

## 論文 R C橋脚の動的解析に用いる非線形特性の仮定に関する研究

秋山 芳幸\*1・平澤 征夫\*2・大嶽 秀暢\*3

**要旨**：非線形を考慮する耐震設計では、適切な骨格曲線の設定が重要である。本研究は、動的載荷が耐力および靱性に及ぼす影響を考慮した非線形特性を、動的載荷実験より得た最大荷重～変位包絡線より設定し、その特性を用いた非線形動的解析の適合性を検証することを目的とした。検証の結果、動的載荷の影響を考慮した非線形特性を適用した解析値は、応答変位が実験値とよく一致し、この解析法は今後の合理的な耐震設計に寄与するものであること、および道路橋示方書に準じた従来の非線形特性を適用した解析値は、全体に変位が小さく表れ実際の地震時応答値が過小評価されている可能性があることなどを明らかにした。

**キーワード**：非線形特性，骨格曲線，動的載荷，応答変位

## 1. はじめに

1995年の兵庫県南部地震では多くの橋梁が甚大な被害を受けた。以後の橋梁耐震設計では、大規模な内陸直下型地震に対しても耐震性を確保するため、地震時保有水平耐力法による設計、さらには、動的解析による動的照査法が主流となっている。地震時保有水平耐力法や動的解析には、大規模地震に対する耐震性を照査するため、塑性変形性能（非線形特性）を考慮する必要があり、適切な骨格曲線の設定が設計上重要である。現在、道路橋の動的耐震設計には、R C橋脚に対する正負交番繰返し載荷実験の結果に基づいて規定された道路橋示方書耐震設計編<sup>1)</sup>（以下「道示」と略す）が示す骨格曲線の算出方法をほとんど場合に適用している。

一方、既往の研究から、R C橋脚に地震のような動的な力が加わった場合、静的な載荷に比べてR C橋脚の最大耐力は大きく、靱性は小さくなることが明らかにされつつある<sup>2~4)</sup>。

したがって、静的載荷実験結果に基づいた非線形特性を用いる地震時保有水平耐力法や動的解析に対して、動的載荷の影響を考慮した非線形特性を設定すれば、従来より精確に安全性を

検討でき、より合理的な設計が可能となろう。

本研究では、動的載荷の影響を考慮した非線形特性の設定方法とそれを用いた動的解析をR C橋脚モデルに適用し、その適合性を検証することを目的とする。具体的には、まずR C橋脚モデルを作製し、既往の地震波形を用いた水平一軸加振の振動台実験を行い、得られる最大応答荷重～最大応答変位包絡線から、動的載荷の影響を考慮した骨格曲線を設定することとした。また、動的載荷がR C橋脚の耐力及び靱性に及ぼす影響を再度検証するため、静的載荷実験を実施した。次に振動台実験で得られた時刻歴応答波形に対し、1) 動的載荷の影響を考慮して設定した骨格曲線を用いた場合と、2) 従来の道示に準じて算出した骨格曲線を用いた場合の非線形動的解析結果を比較し、それらの適合性の違いを明らかにする。

## 2. 対象供試体

本研究で実験および解析の対象としたR C橋脚モデルの形状・寸法を図-1に示す。柱部の断面は150×150 mmの正方形断面、柱基部からの全高は1110 mm、慣性力作用位置までは985 mmで、

\*1 中部大学大学院 工学研究科建設工学専攻 修士(工学) (正会員)

\*2 中部大学大学 工学部都市建設工学科教授 工博 (正会員)

\*3 中部大学大学院 工学研究科建設工学専攻 学士(工学)

