第26回橋梁等の耐震設計シンポジウム
講演論文集（2023年7月）

計測記録に基づく免制震すべりシステムを用いた橋梁の地震応答の検討

水原　佑介[1]・五十嵐　晃[2]・五十嵐　隆之[3]・二木　太郎[4]

[1]学生会員　京都大学大学院工学研究科修士課程（〒615-8540京都府京都市西京区京都大学桂）
[2]正会員　Ph.D.　京都大学防災研究所 教授（〒611-0011京都府宇治市五ケ庄）
[3]正会員　工修　オイレス工業（株）免制震事業部（〒108-0075東京都港区港南1-2-70）
[4]正会員　博(工)　オイレス工業（株）免制震事業部（〒108-0075東京都港区港南1-2-70）

1. はじめに

免制震すべりシステム（ICSS）は，多径間連続桁橋の免震構造に免震ゴム支承，すべり支承，制震ダンパーの3種を複合的に用いることで耐震性能やコストの削減を図った構造形式である[1)2)]．特性の異なる非線形デバイスを組み合わせて使用した構造である事が、その大きな特徴の一つである．免制震すべりシステムが導入された実橋梁に常時モニタリングを実施した際に2016年熊本地震時の挙動の計測記録が得られている．

本稿では免制震すべりシステムを用いた橋梁に関して得られた地震応答計測データに関して報告するとともに，設計用のモデルを用いた非線形時刻歴応答解析を実施し，特性の異なる複数の種類の非線形デバイスのモデルを含む免制震すべりシステムを用いた橋梁の動的解析の妥当性を検討した．

2. 対象橋梁

計測記録が得られた実橋梁（A橋）は徳島県に位置している． A橋の一般図を**図-1**に，諸元を**表-1**に，桁断面図を**図-2**に示す．P9およびP10には免震ゴム支承および制振ダンパーが用いられ，他の橋脚および橋台ではすべり支承が用いられている．A橋では免制震すべりシステム特有の挙動の確認を目的として，平成26年度から27年度までの2年間にわたり加速度・変位・温度の観測機器を設置し常時モニタリングを実施した．加速度計の計測位置を**図-3**に示す．加速度の計測位置はP10の基礎部の地表面と橋脚天端，P14の橋脚天端およびその直上の桁の計4点である．2016年4月16日に熊本県で発生した熊本地震（M7.3）では，徳島県の該当地域で最大震度3を記録している．このときP10橋脚の地表面で観測された加速度記録を**図-4**に示す．

