

自碇式上路 P C 吊橋の構造特性と振動使用性

Structural characteristics and vibration serviceability of self-anchored suspended bridge

梶川 康男*, 犬島 秀治**, 角本 周***, 大沼 孝司****, 堀 達浩*****

Yasuo kajikawa, Syuuji inushima, Meguru tsunomoto, Kouji onuma and Tatsuhori hori

*工博 金沢大学大学院教授 自然科学研究科 (〒920-8667 金沢市小立野 2 丁目 40 番 20 号)

** 金沢大学大学院 自然科学研究科 (同上)

***工修 オリエンタル建設(株) 技術部主任研究員 (〒102-0093 千代田区平河町 2-1-1)

**** 鹿島建設(株) 関東支店高遠大橋工事事務所 (〒396-0215 長野県下伊那郡高遠町小原 1054)

***** (株)伊藤豊雄建築設計事務所 (〒150-0002 東京都渋谷区渋谷 1-19-4)

Self-anchored suspended bridge, which is made of prestressed concrete slab deck, cables and vertical members, was constructed for the first time in Japan. In this study, static loading test was carried out to confirm the stiffness of this bridge and to compare the results of static analysis. It is sensitive to dynamic loads, because the concrete girder was supported by self-anchored cable. This study examined vibration test in this bridge in the aim of grasping natural frequency, vibration mode and damping characteristics subjected to exciting load. The test results show that this type of bridge has vibration characteristics with low natural frequency and low damping. An analytical model was made by finite element method and simulation of static, eigen value and dynamic response analysis was carried out. From this study, the vibration serviceability of this bridge subjected to walking and running was confirmed.

Key Words : self-anchored suspended bridge, structural characteristics, vibration serviceability

1. はじめに

従来、小規模な単径間の橋梁、特に歩道橋では、創造的な技術的挑戦が行われず可能な限り安いコストを追求することから、平凡な構造となっている場合が多い。しかしながら、構造とは無縁な装飾を施すことでなく、例えば、主桁が透けて見えるようなスレンダーなプロポーションにすることができるならば、構造的な優美さで歩行者の目を楽しませることができる¹⁾。このような美の本質を捉えた橋梁形式は、景観性が重視される近年の状況からより多く採用される傾向にあり、一般には重厚なイメージのあるコンクリート橋においても、吊ケーブルと補剛桁を一体化した吊形式としての P C 吊床版橋²⁾や、主桁高を低くするために P C 鋼材を桁下に大きく偏心させて prestress 効率を高めた桁形式としての P C 張弦梁橋が、研究され架設され始めている^{3) - 5)}。さらに、軽快な主桁や吊ケーブルがかもした曲線形状により魅力的な形状を示す吊形式の橋梁として、自碇式上路 P C 吊橋が考えられる。

自碇式上路 P C 吊橋とは、鉛直材を介して主桁を支持する吊ケーブルを主桁両端に定着し、吊ケーブルに作用する張力の水平反力を主桁軸方向に負担させ、かつ、そ

の軸力によりコンクリート製の主桁にプレストレスを導入するという、材料特性を生かした合理的な形式の橋梁である。この形式は、同規模の P C 桁橋に比べて死荷重重量を大幅に低減でき、また、一般的な吊橋や吊床版橋のように常時に下部構造に水平力が作用しないため、軟質な地質条件に対しても適用できる長所を有している。

