

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

関 雅樹¹・西村 昭彦²・佐野 弘幸³・中野 聡⁴

¹フェロー 工博 東海旅客鉄道株式会社 技術開発部 (〒485 - 0801 愛知県小牧市大山 1545-33)

²フェロー 工博 (株) ジェイアール総研エンジニアリング (〒185 - 8540 東京都国分寺市光町 2 - 8 - 38)

³正会員 工修 (株) ジェイアール総研エンジニアリング (〒185 - 8540 東京都国分寺市光町 2 - 8 - 38)

⁴正会員 (株) 福山コンサルタント 東日本事業部 (〒136 - 0071 東京都江東区亀戸 2 - 25 - 14)

地震により RC ラーメン高架橋が損傷した場合、損傷レベルに応じた復旧対策の決定および列車の適正な運転取扱いを定める必要がある。本研究では、構造物が損傷すると固有振動数が低下することに着目して、構造物の損傷レベル評価方法を提案する。東海道新幹線の標準的な RC ラーメン高架橋の 1/2 模型による交番載荷試験を実施し、損傷に伴う剛性の低下、および応答塑性率に応じた固有振動数の低下とを把握した。この結果、衝撃振動試験により固有振動数を把握し、損傷の有無の評価が可能であることを報告する。また、固有値解析による部材の剛性の低下率と、プッシュオーバーアナリシスによる部材の塑性率から、損傷レベルを評価する合理的な方法を提案する。なお、東海道新幹線品川駅新設工事の際不要となった実高架橋を使用して、提案した損傷レベル評価方法の合理性を確認した。

Key Words : earthquake damage, rigid frame bridge, ductility factor, natural frequency, dynamic percussion test

1. はじめに

1995 年 1 月 17 日に発生した兵庫県南部地震により山陽新幹線をはじめとして、東海道新幹線、東海道本線、阪急神戸線・伊丹線、阪神本線などの鉄道で被害を受けており、倒壊・落橋したものは 8 土木構造物に多くの被害を受けた。山陽新幹線は新大阪～姫路間箇所であった。RC ラーメン高架橋の被害形態は主として、柱部材上下端の破壊により、上床スラブの落下や桁の落橋に至ったものである。東海道新幹線においても京都～新大阪間の高槻地域において RC ラーメン高架橋の柱の一部にひびわれ等の被害が発生した¹⁾。

地震により構造物に被害が発生した場合、鉄道事業者は構造物の損傷レベルにより列車の運行可能等の判断を必要とする。従来は定性的に、地震時の損傷レベルはひびわれ幅やその形状およびかぶりコンクリートの剥離状況等の目視検査結果から判断していた。しかしながら、特に軸力下での RC 構造物の地震による損傷レベル評価に関しては、ひびわれが閉口していることが多く、目視による確認は困難である。したがって、定量的に正確に損傷レベルを評価する検査手法が必要であった。本研究の目的は、地震による RC ラーメン高架橋の損傷レベルの合理的な評価方法を確立することである。構造物にひびわれ等の変状が生じると、構造物の固有振動数は

低下することが知られている。そこで、固有振動数に着目して、現場において衝撃振動試験から固有振動数を把握することにより、構造物の損傷レベルを推定することは可能である。JR 東海では、東海道新幹線のコンクリート構造物の常時健全度評価方法として、1991 年より衝撃振動試験を採用している²⁾。また、洪水時における鉄道橋りょうの安定性確認時において、橋脚の洗掘量の推定に衝撃振動試験を活用している³⁾。

兵庫県南部地震発生後、JR 東海では、コンクリート構造物の健全度把握のために衝撃振動試験を被害地域において実施した。その測定固有振動数調査結果を用いて、著者らは衝撃振動試験により得られた地震前後の固有振動数によって、地震後の RC ラーメン高架橋の健全度を判定した。特に、被害を受けた RC ラーメン高架橋の地震前後における固有振動数の比較から、構造物に被害が生じると構造物の固有振動数が低下することを明らかにした。また、ラーメン高架橋の柱の剛性と地盤のばね定数に着目し、衝撃振動試験結果と数値解析結果から、RC ラーメン高架橋全体系の固有振動数低下の主な原因と考えられる柱の剛性低下および地盤ばね定数の低下の程度をそれぞれ明らかにする手法を提案した。さらに、柱の鋼板補強と地盤注入補修による対策後の固有振動数の測定結果から、被害を受けた RC ラーメン高架橋が補修・補強により健全性を回復したことを確認した。

研究成果を報告している⁹⁾。

一方、1999年には新しい「耐震設計標準」³⁾が制定された。「耐震設計標準」によれば、コンクリート構造物の損傷レベルは部材の応答塑性率（応答変位の降伏変位に対する比：以下単に塑性率という）で表される。そこで、固有振動数の低下度合いから部材の塑性率を推定することにより損傷レベルを推定する方法を提案する。

東海道新幹線のRCラーメン高架橋は標準設計にて建設されている。本研究では、損傷レベルと構造物の低下剛性比、つまり固有振動数の低下率との関係を把握する目的により、代表的な標準ラーメン高架橋の1/2の縮尺模型を作成して交番載荷試験を実施した。模型ラーメンに水平力を加えて、人為的に柱を損傷させ、塑性率とそのときの剛性低下を固有振動数の測定により確認する。固有振動数、剛性の低下率を試験結果と数値解析から確認し、塑性率に基づく地震時の構造物の損傷レベル評価方法を新たに提案する。この模型試験では、柱部材のみの損傷に着目しているが、これは、兵庫県南部地震による東海道新幹線のRCラーメン高架橋の被害が柱の上下端に集中し、はりには発生しなかったためである。また、提案する評価方法の合理性を検証するために、東海道新幹線品川駅の工事に伴って撤去されるRCラーメン高架橋を使用して、実橋交番載荷試験を破壊レベルまで実施した。

2. 地震時の損傷レベル評価に関するこれまでの研究

地震時のRC構造物、特に下部工の損傷レベル評価に関する過去の研究報告は多い。従来目視による損傷レベルの判定に対して、振動性状の変化による損傷レベル評価法がこれまで多く研究されている。

平澤らは模型試験から、RC橋脚の損傷レベルを減衰定数と固有振動数により推定可能か研究した。減衰定数の変化は変動が大きく定量化が困難であるが、固有振動数はよく説明できると報告している。また、固有振動数の初期値と終局変位時の固有振動数との差を基準とした相対低下振動数率を用いることにより、損傷レベルを判定する方法を提案した⁹⁾。古澤らは損傷過程において振動特性の変化を定量化することにより、より合理的な地震時の応答解析を可能とした。特に、3種類の実際の地震波を例として、擬似動的試験と振動台試験によるRC橋脚の地震応答実験を行った⁷⁾。加藤らは橋りょう下部工の補強に伴う橋りょうの振動特性の変化について研究している⁸⁾。これらの研究成果では、構造物の剛性変化は固有振動数または振動特性を把握することにて説明が可能であること、ならびに損傷レベルは塑性率で

示されることを明らかにした。しかし、これらの研究では、現場における固有振動数の測定方法および損傷レベルと塑性率との具体的な提案がなされていない。また、塑性率は4程度の変形での研究内容であった。

足立らは、塑性率10程度の大変位領域における振動特性の関係を把握するために模型試験体による振動実験を実施した。その結果、塑性率4程度の損傷の場合と同様に、固有振動数の変化を把握することによって損傷の有無は確認可能であることを報告している⁹⁾。また、同じく近藤らは模型試験体での振動実験により固有振動数から橋脚の損傷状況を評価している¹⁰⁾。下野らは、 $9\delta y$ までの大変形損傷状態を発生させるために、1/2RC柱模型による交番試験載荷試験を実施し、柱の損傷と固有振動数との関係を確認している。また、片持ち梁として自由振動の式により固有振動数を算出しているが、計算値は変位量が大きくなると実験結果に近似したが、いずれも大きな値を示した¹¹⁾。また、上半分は非線形構造解析である応用要素法(AEM)による数値解析結果から、RC構造物の地震時損傷評価判定基準作成の考え方を提案している^{12), 13)}。

