

論文 2方向水平力を受けるRC造耐震壁に関する実験的研究

佐藤 充晴*1・壁谷澤 寿海*2・金 裕錫*3・福山 洋*4

要旨: 両端に柱型をもつ耐震壁4体を対象に、面内1方向および面内外2方向からの水平力を与える正負繰り返し交番載荷試験を行った。試験体は曲げ降伏が先行するように計画し、曲げ終局強度、靱性、残存軸耐力、破壊と変形の関係、面外方向の変形が面内の復元力特性に与える影響を実験的に検証した。また、長方形柱型の形状(向き)を変えて柱幅の影響も検討した。最大耐力を既往の設計式、略算式、ファイバーモデルによる解析結果と比較し、これらの妥当性を検証した。

キーワード: 2方向力、鉄筋コンクリート、耐震壁、曲げ強度、靱性

1. はじめに

一般に、耐震壁は柱に比べて変形性能は劣るものの水平方向の剛性および耐力が高く、建物の耐震性能を確保するには欠かせない主要な耐震要素としてひろく用いられている。従来耐震壁は面内方向の挙動が問題にされて、直交方向は柱部材としてそれぞれ独立に扱われてきた。しかし、地震時の建物は水平2方向の地震力が同時に作用して、耐震壁の面内の復元力特性は面外方向の地震力の影響を受ける。このような2方向地震力を受ける耐震壁については実験的な研究例も少なく¹⁾²⁾³⁾、十分な検討がなされているとは言いがたいのが現状である。

本研究では、柱型をもつ形状の耐震壁について、実大部材の2分の1程度の部材試験体を作成して静的加力実験を行い、面外方向の外力が耐力や変形性能に与える影響を検討した。とくに、柱型の形状や、圧縮域の性状を実験的に検証した。

同形の試験体で、水平加力を面内方向のみ1方向加力あるいは面内外の2方向加力とした。試験体は、いずれも基礎スタブ長さ2050mm、内法高さ1250mmの1層1スパン鉄筋コンクリート造耐震壁で、実大スケールの1/2程度を想定している。WA1DおよびWA2D試験体の柱型断面は250mm×150mm、全長は1650mmであり、WB1DおよびWB2D試験体の柱型断面は150mm×250mm、全長は1750mmである。また、全ての試験体で共通して壁板の厚さは100mm、柱型の芯-芯距離は1500mmである。壁、柱とも配筋はすべての試験体で共通しており、柱主筋は10-D10(Pg=1.89%)、柱帯筋はD4@33(長手Pw=0.57%,短手Pw=0.68%)、壁板の縦横筋はD4@80(Psh=0.44%)とした。壁横筋はすべて柱の内部まで引き込んで配した。表-1および図-1に試験体の詳細を示す。また、使用した材料の特性を表-2、表-3に示す。

2. 実験概要

2.1 試験体

本研究の試験体は、長方形の柱型の長辺を壁面に対して垂直に配置した試験体2体(WA1D,WA2D)と、柱型の向きを変えて配置した試験体2体(WB1D,WB2D)の計4体である(図-1)。配筋詳細・コンクリート強度・柱型の芯-芯距離・柱型寸法・試験体高さなどは共通で、

表-2 コンクリート強度

試験体	WA1D	WB1D	WA2D	WB2D
圧縮強度 (N/mm ²)	32.1	31.7	31.3	33.2
引張割裂強度 (N/mm ²)	2.33	2.32	2.74	2.98

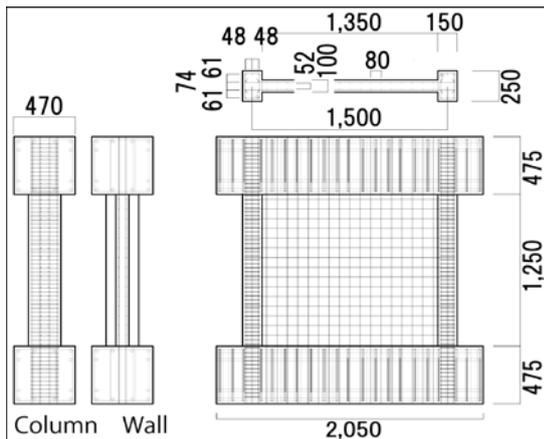
表-3 鉄筋強度

材種	D4	D10
降伏強度 (N/mm ²)	353	375
ヤング係数 (×10 ⁴ N/mm ²)	16.3	18.4
破断強度 (N/mm ²)	485	516