一方、この形式の構造上の問題点としては、①主桁に曲げ剛性と比較して大きな軸力が作用し、主桁が座屈破

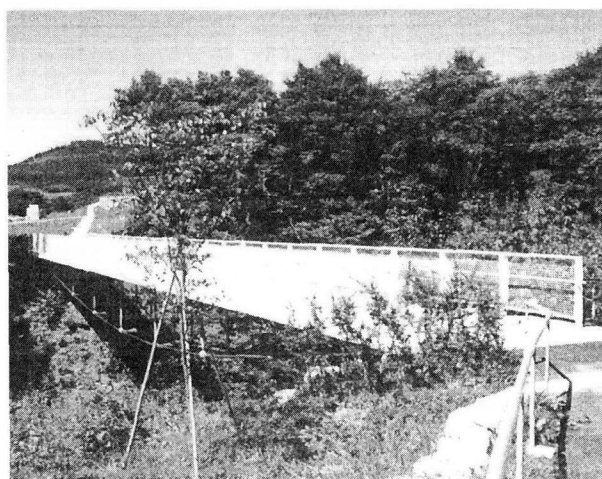


写真-1 自碇式上路 P C 吊橋

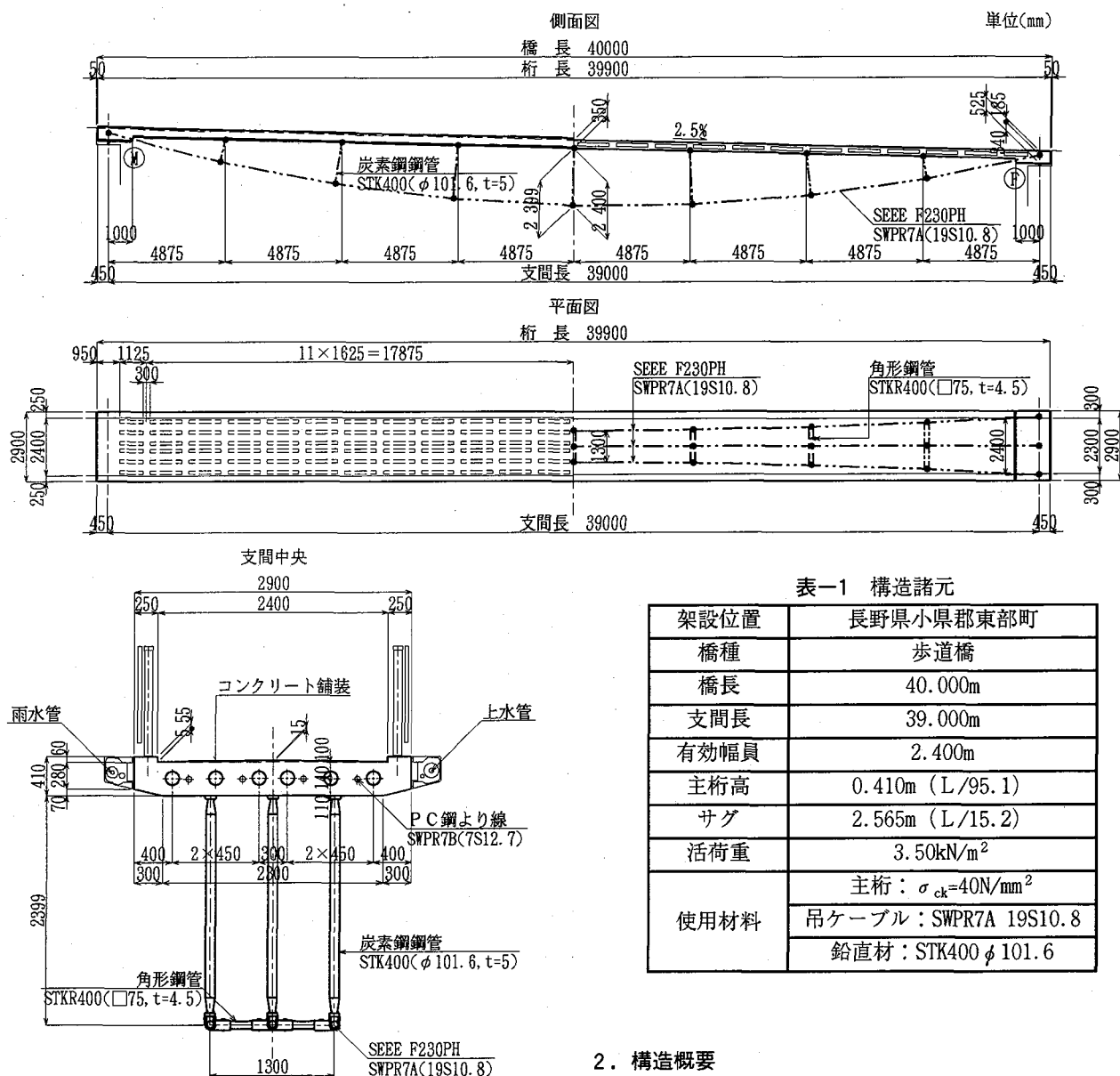


図-1 一般図

壊する可能性がある。②従来のPC桁橋に比べて剛性が低くかつ死荷重重量が軽いことから、活荷重に対する動的応答が大きくなり使用性が損われる可能性がある等が挙げられ、模型実験やシミュレーション解析により検討されている^{6)～8)}。

今回、国内で初めて自碇式上路PC吊橋(写真-1)が架設されたことから⁹⁾、解析方法の妥当性の確認および今後の設計資料とするために、静的および動的な構造特性および歩行者通行時の振動使用性を実橋載荷実験にて把握した。本文は、実験を実施した橋梁の構造概要を述べるとともに、実橋載荷実験の結果について報告したものである。

2. 構造概要

2.1 橋梁概要

国内初の自碇式上路PC吊橋は、長野県内の大田区民休養村に架設された支間39mの歩道橋で、その優美で軽快な形状を溪谷に現している。実験を実施した橋梁の一般図を図-1に、橋梁諸元を表-1に示す。

2.2 設計概要

断面力解析は、死荷重作用時の幾何剛性を考慮した微小変形理論による骨組構造解析により行った。図-2に設計における解析モデル(平面モデル)を示す。吊ケーブルの構造軸線は、鉛直材との交点にて円曲線上に設定している。また、鉛直材は主桁側を8等分した各点から吊ケーブルで設定した円曲線に対して法線方向に配置し、鉛直材両端部はピン結合としている。

設計では、クリープ・乾燥収縮終了時において全死荷重を吊ケーブルの張力で支持するよう、すなわち、死荷

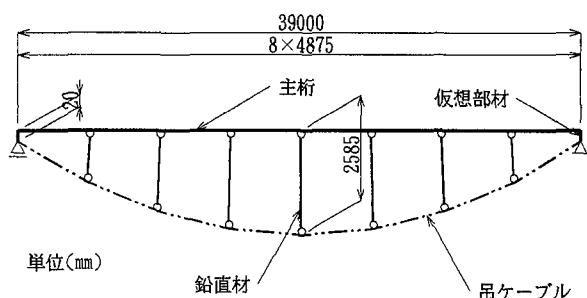


図-2 設計における解析モデル

重作用時の主桁の曲げモーメントが鉛直材位置を支点とした連続桁と同等となるように吊ケーブルの張力を決定した。また、活荷重や温度変化に対して主桁が許容応力度を満足するように、主桁内に P C 鋼材を配置しプレストレスを導入した。

自旋式上路 P C 吊橋の構造上の問題点は、吊ケーブルの反力により主桁に大きな軸力が作用し、主桁剛性と作用軸力の比率によっては主桁が座屈破壊する可能性があることである。そこで、主桁の桁高は座屈軸力に対する安全性を満足するように決定し、景観上桁高を極力小さくするため、地覆部も構造断面として剛性評価した。本形式橋梁の座屈モードは、アーチ構造と同様に図-3 に示す逆対称モードが最低次となる。この座屈モードでは吊ケーブルの剛性効果が僅かであるため、主桁軸力に対する座屈耐力は、はり部材の 2 次モードに対する座屈軸力とほぼ一致する。よって、本橋の主桁の座屈軸力は、式(1)で近似できる。

$$P_{cr} = 4\pi^2 EI / L^2 = 8.59 \text{ MN} \quad (1)$$

ここに、 P_{cr} : 座屈軸力 (MN)

EI : 主桁の曲げ剛性 (MN・m²)

L : 支間長 (m)

座屈破壊は脆性的な破壊であることから、本橋では吊ケーブルの降伏が先に生じるように、主桁の座屈軸力に対する安全率を吊ケーブルの引張荷重に対する安全率以上に設定した。さらに、主桁断面のひび割れ直後の剛性低下が著しくならないように、主桁の軸方向引張主鉄筋量を決定した。

$$\alpha_G = P_{cr} / P_{Gmax} = 8.59 / 2.47 = 3.48 \quad (2)$$

$$\alpha_c = P_U / P_{Cmax} = 6.84 / 2.54 = 2.69 \quad (3)$$

$$\alpha_G \geq \alpha_c \quad (4)$$

ここに、 α_G : 主桁の座屈軸力に対する安全率

P_{cr} : 主桁の座屈軸力 (MN)

P_{Gmax} : 主桁に作用する最大軸力 (MN)

