

縮小6層RC造耐震壁フレーム建物の振動台実験

増田 安彦 勝俣 英雄 米澤 健次
 三浦 耕太 西村 勝尚 杉本 訓祥
(大阪本店建築事業部) (横浜国立大学)

Shaking Table Test of Six-Story Building with Shear Wall System

Yasuhiko Masuda Hideo Katsumata Kenji Yonezawa
 Kota Miura Katsuhisa Nishimura Kuniyoshi Sugimoto

Abstract

A shaking table test of a 30% scaled six-story reinforced concrete (RC) building with a shear wall system was conducted at the 3-D full-scale earthquake testing facility, “E-Defense,” as a national project. The purpose of this test was to obtain various pieces of data for the quantification of the collapse margin of RC buildings. The results of the shaking table test and pre-test finite element method analysis can be summarized as follows. 1) The test building collapsed with a large deformation, which was caused by the shear failure of all the walls on the 1st and 2nd floors, 2) but the final state of the specimen was not a soft story partial collapse. 3) The results of the pre-test simulation, including the non-linear responses, closely agreed with those of the experiment.

概要

防災科学技術研究所兵庫耐震工学研究センターの実大三次元震動破壊実験施設「Eーディフェンス」を用いて、縮尺30%の縮小6層RC耐震壁フレーム建物の振動台実験を実施した。振動台実験、および実験に先行して実施した事前解析の結果、主に以下に示す知見が得られた。1)試験体はベースシアが最大耐力の1/4程度まで低下し、1階と2階の全ての耐震壁が破壊して大変形を生じ崩壊状態に達した。ただし、2)崩壊状態より層崩壊は生じていないと判断した。3)大規模FEM解析では、解析と実験の非線形応答性状は概ね一致していたことなど、実験の結果を良好な精度で予測できていた。

1. はじめに

文部科学省の地震防災研究戦略プロジェクト¹⁾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うち、サブプロジェクト②「都市の機能維持・回復のための調査・研究」²⁾では、以下を成果目標としている。すなわち、「高層ビル等の都市の基盤をなす施設が完全に崩壊するまでの余裕度の定量化」と「都市の基盤施設の地震直後の健全度を即時に評価し損傷を同定する仕組みの構築」を得ることである。この研究テーマのうち、鉄筋コンクリート造(RC造)建物を対象とした崩壊余裕度定量化に関する調査研究では、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、縮小RC建物の振動破壊実験を実施した。なお、実験は防災科学技術研究所兵庫耐震工学研究センターの実大三次元震動破壊実験施設「Eーディフェンス」を用いた。本振動台実験に先立ち、試験体とする建物の試設計を行なうとともに、試験体の一部を取り出した要素実験と振動台実験の予備解析などを平成24~25年度において実施

した^{3)~5)}。平成26年度は試験体の製作に伴って得られる実際の材料強度に基づく事前解析と、振動台実験を実施した。本報はこれらの研究成果のうち特に、Eーディフェンスを用いて行われた振動台実験と事前解析について述べるものである。

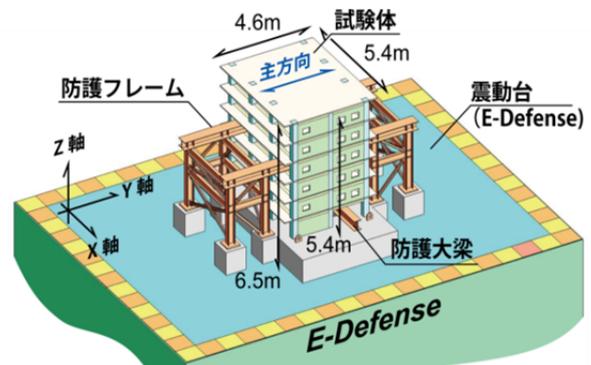


Fig. 1 試験体の全体計画
 General View of Test Building and Shaking Table

2. 試験体概要

2.1 試験体計画

試験体計画は、都市部に比較的多く存在するRC造建物として共同住宅を取り上げ、現行基準に基づいた設計としている。過去の振動台実験の実績、およびE-ディフェンスの加振能力と揚重設備能力に対して、防護用の架台等を含めた重量と、崩壊に至るまで加振することなど併せて検討した結果、試験体は縮尺30%の6階建てとした。架構は、一方方向（短辺方向）を連層耐震壁付きラーメン架構、他方向（長辺方向）を純ラーメン架構にすることとした。建築計画上の特徴は、1階部分は店舗や駐車場、共用スペースとなることを考慮し、壁長を少なくしたこと、2階以上の短辺方向を連層耐震壁としたことが挙げられる。これらは都市部に多く存在する板状共同住宅を模擬している。試設計として、本建物を2007年版建築物の構造関係技術基準解説書⁶⁾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%に縮小した。試験体の全体計画をFig. 1に示す。

2.2 構造計画

試験体の構造図をFig. 2に、主要な断面詳細をFig. 3に、壁リストをFig. 4に示す。平面は2×3スパン（両方向とも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とした。短辺方向の2階以上は、両妻面の幅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た。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階以上に對して壁量が急減しないよう配慮した。剛性率・偏心率は、

Table 1 材料特性
Properties of Material

(a) コンクリート [N/mm ²]			
部位	圧縮強度	ヤング係数	割裂強度
6階(床梁/柱壁)	36.2/36.8	27200/26600	3.12/3.04
5階(床梁/柱壁)	40.6/25.5	28700/24900	3.24/2.54
4階(床梁/柱壁)	46.4/42.5	32400/33100	3.60/3.56
3階(床梁/柱壁)	45.3/42.3	32700/31300	3.49/3.44
2階(床梁/柱壁)	47.7/43.2	33200/33500	3.08/3.87
1階	45.2	32400	3.47

