

論文 長周期地震動入力による 20 層 RC 造フレームの震動台実験に対する 事前解析

豊田 真士*1・高橋 俊彦*2・倉本 洋*3・勝俣 英雄*4

要旨：長周期地震動下において塑性化する RC 造建物の限界性能を把握するため、E-Defense において 20 層 RC 造フレーム建物 1/4 縮小試験体の震動台実験が行われた。本研究では、長周期地震動に対する RC 造建物の安全性を検討する上で必要となる地震応答解析手法の妥当性を検証するため、当該建物の事前解析を行い、震動台実験から得られたデータとの比較を行った。現行の設計クライテリア（最大層間変形角で 0.01rad.程度）に対しては、慣行の地震応答解析手法で試験体挙動を十分に追跡できたが、設計クライテリアを超える大変形領域では解析結果と実験結果との差が顕著であり、事前解析によって実験結果を十分に評価することができなかつた。

キーワード：長周期地震動, RC 造, 高層建物, 震動台実験, 地震応答解析, 等価 1 自由度系

1. はじめに

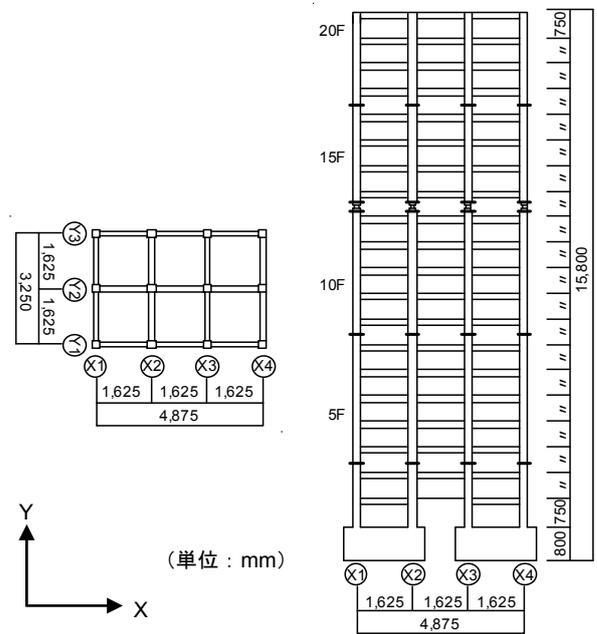
近年、長周期地震動の発生が懸念されているが、長時間にわたる長周期の外力下で塑性化する超高層建物の限界性能についてはいまだ不明な点が多い。2011 年 3 月 11 日に発生した東北地方太平洋沖地震においても、長周期成分が遠方で観測されるとともに、超高層建物に大きな影響を与えており、長周期地震動に対する建物の安全性検証方法を検討することが急務であると再確認された。

また、超高層建物の動的挙動に関しては、起振器実験や遠心力振動台実験¹⁾による実験的検討も若干行われてはいるが、実験環境や予算等の制約からほとんどの場合解析的検討によって安全性を確認することどまっているのが現状である。そこで、長周期地震動を受ける多層骨組架構の動的挙動を実験的に確認し、限界性能を明確にするため、超高層 RC 造建物を模擬した 20 層 RC 造フレーム 1/4 縮小試験体²⁾の震動台実験が行われた。

本研究では、震動台実験に先駆けて当該建物の事前解析を行い、実験から得られたデータと比較することで、現在一般的に用いられている地震応答解析手法の妥当性の検証を行った。

2. 解析モデルの概要

解析対象試験体は、階高が 0.75m、建物高さが 15.8m（スタブ高さ 0.8m）であり、1/4 スケールに縮小した 20 層 RC 造フレームである。長辺方向（X 方向）が 3 スパン、短辺方向（Y 方向）が 2 スパンの長方形平面であり、スパン長さは X, Y 方向共に 1.625m である。また、試験体には相似則を考慮して各層 125kN（計 2,500kN）のお



(a) 平面（基準階伏図） (b) 立面（X 方向）

図-1 解析対象試験体

もりが設置されている。図-1 に解析対象試験体の平面（基準階伏図）および立面（X 方向）を示す。

解析には市販の三次元弾塑性解析プログラム（SNAP³⁾）を用いた。解析モデルは、試験体の寸法、配筋および材料試験結果等を考慮して作成した。このとき、部材の剛性や耐力は、文献 4) に準じて値を設定した。柱と梁は断面の重心を通る線材とし、柱梁接合部には剛域を設定した。柱部材について、曲げはマルチスプリングモデルで、せん断は弾性とした。梁について、曲げは

