

(論文)

中間支点を剛結したトラス橋 - その剛結構造と実橋振動実験 -

Steel Trusses Rigidly Connected to RC Piers at the Middle Support Point



岡本安弘*
Yasuhiro Okamoto



窪田 晃*
Akira Kubota



山田岳史***(工博)
Dr. Takeshi Yamada

In recent years, many rigid frame bridges have been constructed in Japan by combining a steel superstructure with a reinforced concrete substructure. The Tarodani Bridge is a rigid framed bridge built between a steel truss and a reinforced concrete pier. Anchor bolts combine the lower chords of the truss and the pier. Steel box beams were connected to the underside of the lower chords, which resist horizontal shear force, with stud shear connectors welded around the beams. This paper introduces the evaluation result of the Tarodani Bridge, the first rigid framed truss bridge built in Japan.

まえがき = 公共構造物に対する耐久性の向上とコストの縮減を目的として、橋梁分野ではここ 5 ~ 10 年で複合構造の採用が飛躍的に増えている。複合構造は、鋼とコンクリートの長所を伸ばし短所を補い、上記の目的を合理的に解決する。

複合構造は、合成構造と混合構造に分類され、さらに構造レベル・部材レベル・材料レベルで細分され、多種多様な構造がそのカテゴリに入る¹⁾。その中で混合構造は、異種部材である鋼とコンクリートとを継手を介して接合した構造システムと定義されている。すなわち、鋼桁とコンクリート桁とを接合した混合桁や、鋼桁とコンクリート橋脚あるいは鋼桁とコンクリート橋台とを接合した剛結構造などである。

本文では、鋼トラス桁と鉄筋コンクリート(RC)橋脚とを剛結した複合ラーメントラス橋として、国内初の採用事例となった太郎谷橋の剛結部に着目した検討と実橋振動実験について報告する。

剛結構造が採用される理由としては、

上部工工事費の 10 ~ 15% を占める支承の省略により、建設費及び維持管理費の低減が図れる。

不静定次数が高く耐震性に優れる。

同種のコンクリート橋に比べ上部工が軽量で、下部工の規模が小さくなる。

などが挙げられる。

1. 太郎谷橋の概要

太郎谷橋の完成写真(手前側の橋)を写真 1 に示す。また、全体一般図を図 1 に示す。橋梁諸元を以下に示す。

施 主 : 日本道路公団四国支社

路 線 名 : 高知自動車道

道路規格 : 第 1 種第 3 級 (B 規格)

形 式 : 鋼 3 径間連続ラーメントラス橋

橋 長 : 227.000m

支 間 割 : 68.000m + 89.000m + 68.000m

有効幅員 : 9.140m

床 版 : RC 床版 (t = 230mm)

本橋の架設地点は急峻な山岳地帯にあり、桁下高さは最深部で約 70m に達するため、桁形式はトラスが採用された。トラス部材の断面は、鋸桁や箱桁に比べて小さいため、剛結部の構造はシンプルかつコンパクトにする必要があった。そこで、RC 橋脚の中にアンカボルトを埋込み、トラス下弦材と結合する方式を採用した(図 2)。この構造の設計方針の確立、及びその性能確認のために実施した各種実験・解析結果について以下に述べる。

