縮小6層RC造耐震壁付きフレーム建物試験体の振動台実験における崩壊挙動

RC造建物の崩壊余裕度定量化のための研究開発

COLLAPSE BEHAVIOR OF 6 STORY WALL FRAME BUILDING DURING SHAKING TABLE TEST

Research and development for quantification of collapse margin of RC buildings

杉本 訓 祥^{*1}, 勝俣 英雄^{*2}, 増田 安彦^{*3}, 米澤 健次^{*3}, 西村 勝尚^{*4},
三浦 耕太^{*5}, 西山 峰広^{*6}, 松森 泰造^{*7}, 鏡畑 友樹^{*8}, 田 才 晃^{*9}Kuniyoshi SUGIMOTO, Hideo KATSUMATA, Yasuhiko MASUDA, Kenji YONEZAWA,
Katsuhisa NISHIMURA, Kota MIURA, Minehiro NISHIYAMA,
Taizo MATSUMORI, Tomoki KAGAMIHATA and Akira TASAI

This paper describes shaking table tests of an RC building. The tests were conducted in E-Defense, through a special project to quantify collapse margin of buildings that are commonly seen in urban areas in Japan. The specimen was a 30% scale model of a 6-story RC building designed according to the current law in Japan. The specimen consisted of four frames with multi-story shear walls in the transverse direction. The two interior frames had shear walls and the others had nonstructural walls with openings. In the tests, shear failure of walls occurred, flexural hinges were formed at the first story columns, and the specimen collapsed finally with collision between balconies and steel frame for safety. Rigid floor assumption didn't seem to be satisfied because shear deformation angle of slab between X frames became larger after the maximum shear capacity observed. By verification of collapse process, the response by the same earthquake at least twice should be considered to evaluate collapse margin.

Keywords : E-Defense, Earthquake Resistant Wall, Ultimate Displacement, Collapse Process

Eーディフェンス, 耐震壁, 終局変位, 崩壊過程

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」¹⁾が平成24年度から平成28年度にかけて実施された。このプロジェクトのうち、サブプロジェクト②「都市機能の維持回復のための調査研究」²⁾では、「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」を課題とした研究において、鉄筋コンクリート造(RC造)建物の崩壊余裕度定量化を目標とした調査研究が進められた。ここでは、RC造建物が崩壊に至るまでの挙動を把握する目的で、要素実験や建物試験体の振動台実験や実験の事前・事後解析が実施された。振動台実験は、建物試験体を対象として、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」を用いて行われた。本論は、この振動台実験を対象とし、RC造建物試験体の崩壊に至るまでの挙動に関する検討結果について述べるものである。

RC造架構試験体を対象とした振動台による加振実験はこれまでも行われているが、その多くは、旧基準によって設計された建物に有する耐震性能や、これに対する耐震補強効果を確認することが目的とされてきた。例えば、2005年度と2006年度には、1970年代の設計を想定したほぼ実大の6層および3層RC造建物の振動台実験が実施され^{3,4)}、短柱や耐震壁のせん断破壊が確認され、多くのデータが取得されている。さらに、同じ建物に対する補強効果の確認も行われている⁵⁾。最近では、新耐震設計法による設計建物を対象とした実験により全体降伏機構を確認するとともに接合部降伏現象を検証したもの⁶⁾があるが、平面計画は整形となっている。一方、偏心した架構を対象とした実験としては、実大3層の純ラーメン架構を対象に、重量偏心の有無を変数とした2つの架構の振動実験が行われ、ねじれ振動を含む高次モードの影響が見られたことが報告されている^{7,8)}。また、縮小模型を対象とした実験で、偏心率0.12程度となる腰壁や垂れ壁、有開口耐震壁などを有する不整形な縮尺1/4

本論文の実験概要および結果の一部は、文献12)、13)、14)で発表している。

^{*1} 横浜国立大学大学院 准教授・博士(工学)

^{*2} 大林組技術研究所 所長・工修

^{*3} 大林組技術研究所 博士(工学)

^{*4} 大林組大阪本店 統括部長・博士(環境)

^{*5} 大林組技術研究所 修士(工学)

^{*6} 京都大学大学院 教授・工博

^{*7} 防災科学技術研究所 博士(工学)

^{*8} 前 横浜国立大学大学院 修士(工学)(現 東急建設)

^{*9} 横浜国立大学大学院 教授・博士(工学)

Assoc. Prof., Institute of Urban Innovation, Yokohama National University, Dr.Eng.

Manager, Technical Research Institute, Obayashi Corporation, M.Eng.

Technical Research Institute, Obayashi Corporation, Dr.Eng.

General Manager, Osaka Main Office, Obayashi Corporation, Dr.Env.

Technical Research Institute, Obayashi Corporation, M.Eng.

Prof., Kyoto University, Dr.Eng.

National Research Institute for Earth Science and Disaster Prevention, Dr.Eng.

Former Yokohama National University, M.Eng. (Currently Tokyuu Construction)

Prof., Institute of Urban Innovation, Yokohama National University, Dr.Eng.

の4層試験体の加振実験⁹⁾と、加振により損傷させた後、補修・補強した試験体の加振実験¹⁰⁾を行い、ねじれ挙動を把握したり、補修・補強による耐震性能の復旧可能性が確認されている。さらに、超高層建物の長周期地震動に対する挙動を把握する目的で行われた震動実験¹¹⁾では、縮尺1/4で、整形な純ラーメン構造の20層RC造建物試験体が対象とされた。実験により、保有耐力が設計で想定されるより十分大きいことと、履歴によるエネルギー吸収能力は想定よりやや劣る部分もあること、などが報告されている。この実験例は、長周期地震動を題材としているため、このような試験体計画となっているが、多くの振動実験では、特殊な部分を強調して影響を検証するといった事例が多い。一方、中高層集合住宅のように、都市の基盤をなすといえる、都市部に多数存在するRC造建物は、完全に整形な計画はほとんどなく、二次設計において割り増しがかからない程度の偏心率、剛性率を有していると考えられる。このような背景から、前述した既往研究事例を踏まえて、本研究では、都市部に多数存在するRC造建物として、実情に近い建築計画の6階建て集合住宅を想定した連層耐震壁付きラーメン架構の縮小試験体を対象として、振動台実験を行い、崩壊に至るまでの挙動を把握し、多くのデータを取得することとした。すなわち、1階はピロティ状の建築計画とし、さらにやや偏心を有する。また、2階以上は戸境部分に連層耐震壁を設け、妻壁の有開口壁は、三方スリットを設けることで柱梁ラーメン架構として扱う、といった点が対象建物の特徴として挙げられる。

