## 袖壁・腰壁・垂れ壁を有する実大5 層鉄筋コンクリート造立体架構の静的載荷実験 STATIC LOADING TEST ON A FULL-SCALE FIVE STORY REINFORCED CONCRETE FRAME STRUCTURE WITH WING WALLS, SPANDREL WALLS, AND HANGING WALLS

諏訪田 晴彦\*1. 壁谷澤 寿一\*2, 向井智 久\*3, 坂下雅信\*4, 加藤博人\*5, 洋\*6. 勅使川原 正臣\*7. 楠 浩一\*8 福山 Haruhiko SUWADA, Toshikazu KABEYASAWA, Tomohisa MUKAI, Masanobu SAKASHITA, Hiroto KATO, Hiroshi FUKUYAMA, Masaomi TESHIGAWARA and Koichi KUSUNOKI

This paper proposes a disaster resilient structural design for post-earthquake functionality of reinforced concrete buildings without utilizing isolation devices and vibration control devices. A static loading test of a full-scale five-story reinforced concrete building adopting a structural system utilizing wing wall, spandrel wall, and hanging wall was carried out to verify functional continuity after big earthquakes. As a result of the experimental verification, the proposed structural system was revealed to greatly increase its strength and stiffness, and to certainly minimize the response of its mainframe at the time of big earthquakes within elastic level.

Keywords : Reinforced concrete, Full scale test, Wing wall, Spandrel wall, Hanging wall, Disaster resilient structural design 鉄筋コンクリート、実大実験、袖壁、腰壁、垂れ壁、損傷制御設計法

#### 1. はじめに

建築基準法は、大地震に対して倒壊・崩壊等せず、人命が守られ ることを耐震安全性の目標としている。すなわち、大地震に対して は、建築物の損傷をある程度許容しており、継続使用性を確保する ことまでは求められていない。

1995年の兵庫県南部地震以降,多くの震災を経験する中で,建築 物の耐震性能に対する社会的要求は少しずつ変化してきており、建 築基準法で定める「人命の確保」に加えて「地震直後から継続使用 できる」高度な水準を求める声が大きくなってきている。したがっ て,こうした目標性能をより容易に具現化する構造形式や損傷制御 設計法を開発することは重要な課題である。

一方,官庁施設の総合耐震・対津波計画基準1)では,耐震安全性 の目標として「大地震後、構造体に補修をすることなく建築物を使 用できることを目標とし、人命の安全確保に加えて十分な機能確保 が図られるものとする(I類)」あるいは、「大地震後、構造体に大 きな補修をすることなく建築物を使用できることを目標とし、人命 の安全確保に加えて機能確保が図られるものとする(Ⅱ類)」といっ た継続使用性確保の観点での目標性能が規定されている。これらの

- \* 1 国立研究開発法人建築研究所国際地震工学センター 主任研究員・博士(工学)
- \* 2 東京都立大学大学院都市環境科学研究科 准教授・博士(工学)

目標性能は、免震・制振などの損傷制御のための先進技術を利用し たり、高い剛性と強度を付与できる耐力壁を多く計画することなど によって実現可能であるが,本研究では,免震・制振などの先進技 術を利用せず、かつ空間の自由度が高いフレーム主体の架構形式と 保有水平耐力計算に基づく設計方法のプロトタイプを提案し、実大 立体架構試験体の静的載荷実験により損傷と変形の関係を明らかに することを目的としている。

著者らは既報2)にて、免震や制震によらずに鉄筋コンクリート造 (以下, RC 造) 建築物の継続使用性を確保するために, 終局時の1 階層せん断力係数が 0.3 となるよう設計した純ラーメン架構に壁端 部を十分に補強した壁厚 200mm 以上の袖壁を設け、構造壁として 設計し、1 階の層せん断力係数で 0.4 以上の強度を確保した架構形 式を提案し、極めて稀に発生する大地震に対する建築物の被災度を 小破(復元力特性から推定される耐震性能残存率≧80%)にとどめ るための変形の限界値を実大5層立体架構試験体の静的載荷実験に より検証した。本報では、これに引き続き、極めて稀に発生する大 地震に対する建築物の被災度を軽微程度(復元力特性から推定され る耐震性能残存率≧95%)にとどめ、より高い継続使用性を確保す

> Senior Research Engineer, BRI, Dr.Eng. Assoc. Prof., Tokyo Metropolitan University, Dr.Eng. Senior Research Engineer, BRI, Dr.Eng. Senior Researcher, Building Dept., NILIM, Dr.Eng. Tsukuba Building Research and Testing Laboratory Director, Building Dept., NILIM, Dr.Eng. Prof., Chubu University, Dr.Eng Prof., ERI, The University of Tokyo, Dr.Eng.

