

波形鋼板ウェブPCエクストラドーズド橋の振動実験

— 近江大鳥橋(栗東橋) —

大阪支店 技術部 橋野哲郎

概要: 近江大鳥橋は、琵琶湖の南端から東南東に約10km、新名神高速道路の大津JCTと信楽ICの中間付近に位置する橋梁である。構造的には、主桁自重の軽減・施工の省力化が図れる波形鋼板ウェブ橋と、長支間化・低桁高化が図れるエクストラドーズド橋という二つの新しい技術が組み合わされている。また本橋は、上下線が分離した並列橋である事と、一般的なPCエクストラドーズド橋に比べて単位長さあたりの桁質量が小さい事から、風洞試験による動的耐風安定性の照査を実施した。さらに、橋体完成後に実橋を用いた振動実験を行い、固有振動数および構造減衰等の実測確認を行った。

Key Words: 波形鋼板ウェブ, エクストラドーズド橋, 振動実験, 減衰定数

1. はじめに

近江大鳥橋は、波形鋼板ウェブとPCエクストラドーズド構造を組み合わせた初めての構造形式として計画され、平成14年1月の上部工施工の着手から、約5年の歳月を経て平成19年3月に完成した(写真-1)。構造的な特徴としては、鋼とコンクリートの複合構造を細部まで積極的に取り入れて、施工の合理化を図っている点であり、これらの設計にあたっては、多くの解析検討や確認実験により安全性を検証している。(1), (2), (4), (5)

また、本橋のもう一つの特徴として、上下線が独立した並列橋である事と、一般的なPCエクストラドーズド橋と比べて単位長さあたりの桁質量が小さい事から、複雑な耐風特性を有することが挙げられる。

そのため、桁の並列配置による空力干渉効果を把握する事を目的として、縮尺1/35の2次元部分模型を用いた風洞実験を行い動的耐風安定性の確認を行った³⁾。さらに、橋梁完成後に下り線側橋梁で起振試験を実施し、風洞実験時に仮定していた構造減衰値の実測確認を行った。



写真-1 近江大鳥橋完成写真

2. 橋梁概要

近江大鳥橋の工事概要を以下に示す。また、橋梁一般図を図-1に示す。

工事名：第二名神高速道路 栗東橋(PC上部工)工事

構造形式： 上部工：(上り線) 4径間連続波形鋼板ウェブPCエクストラドーズド橋



橋野哲郎

(下り線) 5 径間連続波形鋼板ウェブ PC エクストラドーズド橋

下部工：逆 T 式橋台 (深礎杭基礎)，RC 柱式橋脚 (深礎杭基礎)

橋長：(上り線) 495.0m，(下り線) 555.0m

支間長：(上り線) 137.6m+170.0m+115.0m+67.6m，(下り線) 152.6m+160.0m+75.0m+90.0m+72.6m

有効幅員：16.5m

平面線形：R=3000m～A=1200m

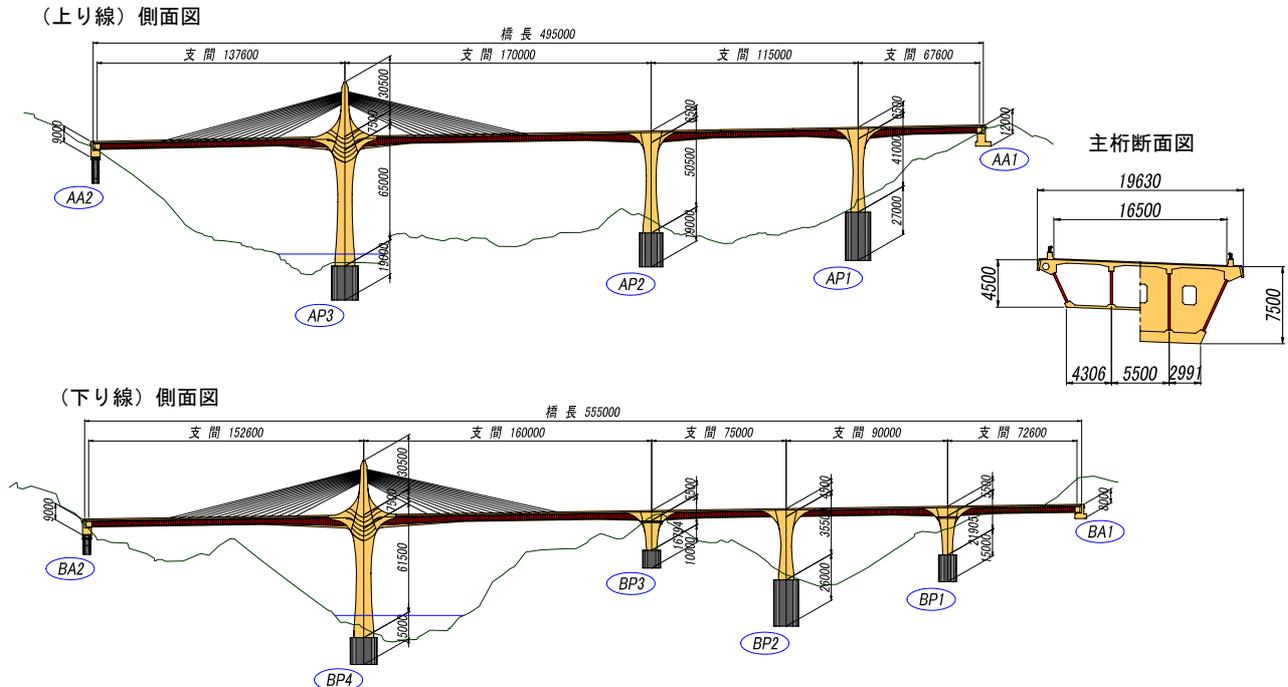


図-1 橋梁一般図

3. 振動実験の目的

並列橋の空力特性は、主桁断面形状、断面の並列配置状態、さらには風向・迎角などによって複雑に変化するため、机上検討によって期待できる照査限度には限界があり、「道路橋耐風設計便覧」⁶⁾においても並列橋は動的耐風性に関する照査の適用範囲外とされている。したがって、本橋では桁の並列配置による空力干渉効果を把握する事を目的として、三菱重工(株)長崎研究所において縮尺 1/35 の 2 次元部分模型を用いた風洞実験を行い、動的耐風安定性の確認を行っている。

