

振動計測に基づくRC橋脚の損傷診断に関する実験的検討

電力中央研究所 正会員 ○永田聖二
 長大(前防災科学技術研究所) 正会員 右近大道
 防災科学技術研究所 正会員 梶原浩一

電力中央研究所 非会員 金澤健司
 電力中央研究所 非会員 矢花修一

1. はじめに

大地震後における構造物の損傷状況を定量的に把握するため、振動計測に基づく損傷診断が研究されており、最近では、常時微動のような手軽な振動源による固有振動数の検出も可能となっている¹⁾。しかし、損傷診断における判定基準設定のための基礎データ不足のため、構造物の損傷と固有振動数低下の関係を把握するための実験的検討が望まれている。著者らは、E-Defense 実大橋梁耐震実験²⁾において常時微動計測を実施し、昨年度は兵庫県南部地震での橋梁の破壊特性解明のために製作された試験体 C1-1 (1970年代の技術基準に準拠) に対する計測結果を報告した³⁾。本稿では、更なるデータ蓄積のため実施した試験体 C1-5 (現行の技術基準に準拠) に対する振動計測 (常時微動および自由振動) の結果を示す。

2. 耐震実験の条件と試験体の損傷状況

試験体 C1-5 の全景および配筋図を図-1、図-2 にそれぞれ示す。試験体は、直径 2.0m の円形断面を有する実大 RC 橋脚であり、柱の基部から頂部までの高さは 7.5m である。全体としては、震動台中央の試験体と両端の鋼製架台で 2 つの鋼製桁をそれぞれ単純支持する 2 径間の橋梁形式となっている。加振では、兵庫県南部地震における JR 鷹取駅記録に対して地盤-構造物の動的相互作用の効果を考慮して修正した波を採用した。加振目的に応じて振幅倍率を 30%、100%、125% と調整しており、NS、EW、および UD 成分を橋軸、橋軸直角および鉛直方向に同時入力させた。

表-1 に各加振における入力波の倍率と応答塑性率 (橋脚頂部の応答変位/降伏変位) を示す。表中の損傷判定は、図-3 に示すように各加振での応答塑性率と設計上の降伏塑性率、終局塑性率との大小関係から、健全、降伏、終局の 3 段階に分類した結果である。30% 加振における応答塑性率は、橋軸、橋軸直角方向にそれぞれ 0.27、0.30 であることから健全と判定した。なお、加振後の目視調査では、微細な曲げひび割れが確認された。次に、100% 加振が 2 回実施され、応答塑性率による判定結果はいずれも降伏であった。これらの加振により目視で容易に確認できる曲げひび割れが多数生じた (図-4 参照)。その後、試験体を終局に至らしめるため、ウェイトを約 1.2 倍追加した状態で 3 回目の 100% 加振が実施され、橋軸方向において終局と判定される結果となった。この加振により、図-5 に示すようにかぶりコンクリートが剥落したため、目視によっても終局に至っていることが確認できた。更に 125% 加振が 2 回実施され、加振に伴って応答塑性率が更に増大するとともに、コンクリートの剥落などの損傷がより顕著となった。

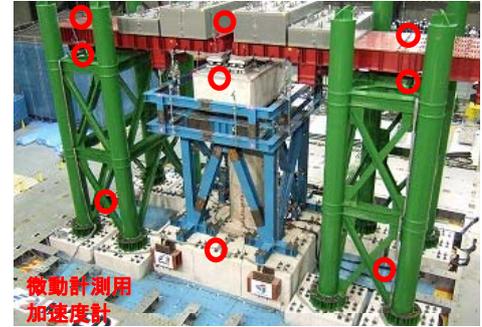


図-1 実大橋梁耐震実験の試験体全景

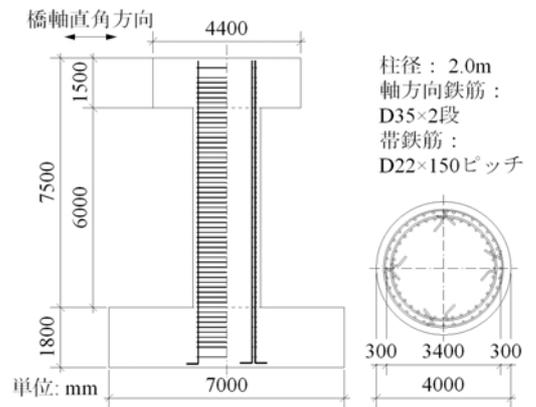


図-2 試験体の寸法および配筋

表-1 各加振における応答塑性率と損傷状態

入力倍率	ウェイト追加	応答塑性率		塑性率による判定	
		橋軸	直角	橋軸	直角
30%	無	0.27	0.30	健全	健全
100%	無	1.81	1.41	降伏	降伏
100%	無	2.71	2.16	降伏	降伏
100%	有	5.20	2.49	終局	降伏
125%	有	10.4	5.27	終局	終局
125%	有	12.7	7.37	終局	終局

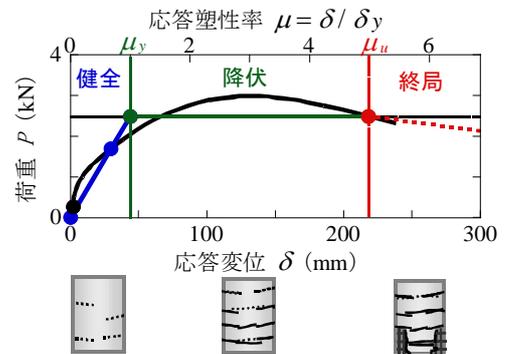


図-3 応答塑性率に基づく損傷の分類

キーワード 損傷診断, 常時微動, 自由振動, 固有振動数, RC 橋脚
 連絡先 〒270-0004 千葉県我孫子市我孫子 (財) 電力中央研究所 TEL 04-7182-1181

