

# 論文 実大四層 RC 骨組の三次元震動台実験の地震応答解析

劉 奕敏<sup>\*1</sup>・塩原 等<sup>\*2</sup>・長江 拓也<sup>\*3</sup>・松森 泰造<sup>\*3</sup>

**要旨:** 防災科学技術研究所で実大四層鉄筋コンクリート建物の三次元震動破壊実験が実施された。本研究では、試験体の寸法と配筋ならびに、試験体材料の材料試験結果に基づきモデル化を行い、減衰等のパラメータは、実験に合うように調整は行わず、既往の研究で一般に認められている値としている。振動台上で観測された加速度を用い、基礎固定の弾塑性骨組地震応答解析を実施し、実験結果と比較する。

**キーワード:** 実大 三次元震動台 非線形骨組解析 ファイバーモデル

## 1. はじめに

現在の鉄筋コンクリート造骨組建物の耐震設計法の妥当性は、パラメトリックな骨組の弾塑性地震応答解析により検証されてきた。従ってそれらの設計法の妥当性は、モデル化の妥当性に依存している。個々のマクロエレメントや材料モデルの妥当性は、部材レベルの実験により検証されてきた。しかし、柱梁接合部の剛性、減衰率、動的な上下動の影響など、骨組レベルでの実験で初めて表れる現象については、部材レベルの研究による検証は困難である。実大建物の三次元震動台実験は、そのような数少ない検証の機会を提供する。本研究は、独立行政法人防災科学技術研究所が2010年12月に実施した実大四階鉄筋コンクリート建物の三次元震動実験<sup>1)</sup>を、現在の一般的な技術レベルとされる数値解析手法である弾塑性骨組地震応答解析で模擬し、実験結果と解析結果を比較して、その妥当性を検討したものである。

## 2. 試験体のモデル化

### 2.1 試験体概要

解析対象とする試験体は、高さ12メートルの実大4層の鉄筋コンクリート骨組<sup>1)</sup>である。長辺方向(X方向)は2スパン(スパン長さ7.2m)の純ラーメン、短辺方向(Y方向)は、1スパン(スパン長さ7.2m)で両妻面に幅2.5mの長方形断面の連層耐震壁を有する。実験の詳細は、文献1に報告されている。

### 2.2 解析概要

解析に用いた、解析プラットフォームは、米国のPEERで開発されたOpenSeesである<sup>2)</sup>。OpenSeesは、研究用に公開されており、誰でも自由に使用することができ、様々な非線形解析用のマクロエレメントと材料特性モデルのライブラリを有しており、構造物の弾塑性時刻歴応答解析をすることができる。