注：2階以上では、床梁と柱壁のパッチが異なるため"/"の前後に各値を示している。

(b) 鉄筋 [N/mm ²]			
径(部位)	降伏強度	ヤング係数	引張強度
D4 (壁、柱梁せん断補強筋)	364	176000	524
D6 (壁、スラブ、柱梁せん断補強筋、柱梁主筋)	379	197000	518
D10 (柱梁主筋)	379	190000	553

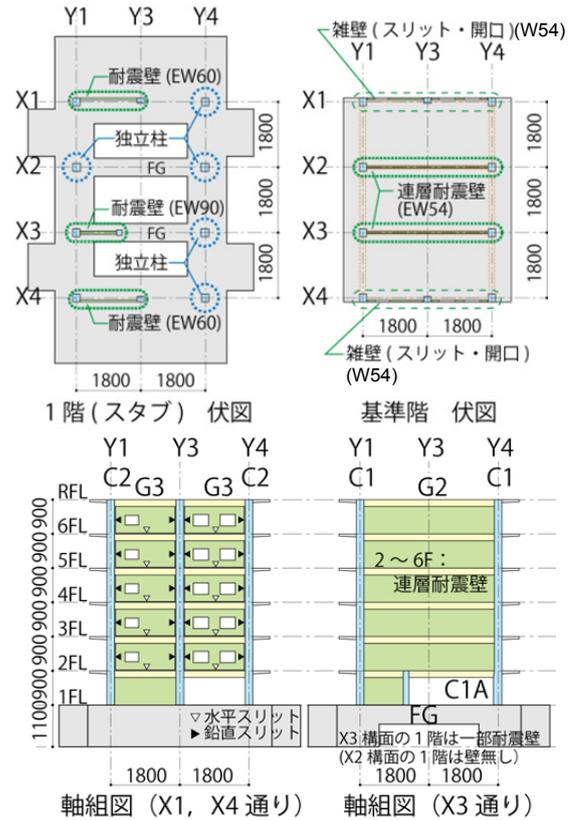


Fig. 2 試験体の平面・軸組図
Plans and Elevations of Test Building

断面	1C1, 2C1	1C1A	1C2	C3	C4
標準的柱断面	196	226	226	196	196
主筋	8-D10	14-D10	柱脚10-D10 柱頭8-D10	12-D6	8-D10
帯筋	4-D6@55	4-D6@55	4-D6@85	2-D4@36	2-D6@85

柱断面

断面	2G1	2G2	2G3
桁行方向梁	240	180	180
上端筋	6-D10	8-D6	7-D6
下端筋	4-D10	8-D6	8-D6
St.	2-D6@85	2-D4@75	2-D4@75

梁断面

Fig. 3 主要部材の断面詳細
Reinforcements of Columns and Beams

水平断面	W54, EW54	EW60	EW90	スリット部(W54)
壁筋	D4@135チドリ ps=0.38%	D6@170チドリ ps=0.63%	D4@75ダブル ps=0.41%	D4@275 ps=0.098%

Fig. 4 壁リスト
List of Walls

形状係数 $F_{es}=1.0$ となるよう計画した。使用材料の特性一覧をTable 1に示す。目標とした実験時コンクリート強度 30N/mm^2 に対して全体にやや高めの強度となった。5階柱壁だけがやや低めの強度となったが実験結果への影響は見られなかった。鉄筋にはSD295Aを用いている。

なお、実大で設計時の保有水平耐力と必要保有水平耐力の比は1階で1.51(正:Y1→Y4方向入力)および1.41(負:Y4→Y1方向入力, 以下同じ), 雑壁を無視した1階の偏心率 Re は0.076(正)および0.070(負)であった。前者は, 遮音性能等により2階以上の戸境壁(耐震壁)の最小厚さを180mmとしたこと, 1階の壁厚を2階以上の壁量とのバランスを考慮して決めたことにより保有水平耐力が必要保有水平耐力を大きく上回ることとなった。構造特性係数 D_s はX方向0.3, Y方向0.55である。

2.3 防護フレームと錘

加振実験に際し, 試験体崩壊時の安全を確保し, 崩壊後の試験体を速やかに撤去できるようにするため, 防護フレームを設置した(Fig. 1)。防護フレームは, 鉛直支持能力を失った場合に試験体の自重支持や水平方向に過大な変形が生じて衝突する場合を想定して設計し, プレス付きラーメン構造とした。

また, 各階には単位床重量が設計値と同じ 11.6kN/m^2 になるように鋼製の錘を配置した。床全面を拘束しないように6マスに分割して配置し, 床下面にPC鋼棒を用いて圧着固定した。試験体は, 錘を含む1階以上の重量が1837kN, 防護フレームを含む全重量が3190kNとなった。