なお、本研究の実験概要は、既に日本建築学会大会等^{12),13),14)}で発表している。本論は、実験結果の詳細を示すとともにさらなる検討結果を述べるものである。

Fig. 1 Perspective View of Specimen on Shaking Table

2. 振動台実験の概要

2.1 試験体計画

試験体の全体概要を Fig. 1 に、構造図を Fig. 2, Fig. 3 に、主要な柱、梁および壁リストを Table 1 に、使用材料特性一覧を Table 2 に示す。試験体は、現実的な建築計画の6階建ての集合住宅を現行規定¹⁵⁾に基づいて設計したプロトタイプ建物を元とし、外部階段を省略した点を除きほぼ忠実に30%に縮小して計画した。平面は2×3スパン(両方向とも1スパンを1.8mとする)、階高さを900mmとし、スタブを含む試験体の全高さを6.5mとした。張間方向は連層耐震壁付きラーメン架構で、本実験の主たる加振方向とした。一方、桁行方向は純ラーメン架構としている。主要な柱断面は196mm×216mm、梁断面は、桁行方向は幅150mm×せい240mm、張間方向は幅106mm×せい180mmとした。1階は、両妻面の1スパンに厚さ60mmの耐震壁を、X3構面にのみ厚さ90mmで張間方向全スパンの1/3の長さの耐震壁をそれぞれ設けた。2階以上はすべて共通で、両妻面は3方スリットを設けた有開口非構造壁を有する2スパンのラーメン架構、X2, X3の内側構面は、厚さ54mmの連層耐震壁架構としている。スリット部には、Table 1 に示す量の振れ止め筋を配筋している。連層耐震壁直下の独立柱3本は、プロトタイプ建物の設計時、保有水平耐力時の圧縮軸力比0.55以下、せん断余裕度1.25以上となるよう計画し、試験体断面サイズは216mm×216mm、せん断補強筋比は1.03%とした。また、2階梁(連層耐震壁の枠梁)については、連層耐震壁の2階部分のせん断力の半分を負担可能な量の軸方向鉄筋を配した。なお、プロトタイプ建物は、剛性率の最小値は張間方向1階で0.862、偏心率の最大値は梁間方向1階で0.076であり、形状係数 F_{es} が1.0となるよう設計した。また、2階以上の張

Fig. 2 Plan Views of Specimen

Fig. 3 Elevations of Specimen

Table 1 Typical Member List of Column, Girder and Wall

	C1 (1F)	C1A (1F)	C2 (1F)	C3	C4
Column					
Main Bar	8-D10	14-D10	10-D10	12-D6	8-D10
Hoop	D6@85	D6@55	D6@85	D4@35	D6@85
	G1 (2F, 3F)	G2 (2F)	G3 (2F)	G2 (3F)	G3 (3F)
Girder					
Main Bar	6/4-D10(top/btm)	8/8-D6(top/btm)	7/8-D6(top/btm)	2/2-D6(top/btm)	4/4-D6(top/btm)
Stirrup	2-D6@85	2-D4@75	2-D4@75	2-D4@75	2-D4@75

Slab depth: 85mm, Slab reinforcement: D6@175(longitudinal) × D6@175(transverse),

Table 2 Material Properties

(a) Concrete			
	σ_B	σ_t	E_c
1F~6F	42.4	3.33	30700
BASE	98.9	4.22	43400

(b) Reinforcing Bars			
	σ_y	σ_u	E_s
D4	364	425	176000
D6	379	518	197000
D10	379	553	190000

σ_B, σ_t : compressive and tensile strength,
 σ_y, σ_t : yield and ultimate strength of steel,
 E_c, E_s : Young's modulus of concrete and steel

Unit: [N/mm²]

間方向の戸境壁は、耐震壁であるが、遮音性を考慮して壁厚を決定している（プロトタイプ壁厚 180mm，試験体壁厚 54mm）。また、そのように定めた2階耐震壁の耐力・剛性をふまえて剛性率・偏心率が前述したとおりの値となるように、1階耐震壁の配置・厚さを、両妻面において200mm（試験体は60mm），X3構面を300mm（試験体は90mm）としている。その結果、構造特性係数 $D_s=0.55$ とした必要保有水平耐力に対して、プロトタイプ建物の保有水平耐力は少なくとも4割程度の余裕を有する結果となっている。

試験体の各階には、単位床重量が設計値と等しくなるよう鋼製の錘を配置した。床全面を拘束することのないように、各階床を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。床単位面積当たりの重量は11.6kN/m²，1階以上の架構重量は1837kN，振動台上に設置する防護フレームを含む試験体全重量は3190kNとなった。なお、スラブ厚は、プロトタイプ建物では220mmとしているが、錘に対する設計を行い試験体では85mmとした。

防護フレームは、試験体崩壊時の安全確保等のために設置した。その際、鉛直支持能力を失った場合の試験体の全重量支持、および崩壊により過大な変形が生じて水平方向に衝突する場合を想定し、試験体のベースシア係数0.5（崩壊により耐力が低下していると仮定）に対して弾性範囲となるよう設計した。

2.2 加振および計測計画

(1) 入力地震動

入力地震波は、近年の都市部の直下型地震として用いられることの多い1995年兵庫県南部地震の際の観測波とした。具体的には、神戸海洋気象台記録（JMA 神戸波）およびJR鷹取駅での記録（JR鷹取波）を採用することとし、JMA 神戸波を主に使用し、振幅を徐々に大きくして損傷の進行を計測・観測した。また、最終の加振にのみ、JR鷹取波を用いた。なお、JMA 神戸波については、北軸を135度東方向へ回転し、地震動の主軸となる成分と張間方向が対応するようにして、3方向成分を入力することを基本とした。一方、JR鷹取波は、EW方向の1成分のみを用いて、張間方向に入力することとした。実験に用いた基準となる地震波のスペクトルをFig. 4に示す。なお、試験体の縮尺30%の相似率に基づき、時間軸を $\sqrt{0.30}(=0.548)$ 倍に圧縮する。また、防護フレームの共振を防ぐため、基準となる地震波は、11Hz以上の短周期成分をカットした。

