

# 論文 L型断面を有するRC造コア壁の曲げせん断性状

阪本 康平\*1・稲田 和馬\*1・坂下 雅信\*2・河野 進\*3

**要旨:** 地震時の曲げせん断特性を把握する目的で, L型コア壁試験体を2体製作し, 軸力-水平力関係における載荷パスを実験変数にして静的繰返し載荷実験を行なった。2体とも, 部材変形角が+0.75%までは平面保持の仮定に従う曲げ変形が卓越したが, 以後圧縮領域で軸縮みが進展し, 付加的な水平変位が生じた。荷重-変形角関係をファイバーモデル及び非線形有限要素解析で追跡したところ, 最大耐力及び負側の包絡線は高い精度で模擬できたが, 高軸力下におけるコンクリート圧壊により発生する付加的な水平変位のモデル化に課題を残した。

**キーワード:** L型コア壁, 変動軸力, 耐震性能, 高強度コンクリート

## 1. 研究の背景と目的

近年増加している超高層RC造建物はラーメン構造が一般的だが, ラーメン構造には大きな部材断面が必要で, 空間が制約される。そこで, 建物のコア部分に地震力の大半を負担する耐震壁を設けることにより, その周辺の部材断面を縮小し, 空間の自由度を高めるコア壁構造が提案された。コア壁構造では, 曲げ変形が卓越して靱性能が向上するなど構造的に優れていることに加え, 工期の短縮によるコストダウンが可能などの利点もある。

L型コア壁構造に関する研究は近年多く行われている。文献1)では, せん断補強筋で隅角部・端部を拘束すると変形性能が向上し, 平面保持を仮定したファイバーモデルによる曲げ解析で荷重-変形関係の予測ができることとされている。また, 文献2)は平面保持を仮定したひずみ分布からせん断補強筋による端部等の拘束範囲・量の決定手法を提案している。一方で文献3)において, 曲げせん断ひび割れ発生以降のL型コア壁では平面保持が成立しないことが指摘されている。この場合には, 平面保持を仮定した拘束筋の範囲・量の決定手法, 及びファイバーモデルによる曲げ解析は適用できないことになる。

そこでL型コア壁におけるモデル化の妥当性を検証し, さらに軸力の大きさがL型コア壁の耐震性能に与える影響を定量化することを目的とし, 縮尺1/7.5でL型断面を有するRC造コア壁2体を用いた静的載荷実験を行った。さらに非線形有限要素解析を行い, 実験で得られた荷重-変形角関係や破壊性状を模擬できるかどうか確認した。

## 2. 実験概要

### 2.1 試験体概要

試験体は40層の超高層RC造建物の低層部6層を想定

したL型コア壁(試験体名L45C, L45D)2体である。図-1のように, L45C, L45Dは共に同じ試験体形状・配筋である。試験体は縮尺1/7.5で, コア壁の断面は各辺720mmの等辺L型壁である。断面の隅角部, 端部において120mm角の領域を柱型とし, 柱型には溶接閉鎖型あば筋(外寸法96mm×96mm, 以降「拘束筋」と称す)を配した。柱型の間の領域(以降「壁板部」と称す)は縦筋と横筋の他, 柱型に近いところで幅止め筋を配した。表-1に2体共通の配筋状況を, 表-2, 表-3に使用材料の力学特性を示す。

表-1 配筋 (2体共通)

柱型		壁板部	
b×D (mm)	120×120	壁厚 (mm)	120
主筋	4-D13 (SD685)	縦筋	2-D10@60 (SD685)
主筋比	3.52%	縦筋比	1.98%
せん断補強筋	2-D6@60 (SD295A)	横筋	2-D6@60 (SD295A)
せん断補強筋比	0.880%	横筋比	0.880%

基礎スタブ

主筋(加力方向)	上下端とも 14-D25(SD345)
せん断補強筋	12-D25(SD345)