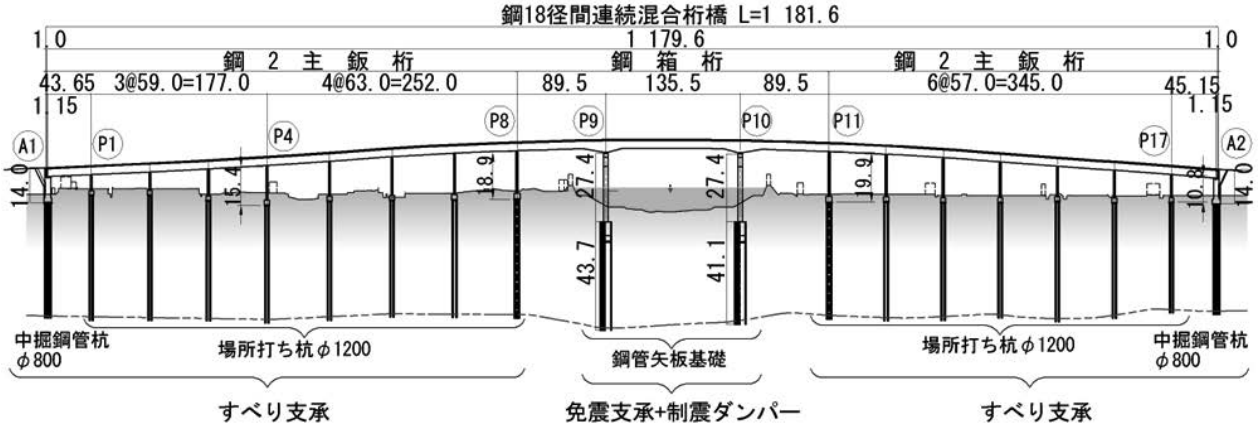


図-1 対象橋梁一般図

表-1　A橋諸元

橋　長	1181m
形　式	鋼18径間連続桁橋
地盤区分	3種地盤

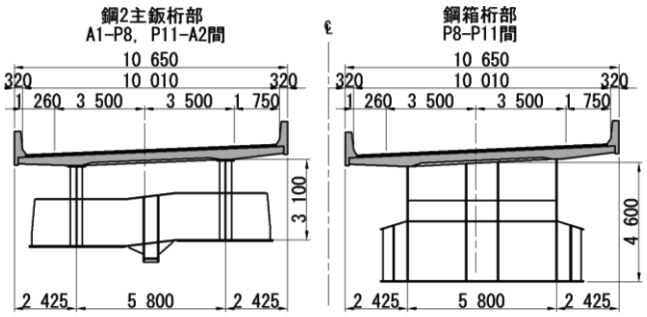


図-2 桁断面図

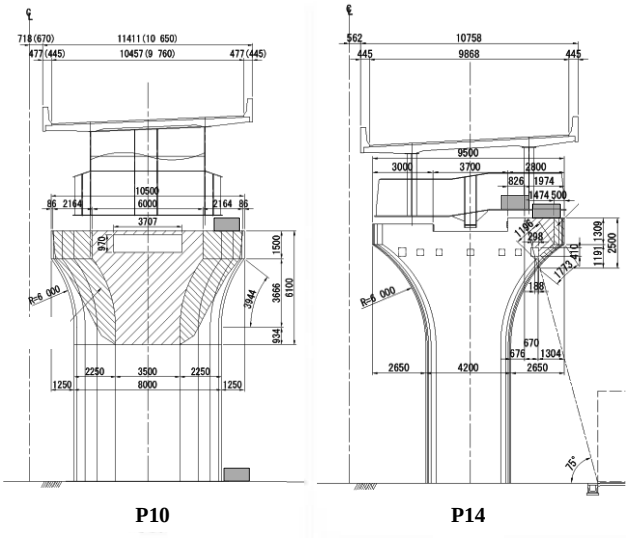


図-3 加速度計の設置位置

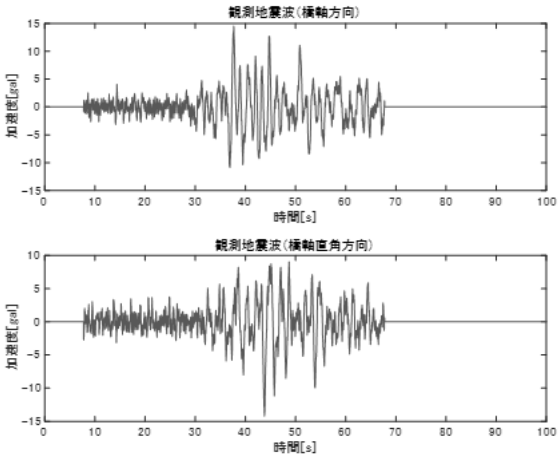


図-4 2016 年熊本地震時の地表面加速度記録

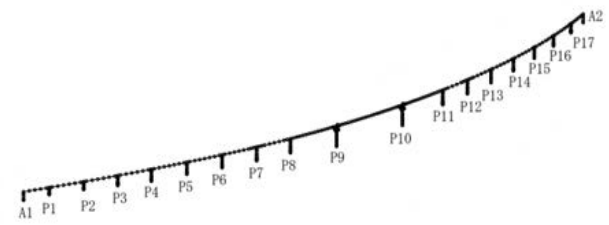


図-5 解析モデル概要図

3. 解析モデル

本解析に用いた解析モデルの概要図を図-5に示す．総節点数409，総要素数219で構成された非線形解析モデルである．

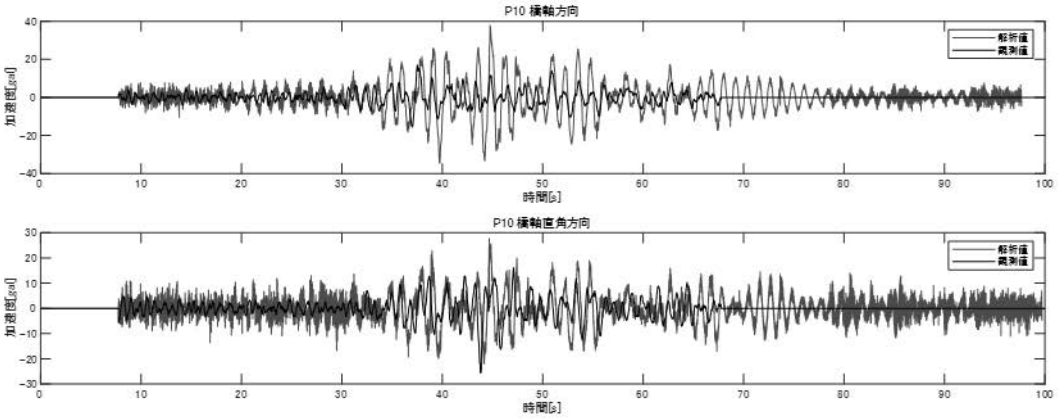
上部構造（桁部）は，曲線形を有する連続混合桁を線形はり要素を用いてモデル化しており，ねじり剛性は箱桁部では箱桁と床版，鈑桁部では床版のみを考慮して設定している．橋脚はひび割れ—降伏—終局点を設定した剛性低下型武田型トリリニアモデルを用いたM-φ非線形はり要素でモデル化している．P9およびP10にそれぞれ3基の制震ダンパーが上部構造と結合する形で設置されており，速度指数 α=0.1，最大抵抗力 1500 kN（速度5.0cm/sのとき）の特性を持つ速度依存型モデルとしている．支承はP9およびP10ではLRB（鉛プラグ入りゴム支承）を採用しており，バイリニアモデルでモデル化している．すべり支承は摩擦係数0.05の摩擦復元力で，基礎は並進・回転・鉛直の3要素から成る基礎バネでモデル化した．本解析モデルにRayleigh減衰（橋軸直角１次モードで5%）を用いてOpenSeesによる非線形時刻歴応答解析を行った．入力地震動は図-4に示す2方向の加速度記録とした．