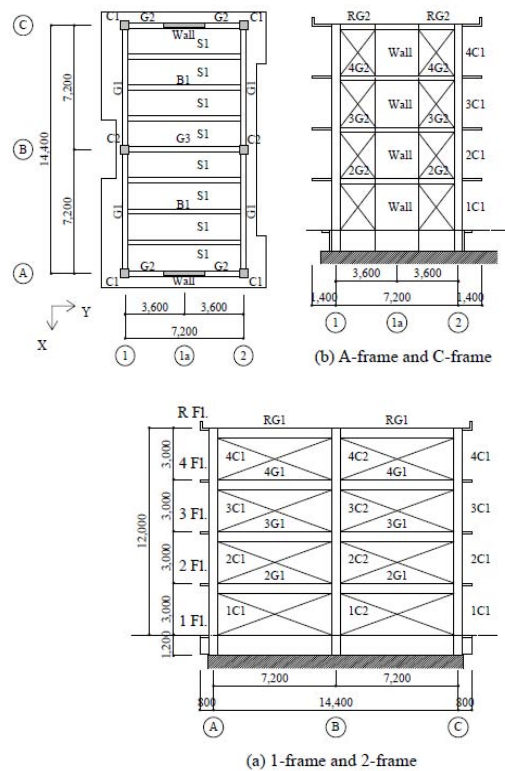


図-1 試験体の平面と立面<sup>1)</sup>

本研究では、柱と梁は断面の重心付近を通る線材とし、柱梁接合部は剛、床は面内せん断力に対して剛であるものとしてモデル化する。柱と梁のひび割れや曲げ降伏による非線形特性は、材端にファイバーモデルを有する材端弾塑性バネモデル<sup>3)</sup>を用いる。連層耐震壁は、多数の鉛直バネを有するマクロエレメントモデル<sup>4)</sup>とする。構造物の履歴特性は、各部材断面ファイバー軸バネの履歴特性モデルで表す。

図-1のように、長辺方向のはりと短辺方向のはりは、せいが若干異なり、重心高さが異なるため、部材材は両者の平均値とした。高さ方向に分布する各層の質量は各

\*1 東京大学 大学院工学系研究科建築学専攻 博士課程 (学生会員)

\*2 東京大学 大学院工学系研究科建築学専攻 准教授 工博 (正会員)

\*3 独立行政法人防災科学技術研究所 主任研究員・博士 (工学)

層の梁レベルに集中するものと仮定した。平面上の質点の配置は、隅柱と内柱の柱梁接合部に集中するものとし、内柱の質量は隅柱の質量の2倍と仮定した。回転質量はゼロと仮定した。剛床仮定においては、同じ床の節点の水平変位を同じになるように設定したが、梁のファイバーモデルの軸方向の変形は拘束されないように、はり中間の弾性部材の軸方向剛性は、十分に小さいものとして設定する<sup>5)</sup>。基礎は固定とする。実際の構造物と異なり相互作用による減衰は期待できないと考え、1次と3次振動モードの減衰率を1.0%とした。減衰は、剛性比例減衰とし、剛性マトリクスの変化するごとに減衰マトリクスを再計算した。

### 2.3 材料特性のモデル化

柱と梁の断面は、断面寸法と配筋に基づいて、鉄筋とコンクリートのファイバーに分割する。履歴特性モデルは、OpenSeesのライブラリの中から選び、鉄筋用の一軸バネには、"steel02"<sup>2)</sup>を、コンクリート用の一軸バネには、"concrete02"<sup>2)</sup>を、それぞれ採用する(図-2)。拘束ありとなしのコンクリートの違いを応力歪関係の最大強度と強度低下の程度で考慮する。なお、コンクリートの引張軟化効果は線形である。拘束ありとなしのコンクリートで仮定した特性を、表-1に示している。

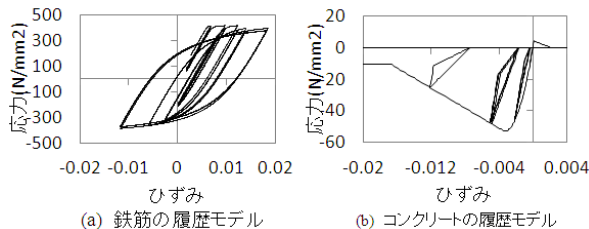


図-2 鉄筋<sup>2)6)</sup>とコンクリート<sup>2)7)</sup>の材料履歴モデル

表-1 拘束なしとありのコンクリートのパラメータ

	拘束なし	拘束あり
$f_c$	$f_c$	$f_{cc}$ <sup>8)</sup>
$\epsilon_c$	0.002	$0.002[1+5(\frac{f_{cc}}{f_c}-1)]$ <sup>9)</sup>
$f_{cu}$	$0.2 f_c$	$0.2 f_{cc}$
$\epsilon_{cu}$	$0.004$ <sup>9)</sup>	$0.004+1.4 \frac{P_s f_{yh} \epsilon_{sm}}{f_{cc}}$ <sup>9)</sup>
$f_t$		$0.75 \sqrt{f_c}$ <sup>9)</sup>
E		$4700 \sqrt{f_c}$ <sup>9)</sup>

