軸回りの曲げ振動とせん断中心回りのねじり振動とが連成し、いわゆる三重連成振動問題となる。一般的な鋼断面では、断面の図心と重心とが一致しているため、図心を解析節点とすれば同一節点において剛性マトリックスと質量マトリックスが形成される。本例のような合成断面においては、図心と重心が異なっているため断面内の解析節点に図心と重心とのずれが生じ、得られる固有値に誤差を生じることが考えられる。薄肉断面部材要素の両端断面上の任意点を新しい節点とする剛性マトリックスと質量マトリックスを作成することによって、断面内の同一節点として解析可能とさせている。

数値計算においては、図心と重心およびせん断中心の異なる合成断面を有する2主げた橋の固有振動特性を明らかにし、これらの偏心量が固有値にどの程度影響するか調べる。さらに、式1で提案した三重連成振動解析および、モード連成比の有用性について検討する。また、シェル要素解析によって得られる結果とけた要素解析とを比較し振動使用性能ならびに動的解析モデルの適用について考察する。

6.1.2 けた要素による固有振動解析

図2に示す合成断面を有する単純支持げた橋について数値計算を行った。数値計算は、解析節点を図心O、せん断中心Sおよび重心Mの3点とし、さらに図心と重心とのずれを考慮する場合と考慮しない場合について比較検討を行った。求められた固有振動数は、表2に示すとおりである。表2にはそれぞれの点を解析点に選んだ場合について、10次モードまでの固有振動数(Hz)を示している。また括弧内の値は、図心と重心とのずれを考慮せずに、図心を節点とした場合の固有振動数に対する、他の節点の固有振動数との誤差(%)を示している。

表 2 各点を解析節点とした場合の固有振動数 (Hz)

振動モード	解析節点の位置					
	図心O		重心M		せん断中心S	
	節点のずれの影響	節点のずれの影響	節点のずれの影響	節点のずれの影響	節点のずれの影響	節点のずれの影響
考慮しない	考慮する	考慮しない	考慮する	考慮しない	考慮する	考慮しない
T1	3.462 (0.000)	3.462 (0.741)	3.487 (0.741)	3.487 (1.622)	3.518 (1.622)	3.518 (1.622)
V1	3.945 (-0.021)	3.944 (-0.021)	4.212 (6.761)	4.212 (6.774)	4.504 (14.163)	4.505 (14.192)
T2	13.741 (-0.001)	13.741 (-0.641)	13.829 (-0.641)	13.829 (0.639)	13.964 (1.622)	13.964 (1.622)
V2	15.781 (-0.081)	15.768 (-0.172)	15.754 (-0.172)	15.741 (-0.256)	15.718 (-0.400)	15.705 (-0.484)
H1	19.684 (0.000)	19.684 (0.000)	19.684 (0.000)	19.684 (0.000)	19.807 (0.622)	19.806 (0.620)
T3	30.879 (-0.003)	30.878 (-0.003)	31.083 (0.659)	31.082 (0.657)	31.380 (1.622)	31.380 (1.622)
V3	35.514 (-0.173)	35.453 (-0.173)	35.748 (0.658)	35.696 (0.512)	36.043 (1.487)	35.996 (1.355)
T4	54.898 (-0.005)	54.896 (-0.005)	55.239 (0.621)	55.235 (0.614)	55.789 (1.622)	55.789 (1.622)
V4	63.171 (-0.290)	62.988 (-0.290)	62.249 (-1.460)	62.024 (-1.816)	61.025 (-3.398)	60.802 (-3.751)
H2	78.741 (0.000)	78.740 (0.000)	78.738 (-0.003)	78.737 (-0.005)	76.733 (-2.550)	76.809 (-2.454)