実験状況を写真-2、3に示す。写真-3より、風下側の桁が風上側の桁によって乱された風の影響を受けることが分かる。この風洞実験の結果により、下り線橋梁が風下側となる条件において、構造上問題となり得る振幅量の渦励振による主桁振動の発現が予想された。このため、橋梁完成後に下り線側橋梁で起振試験を実施し、風洞実験時に仮定していた構造減衰値の実測確認を行い、本橋の動的耐風安定性の検証を行うこととした。

以上より、今回計画した実橋振動実験は、風洞模型を用いた動的耐風安定性検討の結果を受けて、橋梁完成後の実

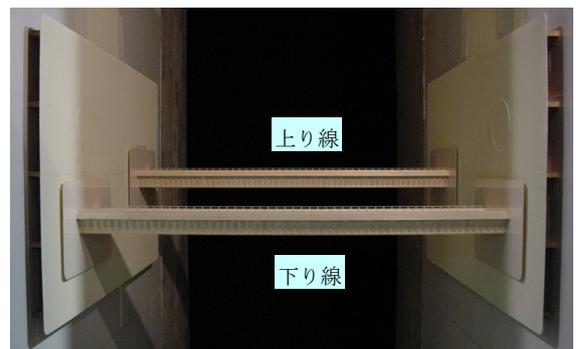


写真-2 風洞実験状況

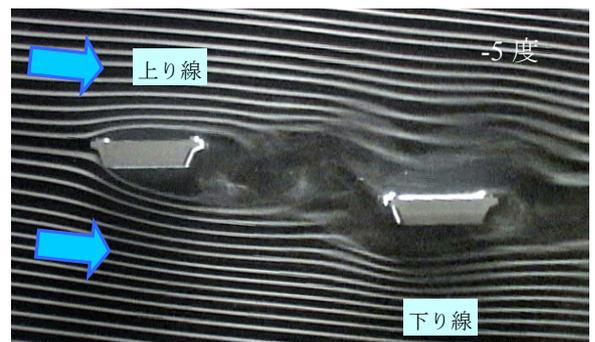


写真-3 風洞実験 (流れの可視化状況)

橋の固有振動特性（固有振動数，振動モード，対数減衰率），特に構造減衰（対数減衰率）を確認することを目的として実施した。

4. 実験方法

4.1 実験対象モード

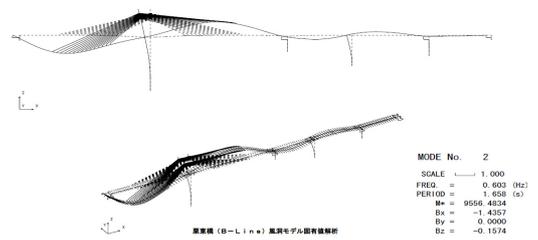
本実験では，動的耐風安定性の検討に必要な桁鉛直卓越振動である3モードを計測対象とした。実験対象モードの一覧およびモード図を表-1，図-2に示す。なお，1次モードおよび3次モードは，橋軸直角方向の振動モードであり，今回の実験では計測の対象外とした。

この固有値解析結果は風洞実験時に行った橋梁完成状態の解析値を表しており，振動実験時の橋梁状態（橋面舗装が未施工等）を想定した固有値解析は別途解析条件を変更して実施した。なお，それらについては後述する。

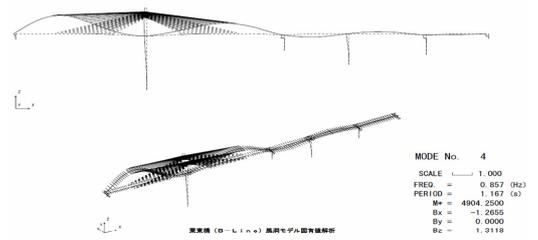
表-1 実験対象モード一覧

| 振動モード (全体次数) | 固有振動数 (Hz) | 一般化質量 (ton) | 備考 |
|-----------------|---------------|----------------|---------------------------|
| 2次 | 0.603 | 9,557 | 桁・主塔振動 |
| 4次 | 0.875 | 4,904 | 桁振動が主体 側径間と中央径間の桁振幅が同相 |
| 5次 | 0.959 | 5,018 | 桁振動が主体 側径間と中央径間の桁振幅が逆相 |

全体2次モード



全体4次モード



全体5次モード

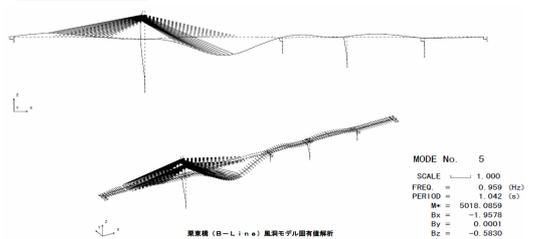


図-2 実験対象モード図

4.2 計測項目および加振位置

図-3に計測点および起振機の設置位置を示す。起振機の設置位置は，実験対象である3モード全てに対して，起振機を移設することなく加振できる位置として設定したものである。本起振機は，多々羅大橋等の振動実験で用いられた大型起振機であり，ウェイトの上下運動によって発生する慣性力を用いて橋梁を加振する方式である。なお，実験では，本起振機を2台設置して2台の同期運転で加振を行った。（写真-4）