2. 剛結部の設計

剛結部の設計方法は道路橋示方書に規定されていないため、剛結部の力の伝達経路を図 3 のように仮定して設計作業を行った。すなわち、中間支点上の支承を無くし、



写真 1 太郎谷橋
Photo 1 The Tarodani Bridge

*都市環境・エンジニアリングカンパニー 構造技術部 **技術開発本部 機械研究所

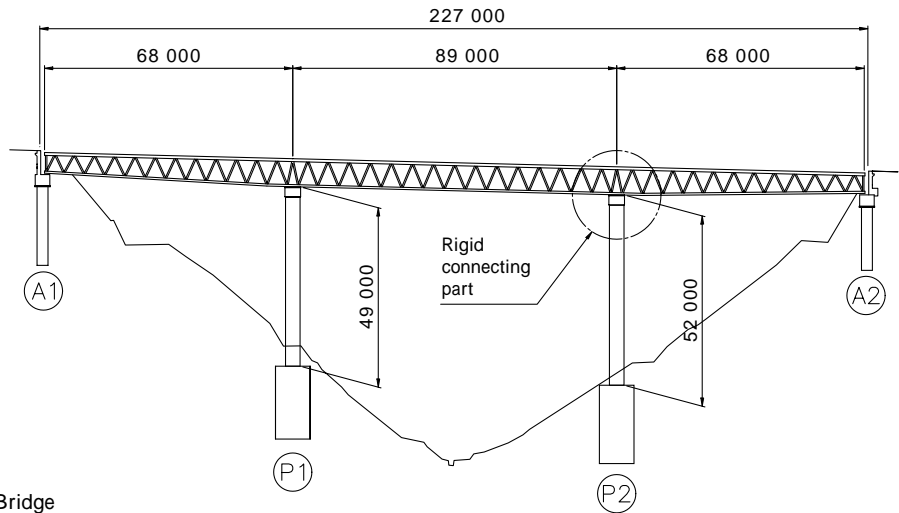


図 1 全体一般図
Fig. 1 General view of the Tarodani Bridge

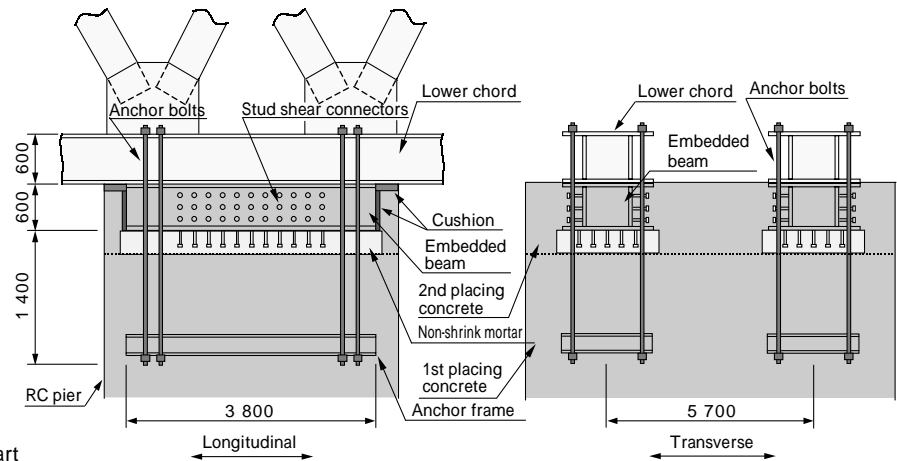


図 2 剛結構造概要
Fig. 2 Outlines of rigid connecting part

剛結とすることで、従来は橋脚側に伝わっていなかった桁の水平せん断力あるいは曲げモーメントが、橋脚上端に伝達される。

2.1 頭付きスタッド及びアンカボルトの設計

水平せん断力の伝達は、下弦材の直下に接合した埋込桁をせん断キーとすることによった。すなわち、埋込桁に溶接された頭付きスタッドが、水平せん断力 S に抵抗するように設計した。

曲げモーメントは、RC 橋脚に埋込んだアンカボルト位置での引張力あるいは圧縮力として、偶力に置換えた。引張力に対しては、アンカボルトの引張抵抗によって対処した。また圧縮力に対しては、埋込桁が橋脚コンクリートを支圧することによった。アンカボルトの必要本数 n_{req} は、次式で算定した。

$$n_{req} = V/T_a \dots\dots\dots(1)$$

ここに、 V ：鉛直反力 (kN)

T_a ：アンカボルトの許容引張力 (kN)

さらに、コンクリートの支圧抵抗に対する照査は、次式で行った。

$$A_s \cdot b_a / 4 > V + PS \dots\dots\dots(2)$$

ここに、 A_s ：埋込桁の平面積 (mm²)

b_a ：コンクリートの許容支圧応力度 (N/mm²)

$$b_a = (0.25 + 0.05A_c/A_b) c_k$$

A_c, A_b ：コンクリート及び埋込桁の平面積 (mm²)

c_k ：コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

PS ：アンカボルトのプレストレス力 (kN)

本橋では、M80 (材質 S35CN) のアンカボルトを 1 格点に 4 本使用した。

また、アンカボルトに引張力が作用すると、埋込桁とコンクリートとの間に肌ずきが生じるため、アンカボルトにあらかじめプレストレスを導入し、防止した。有効プレストレス力は震度法レベルの最大軸力に余裕をも