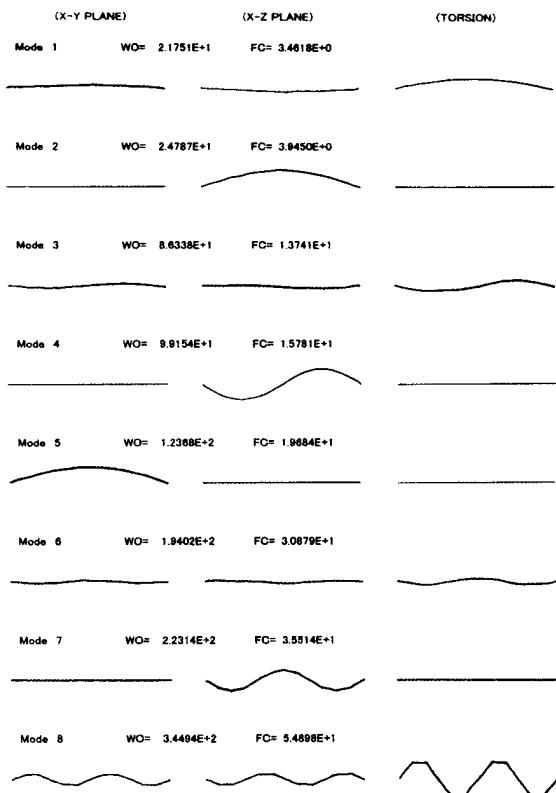


図 3.1 図心を解析節点にした場合の固有振動モード

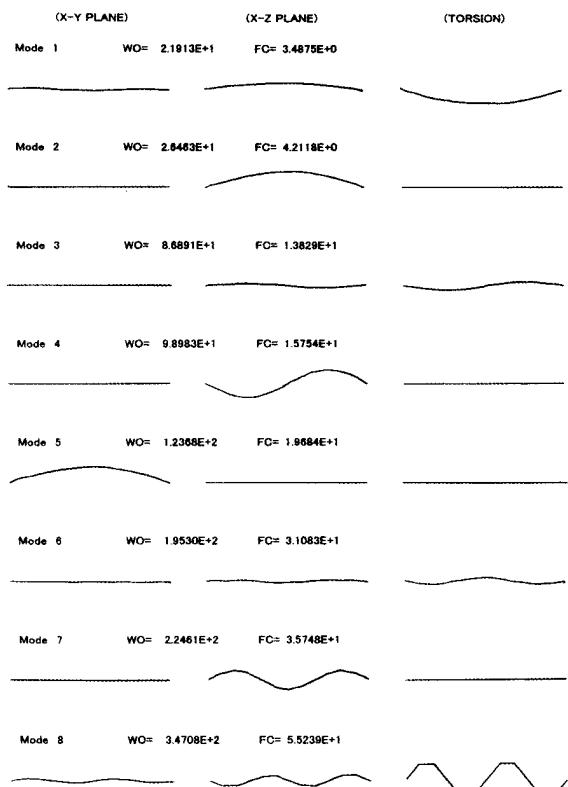


図 3.2 重心を解析節点にした場合の固有振動モード

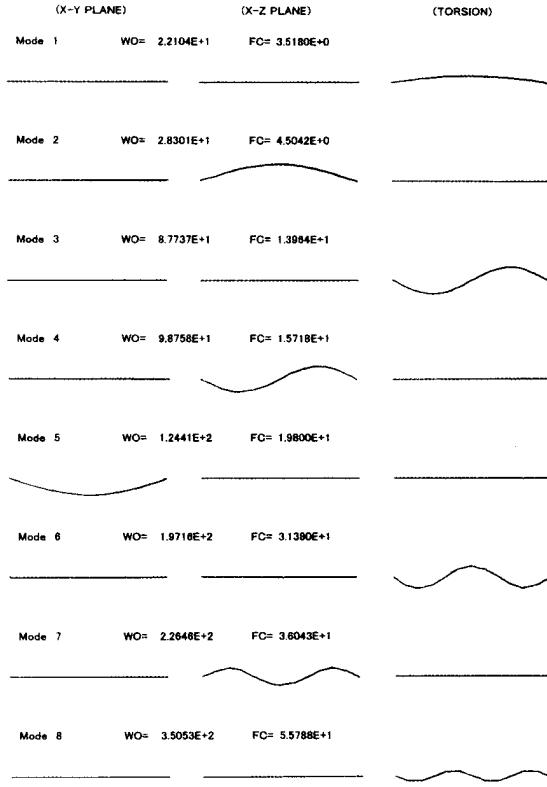


図 3.3 せん断中心を解析節点にした場合の固有振動モード

固有振動モードの形状は、表 2、図 3.1～3.3 を用いて考察する。図心、重心、せん断中心の水平振動モード H、鉛直振動モード V およびねじり振動モード T は、表 2 と図 3.1～3.3 では各モード次数において、合致した振動モードであることがわかる。表 2 では、ねじり振動モード T1、T2、T3、T4 が、第 1 次、第 3 次、第 6 次、第 8 次モードに現れている。図 3.1 と 3.2 の解析点を図心と重心にとる場合の T1～T4 は、水平振動モード H および鉛直振動モード V と連成していることが確認できる。しかし、図 3.3 のせん断中心を解析点としたケ-スでは、ねじり振動モードが他の振動モードと連成せず独立していることがわかる。一方、表 2 の鉛直振動モード V1、V2、V3、V4 が、第 2 次、第 4 次、第 7 次に現れている。図 3.1～3.3 に示す鉛直振動モード V1、V2、V3 は、他の振動モードと連成せず独立していることが確認できた。表 2 では、水平振動モード H1 モード、H2 モードが、第 5 次、第 10 次モードに現れている。図 3.1～3.2 に示すように、H1(第 5 次)の水平振動モードは、他の振動モードと連成せず独立しているにことが確認できた。図 3.3 の解析点をせん断中心とした場合の水平振動 H1 は、他の振動モードと連成せず独立していることが確認できる。しかしながら、縦振動と連成することが想定でき、その解決として後述するモード連成比の中で確認する。

表 2 に示された各解析点における固有振動数について考察する。解析節点を図心とし、図心と重心のずれを考慮した場合と考慮しない場合の固有振動数は、高次モードにおいて若干相違があるもののいずれも 1% 未満であり、そのずれによる固有振動数の影響は小さいと思われる。

一方、重心 M を解析節点とした場合のずれによる固有振動数の差異は、水平振動モード(H1、H2)ではほとんど誤差が無く、ねじり振動モード(T1、T2、T3、T4)でほぼ同程度の誤差であるがその誤差は小さい。これに対し、鉛直振動モード(V1、V2、V3、V4)では、誤差が他のモードに比べて精度の幅にばらつきがみられる。さらに、解析節点を図心にした場合に比べると鉛直モード V1 で 6.76%、V4 で 1.46% と比較的大きな誤差がみられ、鉛直振動モード以外はおよそ 0.7% 以下の誤差である。

また、せん断中心 S 点を解析節点とした場合についても、ずれによる固有振動数の誤差は、重心 M を節点にとった場合と同様の傾向が認められ、その値は重心の場合と比較して全体的に大きな誤差を示した。水平振動モード(H1、H2)では誤差が小さく、ねじり振動モード(T1、T2、T3、T4)では、解析結果が一致している。これに対し、鉛直振動モード(V1、V2、V3、V4)では、他のモードに比べて精度の幅にばらつきがみられた。さらに、解析節点を図心にした場合に比べると、鉛直 1 次モードでは比較的大きな誤差がみられる。このことから、図心 O からの偏心距離が大きくなるほど固有振動数の誤差が大きくなるものと思われ、偏心の大きな断面形状では図心と重心とのずれを考慮した解析が必要であるものと考えられる。

6.1.3 シェル要素による固有振動解析

シェル要素解析による固有振動数と固有振動モードを図 4(a),(b)に示す。解析モデルは、図 3 で示す 2 軸非対称合成断面げたである。このような橋梁モデルでは、床版部をソリッド要素にけた構造をシェル要素にモデル化する方法もあるが、本項では、主構造の動的挙動を主として把握することを目的として、PC 床版部分を鋼に換算してシェル要素モデルとしている。よって、PC コンクリート床版厚さ 0.32 m を鋼床板換算厚さとして 0.0457 m とする。鋼部材の材料定数は、 $E=2.0 \times 10^{11} [\text{N}/\text{m}^2]$ 、 $\nu = 0.3$ 、 $\rho = 7850 [\text{kg}/\text{m}^3]$ とする。境界条件は、両端ローラーとし支間中央で橋軸方向並進のみ固定とし、水平方向、ねじり方向は自由とする。総節点数は 693 点、総要素数は 640 要素である。さらに、床版の局部振動の発現を極力回避するために、補剛材、ブランケットの剛性を考慮する。計算プログラムは、NASTRAN を用いる。

図 4(a)、(b)のシェル要素モデルによる固有振動モードの判定は、NASTRAN のアニメーション機能より、振動モード形態を判定した。図 4(a)、(b)は、その静止画像として示した。シェル要素解析の固有振動モードは、ねじり振動モード(T1～T3)として第 1 次、3 次、6 次モードに現れ、はり要素の第 1 次、3 次、6 次とモード次数では合致した。しかし、シェル要素モデルでは、床版の片勾配や左右の