3. 加振計画

3.1 入力地震波

実験に用いた基準となる地震波をFig. 5に示す。本試験体は比較的短周期の構造物であり, 崩壊させるために

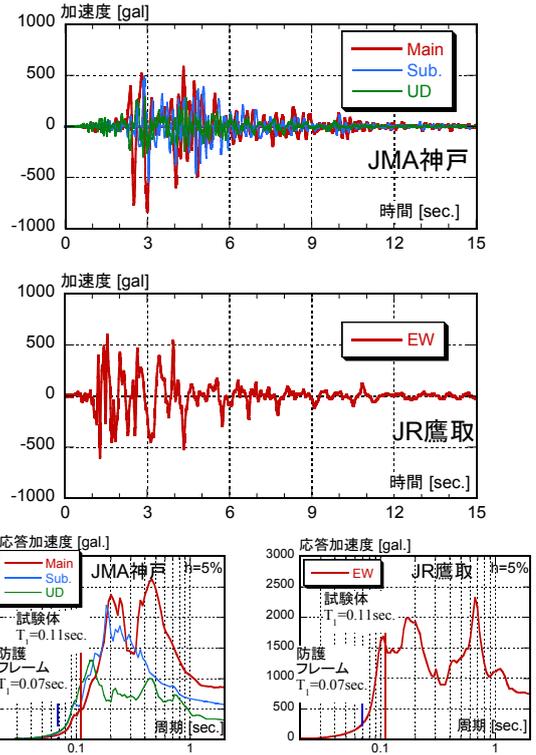


Fig. 5 入力地震波

Acceleration History and Response Spectrum of Input Wave

Table 2 加振ケース一覧
List of Test Case

(a) 1日目		(b) 2日目		(c) 3日目		備考
Case	目標倍率	Case	目標倍率	Case	目標倍率	
#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。

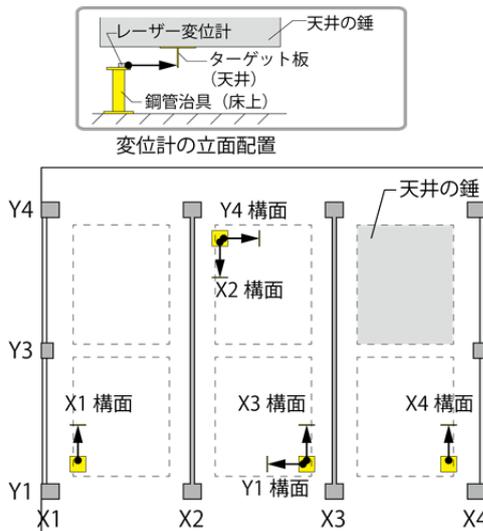


Fig. 6(1) 変位計測模式図
Measurement of Horizontal Deformations

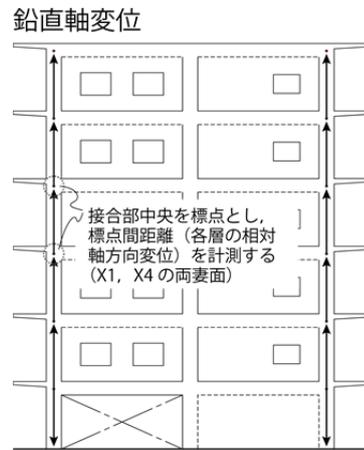


Fig. 6(2) 変位計測模式図
Measurement of Vertical Deformations

より影響が大きいと考えられる直下地震を用いることとした。すなわち、都市部の直下地震として記録された大振幅地震動として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）を採用した。JMA神戸波を基に、振幅を徐々に大きくして損傷の進行を計測・観察した。破壊が進行して試験体が長周期化し、JMA神戸波での崩壊が困難な場合に備えて、応答速度が大きくなるJR鷹取駅記録も用意した。なお、JMA神戸波については、北軸を135度東方向へ回転し、主軸（同図中のMain）となる成分を主要な加振方向であるY方向（短辺方向）に入力することとした。

なお、地震波は、試験体縮尺に応じて時間軸を $1/\sqrt{3.33}$ 倍に圧縮し、防護フレームの共振を防ぐため11Hz以上の短周期成分をカットした。

3.2 加振スケジュール

加振ケース一覧をTable 2に示す。各地震波加振の前には、最大加速度30gal程度のランダム波加振を行い、試験体の固有周期を確認しており、合計26回の加振を行った。加振実験は3日間行い、1日目は弾性から降伏前後、2日目は最大耐力付近まで、3日目は最大耐力を確認した後、

崩壊に至るまで加振した。#3-5, #3-7, #3-9はY方向（短辺方向）の1軸加振とした。なお、最初の加振実験実施前に常時微動計測による固有値同定を行った。

4. 計測計画

各階床の四隅には加速度計を配置し、3方向の加速度を計測した。層間変形は、各階の床上に固定した治具上に固定したレーザー変位計により、直上の床との間の相対水平変位を計測した。四隅柱外部には、鉛直方向の各層間の相対変位を計測し、架構の曲げ変形成分を算出することとした。1, 2階の柱、梁、壁については、局所相対変位を計測し、一部の鉄筋には歪みゲージを貼付し、歪度を計測した。また、ビデオカメラを各所に設置し、加振時の動画を記録した。各種センサーの設置状況をFig. 6(1), (2), およびPhoto 1に示す。

5. 実験結果および考察

5.1 損傷経過

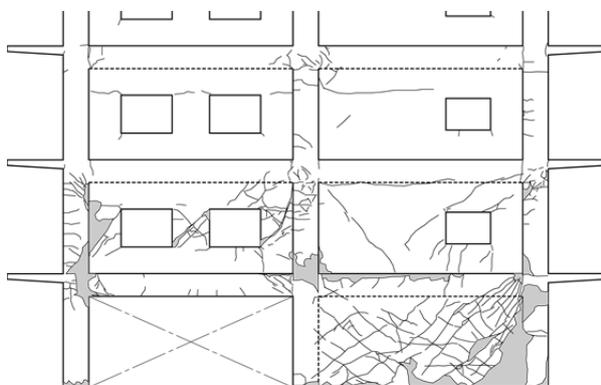
Table 3に各加振ケースにおけるY方向の1階最大応答



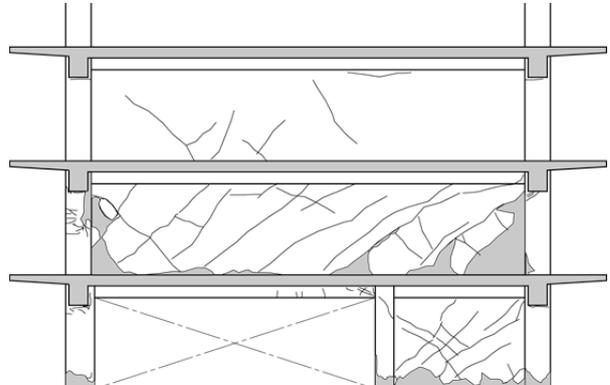
Photo 1 センサー設置状況
Setting of Deformation Sensors