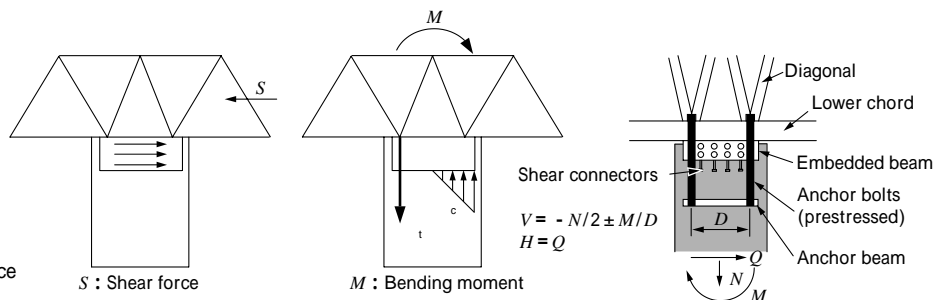


図 3 剛結部の力の伝達機構
Fig. 3 Transmission mechanism of force in rigid connecting part

たせて 500kN/ 本とした。

2.2 縮小モデルによる性能照査

前節で示した設計が妥当かどうかを照査するため、剛結部近傍の 1/3 縮小モデル (写真 2) による静的載荷実験を行った。実験の目的は、剛結部の応力伝達機構の確認と、耐荷性能の確認である。

また、細部の応力・ひずみを検証するために有限要素解析を実施した。解析ケースは、鋼製部材とコンクリート部材との接触面の付着抵抗を期待したもの (完全合成) と、付着抵抗を無視したもの (不完全合成) の 2 ケースを実施した。

図 4 にアンカボルトひずみの実験値と解析値を示す。完全合成のもの (図中の F1) と実験値は一致せず、不完全合成のもの (図中の F2) と実験値はよく一致した。したがって、以降は不完全合成の解析値を用いた。

図 5 に橋脚基部の主鉄筋ひずみの実験値と解析値を示す。弾性範囲内で解析値は実験値とほぼ一致しており、トラスから RC 橋脚へ確実に力の伝達が行われることが

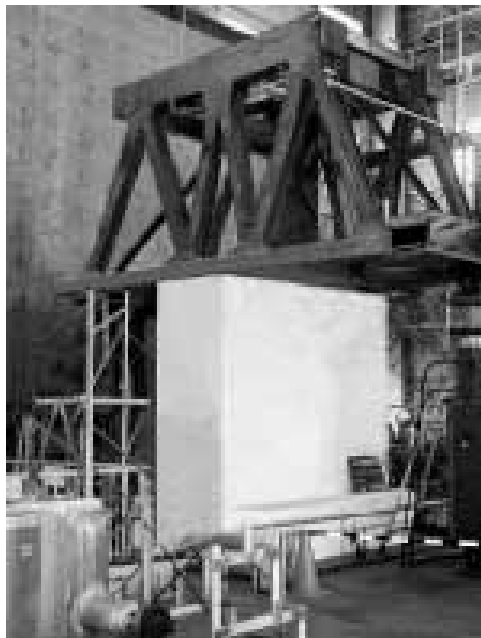


写真 2 実験供試体
Photo 2 Specimen for static loading test

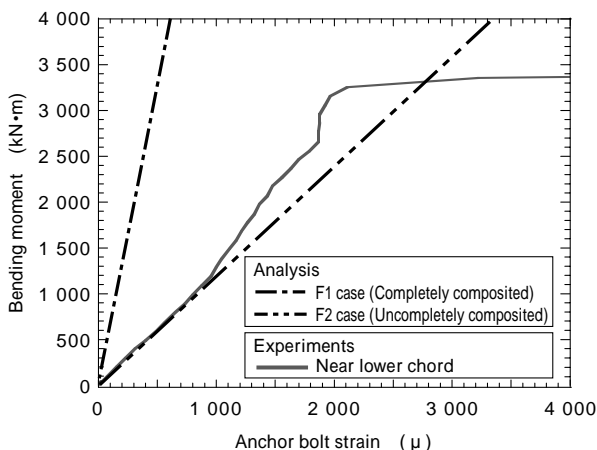


図 4 アンカボルトのひずみ
Fig. 4 Strain of anchor bolts

わかった。

また実験では、剛結部が破壊する前に供試体の橋脚基部が破壊に至り、実験の続行が不可能となった。そこで、剛結部の終局耐力は基部破壊時の曲げモーメントである 3 900kN・m 以上とした。実橋換算すると、105 300kN・m (= 3 900 × 3³) 以上となる。これは、地震時の非線形動的解析により剛結部に発生する最大曲げモーメント 80 000kN・m の 1.3 倍となっていた。したがって、本設計方法によれば、十分な耐荷性能を確保できることが確認できた²⁾。