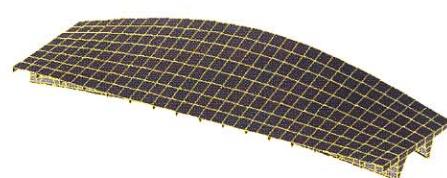
主げた高の相違による非対称振動モードが確認できた。T3 モードでは、床版の局部振動が見られる。シェル要素とせん断中心のはり要素における固有振動数比は、T1 では 1.01、T2 では 1.22、T3 では 1.66 とはり要素が大きく現れている。鉛直モード (V1～V3) は、第 2 次、5 次、第 7 次に現れ、はり要素でも同様に、第 2 次、4 次、第 7 次である。シェル要素のモードでは、けた高さなどによる主げたの鉛直方向振幅が大きく異なる非対称振動モードを確認できた。これは、けた高の異なる 2 主げた橋の特徴と考えられる。シェル要素と図心のはり要素における固有振動数比は、鉛直振動モード (V) では 1.2 でシェル要素が大きく、V2 では 1.12、V3 では 1.52 とはり要素が大きく現れていた。水平モード (H) は、第 4 次、8 次に現れ、はり要素では第 5 次、10 次モードに現れていた。水平振動に関する橋端部拘束条件を、x,y 軸とねじりに関して自由と設定したために橋端部に局部振動が現れたものと考えられる。

以上のことから、シェル要素解析とはり要素モデルにおいて、低次モード、とりわけ基本固有振動モードレベルでは整合が図れているものと考えられる。シェル要素解析では、モード次数が増えるにつれて床版の局部振動が発生しやすいことがわかった。また、複雑な構造形態になるほど、節点数が多くなり計算入力などの関係から煩雑に悩まされる。その観点から、シェル要素解析では部材構成に忠実な入力モデルを要求され膨大な節点数、要素数さらにより多くの拘束条件が要求される。しかしながら、はり要素モデルでは、3 次元要素部材を用い、最適な拘束条件と要素分割などにより、より厳密解に近い近似解が得られる。よって、そのような構造についても、今後もはり要素モデルの適用範囲が広く展開されるものと推察できる。

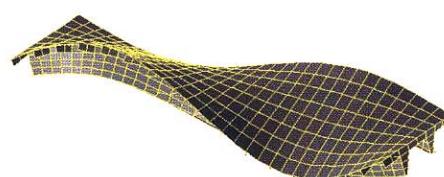
Mode1 $f = 3.456 \text{ Hz}$ (T1 ねじり 1 次)



Mode2 $f = 4.718 \text{ Hz}$ (V1 鉛直 1 次)



Mode3 $f = 11.441 \text{ Hz}$ (T2 ねじり 2 次)



Mode4 $f = 12.893 \text{ Hz}$ (H1 水平 1 次)

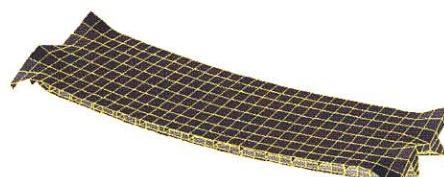
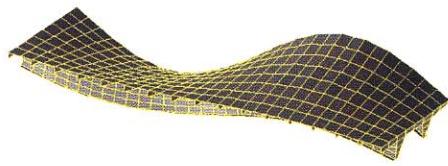
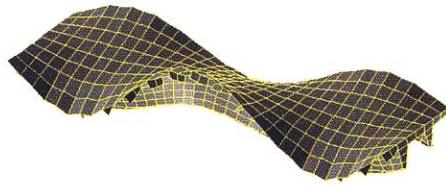


図 4(a) シェル要素解析による固有振動数と固有振動モード

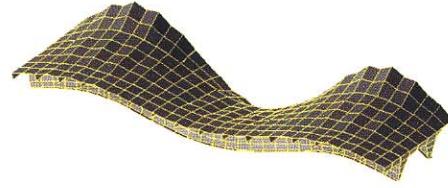
Mode5 $f = 14.065$ Hz(V2 鉛直 2 次)



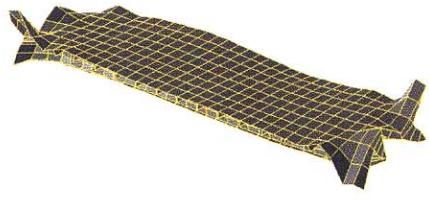
Mode6 $f = 19.097$ Hz(T3 ねじり 3 次)



Mode7 $f = 23.406$ Hz(V3 鉛直 3 次)



Mode8 $f = 27.536$ Hz(H2 水平 2 次)



Mode9 $f = 28.305$ Hz(局部振動)



Mode10 $f = 31.507$ Hz(局部振動)



左側の図は、モード形状を示す。右側の図は、初期状態を示す。

左側の図は、モード形状を示す。右側の図は、初期状態を示す。

図 4(b) シェル要素解析による固有振動数と固有振動モード

6.1.4 固有振動解析にともなうモード連成比

図2で示されているモデルは、曲げ振動とねじり振動が連成し、三重連成振動問題としての支配的な固有振動モードを判定することが難しくなることがある。

そこで、モード連成状態を数値的に判定する指標として、式1で提示したモード連成比を用いて計算する。図3では、図心、重心およびせん断中心を解析節点とした場合のモード連成比の計算結果を、それぞれ表3.1、表3.2および表3.3に示した。なお、解析には重心と図心とのずれを考慮した。

解析結果では、図心を解析節点とした場合は主軸回りの曲げ振動、つまりy軸回りの鉛直曲げ振動(ϕ_z と $\phi\theta_y$)およびz軸回りの水平曲げ振動(ϕ_y と $\phi\theta_z$)の ϕ_z 、 ϕ_y に90%を示し、かつ、 $\phi\theta_y$ 、 $\phi\theta_z$ に10%と示している。また、他の振動成分がほぼ0%となっていることがわかる。このことから、解析点を図心とした場合場合は主軸回りの曲げ振動が独立したモード形状で現れ、連成振動から曲げ振動のみを分離することができるものと考えられる。しかし、高次モードにおいては、縦振動成分やねじり振動成分など若干他のモードが連成しており、重心と図心のずれの影響により曲げ振動が完全には独立して現れていないものと考えられる。