*1 大阪大学大学院 工学研究科地球総合工学専攻 (正会員)

*2 大阪大学大学院 工学研究科地球総合工学専攻

*3 大阪大学大学院 工学研究科地球総合工学専攻 教授 博士（工学） (正会員)

*4 (株)大林組 技術研究所 (正会員)

履歴則を武田モデルとした材端バネで、せん断は弾性と
した。マルチスプリングモデルでは細分化された断面を
軸方向バネに置換し、鉄筋とコンクリートの材料特性を
与えた。また、梁の剛性および耐力を設定する際、スラ
ブ協力幅を 0.1L (L : スパン長) として値を算出した。
各層剛床を仮定し、おもりを含めた重量は床全面に均等
分布するものと仮定して山型等分布荷重を設定した。な
お、試験体の 13 階柱は柱脚と柱頭をロードセルで接続し
ているが、ロードセルを考慮せずに RC 柱としてモデル
化した。

作成したモデルについて固有値解析を行い、実験直前
に計測された試験体の固有周期と比較した。表-1 に示
すように、解析モデルおよび試験体の固有周期が同程度
であり、解析モデルが妥当であると判断した。

また、固有値を求める加振実験において、1 次に対し
て 2%程度の粘性減衰があったことから、事前解析での
減衰を 2%瞬間剛性比例型として設定した。

3. 静的非線形荷重増分解析

SNAP を使用して、弾塑性 1 次モード比例の外力分布
を用いた MAP 解析⁵⁾ を行った。MAP 解析は、第 1 ステ
ップの変位分布をモードベクトル形となるよう決定し、
それ以降のステップを前ステップまでに得られた累積水
平変位分布を維持するように決定する解析方法である。
制御方法はベースシア係数による自動制御とした。MAP
解析より得られた各層のせん断力と層間変形の関係を用
いて等価 1 自由度系への縮約⁶⁾ を行った。式 (1) およ
び式 (2) を用いて 1 次の応答加速度 ${}_1S_a$ と応答変位 ${}_1S_d$
を算出した。後述の図-10 に得られた結果から作成した
Sa-Sd 関係 (Capacity Spectrum) を示す。

$${}_1S_a = \sum_{i=1}^N m_i \cdot \delta_i^2 / \left(\sum_{i=1}^N m_i \cdot \delta_i \right)^2 \cdot {}_1Q_B \quad (1)$$

$${}_1S_d = \left(\sum_{i=1}^N m_i \cdot \delta_i^2 / \sum_{i=1}^N P_i \cdot \delta_i \right) \cdot {}_1S_a \quad (2)$$

ここに、 m_i : i 層の質量、 ${}_1\delta_i$: i 層の 1 層床位置に対
する相対変位 (MAP 解析値)、 ${}_1Q_B$: 1 層の層せん断力
(MAP 解析値)、 ${}_1P_i$: i 層における外力 (MAP 解析値)

4. 地震応答解析

4.1 解析手法

地震動は、2011 年 3 月 11 日に東京都において観測さ
れた地震動 (以下、0311 東京と略記) および東海・東南
海・南海地震の三連動地震⁷⁾ を想定して作成された模擬
波の 0.4sec.以下の短周期成分を低減したもの (以下、
AIC-003 と略記) を使用し、試験体の縮小スケールに伴
い相似則を考慮して、上記の地震動波形から時間軸を 1/2

倍したものを入力した。0311 東京は X, Y, Z (鉛直方
向) の 3 方向へ入力し、AIC-003 は X 方向のみの入力と
した。入力倍率をパラメータとして、0311 東京の 100%、
200%、300%、AIC-003 の 150%、200%という順で応答が
小さいものから入力を行った。なお、0311 東京の 200%
および 300%について、Y, Z の 2 方向は倍率 100%とし
た。図-2 に 0311 東京 (100%) の X 方向および AIC-003
(100%) の加速度波形を示す。図-3 に各地震波の加速
度応答スペクトル (減衰定数 $h=2\%$) を示し、表-2 に各
地震波の入力倍率および最大加速度を示す。また、実験
時における各地震動入力による剛性変化を考慮するため、
2回目以降の地震応答解析において 2連続解析を行った。
すなわち、0311 東京の 200%を入力する際には、0311 東
京の 100%と加速度 0cm/sec.^2 (100sec.) を付加した加速
度波形を作成し、これを先に入力した。