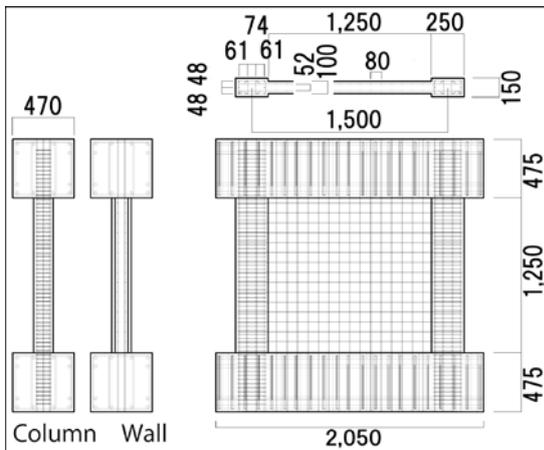
表-1 試験体一覧

試験体	柱				壁			軸力 (kN)	反曲点高さ				
	断面 B * D (mm)	主筋 Pg (%)	帯筋 Pw (%)	芯-芯距離 (mm)	幅 (mm)	厚さ (mm)	縦横筋 (%)		面内		面外		
									M/Q	M/Qd	M/Q	M/Qd	
									(mm)	(-)	(mm)	(-)	
WA1D	250*150	10-D10 (1.89)	2-D4@33 (0.57)	1500	1350	100	D4@80Double (0.44)	506	2310	1.4	-	-	-
WA2D					625					2.5			
WB1D	150*250	10-D10 (1.89)	4-D4@33 (0.68)	1500	1250	100	D4@80Double (0.44)	506	2310	1.32	-	-	-
WB2D					625					4.17			

*1 東京大学 地震研究所 修士課程 (正会員)
 *2 東京大学 地震研究所 教授・工博 (正会員)
 *3 東京大学 地震研究所 助教・博士(工学) (正会員)
 *4 建築研究所 主任研究員・工博 (正会員)



WA1D および WA2D



WB1D および WB2D

図-1 試験体配筋詳細

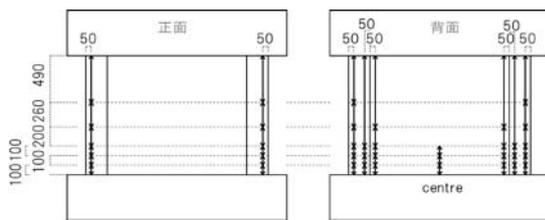


図-2 変位測定区間

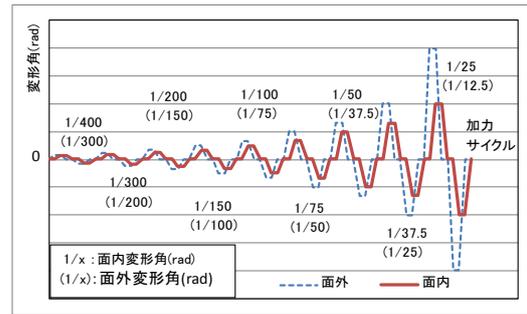


図-4 載荷履歴

2.2 計測計画

局所の変形は、載荷試験によって生じる試験体の変位を図-2に示す区間で計測した。変位計測区間は、全試験体共通である。試験体に埋設したアンカーにボルトを挿入し、ピストン式の変位計の両端を固定した。全体の変形は計測用フレームを基礎部に取り付け、面内変形は試験体中央高さ 1220mm の位置、面外変形は試験体両端で高さ 1270mm または 1300mm の位置で、それぞれ 2 種類の変位計を用いて基礎からの水平変位を、また柱上部で全体の鉛直変形を測定した。計測位置を図-3に赤色の \longleftrightarrow で示す。また、ひびわれを目視で計測した。

2.3 載荷方法

図-3に示す載荷装置を用いて鉛直方向には一定の軸力を維持し水平方向に正負交番繰り返し載荷を行った。鉛直方向の定軸力は、合計で 506kN となるように左右の鉛直ジャッキで与えた。このとき、2つのジャッキによって面内方向の水平ジャッキが与える水平力に応じた付加モーメントを与え、シアスパン長さ M/Q が設定値になるような応力状態を維持した。WA1D 試験体の M/Q は、載荷開始時 2063mm であり、初期ひび割れを生じた後 2310mm に変更した。本研究では試験体を曲げ破壊させるよう計画したが、初期ひび割れの様子からせん断破壊が先行してしまう可能性が疑われたため、よりせん断余裕度を確保すべく M/Q を長くした。他の3試験体は一貫して M/Q 2310mm とした。WA2D および WB2D 試験体の載荷履歴は図-4に