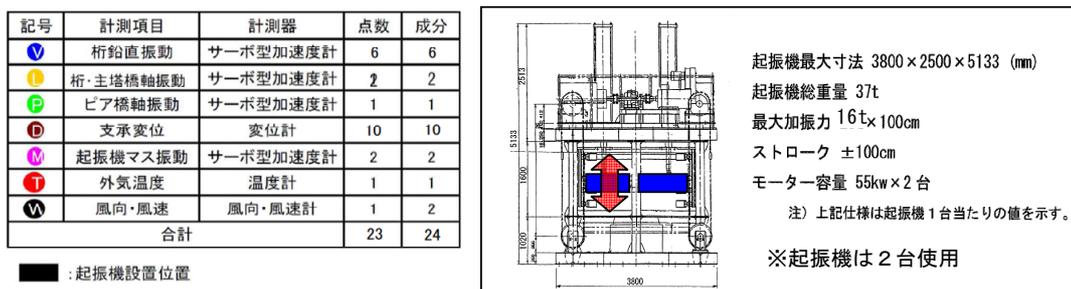


図-3 計測点および起振機設置位置

桁および主塔に設置する振動計測用のセンサーは，振動モード・振動特性を求めるために必要な最小数とし，支承部の挙動が振動特性に影響を及ぼすことから，挙動をモニターするための変位計を設置した。また，構造減衰の温度依存性を確認するために温度センサーを設置している。

実験手順を図-4に示す。実験は、まず常時微動計測により固有振動数の概略値を求め、次に加振振動数を変化させながら共振振動数を特定する正弦波応答実験と、共振振動数において加振した後にウェイトを急停止させて、その減衰波形を計測する自由減衰実験を実施した。



写真-4 起振機設置状況

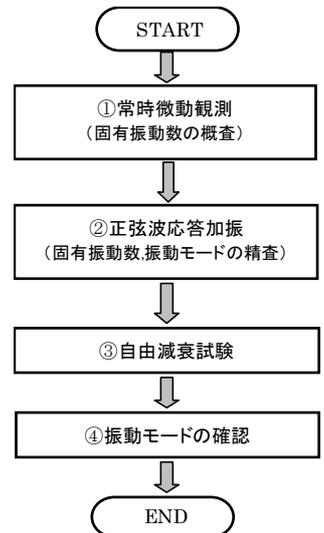


図-4 実験手順

5. 実験結果

5.1 固有振動数

正弦波応答実験で得られた、BP3~BP4径間中央の計測点における共振曲線を図-5に示す。本実験で計測対象としたモードは、桁鉛直卓越振動の全体2次, 4次, 5次モードである。

共振曲線の結果より、起振力を変化させると桁の応答振幅の大小(起振力の大小)により共振周波数が異なっていることが分かる。また、全体5次モード(1.2Hz成分)の応答振幅は、起振力を大きくすると卓越する傾向にあった。表-2に加振振動数と共振振動数(固有振動数)の変化率を示す。

5.2 構造減衰

次に、各振動モードにおける自由減衰試験結果を図-6, 7, 8に示す。減衰波形は、一般に指数関数で表されるため振動振幅と波数の関係も指数関数となる。よって、振動振幅を対数にとった片対数グラフ(振動振幅と波数の関係)で表示すると振動振幅は直線で減少することになり、この傾きが減衰となる。本橋の計測結果では、桁振幅の大きさによってこの傾きに変化があり、減衰についても振幅量の影響を受けていることが確認できる。

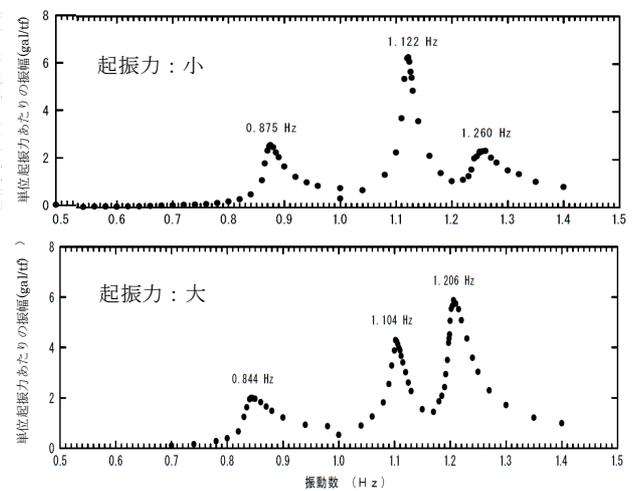


図-5 共振曲線

表-2 固有振動数の変化率

| 振動モード | 2次振動 | | 4次振動 | | 5次振動 | |
|---------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|
| | 1台 | 2台 | 1台 | 2台 | 1台 | 2台 |
| 起振機使用台数 | 1台 | 2台 | 1台 | 2台 | 1台 | 2台 |
| 起振機作動振幅 | ±50mm | ±110mm | ±50mm | ±80mm | ±50mm | ±80mm |
| 固有振動数 | 0.875 Hz | 0.844 Hz | 1.122 Hz | 1.104 Hz | 1.260 Hz | 1.206 Hz |
| 増減率 | 振幅量 | | 3.2倍にup | | 3.2倍にup | |
| | 振動数 | | 96%にdown | | 96%にdown | |

