

論文 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

稲田 和馬^{*1}・坂下 雅信^{*2}・河野 進^{*3}・佐藤 尚隆^{*4}

要旨: 地震時の力学特性を把握する目的で、L字型コア壁試験体を3体製作し、載荷方向を変えて変動軸力下での静的繰返し載荷実験を行なった。3体とも、部材変形角が0.5%までは平面保持の仮定に従う曲げ変形が卓越したが、0.5%を越える部材変形角ではコンクリートの圧壊が局部的に進行し平面保持の仮定が成立しなくなった。実験時の挙動を簡単なファイバーモデルで模擬した結果、 $R=\pm 0.5\%$ 以降に剛性があまり低下せず、最大耐力が実験を大きく上まわった。これは、圧縮柱の損傷を適切に評価できなかったことが原因である。

キーワード: L字型コア壁, 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

高強度コンクリートの普及により、近年超高層RC造建物が増加している。初期の超高層RC造建物は高い変形性能を有するラーメン構造が一般的であった。しかし、ラーメン構造では部材断面を大きくする必要があり、空間が制約されるという建築計画上のデメリットがある。そこで、自由度の高い空間の実現を目指し、建物のコア部分に耐震壁を設けるコア壁構造が提案されている。コア壁構造は建物中央のコア部に耐震壁を設けた構造であり、地震時には、地震力の大半をこのコア壁に負担させることが可能である。このため、コア壁周辺の部材断面を縮小し、自由度の高い空間を実現することができる。また、コア壁自体は縦長の耐震壁となるので、曲げ変形が卓越し、靱性に富んだ架構が可能となる。さらに従来のラーメン構造に比べると、工期の短縮やコストダウンを図ることも可能であり、非常にメリットの多い構造と考えられる。

L字型コア壁構造に関する研究は近年多く行われており、文献1)では、L字型コア壁は、隅角部・端部をせん断補強筋で拘束すると変形性能が向上し、荷重-変形関係は平面保持を仮定したファイバーモデルにより概ね予想可能であるといった知見が得られている。また、文献2)で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。しかし、耐震壁は、曲げせん断ひび割れ発生以降は平面保持が成立しないことが指摘されており、L字型コア壁に関しても厳密には平面保持が成立していないことが文献3)などで指摘されている。そのため、文献2)で示されたような平面保持での拘束筋の範囲・量の決定手法は妥当であるとは言いがたい。また、既往実験では

加力装置の容量の制約などもあり、最大で約1/6スケールの試験体による載荷実験が行われているが、鉄筋比が実際のコア壁に比べて約1/3の配筋しかなされておらず、コア壁を模擬した試験体とは言い難いと思われる。

本研究では1/4.5スケールの試験体を製作し、実際の配筋に近づけた。L字型コア壁の構造性能を把握することと、特に、壁脚部のひずみ分布を確認することを目的に載荷実験を行った。また、平面保持を仮定したファイバーモデルを用いた数値解析によって実験結果を追跡した。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

試験体は40階建RC造住宅の低層部3層に位置するL字型コア壁である。縮尺は1/4.5スケールとし、計3体を用意した。試験体形状・配筋を図-1に示す。L00A、L45A試験体は各辺1200mmの等辺L型壁、L45Bは長辺1600mm、短辺1200mmの不等辺L型壁試験体である。壁厚はどれも200mmであり、端部・隅角部をそれぞれ200×200mmの柱領域とし、柱部にせん断補強筋を囲形状に配している。表-1に3体共通の配筋状況を示す。使用材料について、コンクリートは圧縮強度76MPaの高強度コンクリートとし、鉄筋は柱主筋・壁縦筋にD13、壁横筋はD10、柱せん断補強筋はD6の鉄筋を使用した。使用材料の力学特性を表-2に示す。

