

鉄筋コンクリート橋脚の被災度評価法に関する一検討

建設省土木研究所 正会員 足立 幸郎
同 上 正会員 近藤 益央
同 上 正会員 運上 茂樹

1. はじめに

兵庫県南部地震において多くの土木構造物が未曾有の被害を受けた。道路構造物においても橋脚柱部の被災をはじめとして、上部構造、支承構造、基礎構造に多くの被害が生じた。これら被災の調査および判定にあたっては、目視による調査が行われ被災パターンやその程度から5段階の被災度に区分され、その後の復旧活動に役立てられた。しかしながら、被災調査および被災度の判定にあたっては、目視による被災度調査に頼るため画一的でかつ定量的な被災度判定が困難であったこと、地中部に位置する橋脚基部および基礎構造物に対する有効な被災度調査法が整備されていなかったことなどが指摘された。したがって被災構造物を目視だけでなく定量的な被災度判断が出来る手法の開発や、目視調査が不可能な部位に対する被災度調査法および被災度判定法が望まれている。¹⁾

橋梁構造物の損傷調査や健全度調査においては、目視調査結果に基づく評価法が多く用いられているが、振動性状の変化によって評価を行うことが近年試みられてきている。特に上部構造の健全度評価において振動性状の変化に着目した研究事例が多い。西村ら²⁾は、鋼桁橋を対象として主桁、横桁、対傾構、支承等橋梁構成部材に模擬損傷を与えたときにおける曲げ剛性の変化を実験的に明らかにし、低次振動だけでなく高次振動も含めた振動性状の変化により損傷を特定することが可能であることを示した。実橋における振動特性の変化により損傷度推定を試みた事例として、島田ら^{3)、4)}や阪神高速道路公団⁵⁾の研究がある。島田らは、取り壊しが予定されているプレストレストコンクリート橋に対し、破壊に至るまでの桁の鉛直載荷実験を行い、その前後の振動特性を計測することによって、損傷程度と振動特性との関係性を評価し、振動特性の変化による橋梁の耐久性評価の可能性について論じている。阪神高速道路公団では、取壊しが予定されていた高速道路入路鋼I桁橋を利用し、鋼I桁にフランジ一部切除等人工的に損傷を与えた場合における全体系の固有振動の変化について実験的に検討し、大きな損傷がある場合には固有振動数の変化による損傷推定が有効であることを示した。

平澤ら⁶⁾、古澤ら⁷⁾は、このような振動特性の変化による損傷度調査手法を、橋脚柱部の地震被災調査に応用するための基礎的研究を行っている。平澤らは、普通コンクリート、高強度コンクリート、鋼繊維補強コンクリートを用いた高橋脚モデルについて、損傷過程と固有振動数および減衰定数など自由振動試験から得られる振動特性の変化との関係を調べ、減衰定数よりも固有振動数の変化を用いた損傷推定が有効であることを示し、固有振動数の変化による鉄筋コンクリート橋脚の損傷推定法を提案している。古澤らは、さらにランダム波入力を受けた場合の鉄筋コンクリート橋脚の損傷に着目し、固有振動数および減衰定数の変化の特徴を擬動的載荷試験および振動台による鉄筋コンクリート橋脚の地震応答実験を行い、載荷または加振による最大応答変位と、初期剛性、減衰定数、固有振動数等の自由振動試験から得られる振動特性の変化を計測し、地震波のようなランダム加振状態においても振動特性の変化による損傷度推定が有効であることを示している。実橋においてこの手法を用いた事例も多い。加藤ら⁸⁾は、橋梁下部構造の補強に伴う橋梁の振動特性の変化について研究を行っている。西村ら⁹⁾は兵庫県南部地震において被災した山陽新幹線構造物の被災度診断において振動特性の変化による健全度判定を実施している。山崎ら¹⁰⁾は、橋脚柱部に人

キーワード：鉄筋コンクリート橋脚、被災度診断、振動特性、振動台実験

連絡先： 〒305-0804 茨城県つくば市旭1番地 TEL:0298-64-4966 FAX:0298-64-4424

工的に損傷を与えたときの、橋梁の振動特性の変化を実験的に調査している。

これら既往の研究の対象は、耐久性からみた損傷評価、または地震被災に対しても塑性変形量が塑性率にして2～4程度といった領域で研究を行ったものが多い。しかしながら、兵庫県南部地震以降、橋脚のねばり強さつまりじん性を求めた設計法が積極的に採用される現在においては、大変形を受けた橋脚の損傷評価について検討を行う必要がある。大変形を受けた橋脚柱部材の被災度評価として振動性状の変化に着目した研究として下野ら¹¹⁾の研究があるが、まだデータが豊富に蓄積されている状態とは言えない。

