## 鶴見つばさ橋の地震応答に関するパラメータ感度解析

筑波大学大学院 学生会員 〇宇都宮大治 筑波大学システム情報系 正会員 庄司学

1. はじめに:本研究では,文献1)~4)の先行研究を踏まえて鶴見つばさ橋全体系の固有周期および地震応答に対して,弾性拘束ケーブルのボリューム,主塔の鉛直軸回りの境界条件,およびペンデル支承の固定度が与える影響について分析した.

2. 対象橋梁と地震観測記録: 鶴見つばさ橋は,橋長 1020.0[m],中央径間 510.0[m],側径間 255.0[m]の3 径間連続 鋼斜張橋である<sup>5</sup>. P2・P3 主塔基部は SRC 構造であり,端橋脚である P1・P4 は RC 構造である. P2・P3 に鉛直支 承,水平支承,弾性拘束ケーブル,ストッパー及びベーン型オイルダンパーが設置され,P1・P4 にペンデル支承及 び水平支承が設置されている.鉛直支承は橋軸,橋軸直角方向ともに可動,水平支承は橋軸方向が可動,橋軸直角 方向が固定である.ペンデル支承は,鉛直方向に対する支持機能を有し,橋軸方向は可動である.主塔と主桁の間 には弾性拘束ケーブルが設置されている.計 27 箇所,50 成分の加速度及び変位の地震観測が行われており,今回 使用する地震観測記録は 2011 年東北地方太平洋沖地震の余震観測記録である.波形のサンプリング周波数は 100[Hz],計測時間は 174.50[s]である.

3. 動的解析モデルと解析方法:図-1の3次元非線形フレームモデルにより,主桁,弾性拘束ケーブルの桁定着部, 主ケーブルの桁定着部,主桁の仮想横梁,主塔の主桁との取合部は線形梁要素で,端橋脚と主塔の残りの部分は非 線形梁要素でモデル化した.主ケーブルと弾性拘束ケーブルは初期張力を考慮したトラス要素で,鉛直支承ならび にペンデル支承もトラス要素でモデル化した.水平支承は線形ばね要素,ストッパーおよび基礎一地盤間ばねは非 線形ばね要素でモデル化した.ベーンダンパーは非線形の粘性要素でモデル化されている.運動方程式の減衰マト リックスは Rayleigh 型を仮定し,上部工,橋脚,基礎一地盤間ばねのそれぞれに減衰定数を与え,モデル化を行っ ている.動的解析において地震動は多点異入力で与え,数値積分には Newmark β法(β=0.25)を用い,積分時間間隔 は 0.01 秒とした.

