

地震応答モニタリングによる一面吊り斜張橋のモデル妥当性の検証と大地震時挙動の推定

横浜国立大学大学院 学生会員 ○數井佑丞  
 横浜国立大学 フェロー 藤野陽三  
 横浜国立大学 正会員 SIRINGORINGO, Dionysius Manly  
 株式会社長大 正会員 矢部正明

1. 研究背景

1995年兵庫県南部地震での鋼製支承の甚大な被害と、強震下における免震橋梁が、有効な免震性能を発揮し被害を免れた事例[1]を踏まえて、橋梁の支承構造は主に力で抵抗する鋼製支承から変形能やエネルギー吸収能によって地震時の上部構造慣性力に抵抗する積層ゴム系免震支承が多く採用されるようになった。しかし、2011年東日本太平洋沖地震では、茨城県水戸市郊外に位置する一面吊りの鋼製斜張橋の積層ゴム支承が破断した。一般に、ゴム支承は水平方向および鉛直方向の変形能が極めて大きい、鉛直方向に引張力を受けた状態でせん断変形が生じた場合のせん断変形能は、鉛直方向に圧縮力を受けた状態よりも低下する[2]。そのため、一般的に積層ゴム系支承の設計上許容できる引張力を抑えることで、せん断変形能を効率良く発揮できるようにしている。しかし、本報告で対象としている斜張橋の積層ゴム支承は、設計で許容される引張応力度を超える引張力が生じた状態で、積層ゴム支承に大きなせん断変形が生じたと考えられる。

そのため、このような特殊かつ複雑な構造を持つ大型橋梁の動的特性を把握し、損傷箇所を予測することが重要である。橋梁の動的特性を把握するには、3次元骨組みモデルを用いた非線形動的解析を行うことが一般的であるが、そのモデルの妥当性を検証した例は極めて少ない。そこで本研究では、前述の一面吊り鋼製斜張橋を対象に無線加速度センサによる地震応答モニタリングを行い、得られた観測記録からモデル妥当性の検証を行った。その上で大地震時の動的挙動を推定し、損傷箇所を予測した。

2. 数値計算モデル

本研究では、図1に示す東北地方太平洋沖地震復旧後の構造を再現した、3次元骨組みモデルを用いる。表

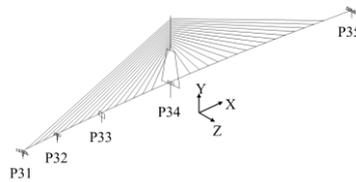


図1 動的解析モデル

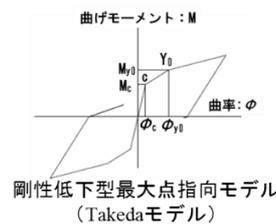
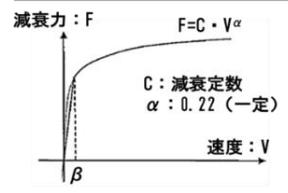


図2 RC 橋脚非線形モデル

表1 各構造要素種別

構造部材	要素種別	減衰定数
主桁・主塔	線形梁要素	0.02
橋脚	非線形梁要素	0.02
斜材ケーブル ケーブル支承	ケーブル要素	0.01
支承	線形ばね要素	0.03
基礎	線形ばね要素	0.30



速度 $\alpha$ 乗非線形モデル  
図3 制震ダンパー

非線形モデル

1に、数値計算モデルの要素種別と構造減衰定数を示す。また、RC橋脚は図2に示す剛性低下型の最大点指向モデル(Takedaモデル)、塔基礎頂部の制震ダンパーは図3に示す速度 $\alpha$ 乗非線形モデルでモデル化した。二面吊りを想定する場合は、死荷重状態およびケーブルの剛性は変えず、桁両端にケーブルを接続した。なお、ケーブルに導入する初期張力は、設計時の初期張力とした。

3. モデル妥当性の検証

妥当性の検証は、2017年11月3日に観測した震度3程度の地震動を用いて行った。観測された地表面上の地震動と橋脚頂部の地震応答を比較すると、橋脚頂部の応答には、地表面上地震動に多く含まれている短周期成分がほとんど見られなかった。これは、橋梁の周辺地盤は柔らかく、地盤より剛性が大きい塔基礎構造が埋め込まれているため、地震動の入力損失が生じたと考えられた。斜張橋の塔基礎構造は、RC製の壁式橋脚と鋼管矢板基礎で構成されており、他の下部構造に比べてその剛性が大きいことと、各下部構造の位置の支承条件から、塔基礎下部に作用する地震動を正しく評価することが橋梁の地震応答を推定する上で必要な条

キーワード 地震応答モニタリング, モデル妥当性, 非線形動的解析, 地震時鉛直応答, 固有振動モード

連絡先 〒240-8501 神奈川県横浜市保土ヶ谷区常盤台79-5 横浜国立大学 TEL:045-339-4041 E-mail:kazui-yuusuke-bj@ynu.jp

件の一つである。

ここでは、塔基礎頂部の地震応答とその周辺地盤上で観測された地震動の周波数応答関数を求め、周辺地盤から下部構造への伝達特性を入力損失効果としてモデル化した。図4にモデル化した入力損失フィルタを示す。これを用いて観測記録と比較し、本モデルは概ね地震応答を再現できることを確認した。

