

# 波形鋼板ウェブエクストラード橋の施工と振動実験 —日見夢大橋—

佐川 信之\*1・岡澤 祐三\*2・白武 繁行\*3・益子 博志\*4

## 1. はじめに

日見夢大橋は、九州横断自動車道長崎大分線の起点長崎ICから約4 kmに位置する3径間連続エクストラード橋である(写真-1)。

本橋は、鎖国時代に唯一海外からの窓口として繁栄した長崎への要路であり歴史国道に選定された長崎街道と街道最後の難所で「西の箱根」ともよばれる日見峠に近接する立地条件にある。そのため、計画当初から構造形式、景観および環境への調和が重要視されていた。また、本橋の架設地点は昭和57年の長崎大水害で大規模な土砂崩れが発生した地域であり、地域内には橋脚が立てられないことから、中央径間を長支間とする計画となった。

こうした条件を背景に計画された本橋は、国道34号と同日見バイパスを跨ぐこととなり、まさに長崎への玄関口としてのランドマークとなる。

本橋の特徴は、主桁構造に波形鋼板ウェブを採用した合成構造であること、この形式を吊構造に採用した世界初の橋梁である。また、中央支間長が180 mであり、国内でも最大級のエクストラード橋となる。

以下、本橋に採用した新しい技術の概要や施工における特徴のある項目、また本橋の固有振動数および減衰定数などの振動特性を把握するために行った振動実験の結果について報告する。

## 2. 橋梁概要

日見夢大橋の橋梁概要を以下に示す。また、図-1, 2に

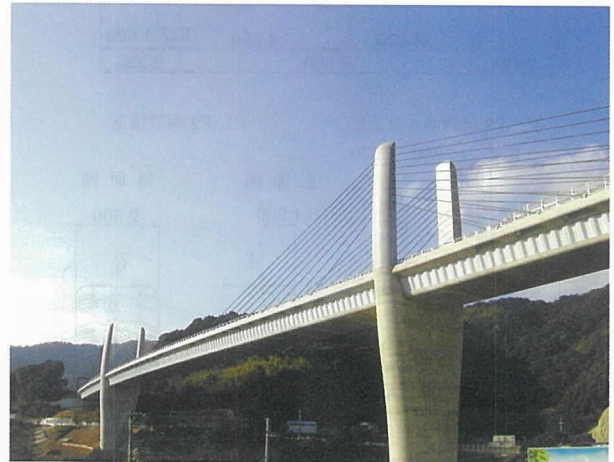


写真-1 日見夢大橋の全景

一般図と断面図を、表-1に主要材料を示す。

- ・工事名：長崎自動車道日見橋(PC上部工)工事
- ・工事位置：長崎県長崎市芒塚地内
- ・構造形式：PC3径間連続波形鋼板ウェブエクストラード箱桁橋
- ・設計荷重：B活荷重
- ・橋長：365.0 m
- ・支間長：91.75 m+180.0 m+91.75 m
- ・有効幅員：9.75 m
- ・工期：平成12年12月21日～平成16年3月4日
- ・架設工法：架設作業車による張出し施工

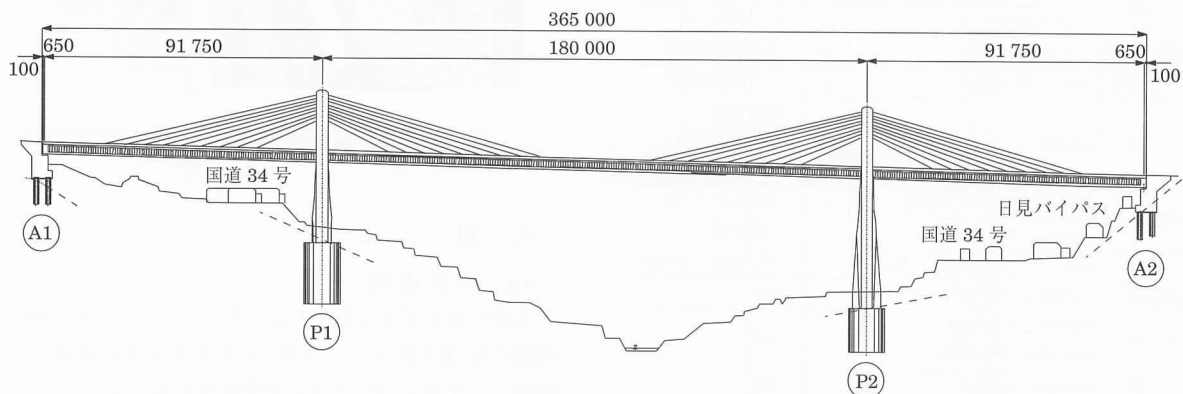


図-1 日見夢大橋一般図

\*1 Nobuyuki SAGAWA：日本道路公団九州支社 建設部 構造技術課 課長

\*2 Yuzo OKAZAWA：日本道路公団九州支社 八代管理事務所(前長崎工事事務所)

