

# 論文 鉄筋コンクリート造コア壁の端部拘束効果に関する実験的研究

仲地 唯治\*1・徳永 諒太\*2

**要旨:** コア部分を RC 造連層耐震壁とした超高層建物においては、高軸力下におけるコア壁の靱性確保が必要である。センターコアを4組のL形断面コア壁とした場合、高圧縮領域となるL形隅角部及びその近傍のコンクリートの拘束がコア壁の靱性に大きな影響を及ぼすと考えられる。そこで、端部拘束効果に着目して、L形断面コア壁の隅角部及び壁板部分を模擬した壁柱試験体による水平加力実験を行った。実験の結果、拘束筋の水平方向の段数、軸力比がコア壁の限界部材角に及ぼす影響、軸力比が中立軸深さ、塑性領域に及ぼす影響等が示された。

**キーワード:** 鉄筋コンクリート, コア壁, 拘束筋, 端部拘束

## 1. はじめに

超高層建物において、コア部分を RC 造連層耐震壁とした場合、地震時にコア壁に大きな軸力が作用する。このため、高軸力下におけるコア壁の靱性確保が必要であり、コア壁の靱性確保のためには、端部コンクリートの拘束筋による圧縮靱性改善が有効であると考えられる。

しかし、これまでの研究においては、コア壁におけるコンクリートの端部拘束効果と靱性の関係は明確ではない。そこで、著者らは先に、コア壁の端部を模擬した部分試験体による圧縮実験<sup>1)</sup>及び壁柱試験体による水平加力実験を行った<sup>2), 3)</sup>。本研究では、センターコアが4組の等辺L形断面コア壁で、斜め45度方向入力時を想定し、L形の対称軸の半分側を模擬した壁柱試験体による水平加力実験を行う。特に、L形断面の隅角部側が圧縮となる場合は高軸力が作用するため、壁柱試験体の断面において、隅角部に対応する側に拘束筋を配筋し、拘束筋の有無、拘束筋の水平方向の段数、拘束筋の端部形状が壁柱の靱性に及ぼす影響を検討する。

## 2. 実験概要

### 2.1 試験体

図-1 に試験体の形状、配筋を、表-1 に試験体諸元をそれぞれ示す。また、表-2、表-3 にコンクリート及び鉄筋の材料試験結果を示す。試験体は25階程度の超高層建物の最下層を想定した実大の約1/8のモデルで、L形壁の対称軸の半分を模擬した長方形断面の壁柱試験体7体である。No.1, No.3, No.5 はコンクリート調合強度を  $60\text{N/mm}^2$ 、軸力比  $\sigma_0/\sigma_B=0.2$  ( $\sigma_0=N/A$ , N:軸力, A:断面積) とした。一方, No.2, No.4, No.6, No.8 はコンクリート調合強度を  $33\text{N/mm}^2$ 、軸力比を  $0.4$  とした。軸力比は試設計建物における値が  $0.4$  であること、及び既往の実験における上限の値がほぼ  $0.2\sim 0.4$  であることから

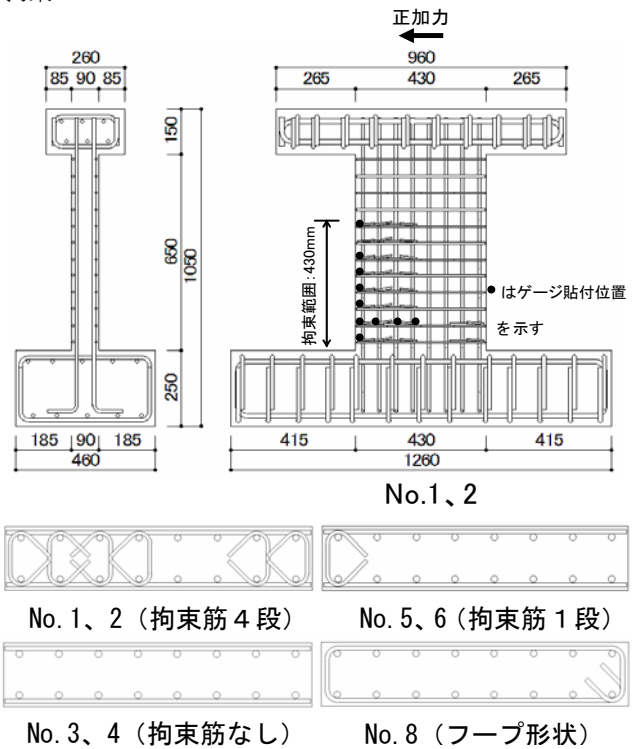


図-1 試験体配筋図

表-1 試験体諸元

試験体	$F_c$ ( $\text{N/mm}^2$ )	軸力比	軸力 (kN)	拘束筋段数 (横補強筋比*(%))
No.1	60	0.2	489	4
No.2	33	0.4	495	(0.345)
No.3	60	0.2	474	0
No.4	33	0.4	503	(0)
No.5	60	0.2	500	1
No.6	33	0.4	534	(0.086)
No.8	33	0.4	539	フープ形状(0.135)