重心を解析節点とした場合は、ねじり振動は、図心とせん断中心との偏心距離の影響を受けて複雑な固有振動モードとなっていることが、モード連成の複雑さから理解できる。

それらは、ねじり振動($\phi\theta_x$ と $\phi\theta_w$)と鉛直曲げ振動(ϕ_z と $\phi\theta_y$)が分離できていないことからわかる。T1、T2、T3、T4は、ねじり振動($\phi\theta_x$ と $\phi\theta_w$)が約67%、鉛直曲げ振動(ϕ_z と $\phi\theta_y$)が約22%程度を占め、さらに水平曲げ振動との連成状態がある。鉛直曲げ振動は、大半が ϕ_z と $\phi\theta_y$ を占めるが、微小ではあるが水平曲げ振動との連成状態がある。水平曲げ振動(ϕ_y と $\phi\theta_z$)は、微小であるが他モードと連成している。それは、水平振動モード(H1)は、独立しているもののH2モードでは連成状態にあることが理解できる。

解析節点をせん断中心とした場合は、ねじり振動($\phi\theta_x$ と $\phi\theta_w$)が完全に独立していることがわか

表3.1 図心におけるモード連成比(%)

	ϕ_x	ϕ_y	ϕ_z	$\phi\theta_x$	$\phi\theta_y$	$\phi\theta_z$	$\phi\theta_w$	Total
T1	0.0	17.3	17.7	55.4	1.8	1.9	6.0	100.0
V1	0.0	0.0	90.9	0.0	9.1	0.0	0.0	100.0
T2	0.0	15.8	16.1	50.5	3.3	3.4	10.9	100.0
V2	0.1	0.0	83.3	0.0	16.6	0.0	0.0	100.0
H1	0.0	90.3	0.0	0.0	0.0	9.7	0.0	100.0
T3	0.0	14.5	14.8	46.5	4.5	4.7	15.0	100.0
V3	0.1	0.0	76.8	0.1	23.0	0.0	0.0	100.0
T4	0.1	13.4	13.5	43.0	5.6	5.8	18.5	100.0
V4	0.7	0.0	70.9	0.1	28.3	0.0	0.0	100.0
H2	0.8	81.6	0.0	0.0	0.0	17.6	0.0	100.0

表3.2 重心におけるモード連成比(%)

	ϕ_x	ϕ_y	ϕ_z	$\phi\theta_x$	$\phi\theta_y$	$\phi\theta_z$	$\phi\theta_w$	Total
T1	0.1	6.3	26.9	58.6	1.2	0.7	6.3	100.0
V1	0.4	0.2	88.4	1.8	8.9	0.0	0.2	100.0
T2	1.4	6.1	18.4	56.8	3.8	1.3	12.2	100.0
V2	5.8	0.0	78.5	0.1	15.6	0.0	0.0	100.0
H1	0.0	90.2	0.0	0.0	0.0	9.7	0.0	100.0
T3	1.3	5.6	17.9	51.9	4.9	1.8	16.8	100.0
V3	5.6	0.0	72.4	0.2	21.7	0.0	0.1	100.0
T4	4.0	5.1	13.9	47.4	6.9	2.2	20.4	100.0
V4	16.9	0.1	58.8	0.6	23.4	0.0	0.2	100.0
H2	2.9	78.8	0.9	0.0	0.4	17.0	0.0	100.0

表3.3 せん断中心におけるモード連成比(%)

	ϕ_x	ϕ_y	ϕ_z	$\phi\theta_x$	$\phi\theta_y$	$\phi\theta_z$	$\phi\theta_w$	Total
T1	0.0	0.0	0.0	90.3	0.0	0.0	9.7	100.0
V1	0.8	1.2	69.0	0.0	8.9	0.1	0.0	100.0
T2	0.0	0.0	0.0	82.3	0.0	0.0	17.7	100.0
V2	8.5	0.0	76.2	0.0	15.2	0.0	0.0	100.0
H1	0.8	87.5	1.8	0.0	0.5	9.4	0.0	100.0
T3	0.0	0.0	0.0	75.6	0.0	0.0	24.4	100.0
V3	8.1	1.0	69.9	0.0	20.9	0.1	0.0	100.0
T4	0.0	0.0	0.0	69.9	0.0	0.0	30.1	100.0
V4	23.3	2.8	52.2	0.0	21.0	0.6	0.0	100.0
H2	27.7	43.2	14.2	0.0	5.7	9.4	0.0	100.0

る。また、水平曲げ振動(ϕ_y と $\phi\theta_z$)と鉛直曲げ振動(ϕ_z と $\phi\theta_y$)は、分離できていないことがわかった。このことは、ねじり振動はせん断中心軸を選択することにより、その連成効果を分離することができるものと考えられる。ただし、合成げたのような重心と図心のずれがある構造では、曲げ振動、ねじり振動とともに高次モードにおいて他の振動成分が連成し、完全には分離できないことがわかった。

6.1.5 本節のまとめ

数値解析例では、図心と重心およびせん断中心の3点の座標が異なっていることにより、図心と重心のずれが固有値や振動性状に与える影響について調べた。また、このモデルの特性として三重モード連成振動が現れ、モード連成比から連成振動の度合いを判定し、モード連成比の提案式の有用性を確認した。またシェル要素解析によって得られる結果と、けた要素モデルの結果とを比較検討し、振動使用性の観点から動的解析モデルの適用について考察した。

けた要素モデルによる固有振動解析では、図心と重心とのずれを考慮する場合と考慮しない場合の比較の結果、高次モードにおいてやや相違があるもののいずれも1%未満であることが判明した。このことから、断面内における図心と重心のずれの影響は、比較的小さい結果を得た。また、解析節点が異なる場合の固有振動数を比較した結果、図心から偏心距離が大きくなるほど固有振動数の相対誤差が大きくなり、偏心の大きな断面形状ではこのことを考慮に入れる必要があると思われる。解析節点の異なる場合のモード連成比を求めた結果、ねじり振動はせん断中心を、曲げ振動は図心軸を選択することにより、その連成効果を分離することができると思われる。ただし、2主げた橋のような重心と図心のずれがある構造では完全に分離できないモードもあると思われる。

シェル要素解析では、第1次固有振動モードにおいては、けた要素モデルと整合が図れていた。しかし、モード次数が増えるにつれて床版の局部振動が発生し、高次モードでは局部振動が卓越しモード形状の確認ができなかった。

動的解析モデルとして、けた要素モデルは、合成2主げた橋の交通振動や振動使用性に向けた有用性を示した。

また、シェル要素モデル解析から正確に固有振動数を求める場合は、大量な節点数、要素数および詳細な数値解析モデルの設定が要求される。シェル要素モデルの適用にあたっては、床版や腹板などの局部振動問題に適用することを示した。