\*3 Shigeyuki SHIRATAKE：三井住友建設(株)九州支店 土木部 総括所長

\*4 Hiroshi MASHIKO：三井住友建設(株) 土木技術部 部長

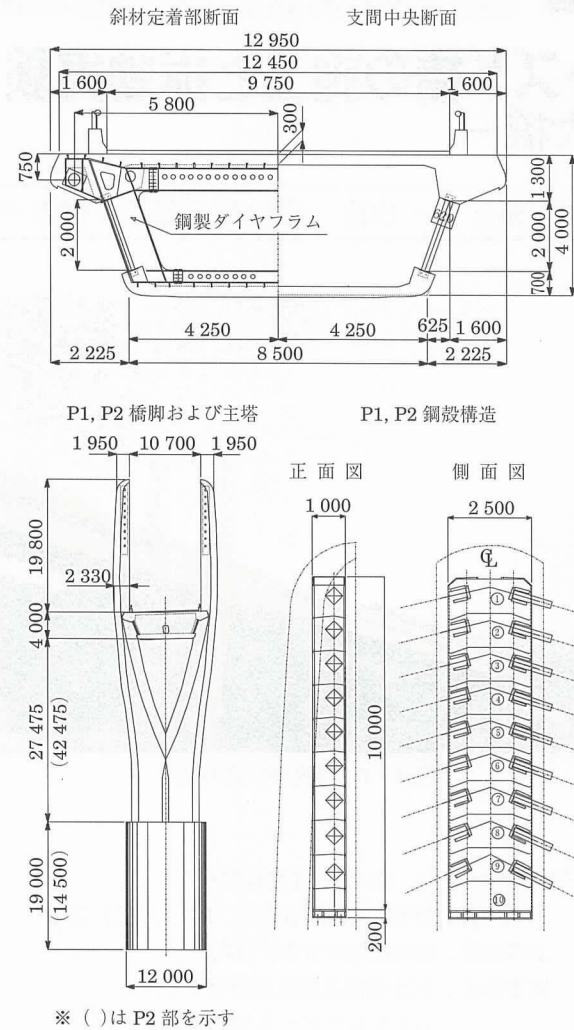


図 - 2 標準断面図

表 - 1 主要使用材料

項目	仕様	単位	数量	摘要	
コンクリート	主桁	$\sigma_{ck} = 50 \text{ N/mm}^2$	m <sup>3</sup>	849	柱頭部
		$\sigma_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$	m <sup>3</sup>	3 872	張出し部
	主塔・脚頭部	$\sigma_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$	m <sup>3</sup>	506	膨張剤置換
	半壁高欄	$\sigma_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$	m <sup>3</sup>	214	膨張剤置換
鉄筋	SD 345	t	887	主桁	
		t	43	半壁高欄	
		t	191	主塔・脚頭部	
PC鋼材	19 S 15.2 エポキシ被覆	t	145	外ケーブル	
	1 S 28.6 プレグラウト	t	38	床版	
斜材	亜鉛メッキ PE 被覆鋼線, 鋼より線	t	145	架設重量(ソケット含む)	
波形鋼板	SM490YB, SM490YA, SM400A	t	314		
ダイヤフラム	SM400A, SM490YA	t	240		
	SM490YB, SM490YB-Z				
鋼殻	SM400A, SM520C	t	160		

### 3. 技術的特徴

#### 3.1 技術的特徴

本橋の構造・機能上の特徴は以下のとおりである。

- (1) 主桁断面に波形鋼板ウェブを採用したエクストラロード形式とした。
- (2) 斜材の鉛直分力を適切に波形鋼板に伝達する機構として、鋼製ダイヤフラム構造を採用し、あわせて主桁のねじり剛性を補剛し、ゆがみ変形を防止する構造とした。
- (3) 主塔側斜材定着構造部に鋼殻を採用し、鋼殻は揚重機能力より各定着部で10個に分割されたユニット構造とした。また、そのユニット間の接合面は、施工性を考慮して面タッチとした。
- (4) 交通量の多い国道上を横断するため、斜材には工場製作ケーブルを採用し、張出し施工中のPE管架設やグラウト作業をなくした。
- (5) 超大型特殊架設作業車を採用することにより、1ブロック長を6.4 mとした。また、外型枠や内型枠の施工性を考慮し、斜材ピッチも同様とした。
- (6) 全外ケーブルを採用し、端部にはテンドンギャラリーを、桁内および主塔検査路には桁内照明を設け、維持管理の容易さを追求した。
- (7) 周辺環境に調和した形状を採用し、曲面や球面などを多く用いた造形とした。

#### 3.2 主桁側斜材定着部の構造

本橋の斜材定着部付近の詳細を図-3に示す。

また、事前に1/2モデル実験を実施し、本構造の安全性を確認した。斜材定着部の設計方針は以下のとおりである。

- (1) 斜材の鉛直分力は鋼製ダイヤフラムで負担する。
- (2) 斜材の水平分力はコンクリートで負担する。
- (3) 鋼製ダイヤフラムから波形鋼板へせん断力を伝達する両者の接合部は溶接接合とする。

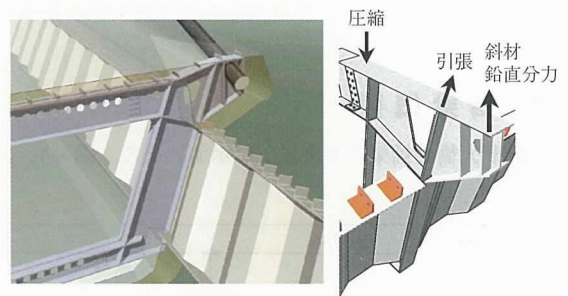


図 - 3 斜材定着部の構造と鉛直分力伝達機構

## 4. 施工

#### 4.1 施工概要

本橋の施工要領を図-4に示す。1/2モデル実験や風洞実験の結果を踏まえ、平成14年8月より柱頭部の施工を開始し、平成15年12月に中央閉合となった。

#### 4.2 柱頭部の施工

柱頭部の施工は、橋脚形状が複雑に変化していること、超大型特殊架設作業車の採用によって柱頭部の長さが18.4 mと長いことから接地式支保工施工とした。

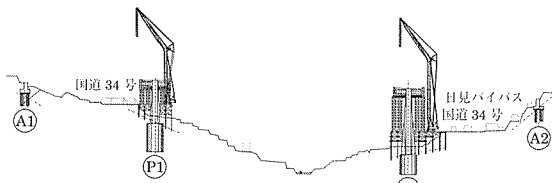
柱頭部はコンクリート打設数量が425 m<sup>3</sup>となるため、2

ロットに分割して施工を行ったが、支保工高さが約 40 m におよび、また橋脚からの張出し長さは 7.5 m となったため、支保工の沈下が懸念された。そこで上床版打設時に下床版に仮設 PC 鋼材を配置して PRC 構造とし、柱頭部施工完了後、配置した PC 鋼材は撤去した。

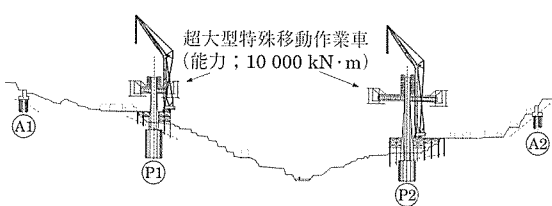
### 4.3 主塔の施工

主塔の施工は、その形状が 3 次元的に変化していること、鋼殻構造を採用した合成構造であることなどの特徴がある。

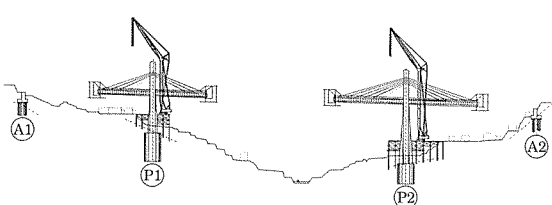
STEP-1; 栈橋施工, P1・P2 柱頭部施工



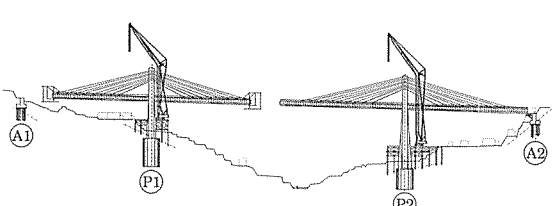
STEP-2; 主塔施工, P1・P2 張出し施工



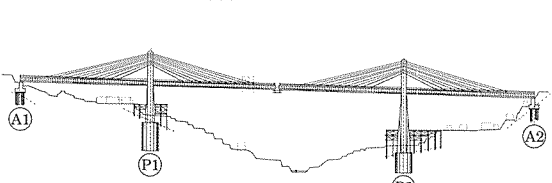
STEP-3; P1・P2 張出し施工, 斜材架設(13 ブロックまで張出し)