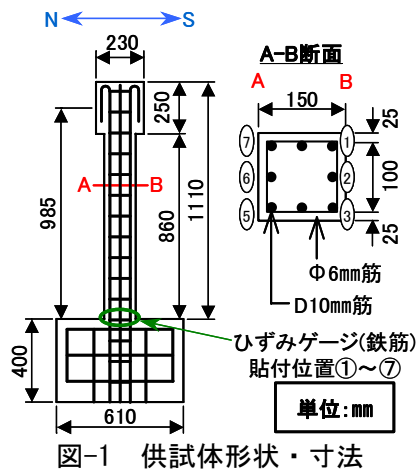


図-1 供試体形状・寸法

軸方向鉄筋に D10 (SD345 :  $f_{sy}=368\text{N/mm}^2$ ,  $E_s=191\text{kN/mm}^2$ ) を 8 本 (軸方向鉄筋比 2.54%), 帯鉄筋に  $\phi 6$  (SR295 :  $f_{sy}=245\text{N/mm}^2$ ,  $E_s=209\text{kN/mm}^2$ ) を 100 mm ピッチ (拘束鉄筋比 0.86%) で配置した。コンクリートは普通ポルトランドセメント, 細骨材は川砂 ( $FM=2.58$ ), 粗骨材は最大寸法 15mm の安山岩砕石を用いた。各実験当日に行ったテストピースの圧縮強度試験より求めた圧縮強度を表-1 中に示す。

表-1 実験種類

供試体名	実験方法	コンクリート強度 ( $\text{N/mm}^2$ )
KHT	振動台による動的载荷実験	43.1
ST	静的漸増载荷実験	33.3
SR	静的正負交番载荷実験	38.4

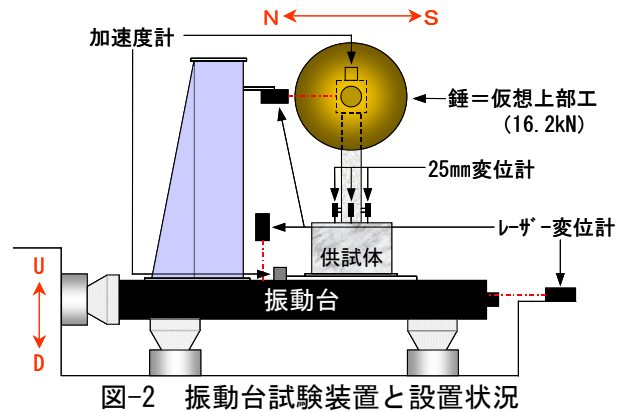


図-2 振動台試験装置と設置状況

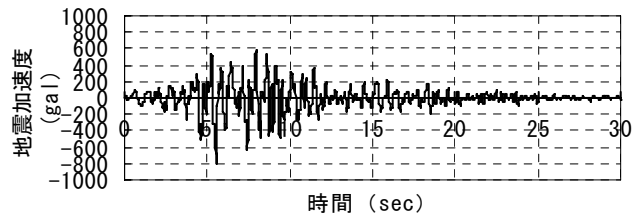


図-3 兵庫県南部地震加速度波形

### 3. 動的及び静的载荷実験

#### 3.1 実験計画

本研究で対象とした実験の種類を表-1 に示す。KHT は Kobe Horizontal Table Test, ST は Static Test, SR は Static Reverse Test の略である。

#### 3.2 振動台を用いた動的载荷実験概要

##### (1) 試験装置及び計測方法

図-2 に動的载荷実験に用いた振動台試験装置 (導電型) を示す。供試体はフーチング部に通した  $\phi 32$  mm の鋼棒 8 本によって振動台に固定した。また, 上部工の仮想重量として, 供試体頂部に 16.2kN の錘を取付けた。

計測は供試体頂部の応答加速度及び振動台上の加速度を 3 軸加速度計 (容量: 供試体頂部 5G, 振動台 3G), 供試体頂部及び振動台の水平変位をレーザー変位計 (検長:  $-150\text{mm}\sim+150\text{mm}$ ) により計測した。柱基部の抜け出し量の計測を目的として, 小変位計 (検長: 25mm) を取付けた。

##### (2) 加振方法

加振は水平一軸方向加振とした。図-3 に入力波形を示す。この波形は, 兵庫県南部地震の際に神戸海洋気象台において観測された南北 (NS) 方向の加速度波形である。最大地震加速度は 818gal で, 振動時間は 30 秒である。

