

支点拘束を有する既設鋼鈹桁橋の
挙動特性と健全度評価に関する研究

2016年3月

岩手大学大学院工学研究科
機械・社会環境システム工学専攻

山村 浩一

目 次

第1章 序論.....	1
1.1 研究の背景と目的.....	2
1.2 既往の研究.....	5
1.3 研究の概要.....	9
参考文献.....	11
第2章 1 径間鋼鈹桁橋の挙動特性に関する実験と検討	15
2.1 概説.....	16
2.2 実橋載荷試験.....	17
2.2.1 測定方法.....	14
2.2.2 対象橋梁.....	23
2.2.3 落合橋の試験方法.....	24
2.2.4 梨の木橋の試験方法.....	25
2.3 FEM 解析モデル.....	27
2.4 落合橋の実橋載荷試験の結果と考察.....	28
2.4.1 実験1（支承機能が正常な橋の挙動）	28
2.4.2 支点拘束実験.....	29
2.5 梨の木橋の実橋載荷試験の結果と考察	32
2.5.1 実験2（現状の静的挙動）	32
2.5.2 支点拘束開放実験.....	33
2.5.3 動的載荷試験の結果と考察.....	36
2.6 支点拘束が上部構造に及ぼす影響.....	38
2.6.1 検討条件.....	38
2.6.2 検討結果.....	39
2.7 まとめ.....	41
参考文献.....	42
第3章 2 径間単純鋼鈹桁橋の挙動特性に及ぼす下部構造の影響	43
3.1 概説.....	44
3.2 実橋載荷試験の概要.....	45
3.2.1 対象橋梁.....	45

3.2.2	静的載荷試験の概要.....	45
3.2.3	動的載荷試験の概要.....	46
3.3	実橋載荷試験の結果と考察.....	49
3.3.1	静的載荷試験の結果と考察.....	49
3.3.2	動的載荷試験の結果と考察.....	52
3.4	動的挙動に及ぼす下部構造の影響.....	58
3.4.1	車両走行試験結果.....	58
3.4.2	下部構造の変形を考慮した水平支承反力の推定法.....	60
3.4.3	水平支承反力推定法による解析結果と実測値の比較検討.....	63
3.5	まとめ.....	65
	参考文献.....	66

第4章 既設鋼鈹桁橋の温度挙動を用いた

	橋梁モニタリングに関する検討.....	68
4.1	概説.....	69
4.2	既設鋼鈹桁橋の温度挙動.....	70
4.2.1	対象橋梁および測定方法.....	70
4.2.2	気温及び部材温度の測定結果と考察.....	72
4.2.3	可動支承と橋脚の水平変位の測定結果と考察.....	73
4.2.4	主桁のたわみの測定結果と考察.....	76
4.2.5	主桁のひずみの測定結果と考察.....	77
4.3	解析モデルによる温度実挙動の再現.....	80
4.3.1	解析モデルの概要と解析条件.....	80
4.3.2	解析結果.....	84
4.4	劣化・損傷による温度挙動の検討.....	85
4.4.1	劣化・損傷ケースの設定.....	85
4.4.2	解析結果と考察.....	86
4.5	支承交換後の温度挙動の検討.....	87
4.5.1	検討条件.....	87
4.5.2	解析結果と考察.....	88
4.5.3	支承交換後の劣化・損傷に伴う温度挙動.....	91
4.6	まとめ.....	92
	参考文献.....	93

第5章 支点状態を考慮した既設鋼鈹桁橋の

	簡易健全度評価に関する検討.....	94
--	--------------------	----

5.1 概説.....	95
5.2 既設鋼鈹桁橋の簡易健全度評価法.....	97
5.2.1 支点拘束を有する鋼鈹桁の水平支承反力推定.....	97
5.2.2 支点拘束率の導入.....	100
5.2.3 支点拘束を有する鋼鈹桁の基本固有振動数.....	101
5.2.4 支点状態を考慮した簡易健全度評価法の提案.....	103
5.3 実橋載荷試験.....	104
5.3.1 対象橋梁と実橋載荷試験概要.....	104
5.3.2 試験結果と考察.....	106
5.4 簡易健全度評価法の適用例.....	111
5.5. まとめ.....	114
参考文献.....	115
付録（二次元弾性論を用いた応力式の誘導）.....	116
第6章 総括.....	137
謝辞.....	141

第 1 章

序 論

1.1 研究の背景と目的

(1) 研究の背景

既設鋼鈹桁橋では、線支承や高力黄銅支承板支承（以下、BP-A 支承とする）が多く用いられているが、これらの支承は経年劣化等により水平移動・回転移動の機能が低下し、支点拘束状態となっていることが多い。著者らが岩手県内の6橋梁で実施した実橋載荷試験では、全ての橋梁で可動支承が拘束されていることを確認している。また、既往の研究¹⁾においても既設の可動支承は殆ど動かず、さらに新品のBP-A 支承に取り替えた場合でも、取替え後の可動支承の水平移動量は計算値の55%程度と不十分であることが報告されている。

さて、支承は橋梁の上下部構造の接点として、上部構造の反力を安全・確実に下部構造に伝える役割を持つものであり、固定支承と可動支承に大別できる（表-1.1 参照）。固定支承は、桁の鉛直方向・水平方向の移動を固定し、可動支承は、桁の温度変化などによる水平方向の伸縮に対して移動できる構造としたものである。

既設鋼鈹桁橋で多く用いられている可動支承は、すべり支承と呼ばれ、上沓と下沓の接触面がずれる機構である。線支承は、一方を平面、他方を円柱面とし、水平方向の移動を接触面のすべりによって確保するものであり、設計摩擦係数は $\mu=0.25$ である。BP-A 支承は、上沓と下沓との間に個体潤滑剤を埋め込んだ支承板を挿入し、一方を平面接触として水平移動機能を確保し、他方は球面として回転機能を確保する構造であり、設計摩擦係数は $\mu=0.15$ となっている（図-1.1 参照）。

このように、すべり支承には設計摩擦係数が定められているが、一般に、すべり支承を用いた鋼鈹桁橋の設計では、支承の摩擦力の影響を考慮していない。これは、設計摩擦係数程度であれば上部構造に及ぼす影響が小さいという考えに起因しているものと思われる。

しかしながら、既設のすべり支承は、経年劣化などにより摩擦係数が増大し、その影響は見逃すことができないほど大きくなっている。例えば、架設後20年以上経過した既設鋼鈹桁橋で実橋載荷試験を行った結果では、両支点から支間長の1/8程度までの区間の主桁には、設計上生じるはずのない圧縮ひずみが生じ、その圧縮ひずみの最大は支間中央の引張ひずみよりも大きな値となる。また、同じ橋梁で温度変化による主桁のひずみを計測すると、晴れ日におけるひずみの最大は支点近傍で約 300μ に達する。この値は、設計で考慮している床版と鋼桁との温度差によって生じるひずみの約7.5倍になる。

一般に、既設橋梁の健全度（応力上の健全度）は、実橋載荷試験から得られた値と設計値とを比較して評価するが、支点拘束を有する橋では、両者の値に大きな隔たりが生じるため、支点状態を考慮した検討が必要であるが、その方法については、ほとんど研究されていない。

このような中で、橋梁維持管理を取り巻く状況もますます厳しさを増している。具体的には、架設後 50 年を超える既設橋梁の増加、財政悪化に伴う橋梁維持管理費の縮減および橋梁技術者の不足といった問題が顕在化しつつあるため、より簡易な健全度評価手法が必要である。

(2) 研究の目的

研究の背景で述べた現状を踏まえ、本研究の目的は、支点拘束を有する既設鋼鈹桁橋の挙動特性を明らかにし、当該橋梁の健全度を簡易に評価する手法を提案することである。

具体的には、複数の橋梁を対象として実橋載荷試験を行い、それらの結果と FEM 解析モデルを用いた検討結果から、活荷重に対する既設鋼鈹桁橋の静的および動的挙動を明らかにするものである。また、既設鋼鈹桁橋の温度挙動を連続計測し、温度変化に伴う主桁、支承および下部工の挙動特性を明らかにする。さらに、温度挙動を再現できる 3 次元フレーム解析モデルを用いて、上部構造の劣化・損傷に伴う温度挙動が橋梁モニタリングデータとして応用できるかどうかを検討する。

そして、これらの挙動特性を踏まえ、支点拘束を有する既設鋼鈹桁橋の健全度評価手法を提案するものである。提案手法は、まず、梁理論あるいは二次元弾論から誘導した提案式と主桁の実測ひずみ及び実測固有振動数を用いて、任意に定めた床版と鋼桁とのヤング係数比に対する支点拘束率を算出する。次に、固有振動数から求めた支点拘束率とひずみから求めた支点拘束率とが一致するヤング係数比を最適解とし、このヤング係数比が 10.5 を超え場合に、経年劣化が生じている可能性が高いと判断するものである。

本研究の新規性は、多くの既設鋼鈹桁橋で生じている支点拘束に着目し、これまで十分に検討されていなかった当該橋梁の挙動特性を明らかにし、簡易な健全度評価手法を提案したことである。本研究の成果は、既設橋梁の維持管理において、健全度評価を行う際に役立つものと考えている。

表-1.1 支承機能の分類

分類	移動機能	水平移動機構	支承の種類
可動支承	回転移動 水平移動	すべり	線支承, 支承板支承 (BP-A)
		ころがり	ローラー支承, ロッカー支承
		弾性変形	ゴム支承
固定支承	回転移動	—	線支承, 支承板支承, ピン支承 ゴム支承など


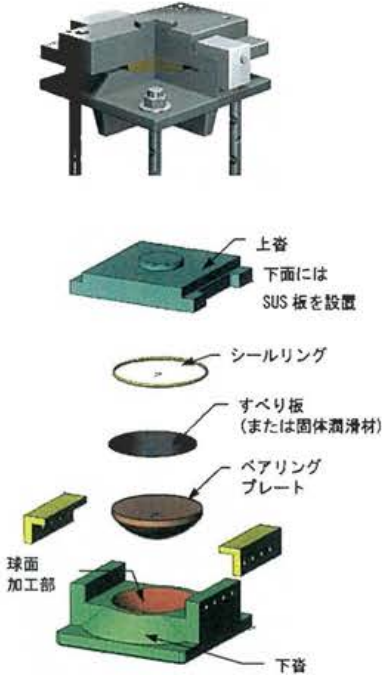
すべり支承		
	線支承	BP-A支承
略図	 <p>回転 移動</p> <p>上蓋 下蓋</p>	 <p>上蓋 下面には SUS板を設置</p> <p>シールリング</p> <p>すべり板 (または固体潤滑材)</p> <p>ベアリング プレート</p> <p>球面 加工部</p> <p>下蓋</p>
設計 摩擦係数	$\mu=0.25$	$\mu=0.15$

図-1.1 すべり支承の構造概要

1.2 既往の研究

(1) 鋼製支承の挙動に関する研究

徳田らは、「支承の活荷重挙動に関する実験的研究」¹⁾において、桁の挙動から BP-A 支承の機能を評価するため、活荷重に対する支承回りの挙動を実橋調査し、支承取替え前後および取替え1年後に支点回りの挙動調査を行っている。また、山本ら²⁾は供用開始後約30年を経た BP-A 支承から BP-B 支承への取替えを行い、活荷重に対する移動・回転機能の実態および取替えによる改善程度を調査している。文献3)では BP-A 支承とピンローラ支承を用いた4主桁鋼鈹桁橋において200tf相当の荷重を載荷し、支承の水平変位・回転変位を測定している。北村ら⁴⁾は、単純合成I桁において20tf試験車3台を用いて実橋載荷試験を行い、BP-A 支承からゴム支承への取替え効果について報告している。同様に、文献5)～12)においても、支承取替えの前後の挙動や取替え効果について報告している。

これら文献の多くは、既設の可動支承(BP-A, 線支承)がほとんど水平変位せず、支承交換を行うことで移動機能が改善することを報告しているが、既設支承を継続使用する場合の維持管理方法については、ほとんど示されていない。

次に取り上げる2つの文献では、支承の挙動が下部工の挙動に及ぼす影響について検討している。まず、中山ら¹³⁾は、橋梁周辺の民家の振動被害を受けて、振動計測を行った結果、既設の線支承が車両のたわみで移動しないため、その影響が支承を介して橋脚へ伝わり、橋脚周囲の地盤を振動させていることを明らかにしている。橋梁の防振対策として、摩擦係数がきわめて小さい高硬度1本ローラ支承への取替えを行い、その対策が効果的であったことを報告している。また、文献14)では、BP-A 支承とピンローラ支承を用いた3主桁鋼鈹桁橋を対象として、設計活荷重相当の曲げモーメントを作用させるために、200tf相当の荷重を載荷し、橋梁各部の応力・変形挙動を計測している。計測の結果、ローラ支承の水平変位に比べて橋脚の変位量が大きく、支承部の摩擦等により、橋脚が変位しながら外力を吸収している傾向が見られることを報告している。

次に示す文献では、支承の挙動が支点近傍の主桁に及ぼす影響について検討している。以下順に説明する。

西川らは「鋼桁支承ソールプレート溶接部の疲労に関する検討」¹⁵⁾において、7種類の支承条件を設定した模型桁を用いて静的載荷試験を行っている。その結果、支承ソールプレート溶接部近傍のひずみには、支承機能の低下が大きく影響することを明らかにしている。同じく、西川らは文献16)において、支承ソールプレート溶接部の疲労亀裂に対して、ソールプレートを支間中央寄りに若干長くすることが効果的であることを確認し、今後の課題として、桁端部の全体構造を考えた検討が必要であるとしている。また、文献17)、18)では、鋼I桁支承部の疲労亀裂について、試験桁および実橋梁を対

象として載荷試験を行い、支承ソールプレート溶接部の疲労亀裂発生の主な原因は、支承の回転機能喪失であり、そのメカニズムは、鋼材の降伏点レベルの引張り残留応力場が外力によって高頻度の繰り返し圧縮応力を受けると疲労亀裂が発生するとしている。

渡辺ら¹⁹⁾は、3径間連続の鋼鈹桁橋において、桁端の固定支承ソールプレート前面すみ肉溶接部、および主桁のウェブとフランジ間のすみ肉溶接部に疲労き裂が発見され、その原因調査と対策立案のため、支承部周辺の応力変形挙動を測定している。損傷の原因を主桁製作時の残留変形と支承の回転機能不全と推定し、新しく交換した大型の支承ソールプレートをボルト接合することにより、疲労亀裂の発生原因を消去でき、主桁下フランジに発生する応力状態も著しく改善できたことを報告している。また、松本ら²⁰⁾は、支点近傍の応力集中について、FEM解析を用いて解析的に検討している。検討の結果、本来の支承の機能のみに着目するのであれば、取替え支承にはゴム支承の方が適しているが、支承取替えには、工費、施工性、ノージョント化の可能性など検討項目が多く存在する。例えば、鋼製支承をゴム支承に取り替えた場合に活荷重が原因の振動問題も発生しているので、実際の支承取替えでは、工費、施工性等を総合的に判断する必要があるとしている。

(2) 温度挙動に関する研究

鋼橋の温度挙動の計測に関する文献として、まず、村上ら²¹⁾の「伊ノ浦橋の応力測定」が挙げられる。これは、日本における鋼橋の応力測定、温度測定に関する初期の文献であり、鋼橋の計測技術向上に重要な役割を果たした研究とされている。支間長 216m の上路式鋼アーチ橋を対象として計測を行った結果、日中の温度応力は温度分布の不均等の影響で曲げ振じりを受けるため均等な温度上昇とだいぶ異なった値を示すこと、また、温度上昇によるアーチ部材の膨張が上方に逃げずに直接支承に入ることなどが報告されている。また、海外において、実橋梁を対象とした温度変化および変形を測定しその実態を調査した研究として文献 22)、23)、24) などがある。

文献 25) は、既設鋼橋のノージョント化を進めるために建設省土木研究所の西川らが土木研究所内の試験橋梁で温度挙動を計測し、その結果を分析している。それによれば、桁の伸縮量は実測値と理論値が近い値となること、設計における桁の伸縮量の評価は外気温を用いることが適当であること、さらには、温度変化に伴う曲げ変形が活荷重の影響に比べて必ずしも小さくないことを報告している。休場、三木ら²⁶⁾は、鋼合成 I 桁の大型試験体を用いて日射による桁の変形挙動を計測した結果に基づき、日射側の主桁ウェブでは、1日の温度変化が 40℃にも及ぶことや、温度変化による桁の変形は特徴的であり、それらをモニタリングすることで、支承部損傷を把握できる可能性があることを述べている。文献 27)、28) では、交通供用下における既設鋼橋の温度挙動を計測・分析しており、桁端の水平変位と部材温度との間に高い相関性が見られること、ひずみの日平

均値は活荷重の変動による影響が小さいため、橋梁部材の応力状態の変化を長期にわたり監視する場合に有効であることを示している。また、文献 29), 30), 31), 32), 33) でも温度挙動の計測・分析について報告している。

近年、温度挙動を利用した橋梁モニタリングに関する研究も行われているので、以下順に説明する。

小林、三木らは、文献 34), 35) において、鋼・コンクリート合成桁橋梁の温度による変形挙動を明らかにすることを目的として、モデル桁試験体の放熱実験および実橋を模した大型試験体を用いた日射実験を行っている。実験の結果はつぎのとおりである。温度変化による合成桁のたわみは、コンクリート内の温度と鋼桁ウェブ中央の温度差に依存し、それらは非線形性を示すが、曇りの日などように鋼-コンクリートの温度差が小さいときは、線形の関係にある。今後、橋梁に異常が生じた際にこれらの挙動がどのように変化するかが分かれば、温度変化を利用した健全度モニタリングを行うことが可能であるとしている。同じく小林、三木らは、文献 36) において、2年間にわたって橋梁部材の温度と変形を継続的に測定・分析した結果より、温度変化による橋梁の変形量を監視し、過去の統計的信頼区間から外れたときに、橋梁に何らかの変状が生じたことで、温度変形挙動を橋梁の健全度評価モニタリングに適用できる可能性があることを示している。

さらに、橋梁モニタリングシステムの開発も進められている。例えば、石川ら³⁷⁾が提案する橋梁モニタリングシステムは、橋梁に設置した光ファイバーセンサーから橋梁各部の振動、傾斜等のデータを連続的かつ継続的に収集し、それらのデータを NTT データセンターサービスを介して、道路管理者に一覧可能な形式でリアルタイムに提供するシステムを構築している。また、岡本ら³⁸⁾は、橋梁振動特性の長期モニタリングを目的とした遠隔モニタリングを開発し、実橋梁における振動特性の変化を1年間実測している。その結果、計測システムの防塵性、防止性、放熱性について十分な配慮が必要であること、固有振動数が気温の上昇とともに低下し、逆に気温の低下とともに上昇する傾向にあることを報告している。阿部³⁹⁾は「橋梁および高架橋の状態監視システムの開発」において、健全度評価が困難である橋脚、基礎、支承およびスラブの三項目を対象として、それぞれ、下部工の固有振動数、支承の変位および導電塗料を用いたスラブの腐食ひび割れを監視している。これらのデータ取得法として、無線伝送ネットワークによる方法とセンサ付属のメモリカードから取得する方法を提案している。

(3) 既設橋の耐荷力評価に関する研究

既設橋の耐荷力評価に関する文献として、まず、「既設橋梁の耐荷力照査実施要領(案)」⁴⁰⁾が挙げられる。この照査要領は、既設橋が新設計活荷重 (A 活荷重, B 活荷重) に対し、補強が必要になるかどうかを橋梁台帳や設計図面を用いて机上で簡易に検討するも

のである。照査方法の特徴は、死・活荷重比の影響を考慮する係数と車線幅および主桁の配置の影響を考慮する係数により、新設計活荷重がもっている余裕を考慮することである。

谷内ら⁴¹⁾は「新活荷重に対する既設橋の耐荷力判定に関する考察」において、文献40)の照査方法を用いて、実橋梁の耐荷力評価を行っている。検討の結果、主桁の活荷重曲げ応力度は計算値の40～60%程度、耐荷力照査実施要領に基づく耐荷力は2.6倍(許容応力度/計算応力度)になることを報告している。また、石井ら⁴²⁾は、立体FEM解析と実橋測定をベースとした耐荷力照査を行い、TL-14で設計された対象橋梁がB活荷重に対して耐荷力を有していることを報告し、澤山ら⁴³⁾は、応力頻度測定による耐荷力照査を実施し、T-13で設計された対象橋梁がTL-20に対して3.2倍の耐荷力を有することを報告している。ただし、これらの文献41)～43)では、主桁の支間中央における実測応力と計算応力との差が大きくなる原因については特に述べられていない。

Roberts⁴⁴⁾らは、局所荷重を受ける桁の耐荷力の算定法を提案している。また、Basler⁴⁵⁾やOstapenkoら⁴⁶⁾は、曲げモーメントとせん断力を同時に受ける桁の耐荷力について、耐荷力メカニズムの相違と相互作用をモデル化する方法を提案している。プレート・ガーターの曲げ耐荷力に対しては、英国におけるプレート・ガーターの設計基準(BS153の一部)改定のための研究として行われたLongbottom・Heymann⁴⁷⁾の実験やBesler・Yen・Mueller・Thürlimann⁴⁸⁾の実験、水平補鋼材を有するプレート・ガーターに対して行われたD'Apice・Fielding・Cooper⁴⁹⁾の実験、Owen・Rockey・Skaloud⁵⁰⁾の実験がある。また、海外における実橋載荷試験に関する報告として、文献51)～56)がある。