表-2 コンクリートの力学特性

圧縮強度(MPa)	ヤング係数(GPa)	引張強度(MPa)
76.5	34.1	4.16

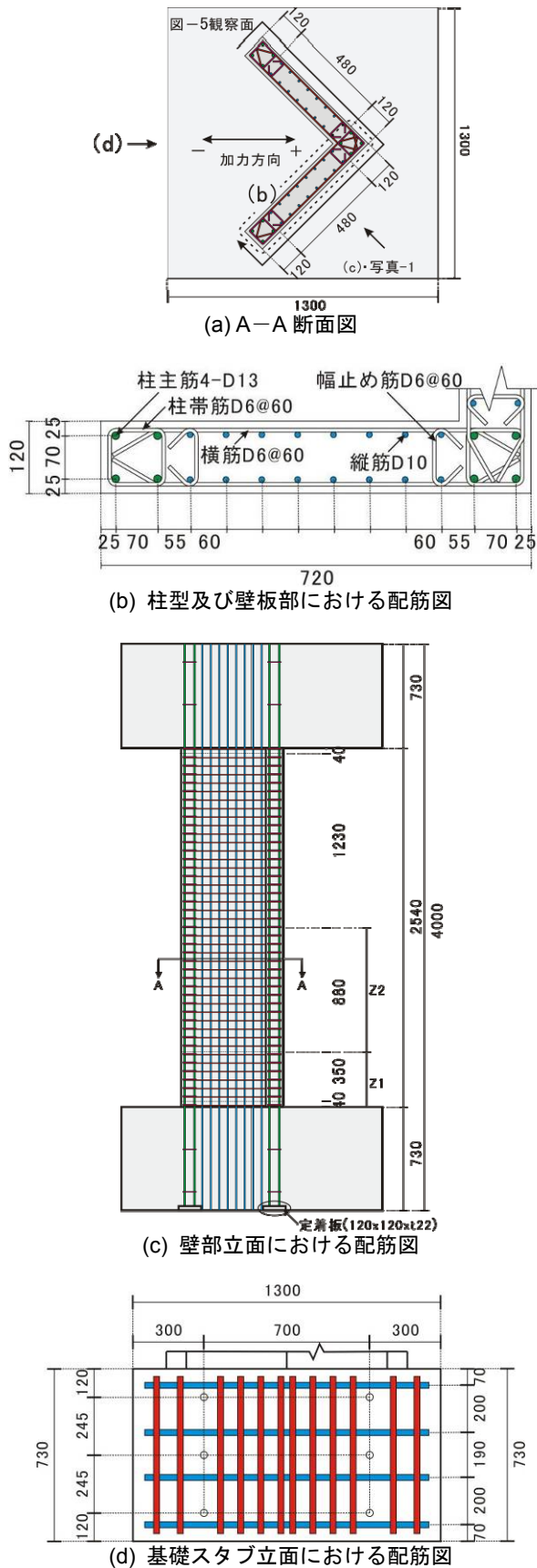
表-3 鉄筋の力学特性

鉄筋	ヤング係数(GPa)	降伏強度(MPa)	引張強度(MPa)
D6	167	407	507
D10	185	701	866
D13	180	755	949

\*1 京都大学 工学研究科 (正会員)

\*2 京都大学 工学研究科 助教 博士(工学) (正会員)

\*3 京都大学 工学研究科 准教授 Ph. D. (正会員)



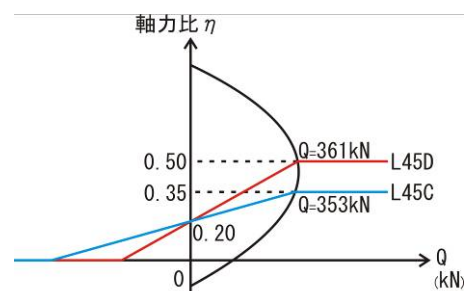
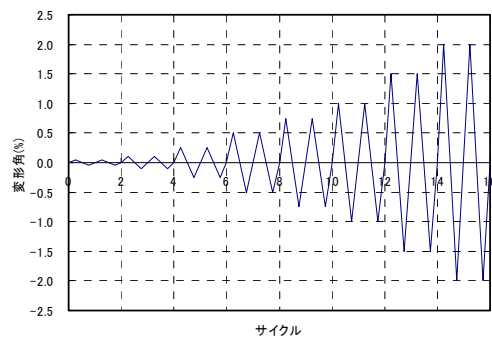
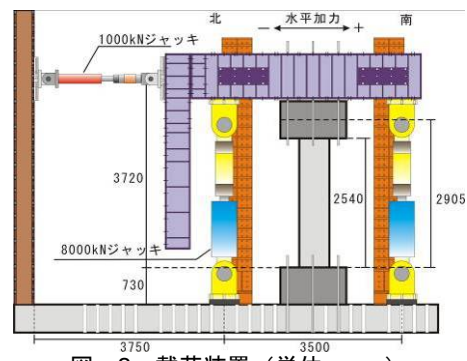
## 2.2 荷重概要