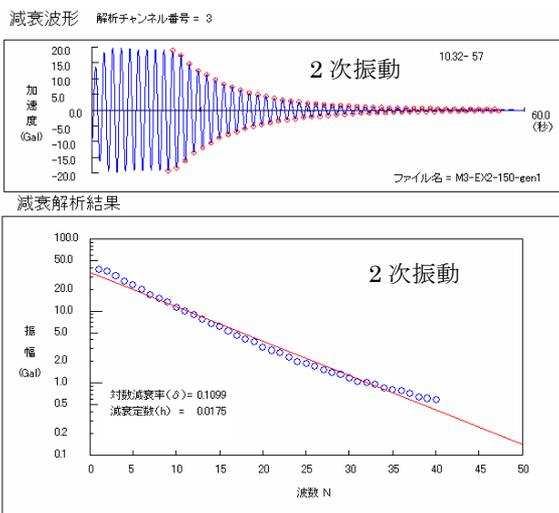


図-6 減衰波形と減衰解析結果 (2次)

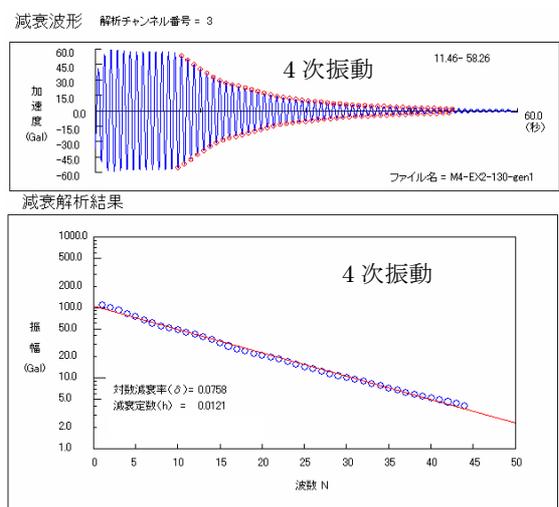


図-7 減衰波形と減衰解析結果 (4次)

各振動モードに対する固有振動数および構造減衰(対数減衰率)の計測結果を表-3に示す。本橋では、計測した全ての振動モードにおいて、桁の応答振幅量に応じて固有振動数および構造減衰が変化する振幅依存性が認められた。なお、常時微動計測において5次モードの振動数が観測できなかった理由としては、本振動モードは主塔橋脚が大きく水平方向に変位するモードであり、微少な加振力では振動が生じなかったものと考えられる。また、実橋の構造減衰値は、風洞実験時に仮定していた $\delta=0.030$ 以上を有していることが分かった。

なお、構造減衰の温度依存性については、本実験時の外気温度変化の条件下： $-2^{\circ}\text{C}\sim+13^{\circ}\text{C}$ では有意な差異は認められなかった。

6. 振幅依存性と振動モード

図-9, 10は、2次振動モードの自由減衰試験結果について、桁の応答振幅と固有振動数および構造減衰(対数減衰率)との相関を示したものである。このグラフより、桁振幅量が大きくなると固有振動数は低下し、対数減衰率が増加する振幅依存性の傾向が確認できる。この振幅依存性は、4次モード, 5次モードについても同様の傾向であった。

この固有振動数が振幅によって変化する要因については、ゴム支承の水平バネ剛性に着目して検討を行った。図-11は、2次振動モードの計測結果について、起振力と支承橋軸変位モード値との関係を示したグラフである。ここで、縦軸のモード値とは、A2~P4径間中央の桁鉛直振幅値に対する支承橋軸振幅値の比を示している。このグラフから、起振力の変化によって支承の水平変位モード値が変化していることが分かる。すなわち、起振力が大きくなると桁の鉛直たわみ振幅量に対する支承水平振幅量の割合が大きくなる傾向にある。

次に、固有値解析モデルにおいて支承水平バネ剛性を変化させ、支承バネ値と支承橋軸モード値との関係を検討した。図-12は、2次振動モードの固有値解析結果について、各ゴム支承のバネ値とモード値との相関を示したものである。各支点ともに、支承バネ値を大きくすると、橋軸変位モード値が小さくなる傾向にある。ここに、ゴム支承の水平バネの基準値とは、有効設計変位時(175%ひずみ時)のバネ値を示したものである。

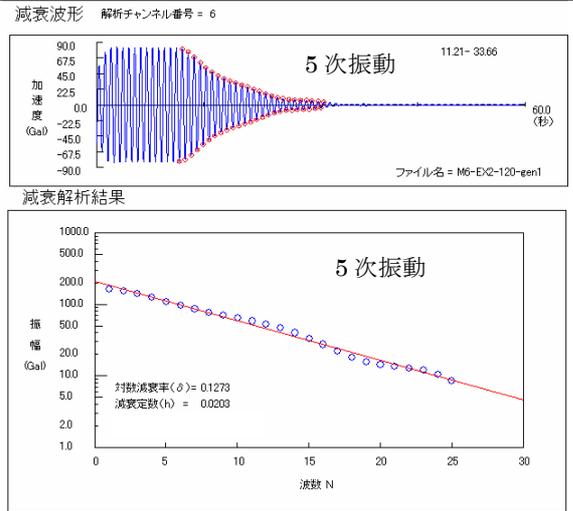


図-8 減衰波形と減衰解析結果(5次)