2.3 耐久性保証対策

コンクリートの施工性や、雨・紫外線・寒暖などの気象条件による劣化防止対策について検討を行った。

2.3.1 剛結部のコンクリートの選定

一般的に剛結部の構造は複雑で、コンクリートの充填や締め固めが十分に行えないため、剛結部の施工にあたっては流動性を上げたコンクリートを使用する場合がある。しかし本橋の場合には、比較的シンプルな構造であることから、設計基準強度 24N/mm²、スランプ 8cm の普通コンクリートを採用した。ただし、埋込桁下面に限っては、下向きにスタッドが溶接されており、充填が困難であるうえ、ここに肌すきが生じると支圧力の伝達が不完全となってしまふ。

そこで、この箇所に対して充填性の良好なコンクリート配合を選定するため、実物大模型を使用したコンクリート打設実験を行った。その結果、スランプを変化させたコンクリートは多数の空気だまりが発生し、無収縮モルタルの方が充填性・施工性に優れていることがわかった (写真 3)。

剛結部の施工フローを図 6 に示す。コンクリートの施工順序としては、図 2 に示すように埋込桁の下 200mm の位置まで 1 次コンクリートを打設し、埋込桁直下の無収縮モルタルを施工したあと、段階的にアンカボルトにプレストレスを導入しつつ、橋脚天端まで 2 次コンクリートを打設した。モルタルの充填結果は目視確認できないため、後述のコンクリート支圧応力測定で検証した。

