

# 論文 高強度コンクリートを用いた立体コア壁に関する実験的研究

田邊 裕介\*1・石川 裕次\*2・飯田 正憲\*3・ウサレム ハッサン\*2

**要旨:** 超高層 RC 造建物に用いられる長方形断面を有する立体連層耐震壁の構造性能を把握するために、試験体形状を変数とした繰り返し加力による曲げせん断実験を実施した。試験体は曲げ破壊型とし、シアスパン比 (M/QD) は実建物の境界梁を有する連層耐震壁を想定して 3.0 とした。試験体形状は I 形および L 形とし、損傷状況、剛性、耐力、変形性能に着目して検討を行った。試験体は、曲げ降伏後に壁脚部でのコンクリートの圧縮破壊、主筋の座屈による破断が主要な破壊となった。また、L 形についてはフランジ部の影響に着目し検討を行った。非線形 FEM 解析による検討結果も合わせて報告する。

**キーワード:** 鉄筋コンクリート, 耐震壁, 長方形断面, 高強度コンクリート, L 形コア壁

## 1. はじめに

近年 RC 造建物の高層化に伴い、連層耐震壁を取り入れ、柱型のない長方形断面とする耐震壁を使用し空間の自由度を高くした架構が望まれている。高強度コンクリートを用いた、曲げ降伏先行型の付帯柱を有する連層壁に関する研究は数多く行われているが、長方形断面を有する高強度コンクリート立体連層耐震壁 (L 形) に関する研究は少ない<sup>1), 2), 3)</sup>。ここでは、境界梁を有する長方形断面 RC 耐震壁を想定し、シアスパン比を 3.0 とした曲げ降伏先行型の長方形断面 RC 耐震壁の構造性能の検討を行った。実験変数として試験体形状および加力方向を変化させ、I 形壁および L 形壁の構造性能について検討を行った。実験的な検討に加え、非線形 FEM 解析による検討結果も合わせて報告する。

## 2. 実験概要

### 2.1 試験体概要

試験体は、連層耐震壁の低層部を模擬した柱型のない長方形断面の耐震壁とし、試験体形状および加力方向を変化させた 3 体とした。試験体一覧を表-1に、試験体図を図-1に示す。標準となる試験体を I 形の W201 とし、フランジ部が取りついた L 形の W202, L 形試験体を 45° 方向載荷する W203 とし、配筋は各試験体共通とした。コンクリート強度は実強度  $f_c70$  程度を想定した。長方形断面の両端  $2t_c$  ( $t_c$ : 壁厚) の区間をコア部として柱部分に相当するコア部には、高強度鉄筋 SD785 を使用し、閉塞型の拘束筋を配した。また、既往の研究<sup>1)</sup>で、壁縦筋の座屈が圧壊のトリガーとなった為、コア部のみではなく壁縦筋にも拘束筋を配した。コア部の拘束筋のピッチは既往の実験<sup>4)</sup>で拘束効果を把握し、決定した。軸力比 ( $\eta_0$ ) は全軸力を全断面積で除した値として定義し、

表-1 試験体一覧

試験体名	W201	W202	W203	
試験体形状	W201 I 形 W202 L 形 W203 > 形			
コンクリート強度 $f_c$ [N/mm <sup>2</sup> ]	70.0	80.2	73.2	
ヤング係数 $E_c$ [ $\times 10^4$ N/mm <sup>2</sup> ]	3.42	3.69	3.53	
コア軸力比 $\eta_{c0}$ *1	0.68			
軸力比 $\eta_0$ *2	0.15	0.085	0.085	
壁厚, せい $t_c, D$ [mm]	150, 1000			
コア断面せい $D_c$ [mm]	300			
シアスパン比 M/QD	3.0			
コア部主筋 配筋 (材種)	8-D13 (SD490)			
壁縦筋 配筋 (材種)	8-D13 (SD490)			
コア部拘束筋 配筋 (材種)	4-D6@50 (SD785)			
壁横筋 配筋 (材種)	D6@50 (SD785)			

\*1:  $\eta_{c0} = (\text{軸力} + \text{全壁筋降伏耐力}) / (\text{コア部断面積} \times f_c)$

\*2:  $\eta_0 = \text{軸力} / (\text{全断面積} \times f_c)$

\*コア軸力比算出時、W202およびW203のフランジ部の面積は無視した

\*コア部: 長方形断面両側の  $2t_c$  区間の領域として設定した

D13 (SD490):  $f_y=571$  [N/mm<sup>2</sup>],  $\epsilon_y=2988$  [ $\mu$ ],  $f_{max}=765$  [N/mm<sup>2</sup>]

D6 (SD785):  $f_y=965$  [N/mm<sup>2</sup>],  $\epsilon_y=5083$  [ $\mu$ ],  $f_{max}=1110$  [N/mm<sup>2</sup>]