(2) 計測方法

各階の床には、四隅に加速度計を設置し、3方向の加速度を計測

	EW90	EW60
Wall		
	D4@75 ps=0.4%	D6@170 ps=0.6%
	EW54	Structural Gap
	D4@135 ps=0.4%	D4@275 ps=0.1%

Unit of Length [mm]

(a) JMA Kobe 100% (Damping Factor $h=5\%$)

(b) JR Takatori 100% (Damping Factor $h=5\%$)

$T_{1(SP)}$, $T_{1(SF)}$: Natural periods of the specimen and steel frame

Fig. 4 Response Acceleration Spectrum of Input Waves

した。また、各階床に固定した鋼製治具上にレーザー変位計を設置し、天井面（錘）に固定した反射板をターゲットとして水平方向の相対変位を計測した。四隅柱外部には、接触型変位計を用いて各層間の相対軸方向変位を計測し、架構の曲げ変形成分を算出した。レーザー変位計による相対変位は、X1, X4 および Y1, Y4 構面において全層計測し、X2, X3 構面においては一部の階で計測した。一部の鉄筋には歪ゲージを貼付し、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。

3. 実験結果

3.1 加振結果概要

各地震波加振の入力レベルと結果の一覧をTable 3に示す。加振は3日間にかけて行い、#1-, #2-, #3-は加振日（第一日，第二日，第三日）を表し、末尾の数字は各加振日における加振番号を表す。なお、本論では、最終的に崩壊に至った張間方向（Y方向）の結果について主として述べる。地震波加振の前後には、ランダム波による試験体の特性把握加振を行っている。表中の固有周期は、地震波加振の後に行ったランダム波加振結果から求めたものである。固有周期の推移をFig. 5に示す。なお、加振ケース#3-5, #3-7, #3-9については、張間方向の崩壊挙動を確認するため、1方向入力加振とした。表中の層間変形は、レーザー変位計により計測した相対変位に、架構の曲げ変形成分を加えたものとした。また、層せん断力は、各階四隅に設置した加速度記録のうち、対角2点の平均値に各階質量

を乗じて求めた水平力から算出した。このとき、四隅の加速度記録の 0.5Hz 以下をカットして周波数領域で積分して求めた変位と、上述のレーザー変位計等に基づく変位の対応を比較し、良好な対角 2 点のデータを採用した。さらに、#3-3 以降の加振ケースの加速度記録については、50Hz のハイカットフィルタを適用して、ノイズとみられる挙動を除去した。

加振ケース#1-7 以降、入力レベルが大きくなるにつれて周期が伸びており、損傷が進行していることがわかるが、加振ケース#3-7 および#3-9 では、逆に短くなっている。これは、後述するようにスリット部が接触し、剛性に寄与したためと考えられる。また、ベースシア係数は、加振ケース#2-5 で 1.0 を超え、#3-3 で最大値 1.17 を記録した。最終の#3-9 は、崩壊に至らしめる目的で JR 鷹取駅波 120% 入力とした。その結果、バルコニーが防護フレームに衝突するに至ったため、地震波加振を終了することとした。

3.2 荷重変形関係

各加振ケースにおける、1 階層せん断力～層間変形関係を Fig. 6 に示す。層せん断力と層間変形は、前節に述べた方法で求めた。

加振ケース#1-3 および#1-5 による損傷は、ひび割れ発生程度であり、固有周期の変化もわずかであった。#1-7 では、最大応答層せん断力はベースシア係数で 0.66 程度となり、プロトタイプ建物の必要保有水平耐力のベースシア係数 0.55 を超える結果となった。この加振において、柱主筋の降伏が確認された。#1-9 では、ベースシア係数が 0.7 を超えるとともに、梁主筋と壁筋も降伏した。JMA 神戸波 100% 入力とした加振ケース#2-5 では、X1 構面の 1 階耐震壁が、同一断面とした X4 構面の 1 階耐震壁に比べて損傷が大きく、コンクリート表面の剥落も確認された。この日の加振終了後の損傷観察において、X1 構面の 1 階耐震壁の斜めひび割れの残留幅は最大 1mm 程度であった。また、X1、X4 構面の 2、3 階非構造壁の振れ止め筋

が破断していた。この点は、本プロジェクトで実施された部分架構試験体の静的載荷実験でも確認されており¹⁶⁾、静的載荷実験と振動台実験との対応を示すものといえる。

3 日目の加振において、加振ケース#3-1 は、経験済みの小さいレベルの入力とした。入力レベルを大きくした#3-3 では、JMA 神戸波 120% により、ベースシア係数最大値は 1.17 となり、この応答値が全

Table 3 Test Results of Main Direction (Y Direction)

CASE	Magnification	Input		Response		
		A_{max}	V_{max}	Q_B	C_B	D_{max}
#1-3	10%	0.76	0.05	140.4	0.076	0.07
#1-5	40%	4.14	0.22	769.1	0.419	0.36
#1-7	55%	5.84	0.31	1212.0	0.660	1.02
#1-9	70%	6.71	0.33	1341.6	0.730	1.43
#2-1	55%	4.68	0.25	1028.1	0.560	1.22
#2-3	70%	5.99	0.31	1342.0	0.731	1.71
#2-5	100%	9.89	0.46	1975.4	1.075	6.07
#3-1	55%	4.42	0.23	1372.8	0.747	4.78
#3-3	120%	11.11	0.54	2154.4	1.173	24.8
#3-5	140%	12.93	0.58	1626.9	0.886	67.8
#3-7	140%	12.80	0.60	1137.9	0.619	80.8
#3-9	JR Takatori 120%	9.18	0.85	1362.6	0.742	163.9

A_{max} : Maximum Acceleration [m/s²], V_{max} : Maximum Velocity[m/s], Q_B : Maximum Base Shear Force [kN], C_B : Base Shear Coefficient, D_{max} : Maximum 1st Story Drift[mm]