表-3 固有振動数および構造減衰(対数減衰率)

| 項目 | 全体2次モード | 全体4次モード | 全体5次モード |
|--------------------|---------------------|---------------------|---------------------|
| 解析値 | 0.776 Hz | 1.032 Hz | 1.141 Hz |
| 固有振動数 | | | |
| 常時微動 | 0.902 Hz | 1.143 Hz | 計測されず |
| 桁振幅: 小 (起振力: 小) | 0.875 Hz (6gal) | 1.122 Hz (23gal) | 1.26 Hz (11gal) |
| 桁振幅: 大 (起振力: 大) | 0.844 Hz (20gal) | 1.104 Hz (60gal) | 1.206 Hz (74gal) |
| 減衰 | | | |
| 桁振幅: 小 | 0.077 | 0.064 | 0.032 |
| 桁振幅: 大 | 0.141 | 0.093 | 0.117 |

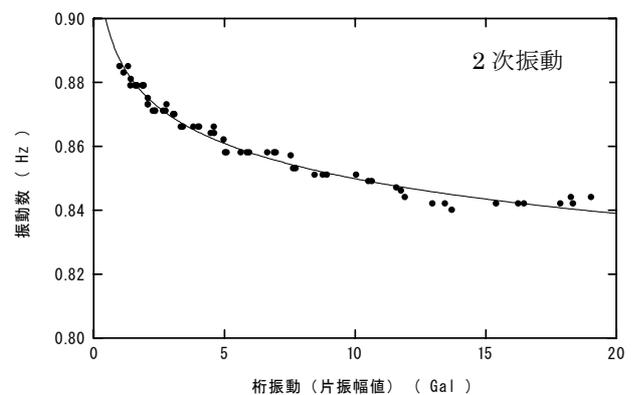


図-9 固有振動数の振幅依存性

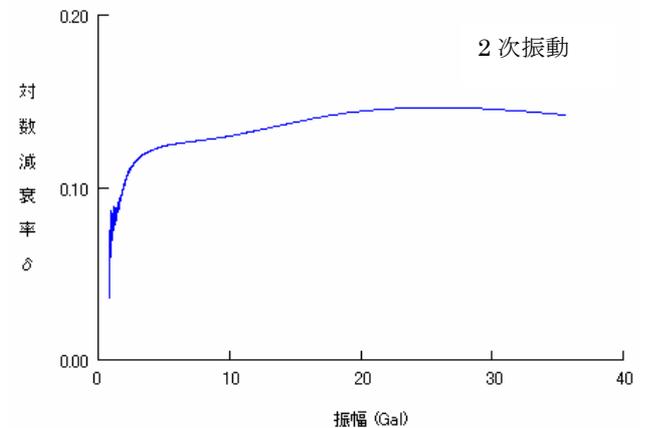


図-10 構造減衰の振幅依存性

これら図-11, 12に示す結果の関係から、大振幅時(加振力 100kN 程度時)の支承変位モード実測値は、支承バネが設計値×3 倍の解析値とよく一致している事が分かる。また、ゴム支承の製品検査時に実施したせん断剛性試験結果から微小変位レベルでのバネ値を検証した結果、加振実験での支承実変位(約 3mm)に相当するバネ値(図の A)は、設計バネ値(図の B)の約3~3.5 倍程度であることが確認できた(図-13)。

さらに、主桁および主塔の変位モードについても、解析モデルにおける支承バネ値を適切に設定することにより実測モード値とよく一致する結果となった(図-14)。

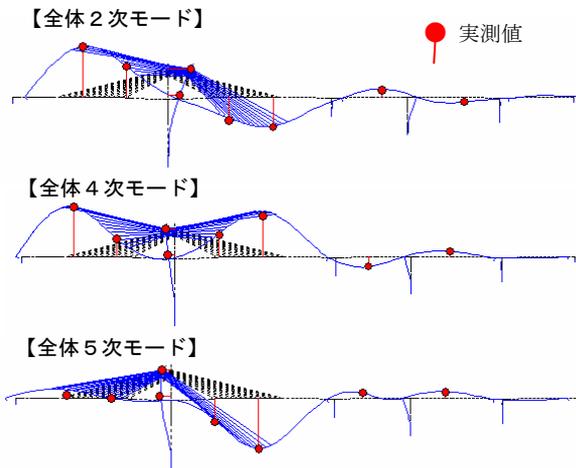


図-14 各振動モードの解析値と実測値の比較

7. 固有値解析モデルの検討

振動実験に対する固有値解析は、図-15に示す3次元骨組みモデルで行った。

基本解析モデルは、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 35.4N/mm²、主塔および橋脚は 35.8N/mm² および 39.3N/mm² とした。また部材剛性については、主桁の曲げ剛性には壁高欄の剛性を付加し、構造計算上は無視している主塔デザイン部の剛性についても考慮した。橋面工の荷重は、アスファルト舗装が未施工であることから、この荷重を除外している。

さらに、振動実験によって実測された固有振動数と振動モード形状との比較に際しては、上述の基本解析モデルの条件に加えて、コンクリートの弾性係数値、支承の水平バネ定数および基礎地盤のバネの影響による比較解析を実施した。表-4に解析条件の比較一覧を示す。コンクリートの弾性係数値の設定は、振動実