しかしながら、これまでの研究では、損傷を受けた構造物の損傷レベルを具体的に構造物の部材単位まで把握し、補修・補強の復旧工事の程度が予測される損傷レベル評価までの研究成果とはなっていない。このため、現場実務者にとって必要な固有振動数の計測方法および具体的な損傷レベル評価に基づく復旧方法と適正な列車運転取扱いのための判断基準値を定める必要があった。

著者らは、これまで構造物が損傷すると固有振動数が低下することに着目した研究を実施している。RCラーメン高架橋について、線路直角方向の門型のばねマス系振動モデルを用いた固有値解析法により、衝撃振動試験により得られた全体系1次と柱部分系2次の実測固有振動数から高架橋柱の剛性と地盤ばね定数の評価を可能とした。そこで、東海道新幹線の標準高架橋ごとに、基礎の支持ばねと柱の曲げ剛性をパラメトリックに固有値解析を実施し、評価のためのノモグラム（早見表）を作成した。全体が剛性低下した場合と、上下1D区間（柱の幅D）のみが剛性低下した場合を想定するほか、地中梁の有無別に柱高さを変化させて、百数十種類のノモグラムを作成した^{14), 15)}。その結果、地震後に衝撃振動試験を実施することにより、RCラーメン高架橋柱の剛性と地盤ばね定数の低下度合いが推定可能とした。しかしながら、柱の曲げ剛性の低下量と損傷レベルの評価との関係は明確でなく、絶対的な評価を行うための指標を作成することが課題であった。

ところで、著者らが着目した柱の部分2次固有振動数は、実橋で測定・分析された複数の卓越振動数の中から

的確に同定する必要がある、その同定方法を明確化する必要が生じていた。そのため、実 RC ラーメン高架橋を使用した強制振動試験、並びに衝撃振動試験を模擬した時刻歴応答解析を実施することで同定方法の提案・検証を行った¹⁶⁾。さらに、東海道新幹線の品川駅新設工事で撤去される実 RC ラーメン高架橋を使用して、人工的に柱の断面欠損を段階的につくり、柱の断面 2 次モーメントの低下量と、実測固有振動数から評価される曲げ剛性低下量との比較を行った。その結果、解析値と実測値が概ね一致したため、解析手法の有効性が確認できたことを報告している¹⁷⁾。

これまでの著者らの衝撃振動試験の研究により、RC ラーメン高架橋の固有振動数の把握が可能である。また、地震時の構造物の損傷レベルは塑性率で表される。したがって、衝撃振動試験により把握される固有振動数の低下度合いと塑性率との関係から損傷レベルを推定する手法を提案する。

本研究内容は、地震後の固有振動数を衝撃振動試験により計測し、その値を用いて構造物の低下剛性比から塑性率を推定する関係式の提案である。また、RC ラーメン高架橋の全体系での損傷レベルの評価にとどまらず、柱部材単位までの損傷レベルを評価することが特徴である。

3. 衝撃振動試験による損傷レベル評価

鉄筋コンクリート部材が軸圧縮力の作用下で水平力を受け、曲げ破壊モードとなる RC 部材の荷重-変位曲線の包絡線を図-1 に示す。「耐震設計標準」では、この荷重-変位曲線の包絡線の各折れ点に対して、部材の状態とその後の補修工法と関連付け、部材の損傷レベルを 4 段階で与えている。すなわち、損傷レベル 1 は B 点までの変位、損傷レベル 2 は C 点までの変位、損傷レベル 3 は D 点までの変位、損傷レベル 4 は D 点以降の変位と定められている。

コンクリート部材は、変形、特に降伏以降の変形の大きさによって剛性が低下する。部材の剛性を原点と各変位点とを結ぶ勾配と考え、変形が大きくなるに従って、剛性は低下することになる。一方、構造物の固有振動数は構造物の質量とその復元力で表される。構造物の柱等が大きな損傷を受けても構造物の質量はほとんど変化しない。したがって、損傷が大きくなり剛性が低下すると、固有振動数は低下することになる。このため、構造物の固有振動数から、構造物の剛性低下が把握可能となる。

構造物の固有振動数の計測は衝撃振動試験による。この衝撃振動試験は固有振動数および振動モードを計測

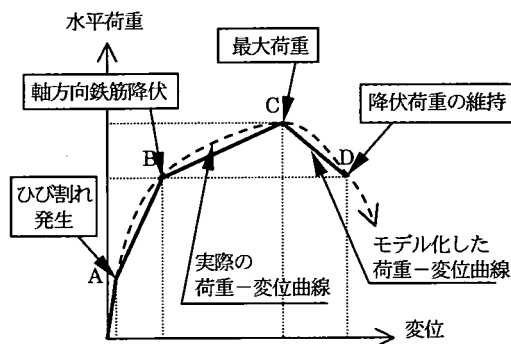


図-1 鉄筋コンクリート柱部材の荷重-変位曲線

するので、数値解析によって、その剛性が把握可能である。すなわち高架橋柱の諸元および仮定した地盤のばね定数を入力し、解析プログラムで固有振動数および振動モードを計算する。この計算値と実測値を比較し、両者がほぼ等しい値となるまで高架橋柱の剛性と地盤ばね定数を変更した計算を行い、これら 2 つの変数を決定した⁴⁾。

4. RC ラーメン高架橋模型の交番載荷試験

(1) 模型試験の目的

模型試験体に対する載荷試験により、損傷を段階ごとに与え、その時の模型試験体の固有振動数を衝撃振動試験により把握する。また、健全な状態に対する損傷後の固有振動数の低下率と剛性の低下率との関係、および静的非線形解析結果から塑性率を計算し、RC ラーメン高架橋の地震時の損傷レベルを塑性率から評価することが模型試験の目的である。なお、本研究では地震による地盤ばね定数の変化の影響を避けるため、十分な耐力のある基礎構造物とした。

本研究での模型試験体は、兵庫県南部地震で被害を受けた高架橋の中から標準的な形式を 2 ケース選定した。縮尺スケールは、試験装置の規模を考慮して 1/2 とした。実構造物では、柱高さ、断面寸法がそれぞれ 5.8m、7.3m 及び 60cm と 70cm の寸法の柱の高架橋である。

柱の配筋は、曲げせん断耐力比を考慮して実物と一致するように相似効果を考慮して設定した。また、RC ラーメン高架橋の柱の耐力は、柱の軸力変動に大きく依存するため、柱断面の軸方向応力度が実物と同程度となるように上載重量（軌道、道床相当）を設定した。

コンクリートの強度（早強ポルトランドセメント）については、実物のコアサンプルの強度を参考にして、強度 30N/mm² 以上となるように設定した。模型試験体の諸

表-1 試験体諸元

試験体	柱の主鉄筋	柱の帯鉄筋	柱形状 (mm)
ケース①	SD345 D-16 12本	SD345 相当 φ-4 @5cm	高さ: 2900 断面: 300×300
ケース②	SD345 D-16 16本	SD345 相当 φ-4@5cm	高さ: 3650 断面: 350×350

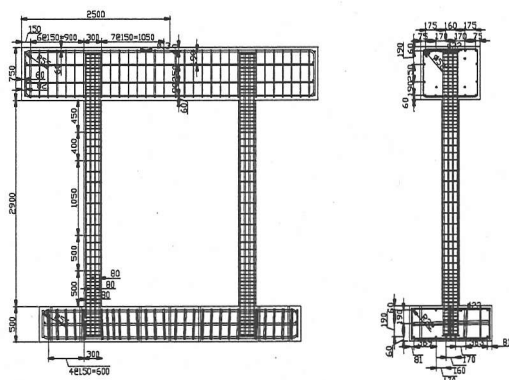


図-2 試験体の概要 (ケース①)

表-2 試験体の耐力 (ケース①)

軸力 N (kN)	曲げ降伏 耐力 My (kN・m)	曲げ最大 耐力 My (kN・m)	せん断 耐力 Vy (kN)
40.0	109.5	130.8	102.9
200.0	124.3	144.8	109.7
320.0	134.7	154.9	114.0
520.0	141.3	161.1	115.9

表-3 試験体の耐力 (ケース②)