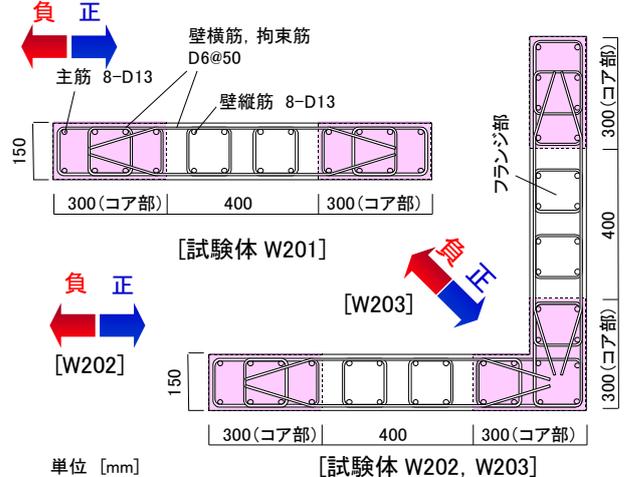


図-1 試験体断面図

\*1 (株)竹中工務店 技術研究所 修士 (工学) (正会員)

\*2 (株)竹中工務店 技術研究所 博士 (工学) (正会員)

\*3 (株)竹中工務店 名古屋支店 設計部 修士 (工学) (正会員)

I形試験体 W201 で  $\eta_0$  を 0.15 とした。W202 および W203 の軸力は、曲げ終局耐力時のコア部の軸力比 ( $\eta_{co}$ ) が W201 と一致するように設定した。試験体は 1/4 程度のスケールとし、試験体のシアスパン比 M/QD は 3.0 とした。

## 2.2 加力方法

加力は、正負交番繰り返し载荷とし、各変形角で 2 サイクルずつ変形角  $R=\pm 1, 2, 3.3, 5, 7.5, 10, 15, 20, 30, 40, 50 \times 10^{-3} \text{rad}$  となるように制御した。また大変形後の小振幅の挙動を把握するために、 $R=5 \times 10^{-3} \text{rad}$  の後に  $R=2 \times 10^{-3} \text{rad}$  の载荷を、 $R=10, 20 \times 10^{-3} \text{rad}$  の後に  $R=5 \times 10^{-3} \text{rad}$  の小振幅の载荷を行った。加力装置は図-2 に示すように、試験体頭部の加力スタブ両側にジャッキおよびピンを設置し、試験体が面外方向に変形しないように両側ジャッキを制御して、試験体の図心位置を加力した。ここでは、変形角は図心位置の、壁せいの 1.5 倍の高さ 1500mm 位置で計測した値とした。

## 3. 実験結果

### 3.1 荷重-変形関係、破壊状況

実験結果一覧を表-2 に、図-3 に W201 の破壊経過、図-4 にせん断力-変形角関係および等価粘性減衰定数-変形角関係、図-5 に  $R=20 \times 10^{-3} \text{rad}$  時の破壊状況を示す。実験結果は I 形試験体 W201, L 形試験体 W202 を中心に報告する。

共通の破壊経過として、まず壁脚に曲げひび割れが発生後、曲げひび割れが壁脚から上部に移行していき、曲げせん断ひび割れ、せん断ひび割れへと伸展した。ひび割れの増加に続き、壁端下部に圧壊が発生した。コア部主筋は圧縮および引張降伏し、耐力が頭打ちとなった。以降の変形角では壁端下部での破壊が支配的となり、かぶりが剥離し、主筋の座屈が観察された。座屈部分は繰り返し载荷により破断し、耐力の低下が見られた。W202 のフランジ部のひび割れは、L 形の交差部壁端から連続して発生し、斜め上方向にひび割れが伸展していった (図-5 参照)。これは、フランジ部の交差側と先端側で挙動が違うことを示唆していると考えられる。またフランジ部が圧縮領域になる場合においては、かぶりの剥離

などは W201 に比べ損傷が小さかった。W203 では L 形の交差部での損傷が大きくかぶりの剥離、主筋の座屈が観察された。

最大耐力は、W202 では正加力で W201 の 1.2 倍、負加力で 1.9 倍となった。剛性は正加力時では、ほぼ同等の値となった。負加力時では、W202 は W201 の 1.25 倍であった。これは、フランジ部が引張側になる負加力時では、引張鉄筋の増加により剛性、耐力とも上昇したと考えられる。文献 5) の略算式による W201 の計算値を図に合わせて示す。W201 は、略算式により概ね実験値を評価できた。等価粘性減衰定数 (以下、 $heq$ ) は、各定常ループ 2 サイクル目から算出した。3 体ともコア部主筋が降伏し始める  $R=5 \times 10^{-3} \text{rad}$  までは 10% 程度、それ以降では試験体の破壊に伴い増加傾向を示し、 $R=20 \times 10^{-3} \text{rad}$  では 15~20% 程度となった。