\*横補強筋比  $P_c = a_c / sD$

$a_c$ : 拘束筋断面積 (No.8はフープ筋1本の断面積)

$s$ : 拘束筋高さ方向ピッチ,  $D$ : 壁柱せい

$0.2, 0.4$  を設定した。壁断面は7体共通で  $b \times D = 90\text{mm} \times 430\text{mm}$  である。せん断スパン比は試設計建物の値をもとに、いずれも  $2.79$  と設定した。縦筋、横筋には、7体共

\*1 福井工業大学 建築学科教授 博士 (工学) (正会員)

\*2 福井工業大学 大学院生

表-2 コンクリートの材料試験結果

試験体	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (×10 <sup>4</sup> N/mm <sup>2</sup> )	割裂強度 (N/mm <sup>2</sup> )
No.1	63.2	2.90	3.40
No.2	32.0	2.25	1.69
No.3	61.3	2.71	2.62
No.4	32.5	2.00	2.52
No.5	64.6	2.83	3.17
No.6	34.5	2.03	1.81
No.8	34.8	2.09	2.60

表-3 鉄筋の材料試験結果

呼び名	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (×10 <sup>5</sup> N/mm <sup>2</sup> )	伸び (%)
D10	393	568	2.04	25.8
D6	372	524	2.05	25.7
U5.1	1368	1491	2.11	9.3

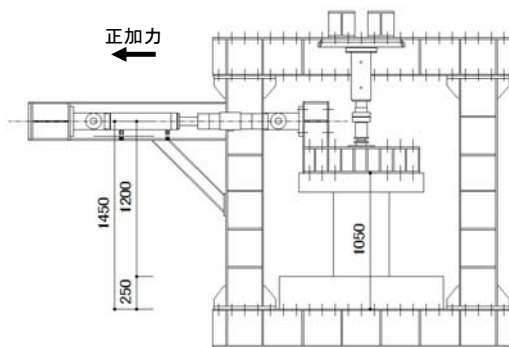


図-2 加力装置

それぞれ D10(SD345) , D6(SD345)を用いた。試験体のパラメータは拘束筋の有無, 拘束筋の水平方向の段数, 拘束筋の端部形状, 軸力比である。拘束筋には高強度鉄筋 U5.1(1300N/mm<sup>2</sup>級)を用いた。拘束筋は幅止め型拘束筋とし, 文献2)における圧壊領域が概ね壁柱せい以下であったことから, せいに相当する高さ 430mm 以下の範囲に配筋した。試験体のかぶり厚さは 5mm で, 粗骨材としては, 試験体の縮小率を考慮して 7号砕石を用いた。

## 2.2 実験方法

加力は一定軸力下における正負交番繰り返し加力とした。図-2 に加力装置を示す。試験体の下端を加力フレームに固定し, 上端に取り付けた L 形の加力治具を介して, キャンチレバー型で水平力を作用させた。軸力は試験体上方の油圧ジャッキにより載荷し, 正加力時に No.1, No.3, No.5 では  $\sigma_0=0.2\sigma_B$ , No.2, No.4, No.6, No.8 では  $\sigma_0=0.4\sigma_B$  の定軸力, 負加力時に定軸力 30kN とし, 変形 0 時に軸力を切り替えた。軸力比は試設計建物の変動軸力比の最大値 0.4 (正加力時), 最小値 0 (負加