Fig. 5 Changing of Natural Period of Y Direction

Fig. 6 Story Shear - Story Drift Relationship

加振ケース中で最大となった。JMA 神戸波 140%を2回繰り返して入力した#3-5と#3-7では、1回目で大幅に耐力低下するとともに残留変位も大きくなった。さらに、撮影した動画から、1、2階の耐震壁の破壊が進行するとともに、2階両妻面については、スリット部で非構造壁と柱の衝突により両者の損傷が激しくなった。これらによりほぼ崩壊状況に至ったと判断されたが、さらに大きな地震動として、JR 鷹取波の120%を入力した結果(#3-9)、1、2階に大きな層間変形が生じ、3、4階バルコニー部分が防護フレームに衝突した(Photo 1)。スリット部の接触と非構造壁の破壊や、バルコニー部の防護フレームとの衝突の影響は、Fig. 6に示す荷重変形関係上の急激なパルス状の荷重の変化として表れている。また、全般的に、比較的履歴面積の大きい形状の履歴曲線を描いており、せん断破壊などで指摘されるようなスリップ挙動や原点指向のような特徴が見られておらず、履歴減衰の評価にあたっては注意が必要といえる。

4. 建物崩壊と各部の挙動

各構面の損傷状況をFig. 7に、各部の写真をPhoto 2に示す。ここでは、架構の崩壊に至るまでの各部の挙動について詳細に検証する。

4.1 1、2階の耐震壁の破壊

(1) 1、2階の損傷状況

1、2階の耐震壁は、多数の斜めひび割れと圧壊によるコンクリートの剥落が見られるが、脚部のすべりが最も顕著に生じており、特に1階においては側柱の脚部主筋の座屈や破断も生じており、最

最終的にはせん断すべり破壊と判断できる(Photo 2(a)(b))。特に、1階耐震壁に引張軸力が作用する加振方向で破壊に至った。2階の耐震壁も同様の破壊が生じるとともに、側柱との取り付け部分の損傷も激しく、壁柱間の縦方向のせん断力伝達部分も破壊要因のひとつといえる(Photo 2(b))。Fig. 7には、実験後に測定した床の沈下量や水平方向の残留変位を示したが、最大で9cm程度の沈下や、20cm以上の水平残留変位が生じており、この点からも本試験体は崩壊状態に至ったと判断した。また、X2、X3構面の2階梁は、梁端部下端主筋の座屈とかぶりコンクリートの剥落が見られ(Photo 2(c))、大きな応力が生じたことが推察されるが、枠梁として多くの軸方向鉄筋を配したことにより梁端のせん断破壊を防止できたと考えられる。

(2) 各階の剛性分布の推移

各階の層間変形を用いて、各階の剛性率の推移を求めた。剛性率は、構造計算で行われる手順を用いた。すなわち、各時刻の各階の

層間変位をそのまま用いて層間変形角の逆数を求め、全階の平均値に対する比として求めた。1階の層せん断力～層間変形関係において包絡するステップ（各ステップの変位が、それまでに経験した変位を超えるステップを抽出）について、1～3階の算出結果を、Fig. 8に示す。各階とも、#1-5では応答変位が小さいこともあり乱れているが、1、2階については、#1-7から#1-9にかけて変形の増加に伴って剛性率は減少し、#2-5において0.4程度まで低下している。一方、3階については、#2-5においても1以上の大きな値を維持している。1、2階が0.2程度以下まで低下する加振ケース#3-5においても、3階では0.6前後と高い剛性を確保している。以上から、ピロティ状の1階の剛性低下は1日目の加振においても見られるが、#3-3や#3-5で大幅に低下しており、崩壊に至ったことを示していると考えられる。一方で、2階についても同様の大幅な低下が見られていることから、1階のみに大きな変形が集中せず、2階も耐力を発揮し、破壊に至ったこと、3階以上には大きな損傷が及ばなかったことも、それぞれ示しているといえる。

4.2 各階の保有耐力

1階には5本の独立柱があるが、いずれも柱頭柱脚にヒンジが生じ、加振終了後には大きな残留変形が生じていたが、鉛直荷重は支持できており、脆性的な破壊には至らなかった。そこで、柱頭柱脚に曲げ降伏ヒンジが生じたと仮定して耐力評価を試みる。具体的には、1階のせん断力を、3枚の壁のせん断耐力と5本の柱が柱頭柱脚で曲げ終局に至ると仮定して、耐力を算出する。このとき、最大応答時の転倒モーメントから各柱の作用軸力を想定する¹³⁾。このとき、圧縮軸力比は隅柱で0.5、側柱で0.4となった。X2構面における2本の独立柱の曲げ耐力計算概要をFig. 9に示す。なお、壁のせん断耐力は、無開口耐力壁のせん断終局強度の推定式¹⁵⁾のmin式において、せん断スパン比を1と仮定して求めた。結果は、Fig. 6に示した。壁と独立柱が耐力を発揮する変形は必ずしも同程度ではないため、単純で評価できないが、概略的に耐震壁と独立柱は耐力を発揮したと考えられる。同図には、2階のせん断力についても、2枚の耐震壁の耐力を同様にして求めた計算値も示した。なお、本論においては、簡略的に既往の荒川式に基づくせん断耐力式により評価したが、脚部せん断すべり破壊¹⁷⁾を考慮し、より精度よく評価することも可能と考えられる。Fig. 6に示した2階、3階の層せん断力～層間変形関係から、2階は最大耐力発揮後の耐力低下と変形の増大がみられており、#3-3において保有耐力を発揮し、破壊に至ったと判断できるが、3階については、#3-3以降の変形の増大はほとんど見られず、保有耐力を発揮するには至っていないと考えられる。なお、3階においても、#3-9加振における層間変形4～5mm付近が衝突の時刻であり、これによるわずかな荷重上昇が見られている。

4.3 X2構面の挙動

(1) X2構面の損傷状況

X2構面1階の層間変位はX3、X4構面に比べて大きく、残留変形も大きかった（Fig. 7(b)より17cm）。特に、直交するY1、Y4構面の梁には、X2構面のX1、X3構面に対する相対的な変形によるねじれに起因するとみられるひびわれが生じていた（Photo 2(d)）。また、X2-X1構面間およびX2-X3構面間の2階床スラブにも、斜めひびわ