6.2 損傷を有する人道橋の振動モニタリングと振動使用性

6.2.1 数値解析モデル

対象とした橋梁モデルは、3径間単純鋼2主桁人道橋である。橋長は89m、最大支間長は33.4mである。主桁はH形鋼で断面寸法は主径間でH900×300×16×28、側径間ではH700×300×16×28である。図5に主径間部分の概略断面図を示す。本橋の腐食損傷は中央径間において確認され、特に中央径間左岸側で著しかった。腐食は主桁腹板下部を中心に下フランジも腐食が見られた。これより、中央径間主桁における腐食損傷箇所の板厚減少幅を計測し、カバープレート補修前後の影響として振動モニタリングにより橋梁の使用性の判定を行う。

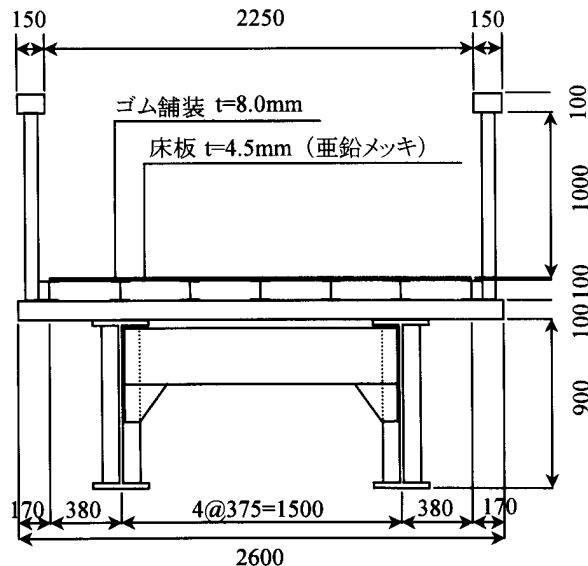


図5 概略断面図

表4 人道橋の諸元

橋梁形式	3径間単純鋼2主桁橋
径間割(mm)	27,025@33,390@27,025
橋長(mm)	88,340
主桁間隔(mm)	1,500
主桁 断面 形状 (mm)	844×16 (主径間) 652×13 (側径間) 300×28 (主径間) 300×24 (側径間)
腹板 形状 (mm)	
フランジ	

6.2.2 現場振動実験

本実験では低次固有振動数と動的応答特性を把握するために減衰自由振動実験および強制加振実験を実施する。表 4 に主な諸元を示す。

測定方法は、本橋の主径間を 6 分割し、支点上および支間 1/6 点～5/6 点の各点に加速度計を設置して動ひずみ計、A/D 変換ボードを介してパソコンに直接データを入力することにより加速度応答値を得た。1 次および 2 次固有振動数の測定に当たって減衰自由振動実験はそれぞれのモード形状を考慮し、前者は支間中央点、後者は支間 1/4 点において人間が跳躍し、橋梁を加振することにより実験を行う。また、強制加振実験においては荷重となる歩行者が電子メトロノームを携帯し、一定周期の発振音に歩調を合わせることによって加振を行う。水平方向の実験ケースとしては、支間中央点を中心とした位置で人間が高欄を押すことにより加振する減衰自由振動実験を行う。さらに、水平方向の強制加振実験としてモード形状および減衰自由振動実験後に現地で得られた観測波形を考慮して、支間中央点での 1.5Hz 強制加振実験と支間 1/4 点での 2.5Hz 強制加振実験を行う。

6.2.3 低次振動数における動的性能

減衰自由振動実験の観測結果の一例として、鉛直 1 次モードを対象とした主径間 1/2 点加振において観測された加速度応答波形を、図 6 に示す。また、この際の各観測点における加速度応答波形から求めた観測点ごとのフーリエスペクトルを図 7 に示す。図 6 に示した応答加速度波形からは振動数の卓越状況は判然としないが図 7 におけるフーリエスペクトル図から全ての観測点において 2.93Hz で明確なピーク値が得られていることが確認できる。さらに、各観測点のピーク値の大小関係からこの際のモード形状は支間 1/2 点を中心とした対称系であると考えられ、本モデルの鉛直 1 次固有振動数が 9.23Hz であると認められる。さらに、このフーリエスペクトルからパワースペクトル曲線を求め、1/2 法(Half-Power-Method)を適用し、求められた減衰定数として 2.61%を得た。鉛直 2 次固有振動数及び水平方向の低次固有振動数等については同様の方法で、その結果を表 5 に示す。

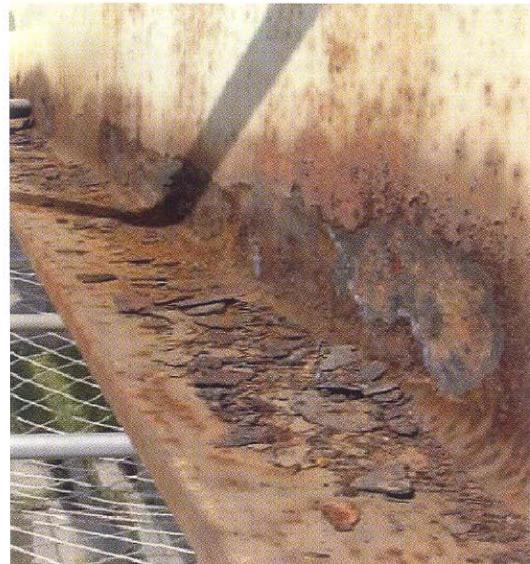


写真 1 損傷状況

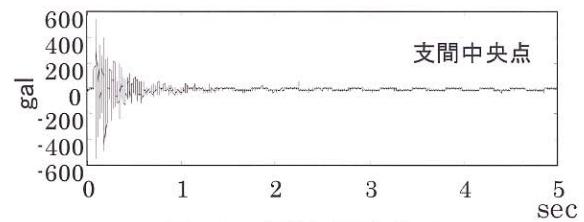


図 6 応答加速度波形
(鉛直方向減衰自由振動・支間 1/2 点加振)

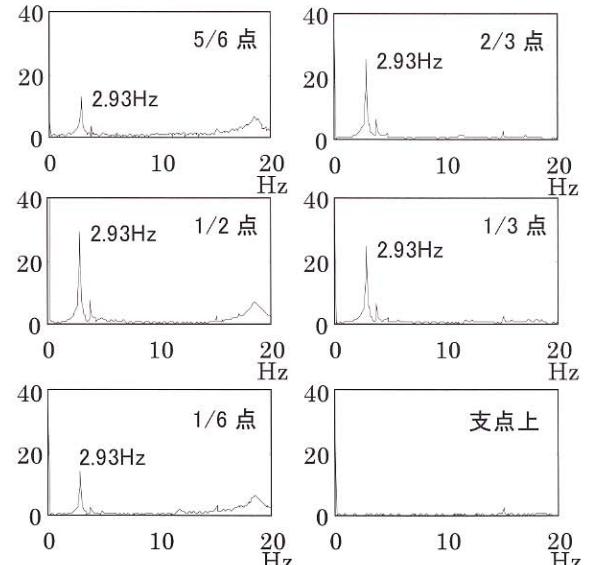


図 7 フーリエスペクトル
(鉛直方向減衰自由振動・支間 1/2 点加振)