文献57)では、岩手県内に架設されている複数の既設橋梁について、実橋載荷試験に基づく耐荷力を検討している。これらの検討結果より、支点の挙動が橋梁の耐荷力判定に大きな影響を及ぼすことを明らかにし、文献58)において、支点拘束による影響を考慮した耐荷力判定基準を提案している。

一方、鋼桁の腐食に着目した耐荷力の研究も行われている。佐藤ら⁵⁹⁾は、支間中央部の下フランジが2mm腐食欠損した場合の合成桁の耐荷力について検討し、鋼桁下フランジおよびコンクリート床版ともに降伏に対する安全度が約7%低下することを示している。また、臼倉等⁶⁰⁾は、桁端部のウェブと支点上補剛材の下端が腐食した場合をモデル化し、腐食による断面欠損が支点付近の静的耐荷力に与える影響を検討している。検討の結果、両側の補剛材の下端が欠損したモデルは、健全モデルに比べ耐力が約4割低下し、ウェブのみが下端から高さ10mm欠損したモデルではH14道示で想定されている耐力をほぼ確保できることを示している。石尾ら⁶¹⁾は、桁端部の下フランジの腐食範囲がソールプレート外側までおよんだ場合、座屈固有値の低下率が健全モデルより大きく低下し、ソールプレート先端の下フランジに応力が集中することを明らかにしている。

1.3 研究の概要

本論文は、支点拘束を有する既設鋼鈹桁橋の挙動特性および健全度評価に関する研究であり、5つの章から構成されている。各章の概要は次のとおりである。

第1章「序論」においては、本論文における研究の背景と目的、既往の研究等について述べている。

第2章「1径間鋼鈹桁橋の挙動特性に関する実験と検討」では、支点拘束を有する1径間鋼鈹桁橋の挙動特性を明らかにしている。支承機能が正常な橋とそうでない橋に対して、それぞれ支点拘束実験、支点開放実験を行い、それらの結果から、支点拘束を有する橋の主桁のひずみ特性は、両支点から支間長の1/8程度の区間で圧縮ひずみが生じその最大値は支間中央の引張ひずみよりも大きくなることを明らかにしている。また、支点拘束がある橋は支点拘束が無い橋に比べて、固有振動数が高くなるため、支点拘束の有無を固有振動数から判定できることを明らかにしている。さらに、支点拘束実験では、支点拘束によって生じる水平支承反力の大きさを現認し、また、支点開放実験ではBP-A支承のすべり面に摩擦係数が小さいテフロン板を設置しても支点拘束が開放されないことを確認している。FEM解析モデルを用いた検討では、支承の摩擦係数が無潤滑な状態の鋼と鋼の摩擦係数 $\mu=0.8$ まで達した場合でも、主桁、横桁および対傾構の応力度は、常時の外力に対して許容応力度を超えないことを明らかにしている。また、支点拘束が強い橋の主桁挙動は、両端の支点をピンでモデル化したFEM解析モデルで再現できることも示している。

第3章「2径間単純鋼鈹桁橋の挙動特性に及ぼす下部構造の影響」では、2径間鋼鈹桁橋の挙動特性を明らかにしている。高精度傾斜計による橋脚の倒れ角の測定結果から、橋脚が車両載荷位置の反対方向に傾くことが分かった。このことから、支点拘束の影響が上部構造だけではなく下部構造にも及んでいることが明らかとなった。そこで、下部構造を含めた橋梁の全体系モデルを設定し、各径間の主桁下フランジの伸びと、下部構造上端の水平変位との適合条件から主桁のひずみ・たわみ及び水平支承反力を求める解析手法を提案している。この手法を用いて検討した結果、実測値のひずみ・たわみをほぼ再現することができ、解析上からも、支点拘束を有する2径間鋼鈹桁橋では荷重載荷の主桁挙動に下部構造が影響を及ぼしていることを明らかにしている。

第4章「既設鋼鈹桁橋の温度挙動を用いた橋梁モニタリングの検討」では、支点拘束を有する鋼鈹桁橋の温度挙動を明らかにしている。実橋梁の温度挙動を1分間隔で延べ15日間連続計測した結果から、固定支承付近の主桁下フランジのひずみと桁の温度および主桁のたわみと床版の温度が強い相関関係にあり、これらが橋梁モニタリングデータとして利用できる可能性があることを示している。また、温度挙動をほぼ再現できる3次元フレーム解析モデルを用いて、上部構造の劣化・損傷に伴う主桁のひずみ・たわみが温度変化によってどの程度変わるかを検討した。その結果、支点拘束を有する橋では、ひずみ・たわみの変化は僅かであるが、支承交換（ゴム支承への交換）を行うと、ひずみ・たわみの変化がかなり

大きくなることが分かった。これにより、支承交換後の温度挙動が橋梁モニタリングデータとして有効であることを示している。

第5章「支点状態を考慮した既設鋼鈹桁橋の簡易健全度評価に関する検討」では、支点拘束を有する既設鋼鈹桁橋の健全度評価手法を提案している。提案手法は、梁理論あるいは二次元弾論から誘導した提案式と主桁の実測ひずみ及び実測固有振動数を用いて、任意に定めた床版と鋼桁とのヤング係数比に対する支点拘束率を算出するものである。そして、固有振動数から求めた支点拘束率とひずみから求めた支点拘束率とが一致するヤング係数比を最適解とし、このヤング係数比が10.5を超え場合に、経年劣化が生じている可能性が高いと判断するものである。提案式の結果をFEM解析の結果と比較したところ、支点拘束率、ヤング係数比ともに7%以内の誤差に収まり、簡易な提案式でも十分有効であることを示している。

第6章「総括」では、第2章から第5章までの各章における結論を総括し、本研究の意義を明らかにしている。

参考文献

- 1) 徳田浩一, 岩崎雅紀: 支承の活荷重に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.41A, pp.935-944, 1995.3
- 2) 山本泰幹, 森清, 山本泰幹, 森清, 稲田育朗: 密閉ゴム支承の活荷重挙動に関する実橋調査, 土木学会第 50 回年次学術講演会概要集, 1995.9
- 3) 日本道路公団東京第一管理局, (社) 日本機械化協会建設機械化研究所: 平成 9 年度東京第一管理管内 鋼橋の補修・補強に関する検討報告書, 1998.3
- 4) 北村隆理, 小林潔, 田嶋仁志: ゴム支承への取替効果に関する鋼 I 桁橋の実橋計測, 土木学会第 50 回年次学術講演会概要集, I-334, pp.668-669, 1995.7
- 5) 斉藤一成, 森健太郎, 高橋三男: 取替支承の機能計測, 日本道路協会第 22 回道路会議, 論文番号 10821, pp.792-793, 1997.12
- 6) 薄井王尚, 徳永法夫, 川谷充郎, 西村昂: ゴム支承化による橋梁交通環境振動への影響に関する実験, 土木学会第 52 回年次学術講演会概要集, Vol.52, pp.148-149, 1997.9
- 7) 溝口孝夫: 支承取替えに伴う上部構造の振動特性の変化, 土木学会第 57 回年次学術講演会概要集, Vol.57, pp.1147-1148, 2002.9
- 8) 薄井王尚, 徳永法夫, 西村昂, 松井繁之: 高架道路の弾性支承化と交通振動に関する研究, 土木学会第 49 回年次学術講演会概要集, Vol.53, pp.404-405, 1998.10
- 9) 桑名昇, 林純夫, 新井達夫: ゴム支承取替えに伴う周辺地盤の振動計測, 川田技報, Vol.16, 1997.1
- 10) 西澤正博, 種岡慎二: ゴム支承を用いた支点部の補強設計, 瀧上技報, Vol.16, 1998.5
- 11) 徳田浩一, 岩崎雅紀, 溝渕修治, 杉山功: 取替え支承による支承の機能回復に関する検討, 土木学会第 48 回年次学術講演会概要集, Vol.48, pp.562-563, 1993.9
- 12) 鳥越弘行: ゴム支承を使用した鋼桁の支承付近における応力分布性状について, 宮地技報, No.12, pp.25-29, 1997.1
- 13) 中山博, 藤本吉一, 橋本和夫, 小嶋喜八郎: ローラー支承による橋梁振動絶縁, 土木学会第 45 回年次学術講演会概要集, 1990.9
- 14) 日本道路公団東京第一管理局, 社団法人日本建設機械化協会建設機械化研究所: 平成 10 年度東京第一管理局管内鋼橋の補修・補強に関する検討報告書, 1999.3
- 15) 西川和廣, 村越潤, 佐々木靖雄, 広瀬隆宏: 鋼桁支承ソールプレート溶接部の疲労に関する検討, 土木技術資料 35-7, pp.51-58, 1993
- 16) 西川和廣, 村越潤, 佐々木靖雄: 鋼桁支承ソールプレート溶接部の疲労に関する検討, 土木技術資料 36-3, pp.40-45, 1994
- 17) 中島拓, 小林潔, 青山高司, 須藤典助, 坂本義一, 曾我明: 鋼 I 桁橋支承部の疲

- 労亀裂損傷（上），橋梁と基礎 91-5, pp.27-34, 1991.5
- 18) 一柵久充, 鹿野顕一, 青山高司, 松本巧, 木暮深：鋼 I 桁橋支承部の疲労亀裂損傷（下），橋梁と基礎 91-9, pp.31-37, 1991.9
 - 19) 渡辺真至, 谷倉泉, 西浩嗣, 海野清司：鋼桁支承ソールプレート溶接部の疲労損傷と補強効果, 土木学会第 51 回年次学術講演会概要集, Vol.51, pp.778-778, 1996.9
 - 20) 松本巧, 谷口健男：鋼橋の支承取替えに着目した支点近傍の応力集中に関する検討, 土木学会論文集 F, Vol.62No.4, pp.609-617, 2006.10
 - 21) 村上永一, 吉田巖：伊ノ浦橋の応力測定（第 2 報）及び鋼材の温度分布並に振動測定について, 構造工学論文集, Vol.3, pp.73-88, 1956
 - 22) Tong, M., Tham, L.G., Au, F.T.K., Lee, P.K.K. : Numerical modeling for temperature distribution in steel bridges, Computers & Structures, No.79, pp.583-589, 2001.
 - 23) Roeder, C.W. : Proposed Design Method for Thermal Bridge Movements, Journal of Bridge Engineering, Vol.8, No.1, pp.12-19, 2003.1
 - 24) Tindal, T.T., Yoo, C.H. : Thermal Effects on Skewed Steel Highway Bridges and Bearing Orientation, Journal of Bridge Engineering, Vol.8, No.2, pp.57-65, 2003.3
 - 25) 西川和廣, 山本悟司, 鹿嶋久義：温度変化に伴う橋梁の挙動に関する計測結果の分析, 土木学会第 47 回学術講演会概要集, pp.1074-1075, 1992.9
 - 26) 休場裕子, 斎藤勝晶, 三木千壽, 市川篤司：日射による橋梁の変形挙動, 土木学会第 55 回年次学術講演会概要集, CS-71, 2000.9
 - 27) 高木伸也, 村越潤, 麓興一郎, 次村英毅：既設鋼 I 桁橋における応力・変位測定結果の分析, 第 58 回年次学術講演会概要集, I-404, pp.807-808, 2003.9
 - 28) 西川和廣, 村越潤, 山本悟司：実橋における長期ひずみ計測結果の分析, 土木学会第 46 回学術講演会概要集, pp.686-687, 1991.9
 - 29) 村山隆之, 彦坂熙, 山登武志：鋼床版連続箱桁橋の温度挙動について, 土木学会第 35 回学術講演会概要集, pp.129-130, 1980.9
 - 30) 岡聡毅, 奥松俊博, 岡林隆敏, 石橋直樹, 中忠資, 永田正美：橋梁長期モニタリングによる鋼ランガートラス橋の温度－振動数変化観測, 平成 19 年度土木学会西部支部研究発表会概要集, pp.105-106, 2008.3
 - 31) 保科昭, 宗村基弘：10 径間連続橋の温度変化に伴う形状測定, 川田技報, Vol.4, pp.232-237, 1985.1
 - 32) 堀合聡, 杉崎光一, 阿部雅人, 阿部允, 増井洋介：変位に着目した鋼鉄道橋のモニタリングに関する基礎的研究, 鋼構造年次報告論文集第 18 巻, pp.595-602, 2010.11
 - 33) 高木伸也, 村越潤, 麓興一郎, 次村英毅：部材応力の長期計測による鋼橋モニタリングに関する基礎検討, 鋼構造論文集, 第 11 巻 43 号, pp.159-169, 2004.9

- 34) 小林裕介, 三木千壽, 出野麻由子, 斎藤勝晶: 合成桁橋梁の健全度モニタリングを目的とした温度変形挙動の検討, 構造工学論文集, Vol.48A, pp.979-985, 2002.3.
- 35) 出野由子, 三木千壽: 温度変形を利用した橋梁の健全度評価モニタリングにおける可能性の検討, 土木学会第 56 回学術講演会概要集, pp.286-287, 2001.10
- 36) 小林祐介, 三木千壽, 田辺篤史: 鋼床版箱桁橋梁の温度変形を利用した健全度評価モニタリング, 土木学会論文集 A, Vol.62pp.794-807, 2006.10
- 37) 石川祐治, 宮崎早苗: 橋梁モニタリングシステム BRIMOS の開発, NTT ジャーナル Vol.21, No.9, pp.26-29, 2009.9
- 38) 岡林隆敏, 室井智文, 縦山好幸, 増田大樹, 奥松俊博: 橋梁遠隔長期モニタリングシステムの開発と実用化, 長崎大学工学部研究報告第 35 巻, 第 16 号, pp.82-88, 2005.7
- 39) 阿部慶太: 橋梁および高架橋の状態監視システムの開発, 第 291 回鉄道総研月例発表会講演要旨, pp.15-18, 2015.7
- 40) 既設橋梁の耐荷力照査実施要領(案), (財) 道路保全技術センター, 1996.3
- 41) 谷内敬功, 横田貞市, 佐藤勝正: 新活荷重に対する既設橋の耐荷力判定に関する考察, 第 38 回北海道開発技術研究発表会, pp.283-288, 1995.2
- 42) 石井秀和, 大島俊之, 小芝明弘, 山口昌克: 鋼道路橋における耐荷力照査手法の検討, 土木学会第 56 回学術講演会概要集, pp.300-301, 2001.10
- 43) 澤山一幸, 川口芳和, 山本治夫, 小山浩伸: 既設橋梁の応力頻度測定による耐荷力に照査について, 土木学会四国支部第 5 回技術研究発表会概要集, pp.18-19, 1999.5
- 44) Roberts, T.M. and Rockey, K.C. : A Mechanism Solution for Predictiong the Collapse Loads of Slender Plate Girders When Subjected to In-Plane Patch Loading, Proc. Instn Civ. Engrs, Part 2, Vol.67, pp.155-175, 1979.
- 45) Basler, K. : Strength of Plate Girder under Combined Bending and Shear, Proc. of ASCE, Vol.87, ST7, pp.181-197, 1961.
- 46) Ostapenko, A. and Chern, C. : Unsymmetrical Plate Girders under Shear and Moment, Fritz Eng. Laboratory Report No.328.9, Lehigh Univ., 1970.
- 47) Longbottm, E. and Heymann, J.: Experimental verification of the strengths of plate girders designed in accordance with the revised British Standard 153 : tests on full size and model plate girders, Proc. I.C.E., Vol.5, Part III, 1956.
- 48) Basler, K., Yen, B.T., Mueller, J.A. and Thürlimann, B. : Web bukling tests on welded plate girders, WRC Bulletin No.64, U.S.A., Sept.1960.
- 49) D'Apice, M.A., Fielding, D.J. and Cooper, P.B. : Static tests on longitudinally stiffened plate girders, WRC Bulletin No.117, U.S.A., Oct.1966.
- 50) Owen, D.R.J., Rockey, K.C. and Skaloud, M. : Ultimate load behaviour of longitudinally

- reinforced webplates subjected to pure bending, Publ. IABSE, Vol.30-1, pp.113-148, 1970.
- 51) Moss, M., Lebet, J.P. and Bez, R. : Application of Field Testing to Bridge Evaluation, J.Struct.Engrg., ASCE, Vol.120, No.6, pp.1745-1762, 1994.6
 - 52) Azizinamini, A. and Choobineh, F. : Rating Concrete Slab Bridges, IABSE Report, Vol.73, pp.805-810, 1995.
 - 53) Fu, G. and Tang, J. : Risk-Based Proof-Load Requirements for Bridge Evaluation, J.Struct.Engrg., ASCE, Vol.121, No.3, 1995.3
 - 54) Nowak, A.S. and Saraf, V.K., : Verification of Capacity by Proof Loading, Evaluation of Existing Steel and Composite Bridges, IABSE Report, Vol.76, pp.121-127, 1997.
 - 55) Bahkt, B. and Jaeeger, L.G. : Bridge Testing-A Surprise Everytime, J.Struct.Engrg., ASCE, Vol.116, No.5, pp.1370-1383, 1990.5
 - 56) Hassan, M., Burdet, O. and Favre, R. : Interpretation of 200 Load Tests of Swiss Bridges, IABSE Report, Vol.67, pp.319-326, 1993.
 - 57) 社団法人岩手県土木技術センター：道路橋設計活荷重の変更による既設橋梁上部工に及ぼす影響，第1回～5回共同研究報告書，1999.6～2003.6
 - 58) 社団法人岩手県土木技術センター：既設鋼鉄桁橋の計測・評価マニュアル(案)，2003.11
 - 59) 佐藤恒明，倉西茂：下フランジの一部に腐食を有する単純合成桁の耐荷力に関する一考察，土木学会第45回学術講演会概要集，pp.554-555，1990.9
 - 60) 臼倉誠，金銅晃久，山口隆司，畠中彬，三ツ木幸子，橋本国太郎，杉浦邦征：鋼道路橋の腐食した桁端の耐荷力特性とその設計法に関する2,3の考察，土木学会構造工学論文集，Vol.56A，pp.722-732，2009.9
 - 61) 石尾真理，玉越隆史，武田達也，中洲啓太：桁端部の腐食が耐荷力に及ぼす影響に関する一考察，土木学会第60回学術講演会概要集，pp.79-80，2005.9

第2章

1 径間鋼鈹桁橋の挙動特性 に関する実験と検討

2.1 概説

支承は、橋を支える重要な構造部材であり鉛直支持、水平移動および回転移動の機能が常に保持されていることが要求される。しかしながら、線支承や高力黄銅支承板支承（以下、BP-A 支承とする）を用いた既設鋼合成鈹桁橋で実橋載荷試験を行うと可動支承はほとんど動かず、移動機能が低下していることが多い。

支承の機能低下は、ソールプレート溶接部に生じる疲労亀裂の原因²⁾となっているほか、上部構造への悪影響が懸念されている。また、線支承や BP-A 支承は耐震性の低いものが多いため、近年、このような橋では、ゴム支承への取替え工事が積極的に行われている。

ゴム支承は、支承近傍に生じる集中応力の緩和や³⁾耐震性の面で有効である⁴⁾。その一方で、ゴム支承への取替えは、支間長 30m、幅員 9m の橋で 2 千万円程度の工事費が必要となり、また、狭隘な空間で既設部材の影響を受けながら作業するため確実な施工が難しく、経済性や施工性の問題が顕在化しつつある。このようなことから今後、落橋防止システムを設置して耐震性を確保している橋では、BP-A 支承を定期的に補修しながら継続使用するケースも多くなると思われる。

過去の研究では、既設の BP-A 支承を新しい BP-A 支承に取替えた場合でも、取替え後の水平移動量は解析値の 55% 程度であることが報告されている³⁾。このため、既設の BP-A 支承をグリスアップ等で補修しても移動機能はほとんど改善しないと考えられ、BP-A 支承を継続使用する場合は、機能低下を前提とした維持管理を行う必要がある。

前述したとおり支承の機能低下は、ソールプレート溶接部に生じる疲労亀裂の原因のほか、上部構造への悪影響が懸念される。しかし、橋のどの部分にどの程度の悪影響を及ぼすかについては、ほとんど検討されていない。

本章では、支承機能が正常な橋（ゴム支承を有する新設橋）とそうでない橋（BP-A 支承を有する既設橋）について実橋載荷試験を行い、両者の静的および動的挙動の違いを把握した。ゴム支承を用いた新設橋では、可動支承を人工的に拘束する実験を行い、その拘束力から支承に作用する水平反力の大きさを確認した。また、BP-A 支承を用いた橋では、移動機能の実態を把握するために、テフロン板と仮設ゴム支承を用いて、支点拘束を開放する実験を行った。これらの実験結果を踏まえ、対象橋梁を FEM でモデル化し、その解析結果から、支承機能低下が上部構造の応力度や固有振動数に及ぼす影響について検討した。

2.2 実橋載荷試験

2.2.1 測定方法

(1) 実橋試験の概要

本研究では、以下に示す 7 つの試験・測定を行っているが、ここでは、これらのうち、静的載荷試験、動的載荷試験および高精度傾斜計の測定方法について述べる。

- ・ 静的載荷試験

車両の台数と載荷位置を変化させて、静ひずみと静変位を測定する。

- ・ 動的載荷試験

車両の台数および走行速度と走行位置を変化させながら橋梁上を一定の速度で走行させ、車両走行中の動的ひずみおよび動的変位を測定する。また、応答加速度を測定し固有振動数を算出する。

