

鉄筋コンクリート造コア壁の3次元FEM解析

仲 地 唯 治*

3-Dimensional FEM Analysis on Reinforced Concrete Core Walls

Tadaharu Nakachi

In high-rise buildings with the core wall system, the axial load of the core wall is very high under the action of a diagonal seismic force. Particularly the area near the corner of the core wall is subject to high compressive stress. Reinforcing these areas is therefore considered effective in improving the deformation capacity of the core walls. In this paper, the lateral loading tests of core walls were analyzed using three-dimensional nonlinear finite element method. As a result of analysis, the influence of confinement effect of concrete at the area near the corner of the core walls to the vertical curvature distribution, stress distribution of concrete, and deformation capacity was shown.

Keywords: Reinforced concrete, core wall, FEM analysis, confining steel

1. はじめに

センターコアが4組のL形断面コア壁から成る超高層建物において、斜め45度方向入力時に特にL形隅角部近傍が高圧縮領域となり、その領域のコンクリート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。

L形断面コア壁については、著者ら¹⁾や竹田ら²⁾の実験の他、3次元有限要素解析が成川ら³⁾や加藤ら⁴⁾によって行われている。成川らは、壁脚部においては厳密には加力方向に対する平面保持は成立しておらず、また、隅角部の圧壊時に、応力集中が隅角部から平板部に移行していることを確認している。加藤らは、高軸力下でのL型壁の斜め方向の変形性能には、柱型部のコアコンクリートの大きさ、及び拘束範囲の影響が大きいとしている。

本研究では3次元有限要素法を用いてコア壁の水平加力実験を解析し、特にコア壁のL形隅角部近傍脚部における拘束コンクリートの圧縮性状について検討した。

2. 実験概要

2.1 試験体

図-1に解析対象の試験体を、表-1に試験体諸元一覧をそれぞれ示す。試験体は25階程度の超高層建物の最下層3層を想定した実大の約1/8のモデルで計4体である。試験体の形状及び縦横筋の配筋は4体共通で、壁断面 $b \times D = 90\text{mm} \times 900\text{mm}$ である。見つけ幅は700mmで、せん断スパン

* 建築学科

比 2.5 である。縦筋、横筋には、それぞれ D10(SD345)、D6(SD345)を用い、拘束筋には高強度鉄筋 U5.1 (1300N/mm² 級)を用いた。試験体のかぶり厚さは 5mm である。試験体のコンクリートは、調合強度を 60N/mm² とした。表 2、3 にコンクリートおよび鉄筋の材料試験結果を示す。

試験体 NO.1 は拘束筋を用いない試験体で、NO.2 は NO.1 に対し、隅角部に正方形拘束筋を配筋した。NO.3,4 は NO.2 に対し、隅角部に近い壁板部分に幅止め型の拘束筋を配筋した。NO.4 は NO.3 に対し、幅止め型拘束筋量が 2 倍である。拘束筋は 2 階床レベル相当高さ (615mm) まで配筋した。

2.2 実験方法

試験体の下端を反力床に固定し、上端に取り付けた L 形の加力治具を介して 1000kN アクチュエータによりキャンチレバー型で水平力を作用させた。加力高さは 1750mm とした。軸力は試験体上方の 10000kN 油圧ジャッキにより載荷し、実建物センターコア境界梁降伏時を想定して、正加力時 (隅角部側が圧縮) に $\sigma_0 = 0.6 \sigma_B$ ($\sigma_0 = N/A$, N : 軸力, A : 断面積, σ_B : コンクリート圧縮強度) の定軸力 (載荷軸力は NO.1, 2, 3, 4 でそれぞれ 4821, 6605, 6507, 6076kN), 負加力時に定軸力 78kN とした。加力は 2 階床レベルに相当する高さ (615mm) での変位制御とし、部材角 1/1000(rad.) (1 回), 2/1000 (2 回), 5/1000, 7.5/1000, 10/1000 (各 1 回) での正負交番繰り返し加力とした。

2.3 実験結果

表 4 に限界部材角等の実験結果一覧を示す。表 4 中、曲げひび割れ、最大荷重はそれぞれ負、正加力時の値である。また、図 1 中の試験体立面図において、左向きが正加力時を、右向きが負加力時を示す。正加力時において、いずれの試験体でも 1/1000 のサイクルで最外