<sup>\* 3</sup> 国立研究開発法人建築研究所構造研究グループ 主任研究員·博士(工学)

<sup>\* 4</sup> 国土交通省国土技術政策総合研究所建築研究部 主任研究官·博士(工学) \* 5

<sup>(</sup>一財)ベターリビングつくば建築試験研究センタ

<sup>\*6</sup> 国土交通省国土技術政策総合研究所 建築研究部長・工博 \*7 中部大学工学部建築学科 教授・工博

<sup>\* 8</sup> 東京大学地震研究所災害科学系研究部門 教授・博士(工学)

るための架構形式を提案し、実大5層立体架構試験体の静的載荷実 験により変形の限界値を検証する。

#### 2. 提案する架構形式と設計上の留意点

既報<sup>2)</sup>にて提案した袖壁付き柱を活用し,被災度を小破程度にと どめる架構形式に対して,本報で提案する架構形式は,柱に取り付 く袖壁に加え,梁に取り付く腰壁および垂れ壁も活用し,大地震に 対する建築物の状態を概ね弾性範囲にとどめることを目標とする。

Fig.1 に提案する架構形式と損傷制御設計の概念を示す。本提案 架構形式は,既報<sup>2)</sup> で提案した架構形式に比べ架構の強度が高くな るが,最大強度に達した後に各部材の壁端部に圧壊が生じ,耐力低 下性状を示す可能性が高くなる。したがって,壁厚や壁端部拘束筋 により靱性を高めておくことが重要となる。また,耐力低下が生じ る可能性が高いことから,提案する架構には最大の構造特性係数 (*D*s=0.55)相当の強度が求められる。なお,図中には変形角の数 値も示しているが,これらの数値は、本報および既報<sup>20</sup>における提 案架構計画時に概ね想定した数値(予測値)であることに注意され たい。

方立壁については、小さい変形角でせん断ひび割れが生じ、大き な損傷が生じる可能性があるため、水平スリットにより架構から切 り離すこととした。また、方立壁以外の全ての壁が柱梁に取り付く ことにより部材が短スパン化するため、部材が負担するせん断応力 度が上昇し、慎重なせん断設計が必要となる。



Fig.1 Concept of proposed damage control design

#### 3. 実験計画

#### 3.1 試験体概要

Fig.2 に試験体形状と加力装置の取付け状況を併せて示す。試験体は 2×1 スパン,実大 5 層 RC 造架構であり,桁行方向は袖壁・腰壁・垂れ壁付き架構,張間方向は純ラーメン架構である。階高は 3.5m,建物高さは 18.7m,スパン長さは 6m であり,基礎スタブは反力床に PC 鋼棒で固定されている。桁行方向の 2 構面には対称に 2 種類の窓型開口(2.0m×1.8m, 1.0m×1.8m)を設けており,開口周比は 0.51 である。既報<sup>2)</sup>の試験体と全体形状は同じであるが,壁部分の配筋詳細およびスリットの位置が異なっている。

#### 3.2 部材断面と配筋および使用材料

Fig.3 に壁付き柱および壁付き梁の配筋詳細図を, Fig.4 に部材断 面図をそれぞれ示す。本実験では多スパン構造物の現実的な標準断 面にあわせて, 張間方向の支配床面積を2倍として想定される重量



Fig.2 Specimen and test set up

に対する断面設計を行った。柱・梁については,壁を無視(重量は 考慮)した純フレームにおいて一次設計用外力(*Co*=0.2)に対して 層間変形角が1/200rad.以下,終局時の1階層せん断力係数が0.3を 有するように断面および配筋を検討しており,既報<sup>2)</sup>の試験体と同 一の設計条件としたが、2階以上の柱主筋の鋼種をSD390から SD345に変更している。なお,柱・梁のせん断補強筋は全て溶接閉 鎖型とした。

スラブについては厚さ 200mm とし,桁行方法の配筋は上端筋お よび下端筋共に D10 を 150mm 間隔,張間方向は上端筋に D10 お よび D13 を交互に 150mm 間隔で配筋し,下端筋は D10 を 150mm 間隔で配筋した。なお,スラブの仕様は既報<sup>2)</sup>の試験体と同一であ る。

