

大規模 FEMモデルによる RC 6層振動台実験に対する事前・事後解析

米澤 健次 増田 安彦
勝 俣 英雄

Pretest and Posttest Analyses for Shaking Table Test of a Six-Story Wall Frame Building Using Large Scale Finite Element Analysis Model

Kenji Yonezawa Yasuhiko Masuda
Hideo Katsumata

Abstract

Pretest dynamic FE (finite element) analyses were conducted to predict nonlinear dynamic responses of a six-story wall frame building specimen in a shaking table test. The pretest analyses satisfactorily predicted the failure mode and nonlinear response of the specimen at an excitation, in which the specimen reached its maximum capacity. However, for the excitations performed before the specimen had reached its maximum capacity, the pretest analyses tended to overestimate the displacement responses. Posttest analyses were conducted with the input conditions and material properties measured in the test. The posttest analyses reproduced the test behavior from elastic point up to failure with improved accuracy. Furthermore, shear capacity of each primary seismic resistance member was investigated using the analytical results.

概要

実物の形状を忠実に再現した大規模 FEM モデルを用いて、縮小 6 層 RC 造建物試験体の振動台実験^{6),7)}を対象に動的 FEM による事前解析を行い、試験体の挙動を予測した。その結果、試験体の破壊モード及び最大耐力に至った加振の応答性状を良好な精度で予測できた。しかし、最大耐力以前の加振に関しては、事前解析は試験体の応答変位を大きめに評価する傾向があり、実験と解析にやや差異が見られた。そこで、実験に則した入力条件および材料定数を採用し、一部の材料構成則を見直した事後解析を行った。事後解析では、試験体の初期の加振から破壊に至る加振までの挙動を精度良く再現できた。さらに、解析結果より、実験では得られない部材応力データを基に、各主要耐震部材の負担せん断力や最大耐力について考察した。

1. はじめに

近年、構造物の設計体系が性能照査型に移行し、FEM 解析は RC 部材の非線形挙動を予測再現するツールとして、多くの構造物の耐震安全性評価や設計・施工法の検討に活用されている。今までは、計算機や解析ソフトの計算容量及び計算速度の制限で、例えば 2 次元解析など、簡略化したモデルによる解析が行われていた。そのため、考慮すべき現象を表現できず、多くの仮定を用いることから、結果に対して大きな安全率を見込まざるを得ない場合があった。最近では、計算機の性能が飛躍的な進歩を遂げるとともに、地盤と構造物の連成相互作用など広範囲にモデル化した解析や、建屋全体を詳細に再現したモデルによる解析など、大規模モデルによる解析のニーズが高まっている。将来的には、複数の構造物や地盤を含む街を詳細にモデル化し、それらが破壊に至るまでの解析が求められることも考えられる。これらのニーズに応える足がかりとして、筆者等は大規模高速化 FEM 解析ソフト「FINAL-GEOTM」¹⁾を開発した。FINAL-GEO は、多くの検証実績を有するコンクリート材料構成モデル²⁾

を導入するとともに、大規模高速化に適した連立方程式の解法を用いて演算速度を従来から飛躍的に高速化し、大規模なモデルによる解析を可能にしたソフトである。

これらの解析を行う上で、最も重要なのは「解析の信頼性」である。すなわち、その解析結果が実現現象を精度良く再現できることが求められる。従来、これらの解析精度は、柱・梁・壁など単一の部材を対象とした実験との比較により検証されてきたが、建物全体を詳細にモデル化した FEM 解析^(例えば 3)~5)も行われ始めている。ただし、実験が大規模なものになることから、実験との比較を通して、その解析精度を検証した例は少なく、RC 造建物の様々な破壊形式に対して、解析の妥当性が十分に検証されているとは言えない。

本報では、縮小 6 層 RC 造建物の振動台実験を対象に、建物全体を詳細に再現した大規模モデルを用いて、3 次元非線形動的 FEM による事前・事後解析を行い、試験体が破壊に至るまでの挙動を予測再現した。ここでは、モデル化手法による影響を把握するために、建物全体を 3 次元ソリッド要素により詳細にモデル化した Solid モデルと比較的に簡易な手法として RC 積層シェル要素を用

いた Shell モデルの 2 種類を用いた。これらの解析モデルを用いた解析と実験結果の比較により RC 造建物全体の動的非線形応答性状および破壊性状に対する FEM 解析の有効性を検証した。さらに、解析結果により、主要な耐震部材の負担せん断力や最大耐力を考察し、実験では計測できない応力やひずみを基に試験体の力学的性状を分析した。

2. 縮小 6 層 RC 造建物の振動台実験⁶⁾⁷⁾の概要

文部科学省の地震防災研究戦略プロジェクト⁸⁾として、「都市の脆弱性が引き起こす激甚災害の軽減化プロジェクト」が平成 24 年度より 5 カ年の予定で実施されている。このプロジェクトの一環として、鉄筋コンクリート造 (RC 造) 建物の崩壊余裕度の定量化に必要な基礎データを得ることを目的に、実大三次元震動破壊実験施設「E-ディフェンス」を用いた縮小 6 層 RC 造建物試験体の振動台実験が実施され、試験体が崩壊に至るまでの加振が行われた (Fig. 1 参照)。

2.1 試験体概要

試験体は、都市部に比較的多く存在する RC 造建物として板状共同住宅を取り上げ、現行基準に基づいて設計され、6 階建てとしている。架構は、一方向 (短辺方向) が連層耐震壁付きラーメン架構、他方向 (長辺方向) が

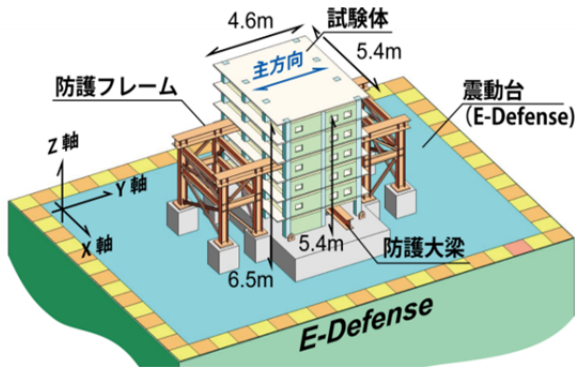


Fig. 1 試験体の全体計画
Perspective View of Specimen

純ラーメン架構である。試験体の設計方針としては、2007 年版建築物の構造関係技術基準解説書⁹⁾に基づき、標準的な集合住宅寸法を有する実大建物 (スパン 6m, 階高 3m) で構造設計を行い、試験体はできるだけ忠実に各部を 30% に縮小している。