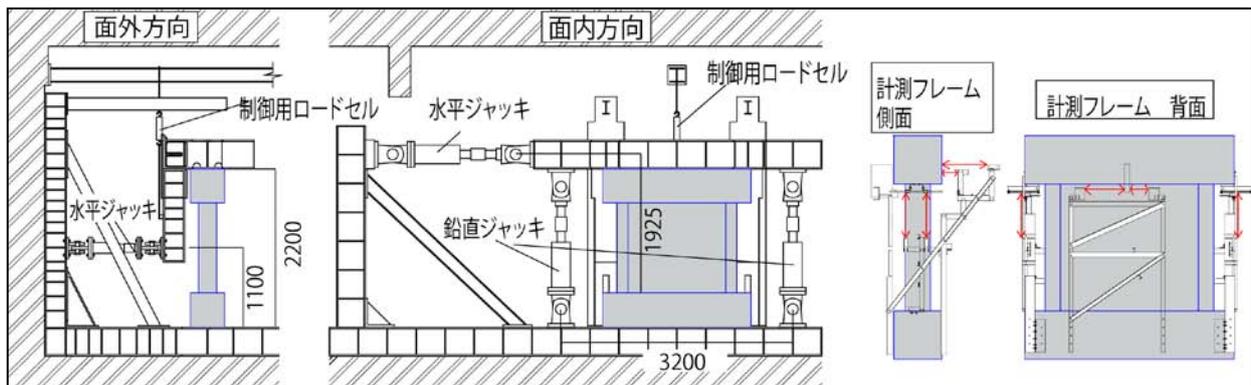


図-3 載荷装置

示すようにまず $M/Q=625\text{mm}$ (柱内法で逆対称モーメント) として面外方向の変形を与え、それを維持しながら面内方向の変形を与えたのちに、面内方向の変形を維持したまま面外を除荷し、面外方向の変形 0mm を維持しながら面外方向を除荷、その後、面内方向の変形 0mm を維持しながら面外方向の変形を再び与えるといった順で、変位制御により部材変形角 (柱頭での変位/柱内法高さ) $1/400\{1/300\}$, $1/300\{1/200\}$, $1/200\{1/150\}$, $1/150\{1/100\}$, $1/100\{1/75\}$, $1/75\{1/50\}$, $1/50\{1/37.5\}$, $1/37.5\{1/25\}$, $1/25\{1/12.5\}$ (内は面外) を正負交番で1サイクルずつ行い、試験体の安定を失うまで載荷した。WA1D, WB1D 試験体には面外方向の変位を与えずに 0mm で維持し、同様に面内方向のみの載荷を行った。また、加力梁には載荷装置の形状から面外方向の回転を生じる自重モーメントが作用しており、この制御に試験室天井に取り付けたトロリで載荷装置の一部を吊上げて面外の自重によるモーメントをほぼ0にして、また加力梁面外方向の上部回転角も生じないように調整した。ただし、この載荷装置の一部吊上げは当初計画されず、WB2D 試験体の載荷中に制御を必要とするほど明らかかな試験体の変形が確認されたため、WA1D 試験体では行わず、WB1D は途中から、他の2試験体は終始行った。

3. 実験結果

3.1 破壊経過

各試験体の水平加力終了時の破壊状況を写真-1に、水平荷重-水平変位関係と強度計算結果等を併せて図-5に示す。なお、WA1DとWA2D、WB1DとWB2Dの各組は形状・配筋とも同一であるので、図中の強度計算結果はコンクリート強度の差による僅差が現れず同一の線となっている。計算法の詳細は3.2頁に記す。

