

現地耐荷力実験に基づく PC 橋の振動特性と構造性能評価

東京電力ホールディングス(株) 正会員
土木研究所 正会員

○近藤 洋佑
大島 義信

京都大学大学院 正会員 林 徹
京都大学大学院 正会員 金 哲佑

1. はじめに

近年、プレストレスコンクリート（以下 PC）橋に関して多くの劣化・損傷事例が報告されており，これらを適切に維持管理するため，PC 橋の健全度を簡易的に評価できる振動モニタリング可能性について検討を行うのは工学的に意義がある．本研究では，架橋状態にある PC 橋を現地に破壊まで段階的に静的載荷する実験に参画する機会を得て，架橋状態にある PC 桁の破壊までの各状態において，振動実験を行い，橋梁の耐荷特性と振動特性の関係について検討を行った．また，数値解析により，得られた関係の再現性についても検討を行った．

2. 対象橋梁ならびに実験概要

対象橋梁は，北海道羽幌町に位置する 4 本の PC ポストテンション T 桁からなる支間長 35.2m，幅員 7.2m の 5 径間単純 PC 桁橋である．第 1 径間を実験対象とし，Fig.1 に示すように静的載荷装置およびセンサを設置した．

静的載荷試験では，2 台の 3000kN センターホール型油圧ジャッキを用いて，載荷ブロック上に設置した載荷梁を介して，外側の桁の支間中央（Fig.1 参照）に載荷した．

Fig.2 に示す載荷プロセス（Loading-1～ Loading-5）に従って静的載荷実験を行い，変位によりジャッキストロークを監視し，荷重はロードセルにより制御を行った．

さらに，載荷実験の各載荷状態における振動特性を把握するため，各載荷ステップの除荷後にインパクトハンマーによる衝撃加振実験を行った（Fig.2 の Stage 1～Stage 8 参照）．振動実験では，桁下に設置した加速度計（Fig.1 参照）を介して橋梁の加速度応答を計測した．なお，橋梁の振動特性は，計測した加速度データを用いて，確率部分空間法（SSI: Stochastic Subspace Identification）¹⁾により振動特性の同定を行った．

3. 現地実験の結果

載荷点下の荷重－鉛直変位曲線を Fig.3 に示す．Fig.3 より，主桁の最外縁鉄筋が降伏する Loading-3 までは残留変位が生じておらず，可逆的な挙動を示す．そして，設計上の最大耐力となる Loading-4 後に，16mm 程度の残留変位が生じた．その後，Loading-5 では，Loading-4 の除荷開

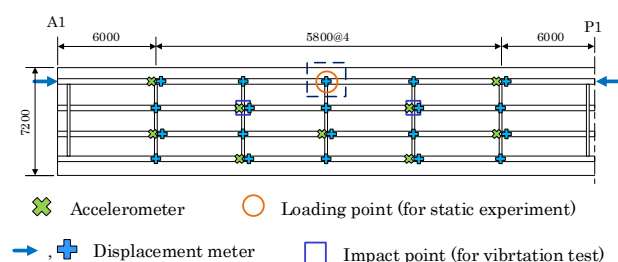


Fig. 1 対象橋梁概要とセンサ配置図 (単位: mm)

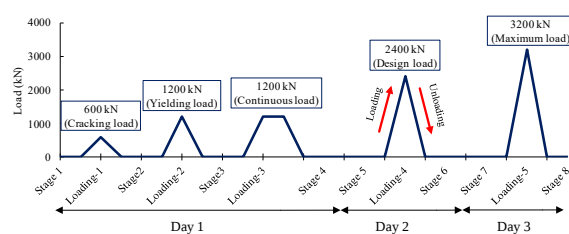


Fig. 2 静的載荷 (Loading-i) および振動実験 (Stage j) のプロセス

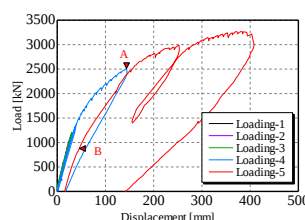


Fig. 3 荷重－変位曲線 (鉛直変位)

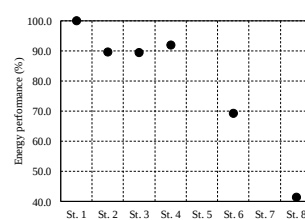


Fig. 4 曲げモーメントに対する応答特性の推移

始時（Fig.3 の点 A）の変位と荷重まで再帰し，十分な耐荷力を有していることがわかる．Loading-5 における荷重レベルが低い場合の接線勾配（下縁側のコンクリートに引張張力が生じるまで（Fig.3 の点 B））は，Loading-4 までの初期接線と同程度であることから，プレストレスが残存しており，初期剛性の変化が小さいといえる．

続いて，耐荷特性に関する考察を行う．本研究では，荷重－変位曲線から得られる曲げモーメントに対する応答特性(Z)に着目する．曲げモーメントに対する応答特性(Z)は式(1)で表される．

$$Z = (1 - \frac{\Delta W}{W}) \times 100 \quad (\%) \quad (1)$$

ここで， ΔW と W はそれぞれ消散エネルギーとポテンシャルエネルギーを示している．

構造物が弾性変形挙動をし，損傷がない場合には，応答特性Zの値は100%となり，損傷が導入された状態では，低い値となる．応答特性Zの推移をFig. 4に示す．なお，

