

# 九重“夢”大吊橋の建設

～日本一の歩行者専用吊橋～

Design and Construction of the Longest Suspension Footbridge in Japan

本摩 敦

Atsushi HOMMA

川田工業(株)橋梁事業部技術本部  
大阪技術部技術課係長

新谷 順也

Junya ARATANI

川田工業(株)橋梁事業部工事本部  
大阪工事部工事課課長

坂田 正二

Syoji SAKATA

川田工業(株)橋梁事業部技術本部  
四国技術部次長

額谷 啓二

Keiji NUKATANI

川田工業(株)橋梁事業部生産本部  
富山工場生産技術一課課長

畠中 真一

Shinichi HATAKENAKA

川田工業(株)技術研究所  
係長

本文は九重“夢”大吊橋の耐風安定性対策・歩行振動対策・架設について述べる。本橋は390 mの日本一の中央径間長を誇る歩行者専用無補剛吊橋である。長支間吊橋はその構造減衰とねじり剛性の低さから、渦励振のような風による振動を生じやすい特質を有している。本工事では耐風安定性を検討するため、部分模型風洞試験を実施し、三角形のフェアリングと部分開床構造により耐風安定性が改善できるものとの結果を得た。また歩行者の共振歩行に起因する水平振動が懸念された。そこで、時刻歴動的応答解析を実施し、床組の重量化と最適なケーブルシステムの適用による振動使用性の改善を検討した。さらに実橋振動試験を実施し、風洞試験と歩行振動対策の妥当性を検証した。

キーワード：吊橋，風洞試験，歩行振動，実橋試験

## はじめに

九重“夢”大吊橋(写真1)は、大分県玖珠郡九重町に建設された中央径間長が390 m、地上から路面までの高さが最大173 mの無補剛吊橋であり、同形式の橋梁としては日本一の規模を誇る。本橋は温泉名所として知られる九重町に、さらに多くの観光客を呼ぶ新たな名所を造るべく建設された。2006年10月末の開業以来、観光資源として地域振興に大いに貢献する存在となっている。

本橋の主要諸元を表1、一般図を図1に示す。本橋の構造的特徴として、次の2点が挙げられる。

- ①耐風安定性を考慮し、歩廊面の中央部にグレーチング床版を配置するとともに、床組側面にはフェアリングが設置されている。
- ②歩行者によって誘起される振動を抑制するため、RCブロック床版を採用し、床組の重量化を図っている。

本文では、上記の検討結果、および架設概要について述べる。



写真1 九重“夢”大吊橋

表1 主要諸元

上部工	主索	: φ53 (7×37) 7本/片側
橋格 : 人道橋	吊索	: φ10 (7×7)
吊橋形式 : 単径間無補剛吊橋	耐風索	: φ50 (7×37) 4本/片側
径間長 : 390.0 m (主索支間長)	耐風支索	: φ10 (7×7)
主索サグ比 : 1/10	高欄	: アルミパイプ高欄
幅員 : 1.5 m	下部工	
主索間隔 : 2.2 m (中央径間区間)	主索用	: 重力式アンカレッジ
吊索間隔 : 2.5 m	耐風索用	: グラウンドアンカー