(1) WA1D

+1/400 rad (水平変形 3.13mm) サイクル加力中、せん

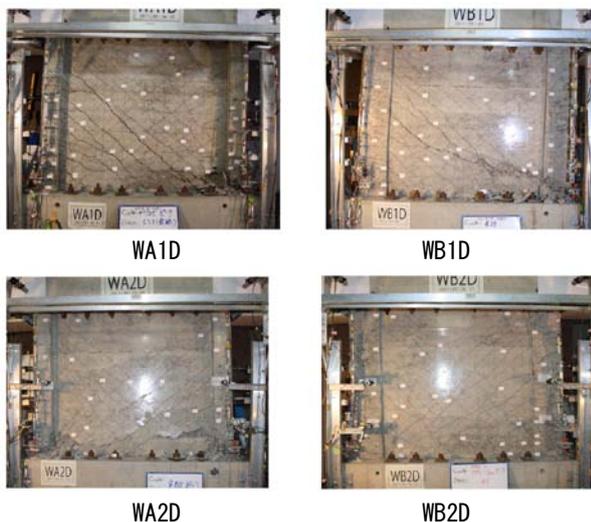


写真-1 試験終了時

断ひび割れが発生した。設定していた M/Q を 2063mm から 2310mm に変更した。+1/75 rad (水平変形 16.7mm) サイクル加力中に圧縮側の柱脚端部にカバーコンクリートの圧壊が生じた。-1/50 rad サイクル (水平変形 25mm) 加力中、-1/50rad で負側最大耐力478kNに達した。+1/37.5 rad (水平変形 33.3mm) サイクル加力中に引張側柱脚部で基礎梁に割れが生じる。また、+1/40 rad で正側最大耐力 454kN に達した。+1/25 rad (水平変形 50mm) サイクル加力中に圧縮側で柱・壁板がほぼ同時に大きく壊れ、水平力を維持できなくなり、試験を終了した。

(2) WB1D

+1/400 rad (水平変形 3.13mm) サイクル加力中、せん断ひび割れが発生した。+1/75 rad (水平変形 16.7mm) サイクル加力中に圧縮側柱脚端部にカバーコンクリートの圧壊が生じた。+1/50rad (水平変形 25mm) サイクル加力中、+1/58 rad で正側最大耐力 455kN に、-1/50 rad サイクル加力中、-1/51 rad で負側最大耐力472kNに達した。+1/37.5 rad (水平変形 33.3mm) サイクル加力中、加力梁の面外方向回転が発覚、載荷装置の一部を吊上げて加力梁面外方向の回転を正した。+1/25 rad (水平変形 50mm) サイクル加力中に大量に剥落を生じる。ピーク以降も変形を進行させ、水平変形 55mm で圧縮側の柱・壁板ともに壊れ、水平力を維持できなくなり、試験を終了した。

(3) WA2D

面外+1/300 rad (水平変形 4.17mm) サイクル加力中、曲げひび割れが発生した。面内+1/400 rad (水平変形 3.13mm) サイクル加力中、せん断ひび割れが発生した。面外+1/200 rad (水平変形 6.25mm) サイクル加力中、変形 1/263rad で正側最大耐力 116kN に達した。面内-1/200 rad (水平変形 6.25mm) サイクル加力中に面内方向圧縮側の柱脚端部の面外方向圧縮側においてカバーコンクリートの圧壊が生じた。面内-1/100 rad (水平変形 12.5mm) サイクル加力中に面内方向圧縮側の柱脚端部の面外方向引張側においてカバーコンクリートの圧壊が生じた。面内+1/50rad (水平変形 25mm) サイクル加力中、+1/55 rad で正側最大耐力 440kN に、面内-1/50 rad サイクル加力中、-1/52 rad で負側最大耐力440kNに達した。面外-1/25 rad (水平変形 50mm) サイクル加力中、変形 -1/33rad で正側最大耐力-125kNに達した。面内-1/37.5 rad (水平変形 33.3mm) サイクル加力中、壁板の脚部に入ったひび割れにそってコンクリートが大量に剥落し、それと同時に水平力を維持できなくなり試験を終了した。

(4) WB2D

面外+1/300 rad (水平変形 4.17mm) サイクル加力中、曲げひび割れが発生した。面内+1/400 rad (水平変形 3.13mm) サイクル加力中、せん断ひび割れが発生した。面外+1/200 rad (水平変形 6.25mm) サイクル加力中、変