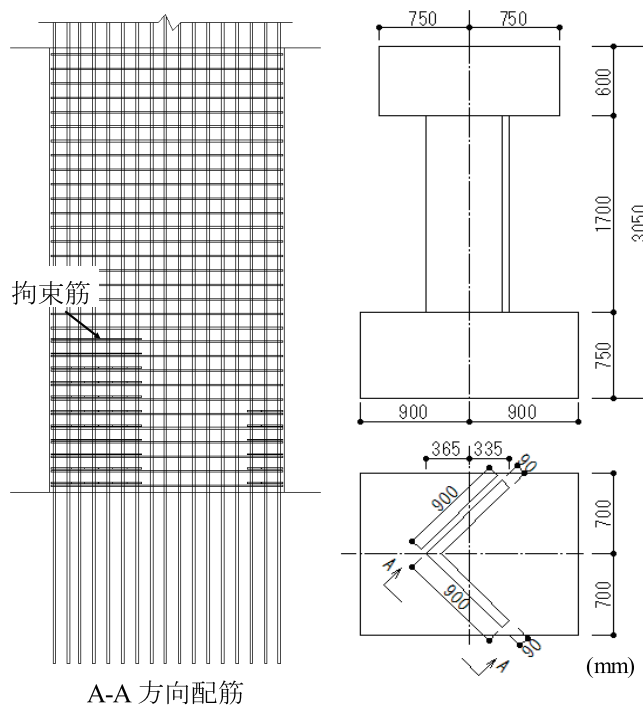
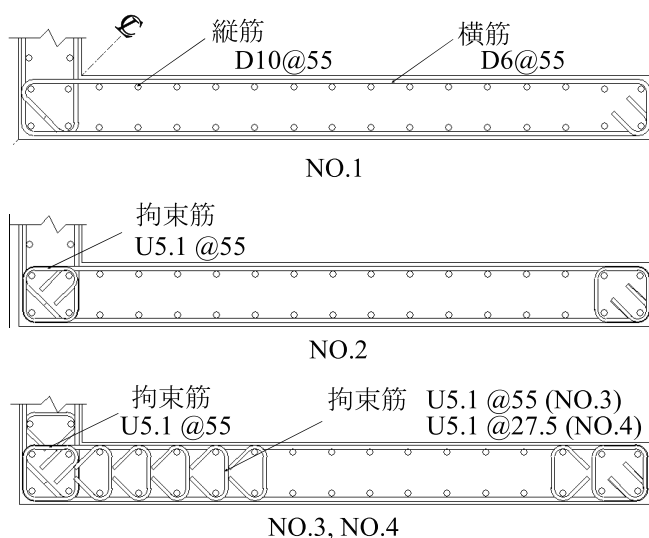


図 1 試験体配筋

表 1 試験体諸元一覧

試験体	NO.1	NO.2	NO.3	NO.4
断面b×D	90mm×900mm			
加力高さh	1750mm			
せん断スパン比M/QD	2.5			
縦筋 (SD345)	D10@55			
横筋 (SD345)	D6@55			
拘束筋 (1300N/mm ² 級)	正方形(隅角部)	—	U5.1@55	U5.1@55
	幅止め型(壁板部)	—	—	U5.1@27.5

表－２ コンクリートの材料試験結果

試験体	圧縮強度 (N/mm ²)	ヤング係数 ($\times 10^4$ N/mm ²)	割裂強度 (N/mm ²)
NO. 1	52.5	2.97	3.73
NO. 2	71.8	3.52	4.51
NO. 3	70.9	3.40	4.82
NO. 4	66.2	3.52	3.31
部分試験	62.8	3.49	3.61

表－３ 鉄筋の材料試験結果

呼び名	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数 ($\times 10^5$ N/mm ²)	伸び (%)
D10	360	519	1.85	18.2
D6	381	525	1.90	20.9
U5.1	1314	1397	1.91	7.5

表－４ 実験結果一覧

試験体		NO. 1	NO. 2	NO. 3	NO. 4
曲げ ひび割れ	荷重	62	73	53	56
	部材角	0.5	0.4	0.4	0.3
最大荷重	荷重	464	376	489	557
	部材角	4.4	3.1	4.4	7.8
	計算値	362	440	436	417
	実／計	1.28	0.86	1.12	1.34
限界部材角*		4.6	3.1	6.0	9.6