地震力の载荷は同一供試体に対し, 最大地震加速度 (818gal) の倍率 0.05 きざみを 1 回の加振段階とし, 0.05 倍から開始して, 0.10 倍, 0.15 倍... と段階的に増加させながら各加振段階で 1 回の加振を実施する。これを破壊状況や応答値から, 供試体が終局に至ったと判断した 0.75 倍の加振段階まで行った。なお, 時間軸の短縮は行っていない。このような加振方法を採用したのは, 1) 実験結果より柱の塑性変形性能を最大応答荷重~最大応答変位包絡線で評価するため, 2) 振動台の機能上, 台と供試体の慣性力による入力波形の乱れを補正しながら加振を実施しなければならないためである。

### 3.3 静的載荷実験概要

#### (1) 試験装置及び計測方法

図-4 に静的載荷実験用いた油圧アクチュエータ試験装置を示す。供試体はフーチング部に通したφ32 mmの鋼棒 8 本によって反力床上に設置した台座に固定した。また、上部工の仮想重量として、供試体頂部に 16.2kN の錘を取付け、この錘と油圧アクチュエータを固定した。

計測は、水平変位を大変位計（検長：200mm）、荷重をアクチュエータ先端に取付けたロードセル（容量：50kN）により計測した。

#### (2) 載荷方法

載荷は水平一軸方向載荷とし、漸増載荷と正負交番載荷の 2 方法を実施した。図-5 に変位制御で行った正負交番載荷方法を示す。いずれの方法も、油圧アクチュエータ試験装置が変位の許容限界に達した時点まで載荷終了点とした。

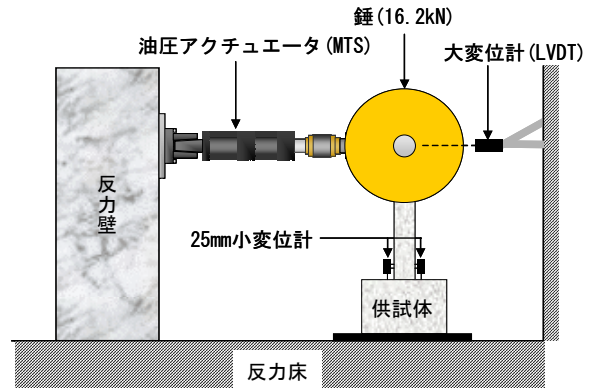


図-4 静的載荷試験装置と設置状況

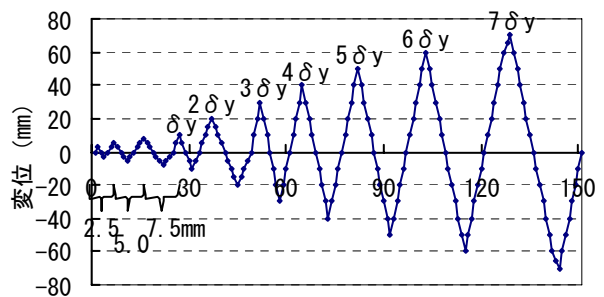


図-5 正負交番載荷方法

### 3.4 実験結果と考察

#### (1) 実験結果

図-6 に静的一方向漸増載荷実験より得られた荷重～変位曲線を、図-7 に静的正負交番載荷実験より得られた荷重～変位曲線を、図-8 に振動台を用いた動的載荷実験より得られた最大応答荷重～最大応答変位包絡線を示す。

図-8 は、縦軸に各加振段階における供試体頂部の応答加速度に、錘と供試体の換算重量を乗じて得られる応答荷重の最大値をとり、横軸に各加振段階で計測された最大の応答変位を最大応答変位と定義して示したものである。したがって、この図は、加振段階が上がるにつれて、振動による損傷が累積された結果を示している。

図-9 は、各実験の荷重～変位関係および道示に準じて算出した供試体の水平力～水平変位骨格曲線（道示計算値）を重ねて表示したものである。道示計算値は、上載荷重を 16.2kN（軸応力  $0.72\text{N/mm}^2$ ）、コンクリート強度を  $\sigma_{ck} = 40\text{N/mm}^2$  とし、タイプ II の地震動に対する終局ひずみを適用して算出した。また、図-9 中の SR は、正負交番載荷実験の各載荷サイクルにおける