試験体の全体計画を Fig. 1 に示す。

2.2 試験体の形状

試験体の軸組図と平面図を Fig. 2(a),(b) に示す。平面は 2×3 スパン (1 スパン 1.8m), 階高さを 900mm, スタブを含む試験体の全高さ 6.5m, 主要な柱断面は 196mm×226mm, 長辺方向の梁は 150mm×240mm, 短辺方向の梁は 106mm×180mm, 2 階以上の連層耐震壁の厚さは 54mm である。短辺方向の 2 階以上は、両妻面は幅 10mm の三方完全スリットを設けて雑壁とし、内側 2 構面のみ連層耐震壁としている。1 階は、両妻面の 1 スパンを、壁厚をやや大きくした耐震壁 (厚さ 60mm) とするとともに、X3 構面にのみ全スパンの 1/3 程度の長さの耐震壁 (厚さ 90mm) を配置し、2 階以上に対して壁量が急減しないよう計画されている。また、各階には単位床重量が設計値と同じ 11.6kN/m² になるように鋼製の錘を配置している。試験体重量は、錘を含む 1 階以上で 1837kN であった。コンクリートの設計基準強度は 30N/mm² としている。加振直前の材料試験結果は、1 階コンクリート圧縮強度が 45.5N/mm², 割裂強度が 3.47N/mm², 壁・柱・梁のせん断補強筋の降伏強度が 364N/mm², 他の鉄筋の降伏強度は 379N/mm² であった。

2.3 入力地震波

入力地震波には 1995 年兵庫県南部地震時の観測波 (JMA 神戸および JR 鷹取駅の記録) が採用された。JMA 神戸波を基に、振幅を徐々に大きくして試験体が崩壊に至るまでの加振が 3 日間にわたって行われた。Table 1 に加振ケース一覧を示す。JMA 神戸波は、北軸を 135 度東方向へ回転し、主軸となる成分を主要な加振方向である Y 方向 (短辺方向) に入力している。なお、地震波は、

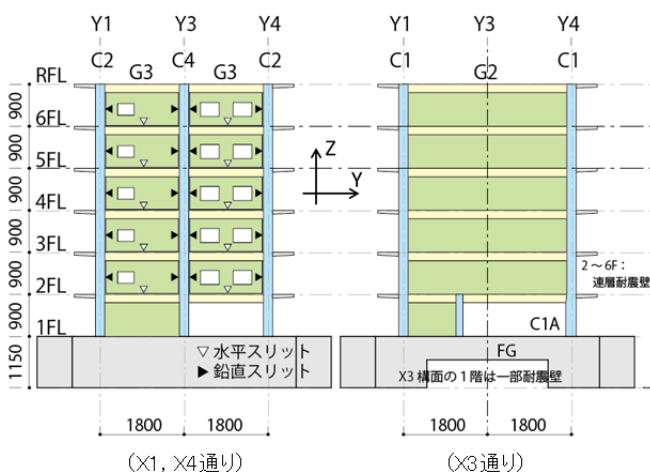


Fig. 2(a) 軸組図
Elevations of Specimen

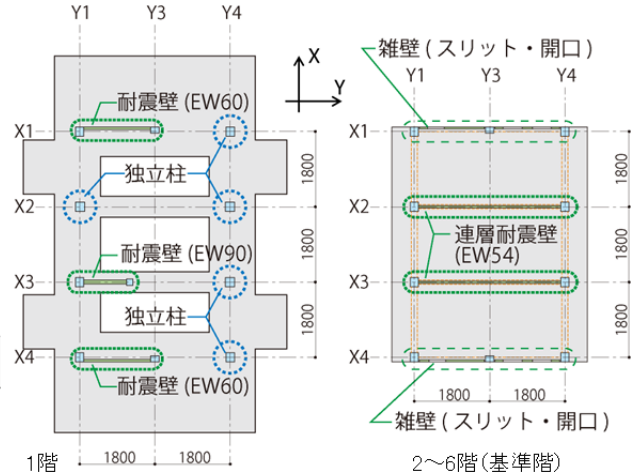


Fig. 2(b) 平面図
Plan Views of Specimen

試験体縮尺に応じて時間軸を $1/\sqrt{3.33}$ 倍に圧縮している。

2.4 実験結果概要

加振ケース#1-7 で一部の柱主筋の降伏が確認され、加振ケース#1-9 では、梁主筋や壁筋に降伏が確認された。加振ケース#2-5 は、JMA 神戸 100% 入力により、X1 構面の 1 階壁において、かぶりコンクリートの剥落が確認され、2, 3 階雑壁のスリット部に配筋した振れ止め筋の破断が確認された。加振ケース#3-3 は、JMA 神戸 120% 入力により、試験体は最大耐力を發揮し、ベースシア係数が 1.0 を上回る応答が得られた。#3-5 および #3-7 では、JMA 神戸 140% 加振を繰り返し、いずれも Y 方向のみに加振がなされ、最大応答層せん断力は繰り返しにより顕著に低下した。最後の加振#3-9 では、JR 鷹取駅 120% を入力し、1 階耐震壁は壁脚部のすべりが顕著に生じ、側柱脚部の主筋が破断し、2 階耐震壁も著しく損傷することで、水平変位が大きく進展し試験体が崩壊に至った。なお、実験の詳細については文献^{6,7)}を参照されたい。

3. 事前解析

3.1 解析概要

Fig. 3(a)(b)に解析モデルを示す。解析コードは大規模高速化非線形解析ソフト「FINAL-GEO」¹⁾を用いた。

解析モデルとしては、すべての部材を積層シェル要素で表現した Shell モデル、および実物の形状を詳細に再現した Solid モデルの 2 種類を用いた。Solid モデルは実物の形状を詳細に再現することで、様々な方向の曲げせん断非線形特性が考慮でき、詳細な解析結果が得られるが、計算時間やデータ量が膨大となる欠点がある。一方、Shell モデルでは、せん断非線形特性を要素面内方向のみについて考慮でき、要素面外方向に対しては考慮できない欠点があるが、Solid モデルに比べて計算時間やデータ量を節約できる利点を有する。部材内部の詳細なデータを得るためには Solid モデルが適し、多くの変数に対してパラメトリックスタディーを実施するには、Shell モデルの方が適しているものと考えられる。今後、目的に応じて、解析モデルを使い分ける必要があるため、ここで

は 2 種類の解析モデルを用いて解析し、その精度を検証した。

(1) Solid モデル 躯体コンクリートのすべてを六面体のソリッド要素でモデル化し、実物の形状を詳細に再現した (Fig. 3(a)参照)。梁・柱の主筋にはトラス要素を用い、コンクリートの節点と主筋の節点は、別々に定義し、その間に接合要素を設けて、鉄筋の付着滑り挙動を考慮した。柱と梁のせん断補強筋、壁筋、および床スラブ筋は要素の埋込み鉄筋でモデル化した。