- ・ 砂袋落下試験

予め約 60kg に計量された砂袋を、高さ約 1.3m から橋梁上に落下させた時の応答加速度を測定し、固有振動数を算出する。

- ・ 常時微動測定

橋梁上に何も載荷していない自然状態とエンジンを切った車両を橋梁上に静置した状態における常時微動を測定し、固有振動数を算出する。

- ・ 実稼働測定

車両 2 台をランダムに走行させ実稼働状態の振動応答を測定し、モーダルパラメータを推定する。

- ・ 高精度傾斜計による測定

傾斜分解能 1 ナノラジアンを有する箱型高精度傾斜計を主桁や下部工天端に設置し、主桁のたわみ角や下部工の傾斜角を測定する。

- ・ 温度挙動測定

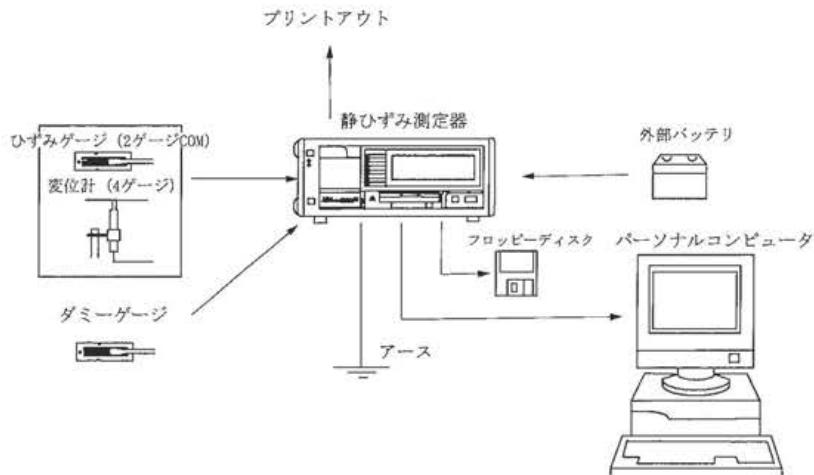
橋梁各部の温度変化と温度変化に伴うひずみ・変位を一定間隔で連続的に測定する。

(2) 静的載荷試験の測定方法

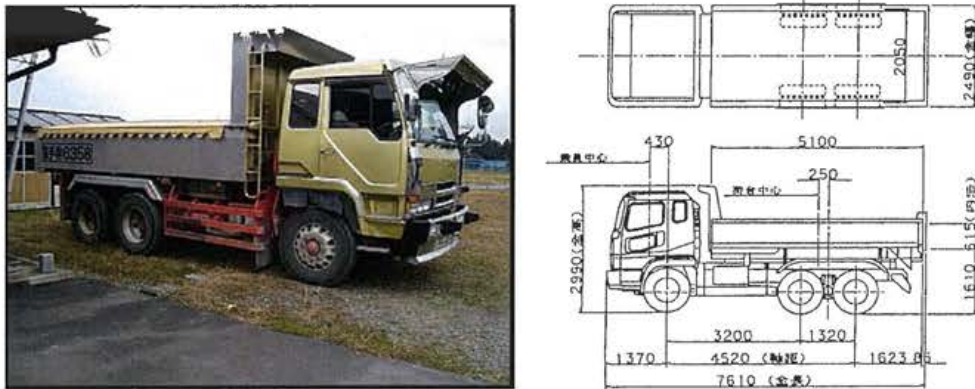
静的載荷試験測定は、ひずみゲージおよび変位計を主桁等に取り付け、ひずみ・変位を静ひずみ測定器（データロガー）にて測定し、測定と同時に結果をプリントアウトして確認するとともに記憶媒体に電子データとして記録した。図-2.1 に測定機器の構成、図-2.2、表-2.1 にそれぞれ試験車両と 1 輪当り実質荷重を、写真-2.1~2.6 に測定機器の外観および試験状況を示す。

測定分解能は、ひずみが 0.1×10^{-6} 、変位が 1/100 mm である。また、本研究におけるひず

みや変位のグラフのゼロ点は、各試験直前の測定値をゼロとして描いている。一般に、各試験の前に測定器をゼロクリアして初期設定するが、本研究では、試験中の残留ひずみや残留変位を把握するため、荷重載荷直前の値と荷重載荷直後の値を記録し、これらの差分を実測値として採用している。



図一2.1 静的載荷試験の測定機器の構成



図一2.2 試験車両

表一2.1 試験車両1輪当りの実質荷重

	前輪	後輪
15tf積ダンプトラック	2.100tf	5.400tf
20tf積ダンプトラック	2.800tf	7.200tf
25tf積ダンプトラック	3.475tf	9.025tf



写真-2.1 ひずみ測定器

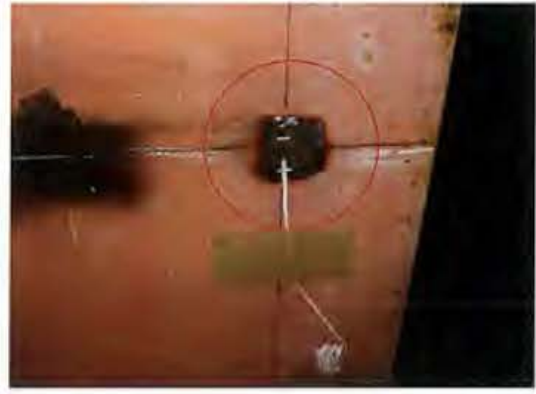


写真-2.2 ひずみゲージ設置状況



写真-2.3 支間中央主桁部の
変位計設置状況



写真-2.4 支点部の変位計設置状況



写真-2.5 試験車両セッティング



写真-2.6 試験車両載荷状況

(3) 動的载荷試験の測定方法

動的载荷試験測定は、動ひずみゲージ、変位計、加速時計を動ひずみ測定器用いて測定し、データレコーダーの DAT に記録した。データの処理は、この DAT を再生し、A/D 変換器によりデジタルデータに変換させ、波形データ観測ソフトによって波形データとして取込み、表計算ソフト（エクセル）で解析できるようにテキストファイル形式で保存した。なお、測定チャンネルに対して、データレコーダーのチャンネル数が不足する場合は A/D 変換器により直接パソコンに取り込む。図-2.3 に測定機器の構成を示す。また、写真-2.7～2.9 に各種測定機器と動的载荷試験の状況を示す。

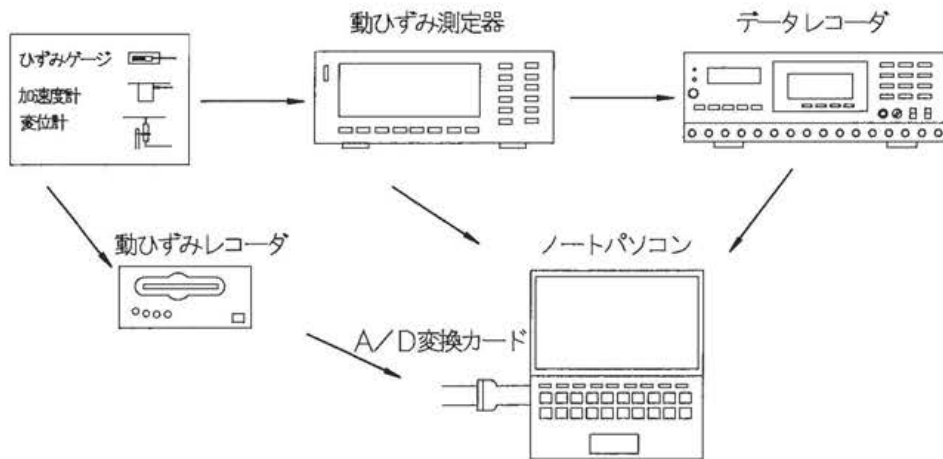


図-2.3 動的载荷試験の計測機器の接続概略図



写真-2.7 動的ひずみ測定器（左）
データレコーダー（右）

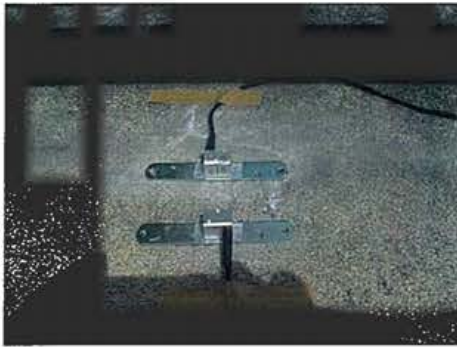


写真-2.8 加速度計設置状況
(地覆上に設置)



写真-2.9 動的載荷試験の状況
(車両走行試験)

(4) 高精度傾斜計の測定方法

本研究で使用した高精度傾斜計は、米国 Pinnacle(ピナクル)社製の箱型高精度傾斜計である(写真-2.10)。傾斜分解能は、最高1ナノラジアン(10⁻⁹rad, 約2×10⁻⁴秒)の高感度を有している。

計測原理は、センサー内にある電解質溶液中の気泡が重力場に応じて移動することにより、電極間の電位が変化する(図-2.4)。この電位の変化を直交する2方向について計測することによって、2方向の傾斜変化を同時計測するものである。センサーで計測された電位は、アナログアンプで増幅された後、センサー内部の24ビットのA/D変換器でデジタル化される。本傾斜計は、本体内にメモリを内蔵し、サンプリング間隔が1秒の場合で約1日分のデータ保存が可能である。

高精度傾斜計を主桁下フランジや下部工の天端に設置することにより、次のような測定を行うことができる。

- ・主桁のたわみ角測定

本傾斜計は2方向同時に測定できる。2方向を橋軸方向と橋軸直角方向に合致させて計測すると、荷重載荷時の橋軸方向の主桁のたわみ挙動や橋軸直角方向のねじれ挙動を捉えることができる。

- ・主桁のたわみ測定

各傾斜計のたわみ角と支承から各傾斜計までの距離が分かれば、各傾斜計設置位置における垂直変位量(たわみ量)を算出することができる。

- ・支承回転角の測定

傾斜計を支承近傍の主桁下フランジに設置することにより、荷重載荷時の支承回転角を測定することができる。

- ・下部工天端の倒れ角と移動量

傾斜計を下部工天端に設置することにより、荷重載荷時の下部工の倒れ角と移動量を測

定することができる。

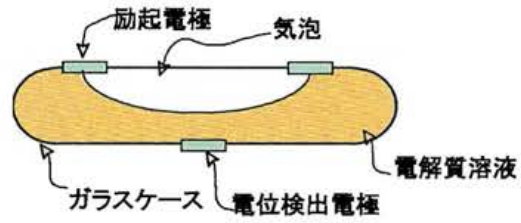
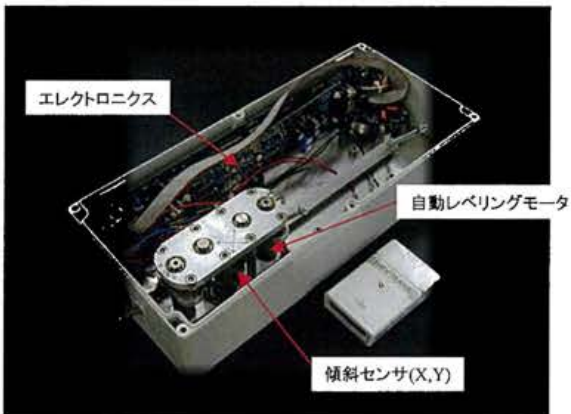


図-2.4 高精度傾斜計センサー部



Bタイプ(横形傾斜計) L35.8×W15.8×H10.2cm / 5.1kg(バッテリー含む)

写真-2.10 高精度傾斜計の内部



写真-2.11 高精度傾斜計の設置状況

2.2.2 対象橋梁

対象橋梁は、岩手県内の主要地方道に架設されている落合橋と梨の木橋である。落合橋は、架設後2年が経過した橋長33.2mの単純鋼合成鉄桁橋で、支承形式はゴム支承である。目視調査の結果、損傷は見られず健全な状態であった。また、ゴム支承については、一般車両の通行に追従して変形していることを目視で確認した。このような状態から判断し、落合橋では支承機能が正常な新設橋と同様の挙動を把握できると考え、対象橋梁として選定した。

梨の木橋は、完成後24年が経過した橋長30mの単純鋼合成鉄桁橋で支承形式はBP-A支承である。目視調査の結果、主桁では防食機能の劣化と局部的な腐食が見られ、床版では部分的な一方向ひび割れが見られた。いずれの損傷も軽微なものであり、主要部材はほぼ健全な状態であった。また、舗装の異常や伸縮装置の段差はなく、路面の平坦性は保たれていた。BP-A支承では、防食機能の劣化と軽微な腐食が見られたが、支承の傾斜や遊間異常等の変状はなかった。図-2.5に落合橋の概要図、図-2.6に梨の木橋の概要図を示す。

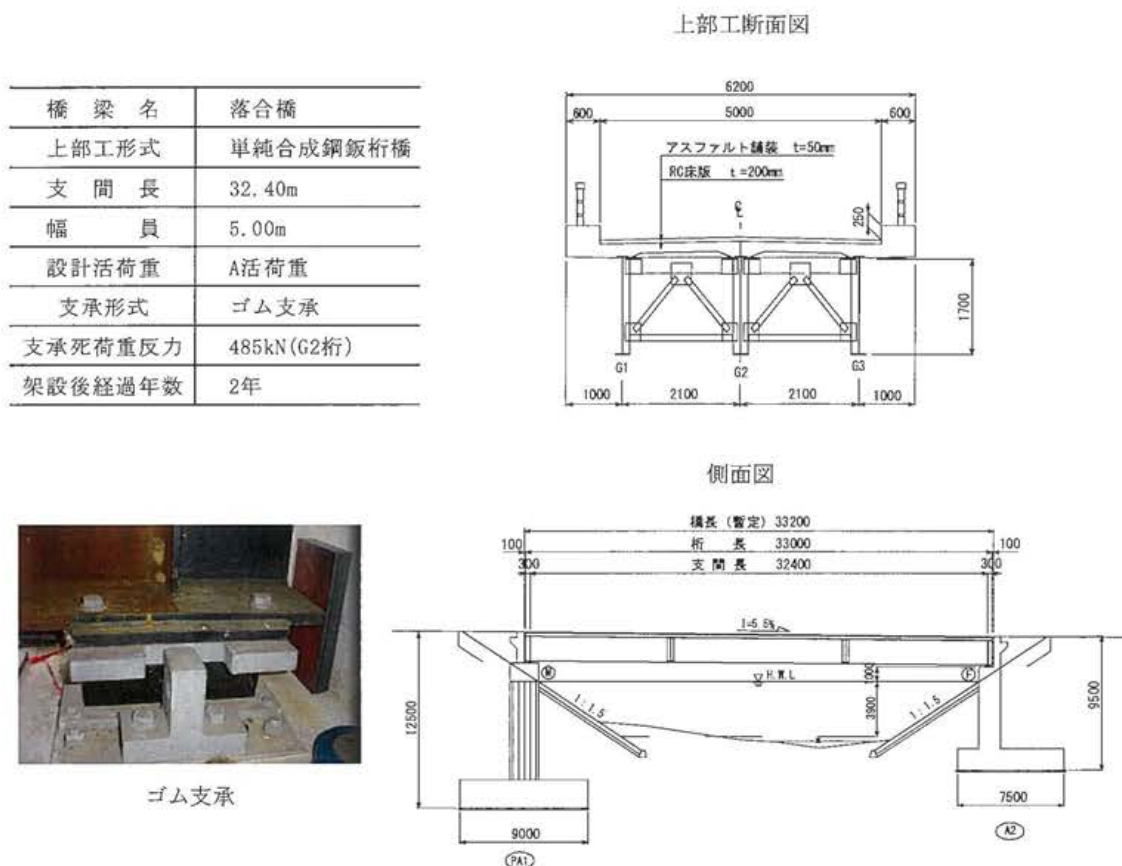
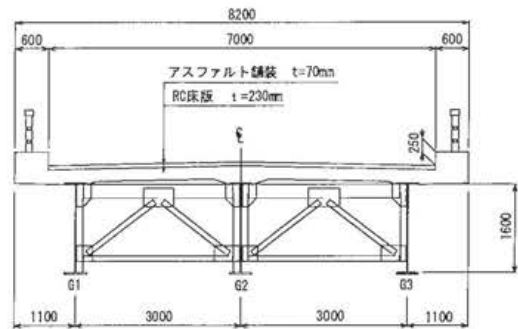


図-2.5 落合橋概要図

橋梁名	梨の木橋
上部工形式	単純合成鋼鉄桁橋
支間長	29.20m
幅員	7.00m
設計活荷重	TL-20 (1等橋)
支承形式	BP-A支承
支承死荷重反力	382kN (G2桁)
架設後経過年数	24年

上部工断面図



BP 支承

側面図

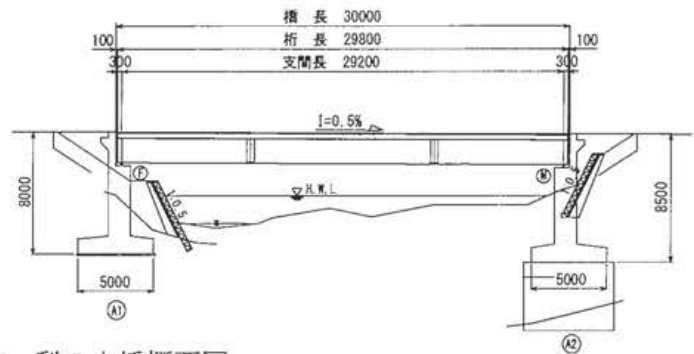


図-2.6 梨の木橋概要図

2.2.3 落合橋の試験方法

落合橋では、支承機能が正常な橋（支承が桁の回転や移動に追従して動く橋）の挙動を把握する実験（以下、実験.1 とする）と主桁と橋台のパラペットの間をジャッキで水平載荷し、人工的に支承機能を低下させる実験（以下、支点拘束実験という）を行った。支点拘束実験では、水平載荷したジャッキ荷重の値から支承に生じる水平反力を確認した。この実験の手順は、まず、試験車両載荷時の水平変位を拘束するために、支承の遊間に鋼製のライナー材をはさみ込む。次に、試験車両を計画された位置に載荷した後、各主桁の下フランジをジャッキで押す。ジャッキによる載荷は、支承部に取付けた水平方向の変位計がジャッキ開始前の値と同様になるところ、すなわちジャッキ反力が最大となるところで載荷をストップし、この時のジャッキ反力を水平支承反力とした。固定支承および可動支承の拘束状況を写真-2.12、写真-2.13 に示す。

測定項目は、ひずみ、変位、加速度とした。ひずみゲージは、支点から 0.25m, 1.15m, 4.05m, 8.10m, 16.2m 離れた位置の主桁のフランジとウェブに貼り付けた（図-2.7）。また、変位計は、主桁スパン長の 1/4 点に取り付けたほか、可動支承の鉛直方向と水平方向

に取り付けた。

荷重の載荷方法は、総重量 25tf のダンプトラック（前輪と後輪の軸距 3.2m，前後輪と後後輪の軸距 1.32m，前輪 1 輪当りの軸重 3.475tf，後輪 1 輪当りの軸重 9.025tf）を 2 台用意し、載荷台数、載荷位置を変えて行った。また、動的載荷試験における試験車両の走行速度は、10km/h 及び 20km/h とし、走行位置は中桁を跨いで走行するラインと右側車輪が耳桁上を走行するラインとした。



写真-2.12 固定支承の拘束



写真-2.13 可動支承の拘束

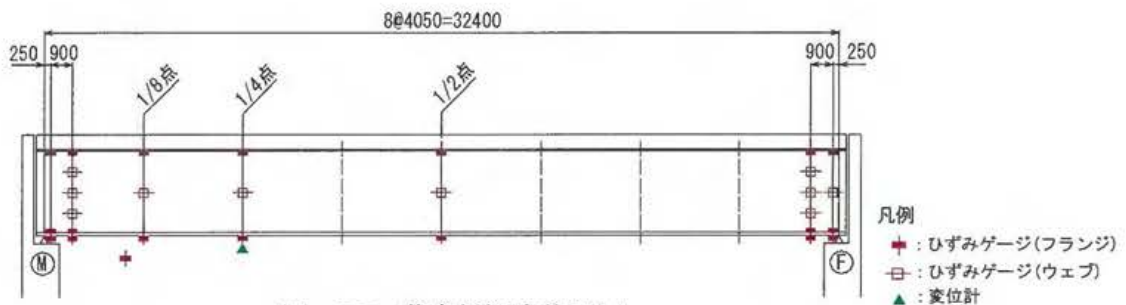


図-2.7 落合橋測定位置図

2.2.4 梨の木橋の試験方法

梨の木橋では、支承機能が低下した橋（支承が桁の回転や移動に追従して動かない橋）の挙動を把握する実験（以下、実験.2 という）と支承機能を一時的に回復させる実験（以下、支点開放実験という）を行った。支点開放実験の目的は、支承の移動機能の実態を把握することである。

実験.2 は、図-2.8 に示す位置で、ひずみ、変位、加速度を測定したほか、支点近傍に傾斜分解能 1 ナノラジアンを有する高精度傾斜計を設置して、主桁のたわみ角を測定した。荷重の載荷方法は、総重量 20tf と 25tf のダンプトラックを 1 台ずつ用意し、前述した落合橋と同様に載荷位置、載荷台数及び走行速度を変えて行った。

支点開放実験では、図-2.9 に示す支点近傍と支間中央部に着目して測定を行った。試験

車両は、総重量 20tf（前輪 1 輪当りの軸重 2.8tf，後輪 1 輪当りの軸重 3.6tf，軸間距離は落合橋の 25tf と同じ）のダンプトラック 1 台を用いた。

支承機能を回復させる方法として、2 つの方法を試みた。第 1 の方法は、可動支承の水平移動機能を回復させることを目的として、可動支承の上沓と下沓の間に摩擦抵抗の小さいテフロン板を挿入する方法である（写真-2.14）。テフロン板は、厚さ 1mm のステンレス板（SUS403）の表面に厚さ 1mm の四フッ化エチレン樹脂（PTFE）を接着したものを使用した。