表-1 解析モデルおよび試験体の固有周期

		固有周期 (sec.)	
		解析結果	試験体計測結果
X 方向	1 次	0.495	0.508
	2 次	0.160	0.158
Y 方向	1 次	0.552	0.561
	2 次	0.172	0.169

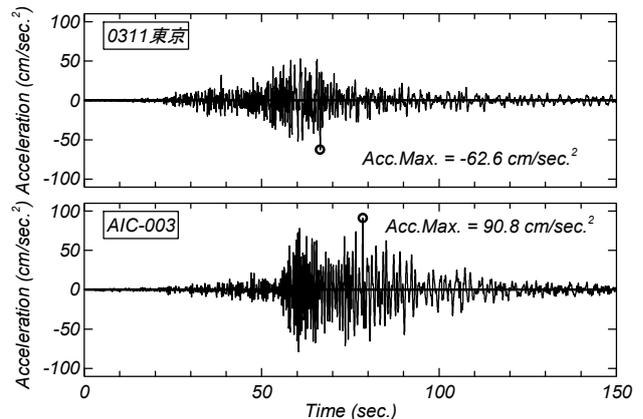


図-2 入力地震動の時刻歴加速度波形

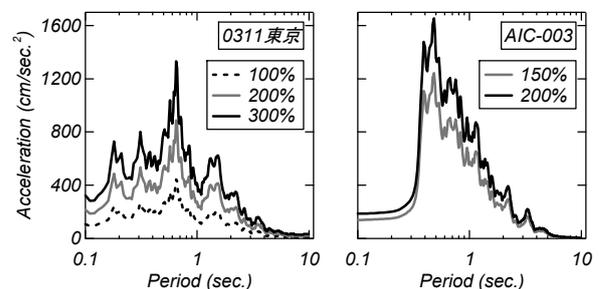


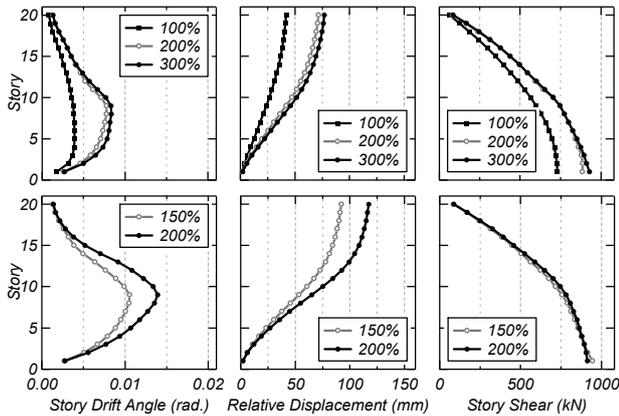
図-3 入力地震動の加速度応答スペクトル ($h=2\%$)

表-2 地震波の最大加速度

入力地震波	倍率	最大加速度 (cm/sec.^2)		
		X 方向	Y 方向	Z 方向
0311 東京	100%	62.6	69.3	38.6
	200%	125.2	69.3	38.6
	300%	187.8	69.3	38.6
AIC-003	150%	136.2	—	—
	200%	181.7	—	—

4.2 解析結果

実験では3方向地震動入力であるが、各入力段階においてX方向のみの地震動を漸増させていることから、解析の考察もX方向のみを対象とした。図-4に各地震動における(a)最大層間変形角、(b)最大相対変位および(c)最大層せん断力を示し、図-5に塑性ヒンジ状況図を示す。なお、塑性ヒンジ状況図は実際の試験体において主筋にひずみゲージが貼られているY1構面のものと



(a) 最大層間変形角 (b) 最大相対変位 (c) 最大層せん断力

図-4 事前解析の最大応答分布

(上: 0311 東京, 下: AIC-003)

し、○印は塑性ヒンジ、灰色はひずみゲージが貼られている部材を示している。0311 東京の 200%を入力した場合、梁に塑性ヒンジが生成され、中層部の層間変形が大きくなっている。また、最大応答層間変形角については、AIC-003 の 150%を入力した場合は 0.01rad程度であり、AIC-003 の 200%を入力した場合は 0.01radを大きく超える結果となっている。柱については、いずれの地震動を用いても塑性ヒンジが生成されなかったことから、解析モデル建物は梁先行降伏型であることを確認した。

4.3 等価 1 自由度系縮約 (動的縮約)