荷重装置を図-2に示す。加力方向は図-1(a)に示すように、壁と45°の角度である。水平力は1000kNジャ

ッキ、軸力は8000kNジャッキ2本により与えた。東西に取り付けたローラーで荷重梁を挟み込むことで面外変位を抑制した。

荷重は上スタブ中心(試験体脚部から2905mmの高さ)における水平変位を同高さで除した変形角(これ以降Rと称す)により制御した。水平力は図-3に示すように正負交番静的漸増荷重、軸力は想定建物の転倒モーメントを考慮し、図-4に示すような変動軸力で作動させた。図における $\eta$ はL型壁全断面に対する軸力比であり、 $\eta = N / (A \cdot F_c)$  ( $N$ : 軸力,  $A$ : 断面積  $158400\text{mm}^2$ ,  $F_c$ : 標準シリンダー圧縮試験強度  $76.5\text{MPa}$ )と定義する。反曲点高さは、荷重中常に6層目高さ(試験体脚部から2540mm)と等しくなるように鉛直ジャッキ2本で調整した。

図-1(c)の壁部分の寸法は各領域の曲げ、せん断変形計測用の変位計を設置した区間であり、基礎スタブ上面より0~390mm区間をZ1領域、390~1270mm区間をZ2領域と称す。



### 3. 実験結果

#### 3.1 水平荷重－変形角関係

図-5に変形角2.0%載荷サイクル終了時のひび割れ状況を、写真-1に破壊後の試験体損傷状況を示す。図-5の観察面、写真-1の撮影方向は図-1(a)に示す。図-6にP-δ効果を考慮した水平荷重－変形角関係を示す。表-4に諸現象における実験値と解析値を示す。

L45C：正側では、R=+0.50%で端部に曲げひび割れが入り、その後曲げひび割れの本数が増加した。R=+0.75%で、壁脚部の圧縮縁コンクリートに圧壊による縦ひび割れが入り、R=+1.00%で隅角部柱脚部主筋が圧縮降伏した。負側では、R=-0.25%で曲げひび割れ、R=-1.50%でL型断面の両端圧縮縁で圧壊による縦ひび割れが入った。そして、R=+2.42%で最大耐力357kNに達したときに、壁脚圧縮領域（L型隅角部）に向かうコンクリート圧縮ストラットが圧壊し、斜めせん断ひび割れに沿ってせん断すべりが生じ、最終的に隅角部の柱がせん断破壊した。

L45D：正側では、R=+0.50%で端部に曲げひび割れが入り、以降本数が増加した。R=+1.00%で壁脚部の圧縮縁コンクリートに圧壊による縦ひび割れが入り、柱主筋が圧縮降伏した。隅角部柱の圧壊による縦ひび割れは高さ800mmまでと、軸力の低いL45Cの600mmに比べ高くまで発生した。負側では、R=-0.25%で曲げひび割れが入り、R=-1.00%で主筋の引張降伏が生じた。圧縮領域での圧壊と主筋の圧縮降伏が、R=-2.00%で発生した。圧壊による縦ひび割れは高さ200mmまでと、負側では軸力の高いL45Cの400mmに比べて小さい範囲に発生した。R=+2.26%で最大耐力331kNに達したとき、L45Cと同様にせん断破壊した。