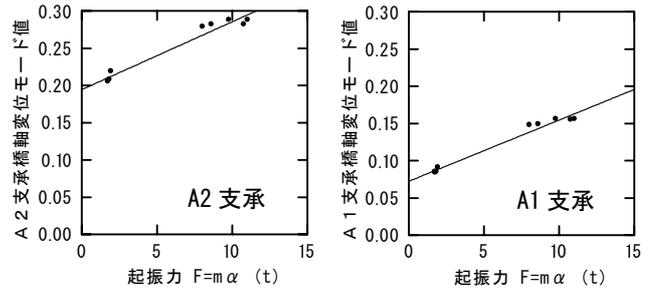


図-11 起振力とモード値の関係

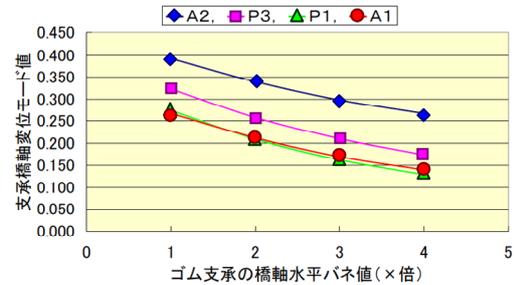
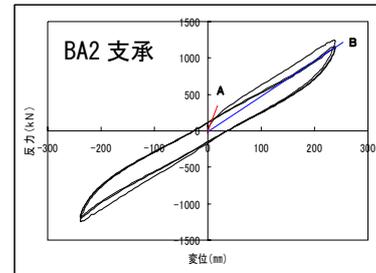


図-12 支承バネ値とモード値の関係(解析)



| 試験変位 (mm) | 荷重 (kN) | バネ (kN/mm) | |
|-----------|---------|------------|--------|
| (A) | 3.0 | 50.0 | 16.674 |
| (B) | 237.1 | 1136.6 | 4.794 |
| | | 比率(A/B) | 3.48 |

図-13 支承のせん断剛性試験結果

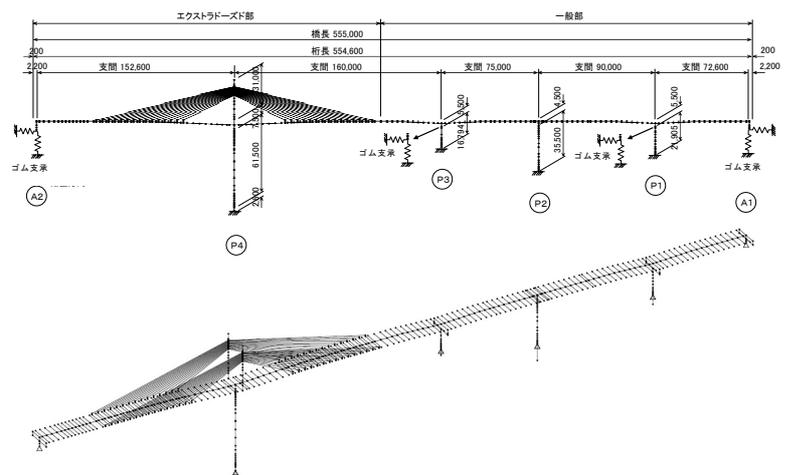


図-15 固有値解析モデル

表-4 解析条件の比較

| | | ①風洞試験モデル | 振動試験モデル | |
|------|-------------|--------------------------|----------------------------|------------------------------------|
| | | | ②基本モデル | ③比較解析モデル |
| 剛性関係 | 主桁曲げ剛性 | 上下床版の剛性を考慮 | ①に壁高欄の剛性を付加 (①に対して7%増) | 同左 |
| | 主桁せん断変形 | 考慮する (波形鋼板のせん断分担率75%) | 同左 | 同左 |
| | コンクリートの弾性係数 | 設計値 | 材齢28日の材料試験値 (①に対して10%増) | 振動実験時点の実橋推定値 (②に対して10%~15%の増) |
| | 主塔デザイン部の剛性 | 無視 | 考慮 | 同左 |
| 支持条件 | 地盤バネ | 固定 | 同左 | バネ考慮 |
| | 支承バネ | 設計値 | 同左 | 設計値を基本としてパラメーター 解析を実施(設計値×2~4倍) |
| 荷重関係 | 橋面死荷重 | 完成系を想定 | 実験時の状況で解析 (橋面舗装荷重を控除) | 同左 |

験実施時の圧縮強度をシュミットハンマーの反発度により測定し、基準強度試験結果との対比より推定した。

図-16および表-5は、二次振動モードに関する、各比較解析モデルの振動モード形状と固有振動数の結果一覧を示したものである。支承の水平バネ剛性は、パラメーター解析結果から、剛性が大きくなると中央径間部のモード値が小さくなる関係にあることが分かり、設計値の3倍にしたケース②が実測モード値に最も近くなった。このとき、固有振動数は、基本モデルに対して約+10%高くなり、こちらも実測値(0.844Hz)に近くなる傾向にある。

次に、コンクリートの弾性係数を10%~15%程度大きくしたケース⑤は、振動モード形状に変化は生じないが、固有振動数については約5%程度高くなる結果であった。

以上の結果より、支承の水平バネ値とコンクリートの弾性係数を適切に設定することで、実橋の振動特性を比較的精度良くモデル化できることが分かった。これは、4次モードと5次モードについても同様の傾向であった。