α_c : 吊ケーブルの引張荷重に対する安全率

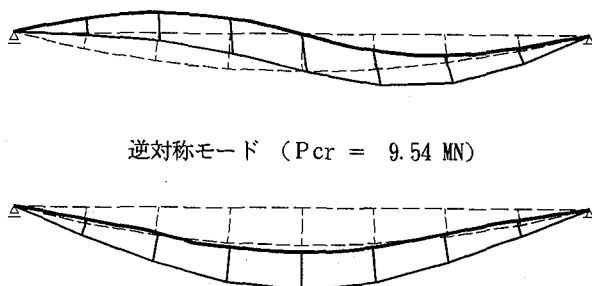


図-3 座屈モード

P_U : 吊ケーブルの引張荷重 (MN)

P_{Cmax} : 吊ケーブルに作用する最大軸力 (MN)

歩道橋の設計においては、歩行者に不快感や不安感を与える等の振動使用性が重要な照査項目にあり、一般にたわみ制限もしくは共振現象を避けるための固有振動数の制限にて照査されている¹⁰⁾。本橋の場合、活荷重による最大たわみは 86mm で支間長の 1/451 となり、立体横断施設に対して規定される通常なたわみ制限 1/600 を超過している。しかしながら、本橋の単位橋長当り死荷重は 27.9kN/m あり、一般の桁橋では単位橋長当り死荷重が 19.6kN/m 以上の場合には振動使用性が問題となる可能性は低いことから¹¹⁾、利用者への影響に配慮した場合のたわみ制限 1/400 を許容値とした。

前述した座屈軸力に対する安全性および活荷重によるたわみ制限を満足しても主桁高は 0.410m となり、支間長比 1/95 のスレンダーな部材となった。なお、主桁端部は、吊ケーブルの定着および落橋防止システムの配置を考慮して、桁高を 0.585m に増加している。

吊ケーブルは、活荷重全載による応力振幅が 136N/mm² となることから許容張力を 0.4 P_U とし、この許容張力に対する疲労強度が活荷重全載による応力振幅以上となる吊ケーブルの定着システム (SEEF-PH) を用いた。また、吊ケーブルは風荷重等の横荷重に対して剛性を確保するため、平面的にも円曲線近似で配置している。吊ケーブルと鉛直材の接合位置は、外ケーブル構造の偏向部に対して規定された曲げ半径を満足する構造とし、接合治具長は吊ケーブルの角度変化および曲げ半径より決定した。

鉛直材は、両端部に鋳鋼製の球座を設置して軸力部材とし、立体横断施設技術基準¹⁰⁾ で規定された主要部材の最小厚 4.5mm を満足する $\phi 101.6$, $t=5.0$ の一般構造用炭素鋼鋼管を用いた。吊ケーブルおよび鉛直材の配置状況を、写真-2 に示す。

以上のように、本橋は構造を構成する各部材を合理的に生かした橋梁となっており、総死荷重重量は、同規模の歩道橋の 50% 程度まで低減されている。これまでに述べた設計で主に着目される照査項目について表-2 に示した。

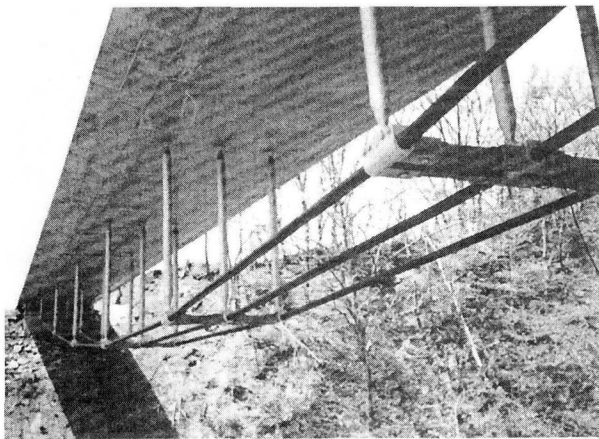


写真-2 吊ケーブルおよび鉛直材の配置状況

表-2 設計概要

照査項目	設計値	許容値
主桁最大応力度 (N/mm ²)	12.8	16.1
主桁最小応力度 (N/mm ²)	-0.6	-2.0
主桁座屈安全率	3.48	2.69
吊ケーブル最大張力 (MN)	2.54	2.73
吊ケーブル変動応力 (N/mm ²)	136	147
活荷重最大たわみ	L/451	L/400
総死荷重重量 (kN)	1117	(2086)

() 内：P C箱桁歩道橋標準値

2. 3 施工概要

自碇式上路P C吊橋は吊ケーブルに張力が導入されるまでは構造系が自立しないことから、本橋では固定支保工を用いて以下の順序で施工した。

- ① 固定支保工組立
- ② 主桁場所打ち製作
- ③ 主桁内P C鋼材緊張
- ④ 鉛直材および吊ケーブル配置
- ⑤ 吊ケーブル緊張
- ⑥ 固定支保工解体
- ⑦ 添加物・高欄施工

ここで、鉛直材および吊ケーブルの配置においては、支間中央の鉛直材を不動点として、その他の鉛直材は吊ケーブルの緊張後に所定の位置となるように吊ケーブルの緊張による変化量を逆方向にシフトさせて設置した。

吊ケーブルの最終緊張力は、本橋の設計思想が死荷重用作用時の主桁の曲げモーメントを鉛直材位置で支点となる連続桁と同等とすることとしていることから、主桁自重の設計値との誤差を考慮して、主桁変形量および吊ケーブルの伸び量を主に着目して決定した。

3. 解析概要

実橋載荷実験結果を評価するために、本橋を図-4に示す3次元骨組構造にモデル化した。解析モデルは、主桁を軸線上のはり部材、吊ケーブルを幾何剛性を考慮した弦部材、そして横繋ぎ材をトラス部材とした。また、鉛直材については、はり部材 (Type1) とトラス部材 (Type2) の2通りで解析モデルを作成した。なお、吊ケーブルが主桁内にある区間は、充填材により吊ケーブルと主桁が一体となって挙動することから、設計における解析モデルと異なり、この区間の端部に仮想部材を設けている⁸⁾。

本研究ではこの解析モデルを用いて静的解析を行い、実験値と比較することで、解析モデルで仮定した剛性の確認を行った。さらに、サブスペース法¹²⁾により固有振動解析を行い、実測で得られた振動数や振動モードと比較した。また、本橋で行った定点加振や歩行・走行実験を解析上で再現する動的応答解析を行った。

4. 実験・解析結果

4. 1 静的特性

静的載荷実験では、本橋の有する剛性の確認および解析モデルの剛性を確認するために、既知重量の荷重を各鉛直材位置の主桁上に載荷したときの主桁の鉛直変位および主桁 (上縁, 下縁) のひずみを測定した。