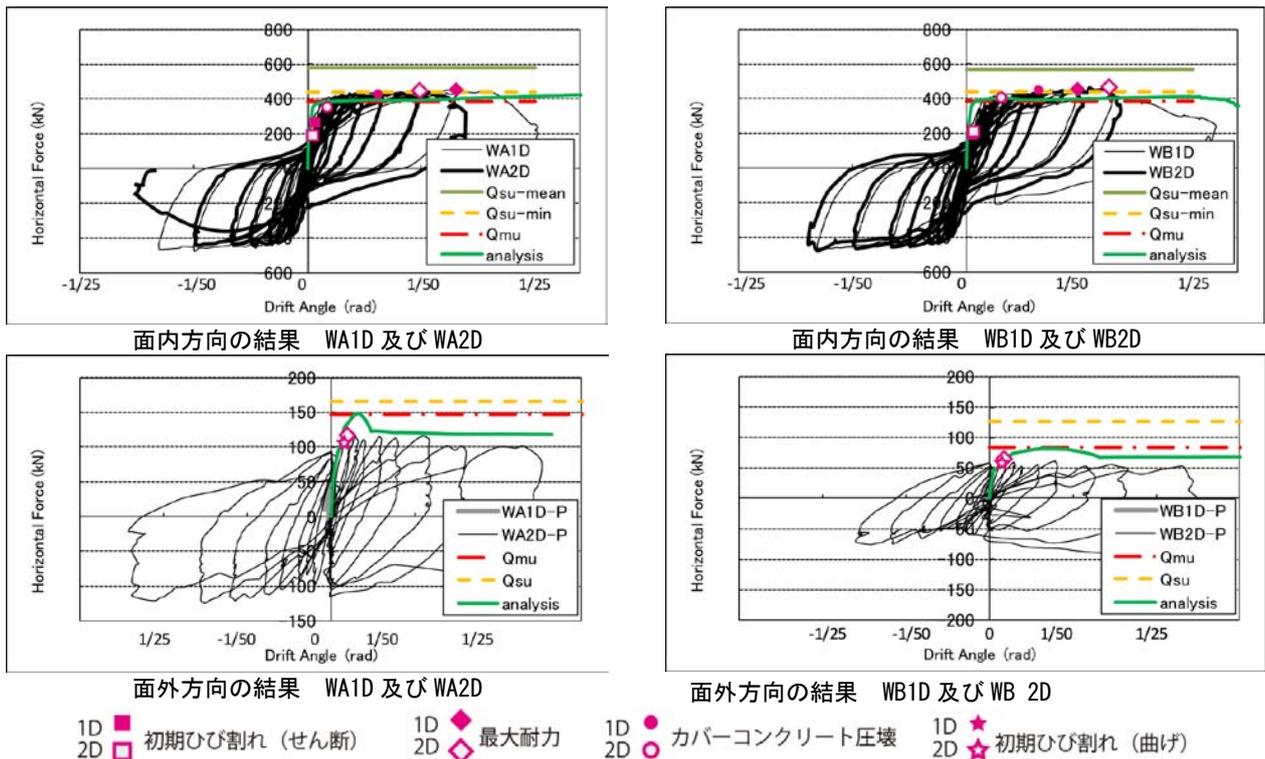


図-5 復元力特性と計算結果

形 1/262rad で正側最大耐力 65.5kN に達した。面内+1/150 rad (水平変形 8.33mm) サイクル加力中に面内方向圧縮側の柱脚端部の面外方向圧縮側においてカバーコンクリートの圧壊が生じた。面内+1/75 rad (水平変形 16.7mm) サイクル加力中に面内方向圧縮側の柱脚端部の面外方向引張側においてカバーコンクリートの圧壊が生じた。面内+1/37.5 rad (水平変形 33.3mm) サイクル加力中、圧縮柱の中央と頭部で面外圧縮側に圧壊を生じる。圧縮柱が座屈した格好に壊れ、面外に大きく傾き面外の回転は制御不能となるが、その後+1/40 rad で正側最大耐力 465kN に達した。面内-1/37.5 rad (水平変形 33.3mm) サイクル加力中、試験体から破壊音が発生し、直後にコンクリートが大量に剥落。面外-1/25 rad (水平変形 50mm) サイクル加力中、変形-1/35rad で負側最大耐力-76kN に達した。面内-1/38 rad で負側最大耐力-476kN に達した。水平力は維持したが、試験体が面外方向に湾曲座屈して軸力に対して不安定になり、試験を終了した。

4 体の試験体の破壊経過を比較すると、2 方向力を受ける試験体は 1 方向のみの試験体に比べて半サイクル早期に水平力を負担できなくなり、载荷を終了した。また、柱型の長手方向が壁板に沿うような断面の WB1D、WB2D について、面外方向の载荷をしない WB1D は曲げ圧縮端部の圧壊で耐力を喪失したのに対し、2 方向力を受ける WB2D は一方の柱型が面外方向に座屈したことで崩壊した。また、柱型の長手方向が壁板に対して垂直な WA1D、WA2D はどちらも曲げ圧縮端部の圧壊で耐力

を喪失したが、2 方向力を受ける WA2D の方がコンクリートの剥落や圧壊が進行した。

ひび割れ幅の計測は、試験体が不安定となり WA1D、WB1D は-1/37.5rad サイクル、WA2D、WB2D は-1/50rad サイクルの除荷時を最後に終了した。すべての試験体で計測された-1/50rad サイクルまでのひび割れ最大幅を比較すると、WA1D、WB1D、WA2D、WB2D の順に載荷面内ピーク時で 3.40mm、4.0mm、5.0mm、5.5mm と、1 方向より 2 方向、柱型の幅がより狭い方で最大ひび割れ幅は大きい結果となった。同様に除荷時では 2.30mm、3.0mm、3.4mm、2.8mm と、これに有意な差はなかった。