ここでは、振動特性による道路橋脚の損傷度評価のデータ蓄積を図るため、振動台実験によって損傷を与えた鉄筋コンクリート橋脚模型の振動特性の変化について実験的検討を行った。ここでは、その結果について報告するものである。

2. 鉄筋コンクリート橋脚模型を用いた振動台実験

一般に、鉄筋コンクリート橋脚が地震により被災を受けた場合、ひびわれが発生し、曲げ剛性が低下する。さらに大きな被災を受けた場合は、かぶりコンクリートの剥落および主鉄筋の座屈損傷に至る。被災復旧においては、このような鉄筋コンクリート部材が受けた被災度を推定し、応力履歴や損傷後の残留耐震性能を評価する必要がある。現在は目視結果に基づく被災度評価法に基づいた評価が行われているが、より定量的に被災度を表現する指標として振動特性を考え、その有効性について検証するため鉄筋コンクリート橋脚の被災度と振動性状の変化との関係について実験的検討を行った。なお本実験は、免震支承を有する鉄筋コンクリート橋脚の振動特性に関する実験の一部として行っている。

図1に振動台実験の供試体形状、設置状況および加振装置を示す。鉄筋コンクリート模型供試体は振動台の中央に固定し、ウェイトを有する長さ約5mの2連の単純桁を支持する構造となっている。供試体と上部構造はピン構造で連結し、上部構造の両端はローラー支承で鋼製の端橋脚上に支持されている。したがって、本装置は基本的に橋軸方向にのみに加振される。上部構造重量は395kNとした。なお、本実験は免震支承を有する鉄筋コンクリート橋脚の地震時挙動について検討するため、免震支承を鉄筋コンクリート橋脚天端上に設置し、支承を介して上部構造と結合させている。図2に、鉄筋コンクリート模型供試体およびその配筋状況について示す。本橋脚は特定の道路橋脚を想定したものではないが、一般的な道路橋脚の1/4縮尺程度を想定し、形状は60cm×60cm×270cm（免震支承下面までの高さ）とした。主鉄筋として、SD295-D13鉄筋を28本配置し、帯鉄筋にはSD295-D6鉄筋を40mm毎に配置している。主鉄筋比(ρ_l)として約1%、帯鉄筋比(ρ_s)として約1%を配置していることとなり、一般的な都市内道路高架橋脚での主鉄筋比および帯鉄筋比とほぼ一致していることがわかる。使用材料強度について表1に示す。

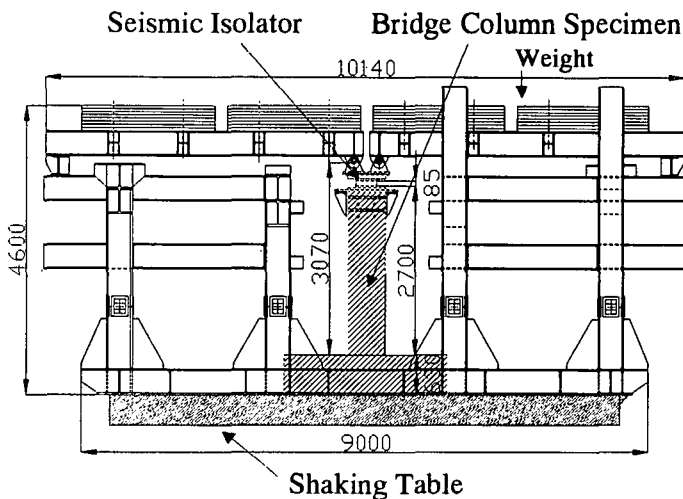


図1 実験概要図

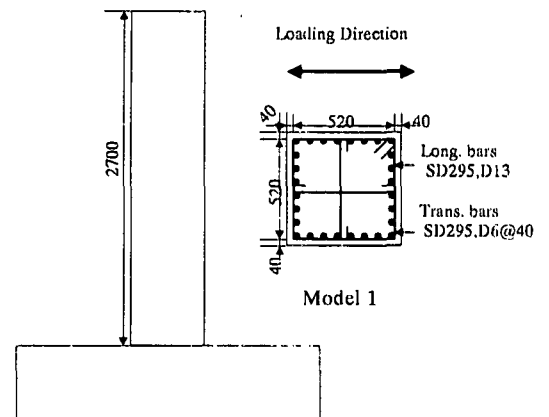


図2 供試体形状

なお、本供試体はコンクリートおよび鉄筋の実強度を考慮した鉄筋コンクリート橋脚模型の耐力を上部構造重量の約0.35倍となるよう設定している。

免震支承には鉛プラグ入積層ゴム支承（LRB）を用い鉄筋コンクリート橋脚模型の天端に設置した。免震支承の特性値については、図3に示す事前に行った性能特性試験から、1次剛性、2次剛性および降伏耐力を決定した。支承の等価剛性を橋脚の降伏時における剛性とし、橋脚の降伏剛性と合成剛性をシステム全体の等価1次剛性とした。この場合のシステム全体の固有周期¹⁾は約0.66秒である。なお、図4に橋脚の荷重変位関係および免震支承の荷重変位関係を示す。