Fig. 8 Changes of Stiffness Ratio

Nt, Nc: Tensile and Compressive axial force based on over turning moment, Sec.(1), Sec.(2): Y1 Bottom-Y4 Top and Y1 Top-Y4 Bottom in positive loading

Fig. 9 MN Interaction of C1A at X2 Frame

Fig. 10 Crack Pattern of 2nd Story Slab at X2 Frame

れが多数生じており（Photo 2(e)）、3日目の加振において、スラブの面内せん断伝達力が、せん断ひび割れ強度以上に生じたことが推察される。参考までに、実験後に撮影した写真を元に天井面のひびわれ状況を平面図に書き込んだものをFig. 10に示す。なお、写真から、図示した範囲の残留ひび割れの最大の幅は1mm程度と推定された。

(2) 2階床スラブのせん断伝達性状

X1-X4間の相対変形角を、X1-X2間、X2-X3間変位による相対変形角から差し引いたものを、相対せん断変形と定義する。各構面間

$$\theta = \frac{d'_{X1} - d'_{X4}}{l_{X12} + l_{X23} + l_{X34}} \quad (2)$$

$$\gamma_{X1-2} = \frac{d'_{X1} - d'_{X2}}{l_{X12}} - \theta, \quad \gamma_{X2-3} = \frac{d'_{X2} - d'_{X3}}{l_{X23}} - \theta, \quad \gamma_{X3-4} = \frac{d'_{X3} - d'_{X4}}{l_{X34}} - \theta \quad (3)$$

d'_{xi} : Lateral displacement of Y direction at Xi Frame ($i=1, 2, 3, 4$) [mm], θ : Rotation angle calculated from relative displacement between X1 and X4 Frames [rad.], γ_{X1-2} , γ_{X2-3} , γ_{X3-4} : Rotation angle between X1 and X2, X2 and X3, X3 and X4 Frames, respectively [rad.], $l_{X12}=1100$, $l_{X23}=1800$, $l_{X34}=1800$ [mm]

(b) Calculation of Shear Deformation Angle
Fig. 11 Shear Deformation of 2nd Story Slab

Idealization of X2 Frame

$Q_{Cl(Y1)}$, $Q_{Cl(Y4)}$: Shear force carried by columns at X2-Y1 and X2-Y4 Frames [kN]

$Q_{W2(X2)}$: Shear force carried by 2nd Story wall EW54 at X2

$Q_{slab(X1-2)}$, $Q_{slab(X2-3)}$: Shear force transferred at slab between X1 and X2, X2 and X3 Frames [kN]

$$Q_{slab(X1-2)} + Q_{slab(X2-3)} = Q_{W2(X2)} - (Q_{Cl(Y1)} + Q_{Cl(Y4)}) = 1927 / 2 - (37.8 + 219) = 706.7 \text{ kN}$$

$$\tau = \frac{Q_{slab(X1-2)}}{(t \cdot l)} = \frac{706.7 / 2}{(85 \cdot 3600)} = 1.15 \text{ N/mm}^2 \quad (4)$$

τ : Shear stress transferred between frames [N/mm²]

Fig. 12 Shear Force Transferred from X2 to X1 & X3 Frames

の相対せん断変形の推移を Fig. 11 に示す。X1-X2 間は、2 日目で 1/1000 を超えており、せん断ひびわれが生じてもおかしくないと考えられる。さらに、#3-5 で 1/250~1/200 程度の変形を生じており、せん断耐力に達していると判断することもできる変形レベルである。前述したように、加振後の損傷観察においてスラブの斜めひび割れや、Y1, Y4 通り梁に X2 構面が大きく変形することで生じる梁のねじれひび割れが確認されていることと対応しているといえる。

一方、X2 構面 2 階の耐震壁の負担せん断力が、2 階床スラブを介して X1 および X3 構面に伝達されるせん断力について検討する。X2 構面 2 階の耐震壁 (EW54) の負担せん断力を層せん断力の半分と仮定し、X2 構面 1 階の柱の負担力を前節に述べた曲げ終局耐力と仮定すると、Fig. 12 に示すように、少なくとも 1.15N/mm² 程度のせん断応力度が生じることとなる。一方、せん断ひび割れ強度として次式(1)を用い、形状係数 κ を 1.2~1.5 程度とすると、 $\sigma_B=45\text{N/mm}^2$ に対して、1.40~1.75N/mm² でせん断ひび割れが発生すると考えられ、上述の作用せん断応力度に対して十分な余裕があるとはいえず、実際に大きな変形が生じた状況と対応しているといえる。

$$\frac{\tau_{scr}}{\kappa} = \frac{0.313\sqrt{\sigma_B}}{\kappa} = \begin{cases} 0.313\sqrt{45}/1.2 = 1.75 & \dots\dots\dots(1) \\ 0.313\sqrt{45}/1.5 = 1.40 \end{cases}$$

(a) X1 Frame

(b) X4 Frame

Photo 3 Damages at 2nd Story Nonstructural Walls during Case #3-5

なお、スラブのひび割れは、最終破壊後に防護フレームと試験体の衝突に起因する可能性もあるが、面内せん断変形は加振ケース#3-3 から増大している。これらの点から、2 階床スラブについては、特に最大耐力発揮以降は、剛床仮定が成立しなくなっていったと推察される。本試験体の崩壊に至るまでの挙動においては、独立柱の靱性能は確保できたと考えられるが、いわゆる下階壁抜け構面の挙動において、隣接する構面との間のせん断伝達性能についての検証も重要であることを示唆しているといえる。ただし、Fig. 10 に示すひび割れ状況から、錘 (1 マスあたりの質量 3.86ton) が床を拘束したり、慣性力が局所的に作用したりして影響した可能性も考えられること、本試験体の最大耐力は必要保有水平耐力の 2 倍程度に達し、設計時に想定されるより大きな面内せん断力が生じたと考えられることなど、実験固有の要因もある。

4.4 X1, X4 構面の挙動

X1, X4 構面の 2 階以上は 3 方スリットを設けた開口付き非構造壁としているが、2 階において、側柱や間柱と衝突し、非構造壁と間柱が破壊する結果となっている。動画から、加振ケース #3-5 において衝突したことが確認された (Photo 3)。