Photo 2 実験後の試験体外観
View of Test Building after Shaking Table Test



(a) X1構面（外部）



(b) X3構面

Fig. 7 実験後の損傷観察記録
Cracking Patterns after Test

値として、層せん断力(Q_B)とベースシア係数(C_B)および層間変形角(R), ならびに一次固有周期(T_1)を示す。加振ケース#1-3および#1-5は、弾性からひび割れ発生までのレベルであり、周期の変化を確認した。加振ケース#1-7では、必要保有水平耐力レベル($C_B=0.55$)を目標としたが、応答はそれをやや上回るベースシア係数0.66程度となった。この加振で一部の柱主筋の降伏が確認された。加振ケース#1-9では、さらにレベルを上げた結果、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%入力であり、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た。また、最大残留ひび割れ幅は1mm程度となっており、2, 3階雑壁のスリット部に配筋した振れ止め筋⁴⁾(Fig. 4参照)の破断が確認された。耐震壁のひび割れ状況や振れ止め筋の破断状況からX1構面の方がX4構面より損傷が進んでおり、ねじれによりX1構面がより大きく変形していたと推察する。

加振ケース#3-3は、JMA神戸120%入力により、ベースシア係数が1.0を上回る応答が得られた。後続の加振結果より、この加振ケースにおいて試験体は最大耐力を発揮したことが確認された。

#3-5および#3-7では、JMA神戸140%加振を繰り返した。なお、いずれもY方向のみに加振した。最大応答層せん断力は繰り返しのよりに低下した。さらに雑壁は変形によりスリットが塞がり周辺架構に接触し、間柱や雑壁にせん断破壊が生じた。

次の加振#3-9では、試験体の周期変化から同じ地震波での損傷の進行は難しいと判断し、JR鷹取駅120%を入力することとした。その結果、後述するように、1階耐震壁は壁脚部のすべりが顕著に生じ、側柱脚部の主筋破断を伴う破壊が生じた。さらに2階耐震壁も著しく損傷することで、大きな水平変形が生じたことにより3, 4階バルコニー先端が防護フレームに衝突した。これをもって崩壊に至ったものと判断して実験を終了した。実験終了時の状況をPhoto 2に、各部の損傷状況をFig. 7に示す。

5.2 固有周期

Table 3には、加振実験前に行った常時微動計測より求めた固有周期も合わせて示した。最大耐力発揮後の#3-5で周期は最も長くなり、その後やや短くなる傾向が見られた。これは損傷に伴ってスリット部の閉塞により雑壁が躯体に接触し、躯体の剛性に寄与するようになったことが要因と考えられる。一方、最大耐力発揮後の層せん断力については、#3-5、#3-7で徐々に小さくなっているのに対し#3-9で大きくなったのは防護フレームへの衝突の影響と考えられる。

5.3 荷重～変形関係

各加振ケースにおけるY方向の1層せん断力～層間変形関係をFig. 8に示す。ここで層間変形は、相対水平変位に曲げ変形成分を加えたものとした。1層せん断力は、

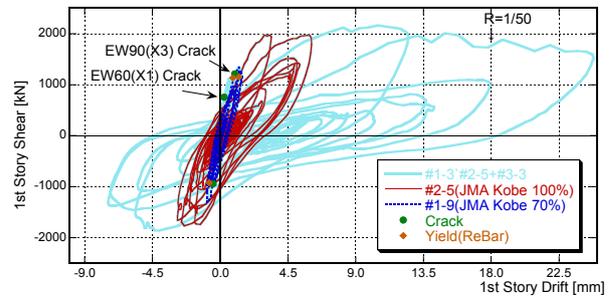
各階四隅に設置した加速度計による値に各階重量を乗じたせん断力の総和とした。同図では、#3-5や#3-7などでのスリット部の雑壁と躯体の接触や、#3-9での防護フレーム

Table 3 最大応答値一覧

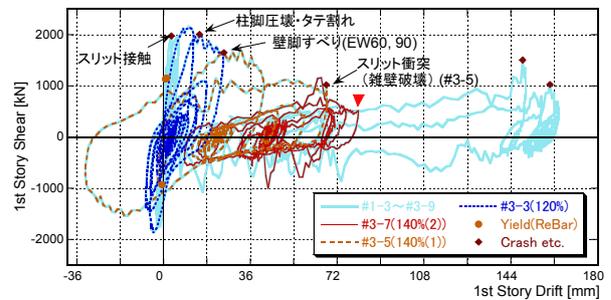
Maximum Response of Story Drift Angle and Natural Period

Case	レベル	Q_B [kN](C_B)	Rmax	T_1 [sec.]
—	常時微動	—	—	0.095
#1-3	10%	140(0.08)	1/12857	0.100
#1-5	40%	769(0.42)	1/2500	0.101
#1-7	55%	1212(0.66)	1/882	0.119
#1-9	70%	1342(0.73)	1/629	0.119
#2-5	100%	1975(1.08)	1/148	0.167
#3-3	120%	2160(1.18)	1/36	0.231
#3-5	140%	1747(0.95)	1/13	0.356
#3-7	140%	1161(0.63)	1/11	0.341
#3-9	JR120%*	1506(0.82)	1/6	0.252