得られた解析結果を用いて、各地震動における応答を文献5) に準じて等価 1 自由度系へ縮約した。

地震応答解析結果に基づき、式(3)および(4)を用いて等価 1 自由度系における時刻 t での代表変位 ${}_1\Delta(t)$ および応答加速度 ${}_1S_a(t)$ を算出した。式(3)中の 1 次刺激関数 ${}_1\beta \cdot {}_1u_i$ の値は式(5)を用いて算出する。具体的には、式(3)および(4)により縮約した等価 1 自由度系の最大応答変位に相当する MAP 解析結果の荷重ステップを求め、そのステップでの ${}_1\beta \cdot {}_1u_i$ を式(5)により評価する。なお、最初は等価 1 自由度系が得られていないので、多自由度系における任意の層の最大応答変形に相当する MAP 解析結果の荷

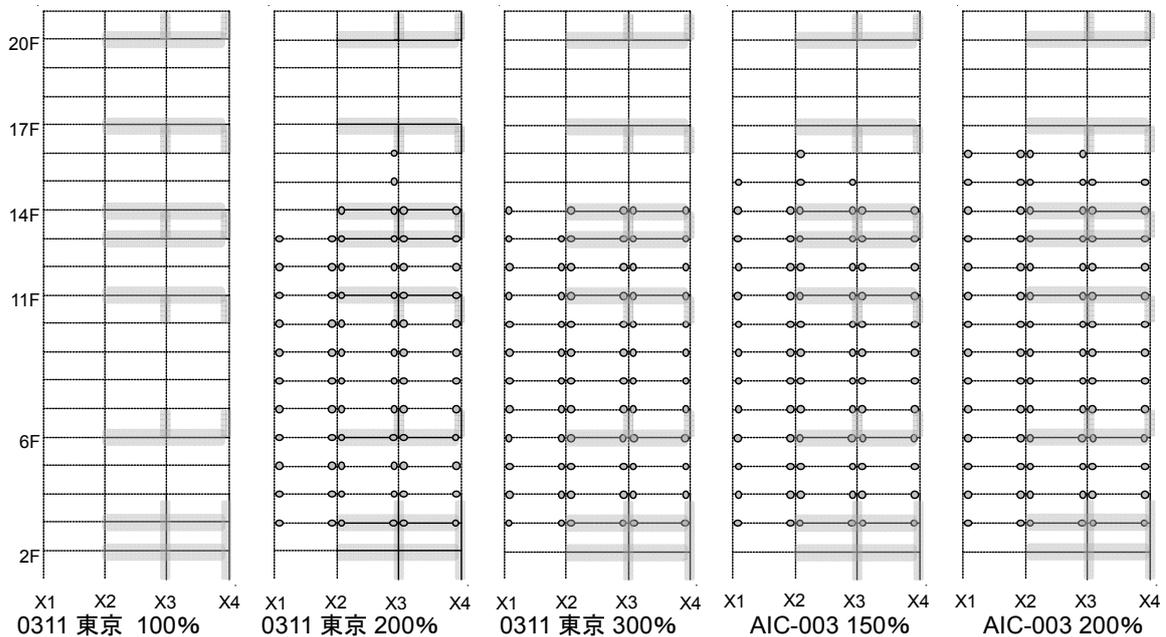


図-5 塑性ヒンジ状況図 (解析)

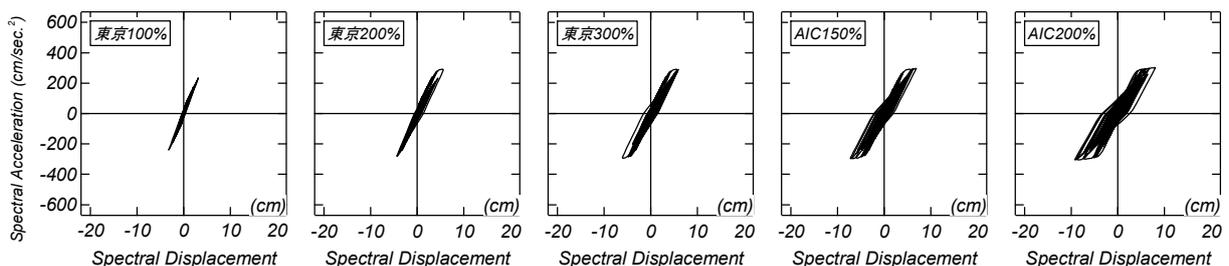


図-6 縮約結果 (解析)