2.3.2 剛結部の劣化防止対策

下弦材・埋込桁などの鋼製部材と橋脚コンクリートと

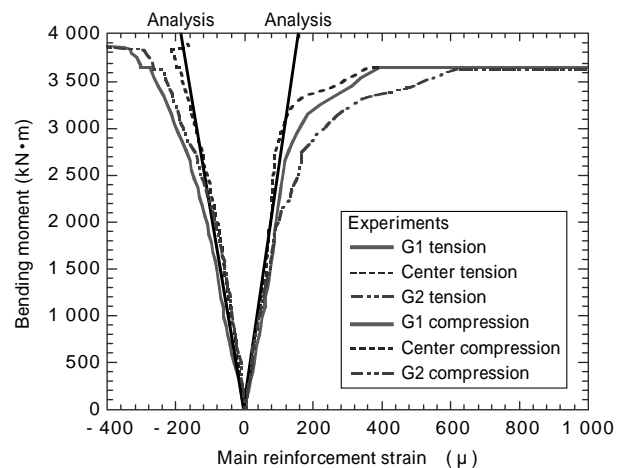


図 5 RC 橋脚基部付近の主鉄筋のひずみ
Fig. 5 Strain in main rebar at the bottom of RC pier

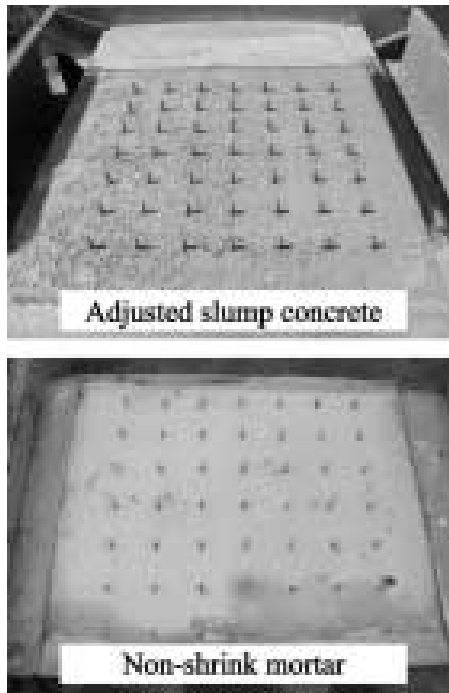


写真3 コンクリート打設実験結果
Photo 3 Result of concrete filling test

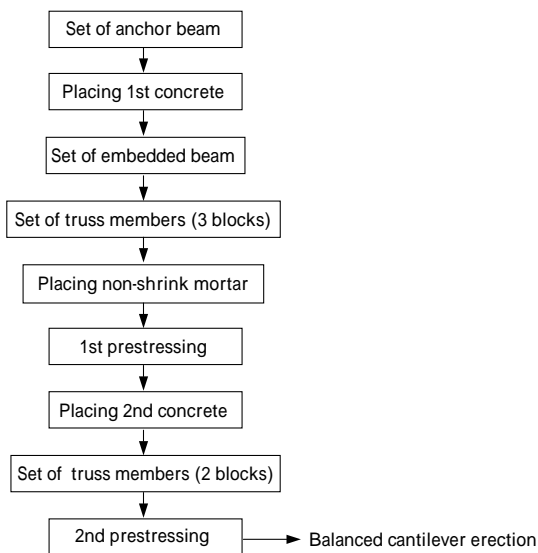


図6 剛結部施工フロー
Fig. 6 Flow chart of construction of rigid connecting part

の境界には、コンクリートの乾燥収縮や付着力の減少によりすき間ができるため、雨水の浸入対策を行った。具体的には、橋脚コンクリート天端面に排水勾配をつけて仕上げるとともに、下弦材とコンクリートの境界部分に防水性能を有するシール材を充填した。

防水材料の選定にあたっては、各種防水材料の比較検討の結果により、耐候性や耐熱・耐寒性に優れ、耐用年数も長く、排水勾配が自由に形成でき、コスト的にも妥当な変性シリコン材を採用した。

下弦材と埋込桁は高力ボルトで接合されているが、接合部は橋脚天端面に一致しているため、接合部上面が剥き出しとなっている。通常は塗装のみを行うところであるが、雨水やほこりがたまりやすく塗膜の劣化がほかより速く進むと考えられる。



写真4 アンカボルト防錆キャップ
Photo 4 Rust prevention cap of the head of anchor bolt

したがって、接合部上面には、塗装を行った上に水がたまらないように、変性シリコンの粘土状材料（のちに硬化する）を盛りつけ、排水勾配を形成した。

RC橋脚中に埋込まれたアンカボルトは、プレストレスを導入するためにアンボンドとする必要がある。したがって、タールエポキシ樹脂塗料系の塗装を行った上に防食性能を有したビニルテープを二重巻きにし、コンクリートとの付着切断と防食対策とした。一方、トラス下弦材上に露出したボルト上端部については、グリス状の防食材を充填した鋼製キャップで密封し雨水の浸入を遮断した（写真4）。

3. 剛結部の架設時応力測定

設計の妥当性を実橋において確認するために、架設時応力測定を行った。測定対象はP2橋脚とし、剛結部に各種の測定器を設置した。本橋は、バランストカンチレバー工法（写真5）で架設を行ったが、トラス部材死荷重及びトラベラクレーンの移動などにより剛結部の応力状態が架設ステップごとに变化する。そこで、架設中24時間自動計測を実施し、各ステップの応力状態を追跡した³⁾。測定項目を下記に示す。

- ・アンカボルト軸力
 - ・コンクリート支圧応力
 - ・アンカ定着部付近の鉄筋とコンクリート応力
 - ・埋込桁近傍の水平応力成分
 - ・トラス下弦材の応力
- 本節では、アンカボルト軸力、コンクリート支圧応力



写真5 バランストカンチレバー工法
Photo 5 Balanced cantilever erection method

について報告する。

3.1 アンカボルト軸力

アンカボルトの軸力減少量について、道路橋示方書にはプレストレス導入によるコンクリートのクリープ・乾燥収縮の評価方法が記載されているが、鋼材とコンクリートとの付着が考慮されており、本件への適用はできない。したがって、軸力減少量を10%と仮定して初期軸力を導入し、そのあとの計測結果に基づき実際の減少量を把握した。

アンカボルト軸力の評価には、高力ボルト引張接合理論⁴⁾を適用した。図7に引張接合と乾燥収縮の合計を計算値としたときの、実測値との比較を架設ステップごとに示す。乾燥収縮の計算値はボルト導入軸力の約6%であり、計算値と実測値はよく一致している。したがって、クリープや鋼材のリラクゼーションは無視できることがわかった。

3.2 コンクリートの支圧応力

埋込桁直下のコンクリート支圧応力は図3の。のように三角形分布形状としている。図8に示すように埋込桁直下(G1, G2桁)におおの5個の埋込型ひずみ計を1列に配置して、計測を行った。架設時曲げモーメント最大時の結果を図9に示す。图中、圧縮を負値で示す。値は小さいが、曲げ+軸力によりA2側に偏心した一定勾配をもつ応力分布となり、設計計算値とほぼ一致した。引張応力は 1N/mm^2 以下であり、ひび割れの発生はな