### 2.4 柱

柱には、"beamWithHinges" エレメントを用いる。これは中央の一つの弾性部分と両端のファイバー部分からなる(図-3)。弾性部分は、断面積A、断面二次モーメントI、ねじりの2次モーメントJを定め、弾性係数E、

せん断係数Gは鉄筋を考慮しないコンクリートの材料特性から定める。部材両端のコンクリート断面は(16×16=256)のファイバーに分割する。補強筋に囲まれるコンクリート部分は拘束コンクリートとし、囲まれていない部分は拘束されていないコンクリートとする(図-4)。塑性ヒンジ長さは部材長さ、鉄筋径と降伏強度の関数だが、Priestleyら<sup>9)</sup>は塑性ヒンジ長さは一般的な柱と梁の場合、部材断面せいの1/2が適切であるとしている。また、塑性ヒンジ長さに関する経験式により得られるヒンジ長さの範囲では剛性は大きく変わらないため、組成にヒンジ長さは柱断面せいの1/2とする。

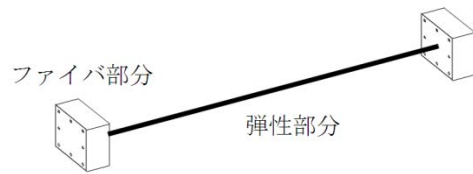


図-3 柱の解析モデル

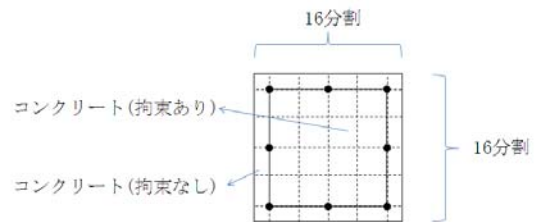


図-4 ファイバー断面の分割

### 2.5 梁

梁にも柱と同様に、"beamWithHinges" エレメント<sup>2)</sup>を用いる。部材両端のコンクリート断面は(10×16=160)のファイバーに分割する。塑性ヒンジの長さは梁の全せいの半分とする。柱と異なる点は、スラブが付いている梁をT形断面の梁と見なすことであり(図-5)、スラブの有効幅は建築学会のRC規準<sup>10)</sup>に従った。既に述べたように、剛床仮定によりファイバー部分が拘束され強度上昇が起こらないように、中間の弾性部分は、断面積Aを十分に小さいものと仮定している。

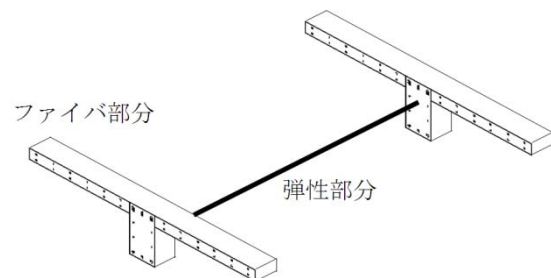


図-5 梁の解析モデル

## 2.6 連層耐震壁

各層の耐震壁は多数の鉛直バネを有するマクロエレメントモデルとする<sup>4)</sup>。各層の耐震壁は、壁モデルは図-6に示すように、上下の剛梁をつなぐ四本の垂直トラスと一つの水平せん断ばねで表す。四本の垂直トラスは壁板を垂直に四つに分割したものとする。それぞれの垂直トラスは”nonlinearBeamColumn”というファイバー梁部材でモデル化する。その両端は、面内方向の回転を許容し(図-6(a))、面外方向の回転を拘束して、面外方向の曲げを考慮する(図-6(b))。せん断ばねは、面内水平方向剛性のみを持つ長さゼロの一軸弾性ばねでモデル化し、剛性を壁の初期せん断剛性とした。弾性ばねとしたのは、最初に Modified Compression Field Theory)に基づき剛性を三折線で解析したが、ひび割れ点に達しなかったためである。せん断ばねの壁脚からの位置は、壁高さの 0.4 倍とした<sup>4)</sup>。剛ばりの扱いは、実際には十分に剛性が大きい弾性部材として与える。