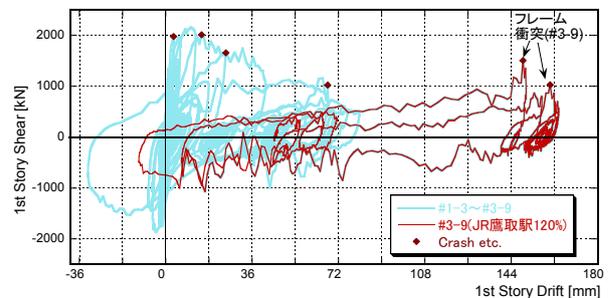
Q_B , Rmaxは共に1階の値。 ※JR鷹取駅記録波



(a) #3-3までの加振と#1-9および#2-5



(b) 3日間の加振と#3-3, #3-5, #3-7



(c) 3日間の加振と#3-9

Fig. 8 各加振ケースの1層せん断力～層間変形関係
Relationship of 1st Story Shear-Story Drift

ームと試験体の衝突による影響で生じる乱れが確認できる。最大耐力を発揮した#3-3では1層で1/36程度の変形を生じている。一方、層せん断力は#3-7の加振までに最大耐力の25%程度まで低下しており (Fig. 8 (b)中の▼)、崩壊には至らないものの、水平耐力はほとんど失われたと考えられる。加振ケース#3-9により、水平力はほとんど上昇しないまま変形のみ増大し、防護フレームとの衝突により崩壊を回避したと考えられる。また、大変形時の加振では、ノイズと見られる荷重の変動も見られる。これは壁脚部のすべりにおいて、骨材のかみ合いなどで一時的に摩擦係数が増大するなどの現象が原因として推定されるが、今後の検討課題と言える。

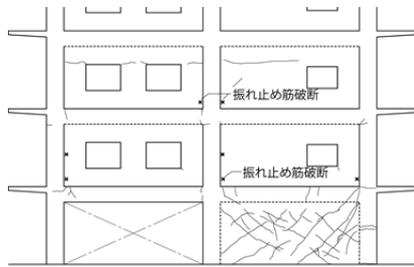


Fig. 9 X1構面の損傷 (#2-5加振後)
Damages of X1 Elevation



Photo 3 #3-5加振時のX1構面2階雑壁の損傷 (左:衝突直前, 右:直後)
Damages of Non-Structural Wall on 2nd Floor of X1 Elevation
(Before and After Crash to Structural Frame)

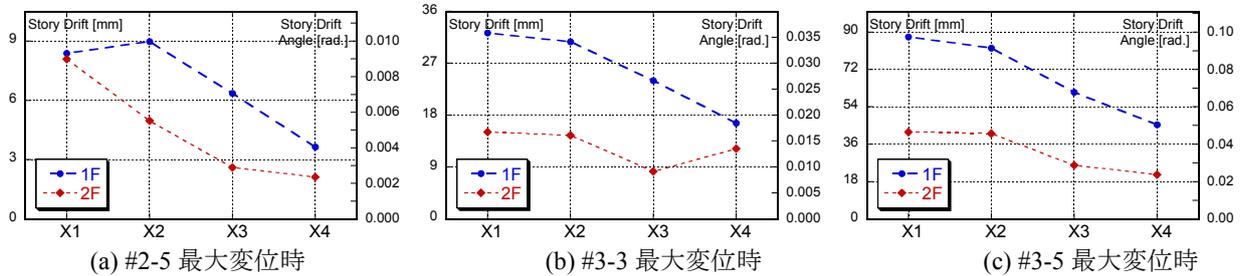
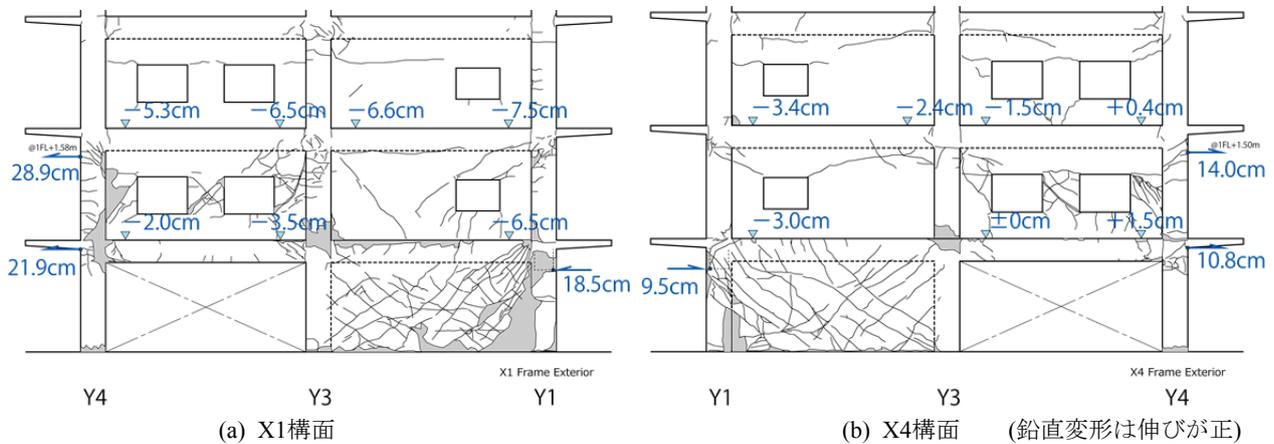