2.2 載荷概要

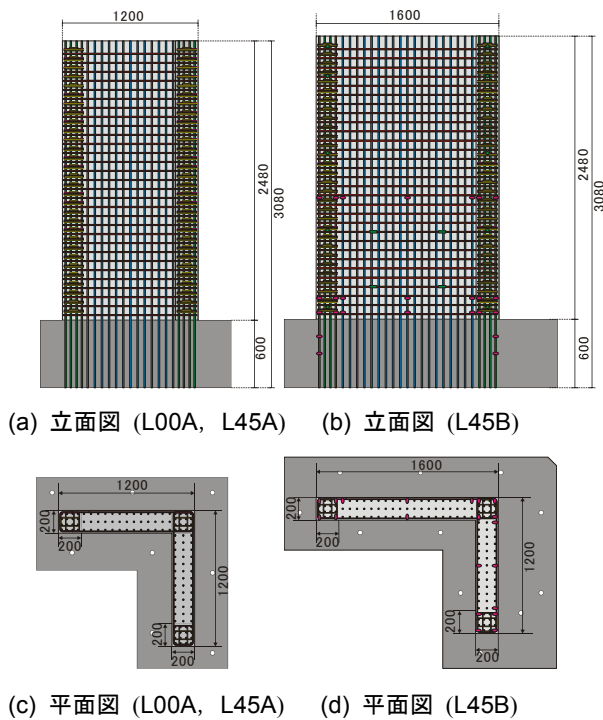
載荷装置を図-2に示す。加力方向は図-5に示すように、L00Aでは壁が加力線に対して平行と直交となるに、L45AとL45Bでは加力線に対して壁が45°となる

*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 (正会員)

*3 京都大学 工学研究科建築学専攻 准教授 Ph. D. (正会員)

*4 株式会社 浅沼組 技術研究所 (正会員)



(a) 立面図 (L00A, L45A) (b) 立面図 (L45B)

(c) 平面図 (L00A, L45A) (d) 平面図 (L45B)

図-1 試験体形状および配筋図 (単位: mm)

表-1 配筋 (3体共通)

部材 (寸法)	種類		鉄筋比 (%)
	柱型 (200×200mm)	主筋	
せん断補強筋		*4-D6 @ 80	0.79%
壁部 (厚さ200mm)	縦筋	3-D13 @ 63	3.02%
	横筋	2-D10 @ 80	0.89%

* 囲型の配筋を 80mm 間隔

表-2 使用材料の力学特性

(a) コンクリート

試験体	圧縮強度 (MPa)	ヤング係数 (GPa)	引張強度 (MPa)
L00A	88.6	39.1	6.35
L45A	76.4	40.4	5.00
L45B	89.1	39.6	5.56

(b) 鉄筋

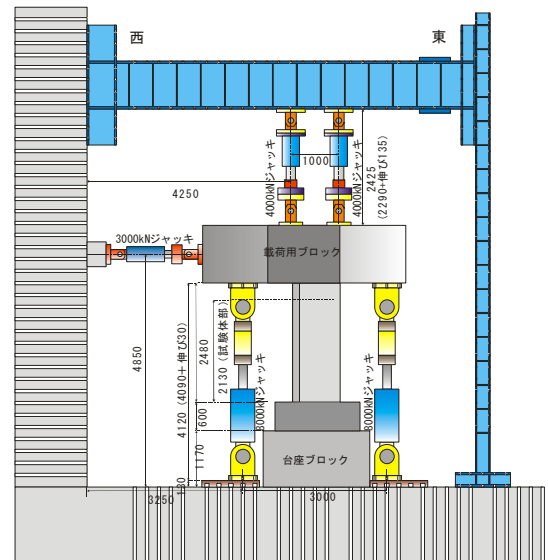
	降伏応力 (MPa)	引張強度 (MPa)	ヤング係数 (GPa)
D13	444	611	187
D10	443	607	180
D6	425	539	198

ように配置した。また L00A では、加力方向と平行な壁を平行壁、直交な壁を直交壁と称する。

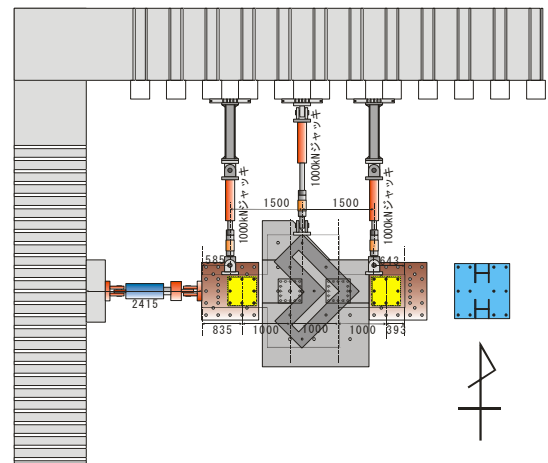
水平力は 3000kN ジャッキ、軸力は 4000kN ジャッキ 2 本により与えた。試験体の両側の 8000kN ジャッキ 2 本は、反曲点高さが 6 層目高さにあたる試験体脚部から 4260mm の位置となるモーメント分布を再現させるよう