袖壁付き柱および腰壁・垂れ壁付き梁については、袖壁の張出し 長さおよび腰壁高さを700mmとし、垂れ壁高さを300mmとした。 いずれも壁厚は200mmであり、壁主筋(取り付く柱,梁の軸に沿った鉄筋)はD10@200mmのダブル配筋を基本とし、壁端部には4-D16の開口補強筋を配筋した。なお、壁端部は全て閉鎖型鉄筋によ



(a) Columns with wing walls (4th~5th floor) and beams with spandrel walls (5th and Roof floor)



(b) Columns with wing walls (1st~3rd floor) and beams with spandrel walls (2nd~4th floor)

# Fig.3 Bar arrangement of columns with wing walls and beams with spandrel walls

り拘束することとし,腰壁,垂れ壁では壁主筋の一部を含めて拘束 している。壁のせん断補強筋は D10 のダブル配筋を基本とし,袖壁 では端部に 180°フックを設けて定着し,柱断面内では直線定着と した。また,幅止め筋を用いて全ての壁主筋を拘束した。

腰壁,垂れ壁のせん断補強筋 (U字筋) は,袖壁側の配筋を優先 し,腰壁,垂れ壁主筋の内側に配筋し,腰壁内において重ね継手と した。なお,壁のせん断補強筋間隔は 1~3 階を 100mm, 4~5 階 を 200mm とした (既報<sup>2)</sup>の試験体では 1 階袖壁のみ 100mm 間 隔)。

各壁付き部材については,曲げ終局強度およびせん断終局強度を 構造関係技術基準解説書<sup>9</sup>に基づいて計算し,終局時にせん断破壊



(a) Columns and beams



(b) Column with wing walls and beam with spandrel walls Fig.4 Section of members

しないことを確認した。また,壁断面については,各壁端フェイス 位置に降伏ヒンジを仮定した場合の曲げ降伏機構を有する架構の終 局時の標準せん断力係数が 0.55 以上となるように設定している。な お,崩壊形については,実験前に骨組みモデルによる非線形増分解 析を行なった結果,下3層の部分崩壊形が想定された。

Table.1 に試験体に使用した鉄筋およびコンクリートの材料試験 結果を示す。コンクリートは呼び強度を27とし,圧縮強度試験は

Steel bar							
Used position	Wall reinforcement Slab reinforcement	Enclosed Hoops	Longitudinal bar of columns and beams	Hoops of columns Stirup of beams	Opening reinforcement	Slab reinforcement	
Type of Steel bar	D10 (SD295A)	D10 (SD295A)	D25 (SD345)	D13 (SD295A)	D16 (SD345)	D13 (SD295A)	
Yield stress (N/mm <sup>2</sup> )	349	352	391	331	423	348	
Tensile strength (N/mm <sup>2</sup> )	485	509	562	480	591	500	
Concrete							
Used position	Foundation	1st story 2nd floor	2nd story 3rd floor	3rd story 4th floor	4th story 5th floor	5th story Roof	
Compressive strength (N/mm <sup>2</sup> )	41.1	30.2	36.8	34.5	28.5	30.2	
Young's modulus (N/mm <sup>2</sup> )	$2.93 \times 10^4$	$2.68  imes 10^4$	$2.86 \times 10^4$	$2.72 \times 10^4$	$2.74 \times 10^4$	$2.52 \times 10^4$	
Split-tearing tensile strength (N/mm <sup>2</sup> )	3.59	2.72	3.37	3.27	2.57	2.72	

Table 1 Material test results

載荷実験開始日に実施した。なお、コンクリートの打設は、基礎部 から5層まで6回に分けて実施した。打継ぎ面はワイヤーブラシ等 でレイタンスを除去し、粗面化するとともに、上部のコンクリート 打設直前には緩んだ骨材やごみを取り除いた。

#### 3.3 加力方法および計測方法

本実験では、アクチュエータの台数と容量の制約から、Fig.2 に示 したように R 階に 4 機、4 階に 6 機のアクチュエータを試験体中央 構面の直交梁部分に設けた加力スタブに取付け、R 階と 4 階の 2 点 で載荷する方法を採用した。なお、スラブ上下のアクチュエータ取 付け位置は、加力芯がスラブ厚さ中心に一致するように調整した。