3.2 最大耐力

表-4 および図-5 に実験結果、強度計算結果を示す。面外方向の強度は、壁板を無視して柱型を独立した 2 本の柱とし、柱型 2 本の強度の合計とした。算出には曲げ強度は耐震診断基準⁴⁾にある柱の曲げ終局強度式(1)、せん断強度は同基準にある柱のせん断終局強度式(2)を用いた。また、面内方向の強度は文献⁵⁾にある曲げ理論に基づく耐震壁の曲げ終局算定式(3)、実験せん断強度式(荒川式) (4)(5)に拠った。せん断余裕度は、耐震壁の 2 つのせん断強度と曲げ強度を用いてそれぞれ算出した。

いずれの試験体も、载荷終了時には圧縮端のコンクリートが圧壊し曲げ破壊した。面内方向について、計算された強度と実験値を比較すると、実験値は曲げ強度を 13%~24% 上回っており、一定の安全率をもって曲げ強

度は評価されている。また、実験値は荒川 min 式によるせん断強度と同程度であったが、荒川 mean 式によるせん断強度を 24%~16% 下回っており、曲げ破壊した結果と合致している。面外方向の载荷を行った WA2D および WB2D の面外の最大耐力は、WA2D 試験体のせん断耐力のみ実験値と近い値となったが、他は実験値を上回った。ただし、強度算定には、面内・面外の強度を独立して算定しているので、2 方向の水平载荷を行った WA2D 及び WB2D 試験体の実験値は、これらの値と単純に比較することは必ずしも適当でない。特に面外方向において、履歴性状が一般的な鉄筋コンクリート造柱と異なることから、その最大耐力実験値も面内方向の载荷履歴からの影響を受けたと考えられる。

WA1D-WA2D, WB1D-WB2D の組み合わせで面内方向の実験値について比較すると、前者の組では 2 方向で若干強度が低く後者では逆に高くなっているともいえるが、コンクリート強度もこれと同じ傾向で、その差も 1%~9% と小さい。従って面外方向の载荷履歴は面内方向の最大耐力にはあまり影響していないと考えられる。また、最大耐力時の変形についても、有意な差は見当たらない。

表-4 実験値と計算値の比較

		試験体		WA1D	WB1D	WA2D	WB2D
実験値	面内	正	最大耐力 (kN)	454	455	440	465
			変形角 (rad)	1/40	1/58	1/55	1/40
		負	最大耐力 (kN)	-478	-472	-440	-476
		変形角 (rad)	-1/50	-1/51	-1/52	-1/38	
	面外	正	最大耐力 (kN)	-	-	116	65.5
			変形角 (rad)	-	-	1/263	1/262
負		最大耐力 (kN)	-	-	-125	-76.0	
	変形角 (rad)	-	-	-1/33	-1/35		
計算値	面内	曲げ	(kN)	389	383	389	383
		せん断(mean)	(kN)	580	569	578	569
		せん断(min)	(kN)	442	437	442	437
		Qsu/Qmu(mean)	(-)	1.49	1.49	1.49	1.49
		Qsu/Qmu(min)	(-)	1.14	1.14	1.14	1.14
	面外	曲げ	(kN)	-	-	148	84.4
	せん断	(kN)	-	-	166	127	

$$M_u = a_t \cdot \sigma_y \cdot l_w + 0.5 \Sigma [a_w \cdot \sigma_w] l_w + 0.5 N \cdot l_w \quad (1)$$

a_t : 引張鉄筋 (mm²), σ_y : 主筋の降伏強度 (N/mm²), D : 柱せい (mm), N : 軸力 (N), b : 柱幅 (mm), F_c : コンクリート強度 (N/mm²)

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.053 \cdot P_t^{0.23} \cdot (18 + F_c)}{\frac{M}{Qd} + 0.12} + 0.85 \sqrt{P_w \cdot \sigma_{wy} + 0.1 \sigma_0} \right\} b \cdot j \quad (2)$$

P_t : 引張鉄筋比 (%), M/Q : 反曲点高さ (mm), d : 柱有効せいで柱圧縮端部から引張鉄筋の中心までの距離 (mm), P_w : せん断補強筋比 (-), σ_{wy} : せん断補強筋の降伏強度 (N/mm²), σ_0 : 軸力の応力度 (N/mm²), j : 応力中心間距離で $j=0.8D$ (mm),

$$M_u = 0.8 \cdot a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.5 N \cdot D \left[1 - \frac{N}{b \cdot D \cdot F_c} \right] \quad (3)$$

l_w : 側柱の中心間距離 (mm), a_w : 壁縦筋の断面積 (mm²), σ_w : 壁縦筋の降伏強度 (N/mm²),

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.068 \cdot P_{te}^{0.23} \cdot (18 + F_c)}{\sqrt{\frac{M}{Q \cdot l} + 0.12}} + 0.85 \sqrt{P_{wh} \cdot \sigma_{wy} + 0.1 \sigma_{0e}} \right\} b_e \cdot j_e \quad (4)$$