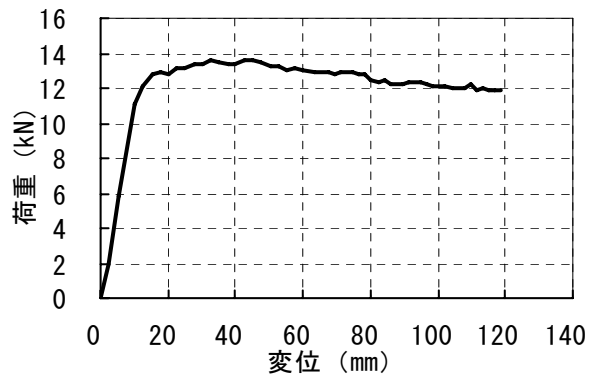


図-6 静的一方向漸増載荷実験結果：ST

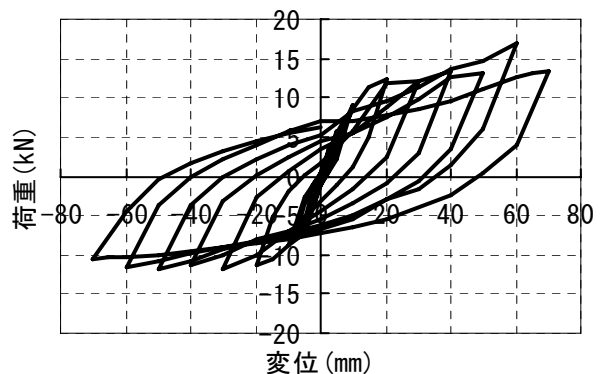


図-7 静的一方向正負交番載荷実験結果：SR

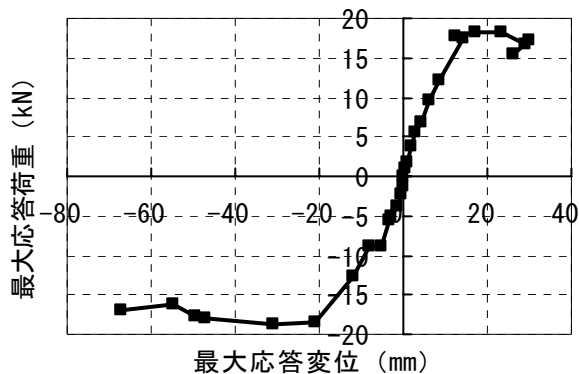


図-8 最大荷重～最大応答変位包絡線：KHT

正負の最大荷重と最大変位を平均した値を示している。同様に、KHT は図-8 に示した最大応答荷重～最大応答変位包絡線の各加振段階における正負の値を平均したものである。

図-9 より、道示計算値の終局水平耐力は 10.5kN、終局水平変位は 35mm で、ST、SR の最大荷重（それぞれ 13.6kN、12.6kN）と最大変位（それぞれ 118mm、70mm）に比べ小さく、道示計算値は実際の実験よりも小さく算定されていることが分かる。また、KHT に対して、終局水平耐力は最大荷重の半分程度であり、設計上かなり安全側の設定となっているが、終局水平変位は若干小さい程度であった。

#### (2) 考察：静的荷重と動的荷重の比較

図-9 より、KHT の最大荷重は 18.6kN であり、ST、SR の最大荷重に比べおよそ 1.4 倍の値を示している。これは、動的荷重の荷重速度が大きい影響が表れたものと考えられる。

この荷重速度の影響について、既往の研究（例えば、小谷氏の解説<sup>5)</sup>）によれば、鉄筋の動的降伏応力や動的最大耐力は静的な場合に比べ、地震程度のひずみ速度 ( $\dot{\epsilon}=0.001\sim 0.10/\text{sec}$ ) の場合で 1.05～1.20 倍程度、衝撃のような場合で 1.20～1.40 倍になるとされている。これに対し、本実験における最大荷重の上昇程度は、前述したように約 1.4 倍と衝撃に近い傾向を示している。これは、図-1 に示す柱基部の軸方向鉄筋に貼付したひずみゲージの時刻歴から、最大荷重計測時における軸方向鉄筋のひずみ速度を求めた結果、最大で  $\dot{\epsilon}=0.28/\text{sec}$  が計測されており、