キーワード PC 橋 振動ヘルスマニタリング 耐荷力実験 数値解析

連絡先 〒615-8540 京都市西京区京都大学桂 工学研究科社会基盤専攻 TEL 075- 383-3421

Stage 5, Stage 7については直前に载荷試験を行っていないため、計算の対象外とした。Fig. 4より、载荷ステップが進行に伴い、応答特性(Z)が低下していることが分かる。

衝撃加振実験で得られた加速度応答波形と確率部分空間法(SSI: Stochastic Subspace Identification)¹⁾を用いて振動特性を同定する。同定した曲げ1次、2次モードの固有振動数の変化をFig. 5に示す。図より、曲げ1次では、Stage 3にかけて値が上昇している。一方、曲げ2次では、全体的に右肩下がりとなっており、曲げ1次よりも損傷に対して関連があると考えられる。

さらに、応答特性 Z の変化と固有振動数の変化を比較した図を Fig. 6 に示す。終局状態である Stage 8 を除く Stage 1 から Stage 7 のデータに対して比較を行っている。図中の破線は、最小二乗法を用いて描いた線形回帰直線を示しており、また、相関係数 R を図中に描いた。相関係数の値より、曲げ2次は応答特性 Z との相関があることが分かる。これは、損傷に対して、曲げ2次の固有振動数が特徴量としての有用性があることを示唆している。

4. 構造解析による再現の試み

ファイバーモデルを用いて、対象橋梁のFEモデルを構築し、数値解析を行うことにより、実験結果の検証を行う。図面や過去の定期点検資料に基づいてFEモデルを構築した。なお、ファイバーモデルにおけるねじれ挙動はせん断弾性係数に依存するため²⁾、各桁の荷重分配率を再現するために、せん断弾性係数を適宜変更した。また、境界条件については、Fig. 7に示す通り、主桁の両端が水平方向に移動し、また、载荷ステップが進むにつれて、損傷による支承部性状の変化が確認されたため、桁の支承部に水平変位から算出した水平ばねを導入した。なお、本研究では、0~600kNと600kN~1200kNの支承部の挙動を再現するために、バイリニアのばね定数を持つ水平ばねとした。水平ばねが振動数に及ぼす影響を検討するために、それぞれのばね定数を初期ばね定数としたときの固有値解析結果をTable 1に示す。Table 1から、支承部性状の変化によって、曲げ1次の固有振動数のみが上昇することが分かる。そのため、実験で得られた曲げ1次の固有振動数の上昇は、支承部の性状の影響を受けていると推察できる。さらに、支承部の回転方向も拘束されている可能性があり、回転ばねを導入し、解析モデルを構築した。

構築した解析モデルを用いて、耐荷特性と振動特性の関係性について検討を行った。解析モデル上での载荷ス

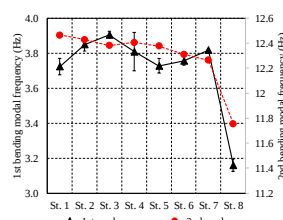


Fig. 5 固有振動数の推移

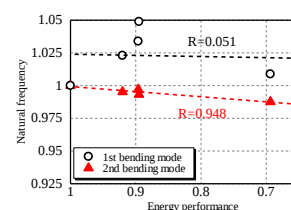


Fig. 6 応答特性と振動数の比較 (実験)

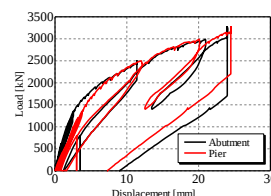


Fig. 7 荷重-変位曲線 (水平変位)

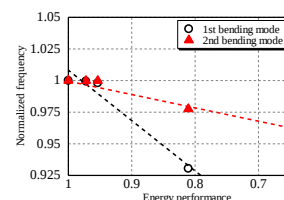


Fig. 8 応答特性と振動数の比較 (解析)

Table 1 固有値解析結果

Loading	1st bending mode	2nd bending mode
0-600kN	2.90Hz	9.99Hz
600kN-	2.92Hz	9.99Hz

テップは Loading-A(600kN), Loading-B(1100kN), Loading-C(3000kN)とし、载荷、除荷を繰り返す、各载荷ステップの除荷後において、固有値解析を行い、振動特性を把握した。また、耐荷特性に関しては、前述の応答特性(Z)を用いて評価し、振動特性については、曲げ1次、曲げ2次の固有振動数に着目した。Fig. 8にそれらを比較した結果を示す。Fig. 8より、実験で得られた応答特性と振動数の変化の再現には至らなかったものの、曲げ2次の固有振動数においては、同程度の傾向が確認できる。再現には至らなかった原因として、損傷による曲げ1次モードの固有振動数の減少量が、支承部性状の変化による固有振動数の上昇量よりも大きいためであると考えられる。

5. まとめ

本研究では、PC橋梁に対して現地载荷実験を行い、耐荷特性および振動モニタリングを実施し、その結果を数値解析による検証を試みた。その結果、数値解析による結果の再現には至らなかったものの、損傷に対して曲げ2次の固有振動数が高い相関を示した。今後、水平ばねと回転ばねを同時に考慮したモデルアップデートを行うことで、適切なばね定数を設定した解析モデルに対して相関の検討を行う必要であると考えられる。

【参考文献】1) P. van Overschee and B. De Moor: Subspace Identification for linear Systems, Kluwer Academic Publishers, 1996.
2) 山本佳士, 中村光, 伊藤睦, 田邊忠顕: 曲げねじり相関を考慮したファイバーモデルによるRC柱の3次元解析, コンクリート工学年次論文集, Vol. 26, No.2, 2004.