軸力 N (kN)	曲げ降伏 耐力 My (kN・m)	曲げ最大 耐力 My (kN・m)	せん断 耐力 Vy (kN)
40.0	164.8	208.7	129.6
200.0	182.0	225.5	136.2
320.0	194.3	237.0	139.8
520.0	213.8	251.0	145.0

元を表-1、模型試験体（ケース①）の設計図面を図-2 並びに、模型試験体の各軸力における耐力を表-2 および表-3 に示す。

(2) 交番載荷試験

a) 試験概要

載荷方法は、軸力載荷状態にて、模型天端を水平方向に油圧ジャッキで荷重を漸増させる方法とした。荷重は変位制御で載荷させ、目標変位においてステップごとに実験の効率性からこれまでの研究報告と同じく交番回

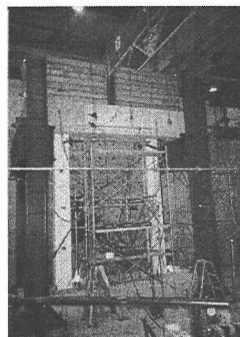


写真-1 交番載荷試験の全体写真

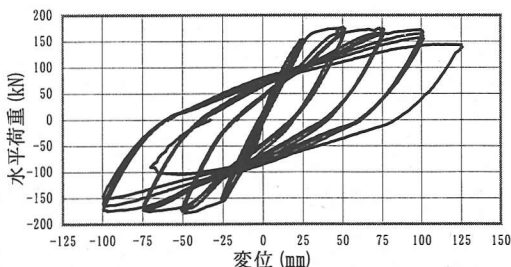


図-3 荷重-変位曲線 (ケース①)

数は3回とした。3回の交番載荷試験により、荷重一変位の履歴曲線の変化、および耐力低下がないことを確認して初めて次のステップに進み、終局状態まで載荷した。交番載荷試験の全体写真を写真-1に示す。

計測項目・測点は次のとおりである。

- ①水平変位（天端 1 箇所、柱中間 2 箇所、下端 1 箇所）
- ②鉛直変位（天端 2 箇所、柱中間 8 箇所、下端 2 箇所）
- ③水平方向載荷荷重（ロードセル 1 箇所）
- ④鉄筋ひずみ（柱の軸方向鉄筋応力 136 箇所、柱帯鉄筋 14 鉄筋）
- ⑤フーチング傾斜角

「耐震標準設計」においては、各部位の中でひとつが最初に降伏に至った時を降伏点としている。本実験においても、各柱の鉄筋ひずみ計をモニターした。また、事前での鉄筋降伏試験結果では、その値は1940~2011 μ であったので、天端における変位と荷重の曲線もモニターした。

b) 載荷試験結果

模型載荷試験（ケース①）の結果得られた荷重－変位曲線を図-3に示す。これは載荷荷重と天端変位の関係を示したものである。この図から、降伏変位は25mm、降伏

荷重は 147kN、最終塑性率は約 4 である。ここで、最終塑性率とは、載荷荷重が降伏荷重を下回った時点の塑性率を指す。

また、模型載荷試験（ケース②）の荷重－変位曲線を図-4 に示す。これも載荷荷重と天端の変位の関係であるが、降伏変位は 32mm、降伏荷重は 170kN、同様に最終塑性率は約 4 である。

(3) 試験状況と損傷状況

a) 柱のひびわれ状況（ケース①）

降伏変位 25mm、降伏荷重は 147kN である。荷重載荷中はひびわれが多数出現するが、徐荷すると目視できるひびわれは非常に少ない（写真-2）。2 δ y、3 δ y（写真-3）と変位の増加とともに残留変位も増加した。4 δ y は柱のコンクリート表面からの剥落が見られた。5 δ y（写真-4）になると押し側の加力荷重のピークは、降伏荷重をやや下回った。引き側の加力では、5 δ y に達する前に低下をはじめたため、その時点で載荷試験を終了した。その際、水平荷重を維持していると、柱上端の帯鉄筋のフックが外れて拘束力が弱まり、せん断引張が進行した柱の破壊状況となったため、荷重を除いた（写真-5）。この時、柱下端にもひびわれと剥落が発生していた（写真-6）。

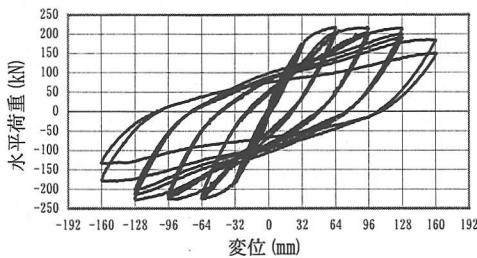


図-4 荷重－変位曲線（ケース②）

b) 柱のひびわれ状況（ケース②）

降伏変位 32mm、降伏荷重は 170kN である。変位増加にともなう、ひびわれ、コンクリートの剥落状況および残留変位の試験結果は概ねケース①と類似している。しかし、4 δ y でも水平方向の耐力は降伏耐力よりは大きい。5 δ y (160mm) で、降伏荷重と同じ 170kN であった。徐荷後の残留変位は 105mm であった（写真-7）。このケースでは、帯鉄筋について試験後の詳細な確認を実施した結

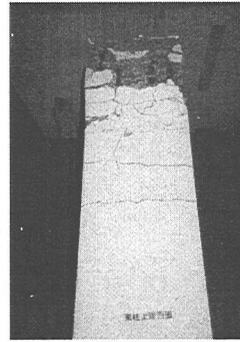


写真-4 5 δ y 時の損傷状況
（ケース①、柱上端、押し側）

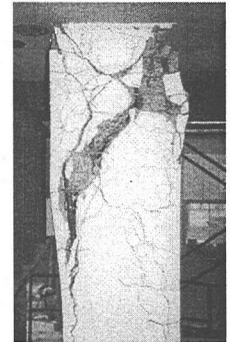


写真-5 5 δ y 時の損傷状況
（ケース①、柱上端、引き側）

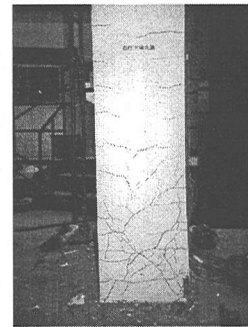


写真-6 5 δ y 時の損傷状況（ケース①、柱下端）

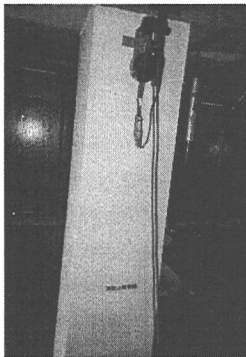


写真-2 1 δ y 時の損傷状況
（ケース①、柱上端）

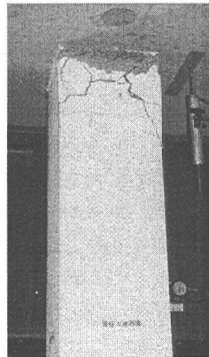


写真-3 3 δ y 時の損傷状況
（ケース①、柱上端）

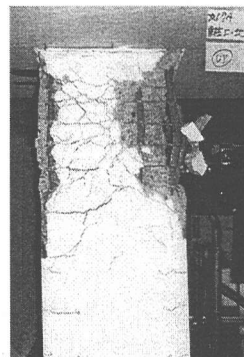


写真-7 5 δ y 時の損傷状況
（ケース②、柱上端）

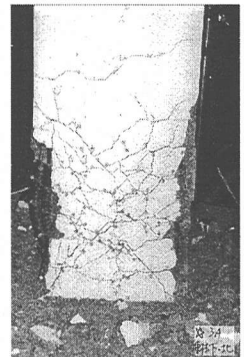
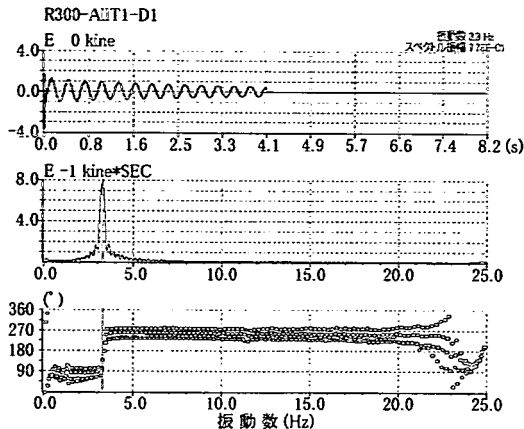
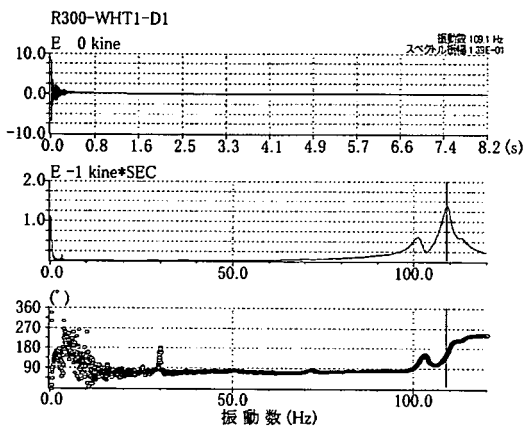


