

## 常時微動モニタリングに基づく実大 RC 橋脚試験体の地震損傷評価

Seismic damage evaluation of full-scale bridge column specimens based on an ambient vibration monitoring

永田聖二\*, 金澤健司\*, 梶原浩一\*\*, 矢花修一\*\*\*  
Seiji Nagata, Kenji Kanazawa, Kajiwara Koichi, Shuichi Yabana

\*工博, 電力中央研究所, 地球工学研究所, 地震工学領域  
(〒270-1194 千葉県我孫子市我孫子 1646)

\*\* 工博, 防災科学技術研究所, 兵庫耐震工学研究センター  
(〒673-0515 兵庫県三木市志染町三津田西亀屋 1501-1)

\*\*\*工博, 電力中央研究所, 地球工学研究所  
(〒270-1194 千葉県我孫子市我孫子 1646)

This paper presents a damage evaluation method of RC structures based on a reduction ratio of natural frequency. An ambient vibration monitoring was conducted on full-scale bridge column specimens constructed for a shake table project using E-Defense. The damage levels after the seismic excitations were classified into the safety, the yield, and the ultimate states from the response ductility. The reduction ratios of natural frequency caused by the seismic damage were obtained from the ambient vibration data. The relationship between the damage levels and the reduction ratios of the natural frequency were clarified. The evaluation of the safety, the yield, and the ultimate states can be realized by the combination of the ambient vibration monitoring and visual inspection.

*Key Words: damage evaluation, ambient vibration, RC structure*

キーワード: 損傷評価, 常時微動, RC 構造

### 1. はじめに

大地震後における被災建造物の継続使用の可否や補修・補強の必要性の有無は, 専門家による目視調査に基づいて判断されることが多い。しかし, 死荷重による軸圧縮力が常時作用している RC 部材などでは, 地震時に発生したひび割れが地震後には閉口することが多く, 視覚的な調査だけで建造物の健全性を確認することは必ずしも容易ではない。一方, RC 建造物にはひび割れなどの損傷が生じると固有振動数や振動モードが変化するという特性があり, このような振動性状の変化を定量的に把握できれば, 目視では判定し難いレベルでの損傷状態を評価できると考えられる<sup>1)~3)</sup>。

鉄道分野では, RC 建造物の健全度調査法として, 錘を用いた衝撃振動試験が 1991 年から取り入れられており, 既設高架橋の振動特性の経時変化を評価するための実測データが蓄積されている<sup>4)</sup>。また, 実在のラーメン高架橋やその縮小模型を対象とした静的載荷実験および衝撃振動試験の結果から, 地震前後の固有振動数の低下

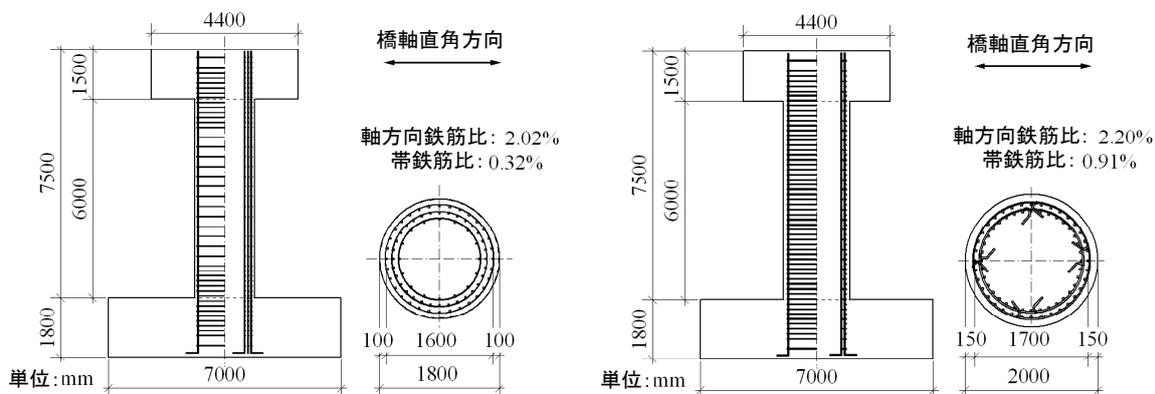
率を指標とした損傷レベルの定量的な評価法が提案されている<sup>5)</sup>。道路橋の分野でも, 同様な考え方に基づいて, 単柱式 RC 橋脚試験体(縮小模型)の振動台実験における主要動前後の固有振動数の変化率から, 応答塑性率を推定する方法が検討されている<sup>6)</sup>。

これらの検討では, 打撃振動試験や地震応答データが振動性状の検出のために用いられているが, 最近の計測・データ処理技術の発達により, 常時微動のようにより安価かつ高頻度に取り得る振動データの利用も可能になってきている<sup>7)~10)</sup>。しかし, 損傷評価における常時微動データの有効性を実証するための実験的検討の数や規模はまだ十分とは言い難く, 例えば, 常時微動のように極めて微小な振動データと自由振動などの比較的大きかつ明瞭なデータによる振動特性の対応など未解明な点も多い。

以上の背景から本研究では, 防災科学技術研究所所有の三次元大型震動台(E-Defense)で行われた実大橋梁耐震実験<sup>11)</sup>において常時微動計測を実施し, 実大 RC 橋脚試験体の損傷状態と固有振動数の低下度合いの関係

表 1 常時微動計測を実施した実大橋梁耐震実験のケース

試験体 ID	実施年度	試験体の特性
C1-1	2007	1970 年代の基準に準拠する RC 橋脚 (柱基部曲げ破壊型)
C1-5	2008	現行基準に準拠する RC 橋脚 (柱基部曲げ破壊型)



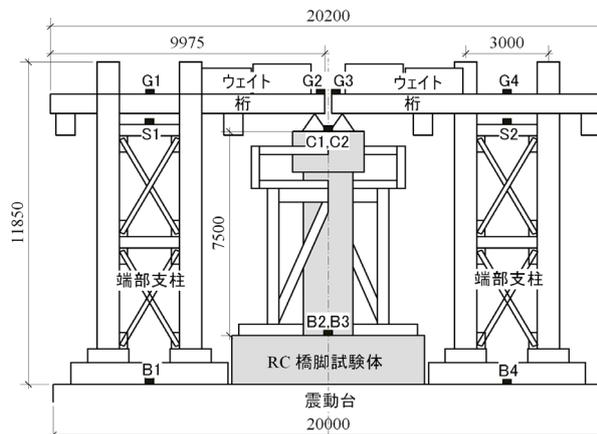
(a) 試験体 C1-1

(b) 試験体 C1-5

図 1 実大橋梁耐震実験における RC 橋脚試験体の寸法および配筋



(a) 試験体全景



(b) 試験体全体の立面図

図 2 実大橋梁耐震実験における試験体全景および立面図

を明らかにする。また、耐震実験では、パルス波入力による自由振動試験に基づいて地震前後の振動性状が確認されているため、この結果と常時微動データによる固有振動数との関係を把握する。