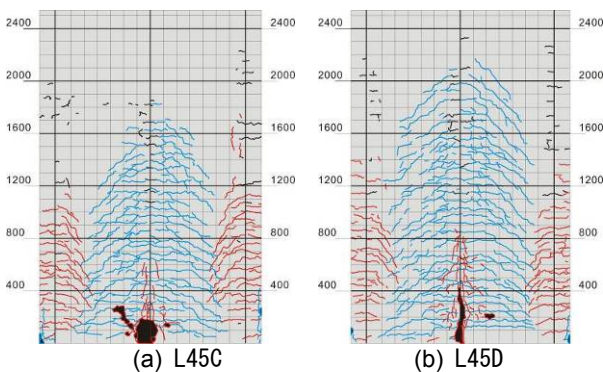
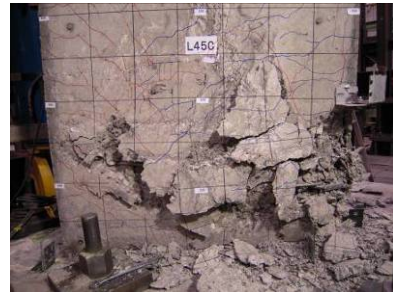
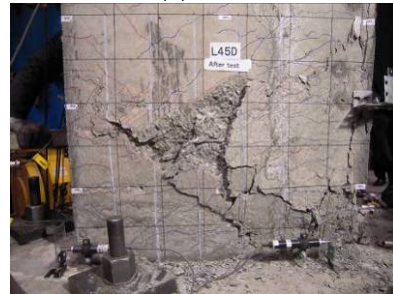


図-5 -2.0%載荷サイクル終了時のひび割れ状況

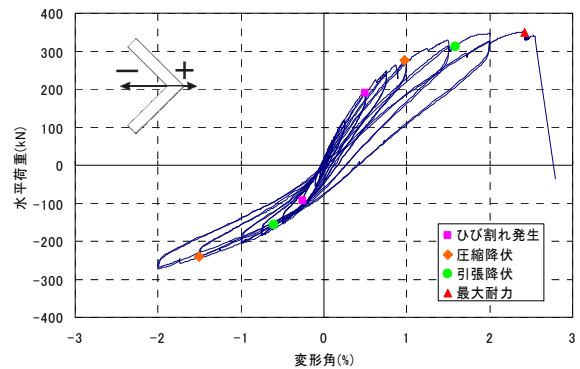


(a) L45C

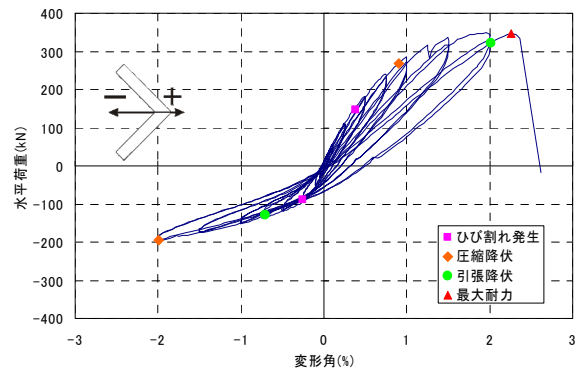


(b) L45D

写真-1 載荷終了後の損傷状況



(a) L45C



(b) L45D

図-6 水平荷重－変形角関係

表-4 諸現象における実験値と解析値

		実験値				FEMによる解析値			
		初期剛性 (10 <sup>4</sup> kN/rad)	曲げひび割れ 強度(kN)	最大耐力 Qu(kN)	Qu時の 変形角(%)	初期剛性 (10 <sup>4</sup> kN/rad)	曲げひび割れ 強度(kN)	最大耐力 Qu(kN)	Qu時の 変形角(%)
L45C	正側	7.02	197	357	2.42	4.97	107	353	1.15
	負側		-87.5	—	—		-77.5	—	—
L45D	正側	5.93	132	331	2.26	4.98	128	361	1.02
	負側		-103	—	—		-70.0	—	—

### 3.2 壁断面のひずみ分布

L45CとL45Dの柱主筋及び壁縦筋においてスタブ上面から50mmの高さ位置に貼付したひずみゲージにより測定した正方向載荷時のひずみ分布を図-7に示す。横軸の位置は隅角部からの距離を示す。