に制御した。また、試験体の面外変形を面外ジャッキ 3 本により制御した。

載荷は、3 層目高さにあたる試験体脚部から 2130mm の位置における水平変形角により制御した。水平力は図-3 に示すように正負交番静的漸増載荷、軸力は図-4 に示すような想定建物の地震応答解析の結果により求めた変動軸力を作用させた。



(a) 立面図



(b) 平面図

図-2 載荷装置 (試験体は L45A)

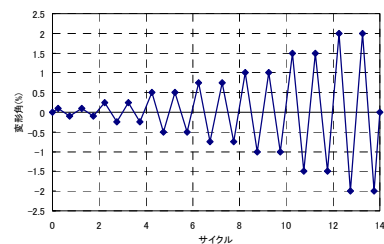


図-3 水平力載荷ルール

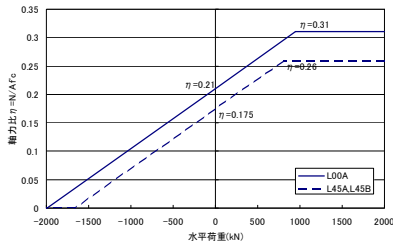


図-4 軸力 - モーメント相関図上の载荷経路

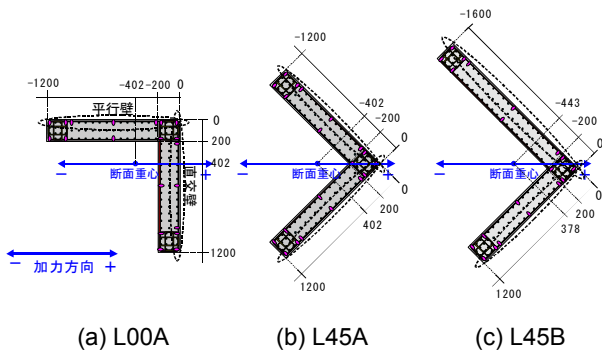


図-5 加力方向およびひずみ分布計測位置 (単位: mm)

3. 実験結果

3.1 水平荷重 - 変形角関係

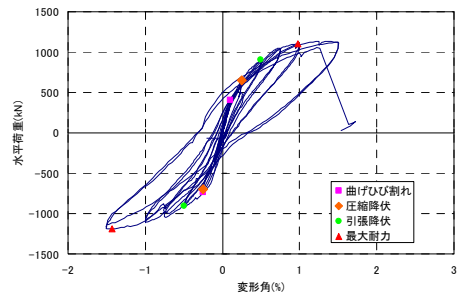
図-6 に水平荷重 - 変形角関係を、図-7 に正側で耐力が急激に低下した時のひび割れ状況を示す。

L00A, 正側では $R=+0.1\%$ で曲げひび割れが発生以降, $R=+0.25\%$ で圧縮柱主筋が圧縮降伏, $R=+0.5\%$ で引張柱主筋が引張降伏した。圧縮側コンクリートは, $R=+1.0\%$ で最大耐力に達するまで損傷は見られなかった。しかし, 最大耐力以降は圧縮側コンクリートの損傷が進展し, 直交壁の加力方向に対するせん断破壊によって耐力が急激に低下して実験を終了した。負側では曲げひび割れ, 圧縮柱主筋の圧縮降伏, 引張柱主筋の引張降伏までは正側と同じように進展したが, 圧縮側コンクリートの損傷が正側よりも早くから進展した。

