非線形動的解析による地震で被害を受けた橋脚掛け違い部の損傷原因の推定

（公財）鉄道総合技術研究所　正会員　○木全　伯光　正会員　轟　俊太朗
正会員　仁平　達也　正会員　田所　敏弥

１．はじめに

近年発生した地震において，設計で損傷を許容しない橋脚の掛け違い部に損傷が生じた。**図１**に地震時に掛け違い部に損傷が発生した事例を示すが，掛け違い部が損傷する原因については明らかにされていない。そこで，被災した実構造物群をモデル化した非線形動的解析を実施し，地盤による橋脚く体の前面抵抗や入力地震動をパラメータとして，地震時における掛け違い部の損傷要因を推定した。

図１　掛け違い部の損傷[1)]

２．解析条件について

図２に支承部の固定・可動条件から振動区分を設定した対象構造物のモデル化の範囲を示し，**図３**に解析モデルの概要図を示す。①橋脚く体前面の地盤抵抗による影響，②入力地震動の卓越周期等の特性による影響，③掛け違い部と橋脚く体の共振，④構造物間の位相差などが掛け違いの損傷要因と想定し，入力地震動と地盤による P1 橋脚く体の前面抵抗をパラメータとした動的解析を実施した。解析ツールは Dars ver 2.1.1.1 を用いた。なお，コンクリートおよび鉄筋の材料特性は，設計値を用い，コンクリート構造物の非線形特性は，鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計）[2)]（以下，耐震標準）に則り設定し，地盤の非線形特性は，骨格曲線は有効抵抗土圧を考慮したバイリニア型，履歴曲線は武田型とした。橋脚前面の地盤抵抗は，N=5 の砂地盤としたが，これは鉄道構造物等設計標準・同解説（土構造物）[3)]に示される「性能ランクⅢ」相当として設定した。支承のばねは既往の文献[4)]を参考に設定した。**表１**に動的解析を実施したケースを示す。入力地震動は耐震標準における L2SpcⅡ(G1)[2)] 地震動（以下，L2SpcⅡ）および観測波とした。**図４**に入力地震動の観測波を示す。観測波は対象構造物から 20km 程度に位置する K-net[5)] MYG0141103111446 NS のデータである。

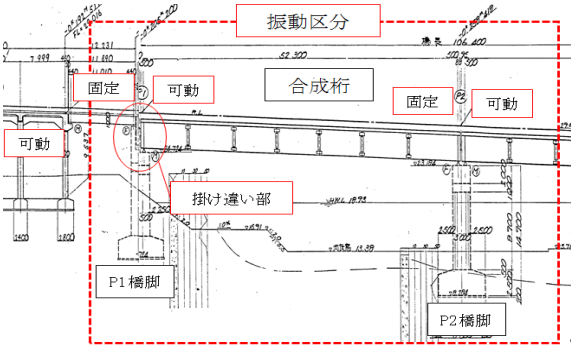

図２　構造物群のモデル化範囲

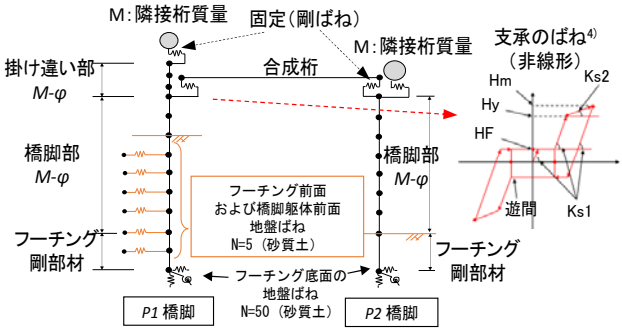

図３　解析モデル

表１　解析ケース一覧

	入力 地震動	P1 橋脚く体の 前面抵抗	地盤の 非線形
Case1	L2SpⅡ(G1)	なし	―
Case2	L2SpⅡ(G1)	N=5	線形
Case3	L2SpⅡ(G1)	N=5	非線形
Case4	観測波	N=5	非線形

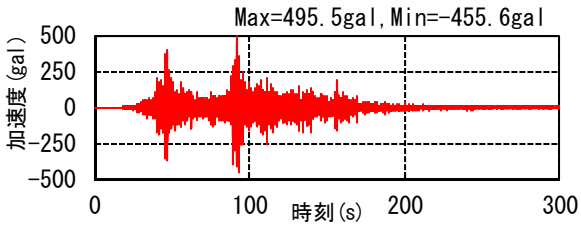

図４　入力地震動 観測波
(MYG0141103111446 NS[5)])

キーワード　掛け違い，動的解析，耐震設計，地盤抵抗，地震動特性，構造物間の位相差
連絡先　〒185-8540　東京都国分寺市光町 2-8-38（公財）鉄道総合技術研究所　ＴＥＬ042-573-7281