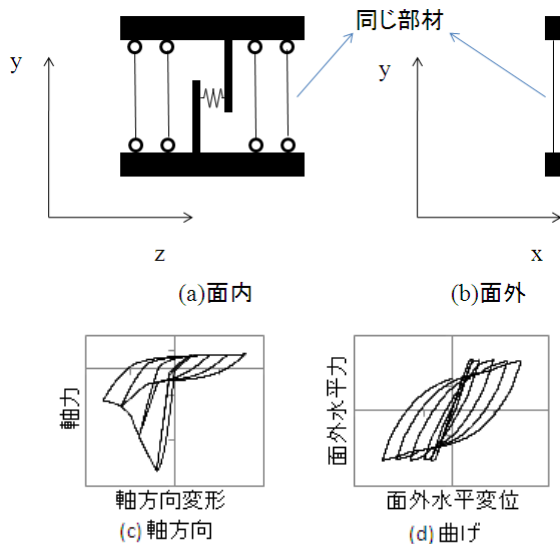
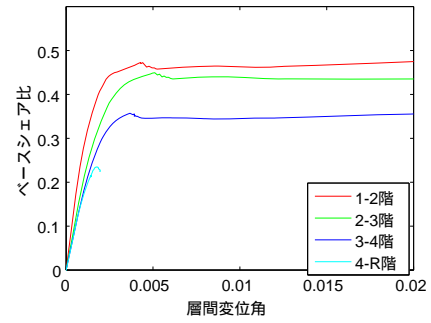


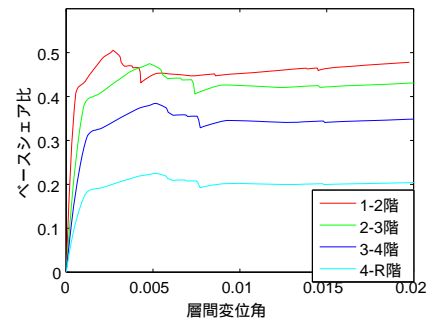
図-6 壁の解析モデルと履歴

## 3. 静的漸増載荷解析

純ラーメンの X 方向と耐震壁のある Y 方向について、それぞれ、基礎固定として静的漸増載荷解析を行った。鉛直方向の水平力分布は、層質量と一次モード形状の積とした。X 方向加力の場合には、中央の B フレームに加える水平力は A・C フレームの 2 倍とした。図-7 に、解析結果を示す。X 方向は、すべての層が層間変形角およそ 1/200 で強度に達し、ベースシヤ係数は最大でおよそ 0.46 となった。Y 方向は、一層目が層間変形各 1/400 で、残りの層が層間変形各 1/200 で強度に達し、ベースシヤ係数は最大でおよそ 0.52 となった。



(a) X 方向



(b) Y 方向

図-7 静的漸増載荷解析

## 4. 地震応答解析

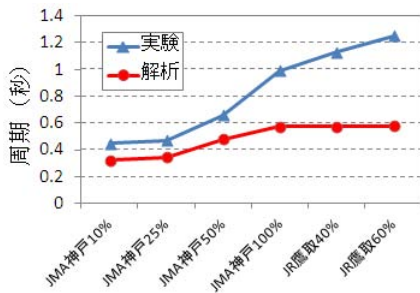
地震応答解析の計算は、積分法として平均加速度法を用い、時刻刻み 0.005 秒で行った。入力地震動は、実験と同じで 3 方向記録とし、JMA 神戸波を 10%、25%、50%、100%の順に、続いて JR 鷹取波の 40%、60%倍を順次入力した。入力地震記録には、震動実験時に振動台上で測定された加速度記録を用いた。