4. 解析結果

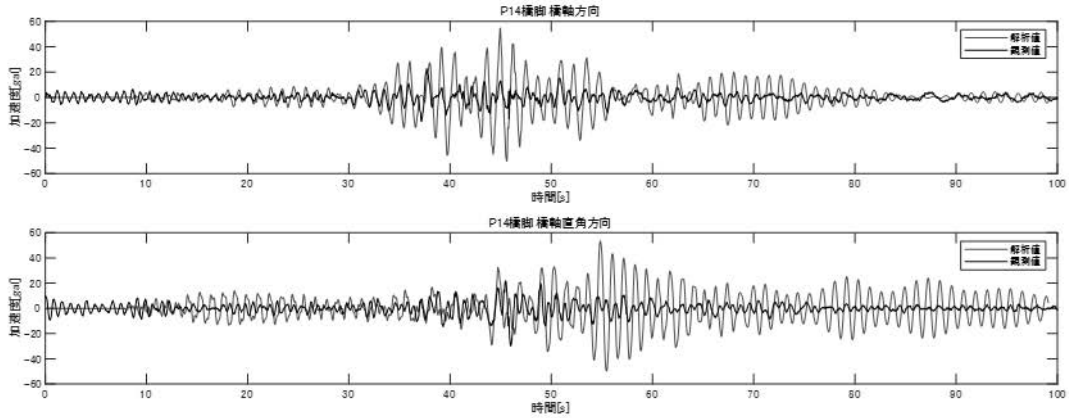
(1) 解析結果の分析

解析で得られた P10 および P14 の橋脚天端の時刻歴加速度を計測データと比較したものを図-6 に示す．図-6 より解析結果は，計測結果と比較して大きいことが分かる．

本解析で解析結果が計測結果よりも大きくなった要因には様々なものが考えられるが，その一つとして地盤の非線形性の影響が考えられる．今回の観測された熊本地震においては地震動の最大値が10gal程度と比較的小さく，設計で考慮されるレベル1地震やレベル2地震時に想定される応答振幅に比べて地盤や基礎の応答振幅が著しく小さいため，地盤の