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.053 \cdot P_{te}^{0.23} \cdot (18 + F_c)}{\frac{M}{Q \cdot l} + 0.12} + 0.85 \sqrt{P_{wh} \cdot \sigma_{wy} + 0.1 \sigma_{0e}} \right\} b_e \cdot j_e \quad (5)$$

P_{te} : 引張鉄筋比 (%), l : 壁全長 (mm), d : $d=l-D/2$ (D は圧縮側柱のせい) (mm), P_{wh} : 壁横筋比 (-), σ_{wy} : 壁横筋の降伏強度 (N/mm²), σ_{0e} : 軸力による応力度 (N/mm²), b_e : 等価断面の壁厚さで, $b_e = (\text{全断面積}) / l$ (mm), j_e : 等価断面の応力中心間距離で $j_e = 7/8d$ (mm)

3.3 圧縮端部における歪度の推移

図-6 は圧縮端部における圧縮歪の計測結果の推移を、計測区間の高さ毎に復元力特性の包絡線に対応して表したものである。図中の●は最大耐力時の歪である。端部の圧縮歪は、図-2 に示した変位計のうち、面外・面内ともに圧縮側となる端部にもっとも近い変位計の基礎梁上 500mm 以下に取り付けたものに注目し、計測された変形を変位計の測定区間長さで除して求めた。

最大耐力時の歪について WA1D 試験体に注目すると、0~100mm の区間では 5150 μ , 100mm より上の区間では、840 μ 以下であった。同様に WB1D, WA2D, WB2D では、順に 0~100mm の区間で 18000 μ , 52700 μ , 27400 μ , 100mm より上の区間で 3080 μ 以下, 6220 μ 以下, 3900 μ 以下であった。WA1D・WB1D と WA2D・WB2D を比較すると 2 方向力を受けた後の方が前者より大きい歪となった。どの試験体も载荷方法や柱型の形状によらず、圧縮端部における圧縮歪は脚部の基礎梁上 0~100mm (基礎から壁厚さと同じ高さまで) の区間に集中した。

4. ファイバーモデルによる解析

試験体断面をおよそ 25mm ごとに分割し、ファイバーモデルによる曲げ解析を行った。断面の分割状況を図-7 に、材料のモデルを図-8 に示す。カバーコンクリートは 2 次曲線モデルを、拘束コンクリートは Kent-Park モデルを、鉄筋は歪硬化域を考慮したトリリニアモデル