写真-8 5 δ y 時の損傷状況
（ケース②、柱下端）



(a) 全体系 1 次



(b) 柱の部分系 2 次

図-5 衝撃振動試験結果 (ケース①)

果、破断等の大きな損傷は見られなかった。これは、柱下端も同様であった (写真-8)。

(4) 衝撃振動試験

a) 試験概要

各変位ステップ (1 δy , 2 δy ...) において試験体の固有振動数を衝撃振動試験により測定した。交番記載前に初期の固有振動数を測定した。また、ステップの交番载荷が終了した位置 (荷重が 0 に戻った時) において、水平方向のジャッキをはずして自由状態で固有振動数を測定した。試験体への打撃は掛矢で行った。また、高架橋全体系のほか、柱固有の固有振動数も測定するため柱の中央の打撃により計測した。

b) 固有振動数の測定結果

ケース①の試験体の衝撃振動試験の結果を図-5 に示す。試験結果の上段は速度応答波形、中段はそのフーリエスペクトル、下段は位相差スペクトルを示している。

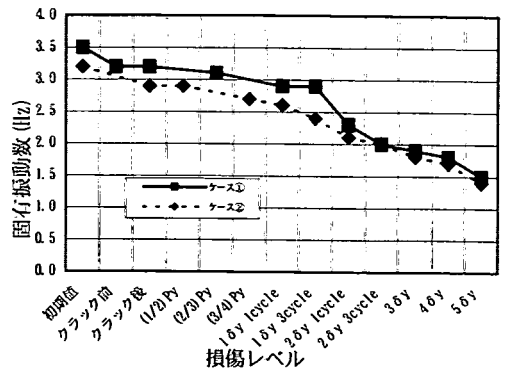


図-6 変位量 (損傷レベル) と固有振動数の低下の関係

本試験は、速度成分で測定しているため、位相差が 180° となる箇所が固有振動数となる。図-5 (a) は構造物全体系 1 次の固有振動数であり、図-5 (b) は柱部分系 2 次の固有振動数である。

次に、変位量 (損傷レベル) とス①およびケ固有振動数の低下の関係を図-6 に示す。この図にはケース②の結果を示しているが、いずれも変位あるいは損傷レベルの増加に伴って固有振動数が低下しているのが分かる。

交番载荷試験での模型試験体の破壊状況は、柱のひびわりの状況から兵庫県南部地震で発生した実 RC ラーメン高架橋の被害例と類似していることが分かった。この結果、模型試験体の損傷レベルと固有振動数の低下の状況は、実物の構造物の状況を説明可能と考える。このため、試験で得られたデータを解析して、構造物の固有振動数の低下から構造物の損傷レベルを推定する方法を提案する。

5. 载荷試験の解析と損傷レベル

(1) 载荷試験結果と静的非線形解析結果との比較

交番载荷試験結果の解析は静的非線形解析 (プッシュオーバーアナリシス) によることとした。この手法は構造物の部材を骨組でモデル化し、その部材の強度および変形特性を先に述べた「耐震設計標準」に準じた非線形性 (図-1 参照) に基づいて設定し、地震力に想定した水平荷重を少しずつ増加させ、構造物の荷重-変位曲線を求めるものである。この解析により、構造物の降伏震度、降伏変位、最大耐力、終局耐力および終局変位 (破壊過程) を算定することができる。また、部材の要素ごとの損傷レベルも計算可能である。なお、载荷試験での上載荷重と一致するよう柱の軸力変動も考慮して算定するとする。静的非線形解析の骨組みモデルを図-7 に示す。

ケース①の試験体についての静的非線形解析と実験結果の比較を図-8 に、ケース②の試験体の結果を図-9 に示

表-4 材料強度

	主鉄筋鋼材種	コンクリート強度
実物	SSD50 490N/mm ² 以上	約30N/mm ² (実測平均)
模型	SD345 490N/mm ² 以上	30N/mm ² (作製時) 39N/mm ² (4週時)

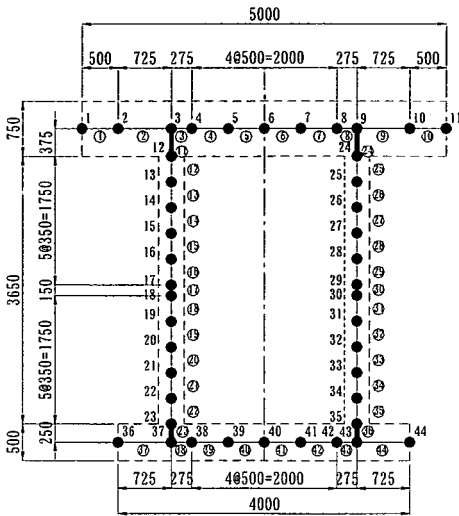


図-7 静的非線形解析モデル

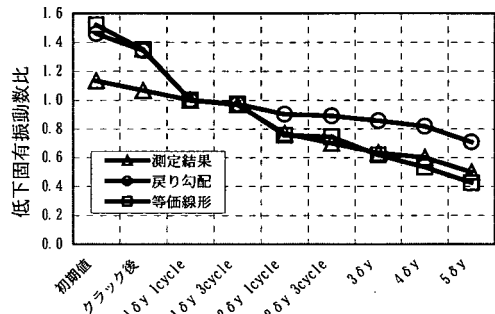


図-10 低下固有振動数比の比較 (ケース①)

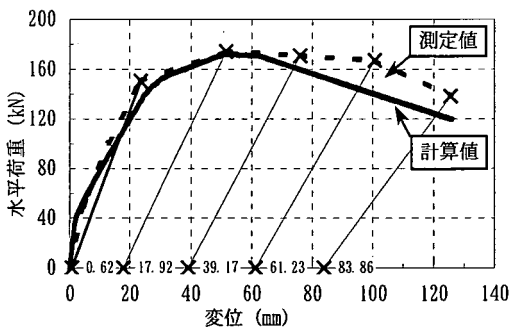


図-8 静的非線形解析と実験結果の比較 (ケース①)

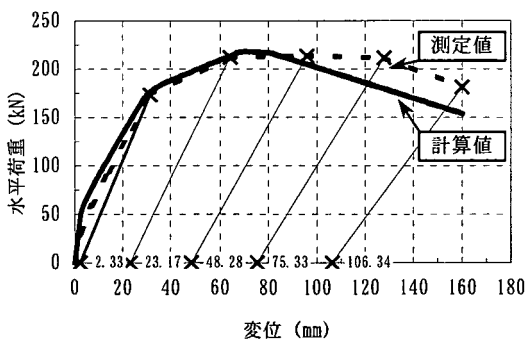


図-9 静的非線形解析と実験結果の比較 (ケース②)

す。材料強度は模型作成時の材料試験結果による。表-4に数値を示す。

この図から、降伏変位および最大耐力は良好な一致を示すが、最大耐力以降の挙動は計算値が低くなっている

ことがわかる。これは、計算に用いたコンクリート強度が23.5 N/mm²であったのに対し、模型のコンクリート強度が4週強度にて35N/mm²を超えた強度となっていたことによる。しかし、解析結果はかなりの精度で実験結果を説明できる。