両試験体共、 $R=+0.75\%$ までは平面保持が概ね成立した。これ以降の変形角においては、隅角部に近い領域の圧縮ひずみが平面保持を仮定したひずみ分布に比べて大きくなり、圧縮破壊が進展したと考えられる領域が隅角部から徐々に広がっていく様子が観察された。圧縮ひずみの急激な進展は、材料試験におけるコンクリートの最大強度時ひずみ $\epsilon_c(0.29\%)$ を超えると発生していることが図から伺える。

図には示していないが、負側では軸力が小さいため、正側のように圧縮破壊が顕著に進む様子は観察されず、 $R=2.00\%$ まで各サイクルとも概ね平面保持と仮定できるひずみ分布を示した。

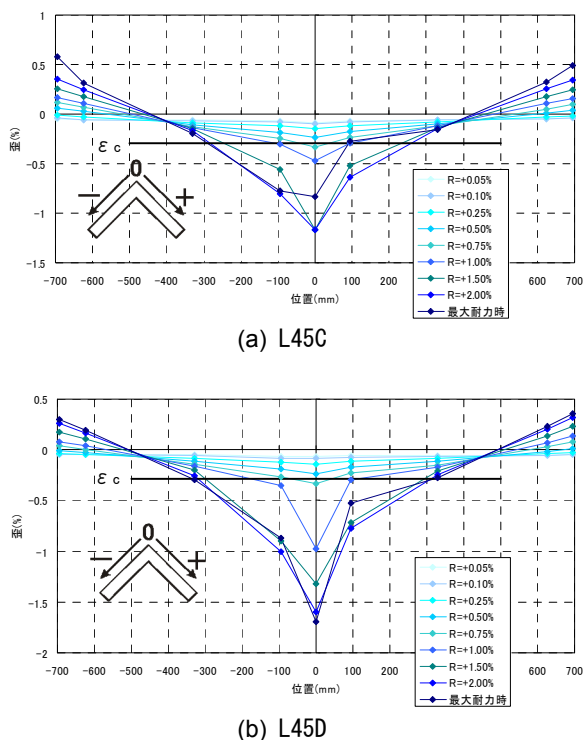


図-7 基礎スタブ上面の柱主筋及び壁縦筋の正方向載荷時のひずみ分布

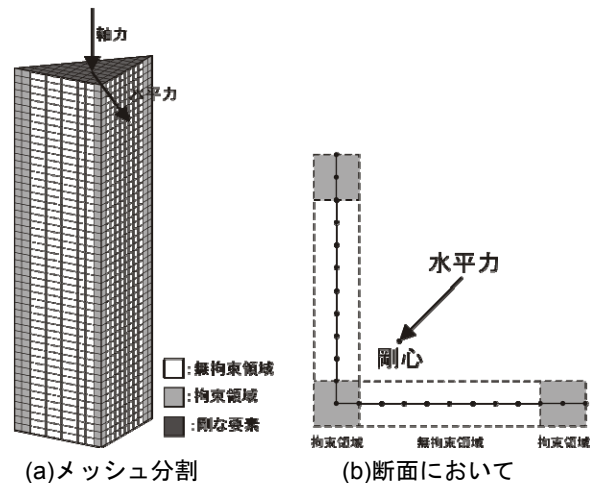
## 4.有限要素法解析

### 4.1 解析方法

図-8に解析モデルを示す。解析は非線形有限要素解析<sup>4)</sup>で、要素には10層に分割した4節点積層シェル要素を用いた。水平力と軸力は、実験時の反曲点高さである高さ2540mmの断面剛心に作用させ、軸力は実験と同様に変動軸力とした。

図-9、図-10に材料モデルを示す。コンクリートは、

壁板部の無拘束領域には強度上昇域がFafitis-Shahモデル<sup>5)</sup>、下降域が直線となるモデルを、せん断補強筋により拘束領域となる柱型には孫・崎野モデル<sup>6)</sup>を用いた。鉄筋は完全弾塑性のバイリニア型とした。コンクリートのひび割れ後のせん断伝達特性はAl-Mahaidiモデル<sup>4)</sup>を用い、平均引張ひずみの増大に伴い、せん断剛性を低下させた。