STEP-4; A1・A2 側径間施工



STEP-5; P1~P2 中央閉合



STEP-6; 橋面工施工

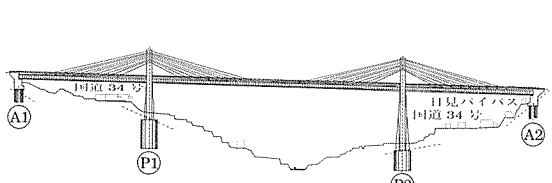


図-4 施工要領

以下に実施工に考慮した点について記述する。

#### (1) 主塔斜材定着体の施工

主塔鋼殻は、工場で切削加工後、現地で組み立てる計画であった。このため、工場出荷前に仮組立てを実施しその精度確認を行った。したがって、架設地点では工場仮組立て時に打った罫書き線をあわせるだけでよく、片側主塔 10 個の鋼殻を最大 3 mm の誤差で架設することができた。なお、10 個の鋼殻架設に要した時間は約 8 時間であった (写真-2)。

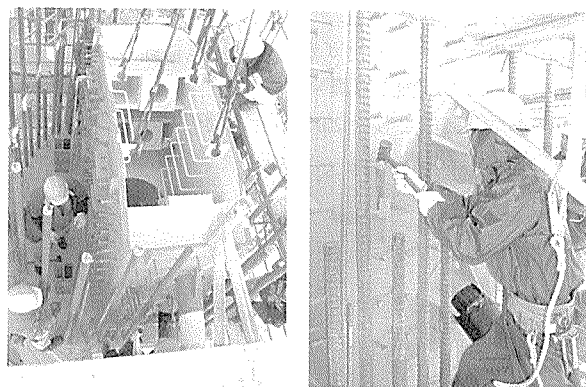


写真-2 鋼殻の架設状況

#### (2) 主塔鉄筋の施工

主塔鉄筋は、D51 を用いており 3 次元的に変化する曲面に対応させる必要があることから、すべての鉛直方向筋を 2.7 m ピッチに曲げ加工を行いその曲面に沿わせた。この際、圧接では鉄筋が 12 mm 程度短縮するため、0.2 mm 程度しか長手方向に短縮しないエンクローズド溶接継手を採用し、継手検査は超音波探傷試験を実施した。なお、後する後打ち部に設けた帯鉄筋 D 25 の継手もエンクローズド溶接継手を採用し、斜材緊張後に溶接を実施した。

#### (3) 主塔コンクリートの施工

主塔基部の打設高さは 5.4 m としたが、鋼殻部については、コンクリートが確実に充填されるように 2.7 m ごとに施工した。また、斜材の緊張による引張応力や乾燥収縮に起因するひび割れを防止する観点から、膨張剤を 30 kg/m<sup>3</sup> セメント置換したコンクリートを使用するとともに、主塔橋軸方向中央部に 50 cm の後打ち部を設けた (図-5)。

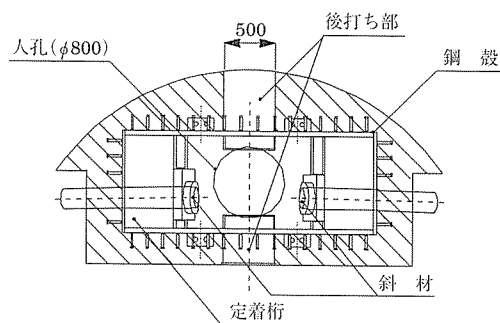


図-5 主塔鋼殻部断面図

#### 4.4 架設作業車の構造と施工

本橋の架設作業車構造は、波形鋼板ウェブ構造であることと国道上・民家を横断する施工となるため、以下の機能を設けた。

- (1) 波形および斜材架設のための吊り設備の設置 (写真 - 3)。
- (2) 下り勾配への対応、国道上の移動時安全確保のため、油圧ジャッキによる推進工法を採用。
- (3) 作業車後退時の斜材との干渉防止のため横梁を分割。
- (4) 国道上防護のため、排水処理機能つき完全防水型作業床の採用 (写真 - 4)。
- (5) 国道横断部へのアサガオ設置 (台風補強のため上斜材を単管にて補強：写真 - 5)。
- (6) 波形吊り装置として 2.8 t 吊り電動チェーンブロックを 2 台配置 (写真 - 6)。

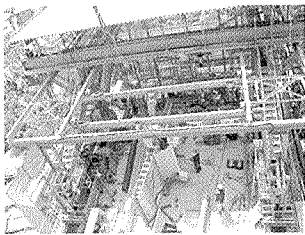


写真 - 3 吊り設備

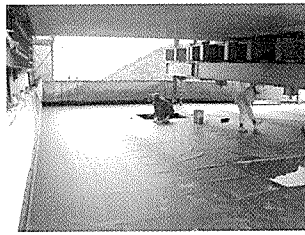


写真 - 4 作業床の防水

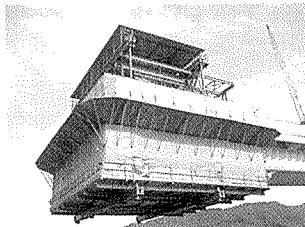


写真 - 5 アサガオ補強

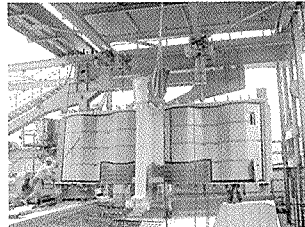


写真 - 6 電動チェーンブロック

なお、本橋は交通量 35 000 台/日の国道 34 号上を横断するため、道路管理者との協議の結果、国道上の作業車移動は夜間 0 時～6 時までの移動時サイクル間 (約 2 分間) の時間通行止め規制となり、1 ストローク (50 cm) ずつ移動した (写真 - 7)。