表1 使用材料の強度

使用材料	試験時強度/降伏強度	終局強度
コンクリート	33.4 N/mm ²	—
SD295A D13	373 N/mm ²	513 N/mm ²
SD295A D6	446 N/mm ²	564 N/mm ²

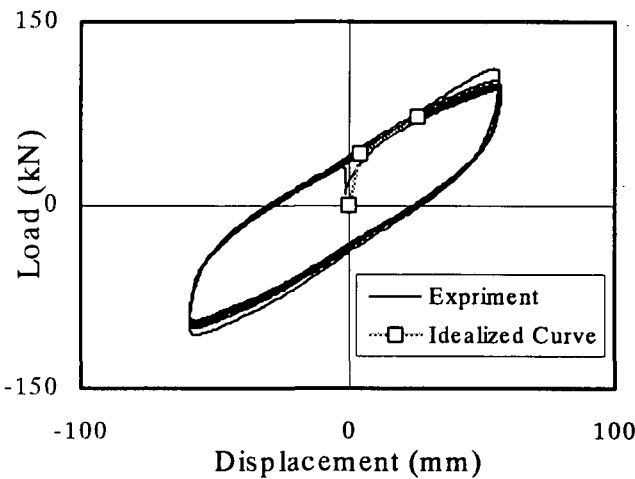


図3 免震支承の荷重-変位関係

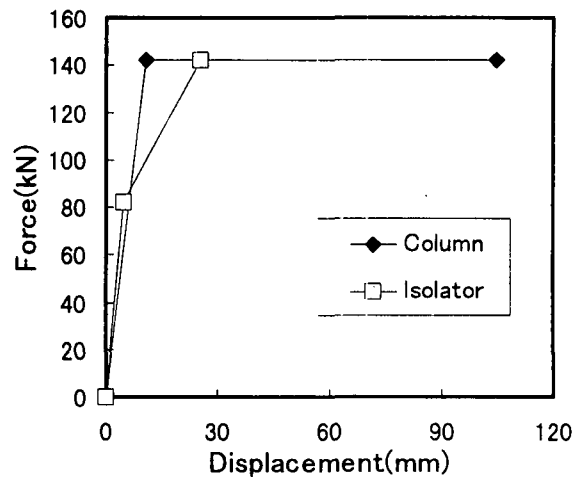


図4 免震支承と橋脚の荷重-変位関係

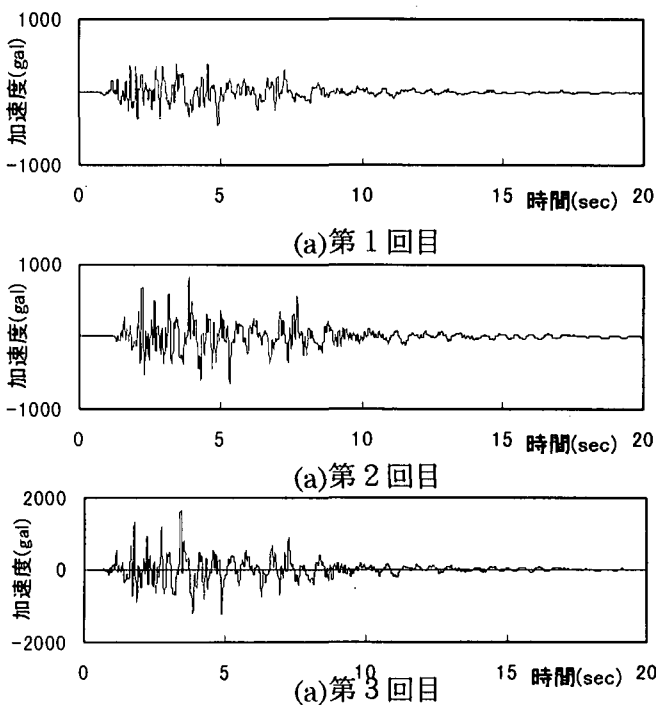


図5 加振波形

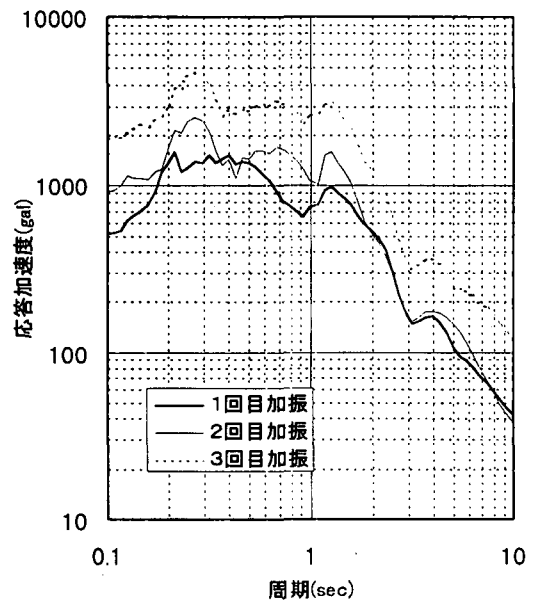


図6 加振波の加速度応答スペクトル

加振は水平1方向（橋軸方向）とし、入力地震波は道路橋示方書に示されるⅡ種地盤におけるタイプⅡ地震動の応答スペクトルに適合するよう振幅調整したⅡ-Ⅱ-1地震動^{1,2)}を用いた。時間軸については、応力度を同一とした場合の相似則を適用し、50%に圧縮して用いた。加振は3回行った。第1、2回目加振時には、加速度倍率を等倍、第3回目加振時には加速度倍率を2倍にして行った。実際に加振された振動台上での加振加速度波形を図5に、および加速度応答スペクトルを図6に示す。これらの図からわかるように、振動台の制御の関係から3波の特性は大きく異なっているが、ほぼ加振回数の増加にしたがって本供試体の等価固有周期付近では大きな地震力が作用したことがわかる。

3. 加振結果と橋脚の損傷状況

図7～12に、加振によって得られた橋脚模型の荷重-変形曲線、または各加振後において供試体に発生した損傷状況を示す。

橋脚天端に作用した荷重つまり上部構造慣性力の算定にあたっては、上部構造重量に上部構造に作用した加速度を乗じたものと、橋脚梁部重量に橋脚柱部重量の半分を加算した重量に橋脚梁部に作用した加速度を乗じたものとを加算して求めている。これは、システム全体系の変形が1次の変形モードによって変形していると仮定して求めていることになる。橋脚の変形量は橋脚天端と振動台との相対変位を用いている。