第 2 の方法は、支承の回転機能と水平機能を回復させることを目的として、可動側の BP-A 支承を仮設ゴム支承に替える方法である（写真-2.15）。仮設ゴム支承は設計活荷重 TL-20 を条件として設計した結果から、クロロプレンゴム 3 層から構成された平面寸法 360mm×360mm，全厚 62mm の断面とした。ゴム支承の物性値は製品検査の値を用い、ゴムの静的せん断弾性 0.8N/mm²，圧縮バネ定数 424 kN/mm² とした。また、仮設ゴム支承の設置位置は、既設の BP-A 支承に干渉しないように可動支点から 45cm 離れた位置にセットした。

テフロン板や仮設ゴム支承の設置手順は、まず、ジャッキアップ位置の主桁を垂直補剛材で補強した後、BP-A 支承のサイドブロックを取外して上沓と下沓を切り離す。次に、橋台前面に設置したベント上に油圧ジャッキをセットして、上部工を 3mm 程度ジャッキアップした後、スライド板、仮設ゴム支承を取付けた。

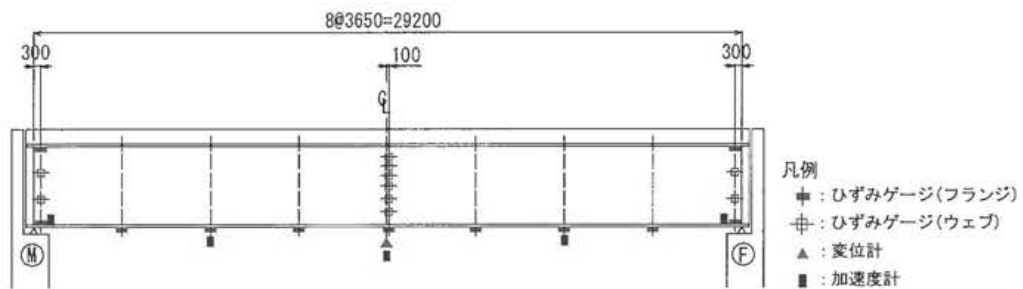


図-2.8 梨の木橋 実験 2 測定位置図

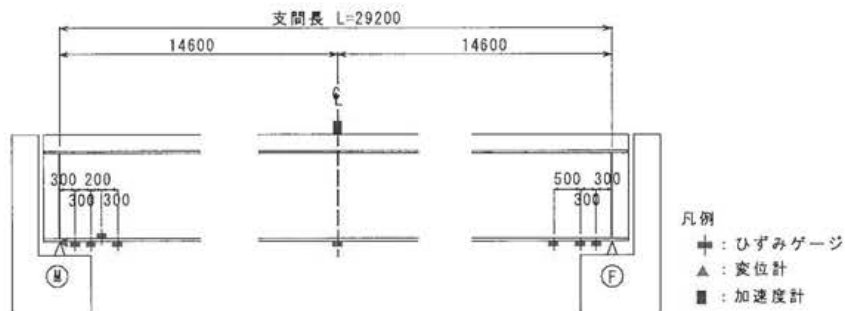


図-2.9 支点解放実験測定位置図

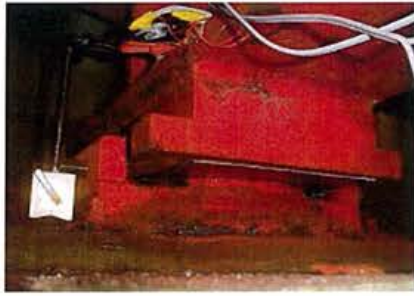


写真-2.14 テフロン板設置状況



写真-2.15 仮設ゴム支承設置状況

2.3 FEM 解析モデル

本研究では、汎用 FEM プログラム Ansys を用いて支承機能低下の影響を検討した。解析モデルは、床版と地覆をソリッド要素、主桁と横桁をシェル要素、対傾構と横構をビーム要素でモデル化した（図-2.10）。可動支承は、移動機能が低下した状態をピン、正常な状態をローラーでモデル化した。また、ゴム支承はソリッド要素でモデル化した。ゴム支承のモデル化では、弾性係数の値が解析結果に大きな影響を及ぼす。しかしながら、ゴム支承は、ゴムと鋼板の積層構造であるため弾性係数を一義的に定めることはできない。そこで、製品試験の結果（鉛直荷重 980kN で鉛直変位が 2.85 mm）と合うように FEM 解析モデルでトライアルし、弾性係数を $E=7.0 \times 10^8 \text{kN/m}^2$ と決定した。

落合橋の支点拘束実験における支承モデルは、鉛直方向をバネ要素、水平方向を拘束、回転方向を自由としてモデル化した。表-2.2 に各橋梁の支承モデルを示す。

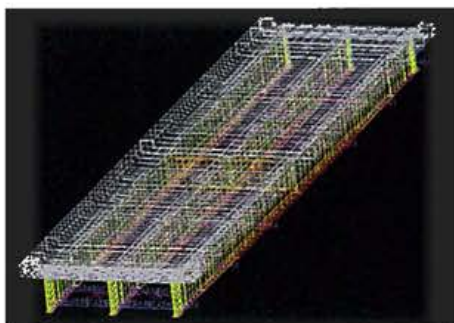


図-2.10 FEM 解析モデル
(梨の木橋)

表-2.2 支承のモデル化

橋梁名	支承の状態	支承モデル化		
		鉛直方向	水平方向	回転方向
落合橋	現状のゴム支承	ソリッド要素		
	水平拘束されたゴム支承	バネ	拘束	自由
梨の木橋	現状のBP沓(機能低下)	拘束	拘束	自由
	仮設ゴム支承	ソリッド要素		
	機能正常なBP沓	拘束	自由	自由

2.4 落合橋の実橋載荷試験の結果と考察

2.4.1 実験1（支承機能が正常な橋の挙動）

G2 桁上に総重量 25tf のダンプトラック 2 台を縦列載荷したケースの静的載荷試験の結果を取上げて考察する。図-2.11 は、G2 桁下フランジにおけるひずみ分布の測定値と FEM 解析値を示したものである。ゴム支承をソリッド要素でモデル化した FEM 解析値と測定値はほぼ一致している。スパン中央における両者の比率は「測定値/解析値=0.97」である。また、スパン 1/4 点におけるたわみの測定値と解析値の比率も「測定値/解析値=7.53mm/8.15mm=0.92」と近似している。表-2.3 は、ゴム支承の変位の計測値である。ゴム支承が試験車両の荷重に追従して水平方向と鉛直方向に動いていることが分かる。

動的載荷試験では試験車両が橋上から退出したあとの応答加速度データからパワースペクトルを求め、卓越振動数を抽出した。その結果、曲げ 1 次モード 3.5Hz、振り 1 次モード 5.7 Hz であった（図-2.12）。一方、FEM モデルによる固有振動数解析の結果は、曲げ 1 次モード 3.4Hz、振り 1 次モード 5.7Hz となり、測定値と解析値はほぼ一致した。以上の結果から、支承機能が正常な新設橋の静的及び動的挙動は、FEM 解析で再現できると言える。

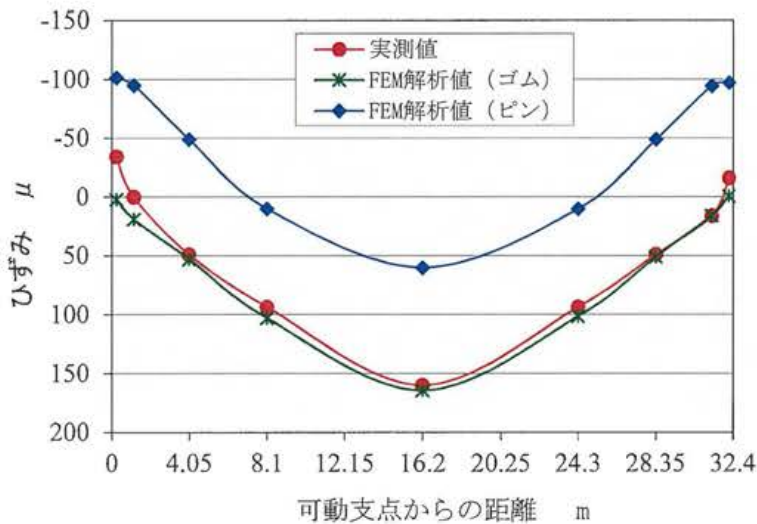
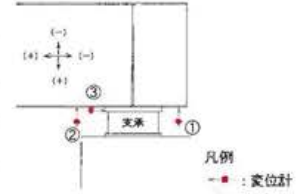


図-2.11 G2 桁下フランジのひずみ分布

表-2.3 支承変位とジャッキ反力測定値

試験名	測定桁	鉛直変位① mm	鉛直変位② mm	水平変位③ mm	ジャッキ反力 kN
試験-1	G2桁	-0.01	0.37	2.18	0
	G3桁	-0.01	0.43	3.13	0
支点拘束 実験	G2桁	0.11	0.31	-0.04	305 (346)
	G3桁	0.08	0.31	-0.05	260 (330)



()はFEM解析値を示す

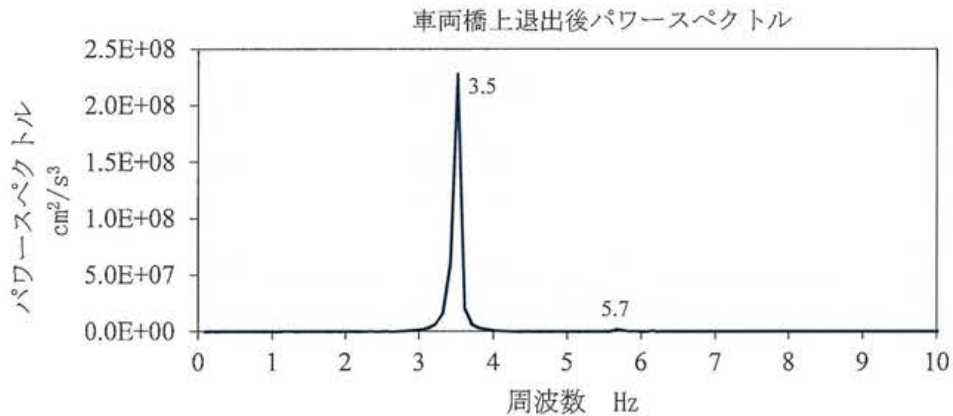


図-2.12 実験.1 パワースペクトル図

2.4.2 支点拘束実験

図-2.13 は、G2 桁下フランジにおけるひずみ分布の測定値と FEM 解析値を示したものである。載荷ケースは実験.1 と同じである。支点拘束があると主桁のひずみ分布は、支点から約 8m の区間が圧縮域となり、スパン中央の引張ひずみは、支承機能が正常な橋（実験 1）の 60%程度に減少することが分かる。

図-2.14 は、主桁断面方向のひずみ分布を示したものである。合成桁橋の場合、上フランジに引張応力が生じると床版コンクリートの橋軸方向にひび割れが生じて、桁の断面剛性が低下する恐れがある。前述したように、支点拘束があると、支点近傍の下フランジが圧縮域となるため、逆に、上フランジが引張域になることも考えられる。そこで、図-2.14 の上フランジ側のひずみに着目して、主桁断面方向の測定結果について考察した。

支間中央の上フランジのひずみは、実験 1 の値と支点拘束実験の値はほぼ同じであるが、支点近傍の上フランジのひずみは、実験 1 の値に比べ支点拘束実験の値が小さくなっている。すなわち、支承機能が低下している場合は正常な場合（実験 1）に比べ、支点近傍の

上フランジの圧縮応力は小さくなるようである。今回の実験では、支点拘束に伴う圧縮ひずみの低下率は約40%であった。荷重の大きさや載荷位置によっては、上フランジが引張域となることも考えられるため、上部構造に作用する様々な荷重状態を考慮して検討する必要があると思われる。

表-2.3の下段は、支承の変位とジャッキ反力の測定値を示したものである。支点拘束実験の鉛直変位①と鉛直変位②の差は、実験1のそれとあまり変わらない。支承の遊間部をライナー材で固定しても支承の回転移動は十分に拘束されていなかったようである。ジャッキ反力がFEM解析値の約80%であったことから考えると、支承の回転拘束が不十分であったために水平支承反力の一部がゴム支承の回転変形に吸収された可能性がある。支承が完全に拘束されていない状態であっても、載荷荷重（試験車両2台=500kN）とジャッキ水平反力（G3桁=260kN）との関係から、支承には載荷荷重の50%を超える大きさの水平反力が作用することが分かった。

動的載荷試験の卓越振動数は、曲げ1次モード4.5Hz、振り1次モード5.8Hzであった（図-2.15）。一方、FEMによる固有振動数解析の結果は、曲げ1次モード5.5Hz、振り1次モード6.5Hzで計測値とは差がある。支承の変位や反力の測定結果と同様に、支点拘束が不十分であったことが原因と考えられる。実験1と支点拘束実験の固有振動数の違いは、支点拘束の大きさが橋の動的挙動に大きく影響することを示すものである。

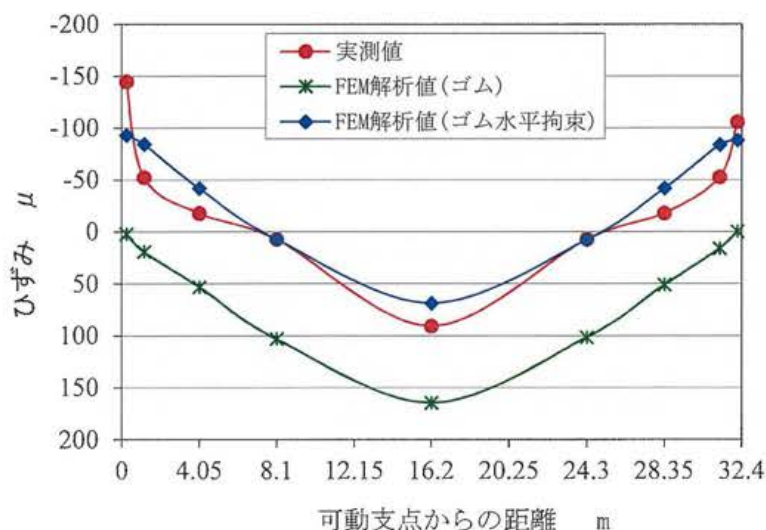


図-2.13 G2桁下フランジのひずみ分布図

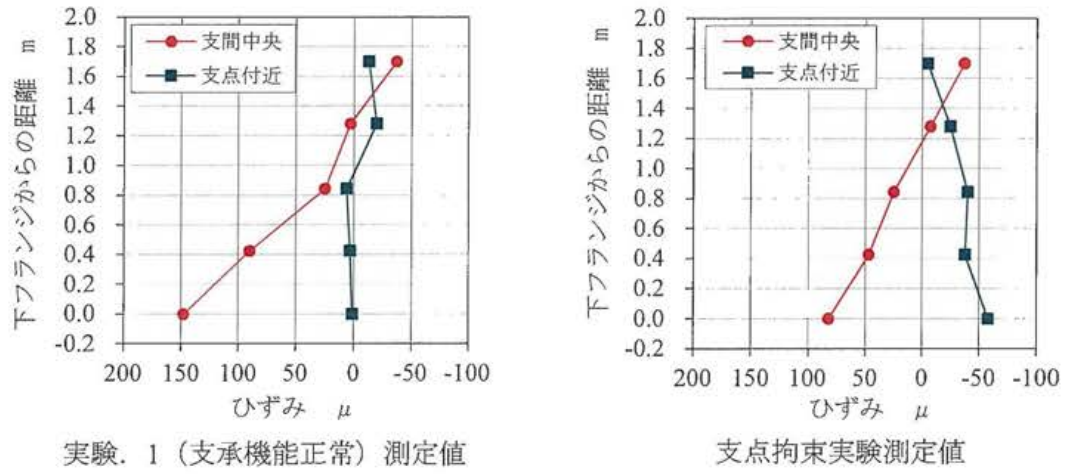


図-2.14 主桁断面方向のひずみの分布図

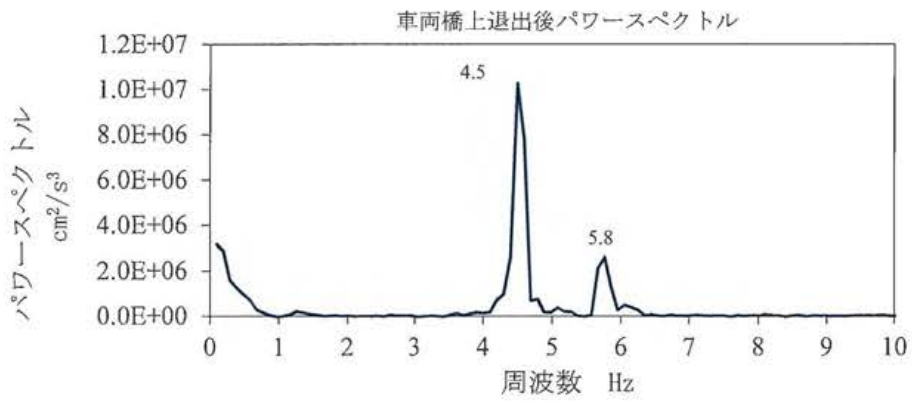


図-2.15 支点拘束実験のパワースペクトル図

2.5 梨の木橋の実橋載荷試験の結果と考察

2.5.1 実験2（現状の静的挙動）

図-2.16は、20tfと25tfのダンプトラックをG2桁の支間中央に載荷した場合のG2桁下フランジのひずみ分布を示したものである。測定値の応力分布は、可動支承をピンでモデル化したFEM解析とよく一致している。支点から約5mの区間では圧縮ひずみが生じ、その最大値は支間中央の引張応力の2倍程度になっている。このような応力分布は、両端固定桁に生じるひずみ分布と同様であり、また、落合橋の支点拘束実験の結果ともよく似ている。さらに可動支承の水平変位が0.08mmと微小であったことから考えると、梨の木橋のBP-A支承は、支点拘束がかなり強い状態であると言える。

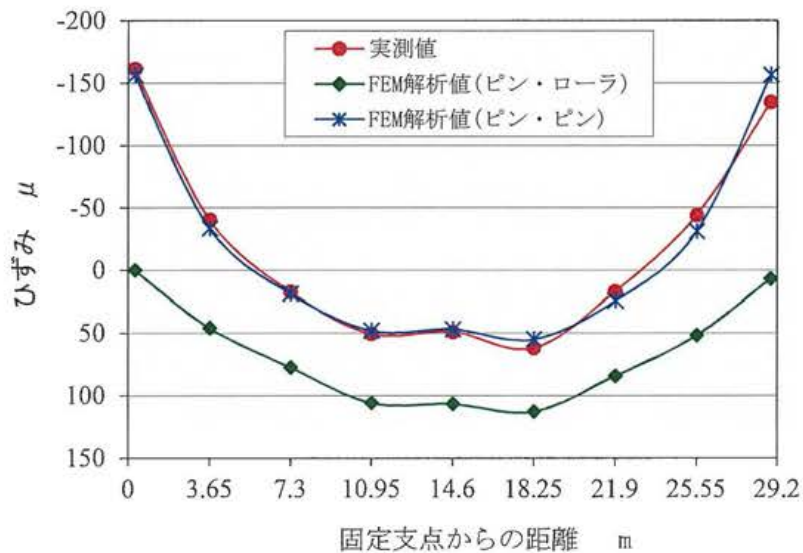


図-2.16 実験2.G2桁下フランジのひずみ分布

2.5.2 支点拘束開放実験

支点拘束開放実験では支承構造を変えて測定を行った。本章では、これらの測定を次のように表現する。既設のBP-A 支承のままで測定したものを「現状」、既設のBP-A 支承（可動）の上沓と下沓の間にテフロン板を挿入して測定したものを「テフロン板」、既設のBP-A 可動支承に替えて仮設のゴム支承を設置して測定したものを「仮設ゴム」とする。

(1) 静的載荷試験の結果

表-2.4 は、G2 桁下フランジの測定値と FEM 解析値を示したものである。数値が記載されていない部分は、「仮設ゴム」とひずみゲージ取付け位置の関係から、測定不能もしくは測定不要になった箇所である。測定値のうち「現状」および「テフロン板」は支点から 0.3m の値が可動支点と固定支点で異なっている。測定上の問題であると思われるが原因は判明していない。しかし、固定支点から 0.3m の値を除くと、実験.2 の結果と同様のひずみ分布を示すことから、固定支点から 0.3m 以降の値は信頼できると判断し、この値を用いて検討した。

図-2.17 は、測定値と FEM 解析値（支点条件ピン・ローラー）のひずみ分布である。表-2.5 は、可動支承の水平変位と可動支承近傍の主桁のたわみ角の測定値、FEM 解析値をまとめたものである。

表-2.4 G2 桁下フランジのひずみ

単位：μ

項目, 支点の状態		既設可動支点からの距離				支間中央	固定支点からの距離		
		0.3m	0.6m	0.8m	1.1m		1.1m	0.6m	0.3m
測定値	現状	-65	-44	-	-38	35	-34	-38	-39
	テフロン板	-61	-43	-	-38	33	-34	-39	-38
	仮設ゴム	-	-	-1	-2	42	-5	-7	-4
FEM解析値	ピン・ローラー	5	6	8	10	61	6	1	1
	ピン・ピン	-65	-55	-49	-45	33	-44	-51	-63
	ピン・ゴム	-	-	2	4	58	4	2	0