(a) P10 橋脚天端



(b) P14 橋脚天端

図-6 加速度計測記録と解析結果の比較

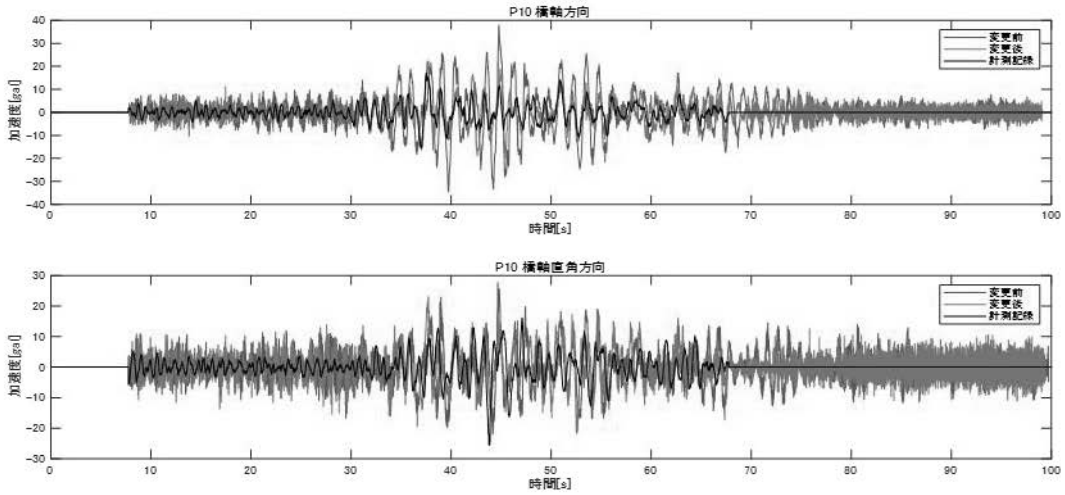


図-7 基礎ばね係数を変更した解析による加速度の比較

非線形性を考慮すれば基礎バネの係数は，耐震性照査に用いるものよりも大きいものとした方がより高い妥当性が得られるためと考えられる．

設計時の耐震性照査計算に用いた地盤の回転ばねのロッキング剛性を変化させて応答への影響を検討したところ，回転ばね剛性を10倍の大きさに設定すると，応答値がほぼ収束することがわかった．そこで，基礎ばねの回転ばね剛性を設計モデルの10倍の大きさに変更した場合の応答に着目した．設計時のバネ剛性，および10倍の回転バネ剛性を用いた２つ

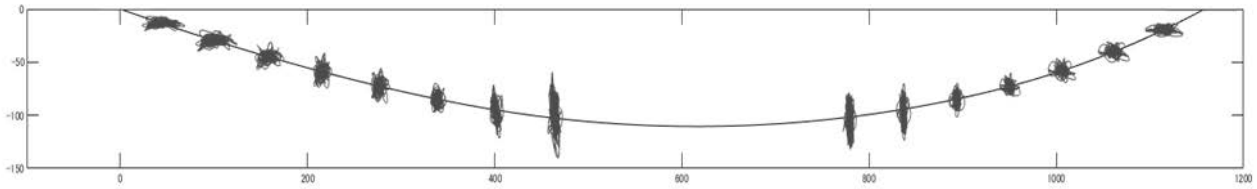


図-8　各支承の水平変位履歴の解析結果

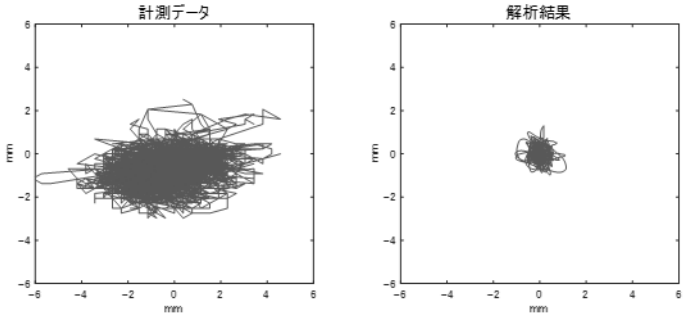


図-9　P14 における桁変位軌跡の比較

のケースのP10橋脚天端の時刻歴加速度を比較したものを**図-7**に示す．図より変更後の解析結果が計測データにより近いことが分かる．道路橋示方書[3)]の規定に基づく基礎バネの剛性の設定よりも大きな値を用いることで，より妥当な応答の解析結果が得られた．

(2) 支承の変位

中間橋脚に設置されているすべり支承の平面変位の軌跡を各々の橋脚位置で示したものを**図-8** に示す．軌跡は 10^4 倍に拡大して示している．橋桁の両端部では橋軸方向に支承が大きく滑動しているのに対し，桁の中央径間を支える部分では橋軸直角方向へのすべり変形が卓越している．これは予測される水平橋軸直角方向の 1 次振動モードと，橋軸方向の振動モードの組み合わせから予測される振動に一致する．また，**図-8** の左側 P9 と右側 P10 を比較すると P9 側でより大きな橋軸直角方向の変位が生じている結果となっている．これは 2 次の固有振動モード応答の影響によるものと考えられる．

支承の平面変位の軌跡の妥当性を調べるため P14 橋脚で計測された変位データとの比較を行った．その結果を**図-9** に示す．図より解析結果は計測結果に比べ著しく小さいことが分かる．この理由として計測データの記録は温度変化による常時変動を含んでおりその影響が原因であると考えられる．したがって，温度変化の影響を踏まえた解析が今後必要と考えられる．

5. 結語

今回の検証で得られている2016年熊本地震では，A橋の位置する地域では地震動は比較的小さく，特に鉛プラグ入りゴム支承は弾性変形に留まっており，強震動時の応答特性を明らかとするには，さらなる観測による検討が必要と考えられる．

参考文献

1) 宇野裕惠，松田哲夫，宮崎貞義，福岡 賢：免制震すべりシステムの開発（１）：コンセプト，土木学会第65回年次学術講演会講演概要集，No.1－551，2010.
2) 松田哲夫：免制震すべりシステムを超多径間連続桁橋に適用した橋梁の耐震性に関する研究，群馬大学学位論文，2013.
3) 日本道路協会；道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編，2017.