

東北地方太平洋沖地震による強震動を受けた免震橋梁の地震時挙動に関する分析

筑波大学大学院 学生会員 ○藤川 昌也 筑波大学 正会員 庄司 学

1. はじめに：免震橋は高速道路をはじめとした道路網を形成する上で、湾岸部や都市部に多く点在している。しかし、地震時において免震橋の免震効果を実観測記録により検討した事例は少ない。これより、東北地方太平洋沖地震の実観測記録を用いて免震支承の性能を評価し、解析モデルを用いて橋梁全体系の地震時挙動を分析する。

2. 対象橋梁と実観測記録：対象橋梁は、免震支承により支持された9径間連続PC箱桁形式の東扇島高架橋である¹⁾。橋梁側面図を図-1に示す。下部構造は箱式橋台A1, A2および壁式橋脚P1からP8より構成されている。基礎形式はいずれも鋼管杭であり、免震支承は鉛プラグ入り積層ゴム支承(LRB)が採用されている。対象橋梁には、P4橋脚上の桁内、D5及びD8の中央径間位置、さらにP4及びP8橋脚天端、P4橋脚フーチング、地表面G.L.-1.5[m]及び地中G.L.-50.3[m]の計8箇所に加速度計が設置されている。図-2にP4橋脚上の桁内とP4橋脚天端及び地表面G.L.-1.5[m]で観測された橋軸方向の地震波の観測記録を示す。

3. 免震支承の動特性の同定及び免震支承のモデル化：文献2)に示された方法を参考に、東北地方太平洋沖地震の際のP4橋脚天端の観測波を入力データ(CH10)、P4橋脚上の桁内の観測波を出力データ(CH1)として、図-3のような1自由度系モデルに基づき、免震支承の等価剛性と減衰定数の同定を行う。同定するパラメータは固有振動数 f_0 ($=\omega_0/2\pi$)および減衰定数 ζ である。相対応答加速度 \ddot{x} の入力 \ddot{y} に対する伝達関数 $H(f)$ の理論式および観測記録に基づく伝達関数 $\bar{H}(f_j)$ は以下の式で表される。

$$H(f) = \frac{f^2}{-f^2 + 2i\zeta f_0 f + f_0^2} \quad ; \quad \bar{H}(f_j) = \frac{\sum_{n=1}^N F_{\ddot{x}}^n(f_j) \cdot F_{\ddot{y}}^{n*}(f_j)}{\sum_{n=1}^N |F_{\ddot{y}}^n(f_j)|^2} \quad (1)$$

ここで、 i は虚数単位、 f_0 は固有振動数、 f は y が調和外乱の場合の振動数である。観測記録に基づいた伝達関数 $\bar{H}(f_j)$ を求める際には、相対応答加速度 \ddot{x} および入力 \ddot{y} を1区間のデータ数が $S=1,024$ である $N=19$ の小区間に分割し、各小区間のデータにおいて j 番目の振動数を $f_j = (1/S \cdot \Delta t) \cdot j$ と定義した上で、 \ddot{x} および入力 \ddot{y} の n 番目の小区間にフーリエ変換を施し $F_{\ddot{x}}^n(f_j)$ 、 $F_{\ddot{y}}^n(f_j)$ ($n=1,2,\dots,N$)とする。なお、 Δt は観測記録の時間刻み0.01[sec]であり、 $F_{\ddot{y}}^n(f_j)^*$ は $F_{\ddot{y}}^n(f_j)$ の複素共役である。 \ddot{x} 及び \ddot{y} のデータに対して10[Hz]のローパスフィルターのフィルター処理を行っている。次にBootstrap法の考え方に基づき、 $F_{\ddot{x}}^n(f_j)$ と $F_{\ddot{y}}^n(f_j)$ の擬似標本を抽出し、総数 B 個のサンプル $F_{\ddot{x}}^{bn}(f_j)$ 、 $F_{\ddot{y}}^{bn}(f_j)$ ($b=1,2,\dots,B$)を作成し、式(1)に適用する。 $\bar{H}^b(f_j)$ の擬似標本に対して、振動数 f_j の下限値を $j_l = 0.49$ [Hz]、上限値を $j_u = 4.98$ [Hz]とした上で、伝達関数 $H(f)$ の理論値と観測記録に基づく伝達関数 $\bar{H}^b(f_j)$ の2乗和の差が最小になるように固有振動数 f_0^b および減衰定数 ζ^b を標本数 B だけ求める。図-4には、同定された f_0 及び ζ の母集団の期待値 μ とそ