表-2.5 可動支承の水平変位と主桁のたわみ角

項目, 支承の状態		可動支承の 水平変位 mm	主桁たわみ角 μ R
測定値	現状	0.05	160
	テフロン板	0.05	209
	仮設ゴム	0.87	388
FEM解析値	ピン・ローラー	1.04	457
	ピン・ピン	0	27
	ピン・ゴム	0.96	408

(2) 「テフロン板」の考察

1) 支点拘束の開放

「テフロン板」のひずみ値は、「現状」のひずみ値及び支点条件ピンのFEM解析値とほぼ同じである。また、支承の水平変位も「現状」と同じ0.05mmである。たわみ角については「現状」に比べ少し大きくなっている。これは「テフロン板」による効果ではなく、実験を行う前にBP支承のサイドブロックを取外したことにより、これまで拘束されていた鉛直方向の動きが自由になったことが原因と思われる。これらの結果から、「テフロン板」では支点拘束は開放されなかったと言える。

2) 回転機能の回復

支承の回転角は、支点近傍の主桁のたわみ角で評価することができる⁵⁾。ここでは、このたわみ角を用いて、式(2.1)より支承の回転機能を評価する。

回転機能の正常値を支点条件ピン・ローラーのFEM解析値とし、この正常値とたわみ角測定値の比率を支承の回転機能率とすると、「現状」の35%に対して「テフロン板」は46%となり、テフロン板を設置したことにより支承の回転機能はわずかに回復した。

$$\text{支承の回転機能率} = \frac{\text{主桁たわみ角の測定値}}{\text{主桁回転角の解析値}} \times 100 \quad (2.1)$$

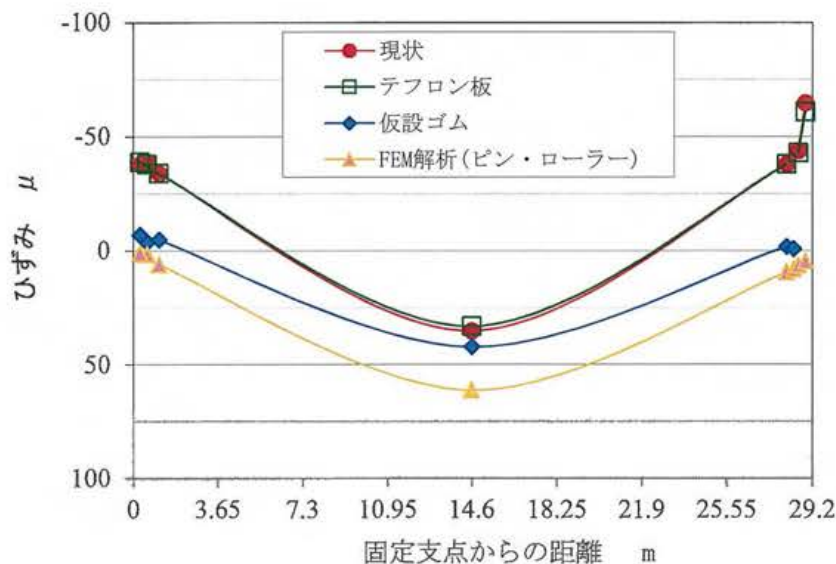


図-2.17 G2 桁下フランジのひずみ分布図

次に、支承の回転機能と主桁下フランジの圧縮ひずみの関係を見ると、主桁下フランジの圧縮ひずみは「現状」と「テフロン板」は同値である。「テフロン板」の回転機能が向上しても支点近傍に生じる主桁の圧縮ひずみは軽減されていない。さらに、「現状」と「テフロン板」の支承変位が同値であったことを考慮すると、支点拘束によって生じる主桁下フランジの圧縮ひずみの大きさは、支承の回転機能よりも支承の水平移動機能の影響を受けているものと考えられる。

3) 水平移動機能の回復

設計上の摩擦係数は「現状」(BP 支承)が $\mu = 0.15$ 、「テフロン板」が $\mu = 0.1$ である⁴⁾。「テフロン板」を用いて支承の摩擦抵抗を小さくしても、水平移動機能は「現状」と同じであった。

一般に、テフロン板の摩擦係数は、面圧とすべり速度の影響を受け、特に面圧の影響を強く受ける。面圧が小さくなると摩擦係数は増加する傾向にある。テフロン板に関する技術資料⁶⁾では、設計摩擦係数 $\mu = 0.1$ における基準面圧を 20N/mm^2 として、摩擦係数比と面圧の関係式を示している。

本実験における「テフロン板」の面圧は 12N/mm^2 で、上述した面圧の関係式からテフロン板設置後の支承摩擦係数を推定すると $\mu = 0.12$ 程度になる。現場では錆や汚れ等の影響も受けることから、面圧の要素だけでは実際の摩擦係数を推定することはできない。しかしながら、本試験の結果を見る限り、既設の BP-A 支承を設計摩擦係数 ($\mu = 0.15$) のレベルまで改善しても、水平移動機能は回復しないようである。

(3) 仮設ゴムの考察

可動支承を「現状」から「仮設ゴム」に替えると、「現状」で生じていた支点近傍の圧縮ひずみは減少し、その値は支点条件をピン・ローラーでモデル化した FEM 解析値に近づく。また、支承の水平変位および主桁たわみ角の測定値とそれらの正常値(支点条件ピン・ローラーの FEM 解析値)の比率は、それぞれ 84%、85%となり「現状」での比率 5%、35%に比べ大幅に改善した。

一方、支間中央のひずみは、測定値と正常値の比率が 69%であり、「現状」の比率 57%と比べ支点拘束の影響は回復傾向を示したものの、水平変位とたわみ角の比率 84%、85%に比べ回復の程度は小さかった。

この原因として、支点拘束によって主桁に生じていた圧縮力が支承取替え後も残り、その圧縮力が支間中央で生じる引張ひずみを小さくしているものと考えられる。FEM モデルを用いた実験結果の再現では、主桁の中立軸に 450kN の圧縮力を作用させた時、下フランジのひずみ値が測定値とほぼ一致した。

2.5.3 動的載荷試験の結果と考察

動的載荷試験では、試験車両が橋面上から退出したあとの応答加速度データからパワースペクトルを求め、卓越振動数を抽出した(図-2.18, 2.19, 2.20)。それらの値とFEMモデルによる固有振動数解析の結果をまとめたのが表-2.6である。

曲げ一次モードの測定値を見ると、支点拘束状態の「現状」と「テフロン板」の固有振動数は、支点拘束がほぼ開放された「仮設ゴム」の1.27倍となっている。この傾向はFEM解析でも同様であり、支点条件ピン・ピンの固有振動数は、支点条件ピン・ゴム及びピン・ローラーのそれぞれ1.29倍、1.61倍になる。この結果から、支承機能が低下している橋は、そうでない橋に比べ、固有振動数が約30%以上高くなると考えられる。また、振れモードでも、支点拘束が強くなると固有振動数が高くなる傾向にあるが、その比率は5%~18%程度で曲げ一次モードの増加率に比べ小さい。

表-2.6 固有振動数の測定値とFEM解析値の比較

項目, 支承の状態		曲げ1次モード $\mu\text{cm}^2/\text{S}^3$	ねじれ2次モード $\mu\text{cm}^2/\text{S}^3$
計測値	現 状	5.2	6.4
	テフロン板	5.1	6.4
	仮設ゴム	4.1	6.0
FEM解析値	ピン・ローラー	3.6	5.4
	ピン・ピン	5.8	6.7
	ピン・ゴム	4.5	5.7

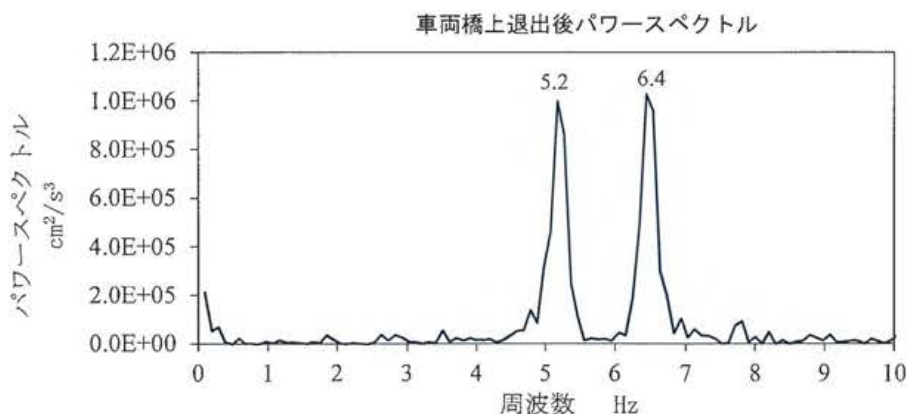


図-2.18 「現状」パワースペクトル図

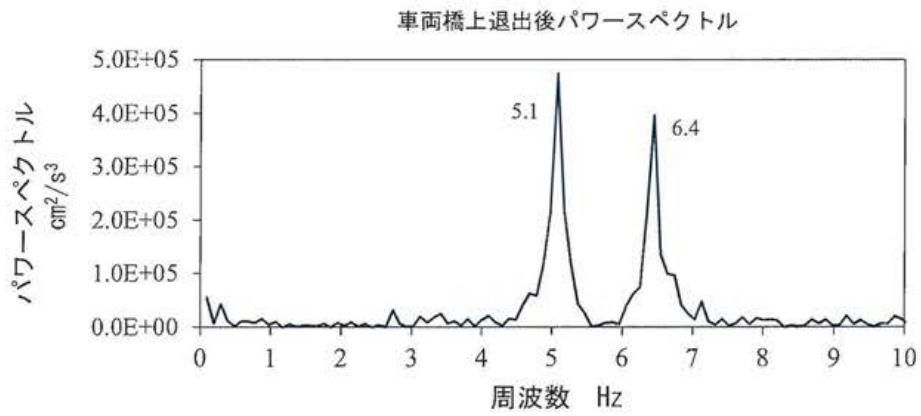


図-2.19 「テフロン板」パワースペクトル図

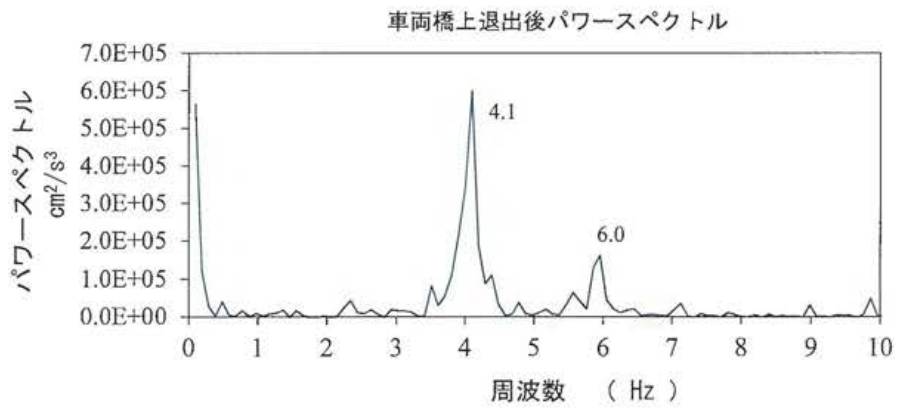


図-2.20 「仮設ゴム」パワースペクトル図

2.6 支点拘束が上部構造に及ぼす影響

これまでの実験結果を踏まえ、支点拘束が上部構造にどのような影響を及ぼすかについて、梨の木橋を対象として検討する。

2.6.1 検討条件

(1) 摩擦抵抗力の設定

支承機能が低下した橋でも、ある大きさの外力が作用すると、支承が動き支点拘束が開放されると考えられる。

この場合、支点の拘束力が最大となるのは、支承が動く直前で「水平支承反力≒支承の摩擦抵抗力」となる状態である。本検討では、支承の摩擦係数を $\mu = 0.8$ として摩擦抵抗力を算定した。摩擦係数 $\mu = 0.8$ は、無潤滑な状態の鋼と鋼の摩擦係数の最大値⁴⁾を採用したものである。なお、今回の実験結果から梨の木橋の支承の摩擦係数を求めると $\mu = 0.55$ （最小値）であった。

(2) 解析条件

上部構造全体をモデル化した FEM 解析を用いて、支点拘束が主桁、横桁及び対傾構の応力度にどの程度影響を及ぼすかを検討する。常時の外力として考慮する荷重は、活荷重 L-20、L-14 と温度とし、支点拘束力は支承の摩擦係数 $\mu = 0.8$ に相当する抵抗力を考慮する。ただし、架設当時は支承機能が正常であったと考えられるため、死荷重による支点拘束力は考慮しない。解析モデルの支点条件は、支点拘束有りが両端ピンで、支点拘束無しが「ピン・ローラー」とする。

(3) 検討ケースの設定

表-2.7 は、支点条件をピン・ピンとした梨の木橋の FEM モデルに、活荷重を載荷した時に生じる水平支承反力と支承摩擦抵抗力の値を示したものである。摩擦抵抗力は死荷重と活荷重の鉛直反力の合計に摩擦係数 0.8 を乗じた値である。表-2.7 に示すとおり、活荷重載荷によって生じる水平支承反力が支承の摩擦抵抗力と同じ値にならないため、活荷重に温度の影響を加えて検討ケースを設定する。

表-2.8 は、活荷重と温度を組み合わせた検討ケースを示したものである。死荷重のみが作用する状態では、表-2.7 に示すとおり L-20 では水平支承反力が摩擦抵抗力を上回り支点拘束が開放されてしまうため、L-14 で検討する。L-14 が載荷されると桁が伸びる方向に水平支承反力が発生する。よって、同方向に伸びるプラスの温度差を加えて、水平支承反力と摩擦抵抗力がほぼ同じ値となる状態を求め「L-14 + 温度差 1°C」を検討ケースとした。

一方、マイナスの温度差で桁が縮む方向に水平支承反力が発生する状態では、L-20 を載

荷しても摩擦抵抗力が水平支承反力を上回る。しかし、温度差が -8°C を越えると支点拘束は開放されるので、 -8°C を超える温度差と L-20 との組合せは対象外である。よって、マイナス温度時の検討ケースを「L-20 + 温度差 -8°C 」とした。以上に加え、梨の木橋の設計時の状態（支承機能が正常な状態）を検討ケースとした。

表-2.7 G2 桁の水平支承反力と支承摩擦抵抗力

荷重の名称	鉛直反力 kN	水平力 kN	摩擦抵抗力 kN
死荷重	382	-	306
試験車両(20tf+25tf)	88	257	376
設計活荷重 L-20	236	560	494
設計活荷重 L-14	165	392	438

表-2.8 検討ケース

荷重の名称	水平力 kN	摩擦抵抗力 kN
温度差 8°C	306	306
L-14, 温度差 $+1^{\circ}\text{C}$	415	438
L-20, 温度差 -8°C	255	494
L-20 (設計時)	0	0

2.6.2 検討結果

図-2.21 は G2 桁上フランジの応力分布を、図-2.22 は G2 桁下フランジの応力分布を示したものである。これらの応力には死荷重応力は含まれていない。表-2.9 は各検討ケースの最大応力に死荷重応力を加えた値である。

図-2.21, 図-2.22 の外力のみが作用しているケースでは、上フランジと桁端部の下フランジで L-20 (設計時) の応力値を超えるケースがある。しかし、表-2.9 に示すように、死荷重応力を加えて比較すると、L-20 (設計時) の応力とほぼ同じになる。上フランジ及び下フランジの許容応力度は、それぞれ $241.5\text{N}/\text{mm}^2$, $210\text{N}/\text{mm}^2$ なので全てのケースが許容応力度内に収まる。また、横桁及び対傾構の応力も主桁と同様の傾向を示す(表-2.10)。

以上の検討から、支承機能が低下し、支点拘束力が無潤滑な状態の鋼と鋼の摩擦抵抗力まで達しても、上部構造の安全性は確保できるものと考えられる。ただし、既設橋梁では架設誤差や下部工の移動等により上脊が移動制限装置に衝突し、温度の伸縮が拘束されている橋もある。このような橋では、安全性を確保できないことも有り得るため、今回の検討ケースだけでなく、橋の様々な状態を考慮した検討が必要であると考えられる。

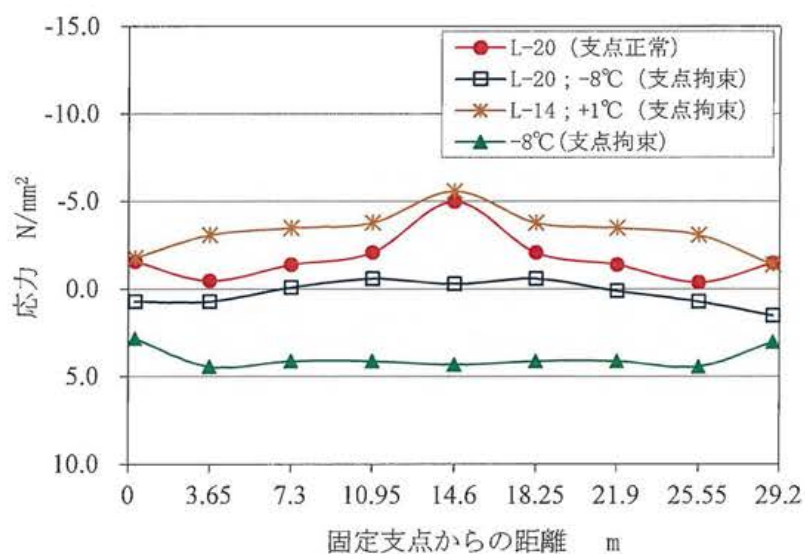


図-2.21 G2 桁上フランジの応力分布図

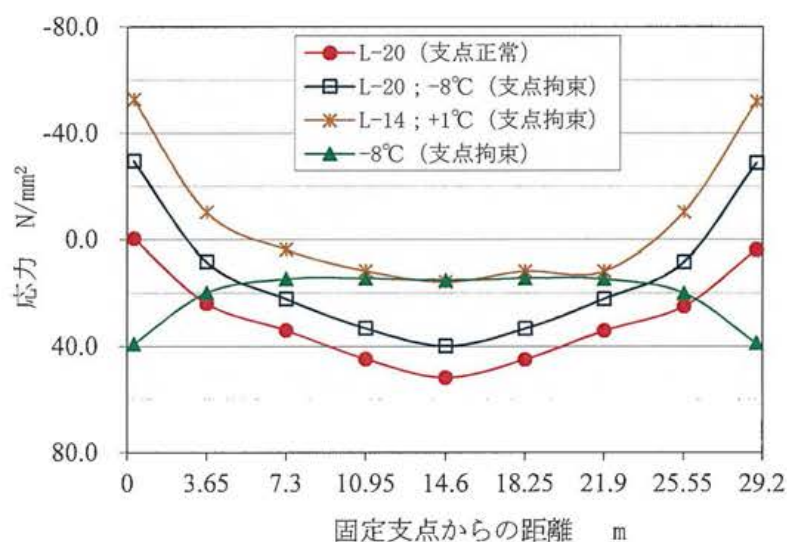


図-2.22 G2 桁下フランジの応力分布図

表-2.9 主桁上下フランジの最大応力度

荷重の名称	支承機能の状態	部材	可動支点からの距離		
			0.3m	7.3m	14.6m
L-20 (設計時)	正常	上フランジ	-42	-162	-213
		下フランジ	22	139	187
L-14, 温度差+1°C	拘束	上フランジ	-42	-163	-213
		下フランジ	-44	108	188
L-20, 温度差-8°C	拘束	上フランジ	-39	-159	-211
		下フランジ	-21	130	175

表-2.10 横桁，対傾構の最大応力度

荷重の名称	支承機能の状態	横桁フランジ N/mm ²	対傾構下弦材 N/mm ²
L-20 (設計時)	正常	-79.7	26.7
L-14, 温度差+1°C	機能低下	-75.8	27.0
L-20, 温度差-8°C	機能低下	-77.9	24.8

2.7 まとめ

本章で得られた結論を以下にまとめる。

- (1) 支承機能が低下し支点拘束を受ける橋では，支点付近の主桁下フランジに圧縮ひずみが生じる。圧縮ひずみの大きさは支点の拘束力の影響を受ける（拘束力が大きくなると圧縮ひずみも大きくなる）。
- (2) 支点拘束がある橋の固有振動数は，支点拘束が無い橋の固有振動数より大きくなる特徴がある（梨の木橋では 30%以上）。この特徴を利用して，固有振動数から支点拘束の有無を判定することが可能である。
- (3) ゴム支承を有する橋の挙動は，ゴム支承を適切（支承の物性値及び力学特性に合うソリッド要素またはバネ要素）にモデル化した FEM 解析でほぼ再現できる。
- (4) 支承機能が低下している橋の挙動は、支点条件をピン・ピンとしてモデル化した FEM 解析でほぼ再現できる。
- (5) FEM 解析モデルを用いた検討結果より，梨の木橋では，L-20 載荷または 8°C の温度差で支点拘束が開放されると考えられる。また，梨の木橋では，支承機能が低下し，支点拘束力が無潤滑な状態の鋼と鋼の摩擦抵抗レベル（ $\mu=0.8$ ）まで達しても，常時の外力に対する主桁，横桁及び対傾構の応力度は許容応力度を超えることはなかった。

参考文献

- 1) 社団法人 岩手県土木技術センター：道路橋設計荷重の変更による既設橋梁上部工に及ぼす影響 第4回共同研究報告書, 2002.8
- 2) 西川和廣, 村越潤, 広瀬隆広：鋼桁支承ソールプレート溶接部の疲労に関する検討－実橋載荷実験に基づくソールプレート周辺部の応力測定結果の報告－, 土木技術資料 35-2,1993.2
- 3) 徳田浩一, 岩崎雅紀：支承の活荷重に関する実験的研究,構造工学論文集, Vol.41A,1995.3
- 4) 社団法人 日本道路協会：道路橋支承便覧, pp.35,2004.4 ; 1991.7 ; pp.54,1991.7
- 5) 黒墨秀行, 岩崎正二, 出戸秀明：高精度傾斜計を用いた実橋載荷試験時の傾斜計測により推定される支点付近の挙動, 土木学会東北支部技術研究発表会講演概要集, 2008.3
- 6) 角型すべり支承技術資料：東京ファブリック工業（株）, pp.10. 2007.6