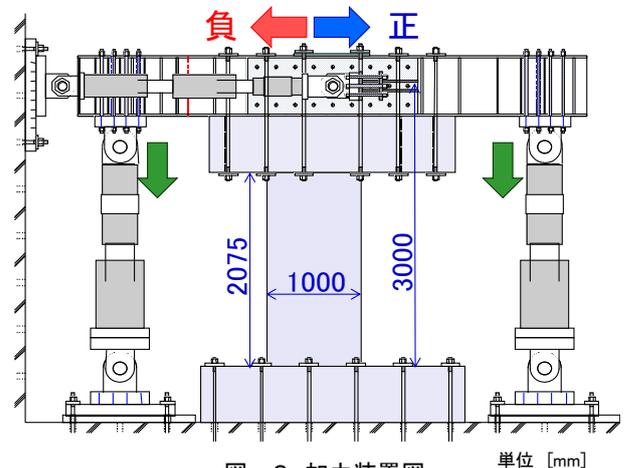


図-2 加力装置図

表-2 実験結果一覧

諸元	荷重 変形角	W201		W202		W203	
		正	負	正	負	正	負
曲げひび 割れ強度	Q [kN]	100	-198	162	-266	149	-225
	R [ $\times 10^{-3} \text{rad}$ ]	0.4	-1.0	1.1	-1.1	1.2	-2.2
コア主筋 降伏強度	Q [kN]	401	-406	338	-646	387	-292
	R [ $\times 10^{-3} \text{rad}$ ]	7.6	-7.5	4.6	-7.6	10.0	-4.9
最大耐力	Q [kN]	412	-406	513	-756	463	-444
	R [ $\times 10^{-3} \text{rad}$ ]	14.0	-7.5	27.3	-14.3	40.0	-39.4
限界変形角*	Ru [ $\times 10^{-3} \text{rad}$ ]	31.3		23.2		50	

\*限界変形角は、最大耐力の80%耐力となった変形角とした  
W203は実験終了変形角を限界変形角とした

文献 5) 曲げ強度 略算式 
$$M_{wu} = a_t \cdot \sigma_y \cdot l_w + 0.5 a_w \cdot \sigma_{wy} \cdot l_w + 0.5 N \cdot l_w$$

$a_t$ : 柱主筋面積,  $\sigma_y$ : 柱主筋降伏強度,  $l_w$ : 壁中心間距離  
 $a_w$ : 壁縦筋面積,  $\sigma_{wy}$ : 壁縦筋降伏強度,  $N$ : 軸方向力

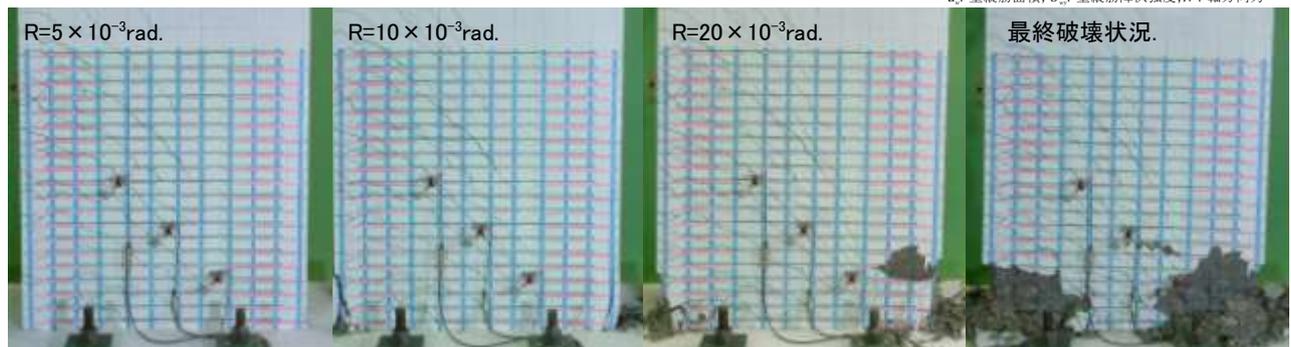


図-3 破壊経過 (W201)

