# 橋梁地震被災度判定手法による被災度の推定精度に及ぼす 地盤・基礎構造物および支承の特性の影響

Effect of structural properties of soil-foundation and bearings on accuracy and applicability of quick earthquake damage detection method for bridges

堺淳一\*, 運上茂樹\*\* Junichi Sakai, Shigeki Unjoh

\* 博(工),独立行政法人土木研究所,構造物メンテナンス研究センター橋梁構造研究グループ 主任研究員(〒305-8516 茨城県つくば市南原 1-6) \*\* 工博,国土交通省国土技術政策総合研究所,危機管理技術研究センター地震災害研究官 (〒305-0804 茨城県つくば市旭 1)

> When an extreme earthquake occurs, roads and bridges are fundamental infrastructures to evacuate the affected people and to transport the emergency equipment and materials. For such emergency response, it is essential to detect immediately after the earthquake the severe structural damage that affects the performance of structures. The authors have proposed a method for the quick earthquake damage detection/evaluation of reinforced concrete bridge columns through analyses of shake table test results. To evaluate the accuracy and applicability of the proposed method to actural bridge structures, a series of nonlinear dynamic response analyses were conduced considering the structural properties of soil-foundation and bearings.

Key Words: seismic damage, damage detection, intelligent sensor unit, nonlinear dynamic analysis

キーワード: 地震被害, 被災診断, インテリジェントセンサ, 非線形動的解析

### 1. はじめに

大規模な地震が発生した場合,道路橋などのライ フラインの構造物の被災状況の把握とそれに基づ く災害時道路ネットワークの確保は,地震直後の救 急救命活動,被災者の避難,救援物資輸送等の震後 対応において極めて重要である<sup>1)</sup>.現状では,大規 模地震時の構造物の被災検知と被災程度の把握,継 続使用の可能性などの判断は,専門家による外観か らの目視判定に頼らざるを得ないのが現状であり, 被災度の定量的な判定基準がないこと,土中・水中, 夜間時等の目視が困難なケースが少なくないこと, 限られた人員による状況把握には特に被災が多発 した場合,多大な時間を要することなどの課題点が ある.こうした背景から,構造物の損傷を迅速かつ 客観的に検知・判定できる技術の開発が必要とされ ている.

著者らは,鉄筋コンクリート橋脚の地震被災の有 無とその程度を迅速かつ客観的に判定するための 技術として,柱基部で曲げ破壊する鉄筋コンクリー ト(RC)橋脚模型に対する振動台加震実験に基づ き,被災度判定手法およびこれに基づく被災度判定 システムを提案している<sup>2),3)</sup>.また,提案手法によ り柱基部で曲げ破壊するRC橋脚に対しては一定の 精度で被災度を判定できることが縮小RC橋脚模型 の実際の挙動に基づき検証されている.ただし,振 動台加震実験では,橋脚模型のフーチングを振動台 に固定するため,橋脚の剛性の変化のみが顕著に現 れるような比較的シンプルな構造系に対する検討 であったが,実際の橋梁では基礎構造物や周辺地盤 があるため,これらの剛性や塑性化が本手法の推定 精度に影響を及ぼすと考えられる.また,金属系の 支承が用いられる場合には、一般には支承の剛性が 橋脚の応答時に卓越する固有周期の変化に及ぼす 影響は無視できるほど小さいが、ゴム系の支承が用 いられる場合には支承の剛性が橋脚の剛性よりも 小さく、支承が変形する振動モードが支配的となる ため、これが橋脚の応答時に卓越する固有周期に及 ぼす影響は大きいと考えられる.このため、基礎構 造物・周辺地盤や支承部の特性が本手法の推定精度 に及ぼす影響を明らかにする必要がある.

そこで、本研究では、基礎構造物や周辺地盤およ び支承の剛性や塑性化が被災度判定手法に及ぼす 影響を明らかにし、実橋梁に対する本手法の適用性 を評価するために解析的な検討を行ったので、その 結果を報告する.

#### 2. 橋梁地震被災度判定システム<sup>2),3)</sup>

#### 2.1 システムの概要

本システムは,道路管理者が大規模地震発生の際 の緊急点検パトロールに利用することを想定して おり,その性能目標を次のように設定した.

- ・ 地震直後に橋梁の被災度判定が可能である.
- ・ センサが小型で設置, 取り扱いが容易である.
- ・ センサの製作および設置が安価である.
- 道路管理者が緊急巡視点検車から降りずに情報 を収集できる.
- ・ 停電に対して非常用のバッテリを備えている.

地震被災度判定については,橋脚の被害を検知す ることを目的として,後述のように橋脚天端に設置 する加速度センサによる手法を用いることとした. なお,一般的なけた橋(橋梁)を支持する単柱式橋 脚の損傷による地震被災度を判定するシステムで あることから,本システムを橋梁地震被災度判定シ ステムと呼ぶこととした.