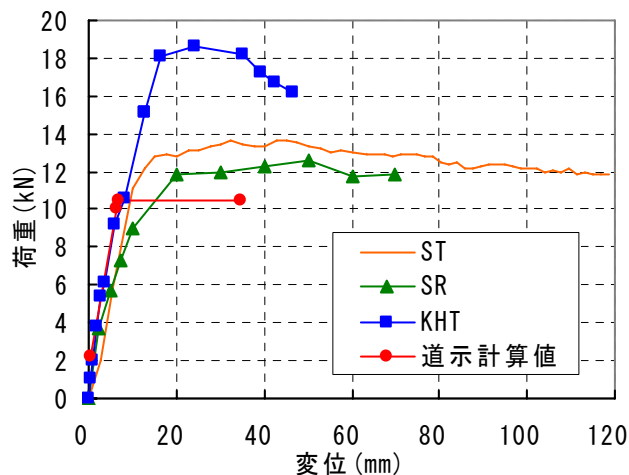


図-9 荷重方法の違いによる荷重～変位比較

軸方向鉄筋には衝撃に相当するひずみ速度が作用したためと考えられる。

一方、図-9 より、KHT の破壊直前の最大変位は 47mm であり、ST、SR の最大変位に比べ小さな値を示している。これは地震波形荷重のため繰返しの応答回数が多く、靱性が小さくなったためであると考えられる。

## 4. 動的解析

### 4.1 解析概要

解析は、本研究で実施した振動台による動的荷重実験を対象として実施した。したがって、動的解析でも加振段階を考慮した。具体的には、損傷の累積を、一つ前の加振段階の最終状態から解析を行う加振段階の初期状態に引継ぐように設定して行った。

#### (1) 解析手法

解析は、塑性ヒンジに非線形特性を考慮した数値積分法による時刻歴応答解析で行った。数値積分法には Newmark  $\beta$  法 ( $\beta=0.25$ ) を用い、積分間隔を 0.002 秒とした。

#### (2) 解析モデル

解析モデルは、図-1 に示した供試体のフーチング部より上部を平面骨組構造でモデル化した。塑性ヒンジ長は、道示に基づいて、柱断面幅の 1/2 (75mm) とした。塑性ヒンジ区間以外は線形はり要素（全断面有効剛性）でモデル化した。非線形回転バネの設定については、4.2 で述べる。

### (3) 減衰

減衰定数は、要素剛性比率減衰（非線形部材：2%，線形部材：5%）を用いた。また、基準振動数は解析の精度を高めることを考慮し、各加振段階における応答加速度波形に対し高速フーリエ変換を行って求めた自由振動数（5.6～2.2Hzに推移）を適用した。

## 4.2 動的載荷の影響を考慮した非線形特性

### の設定

塑性ヒンジ区間の非線形特性を表す非線形回転バネは、M- $\theta$  骨格曲線で設定した。なお、道示計算値における M- $\theta$  骨格曲線の設定は、「道路橋の耐震設計に関する資料<sup>6)</sup>」に準じて算出した。

動的載荷の影響を考慮した非線形特性を表す M- $\theta$  関係の設定は、**図-9** に示した KHT の荷重～変位関係を用いて、道示に掲載されているの参考資料を参照して行った。具体的には、曲げモーメントは、該当する段階の荷重に慣性力作用位置～塑性ヒンジ間の距離を乗じて算出した。回転角は、塑性ヒンジの回転に伴う変位を慣性力作用位置～塑性ヒンジ間の距離で除して算出した。塑性ヒンジの回転に伴う変位は、線形はり要素でモデル化した脚柱部について、載荷重、剛性が明らかことから曲率を算出し、その曲率から塑性ヒンジ区間以外の脚柱の弾性変形による変位を求め、次にこの変位を変曲点に該当する加振段階の変位から減じて算出した。