各層の錘は、錘積載部分の床スラブに重量を付加して表した。スリット部の振れ止め筋は弾塑性 bi-linear 型のトラス要素でモデル化し、スリット壁と柱の衝突を模擬するために、スリット壁隅角部に接触した時にのみ大きな剛性を有するバネ要素を設けた。減衰は大変形を想定し、文献⁴⁾を参考に初期剛性比例型の 0.3% を仮定した。

総節点数は 304,206、総自由度数は 903,744 である。

(2) Shell モデル 躯体の鉄筋コンクリートは四辺形積層シェル要素でモデル化した。すべての柱と壁、および材軸が Y 方向の梁 (G2,G3 梁) は、主要な加振方向である Y 方向 (短辺方向) を面内とするシェル要素で、材軸が X 方向の梁 (G1 梁) は X 方向を面内とするシェル要素でモデル化した。シェル要素の厚さ方向を層分割 (10 分割) することで、要素の面外方向の曲げの非線形性を考慮した。G1 梁の主筋は軸方向のみに剛性を有するトラス要素を用い、その他の壁・柱・床・梁の鉄筋はシェル要素の鉄筋層としてモデル化した。Y 方向構面要素と G1 梁の要素の接合は、G1 梁の面外方向の曲げモーメントが伝達できるように剛梁を用い、柱幅分の要素は剛を仮定した (Fig. 3(b)参照)。

Table 1 加振スケジュール
Schedule of Excitations

(a) 1日目		(b) 2日目		(c) 3日目		
Case	目標倍率	Case	目標倍率	Case	目標倍率	備考
#1-3	10%	#2-1	55%	#3-1	55%	3軸
#1-5	40%	#2-3	70%	#3-3	120%	3軸
#1-7	55%	#2-5	100%	#3-5	140%	1軸
#1-9	70%			#3-7	140%	1軸
				#3-9	120%	1軸

基準地震波はJMA神戸波。#1-3~#2-5は3軸加振、#3-9のみJR鷹取

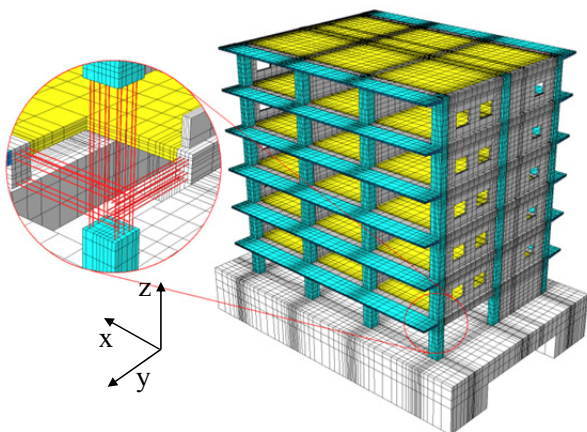


Fig. 3(a) 解析モデル (Solid モデル)
Analysis Model (Solid Model)

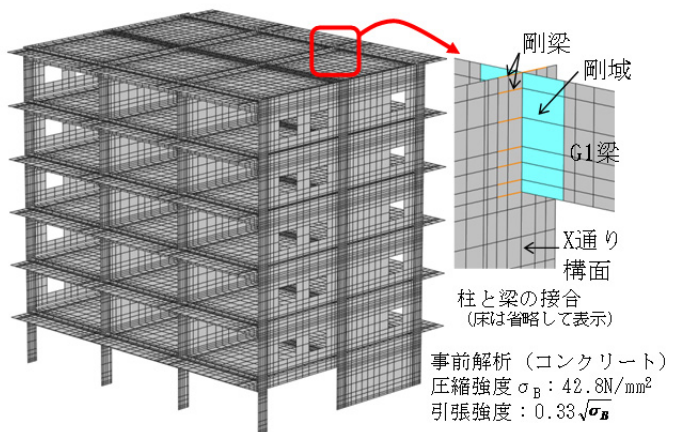


Fig. 3(b) 解析モデル (Shell モデル)
Analysis Model (Shell Model)

Solid モデルにおいては基礎も詳細にモデル化した，Shell モデルにおいては，基礎のモデル化を省略した。錘，スリット部の振れ止め筋，および減衰に関するモデル化は Solid モデルと同じである。総節点数は 36,961 (Solid モデルの約 1/8)，総自由度数は 221,124 (Solid モデルの約 1/4) である。

3.2 材料構成則

Table 2 に解析で用いたコンクリートの材料定数を示す。材料構成則に関しては，コンクリートには等価一軸ひずみに基づく直交異方性体としてモデル化し，非直交分散ひび割れモデルを用いて，多方向に生じるひび割れを考慮した。コンクリートの主応力～等価一軸ひずみ関係において，圧縮側の最大強度以前に関しては修正 Ahmad モデルを用い，最大強度以降は，部材厚さに応じて軟化特性を考慮し，柱と梁に対しては中村モデル¹⁰⁾を，壁と床に対しては修正 Ahmad モデルを用いた。引張側に関しては，主に D4, D6 の鉄筋が用いられており，テンションステイフニング特性（以下，TS 特性）の効果はほとんど見込めないものと考え，出雲モデル(c=1.0)とした。ここで，TS 特性とは，ひび割れが生じた後，ひび割れ間において鉄筋とコンクリート間の付着により伝達される引張応力をコンクリートが負担する特性を意味する。

壁およびスラブのコンクリートに関しては，ひび割れ後の圧縮強度劣化特性を考慮した。ひび割れ面のせん断伝達特性には長沼モデルを用いた。

なお，鋼材の応力～ひずみ関係はパイリニアモデルとした（詳細は文献 2)を参照）。

Table 2 コンクリート材料定数(単位: N/mm²)
Material Property of Concrete

	ヤング係数	圧縮強度(σ _B)	引張強度
事前解析	32518	42.8	2.16 ^{*1}
事後解析	33052	45.5	3.47 ^{*2}

*1: $0.33\sqrt{\sigma_B}$ で算定。*2: 材料試験の割裂強度

3.3 境界条件および入力波条件

境界条件としては，Solid モデルでは基礎底面を，Shell モデルでは 1 階柱脚部を固定した。Solid モデルにおける

入力波は，JMA 神戸波を用い，加速度倍率を 100%と 120%とした 2 種類の入力波を用いて 2 連続加振を行った。Shell モデルにおける入力波は，2 連続もしくは 3 連続加振とし，以下の 3 ケースの解析を実施した。

CASE1: JMA 神戸波 10% - 35% - 55%

CASE2: JMA 神戸波 55% - 70% - 100%

CASE3: JMA 神戸波 100% - 120%

なお，両モデルともに，120%の加振では，実験と同様に，主軸一方向の加振とした。また，実験では 120%の加振（加振ケース#3-3）で最大耐力に達し，ポストピーク域に至ったため，解析は 120%の加振までを対象とした。時間刻みは 1 ステップ 0.005 秒とした。