外力分布形は,試験体脚部での層せん断力と転倒モーメントを逆 三角形分布外力と合わせることとし、R階:4階=1:2の外力比率 とした。載荷は、 R 階の加力芯位置のディジタル変位計の水平変位 を基礎上面からの高さで除した変形角(代表変形角)を目標値とし  $\tau$ ,  $\pm 0.0625\%$  (1 回),  $\pm 0.125\%$  (1 回),  $\pm 0.25\%$  (2 回),  $\pm 0.5\%$ (2回), ±1.0% (2回), ±2.0% (2回)の正負交番漸増載荷 (ア クチュエータが引張となる方向を正側)とした。アクチュエータの 制御方法については、0.0625%~0.25%までは、R 階スラブ下の2機 を荷重制御によるマスター機とし、R 階スラブ上の 2 機は荷重比 1.00,4階の6機は荷重比1.33の連動制御(荷重スレーブ)とした。 0.5%からは、R階スラブ下の1機をディジタル変位計値の変位制御 によるマスター機とし,R階の他の3機は荷重比1.00,4階の6機 は荷重比 1.33 の連動制御(荷重スレーブ)とした。なお, -0.5%の 2 サイクル目の除荷時にマスター機に不具合が生じ、ディジタル変 位計値による変位制御が難しくなったため、これ以降は、R 階の Y0 構面側の上下2機をアクチュエータ内部変位の変位制御によるマス ター機とし, R 階の他の 2 機を荷重比 1.00, 4 階の 6 機を荷重比

1.33の連動制御(荷重スレーブ)とする制御方法に変更した。この 変更に伴う制御の安定性を確認するために、0.5%では3サイクル目 の載荷を実施している。

本実験における計測は、Y0構面のみで行った。架構の絶対水平変 位は、試験体北側の反力壁と試験体南側に設置した不動点タワーか ら各層4台(合計20台)の変位計を用いて計測した。なお、各層 の水平変位は梁の軸伸び変形を考慮し、北側(X0)と南側(X2)の 変位の平均値を採用した。また、試験体中柱(X1)では、上下層の 相対水平変位を計測し、上記の水平変位の妥当性を検証している。 さらに、全ての柱梁部材の部材角および軸変形を、各節点間の相対 変位を計測することにより求め、1~2階においては柱、梁、袖壁、 腰壁および垂れ壁のせん断変形と曲げ変形を詳細に計測した。鉄筋 のひずみ計測は、柱および梁のヒンジ想定位置における主筋のひず み、開口部中心線上の柱および梁のせん断補強筋のひずみ、接合部 近傍における袖壁・腰壁・垂れ壁の縦横筋および端部拘束筋のひず み、梁端および袖壁端位置におけるスラブ筋のひずみを計測した。

なお、スラブ筋のひずみ計測は北側の1スパン(X0-X1)のみで実施している。ひび割れの観察は Y0 構面室内側およびスラブ上面で 実施した。各加力サイクルのピーク時および除荷時にひび割れ発生 位置の観測を行うとともに、2回目の載荷時には、ピーク時および 除荷時のひび割れ幅をクラックスケールで計測した。



Fig.5 Base shear - total drift relationships

Table 2 Transition of base shear at each drift angle

Total drift (%)		Base sh			
	Loading side	Specimen of Specimen o		magnification	
		this paper	reference 2)		
0.0625	(+)	2621	1279	2.05	
	(-)	-2805	-1436	1.95	
0.125	(+)	3914	1979	1.98	
	(-)	-4024	-1976	2.04	
0.25	(+)	5767	2835	2.03	
	(-)	-5731	-2850	2.01	
0.5	(+)	7684	3781	2.03	
	(-)	-7629	-3729	2.05	

#### 4.1 荷重-変形関係および変形モード

Fig.5 に1階層せん断力-全体変形角関係を示す。なお、図中には 既報<sup>2)</sup>の実験値および壁を無視(重量は考慮)した純フレームの層 せん断力係数 0.3 に対応する計算値を比較して示している。また、 Table.2 は全体変形角 0.5%までの各加力サイクルのピーク時せん断 力を比較して示したものであるが、各サイクル時において、本実験 値は既報<sup>2)</sup>の実験値の概ね 2 倍程度の耐力を示していることがわか る。また、本実験では、正側で代表変形角 0.74%時に+8291kN、負 側で-0.83%時に-8020kNの最大耐力を示しており、これらは、壁を 無視(重量は考慮)した純フレームの層せん断力係数 0.3 に対する 計算値のそれぞれ 3.20 倍、3.09 倍であり、袖壁に加え、腰壁や垂 れ壁を活用することで、極めて高い強度を確保できることが確認さ れた。