### 4.1 固有周期の変化

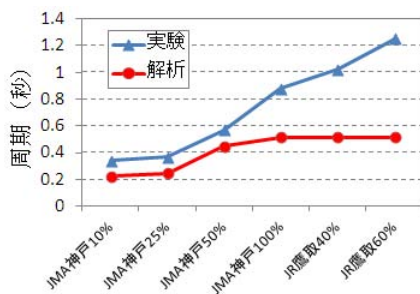
実験値は加振の間に実施されたホワイトノイズ加振(最大振幅  $0.3\text{m/s}^2$ )で得られたものであり、計算値は固有値解析により得られたものである。固有周期解析は毎回加振後の剛性で行い、切線剛性マトリクスに基づき求めた。

図-8 に固有周期の実験値と計算値を比較する。JMA 神戸 10%加振後の周期は、実験値が 0.45 秒 (X 方向) および 0.34 秒 (Y 方向) であるのに対して、計算値は、0.33 秒 (X 方向) および 0.22 秒 (Y 方向) であり、計算値が 27% (X 方向) および 35% (Y 方向) 程度小さくなった。また、実験値、計算値ともそれぞれの加振の後に固有周期の伸びが見られ、増大しているが、実験では、JMA 神戸 100%以降も次第に周期が伸びているが、計算では、JMA 神戸 100%以降の周期の伸びが見られない。このように、後に行われた加振ほど周期の大きさを過小評価している。これは、解析モデルに柱梁接合部の破壊

に伴う復元力特性のスリップ化、壁脚の滑り、せん断力によるコンクリートの剥離などのような実験現象が含まれていないことがその過小評価の1つの原因だと考えられる。

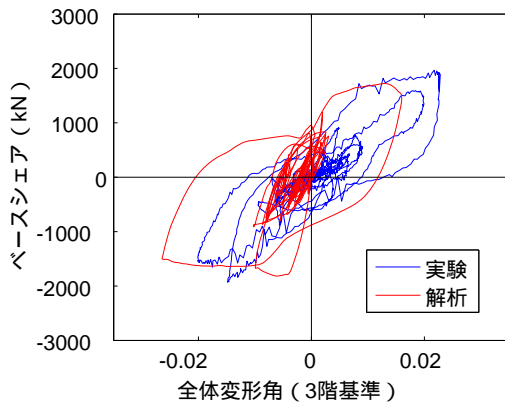


(a) X方向

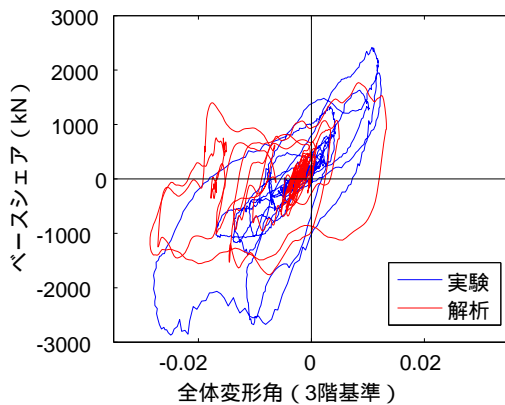


(b) Y方向

図-8 解析と実験で求めた地震後周期



(a) X方向



(b) Y方向

図-9 ベースシヤ強度と履歴 (三階の変位)

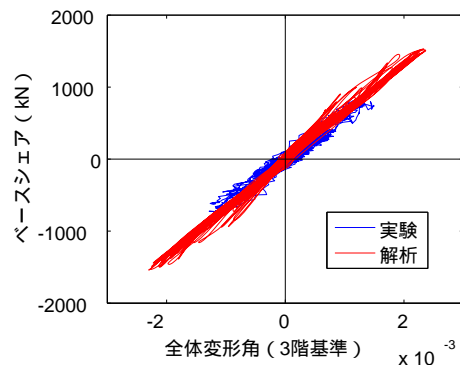
実験では特に柱梁接合部の変形成分が大きかったとされている<sup>1)</sup>。解析モデルが接合部を剛域とモデル化することも固有周期の過小評価の1つの原因だと考えられる。文献1によれば、JMA神戸100%の時、接合部による変形量が低層全体層間変位の40%以上になり、JR鷹取60%の時、低層全体層間変位の80%以上になる。