重ステップでの ${}_1\beta\{u\}$ を仮定して縮約し、その後1, 2回同様の手順を繰り返し、試行錯誤的に ${}_1\beta\{u\}$ を求めるものとした⁵⁾。図-6に、各地震動における応答を等価1自由度系へ縮約した結果を示す。

$${}_1\Delta(t) = \frac{\sum_{i=1}^N m_{i,1} \beta_{i,1} u_i \cdot \delta_i(t)}{\sum_{i=1}^N m_{i,1} \beta_{i,1} u_i} \quad (3)$$

$${}_1S_a(t) = \frac{\sum_{i=1}^N P_i(t) \delta_i(t)}{\sum_{i=1}^N m_{i,1} \delta_i(t)} \quad (4)$$

$${}_1\beta_{i,1} u_i = \left(\frac{\sum_{i=1}^N m_{i,1} \delta_i}{\sum_{i=1}^N m_{i,1} \delta_i^2} \right) \delta_i \quad (5)$$

ここに、 $\delta_i(t)$: 時刻 t における i 層床位置に対する相対変位、 $P_i(t)$: 時刻 t における i 層の外力、 ${}_1\delta_i(t) = {}_1\beta_{i,1} u_i \cdot {}_1\Delta(t)$

5. 事前解析と実験結果の比較

5.1 震動台実験結果

震動台実験は、防災科学技術研究所の実大三次元振動破壊実験施設「E-ディフェンス」にて実施された。加速度レベルの小さい調整加震や特性把握加震を除く主要な地震動の入力手順は4.1節に示す解析と同様である。

20層RC造フレーム1/4試験体(計1体)の震動台実

験における応答結果を示す。図-7にY1構面の塑性ヒンジ状況図を示し、後述の図-9に各地震動における最大層間変形角、最大相対変位および最大層せん断力を示す。実験時における塑性ヒンジ生成の定義は、主筋のひずみが材料試験による降伏強度をヤング係数で除した値を超えた場合とした。なお、変位およびせん断力は計測加速度から求めた値を用いており、変位の算出方法は計測加速度を周波数領域で2階積分し、長周期成分(周波数領域で0.4Hz以下)をカットする方法を用いた。また、図-8に事前解析と同様、得られた実験結果を用いて各地震動における応答を等価1自由系へ縮約したものを示す。ただし、実験結果における参照モード系(1次モード)は第3章で得られたMAP解析結果を基に評価した。

図-7より、0311東京の100%入力時に、梁に先行して20層柱が塑性ヒンジを生成することを確認した。梁の塑性ヒンジは、0311東京200%入力時に6層で初めて生成された。図-9より、0311東京の300%入力時に最大層間変形角が0.01radを超え、AIC-003の150%入力時に最大層間変形角が0.015radを超えることを確認した。また、AIC-003の200%入力時の最大層間変形角は0.02radを大きく超え、8層目で0.028radを示した。