単位: 荷重 kN, 部材角 $\times 1/1000$ rad.* 最大荷重の80%以上の荷重を保持する
最大部材角計算値⁵⁾ $Q_{Mu} = M_u / H$, H: 加力点高さ $M_u = \{0.5a_g \sigma_{yg} D + 0.024(1+g_1)(3.6-g_1)bD^2 F_c\}$
 $\cdot \{(N_{max} - N) / (N_{max} - N_b)\}$

縁圧縮縦筋が降伏し、2/1000 のサイクルまでに圧壊（縦ひび割れ）が発生した。負加力時は1/1000 までに曲げひび割れが発生した。最終はいずれも正加力時の圧壊により耐力が低下した。

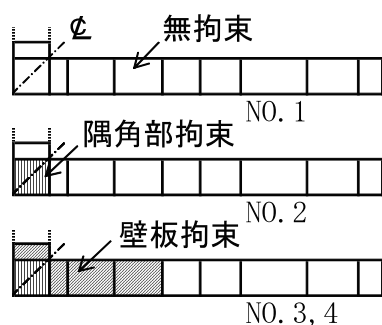
最大耐力は既往の耐力式⁵⁾（表－４下）による計算値に比較すると、NO. 2 以外は実験値が計算値より高くなった。

図－３に正加力時における各試験体の荷重－変形関係を包絡線で示す。限界部材角を、拘束筋を用いた NO. 2, 3, 4 で比較すると、隅角部のみを拘束した NO. 2 に対し、その近傍も拘束した NO. 3, 4 が大きく、コンクリート拘束の拘束領域の影響が示された。また、NO. 3 と NO. 4 を比較すると拘束筋量の多い NO. 4 の方が大きく、拘束筋量の影響が示された。拘束筋のない NO. 1 は隅角部に拘束筋を用いた NO. 2 より大きい。これは NO. 1 が他の 3 体よりコンクリート圧縮強度が低く、軸力比を一定とした本実験では NO. 2 の載荷軸力が NO. 1 を大幅に上回り、NO. 2 における隅角部のみの圧縮靱性改善効果より大きな影響を及ぼし、また、無拘束部コンクリートの最大応力以降の応力低下が NO. 1 の方がゆるやかであったためと考えられる。

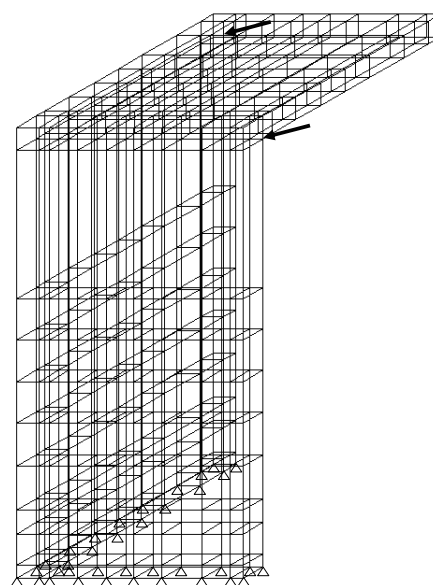
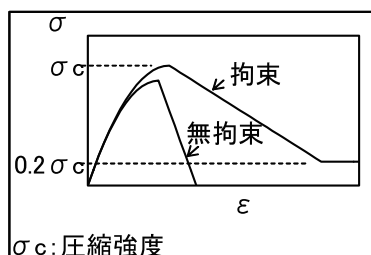
3. 解析概要

3.1 解析モデル

図－２に試験体の解析モデルを示す。解析は３次元非線形



(a) コンクリートの圧縮特性



(b) 要素分割図

図－２ 解析モデル

解析で、壁脚部の各節点をピンにより拘束し、上部スタブ部分は壁板部に対して十分剛性の高い要素とした。

コンクリート要素としては、8 節点アイソパラメトリックソリッド要素を用いた。圧縮及び引張強度は材料試験結果を用いた。2 軸圧縮の破壊曲線は大沼式⁶⁾によった。圧縮破壊後の軟化域は負勾配を直線とした。圧縮強度、負勾配は、水平加力実験と合わせて行った隅角部及び壁板部の中心圧縮実験結果¹⁾の応力-歪関係を参考に、コンクリート拘束効果を考慮した（ヤング率に対する負勾配の比が、無拘束、隅角部拘束, NO.3 壁板拘束, NO.4 壁板拘束でそれぞれ 1.0, 0.02, 0.1, 0.05）。