## 2. 耐震実験の加振条件と損傷状況

常時微動モニタリングの対象は、表 1 に示すように、柱基部曲げ破壊先行型の RC 単柱式橋脚 2 体である。試験体 C1-1 は、1995 年の兵庫県南部地震により被災した橋脚の被害解明のために製作されたものであり、1970 年代の耐震設計基準に準拠している。一方、試験体 C1-5 は、同地震による教訓（設計地震動の見直し、曲げ変形性能の向上など）を反映した現行の耐震設計基準<sup>12)</sup>に準拠している。以下では、防災科学研究所に設置された橋

梁耐震実験研究実行部会を中心に取りまとめられた成果<sup>13)~15)</sup>を参照して、試験体の特性、加振条件、ならびに損傷状況を示す。

### 2.1 試験体の特性および加振条件

RC 橋脚試験体の寸法および配筋を図 1 に示す。試験体 C1-1、C1-5 は、それぞれ直径 1.8m、2.0m の円形断面を有する単柱式橋脚であり、柱基部から試験体頂部までの高さはともに 7.5m である。試験体 C1-1 では、径 29mm の軸方向鉄筋が 2.5 段配置されており、その鉄筋比は 2.0% である。柱基部では径 13mm の帯鉄筋 150mm 間隔で配置されており、その鉄筋量の体積比は 0.42% である。また、1970 年代の配筋状況を再現するため、帯鉄筋の端部定着部は重ね継ぎ手（定着長は鉄筋径の 30 倍）となっている。一方、試験体 C1-5 では、径 35mm の軸方向鉄

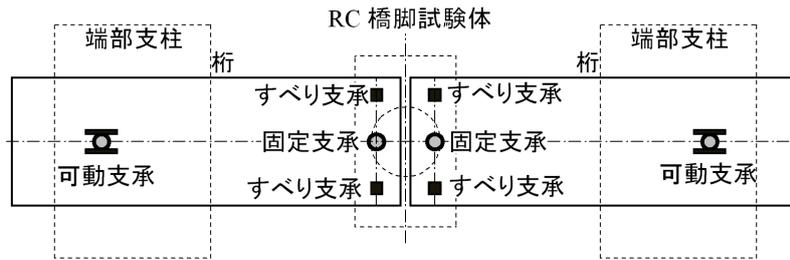


図3 上部構造の支持条件 (平面図)

表2 道路橋示方書に基づく降伏変位, 終局変位, 終局塑性率, および固有振動数

試験体 ID		C1-1		C1-5		C1-5 (ウェイト追加時)	
方向		橋軸	橋軸直角	橋軸	橋軸直角	橋軸	橋軸直角
橋脚頂部での降伏変位 (mm)		46	62	41	44	41	44
橋脚頂部での終局変位 (mm)		98	123	214	217	211	214
橋脚頂部での終局塑性率		2.1	2.0	5.2	4.9	5.1	4.9
固有振動数 (Hz)	全断面有効剛性	2.50	2.38	3.03	2.86	2.78	2.63
	降伏剛性	1.64	1.56	2.00	1.89	1.82	1.75

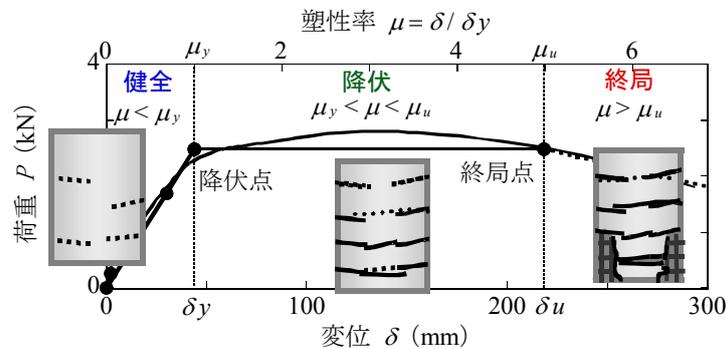


図4 耐震設計上の荷重-変位関係と損傷レベルの分類

筋が2段配置されており, その鉄筋比は2.2%である. 帯鉄筋 (径22mm) は, 外側では150mm間隔, 内側では300mm間隔で, それぞれ135度曲がりのフックによりコアコンクリートに定着させており, その鉄筋比 (体積比) は0.91%である. コンクリートの設計基準強度はいずれの試験体も27MPaであり, 鉄筋の材質はSD345である.

耐震実験では, 図2に示すように, 震動台中央の橋脚試験体とその両端の端部支柱で上部構造 (桁とウェイト) を単純支持することにより2径間の橋梁システムを構築し, これに対して3軸同時加振を行うことでRC橋脚の破壊性状や耐震性能が確認されている. 上部構造-橋脚試験体間および上部構造-端部支柱間の支持条件 (支承条件) は図3に示す通りであり, 試験体頂部の固定支承1基とすべり支承2基, および端部支柱頂部の可動支承 (橋軸方向にのみ可動) 1基の計4点で桁1基を支持している. 桁, ウェイト, 支承を合わせた上部構造の重量は3,083kNである. ただし, 試験体C1-5を終局に至らしめる際には, この重量では不十分であったため, ウェイトの追加により重量を3,722kN (追加前の約1.2倍) としている.

以上の構造条件を考慮して算定された現行の道路橋示方書の定義<sup>12)</sup>に基づく降伏変位, 終局変位, および終局塑性率を示すと表2のようになる. 図4は, 設計で仮定された橋脚頂部での荷重-変位関係の一例 (試験体C1-5の橋軸方向の場合) であり, 原点と初降伏点 (最外縁の軸方向鉄筋が降伏に至る点) を結んだ直線を1次剛性 (降伏剛性) とし, 終局点 (最外縁のコアコンクリートの圧縮応力が圧縮強度の80%に低下する点) の荷重を最大耐力とした完全弾塑性型のバイリニア曲線となっている. また, 表2には, ひび割れによるコンクリートの引張抵抗力の低下などを無視した全断面有効剛性を仮定した場合, 図4の降伏剛性を仮定した場合の試験体の固有振動数の算定結果もそれぞれ示している. 後述するように, 本研究では, 耐震実験による試験体頂部の最大応答変位を表2の降伏変位で除することにより応答塑性率を求め, 図4のように橋脚試験体の損傷状態を健全, 降伏, 終局の3段階に分類する. また, 各損傷状態での固有振動数の低下度合いを評価する基準として, 表2の固有振動数 (全断面有効剛性, 降伏剛性による設計値) を用いることとする. なお, 図4の荷重-変位関係と外

表3 JR 鷹取波を用いた加振における応答塑性率および損傷状態の分類

(a) 試験体 C1-1

入力波の倍率	ウェイト増設	応答変位 (mm)		応答塑性率		損傷状態*		鉄筋の歪性状**	
		橋軸	橋軸直角	橋軸	橋軸直角	橋軸	橋軸直角	軸鉄筋	帯鉄筋
30%	無	14	16	0.3	0.3	健全	健全	弾性域	弾性域
100%	無	173	134	3.8	2.2	終局	終局	塑性域	塑性域
100%	無	277	174	6.0	2.8	終局	終局	塑性域	塑性域