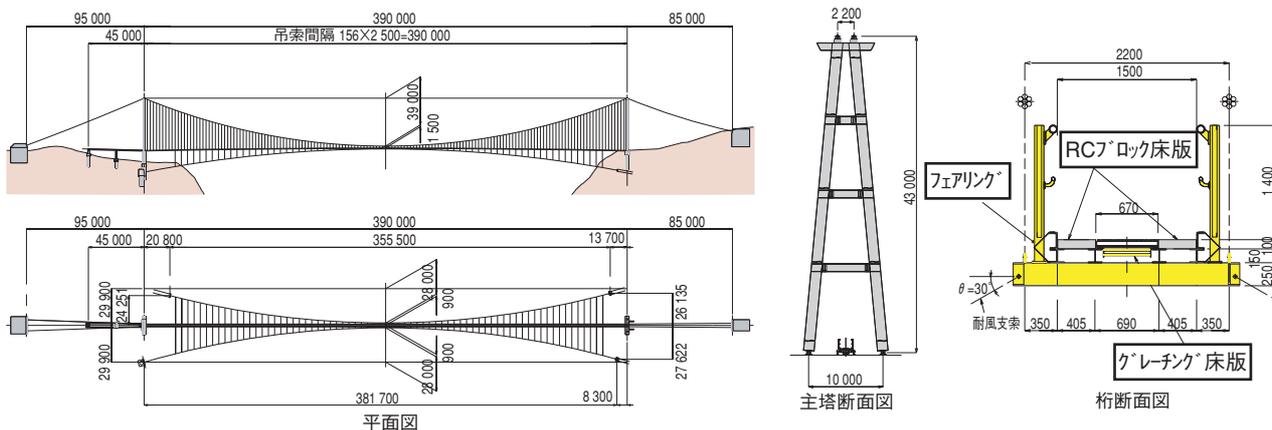


図1 九重“夢”大吊橋一般図

## 1. 耐風安定性対策

本橋は鳴子川渓谷の上空に位置しており、谷筋の強い風が常時作用することに加えて、柔性に富んだ無補剛吊橋であることから、暴風時における橋桁部の耐風安定性を確保する必要があった。そこで、部材製作に先立って部分模型風洞試験により耐風安定性を検証し、橋桁側面にフェアリングを設けることとした。

### (1) 試験概要

本橋では、架橋位置が台風来襲地域の宮崎県に隣接することを勘案し、フラッター照査風速を67 m/s とした。迎角 ( $\alpha$ ) については、傾斜した地形の影響を受けた気流傾斜角と、強風時の橋体の姿勢変化を考慮し、 $\alpha = -10^\circ \sim +6^\circ$  の範囲で耐風安定性の確認を行うものとした。耐風対策としては、過去の実績<sup>1)</sup>から床版中央部に通風用のグレーチングを設けるものとし、グレーチングの下には格子ピッチに合わせて丸鋼による目隠し用の横棧を設置した。これは通風を確保しつつ視界を遮り、高さに対する歩行者の恐怖感を緩和させるためである。対策断面は表2に示す①丸鋼の段数と径を変化させて開床部の充実率を変化させたもの、②偏平断面のフラッター対策として効果のある水平プレート<sup>2)</sup>、③一般的なフ

表2 耐風対策案の種類

対策	部分開床構造(グレーチング+目隠し用横棧)		
	$\phi 19 \times 2$ 段	$\phi 13 \times 2$ 段	$\phi 19 \times 1$ 段
側面図			
断面図			
対策	導流形状		
	基本	水平PL	フェアリング
断面図			

ェアリングとし、これらを組み合わせて効果を確認した。

今回の試験は、当社所有の水平回流式ゲッチング型風洞施設にて実施した。試験模型として縮尺1/9の2次元剛体模型(模型長1.62 m)を製作し、ばね支持試験および3分力試験を実施した。以下では、ばね支持試験の結果について述べる。風洞試験諸元を表3に示す。

表3 風洞試験諸元

項目	実橋値	模型(縮尺1/9 模型長1.62 m)		
		模型設計値	実験値	
重量	1044.7 kg/m	20.9 kg/model	20.9 kg/model	
極慣性モーメント	961.1 kg $\cdot$ m <sup>2</sup> /m	0.237 kg $\cdot$ m <sup>2</sup> /model	0.237 kg $\cdot$ m <sup>2</sup> /model	
固有振動特性	たわみ	0.321 Hz	—	0.90 Hz
	ねじれ	0.451 Hz	—	1.29 Hz
	振動数比	1.405	—	1.433
構造減衰率	たわみ $\delta h$	—	0.02	0.02
	ねじれ $\delta \theta$	—	0.02	0.02 (0.03)

### (2) 試験結果

ばね支持試験の結果、有害なたわみ振動の発現は確認されなかったため、表4には、ねじれフラッターおよびねじれ渦励振についての結果を示す。

- ①グレーチングのみを設けた断面(A,B)では、迎角  $\alpha = +3^\circ$  の条件でフラッターの発現が確認された。
- ②水平プレートを設けた試験(C→E)では、迎角を  $\alpha = +6^\circ$  まで変化させるとフラッターが発現した。
- ③フェアリングを設けた試験では、いずれのケースにおいても、照査風速67 m/s以上の風速までフラッターは発生しなかった。

表4 風洞試験結果一覧(—は実施せず)

断面→ 迎角 目隠し板→ ↓ 導流→	A	B	C	D	E	F
	$\phi 19 \times 2$ 段	$\phi 19 \times 1$ 段	$\phi 19 \times 2$ 段	$\phi 13 \times 2$ 段	$\phi 19 \times 1$ 段	$\phi 19 \times 2$ 段
導流→	なし	なし	水平PL	水平PL	水平PL	フェアリング <sup>*</sup>
$\alpha = -10^\circ$	—	—	—	—	—	○
$\alpha = -6^\circ$	—	—	—	—	×	○
$\alpha = -3^\circ$	○	○	○	—	—	○
$\alpha = 0^\circ$	○	○	○	—	—	○
$\alpha = +3^\circ$	×	×	△	○	—	○
$\alpha = +6^\circ$	—	—	—	×	×	○