3. 常時微動計測の条件と固有振動数の検出

常時微動計測では、図-1のように橋脚頂部・基部，端部架台頂部，桁上等に三成分加速度計を計12台設置し，サンプリング周波数200Hz，加速度レンジ±25galとして，前述の加振期間における試験体の常時微動データを連続的に取得した．取得データに対してARMA法¹⁾を適用し，加振前後の固有振動数を検出した．また，加振前後には，入力加速度50cm/s²程度のパルス波により自由振動を励起させ，これにより試験体の固有振動数の検出を行った．なお，常時微動における橋脚頂部の振動レベルは0.001 cm/s²~0.01 cm/s²程度であるのに対して，自由振動では1cm/s²~10 cm/s²程度あるため，振動レベルのオーダーは常時微動の方が1000倍程度小さい．図-6は，常時微動および自由振動に基づく加振前後の固有振動数の検出結果である．常時微動による固有振動数は，自由振動の場合よりも全体的に大きくなっており，固有振動数の振動振幅依存性を示している．加振に伴う固有振動数の低下傾向は，両振動で良く一致しており，常時微動のような微小振動レベルでもRC構造物の損傷による固有振動数の低下を検出できることが確認された．

4. 損傷レベルと固有振動数の低下率の関係

実験による応答塑性率から分類した損傷状態と常時微動データに基づく固有振動数の低下率（加振前の値を基準）の関係を図-7に示す．これによると，常時微動を利用した場合，固有振動数の低下率が約10%以下の場合には試験体は健全であり，約25%以上の場合には降伏または終局となるケースが混在する．したがって，常時微動に基づく固有振動数の低下率によって健全，降伏の判定ができ，実構造物の損傷診断では，目視調査やその他の非破壊検査との併用により終局も含めた判定が可能になると考えられる．一方，自由振動を利用した場合では，固有振動数の低下率が約10%以下の場合には試験体は健全であり，約25%以上かつ約35%以内の場合には降伏，更に約40%以上の場合には終局にそれぞれ至っていることから，自由振動データだけで3つの状態を判別できる可能性がある．

5. まとめ

本稿では，実大RC橋脚試験体（曲げ破壊先行型）における地震損傷レベルと常時微動または自由振動による固有振動数の低下率の関係を明らかにした．今後は，固有振動数の低下に基づく損傷基準の汎用的な設定法を構築するため，部材実験や数値解析を実施する予定である．末尾に，本研究は橋梁耐震実験研究実行部会（委員長：川島一彦，東京工業大学）の委員各位のご協力の下に遂行した．ここに記して謝意を表す．

参考文献

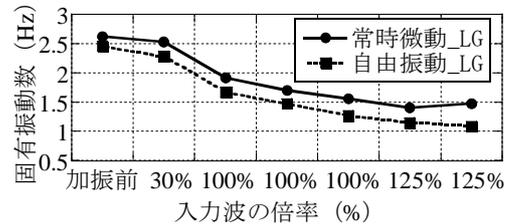
- 1) 金澤健司，平田和太：クロススペクトル推定法による多自由度系構造物の振動モード同定，日本建築学会構造系論文集，第529号，2002.
- 2) 右近大道，梶原浩一，川島一彦：E-Defenseを用いた実大RC橋脚（C1-5橋脚）震動破壊実験報告，第12回地震時保有水平耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，2009.
- 3) 永田聖二，右近大道，金澤健司，矢花修一，梶原浩一：実大橋梁耐震実験におけるRC橋脚試験体の長期振動モニタリング，土木学会第63回年次学術講演概要集，2008.



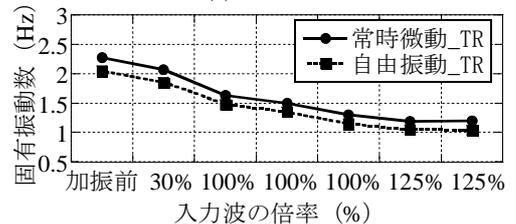
図-4 100%加振2回目終了後の損傷（降伏状態）



図-5 100%加振3回目終了後の損傷（終局状態）

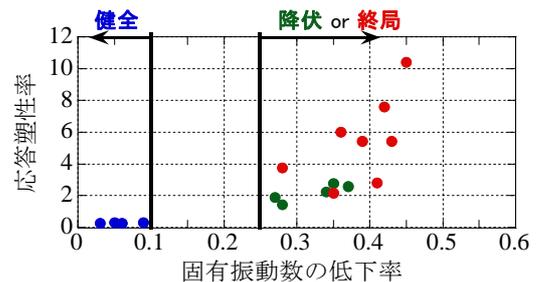


(a) 橋軸方向

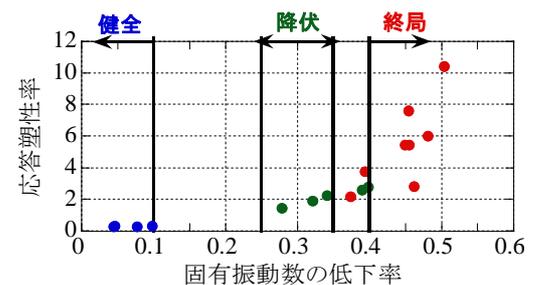


(b) 橋軸直角方向

図-6 加振に伴う固有振動数の低下



(a) 常時微動データによる結果



(b) 自由振動データによる結果

図-7 応答塑性率と固有振動数の低下率の関係