(2) 衝撃振動試験の解析

a) 荷重-変位曲線を用いた全体1次系固有振動数の推定

交番載荷試験では、損傷レベルおよび変位の増加とともに実測固有振動数が低下しているのが分かった。一方、図-8、図-9に示される交番載荷試験における荷重-変位の履歴の包絡的な曲線と静的非線形解析の荷重変位曲線をもとに、各損傷レベルに対する固有振動数の推定方法について検討する。交番載荷試験によって得られた荷重-変位の履歴曲線を用いて、各ステップにおける固有振動数を測定したときの構造物の剛性 (ばね定数) を設定し、梁および上載荷重の重量を考慮した固有振動数を計算し、測定値と計算値との比較を行った。

剛性 (ばね定数) の設定は、次の2方法とした。

- ①固有振動数を測定した各ステップにおける最大荷重 (最大変位) 点と原点を結んだ直線の傾きをばね定数とした場合 (以下等価線形ばね定数という)。
- ②固有振動数を測定した損傷レベルにおける最終の最大応力 (最大変位) 点と固有振動数を測定した残留変位点とを結んだ直線の傾きをばね定数とした場合 (以下戻り剛性ばね定数という)。

それぞれの結果について、各ステップにおける1δy

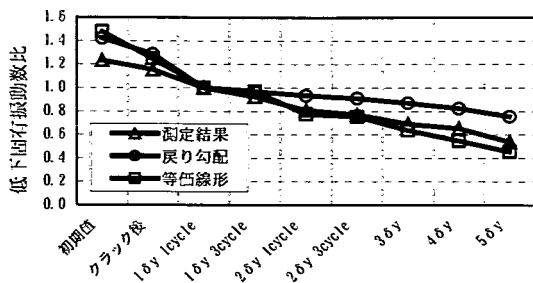


図-11 低下固有振動数比の比較 (ケース②)

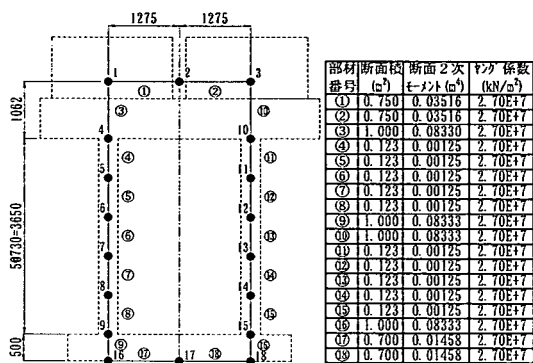


図-12 固有値解析モデル

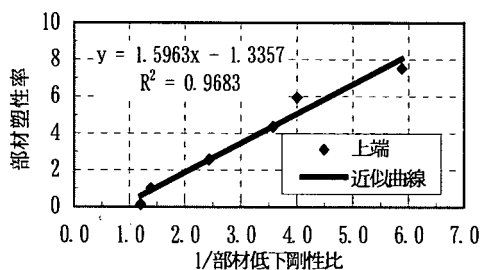


図-13 部材低下剛性比と部材塑性率の関係 (ケース①)

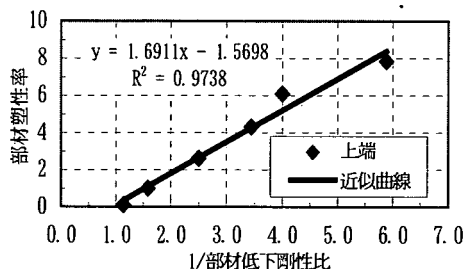


図-14 部材低下剛性比と部材塑性率の関係 (ケース②)

表-5 低下剛性比と塑性率の関係 (ケース①)

損傷の状況	固有値解析から求めた低下剛性比		静的非線形解析から求めた塑性率
	上端	中間	上端
初期値	1.00	1.00	-
クラック後	0.83	0.98	0.34
1 δy 1cycle	0.72	0.95	1.00
1 δy 3cycle	0.67	0.94	-
2 δy 1cycle	0.41	0.90	2.56
2 δy 3cycle	0.33	0.88	-
3 δy	0.28	0.86	4.34
4 δy	0.25	0.83	5.94
5 δy	0.17	0.80	7.53

表-6 低下剛性比と塑性率の関係 (ケース②)

損傷の状況	固有値解析から求めた低下剛性比		静的非線形解析から求めた塑性率
	上端	中間	上端
初期値	1.00	1.00	-
クラック後	0.88	0.99	0.31
1 δy 1cycle	0.63	0.96	1.04
1 δy 3cycle	0.53	0.95	-
2 δy 1cycle	0.40	0.93	2.67
2 δy 3cycle	0.36	0.91	-
3 δy	0.29	0.88	4.41
4 δy	0.25	0.86	6.21
5 δy	0.17	0.84	7.99

時の固有振動数を初期値とした場合の固有振動数の低下比率 (以下、固有振動数の低下の比率を低下固有振動数比という) を図-10、図-11に示す。

交番荷重試験での衝撃振動試験における実測値を基にした低下固有振動数比は、等価線形ばね定数による計算値でよく説明できる。

b) 低下剛性比と部材の塑性率の比較

衝撃振動試験による実測の固有振動数と振動モードを用いて固有値解析による逆解析を行い、損傷部位の断面の曲げ剛性の低下率の評価を行う。全体系1次固有振動数の数値解析結果により、固有振動数から損傷レベルが概ね把握可能であることは判明した。しかしながら、高架橋柱の損傷レベルをより正確に調査するため、詳細なばねマス系振動モデル (図-12) を用いて固有値解析を実施した。この詳細モデルによれば、全体系の1次固有振動数と柱が主体に揺れるときの固有振動数を用いることができるため、高架橋柱の損傷レベルを精度良く求めることができる⁴⁾。

まず、固有値解析で各ステップでの全体系1次の固有振動数および柱部分系2次の固有振動数を最もよくシミュレートできる剛性を求めた。また、測定値と固有値解

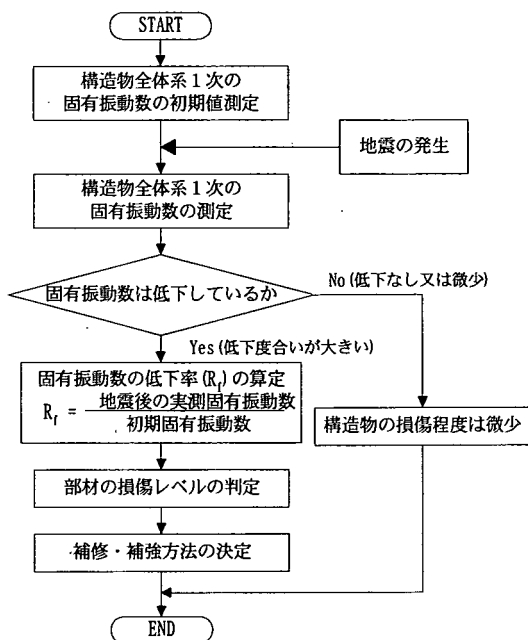


図-15 RC ラーメン高架橋の損傷評価フロー

析から求める固有振動数の比を求めた。そして各ステップでの測定固有振動数を再現できる柱の損傷レベル（ここでは初期剛性に対する比で表現する）を固有値解析から求めた。一方、静的非線形解析から求める各ステップにおける同じ部位の柱部材の塑性率を求め、固有値解析から求める低下剛性比と対比した。

その結果を表-5 および表-6 に示す。また、この関係を図-13、図-14 に示す。図からは、固有値解析から求める低下剛性比の逆数は、静的非線形解析による塑性率とほぼ直線関係にあることが分かった。この結果、地震後に損傷した RC ラーメン高架橋の固有振動数を測定し、これを用いて固有値解析による逆解析により、部材（柱端部の要素）の剛性の低下率を調査すれば、地震時に損傷が生じた部材（柱端部の要素）の塑性率つまり部材の損傷レベルが把握できる。