写真 - 7 夜間移動状況

#### 4.5 主桁コンクリートの配合と施工

コンクリートの配合は、アルカリ反応性骨材に配慮し、

セメント量を制限するとともに、コンクリートと波形鋼板接合部の下フランジ界面の気泡発生率や打設性能に着目し決定した。

そこで、事前に波形鋼板下フランジ部のコンクリート充填性確認試験を実施した。スランプ 12, 15, 18 cm をパラメータとして、ワーカビリティ・充填性・気泡の発生状況などを確認した。

試験の結果、スランプに関係なく、気泡の発生率は単位面積当たり 5～6 % 程度となったが、気泡の連続性などから、スランプ 15 cm を選定した。また、少しでも気泡を抑制するために、空気孔をフランジに設けることとした (表 - 2)。

表 - 2 配合選定表

判定項目	スランプ		
	12 cm	15 cm	18 cm
ワーカビリティ	△	◎	○
充填性	○	○	△
気泡の発生	△	△	△
総合判定	○	◎	○

#### 4.6 コンクリート打設

本橋では、波形鋼板はコンクリート打設前に前ブロックとすみ肉溶接固定する。上下両フランジのついた波形鋼板の場合、コンクリートの打設により生じる作業車のたわみと吊材の伸びに波形鋼板の変形が追従しないため、コンクリートの打設順序によっては、波形鋼板の下フランジ界面にすきまが生じる可能性が懸念された。そこで、ポンプ車の不測の事態も考慮し、ポンプ車を 2 台用いて上床版・下床版コンクリートを先端から同時に打設し (写真 - 8)、波形鋼板フランジ界面を確実に施工した。

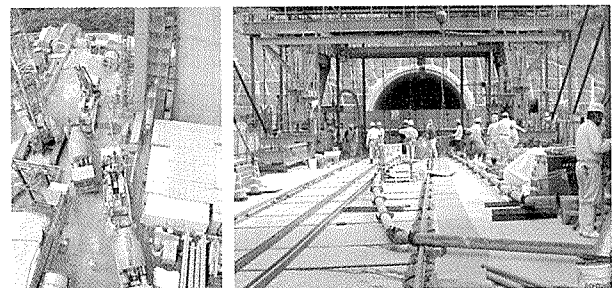


写真 - 8 主桁コンクリートの打設

#### 4.7 波形鋼板とダイヤフラムの施工

本橋は斜材定着部に鋼製ダイヤフラムを採用しており、波形鋼板とダイヤフラムが同じウェブ面で完全溶込み溶接にて一体化された構造である。

##### (1) 波形鋼板とダイヤフラムの運搬

波形とダイヤフラムを分割運搬する場合、ヤード上に全天候型溶接設備を設ける必要がある。一方、一体運搬の場合、1 車 1 パネルの夜間運搬が前提となった。本橋の場合、溶接ヤードの確保が難しく、ガウジングの際の防音の必要があることから、特車申請による夜間運搬を選定した (写真 - 9)。

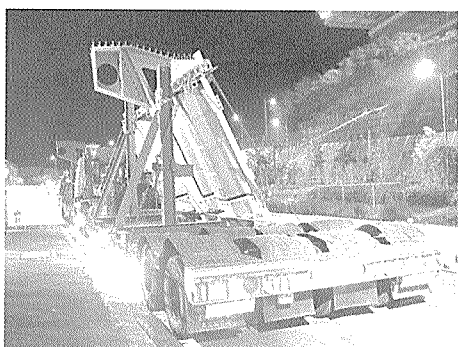
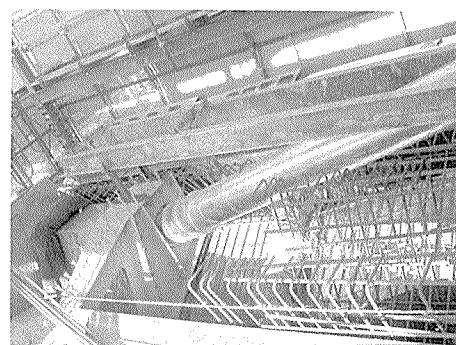


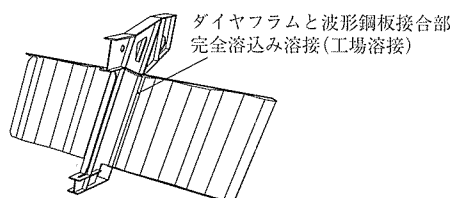
写真 - 9 波形鋼板の夜間運搬



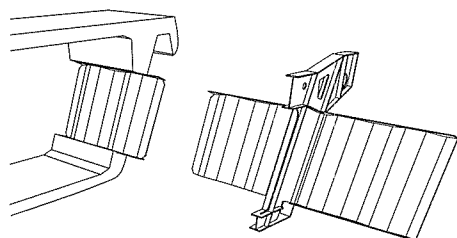
写真 - 10 斜材定着管の設置



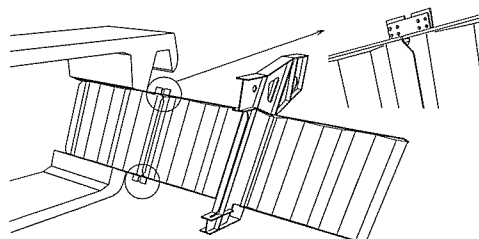
- (1) 波形鋼板およびダイヤフラムをおおの工場にて製作
- (2) 長崎の工場まで波形鋼板およびダイヤフラムを運搬
- (3) 長崎の工場にて波形鋼板とダイヤフラム鉛直材を完全溶込み溶接(L=6.4 m)



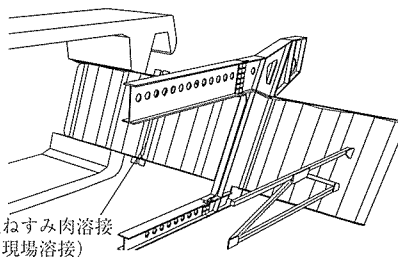
- (4) 夜間特車トレーラーにて、上記ブロックを現場搬入
- (5) 翌朝、トレーラーより 80 t クローラにて、直接、橋面上の運搬台車へ吊込み
- (6) 波形鋼板運搬台車にてワーゲン部まで移動
- (7) ワーゲンの波形鋼板吊装置にて、所定の位置への架設