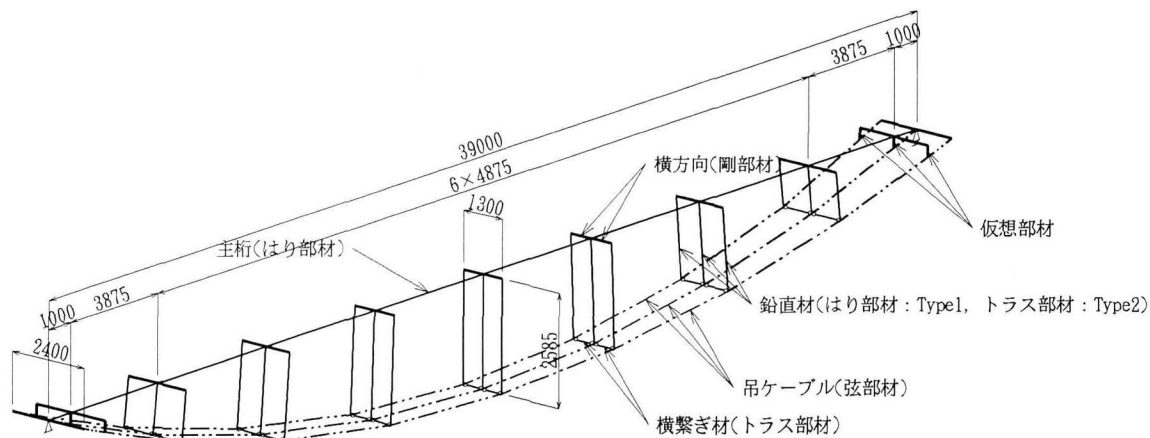


図-4 解析モデル

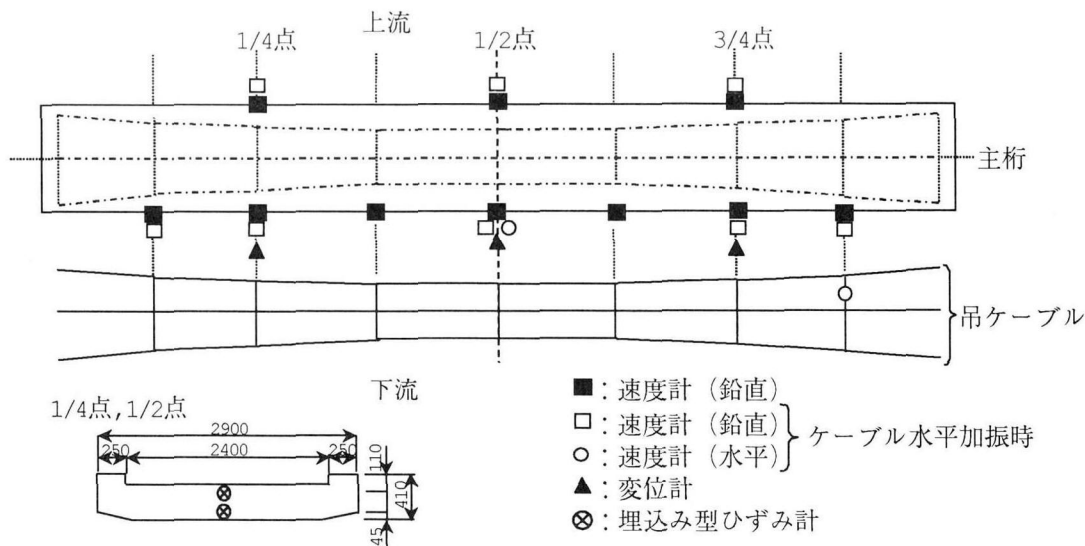
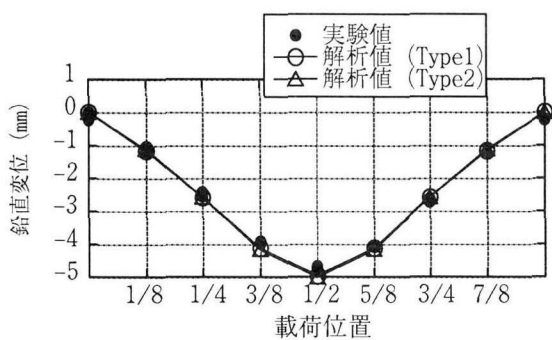
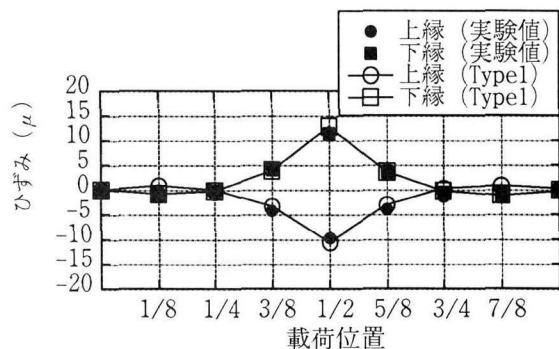


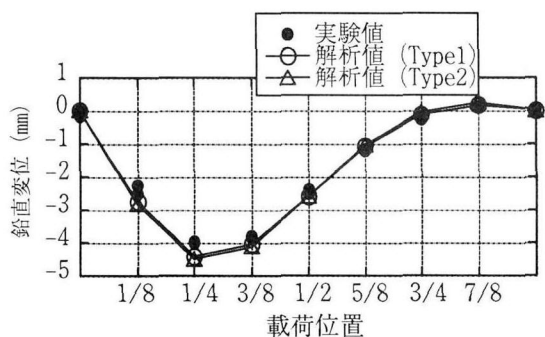
図-5 測点配置図



(a) 測点: 支間 1/2 点

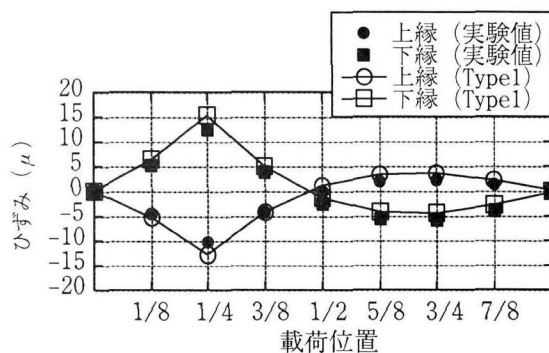


(a) 測点: 支間 1/2 点



(b) 測点: 支間 1/4 点

図-6 移動荷重による主桁の鉛直変位の変化



(b) 測点: 支間 1/4 点

図-7 移動荷重による主桁のひずみの変化



写真-3 静的荷重の移動載荷

本実験での載荷荷重は、写真-3 に示すように、人間 4 人と滴水状態の骨材用バケツを台車上に載せて計 11.47kN とした。

また、計測器は、図-5 に示すように、支間 1/4 点、1/2 点および 3/4 点に変位計を、支間 1/4 点および 1/2 点に埋込み型ひずみ計をそれぞれ配置した。