本システムのイメージを図-1 に示す. これは, 子機(被災度判定センサ),中継器,親機からなる. 子機には,センサ,計測結果に基づく被災度を演 算・判定するためのマイクロコンピュータ,無線通 信機を搭載している.中継器は無線の受送信機を内 蔵している.親機は一般的なノートパソコンの使用 を想定しており,これに判定結果を表示する専用ソ フトウェアをインストールする.

橋脚の損傷度を加速度センサにより検知する子 機は橋脚天端に設置し、子機で得られた橋脚の損傷 度を表示する親機は点検パトロールの車中に設置 する.必要に応じて、無線により子機から親機にデ ータを転送するための中継器も用いられる.本シス テムを利用することにより、道路管理者は大規模地



図-1 橋梁地震被災度判定システムの構成



図-2 被災度判定フロー

震後の緊急点検パトロール中に,走行する車中で橋 梁の地震被災度に関する情報を収集することが出 来る.

#### 2.2 被災度判定手法

被災度判定システムでは,橋脚の地震被災の有無 および程度を客観的に判定する手法がポイントと なる.これについては,損傷による橋脚の応答時に



卓越する固有周期(以下,これを応答周期と呼ぶ) の変化に着目して,次式から応答塑性率µを推定し, これより橋脚の地震被災の程度を評価することと した.

$$\mu = \frac{d_{r \cdot \max}}{d_y} = \alpha \left(\frac{T_d}{T_0}\right)^2 \tag{1}$$

ここで、 $d_y$ 、 $d_{r.max}$ 、 $T_0$ 、 $T_d$ はそれぞれ橋脚の 降伏変位、最大応答変位、損傷前の応答周期、損傷 後の応答周期である.また、 $\alpha$ は構造特性補正係数 であり、橋脚の構造特性に応じて定められる.なお、 本検討では柱基部で曲げ破壊する RC橋脚を対象と したが、この構造特性補正係数 $\alpha$ を適切に設定すれ ば、本手法を他の破壊形態を示す RC橋脚や鋼製橋 脚等にも適用可能としている<sup>3)</sup>.ここで、橋脚の応 答周期の検出には、応答加速度に対して時々刻々に 高速フーリエ変換(FFT)解析を行い、この卓越周 期を応答周期とすることとした.

被災度を判定するフローを図-2 に示す. センサ は常時,応答加速度を計測し,メモリ上にバッファ している.ユーザーが設定した計測開始トリガを検 知すれば,そこから遅延時間(=10秒)だけさかの ぼった点をデータ収録開始点として,180秒間の応 答加速度を収録する.応答周期の時系列的な変化を 求めるための FFT 解析の演算時間(以下,FFT 演 算時間と呼ぶ)は5秒とした.

ここで、 $T_0$ 、 $T_d$ をどのように定義するかが重要である.本システムでは、 $T_0$ はセンサの設置時などに常時微動や交通振動による橋脚の常時振動を

あらかじめ計測した結果に基づき定めることとした. なお,一般には常時微動や交通振動から $T_0$ を精度よく求めることは難しいが,本手法では式(1)に示すように $T_0 \ge T_d$ の相対評価を用いており, $T_0$ の絶対値の計測には高い精度は要求されないため,このようにしたものである.  $T_d$ については,地震終了判定トリガを最後に下回った時刻の固有周期とすることとした.

計測開始トリガについては、常時の交通振動によって本センサが計測を開始することを避けるため、 常時の交通振動により橋脚に生じる水平応答加速 度よりも大きな値に設定することとした.これは、 橋梁の構造形式、地盤条件等、個別の橋梁の条件に よって変わると考えられるため、センサの設置時な どに常時微動や交通振動による橋脚の振動を計測 した結果に基づきあらかじめ定めることを基本と した.3橋梁に対して交通振動による橋脚天端の水 平加速度を計測した結果<sup>3),4)</sup>によれば、最大でも両 振幅で 0.2 m/sec<sup>2</sup>程度であったことから、計測開始 トリガを片振幅で 0.5 m/sec<sup>2</sup>とすることを目安とし ている.

地震終了判定トリガについては,実験結果の分析 に基づき 0.5 m/sec<sup>2</sup>とすることとしている<sup>2),3)</sup>.

#### 3. 解析条件

#### 3.1 解析対象橋梁とそのモデル化

解析対象としたのは、杭基礎-RC橋脚-水平力 分散支承系の橋梁<sup>5)</sup>であり、このうちの1橋脚と これが支持する慣性質量を対象とすることとした.



図-5 解析モデル

本橋は、5径間連続鋼 I げた橋であり、1 スパンが 40 m である.支承には水平力分散支承(ゴム支承) が用いられている.橋脚は T 型橋脚であり、基礎 は場所打ち杭である.本橋梁を支持する地盤は耐震 設計上、II 種地盤に分類される地盤である.