(a)メッシュ分割

(b)断面において

異なる構成則を用いた領域

図-8 解析モデル

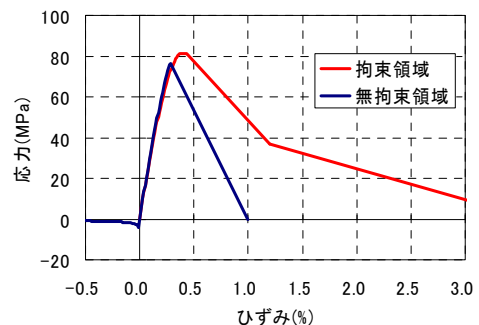


図-9 コンクリートの材料モデル

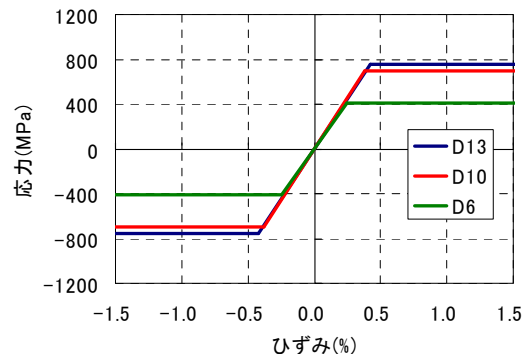


図-10 鉄筋の材料モデル

### 4.2 ひび割れ分布状況の比較

図-11に、実験とFEM解析による最大耐力時のひび割れ図を示す。実験のひび割れ図には正側載荷時に発生



したひび割れのみを描画している。両試験体共、引張側では高さ 1200mm 程まで曲げひび割れが発生し、圧縮側では L45D の方が高い位置まで圧壊、縦方向の圧縮ひび割れが及んだことが概ね再現できている。しかし、解析ではひび割れが左右対称になっていないこと、壁板部に多くのひび割れが発生していること、隅角部の圧壊が水平方向に広がっていること等の結果が得られており、実験との相違が見られた。

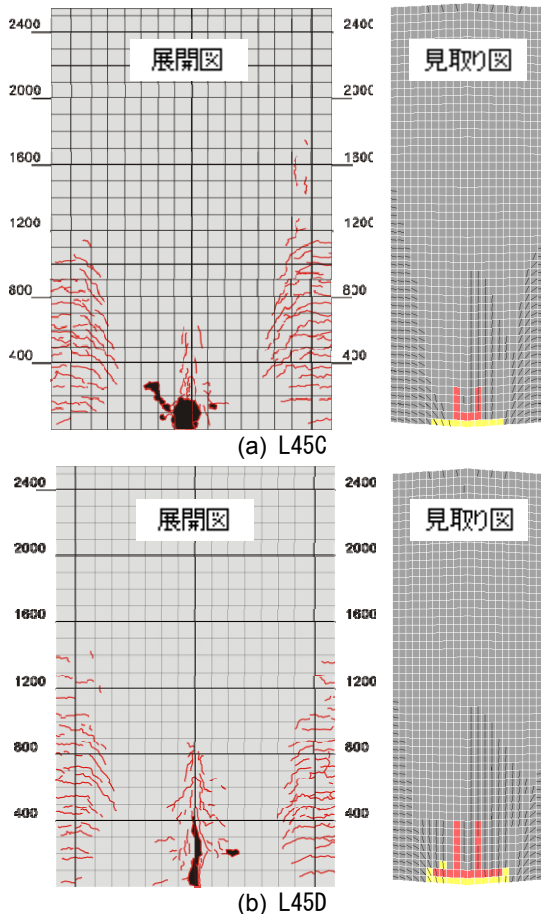


図-11 最大耐力時のひび割れ図の比較

### 4.3 水平荷重－変形角関係の比較

水平荷重－変形角関係における解析結果と実験結果の比較を図-12 に示す。また、文献7)のファイバーモデルを用いた解析結果も併せて示す。曲げ解析と FEM 解析では大きな違いはなく、変形成分全体に占めるせん断変形成分がわずかだったためと考えられる。