Fig. 10 各構面の変位分布 (1, 2階層間変位)
Story Drift of Each Elevation (1st and 2nd Floor)



(a) X1構面 (b) X4構面 (鉛直変形は伸びが正)

Fig. 11 実験後の2, 3階床の残留鉛直変形と残留水平変形
Vertical and Horizontal Deformation of 2nd and 3rd Floor

5.5 耐震壁の損傷

1, 2階の層間変形について、各構面毎の変位分布を Fig. 10に示す。加振ケース#2-5では、最大応答層間変形角は1/150程度 (X1, X4の平均値) であるが、1階耐震壁の非対称配置に起因して、X1, X2構面では最大1/100程度まで生じたことがわかる。3方向入力とねじれ振動の関係は、今後さらにデータを検討する必要であるが、偏心率 $Re=0.07$ 程度であっても、比較的早期から大きなねじれ変形が生じていた可能性がある。1階耐震壁は、壁面に多数のせん断ひび割れが生じ、圧壊も見られたが、最終的には脚部のすべり破壊に至ったと判断した。この点も、既報の要素実験³⁾と同様の挙動が確認できた。終了後の観察では、側柱の脚部主筋の破断が多数確認された。損傷状況を Photo 4に示す。なお、Photo 5に示すように、2階耐震壁も著しく損傷しており、1階と2階以上で剛性・耐力の極端なアンバランスを避けた結果、損傷が分散し、層崩壊が生じなかったといえる。

5.6 1, 2階の沈下量

実験終了後に残留水平変形と、両妻面床レベルのスタブからの高さを計測し残留鉛直変形 (沈下量) を求めた。計測の結果を Fig. 11に示す。また、独立柱の最終破壊状況例を Photo 6に示す。同図および写真より、1階耐震壁は、せん断破壊により鉛直方向に大きく沈下する一方で、独立柱は柱頭柱脚の曲げ破壊であり、靱性能に富んだ破壊モードであったため、沈下が少なかったことがわかる。また、沈下量はX4構面よりX1構面の方が多く、ねじれ振動によりX1構面の損傷がより大きかったこともわかる。本実験で対象とした試験体は、耐震壁が支配的な架構であるが、独立柱の脆性破壊を防止する対策、すなわちせん断補強筋を配置するとともに、断面を極端に小さくしないことの効果が現れている。耐震壁付きラーメン構造の崩壊モードのひとつを確認できたといえる。

6. 事前解析

6.1 解析概要

Fig. 12に各解析モデルを示す。解析コードは大規模高速化非線形解析ソフト「FINAL-GEO」⁷⁾を用いた。

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。梁・柱の主筋には軸方向のみに剛性を有するトラス要素を用い、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。ここで、錘の取付け厚さによる偏心モーメントが、架構の応答に及ぼす影響は小さいと判断した。スリット部の振れ止め筋は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バネ要素を設けた。減衰は



Photo 4 1階耐震壁の損傷
Damage of Shear Wall on 1st Floor



Photo 5 2階耐震壁の損傷
Damage of Shear Wall on 2nd Floor



Photo 6 1階独立柱の損傷
Damage of Column on 1st Floor

大変形を想定し、初期剛性比例型として0.3%を仮定した。入力には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。

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⁸⁾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、出雲モデル($c=1.0$)とした。また、壁およびスラブのコンクリートは、ひび割れ後は圧縮強度の低減を考慮した。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、基礎部は線形材料とし、鋼材の応力～ひずみ関係はバイリニアモデルとした。(上記の材料構成則の詳細は文献⁹⁾を参照)

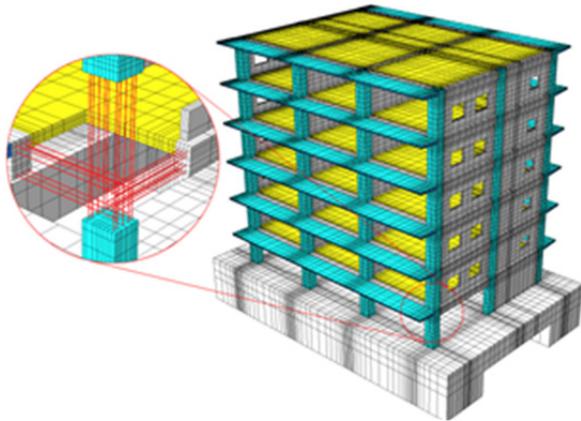


Fig. 12 解析モデル
Analysis Model

6.2 解析結果と実験結果の比較

Fig. 13に100%～120%連続加振における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。1階層せん断力は、1階層高中間位置断面で、各要素に生じる水平せん断応力に要素面積を乗じた値の総和とした。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層せん断力-層間変形の包絡線を示している。同図より、概ね実験と解析は良好に対応していることがわかる。また、Fig. 14に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示す。同図においても、解析と実験は概ね一致し、事前解析により、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. 15およびFig 16に解析と実験から得られた損傷状況の比較を示す。解析は120%加振の最大応答変形時の損