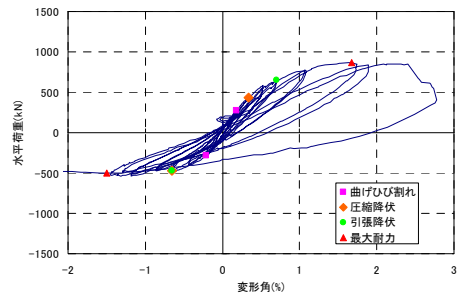
L45A, 正側では $R=+0.16\%$ での曲げひび割れ発生以降は, $R=+0.34\%$ で圧縮柱主筋の圧縮降伏, また圧縮縁の圧壊が $R=+0.5\%$ で発生し, 引張より圧縮の損傷が先行して進展した。 $R=+1.5\%$ での最大耐力以降は大きな耐力低下がないままに変形が進み, $R=+2.5\%$ で壁脚部隅角部側のコンクリートが圧壊して耐力が急激に低下した。負側では $R=-0.34\%$ での曲げひび割れ発生以降は 2 本の圧縮柱の圧縮降伏と引張柱の引張降伏が $R=-0.5\%$ に起こり, 引張降伏する鉄筋が増加していった。圧縮縁の圧壊は $R=-1.5\%$ 時と正側に比べ変形が進行してから発生し, 圧縮より引張の損傷が先行して進展した。最大耐力に達した後は, 壁がせん断破壊して実験を終了した。これは, 壁脚の塑性ヒンジ部の回転によりせん断強度が低下したためと考えられる。

L45B, 正側では最大耐力時までは L45A と同様な破壊性状で, 引張より圧縮の損傷が先行して進展した。 $R=+1.0\%$ での最大耐力以降は徐々に耐力が低下して $R=+1.5\%$ で壁のコンクリートが圧壊した。負側では, 長辺の壁に比べ短辺の壁の損傷の進展が先行した。最大耐力に達した後は, 短辺の壁が圧壊して耐力が急激に低下した。

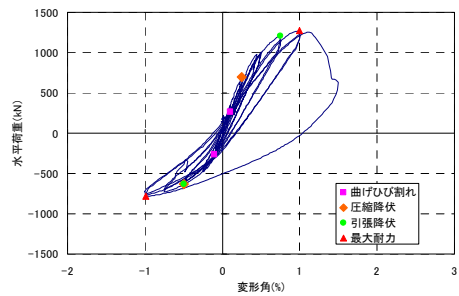
L45A, L45B が加力方向によって異なる損傷が生じた原因としては, 変動軸力による軸力の大きさの違いと壁の水平抵抗機構の違いが考えられる。壁に水平力が作用すると, 圧縮側柱脚部に向けて圧縮ストラットが形成され, 圧縮側柱脚部にはせん断力と圧縮力が同時に作用する。L 型壁の場合, 正側に加力すると, 軸力が大きく, かつ 2 枚の壁から 1 本の圧縮柱に向けてせん断力が集中的に伝わるため, 圧縮柱の損傷は進展する。一方, 負側加力時には軸力が小さく, かつ 1 本の圧縮柱には 1 枚の壁からのせん断力が作用するのみであるので, 圧縮柱のコンクリートの損傷は正側に比べて小さくなる。