Fig.6 に各加力サイクルピーク時における層間変形角分布を, Fig.7 に 0.5%加力サイクル時の鉄筋降伏状況をそれぞれ示す。Fig.6 では,代表変形角 0.5%までは 3 階の層間変形角が最大値を示して おり,それ以降の変形では 2 階の層間変形角が最大値を示している。 また,本試験体は,正側・負側ともに代表変形角 1.0%加力サイクル までは顕著な耐力低下は見られなかったが,それ以降の変形では袖 壁と腰壁および袖壁と垂れ壁の交差部分における圧壊の進行に伴い 耐力低下が生じている。なお, Fig.6 および Fig.7 より,本試験体で は下 3 層に変形が集中する変形モードを示している。

地震動の不確実性の観点からは,建築物には一定程度の冗長性を 付加すべきであり,理想的には全体崩壊形が形成され,変形による 冗長性が確保されることが望ましいが,ここで提案している比較的

#### 4. 実験結果

剛強な袖壁・腰壁・垂れ壁を有する架構形式では、塑性変形時に各 壁の交差部に圧壊が生じて耐力低下が生じることになるため、全体 崩壊形を保証することは現状では難しい。そこで、壁を無視(重量 は考慮)した純フレームに対して、終局時に1階層せん断力係数が 0.3 を有するように設計することと、各壁付き部材について、曲げ 終局強度およびせん断終局強度を構造関係技術基準解説書。)に基づ いて計算し、終局時にせん断破壊しないことを確認することにより、 ある程度の冗長性を確保することが現実的であると考えられる。こ の考え方に基づいて Fig.5 を見ると、最終加力サイクルである 2% 加力サイクル(2 回目)において、概ね全体崩壊形が形成された既 報。の実験結果と概ね同等の復元力特性を示している。すなわち、 壁に著しい損傷が発生しても、架構は靱性的な挙動を保持しており、 ある程度の冗長性は確保されているものと考えられる。



Fig.6 Distribution of story drift angle



Fig.7 Yielding positions at +0.5% total drift

#### 4.2 損傷性状

代表変形角 0.125%時には、各階の開口隅角部において、袖壁・腰 壁・垂れ壁にひび割れが発生した。また 2~4 階では梁に曲げひび 割れが発生するとともに、これらの梁に取り付くスラブにもほぼ全 幅にわたりひび割れが発生した。さらに 2,3 階の外柱には軸引張 の影響によるひび割れが発生した。代表変形角 0.25%時には、1~3 階の袖壁・腰壁のひび割れがさらに多数発生し、そのひび割れの進 展とともに外柱および梁の曲げひび割れが発生した。また,2,3 階 の外柱の軸引張によるひび割れおよび 2~4 階のスラブのひび割れ も増加した。4,5 階では主に腰壁のひび割れが増加,進展した。代 表変形角 0.5%時には、主として 2、3 階の袖壁・腰壁の曲げひび割 れがかなり増加,進展し、中柱では曲げひび割れが発生した。4,5 階では袖壁・腰壁・垂れ壁のひび割れが増加、進展するとともに梁 や柱にも曲げひび割れが発生した。また、1 階中柱では、袖壁と腰 壁の交差部のかぶりコンクリートに圧壊が発生した。なお、スラブ のひび割れは、3~5階で増加したが2階床ではあまり変化は見られ なかった。代表変形角 1.0%時には、1~3 階において腰壁と袖壁お よび垂れ壁と袖壁の交差部の圧壊が進展し、かぶりコンクリートの 剥離箇所が増大した。代表変形角 2.0%時には、1 階柱の腰壁と袖壁 の交差部および 2,3 階梁の腰壁・垂れ壁と袖壁の交差部に軸鉄筋 の座屈や破断を伴う著しい損傷が発生した。

Table 3 Residual crack	width	of 3rd	floor
------------------------	-------	--------	-------

Total drift (%)	Residual crack width (mm)						
	Outer	Inner	D	Wing	Standing	Hanging	
	column	column	Беат	wall	wall	wall	
0.25	0.00	0.00	0.00	0.15	0.50	0.00	
0.5	0.15	0.00	0.10	2.20	1.50	0.15	



 (a) Cracking pattern near the part of maximum residual crack width at 0.25% total drift. (3F)



(b) Cracking pattern near the part of maximum residual crack width at 0.5% total drift. (3F)