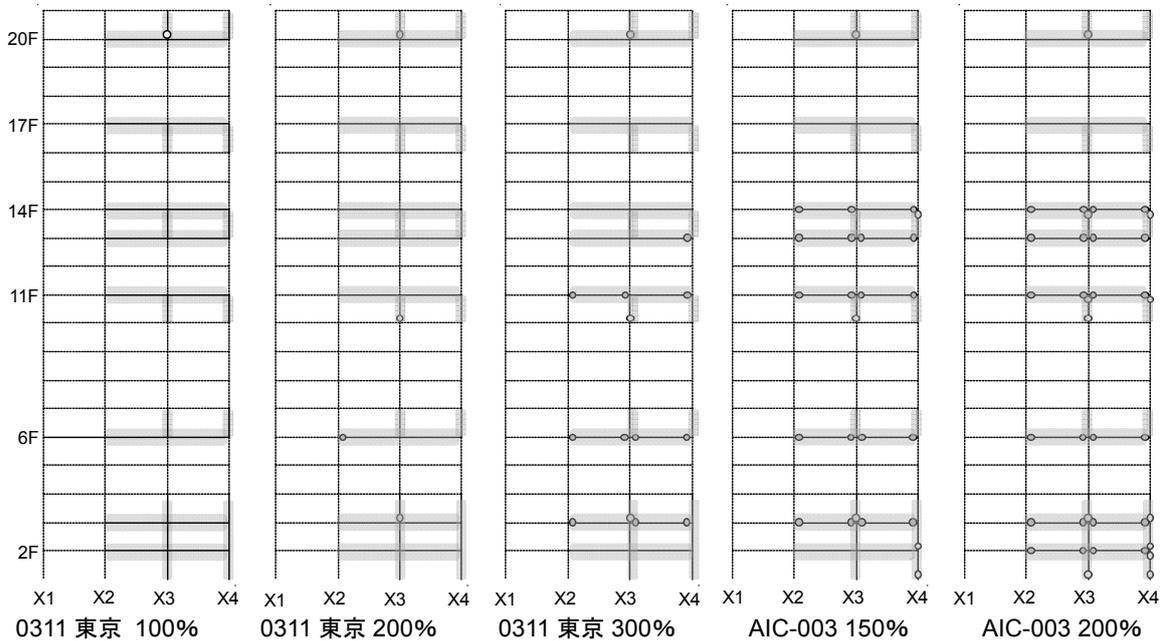


図-7 塑性ヒンジ状況図(実験)

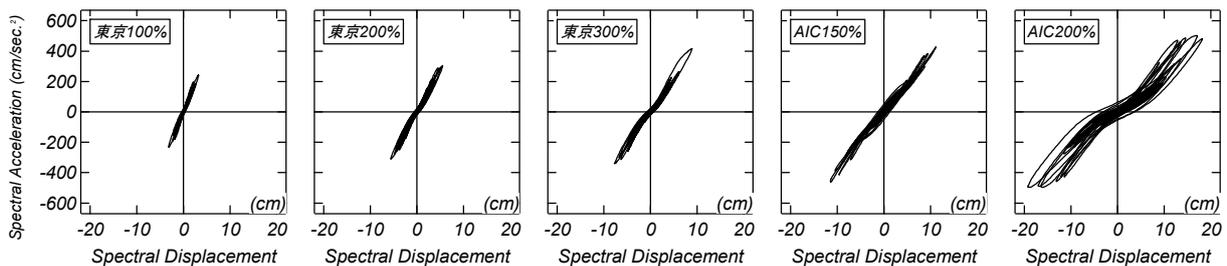


図-8 縮約結果(実験)

なお、事前解析と震動台実験の入力地震動が概ね一致していることを確認した上で以下の比較を行った。

5.2 各層の最大応答値および塑性ヒンジ状況による比較

図-9 に実験結果から得られた各層の最大層間変形角、最大相対変位および最大層間変形角を解析結果とともに示す。図-5 および 7 の塑性ヒンジ状況の比較および図-9 より、0311 東京の 100% および 200% を入力した場合、最大層間変形角、最大相対変位および最大層せん断力は、事前解析によって実験値を概ね良好に評価できたが、200% のヒンジ生成状況は、適切な評価ができなかった。事前解析では下層部から中層部にかけて梁に多くの塑性ヒンジが生成しており、柱には塑性ヒンジが生成していないが、実験では 1 本の梁および 3 本の柱脚部にのみ塑性ヒンジが生成しており、塑性化の進展度合いに大きな違いが見られた。

0311 東京の 300% および AIC-003 の 150%、200% を入力した場合、最大層間変形角、最大相対変位および最大層せん断力のいずれについても事前解析が実験値に対して過小評価する結果となっており、解析の仮定およびモデル化に問題があったものと考えられる。

以上の結果は、高層評定等で採用されている現行の設計クライテリア（最大層間変形角で 0.01rad.程度）を超える地震動を想定した場合、慣用されている解析手法では精度良い応答予測ができない可能性があることを示唆

している。

5.3 等価 1 自由系への縮約結果による比較

図-6 および 8 の縮約結果の比較において、0311 東京の 200% までは事前解析によって実験値を概ね良好に評価できた。しかし、0311 東京の 300% 以降では応答履歴について曲線の描き方が異なっており、実験値の方が事前解析結果よりもエネルギーを吸収しないものとなっている。そのため、実験では事前解析よりも大きく変形して、剛性が低下していると推測できる。

以上より、解析モデルにおける復元力モデルが評価精度を改善する検討項目の一つと考えられる。

5.4 Capacity Spectrum および実験における縮約結果の最大応答値の比較

図-10 に事前解析による MAP 解析結果を縮約した Capacity Spectrum および実験における等価 1 自由度系縮約結果の各最大応答点を示す。なお、図中の○および■印はそれぞれ解析および実験結果の最大応答点を示している。