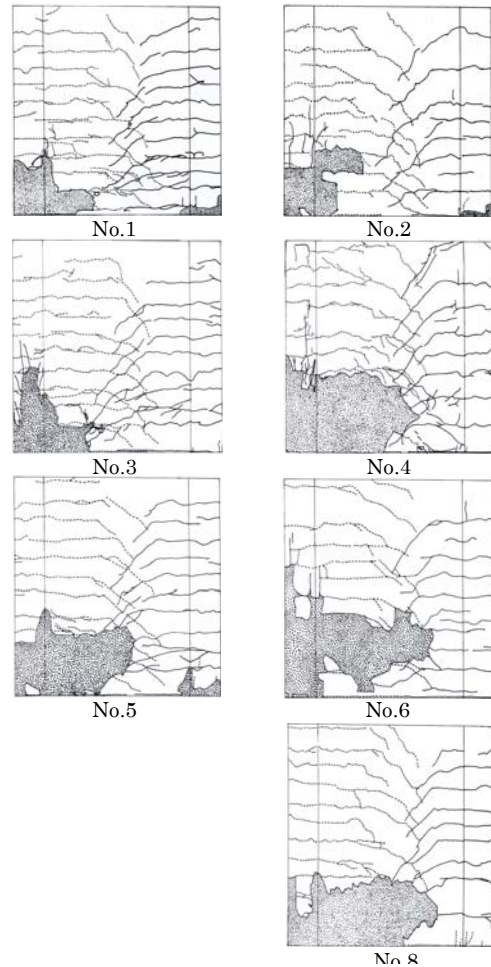


図-3 ひび割れ状況 (最終)

表-4 最大荷重及び限界部材角

試験体	最大荷重(kN)			限界部材角* (×1/1000rad.)
	実験値(負側)	計算値	実/計	
No.1	107.3 (76.4)	102.0	1.05	30.0
No.2	94.2 (69.8)	84.1	1.12	25.5
No.3	114.1 (69.8)	98.7	1.16	20.1
No.4	100.1 (61.9)	84.8	1.18	17.6
No.5	126.1 (73.3)	102.4	1.23	24.5
No.6	102.9 (63.0)	88.1	1.17	19.2
No.8	109.2 (67.5)	88.6	1.23	24.2

\* 最大荷重の80%以上の荷重を保持する最大部材角(実験値/計算値P<sub>NU</sub>:文献<sup>4)</sup>による

P<sub>NU</sub>:=M<sub>u</sub>/H, H:加力点高さ

M<sub>u</sub>=0.5a<sub>g</sub>σ<sub>y</sub>g<sub>1</sub>D+0.5ND(1-N/(bDF<sub>c</sub>))

力時)を一定軸力比に簡略化したものである。但し, 負加力時には, 油圧ジャッキ上部のすべり支承に若干の圧縮力を加える必要があるため, 定軸力 30kN を設定した。水平加力は2階床レベル高さ(615mm)での変位制御とし, 部材角 1/1000(rad.)(1回), 2/1000, 5/1000, 7.5/1000, 10/1000, 15/1000, 20/1000, (各2回), 30/1000, 40/1000(各1回)における正負交番繰り返し加力とした。変位計により各区間の伸縮量を, また, ワイヤーストレインゲージの両面貼付により拘束筋, 横筋, 及び縦筋のひずみを計測した。ゲージ貼付位置は拘束筋では試験体厚さ方向中央とした。