- (8) 上下フランジ接合部材をボルトにて仮接合



- (9) 形状保持材、ダイヤフラム上弦材・下弦材の架設



- (10) 波形鋼板の位置および高さ最終調整
- (11) ダイヤフラムボルト本締め
- (12) 波形鋼板重ね継手部現場溶接

図 - 6 波形鋼板・ダイヤフラムの架設手順

## (2) 波形鋼板・ダイヤフラムの架設

波形鋼板およびダイヤフラムは 80 t のクローラクレーンにて橋面上に荷揚げし、波形運搬台車を用いて架設作業車内に搬入し、作業車内の 2.8 t 吊り電動チェーンブロック 2 基にて架設した。波形鋼板・ダイヤフラムの架設手順を図 - 6 に示す。

### 4.8 斜材の施工

本橋の斜材は国道上での施工となるため、作業車移動後の国道上の作業がなく、サイクル工程に影響のない斜材の選定が必要であったため工場製作ケーブルを選定している。

#### (1) 斜材定着管の架設

斜材の主桁側定着管の設置は、上げ越しやサグ量などを考慮し、管の中心に斜材が配置されるように精度よく設置する必要がある。また、工場製作ケーブルの長さは、製作誤差・施工誤差・温度変化などすべての誤差要因を考慮して決定する必要がある。本橋の場合、最大ケーブル長が約 72 m であったことから、斜材定着管の設置は、測量にて位置決定後、ピアノ線にて中心を確認するとともに長さをテ

ープで確認した後に固定作業を行った(写真 - 10)。

#### (2) 斜材の架設

斜材架設は、80 t のクローラークレーンにて橋面に資機材を荷揚げし、橋面上で展開架設した(写真 - 11)。この際、主塔側はクローラークレーンで挿入し、桁先端の補助クレーンとして 5 t のトラッククレーンを配置し、桁側の挿入に用いた。なお、60 m 程度以上のケーブル挿入にあたり、サグ取り作業が架設時間の多くを要したため、橋面に

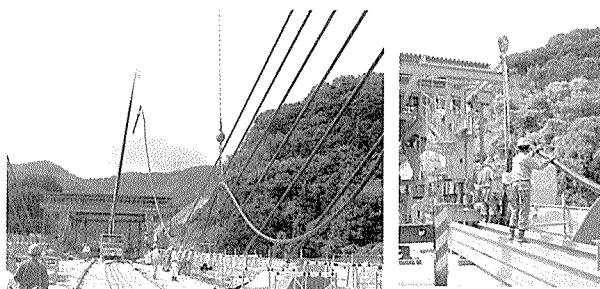


写真 - 11 主桁先端部の斜材架設

ビティ棒を1段組立て、その上にケーブルを乗せて挿入することでサグ取り作業の軽減を図った。

### (3) 斜材緊張

本橋の斜材は、緊張後にシムを挿入する定着構造であることから、緊張力に対して余引きが必要になる。本橋の場合、最大で4 500 kN程度の緊張力であったことから、余引き量350 kNを考慮し、5 000 kNのセンターホール型緊張ジャッキおよびラムチェアを準備した。これらの重量は25 kNにもおよび、緊張に際して3次的に移動や角度調整が必要であることから、小型のジャッキリフターを製作し確認試験を実施後、ワーゲンの中に組み込んだ(写真-12, 13)。

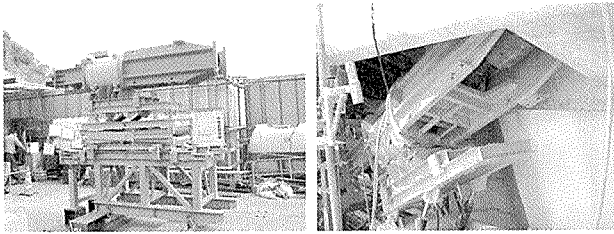


写真-12 ジャッキリフター試験 写真-13 斜材緊張状況

### (4) 斜材の緊張管理

斜材の緊張管理は、摩擦が生じないことから緊張力の管理とし、最小シム厚を考慮して管理目標値を0~3%に設定した。緊張値はデジタル圧力計を用いて管理し、一旦所要量のシムを挿入後定着し、再度緊張値を確認後定着した。

### 4.9 側径間の施工

エクストラードロード橋の桁剛性は桁橋に比べ小さく、側径間施工に際して床版温度差や斜材温度差による桁変形が生じる。本橋では、これらを合計すると約30 mmの桁の日変形が予想された。この変形を抑えるためには約250 kNの反力を受ける必要があり、この変形拘束と桁下空間を農道

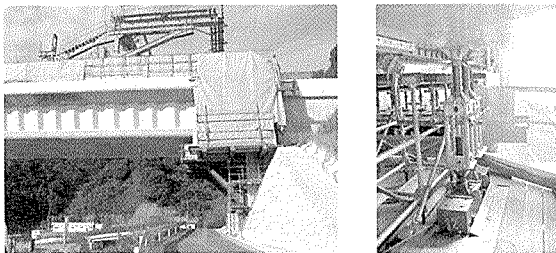


写真-14 側径間ブラケットと反力受け支柱

として解放する必要性からブラケット支保工を採用した(写真-14)。

### 4.10 架設作業車の解体

斜張橋やエクストラードロード橋では、一般に架設作業車は張出し先端部で解体を行うが、本橋の場合、中央径間にクレーンが入れず後退する必要があった。また、A2側径間は国道上の後退となり夜間の危険作業が伴った。そこで、中央径間は作業台のみ一方の橋脚に後退し、架設作業車は桁上に50 tのクレーンを側径間から自走させ解体し(写真

-15)、A2側径間は国道34号を夜間完全通行止めを実施して解体した(写真-16)。

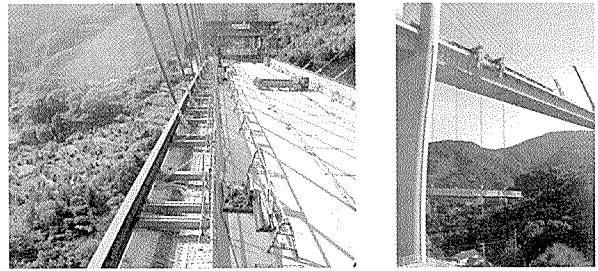


写真-15 作業台の後退・解体



写真-16 架設作業車の夜間解体

## 5. 主桁振動実験

これまで国内でも波形鋼板ウェブ橋およびエクストラードロード橋それぞれについて振動特性の把握を目的とした実験および解析が行われているが<sup>3)4)</sup>、その数はPC箱桁橋および斜張橋と比較して少ないのが現状であり、複合構造としての振動特性を把握することは重要である。また、完成直後の振動特性を把握することは、後日の供用中における剛性の変化を確認できるため、維持管理を行ううえでも有効と判断された。