解析対象とした橋脚は、図-3,4に示すように橋 脚高さが10m,断面幅が橋軸方向に2.2m,橋軸直 角方向に5mの長方形断面であり,軸方向鉄筋とし てはD32が,帯鉄筋,中間帯鉄筋としてはD16が 150mm間隔でそれぞれ配筋されている.本橋脚は 柱基部で曲げ破壊するように設計されている.

本橋脚の橋軸方向を解析対象とした. 図-5 に解 析モデルを示す.橋脚の初期剛性は、降伏点に対す る割線剛性(降伏剛性)とし、水平力~水平変位関 係の骨格曲線は弾完全塑性型とした. 橋脚の塑性化 は、橋脚基部の塑性ヒンジ区間で生じることとし、 この部材の非線形復元力特性は鉄筋コンクリート 橋脚の非線形履歴モデルの特性を有する非線形は り要素によって表すこととした. RC 部材の非線形 履歴モデルとしては、一般には図-6(a)に示すよう な Takeda モデルが用いられることが多いが、応答 塑性率の増加に伴う応答周期の変化を検知するこ とにより被災度を判定する手法の検証を行うとい う観点からは原点指向モデルが適しているという 報告 <sup>の</sup>もある. このため, ここでは図-6 に示す Takeda モデル, 原点指向モデル, 最大点指向モデ ルの3つの履歴モデルを用いて、橋脚のみを対象と するモデルに対して解析を行い、その適用性を調べ ることとした. その結果,後述するように,鉄筋コ ンクリート橋脚の履歴特性を表すという観点と応 答塑性率の増加による応答周期の変化が明確にあ らわれるという観点から総合的に判断すると,最大 点指向モデルが本解析には最適であると判断され たため、それ以降の検討では最大点指向モデルを用 いている.

塑性ヒンジ長は,道路橋示方書V耐震設計編<sup>7</sup>に 基づき,橋軸方向の断面幅の0.5倍である1.1mと した.他の部材は線形はり要素とした.基礎・地盤 の剛性や塑性化の影響を検討する場合には,支承は 十分に剛な部材としてモデル化した.また,支承の 剛性や塑性化の影響を検討する場合には,フーチン グ底面を固定点としたモデルを用いた.

基礎・地盤の抵抗特性を線形としてモデル化する 場合には、図-5(a)に示すように基礎・地盤の抵抗 特性を表す並進ばねと回転ばねを用いた.基礎・地 盤ばねの剛性については、文献 5)に示される剛性 を用いるケース(剛性が標準的なケース)と剛性が これよりも低いケースの2ケースを考慮した.ここ では、剛性の影響を調べるために、基礎・地盤ばね の剛性を標準ケースの1/3とした.



(a) Takeda モデル
(b) 原点指向モデル
(c) 最大点指向モデル
図-6 RC 橋脚の非線形履歴特性を表すモデルの復元力特性





図-7 フーチング面と地盤間を結ぶ水平ばね (スリップ型バイリニアモデル)







また,基礎・地盤の抵抗特性に非線形性を考慮す る場合には、図-5(b)に示すモデルを用いた.基礎・ 地盤系の塑性化の度合いの影響を調べるために橋 脚と基礎・地盤系の耐力比を変化させた2ケースを 対象とし、このために橋脚の耐力を変化させること とした.橋脚の耐力は、文献 5)に示される耐力を 用いるケース(耐力が標準的なケース)と耐力が大 きいケースに対してそれぞれ 5.1 MN, 6.8 MN であ る.ここで、耐力が大きいケースの橋脚の耐力は、 基礎の塑性化が顕著になるように設定することと した.すなわち、後述する図-10の基礎の水平力~ 水平変位関係において、基礎の剛性が低下し始める 点の水平力よりも大きな耐力に設定している.

図-5(b)に示すモデルでは、杭体の復元力特性は トリリニア型の骨格曲線と Takeda モデルの履歴特 性によりモデル化した.構造物と地盤の非線形相互 作用のモデル化に関しては、矢部・川島の研究<sup>8)</sup>に 従った.すなわち、フーチングの面と地盤間を結ぶ 水平方向のばねは、図-7 に示すように圧縮側には 抵抗するが、引張側には抵抗しないようにモデル化 した.また、一度圧縮を受けるとその変位までは抵 抗を失うようにスリップ型のモデルを用いた.杭下 端と地盤間を結ぶ鉛直方向のばねは、図-8 に示す ように引張側が極限引抜き力、圧縮側が極限押込み 支持力を耐力とする非対称バイリニアモデルでモ デル化した.杭基礎と地盤間を結ぶ水平方向のばね は、図-9 に示すように前列、中央列、後列の杭に 対して、群杭効果を考慮した極限支持力を求め、こ れを耐力とする非対称バイリニアモデルでモデル 化した.