(b) 試験体 C1-5

入力波の倍率 <sup>1</sup>	ウェイト増設	応答変位 (mm)		応答塑性率		損傷損傷*		鉄筋の歪性状**	
		橋軸	橋軸直角	橋軸	橋軸直角	橋軸	橋軸直角	軸鉄筋	帯鉄筋
30%	無	12	14	0.3	0.3	健全	健全	弾性域	弾性域
100%	無	83	69	2.0	1.6	降伏	降伏	塑性域	弾性域
100%	無	122	105	3.0	2.4	降伏	降伏	塑性域	弾性域
100%	有	238	121	5.8	2.8	終局	降伏	塑性域	塑性域
125%	有	457	257	11.1	5.8	終局	終局	塑性域	塑性域
125%	有	562	359	13.7	8.1	終局	終局	塑性域	塑性域

\* 応答塑性率と設計上の降伏、終局塑性率の大小関係から分類した試験体の損傷状態 (図4参照)

\*\* 降伏歪 (2000 $\mu$ ) に達する歪データの有無で分類した鉄筋の状態



(a) JR 鷹取波 100% (1回目)



(b) JR 鷹取波 100% (2回目)

図5 各加振後における試験体 C1-1 の損傷状況

観上の損傷状況との関係は、あくまで設計で想定しているイメージであり、今回の実験条件での実際との関係は次節 2.2 に示す通りである。

耐震実験の入力波としては、兵庫県南部地震における JR 鷹取駅記録に対して、地盤一構造物の動的相互作用の効果を考慮して補正した波が採用された (以下ではこの修正波を JR 鷹取波と呼ぶ)。加速度振幅は、加振の目的に応じて、30%、100%、125% に調整されており、NS、EW、UD 成分が、それぞれ橋軸、橋軸直角、上下方向に同時入力された。また、これらの加振前後には、各損傷状態における振動特性確認のためのパルス波 (震動台の目標最大加速度 100cm/s<sup>2</sup>、10Hz の sin 波 1 サイクル) による自由振動試験などが行われた。

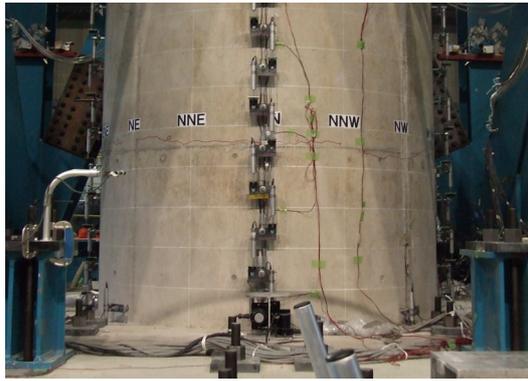
## 2.2 各加振後の損傷状況

前出の図4には、設計上の荷重-変位関係と外観上の損傷状況との関係を示したが、実際には常にこのような単純な関係が得られるわけではない。したがって、以下

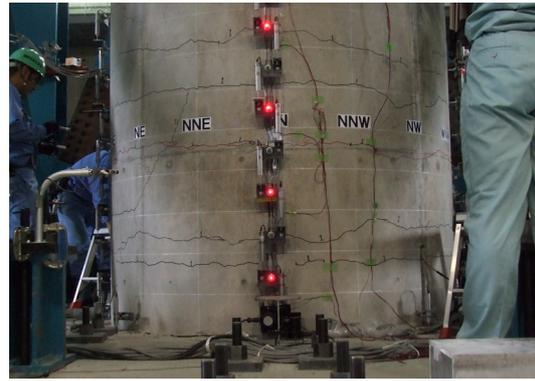
では、各加振における損傷状態を応答値と設計値の大小関係から分類した上で、それぞれの状態において外観上の損傷状況や歪性状がどのように進展したかを試験体ごとに述べることにする。JR 鷹取波を用いた主な加振での応答変位、設計上の降伏変位を基準とした応答塑性率を表3に示す。ここでは、塑性率から損傷状態を健全、降伏、終局のいずれかに分類した結果 (図4参照)、また、歪計測に基づく鉄筋の塑性化の有無 (降伏歪 2,000 $\mu$  に達する歪データの有無) も示している。図5、図6は、各加振後における試験体 C1-1、C1-5 の損傷状況 (柱基部) である。

### (1) 試験体 C1-1

まず、JR 鷹取波 30% の加振における応答塑性率は、橋軸、橋軸直角方向ともに 0.30 程度であり、降伏基準 1 を下回っていることから健全状態と分類した。なお、加振後の調査によると目視により判別できるひび割れは生じておらず、歪計測からも鉄筋の塑性化は検知されていない。したがって、目視調査や歪計測からも試験体は



(a) JR 鷹取波 30%



(b) JR 鷹取波 100% (1回目)



(c) JR 鷹取波 100% (2回目)



(d) JR 鷹取波 100% (ウェイト追加有)

図6 各加振後における試験体C1-5の損傷状況

健全状態にあると判断できる。

次に、JR 鷹取波 100%による1回目の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 3.8, 2.2 であり、いずれの方向でも終局塑性率 (2.1, 2.0) を上回っているため、損傷状態をそれぞれ終局に分類した。図5(a)によると、コンクリートの表面に多数の曲げひび割れが生じるとともに、かぶりコンクリートが剥落し、鉄筋が露出した。歪計測によると、軸方向鉄筋には  $10,000\mu$  を超える大きな歪が生じ、帯鉄筋においても降伏レベルの歪が確認された。本試験体のような曲げ破壊先行型部材における帯鉄筋の塑性化は、軸方向鉄筋の局部座屈やコアコンクリートの圧壊など終局挙動の兆候を示すものと考えられる。JR 鷹取波 100%による2回目の加振の場合には、応答塑性率はさらに増大し、コンクリートや鉄筋の損傷 (図5(b)参照) や鉄筋の塑性化もさらに顕著となった。

## (2) 試験体 C1-5

まず、JR 鷹取波 30%による加振での最大塑性率は、橋軸、橋軸直角方向ともに 0.3 程度であったため、試験体はまだ健全であると判断した。目視調査では、図6(a)のように微細なひび割れが確認されたが、外観上のひび割れ状態から、これが鉄筋の降伏を伴うものであるかを判断することは容易ではない。歪計測では、軸方向鉄筋や帯鉄筋の塑性化は認められなかった。JR 鷹取波 100%