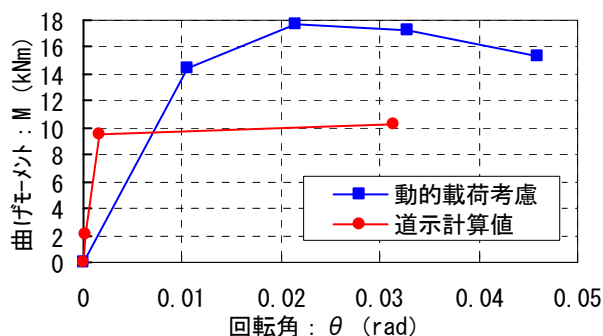
骨格曲線の変曲点は、**図-9** の KHT の荷重～変位関係から、以下の4点を設定した。

- ・部材降伏点：加振倍率 0.45 倍の加振段階
- ・最大荷重点：加振倍率 0.55 倍の加振段階
- ・荷重低下点：加振倍率 0.60 倍の加振段階
- ・終局点：加振倍率 0.75 倍の加振段階

このうち、部材降伏点は、実験時に計測した柱基部の主鉄筋ひずみより、**図-1** 中に番号で示した鉄筋の全てが降伏ひずみに達した加振段階とした。その他の変曲点は、**図-9** に示した荷重～変位関係の形状より判断して設定した。

**図-10** に設定した M- $\theta$  骨格曲線を示す。

M- $\theta$  骨格曲線を適用する復元力モデルは、



**図-10** 設定した非線形回転バネ骨格曲線

Takeda モデルに準拠したトリリニアおよびテトラリニアモデルを用いた。

なお、設定した骨格曲線を適用しての固有値解析による周期は、動的載荷考慮の場合で 0.28sec、道示計算値の場合で 0.20sec であった。

## 4.3 解析結果

**図-11**(1)、(2)は、応答変位を解析値と実験値で比較した結果を示す。**図-11**(1)は、部材降伏点加振段階の結果であり、**図-11**(2)は、終局点加振段階の結果である。**図-11**(1)、(2)のそれぞれの上段の解析値は、動的載荷の影響を考慮したもので、下段の解析値は、従来の道示に準じたものを示す。

**図-11**(1)、(2)上段に示した動的載荷考慮解析値は、終局点加振段階における残留変形の大きさの表現に問題が残されているが、部材降伏点加振段階、終局点加振段階ともに実験値とよく一致した。一方、**図-11**(1)、(2)下段に示した道示解析値は、載荷速度の影響による耐力の上昇を考慮できないため、応答荷重が小さくなり、それに伴い変位が小さい結果となった。このため、実験値との一致の度合は低い。

以上より、動的載荷の影響を考慮した非線形特性を適用した解析は、動的載荷の影響を考慮しない場合よりも、載荷速度の影響を反映した合理的な耐震設計に寄与するものと考えられる。また、地震波および構造物の周期特性も関係するため断言はできないが、従来の非線形特性を適用した解析方法では、実際の地震時応答値が過小に評価されている可能性が否定できない。