第1回目の加振においては、橋脚に最大約50mmの水平変位が発生していることがわかる。計算上の降伏変位が約11mmであることから、応答塑性率として約5程度の損傷を受けていることがわかる。これに対応する外的損傷をみた場合、若干のクラックが発生しているが大きな損傷は見られない。このように塑性率が約5に至る被災を受けた橋脚の損傷が小さかった理由としては、本供試体の道路橋示方書地震時保有水平耐力法に示されるタイプⅡ地震動に対して定義される終局変位（かぶりコンクリート考慮状態）は約105mmであり、第1回目加振においては終局に至る変位に至っていないこと、帯鉄筋による主鉄筋の拘束が十分になされていたこと、さらに大変位に至る載荷回数が比較的少なかったことなどが考えられる。

第2回目の加振においては塑性率として約4程度、および第3回目加振時には入力加速度を倍増させたため、塑性率として約11と大きな応答変位が生じた。外的損傷は加振の進行とともに若干ひびわれが多く見られる傾向にあるが大きな変化ではない。第3回目加振時の橋脚の荷重-変形特性でも、大きなエネルギー吸収が行われていることがわかる。

以上のように、今回の実験においては塑性率が10程度の損傷であっても、大きな外的損傷は確認されなかった。

4. 橋脚の損傷進行と振動特性の変化

本実験においては、橋脚の損傷進行と振動特性の変化との関係を実験的に確認するため、加振前および各加振後に振動特性を測定した。振動特性の測定に関しては、既往の研究の多くは砂袋等による打撃によって自由減衰振動を発生させ、その振動特性から固有周期および減衰定数を算定しているものが多い。しかしながら、今回の実験においては振動台上に載荷治具を搭載したまま測定する必要があった。したがって、砂袋等による打撃によって振動特性の計測を行うのではなく、振動台に微小加速度のランダム波を入力し、その応答加速度のパワースペクトルおよび伝達関数を用いて、固有振動数の推定およびハーフパワー法による減衰定数の推定を行った。ランダム波加振の最大加速度は5ガルとした。なお、本実験は免震支承を有する鉄筋コンクリート橋脚供試体の振動台実験の一部として行っているため、設置した免震支承の振動特性が本測定に大きな影響を及ぼさないよう支承部を板厚12mmの鋼板4枚をボルト止めすることによって支承を固定し、免震支承の影響を排除した測定も行った。しかしながら、鋼板によって支承の影響を完全に除去することができず、結果的に半固定的な状態であった。このことは以下に示す。