本橋脚が橋軸方向に負担する慣性質量は 643 ton であり,橋脚天端の位置(橋脚基部から高さ 10 m)



図-10 プッシュオーバー解析による基礎・地盤と 橋脚の耐力と変形性能

に慣性質量を与えた.

固有値解析によれば、橋脚のみを考慮する場合に は、固有周期 $T_{0.c}$ は 0.49 秒であるが、これに線形 の集約ばねにより基礎・地盤の剛性を考慮すると、 橋脚+基礎・地盤の構造系の固有周期 $T_{0.c+s}$ は基 礎・地盤系の剛性が標準的なケースと低いケースに 対してそれぞれ 0.67 秒、0.94 秒になる.一方、基 礎、地盤の抵抗特性に非線形性を考慮するモデルの 固有周期 $T_{0.c+s}$ は 0.64 秒である.また、フーチング 底面で固定とし、分散支承を含めたモデルの固有周 期は、支承の変形が主となるモードに対して 1.13 秒、橋脚の変形が主となるモードに対して 0.18 秒 である.

本モデルの橋脚と基礎・地盤の耐力比,変形性能 を調べるためにプッシュオーバー解析を行った.こ の結果を図-10に示す.水平力が1.9 MN に達した 段階で後列杭頭と地盤間を結ぶ水平ばねが降伏し, 3.5 MN の段階でフーチング前面と地盤間を結ぶば ねが降伏する.さらに水平力を増加させると,水平 力が 6.5 MN の時に後列の杭に引抜きが生じ,7.9 MN の時に前列の杭に押込みが生じる.橋脚の耐力 が標準的なケースでは,橋脚が降伏する前にフーチ ング前面と地盤間の水平ばねが降伏する.一方,橋 脚の耐力が大きなケースでは,橋脚が降伏する前に 後列の杭が引抜きにより剛性が低下し始めるレベ ルまで基礎・地盤の塑性化が進むこととなる.

#### 3.2 入力地震動と時刻歴積分法

入力地震動には、1995 年兵庫県南部地震におい て神戸海洋気象台(NS 成分),JR 西日本鷹取駅構 内(EW 成分,NS 成分)<sup>9)</sup>,東神戸大橋(HB 成分) において観測された4記録を用いた.なお、入力地 震動には初期固有周期の検出のために, 地震動記録 の前に遅延時間に相当する 10 秒間のホワイトノイ ズ(加速度振幅が 100%の時の最大振幅= 0.04 m/sec<sup>2</sup>)を付け加えている.

解析では,橋脚の目標応答塑性率 を2,3,4,5, 6,7,8(±0.2程度)の7ケースに設定して,目標 応答塑性率が生じるように入力地震動の加速度振 幅を調整した.

地震応答解析には、図-5(a)、(b)のいずれのモデ ルを用いる場合にも一様地震入力による Newmark β法による直接積分法を用いた.図-5(b)のような モデルが用いられる場合には、基盤からの入力を考 慮した解析が行われるのが一般的であるが、本解析 の目的が基礎・地盤系の非線形化の影響を調べるこ とであること、また、基礎・地盤の抵抗特性を線形 とする場合との比較を容易にすることから、いずれ のモデルを用いる場合にも一様地震入力による解 析を行うこととしたものである.このため、実現象 の再現という観点では、これらのモデルの相互比較 にはなっていないことに留意する必要がある.

解析では,積分の時間間隔は 10000 分の 2 秒 (0.0002 秒)としたが,出力の時間間隔は 100 分の 1 秒 (0.01 秒)とした.

粘性減衰のモデル化には、Rayleigh 減衰を用い、 ひずみエネルギー比例減衰法により各モードの減 衰定数を求め、主要なモードの減衰定数をカバーす るように2つの基準振動数を決定した.

#### 3.3 解析における橋脚の応答塑性率の算出

基礎・地盤を考慮した解析を行うと、橋脚天端に おける応答変位には基礎・地盤の水平および回転の 応答の影響が含まれる.本研究では、橋脚の応答塑 性率を提案手法により推定することを目的として いるため、次式により基礎・地盤の応答の影響を除 去することとした.

$$d_{c \cdot r} = d_{c \cdot top} - d_s - \theta_s \cdot L \tag{2}$$

ここで、 $d_{c\cdot r}$ は橋脚の応答変形量、 $d_{c\cdot top}$ は橋脚天端の応答変位、 $d_s$ は橋脚基部の応答水平変位(基礎・地盤ばねの応答変位)、 $\theta_s$ はフーチングの回転角、Lはフーチングの中心から橋脚天端までの距離である.橋脚の応答変形量 $d_{c\cdot r}$ の最大値を橋脚の最大応答変形量 $d_{c\cdot r\cdot \max}$ とすることとし、次式から橋脚の最大応答塑性率 $\mu_c$ を求めた.

$$\mu_c = \frac{d_{c \cdot r \cdot \max}}{d_{c \cdot y}} \tag{3}$$



図-11 非線形履歴特性が応答と応答周期の変化の推定に及ぼす影響(IR鷹取EW記録100%を入力する場合)



ここで, d<sub>c・y</sub>は橋脚の降伏変位である.