3.4 事前解析結果と実験結果の比較

Fig. 4 に両モデルの解析から得られた 1 階層せん断力～1 階層間変形の関係を実験結果と比較して示す。なお，Fig. 4 の Shell モデルに関しては，CASE1 の 3 加振，CASE2 の 70%と 100%の加振，および CASE3 の 120%の加振における結果を示す。解析の 1 階層せん断力は，1 階層高中間位置断面で，各要素に生じるせん断応力に要素面積を乗じた値の総和とした。解析の層間変形はスラブ中心位置での上下階相対水平変位とした。同図中の赤線は実験における#3-3 加振までの層せん断力-層間変形の包絡線を示している。

Fig. 4 より，最大応答変位に関しては，Shell モデルが Solid モデルに比べて若干大きめではあるが，両モデルによる結果には顕著な差異が無く，両者ともに概ね解析と実験は良好に対応していることがわかる。また，両モデルの 120%加振における 1 階層間変形および 1 階層せん断力の応答時刻歴を実験結果と比較して Fig. 5 に示す。同図においても，両モデルの結果に顕著な差異が無く，両者ともに振幅に若干の違いが見られるが，位相は合致し，解析と実験は概ね一致していることがわかる。これらの比較から，両モデルの事前解析が実験の応答性状を良好な精度で予測できていたことを確認した。

Fig. 6 に Shell モデルの解析の損傷状況を，Fig. 7 に Solid モデルの解析の損傷状況を実験の破壊状況と比較して示す。解析は 120%加振の最大応答変形時の損傷状況で，Fig. 7 は変形倍率 10 倍で描画している。赤色または黄色で示す部分が最大強度に達し，軟化領域に入ったコンク

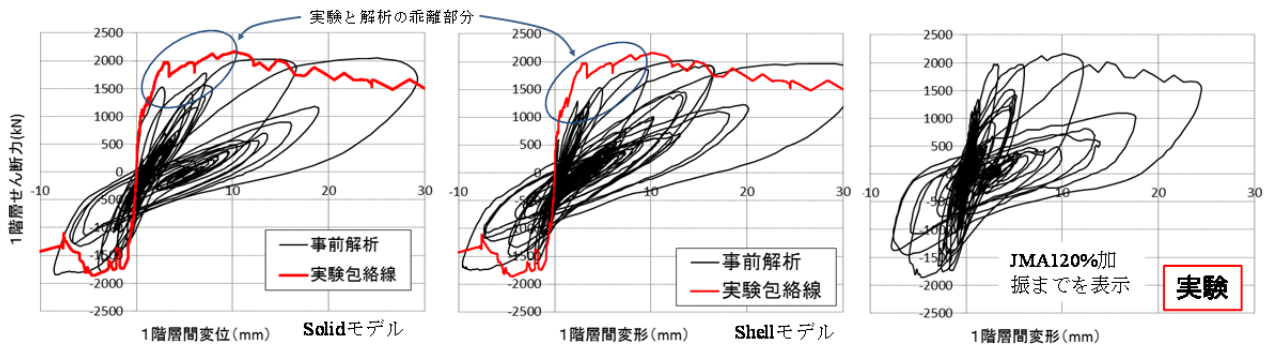


Fig. 4 1 階層せん断力～1 階層間変形の比較（事前解析と実験）
Comparison of 1st Story Shear Force - 1st Lateral Displacement Relationship between Pretest Analyses and Test

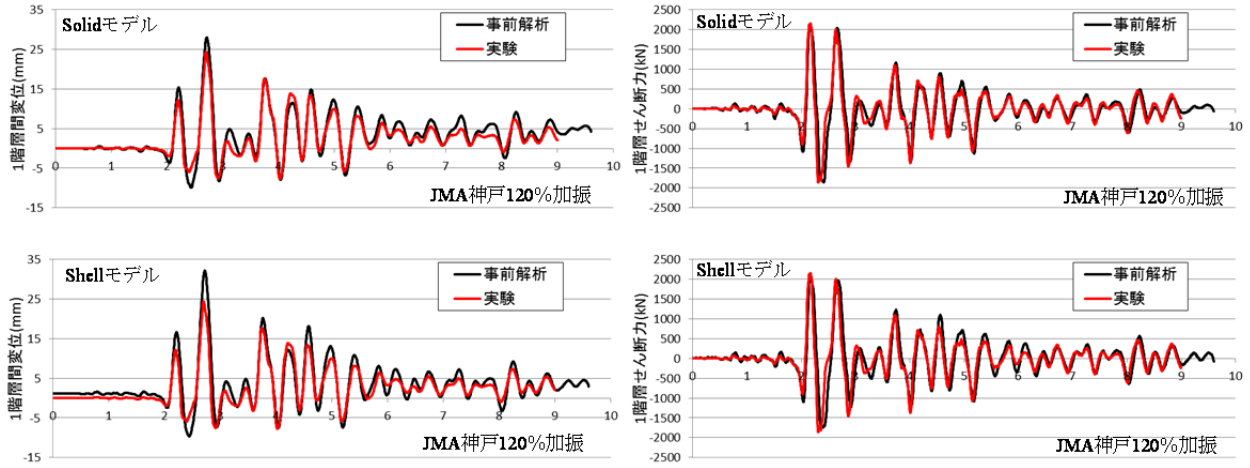


Fig.5 1階層せん断力と1階層間変位の時刻歴の比較 (事前解析と実験)
Comparison of Time Histories of 1st Story Shear Force and 1st Lateral Displacement between Pretest Analyses and Test