第 3 章

2 径間単純鋼鈹桁橋の挙動特性に 及ぼす下部構造の影響

3.1 概説

経済や社会情勢の変化により社会資本の新規更新は難しくなり、既設橋梁を維持管理しながらいかに長寿命化させるかが問題となっている。そのために、既設橋梁の現状における健全度評価が必要であり、その調査方法の中に静的および動的載荷試験がある。その調査結果に基づき適切な補修・補強を実施することにより橋梁の延命化が実現可能となる。道路橋の維持管理においては平成5年に設計荷重が200kNから250kNに変更され、それに伴う橋梁の補修・補強に関しては数種の照査方法¹⁾が提案されている。

著者等は、平成11年度より岩手県内の架設後かなり年数が経過した単純合成鋼板桁橋6橋を対象に実橋載荷試験²⁾を行い、発生する実応力の実態把握に努めてきた。これらの結果、ほとんどの橋梁で支承の老朽化などのため可動支点が拘束されて水平支承反力が発生し、その影響により支間中央の実測ひずみが設計ひずみの65%程度になることを確認している。著者等はこれらの結果に基づき支点拘束を考慮した既設単純合成鋼板桁橋の計測・評価手法の提案^{3)~6)}を行ってきた。特に文献4)、5)では、静的載荷試験結果と3次元FEM解析を用いて、支点拘束を有する既設鋼板桁橋の主桁の耐荷力判定を行う評価手法を提案している。しかしながら、これらの手法を支点拘束状態となっている2径間の単純合成鋼板桁橋に適用する場合、下部構造（主に橋脚）を含めた2径間にわたる全体系モデルによる解析を行わないと、実測結果と解析結果が一致しないことが分かった。

本章では、岩手県の架設後25年経過した2径間単純合成鋼板桁橋において、静的及び動的載荷試験を実施し、これらの試験結果より支点拘束を有する対象橋梁の静的及び動的挙動を明らかにするとともに、下部工（主に橋脚）の挙動が上部工の静的及び動的特性にどのような影響を与えるかを実験的に検討する。また、トラック車両走行時のたわみ・ひずみの応答及び支承に発生する水平反力について、各径間の主桁下フランジの伸びと、下部構造上端の水平変位との適合条件から求める応力的な解析方法について提案し、その解析結果を実験結果と比較することで提案手法の有効性を検証した。

3.2 実橋載荷試験の概要

3.2.1 対象橋梁

図-3.1 に示す試験対象橋梁である下梅田橋は、岩手県紫波町に 1982 年に架設され、載荷試験時における経過年数 25 年、支間長 27.75m、桁高 1.5m の 2 等橋 (TL-14) である。主桁は 3 本、上部工形式は 2 連単純合成鋼桁橋である。今回の載荷試験では 2 径間について静的載荷試験⁷⁾と動的載荷試験⁸⁾を実施した。

3.2.2 静的載荷試験の概要

静ひずみ測定では、図-3.2 に示すように第 2 径間 (以下測定径間と表す) は各主桁の下フランジの両支点と両支点より 300, 600, 1200mm 離れた点、及び支間の 1/2, 3/8, 1/4, 1/8 の点の橋軸方向に、第 2 径間 (以下、隣接径間と表す) は各主桁の両支点より 300mm 離れた点、及び支間の 1/2 の点の橋軸方向にひずみゲージを貼り測定を行った。

静変位測定では、測定径間の各主桁下フランジの両支点、支間の 1/2 の点、及び橋脚上部に 2 点、橋台上部に 2 点変位計を設置し測定を行った。

高精度傾斜計によるたわみ角測定⁹⁾は、測定径間の G3 桁 (以下耳桁と表す) の可動支点付近と橋脚上 (写真-3.1) に設置して行った。

載荷重は 20tf トラックを 2 台あるいは 20tf と 15tf トラックを用意し、耳桁や中桁に最大応力が生じるようにし幅員方向に位置を変えて、トラックの後方どうしを突き合

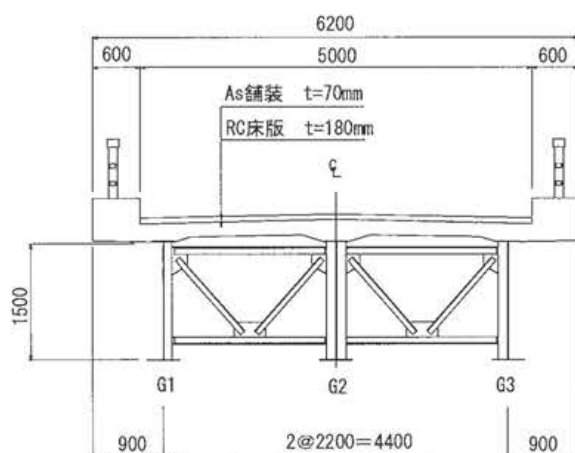


図-3.1 上部工断面図



写真-3.1 高精度傾斜計
設置状況

わせる形（写真-3.2）で測定径間あるいは隣接径間に直列載荷した。1台による単独載荷の場合は、トラック後輪の前タイヤが支間中央に一致するように載荷させた。また、20tfトラックを両径間に1台ずつ、トラック前方が向き合う形で支間中央に同時に載荷するケースも実施した。

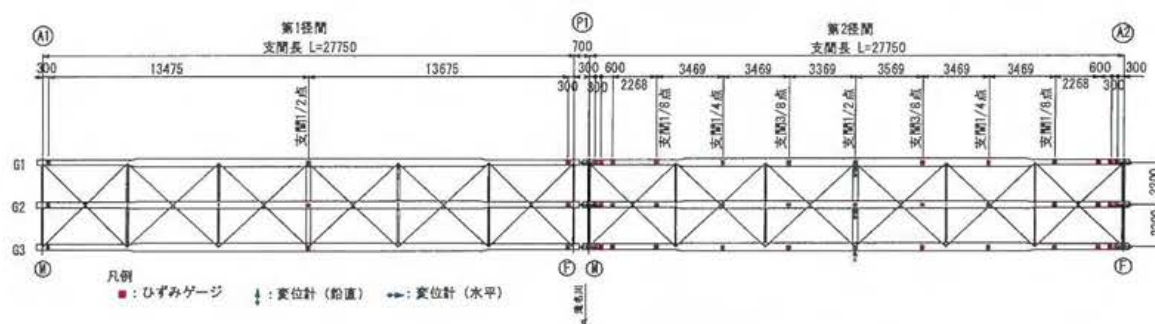


図-3.2 測定機器設置位置図(平面)



写真-3.2 静的載荷試験状況

3.2.3 動的載荷試験の概要

対象橋梁の固有振動数や動的応答波形を求めるために、4種類の試験方法を採用した。車両走行試験では、図-3.3に示すように計測径間の支間中央の地覆上及び各桁の下フランジ下面に加速度計を設置し、各桁の支間中央下フランジ下面及び可動支点部から300mm離れた点の下フランジ上面に動ひずみゲージ貼付する。さらに、各桁の支間中央の下フランジ下面及び橋脚上部2点に動変位計を設置して測定を行った。

試験車両は15tf、20tfトラックを単独または2台直列で耳桁及び中桁上を10km/h及び20km/hで（直列走行は中桁上を10km/h）各2回走行させた。

応答加速度の測定条件は、サンプリング周波数を 200Hz とし、測定時間はトラック車両が 10km/h で走行する場合、橋 10m 手前 (20km/h の場合は 20m 手前) から 30 秒間ないし 40 秒間とした。

常時微動測定¹⁰⁾では、下部工を通して地盤から入力される微振動により生じるランダムな応答速度を固有周期 1 秒 3 成分速度計 (レナルツ社製、感度 4V/(cm/s)) で測定した。

測定条件は、上下動のみ 10 分間計測し、サンプリング周期は 5ms とした。写真-3.3 に示すように速度計を各桁支間中央の下フランジ上面に設置し、橋梁に何も載荷していない自然状態と、20tf トラックを支間の中央あるいは 1/4 点に静的載荷した場合の 3 ケースで応答速度を計測した。

砂袋落下試験¹⁰⁾では、写真-3.4 に示すように約 0.59kN の砂袋を 1300mm の高さから、支間中央及び支間 1/4 点の 2 箇所 (耳桁、中桁) に落下させ、その応答加速度を測定した。測定条件は、サンプリング周波数を 200Hz とし、測定時間は砂袋衝突 5 秒前から 20 秒間ないし 30 秒間とした。加速度計の設置位置は、走行試験と同様である。

実稼動試験¹¹⁾は、20tf トラック車両 2 台を橋梁上でランダムに走行させ、その実稼動状態の振動応答を計測した。すなわち、3 軸加速度計 (XYZ 方向測定) を 4 個使用し、そのうち 1 個の加速度計を中桁支間中央点に固定して参照点 (Reference) とした。残りの 3 個の加速度計を図-3.4 と図-3.5 に示すように、それぞれ各測定点 (主桁下フランジで合計 15 点、橋脚部合計 9 点) に移動させ、応答加速度を測定した。測定条件は、サンプリング周波数を 2~50Hz とし、データセット 1 つの収集に要する計測時間は約 4 分間のため、橋全体の 1 回の計測時間 (8 データセット) は約 34 分になった。

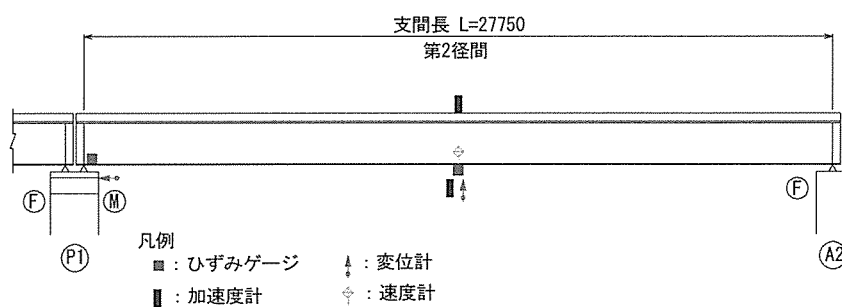


図-3.3 測定機器設置位置図



写真-3.3 速度計設置状況



写真-3.4 砂袋落下試験状況

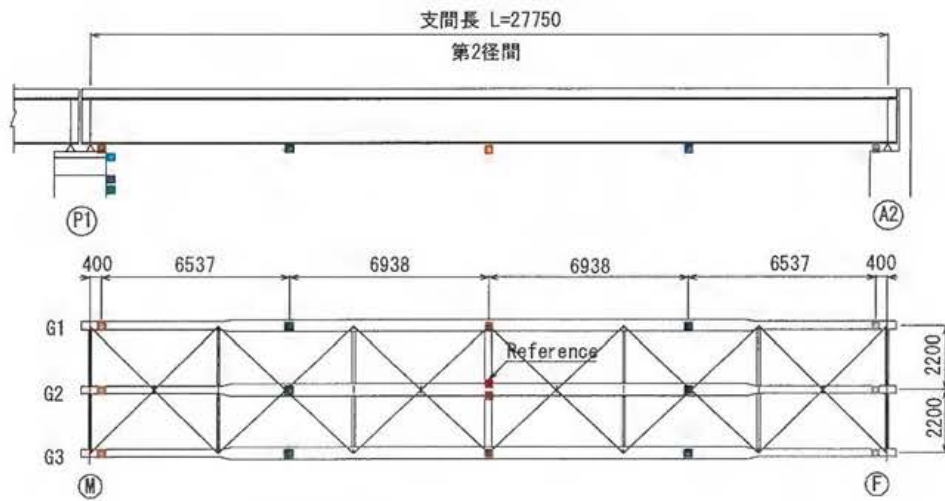


図-3.4 3軸加速度計設置位置図

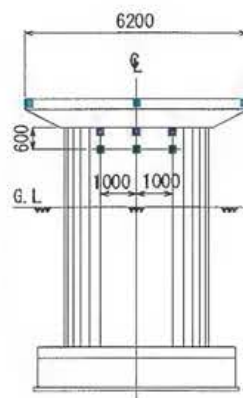


図-3.5 橋脚の3軸加速度計設置位置

3.3 実橋載荷試験の結果と考察

3.3.1 静的載荷試験の結果と考察

図-3.6 は、20tfトラック 2 台を測定径間の支間中央の耳桁に直列載荷した場合について、下フランジの橋軸方向の実測ひずみ分布を桁ごとに描いて比較したものである。測定径間では、すべての桁で両支点から $L/8$ (L : 支間長) までの区間で圧縮ひずみが生じており、最大圧縮ひずみは支間中央の引張ひずみより大きな値となっている。このようなひずみ分布は、両端固定桁で生じるひずみ分布と同じであることから、下梅田橋では可動支承が拘束されて軸方向に水平反力が発生している状態と考えられる。

また、隣接径間では各桁全長にわたってほぼ一定の圧縮ひずみが発生していることが分かる。このようなひずみ分布が生じる原因としては、下梅田橋の測定径間に生じた水平反力の 40% から 50% が橋脚を介して隣接径間に作用したためと考えられる。

図-3.7 は、図-3.6 とは逆に 20tfトラック 2 台を隣接径間の支間中央の耳桁に直列載荷した場合について、下フランジの橋軸方向の実測ひずみ分布を桁ごとに描いて比較したものである。測定径間に生ずる圧縮ひずみは、両支点近傍で応力集中のため若干大きめの値となっているが、桁全長にわたってほぼ一定の値となっている。隣接径間は測定点が少ないため 2 次放物線のグラフになっているが、図-3.6 の測定径間と似たグラフになると考えられる。また、図-3.6 の隣接径間のひずみ分布も図-3.7 の測定径間の分布と同様になると考えられる。

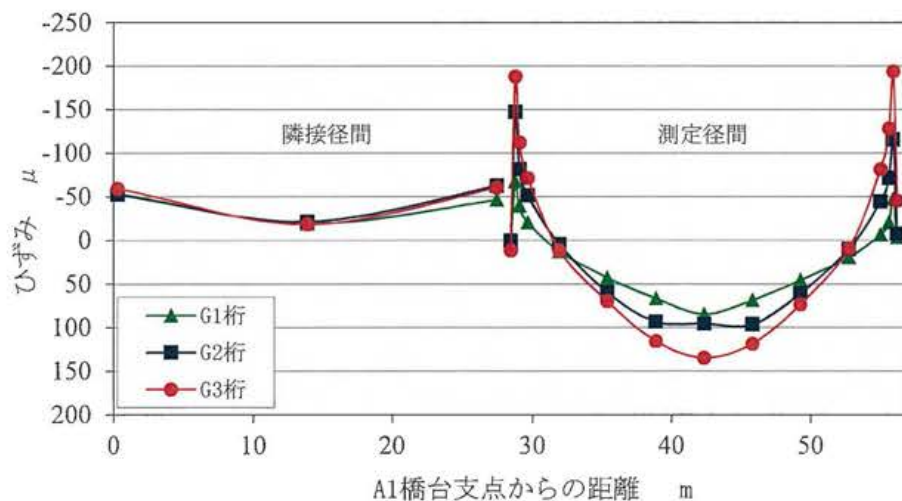


図-3.6 20tf+20tf・耳桁測定径間
直列載荷時のひずみ分布図

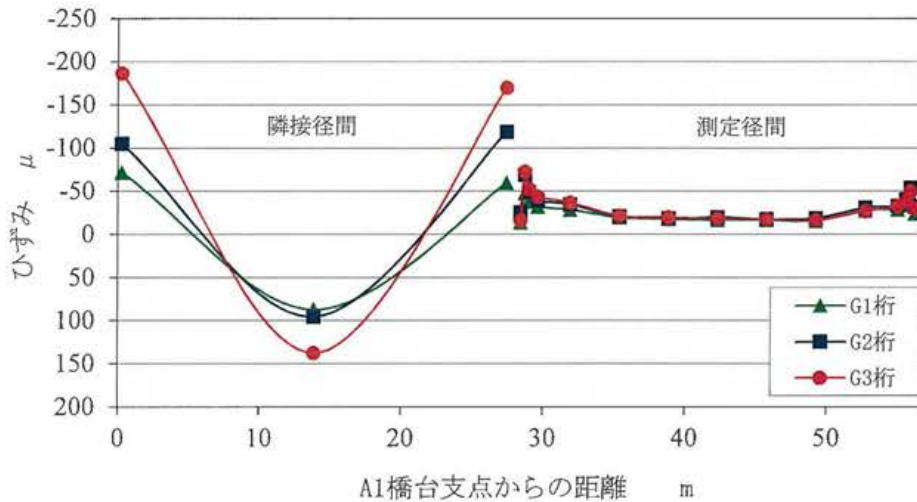


図-3.7 20tf+20tf・耳桁隣接径間
直列載荷時のひずみ分布図

図-3.8は、20tfトラックを測定径間、隣接径間に1台ずつ支間中央の耳桁に載荷した場合について、下フランジの橋軸方向の実測ひずみ分布を比較したグラフである。両径間ともに同じひずみ分布が発生しており、最大引張ひずみ、最大圧縮ひずみもほぼ同じ値となっている。表-3.1は、測定径間の支間中央、両支点、橋脚上部、橋台上部の変位の測定結果の代表例である。隣接径間載荷の場合、測定径間の支間中央に上向きの変位が生じている。また、橋脚上部は橋軸方向右側（測定径間側）に変位が認められる。測定径間載荷の場合、橋脚上部は橋軸方向左側（隣接径間）に変位をするようである。両径間載荷の場合、橋脚はほとんど変位していない。可動支点部の水平変位がほぼゼロであることから、主桁下フランジの伸びとともに、橋脚も一体となって変位していることが明らかとなった。

また静的載荷試験時に、橋脚上で高精度傾斜計による傾斜測定を行った結果、静的載荷時は、支承から見て載荷位置方向と逆側に橋脚が傾いている（すなわち、測定径間が広がるように橋脚が倒れる；倒れ角を持つ）ことが判明した。また、傾斜変化量と水平変化量を検討した結果、倒れ角の中心は、橋脚上より6.8mから11.4m(平均9.4m)となり（表-3.2）、橋脚の地上部には無いことが判明した。すなわち、図-3.9に示すように載荷時には橋脚全体が非常に小さな倒れ角で載荷位置の反対方向に傾いていると考えられる。このことから、本橋梁は、支承や橋脚を含む全体の挙動で載荷時の安定性を保っているものと考えられる。

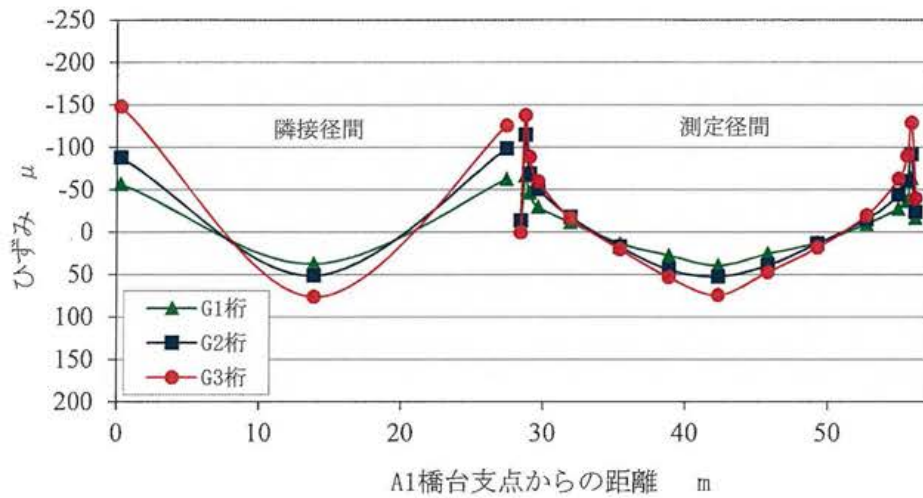


図-3.8 20tf・耳桁両径間載荷時のひずみ分布図

表-3.1 実測変位 (耳桁)

単位: mm

試験項目	試験回数	可動支点	橋脚天端	計測径間 支間中央	固定支点	橋台堅壁 上 端
計測径間 直列載荷	1回目	-0.005	0.823	-7.855	0.030	0.120
	2回目	-0.025	0.830	-7.875	0.035	0.095
隣接径間 直列載荷	1回目	-0.005	-0.831	1.260	0.035	0.051
	2回目	0	-0.866	1.340	0.025	0.059
両径間載荷	1回目	0	-0.043	-3.680	0.075	0.077
	2回目	0	-0.022	-3.670	0	0.079
備考		「-」は右に変位		「-」は 下に変位	「-」は左に変位	

表-3.2 橋脚上における高精度
傾斜計の測定結果

試験項目	橋脚倒れ角 μ R	移動量 mm	倒れ角の 中心 m
中央載荷	47	0.423	9.0
中央載荷	44	0.401	10.1
他径間載荷	-40	-0.456	11.4
他径間載荷	-37	-0.403	10.9
中央載荷	109	0.742	6.8