表 5 実験結果（減衰自由振動）

	固有振動数(Hz)		減衰定数(%)	
	1次	2次	1次	2次
鉛直	2.93	9.25	2.61	2.76
水平	1.63	2.50	4.38	2.40

これらの減衰自由振動実験結果から得られた低次の固有振動数に基づいて、対象モデルの共振可能性の照査を行う。立体横断施設技術基準・同解説によれば、歩行者の平均歩調が2Hz付近にあつた場合に共振が生じ振動振幅が大きくなることを防ぐため、歩道橋の固有振動数を2Hz前後(1.5~2.3Hz)となることを避けることとしている。本モデルの鉛直1次固有振動数が2.93Hzであり、鉛直方向について共振が生じる可能性は少ないものと思われる。さらに、水平方向に関しては、水平横振動に対する使用性の問題として、歩行者の歩行踏力における1Hz前後の水平卓越成分が主げたの揺れを発生させ、これに人の歩行時の揺れが同調し、その結果として主げたを、さらに励振する場合がある。本モデルでは、水平1次固有振動数が1.63Hzであり、共振の可能性は少ないと判断できる。これらの結果から低次の固有振動数における共振の可能性も少ないと判断できる。

6.2.4 動的応答量による振動使用性照査

動的応答を求めるために行った鉛直方向の強制加振実験の一例として、本モデルの鉛直1次固有振動数に近い3Hz歩行による各観測点の応答加速度波形を図8に示す。図8より各観測点の最大応答値を記録する時刻が加振者の移動に伴って、支間1/6点から支間5/6点方向に移動していくことがわかる。また、FFT結果によると、この3Hz歩行時の応答加速度の振動数成分は2.93Hzが卓越しており、鉛直1次モードで共振していることが確認された。さらに、表6に支間1/2点における最大応答加速度と速度実効値を示す。表6に示した実効値について、一般に実験においては自動車

表6 強制加振実験結果

	2Hz	3Hz	4Hz
最大加速度応答値 (gal=cm/sec ²)	526.4	579.0	856.5
実効値(速度) (cm/sec)	0.298	0.328	0.485

表7 各測点における実効値

実効値(cm/sec)	1/6点	1/3点	1/2点	2/3点	5/6点
2Hz強制加振	0.328	0.732	0.298	0.428	0.491
3Hz強制加振	0.385	0.762	0.328	0.531	0.336
4Hz強制加振	0.664	1.204	0.485	0.708	0.282

交通等によるノイズや衝撃あるいは対象とした固有振動数以外の振動モードの影響が比較的大きく、これらの望ましくない影響を軽減するためには実効値で比較することは有効であると思われる。したがって、振動使用性判定に用いられる振動恕限度はこの実効性を用いる場合が多く、本報告においても実効性によって振動恕限度との比較を行うものである。

そこで、振動によって歩行者が不快感を感じる振動量の制限値(振動恕限度)をもとに振動レベルにおいて振動使用性の照査を行う。照査の際に用いる速度実効値を各振動ケースおよび各測点ごとに表7に示す。振動に対する照査方法には種々の方法や感覚の指標値が提案されているが、本検討では、荷重状態が単独歩行あるいは共振歩調1人の場合の速度実効値によって振動恕限度を定めた梶川および小幡の方法の規定値として表8に示す。

まず、歩行者の最頻歩調である2Hz加振時にお

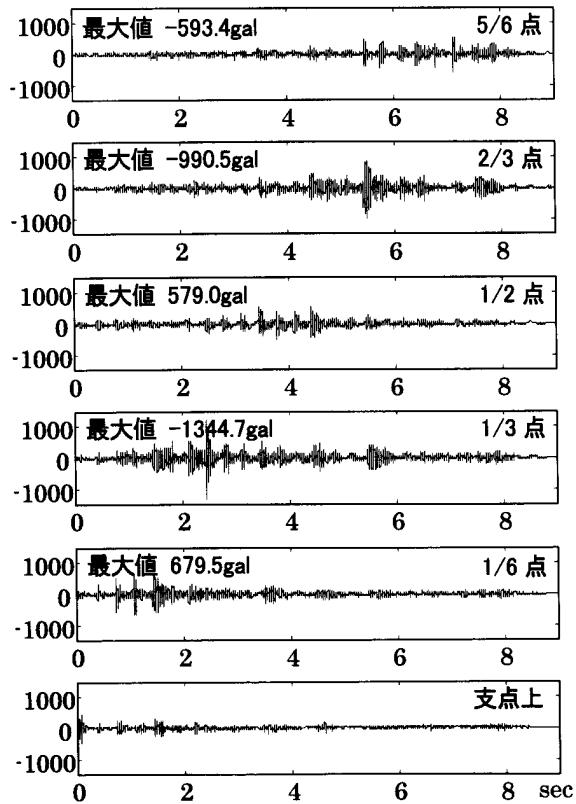


図8 応答加速度波形

(鉛直方向強制振動・3Hz 加振)

表 8 振動使用性照査方法

照査方法	荷重状態		許容値	単位	振動感覚
梶川	単独歩行状態		1.7	cm/sec (RMS)	少し歩きにくい
	単独歩行状態		2.7	cm/sec (RMS)	大いに歩きにくい
小幡 林川 佐藤	共振歩調1人	2Hz前後 使用性重視	0.7	cm/sec (RMS)	少し振動を感じる約60% 明らかに振動を感じる約25%
		2Hz前後以外 多少振動を許容	1.0	cm/sec (RMS)	少し振動を感じる約70% 明らかに振動を感じる約40%