6. 損傷レベルの評価方法の提案

(1) 損傷レベル評価方法の考え方

固有振動数の低下状況を把握し、固有値解析から求める部材の低下剛性比と静的非線形解析による塑性率との関係で損傷レベルは評価が可能であることを述べた。本研究で著者らが新たに提案する損傷レベル評価方法の基本的な考え方のフローを図-15 に示す。

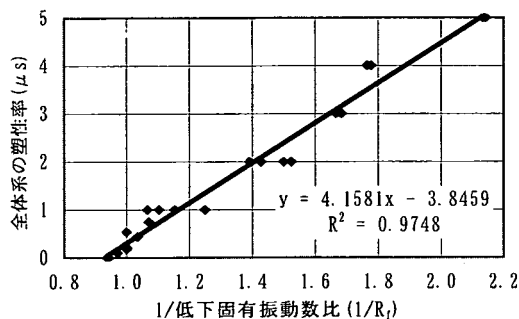


図-16 低下固有振動数比と構造物全体系の塑性率（ケース①）

具体的には地震発生後、構造物の全体系1次の固有振動数を計測して、健全な状態での初期値に対する固有振動数の低下度合いを判定する。低下の度合いが大きい場合は、測定した固有振動数から固有値解析による逆解析を行い、低下剛性比を計算し、予め算出してある塑性率との関係式から塑性率を推定することにより損傷レベルを直接評価する。一方、固有振動数の初期値に対する低下率を計測することにより、構造物全体系の損傷の有無を推定することができる。

したがって、被害の発生が予測される構造物の抽出のために、構造物全体系1次の固有振動数の低下を把握する。なお、固有振動数の低下の度合いを判定するためには、健全な時の固有振動数の初期値と地震後の測定値との比較が必要となる。最も正確なのは実際の固有振動数であるので、この値は健全な時に測定し、構造物の固有振動数の初期値として把握しておくことを提案する。しかし、一般的に既存構造物では、竣工以後固有振動数を測定していないことが多い。その場合は、竣工図面による解析にて固有値を算出し初期値と仮定する。さらに、竣工後新しい構造物を除くと、既に過去の中小規模地震の経験があるのが通常の構造物である。損傷レベル1以下のひびわれ損傷を受けていると考えるのが妥当である。このため、今回の提案では、交番載荷試験においてひびわれ発生時に得られた固有振動数を模型試験体の初期値とした。

表-5 及び表-6 を基に、模型試験体ケース①及び②の構造物全体系1次の低下固有振動数比（ R_f ）と構造物全体系の塑性率（ μ_s ）の関係を図-16 に示す。この結果、現地での構造物全体系1次の低下固有振動数比から構造物全体系の塑性率を算定する式は次のようになる。

$$\mu_s = 4.16 \times (1/R_f) - 3.85 \quad (1)$$

固有振動数の低下度合いから部材塑性率の検討の必要性の考え方を表-7 に示す。

表-7 部材の塑性率の検討の必要性の考え方

全体系の塑性率	低下固有振動数比	損傷の状況
$\mu_s \leq 1$	$0.86 \leq R_f$	損傷レベル1の軽微な損傷と考えられる
$1 < \mu_s \leq \mu_o$	$R_o \leq R_f < 0.86$	損傷レベル2となっている可能性があり、場合によっては詳細な損傷レベルの判定を行い、補強・補修を検討する必要がある
$\mu_o < \mu_s$	$R_f < R_o$	損傷レベル2以上であり、詳細な損傷レベルの判定を行い、補強・補修を検討する必要がある

ここで、 μ_o ：最大荷重発生時の塑性率

R_o ： μ_o 時の R_f

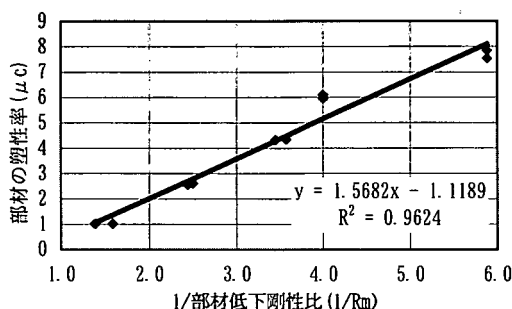


図-17 部材低下剛性比と部材塑性率の関係

(2) 部材の塑性率による損傷レベル評価

固有振動数の低下度合いが大きい場合には、詳細に部材の損傷レベルを評価する必要がある。ここで部材の損傷レベルを評価する手順を述べる。まず、固有値解析により部材ごとの低下剛性比を把握する。低下剛性比は構造物が地震を受けた後に衝撃振動試験により測定した構造物全体系1次および柱部分系2次の固有振動数に基づいた固有値解析により計算する¹⁰⁾。なお、今回の模型試験体については、図-13 および図-14 から部材の低下剛性比 (R_o) と部材の塑性率 (μ_c) との関係は図-17 となり、式 (2) が得られる。

$$\mu_c = 1.57 \times (1/R_o) - 1.12 \quad (2)$$

RC 部材の一般的な損傷レベルは、「耐震設計標準」⁹⁾ により RC コンクリートの変形特性 (曲げモーメント曲率曲線) に基づいて定められている。RC 部材の軸力が一般的な軸力以下の場合の損傷レベル評価イメージは図-1 の通りであり、損傷状況および補修工法のイメージは表-8 に示す通りである。この結果、衝撃振動試験から固有振動数を測定することにより、ケース①の標準 RC ラーメン高架橋の損傷レベルが評価可能となる。

表-8 各損傷レベルにおける損傷状況および補修工法のイメージ⁹⁾

部材の損傷レベル	損傷状況の例	補修工法
損傷レベル1	無損傷	無補修 (必要により耐久性上の配慮)
損傷レベル2	場合によっては補修が必要な損傷	必要によりひび割れ注入・断面修復
損傷レベル3	補修が必要な損傷	・ひび割れ注入・断面修復・必要により帯鉄筋等の整正
損傷レベル4	補修が必要で、場合によっては部材の取替えが必要な損傷	・ひび割れ注入・断面修復・帯鉄筋等の整正 ・軸方向鉄筋、鉄骨の座屈が著しい場合は部材の取替え

7. 実高架橋の交番载荷試験

(1) 理論式による塑性率の評価式

本研究で提案した内容の妥当性を検証するために、実高架橋を用いた実験および解析を実施した。2000 年、東海道新幹線品川駅新設工事に伴い供用中の RC ラーメン高架橋が撤去されることになった。そこで、この高架橋を使用して検証を行った。但し、模型試験体はフーチング底面が固定の条件であるのに対し、実構造物は地盤ばねで支持されているため、予め理論式によって、地盤ばねの影響を加味した構造物全体系の塑性率の評価式を作成し、その妥当性を検討した。

構造物の固有振動数と塑性率の関係について理論式の展開を試みた。RC ラーメン高架橋を1自由度の振動モデルとした場合の固有振動数 f は式 (3) となる。

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{K}{m}} = \text{const} \sqrt{K} \quad (3)$$

ここに、 m は等価重量、 K は等価ばね定数

まず、模型試験のようにフーチング底面が固定の条件では、図-18 に示す1質点系ばね-マス系振動モデルで表現できる。

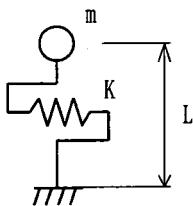


図-18 1質点系ばね-マス系振動モデル（固定）

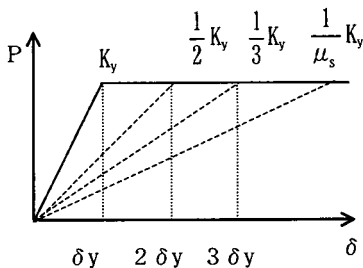


図-19 各塑性率における構造物の等価ばね定数

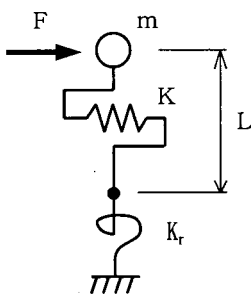


図-20 1質点系ばね-マス系振動モデル（地盤考慮）

ここで、低下固有振動数比 R_f および塑性率 μ_s の関係は式(3)を用いて次式(4)で表される。なお、 K は図-19に示す完全バイリニア型としてモデル化した。