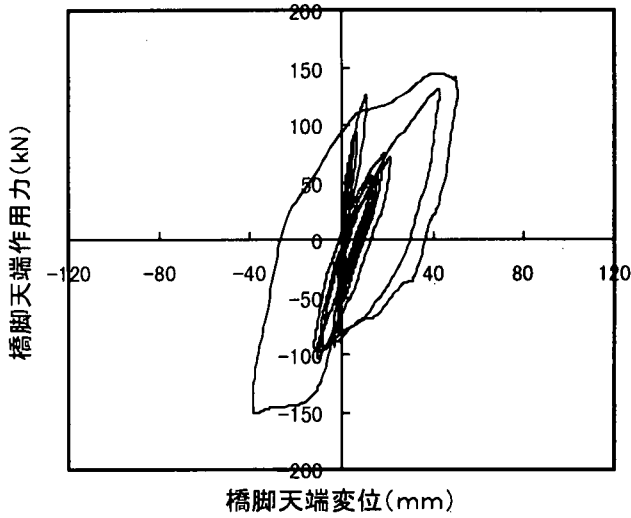
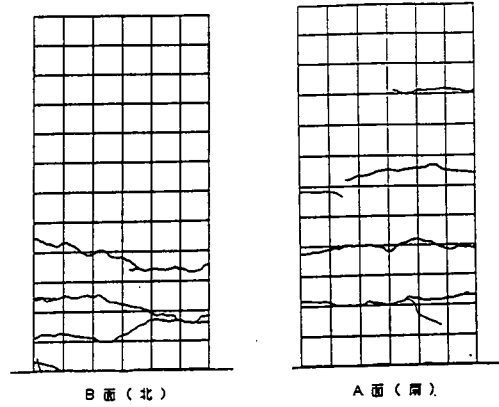


図7 第1回目加振における橋脚の荷重変形特性



(加振方向両側面)
図8 第1回目加振における橋脚のひびわれ

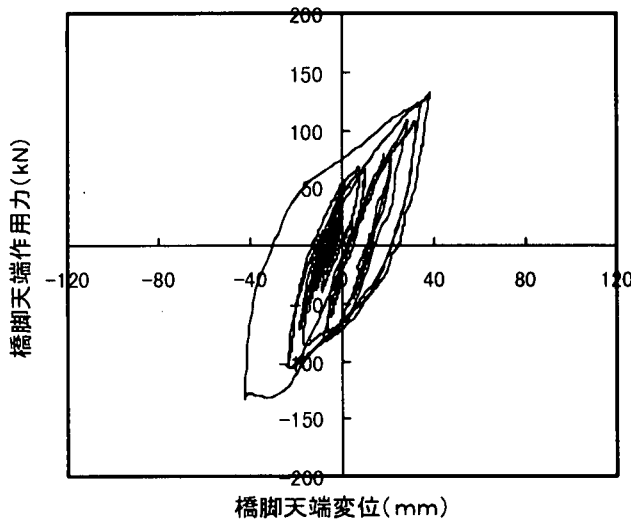
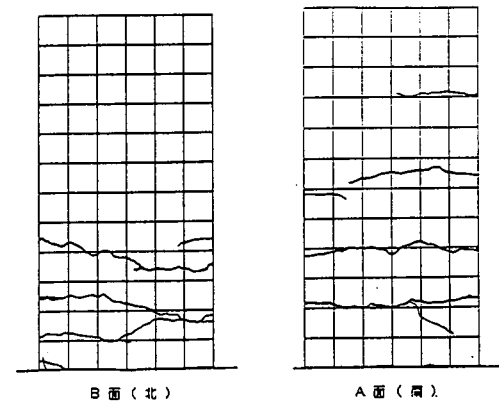


図9 第2回目加振における橋脚の荷重変形特性



(加振方向両側面)
図10 第2回目加振における橋脚のひびわれ

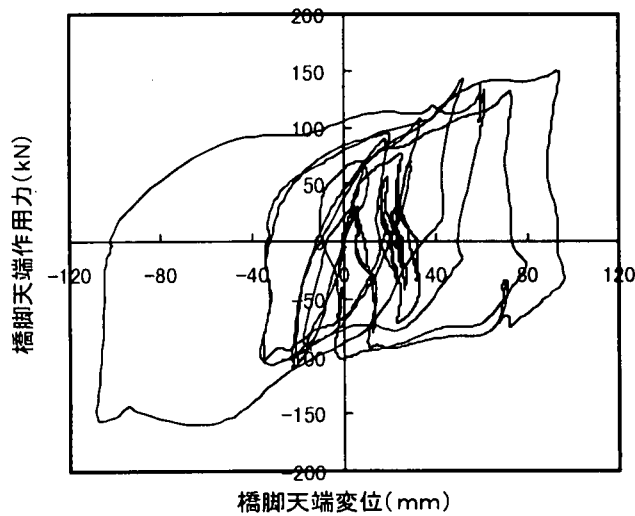
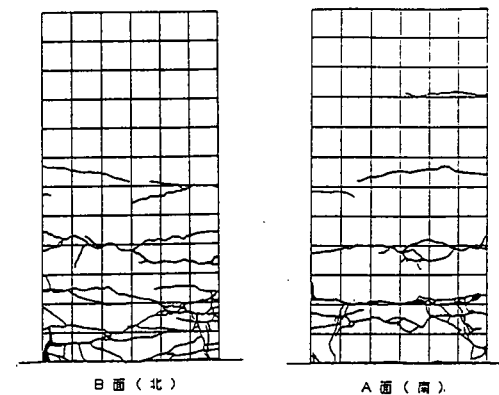