0311 東京の 100% および 200% を入力した場合、解析および実験結果の最大応答点がそれぞれ重なる位置にプロットされている。5.2 節における各層の最大応答値の比較も事前解析によって実験値を概ね良好に評価できていることも踏まえ、図-10 に示す現行の設計範囲内である弾性域では、慣行の解析手法で試験体挙動を十分に追跡す

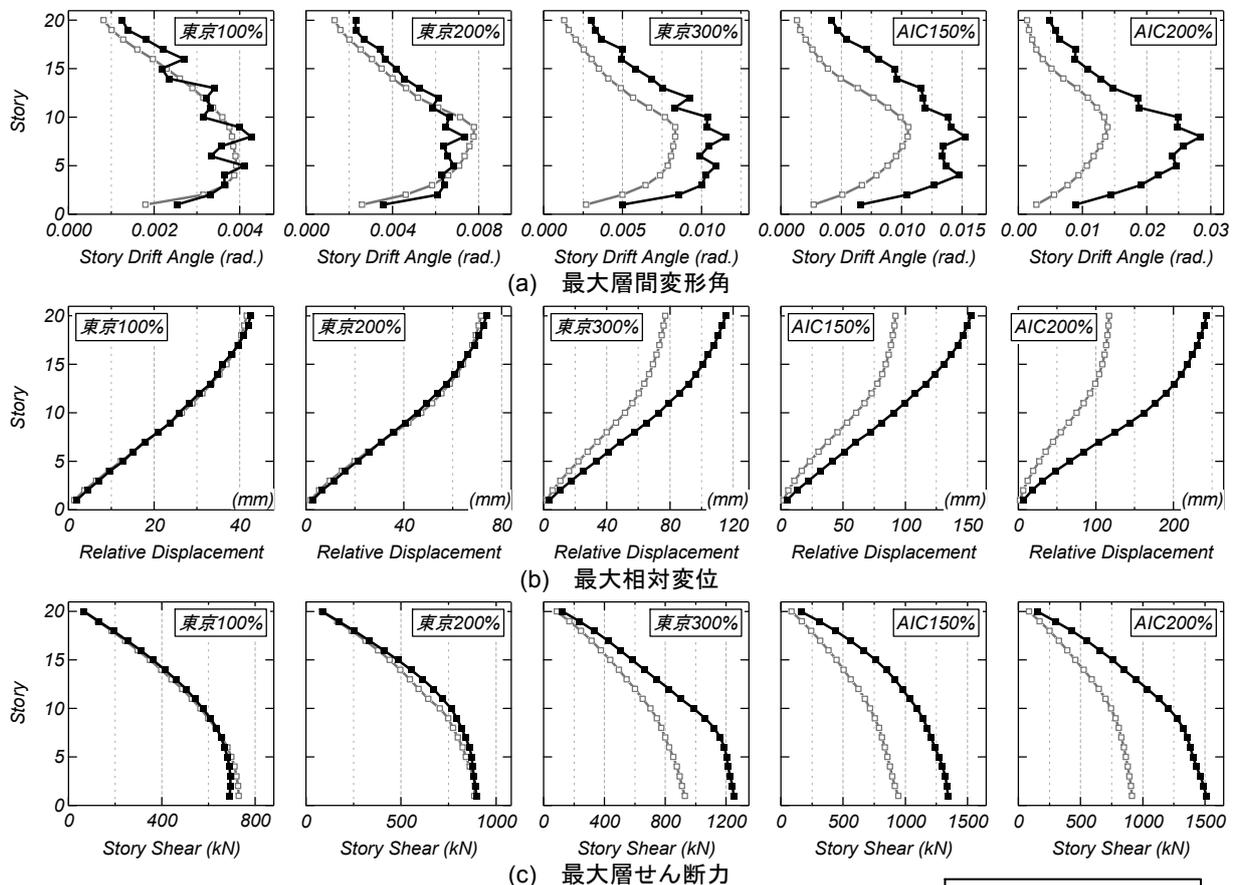


図-9 最大分布における実験と解析の比較

ることができたと推察される。しかし、0311 東京の 300% 以降における地震動では、解析および実験結果の最大応答点はどれも一致しておらず、現行の設計範囲を超える弾塑性域では、解析結果と実験結果との差が顕著であり、事前解析によって実験結果を十分に評価できていないことが確認できた。

以上のことより、0311 東京の 300% 以降での地震動における最大応答点について、変位、加速度ともに実験値が事前解析のものに比べて大きい値を示しているため、解析モデルにおける部材の耐力向上および剛性低下率を検討する必要があると考えられる。