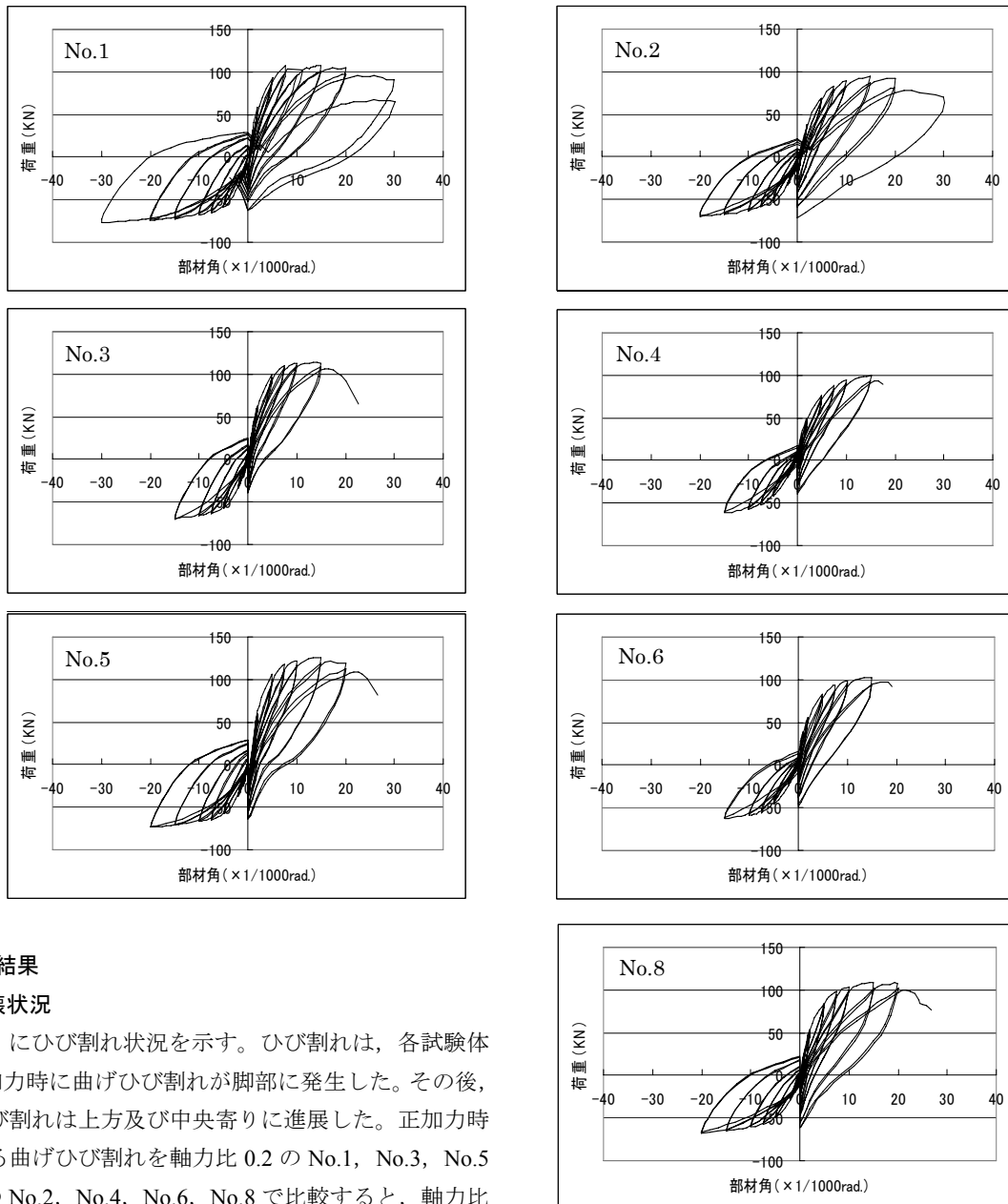


図-4 荷重-変形関係

### 3. 実験結果

#### 3.1 破壊状況

図-3 にひび割れ状況を示す。ひび割れは、各試験体共、負加力時に曲げひび割れが脚部に発生した。その後、曲げひび割れは上方及び中央寄りに進展した。正加力時における曲げひび割れを軸力比 0.2 の No.1, No.3, No.5 と 0.4 の No.2, No.4, No.6, No.8 で比較すると、軸力比 0.2 の方がより内側まで伸びている。これは、軸力比が小さいことにより鉛直方向応力がより内側まで引張となっているためと考えられる。正加力時に部材角 5/1000 程度までに最外縁圧縮縦筋が圧縮降伏(降伏ひずみ  $1926\mu$ )し、負加力時に、最外縁引張り縦筋が引張り降伏した。正負加力時ともに、7.5/1000 程度までに曲げせん断ひび割れが発生した。また正加力時において、5/1000 ~ 7.5/1000 までに、コンクリートの圧壊(縦ひび割れ)が発生した。最終、すなわち、限界部材角(最大荷重の 80% 以上の荷重を保持する最大部材角とする)を確認し、水平載荷を終了した時点においては、正加力時に圧縮側の主筋の座屈が認められた。いずれの試験体も、正加力時の圧壊により耐力が低下し、最終に至った。

#### 3.2 荷重-変形関係

表-4 に最大荷重及び限界部材角を示す。また、図-4

に荷重-変形関係を示す。但し、試験体の水平変位にもなって、試験体頂部及びそれに接続する L 形加力治具に回転が生じ、それによって水平ジャッキが傾斜し、加力のシアスパンが変動する。そのため、同図において、荷重は実験開始時のシアスパン(1200mm)の場合に補正している。また、同図においては  $P-\delta$  効果の影響を含んでいる。正加力時の変形 0 時に、特に No.5 において荷重が負となっているが、これは軸力切換え時に変形 0 を維持するために拘束力が発生したものと考えられる。但し、No.1 は初回実験のため変形 0 を維持しておらず、変形が生じている。

最大荷重はいずれの試験体も、実験値に対して計算値のほうが小さな値となっている。各試験体の最終付近の

性状について以下に述べる。No.1 は、正加力時に 40/1000 への途中で荷重が大きく低下し、30/1000 までで終了とした。No.2 は、正加力時に 30/1000 のサイクルで荷重が大きく低下した。No.3 は、20/1000 の 1 回目のサイクルで、ピークの 20/1000 に達したと同時に軸力を保持できなくなり、荷重が急激に低下した。No.4 は、20/1000 への途中で軸力を保持できなくなり、荷重が急激に低下した。No.5 は、30/1000 への途中で軸力を保持できなくなり、荷重が急激に低下した。No.6 は、20/1000 への途中で軸力を保持できなくなり、荷重が急激に低下した。No.8 は、30/1000 への途中で軸力を保持できなくなり、荷重が急激に低下した。