※鉄筋位置に絵を描画した

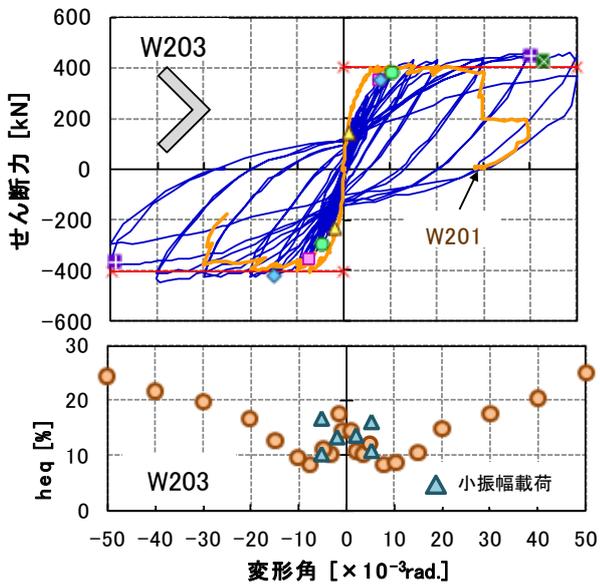
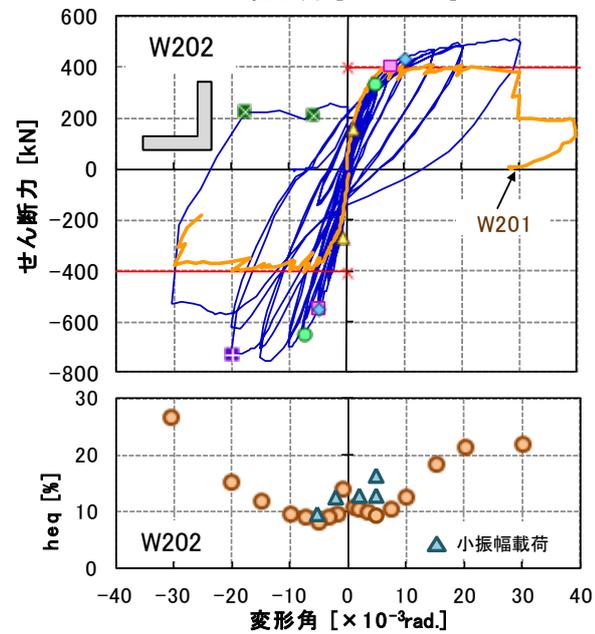
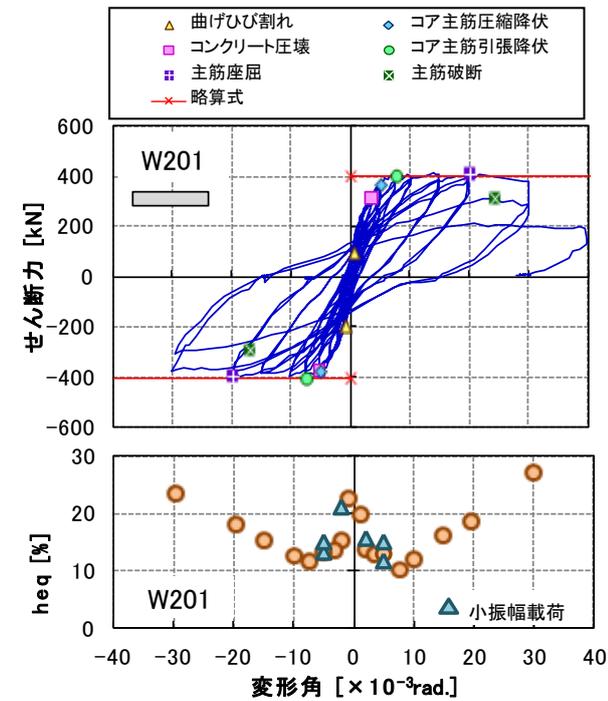


図-4 実験結果

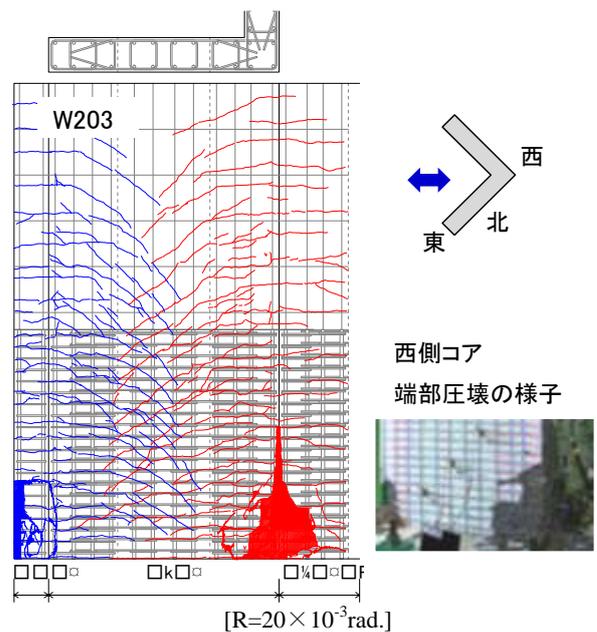
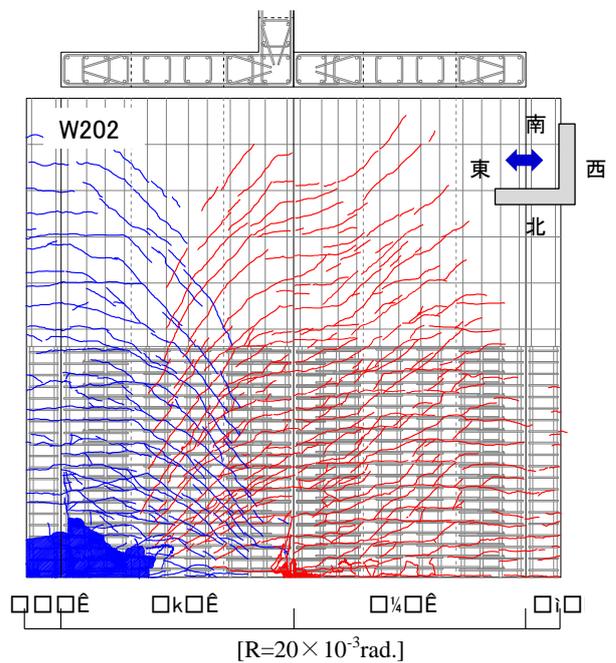
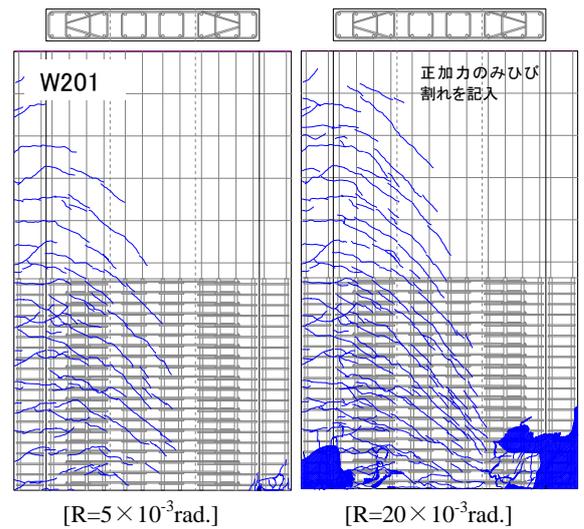