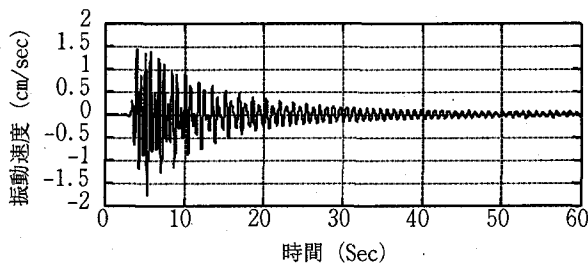
図-6 に、移動荷重による支間 1/2 点および 1/4 点で得られた鉛直変位の変化を、図-7 に、支間 1/2 点および 1/4 点の主桁上縁および下縁で得られたひずみの変化を示す。なお、ひずみは引張を正としている。さらに、同図には

静的解析により得られた結果を付記する。

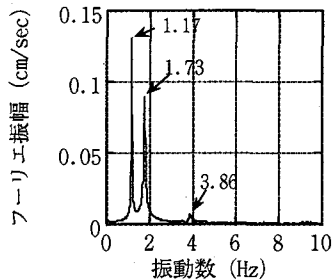
主桁の鉛直変位は、それぞれの測点上に荷重が載荷されたときに支間 1/2 点で 5mm、支間 1/4 点で 4mm の最大変位が実験と解析により得られている。また、支間 1/4 点では、荷重が 7/8 点付近に載荷された際に、鉛直上方向に変位する傾向が見られるが、橋梁全体系としての鉛直変位の挙動は、支間長に対するはり部材の挙動に近い傾向を示している。

主桁上縁および下縁で得られたひずみの変化は、支間 1/2 点において上縁で圧縮側に 10μ 、下縁で引張側 10μ それぞれ測定されており、支間 1/4 の載荷点において正負の交番点となっている。また、支間 1/4 点では、支間 1/2 の載荷点において正負の交番点となり、下縁では正載荷で引張側に 13μ 、負載荷で圧縮側に 5μ のひずみが生じている。このように、主桁のひずみは支間長に対するはり部材の挙動よりもむしろ、隣接した鉛直材間隔を支間としたはり部材の挙動に近い傾向を示している。

以上より、本橋の静的特性として、主桁は吊形式橋梁の補剛桁と類似する挙動を示すことが確認された。さらに、解析値は実験値とほぼ一致しており、解析における剛性評価の妥当性が示された。



(a) 速度波形 (測点：支間 1/4 点)



(b) スペクトル

図-8 衝撃加振実験から得られた応答値

表-3 固有振動数

次数	振動モード	実験値	解析値	
			Type1	Type2
1	たわみ対称 1 次	1.17	1.17	1.17
2	たわみ逆対称 1 次	1.73	1.65	1.62
3	たわみ対称 2 次	3.86	3.51	3.48
4	ケーブル面外対称 1 次	4.74	5.38	1.80

(単位：Hz)

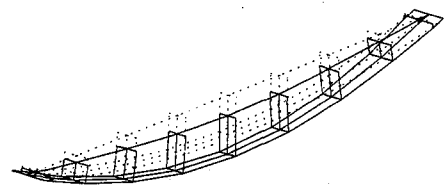
4. 2 固有振動特性

振動特性および振動使用性を把握する振動実験として、人力による衝撃加振実験、定点加振実験（屈伸、ジャンプ）および歩行・走行実験を行った¹³⁾。それぞれの実験では、サーボ型速度計（東京測振（株）製・VSE-15、計測周波数 0.1～70 Hz）10 個を図-5 に示すように配置した。

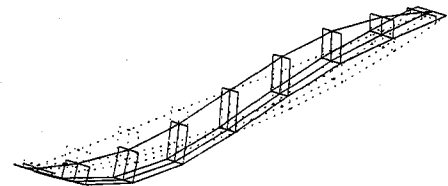
衝撃加振実験^{14)、15)}では、2 人が椅子（高さ約 40cm）から飛び降りることにより、橋梁に衝撃を与え、得られた速度波形から FFT によるスペクトル解析を行い、卓越する振動数、振動モードを求めた。また、橋軸直角水平方向の振動モードを確認するために、吊ケーブルの加振実験も行った。この実験では、吊ケーブルにロープを用いて水平方向に衝撃力を与えることで固有振動数を求め、その後に、得られた固有振動数付近のピッチでロープによる強制加振を行った。

図-8 (a) に、支間 1/4 の幅員中央で 2 人が椅子から飛び降りたときに、支間 1/4 点で測定された速度波形を示す。また、図-8 (b) にそのスペクトルを示す。これより、支間 1/4 の幅員中央での衝撃加振により、1.17Hz と 1.73Hz に卓越振動数が見られた。

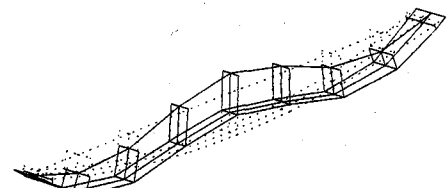
このような、衝撃加振を各鉛直材位置の主桁上で行い、各測点の卓越振動数や速度波形の位相を確認することで、本橋の振動モードを同定した。表-3 に実験と解析により



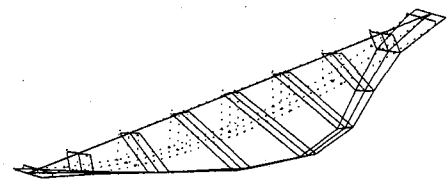
たわみ対称 1 次



たわみ逆対称 1 次



たわみ対称 2 次



ケーブル面外対称 1 次

図-9 振動モード (Type1)