$$\frac{1}{R_f} = \frac{f_0}{f} = \sqrt{\frac{K_0}{K}} = \sqrt{\frac{K_0}{\frac{1}{\mu_s} \cdot K_y}}$$

$$\mu_s = \frac{K_y}{K_0} \cdot \left(\frac{1}{R_f} \right)^2 \quad (4)$$

ここに、 K_y は降伏割線剛性、 K_0 は初期剛性

次に、RCラーメン高架橋の地盤ばねを考慮した場合を、図-20に示す1質点系ばね-マス系振動モデルを用いて表現した。なお、地盤ばねは回転成分のみを考慮した。

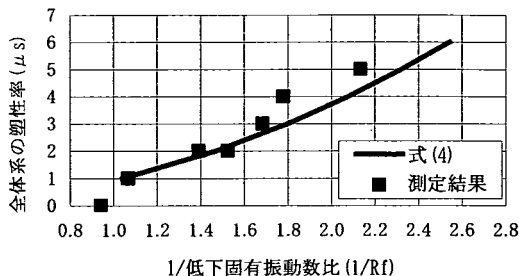


図-21 低下固有振動数比と塑性率の関係（ケース①）

先に示した式(3)に対して、柱下端の回転ばね K_r と高架橋高さ L の場合の全体系1次の固有振動数は式(5)となる。

$$f = \text{const} \sqrt{\frac{1}{\frac{1}{K} + \frac{L^2}{K_r}}} \quad (5)$$

低下固有振動数比 R_f および塑性率 μ_s の関係は式(5)を用いて、次式(6)で表される。

$$\frac{1}{R_f} = \frac{f_0}{f} = \sqrt{\frac{\frac{1}{K} + \frac{L^2}{K_r}}{\frac{1}{K_0} + \frac{L^2}{K_r}}} = \sqrt{\frac{\frac{\mu_s}{K_y} + \frac{L^2}{K_r}}{\frac{1}{K_0} + \frac{L^2}{K_r}}}$$

$$\mu_s = K_y \cdot \left(\frac{1}{K_0} + \frac{L^2}{K_r} \right) \cdot \left(\frac{1}{R_f} \right)^2 - \frac{K_y L^2}{K_r} \quad (6)$$

なお、式(4)は式(6)において、 $K_r = \infty$ (地盤固定) とした場合の特殊解である。

(2) 模型試験測定結果との整合性の検証

a) 模型試験体との整合性

先に示した2ケースの模型試験体における交番载荷試験および衝撃振動試験の結果得られた全体系の塑性率および固有振動数の関係を、フーチング底面固定の条件とした場合の式(4)と比較したのが図-21である。この結果、式(4)は図-16に示す測定結果と整合が取れており、衝撃振動試験から得られる固有振動数から構造物の塑性率が推定できることが確認できた。

b) 実高架橋との整合性

先に述べた品川新駅の建設に伴い撤去される実高架橋一径間を使用して破壊過程までの交番载荷試験を行い、各損傷レベルでの固有振動数を衝撃振動試験で測定した。载荷方法は、橋軸方向に油圧ジャッキ(最大能力3000kN)で正負3回荷重を漸増させる方法とした。

実高架橋の一般図を図-22に示し、構造物の諸元を表

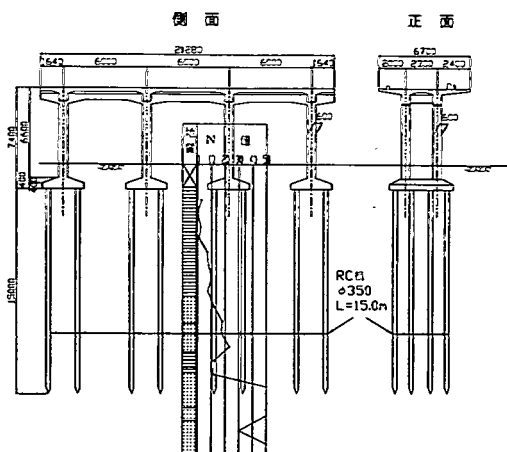


図-22 実高架橋一般図

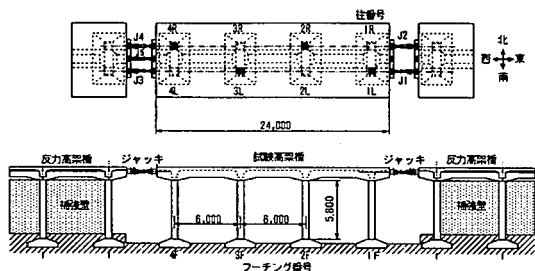


図-23 交番载荷試験測定状況

表-9 構造諸元

橋種	単線2柱3径間ピームスラブ式ラーメン高架橋
柱高さ、柱寸法	6.60m, 60cm×60cm
基礎形式	杭基礎(RC杭), $\phi 350$, L=15.0m

-9に示す。さらに、交番载荷試験の測定状況を図-23に示す。なお、交番载荷試験における载荷方向と载荷位置は、载荷荷重の反力を隣接高架橋で受け持たせるため、線路方向(橋軸方向)の縦梁位置とした。

交番载荷試験により得られた荷重-変位曲線を図-24に示す。なお、降伏変位は37.6mm、降伏荷重は1178.0kNとなり、交番载荷は7 δy まで行った。また、各損傷レベルにおける固有振動数の推移を図-25に示すが、各損傷段階により固有振動数が低下していることが確認できる。

測定の結果得られた全体系の塑性率および固有振動数の関係を表-10に示す。測定結果と地盤ばねを考慮した式(6)との整合性の確認を図-26に示す流れで行った。こ

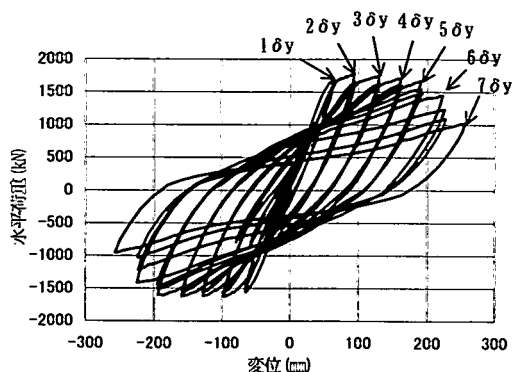


図-24 荷重-変位曲線(実高架橋)

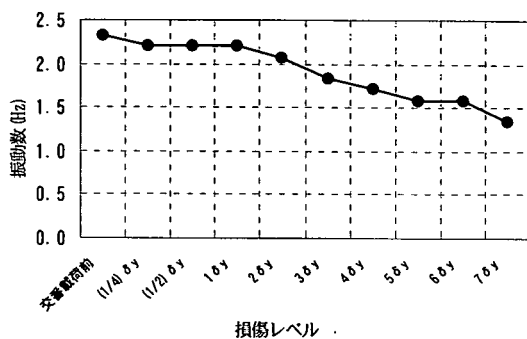


図-25 全体系の固有振動数の比較

表-10 測定結果(実高架橋)

損傷レベル	変位振幅(mm)	f (Hz)	μ_s
交番载荷前	-	2.32	-
(1/4) δy	± 8	2.20	0.22
(1/2) δy	± 16	2.20	0.43
1 δy	± 32	2.20	0.85
2 δy	± 64	2.08	1.65
3 δy	± 96	1.83	2.49
4 δy	± 128	1.71	3.37
5 δy	± 160	1.59	4.18
6 δy	± 192	1.59	5.05
7 δy	± 224	1.34	5.98

の流れでは、交番载荷試験から得られる K_y 、 K_0 を既知とし、固有値解析を用いた逆解析により各载荷ステップにおける固有振動数を説明し得る地盤ばね K_g を求め、これらの結果を先に求めた式(6)に代入することにより、低下固有振動数比と塑性率の関係を算出した。