いては、ほどの観測点で表8中の小幡らの2Hz前後で使用性を重視した場合の振動許容値0.7cm/secを満たしている。一般に通学、通勤などのような生活道路の一部として用いられる歩道橋においては、実効値が1.0cm/sec程度であればその使用性が充分確保できると考えられているため、本モデルの立地条件及び使用環境を考慮すると充分に使用性を満たしていると思われ、振動使用性に問題ないと判断できる。次に、3Hz強制加振時については、鉛直1次固有振動数が2.93Hzあり、歩行者がこの振動数で歩行あるいは走行した場合に共振状態を生じる可能性がある。表7から3Hz強制加振時の各観測点の実効値は表8に示す小幡らの2Hz前後以外の振動許容値1.0cm/secを満たしており、この場合の振動使用性についても問題ないと認められる。さらに、4Hz強制加振時には、表7より2Hzおよび3Hz加振時と比較して実効値が大きくなる傾向を有しているが、これは人間が4Hzの歩調で移動した場合は走行状態になり、これによって橋梁に与える衝撃が大きくなつたためと考えられる。このように、歩行者が振動の原因を明確に理解できる場合、すなわちこのケースにおいては「走っている人がいる」と認識できる場合には、歩行者は多少の振動を感じてもそれによる不快感、また不快感は増大しないだろうと推定できる。さらに、表8における梶川の照査方法によると、振動感覚が「もう少し歩きにくい」程度の振動許容値1.7cm/secをすべての観測点において満たしていることから、歩行者の走行時を想定した4Hzにおける振動使用性も問題ないと考えられる。

6.2.5 本節のまとめ

本節は、近年問題になりつつある橋梁の振動使用性照査の事例として腐食によって損傷を受けた

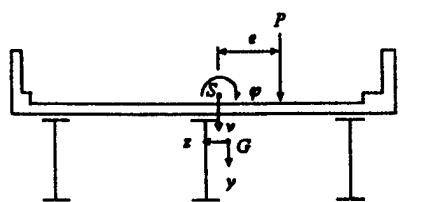
人道橋に対して補修時に現場振動実験を行い、よって得られた振動性状から人道橋としての振動使用性の照査を行ったものである。まず、減衰自由振動実験によって1次及び2次の低次の固有振動数を把握し、歩行者の歩行によって共振する可能性の少ないと確認した。さらに、振動レベルにおける人道橋としての振動性能についても強制加振実験によって得られた動的応答量について振動恕限度に基づいた照査を行い、その許容値をほぼ満足する結果を得た。このことから本モデルは充分な振動使用性を保有していると考えられる。今後の土木構造物の性能評価は性能照査型設計法への移行と相まって、振動性能など構造物の動的な挙動も考慮した評価手法の構築が進むものと考えられる。今回検討例として提示した人道橋の振動使用性評価方法についても、種々の手法や指標値が提示されている段階で、未だ統一的な手法は確立されていない。しかしながら将来的には、このようなり高度とも言える設計手法や評価方法の構築や習得は不可避と考えられるため、現段階からこれらの評価手法を検討しておくことは大いに意義があると思われる。

7. 今後の高架橋の振動連成と使用性について

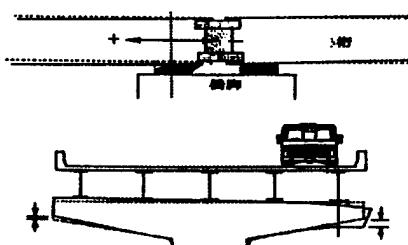
プレートガーダー橋の性能評価は、歩行者の振動感覚、自動車の走行安定性、乗り心地などを考慮している。振動使用性を評価する方法として、周囲外力などに対する橋梁の共振を避けることや、使用状態における橋梁または橋梁上の車両などの応答(加速度、速度、変位、その他の指標)を一定限度値以下とすることが考えられる。そのための振動モニタリングと動的振動解析が重要であり、特に構造物に適応した動的解析モデルの構築がとりわ

け重要と思われる。

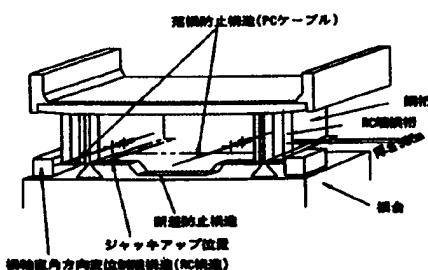
今後の橋梁振動問題として、振動使用性と連成振動問題に関わるサンプルモデルを以下に考察する。図 8(a)は、道路橋交通振動の研究として橋の曲げとねじりの連成振動問題が扱かわれる。実際の橋梁では、車両がけた橋のせん断中心から偏心した位置を走行すると、けた橋にはねじり振動が励起される。また、一般にはけた橋の重心とせん断中心が一致していないために曲げ振動とねじり振動が連成する。重心とせん断中心が一致する場合は両者の振動は、独立するが、走行車両がある場合にはその接地力を介して両者は連成することになる。図 8(b)は、弾性支承を用いた既設高架橋の振動に関する問題である。これは、図 8(a)とも連動するのであるが、偏心載荷走行において弾性支承が変形しながら変位挙動することによる連成振動問題である。図 8(c)は、鋼橋の騒音・振動の発現により、高架橋の交通振動問題として話題にされる。



(a) 曲げとねじりの連成状態事例



(b) 弾性支承の変位挙動事例



(c) 耐震・交通振動対策のための橋梁端部事例

図 8 連成振動に関する構造事例

橋梁の耐震対策としてけたの掛け違い部における弾性ゴム支承の鉛直たわみ差に段差が生じて騒音・振動の発信源となっていると報告されている。また、伸縮継手を車両が通過する時にその荷重のために端部横構が変形し、伸縮継手に段差が生じて、振動が発生する。

8.あとがき

自然環境と橋梁構造物との調和を意識した美観上の配慮や建設コスト縮減による合理化、省力化工法から、また材料および架設方法の進歩により広幅員の連続高架橋や斜角のきついラーメン橋、アーチ橋の施工例などが数多く見受けられるようになってきた。さらに、構造物の大型化、長大化、あるいは複合形式化につれて、その構造物自身の有する固有振動性状はますます複雑になってきている。特に、橋梁構造物が非対称でかつ、質量の中心が大きく偏心しているような場合には、固有値の接近が見られ、また、構造物の動的応答解析においても、その用いられる動的解析モデルおよび解析手法によっては動的応答値にかなりの差異を生ずるものと考えられる。構造物の動的応答は、構造物に作用する外力の性質と構造物自身が有する固有振動性状に依存する。そのため、構造物の動的応答を調べる際に固有振動数ならびに固有振動モードを精度よく求めることと、適切な動的解析モデルの構築が重要となる。さらに、振動使用性の観点からも設計された構造物は、設計計画どおりの挙動を示すか否かを橋梁振動モニタリングによって確認することも重要である。

そこで本報告では、性能照査型設計への動向、道路橋示方書の改定に関する背景、国際規格への対応、橋梁構造の多様化への対応、維持管理、耐久性の重視さらに建設コスト縮減などの背景について述べた。特に、振動使用性、耐震性能さらに維持管理とライフサイクルコストなどについては、既往の研究を用いながら橋梁振動モニタリングや動的解析モデルとの関係について考察した。