そこで、面内曲げの固有振動数および減衰定数などの振動特性を把握することを目的として、常時微動計測および車両踏台落下法<sup>5)</sup>による振動実験を行い、せん断変形およびせん断分担率を考慮した固有値解析との比較を行うとともに、他構造形式の橋梁との振動特性の比較も行った。

### 5.1 固有値解析

#### (1) 解析モデル

固有値解析には3次元汎用FEM解析プログラムADINA(Ver.8.1)を使用し、解析モデルは図-7に示すようにビーム要素を用いた3次元骨組モデルとした。主桁の曲げ剛性は上下床版コンクリートのみ考慮し、また、波形鋼板のせん断変形も考慮した。実験時のコンクリートの弾性係数として材齢28日の材料試験値を使用し、主桁は36.0 kN/mm<sup>2</sup>、主塔は32.0 kN/mm<sup>2</sup>とした。

本橋では落橋防止装置、上揚力防止装置および橋軸直角方向移動制限装置等による拘束もあることから、本実験程

度の加振力による主桁の振幅では、ゴム支承の変形量は非常に小さいものと推察される。そこで、両桁端の支持条件をパラメーターとして弾性ばね (case 1)、ピン支持 (case 2)、完全固定 (case 3) の3ケース、ならびに波形鋼板のせん断変形を無視した弾性ばね支持 (case 4) についての解析を行った。

(2) せん断剛性評価式

通常のコクリート橋の場合、せん断変形は曲げ変形に比べ、無視し得るほど小さい。一方、波形鋼板ウェブ橋はコクリートと波形鋼板との複合断面であり、その曲げ変形は上下のコクリート床版の剛性に起因するが、せん断変形はコクリート部と波形鋼板部のせん断変形の和、とくに波形鋼板部のせん断変形が大きく影響する。このため波形鋼板ウェブ橋では、せん断変形が相対的に大きくなり、全体の挙動を正確に評価するためには、その変形を考慮する必要がある。

ここで、波形鋼板ウェブ箱桁を今回のように1本の棒部材でモデル化する場合、そのせん断剛性の評価法については明確な手法がないのが現状である。そこで、今回は波形鋼板ウェブ橋におけるコクリート床版と波形鋼板部のせん断分担率を考慮したそれぞれのせん断変形から全体のせん断剛性を算出する手法を提案した。

波形鋼板部はせん断力が一定であることから、波形鋼板部のせん断分担率  $\beta$  は、以下のように表せる (図-8 参照)。

$$\beta = \frac{\tau \cdot b \cdot h_s}{S} = \frac{S \cdot Q}{b \cdot I} \times \frac{b \cdot h_s}{S} = \frac{Q \cdot h_s}{I} \quad (1)$$

- ただし、 $\tau$  : 波形鋼板のせん断応力度
- $I$  : 断面2次モーメント
- $Q$  : 断面1次モーメント
- $h_s$  : 波形鋼板高さ
- $b$  : 波形鋼板の厚さ

また、コクリートおよび波形鋼板部のせん断変形量は以下のように表せる。

$$\delta_c = \delta_{c1} + \delta_{c2} = (1 - \beta) \times \frac{S \cdot h_c}{G_c \cdot A_c} \quad (2)$$

$$\delta_s = \beta \times \frac{S \cdot h_s}{G_s \cdot A_s} \quad (3)$$

- ただし、 $\delta_c$  : コクリート部のせん断変形量
- $\delta_s$  : 波形鋼板部のせん断変形量
- $h_c$  : せん断力を負担するコクリート部の高さ (=  $h_{c1} + h_{c2}$ )
- $A_c$  : せん断力を負担するコクリート断面積
- $A_s$  : 波形鋼板断面積

(2)、(3) より、全体のせん断変形は以下のように表せる。

$$\delta = \delta_c + \delta_s = S \left\{ (1 - \beta) \times \frac{h_c}{G_c \cdot A_c} + \beta \frac{h_s}{G_s \cdot A_s} \right\} \quad (4)$$

(4) より、主桁断面全体としてのせん断剛性  $G \cdot A$  は以下のように表せる。

$$G \cdot A = \frac{S \cdot h}{\delta} = \frac{S \cdot h}{\delta_c + \delta_s} = \frac{h}{\left\{ (1 - \beta) \times \frac{h_c}{G_c \cdot A_c} + \beta \frac{h_s}{G_s \cdot A_s} \right\}} \quad (5)$$

よって、式(1)と(5)より各断面のせん断剛性が評価でき

るといえる。今回は、このせん断剛性の評価式を用いてモデル化を行った。

(3) 解析結果

表-3に固有値解析結果を示す。両桁端の自由度を拘束するほど振動数が大きくなり、とくに逆対称1次モードの差異は顕著であった。また、波形鋼板のせん断変形の有無による固有振動数の差異は低次では小さく、高次ほど大きくなった。これは、既往の研究<sup>3)</sup>でも指摘されているように、高次ほどせん断スパン長が短くなり、波形鋼板ウェブがせん断変形することによる影響が大きくなるためであると考えられる。また、図-9、10に示すように case 2・3では、対称2次モードが確認されたが、case 1では類似した