図-5 破壊状況 ( $R=20 \times 10^{-3}$ rad.)

### 3.2 ひび割れ幅

図-6に W201 の曲げひび割れ（危険断面を除く端部での最大値）、せん断ひび割れ（壁中央部の 45° 方向ひび割れの最大値）の各サイクルピーク時、除荷時のひび割れ幅を示す。ひび割れ幅は 0.03mm まで判定するクラックスケールを使用した。ピーク時の曲げひび割れ幅は変形角の増加に伴い大きくなったが、 $R=7.5 \times 10^{-3} \text{rad}$ まで除荷時には 0.03mm 以下に閉じた。せん断ひび割れ幅は、主筋の座屈などが確認された  $R=20 \times 10^{-3} \text{rad}$ 以降で急激に大きくなった。 $R=10 \times 10^{-3} \text{rad}$ での除荷時の最大のひび割れ幅は、W201 で 0.04mm であった。その他の試験体 W202, W203 の除荷時の最大のひび割れは、W202 で 0.15mm, W203 では 0.03mm 未満となった。ひび割れ幅の増大の傾向は W201 と同様の傾向を示した。W202 のフランジ部のひび割れ幅は、交差部に近いひび割れほど大きな値となった。

### 3.3 曲率分布

図-7に変形角  $R=5, 10, 20 \times 10^{-3} \text{rad}$ における曲率分布を示す。曲率は各区間における変位計の値から求めた。W201 は正加力時、W202 は正負加力時の曲率分布を示した。変形角の増加に従い、壁脚での曲率の比率が大きくなっていることがわかる。 $R=20 \times 10^{-3} \text{rad}$ に W201, W202 とも脚部の曲率が大きい値となっており、これは壁端下部のかぶりが大きく剥離し、また鉄筋の降伏による伸びが大きくなったことに起因すると考えられる。W202 の正負加力による曲率の違いは、 $R=10 \times 10^{-3} \text{rad}$ まで見られなかった。W201, W202 の塑性ヒンジ領域とみなせる曲率が大きい区間は、壁脚部から 500mm（壁長さの 0.5 倍程度）の領域であると考えられる。

### 3.4 中立軸位置

図-8に W201, W202 の変形角  $R=5, 10, 20 \times 10^{-3} \text{rad}$ における加力方向の縦筋のひずみ分布を示す。W201 は正加力時、W202 は正負加力時のひずみ分布を示した。W201, W202 とも、縦筋ひずみ分布から  $R=5 \times 10^{-3} \text{rad}$ まで平面保持仮定が成立していることがわかる。W201 では、 $R=5 \sim 20 \times 10^{-3} \text{rad}$ まで中立軸位置はほぼ一定で、鉄筋のひずみからは中立軸の位置の変化は確認できなかった。中立軸位置は圧縮域端から 300mm 前後（壁長さの 0.3 倍）であった。W202 では、フランジ部側が圧縮領域になる正加力時には、中立軸位置がフランジ側に寄り、150mm（壁長さの 0.15 倍）となった。W202 の負加力時にはフランジ逆側の圧縮領域が長くなり、380mm 前後（壁長さの 0.38 倍）になり、フランジ部の影響から圧縮領域が変化したことが分かった。また W201, W202 とも変形角  $R=20 \times 10^{-3} \text{rad}$ では、コンクリートの圧壊に伴う影響から平面保持仮定が成立しなくなったことが分かった。