4. 弾性拘束ケーブルや境界条件に関する感度:固有値解析結果によれば,鉛直方向は主桁鉛直曲げ対称1次(T<sub>1</sub>=4.811 秒), 主桁鉛直曲げ逆対称1次(T3=3.455秒), 主桁中央径間ねじれ対称1次(T5=2.001秒), 主桁鉛直曲げ対称2次(T6 =1.953 秒), 主桁鉛直曲げ逆対称2次(T2=1.658 秒)が卓越する. 橋軸直角方向は主桁水平曲げ対称1次(T2=3.925 秒), P2 および P3 主塔橋軸直角方向1次(T10=1.431 秒, T11=1.359 秒)が卓越し,橋軸方向は主桁遊動円木モード(Ta=2.831 秒)が卓越する. 文献 6)に基づき, 弾性拘束ケーブルの断面積を増減させたときの各モードの固有周期の変化を図-2 に示す.断面積が減少するほど遊動円木モードの固有周期が長くなる.30%断面積を減少させた場合,主桁遊動円 木モードが 3.196 秒, 主桁鉛直曲げ逆対称 1 次が 3.594 秒となり最も両者は近接する. このときには, 図-3 に示す ような特有のモード形が現れる.ここで、主桁遊動円木モードが最も主桁鉛直曲げ逆対称1次に近接する場合、主 桁遊動円木モードが最も主桁鉛直曲げ対称1次に近接する場合,弾性拘束ケーブルを設置しない場合の3ケースの 地震応答の結果を図-4 に示す. P3 主塔頂部の橋軸方向の応答は, 弾性拘束ケーブルの断面積が小さくなるほど 0.2~0.3[Hz]付近が卓越し、主桁鉛直曲げ対称1次モード並びに逆対称1次モードや主桁遊動円木モードがより励起 されるようになる.一方,主桁の橋軸方向の応答は,弾性拘束ケーブルの断面積が小さくなるほど応答値が小さく なるが、これは弾性拘束ケーブルの地震力の伝達が低下するためである。主桁の鉛直方向の応答は、弾性拘束ケー ブルの断面積が小さくなるほど主桁鉛直曲げ対称1次モード並びに逆対称1次モードに相当する振動数で卓越する ようになる.次に、主塔の鉛直軸回りの回転の影響については橋軸直角方向の振動モードにのみ変化が見られ、主 桁水平曲げ対称1次は3.925秒から3.117秒へと変化した. 文献1)の振動実験の結果や文献3)のフーリエスペクト ル分析の結果と高い整合性を示した.以上の場合の動的解析の結果を図-5に示す.主桁の橋軸直角方向のフーリエ スペクトルによれば、主塔の鉛直軸回りを拘束することで、観測波形の主桁水平曲げ対称1次のピーク(0.317[Hz]) を再現することができる.端橋脚に設置されているペンデル支承の橋軸直角軸回りの回転を拘束すると,橋軸並び に鉛直方向のモードの固有周期が変化した.主桁鉛直曲げ対称1次モードは4.811秒から3.925秒に大きく変化した. 一方で主桁遊動円木モードは 2.831 秒から 2.803 秒へとほとんど変化しなかった. このとき主桁鉛直曲げ逆対称 1 次(3.002 秒)と主桁遊動円木モード(2.803 秒)が近接したため, 図-3 のモード形が現れた. 図-6 には動的解析の結果を 示す. 主桁の鉛直方向のフーリエスペクトルによれば、ペンデル支承の橋軸直角軸回りを自由にすると、主桁鉛直 曲げ対称並びに逆対称1次モードのピークはそれぞれ0.208[Hz],0.299[Hz]になる.逆に、ペンデル支承の橋軸直角 軸の回転を拘束するとそれらのピークが低周期側にシフトする.

キーワード 東北地方太平洋沖地震,鶴見つばさ橋,3次元フレームモデル,パラメータ感度解析 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研究科 TEL029-853-7368





**謝辞**:首都高速道路株式会社技術部技術推進グループ,(株)長大の矢部正明博士には鶴見つばさ橋の設計および地震観測記録に関する貴重な資料,構造特性についての有用な情報を頂きました.ここに関係各位に厚く御礼申し上げます.

参考文献:1)山口宏樹,高野晴夫,小笠原政文,下里哲弘,加藤真志,岡田淳:鶴見つばさ橋の振動実験による動的特性の同定,土木学会論 文集,No.543/I-36, pp.247-258, 1996.7.2)山本泰幹,藤野陽三,矢部正明:地震観測された長大吊構造系橋梁の動的特性と動的解析モデルに よる再現性,土木学会論文集 A, Vol.65, No.3, pp.738-757, 2009.8.3)庄司学,針谷諒大,三浦壽美花:東北地方太平洋沖地震の余震観測記 録に基づいた鶴見つばさ橋の動特性の検証,土木学会論文集 A1 (構造・地震工学),Vol.73,No.4 (地震工学論文集第 36 巻), pp.I\_730-I\_741, 2017.4) 宇都宮大治,庄司学:東北地方太平洋沖地震の余震観測記録に基づいた鶴見つばさ橋の地震応答特性,土木学会,第 74 回年次学術講 演会,2019.9.5)首都高速道路公団:鶴見つばさ橋工事誌,pp.5-100-5-111,1994.6)たとえば,米田昌弘:弾性拘束を必要とする長大斜張 橋の橋軸方向ばね定数設定に関する一考察,土木学会論文集,No.453/VI-17, pp.181-184,1992.9.