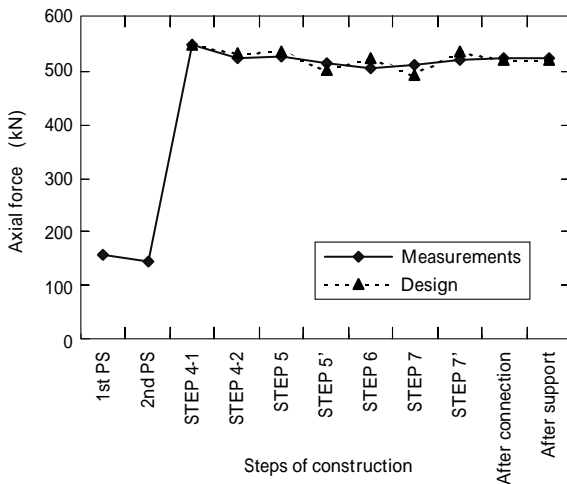


図7 アンカボルト軸力
Fig. 7 Axial force of anchor bolt

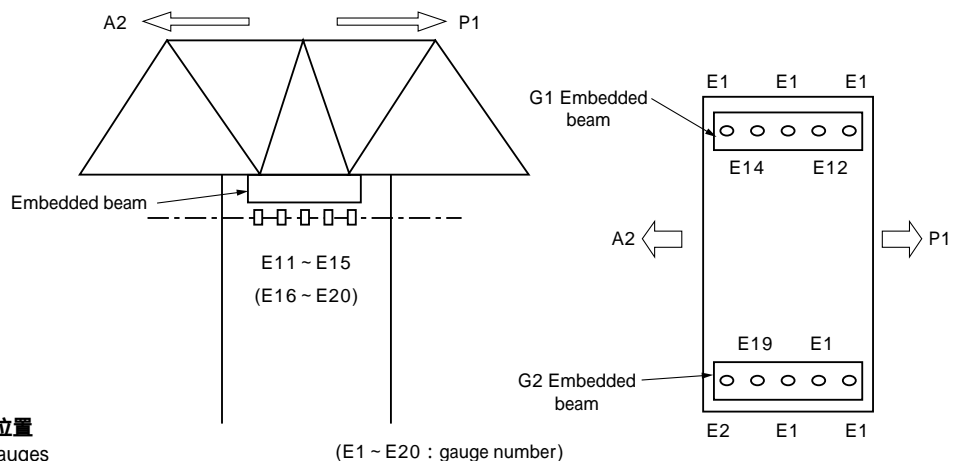


図8 支圧コンクリート部ひずみ計位置
Fig. 8 Location of embedded strain gauges

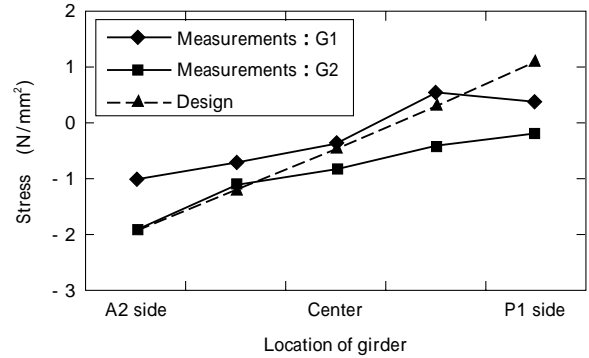


図9 コンクリートの支圧応力分布
Fig. 9 Distribution of bearing stress in concrete

った。

なお、図2に示すように下弦材がコンクリートと接する面及び埋込桁前後面にはクッションを設置し、コンクリートが支圧力を受けて欠落することのないように配慮した。

4. 実橋振動実験

複合ラーメン橋は耐震性の向上が特長とされているが、それを定量的に検討した事例はほとんどない。そこで、完成した太郎谷橋を対象に実橋振動実験を行い、耐震性の検討に必要な固有値、減衰定数などの動的構造特性の把握を行った⁵⁾。実験項目は以下のとおりである。