○: フラッター発生せず, △: 大振幅のねじれ振動が発生, ×: フラッター発生

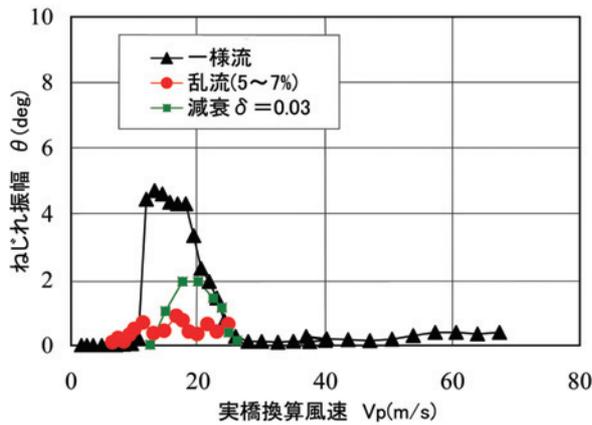


図2 φ19×2段+フェアリング (α=+6°)

なお、フェアリングを設置した断面 (F) では、図2に示すように、風速10~15 m/s の領域でねじれ渦励振が観測された (▲)。そこで、乱流による応答の変化を確認するため、格子乱流 (Iu=5~7%) を作用させたところ、渦励振振幅は  $\theta = 1^\circ$  以下に低下した (●)。また、RCブロック床版や高欄の影響により、スクルトン数がやや大きくなることが予想されるため、参考までにねじれ構造減衰率を  $\delta_\theta = 0.03$  (一様流) とした試験を行ったところ、渦励振振幅は半分以下となることが確認された (■)。これらの結果から、渦励振も含めて耐風安定性に問題がないと判断し、フェアリングを採用した。

## 2. 歩行振動抑制対策

本橋の路面は地上から173 mと高い位置にあり、そのためたわみや振動を抑制し、歩行者の恐怖感を軽減することが重要な課題となっていた。そこで、歩行者による加振を再現した時刻歴動的応答解析を実施し、最適なケーブルシステムならびに床組構造の振動対策を検討した。

### (1) 重量付加による振動の抑制

無補剛吊橋は揺れを完全に止めることは構造上困難であるが、一方では吊橋はその構造特性から自重が大きいとケーブル張力が増大し全体剛性が高まるため安定性が増す。そこで、本橋でも重量を付加することで歩行者による振動を抑制できるものと考え、厚さ100 mmのRCブロック床版を採用して重量化を図っている。

### (2) 時刻歴動的解析によるケーブルシステムの検討

付加ケーブルを用いたケーブルシステム<sup>3)</sup>による振動抑制効果の評価するため、群衆の通行により誘起される振動を再現できる時刻歴動的応答解析プログラム<sup>4)</sup>を用いた検討を行った。表5に例を示すケーブルシステムを対象として、以下の条件にて解析を行った。

- ①構造対数減衰率：すべてのモードで  $\delta = 0.02$
- ②歩行者数：70人 (体重は70 kgf)
- ③移動速度：1.4 m/s (2歩/秒の歩行速度)
- ④衝撃力比： $\alpha = 0.4$

表5 検討対象ケーブルシステムの例

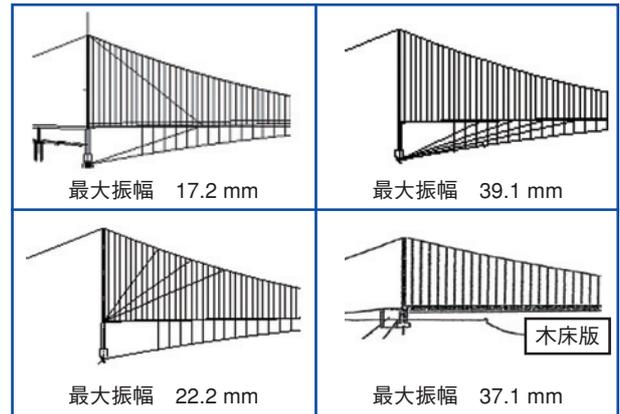


表6に水平振動に関する解析結果の一例を示す。付加ケーブルを用いない一般的な吊橋構造が歩行振動に対して最も応答が小さく、振動抑制に有利であることがわかる。付加ケーブルの追加が歩行振動に対して不利になる理由は、ケーブルの付加により通常の歩行状態の加振周波数である0.9~1.1 Hz<sup>5)</sup>の範囲に面外成分が連成した振動モードが多く出現するためと考えられる。