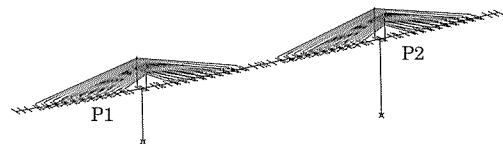


図-7 解析モデル

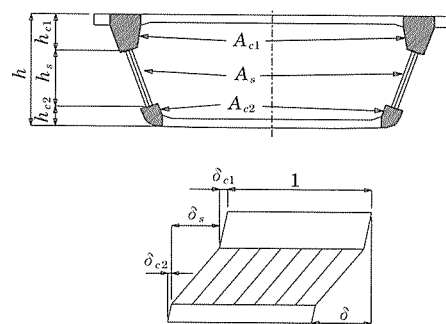


図-8 せん断剛性算出断面

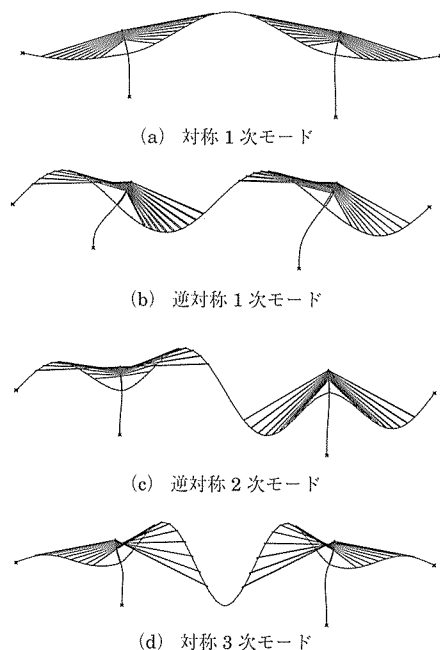


図-9 case 1 面内固有振動モード

表 - 3 固有値解析結果

面内モード	case 1 せん断変形考慮 弾性ばね <sup>※1</sup>		case 2 せん断変形考慮 ピン支持 <sup>※1</sup>			case 3 せん断変形考慮 完全固定 <sup>※1</sup>			case 4 せん断変形無視 弾性ばね <sup>※1</sup>			
	f	刺激係数	f	刺激係数	f	刺激係数	f	刺激係数	f	刺激係数		
	(Hz)	橋軸	鉛直	(Hz)	橋軸	鉛直	(Hz)	橋軸	鉛直	(Hz)	橋軸	鉛直
対称 1 次	0.67	-10.7	52.8	0.68	-1.3	53.3	0.69	-1.2	57.0	0.69	-10.5	53.9
逆対称 1 次	0.96	108.6	7.0	1.41	-5.5	6.3	1.54	4.6	-2.2	0.98	114.0	5.0
対称 2 次	—	—	—	1.56	1.6	68.1	1.97	-3.3	-64.8	—	—	—
逆対称 2 次	1.73	16.0	-5.5	1.73	-1.7	3.6	2.03	-5.5	-0.4	1.93	15.4	-16.5
対称 3 次	2.90	2.0	35.4	2.92	6.6	-35.7	2.93	-6.2	40.1	3.24	-1.2	-34.4

※1：桁端支持条件

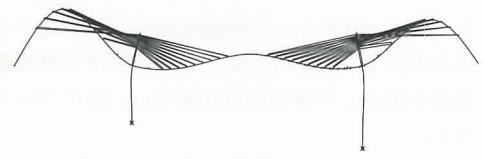


図 - 10 case2・3 対称 2 次モード

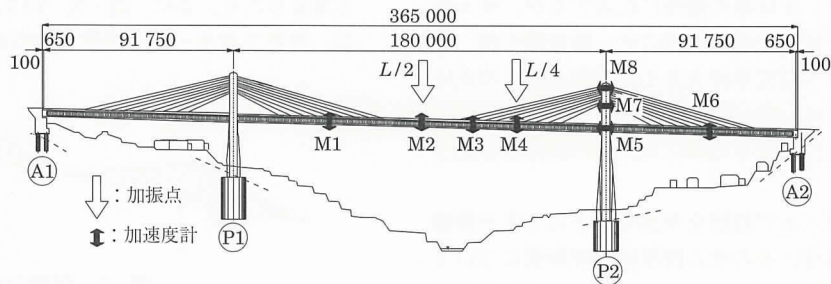


図 - 11 加振点・加速度計位置

モードが確認されたものの、対称 2 次モードは確認されなかった。これは桁端の自由度が多い場合には橋脚高の違いが影響を及ぼすものと推察される。

5.2 実験方法および結果

(1) 実験概要

図 - 11 に車両落下位置および加速度計位置を示す。本橋では、面内曲げモードを対象として車両踏台落下法および常時微動による振動計測を行った。車両は 10 t クレーン（車両重量 12.8 t）を使用し、200 mm の高さから前輪を落下させ、落下位置は面内振動モードを励起させるため、中央支間の L/2 および P2 橋脚から、L/4 の 2 箇所とし、ねじれが生じないよう幅員の中央とした。またサーボ形加速度計を主桁には鉛直方向に、主桁柱頭部および主塔には橋軸方向に配置した。

(2) 実験結果

本実験における主桁の振動振幅は微小であったものの、面内対称 1・2・3 次、逆対称 1・2 次の 5 つのモードが明確に確認された。ただし、2.0 Hz 程度の周波数は明確なモードが得られなかった。また、減衰定数を各モードの最大振幅点位置の加速度波形を用いて自由減衰法より算出した結果、面内 1 次モードの値は 0.007 であり、その他のモードの値は 0.004~0.008 であった（表 - 4、図 - 12）。

図 - 13 に実験と解析の振動数比較を示す。ばね支持

表 - 4 実験および解析結果

面内モード	固有振動数 (Hz)					減衰定数 車両落下
	実験値		解析値			
	車両落下	常時微動	case 1	case 2	case 3	
対称 1 次	0.73	0.72	0.67	0.68	0.69	0.007
逆対称 1 次	1.48	1.49	0.96	1.41	1.54	0.004
対称 2 次	1.69	1.69	—	1.56	1.97	0.005
逆対称 2 次	1.83	1.83	1.73	1.73	2.03	0.006
対称 3 次	3.12	3.09	2.90	2.92	2.93	0.008

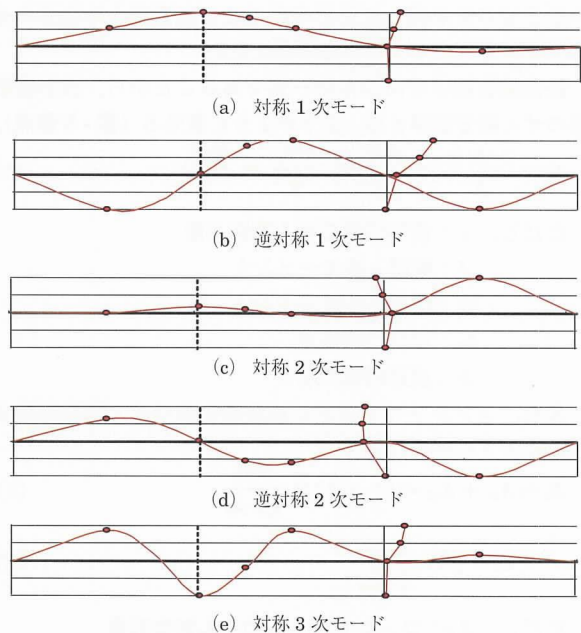


図 - 12 実験固有振動モード

(case 1, 4) では逆対称 1 次モードが実験値と比較して小さいことがわかる。結果的に、もっとも実験時の振動数およびモード形状を評価したモデルは両桁端をピン構造とした case 2 となったが、これは前述したように、実験が微小振幅であったために、ゴム支承の橋軸方向変形量が非常に小さかったためと推察される。