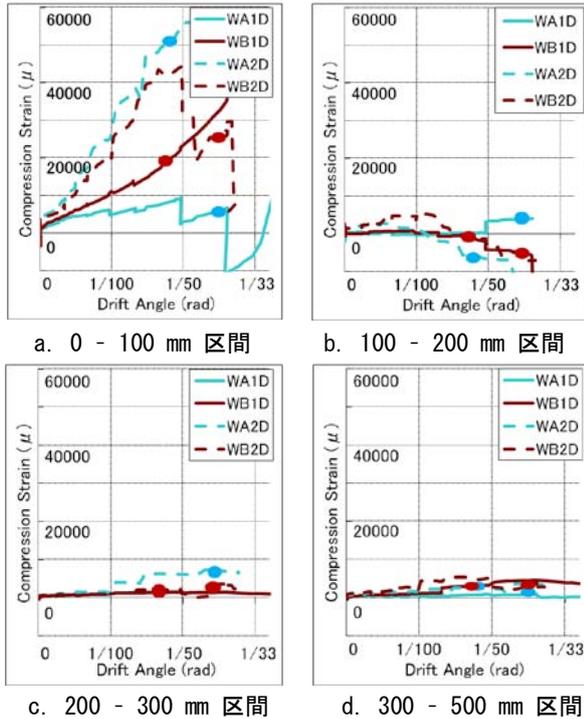


図-6 圧縮端における圧縮歪の推移

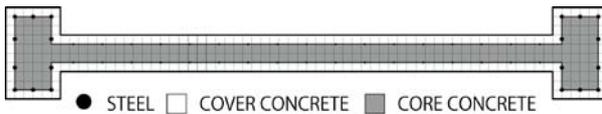


図-7 断面の分割

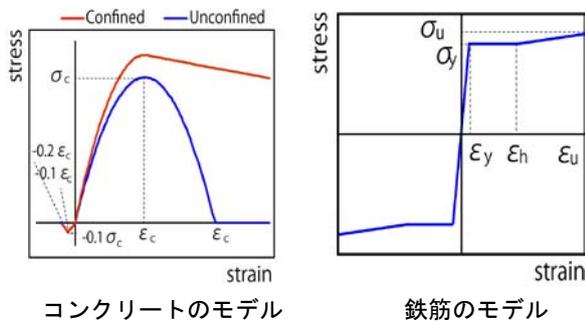


図-8 材料のモデル

を用いた。モデルに用いた歪度 ε は材料試験結果を参考に最大圧縮歪度 $\varepsilon_c = 0.0018$, 降伏歪 $\varepsilon_y = 0.002$, 硬化開始歪 $\varepsilon_h = 0.02$, 破断歪 $\varepsilon_u = 0.15$ とし, 応力度 σ は材料実験値を用いた。試験体の解析は, 1 方向の単調荷重解析で, 2 方向加力を受ける試験体についても面内・面外ごとに独立して 1 方向のみの変形を与えて解析したため, 2 方向加力を想定した解析結果ではない。従って断面形状が同じ WA1D と WA2D, WB1D と WB2D の各間においては面内方向の解析結果はコンクリート強度の僅差を除いて同じであるので, 図では重ねて表現している。結果を図-9 に示す。解析結果をみると, いずれの試験体も面内方向では概ね良好に実験結果を評価している。

しかしながら, 崩壊時の変形については評価できていない。また, 面外方向の解析結果は, 実験結果を大きく上回った。これらは, 本ファイバーモデルでは, 2 方向加力の影響, 繰り返し荷重による影響, せん断変形等せん断性状の影響, 圧縮側鉄筋の座屈現象を考慮していないためと考えられる。

5. まとめ

- (1) 面内方向の耐力は 1 方向・2 方向どちらの力を受けたものでも大差なく, 2 方向力を受けた試験体も面内方向のみで独立して計算した計算結果で概ね良好に実験値を評価できた。
- (2) 面内方向の変形性能については, 1 方向・2 方向とも 1/37.5 程度の十分な変形能力があり, 同程度ともいえるが, 2 方向加力ではやや早めに限界変形に達した。
- (3) 面外方向の耐力について, 面外方向のみで独立して計算した計算結果では実験値を過大に評価した。
- (4) 圧縮の変形はどの試験体でも共通して, 脚部の基礎梁から壁板の厚みと同じ高さまでの範囲に集中した。
- (5) ファイバーモデルによって各方向で独立に解析した結果, 面内方向についてはほぼ評価可能であったが, 面外方向では有意な結果を得られなかった。
- (6) 本報告の試験体では, 2 方向加力によって面内方向の耐力や変形性能に顕著な低下は認められなかったが, 面外方向の耐力は低下した。

謝辞

本研究は国土交通省の平成 23 年度建築基準整備促進事業 (39.鉄筋コンクリート造連層耐力壁の構造詳細と部材種別に係る基準の整備に資する検討) により実施された。関係各位に厚く御礼申し上げます。

参考文献

- 1) 遠藤 文明, 関 松太郎, 勝俣 英雄, 杉山 公一: 連層耐震壁の水平 2 方向加力実験: その 1: 実験概要及び実験結果, 建築雑誌. 建築年報 1991, pp.102-103, 1991.9
- 2) 遠藤 文明, 関 松太郎, 勝俣 英雄, 杉山 公一: 連層耐震壁の水平 2 方向加力実験: その 2: 実験結果の検討, 建築雑誌. 建築年報 1991, pp.104-105, 1991.9
- 3) 平石 久廣, 今西 達也, 福山 洋, 田中 義成: 二方向変形を受ける鉄筋コンクリート造耐震壁の曲げ降伏後の構造型状, 日本建築学会構造系論文報告集 (450), pp.89-98, 1993.8
- 4) 財団法人日本建築防災協会: 2001 年改訂版, 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準同解説, 財団法人日本建築防災協会, pp.229-238, 2004.5
- 5) 国土交通省住宅局建築指導課(監修), 国土交通省国土技術政策総合研究所(監修), 建築研究所(監修), 日本建築行政会議(監修), 建築物の構造関係技術基準解説書編集委員会(編集): 建築物の構造関係技術基準解説書 2007 年版, 全国官報販売協同組合, pp.200-205, 2007.8