図11 第3回目加振における橋脚の荷重変形特性



(加振方向両側面)
図12 第3回目加振における橋脚のひびわれ

図 13 および図 14 に、橋脚天端での応答加速度のパワースペクトルによって推定された振動特性、および振動台－橋脚天端間の伝達関数によって推定された振動特性を示す。免震支承の条件は、固定時および有効時の 2 つのケースについて示している。ここには示していないがパワースペクトル上には明確な卓越したピークが見られるが、伝達関数による場合は卓越したピークが見られなかった。そのため、伝達関数を用いた固有振動数の算出の場合にはパワースペクトルで求められた固有振動数付近で確認されるピークの振動数を伝達関数から求まる固有振動数とした。なお、減衰定数については各々対象とするピークに対してハーフパワー法を用いて推定を行った。このように推定された振動特性についてまとめると以下のとおりとなる。

減衰定数に関しては、加振前に比較して加振回数を重ねるにつれて減衰定数が増加する傾向にある。また、伝達関数によって推定される減衰定数はパワースペクトルから推定されるそれに比較して、大きい傾向にある。一方固有振動数については、第 1 回目の加振前後において大きな変化が見られたが、その後第 2 回目および第 3 回目は加振回数を増加させても大きく変化はしていない。支承の固定条件の変化による差は、加振前においては、その差が顕著に固有振動数の差として確認されたが、加振回数を経るにしたがいその差は小さくなっていることがわかる。これは、橋脚の損傷の進行にともない、橋脚の剛性が免震支承の剛性より小さくなっているためと考えられる。また、減衰定数については、加振の有無に関わらずその差は小さい。このことは、免震支承は微小振幅振動時においては減衰性を発揮していないものと考えられる。

図 15 に、橋脚天端加速度記録のパワースペクトルによって推定された減衰定数と橋脚の最大応答塑性率との関係を示している。第 2 回目の加振後の記録から推定された減衰定数を除けば、おおむね最大塑性率の増加にしたがって減衰定数が大きくなる傾向にあることがわかる。振動台－橋脚天端間の伝達関数の結果によっても同様な傾向が確認されている。減衰定数の変化における支承の固定条件の有無の影響については、第 2 回目加振の推定減衰定数を除き、大きな変化は見られない。