拘束筋 4 段の No.1, No.2 は 30/1000 においても軸力を保持していたが、拘束筋なし、拘束筋 1 段、フープ形状の No.3~No.8 は最終において軸力を保持できず、水平荷重が急激に低下した。したがって、拘束筋をより内側まで配筋することにより、30/1000 に至るまで軸力保持が可能と考えられる。

最終付近の性状を軸力比で比較すると、拘束筋 4 段の No.1 と No.2 では、軸力比 0.4 の No.2 が 30/1000 の 1 回目のサイクルで限界部材角となったのに対し、軸力比 0.2 の No.1 は 30/1000 の 1 回目のサイクルでは、最大荷重の 80%以上を維持していた。拘束筋なしの No.3, No.4, 拘束筋 1 段の No.5, No.6 では、軸力比 0.2 の No.3, No.5 は、最終サイクルで荷重がある程度低下した後、軸力が保持できなくなったが、軸力比 0.4 の No.4, No.6 はほとんど低下しないうちに軸力が保持できなくなった。よって、軸力比の高い方がより急激な破壊であるといえる。

軸力比が 0.4 でフープ形状の No.8 は、同じ軸力比 0.4 で拘束筋なしの No.4, 拘束筋 1 段の No.6 と比較すると若干の荷重低下の後には軸力保持不能となった。すなわち、拘束筋なし、拘束筋 1 段の場合より若干ゆるやかな破壊となったと考えられる。

### 3.3 限界部材角の比較

表-4 に限界部材角を示す。また、図-5 に限界部材角の比較を示す。軸力比が 0.2 の No.1, No.3, No.5 と軸力比が 0.4 の No.2, No.4, No.6 共にそれぞれ拘束筋の水平方向の段数が多いほど限界部材角が大きい。端部に拘束筋を配筋していない No.3, No.4 は、端部コンクリートの圧縮靱性が低く、拘束筋により端部コンクリートが拘束された他の試験体よりも限界部材角が小さかったと考えられる。拘束筋が 4 段の No.1, No.2 は、拘束筋が 1 段の No.5, No.6 に比べ、拘束筋をより内側まで配筋したことにより、内側のコンクリートの圧縮靱性が増大し、限界部材角が大きかったと考えられる。端部がフープ形状の No.8 は、フープ筋が端部コンクリートを囲むことにより拘束効果を発揮し、靱性が向上したと考えられる。

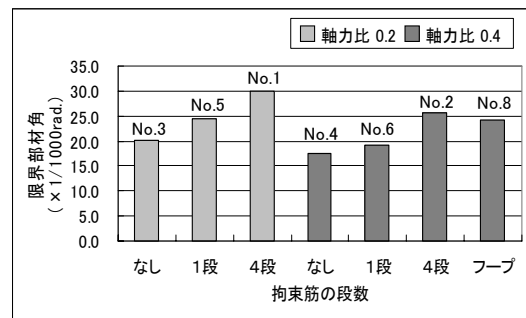


図-5 限界部材角の比較

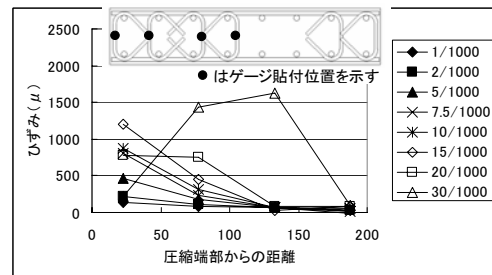


図-6 拘束筋の水平方向ひずみ分布 (No. 1)

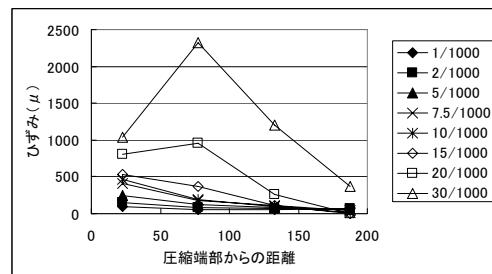


図-7 拘束筋の水平方向ひずみ分布 (No. 2)