(a) L00A



(b) L45A



(c) L45B

図-6 水平荷重 - 変形角関係

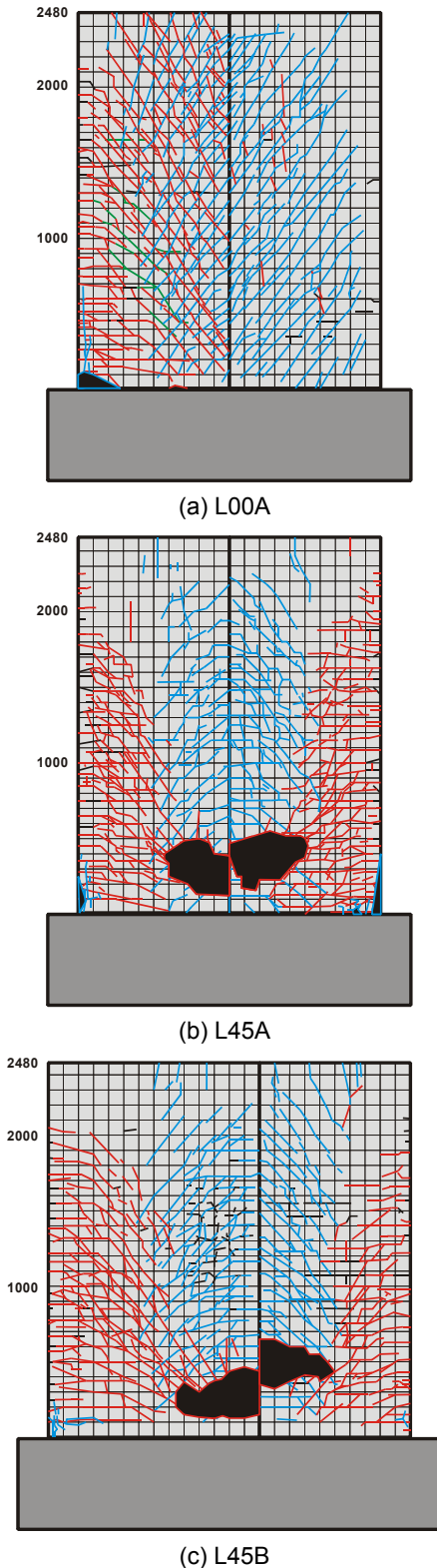


図-7 正側で耐力が急激に低下した時のひび割れ状況

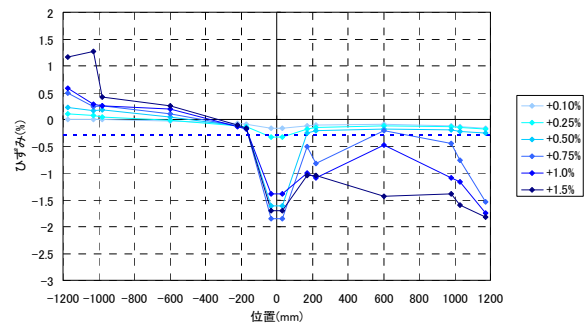
3.2 壁断面のひずみ分布

L00A と L45A の柱主筋及び壁縦筋の試験体脚部から 50mm の高さ位置に貼り付け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-8 に示す。なお、図-8 の横軸の位置は、図-5 に示すように、隅角部頂

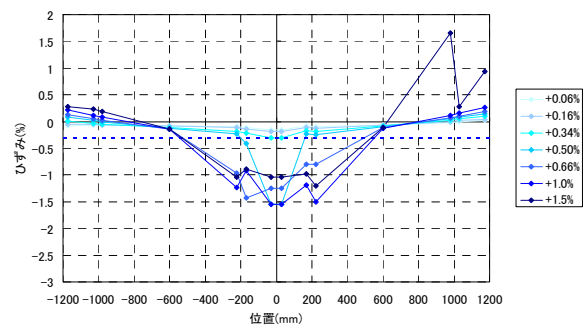
点を原点とし、上側の壁を負、下側の壁を正として各位置の座標を決定している。

L00A は $R=+0.25\%$ までの小変形時には平行壁のひずみ分布が線形であり、平面保持の仮定が成立していると考えられるが、 $R=+0.5\%$ 以降の変形では、圧縮となる直交壁全体のひずみが 1.0% を超え、コンクリートの圧縮強度時ひずみである 0.3% を大きく上まわり、圧壊が進行して平面保持の仮定が成立しなかった。

L45A でも L00A と同様に $R=+0.34\%$ までの小変形時には両側の壁のひずみ分布は共に線形であり、平面保持の仮定が成立していると考えられるが、 $R=+0.5\%$ 以降の変形で、圧縮側柱のひずみが増大し 1.0% を超えて平面保持の仮定が成立しなかった。



(a) L00A



(b) L45A

図-8 正方向載荷時のひずみ分布 (H=50mm)

4. 数値解析

4.1 解析方法

図-9 に解析モデルを示す。平面保持を仮定したファイバーモデルを用いて L45A 試験体の数値解析を行った。解析では実験時の軸力-モーメント関係を模擬するように、試験体の上に剛な仮想壁を設け、反曲点高さ位置に軸力と水平力を作用させた。

図-10 に使用した材料モデルを示す。コンクリートの圧縮特性について、拘束コンクリートと無拘束コンクリートは異なる構成則を有する。無拘束コンクリートは圧縮の上昇域は Hoshikuma モデル 4)、下降域はひずみが