8. 本橋の振動特性

以下に今回の振動実験により得られた本橋の振動特性を示す。

- (1) 固有振動数、構造減衰ともに、振幅依存性が確認され、応答振幅の増大に伴い「固有振動数は低く、構造減衰は大きくなる傾向」にある。

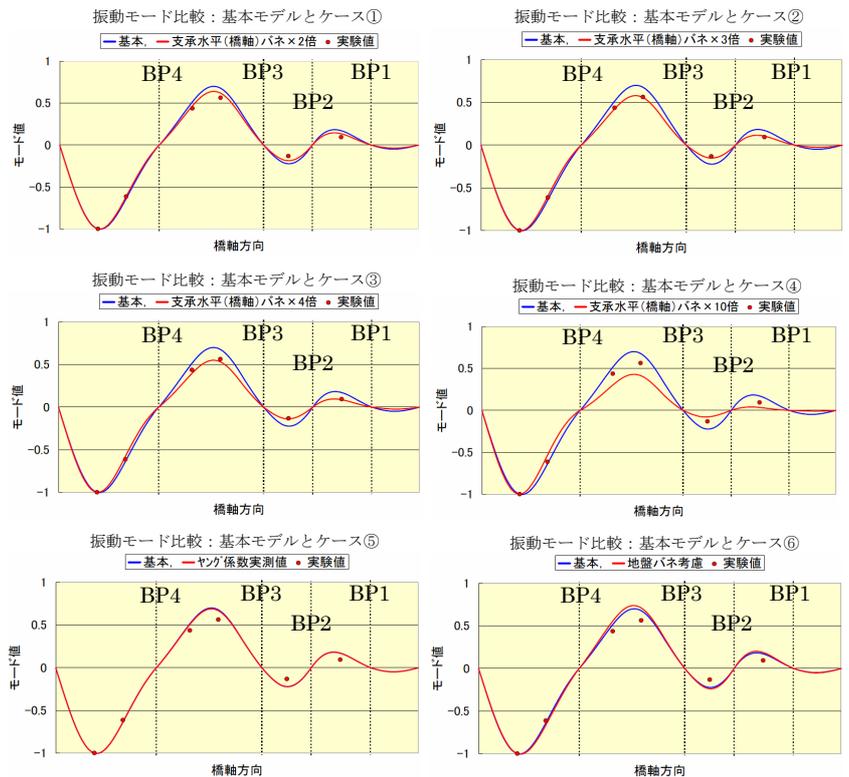


図-16 比較解析モデルの振動モード比較 (2次モード)

表-5 比較解析モデルの固有振動数一覧 (2次モード)

| 解析ケース | 固有振動数 | 振動数比 | 比較解析条件 |
|-------|-------|-------|-----------------------|
| 基本モデル | 0.674 | 1.000 | |
| ケース① | 0.708 | 1.050 | 支承水平バネ: 設計値×2倍 |
| ケース② | 0.739 | 1.096 | 支承水平バネ: 設計値×3倍 |
| ケース③ | 0.754 | 1.119 | 支承水平バネ: 設計値×4倍 |
| ケース④ | 0.812 | 1.205 | 支承水平バネ: 設計値×10倍 |
| ケース⑤ | 0.708 | 1.050 | コンクリートの弾性係数を実験時の実橋推定値 |
| ケース⑥ | 0.641 | 0.951 | 地盤バネを考慮 |

- (2) 応答振幅が比較的小さい振動実験レベルの振動状態では、ゴム支承の水平バネ剛性について初期剛性の影響を適切に評価することで解析モデルとの整合をはかることができる。
- (3) 実測された構造減衰は、風洞実験時の仮定値 $\delta=0.030$ よりも大きく、耐風安定性の検討で想定している大振幅時での減衰は $\delta=0.10$ 程度を有していることが分かった。よって、本橋の耐風性に関しては、十分な安定性が確保されていることが確認できた。

9. おわりに

今回、大型起振機を用いた振動実験により、波形鋼板ウェブPCエクストラードロード橋の振動特性について比較的良好な精度で計測ができた。これらの計測結果は今後、近江大鳥橋の維持管理を行う上でも貴重なデータになるものと考えられる。

最後に、ゴム支承を有する橋梁の振動実験結果の調査一覧を表-6に示す。下表の結果からも、固有振動数や振動モードの同定に関しては、ゴム支承の水平バネ定数の設定方法が重要であることが分かる。