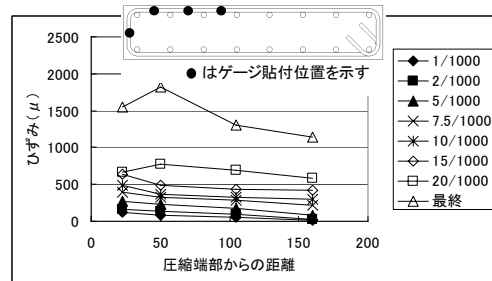


図-8 フープ筋の水平方向ひずみ分布 (No. 8)

No.1 と No.2, No.3 と No.4, No.5 と No.6 の限界部材角をそれぞれ比較すると、軸力比が 0.2 の No.1, No.3, No.5 に対し、軸力比が 0.4 の No.2, No.4, No.6 の方が限界部材角が小さい。つまり、軸力比が大きい方が限界部材角は小さいと言える。これはいずれの拘束筋の配筋においても、軸力比が大きいほど、同じ部材角における、脚部圧縮端部のひずみが大きくなり、負担できる圧縮応力が減少し、その結果、より早い段階で、コンクリートが圧壊するためと考えられる。但し、本実験では軸力比 0.4 の場合、コンクリート  $F_c$  が  $33\text{N/mm}^2$  であるのに対し、軸力比 0.2 では  $60\text{N/mm}^2$  であることから、コンクリート強度の増大によるコンクリート圧縮靱性低下よりも、軸力比増大による圧縮靱性低下が上回ったといえる。

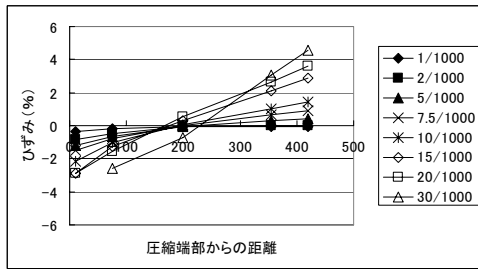


図-9 壁脚部鉛直ひずみの水平方向分布 (No. 1)

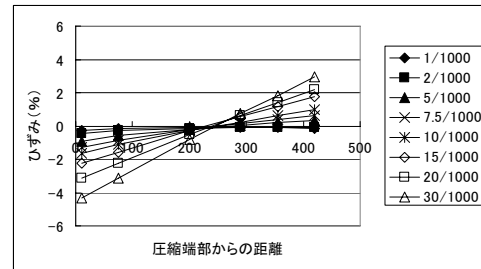


図-10 壁脚部鉛直ひずみの水平方向分布 (No. 2)

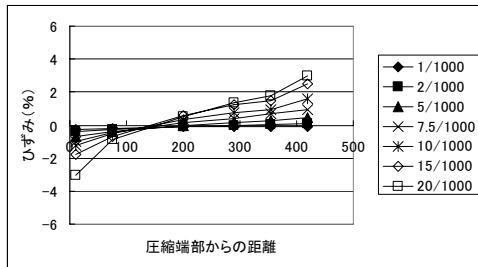


図-11 壁脚部鉛直ひずみの水平方向分布 (No. 3)

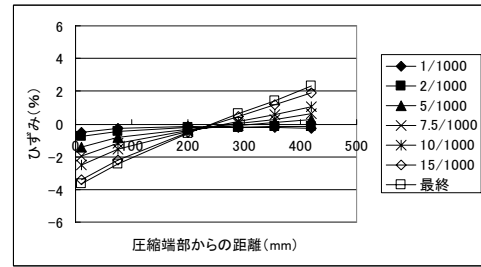


図-12 壁脚部鉛直ひずみの水平方向分布 (No. 4)

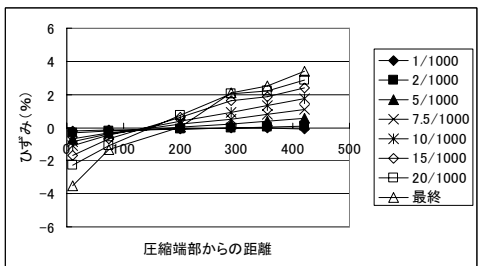


図-13 壁脚部鉛直ひずみの水平方向分布 (No. 5)

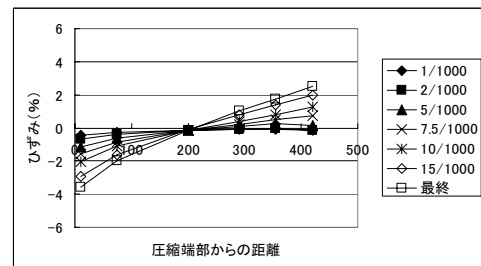


図-14 壁脚部鉛直ひずみの水平方向分布 (No. 6)