による1回目の加振での応答塑性率が橋軸、橋軸直角方向にそれぞれ 2.0, 1.6 であり、同入力による2回目の加振では、これらがさらに大きくなりそれぞれ 3.0, 2.4 となった。いずれの加振でも降伏基準1を超えているものの、終局基準 (5.2, 4.9) には達していないため、損傷状態を降伏に分類した。外観上の損傷状況は、図6(b), (c)に示した通り、加振の繰返しに伴い曲げひび割れが顕著になっているが、コンクリートの圧壊などの激しい損傷はみられなかった。歪計測によると、JR 鷹取波 100%による1回目の加振では、橋脚基部の軸方向鉄筋に  $10,000\mu$  以上の大きな歪が生じ、2回目の加振により、塑性化の度合いや範囲がさらに顕著となった。ただし、帯鉄筋に塑性化は認められなかった。

以上は、現行の耐震設計で想定されたレベルの加振であり、現行基準に準拠する RC 橋脚の耐震性能が検証された。引き続きウェイトを追加し、上部構造重量を 1.2 倍とした状態で JR 鷹取波 100%による3回目の加振が実施された。この加振による応答塑性率は、橋軸、橋軸直角方向にそれぞれ 5.8, 2.8 であった。ウェイト設置を考慮した終局塑性率はそれぞれ 5.1, 4.9 であることから、橋軸方向において終局に至ったと判断した。図6(d)によると、柱基部のかぶりコンクリートが剥落し、鉄筋の一部が露出した。また、歪計測によると、軸方向鉄筋の塑性化が前回の加振時よりも顕著となるとともに、帯

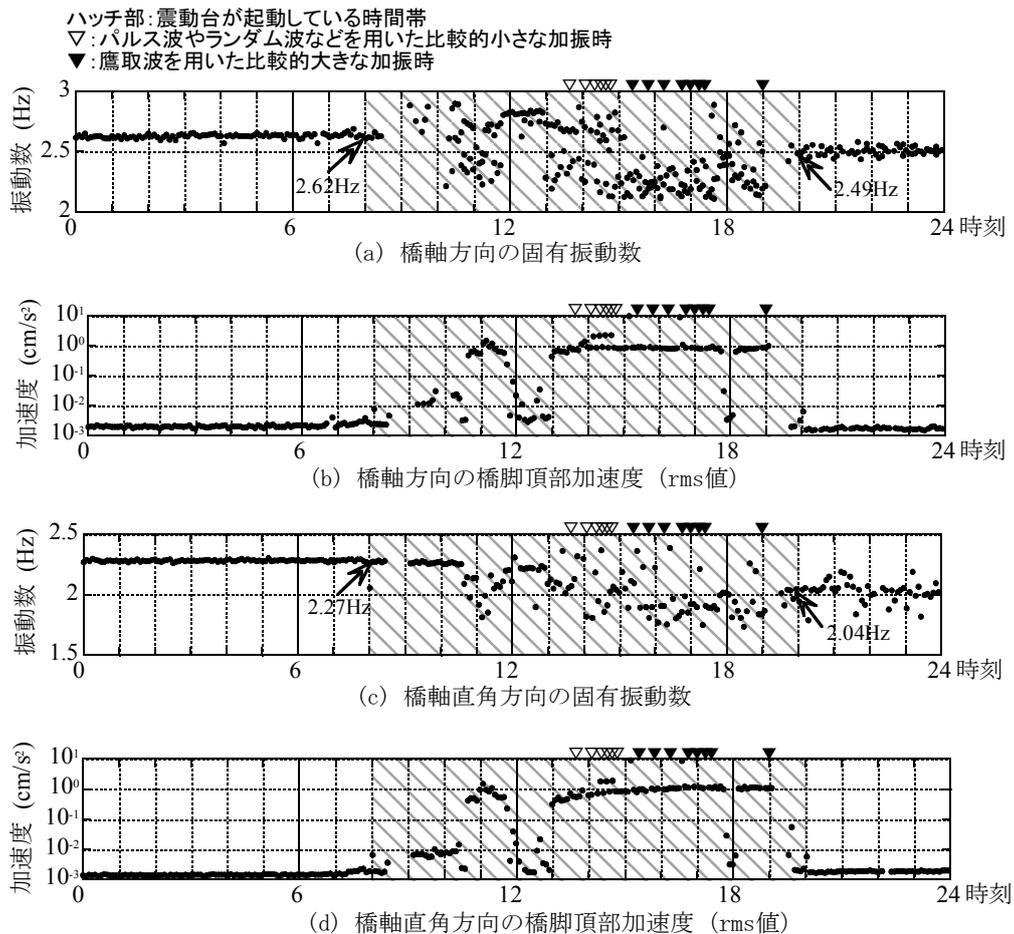


図7 試験体C1-5のJR鷹取波30%加振実施日における固有振動数の変化

鉄筋の塑性化がわずかに認められた。このように終局塑性率に至った後も、JR鷹取波125%による加振が2回実施され、加振の繰返しに伴う応答塑性率の増大やコンクリートの剥離や鉄筋の塑性変形もより顕著となった。特に、JR鷹取波125%による2回目の加振では、ここには図を示していないが、かぶりコンクリートが柱の全周にわたって剥落するとともに、鉄筋のはらみ出しやコアコンクリートの圧壊が激しく生じた。

以上をまとめると、試験体の応答塑性率が終局塑性率を上回ると、少なくともかぶりコンクリートの剥離など著しい損傷が生じたのに対して、終局塑性率を下回る場合、目視で確認できる損傷はひび割れだけであった。ひび割れの進展は、降伏塑性率を上回るほど顕著となるが、外観だけで、軸方向鉄筋の塑性化を伴う損傷であるかを判断することは容易ではない。

### 3. 常時微動モニタリングによる固有振動数の検出

#### 3.1 計測条件および同定手法

常時微動モニタリングでは、図2(b)のように、3成分加速度計を、桁上に4台(G1~G4)、橋脚頂部に2台(C1, C2)、端部支柱頂部に2台(S1, S2)、およびフーチング

と震動台にそれぞれ2台ずつ(B1~B4)設置し、延長ケーブルを通して加速度計からの微小電圧信号をDCアンプに送信した。アンプの増幅率は、100倍(橋脚頂部や桁)、または1000倍(フーチングや震動台)としており、その場合、計測レンジはそれぞれ $\pm 25.4 \text{ cm/s}^2$ 、 $\pm 2.54 \text{ cm/s}^2$ となる。後述するように、震動台の起動時には振動レベルが全体的に上昇するが、ここでは、人為的な振動励起がない静粛時の微小振動、すなわち常時微動を精度良く計測するため、このように計測レンジを小さくしている。また、A/D変換機の分解能は24bitであり、サンプリング周波数を200Hzとして加振実施期間の常時微動を連続的に収録した。

データ解析では、取得した微動データを重複しない5分ごとの小サンプルに分割し、それらに対してARMAモデルに基づくスペクトル解析法<sup>8)</sup>を適用した。なお、ARMAモデルとは、自己回帰移動平均モデル(Auto Regressive Moving Average Model)と呼ばれるもので、常時微動のように外乱(入力)の特性が必ずしも明確でない場合に応答(出力)だけから固有値を精度良く推定できることに特徴がある。ここでは、小サンプルデータの時間刻みを25Hzで再サンプリング(デシメーション)するとともに、ARMAモデルの次数を20に設定した。前述した12