表-6 ゴム支承を有する橋梁の振動実験結果 調査一覧

| 路線名/所在 | 橋梁名 | 橋梁形式 | 支間長 (m) | 加振方法 | "面内"固有振動数 (Hz) | | | 減衰定数 (%) | 実験値/解析値の整合・考察 | |
|--------------------|------------|-------------------------|---------------------------------|------|----------------|------|------|----------|---------------|---|
| | | | | | モード | 1次 | 2次 | | | 3次 |
| 1 九州横断自動車道 | 日見橋 | PC 波形鋼板ウェブ3径間連続エクストラード橋 | 91.75m+180m+91.75m | 車輦落下 | 実験値 | 0.73 | 1.48 | — | 0.4~0.7 | ・主桁せん断変形: 考慮 ・桁端ゴム支承(水平): Fixとして考察 |
| | | | | | 解析値 | 0.71 | 1.49 | — | | |
| 2 東北自動車道 | 勝手川橋 | PC 波形鋼板ウェブ3径間連続7-7箱桁橋 | 59.3m+96.5m+69.8m | 起振機 | 実験値 | — | 1.84 | 2.70 | 1.0前後 | ・解析値はFEM、 ・主桁せん断変形: 無視/考慮の中間値、 ・桁端ゴム支承(水平): 2.5次はバネ、3.4次はFixとして考察 |
| | | | | | 解析値 | — | 1.87 | 2.51 | | |
| 3 東九州自動車道 | 小河内川橋 | PC 波形鋼板ウェブ2径間連続7-7箱桁橋 | 2×77.818m | 起振機 | 実験値 | 1.76 | 2.49 | 5.02 | 0.7前後 | ・解析値はFEM、 ・主桁せん断変形: 無視/考慮の中間値、 ・桁端ゴム支承: 不明 |
| | | | | | 解析値 | 1.74 | 2.59 | 5.39 | | |
| 4 秋田県 | 銀山御幸橋 | PC 波形鋼板ウェブ5径間連続箱桁橋 | 27.4m+3×45.5m+44.9m | 車輦落下 | 実験値 | 2.86 | 3.20 | 3.77 | 0.9~1.1 | ・せん断変形考慮 ・桁端ゴム支承: バネ |
| | | | | | 解析値 | 2.70 | 3.10 | 3.68 | | |
| 5 新潟県 | 新開橋 | PC 波形鋼板ウェブ単純箱桁橋 | 30.0m | 起振機 | 実験値 | 3.95 | — | — | 3.0 | ・解析値はなし |
| | | | | | 解析値 | — | — | — | | |
| 6 フィリピン(セブ島-マカタン島) | 第2マカタン橋 | PC エクストラード橋3径間連続箱桁橋 | 112.5m+175m+112.5m | 起振機 | 実験値 | 0.59 | 0.83 | 1.07 | 0.5~1.5 | ・桁端ゴム(すべり)支承: (水平): バネ ・地盤バネ: ×3倍として考察 |
| | | | | | 解析値 | 0.58 | 0.75 | 0.98 | | |
| 7 北海道 | 士狩大橋 | PC エクストラード橋5径間連続箱桁橋 | 94m+3×140m+94m | 車輦落下 | 実験値 | 0.65 | 0.83 | 1.06 | 0.8~1.4 | ・ゴム支承(水平): Fixとして考察 ・最低次(橋軸方向スリット)モードは検出できず。 |
| | | | | | 解析値 | 0.59 | 0.83 | 1.12 | | |
| 8 沖縄県 | またきな大橋 | PC エクストラード橋2径間連続箱桁橋 | 110m+90m | 車輦落下 | 実験値 | 1.23 | 検出不可 | 1.81 | 1.2 | ・桁端ゴム支承(水平、垂直): Fix、(回転): バネとして考察 ・ゴム支承を適切に評価することで合うと考察 |
| | | | | | 解析値 | 0.98 | — | 1.44 | | |
| 9 北海道横断自動車道 | 利別川第一橋 | 鋼 PC床版6径間連続2主桁桁橋 | 最大支間長: 86.5m | クレーン | 実験値 | 1.25 | — | — | 0.7前後 | ・特になし |
| | | | | | 解析値 | 1.19 | — | — | | |
| 10 近畿自動車道 | 大津呂川橋 | 鋼 PC床版8径間連続2主桁桁橋 | 47.35m+6×50m+47.35m | 起振機 | 実験値 | 2.11 | 2.28 | 2.59 | — | ・壁高欄の上の高欄手摺剛性未考慮のため実験値: 小と考察 |
| | | | | | 解析値 | 2.11 | 2.21 | 2.46 | | |
| 11 北海道横断自動車道 | 千鳥の沢橋 | 鋼 PC床版4径間連続2主桁桁橋 | 46.45m+2×53m+40.4m | クレーン | 実験値 | 2.30 | 3.10 | 3.60 | 0.6~1.4 | ・壁高欄が剛性に寄与している。 ・微動レベルでは振動数を高めに与える。 |
| | | | | | 解析値 | 2.10 | 2.80 | 3.80 | | |
| 12 阪神高速湾岸線 | 松の浜工区高架橋 | 免震橋 鋼 4径間連続箱桁橋 | 46m+2×60m+44.5m | 起振機 | 実験値 | 2.22 | — | — | 0.5 | ・橋軸方向加振では、起振力により振動数が異なる。 ・支承の微小変形モードを踏まえたバネ設定が成されている。 |
| | | | | | 解析値 | 2.12 | — | — | | |
| 13 第二東名高速道路 | 猿田川橋 | PC 複合トラス橋7径間連続7-7箱桁橋 | 63.5m+2×90m+100m+2×110m+58.5m | 起振車 | 実験値 | — | 1.39 | 1.61 | 0.4~0.6 | ・減衰定数に対する考察。 ・微動レベルのため、地盤への逸散減衰による効果がない。 |
| | | | | | 解析値 | — | 1.22 | 1.41 | | |
| 第二名神高速道路 | 近江大鳥橋(栗東橋) | PC 波形鋼板ウェブ5径間連続エクストラード橋 | 152.6m+160.0m+75.0m+90.0m+72.6m | 起振機 | 実験値 | 0.84 | 1.10 | 1.21 | 0.5~2.2 | ・解析値において、ゴム支承の水平バネ値は初期剛性を考慮。 ・減衰定数の振幅依存性が大きい。 |
| | | | | | 解析値 | 0.78 | 1.03 | 1.14 | | |

謝辞

本橋の振動実験では、西日本高速道路(株)関西支社および大津工事事務所信楽工事区の方々の多大なご支援をいただいた。また、本報告に示した検討は、『栗東橋に関する技術検討委員会』(委員長: 池田尚治横浜国大名誉教授)のご指導を得ておこなった。これら関係各位に、心よりお礼申し上げます。

参考文献

- 1) 宮内・安川・中菌・森・張: 第二名神高速道路栗東橋の計画と設計, 橋梁と基礎, Vol.37, No.12, pp.9-18, 2003.12
- 2) 中菌・福原・西田・須田: 第二名神高速道路栗東橋の施工, 橋梁と基礎, Vol.38, pp.5-11, 2004.10
- 3) 宇佐美・福原・安川・中菌・橋野・平井: 栗東橋の耐風設計, 橋梁と基礎, Vol.40, pp.24-31, 2006.9
- 4) 井手・計良・須田・橋野: 栗東橋の施工と計測, プレストレストコンクリート, Vol.48, No.5, pp.28-36, 2006.9

- 5) 芦塚・高橋・森・橋野：第二名神高速道路 近江大鳥橋(栗東橋)の設計施工, コンクリート工学, Vol.45, No.6, pp.49-54, 2006.9
- 6) 日本道路協会：道路橋耐風設計便覧, 1991.7