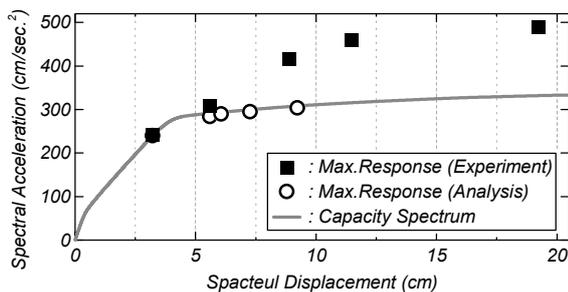


図-10 縮約結果と Capacity Spectrum

6. まとめ

超高層 RC 造建物を模擬した 20 層 RC 造フレーム建物 1/4 縮小試験体について震動台実験および地震応答解析を行った。実験から得られたデータと解析結果を比較することで、応答解析手法の妥当性を検証した。

得られた知見を以下に示す。

- 0311 東京の 100%, 200% を入力した場合、最大層間変形角、最大相対変位および最大層せん断力についてはいずれも事前解析によって実験結果を良好に評価できた。しかし、200% 入力時について、事前解析では梁降伏先行型を示し中層部に多くの塑性ヒンジを生成していたことに対して、実験における塑性ヒンジ生成状況は、梁が 1 箇所、柱が 3 箇所であり、塑性化の進展度合いに大きな違いが見られた。
- 0311 東京の 300% および AIC-003 の 150%, 200% を入力した場合、最大層間変形角、最大相対変位および最大層せん断力は事前解析と実験結果で大きく異なり、いずれの入力地震動でも実験結果に対して事前解析が過小評価する結果となった。
- 事前解析と実験結果を等価 1 自由度系に縮約したもので比較すると、最大応答点について、0311 東京の 100% および 200% は良好に評価できたが、0311 東京の 300% および AIC-003 の 150%, 200% は大きく異なり、実験結果が事前解析に比べてより大きな値を示した。また、履歴性状については、全ての入力地震動に共通した違いが見られ、事前解析に比べて実験結果はエネルギー吸収が少なく、履歴曲線の描き

方に大きな差が見られた。

以上より、弾性範囲については現行の地震応答評価手法で概ね良好な評価が可能であるが、それ以降については精度良い評価はできなかった。その要因として挙げられる項目は、試験体に設置されているおもりの作用、梁耐力算出時のスラブ協力幅、梁の剛性低下率、復元力特性の履歴則であると推察される。

今後は上記の項目を対象としてパラメトリック解析を行い、解析結果と実験結果が適合しない要因を解明し、実験結果を良好に評価できる解析モデルの作成に向けて研究を進める予定である。

謝辞

本研究は、平成 23 年度および平成 24 年度国土交通省建築基準整備促進事業課題 27-1「長周期地震動に対する鉄筋コンクリート造建築物の安全性検証方法に関する検討」の一環として行ったものであり、また、本研究で使用した入力地震波は、平成 23 年度の建築基準整備促進事業課題 42「超高層建築物等への長周期地震動の影響に関する検討」の成果を提供していただいたものです。関係各位にご協力いただきましたことをここに記して感謝いたします。

参考文献

- 岡田玲, 窪田裕幸, 勝俣英雄, 奥田浩文, 坂田弘安, 和田章: 遠心力載荷装置を用いた鉄筋コンクリート骨組の縮小模型振動実験, 日本建築学会構造系論文集, No.635, pp. 105-112, 2009.1
- Sugimoto, K., Katsumata, H., Fukuyama, H., Saito, T. and Kabeyasawa, T.: Earthquake Resistant Performance of High-Rise Reinforced Concrete Buildings under Long-Period Ground Motions, Paper No.1253, 2012, 09
- 株式会社構造システム: 任意形状立体フレームの弾塑性解析プログラム SNAP
- 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 2010.2
- 倉本洋: 多層建築物における等価 1 自由度系の地震応答特性と高次モード応答の予測, 日本建築学会構造系論文集, No.580, pp. 61-68, 2004.6
- 倉本洋, 勅使川原正臣, 小鹿紀英, 五十田博: 多層建築物の等価 1 自由度系縮約法と地震応答予測精度, 日本建築学会構造系論文集, No.546, pp. 79-85, 2001.8
- Okawa, I., Satoh, T. and Nishikawa, T.: An Empirical Evaluation of Long-Period Earthquake Motion for Building Design, 15th World Conference on Earthquake Engineering, Paper No.2476, 2012, 09