# 2. 不等辺し形鉄筋コンクリート造耐震壁の構造性能に関する実験研究

Experimental Study on Structural Performance of RC Scalene-L-shaped Shear Walls

中澤 敏樹\* 山内 豊英\* 菊地 克典\*<sup>2</sup> 飛田 喜則\*<sup>3</sup> 佐藤 尚隆\*<sup>4</sup>

#### 要 旨

コア壁構造に水平力が作用した場合の構造性能を把握することを目的として、比較的大規模なスケール 1/4.5 とした不等辺L形コア壁の構造実験を行った。実験の結果、正負側加力時ともに R=±0.10%までは線形なひず み分布となったが、R=±0.25%以降は平面保持を仮定できる線形なひずみ分布にならなかった。ファイバーモデ ルを用いた解析結果と実験結果を比較すると、正負側加力時ともに小変形時から実験値を過大評価する結果とな った。これは、圧縮柱の損傷をファイバーモデルでは適切に評価できていないことに起因すると考えられる。

キーワード:L形/コア壁/変動軸力/鉄筋コンクリート構造

#### 1. はじめに

前報<sup>1)</sup>において、L形コア壁の構造性能を把握するために、等辺のL形壁に対して直交する方向(90°方向) と45°方向に加力した載荷実験を行った。実験結果をフ ァイバーモデルによる解析結果と比較すると、45°方向 加力の場合、平面保持が成立すると思われる変形の範囲 内では実験値を精度良く評価できた。しかし、変形が大 きくなり平面保持が成立しなくなると思われる変形域で は、実験結果を過大評価した。

今回、両辺の長さが異なるL形コア壁に水平力が作用 した場合の構造性能を把握するために、形状を不等辺L 形壁とした試験体に対して 45°方向に加力した載荷実 験を行った。実験の目的は、不等辺L形コア壁の損傷状 況を把握し、復元力特性を評価することである。

#### 2. 実験概要

#### 2.1 試験体

試験体の計画に際し、図-1に示すような建物中央部 (コア部分)に平面形状がL形の壁を4体組み合わせて 配置した RC 造40 階建て集合住宅を想定した。

試験体は、上記モデル建物の1~3階部分を想定したL 形壁である。試験体形状は壁厚 200mm、一辺 1200mm、 他辺 1600mm の不等辺のL形壁であり、隅角部および端 部において 200mm×200mm の領域を柱型と考え、横拘 束筋 D6 を囲型に配筋した。試験体各部の配筋は前報<sup>1)</sup> の試験体と同一である。

試験体の諸元を表-1に、実験で用いた鉄筋とコンク リートの材料試験結果を表-2に、形状および配筋図を 図-2に示す。



図-1 モデル建物

表一1 試験体諸元

試験体No.			No.3
L形壁断面	壁厚	D (mm)	200
	壁せい	L (mm)	1200×1600
	内法高さ	h (mm)	2480
	加力点高さ	H (mm)	3080
柱断面 (柱型A,B,C 共通)	b×D (mm)		200×200
	主 筋		16-D13 (SD390)
	横拘束筋 (せん断補強筋)		4-D6 @80 (SD295A) pw=0.79%
壁断面 (W1,W2 共通)	縦筋		3-D13 @63 (SD490) pw=3.02%
	横筋		2-D10 @80 (SD390) pw=0.89%
加力方向			45°

\* 技術研究所構造研究グループ \*2東京本店設計部構造グループ \*3大阪本店設計部構造グループ

\*4技術室技術部(独立行政法人科学技術振興機構 (JST) 出向)



## 2.2 載荷計画

載荷装置を図-3に示す。載荷 方向は、隅角部が圧縮される方向 を正とした。

水平力は 3000kN ジャッキ、軸 力は 4000kN ジャッキ 2 本により 加力した。試験体の両側に配置し た 8000kN ジャッキ 2 本によって、 反曲点高さが試験体脚部から 4260mm の位置(モデル建物にお ける6階部分の高さに相当)とな る台形のモーメント分布となるよ うに制御した。また、試験体の面



外変形を1000kN ジャッキ2本と2000kN ジャッキ1本に より制御した。

載荷は、試験体脚部から 2130mm の位置(モデル建物 における 3 階部分の高さに相当)における水平変形角に より制御した。水平力は正負交番繰り返し静的載荷とし、 載荷履歴を部材角 R=±0.10、±0.25、±0.5、±0.75、± 1.0、±1.5、±2.0 で各 2 回とした。 軸力は変動とし、モデル建物の地震応答解析の結果から、初期軸力比を 0.175、最大軸力比を 0.26、最小軸力 比を 0 となるように制御した。