なお,提案手法で応答塑性率を推定する場合には 図-2 に示したフローに基づくこととした.なお, ここで構造特性補正係数αは1とした.

## 4. 橋脚の非線形履歴モデルの適用性の検討

まず、図-6 に示した非線形履歴モデルの本研究

への適用性を評価するために、図-5(a)に示したモ デルの基礎・地盤の特性および支承の特性を表すば ねの剛性を剛とした解析モデルを対象に地震応答 解析を行った.ここでは、JR 鷹取 EW 記録を振幅 100%で入力することとした.その結果を図-11 に示 す.

当然ではあるが、いずれの履歴モデルを用いる場 合にも初期固有周期は 0.49 秒と同じ値を示してお り,これは固有値解析より求めた固有周期と一致す る. 10 秒過ぎに地震動が入力されると、いずれの モデルにおいても橋脚天端の応答変位が増加する が、その増加度合いはモデルごとに大きく異なる. Takeda モデルを用いる場合には、最大応答変位が 0.11 m と応答塑性率にして 2.8 程度の応答しか生じ ないのに対して,原点指向モデルを用いる場合には, 最大応答変位は0.43mと応答塑性率にして10を上 回る応答が生じる.これは,応答変位が増加すると, それに伴って剛性が大幅に低下する履歴特性のた めである.最大点指向モデルを用いる場合には,最 大応答変位は 0.18 m と Takeda モデルを用いる場合 の応答の1.6倍である.主要動の入力が終了すると、 橋脚は自由振動をするが、その際には Takeda モデ ルを用いると FFT 解析による応答周期は徐々に低

下し、初期固有周期に近づいていくのに対し、原点 指向モデルや最大点指向モデルを用いる場合には、 Takeda モデルを用いる場合ほどの大きな低下はな い. Takeda モデルを用いると応答が収束するにつ れて、応答周期が初期固有周期に近づいていくのは、 Takeda モデルには図-6(a)に示したように除荷剛性 が初期剛性に近いという特性があるためである.主 要動入力後の応答周期の変化の特性は、原点指向モ デルや最大点指向モデルを用いる場合の方が文献 2)、3)に示される実験で得られた特性と近い傾向が ある. 地震終了判定トリガ(0.5 m/sec<sup>2</sup>)を検知し た時刻の応答周期は、Takeda モデル、原点指向モ デル、最大点指向モデルを用いる場合に対して、そ れぞれ 0.98 秒、1.46 秒、0.93 秒であり、式(1)によ り推定応答塑性率を求めると4、9、3.6 となる.

こうした解析を、JR 鷹取 NS 記録、EW 記録を用 いて、橋脚の目標応答塑性率 $\mu_c$ が2、3、4、5、6、 7、8 となるように地震動の加速度振幅を調整して 行った.これによる実際の応答塑性率と推定応答塑 性率の関係を示した結果が図-12 である.これによ れば、原点指向モデルや最大点指向モデルを用いる 場合には、実際の応答塑性率が増加すると式(1)か ら推定される塑性率も増加するため、これらの関係 はほぼ1:1の関係にある.一方、Takeda モデルを 用いる場合には、実際の応答塑性率が増加しても式 (1)から推定される塑性率は3~5 程度で頭打ちして しまい、これ以上の塑性率が推定できない.これは、 実験的検討から得られた傾向<sup>2,3)</sup>とは一致せず、本 研究で着目している応答周期の変化を評価する目 的に対しては適用性が高くないことを示している.

被災度判定手法の精度の評価という観点から見 れば、応答周期の変化が明確にあらわれるため、実 験的検討から得られた傾向とも一致度が高い原点 指向モデルや最大点指向モデルは同程度の適用性 があるが、履歴特性や最大応答変位の評価精度に関 しては、最大点指向モデルの方が Takeda モデルを 用いる場合の応答に近く、RC 橋脚の履歴特性の再 現性が相対的に高い.以上のことから、本検討には 最大点指向モデルが適していると考えられる.なお、 最大点指向モデルでは、一方向に応答変位が偏る場 合、応答塑性率の割に剛性低下率がそれほど大きく ならない可能性があるため、式(1)による推定応答 塑性率が実際の応答塑性率よりも小さめに評価さ れる可能性がある点には注意が必要である.