1.0%の時に応力が0になるよう線形に軟化するモデルとした。拘束コンクリートは孫・崎野モデル⁵⁾とした。鉄筋は完全弾塑性モデルとした。

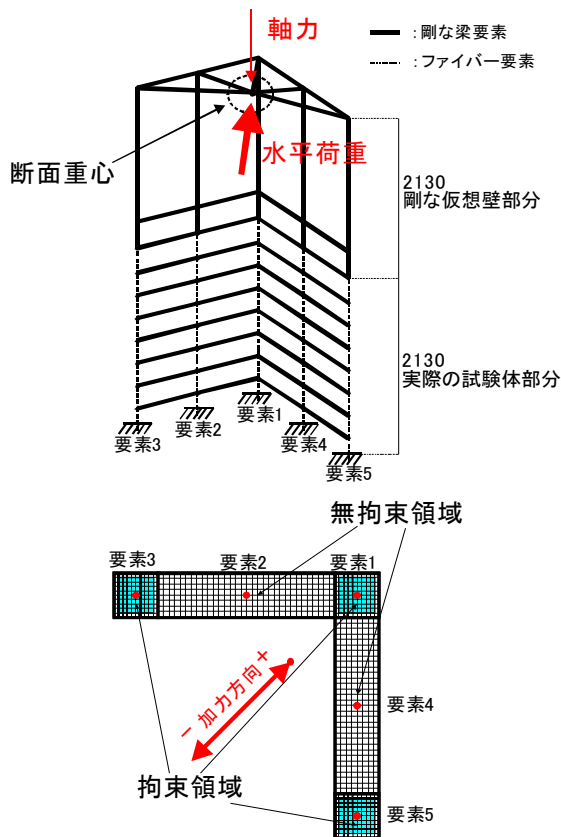
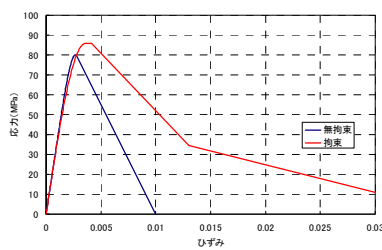
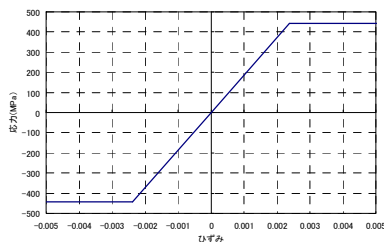


図-9 解析モデル



(a) コンクリート



(b) 鉄筋

図-10 材料モデル

4.2 解析結果

水平荷重 - 変形角関係における実験結果と解析結果の比較を図-11に示す。解析の包絡線は、正負方向とも

に実験結果を精度良く再現できておらず、解析における剛性は実験の2倍程度大きい結果となった。その原因について、脚部から105mmまでの領域Z0および、105mmから780mmまでの領域Z1におけるモーメント - 平均曲率関係により考察する。図-12に領域Z0およびZ1におけるM - φ関係を示す。モーメントは、各領域の高さ中央位置におけるモーメントとしている。図-12より、領域Z0は解析の剛性が実験に比べ非常に大きく、実験を追跡できていない。しかし、領域Z1について見ると、曲げひび割れ発生後は解析の剛性が実験よりも大きくなっているが、全体としては概ね実験を再現できている。領域Z0の実験における剛性が解析に比べ非常に小さくなった理由としては、鉄筋の基礎からの抜け出しや、圧縮側コンクリートの基礎へのめり込みが考えられる。これにより、水平荷重 - 変形角関係においての実験での剛性が解析に比べて小さくなったと思われる。

鉄筋の抜け出しを考慮するため、文献(6)に掲載されている式を本実験に適応させ、かぶりコンクリート圧壊点での鉄筋の抜け出しによる回転角を予測した。鉄筋の抜け出し量は、基礎からの抜け出し量と試験体からの抜け出し量を足し合せて求めた。その他の点での抜け出し回転角は、式(1)によって算出した。

$$\Delta R_p = \frac{R_p}{R_u} \cdot \Delta R_u \quad (1)$$

ΔR_p : 水平荷重 p での抜け出し回転角

ΔR_u : かぶりコンクリート圧壊点での抜け出し回転角

R_p : 水平荷重 p での解析変形角

R_u : かぶりコンクリート圧壊点での解析変形角

ファイバー要素を用いた数値解析から求めた水平荷重 - 変形角関係の変形成分に抜け出しによる回転角を足したグラフを図-11に示す。変動軸力が低い負方向では $R = -0.5\%$ 周辺まで精度良く追跡できた。しかし、コンクリートのめり込みと圧縮柱の損傷を考慮していないため、軸力が高くなる正方向では実験に比べ剛性が高くなった。また、 $R = \pm 0.5\%$ 以降では剛性があまり低下せず、最大耐力が実験を大きく上まわった。これは、ひずみが増大した時の圧縮側柱の損傷を適切に評価できていないためだと考えられる。