数値計算では、動的解析モデルの構築や振動使用性の事例として PC 床版を有する合成 2 主げた橋と腐食による損傷を受けた人道橋に関する振

動モニタリングと振動使用性評価について述べた。今後、土木構造物の性能照査型設計法への移行は、振動性能などの構造物の動的な挙動も考慮し

た評価手法の構築が進むであろう。本報告が、そのための一助になれば幸いである。

参考文献

- 1) 林川俊郎,佐藤康治,角田與史雄:平面骨組構造物の固有振動解析と固有値の精度,北海道大学工学部研究報告,第148号,pp.1-15,1989.
- 2) 土木学会:鋼・コンクリート複合構造の理論と設計(1)基礎編:理論編,構造工学シリーズ9-A,1999.
- 3) 土木学会:鋼・コンクリート複合構造の理論と設計(2)応用編:設計編,構造工学シリーズ9-B,1999.
- 4) 高橋昭一,志村勉,橋吉宏,小西哲司:PC床版2主桁橋「ホロナイ川橋」の設計および解析・試験検討,橋梁と基礎,Vol.30, No.2, pp.23-30, 1996.
- 5) 高橋昭一・志村勉・木村宏・小西哲司:PC床版2主桁橋「ホロナイ川橋」の現場施工,橋梁と基礎, Vol.30, No.3, pp.2-7, 1996.
- 6) 土木学会橋梁振動モニタリング小委員会:橋梁振動モニタリングのガイドライン,2000.
- 7) Timoshenko, S., Young, D. H., and Weaver, W.: *Vibration Problem in Engineering*, 4th ed., John Wiley and Sons, Inc., New York, N. Y., 1963.
- 8) Valsov, V.Z.: *Thin-Walled Elastic Beams*, Israel Program for Scientific Translation Ltd., 1961.
- 9) Krajcinovic, D.: A consistent discrete elements technique for thin-walled semblages, *International J. of Solids and Structures*, Vol.5, pp.639-662, 1969.
- 10) 結城皓曠,前田幸雄:薄肉断面構造の三次元挙動の解析, 土木学会論文報告集, 第224号,pp.67-68, 1974.
- 11) Wekezer, J.W.:Free vibrations of thin-walled bars with open cross sections, *J. of Engineering Mechanics*, ASCE, Vol.113, No.10, pp.1441-1453, October, 1987.
- 12) Wekezer, J.W.: Vibrational analysis of thin-walled bars with open cross sections, *J. of Structural Engineering*, ASCE, Vol.115, No.12, pp.2965-2978, 1989.
- 13) 川井忠彦,藤谷義信:振動および応答解析入門, 培風館, 1991.
- 14) 藤谷義信:薄肉はり構造解析, 培風館, 1990.
- 15) Friberg, P.O.: Coupled vibrations of beams an exact dynamic element stiffness matrix, *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, Vol.19, pp.479-493, 1983.
- 16) Danay, A., Gluck, J. and Gellert, M.: A generalized continuum method for dynamic analysis of asymmetric tall buildings, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol.4, pp.179-203, 1975.
- 17) Leung, A.Y.: Natural shape functions of a compressed Vlasov element, *Thin-Walled Structures*, Vol.11, pp.431-438, 1991.
- 18) Leung, A.Y.: Dynamic stiffness analysis of thin-walled structures, *Thin-Walled Structures*, Vol.14, pp.209-222, 1992.
- 19) Hayashikawa, T. and Watanabe, N.: Free vibration analysis of continuous beams, *J. of Engineering Mechanics*, ASCE, Vol.111, No.5, pp.639-652, 1985.
- 20) 林川俊郎:V レッグラーメン橋の固有振動解析とその精度の検討について, 構造工学論文集, Vol.35A, pp.719-725, 1989.
- 21) 林川俊郎,松井義孝,北島勉,佐藤浩一:薄肉直線桁のねじり振動に関する解析的研究, 応用力学論文集, Vol.1, pp.303-310, 1998.
- 22) 林川俊郎,武村信也,佐藤浩一:薄肉変断面桁の三重連成振動解析について, 鋼構造年次論文報告集, 第5巻, pp.309-312, 1997.

- 23) 林川俊郎,小幡卓司:薄肉直線部材の固有剛性マトリックスの誘導について, 土木学会北海道支部論文報告集, Vol.48, pp.61-64, 1992.
- 24) 松井義孝, 林川俊郎, 北島勉, 佐藤浩一:薄肉断面を有する直線桁橋の固有振動解析にともなうモード連成に関する一考察, 構造工学論文集, Vol.46A, pp.449-459, 2000.
- 25) Toshiro Hayashikawa and Yoshitaka Matsui :Torsional vibration of continuous beams with thin-walled cross section, *Proc.of International conference on Steel Structures of the 2000's*, pp.173-178, 2000.
- 26) Yoshitaka Matsui, Toshiro Hayashikawa and Koichi Sato: Modal coupling on natural vibration of continuous beams with thin-walled cross section, *Proc. of International conference on Advances in Structural Dynamics*, Vol.1,pp.705-712, 2000.
- 27) Y. Matsui and T. Hayashikawa :Dynamic stiffness analysis for torsional vibration of continuous beams with thin-walled cross section, *J of Sound and Vibration*, 2000.
- 28) 家村浩和:極限地振動に対する要求性能と設計法のあり方,土木学会論文集,No623／VI-43,1-8,1999
- 29) 大塚久哲:橋梁の耐震設計法に関する講習会テキスト,土木学会地震工学委員会,pp131-142,1998
- 30) 南莊淳, 杻本正信:鋼橋の騒音・振動低減対策,第 3 回鋼構造と橋に関するシンポジウム論文報告集 pp.77-86,2000.
- 31) 日本鋼構造協会:これから歩道橋-付・人にやさしい歩道橋計画設計指針, 技報堂出版, 1998.
- 32) 小幡卓司・林川俊郎・佐藤浩一:人間の振動感覚に基づいた歩道橋の使用限界状態に関する研究, 土木学会論文集, No.537/ I -35, 1996.
- 33) 小林義和:道路橋交通振動のシミュレーション解析および不規則振動解析による評価,大阪大学学位論文,2000.
- 34) 深田宰史:橋梁の動的な性能照査のための立体解析モデルの確率に関する研究,金沢大学,学位論文,1999.
- 35) 松井義孝:薄肉プレートガーダー橋の性能照査に向けた動的解析モデルの構築に関する研究,北海道大学,学位論文,2001.