測定結果と式(6)から得られた低下固有振動数比と塑性率の関係を図-27に示す。この結果、両者は良い対応を示していることが分かる。

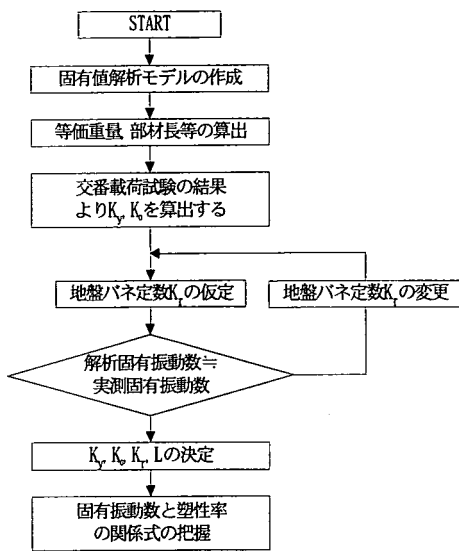


図-26 解析フローチャート

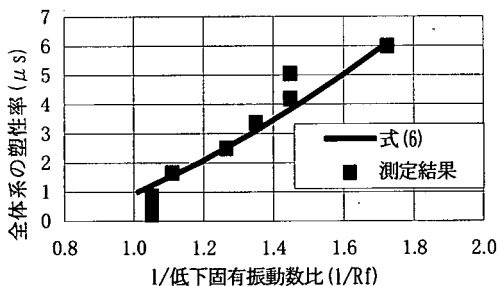


図-27 低下固有振動数比と塑性率の関係

この結果、RC ラーメン高架橋の全体系 1 次の固有振動数の低下率と全体系の塑性率の関係は、衝撃振動試験により得られる全体系 1 次および柱部分系 2 次の固有振動数から柱の剛性および地盤ばねを用いて推定可能である。さらに、柱部材の低下剛性比と部材の塑性率との関係を式 (2) のように予め静的非線形解析から得ておくことにより、損傷レベルの評価は可能となる。

8. 結論

- ① 今回の模型試験体では RC 部材の軸力下での実験の再現のため、RC 高架橋上部工のウエイト（軌道、道床荷重）を载荷させての交番载荷試験を実施した。試験結果の荷重－変位曲線を静的非線形解析により精度よく説明できた。

- ② 交番载荷試験での衝撃振動試験における実測値に対しては、1 δy 時の固有振動数を初期値とした場合の固有振動数の低下比率（低下固有振動数比）は、等価線形ばね定数による計算値でよく説明できる。
- ③ 衝撃振動試験による構造物全体系 1 次の低下固有振動数比 (R_f) と、構造物全体系の塑性率 (μ_s) との関係を模型試験から推定する式を提案した。この関係式は、数値解析により詳細な損傷レベル評価を実施すべき構造物の抽出にも活用可能であると考えている。また、被害レベルを示す部材の低下剛性比と部材の塑性率との関係式を予め静的非線形解析から求めておくことにより、部材の損傷レベル評価が可能となる。さらに、模型試験から得られた関係式の妥当性を 1 質点系ばね－マス系振動モデルによる理論式から明らかにした。
- ④ 今回の模型試験体では、基礎は剛体という想定での検討内容である。一般論のために、東海道新幹線品川駅新設工事に伴い不要となった RC ラーメン高架橋を使用して塑性率 7 までの実橋損傷試験を実施した。その測定結果は、地盤ばねを考慮した 1 質点系ばね－マス系振動モデルによる理論式と良い対応を示した。このため、模型試験体等から得られる K_y , K_0 から地盤ばね定数 K_r を定めることにより、構造物全体系 1 次の低下固有振動数比と塑性率の関係式が算出されることを明らかにした。
- ⑤ 構造物全体系 1 次の低下固有振動数比と塑性率の理論式は、実高架橋に対する交番载荷試験と衝撃振動試験の結果から、整合性は良い結果が得られた。この結果、今回検証対象とした実高架橋の条件に対しては提案した理論式が適用できることを確認した。

謝辞：本研究の実施では、東海旅客鉄道株式会社の筑摩、丹間、長縄、下村、塚部、久保、根岸氏の各位、ならびに株式会社福山コンサルタントの宮村氏に支援を受けた。紙面にて謝辞を申し上げたい。

参考文献

- 1) 鉄道総合技術研究所 地震対策プロジェクト：兵庫県南部地震鉄道被害調査報告書、鉄道総研報告、特別 4 号、1996. 4
- 2) 西村昭彦：ラーメン高架橋の健全度評価法の研究：鉄道総研報告、Vol. 3, No. 9, 1990. 9
- 3) 関 雅樹、田中宏昌、堤 要二、山下和敏、中野 聡、西村昭彦：鉄道橋の固有振動数に着目した洪水時の安全管理システム、土木学会論文集、No. 686, VI-52, pp. 79-89, 2001. 9
- 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, pp. 145-153, 1996. 1

- 5) 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，1999. 10
- 6) 平澤征夫，古澤誠司，伊藤和幸：RC 高橋脚モデルの損傷度過程と振動特性に関する実験的研究，土木学会論文集，No. 372，V-5，pp. 75-84，1986. 8
- 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 RC 高橋脚モデルの損傷，土木学会論文集，No. 433，V-15，pp. 51-60，1991. 8
- 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，No. 428，I-15，pp. 57-66，1991. 4
- 9) 足立幸郎，近藤益央，運上茂樹：鉄筋コンクリート橋脚の被災度評価法に関する一検討，第 2 回保有耐力シンポジウム，pp. 101-107，1998. 12
- 10) 近藤益央，運上茂樹，足立幸郎：固有振動数による鉄筋コンクリート橋脚の損傷度評価，土木学会年次学術講演会，I-B189，pp. 376-377，1999. 9
- 11) 下野一行，渡辺忠朋，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，第 52 回土木学会年次学術講演会，1997. 9
- 12) 上半文昭，目黒公郎：構造物の簡易損傷度把握手法に関する基礎的検討，第 54 回土木学会年次学術講演会，I-B22，pp. 42-43，1999. 9
- 13) 上半文昭，目黒公郎：非線形構造物解析による RC 構造物の地震時即時損傷度判定基準作成の試み，第 1 回構造物の破壊過程説明に基づく地震防災性向上に関するシンポジウム論文集，pp. 19-22，2000. 3
- 14) 関 雅樹，西村昭彦，丸山 泉，中野 聡：ラーメン高架橋の健全度評価の一手法，第 24 回地震工学研究発表会講演論文集，Vol. 24，pp. 373-376，1997. 7
- 15) Seki, M., Tsutsumi, Y., Mizutani, K., Nishimura, A. and Nakano, S.: An Evaluation Method of The Serviceability of Rigid Frame Bridges in Tokaido Shinkansen, WCRR pp.531-537, FIRENZE 16-19 Vol. B, 1997.11
- 16) 関 雅樹，丹間泰郎，下村 勝，中野 聡，宮村正樹：衝撃振動試験による高架橋健全度評価に関する解析的検証，第 56 回土木学会年次学術講演会，V-436，pp. 872-873，2001. 9
- 17) 田中宏昌，関 雅樹，下村 勝，中野 聡：ラーメン高架橋の健全度に関する柱の剛性評価の研究，構造工学論文集，Vol. 47，pp. 1019-1028，2001. 3

(2001. 11. 14 受付)

STUDY ON THE EVALUATION OF DAMAGE LEVELS OF RC RIGID FRAME RAILWAY BRIDGES IN THE CASE OF EARTHQUAKES

Masaki SEKI, Akihiko NISHIMURA, Hiroyuki SANO and Satoshi NAKANO

If railway bridges suffer damages by earthquakes, appropriate train control and repair work according to damage levels have to be determined. In this study, a new method to evaluate the damage levels of RC rigid frame bridges is suggested. The decrease in stiffness of the bridge under damages and decrease in the natural frequency with increase in response ductility factor were grasped using the reversal cyclic loading test for half-scale model of the standard type rigid frame bridges of the Tokaido Shinkansen. As a result, it was found possible to evaluate the damage level of bridges by measuring their natural frequency using the dynamic percussion test. And a new rational method to evaluate the damage levels from decrease rate in stiffness of bridges obtained through frequency analysis and response ductility factor calculated by push over analysis of structural members is proposed. These proposed methods were verified through the site tests of the real railway bridge planned to be removed.