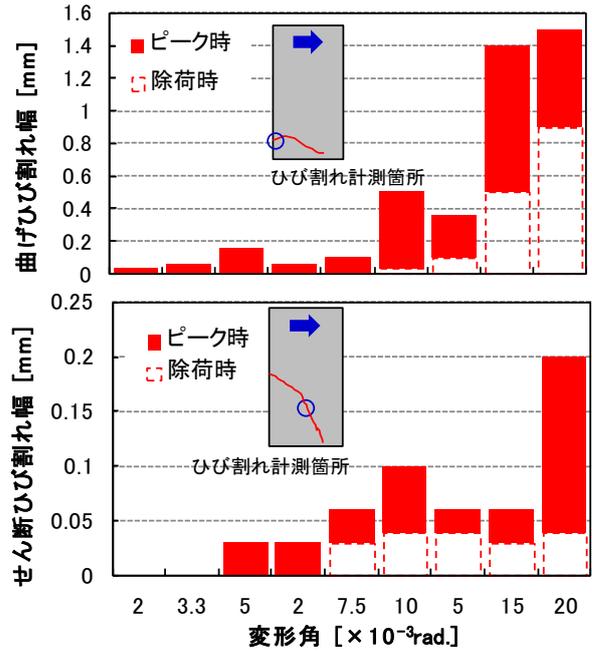
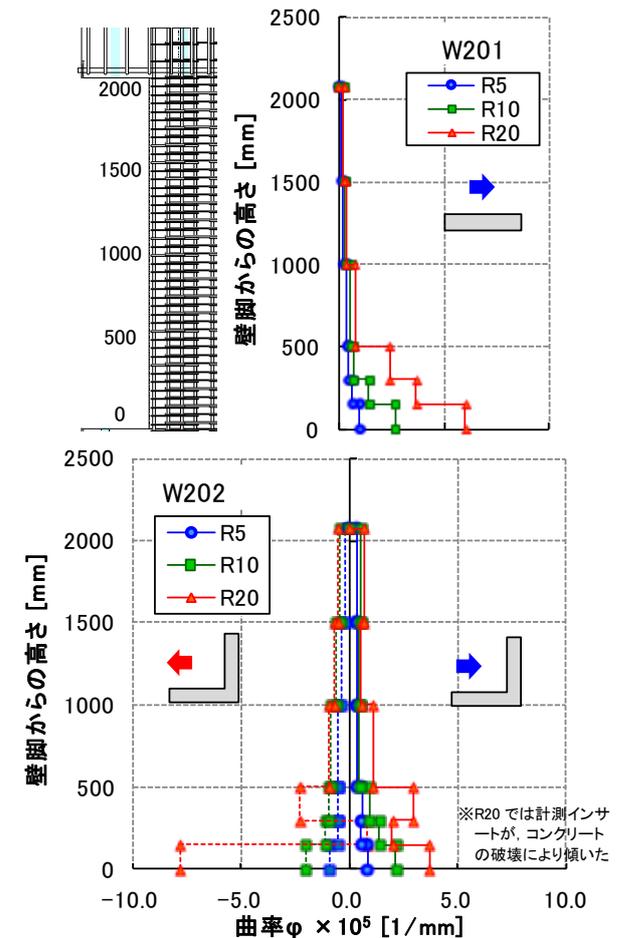


図-6 ひび割れ幅の推移



W202  
 $R=20 \times 10^{-3} \text{rad}$ .  
端部圧壊の様子

図-7 曲率分布

### 3.5 L形壁のフランジ部の挙動

図-9に W202 の変形角  $R=\pm 2, 5 \times 10^{-3} \text{rad}$  における L形壁のフランジ部縦筋のひずみ分布を示す。フランジ部には L形の外側と内側の鉄筋にひずみゲージを貼付した。縦筋のひずみは L形壁の交差部に近い部分でひずみが大きな値となった。破壊挙動からも明らかであったが、フランジ部の交差部と先端部分では一様曲げ状態ではなかったと推察される。フランジ部が引張側になる負加力時  $R=-2 \times 10^{-3} \text{rad}$  の交差部の縦筋ひずみは  $1227 [\mu]$ 、フランジ先端部の縦筋ひずみは  $-174 [\mu]$  (圧縮) となった。交差部から縦筋のひずみは線形的に減少する傾向となった。また、フランジ部の内側鉄筋と外側鉄筋をみると、フランジ部先端では、引張鉄筋と圧縮鉄筋に分かれ、フランジ部の面外方向で、曲げ変形していることが確認できた。

## 4. FEM 解析との比較

### 4.1 モデル化

実験で得られた長方形断面耐震壁の力学的性状を解析的にどの程度評価できるかを把握するために、非線形 FEM 解析を行った。図-10に解析モデルの概要を示す。試験体を文献 1), 6) を参考にモデル化した。各部位を積層シェル要素にてモデル化し、RC 板の断面を鉄筋層とコンクリート層にモデル化した。解析には、解析ソフト NAFISOS を用いた。コア部分の拘束コンクリートモデルには NSK モデル<sup>7)</sup> を使用し、その他の部分はプレーンコンクリート ( $70.0 [\text{N}/\text{mm}^2]$ ) でモデル化した。拘束コンクリートの圧縮強度は、 $87.3 [\text{N}/\text{mm}^2]$  となった。なお、コア部を模擬した中心圧縮試験を実施しておりコンクリートモデルの妥当性を検証した<sup>4)</sup>。鉄筋層は鉄筋軸方向のみ剛性を持つ異方性板としており、構成モデルとしてバイリニア型、降伏条件には Drucker-Prager の降伏条件を設定している。材料強度は実験から得られた値を用いた。解析は変位制御で行った。