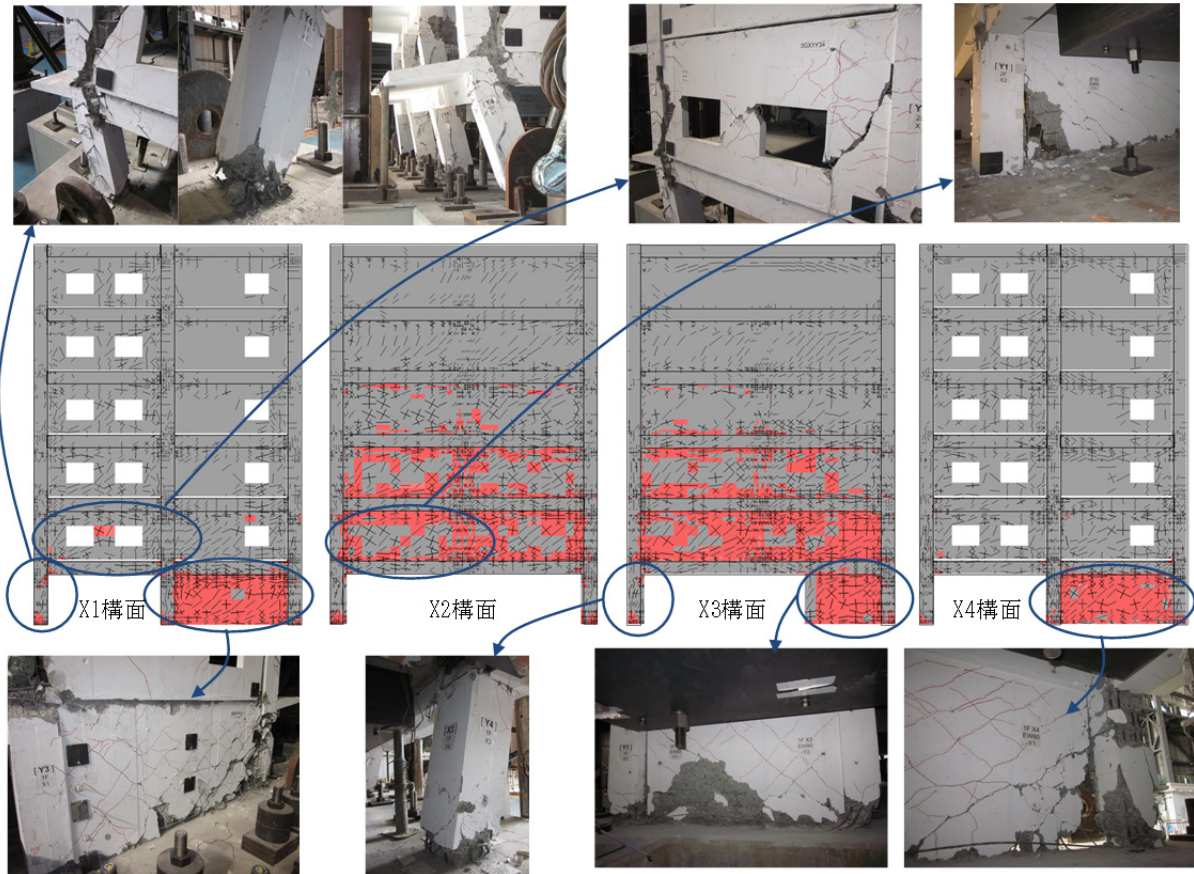


Fig.6 損傷状況の比較 (Shell モデルと実験)
Comparison of Damage Condition

リート要素を示している。図中の写真は実験終了後の損傷状況を示す。Fig. 6より、事前解析では、1階の独立柱脚部及び1階壁のほぼ全面が軟化領域に達し、X2, X3構面の2・3階耐震壁も破壊に至ったことがわかる。各部材について、実験の損傷状況と比較すると、実験と解析の破壊状況が概ね符合していることが確認できる。このように、事前解析においては、1階と2階の損傷が大きく、破壊に至るものと予測しており、実験と事前解析の

破壊モードは概ね一致した。なお、損傷状況についてもShellモデルとSolidモデルは概ね同様な結果であった。

実験と事前解析の差異が生じた点としては、解析は実験と比べて、JMA神戸100%以前の加振における応答変位を大きめに評価し、包絡線における剛性を低めに評価する傾向がある点が挙げられる (Fig. 4の変形約2~10mmの範囲)。この差異が生じた点を改善し、さらに解析精度を向上させることを目的に事後解析を実施した。

4. 事後解析

4.1 事前解析からの変更点

事前解析からの変更点としては、コンクリートの材料定数に実験直前の材料試験結果を反映し (Table 2 参照), 床・耐震壁の TS 特性モデルを出雲モデル ($c=1.0$) から山口・長沼モデル²⁾に変更した。事前解析では、試験体には細径の鉄筋を用いているため、TS 特性の効果を小さめに設定していたが、床・耐震壁については、鉄筋が均一に配筋されており、実験結果との比較から TS 特性が見込めるものとして見直した。なお、山口・長沼モデルは RC 平板の純せん断実験より導かれ、コンクリート強度、ひび割れ直交方向のひずみ、及び鉄筋比を変数とした構成則である。減衰に関しては、事前解析では 0.3% を仮定したが、事後解析では、Shell モデルは 0.2% に、Solid モデルでは 0.1% に変更した。入力波には振動台の実測加速度 (並進加速度+回転加速度) を入力し、Solid モデルでは 70%→100%→120% の 4 連続加振を、Shell モ

デルでは JMA 神戸 40%→55%→70%→100%→120% の 6 連続加振を行った。

4.2 事後解析結果と実験結果の比較

Fig. 8 に両モデルの解析と実験の 1 階層せん断力～1 階層間変形関係を示し、各加振レベルにおける両モデルの 1 階層応答変位時刻歴を実験結果と比較して Fig. 9 に示す。

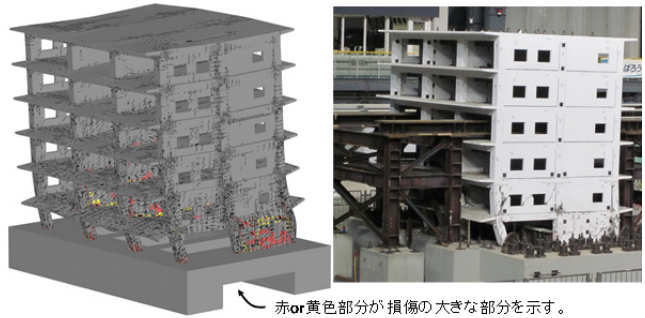


Fig.7 損傷状況の比較 (Solid モデルと実験)
Comparison of Damage Condition

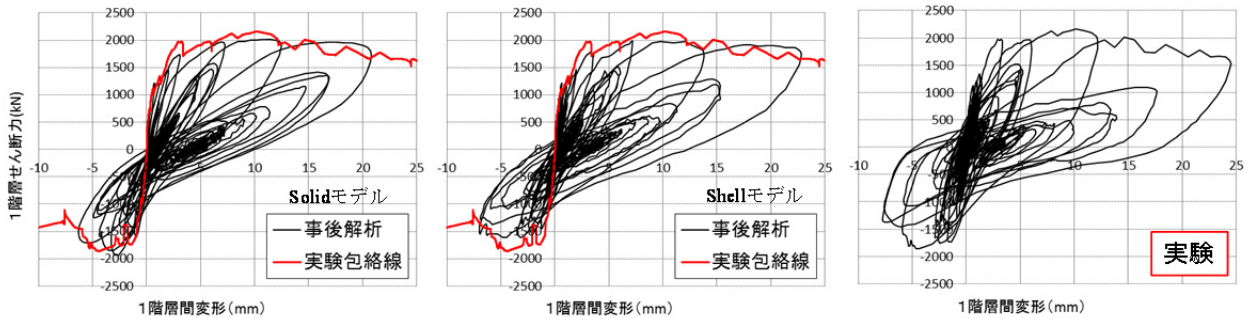


Fig.8 1階層せん断力～1階層間変形の比較 (事後解析と実験)

Comparison of 1st Story Shear Force – 1st Lateral Displacement Relationship between Posttest Analyses and Test