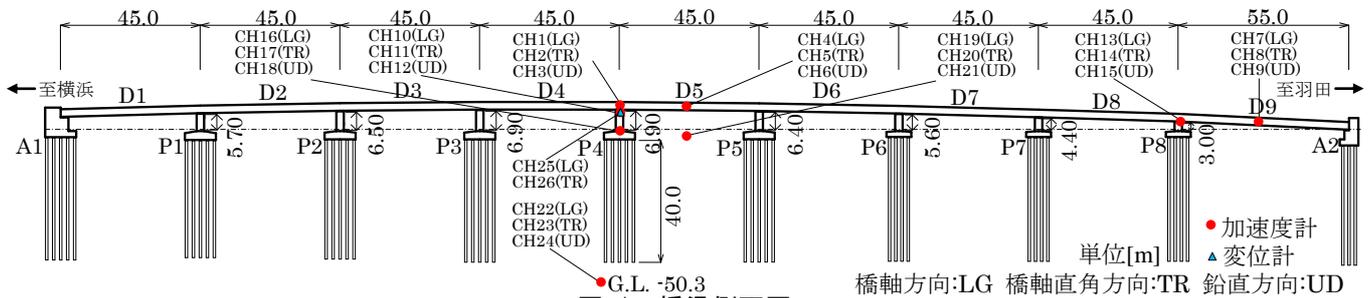


図-1 橋梁側面図

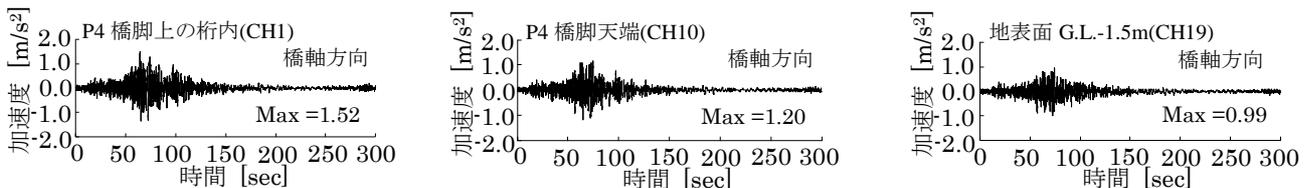


図-2 観測記録

キーワード 東北地方太平洋沖地震, 免震橋梁, システム同定, 実観測記録

連絡先 〒305-8573 茨城県つくば市天王台1-1-1 筑波大学大学院システム情報工学科 TEL029-853-7368

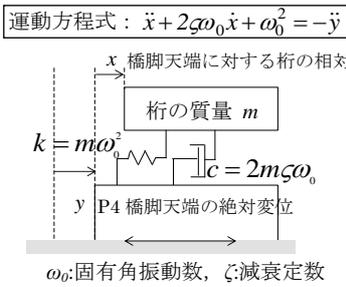


図-3 免震支承の1自由度モデル

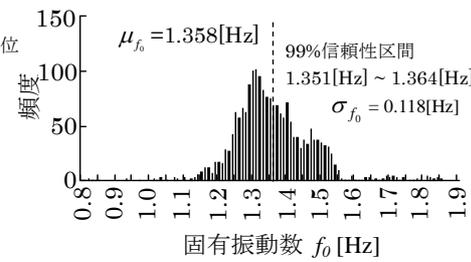


図-4 同定された固有振動数と減衰定数のヒストグラム

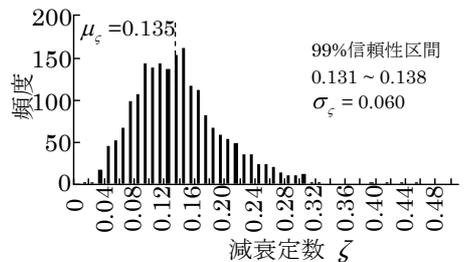


表-1 解析モデル詳細

上部構造	線形梁要素
免震支承取り付け部	剛部材
橋脚柱部	弾塑性梁要素
フーチング部	線形梁要素
杭基礎	弾塑性梁要素
免震支承	K_e を用いた線形ばね要素
減衰定数	橋脚・剛部材[0.02] 基礎[0.20] 免震支承[0.135]