Fig. 13 Input Maximum Velocity - Maximum Story Drift Relationship

5. 入力地震動と崩壊の関係に関する考察

ここでは、建物を限界状態に至らしめる入力地震動の考え方について検討する。限界状態としては、最大耐力時や終局限界状態のほか、現時点では解析精度が不十分と思われるが、本実験のような層崩壊や、全体崩壊形などの崩壊状態を想定する。また、地震の発生メカニズムは未解明の部分が多いが、前震～本震～余震が発生すると考えられており、余震の地震動レベルは、本震より小さいと考えられる。しかし、2016 年熊本地震のように、本震と考えていた地震動よりも大きい地震が、非常に近い時間に再び発生する事象が観測された。この地震に関しては、当初本震と考えていた地震 (4/14 21:26 発生) で以降に発生した熊本県を中心とする一連の地震活動を「平成 28 年熊本地震」と呼んでいる¹⁸⁾。さらに、剛性低下で長周期化する RC 造は、損傷経過が応答に影響する可能性もあるため、同じレベルの地震動 2 回により建物が限界状態、特に崩壊状態に至ることを想定して、崩壊に至らしめる入力地震動レベルを考える。

入力地震動レベルをひとつの指標で定義することは難しいが、本実験では、最終加振を除き、同一波形を倍率を変えて入力しているため、最大速度を指標とする。入力地震動の最大速度 (台上で計測された速度履歴の最大値) と最大応答層間変形との関係を Fig. 13 に示す。同一レベルの入力に対する応答を比較する場合、#1-9 と #2-3 および #3-5 と #3-7 が該当する。#1-9 と #2-3 は、最大耐力発揮以前であるが、設計建物において必要保有水平耐力相当を超える大きな地震動といえる。この 2 つの入力に対して、2 回目 (#2-3) の方がやや大きい応答となっており、このことは、何らかの指標により設定した閾値を、1 回目の入力により超えていなくても、2 回目の入力により超える可能性があることを示しているといえる。#3-5 と #3-7 でも同様に 2 回目の方が応答が大きくなっており、同様のことがいえる。特に、最大耐力を超えて崩壊に近く、解析困難なレベルであるが、#3-5 で崩壊に至らなくても、同等レベルの 2 回目の地震 (#3-7) により、崩壊に至る可能性を示しているといえる。

本実験では、同一波形の倍率を変えて入力しているため、地震動のレベルを速度により定義したが、実際の建物において、崩壊に至らしめる地震動をどの指標で定義するべきか、建物の固有周期の変動も考慮すべきである点も含め、今後の検討課題である。例えば、地震波形が異なれば、建物に与える影響も異なり、限界状態に至らしめるレベルも大きく変わると考えられるため、一義的に定義するのは困難である。建設地で想定される特性を有する多数の地震波形を用いた検討などが求められる可能性も考えられる。また、応答評価や解析技術は、最大耐力後の靱性能やポストピーク挙動、さらには崩壊に至るまでの挙動を追跡することは、今のところ困難さがあり、崩壊状態の定義方法と共に、解析技術の向上も今後の課題であ

る。しかし、1 つの入力地震動による応答のみで限界状態に達するか否かを判断するのではなく、複数の入力により、2 回目までに限界状態に達するかどうかを判断する考え方も必要であろう。

6. まとめ

縮小 6 層 RC 造耐震壁付きフレーム建物試験体の振動台実験を行い、試験体の崩壊挙動について検証した。試験体は、現行規定に基づいて設計したプロトタイプ建物を元とし、張間方向に連層耐震壁を有する。直下型地震動として 1995 年兵庫県南部地震の際に観測された神戸海洋気象台記録を基準として、崩壊に至るまで加振を行った。最終的に、1 階と 2 階が耐力を発揮してその後崩壊に至った。観察記録や計測データを分析した結果、以下の知見が得られた。

架構は、1 階耐震壁の脚部すべりが支配的なせん断破壊により最大耐力に達し、崩壊に至った。また、2 階耐震壁 (2 枚) も、同様に脚部すべりが支配的なせん断破壊を生じた。

ピロティ状の 1 階では、変動軸力を受ける独立柱は、靱性の高い挙動を示し、柱頭柱脚にヒンジを生じたが、軸力支持能力を失うには至らなかった。また、2 層以上の連層耐震壁の最下層枠梁は端部において、下端主筋の座屈を伴う曲げ破壊が生じたが、せん断力伝達能力を失うには至らなかった。

1 階において耐震壁を有しない構面 (X2 構面) は剛性が最も小さく、2 階床スラブの面内せん断変形の推定結果および損傷観察結果から、剛床仮定が成立しなくなった可能性が考えられた。錘などの実験固有の要因もあるが、下階壁抜け構面の隣接する構面とのせん断伝達に関する検証の必要性を示唆するものと考えられた。

3 方スリットを設けた非構造壁部材は、大変形時にはスリット部の衝突により、非構造壁や間柱に大きな損傷が生じた。

入力地震動と崩壊の関係について考察し、2 回の同一レベルの地震動入力により崩壊に至る可能性を判断する考え方について示した。ただし、本論では地震動の指標として最大速度を用いたが、地震動をどのような指標で定義するか、同一レベルをどう定義するか、崩壊状態を解析的にどう評価するか、といった点は今後の課題である。

謝辞

本研究は、平成 24 年度から平成 28 年度にかけて実施された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」の一部として実施されました。関係各位の研究活動支援に謝意を表します。また、試設計や実験実施にあたり、さまざまな場面でご協力いただきました関係各位に深く感謝いたします。