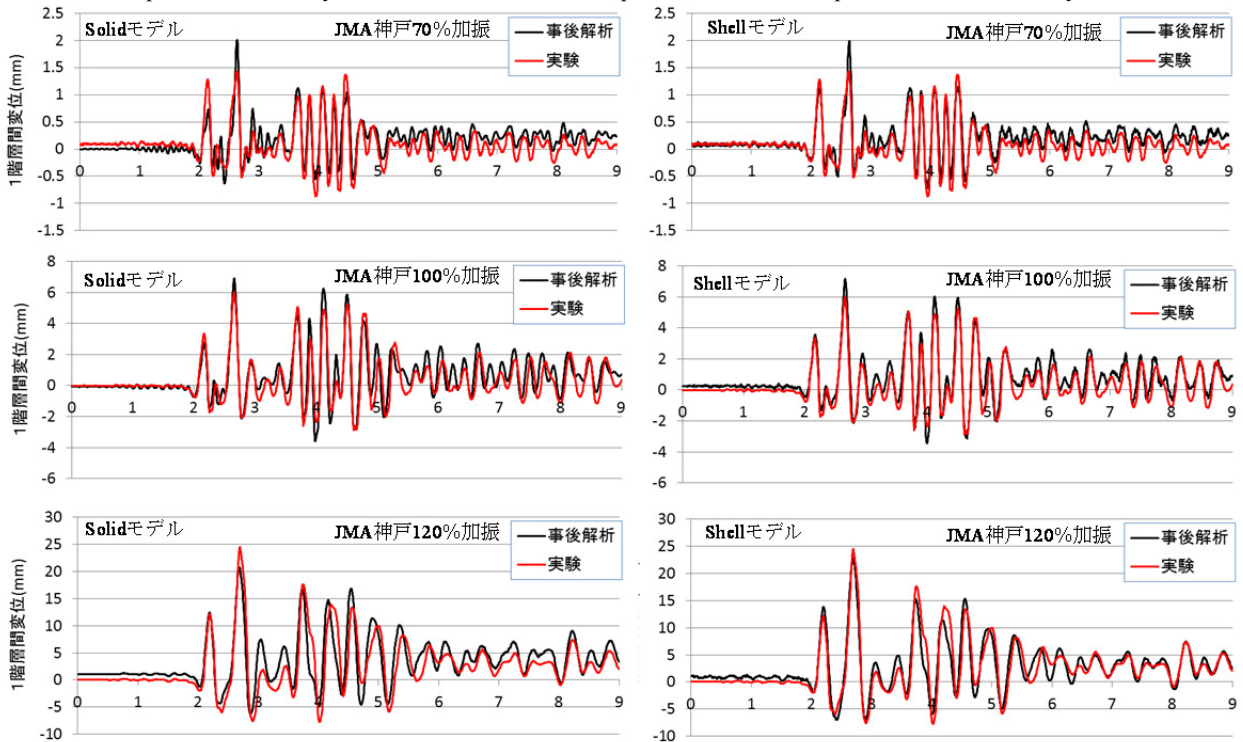


Fig.9 1階層間変位の時刻歴の比較 (事後解析と実験)

Comparison of Time Histories of 1st Lateral Displacement between Posttest Analyses and Test

両モデルともに事前解析では、応答変位を過大評価する傾向にあったが、事後解析では、事前解析と実験結果の相違点が改善され、実験の非線形応答性状を良好な精度で再現できていることがわかる。また、最大耐力および最大耐力時の変形に関しても、解析と実験は概ね一致しており、試験体の初期の加振から破壊に至る加振までの非線形挙動が良好に再現できた。ただし、最大耐力以降の履歴ループ形状に実験と両解析で差異がみられ、ポストピーク領域の解析精度に関しては課題が残る。

事後解析においても Solid モデルと Shell モデルの解析結果には顕著な差異はなかった。この理由としては、本検討で対象とした実験は、1 階および 2 階の耐震壁が主要な耐震要素であり、それらの面内曲げ・せん断挙動が試験体の応答特性に対して支配的であったことから、面外せん断非線形を考慮していない Shell モデルでも、十分な精度で試験体の非線形挙動を予測再現でき、両モデルの結果に顕著な差異が表れなかったものと考えられる。

なお、別途、事前解析からの各変更点が解析結果に与える影響を検討した。その結果、コンクリート引張強度および TS 特性モデルの見直しが解析結果に最も大きく影響することがわかった。このことで、事前解析において最大耐力以前の加振における応答変位を大きめに評価した主要因として、コンクリート引張強度および TS 特性の効果を小さめに設定したことがあげられる。また、事後解析では、振動台上で計測された加速度を入力波として用いており、回転加速度と並進加速度の両方を入力した³⁾。回転加速度の入力の有無を変数とした場合で、応答変位が 15% 程度の差異があり、回転加速度を考慮した方が実験結果と良好に対応した。その他、減衰の変更に関しては、解析結果への影響は小さかった。

5. 1 階・2 階耐震壁の最大耐力に対する考察

一般に用いられる RC 造耐震壁に対する最大耐力の算

定式を(1)式¹¹⁾および(2)式¹¹⁾に示す(式の記号は文献¹¹⁾を参照)。両式ともに数多くの実験結果から導かれたもので、(1)式は実験値に対して平均を、(2)式は下限の算定値を与えるとされている((1)式:平均式,(2)式:下限式)。

$$mean Q_{su} = \left[\frac{0.068 P_{te}^{0.23} (F_c + 18)}{\sqrt{M/(QI) + 0.12}} + 0.85 \cdot \sqrt{P_{se} \sigma_{wy}} + 0.1 \sigma_0 \right] \cdot t_e \cdot j_e \quad (1)$$

$$min Q_{su} = \left[\frac{0.053 P_{te}^{0.23} (F_c + 18)}{\sqrt{M/(QI) + 0.12}} + 0.85 \cdot \sqrt{P_{se} \sigma_{wy}} + 0.1 \sigma_0 \right] \cdot t_e \cdot j_e \quad (2)$$

各耐震壁の耐力の算定には、せん断スパン比 $M/(QI)$ の仮定が必要であるため、各耐震壁の $M/(QI)$ を Shell モデルによる解析結果から検討した。Fig. 10 に 1 階層せん断力が最大の時の各耐震壁の曲げモーメント分布を示し、Table 3 に各耐震壁の作用力の一覧を示す。各要素応力から壁脚部の負担モーメントと階高中間位置の断面におけるせん断力を求め、各耐震壁のモーメント分布を算定した。Fig. 10 からわかるように、X1, X4 通りの 1 階耐震壁 (EW60) のせん断スパンは、その直上に耐震壁がないために、概ね階高程度となっており、X3 通りの 1 階耐震壁 (EW90) は、直上に耐震壁があることから、曲げ戻しを受けてモーメントの反曲点が壁内にある。2 階の耐震壁は直上に同スパンの耐震壁が存在し、連層耐震壁となっているため、せん断スパンは 1 階に比べて大きい。