#### 4.2 ベースシヤと水平変位の関係

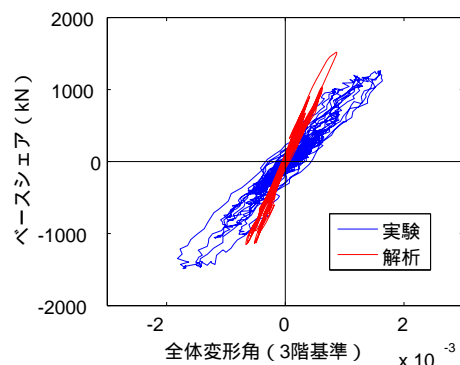
図-9は、JMA神戸100%加振時のベースシヤと水平変位の関係を実験と計算と比較して示している。X方向においてはベースシヤの最大値が実験と計算値で比較的良好に対応している。しかしY方向のベースシヤのピーク値は、実験値が計算値を大きく上回っている。Y方向のベースシヤは実験値より小さい。

#### 4.3 水平剛性

図-10は、JMA神戸25%加振時のベースシヤと水平変位の関係を実験と計算と比較して示している。このレベルの加振では、ほぼ線形弾性的な振動性状を示している。水平剛性は、Y方向、X方向とも計算値が実験値を上回っており、特にY方向では、計算値が大きく実験値を上回っている。



(a) X方向



(b) Y方向

図-10 水平剛性

#### 4.4 最大層間変位

図-11は、各加振レベルにおける、各層の層間変形角を実験値と計算値と比較して示している(実線は実験値、



破線は解析値)。X方向の分布形状は、実験値と解析値とともに1階と2階に変形が集中し、1階の変形が一番大きい。これは降伏機構をよく表していると考えられる。しかし、絶対値はJMA神戸100%加振を除けば、計算値は実験値より著しく小さい。実験では特に柱梁接合部の変形成分が大きかったとされている<sup>1)</sup>。解析モデルが接合部を剛域とモデル化することもその過小評価の1つの原因だと考えられる。

Y方向では、下層の層間変形について、計算値が実験値より小さくなっている。この過小評価は特にJMA神戸100%、JR鷹取40%と60%加振時大きい。その時実験では1階壁脚の縁に激しいコンクリート圧壊が生じ、壁脚が大きい滑りが生じることが確認されている。文献1によれば、JMA神戸100%の時、壁脚の滑りによる変形量が1階全体層間変位の最大40%以上になる。特に最後の二波(JR鷹取40%、60%)において計算値と実験値の違いが顕著となった。これは、耐震壁のモデルが、曲げ変形とせん断変形に対応しており、曲げ変形が卓越するようモデル化されているのに、実際には壁脚の水平滑り変位が無視できないほど大きくなったためであると考えられる。