- ・ 急速解放ジャッキを用いた水平加振実験
- ・ 試験車両の走行による鉛直加振実験
- ・ 試験車両の段差乗越えによる鉛直加振実験

水平加振実験では、A2側下弦材端部に急速解放ジャッキ(反力 $1800\text{kN} \times$ ストローク 150mm)8台を設置し(写真6)、初期変位を15, 30, 50mmとして加振を行い、変位や加速度を計測した。水平加振実験の結果を時刻歴解析、周波数分析によって整理すると以下のとおりとなる。

初期変位: 15mm, 加速度: - 200gal ~ 200gal

初期変位: 30mm, 加速度: - 400gal ~ 400gal

初期変位: 50mm, 加速度: - 600gal ~ 600gal

さらに、各振動方向の加速度応答に対する卓越周波数を以下に示す(単位: Hz)。



写真6 急速解放ジャッキ設置状況
Photo 6 Installation of rapid relief jacks

橋軸方向 : 桁端部 : 0.76, 6.80
桁端部以外 : 0.76, 6.80, 2.65
橋軸直角方向 : 桁端部 : 1.94, 2.65
桁端部以外 : 1.94, 2.65, 0.95
鉛直方向 : 1.94, 2.65, 3.03, 4.05

また、実験と同時に数値解析を実施した。解析には ABAQUS/Standard5.8 を使用し、材料構成則として鋼部材には移動硬化則を、RC 部材には武田型トリリニアモデルを適用した。

各実験で得られた固有振動数、振動モードを表 1 及び図 10 に示す。各次数における計測固有値は解析値とほぼ一致しており、本解析モデルが妥当であると判断できた。また、各振動モードのうち、1 次モードの有効質量比が

表 1 固有振動数（解析値と実測値）
Table 1 Natural frequency (Analysis and measured)

Mode	Natural frequency (Hz)		Analysis / Meas.
	Analysis	Measured	
1st Longitudinal-1st	0.69	0.73	0.945
2nd Transverse-1st	0.97	0.94	1.032
3rd Bending-1st	1.86	1.94	0.959
4th Bending-2nd	2.42	2.64	0.917
5th Bending-3rd	2.91	3.01	0.967

橋軸方向の振動に対して 82% 程度と卓越することを数値解析により把握した。

急速解放加振実験より得られた各モードにおける減衰定数を図 11 に示す。本橋は、 $h = 0.046$ とコンクリート橋とほぼ同等の減衰特性を有することが明らかとなった。また、A2 橋台における橋軸方向変位応答を元に、急速解放実験の再現解析を実施した（図 12）。図 12 に見られるとおり、振幅・周期ともほぼ一致しており、実験より得られた減衰定数を考慮することで精度よく実挙動の再現が可能であることが確認できた。

次に時刻歴応答特性については、高橋脚を有する本橋に対して、入力加速度の極めて高い内陸直下型地震（タイプ- ）に対する橋軸方向応答変位よりも、プレート境界型地震（タイプ- ）に対して大きな応答変位を示した。これは、本橋の卓越振動モードの固有振動数が 0.69Hz と長周期であり、長周期成分の卓越するタイプ- と共振するためと考えられる。ただし、橋脚基部及び下弦材に発生する断面力についてはタイプ-、タイプ- ともほぼ同等のレベルであった。