設計にあたっては、クライテリアに対する靱性の余裕度や軸力保持能力との関係を今後検討する必要がある。

### 3.4 拘束筋の水平方向ひずみ分布

図-6、図-7に、No.1及びNo.2の高さ82.5mmにおける拘束筋の水平方向ひずみ分布をそれぞれ示す。また、図-8にNo.8の高さ82.5mmにおけるフープ筋の水平方向ひずみ分布を示す。グラフは正加力時の各部材角における圧縮端部からの距離と、拘束筋ひずみの関係を示している。No.1、No.2では、圧縮端部に近いほどひずみの値は大きい。これは、圧縮端部に近いほどコンクリート圧縮応力、圧縮ひずみが大きく、そのため拘束筋の拘束力が増大したためと考えられる。

No.8においては、No.1、No.2と同様に、部材角の増大と共にフープ筋ひずみは増え、圧縮端部に近いほどひずみの値は大きい。但し、圧縮端部からの距離の差に伴うひずみの差はNo.1、No.2に比べて小さい。これはNo.1、No.2における拘束筋が1つ1つ独立して配筋されているのに対し、No.8におけるフープ筋は連続しており、各ひずみ測定点の応力が隣の測定点に影響を及ぼし、一体となって拘束力を発揮しているためと考えられる。

### 3.5 壁脚部における鉛直ひずみの水平方向分布

図-9～図-15にそれぞれの試験体の壁脚部からの検長を65mmとした場合の変位計による鉛直ひずみの水平

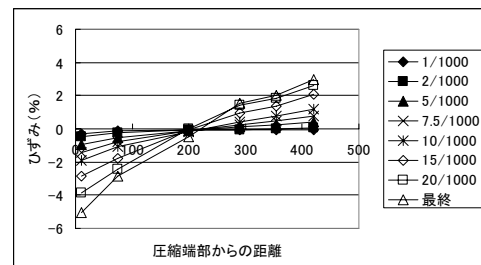


図-15 壁脚部鉛直ひずみの水平方向分布 (No. 8)

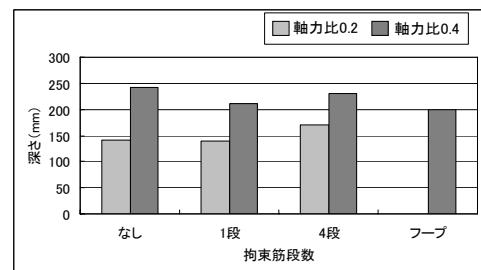


図-16 中立軸深さ

方向分布を示す。グラフは、正加力時の各部材角における圧縮端部からの距離と、変位計によるひずみの関係を示している。いずれの試験体も、圧縮側、引張側共、ひずみは中立軸からの距離に比例して増大しているが、引張側よりも圧縮側のほうがやや変化の割合が大きい。圧縮最端部のひずみは特に大きく、平面保持の仮定が成り立っているとは一概にはいえない。

端部の配筋がフープ形状で軸力比が0.4のNo.8では、

圧縮端部において、全試験体中で最も大きなひずみが生じている。

図-16 に上記で述べた No.1~No.8 までの中立軸深さを示す。いずれの配筋でも、軸力比が 0.4 の方が 0.2 の場合よりも大きい。また、拘束筋の水平方向の段数が多いほど、軸力比の違いによる中立軸深さの差は小さい。

### 3.6 拘束筋の鉛直方向ひずみ分布

図-17~図-21 に No.1, 2, 5, 6, 8 の圧縮端部から 22.5mm における拘束筋の鉛直方向ひずみ分布をそれぞれ示す。グラフは、正加力時の各部材角における壁脚部からの高さとして、拘束筋ひずみの関係を示している。

拘束筋の段数が 4 段の No.1, No.2 及び拘束筋 1 段で軸力比 0.2 の No.5 は、全体的に脚部に近いほど、ひずみが大きい。2/1000 までは、脚部に近くなるにつれて、ほぼ一定の割合でひずみが増大している。これに対し、5/1000 以降では、高さ 200mm 程度以下において、脚部に近づくにつれてのひずみの増大が顕著である。

一方、軸力比 0.4 の No.6 は、No.5 のような脚部でのひずみが増大する傾向が少なく、15/1000 までの部材角で、高さ 400mm 程度までほぼ同程度の値を示している。すなわち、軸力比を増した No.6 は、No.5 に対し塑性領域（ここではコンクリート鉛直方向圧縮ひずみ 0.2% 以上の領域とする）がより上方に広がったと考えられる。