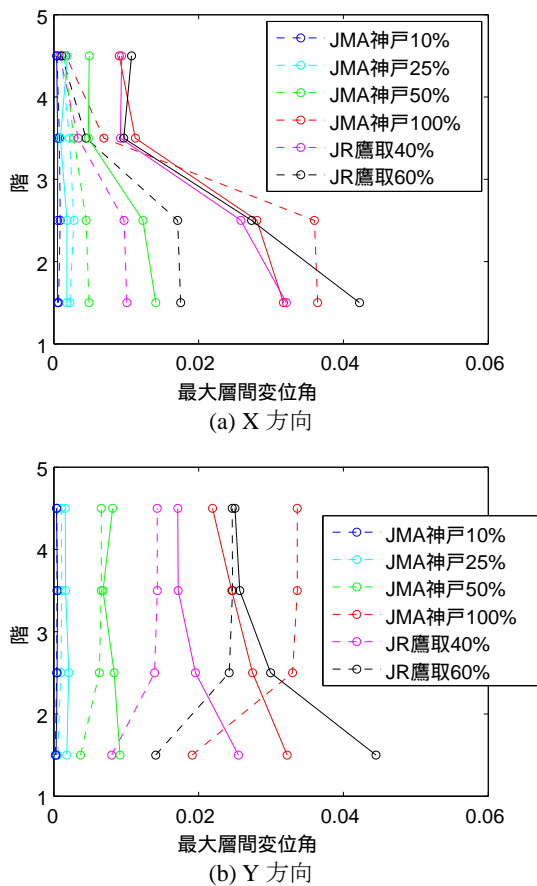


図-11 最大層間変位

#### 4.5 最大層加速度

図-12に、層の水平加速度を示す(実線は実験値、破線は解析値)。両方向においても、全体的に水平加速度の鉛直方向分布特性とその絶対値いずれも再現できなかった。これは最初から実験と解析の周期が異なることも1つの原因だと考えられる。

#### 4.6 層間変位の波形

層間変位の波形を図-13で示す。入力地震動が相対的に小さい時に層間変位が建物の初期周期と減衰比に依存する。図-13(a)(b)によれば、JMA神戸25%加振時にX・Y両方向で、振幅と周期がいずれも実験と対応していない。それは、解析モデルの初期周期と減衰率が実際の建物と合わないためだと考えられる。図-9(a)(b)によれば、JMA神戸100%加振時を入力した時に解析モデルと実際建物と共に顕著な非線形ベースシヤ履歴挙動が見られている。その時、層間変位の波形が実験と良く対応していることが見られている(図-13(c)(d))。