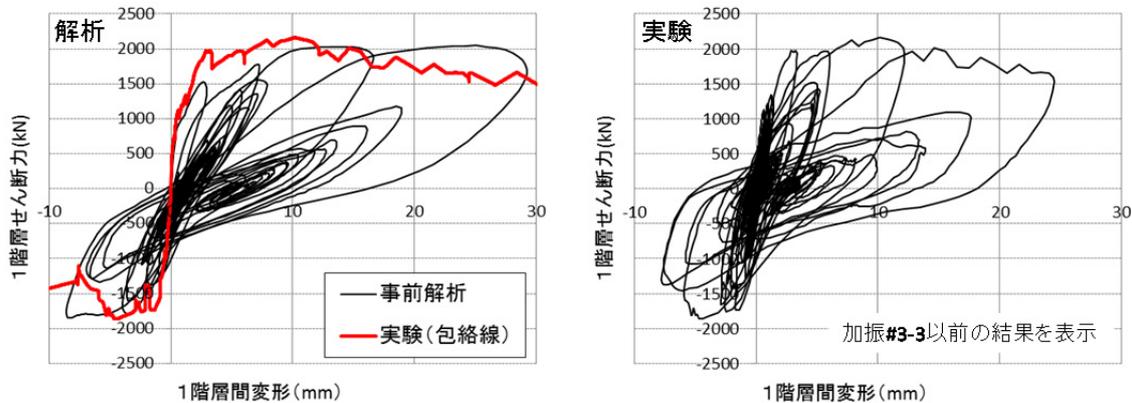


Fig. 13 実験と解析の比較(1)
(1階層せん断力～層間変形関係)

Comparison between Test and Simulation (1) (Hysteresis Curve)

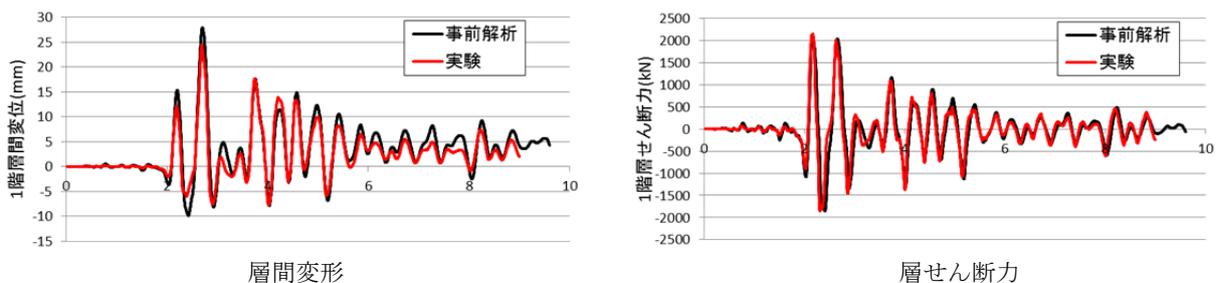


Fig. 14 実験と解析の比較(2)

(1階層間変形および層せん断力の時刻歴)

Comparison between test and simulation (2) (Time History of Response)

傷状態で、Fig. 15は変形倍率を10倍として描画している。黄色あるいは赤で示す部分が最大強度に達し、軟化領域に入ったコンクリート要素を示している。Fig 16の写真

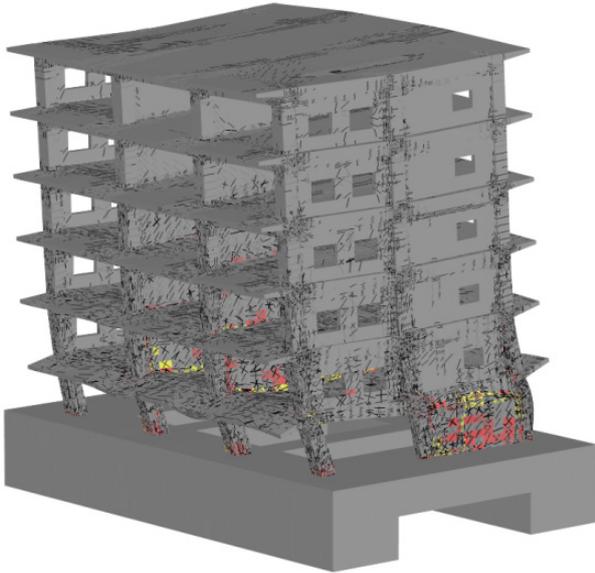


Fig. 15 変形・損傷状況の解析結果
Simulated Deformation and Damages

は実験終了後の損傷状況を示す。事前解析では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。

実験と事前解析の差異としては、JMA神戸70%、100%加振における最大層せん断力時の応答変形が解析では大きく評価する傾向がある点があげられる（Fig. 13の変形約2～5mmの範囲）。その解析と実験の相違点に関しては、実験の入力条件や材料特性を正確に反映することで改善できると考えられる。

7. まとめ

本報では、荷重変形関係や各部の損傷経過を分析した。その結果、以下の知見を得た。

- 1) 試験体は、ベースシアが最大耐力の1/4程度まで低下し、大変形に至る崩壊状態に達した。
- 2) 壁配置が対照でない1階において、ねじれ挙動により、X1構面の方がX4構面より損傷が大きい傾向が見られたものの、全ての耐震壁が破壊し、保有耐力を発揮した。
- 3) 要素試験体の静的载荷実験で見られた現象が、振