Photo 1 Cracking pattern of the specimen

Table.3に代表変形角 0.25%および 0.5%時の 3 階における各部材 の最大残留ひび割れ幅を、Photo.1 にこれらのうち、最もひび割れ 幅が大きかった部材のひび割れ状況をそれぞれ示す。代表変形角 0.25% (最大層間変形角 0.34%)時には、腰壁の最大残留ひび割れ 幅が 0.5mm となっており、コンクリートのひび割れ調査,補修・補 強指針 5に示されている鋼材腐食の観点からのひび割れの部材性能 への影響による評価指標に照らすと, 塩害・腐食環境下および一般 屋外環境下における影響度が"大"と評価され、補修が必要と判定 される。代表変形角 0.5% (最大層間変形角 0.68%) には, 腰壁の最 大残留ひび割れ幅が 1.5mm となり、さらに袖壁の最大残留ひび割 れ幅が 2.2mm となった。いずれの変形時にも柱や梁には補修を要 するような残留ひび割れは生じていないが、代表変形角 0.5% (最 大層間変形角 0.68%)時の腰壁および袖壁の残留ひび割れ幅は、継 続使用性の観点からは過大であると考えられる。したがって、本架 構の目標性能である"概ね弾性の状態"が確保できる変形角として は、代表変形角 0.25% (最大層間変形角 0.34%) 程度が妥当である と考えられる。

#### 4.3 主架構(柱および梁)の主筋ひずみ性状

Fig.8 に代表変形角 0.25%および 0.5%時における 2~3 階の X0~X1 通りの梁主筋のひずみ分布を,Fig.9 に代表変形角 0.25%および 0.5%時における 1~2 階の X0 および X1 通りの柱主筋のひずみ分 布をそれぞれ示す。主架構(柱・梁)の主筋のひずみ分布の推移を 観察すると,代表変形角 0.25%(最大層間変形角 0.34%)時にはいずれの部位も降伏ひずみに達していないが,代表変形角 0.5%(最大層間変形角 0.68%)時には 2 階および 3 階梁の袖壁フェイス位置の 主筋が降伏ひずみに達している。このことから,主架構の主筋のひ ずみから判断される弾性範囲の限界変形は,代表変形角 0.25%~0.5%の間に存在していることになるが,代表変形角 0.25%時の X1 通り 3 階梁の袖壁フェイス位置下端筋の引張ひずみは 1641 $\mu$ を示しており,安全側に評価すれば代表変形角 0.25%(最大層間変形角 0.34%)を弾性限界変形と判断することが妥当であると考えられる。

#### 4.4 被災度評価

既報<sup>2)</sup>でも述べたように、袖壁等の壁部材を構造壁として積極的 に活用する RC 造架構においては、各部材の残留ひび割れ幅に基づ いて判定される被災度区分判定基準<sup>60</sup>の評価法では、残存エネルギ 一吸収能を算出するための損傷度の定義が当てはまらないと考えら れる。そこで本報においても、既報と同様に実験から得られた荷重 -変形関係から耐震性能残存率 R を直接求め、被災度評価を行うこ ととした。具体的には、4.2 および 4.3 の実験結果の分析から、本架 構の弾性限界変形角は代表変形角 0.25%(最大層間変形角 0.34%) であると判断した。この弾性限界変形角に対して、以下の方法によ り架構全体の被災度を判定する。

- ① Fig.5 に示したように本架構は代表変形角 1.0%程度まで概 ね耐力低下が生じておらず、この時の最大層間変形角は2階の 1.42%であったことから、この変形角を終局変形角と定 義し、この変形角までの包絡線を作成する。
- 代表変形角 0.25%(最大層間変形角 0.34%)時における履 歴消費エネルギーEdを①の包絡線を用いて求める。
- ③ 残存する履歴吸収可能なエネルギー*E*,を①の包絡線を用い て求める。



Fig.10 Evaluation of damage level by base shear – story drift angle relationship

Story drift (%)

 ④ 求めた *E*<sub>d</sub>および *E*<sub>r</sub>を用いて、下式(1)より耐震性能残存 率 *R*を求める<sup>6</sup>。

$$R = \frac{E_r}{E_r + E_d} \times 100 \tag{1}$$

上記の方法により求めた包絡線を Fig.10 に示す。この包絡線から (1) 式を用いて直接算定された R は 95%であり,被災度区分判定 基準のに照らすと被災度は「軽微」(R≥95%)と判定された。すな わち,大地震時の応答を最大層間変形角 0.34%以下に抑えることが できれば,壁の一部に多少の補修は必要であるが,主架構(柱およ び梁)の鉄筋は降伏せず,高い継続使用性を確保できるものと考え られる。なお,本実験における最大層間変形角 0.34%時の 1 階の層 せん断力は 5767kN であり,層せん断力係数で 0.67 に相当し,建 築基準法におけるルート 3 の設計で想定している最大の D<sub>s</sub>である 0.55 を上回っている。この指標は,直接的に架構の応答変形を保証 するものではないが,保有水平耐力計算の枠組みの中で,間接的に 変形を小さく抑え,高い継続使用性を確保するための一つの指標と して有効であると考えられる。