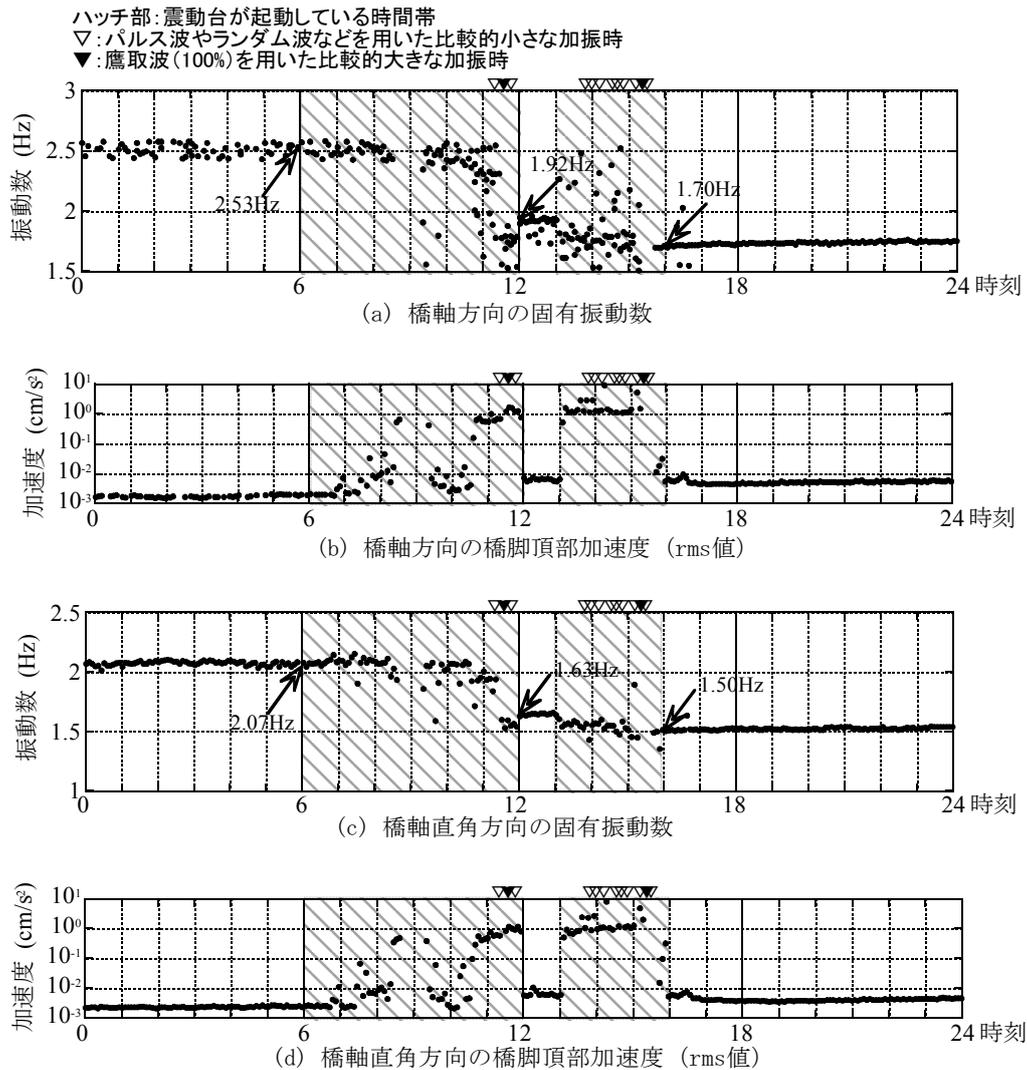


図8 試験体 C1-5 の JR 鷹取波 100%加振実施日における固有振動数の変化

台の加速度計の設置は、桁や端部支柱を含む振動モードの同定を狙ったものであるが、本研究では、橋脚試験体頂部（図 2(b)の C1）の常時微動データから推定されたパワースペクトルに基づいて、試験体の橋軸、橋軸方向の固有振動数の経時変化を連続的に同定した。

### 3.2 固有振動数の経時変化

ここでは、図 4 における健全、降伏、終局状態の常時微動データを取得した試験体 C1-5 の加振日ごとの固有振動数について述べる。まず、JR 鷹取波 30%による加振日の固有振動数を示すと図 7 のようになる。ここには、振動レベルの把握のため、固有振動数と同じく 5 分ごとの小サンプルデータに対する加速度の rms 値も示している。前述のように震動台の起動で振動レベルが上昇すると、加速度が計測レンジを超えることがあり、必ずしも正しい同定結果とはならないが、ここでは参考のため震動台が起動している時間帯の結果をハッチで示している。図中には、震動台起動前後の静粛時における固有振動数の値をハッチ前後に示しており、以下では、これら

の数値を加振前後の常時微動による固有振動数として、損傷の進展に伴うその変化を論じることとする。また、ここでは橋脚頂部（図 2(b)の C1）での固有振動数の変化を述べているが、端部支柱頂部（図 2(b)の S1, S2）などの固有振動数には、加振に伴う変化が見られなかったため、以下の固有振動数の変化は、主に橋脚基部の損傷に起因するものと考えられる。

図 7 によると、加振前において橋軸、橋軸直角方向にそれぞれ 2.62Hz, 2.27Hz であった固有振動数（以下、これらを初期値と呼ぶ）は、JR 鷹取波 30%による加振後には、それぞれ 2.49Hz, 2.04Hz となった。前述のように、試験体の損傷状態は、鉄筋の塑性化を伴わない軽微なひび割れであったが、初期値を基準とすると 3%~9%程度の固有振動数の低下が認められた。なお、ここでは割愛した試験体 C1-1 の場合でも、試験体に目視で判別できる損傷が生じなかった JR 鷹取波 30%の加振により 5%程度の固有振動数の低下が確認されている。次に、試験体が降伏状態に至った JR 鷹取波 100%の加振日における固有振動数と振動レベルの経時変化を図 8 に示す。固有振動