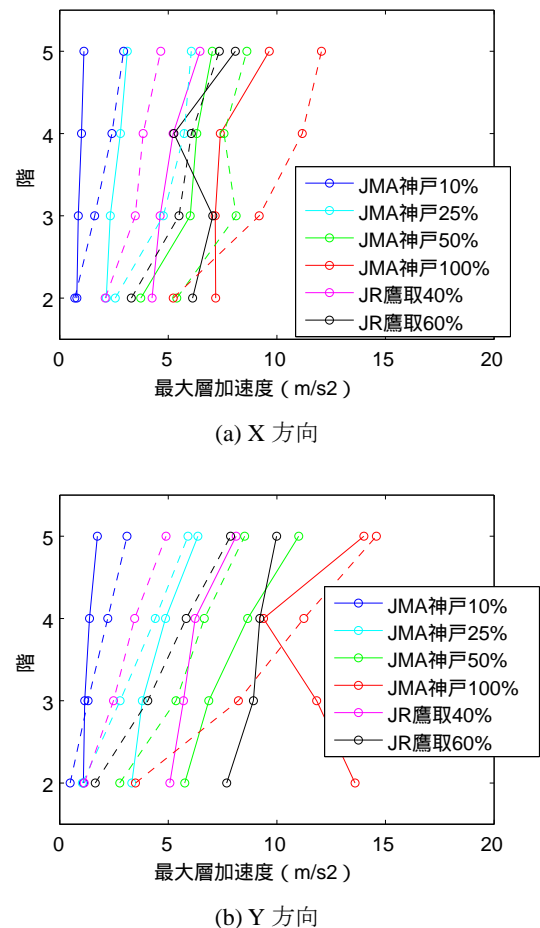


図-12 最大層加速度

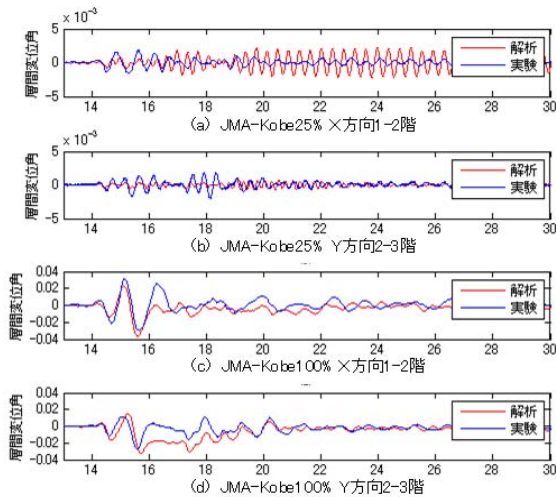


図-13 層間変位の波形

## 5. まとめ

現在の標準的な技術水準と考えられる非線形モデルを用い、材料特性と部材寸法に基づいてモデル化を行い、弾塑性骨組地震応答解析を行った。実験結果への適合性を良くするためのモデルのパラメータの調整は行わなかった。ここで得られた応答値の計算値は、次のようになった。

- (1) 変形量と変形分布に関しては、部材にコンクリート圧壊が生じるレベルより小さな地震動に対して、層の水平最大変位、最大層間変位は実験と計算値は相対的に良く対応していた。損傷が大きなレベル(JMA 神戸 100%, JR 鷹取 40%と 60%)の地震動に対しても、変形分布はおおむね良く対応したが、変形量の計算値は、実験よりかなり小さくなった。また、連層耐震壁を含む Y 方向については、予測された降伏メカニズムが実際と大きく違い、1 層への変形集中が実験より少なくなった。
- (2) 建物の固有周期に関しては、計算値は最初から全般的に過小評価であり、損傷が大きくなるにつれて実験で見られた建物の固有周期の伸びが表れず、固有周期の違いが大きくなった。
- (3) 建物の強度に関しては、純ラーメンである X 方向については、ベースシヤの最大値は比較的良く再現された。しかし、連層耐震壁を含む Y 方向については、予測された降伏メカニズムが実際と大きく違い、1 層への変形集中が解析では再現されず、ベースシヤも実験値より小さくなった。

今後はさらに、パラメトリック解析を行い、実験値と解析値が適合しない要因を分析し特定して行く必要がある。

## 参考文献

- 1) 長江拓也, 田原健一, 福山國夫, 松森泰造, 塩原等, 壁谷澤寿海, 河野進, 西山峰広, 西山功: 4 階建て鉄筋コンクリート造建物を対象とした大型振動台実験, 日本建築学会構造系論文集, 第 76 号, 第 669 号, 2011 年 11 月, pp. 1961-1970.
- 2) OpenSees Development Team, OpenSees: Open system for earthquake engineering simulation, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, California, U.S.A., <http://open.sees.berkeley.edu/>.
- 3) Spacone, E. Filippou, F.C., Taucer F.: Fiber Beam-Column Model for Nonlinear Analysis of R/C Frames: I. Formulation, International Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 25, No. 7, pp. 711-725., 1996
- 4) Vulcano A, Bertero VV, Colotti V.: Analytical modeling of RC structural walls. In: Proceedings, 9th world conference on earthquake engineering. vol. 6.1988. p. 41-6., 1988
- 5) 劉奕敏, 塩原等: Overstrength Effect of Axial Constraint to Fiber Section Beam Column Element, 日本建築学会大会学術講演梗概集, Vol. 2011, 289-290, 2011. 8.
- 6) Menegotto, M. Pinto, P.E.: Method of analysis of cyclically loaded RC plane frames including changes in geometry and non-elastic behavior of elements under normal force and bending, Preliminary Report, IABSE, Vol. 13, pp. 15-22., 1973
- 7) Mohd Hisham Mohd Yassin: Nonlinear Analysis of Prestressed Concrete Structures under Monotonic and Cycling Loads, PhD dissertation, University of California, Berkeley., 1994
- 8) Mander, J.B., Priestley, M.J.N, Park, R.: Theoretical stress-strain model for confined concrete, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.114, No. 8, pp. 1804-1825., 1988
- 9) Paulay, T., Priestley, M.J.N.: Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings, John Wiley & Sons, Inc., pp. 98-103. , 1992
- 10) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説-許容応力度設計法-, 2010