得られた振動数を示す。また、その振動数に対応した解析により得られた振動モードを図-9に示す。

本形式橋梁の座屈モードは、図-3に示したように逆対称モードが最低次となっているが、固有振動モードは対称モードが最低次の振動モードとなっている。吊構造やアーチ構造の固有振動モードは、サグ比（ライズ比）や部材の剛性比により対称モードと逆対称モードの振動次数が変化するが、本橋と同規模のPC吊床版橋¹³⁾では、一般的に最低次の振動モードにたわみ逆対称1次モードが現れる。一方、本形式橋梁の吊ケーブルのサグ比は吊床版橋のサグ比よりも大きいが、吊部材の剛性が主桁の剛性に比べて著しく小さいことから、たわみ対称1次モードが最低次の振動モードとなるものと考えられる¹⁶⁾。また、ランガータイプのアーチ橋と同様に、たわみ対称1次モードとたわみ逆対称1次モードの固有振動数が比較的近接した値となっている。この結果は、本橋の1/5程度の縮尺の模型橋梁においても同様な傾向を示しており、たわみ対称1次で6.12Hz、たわみ逆対称1次で7.75Hzであった⁸⁾。

実験と解析において得られた1次から3次の各振動モードの固有振動数は、ほぼ一致した値を示している。また、吊ケーブルの橋軸直角方向振動が卓越する4次モードの実測値は、鉛直材をはり部材として扱ったType1とトラス部材としたType2の中間に位置している。さらに、この吊ケーブルの橋軸直角方向振動の振動数付近で強制加振した際に、床版上の支間1/2点（鉛直方向）において主桁のねじれ振動を確認している。よって、本実験で行った加振振幅範囲では、鉛直材と主桁との境界条件は完全なヒンジ状態にはなっておらず、はり部材として扱ったType1に近い結果になったものと考えられる。このことから、以降の解析では解析モデルとしてType1を用いる。

衝撃加振実験で求められた振動数と振動モードをもとにして、モードの腹となる地点において、卓越振動数前後のピッチ音に合わせた屈伸やジャンプによる定点加振実験を行った。ここで、定点加振実験は、人のリズムが振動数に追従可能な4Hz以下の振動モードを対象とした。たわみ対称1次モード、たわみ逆対称1次モードおよびたわみ対称2次モードに対して共振させた場合に、各測点の速度波形より得られた主桁のモード形状を図-10に示す。定点加振により得られたモード形状は、解析で得られた振動モードと良く一致した結果を示している。

4. 3 減衰特性

定点加振実験により各振動モードに共振させた後の自由減衰振動波形から、減衰定数を求めた結果を表-4に示す。各振動モードの減衰定数を比較すると、たわみ対称1次モードの減衰定数がその他の振動モードの減衰定数に比べて小さい値となっている。

ここで、実験から得られた減衰特性を、橋梁を構成す

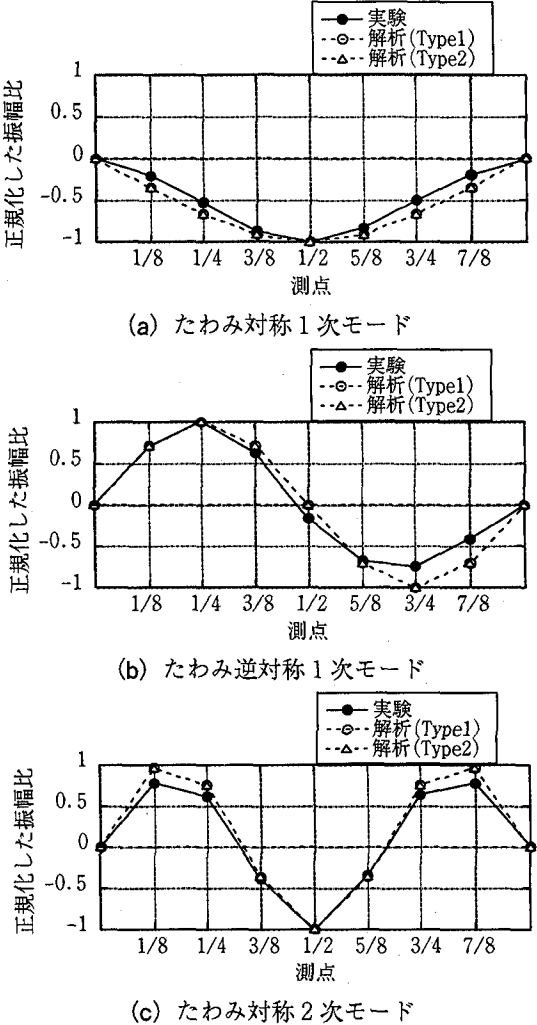


図-10 定点加振試験から得られたモード形状

表-4 減衰定数

次数	振動モード	実験値 (%)	最大振幅 (cm/sec)
1	たわみ対称1次	0.67	3.70
2	たわみ逆対称1次	1.20	4.63
3	たわみ対称2次	1.06	2.09

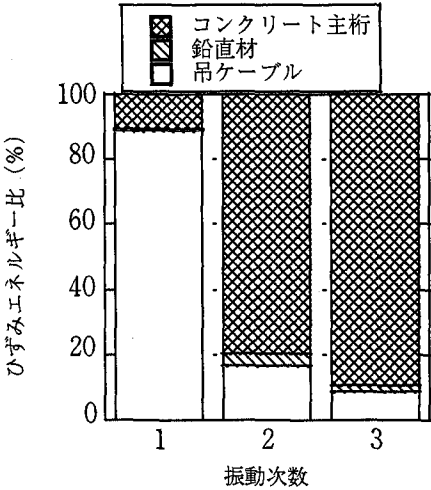


図-11 各振動モードのひずみエネルギー比

る部材個々のエネルギー吸収に着目して評価する¹⁷⁾。各振動モードにおいて、固有振動解析より得られた全振動エネルギーに対する橋梁を構成する部材のひずみエネルギーの比率を図-11に示す。たわみ対称1次モードは、他の振動モードに比べて吊ケーブルのエネルギー比率が高い結果となっており、このことがモード減衰定数が小さくなる要因と考えられる。この減衰特性は、模型橋梁⁸⁾においても同様な傾向が得られ、たわみ逆対称1次モードの減衰定数0.6%に比べて、たわみ対称1次モードの減衰定数は0.2%となっている。また、一般の桁橋の場合、たわみ対称1次モードの減衰には、可動支承部の摩擦が大きく寄与しているといわれている^{18), 19)}。しかしながら、本橋ではゴムのせん断変形による可動支承を用いていることから摩擦減衰が小さく、このこともたわみ対称1次モードの減衰が小さい一因として挙げられる。