３. 掛け違いの損傷原因について

（１） P1 橋脚く体前面の地盤抵抗による影響

図５に Case1～3 における掛け違い部の回転角を示す。Case2, Case3, Case1 の順に P1 橋脚く体の地盤による前面抵抗は小さくなり，それに応じて掛け違い部の回転角が小さくなる。P1 橋脚く体の前面抵抗が大きくなるほど，地盤により橋脚く体自体の変形が抑制されることで，掛け違い部に損傷が集中したと推定できる。

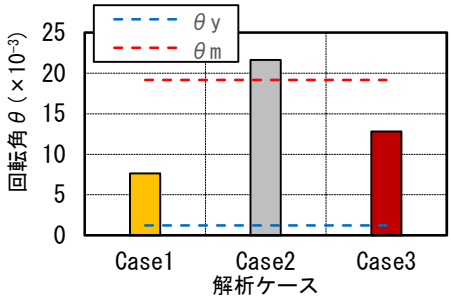

図５　掛け違い部の回転角

（２） 入力地震動の特性による影響

図６に Case3 および Case4 における降伏時の部材角 θ_y に対する照査値を示す。入力地震動を観測波とした場合に，掛け違い部に損傷が集中したことから，入力地震動が掛け違いの損傷程度に影響を与える結果となった。

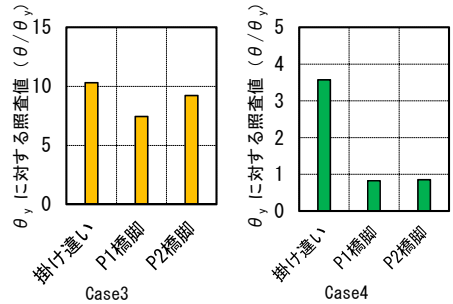

図６　降伏時の部材角 θ_y に対する照査値

図７に L2SpcⅡと観測波の弾性応答スペクトルを示す。また構造物の固有周期は降伏点を結んだ等価剛性として算出し，橋脚く体天端のスペクトルは Case3 および Case4 における橋脚く体天端の加速度から算出した。L2SpcⅡの場合には，掛け違い部よりも橋脚く体の固有周期と地震動の卓越周期が一致しているが，観測波の場合では，橋脚く体の固有周期と地震動の卓越周期が一致せず，掛け違い部で固有周期と地震動の卓越周期が一致している。そのため，観測波の場合において，掛け違い部で応答が卓越すると考えられる。

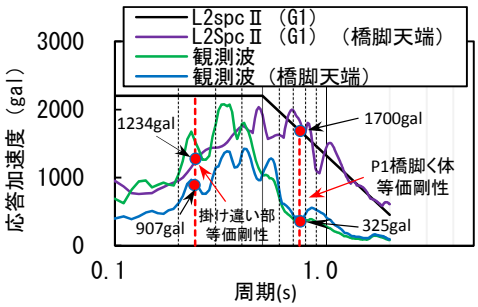

図７　弾性応答スペクトル

現行の設計では，橋脚く体と掛け違い部の耐震設計はそれぞれ独立して実施されてきたが，両者は相互作用系を成しているため，橋脚く体と掛け違いの固有周期が一致し，共振した場合に掛け違いの応答が増幅することになる。今回対象とした構造物においては図７より，掛け違い部と橋脚く体で固有周期の一致はないため，共振による応答増幅の影響はないと考えられる。

（３） 構造物間の位相差

図８に Case3 における掛け違い部，P1 橋脚天端および P2 橋脚天端の変位関係を示す。今回の検討においては，P1 橋脚および P2 橋脚は同位相で応答しており，逆位相は確認できなかった。

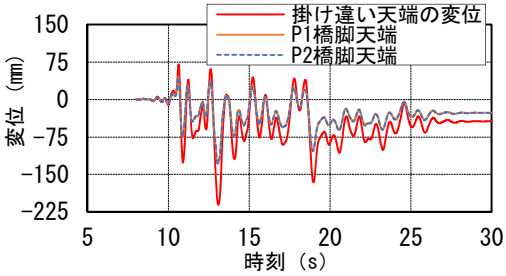

図８　構造物の変位

４．まとめ

本検討における掛け違い部の損傷原因は，橋脚く体前面の地盤抵抗により，橋脚く体の変形が抑制されたことで，掛け違い部に損傷が集中したことや観測波の卓越周期が掛け違い部の固有周期と一致したためであると推定される。なお，掛け違い部と橋脚く体の共振の影響や構造物群における逆位相の応答は確認できなかった。

謝辞

(独)防災科学技術研究所の K-net の観測記録を利用させて頂きました。ここに記して謝意を表します。

参考文献

1）http://wwwtb.mlit.go.jp/tohoku/td/pamphlet.pdf，2）鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計）2012.9，3）鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説（土構造物）2007.1, 4）中原正人ほか：鋼鉄道橋用の線支承の地震時復元力モデルに関する基礎的検討，第 12 回地震時保有耐力に基づく橋梁等の構造の耐震設計に関するシンポジウム，pp263-270，2009，5）http://www.kyoshin.bosai.go.jp/kyoshin/