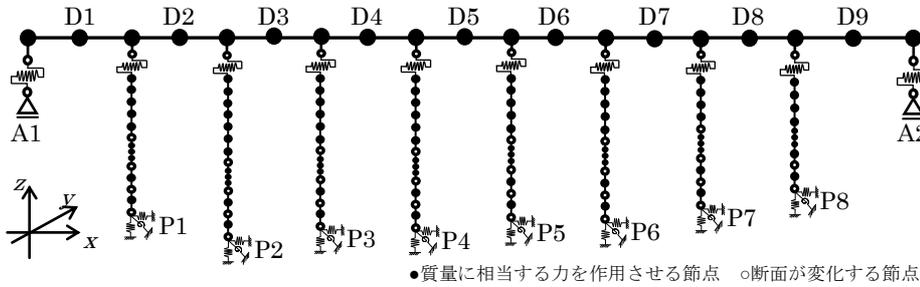


図-6 対象橋梁の解析モデル

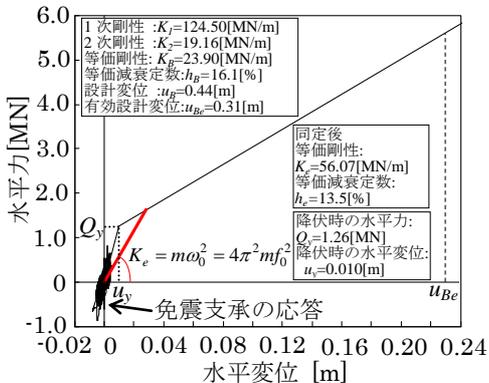


図-5 免震支承の水平変位-水平力関係

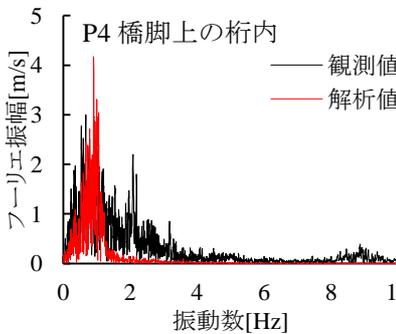
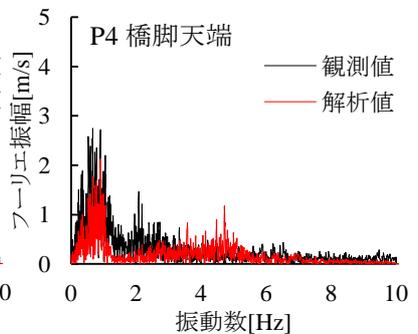


図-7 P4 橋脚上の桁内及びP4 橋脚天端の加速度応答フーリエスペクトル



これらの標準偏差 σ , 99%信頼性区間を示す。

4. モデルの再現性の検討: 図-5 には観測記録に基づく免震支承の水平変位-水平力関係を示すと共に、前章で求められた等価剛性 K_e と減衰定数 ζ を示す。これに基づき、図-6 のように対象橋梁のモデル化を行い(表-1), P4 橋脚上の桁内及び P4 橋脚天端の加速度応答について検証する。その際には、主桁の両端部において、橋軸方向の並進および橋軸直角方向の回転を自由とし、その他の並進と回の運動は固定とした。全ての自由度において橋台 A1, A2 は固定とした。数値積分には Newmark- β 法($\beta=0.25$)を適用し、積分時間間隔は 0.01 秒とした。粘性減衰定数については、ひずみ比例型減衰の考え方に基づきモード減衰を算定した上で、運動方程式の減衰マトリックスをレーレー減衰としてモデル化した。レーレー減衰の定数は、1 次と 20 次のモード減衰定数と固有振動数より定めた。図-7 は、P4 橋脚上の桁内及び P4 橋脚天端の絶対加速度のフーリエスペクトルを比較した結果である。P4 橋脚上の桁内の絶対加速度に着目すると、観測値と解析値のピークは共に 0.90[Hz]となり、両者は一致する。このピークは、免震支承の並進振動による桁の橋軸方向の運動を表している。一方で、観測値では 0.90[Hz]以降の 2.08[Hz]及び 3.17[Hz]でフーリエ振幅が大きくなっているが、解析モデルではこのような高次の振動数領域が再現できておらず、その点については今後の課題とする。

5. まとめ: 地震観測記録により同定された免震支承の固有振動数 f_0 と減衰定数 ζ に基づく解析モデルによれば、免震支承の並進運動に伴う桁の橋軸方向における振動モードの再現は良好であった。東北地方太平洋沖地震の強震動を受けた免震支承は 1 次剛性の範囲内で応答しており、1 次固有周期が 1.5 秒程度の長周期型構造物である本免震橋全体の動的応答には大きな影響を与えなかった。

謝辞: 首都高速道路株式会社技術部技術推進グループの皆様方には、地震動データや東扇島高架橋に関する貴重な資料を頂きました。ここに感謝の意を表します。
参考文献: 1) 大崎弘, 吉田均, 藤原保久: 東扇島高架橋(仮称)の設計と施工, プレストレストコンクリート, Vol.36, No.5, pp.34-40, 1994. 2) 貝戸清之, 阿部雅人, 藤野陽三: 不確定性を考慮した非比例減衰率の同定と構造物の性能評価への応用, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.45A, pp.701-712, 1999.