#### 5. まとめ

本論文では、官庁施設の総合耐震・対津波計画基準<sup>1)</sup>における耐 震安全性の目標レベル I 類と同等レベルの性能を、免震・制振など の先進技術を利用せず、かつ空間の自由度が高いフレーム主体の架 構形式によって実現するために、袖壁・腰壁・垂れ壁を構造壁とし て最大限に活用した架構形式とその設計法のプロトタイプを提案し、 実大 5 層立体架構試験体の静的水平加力実験を実施して、損傷と変 形の関係を検討した。本検討により、以下に示す知見が得られた。

- (1) 最大耐力は,壁を無視(重量は考慮)した純フレームの1階の 層せん断力係数 0.3 に対応するせん断力計算値に対して,正 加力側で3.24倍,負加力側で3.09倍の値を示し,極めて高い 強度を確保できることが確認された。
- (2) 代表変形角 1.0%加力サイクル時までは,顕著な耐力低下は見られなかったが,それ以降の変形では袖壁と腰壁および袖壁と垂れ壁の境界部における破壊の進行により耐力低下が生じた。なお,本提案架構は,層間変形角が下3層に集中する変形モードを示した。
- (3) 損傷性状(残留ひび割れ幅)および主架構(柱・梁)の主筋の ひずみから判断される弾性範囲の限界変形は,代表変形角 0.25%(最大層間変形角0.34%)であった。架構全体の復元力 特性から算定されるこの変形時における耐震性能残存率 R は 95%であり,被災度区分判定基準のに照らすと「軽微」と判定 された。
- (4) 代表変形角 0.25% (最大層間変形角 0.34%)時における1階の層せん断力係数は、0.67であり、建築基準法におけるルート3の設計で想定している最大のDsである 0.55を上回っていた。この指標は、直接的に架構の応答変形を保証するものではないが、保有水平耐力計算の枠組みの中で間接的に変形を小さく抑え、高い継続使用性を確保するための一つの指標として有効であると考えられる。今後、大地震動に対する提案架

構の応答が、本報の実験で確認された弾性限界変形角(最大層 間変形角 0.34%)に収まることを振動台実験、限界耐力計算、 時刻歴応答解析等によって検証する必要がある。

#### 謝辞

本実験は、国土交通省総合技術開発プロジェクト「災害拠点建築 物の機能継続技術の開発」(平成25~28年度)および建築研究所重 点研究課題「庁舎・避難施設等の地震後の継続使用性確保に資する 耐震性能評価手法の構築」(平成25~27年度)の共同研究として平 成27年度に実施されたものである。実験計画にあたっては、総プ ロの「損傷制御設計法・使用安全性簡易確認装置WG」(委員長:勅 使川原正臣名古屋大学教授)の委員各位に多くのご助言を頂いた。 実験の載荷および計測にあたっては、西松建設・熊谷組・佐藤工業・ 戸田建設・前田建設工業設計共同体にご協力を頂いた。また、ひび 割れ計測にあたっては東京工業大学 河野研究室、東京理科大学 衣笠研究室、東北大学 前田研究室にご協力頂いた。ここに記し、 感謝の意を表します。