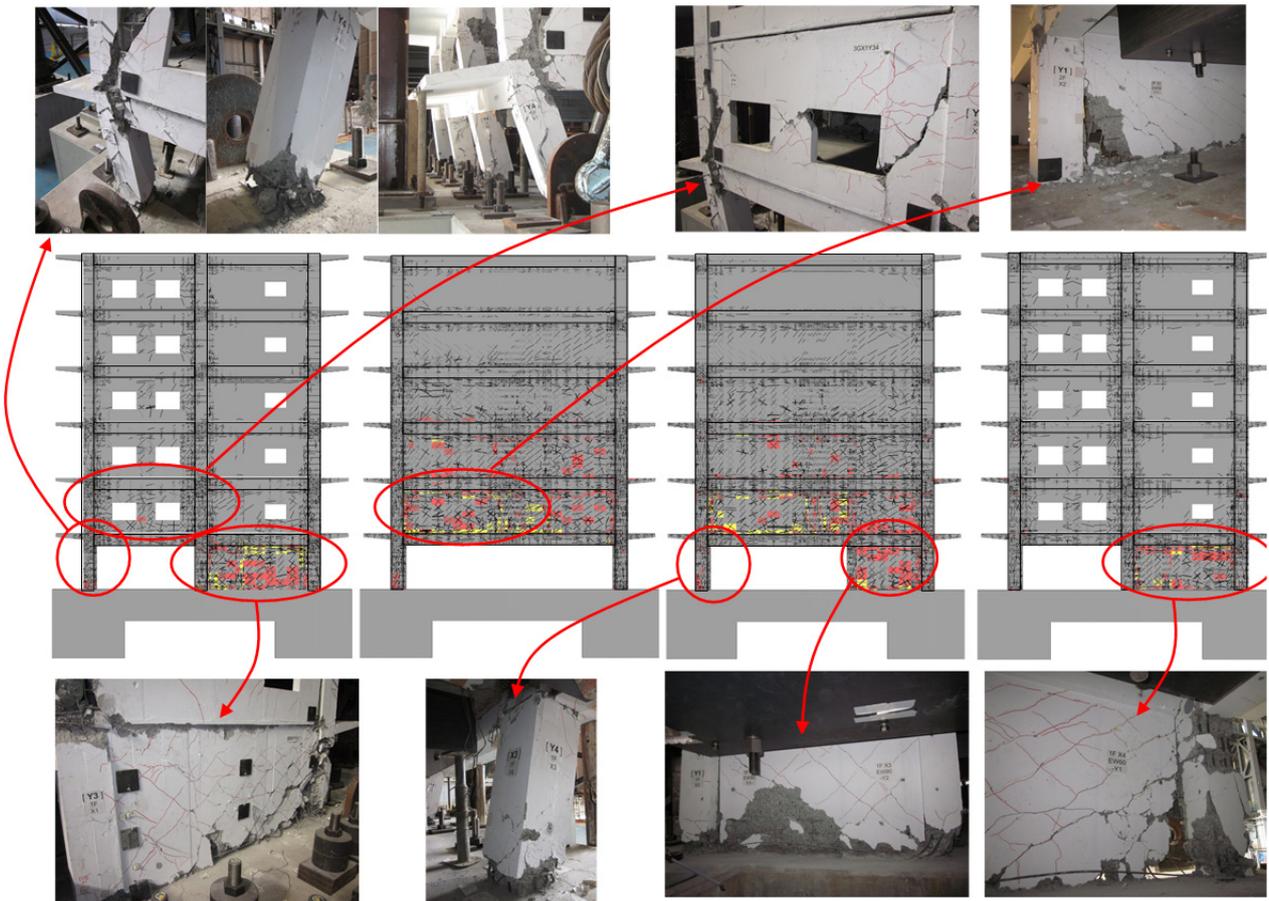


Fig. 16 実験と解析の損傷状況の比較
Comparison of Damage between Test and simulation

動実験でも確認できた。

- 4) 1階だけでなく2階の耐震壁も破壊に至るとともに、1階独立柱の靱性を確保した設計の効果として、層崩壊を防止しながら、架構全体としては、最終的には保有耐力を失い、崩壊状態に至ったと判断できた。
- 5) 大規模FEM解析による事前解析を実施した。解析と実験の非線形応答性状は概ね一致していたことを確認し、最大耐力、最大耐力に至る加振、破壊モードなど、実験の結果を良好な精度で予測できていたことを確認した。

謝辞

本稿は、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。また、試設計や実験にあたりご協力いただいた各位に感謝いたします。

参考文献

- 1) 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
- 2) 中島正愛，吹田啓一郎，高橋元美，西山峰広，勝俣英雄，梶原浩一，小鹿紀英：「高層建物の崩壊余裕度定量化に関する研究開発」の全体計画と概要－鉄骨造高層建物の崩壊余裕度定量化に関する研究開発（その1）－，日本建築学会大会学術講演梗概集，p.967-968，2013.8
- 3) 井戸裕勇樹，坂下雅信，松井考憲，西山峰広：面外水平加力がRC造耐震壁のせん断性状に与える影響 RC造建物の崩壊余裕度定量化に関する研究開発（その1）（その2），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.351-354，2014.9
- 4) 赤堀巧，尹ロク現，真田靖士，鈴木卓，倉本洋：二次壁を有する単層単スパンRC架構の構造実験 RC造建物の崩壊余裕度定量化に関する研究開発（その3）（その4），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.719-722，2014.9
- 5) 米澤健次，杉本訓祥，増田安彦，勝俣英雄，西山峰広，真田靖士，穴吹拓也，水越一晃：RC造6層フレーム模型の震動台試験に対する事前FEM解析 RC造建物の崩壊余裕度定量化に関する研究開発（その5）～（その7），日本建築学会大会学術講演梗概集，p.723-728，2014.9
- 6) 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
- 7) 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
- 8) Nakamura, H. and Higai, T.: Compressive Fracture Energy and Fracture Zone Length of Concrete, Seminar of Post Peak Behavior of RC Structures Subjected to Seismic Load, Japan Concrete Institute, JCI-C51 E; Vol.2, pp.259-272, 1999.10
- 9) Naganuma, K., Yonezawa, K., Kurimoto, O. and Eto, H.: Simulation of Nonlinear Dynamic Response of Reinforced Concrete Scaled Model Using Three Dimensional Finite Element Method, 13th WCEE, Paper No.586, 2004.9