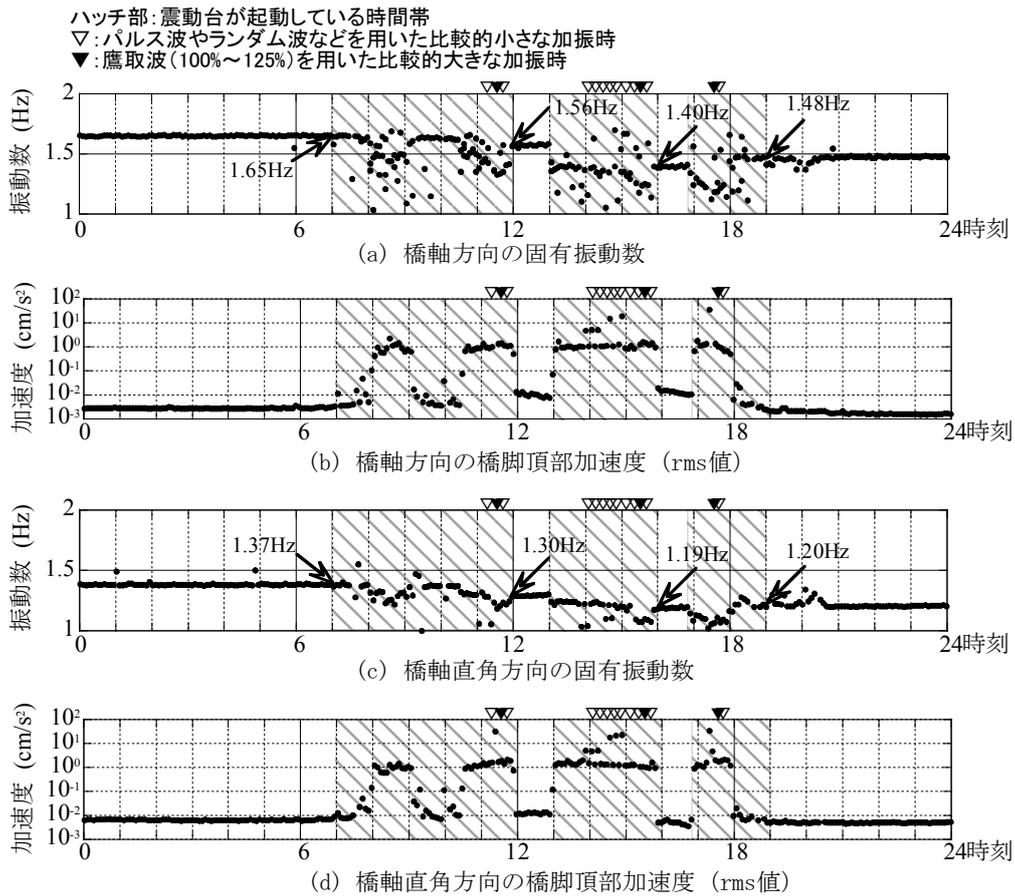


図9 試験体C1-5のJR鷹取波100%~125%加振実施日における固有振動数の変化

数は、1回目の加振により1.92Hz, 1.63Hz(初期値からの低下率は27%, 28%)となり、さらに2回目の加振により1.70Hz, 1.50Hz(初期値からの低下率35%, 34%)となった。

図9は、ウェイトを追加した状態で実施されたJR鷹取波100%~125%の加振日における常時微動モニタリングの結果を示している。まず、この日の加振前の固有振動数は1.65Hz, 1.37Hzであり、前出の図8における加振終了後(1.70Hz, 1.50Hz)と比較すると3%, 8%程度の低下が生じているが、これはウェイト追加による固有振動数の低下である。試験体を終局に至らしめたJR鷹取波100%による加振後には、固有振動数は1.56Hz, 1.30Hzとなり、さらにJR鷹取波125%による1回目の加振後には1.40%, 1.19%となった。

ここで、試験体がまだ降伏状態にあったこの日の加振前(1.65Hz, 1.37Hz)を基準とするとJR鷹取波125%による1回目の加振後での固有振動数の低下率は10%~24%であり、前述の健全時から降伏に至らしめた一連の加振では、固有振動数の低下率は34%~35%(初期値を基準)となったことを考えると、試験体を降伏から終局に至らしめた一連の加振での固有振動数の低下は小さいように思われる。また、最後に実施されたJR鷹取波125%の加振では、試験体の損傷は、鉄筋のはらみ出しなどを伴う激しいものであったのに対して、固有振動数は1.48Hz,

1.20Hzとなっており、両方向ともわずかに上昇する結果となった。

### 3.3 自由振動試験による結果との比較

前節の常時微動モニタリングから得られた各加振後の固有振動数を、自由振動試験による結果と比較して示すと表4のようになる。図10, 図11は、表4の結果を試験体ごとにプロットした結果である。ここで、常時微動における橋脚頂部の振動レベルは $0.001\text{ cm/s}^2\sim 0.01\text{ cm/s}^2$ 程度であるのに対して、自由振動では $1\text{ cm/s}^2\sim 10\text{ cm/s}^2$ 程度なので、振動レベルのオーダーは、常時微動の方が約1000倍小さい。この点を踏まえて図10, 図11を見ると、両振動データによる固有振動数の低下傾向は全体的に両者でよく一致しており、常時微動のように人為的な加振に頼らない小さな振動データでも損傷診断に十分活用できる可能性が示されている。

ただし、固有振動数の値そのものは常時微動による場合の方が自由振動数の場合よりも全体的にやや大きくなっており、橋軸方向においてその傾向がより顕著に現れている。ここで、両振動の違いを変位レベルで述べると、常時微動では、試験体はほぼ静止状態であるのに対して、自由振動試験は数mmオーダーの応答からほぼ静止状態に収束していく結果となっている。今回のように、支承を介して上部構造を支持する橋梁システムを構築

表 4 各加振後の固有振動数（常時微動および自由振動による結果の比較）

(a) 試験体 C1-1

入力波の倍率	ウェイト追加	橋軸方向				橋軸直角方向			
		損傷状況*	固有振動数 Hz		常時/自由	損傷状況*	固有振動数 Hz		常時/自由
			常時微動	自由振動			常時微動	自由振動	
加振前	無	健全	2.31	2.16	1.07	健全	1.98	1.82	1.09
30%	無	健全	2.20	2.06	1.07	健全	1.86	1.74	1.07
100%	無	終局	1.67	1.31	1.28	終局	1.28	1.14	1.12
100%	無	終局	1.48	1.12	1.32	終局	1.12	0.98	1.14

(b) 試験体 C1-5

入力波の倍率	ウェイト追加	橋軸方向				橋軸直角方向			
		損傷状況*	固有振動数 Hz		常時/自由	損傷状況*	固有振動数 Hz		常時/自由
			常時微動	自由振動			常時微動	自由振動	
加振前	無	健全	2.62	2.46	1.07	健全	2.27	2.05	1.11
30%	無	健全	2.53	2.28	1.11	健全	2.07	1.85	1.12
100%	無	降伏	1.92	1.67	1.15	降伏	1.63	1.48	1.10
100%	無	降伏	1.70	1.48	1.15	降伏	1.50	1.35	1.11
	有		1.65	1.40	1.18		1.37	1.24	1.10
100%	有	終局	1.56	1.27	1.23	降伏	1.30	1.15	1.13
125%	有	終局	1.40	1.15	1.22	終局	1.19	1.04	1.14
125%	有	終局	1.48	1.09	1.36	終局	1.20	1.03	1.17