#### 5. 基礎・地盤系の剛性および塑性化の影響

図-13 に,基礎・地盤系の剛性を考慮する場合の 応答解析結果を示す.ここでは,支承の特性を表す ばねは剛としている.入力地震動には JR 鷹取 EW 記録を用いた場合を例として示している. 橋脚天端 の応答変位には,基礎・地盤ばねの変形および回転 に伴う変位量も含まれているので, 橋脚のみの変形 量を求めた場合の結果もあわせて示している.これ によれば、橋脚+基礎・地盤の構造系の固有周期 T<sub>0.c+s</sub>が 0.67 秒のモデルに対する目標応答塑性率 μcを3とした解析では、応答変位が最大の時には 橋脚天端の応答変位には橋脚の変形量の 21%に相 当する基礎・地盤ばねの変形・回転に伴う変位が含 まれている. 目標応答塑性率  $\mu_{c}$  を 6 とする場合に は、橋脚の変形量が相対的に大きくなるため、この 割合は12%程度になる.また,基礎・地盤の剛性が 低い $T_{0,c+s} = 0.94$ 秒のモデルに対しては、基礎・地 盤ばねの変形・回転に伴う変位の割合は、目標応答 塑性率 μc を 3,6 とする場合に対して,それぞれ 47%, 30%と大きくなる.

図-14には初期,応答加速度最大時,地震終了判 定トリガ検知時の橋脚天端の応答加速度のフーリ エスペクトルを示す.ここで,フーリエスペクトル は周期 0.1 秒から 3 秒の間の最大値が 1 となるよう に正規化している.これによれば,初期の段階では, 橋脚の振動モードだけでなく,基礎・地盤系の振動 モードも検出されているが,応答時や応答が収束す る段階では基礎・地盤系の振動モードは顕著にはあ らわれない.

こうした解析を、神戸海洋気象台 NS 記録、JR 鷹取 EW 記録, JR 鷹取 NS 記録, 東神戸大橋 HB 記 録の計4記録に対して,橋脚の目標応答塑性率μ<sub>c</sub> が2,3,4,5,6,7,8となるように地震動の加速 度振幅を調整して行った. 図-15 はこうした解析結 果を基礎・地盤系の剛性を考慮する場合の提案手法 による応答塑性率の推定精度として示した結果で ある.これによれば、基礎・地盤ばねの剛性を考慮 することにより,剛性が標準的なケースと低いケー スに対して,初期固有周期は橋脚のみを考慮したモ デルの 1.4 倍, 1.9 倍となるが, 応答周期は橋脚の みを考慮したモデルの場合と大きく変わらないケ ースが多いため,全体として推定応答塑性率は実際 の応答塑性率よりも小さくなる. そこで,式(1)に おける To に基礎・地盤ばねの剛性を考慮した固有 周期 T<sub>0·c+s</sub> (= 0.67 秒, 0.94 秒) ではなく橋脚の剛 性のみを考慮した場合の固有周期T<sub>0.c</sub> (=0.49 秒) を用いて評価することとした.この結果も図-15に 示している.これによれば、橋脚の剛性のみを考慮 した場合の固有周期T<sub>0.c</sub>を用いる場合には,結果の ばらつきの程度は変わらないが,実際の応答塑性率 の推定精度は向上することが分かる.なお,図 -15(b)において, 初期固有周期にT<sub>0.c+s</sub>を用いるケ ースの中には,実際の応答塑性率が2程度に対して, 提案式による塑性率が4.8と2倍以上大きいケース



図-13 地盤・基礎系の剛性を考慮する場合の応答(JR 鷹取 EW 記録を入力する場合)

があり,他の結果との傾向が異なる.これは,入力 地震動として東神戸大橋(HB成分)の地震動を用 いたケースの結果であるが,地震終了判定トリガを 検知した段階が比較的早く,入力地震動の影響が含 まれた可能性が考えられる.

図-16 は、基礎・地盤系が塑性化する場合の応答 解析結果を示す.ここで、入力地震動には JR 鷹取 EW 記録を用いた場合を例として示している.橋脚 天端の応答変位には、基礎・地盤ばねの変形および 回転に伴う変位量も含まれているので、橋脚のみの 変形量を求めた場合の結果もあわせて示している. 橋脚の耐力が標準的なケースでは、目標塑性率を3 とする場合の応答が最大の時には橋脚天端の応答 変位には橋脚の変形量の 26% 程度に相当する基 礎・地盤ばねの変形・回転に伴う変位が含まれてい る.目標塑性率を6とするとこの割合は16%程度に なる.基礎・地盤系の塑性化により基礎・地盤系に はこれらを弾性とする場合に比べて大きな変形が 生じるため、基礎・地盤の変形・回転に伴う変位の 割合が大きくなる.橋脚の耐力を大きくする場合に は、当然ながら基礎・地盤系の塑性化の度合いが大 きくなるため、この割合はさらに大きくなる.