以上の検討結果から、付加ケーブルを用いない重量付加方式の採用により、実用上問題のないレベルで振動の抑制が可能であると判断し、実構造物に採用した。

表6 時刻歴動的応答解析結果

	CASE-1 採用構造	CASE-2 ケーブル付加(主塔頂部より)
概要図		
モード次数	30次	26次
周波数	1.058 Hz	1.0074 Hz
最大振幅	14.7 mm	57.6 mm

## 3. 実橋振動試験

本橋は日本一の径間長を誇る人道吊橋であるが、過去にこの規模の人道橋に関して振動特性が確認された例は少ない。そこで完成後に実橋振動試験を行い、振動対策の妥当性を確認した。なお、加振要員として地元住民の協力を得たことを付記しておく。

### (1) 試験概要

計測対象とした振動モードは、以下の通りである。

- ①低次モードの振動：本橋計画時に実施した風洞試験時に仮定した振動諸元の確認。
- ②歩行共振の予想されるモード：2 Hz 近傍のたわみ・ねじれ振動モードと、1 Hz 近傍の水平振動モードは歩調に近い振動数域であり、歩調に共振して振幅が増大する可能性がある。

計測には一軸加速度計8基を使用し、支間長の1/4点および1/8点に配置した。予備試験として常時微動測定その他、5～11人の加振要員が橋面上の数ヶ所で跳躍・走行・屈伸を行い、振動モードと固有振動数を特定した。本試験においては、15～47人が支間の1/2点や1/4点に立ち、予備試験で把握した固有振動数に合わせて一齐に跳躍運動、屈伸運動、あるいは行進・ランダム歩行することにより加振を行った。試験状況を写真2に、ランダム歩行により得られた加速度波形のFFT結果を図3～4に示す。



写真2 振動試験状況

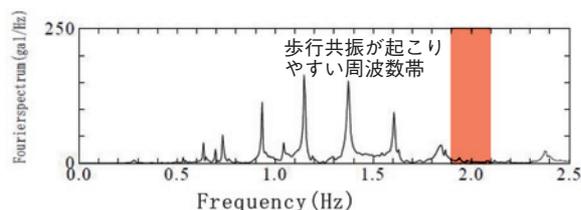


図3 ランダム歩行時のFFT結果  
(鉛直振動, 支間中央)

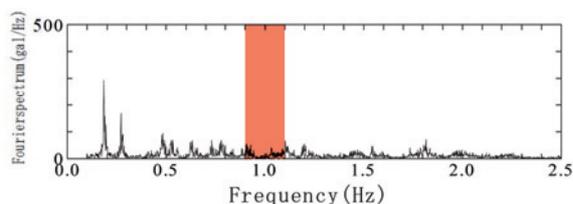


図4 ランダム歩行時のFFT結果  
(水平振動, 支間中央)

## (2) 試験結果

測定結果を表7に示す。

- ①振動特性：実測により得られたたわみ・ねじれの振動数はそれぞれ、 $f_h=0.61$  Hz (たわみ逆対称3次)、 $f_\theta=0.53$  Hz (ねじれ対称1次)であった。表中には、それぞれの振動モードに対応した振動固有値解析結果を併記しているが、たわみと水平方向の固有振動数は実測と解析結果がほぼ一致している。また、ねじれ対称1次の実測値は解析値より1割程度大きくなっているものの、両者は概ね良く一致しているといえる。

表7 振動試験結果

振動モード	実測値	解析値	対数減衰率	
たわみ逆対称3次	0.61 Hz	0.61 Hz	0.025	
ねじれ対称1次	0.53 Hz	0.48 Hz	0.045	
水平対称2次	0.18 Hz	0.19 Hz	0.096	
歩行共振	たわみ	1.83 Hz	—	0.25
	ねじれ	発現しない(47人加振)		
	水平※	0.95 Hz※	0.86 Hz	—