#### 参考文献

- Government Buildings Department, Ministry of Land, Infrastructure, Transport and tourism: Comprehensive seismic and tsunami planning criteria of Government Buildings, www.mlit.go.jp/common/001157883.pdf (in Japanese) 官庁施設の総合耐震・対津波計画基準, www.mlit.go.jp/common/001157883.pdf
   Toshikazu Kabeyasawa, Tomohisa Mukai, Hiroshi Fukuyama,
- 2) Toshikazu Kabeyasawa, Tomohisa Mukai, Hiroshi Fukuyama, Hiroto Kato, Haruhiko Suwada, Masaomi Teshigawara, Koichi Kusunoki: A full scale static loading test on five story reinforced concrete building utilizing columns with wing walls, Journal of Structural and Construction Engineering (Transaction of AIJ), Vol.81, No.720, pp.313-322, 2016.2 (in Japanese) 壁谷澤寿一,向井智久,福山洋,加藤博人,諏訪田晴彦,勅使川原正臣, 楠浩一:袖壁付き柱を活用した実大 5 層鉄筋コンクリート造建築物の 載荷実験,日本建築学会構造系論文集,第 81 巻,第 720 号, pp.313-322, 2016.2
- National Institute of Land and Infrastructure Management and Building Research Institute; Guideline of the structure-related technical standard of the building (2007 version), 2007.8 国土技術政策総合研究所,建築研究所監修: 2007 年版 建築物の構造 関係技術基準解説書, 2007.8
- Hiroshi Fukuyama et.al.: Static loading test on a full scale five story reinforced concrete building utilizing walls (Part 1~6), Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, Structures IV, pp.209-220, 2016.7 (in Japanese) 福山洋他 18 名: 損傷低減のために袖壁・腰壁・垂れ壁を活用した実大 5 層鉄筋コンクリート造建築物の静的載荷実験(その1~6), 日本建築 学会大会学術講演梗概集, 構造IV, pp.209-220, 2016.7
- 5) Japan Concrete Institute: Guidelines for crack survey, repair and strengthening of concrete, 2013.5 (in Japanese)
  日本コンクリート工学会:コンクリートのひび割れ調査,補修・補強指針, 2013.5
  6) Japan Building Disaster Prevention Association: Standard for post-
- Japan Bulling Disaster Trevention Association Standard for post earthquake damage level classification of buildings, 2001 (in Japanese)
   日本建築防災協会:震災建築物の被災度区分判定基準及び復旧技術指 針, 2001

## STATIC LOADING TEST ON A FULL-SCALE FIVE STORY REINFORCED CONCRETE FRAME STRUCTURE WITH WING WALLS, SPANDREL WALLS, AND HANGING WALLS

### Haruhiko SUWADA<sup>\*1</sup>, Toshikazu KABEYASAWA<sup>\*2</sup>, Tomohisa MUKAI<sup>\*3</sup>, Masanobu SAKASHITA<sup>\*4</sup>, Hiroto KATO<sup>\*5</sup>, Hiroshi FUKUYAMA<sup>\*6</sup>, Masaomi TESHIGAWARA<sup>\*7</sup> and Koichi KUSUNOKI<sup>\*8</sup>

\*1 Senior Research Engineer, BRI, Dr.Eng.
 \*2 Assoc. Prof., Tokyo Metropolitan University, Dr.Eng.
 \*3 Senior Research Engineer, BRI, Dr.Eng.
 \*4 Senior Researcher, Building Dept., NILIM, Dr.Eng.
 \*5 Tsukuba Building Research and Testing Laboratory
 \*6 Director, Building Dept., NILIM, Dr.Eng.
 \*7 Prof., Chubu University, Dr.Eng.
 \*8 Prof., ERI, The University of Tokyo, Dr.Eng.

This study proposes a disaster resilient structural design of reinforced concrete buildings with ordinary construction approach, and demonstrates the seismic capacity by the full-scale test on five-story reinforced concrete buildings. In this design, the building produces base shear coefficient higher than 0.55 by utilizing wing wall, spandrel wall, and hanging wall. The target damage level under extreme ground motion is less than slight for buildings, and grade I for each member. This method improves the strength and stiffness of the moment resisting frame and reduces the deformation during earthquakes. That can minimize the damage on each member.

The full-scale specimen is a five-story reinforced concrete building with 1×2 bays and height of 18.7m. The wall frame has large openings in the longitudinal direction. The span length is 6.0m and story height is 3.5m. Columns have 700 mm square section, and beams have 500×700 mm section. The width of the attached wall section is 200 mm. A series of 4 actuators located on the roof level and 6 actuators located on the 4th-floor level. Those actuators pinched the center of the floor slab from the upper and lower level. The relation between base shear and the overturning moment is given by a ratio of external force on the 4th floor and roof is equalize to that given by an external force with inverted triangle load distribution. The cyclic loading peak is controlled by the total drift on the roof level. The test demonstrates the up to 3.0 times over calculated strength of base shear coefficient 0.3 of bare-frame. The story drifts are concentrate prominent on 2nd and 3rd floor and its collapse mechanism form the partial collapse. The strain of the main reinforcement of the bare-frame yielded in the 0.5% total drift loading cycle, where a limit of elastic is 0.25% total drift loading cycle. The damage levels based on the residual seismic capacity on the hysteretic curve is slight at 0.25% total drift loading cycle, and the base shear coefficient at the 0.25% total drift loading cycle is 0.67.

(2020年6月2日原稿受理, 2020年10月19日採用決定)