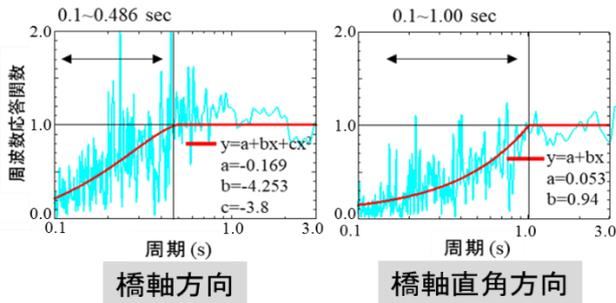


図4 主塔位置の入力損失効果

#### 4. 大地震時動的挙動の推定

地震応答解析は、非線形時刻歴応答解析プログラム TDAP IIIを用いて行った。また、入力地震動は2011年3月11日に対象橋梁最寄りのK-NET観測点で観測された地震加速度を3倍した地震動をLevel II相当の地震動とする。図5に、Level II地震動の加速度応答スペクトルを示す。図6にLevel II相当の地震動を入力した際、鉛直支承に作用する最大鉛直応力を示す。なお、鉛直応力は動的応答成分に設計時の死荷重反力を足し合わせ、それを支承の地震時有効面積で除した値である。同図より、P35橋脚以外の支承が引張域に達し、そのうちP32の鉛直支承が、過去の実験等で得られた引張破断応力度を超えることが分かる。また、二面吊りの場合は、一面吊りに比べて最大鉛直応力が12%程度低減されるものの、ほぼ同様の傾向を示すことがわかる。次に、免震ゴム支承に関する鉛直方向の応答が励起される振動モードを特定するため、鉛直支承の時刻歴応答を高速フーリエ変換し、卓越振動数を調べた。図7に、鉛直支承の時刻歴応力から算出したフーリエスペクトルを示す。同図より、0.38Hz付近および2.50Hz付近が卓越していることが分かる。これらの卓越振動数に近い固有振動数を有するモードを図8に示す。これらが免震ゴム支承の鉛直応答を励起していると考えられる。

#### 5. 結論

地震応答モニタリングにより得られた地震加速度応答からモデル妥当性の検証を行い、そのうえで大地震

時の動的挙動を推定した。その結果、Level II相当の地震動が作用した場合、免震ゴム支承が破断する可能性があることを定量的に示した。よって、地震時ゴム支承の鉛直応答を確実に制限する構造であることが必要であると本研究で指摘する。

#### 参考文献

- [1] 吉田純司, 阿部雅人, 藤野陽三: 兵庫県南部地震における阪神高速湾岸線松の浜免震橋の地震時挙動, 土木学会論文集, No.626, pp.37-50, 1999.
- [2] 高山峯夫: 免震構造用天然ゴム系積層ゴムアイソレータの限界性能, 日本建築学会技術報告集第1号, 160-165, 1995.12

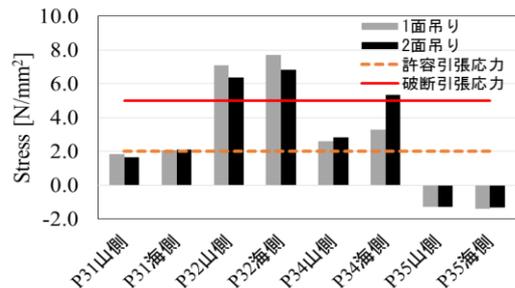
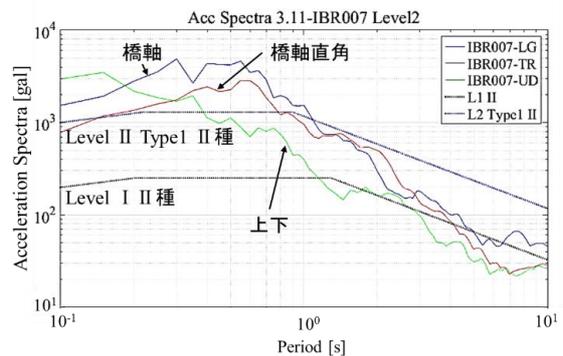


図6 Level II地震時の支承最大鉛直応力(引張正)

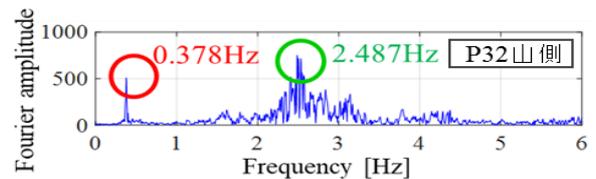


図7 時刻歴鉛直応力のフーリエスペクトル

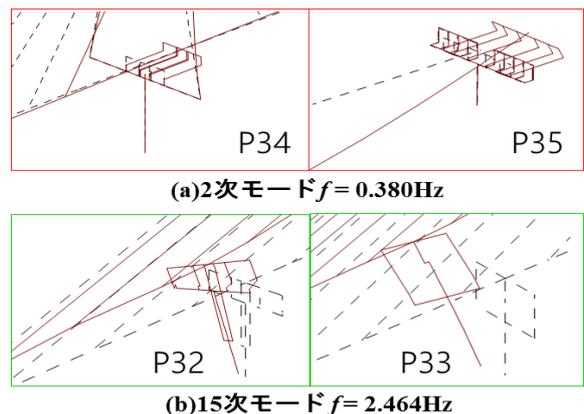


図8 鉛直応答を励起する固有振動モード