参考文献

- 1) The Headquarters for Earthquake Research Promotion: The Headquarters for Earthquake Research Promotion News, 2012. 5 (in Japanese)
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) Masayoshi NAKASHIMA, Keiichi SUITA, Motomi TAKAHASHI, Minehiro NISHIYAMA, Hideo KATSUMATA, Koichi KAJIWARA and Norihide KOSHIKA: Overview of ‘Quantification of Collapse Margin of High-Rise Buildings’ -Quantification of Collapse Margin of Steel High-Rise Buildings (Part 1), Summary of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, Structures-III, pp. 967-968, 2013. 8 (in Japanese)
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, 小堀紀英: 「高層建物の崩壊余裕度定量化に関する研究開発」の全体計画と概要ー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)ー, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造III, pp. 967-968, 2013. 8
- 3) Taizo MATSUMORI, Kazutaka SHIRAI and Toshimi KABEYASAWA: STUDY ON SEISMIC PERFORMANCE OF R/C WALL-FRAME STRUCTURES BASED ON LARGE-SCALE SHAKING TABLE TEST -Outline of full-scale 6-story specimen and tri-axial shaking table test-, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), No. 614, pp. 85-90, 2007. 4 (in Japanese)
松森泰造, 白井和貴, 壁谷澤寿海: 大型振動台による鉄筋コンクリート耐震壁フレーム構造の耐震性に関する研究ー実大6層試験体と3次元振動台実験結果の概要ー, 日本建築学会構造系論文集, 第614号, pp. 85-90, 2007. 4
- 4) Toshikazu KABEYASAWA, Toshimi KABEYASAWA, Taizo MATSUMORI, Toshinori KABEYASAWA and Yousok KIM: THREE-STORY REINFORCED CONCRETE BUILDING STRUCTURE, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol. 73, No. 632, pp. 1883-1840, 2008. 10 (in Japanese)
壁谷澤寿一, 壁谷澤寿海, 松森泰造, 壁谷澤寿成, 金裕錫: 実大3層鉄筋コンクリート建物の振動実験, 日本建築学会構造系論文集, 第73巻, 第632号, pp. 1883-1840, 2008. 10
- 5) Toshimi KABEYASAWA, Taizo MATSUMORI, Toshikazu KABEYASAWA, Toshinori KABEYASAWA and Yousok KIM: Design and shake table test of a full-scale three-story reinforced concrete frame strengthened with attached frame, Summary of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, Structures-IV, pp. 65-68, 2008. 9 (in Japanese)
壁谷澤寿海, 松森泰造, 壁谷澤寿一, 壁谷澤寿成, 金裕錫: 実大3層RC外付け補強建物の設計と振動実験結果, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造IV, pp. 65-68, 2008. 9
- 6) Takuya NAGAE, Kenichi TAHARA, Kunio FUKUYAMA, Taizo MATSUMORI, Hitoshi SHIOHARA, Toshimi KABEYASAWA, Susumu KONO, Minehiro NISHIYAMA and Isao NISHIYAMA: LARGE-SCALE SHAKING TABLE TESTS ON FOUR-STORY RC BUILDING, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol. 76, No. 669, pp. 1961-1970, 2011. 11 (in Japanese)
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巻, 第669号, pp. 1961-1970, 2011. 11
- 7) Masami ONOGUCHI, Tomoyoshi IDE, Isao KOGOMA, Shigeyuki AMITSU et al.: Shaking Table Tests of Full-Scale Reinforced Concrete Three-Story Frame Structure (Part 1)-(Part 4), Summary of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, Structures-IV, pp. 707-714, 1995. 8 (in Japanese)
小野口雅美, 井出知良, 小駒勲, 阿満重幸ほか: 実大3層鉄筋コンクリート造骨組の振動台実験(その1〜その4), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造IV, pp. 707-714, 1995. 8
- 8) Shin-ichi MIYASHITA, Tomoyoshi IDE, Hiroshi HOSOYA, Isao KOGOMA et al.: Shaking Table Tests of Full Scale Reinforced Concrete Three-Story Frame Structure (Part 5)-(Part 8), Summary of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, Structures-IV, pp. 811-818, 1996. 9 (in Japanese)
宮下真一, 井出知良, 細矢博, 小駒勲ほか: 実大3層鉄筋コンクリート造骨組の振動台実験(その5〜その8), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造IV, pp. 811-818, 1996. 9
- 9) Hideo KATSUMATA, Toshikazu KABEYASAWA, Kazutaka SHIRAI, Toshimi KABEYASAWA and Matsutaro SEKI: Shaking Table Test of R/C 4 Story Shear Wall Frame Model with Multi Directional Input Motion (Part 1)(Part 2), Summary of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, Structures-IV, pp. 407-410, 2005. 9 (in Japanese)
勝俣英雄, 壁谷澤寿一, 白井和貴, 壁谷澤寿海, 関松太郎: 鉄筋コンクリート造4層壁フレーム模型の多方向入力振動台実験(その1)(その2), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造IV, pp. 407-410, 2005. 9
- 10) Hideo KATSUMATA, Yasuhiko MASUDA, Kazutaka SHIRAI, et al.: Shaking Table Test of R/C 4 Story Shear Wall Frame Model with Multi Directional Input Motion (Part 3 Repair and Retrofit Test), Summary of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, Structures-IV, pp. 647-648, 2006. 9 (in Japanese)
勝俣英雄, 増田安彦, 白井和貴ほか: 鉄筋コンクリート造4層壁フレーム模型の多方向入力振動台実験(その3補修補強実験), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造IV, pp. 647-648, 2006. 9
- 11) Kuniyoshi SUGIMOTO, Hideo KATSUMATA, et al.: Shaking Table Test of 1/4 scaled 20 Story RC Building under Long Period Ground Motions Part 1 - Part 5, Summary of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, Structures-IV, pp. 653-662, 2013. 8 (in Japanese)
杉本訓祥, 勝俣英雄ほか: 縮小20層RC造建物試験体の長周期地震動による震動実験 その1〜その5, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造IV, pp. 653-662, 2013. 8
- 12) Hideo KATSUMATA, Kuniyoshi SUGIMOTO, Yasuhiko MASUDA, Kenji YONEZAWA et al.: Shaking Table Test of 6 Story Wall Frame Building, Quantification of Collapse Margin of RC Buildings Part 8 - Part 11, Summary of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, Structures-IV, pp. 339-346, 2015. 9 (in Japanese)
勝俣英雄, 杉本訓祥, 増田安彦, 米澤健次ほか: 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8〜11, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造IV, pp. 339-346, 2015. 9
- 13) Kuniyoshi SUGIMOTO, Hideo KATSUMATA, Yasuhiko MASUDA, Katsuhisa NISHIMURA, Taizo MATSUMORI and Minehiro NISHIYAMA: SHAKING TABLE TEST OF 6-STORY WALL FRAME BUILDING TO INVESTIGATE COLLAPSE PROCESS OF RC BUILDINGS, 16th World Conference on Earthquake Engineering, Paper No. 615, 2017. 1
- 14) Yasuhiko MASUDA, Hideo KATSUMATA, Kenji YONEZAWA, Kota MIURA, Katsuhisa NISHIMURA and Kuniyoshi SUGIMOTO: Shaking Table Test of 6 Story Building with Shear Wall System, REPORT OF OBAYASHI CORPORATION TECHNICAL RESEARCH INSTITUTE, No. 79, 2015 (in Japanese)
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
- 15) Ministry of Land, Infrastructure, Transport and Tourism: Technological Standard Related to Structures of Buildings, Building Center of Japan, pp. 667, 2015 (in Japanese)
国土交通省: 2015年版建築物の構造関係技術基準解説書, 全国官報販売協同組合, pp. 667, 2015
- 16) Takumi AKAHORI, Rokhyun YOON, Suguru SUZUKI, Yasusi SANADA: Static Loading Experiments of R/C Frames with or without Non-Structural Walls applied Slit, Proceedings of the Japan Concrete Institute, Vol. 36, No. 2, pp. 637-642, 2014. 7 (in Japanese)
赤堀巧, 尹ロク現, 鈴木卓, 真田靖士: スリット付き非構造壁の有無を変動因子とするRC架構の静的荷重実験, コンクリート工学年次論文集, Vol. 36, No. 2, pp. 637-642, 2014. 7
- 17) Yuki IDOSAKO, Msanobu SAKASHITA, Masanori TANI and Minehiro NISHIYAMA: Capacity Evaluation and Modeling of Shear Walls with Sliding Failure Mode, Proceedings of the Japan Concrete Institute, Vol. 38, No. 2, pp. 415-420, 2016. 7 (in Japanese)
井戸裕勇樹, 坂下雅信, 谷昌典, 西山峰広: 脚部すべりが支配的な耐震壁の耐力評価とモデル化, コンクリート工学年次論文集, Vol. 38, No. 2, pp. 415-420, 2016. 7
- 18) Japan Meteorological Agency: About 2016 Kumamoto Earthquakes (23rd report), Apr. 21st, 2016 (in Japanese) (accessed 2017. 8. 10)
気象庁, 「平成28年(2016年)熊本地震」について(第23報)
<http://www.jma.go.jp/jma/press/1604/21a/201604211030.html> (2017. 8. 10 参照)