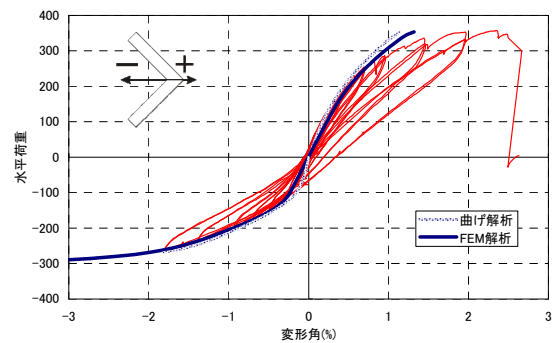
FEM 解析と実験結果の比較では、L45C、L45D 共に負側は精度良く実験で得られた水平荷重－変形角関係の包絡線を模擬することができた。また、最大耐力についても、L45C、L45D とともに精度良く予測できた。

しかし、正側では、L45C で  $R=+0.5\%$ 、L45D で  $R=+0.25\%$  以降、解析で実験ほど剛性が低下せず、水平荷重が実験値を超える値となった。FEM 解析ではせん断変形成分が

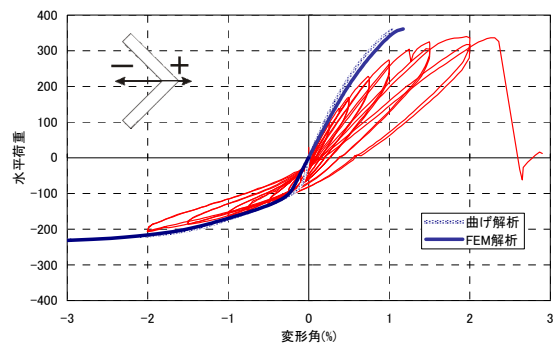
曲げ変形成分に比べて小さいことは述べたが、それは実験でも同様であり、剛性低下が顕著になる軸力比 0.3 を上回るサイクルでも、せん断変形が全体の 10%程度しか寄与していない。ゆえに、図-7 で示した隅角部のコンクリートの圧壊による水平変位増分が大きく、解析でそれを再現できていないことが原因と考えられる。

図-13、図-14 に Z1 領域、Z2 領域におけるモーメント－曲率関係を示す。ここでのモーメントは試験体脚部でのモーメントで、曲率は領域での平均曲率である。Z2 領域では、モーメントがおよそ  $700\text{kN}\cdot\text{m}$  までは高い精度で実験結果を追跡できているが、それ以上のモーメントでは圧壊による曲率増分をモデル化できていない。Z1 領域における解析値と実験値の乖離はさらに早期から生じており、この影響が図-12 における実験値と解析値の乖離に反映されていると考えられる。高軸力下における圧縮領域の範囲を定量化し、圧壊による曲率及び、水平変位の増分を正しく評価することが今後の課題である。

図-7(b)では  $R=+0.75\%$  まで L45D の壁脚における平面保持の成立が確認されたにもかかわらず、図-12(b)の L45D において FEM 解析と実験結果にかなりの乖離が生じている。Z1、Z2 領域におけるモーメント－曲率関係における両者には目立った乖離が無いことから、水平荷重－変形角関係の乖離の原因は不明である。