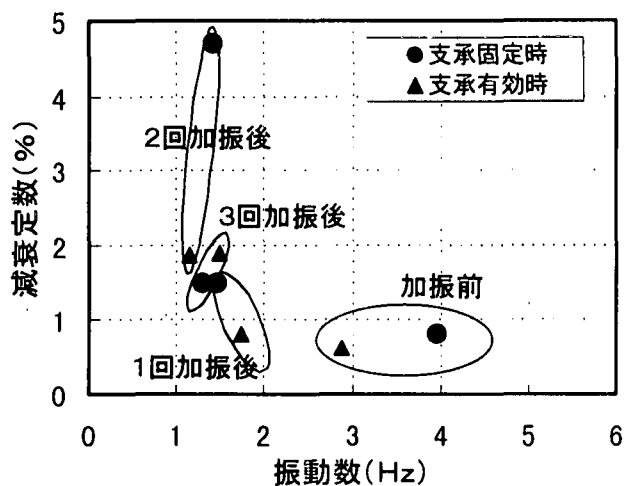


図 13 パワースペクトルによって推定された振動特性の変化

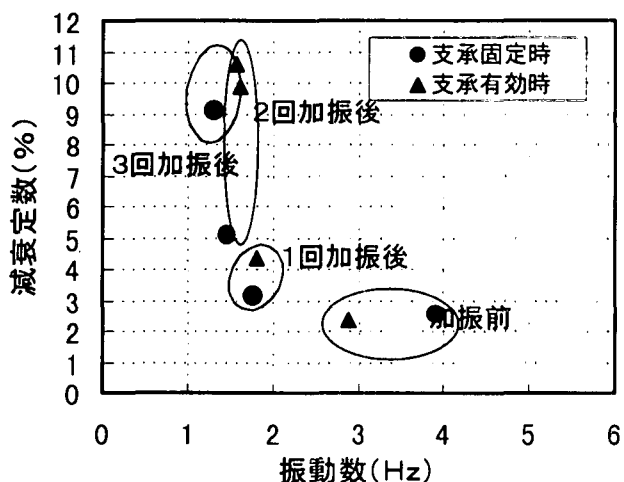


図 14 伝達関数によって推定された振動特性の変化測定

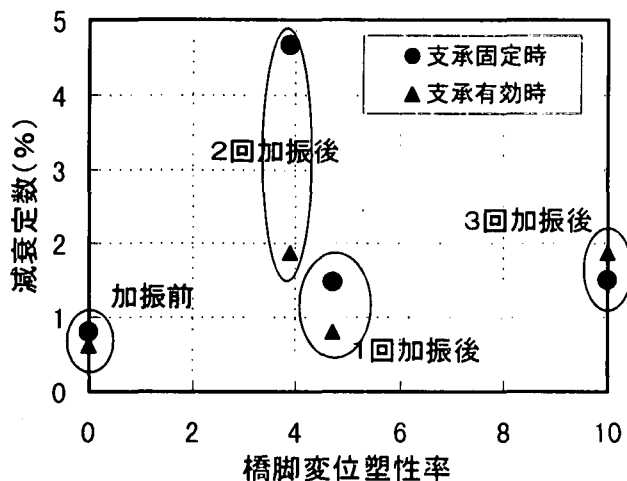


図 15 橋脚最大応答塑性率と減衰定数の関係 (橋脚天端加速度パワースペクトルより推定)

図 16 には橋脚天端加速度から推定された固有振動数の変化と橋脚天端の最大応答塑性率との関係を示す。橋脚最大応答塑性率が大きい領域においては、固有振動数が加振前と比較して大きく変化していることがわかる。また、今回の実験では第 1 回目の加振で塑性率 4 以上の大きな塑性変形を生じているが、橋脚塑性率が 4 以上においては固有振動数の変化はほとんどみられないことがわかる。既往の研究では、橋脚がひびわれさらに引張鉄筋の降伏に至る過程において固有振動数の変化が大きく、それ以降においては振動数の変化が小さくなるとされているが、本実験においても同様の傾向が見られる。図中には、さらに計算により算出した橋脚の固有振動数の変化と橋脚塑性率との関係を示している。降伏以降の固有振動数の算定にあたっては、最大塑性変形時の橋脚の割線剛性と免震支承の 1 次剛性ととの合成剛性を用いて固有周期の算定を行っている。固有周期の算定においては、可動支承部である端橋脚部での摩擦抵抗等については無視した。図中には免震支承部が完全に固定されている場合、また支承が有効である場合の固有周期変化曲線を示している。なお、支承固定実験においては、支承を鋼板で固定したが、加振前の実験結果から固定度が小さかったと考えられたため、加振前の実験から得られた固有周期と合致する固定治具の見かけの剛性を算出し、その剛性を用いた固有周期の変化曲線も算定した。図中にはこれを半固定状態として示している。これらの計算曲線に共通の傾向としては、橋脚の塑性率が非常に大きい領域では算定される固有振動数はほぼ一定となることである。この傾向は実験結果とも一致する傾向である。

図 17 には、各加振時の荷重変位曲線から加振終了時の等価剛性を用いて固有周期を算定した結果を示す。また、図中には支承有効時にパワースペクトルを用いて算出した固有周期や図 16 で示した計算値を同時に示しているため、両者を比較することができる。図 17 の結果より、実験の荷重変形特性から算出した剛性を用いて算出した固有振動数は、図 16 で求めた免震支承有効時の計算値と非常によく整合を示すことがわかる。

このように、大きな塑性変形を受けた鉄筋コンクリート橋脚の被災度を振動特性の変化で評価する場合、減衰定数を用いて評価を行う場合はばらつきの影響が非常に大きい。固有振動数を用いて評価を行う場合は損傷の有無により明確な差が認められる。固有振動数の変化は、最大塑性変形時の橋脚の荷重-変形特性から求まる固有振動数ともほぼ一致することも確認された。しかしながら、塑性応答量が大きい領域においては固有振動数の変化は小さいことも確認された。したがって、このことに留意した損傷評価法を考える必要がある。

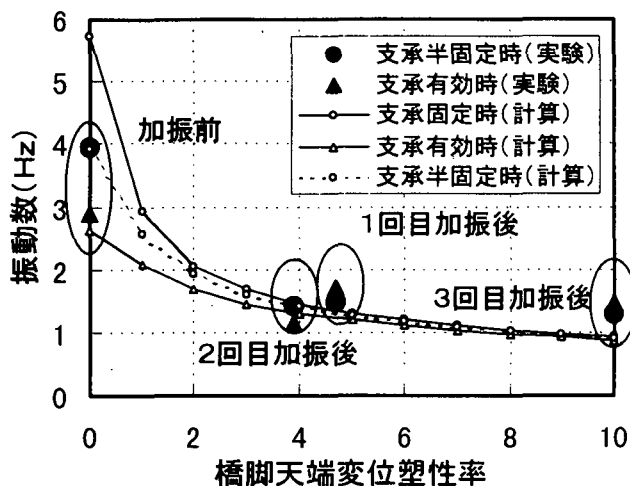


図 16 橋脚最大応答塑性率と振動数の関係
(橋脚天端加速度パワースペクトルより推定)