COLLAPSE BEHAVIOR OF 6 STORY WALL FRAME BUILDING DURING SHAKING TABLE TEST

Research and development for quantification of collapse margin of RC buildings

*Kuniyoshi SUGIMOTO^{*1}, Hideo KATSUMATA^{*2}, Yasuhiko MASUDA^{*3}, Kenji YONEZAWA^{*3},
Katsuhisa NISHIMURA^{*4}, Kota MIURA^{*5}, Minehiro NISHIYAMA^{*6},
Taizo MATSUMORI^{*7}, Tomoki KAGAMIHATA^{*8} and Akira TASAI^{*9}*

^{*1} Assoc. Prof., Institute of Urban Innovation, Yokohama National University, Dr.Eng.

^{*2} Manager, Technical Research Institute, Obayashi Corporation, M.Eng.

^{*3} Technical Research Institute, Obayashi Corporation, Dr.Eng.

^{*4} General Manager, Osaka Main Office, Obayashi Corporation, Dr.Env.

^{*5} Technical Research Institute, Obayashi Corporation, M.Eng.

^{*6} Prof., Kyoto University, Dr.Eng.

^{*7} National Research Institute for Earth Science and Disaster Prevention, Dr.Eng.

^{*8} Former Yokohama National University, M.Eng. (Currently Tokyu Construction)

^{*9} Prof., Institute of Urban Innovation, Yokohama National University, Dr.Eng.

1. Introduction

This paper describes shaking table tests of an RC building. The shaking table tests were conducted in E-Defense, through a special project to quantify collapse margin of buildings that are commonly seen in urban areas in Japan.

2. Outline of the Shaking Test

The test specimen was a 30% scale model of a 6-story RC building designed according to the current Building Standard Law in Japan. The test specimen consisted of two moment-resisting frames in the longitudinal direction, and four frames with multi-story shear walls in the transverse direction. The two interior frames had shear walls and the others had nonstructural walls with openings from the second to the sixth stories.

3. Outline of the Test Results

At the shakings in the tests, shear failure of walls at the first and second stories occurred, flexural hinges were formed at both top and bottom of the columns at the first story, and the building specimen collapsed finally with collision between balconies of its third and fourth stories and steel frame for safety.

4. Details of the Test Results and Collapse Process

Rigid floor assumption didn't seem to be satisfied because shear deformation angle of slab between X1 and X2 frames became larger after the maximum shear capacity observed as shown in Figure 11.

5. Relation of Input Wave and Collapse

After the maximum response shear capacity, by the same input motion, the response of the second input increased than that of the first input as shown in Figure 13. It was indicated that, the response by the same earthquake at least twice should be considered to evaluate collapse margin.

6. Conclusion

Shaking table tests of 30% scale 6 story RC building were conducted. The findings of this study are as follows:

- 1) 1st and 2nd story walls were failed in shear manner, especially shear sliding failure was dominant. And load carrying capacities of 1st and 2nd story seemed to be observed during the tests.
- 2) In the columns at 1st story, top and bottom hinges were formed, and these columns kept their capacities to carry vertical load through the tests, because of their high ductility. Though flexural failure at the member end of 2nd floor girder occurred with buckling of main bars, shear failure didn't occur.
- 3) X2 frame, which consisted of continuous walls from 2nd to 6th stories with 2 columns at 1st story, had lower stiffness at the 1st story. The shear deformation angle of slab between X1 and X2 frame increased after the maximum response, case #3-5. It was indicated that the floor couldn't keep rigid floor assumption through the shaking tests.
- 4) Non-structural walls damaged finally.
- 5) The response by the same earthquake at least twice should be considered to evaluate collapse margin. In this study, maximum velocity of input motion was used for the earthquake index. How to define the "same earthquake" or indices of earthquakes should be discussed in further researches.

(2017 年 4 月 6 日原稿受理, 2017 年 8 月 10 日採用決定)