※ 47人加振では発現せず、開通後、数百人の歩行により確認された。

耐風検討では、振動固有値解析の結果からたわみとねじれの最低次モードの振動数をそれぞれ $f_h=0.32$  Hz、 $f_\theta=0.41$  Hzとし、また、対数減衰率を $\delta=0.02$ と仮定した。今回の振動試験では、これら最低次モードを直接観測することはできなかったが、実橋のたわみとねじれの振動数は解析値と同等かやや高くなっていることから、最低次モードの振動数も同様の傾向にあるものと考えられ、耐風検討時の仮定は適切であったと判断される。

- ②歩行共振：歩行時の共振が起こりやすいのは、1 Hz前後の水平振動と、2 Hz前後のたわみ・ねじれ振動であるが、該当する卓越振動数は図3～4からわかるように、たわみ $f_h=1.83$  Hzのみであった。ただし、このモードの対数減衰率は $\delta=0.25$ と極めて大きく、図5に示す実験後に行った加振要員へのアンケート結果からも、歩行者には気にならない程度の振動であったことがわかる。また、ねじれと水平振動について、今回の47人程度の歩行者数では、該当する振動数を持ったモードの発現は確認できなかった。

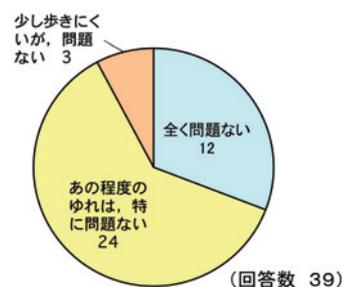


図5 ゆれに関するアンケート

上述した実橋振動試験の結果より、供用時に発生する振動の振動数・減衰率はいずれも問題なく、RCブロック床版および従来形式のケーブルシステムの採用は適切であったものと判断される。

ところで、本橋開通後に多くの観光客が歩行した際(推定800人程度)、水平振動が観測されている。この時の振動数をビデオから測定した結果、 $f=0.95$  Hzの比較的高次の水平振動であり、最大振幅は30～40 mm程度であった。該当する振動モードの対数減衰率 $\delta$ は振動試験時のデータから $\delta=0.03\sim0.06$ 程度と推定されるが、大勢の歩行者が無意識に橋の揺れに合わせて足を運ぶことにより共振が顕著に現れ、実橋振動試験では観測されなかった1.0 Hz近傍の振動が継続したものと考えられる。

### 3. 現場施工

#### (1) 下部工施工

##### 1) アンカレイジ

主索定着用のアンカレイジは14 m×13.5 m、高さ15.5 m (A1側) のマスコンクリートであり、また施工時期が夏季であったため、コンクリートに対して厳しい条件下での施工になると予測された。そこで、施工に先立ち、温度応力解析を用い、リフト高、コンクリート打設間隔、養生方法などの施工方法の検討を行った。現場施工においては検討結果を反映し、1層あたり1.5 mで合計12回の層状打設として、温度上昇を極力抑えることとし、有害なひびわれの発生を防止することができた。

##### 2) 耐風索アンカー

本橋の耐風索アンカー4基の内、3基についてはグラウンドアンカー方式が採用された。アンカー位置には原生樹木の根株が地山に深く根付いており、約60度の急斜面でのこれらの除去作業は極めて難易度の高い施工内容であった(写真3)。掘削作業の完了後、基礎コンクリートを打設し、テンドン長14.2 m~17.7 mのグラウンドアンカー(PC鋼より線φ54, 19×φ10.8)を定着した。



写真3 耐風索アンカー施工状況

#### (2) 上部工施工

##### 1) 架設工法

架橋地点の地形は図6に示すように急峻な渓谷であり、桁下空間を使用できないため、主索アンカレイジにアンカーを設けたケーブルクレーン工法を採用した。また架設地点の地形と工費の理由から、ケーブルクレーン用の別塔は設けず、主塔をケーブルクレーン用タワーとして

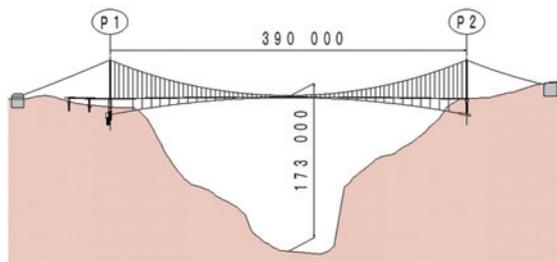


図6 架橋地点の地形

兼用する架設工法とした。本橋の上部工架設フローチャートを図7に示す。



図7 上部工架設フローチャート

##### 2) パイロットロープの張り渡し

主塔の架設に先立って、パイロットロープの張り渡しを行ったが、イベント的な要素も鑑み、施工手段にはヘリコプタを採用した(写真4)。パイロットロープの張り渡し完了後、P1とP2主塔を結ぶ周回ロープを設置した。