#### 3. 実験結果

### 3.1 実験経過

荷重-変形角関係を図-4に示す。参考として、前報 <sup>1)</sup>のNo.2(等辺L形壁、45°方向加力)の実験結果を併 せて示す。

No.3 では、R=+0.10%で柱型 A,C に、R=-0.10%で 柱型 B に曲げひび割れ発生した。R=+0.25%で柱型 B の圧縮縁に圧縮ひび割れが発生し、柱主筋が圧縮降伏し た後、R=-0.50%で柱型 C の主筋が圧縮降伏した。R= +0.75%で柱型 B の被りコンクリートが剥離し、柱型 C の主筋が引張降伏した。R=+1.00%で柱型 A の主筋が 引張降伏し、正側最大耐力に達した。R=-1.00%で負側 最大耐力に達した後、R=+1.50%の手前で W1、W2 の 壁コンクリートが圧壊し、急激に水平力が低下した。

等辺L形試験体のNo.2と比較すると、No.3の損傷は 小変形時から発生しており、最大耐力時の変形角も小さ くなった。

#### 3.2 断面のひずみ分布

図-5に示す位置のひずみゲージについて、各変形角 のひずみ分布を図-6に示す。

正負側加力時ともに $R = \pm 0.10\%$ まではほぼ線形なひ ずみ分布となっているが、 $R = \pm 0.25\%$ 以降の柱型B周辺 のひずみ分布は線形にはなっておらず、平面保持は成立 していないと考えられる。特に、柱型Bの最外端では正 加力時のR = +0.25%以降で大きな圧縮ひずみとなって



図-5 ひずみゲージ位置



おり、負加力時にもひずみは圧縮ひずみのままであった。 これは、小変形時から柱型 B に圧縮による損傷が進展し たことに起因すると考えられる。

#### 4. 解析結果

平面保持を仮定したファイバーモデルによって数値解 析を行う。解析に用いたモデルを図-7に、材料モデル を図-8に示す。コンクリートの圧縮特性は、横拘束筋 に囲われた領域を拘束領域とみなして孫・崎野モデル<sup>2)</sup> で、その他の領域を非拘束領域とみなしてFafitis-Shahモ デル<sup>3)</sup>でそれぞれ評価した。コンクリートの引張特性に 関しては、応力を負担しないモデルとした。鉄筋は完全 弾塑性モデルとした。

ファイバーモデルによる解析結果と実験結果との比較 を図-9に示す。なお、同図は試験体脚部から780mmの 領域における平均モーメントMと平均曲率 φ との関係に ついて示した。

正負側加力時ともに小変形時から耐力、剛性の解析値 が実験値を過大評価する結果となった。これは、試験体 脚部において鉄筋の抜け出しとめり込みの影響があった こと、隅角部および端部の柱型に圧壊が発生した後の圧 縮柱の損傷をファイバーモデルでは適切に評価できてい ないことに起因すると考えられる。

#### 5. まとめ

超高層RC造建物の低層3層部分を想定した不等辺L形 コア壁の載荷実験を行い、復元力特性や損傷の進展を把 握した。また、ファイバーモデルを用いた解析を行い、 実験結果と比較した。得られた知見を以下に示す。

- 正負側加力時ともにR=±0.10%まではほぼ線形な ひずみ分布となったが、R=±0.25%以降は柱型Bの 圧縮ひずみが増大し、平面保持を仮定できる線形な ひずみ分布とはならなかった。
- 2) ファイバーモデルを用いた解析結果を実験値と比較 すると、正負側加力時ともに小変形時から実験値を 過大評価する結果となった。

### [謝辞]

本研究は、京都大学の西山研究室と共同で実施しまし た。本研究を行うにあたり京都大学の河野進准教授にご 指導頂きました。また、本実験を行うにあたり西山研究 室の学生の方々にご協力を頂きました。関係者に深く謝 意を表します。



図-9 ファイバーモデルによる解析値と実験値との比較

[参考文献]

- 中澤敏樹、他:L型鉄筋コンクリート造耐震壁の構 造性能に関する実験研究、淺沼組技術研究報告、 No.20、pp.7-11、2008
- 2) 孫玉平、崎野健治:高強度コンクリートを用いた鉄 筋コンクリート柱の靭性改善に関する実験的研究、 コンクリート工学年次論文報告集、Vol.15 No.2、 pp.719-724、1993
- Fafitis, A. and Shah, S.P. : Lateral Reinforcement for High-Strength Concrete Columns, ACI SP-87-12, pp.213 -232, 1999