\* 応答塑性率と設計上の降伏、終局塑性率の大小関係から分類した試験体の損傷状態（図 4 参照）

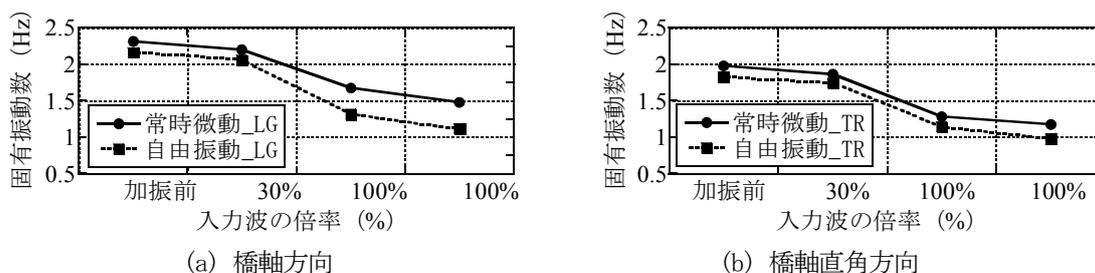


図 10 加振に伴う試験体 C1-1（1970 年代の基準に準拠）の固有振動数の低下

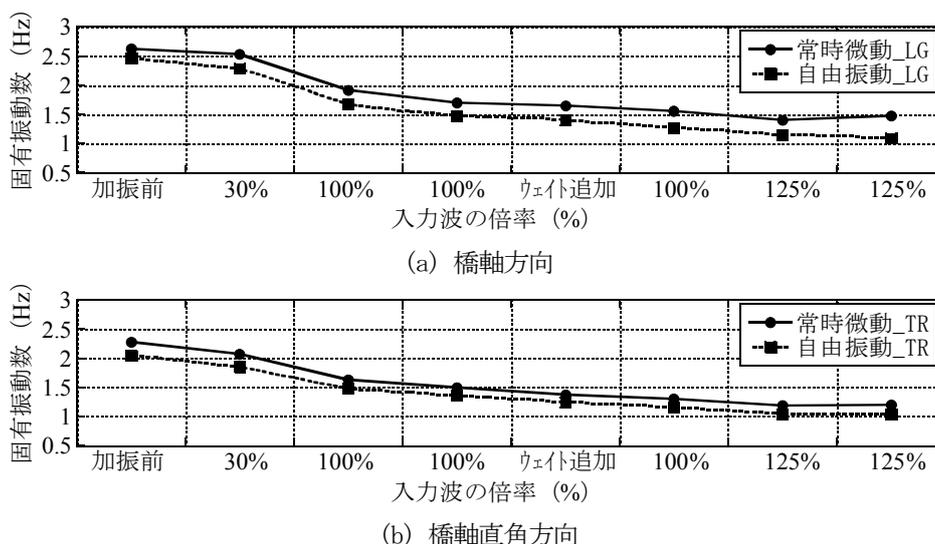
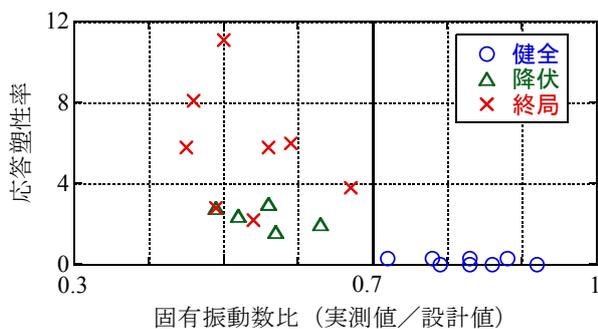


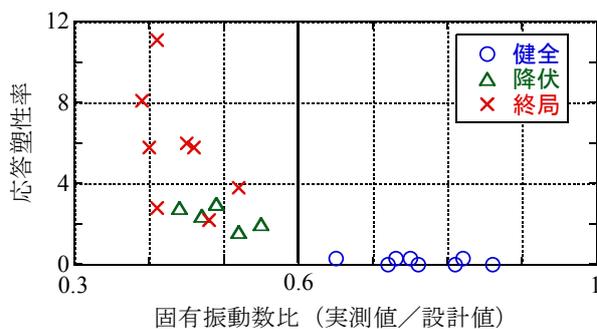
図 11 加振に伴う試験体 C1-5（現行基準に準拠）の固有振動数の低下

している場合、振動レベルの違いに伴う支承での摩擦力の違いがこのような振動振幅依存性に寄与した可能性がある。特に、橋軸方向においては、桁一端部支柱間で可動支承を用いており（図 3 参照）、ここでの摩擦力は、

自由振動の場合に比較して常時微動の場合のように静止状態に近いほど顕著となる<sup>16)</sup>ため、橋軸方向においてより顕著に振動振幅依存性が現れたのではないかと推察される。

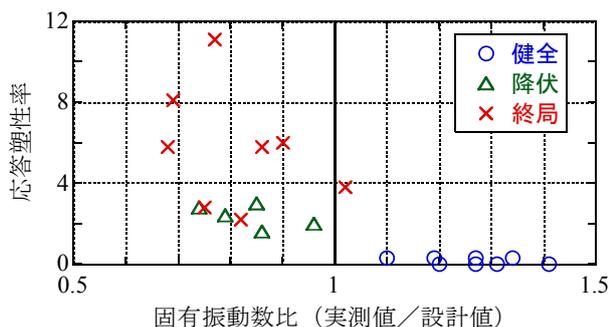


(a) 常時微動データを用いた場合

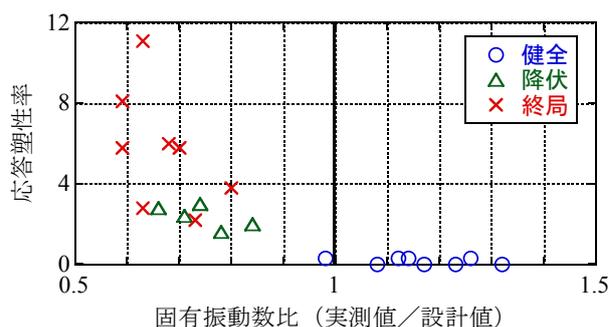


(b) 自由振動データを用いた場合

図 12 全断面有効剛性に基づく設計値を基準とした固有振動数比と損傷状態の関係



(a) 常時微動データを用いた場合



(b) 自由振動データを用いた場合

図 13 降伏剛性に基づく設計値を基準とした固有振動数比と損傷状態の関係

#### 4. 設計上の固有振動数を基準とした損傷評価

本章では、耐震設計で想定された試験体の固有振動数（表 2 参照）と各状態における実測の固有振動数の関係を把握し、その固有振動数比（実測値/設計値）から耐震実験による試験体の損傷状態を判別可能であるかという観点で考察する。ここで、全断面有効剛性は、設計上の緒元から弾性計算で容易に算定することができ、これによりひび割れが生じていない理想的な状態での固有振動数を試算できる。本研究のような実大の RC 橋脚試験体において、各損傷状態での実測の固有振動数とこのような簡便な試算値との関係を把握しておくことは重要である。また、降伏剛性は、図 4 に示した設計上の荷重-変位曲線における原点と初降伏点を結んだ剛性であり、これに基づく固有振動数は、健全と降伏の 2 つの状態を判別する目安になると考えられる。