写真4 ヘリコプタによるパイロットロープ張り渡し

##### 3) 主塔架設

主塔(φ1422)は4ブロックに分けて地組し、順次油圧クレーン(360 ton)にて組み上げた。A2側主塔については、地形上の理由から架設途中の主塔を支持する仮控え索の設置ができなため、主塔背面に支持架台を設置した(写真5)。架設完了後についても、同様の理由からP1, P2主塔ともに、仮控え索を対岸に定着した。

##### 4) キャットウォーク設備

キャットウォーク(以下、CWと呼ぶ)設備は、中央径間部に設けた。各径間にロープを張り渡した後、4 m単位の床組を油圧クレーンにて荷揚げし、ケーブルクレー



写真5 主塔架設状況

ンを使用してCWロープ上をウインチにて引き出し設置した。なお強風時の転覆を防止するため、主塔基部をアンカーとするCW用の耐風索を設けた。

#### 5) 主索およびケーブル付属品

A1アンカレイジの背後にアンリラーを配置し、CW上に設けたローラーを介して補助ウインチと引き出し用台車を用いてA2側に向けて引き出し展開した。続いてケーブルバンドと吊索をCW上で所定のマーキング位置に取り付けた。

#### 6) 桁架設

P1主塔の前面に設けた荷取設備から、ケーブルクレーン相吊りで既設桁の下を運搬し、写真6に示すように両主塔から径間中央に向けて架設した。また、高所作業の量を低減し、作業の安全性を向上するため、RCブロック床版、グレーチング床版、フェアリングなどは、可能な限り桁部材に組み込んで架設を行った。



写真6 桁架設状況

#### 7) 耐風索の展開と架設

床組の側面（吊索の外側）に耐風索展開設備を設置し、主塔基部に設けたアンリラーから耐風索を引き出し

た。上下流で各4本を展開し所定位置に耐風索クランプと耐風支索を取り付けた後、ケーブルクレーンで上下流側のバランスを確保しながら順に径間中央から端部に向けて吊り下ろし、ウインチおよびチェーンブロックを用いて端部をアンカーに定着した。

4基の耐風索アンカーは全て非対称な位置に配置されているため、床組みの出来形精度を向上するためには、耐風索張力を適切なバランスで導入することが重要と考えられた。そこで、耐風索引き込み作業の最終段階においては、有限変位解析を用いて引き込み作業後の床組み形状を予測し、バランス調整を行った。

#### 8) 橋面工

桁架設の段階でほとんどの部材は取り付いており、桁架設後に取り付ける必要がある部材は、耐風索の展開作業に支障となる落下物防止ネットとアルミ高欄手摺のみである。CW設備、ケーブルクレーン設備の解体後、簡易台車にて橋面上を小運搬し、径間中央から端部に向けて順次取り付けを行った。

### 6. あとがき

本文では人道吊橋として日本一の支間を有する九重“夢”大吊橋の耐風安定性の検討、歩行振動抑制手法、実橋振動試験および架設の概要について報告した。建設時の課題について、種々の検討の結果、問題ないとの評価に至ったが、安全性の観点から今後も長期的に観察し、適切な維持管理が必要といえる。本報告が同形式の橋梁計画の一助となれば幸いである。

最後に、本工事の検討・試験にあたり、多大なるご協力とご助言をいただいた近畿大学工学部社会環境工学科米田昌弘教授に深く感謝いたします。また、ご指導を賜りました九重町役場の皆様、荒天の中、加振要員として試験に参加して下さった九重町の方々に、誌面を借りて深く感謝の意を表します。

#### 参考文献

- 1) 柳崎，田口，高橋，大野，島田，畠中：もみじ谷大吊橋の設計と架設，橋梁と基礎，Vol.34 No.7，2000.7
- 2) 畠中，宮地，枝元，瀬戸内：2段水平プレート付き吊床版橋断面の空力特性について，構造工学論文集，Vol.44A，pp.943～950，1998.3
- 3) 建設図書：吊形式橋梁，建設図書，1990.4
- 4) 米田：歩道橋上を群衆が移動する場合の振動使用性評価法，構造工学論文集，Vol.49A，pp.1～11，2003.3
- 5) たとえば 鋼橋技術研究会：吊り形式橋梁研究部会報告書，No.61，第4項 歩道橋の水平振動，2005