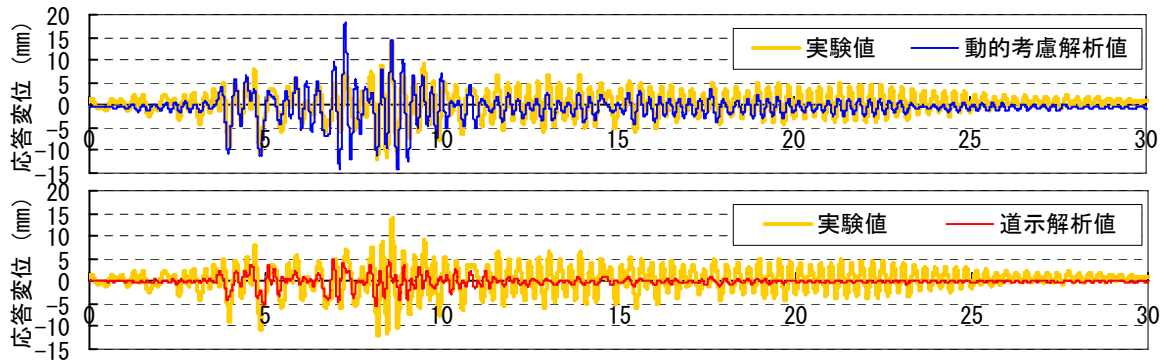


図-11(1) 部材降伏点加振段階における応答変位に対する解析精度

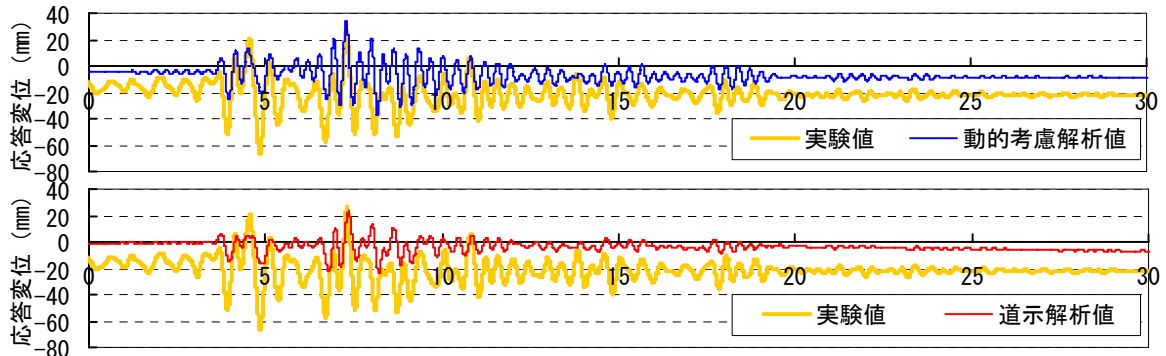


図-11(2) 終局点加振段階における応答変位に対する解析精度

## 5. 結論

動的荷重がRC橋脚の耐力及び靱性に及ぼす影響を考慮した非線形特性を設定し、その特性を用いた動的解析の適合性を検証することを目的として、振動台による動的荷重実験、静的荷重実験、非線形動的解析を行った。その結果、本研究の範囲で、つぎの事柄が明らかとなった。

- (1) 動的荷重を受けるRC橋脚は、静的荷重を受けるものに対して、最大耐力が1.4倍と大きく、靱性が1/2~1/3に小さくなることが確認できた。この結果に対して考えられる原因は、衝撃に相当する荷重速度と繰返し回数の影響であると考えられる。
- (2) 荷重～変位関係より、道路橋示方書に準じた計算値は、動的荷重実験に対して、設計上安全側の設定となることが分かった。
- (3) 動的荷重の影響を考慮した非線形特性を適用した動的解析は、応答変位が解析値と実験値で比較的良好に一致しており、この解析法は今後の荷重速度の影響を反映した合理的な耐震設計に寄与するものと考えられる。
- (4) 周期特性も関係するが、道路橋示方書に準じた従来の非線形特性を適用した動的解析の

解析値は小さく表れ、地震時応答値が過小評価されている可能性も否定できない。

## 参考文献

- 1) 道路橋示方書・同解説 V耐震設計編, (社) 日本道路協会, 2002.3
- 2) Morrison, D. G., Hirasawa, I. and Sozen, M. A.: Lateral-Load Tests of R/C Slab-column Connections, A. S. C. E., vol. 109, no. 11, pp. 2698-2714, November. 1983
- 3) 睦好宏史, 町田篤彦: 動的外力を受ける鉄筋コンクリート部材の力学的特性に関する研究, 土木学会論文集V, 354/V-2, pp. 81-90, 1985.2
- 4) 加納昌男, 平澤征夫: 動的外力を受ける鉄筋コンクリート柱部材の損傷と振動特性に関する実験的研究, 材料, Vol. 45, No. 9, pp. 1042-1047, 1996.9
- 5) 小谷俊介: 鉄筋コンクリートにおける荷重速度の影響, コンクリート工学, Vol. 21, No. 11, pp. 23-24, 1983.11
- 6) 道路橋の耐震設計に関する資料, (社) 日本道路協会, 2002.3