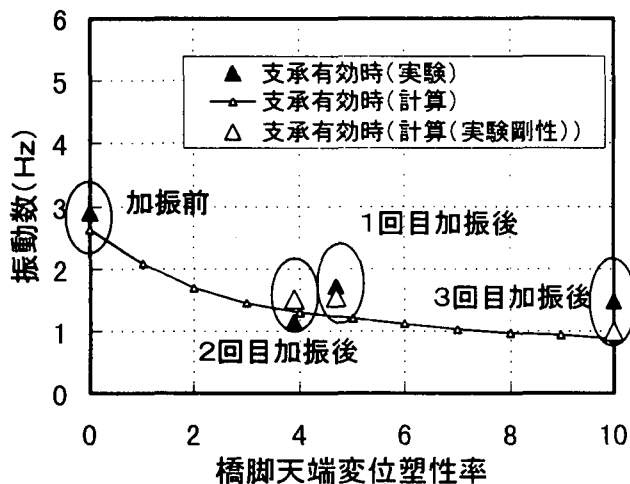


図 17 橋脚最大塑性率と地震波加振によって得られた剛性により算出した振動数計算値との関係

5. おわりに

本稿は、鉄筋コンクリート橋脚の被災度評価の一手法として従来から用いられている振動特性による評価手法が、鉄筋コンクリート橋脚が非常に大きな塑性変形を受けた場合にも適用可能であるか、実験により確認を行った。以下に、実験によって得られた知見を示す。

- ①本実験供試体では、塑性率にして約10を超える損傷を受けても、外見上の損傷はひびわれ程度であり、外見上の損傷で塑性変形の履歴を確認することは難しいことがわかった。
- ②振動特性による鉄筋コンクリート橋脚の被災度評価において、橋脚の最大塑性率と減衰定数は概ね比例の関係にあるが、減衰定数の推定においては大きくばらつきを伴う。
- ③固有振動数については明確に橋脚の塑性率の増加に伴って低下をする。したがって、振動数の変化によって被災度を把握することは非常に有効な手法として考えられる。しかしながら、今回の実験では最大塑性率が大きい場合、固有振動数には大きな変化が現れなかった。このため、固有振動数を用いた被災度推定においては、被災の有無程度の情報を得ることに利用することが実用的であると考えられる。

参考文献

- 1) 足立幸郎、関惟忠、西岡敬治：「阪神大震災における阪神高速道路の被災点検方法とその結果」、第21回日本道路会議、平成7年10月
- 2) 西村昭、藤井学、宮本文穂、加賀山泰一：「橋梁の損傷評価における力学的挙動の有効性」、土木学会論文報告集第380号、1987年4月
- 3) 島田静雄、加藤雅史、山田岩雄：「コンクリート構造物の老朽化と振動性状の変化」、コンクリート工学、Vol.20、No.7、1982年7月
- 4) 加藤雅史、高木保志、島田静夫：「P C 梁橋の破壊に伴う振動性状の変化に関する実験的研究」、土木学会論文報告集第341号、1984年1月
- 5) 阪神高速道路公団、(財)阪神高速道路管理技術センター：「旧梅田入路構造物に関する調査研究報告書」、平成4年3月
- 6) 平澤征夫、古澤誠司、伊藤和幸：「R C 高橋脚モデルの損傷過程と振動特性に関する実験的研究」、土木学会論文集、第372号/V-5、1986年8月
- 7) 古澤誠司、平澤征夫、伊藤和幸：「各種ランダム波形入力によるR C 高橋脚モデルの損傷」、土木学会論文集、第433号/V-15、1991年8月
- 8) 加藤雅史、高宮進、田中信治、二宮公紀：「橋梁下部工補強に伴う振動特性の変化の検討」、土木学会論文集、第428号/I-15、1991年4月
- 9) 西村昭彦、羽矢洋：「衝撃振動試験による山陽新幹線構造物の健全度評価」、基礎工、1996年9月
- 10) 山崎智之、三上修一、本間美樹治：「損傷付加による橋梁振動特性の変化」、土木学会第51回年次学術講演会論文集、平成8年9月
- 11) 下野一幸、渡辺忠明、佐藤勉：「鉄筋コンクリート部材の損傷評価に関する一考察」、土木学会第52回年次学術講演会論文集、平成9年9月
- 12) 日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する参考資料、平成9年3月