### 4.2 FEM 解析との比較

図-11に解析モデルと実験結果の比較を示す。I形の W201 は  $R=10 \times 10^{-3} \text{rad}$  まで実験結果と解析結果が耐力、剛性ともよい一致をみせた。限界変形として実験、解析ともコンクリートの圧壊により最終破壊がきまっており、破壊挙動を評価できた。今回のモデル化では、主筋の座屈はモデル化できておらず、解析では追跡できていない。また、繰り返し载荷による解析および L形耐震壁のモデル化が今後の課題であり、鉄筋のモデル化の修正を行う必要がある。

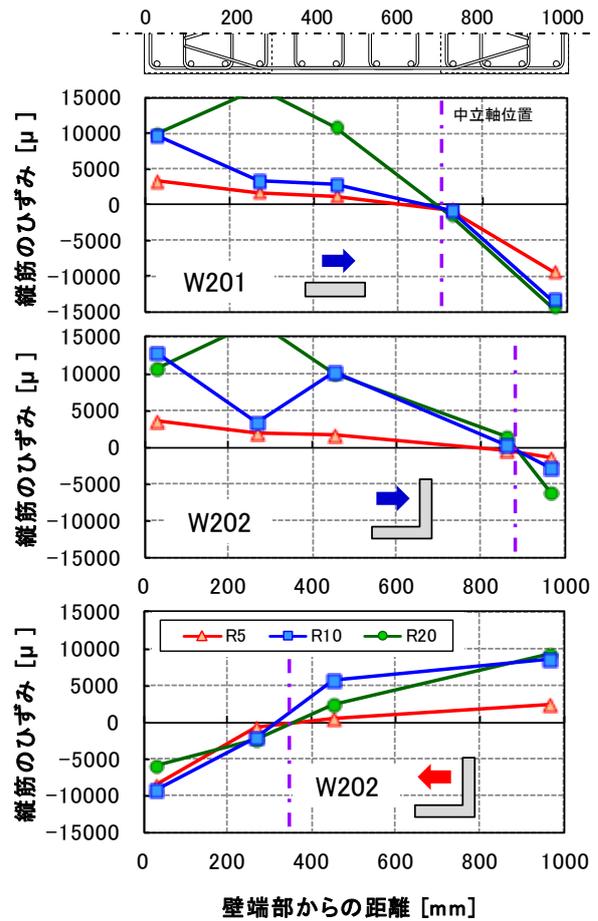


図-8 縦筋のひずみ分布(中立軸位置)