こうした解析を,JR 鷹取 EW 記録,JR 鷹取 NS 記録の2記録に対して,橋脚の目標応答塑性率 µ<sub>c</sub> が2,3,4,5,6,7,8となるように地震動の加速 度振幅を調整して行った.図-17 は解析結果を基 礎・地盤系の塑性化を考慮する場合の提案手法によ る応答塑性率の推定精度として示した結果である.





図-15 応答塑性率の推定精度に及ぼす基礎・地盤系の剛性の影響



図-17 応答塑性率の推定精度に及ぼす基礎・地盤系の塑性化の影響



基本的な傾向は、図-15と同じであり、橋脚の剛性 のみを考慮する固有周期T0.cを初期固有周期とし て用いると応答塑性率をおおむね推定できる. 基 礎・地盤系の塑性化を考慮する場合には基礎・地盤 系の応答周期も塑性化により時々刻々に変化する が,地震終了判定トリガを検知する段階では応答は おおむね収束しており、その段階においては、塑性 化によって基礎・地盤系の剛性は初期剛性から変化 するが,この影響は相対的に小さく,基礎・地盤系 の剛性を考慮することの影響がより顕著にあらわ れたためと考えられる. なお,本解析では基礎・地 盤系の塑性化を考慮するためのモデルの履歴則と してはバイリニア型を用いており,応答が収束する 段階では基礎・地盤系の剛性は初期剛性に近くなっ ていることがこうした傾向に影響した可能性も考 えられる.このため、基礎・地盤系の塑性化によっ て剛性低下が生じるようなモデルを用いた検討も 必要であり、これについては今後の検討課題である. ただし、図-15に示したように基礎・地盤系の剛性 の影響は大きくないため、基礎・地盤系の塑性化に

よる剛性低下の影響も限定的と考えられる.

なお,文献 3), 4)に示される供用下の橋梁の振動 計測実験から,交通振動により計測される橋脚の固 有周期は基礎・地盤系の影響を含まない系に対する 周期におおむね相当しており,こうして得られた固 有周期を初期固有周期として用いれば,本提案手法 により応答塑性率をおおむね推定できると考えら れる.

### 6. ゴム系支承の剛性および塑性化の影響

図-18に、水平力分散支承の剛性を考慮する場合 の応答解析結果を示す.ここで、入力地震動には JR 鷹取 EW 記録を用いた場合を例として示してい る.提案する被災度判定システムのセンサ(子機) は図-1 に示したように橋脚天端に設置することを 想定するので、橋脚天端の応答加速度、応答変位が 重要であるが、ここでは比較のために上部構造位置 の応答も示している.また、図-19には初期、加速 度最大時、地震終了判定トリガ検知時の橋脚天端の 応答加速度のフーリエスペクトルを示す.ここで、 フーリエスペクトルは周期0.1秒から3秒の間の最 大値が1となるように正規化している.

これによれば、上部構造の応答は、当然ながら支 承の変形するモードが支配的であり,そのモードの 周期に相当する周期で応答するのに対し,橋脚天端 の応答は,橋脚の変形が卓越するモードの周期に相 当する周期で応答する.また,橋脚の応答が支配的 となる比較的短い周期の応答は早い段階で減衰す るのに対し、支承の応答が支配的となる1秒程度の 応答は長く続いている.この結果,橋脚天端の応答 加速度をもとに求めた応答周期の変化をみると,初 期固有周期としては橋脚の応答が支配的となるモ ードの 0.18 秒が検出され, 塑性変形が生じる段階 までは、このモードの応答周期の変化があらわれて いるが、15~20秒の段階以降は1秒を超える周期 が検出されており,支承の応答が卓越したことが分 かる. 地震終了判定トリガを検出した時刻は, 支承 の応答が卓越した後の段階に相当するため,これを もとに式(1)から応答塑性率を推定すると、表-1に 示すように推定応答塑性率が 50 程度と実際とはか け離れた値になる.

このため, FFT 解析において支承の応答が卓越す るモードの周期を除去するように長周期成分をカ ットするフィルターを用いることとした.この結果 も表-1 にあわせて示している.このようにすれば 橋脚の応答塑性率が増加することは検知できるが, その推定精度はそれほど高くない.また,長周期側 の遮断周期の設定によっては,推定される応答塑性 率が頭打ちする場合もあるため,初期固有周期,本

表-1 応答塑性率の推定精度に及ぼす支承の 剛性の影響

-					
	実際の 応答塑 性率	式(1)による推定応答塑性率			
		JR鷹取EW成分		JR鷹取NS成分	
,		3秒以上 をカット	0.71秒以上 をカット	3秒以上 をカット	0.77秒以上 をカット
	2	49.0	1.7	38.7	1.6
	3	49.0	2.6	49.0	2.0
	4	55.8	2.4	55.8	2.1
	5	55.8	3.5	49.0	2.5
	6	55.8	3.6	55.8	3.6
	7	74.2	3.6	74.2	2.7
	8	103.7	3.9	87.1	5.0



(a) 目標塑性率=3の場合 (b) 目標塑性率=6の場合 図-19 分散支承を有する構造系の応答の フーリエスペクトル

手法で検出すべき応答塑性率の程度等から,長周期 側の遮断周期を適切に設定する必要がある.