Table 3 からわかるように、1 階、2 階ともに各耐震壁のせん断スパン比 $M/(QI)$ は、0.33~0.64 程度となり、1.0 以下であった。(1)(2)式では、せん断スパン比 $M/(QI)$ を 1.0 以上 3.0 以下とする制限が設けられる場合があるため、ここでの検討では $M/(QI)=1.0$ として、(1)および(2)式により各耐震壁の耐力を算定した。

Fig. 11 に Shell モデルの事後解析から得られた 1 階と 2 階の耐震壁の負担せん断力~変形角関係を示し、図中には(1)式および(2)式により算定した耐力計算値を示す。なお、Fig. 11 の 1 階 X3 通りの EW90 に関しては、断面解析より求

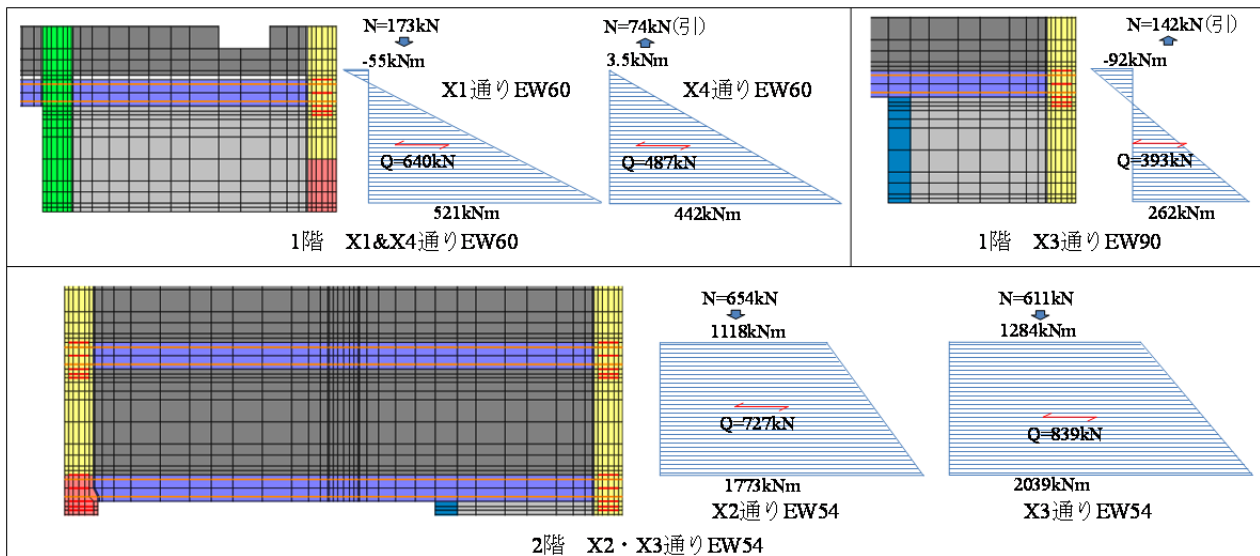


Fig.10 解析から得られた各耐震壁のモーメント分布 (Shell モデル, 最大層せん断力時)
Moment Distributions of Shear Walls Obtained by Shall Model Analysis

めた曲げ耐力の計算値を示す(軸力を0, せん断スパンを900mmと仮定)。X1通りの耐震壁(EW60)は概ね平均式の計算値と同等の最大耐力を示したが, X4通りの耐震壁(EW60)の最大耐力は, 下限式による計算値を上回ったが, 平均式による計算値を下回った。実験では二方向入力により壁脚に曲げひび割れが発生し, このひび割れ面にせん断スリップが生じる破壊性状が観察された。従来の耐力式では, このような二方向入力の影響が考慮されていないこともX4通りの耐震壁(EW60)の最大耐力が平均式による計算値を下回った一因と考えられる。一方, X3通りの耐震壁(EW90)は, 最大耐力が概ね曲げ耐力の計算値と一致し, 転倒曲げによる引張軸力を受け, 壁脚部の曲げ降伏が先行したことが推察される。

2階の耐震壁(EW54)の最大耐力に関しては, 2箇所ともに下限式による計算値を辛うじて上回る程度で, 平均式の計算値に対して小さめであった。この理由としては, 二方向入力の影響に加え, 2階の耐震壁は, その直下に耐震壁が無いことが挙げられる。(1)(2)式は多くの実験から導かれた式であるが, その実験の殆どが脚部を強固に固定したものである。よって, ここで検討対象とした建物の2階の耐震壁とは脚部の境界条件が大きく異なる

Table 3 耐震壁のせん断スパン比 (最大層せん断力時)
Shear Span Ratio of Shear Walls at Max. Story Shear

	Q	M _B	N	I	M _B /(QI)
X1耐震壁1階	640	521	-173	1373	0.59
X3耐震壁1階	393	262	142	1996	0.33
X4耐震壁1階	487	442	74	1996	0.45
X2耐震壁2階	839	2039	-611	3796	0.64
X3耐震壁2階	727	1773	-654	3796	0.64

Q:せん断力(kN), M_B:脚部曲げモーメント(kN),
N:軸力(kN, 引張:正), I:壁の全せい(mm)

ため, 計算値に比べ, 最大耐力が小さめであったものと推察される。

6. まとめ

縮小6層RC造建物の振動台実験を対象に, 建物全体を詳細に再現した大規模モデルを用いて, 3次元非線形動的FEMによる事前・事後解析を行い, 試験体が破壊に至るまでの挙動を予測再現した。また, モデル化手法による影響を把握するために, 建物全体を3次元ソリッド要素により詳細にモデル化したSolidモデルと比較的簡易な手法としてRC積層シェル要素を用いたShellモデルの2種類を用いた。得られた知見を以下に示す。

- 1) 事前解析では, 最大耐力以前の加振における応答変位を大きめに評価する傾向があったが, 主として下層の耐震壁が破壊に至る損傷モード, 最大耐力, および最大耐力に至った加振の応答性状を良好な精度で予測できた。
- 2) 実験に則した入力条件および材料定数を採用し, 一部の材料構成則を見直した事後解析を行った。事後解析では, 事前解析と実験において差異が生じた点が改善され, 解析精度が向上し, 弾性から破壊に至るまでの非線形挙動を良好な精度で再現できた。
- 3) ShellモデルとSolidモデルの解析結果には, 顕著な差異がなかった。本検討で対象とした実験は, 1階および2階の耐震壁が主要な耐震要素であり, それらの面内曲げ・せん断挙動が試験体の応答特性に対して支配的であったことから, 面外せん断非線形が考慮できないShellモデルでも, 十分な精度で試験体の非線形挙動を予測再現できたものと考えられる。