4. 4 振動使用性

本橋は、比較的低い振動数範囲に卓越する振動モードが存在するため、それらが歩行者の歩調と一致して共振する可能性がある。そこで、歩行者の通行に対する振動使用性を検討するため、共振歩調による歩行および走行により最大でどの程度の振動レベルに達するか、実験およびシミュレーション解析により把握した。なお、実験では、卓越振動数前後のビッチ音に合わせて歩行時には2人、走行時には1人が、歩調に依存せずに一定の衝撃力を橋梁に作用させるように歩行した。また、一般的な歩調範囲¹⁰⁾である2Hz前後(1.5~2.3歩/秒)にはたわみ逆対称1次モードのみが存在するが、たわみ対称1次(1.2Hz)およびたわみ対称2次モード(3.9Hz)も実験の対象とした。

実験対象とした振動モードのうち、最も大きな動的応答を示したたわみ対称1次モードについて、共振歩行した場合の速度波形とそのスペクトルをそれぞれ図-12、図-13に示す。ここで、解析値は、解析モデルType1に対して直接積分法(Newmark- β 法、 $\beta=1/4$ 、時間間隔0.01秒)により算出した結果であり、歩行外力には半余弦波²⁰⁾を用いて衝撃力比²⁾を0.5としている。また、減衰行列はRayleigh減衰により設定し、基本振動数はたわみ対称1次およびたわみ対称2次モード、その減衰定数には実測値を用いた。シミュレーション解析結果は実験結果と良く一致している。よって、本構造形式のような橋梁においても、適切な解析モデルおよび減衰特性が設定できれば、設計時に振動レベルを指標として歩行者通行による振動使用性を照査できるものと考えられる。

本橋の振動使用性を評価するため、歩行、走行実験において各振動モードに共振させた場合に得られた最大応答値と、歩行者の振動に対する心理的な影響から見た振動じょ限度^{21)~23)}の関係を図-14に示す。また、比較として、東海、関西、北陸地方に架設されている様々な橋梁形式の鋼歩道橋において、同種の実験により得られ

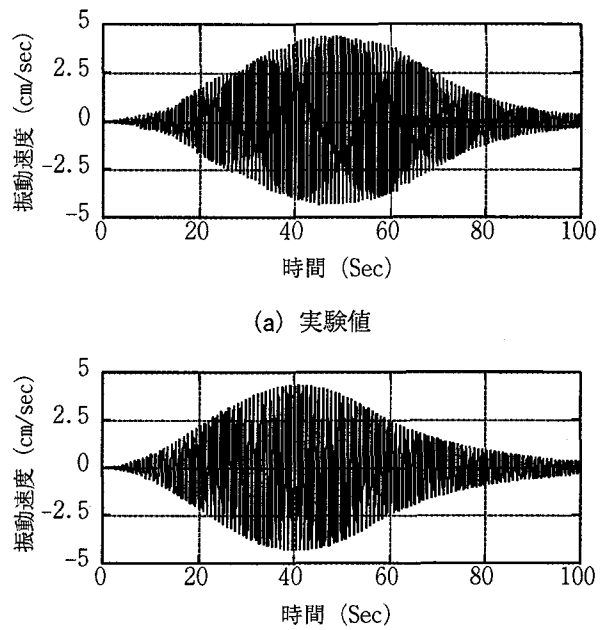


図-12 たわみ対称1次振動に対する共振歩行

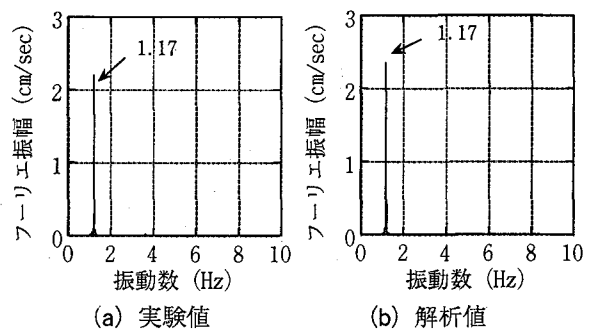


図-13 図-12のスペクトル

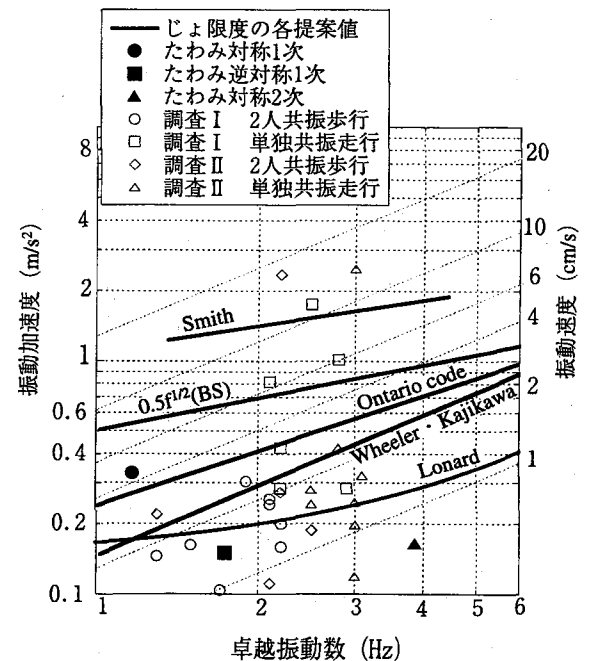


図-14 振動加速度および速度と振動じょ限度

た結果を付記する²⁴⁾。これより、2Hz 前後の歩調範囲 (1.6 ~ 2.4 歩/秒) に存在するたわみ逆対称 1 次モードは、いずれの振動使用性に対するじょ限度の提案値も越えていないことから、本橋の振動使用性には特に問題はないと考えられる。また、たわみ対称 1 次モードは、カナダの Ontario Code や Wheeler・Kajikawa の提案値を越えているが、一般的な歩調の範囲外で 2 人が共振歩行することは、通常の利用状態では考えられないことから、使用性が損なわれるような振動レベルが生じる可能性はないものと考えられる。さらに、歩行者が走行する場合に共振する可能性のあるたわみ逆対称 2 次モードは、他の形式の鋼歩道橋の結果と比較しても十分に小さい振動レベルとなっている。