また,支承に免震支承を用いる場合には,支承が 塑性化し,それにより支承の応答周期が時々刻々に 変化するが,これは応答周期の変化という観点にお いては基礎・地盤系の塑性化を考慮する場合と同様 に剛性が変化(非線形化)することの影響は顕著で はないため,地震終了判定トリガを検知する段階の 応答において支承の剛性を考慮することの影響が 除去できれば良く,支承の剛性の影響のひとつとし て考えることができる.

## 7. 結論

本研究は橋梁の地震被災度を客観的かつ迅速に 判定するために開発した橋梁地震被災度判定手法 の実際の橋梁への適用性を調べるために,基礎構造 物や周辺地盤および支承の剛性や塑性化が被災度 判定手法に及ぼす影響に着目して,地震応答解析に よる分析を行った.以下に,本研究から得られた成 果を示す.

- 基礎・地盤の剛性を考慮する場合、初期の固有 周期は大きくなるが、被災後の応答周期は橋脚 のみを考慮する場合と大差ないため、基礎・地 盤ばねの剛性を考慮すると、推定応答塑性率は 実際の応答塑性率よりも小さくなる.しかし、 初期の固有周期に橋脚のみの剛性を考慮した固 有周期を用いれば、応答塑性率をおおむね推定 する.初期の固有周期を橋脚のみの剛性とする のは、供用下の橋梁に対する振動計測結果から も妥当であると考えられる.
- 2) 基礎・地盤の塑性化の影響は、基礎・地盤の剛 性の影響よりも相対的に小さい.このため、基 本的な傾向は基礎・地盤の剛性を考慮する場合 と同じであり、初期の固有周期に橋脚のみの剛 性を考慮した固有周期を用いれば、応答塑性率 を推定できる.
- 3) ゴム系の支承が用いられる橋では、支承の変形 が卓越するモードが支配的となるが、FFT 解析 における長周期側の遮断周期を適切に設定して 橋脚の変形が卓越するモードを抽出すれば、そ の固有周期の変化から応答塑性率をおおむね推 定できる.ただし、長周期側の遮断周期の設定 によっては、推定される応答塑性率が頭打ちす る場合もあるため、初期固有周期、本手法で検 出すべき応答塑性率の程度等から、長周期側の 遮断周期を適切に設定する必要がある.

なお,被災度判定システムの運用上の課題点の抽 出のために,国土交通省国土技術政策総合研究所危 機管理技術研究センター地震防災研究室と共同で 地震被災度判定センサを試作し,これを実橋梁に設 置している.今後,本システムを試験的に運用しな がら,地震によるデータが取得されれば必要に応じ て判定手法のキャリブレーションを行う予定であ る.

#### 参考文献

- (社)日本道路協会:道路震災対策便覧(震災 復旧編),2007.
- 堺淳一,小林寛,運上茂樹:鉄筋コンクリート 橋脚に対する地震時被災度判定手法の開発,土 木技術資料,(財)土木研究センター,Vol. 51, No. 2, pp. 32-35, 2009.
- 3) 堺淳一, 運上茂樹: インテリジェントセンサを 用いた橋梁地震被災度判定手法の開発に関する 研究, 土木研究所報告, No.213, 2009.
- 4) 堺淳一,運上茂樹:橋梁地震被災度判定センサ による橋梁の振動計測実験,第12回地震時保有 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,(社)土木学会,pp. 29-36,2009.
- 5) (社)日本道路協会:道路橋の耐震設計に関す る資料 2.鉄筋コンクリート橋脚を用いた場 合の設計計算例, 1997.
- 6)加納匠,小林寛,運上茂樹:非線形履歴特性が時刻歴応答解析結果に及ぼす影響に関する検討, 土木学会中国支部研究発表会発表講概集,I-11, pp.21-22,2005.
- 7) (社)日本道路協会:道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 2002.
- 8) 矢部正明,川島一彦:杭基礎の非線形地震応答 特性とプッシュオーバーアナリシスによる解析 法に関する研究,土木学会論文集,No.619/I-47, pp. 91-109, 1999.
- 9) Nakamura, Y.: Waveform and its analysis of the 1995 Hyogo-ken Nanbu earthquake, *JR Earthquake Information No. 23c*, Railway Technical Research Institute, Japan, 1995.

(2009年9月24日受付)