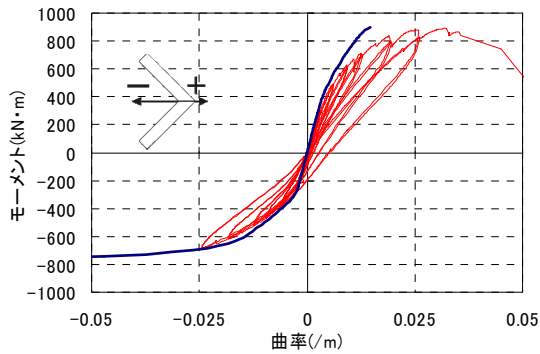


(a) L45C

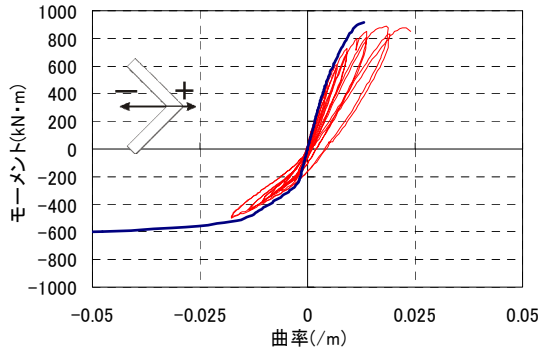


(b) L45D

図-12 水平荷重－変形角関係

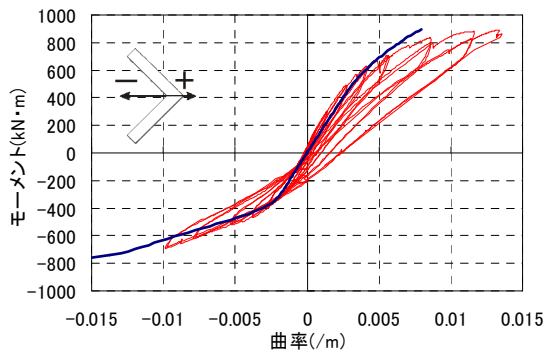


(a) L45C

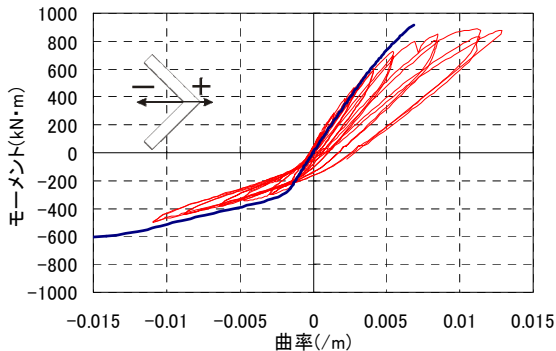


(b) L45D

図-13 Z1 領域におけるモーメント-曲率関係



(a) L45C



(b) L45D

図-14 Z2 領域におけるモーメント-曲率関係

## 5. 結論

40層の超高層RC造建物の低層部6層を想定した軸力の異なるL型コア壁2体の載荷実験を行い、復元力特性や損傷の進展を把握した。また、非線形有限要素法解析

を行い、解析モデルの妥当性及び軸力の解析精度に与える影響を調べた。その結果、以下の結論が得られた。

- ・ 両試験体共、壁脚圧縮領域(L型隅角部)に向かうコンクリート圧縮ストラットが圧壊し、斜めせん断ひび割れに沿うせん断すべりが生じ、隅角部柱がせん断破壊して最大耐力に達した。
- ・ 有限要素法解析では、軸力の低い負方向載荷の包絡線、最大耐力を、L45C、L45D共に精度良く予測できた。軸力の高い正側では、L45C、L45D共に曲げひび割れ発生以降の剛性が実験結果ほど低下しなかった。これは正側では変形が大きくなると、隅角部に近い領域の圧縮破壊が進展したため、壁脚に付加的回転角が生じ、コア壁頂部の変位が増加したためと考えられる。この傾向は、軸力の高いL45Dの方がL45Cよりも顕著であった。

## 謝辞

本研究は、株式会社浅沼組との共同研究として行われたものです。研究の遂行に際しては、井上重信氏、中澤敏樹氏、山内豊英氏、飛田喜則氏、佐藤尚隆氏から貴重なご意見を頂きました。ここに謝意を表します。

## 参考文献

- 1) 小西覚ほか：鉄筋コンクリート造L型断面耐震壁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. 19, No. 2, pp. 1083-1088, 1997.
- 2) 鈴木紀雄：鉄筋コンクリート造立体耐震壁の曲げ変形性能を確保するための設計法，日本建築学会学術講演梗概集，構造IV，pp. 197-198, 1997.
- 3) 仲地唯治：鉄筋コンクリート造コア壁の有限要素解析，コンクリート工学年次論文集，Vol. 29, No. 3 pp. 319-324, 2007.
- 4) 伊藤忠テクノソリューションズ株式会社：FINAL Version 11, HELP, 2008.
- 5) Fafitis, A. and Shah, S.P.: Lateral Reinforcement for High-Strength Concrete Columns, ACI, SP-87, pp. 213-232, 1985.
- 6) 孫玉平, 崎野健治：高強度材料を用いた鉄筋コンクリート柱の靱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.
- 7) 稲田和馬, 坂下雅信, 河野進, 佐藤尚隆：L字型断面を有する鉄筋コンクリート造耐震壁の曲げ特性，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 31, No. 2, pp. 451-456, 2009.