端部の配筋がフープ形状で軸力比 0.4 の No.8 は、ひずみの増大が顕著な領域は 250mm 程度となり、軸力比が同じ 0.4 である No.2, No.6 と比較すると小さい値である。

### 4. まとめ

鉄筋コンクリート造コア壁の靱性について検討するために、壁柱の水平加力実験を行った。その結果、本実験の条件下において以下のことが明らかとなった。

- 1) 拘束筋の水平方向の段数が多いほど、また、軸力比が小さい方が限界部材角は大きくなる。拘束筋 4 段（横補強筋比 0.345%）では軸力比 0.4 で 25.5/1000、軸力比 0.2 で 30/1000 の限界部材角となった。
- 2) 拘束筋 4 段では最終まで軸力を保持したが、拘束筋なし、拘束筋 1 段、フープ形状では保持できなかった。
- 3) 拘束筋の水平方向ひずみ分布では、軸力比が大きい方が、より内側まで大きな値となる。また、フープ形状の場合、幅止め型拘束筋と比べ、圧縮端部からの距離の差に伴うひずみの差は小さい。
- 4) 軸力比が大きい方が、中立軸深さは大きい。また、拘束筋の水平方向の段数が多いほど、軸力比の違いによる中立軸深さの差は小さい。
- 5) 軸力比増大に伴い、塑性領域が拡大する。

### 参考文献

1) 南直行, 仲地唯治: 鉄筋コンクリート造コア壁における壁板の圧縮性状, コンクリート工学年次論文報告集,

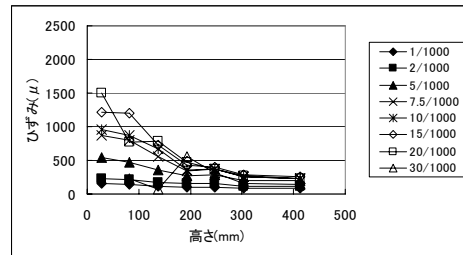


図-17 拘束筋の鉛直方向ひずみ分布 (No. 1)

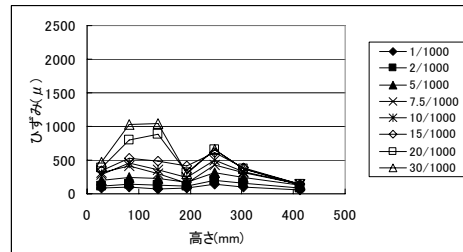


図-18 拘束筋の鉛直方向ひずみ分布 (No. 2)

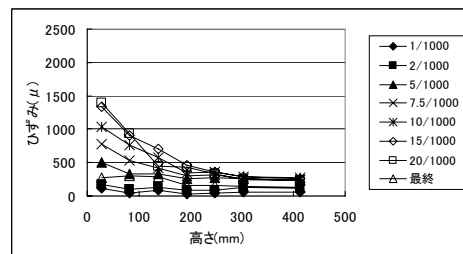


図-19 拘束筋の鉛直方向ひずみ分布 (No. 5)

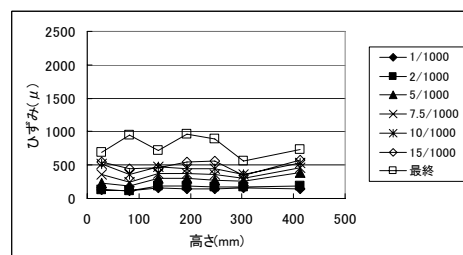


図-20 拘束筋の鉛直方向ひずみ分布 (No. 6)

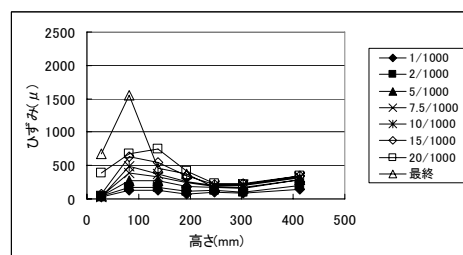


図-21 フープ筋の鉛直方向ひずみ分布 (No. 8)

Vol. 32, pp.367-372, 2010.7

2) 仲地唯治, 南直行: 鉄筋コンクリート造コア壁の拘束筋による端部拘束効果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. 32, pp.361-366, 2010.7

3) 仲地唯治, 徳永諒太, 南直行: 鉄筋コンクリート造コア壁の端部拘束効果に関する実験的研究(その1~その3), 日本建築学会学術講演梗概集, Vol.C-2, pp.349-354, 2010.9

4) 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, 1981