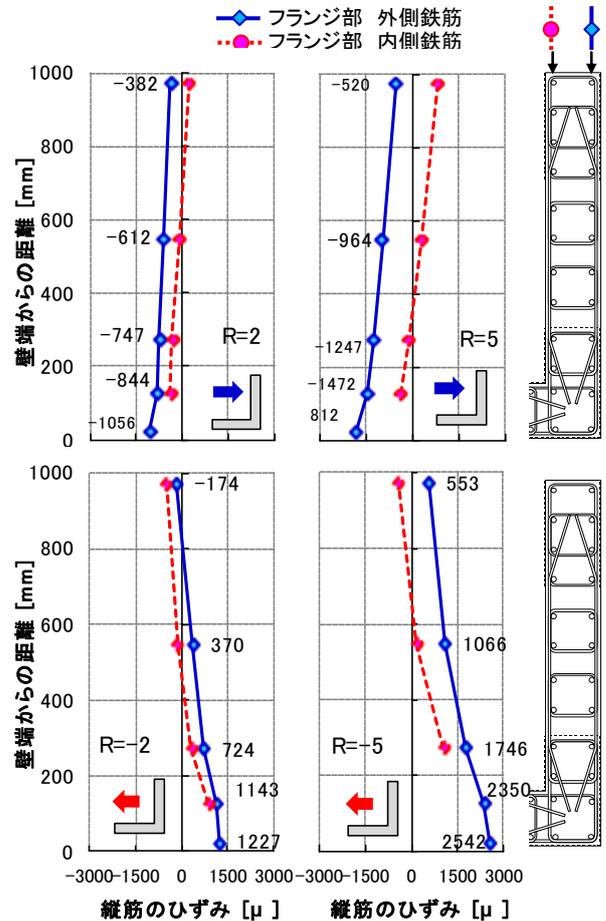


図-9 フランジ部の縦筋ひずみ分布

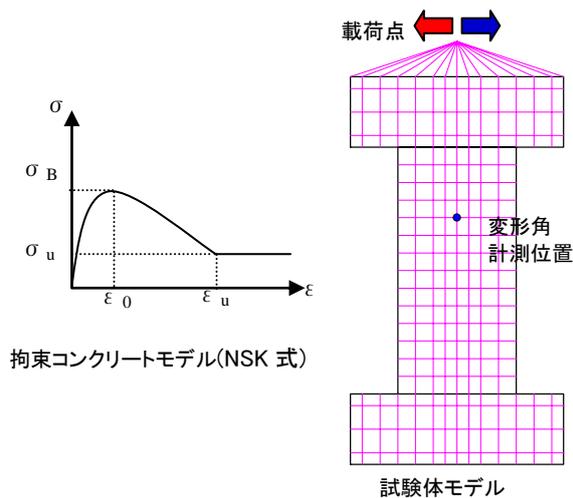


図-10 解析モデル

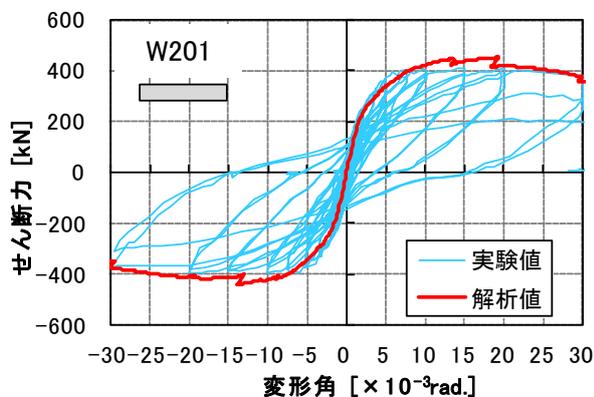


図-11 解析値との比較

## 5. まとめ

超高層 RC 造建物を想定した連層耐震壁の構造性能の把握を行った。実験パラメーターとして試験体形状を変化させた長方形断面を有する、曲げ破壊型の I 形および L 形耐震壁の曲げせん断実験および解析を行い、以下のような知見を得られた。使用コンクリート強度は実強度  $f'_c=70\text{N/mm}^2$ 、使用鉄筋は、主筋に SD490、補強筋に SD785 を使用した。

- (1) 長方形断面を有する I 形断面および L 形断面の耐震壁の破壊性状を把握した。支配的な破壊性状はコンクリートの圧縮破壊およびそれに伴う、鉄筋の座屈および破断であった。
- (2) 各試験体とも曲げ降伏先行型の破壊モードを示し、I 形の W201 の最大耐力は、曲げ終局強度計算値と良い対応を見せた。L 形の W202, W203 ではフランジ部の鉄筋の影響から、負加力時に最大耐力、剛性とも増加した。
- (3) 試験体に生じる残留ひび割れ幅は、各試験体において変形角  $R=10 \times 10^{-3}\text{rad}$  まで 0.15mm 以下であった。
- (4) 曲率分布から試験体の塑性ヒンジ区間は、I 形・L 形

とも壁長さの 0.5 倍程度であった。

- (5) 縦筋のひずみ分布から、I 形断面に比べ L 形断面では中立軸位置が変化した。I 形では壁長さの 0.3 倍程度となった。L 形壁では正加力時に壁長さの 0.15 倍、負加力時で 0.38 倍であった。
- (6) L 形試験体のフランジ部縦筋のひずみから、L 形交差部と壁先端における挙動の違いを明らかにした。
- (7) 非線形 FEM 解析により、I 形断面の試験体のせん断力-変形角関係を精度よく評価できた。L 形壁への解析の拡張が今後の課題である。

## 参考文献

- 1) 木村秀樹, 石川裕次: 鉄筋コンクリート造長方形断面耐震壁の構造性能に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.28, No.2, pp.469-474, 2006
- 2) 阪本康平, 稲田和馬, 坂下雅信, 河野進: L 型断面を有する RC 造コア壁の曲げせん断性状, コンクリート工学年次論文集, Vol.32, No.2, pp.385-390, 2010
- 3) 熊谷仁志, 林静雄: 超高強度鉄筋コンクリート立体耐震壁の復元力特性に関する研究, 日本建築学会構造系論文集 75(648), 395-403, 2010.2
- 4) 田邊裕介, 石川裕次, 宮内靖昌, 木村秀樹: 高強度コンクリートを用いた長方形断面柱の中心圧縮試験 (その 1, その 2), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 IV, pp.299-302, 2010
- 5) 日本建築学会: 建築耐震設計における保有耐力と変形性能 (1990), pp.401, 1990.10
- 6) 上林厚志 他: PWR 型原子炉建屋の非線形 FEM 地震応答解析による安全余裕評価 (その 2. 非線形 FEM の適用性と 3 次元モデルによる非線形応答性状), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 II, pp.1153-1154, 1999.9
- 7) 木村秀樹, 菅野俊介, 長嶋俊雄: 高強度コンクリートを用いた RC 柱の強度と変形能力に関する研究, 竹中技術研究報告 No.51, pp.161~178, 1995.11