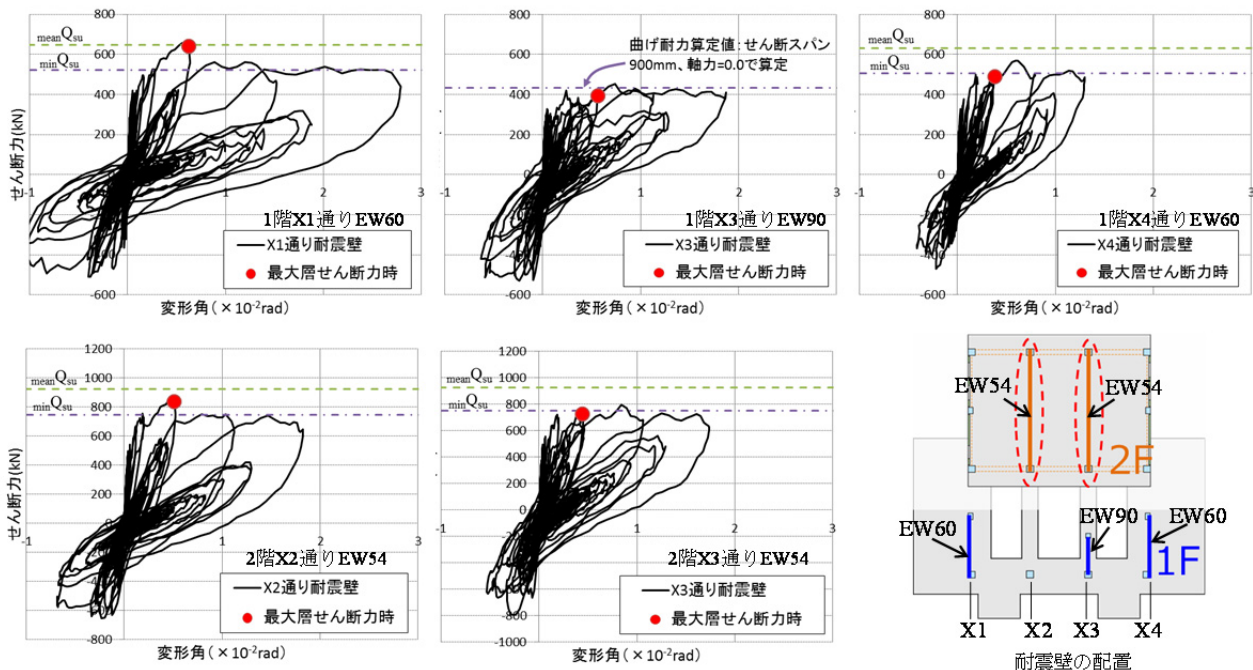


Fig.11 解析から得られた各耐震壁のせん断力～変形角関係 (Shell モデル)
Shear Force - Drift Angle Relationships of Shear Walls Obtained by Shall Model Analysis

- 4) 解析結果を基に、破壊に至った1階および2階の耐震壁の耐力について考察した。その結果、1階2階の全ての耐震壁のせん断スパン比($M/(Ql)$)は1.0以下であった。また、X3通りのEW90は、曲げ降伏が先行した可能性が高く、2階のEW54は、一般に耐震壁のせん断耐力算定に用いられる平均式の計算値を下回った。2階のEW54に関しては、脚部の境界条件が影響しているものと推察される。

2016年4月に発生した熊本地震では、震度7クラスの大地震が繰返し発生した。このような場合の構造物の残存耐力などの検討にも本解析が活用できるものと考えられる。ただし、構造物の主要耐震部材にコンクリートの剥落や鉄筋座屈などが生じて、構造物の耐力が著しく低下した状態においては、現状の連続体を仮定した解析では、それらの挙動（ポストピーク挙動）を再現することは困難であることに留意する必要がある。今後、ポストピーク挙動に対する解析手法の開発が望まれる。

謝辞

本論文は、平成26年度文部科学省委託研究「都市の脆弱性が引き起こす激甚災害の軽減化プロジェクト②都市の機能維持・回復に関する調査研究」の一部である。関係各位の研究活動支援に謝意を表します。

参考文献

- 1) 米澤健次, 穴吹拓也, 江尻譲嗣: 大規模・高速化非線形FEM解析ソフト「FINAL-GEO」, 大林組技術研究所報, No.75, 2011.12, CD-ROM
- 2) Naganuma, K., Yonezawa, K., Kurimoto, O. and Et o, H.: Simulation of Nonlinear Dynamic Response o f Reinforced Concrete Scaled Model Using Three Di mensional Finite Element Method, 13th WCEE, Pap er No.586, 2004.9
- 3) 長沼一洋, 米澤健次, 白井和貴, 勝俣英雄, 壁谷澤 寿海, 壁谷澤寿一: 多方向入力を受けるRC造4層壁 フレーム模型振動台実験の3次元動的FEM解析 (その1) ~ (その2), 日本建築学会大会学術講演梗概 集, pp.461-464, 2006.9
- 4) 長沼一洋, 米澤健次, 松森 泰造, 壁谷澤寿海: 1/3 スケールRC造6層壁フレーム模型振動台実験の3次 元動的FEM解析 (その1) ~ (その2), 日本建築学 会大会学術講演梗概集, pp.403-406, 2007.8
- 5) 米澤健次, 杉本訓祥, 勝俣英雄, 福山洋: 縮小20層 RC造建物試験体の震動実験に対する3次元FEM解析, 日本コンクリート工学年次論文集, Vol.36, No.2, p p.253-258, 2014
- 6) 勝俣英雄, 西山峰広, 真田靖士, 杉本訓祥, 増田安 彦, 米澤健次, 西村勝尚, 三浦耕太, 松森泰造: 縮 小6層RC造耐震壁フレーム建物試験体の振動台実験 RC造建物の崩壊余裕度定量化に関する研究開発 (その8) ~ (その10), 日本建築学会大会学術講演 梗概集, pp.339-344, 2015.9
- 7) 増田安彦, 勝俣英雄, 米澤健次, 三浦耕太, 西村勝 尚, 杉本訓祥: 縮小6層RC造耐震壁フレーム建物の 振動台実験, 大林組技術研究所報, No.79, 2015.12, CD-ROM
- 8) 地震調査研究推進本部: 地震本部ニュース「文部科 学省内局における現在及び今後の取組」, 2012.5
- 9) 国土交通省ほか: 2007年版 建築物の構造関係技術 基準解説書
- 10) Nakamura, H. and Higai, T.: Compressive Fracture Energy and Fracture Zone Length of Concrete, Semi nar of Post Peak Behavior of RC Structures Subject ed to Seismic Load, Japan Concrete Institute, JCI-C5 1E; Vol.2, pp.259-272, 1999.10
- 11) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同 解説, pp.288-299, 2010年