図 12 は、耐震設計上の損傷状態の指標である応答塑性率を縦軸に、全断面有効剛性による固有振動数に対する実測の固有振動数の比を横軸にして、試験体 C1-1 および C1-5 の全加振ケースにおける関係をプロットした結果である。ここでは、常時微動、自由振動を用いた結果をそれぞれ分けて示しており、塑性率により分類した健全、降伏、終局の 3 つの状態をそれぞれ○、△、×で示した。なお、ここには加振前の状態での関係もプロットしており、その時の応答塑性率は 0 としている。これによると、常時微動の場合、横軸の固有振動数比が 0.7

以下の場合には試験体は健全と分類されており、0.7 以下の場合には降伏と終局と分類されたケースが混在している。自由振動でも同様な関係が得られているが、健全と降伏(または終局)の境界が 0.6 付近となっており、常時微動の場合よりも 0.1 程度小さくなっている。これは、前述したように、振動振幅依存性により常時微動による固有振動数の方が自由振動数の場合より全体的に大きくなったためである。

降伏剛性による算定値を用いた固有振動数比を横軸とした場合（図 13）では、この固有振動数比が 1 以下の場合には、ほとんどのケースで、降伏または終局となっており、降伏剛性による固有振動数を基準とすることで、健全、非健全（降伏または終局）の 2 つの状態を判別できそうである。ただし、前述の通り、常時微動を用いた場合には振動振幅依存性により固有振動数が自由振動の場合に比較して全体的に大きくなり、この固有振動数比が 1 を上回る場合でも終局と判定されたケースがあることに注意が必要である。

以上から、常時微動のような人為的な加振を必要としない微小振動を用いた場合でも、設計上の固有振動数を基準とすることで、目視では判別し難い損傷を検知できる可能性がある。しかし、検知された損傷の程度を評価することは、今回の結果を見る限りでは難しいと言わざるを得ない。また、振動レベルが小さいほど、実測の固有振動数は大きめの値となるため、損傷基準を設定する際には、その点を配慮する必要がある。

## 5. まとめ

本研究では、E-Defense で行われた実大橋梁耐震実験における RC 橋脚試験体（柱基部曲げ破壊先行型）を対象として常時微動計測を実施し、地震損傷評価の観点から考察を行った。得られた知見は以下の通りである。

1) 耐震実験による試験体の損傷状態を、応答塑性率と設計上の基準塑性率の関係から、健全、降伏、終局の3段階に分類した。終局と分類された場合、コンクリートの剥離など顕著な損傷が生じたのに対して、健全または降伏と分類された場合、目視で確認できるのはひび割れだけであった。ひび割れは応答塑性率が大きいほど著しくなるが、視覚的な情報だけで鉄筋の塑性化などを伴った損傷であるかを判断することは容易ではない。

2) 常時微動モニタリングによって損傷進展に伴う試験体の固有振動数の低下現象を検出し、その傾向が自由振動試験による結果と概ね一致することを確認した。ただし、振動振幅依存性の影響により常時微動による試験体の固有振動数の値そのものは、自由振動の場合よりも全体的にやや大きくなった。

3) 耐震設計で仮定された試験体の固有振動数の理論値と常時微動モニタリングで得られた実測値との関係から、上記1) の分類のうち健全と降伏の2つの状態を判別できる可能性を示した。このことから、重要構造物などで目視による判別が難しいレベルの損傷状態を評価したい場合には、人為的な加振を必要としない常時微動の利用が有効であると考えられる。

## 謝辞

本文は、電力中央研究所と防災科学技術研究所の共同研究「実大橋梁耐震実験における長期振動モニタリングに関する研究」の成果の一部をまとめたものである。本研究の実施に際しては、防災科学技術研究所に設置された橋梁耐震実験研究実行部会（委員長：東京工業大学、川島一彦教授）の委員各位にご協力を頂いた。また、実験に関する詳細な情報は、前防災科学技術研究所の右近大道氏にご提供頂いた。ここに記して深く謝意を表す。

## 参考文献

- 1) Housner, G. W., et al.: Special Issue: Structural Control: Past, Present and Future, Journal of Engineering Mechanics, ASCE, Vol. 123, No. 9, 1997.
- 2) Rens, K. L., Wipf, T. J., and Klaiber, F. W.: Review of Nondestructive Evaluation Technique of Civil Infrastructure, Journal of Performance Constructed Facilities, ASCE, Vol. 11, No. 4, 1997.

- 3) 土木学会：橋梁振動モニタリングのガイドライン，構造工学シリーズ 10，2000.
- 4) 関雅樹，水谷健太，中野聡，西村昭彦：兵庫県南部地震によるラーメン高架橋の振動特性に関する考察，土木学会論文集，No. 550/V-33, 1996.
- 5) 関雅樹，西村昭彦，佐野弘幸，中野聡：RC ラーメン高架橋の地震時損傷レベルの評価に関する研究，土木学会論文集，No. 731/I-63, 2003.
- 6) 小林寛，運上茂樹，加納匠：加速度センサを用いた道路橋の地震時被災度判定手法の開発，土木学会地震工学論文集，Vol. 28，2005.
- 7) Petters, B., and De Reock, G.: One year monitoring of the Z24 Bridge: environmental effects versus damage events, Proceedings of the 18th International Modal Analysis Conference, San Ansonio, TX, 2001.
- 8) 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.
- 9) 金澤健司，小川浄，矢花修一，宮住勝彦：超高鉄筋コンクリート造煙突の振動特性の日変動，日本建築学会構造系論文集，第 568 号，2003.
- 10) 上半文昭，目黒公朗：微動測定を利用した地震時構造物損傷度検査手法に関する実験的研究，第 11 回日本地震工学シンポジウム論文集，2002.
- 11) 右近大道，梶原浩一，川島一彦：E-Defense を用いた大型橋梁耐震実験計画，土木学会地震工学論文集，Vol. 29，2007.
- 12) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，2002.
- 13) Kawashima, K., Sasaki, T., Kajiwara, K., Ukon, H., Unjoh, S., Sakai, J., Takahashi, Y., Kosa, K. And Yabe, M.: Seismic Performance of a Flexural Failure Type Reinforced Concrete Bridge Column Based on E-Defense Excitation, Journal of Structural Engineering/Earthquake Engineering, JSCE, Vol.65, No.2, 2009.
- 14) 佐々木智大，川島一彦，松崎裕，右近大道，梶原浩一：E-ディフェンスを用いた現行基準で設計された RC 橋脚の破壊特性に関する検討，第 12 回地震時保有水平耐力法に基づく橋梁等構造物の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，2009.
- 15) 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物の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，2009.
- 16) 高橋良和，植田健介，右近大道：大型橋梁耐震実験における滑り支承の動摩擦係数測定とその特性，第 12 回地震時保有水平耐力法に基づく橋梁等構造物の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，2009.

(2009 年 9 月 24 日受付)