5.3 他橋梁との比較

(1) 固有振動数

図 - 14 に他の橋梁<sup>4)</sup>との基本振動数比較を示す。図内には本橋における最低次数の値を示す。他の橋梁とは PC 橋が 11 橋、波形鋼板ウェブ PC 橋が 5 橋、エクストラドーズド PC 橋が 3 橋である。また、同図内に加藤ら<sup>6)</sup>による相



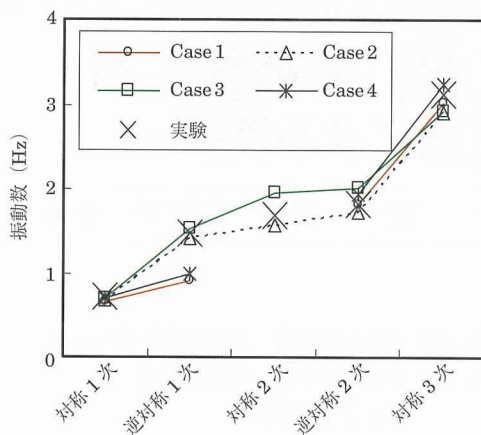


図 - 13 固有振動数比較

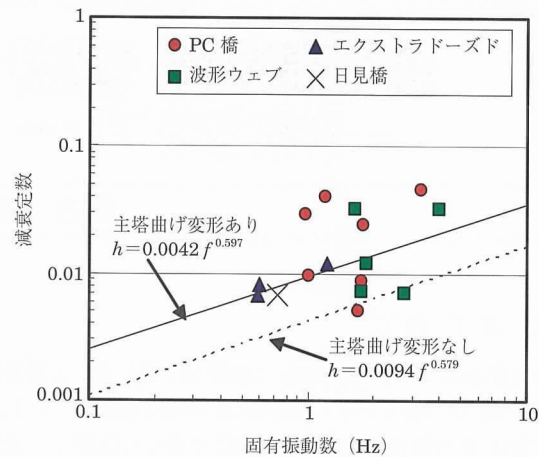


図 - 15 減衰定数比較

関式および耐風便覧式<sup>7)</sup>を示す。

本橋の基本振動数は、同支間規模のエクストラードズド橋と同程度の値であり、波形鋼板を有することによる影響は小さかった。これは、前述したように基本振動数(対称1次モード)では波形鋼板のせん断変形量が小さいためであると考えられる。これより、本構造の場合においても既往の算定式で基本振動数の推定が可能であるといえる。ただし、わずかながら振動数が大きくなった要因として、本橋の場合、主桁自重が軽く、また対称1次モードでもっとも振幅の大きい支間中央の桁高(4 m)が、他のエクストラードズド橋(約3 m<sup>8)</sup>)より高く、剛性も大きいことがあげられる。

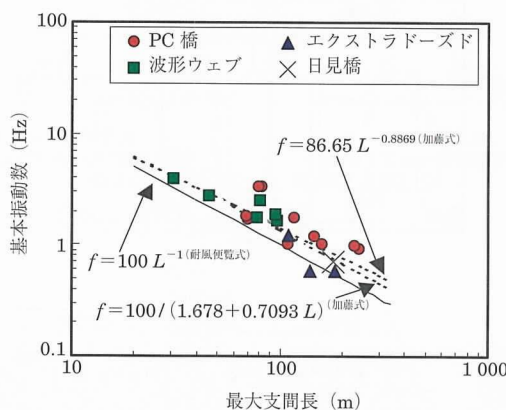


図 - 14 基本振動数比較

## (2) 減衰定数

既往の研究<sup>8)</sup>では、エクストラードズド橋の減衰定数はPC斜張橋と同等であるといわれている。そこで、PC斜張橋の減衰特性について、振動モードを主塔の曲げ変形の有無により区分した竹田ら<sup>9)</sup>の提案式と比較する。

図 - 15 より、PC 橋および波形ウェブ橋の場合はいずれ

れの式においても相関性が確認されないが、本橋および他のエクストラードズド橋における最低次数は主塔曲げ変形ありの算定式との相関が高いことが確認され、本橋においてもPC斜張橋の減衰特性と同程度の結果となった。

## 6. おわりに

波形鋼板ウェブ構造と吊構造を併用した前例のない構造物の施工にあたり、1/2モデル実験や風洞実験などを実施して施工を開始し、平成15年12月に無事橋体を完成することができた。

また、橋体完成後に実施した振動実験では、既往の式により、振動特性が推定可能であるという新たな知見を得ることができた。

今春、全線開通した長崎自動車道が、地域の発展に寄与することを願うとともに、最後に、本報告が今後の同構造形式の橋梁建設の参考となれば幸いである。

## 参考文献

- 1) 前田, 今泉, 春日, 田添; 日見橋(仮称)の設計と施工, The First fib Congress 2002 (2002.10)
- 2) 佐川, 酒井, 岡澤, 益子, 春日, 田添; 日見橋(仮称)の設計と施工, 橋梁と基礎 (2003.6)
- 3) 角谷他: 波形鋼板ウェブ橋の振動特性その1-振動実験-, プレストレストコンクリート, Vol.45, No.2, 2003.3
- 4) 角谷他: 波形鋼板ウェブ橋の振動特性その2-振動解析-, プレストレストコンクリート, Vol.45, No.3, 2003.5
- 5) 橋梁振動研究会: 橋梁振動の計測と解析, 技報堂, 1993.10
- 6) 加藤他: 橋梁実測振動特性の統計解析, 土木学会論文集, No.311, 1981.7
- 7) 日本道路協会: 道路橋耐風設計便覧, 1981.7
- 8) 河野他: 第2マクタン橋(エクストラードズドPC橋)の振動特性, 第10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, 2000.10
- 9) 竹田他: 実測データに基づくPC斜張橋の減衰特性について, 土木学会論文集, No.626, 1997.7

【2004年7月1日受付】