5. まとめ

本研究では、国内初の自碇式上路 P C 吊橋において静的載荷実験と人力による振動実験を行い、この構造形式の橋梁が有する静的および振動特性を把握するとともに歩行者交通に対する振動使用性を検討した。本実験により得られた知見をまとめると、次のとおりである。

- (1) 静的荷重に対する橋梁全体系の鉛直変位は、支間長に対するはり部材に近い挙動を示すが、主桁のひずみは鉛直材間隔を支間としたはり部材に近い挙動を示す。また、この傾向は解析値と一致しており、本構造形式に対する解析モデルの妥当性が示された。
- (2) 座屈モードでは逆対称モードが最低次となるが、固有振動モードは対称モードが最低次となり、その振動数は逆対称モードの振動数と比較的近い値となった。この傾向は、補剛桁の剛性が大きい場合の吊構造やアーチ構造の橋梁における固有振動特性と類似している。
- (3) たわみ対称 1 次モードの減衰定数は、他の振動モードの減衰定数に比べて小さい値を示す。この傾向は、たわみ対称 1 次モードの振動エネルギーは、他の振動モードに比べて吊ケーブルのひずみエネルギーに大きく依存していることが原因として考えられる。
- (4) 本橋では、通常歩行の歩調範囲 (1.6 ~ 2.4 歩/秒) にたわみ逆対称 1 次モードがあるが、歩行者の通行により生じる振動レベルは不快感を与えるほど大きくなく、また、鋼歩道橋の振動レベルと比較しても小さいことから、振動使用性は問題ないと考えられる。

今回、模型実験による終局状態レベルに対する検討に引き続き⁶⁾、実橋載荷実験により自碇式上路 P C 吊橋の使用状態レベルに対する挙動が把握できた。これらの結果が、今後の本形式橋梁の設計・施工の参考になれば幸いである。

参考文献

- 1) Schlaich, J. and Bergermann, R. : Fussgängerbrücken, ETH Zurich, 1992.3.
- 2) 梶川康男, 津村直宜, 角本周 : P C 吊床版歩道橋の振動とその使用性, 構造工学論文集, Vol. 36A, pp. 685-695, 1990.3.
- 3) Virlogeux, M., et al. : A Prestressed Concrete Slab Supported from Below : The Truc de la Fare Bridge, La Technique Francaise, The 12th International FIP Congress, pp. 403-417, 1994.5.
- 4) 前田文男, 崎元達郎, 伊東雪 : 張弦 P C 橋の特性について, 第 7 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp. 213-216, 1997.10.
- 5) 清水政和, 竹内禧禮 : 中央公園香貫橋(仮称)の計画と設計, 橋梁, Vol. 34, No. 5, pp. 21-28, 1998.5.
- 6) 角本周, 大信田秀治, 梶川康男, 南部敏行 : 自碇式上路 P C 吊橋の終局挙動に関する実験的検討, 構造工学論文集, Vol. 44A, pp. 1341-1348, 1998.3.
- 7) 長谷川孝一, 角本周, 南部敏行, 梶川康男 : 自碇式上路 P C 吊橋の変形挙動の非線形解析, 土木学会第 53 回年次学術講演会講演概要集, 第 1 部(A), pp. 84-85, 1998.10.
- 8) 梶川康男, 角本周, 牧祐之 : 自碇式上路 P C 吊橋模様の振動特性について, 土木学会第 53 回年次学術講演会講演概要集, 第 1 部(B), pp. 874-875, 1998.10.
- 9) 大沼孝司, 堀達浩, 請川玲, 大信田秀治 : 自碇式吊橋の設計・施工, 第 8 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp. 619-624, 1998.10.
- 10) (社)日本道路協会 : 立体横断施設技術基準・同解説, 1979.1.
- 11) 田中信治, 加藤雅史 : 設計時における歩道橋の振動使用性照査法, 土木学会論文集, No. 471/I-24, pp. 77-84, 1993.7.
- 12) Bathe, K. J. and Wilson, E. L. (菊池文雄訳) : 有限要素法の数値計算, 科学技術出版社, 1979.9.
- 13) 梶川康男, 深田宰史, 吉川裕晃 : 単径間 P C 吊床版歩道橋の振動特性, 構造工学論文集, Vol. 44A, pp. 811-817, 1998.3.
- 14) 岡林隆敏, 原忠彦 : 道路橋振動特性測定における衝撃加振法の適用, 構造工学論文集, Vol. 34A, pp. 731-738, 1998.3.
- 15) 橋梁振動研究会 編 : 橋梁振動の計測と解析, 技報堂出版, 1993.10.
- 16) 土木学会 : 土木技術者のための振動便覧, pp. 84-92, 1985.10.10.
- 17) 山口宏樹, 高野晴夫, 小笠原政文, 下里哲弘, 加藤真志, 加藤久人 : 斜張橋振動減衰のエネルギー的評価法と鶴見つばさ橋への適用, 土木学会論文集, No. 543/I-36, pp. 217-227, 1996.7.

- 18) 米田昌弘：橋梁の可動支承部における摩擦力に起因した構造減衰特性に関する 2, 3 の考察, 土木学会論文集, No.492/VI - 23, pp.137-145, 1994. 6.
- 19) 中島章典, 土岐浩之：剛性ばねモデル解析を用いた桁橋の構造減衰特性に関する基礎的研究, 構造工学論文集, Vol.44A, pp.793-800, 1998. 3.
- 20) 小幡卓司, 亀井与志, 伊藤公彦, 林川俊郎, 佐藤浩一：歩道橋の実態調査に基づいた応答特性と歩行外力の同定について, 橋梁振動コロキウム' 97 論文集, pp.293-299, 1997. 10.
- 21) Wheeler, J.E.: Prediction and Control of Pedestrian-Induced Vibration in Footbridges, Proc. of ASCE, No.ST9, pp.2045-2065, 1982.9.
- 22) 梶川康男：振動感覚を考慮した歩道橋の使用性照査法に関する考察, 土木学会論文報告集, 第 325 号, pp.23-33, 1982.9.
- 23) Blanchard, J., Davies, B.L. and Smith, J.W.: Design Criteria and Analysis for Dynamic Loading of Footbridges, Proc. of Symposium of Dynamic Behavior of Bridges, Supple. Rpt. 275, UK TRRL, pp.90-106, 1977.5.
- 24) 深田宰史, 吉川裕晃, 梶川康男：鋼歩道橋の動的特性と振動使用性の実態調査, 構造工学論文集, Vol.43A, pp.765-772, 1997. 3.

(1998.9.18 受付)