※ 「+」は図で、向かって左に倒れた角度と左に移動した距離

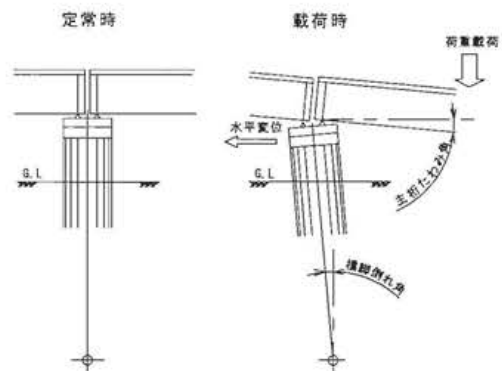


図-3.9 載荷時の橋脚・主桁
の挙動概要図

3.3.2 動的載荷試験の結果と考察

(1) 動変位

変位計より得た動変位の例として図-3.10, 3.11 にそれぞれ中桁上をトラック車両が10km/h で走行した場合の橋脚上部の水平変位と中桁支間中央の鉛直変位を示す。どちらの図にも20tf車が単独走行した場合と20tf車2台を車間距離2mで直列走行させた場合の2波形が示されている。

図-3.10 より単独走行, 2台直列走行どちらの場合でも橋脚が橋軸方向左右に同程度変位することが分かる。また図-3.11からは単独走行, 2台直列走行どちらの場合においても車両が隣接径間を走行している時、測定径間には正の変位（上向き）が現れていることも分かる。

これらの変位挙動が生じる原因としては、同橋梁で行った静的載荷試験結果において可動支点部の水平変位がほぼゼロである事実（表-3.1より）から、可動支点が拘束されたため載荷時主桁下フランジの伸びとともに橋脚が一体となって水平に変位したためと考えられる。

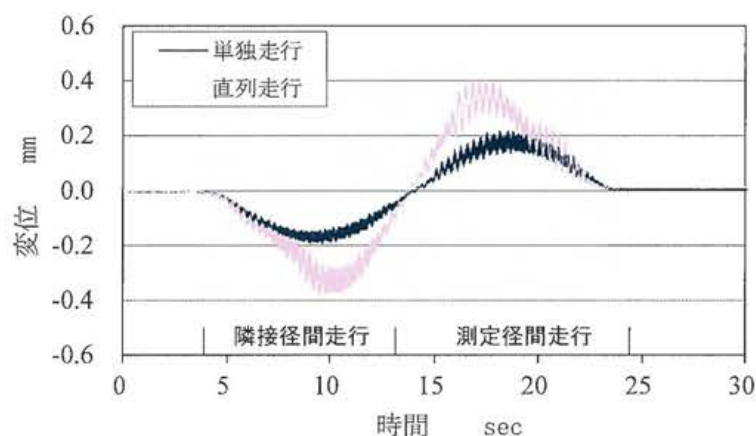


図-3.10 橋脚動変位（10km/h・中桁走行）

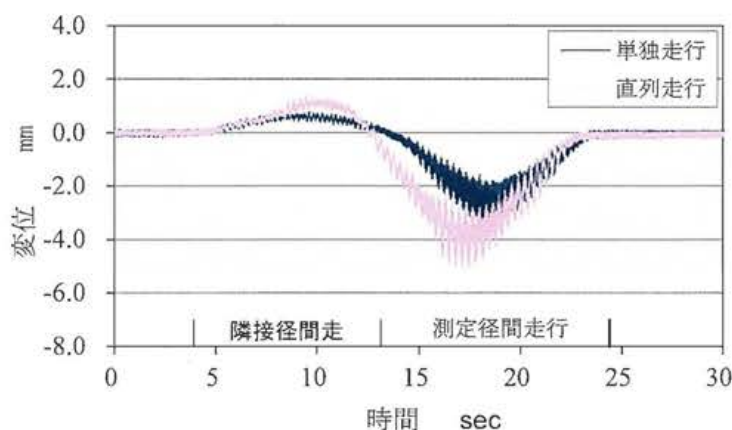


図-3.11 中桁支間中央点の動変位（10km/h・中桁走行）

(2) 動ひずみ

動的ひずみの例として図-3.12, 3.13 にそれぞれ中桁上を 10km/h で走行した場合の中桁支間中央点及び可動支点付近の動ひずみを示した。どちらの図にも 20tf 車が単独走行した場合と 20tf 車 2 台を車間距離 2m または 10m で直列走行させた場合の 3 波形が示されている。

図-3.12 から 20tf 車 2 台が車間距離 2m で直列走行した場合の動ひずみ波形は、20tf 車が単独走行した場合とよく似た波形となる。車間距離 10m で直列走行した場合の波形は上に凸な部分が 2 つに分離するとともに、その両最大値は単独走行の場合と変わらない。

また、図-3.13 に示すように、設計上曲げによる応力の発生を考慮していない支点部近傍の部位に支間中央部の 2 倍の動ひずみが発生しており、過去に起こった支点部近傍での疲労亀裂発生事例なども参考に考えると、疲労上厳しい環境に置かれている可能性があり、今後詳細な疲労照査¹²⁾を行う必要がある。

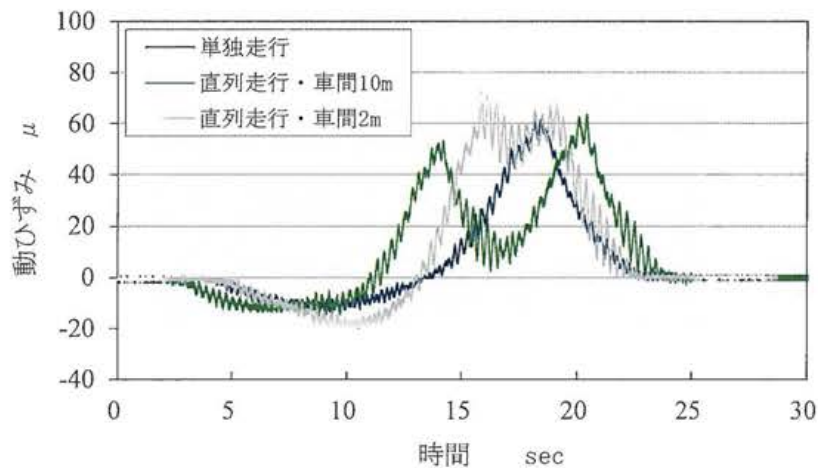


図-3.12 中桁支間中央点の動ひずみ(10km/h・中桁走行)

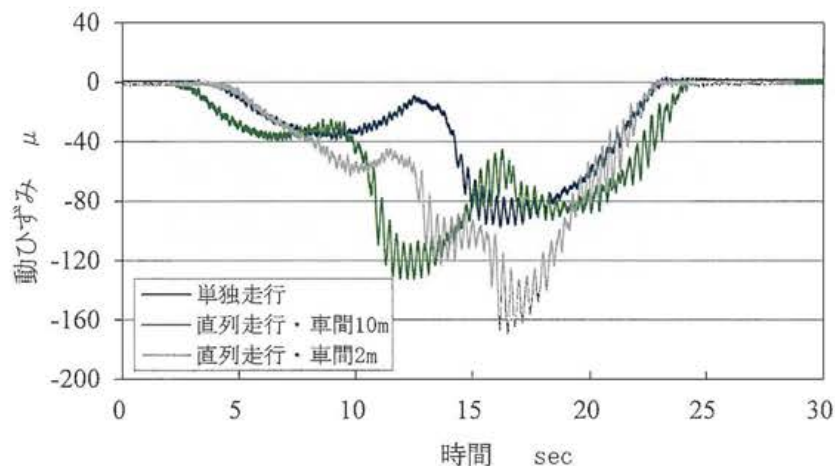


図-3.13 中桁可動支点近傍の動ひずみ(10km/h・中桁走行)

次に、式 (3.1) から各桁支間中央点及び可動支点付近での 20tf 車単独走行時に対する 2 台直列走行時の最大動ひずみの倍率を求め表-3.3 に示す。20tf 車に対する最大動ひずみの応答倍率（荷重効果）は、支間中央より可動支点近傍の応答倍率が高いのが特徴である。また、車間距離が 10m の場合と比べると 2m の場合のほうが大きくなる傾向がある。車間距離が 2m で走行した場合の可動支点付近の応答倍率は、中桁が他の桁に比べ大きくなっている。これは支点拘束により車両が走行している中桁へ荷重の影響が顕著に現れたためと考えられる。

これらの結果から支点拘束が有ると、可動支点近傍の動ひずみや応答倍率（荷重効果）の値が、支間中央の値より大きくなることが分かった。健全度評価のための車両走行試験の測定項目に可動支点近傍の動ひずみ計測を導入する必要があることを指摘したい。

$$\text{応答倍率 (荷重効果)} = \frac{\text{各直列走における最大動ひずみ}}{\text{20tf車の最大動ひずみ}} \quad (3.1)$$

表-3.3 20tf 車の最大動ひずみに対する応答倍率（荷重効果）

計測位置	車間距離	20t車1台の最大動ひずみに対する応答倍率					
		20t車+15t車 直列載荷			20t車+20t車 直列載荷		
		G1	G2	G3	G1	G2	G3
可動支点近傍	10m	1.27	1.25	1.31	1.39	1.37	1.44
	2m	1.33	1.41	1.32	1.52	1.71	1.58
支間中央	10m	0.91	0.89	0.9	1.05	1.02	1.03
	2m	1.15	1.12	1.15	1.32	1.27	1.34

(3) 固有振動数

図-3.14 は、15tf トラック車両走行試験における車両退出後の応答加速度から得られたパワースペクトルの一例である。図-3.15 は、砂袋落下試験において支間中央耳桁側に砂袋を落下した場合の応答加速度から得られたパワースペクトルを示す。砂袋落下試験では、砂袋衝突時から 0.1 秒後のデータを 4096 個サンプリングして解析している。両試験ともに、スペクトルの周波数分解能は、約 0.05Hz である。

図-3.16, 3.17 は、それぞれ無負荷の自然状態と 20tf トラックが載っている場合の速度計を用いた常時微動測定から得られたパワースペクトルの一例を示している。ともに 10 分間の測定データを 1 区間の長さ 20.48 秒（4096 点）の小区間に分割し、各区間で FFT によるパワースペクトルを算出し、全区間で算出されたパワースペクトルを平均化して求めている。ただし、全区間の平均振幅よりも平均振幅の大きい区間は、ノイズを除去するため平均値算出に使用していない。

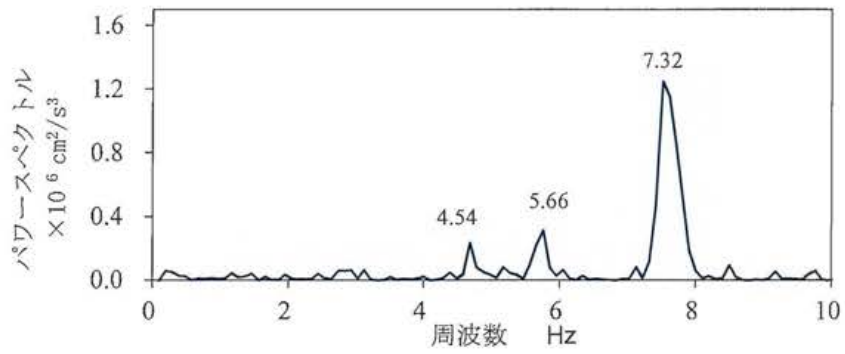


図-3.14 走行試験パワースペクトル図 (10km/h・耳桁走行)

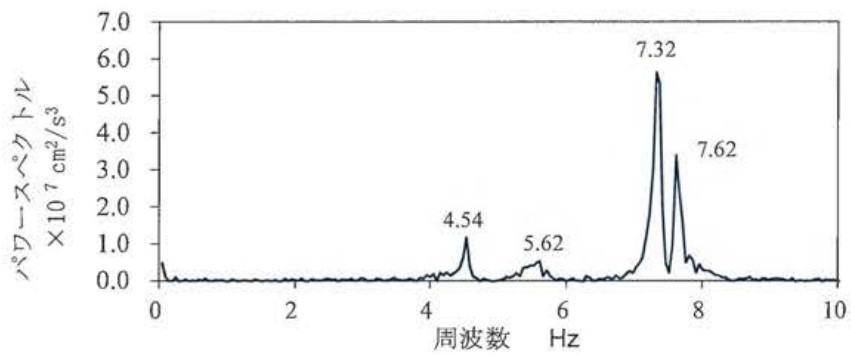


図-3.15 砂袋落下試験のパワースペクトル図

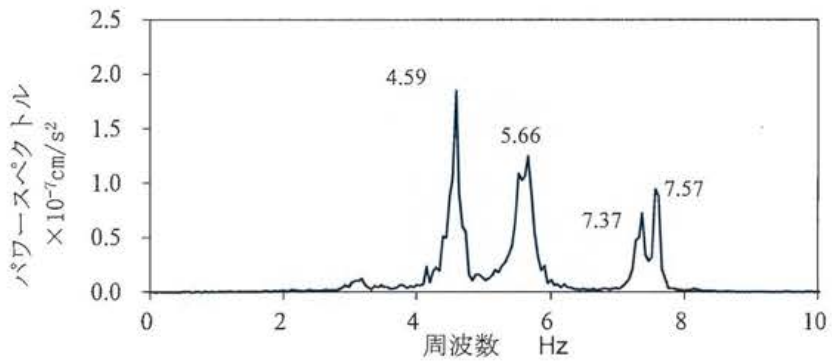


図-3.16 常時微動測定のパワースペクトル図 (荷重無)

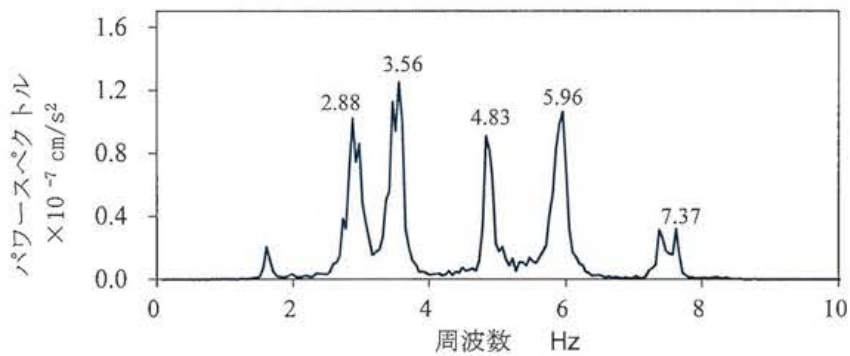


図-3.17 常時微動測定のパワースペクトル図 (荷重有)

実稼動解析は強化周波数領域分解法 (Enhanced Frequency Domain Decomposition method, EFDD 法)¹³⁾ と確率的小空間同定法 (Stochastic Subspace Identification method, SSI 法)¹⁴⁾ を用いて行った。EFDD 法は、実験より得られた出力信号を用いて高速フーリエ変換 (FFT) を行い、パワースペクトル密度を求める。その値を周波数毎に特異値分解して得られたデータスペクトルよりモデルを同定し、モーダルパラメータを一自由度正規化自己相関関数¹⁵⁾ から推定する。それに対して SSI 法は、信号処理した時間領域データを利用してパラメトリックモデルに適合させモーダルパラメータを推定する方法である。

実稼動試験によるモード解析においては、周波数分解能 0.031Hz (2048 lines) で解析を行った。この結果、SSI 法では固有振動数・減衰比の標準偏差のばらつきが共に大きく、良好な結果が得られなかった。それに対して、EFDD 法においては各測定点での周波数のばらつきが少なく、減衰比の値も妥当な結果が得られたため、EFDD 法の解析条件が最も本橋梁の振動特性を表現していると判断した。図-3.18 に EFDD 法の橋脚を考慮しない場合と橋脚を考慮した場合の固有振動数と固有振動モード図を示す。

図-3.18 に示すように、7 次までの固有振動数を同定できた。1 次と 2 次の固有振動数において単純支持の曲げ 1 次振動モードが推定され、3 次固有振動数では両端固定支持の曲げ 1 次振動モードが推定された。1 次と 2 次で得られた単純支持の曲げ 1 次振動モードは、橋脚が橋軸方向へ水平移動したために得られた振動モードと考えられる。

また、1 次固有振動数は実験の際に走行した大型車両のバネ上振動数 (2.5Hz から 3.5Hz) に近く、この影響により現われた振動モードと考えられる。3 次振動モードは、可動支承が十分に機能していないために現われた振動モードと考えられる。表-3.4 にモード毎に固有振動数および減衰比を、それぞれ橋脚を考慮しない場合と橋脚を考慮した場合に分けて比較したものを示す。表-3.4 より、橋脚を考慮しない解析結果と橋脚を考慮した解析結果を比較すると、固有振動数は近似した値が得られた。しかし、橋脚を考慮しない解析結果では 1 次の曲げ 1 次振動モードは得られなかった。表-3.4 より、モード減衰比は、橋脚を考慮しない解析結果より橋脚を考慮した解析結果の方が全体的に低い値が得られた。

表-3.5 は、各動的試験による固有振動数の結果を整理し比較したものである。表中のモードの名称欄は、実稼動試験により得られた振動モードから決定したものである。表-3.4 に示すように、橋が加振されているときの曲げ 1 次モードには、両支点の拘束状態 (可動-固定, 固定-固定) と橋脚変形の影響により 3 種類あることがわかった。すなわち、実稼動試験より得られた曲げ 1 次振動数 3.16Hz は、車両が橋梁を走行する時の橋脚の水平変位と車両の影響によって現れた固有振動数であると考えられる。

また、基本固有振動数において実稼動試験結果が、他の試験法より小さく算出されていることより、供用中の橋梁は、自然状態と異なる固有振動数を有することが分かった。架設時の基本固有振動数 (実測値あるいは実測データが無い場合は計算値) を

現状の実測固有振動数と比較して既設橋梁の健全度評価を行う方法¹⁶⁾がよく用いられている。本論文の結果から、現状の実測固有振動数を決定する際は、両支点の拘束状態や下部構造の影響を十分考慮する必要がある。

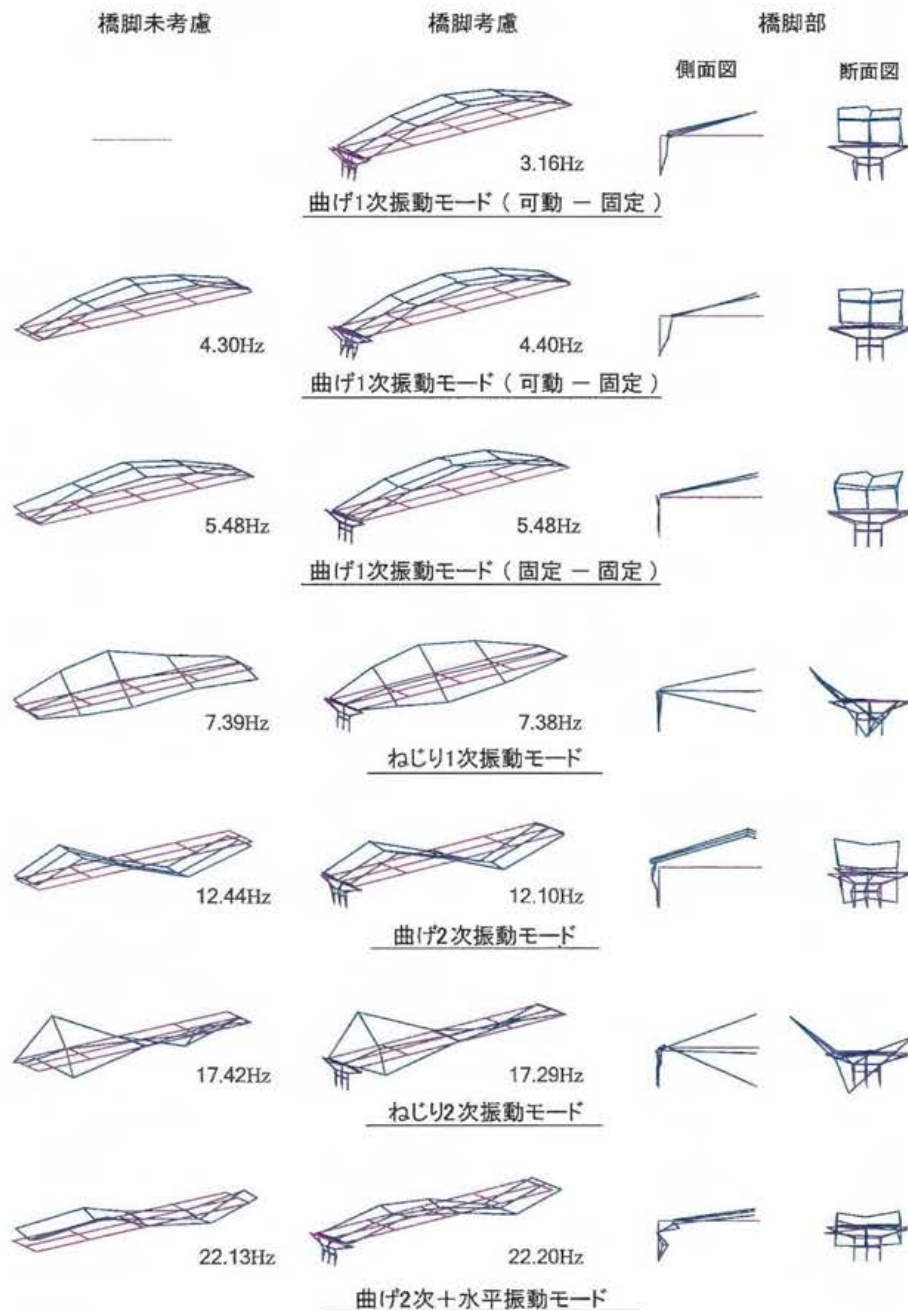


図-3.18 振動モード図

表-3.4 モード毎の固有振動数および減衰比の比較

モード	振動モード	固有振動数 (Hz)		減衰比 (%)	
		橋脚未考慮	橋脚考慮	橋脚未考慮	橋脚考慮
1	曲げ1次 (可動-固定)	-	3.16	-	2.03
2	曲げ1次 (可動-固定)	4.30	4.40	4.04	2.72
3	曲げ1次 (固定-固定)	5.48	5.48	3.22	2.92
4	ねじり1次	7.39	7.38	1.62	0.76
5	曲げ2次	12.44	12.10	1.84	0.44
6	ねじり2次	17.42	17.29	1.13	0.22
7	曲げ2次+水平	22.13	22.20	0.23	0.29