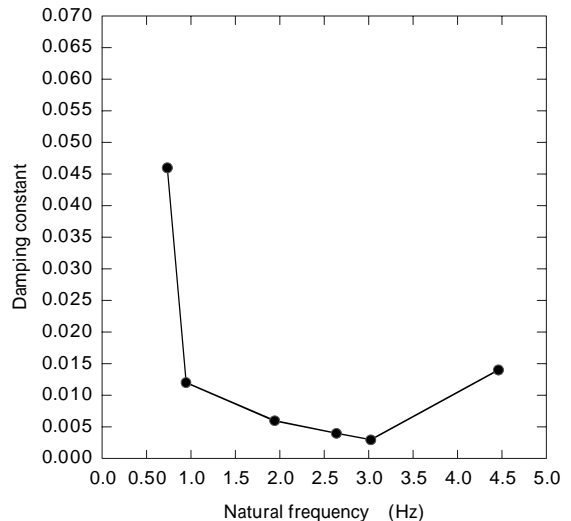


図 11 各固有振動数におけるモード減衰定数
Fig.11 Modal damping constant at each natural frequency

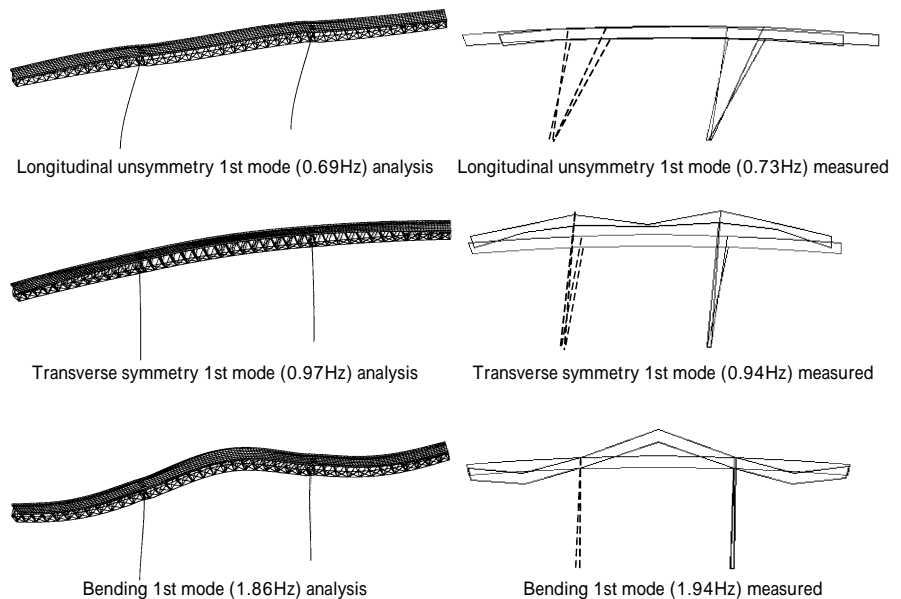


図 10 固有振動モード（解析値と実験値）
Fig.10 First mode of vibration and natural frequency (Analysis and measured)

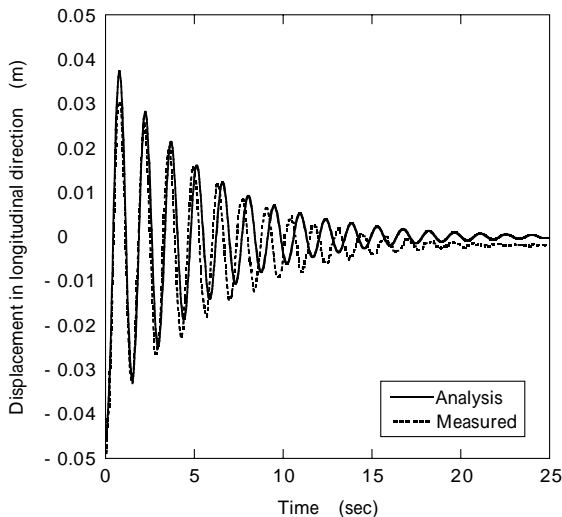


図12 橋軸方向変位（解析値と実験値）
Fig.12 Damping property for longitudinal movement

むすび = 複合ラーメントラス橋に対して得られた知見を以下に総括する。

- ・剛結部に対する設計手法を示し，モデル実験や数値解析にもとづく検討により，その妥当性を確認した。
- ・剛結部のコンクリートは普通コンクリートでよいが，埋込桁直下のみ無収縮モルタルとする。
- ・剛結部には劣化防止対策が必要であり，変性シリコンを用いた対策例を示した。
- ・架設時応力測定により，設計の妥当性が実橋において

も確認された。

- ・太郎谷橋の完成時に振動実験と振動解析を実施し，動的構造特性について確認を行い，十分な減衰性能を有することを確認した。

なお，太郎谷橋の設計・施工に対し，(社)日本鋼構造協会より，平成13年度業績賞が授与されたことを付記する。

最後に，本業務を遂行するにあたり，大阪工業大学の栗田章光教授ならびに日本道路公団四国支社殿には終始ご助言，ご指導をいただいた。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 園田恵一郎編：鋼・コンクリート複合構造の理論と設計(1) 基礎編：設計編，構造工学シリーズ9-A(1999)，p.1，土木学会。
- 2) 岡本安弘ほか：土木学会第55回年次学術講演会講演集(2000) -A276。
- 3) 岡本安弘ほか：土木学会第56回年次学術講演会講演概要集(2001) -B308。
- 4) 鋼材倶楽部・日本鋼構造協会編：鋼構造接合資料集成，1977，p.549，技報堂。
- 5) 岡本安弘ほか：土木学会第57回年次学術講演会講演概要集(2002) -583。