5. 結論

低層3層部分を想定したL型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。その結果、以下の結論が得られた。

- ・ L型コア壁の載荷実験では、圧縮側のコンクリー

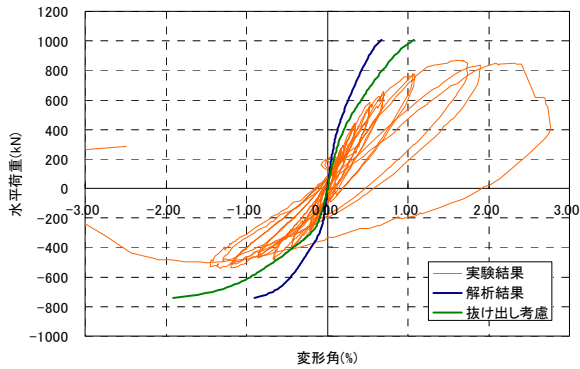
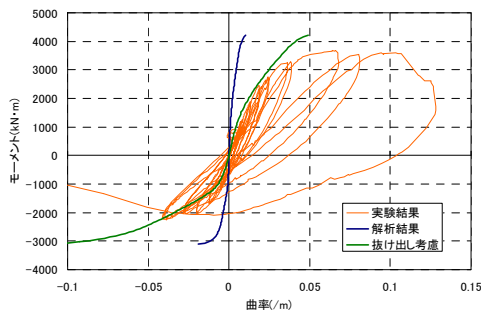
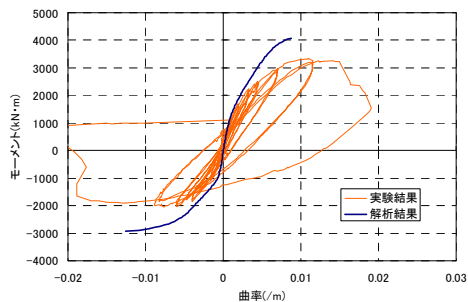


図-11 水平荷重 - 変形角関係 (L45A)



(a) Z0 領域 (脚部～105mm)



(b) Z1 領域 (105mm～780mm)

図-12 モーメント - 平均曲率関係 (L45A)

ト面積が小さくなる方向への荷重において圧縮側コンクリートの圧壊による損傷が激しかった。これにより、壁脚部におけるひずみ分布が、小変形時には線形で平面保持の仮定が成立していたが、変形が大きくなると圧縮側のひずみがコンク

リートの圧縮強度時ひずみを大きく上まわり平面保持の仮定が成立しなくなった。

- ファイバー要素を用いた数値解析に、脚部での鉄筋の抜け出しを考慮した解析では、負方向では $R=-0.5\%$ 周辺までは精度良く追跡できた。正方向ではコンクリートのめり込みが原因で実験に比べ剛性が高くなった。 $R=\pm 0.5\%$ 以降は、剛性があまり低下せず、最大耐力が実験を大きく上まわった。これは、圧縮柱の損傷を適切に評価できなかったことが原因である。今後は、圧縮柱の損傷を適切に評価できるモデルが必要である。

謝辞

本研究を行うにあたって、中澤敏樹氏ほか株式会社浅沼組の技術研究所の皆様の協力と、帖佐和人氏(大林組)の多大な尽力があった。ここに謝意を表する。

参考文献

- 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.
- 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.197-198，1997,9.
- 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.
- Hoshikuma, J., Kawashima, K., Nagaya, K. and Taylor, A. W.: Stress-Strain Model for Confined Reinforced Concrete in Bridge Piers, J. Struct. Engrg., ASCE, Vol. 123, No. 5, pp.624-633, 1997.
- 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.
- 日本建築学会：梁部材の性能評価法，鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針(案)・同解説，pp.131-134，2004.