表-3.5 各動的試験によるモード毎の固有振動数の比較

モード	振動モード	砂袋落下試験	常時微動測定 (荷重無)	常時微動測定 (荷重有)	車両走行試験 (退出後)	実稼動試験 (橋脚未考慮)	実稼動試験 (橋脚考慮)
1	曲げ1次 (可動-固定)	-	-	3.56	-	-	3.16
2	曲げ1次 (可動-固定)	4.54	4.59	4.83	4.54	4.30	4.40
3	曲げ1次 (固定-固定)	5.62	5.66	5.96	5.66	5.48	5.48
4	ねじり1次	7.32	7.37	7.37	7.32	7.39	7.38
5	曲げ2次	-	-	-	-	12.44	12.10
6	ねじり2次	-	-	-	-	17.42	17.29
7	曲げ2次+水平	-	-	-	-	22.13	22.20

3.4 動的挙動に及ぼす下部構造の影響

3.4.1 車両走行試験結果

図-3.19は20tトラック車両を時速20km/hで中桁G2上を走行させたときの中桁1/2点の変位である。試験開始から2.95秒後に車両が橋上へ進入、8.21秒後に退出した。本来であれば、車両退出後の変位は0mmになるはずだが、実際には車両退出後に正の変位が表れた。これは、他径間の車両走行時に可動支承の拘束により橋脚を介して計測径間の支承に水平反力が生じたためと考えられる。なお、同時に行われた静的載荷試験においても橋脚に水平変位が生じることを確認している。これらの結果より、対象橋梁は支点拘束のため各径間が橋脚を介して互いに影響を及ぼし合っているものと考えられる。

図-3.20は、20tfの試験車両が橋面中央を走行した時の耳桁G1の固定及び可動支点

近傍(支点から 30cm の点)の動的ひずみの時刻歴応答曲線を示したものである。図より
 応答曲線は可動支承の支点拘束のため二つの山を持ち試験車両が測定径間を通過して
 隣接径間を走行した際にも、本来生じるはずのない圧縮ひずみが計測されている。

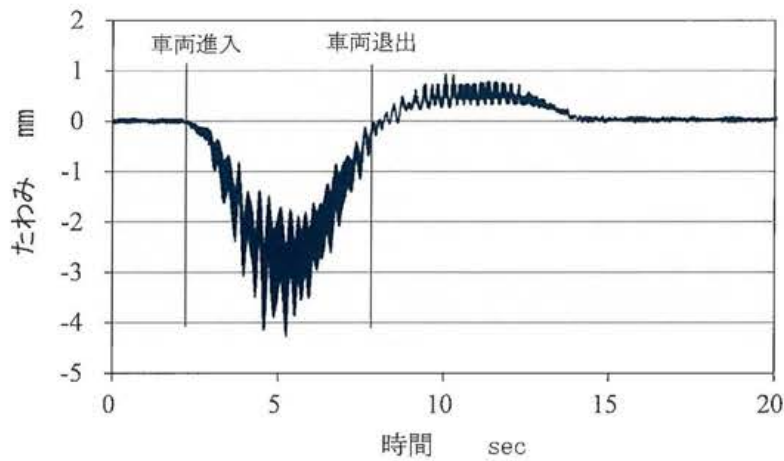


図-3.19 動的変位 (20km/h・中桁走行・中桁 1/2 点)

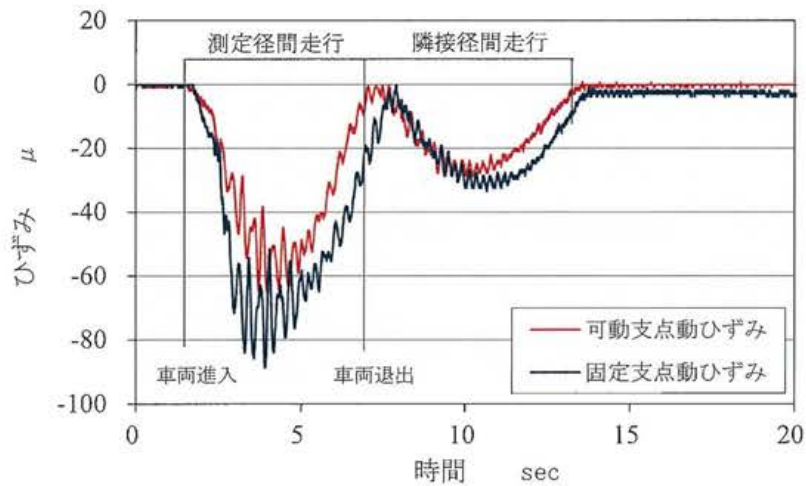


図-3.20 可動支点動ひずみと固定支点動ひずみの比較

3.4.2 下部構造の変形を考慮した水平支承反力の推定法

水平支承反力の影響が下部構造までおよんでいることが動的及び静的载荷試験結果から判明した。ここでは、図-3.21 に示すような下部構造を含めた全体系モデルを考え、各径間の主桁下フランジの伸びと、橋脚・橋台の下部構造上端の水平変位の適合条件から支承に発生する水平反力を求める応力法的な解析手法を提案する。

動的载荷試験では、ダンプトラック（試験車両）が桁上を走行するので、厳密な応答値を得るためには、構造物の慣性力等を考慮した動的応答解析が必要である。本論文では、簡単に水平支承反力を得るため、トラック 1 台を 3 点荷重に置き換え、その荷重を移動させながら、静的に応力解析を行う準静的解析を採用した。

トラック車両が第 1 径間に载荷され水平支承反力 X_1 が発生したときの第一径間の桁の下フランジの伸び ΔL_1 は、式 (3.2) のようになる。

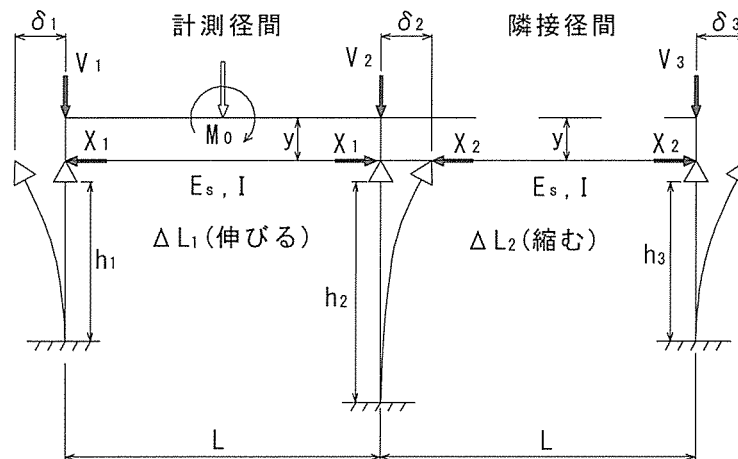


図-3.21 応力法の解析モデル

$$\Delta L_1 = \gamma A - \eta X_1 \quad (3.2)$$

ここで、

$$\gamma = \frac{y^2 L}{E_s I}, \quad A = \frac{m M_0}{y}, \quad \eta = \left(\gamma + \frac{\gamma^2 L}{E_s I} \right) \kappa$$

M_0 : 単純梁としたときの最大曲げモーメント(kN・m)

m : 弾性荷重の形状による係数

等分布荷重載荷の場合 m=0.76

活荷重の場合 1点集中荷重 m=0.75

ダンブ 1 台載荷 m=0.76

ダンブ 2 台載荷 m=0.77

y : 中立軸から下フランジまでの距離(m)

L : 支間長(m)

Es : 鋼の弾性係数(kN/m²)

I : 上部構造の断面二次モーメント(m⁴)

r : 断面二次半径(m),

κ : 支点近傍の局部ひずみなどによる補正係数で 1.03~1.07 の値

第二径間の支承には、水平反力 X₂ のみしか作用していないので、第二径間の桁の下フランジの伸び ΔL₂ は、

$$\Delta L_2 = \eta X_2 \quad (3.3)$$

下部構造を軸方向力 V と水平荷重 X を受ける片持梁と考えると、左側橋台、中央橋脚、右側橋台の上端変位 δ₁, δ₂, δ₃ は以下のようなになる¹⁷⁾。

$$\delta_1 = \frac{X_1}{V_1 K_1} (\tan k_1 h_1 - k_1 h_1) = \eta_1 X_1 \quad (3.4)$$

$$\delta_2 = \frac{X_1 - X_2}{V_2 K_2} (\tan k_2 h_2 - k_2 h_2) = \eta_2 (X_1 - X_2) \quad (3.5)$$

$$\delta_3 = \frac{X_2}{V_3 K_3} (\tan k_3 h_3 - k_3 h_3) = \eta_3 X_2 \quad (3.6)$$

ここで、

δ_i : i 番目の下部構造上端の水平変位(m)

X_i : i 径間の支承に作用する水平支承反力(kN)

V_i : i 支承に作用する鉛直反力(kN)

h_i : 下部構造の高さ(m)

I_i : 下部構造の断面二次モーメント(m⁴)

E_c : 下部構造の弾性係数(kN/m²)

$$k_i : \sqrt{\frac{V_i}{E_c I_i}}$$

第1径間の適合条件より,

$$\Delta L_1 = \delta_1 + \delta_2 \quad (3.7)$$

第2径間の適合条件より,

$$\Delta L_2 = \delta_2 - \delta_3 \quad (3.8)$$

式(3.2)～式(3.6)を式(3.7), 式(3.8)に代入して連立して解くと X_1 , X_2 は次式のようになる.

$$X_1 = \frac{\gamma/\eta_2}{\{(\eta + \eta_1 + \eta_2)/\eta_2\} - \{\eta_2/(\eta + \eta_2 + \eta_3)\}} A \quad (3.9)$$

$$X_2 = \frac{\eta_2}{\eta + \eta_2 + \eta_3} X_1 \quad (3.10)$$

したがって, この場合の第1径間の支点拘束率 α は以下の式で表せる.

$$\alpha = \frac{\eta/\eta_2}{\{(\eta + \eta_1 + \eta_2)/\eta_2\} - \{\eta_2/(\eta + \eta_2 + \eta_3)\}} \quad (3.11)$$

第1径間主桁の任意点のひずみ ε は,

$$\varepsilon = \frac{My}{E_s I} - \frac{X_1(y^2 + r^2)}{E_s I} \quad (3.12)$$

ここで,

M: 単純梁としたときの任意点の曲げモーメント(kN・m)

3.4.3 水平支承反力推定法による解析結果と実測値の比較検討

計算に用いる諸数値を整理すると、図-3.22 のようになる。なお、本手法では上部構造と下部構造は等断面梁としてモデル化している。

トラックの載荷位置を第1径間から第2径間にわたって変化させると図-3.22中の V_1 、 V_2 、 V_3 、 m 、 M_0 の値がその載荷位置により変化し、そのときに発生する X_1 、 X_2 の値を計算することができる。

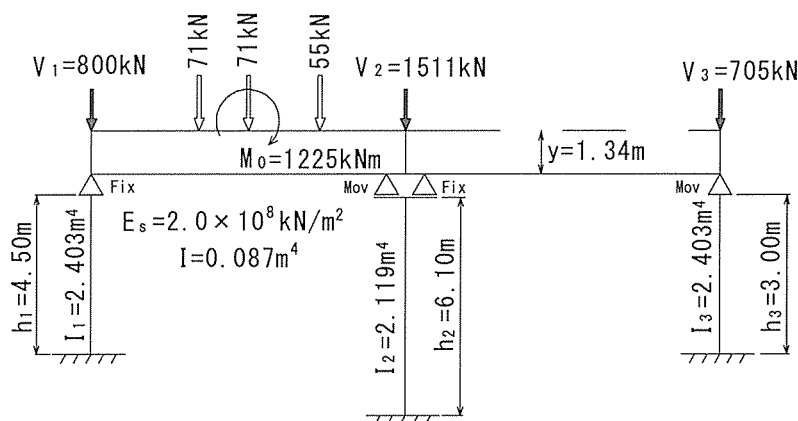


図-3.22 解析モデル計算条件

図-3.23 は、20tfの試験車両が時速20km/hで橋面中央を走行した場合の、耳桁（G3桁）での可動支点近傍の動的ひずみの数値解析結果と実測結果を比較した図である。図より応力法による数値解析結果は、全体的に実測応答曲線の上限值に良く近似しているようである。精度確認のため図-3.22に示す荷重状態で橋脚上端の水平変位 δ_2 を計算すると0.374mmとなり、実測値の0.384mmに近い値になった。

このように、可動支承が完全拘束に近い既設鋼鈹桁橋でも、本橋のように中間に橋脚を有する2径間の橋梁形式である場合には、支点拘束率は式(3.11)より求めることが可能となる。その結果は0.562となり、第5章で示す簡易健全度評価手法より得られる支点拘束率 $\alpha=0.568$ ともほぼ一致する。

図-3.24は同じ試験での耳桁支間中央の動的たわみの解析結果を実測結果と比較したものである。計測径間走行時では、応力法による解析結果は実測結果に比べやや大きめの値になっているが、隣接径間走行時では実測結果とほぼ一致する結果となった。橋脚を有する2径間単純鋼鈹桁橋の応力状態を捉えるための有効な手法であると思われる。

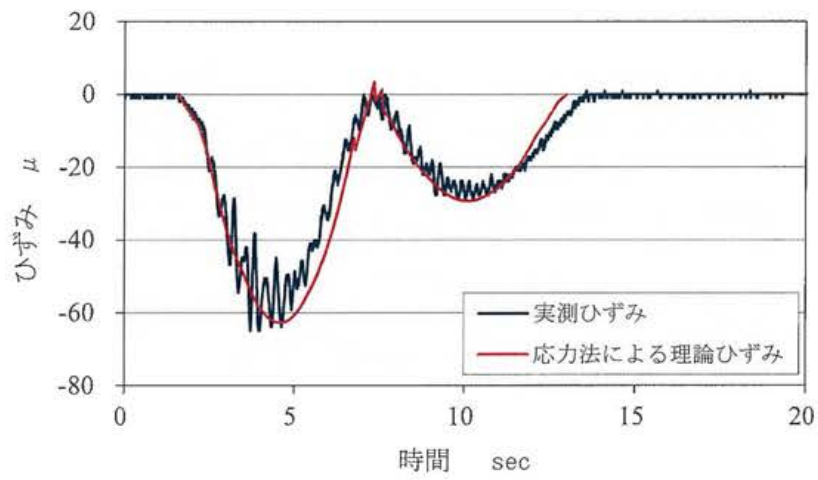


図-3.23 可動支点動ひずみの解析結果
と実測結果の比較図

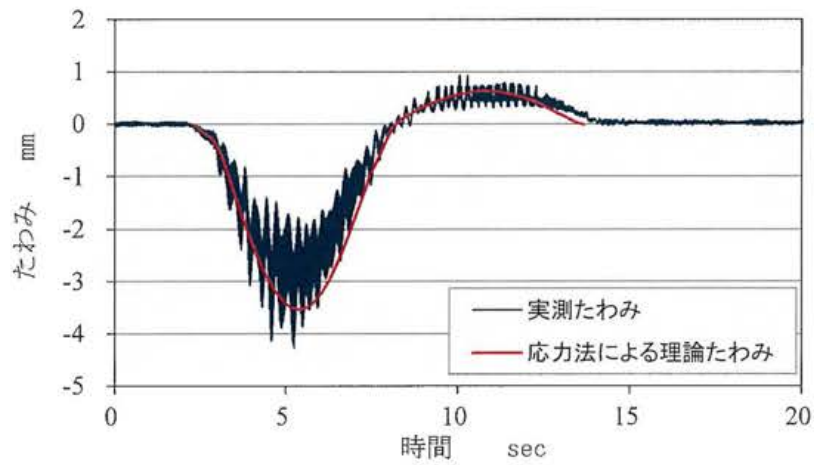


図-3.24 支間中央の動たわみの解析結果
と実測結果の比較図

3.5 まとめ

既設 2 径間単純鋼鈹桁橋における実橋載荷試験の結果から、同橋梁の静的及び動的挙動に及ぼす下部構造の影響を明らかにした。本研究で得られた結論を以下にまとめる。

- (1) 支承付近で高精度傾斜計によるたわみ角測定を行った結果、載荷時には橋脚が非常に小さな倒れ角で載荷位置の反対方向に傾くことが分かった。この結果から、本橋梁では、上部構造だけではなく橋脚を含む橋梁全体の挙動で載荷時の安定性を保っていると考えられる。
- (2) 動的載荷試験結果から、橋が加振されているときの曲げ 1 次モードには、両支点の拘束状態（可動－固定，固定－固定）と橋脚変形の影響により 3 種類あることが分かった。また、基本固有振動数において実稼動試験結果が、他の試験法より小さく算出されることから、供用中の橋梁は、自然状態と異なる固有振動数を有することが分かった。
- (3) 実測固有振動数を用いた健全度評価を行う場合、本論文で取り上げた 2 径間の橋梁形式では、両支点の拘束状態の他に、橋脚変形の影響を十分考慮して固有振動数を決定する必要がある。
- (4) トラック車両走行時のたわみ・ひずみの応答及び支承に発生する水平反力について、各径間の主桁下フランジの伸びと、下部構造上端の水平変位との適合条件から求める応力的な解析方法を提案した。
- (5) 上記の解析方法では、実測値に近いたわみ・ひずみを再現することが出来た。これにより解析上からも、2 径間単純鋼鈹桁橋のトラック車両走行時の動的挙動に下部構造(主に橋脚)が影響を及ぼしていることが明らかとなった。また、可動支承が完全拘束に近い状態の橋梁でも、橋梁形式が 2 径間の場合には、下部構造の影響で支点拘束率が 0.55～0.6 に低下することが分かった。

参考文献

- 1) (財) 道路保全センター：既設橋梁の耐荷力照査実施要領(案), 1996.8
- 2) (社) 岩手県土木技術センター：道路橋設計荷重の変更による既設橋梁上部工に及ぼす影響, 第1回～5回共同研究報告書, 1999.6～2003.6
- 3) (社) 岩手県土木技術センター：既設鋼鈹桁橋の計測・評価マニュアル(案), 2003.11
- 4) 新銀武, 岩崎正二, 出戸秀明, 宮本裕, 保憲一：既設鋼鈹桁の計測・評価手法の提案, 鋼構造年次論文報告集, 第12巻, pp.371-378, 2004.11
- 5) 新銀武, 岩崎正二, 出戸秀明, 宮本裕, 保憲一：支点拘束を考慮した既設鋼鈹桁の計測・評価手法の提案, 土木学会構造工学論文集, Vol.51A, pp.1081-1092, 2005.3
- 6) 岩崎正二, 出戸秀明, 兼子清, 宮本裕, 上野大介：支点状態を考慮した既設鋼鈹桁橋の簡易健全度評価に関する一考察, 土木学会構造工学論文集, Vol.53A, pp.727-738, 2007.3
- 7) 熊谷清一, 平洋文, 岩崎正二, 出戸秀明, 吉田知子：静的載荷試験に基づく2径間単純鋼鈹桁橋の静的特性評価, 土木学会東北支部技術研究発表会講演概要, I-47, 2007.3
- 8) 田中正徳, 高橋博義, 岩崎正二, 出戸秀明, 五郎丸英博：動的載荷試験に基づく下梅田橋の動的挙動特性の検討, 土木学会東北支部技術研究発表会講演概要, I-16, 2007.3
- 9) 黒墨秀行, 岩崎正二, 出戸秀明：高精度傾斜計を用いた既設鋼鈹桁橋支承部の健全度評価, 土木学会東北支部技術研究発表会講演概要, I-17, 2007.3
- 10) 斉藤明艶, 岩崎正二, 出戸秀明, 五郎丸英博, 山本英和：動的試験に基づく既設鋼鈹桁橋の固有振動数算定に関する一考察, 土木学会東北支部技術研究発表会講演概要, I-49, 2007.3
- 11) 森谷和貴, 五郎丸英博, 出戸秀明：橋脚を考慮した既設合成鋼鈹桁橋の実稼動試験について, 土木学会東北支部技術研究発表会講演概要, I-52, 2007.3
- 12) (社)日本道路協会：鋼道路橋の疲労設計指針, 2002. 3
- 13) Brinker,R.Zang. L.and Anterse,P. : Modal identification from ambient response using frequency domain decomposition, Proceedings of the 18th International Modal Analysis Conference (IMAC), San Antonio, Texas, pp.625-630, 2000.
- 14) Van Overschee, P. and De Moor,B. : Subspace Identification for Linear Systems, Theory-Implementation Applications, Kluwer Academic Publishers, Dordrecht, the Netherlands, 1996.
- 15) Rune Brincker, Carlos E.Ventura, Palle Andersen : Damping Estimation by Frequency Domain Decomposition , Proceedings of the 19th International Modal Analysis Conference(IMAC), Kissimmee, Florida, pp.698-703, 2001.

- 16) (社)土木学会 構造工学委員会 橋梁振動モニタリング研究小委員会：橋梁振動モニタリングのガイドライン，2000. 10
- 17) 土木学会編：構造力学公式集，pp.182