ひび割れは分布ひび割れモデルを用い、最大主応力が引張強度を超えたときにひび割れが発生するものとした。

鉄筋は線材要素で、応力-歪関係はバイリニア型とし、第2 勾配はヤング係数に対し 0.0001 とした。鉄筋とコンクリートは完全付着とした。

3.2 解析方法

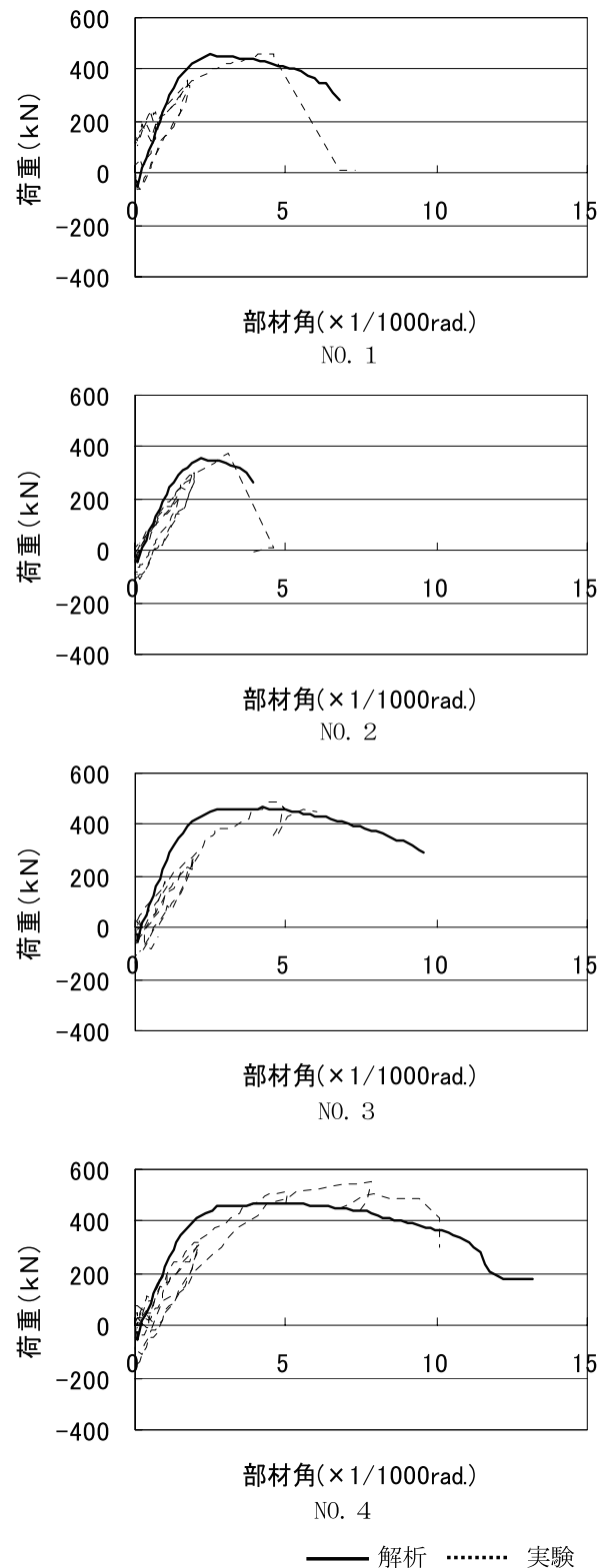
加力は正加力（隅角部側が圧縮）側の単調載荷とし、変位増分法を用いた。最初に上部から軸力を加え定軸力とした後、水平加力を行った。

3.3 解析結果

(1) 荷重－変形関係

図－3 に荷重－変形関係を実験結果と合わせて示す。荷重は載荷点における荷重を、部材角は実験の場合と同様に、高さ 615mm（2 階床レベル相当高さ）での変位より求めている。

図－3 より解析結果を NO.2 と NO.3 で比較すると、NO.3 の方が限界部材角が大きく、隅角部のみを拘束した NO.2 に対し、壁板部も合わせて拘束した NO.3 が拘束範囲の増大により靱性が増加したものと考えられ、実験結果の傾向と一致する。NO.3 と NO.4 を比較すると、NO.3 に対し壁板部の拘束筋量を 2 倍に増した NO.4 の方が限界部材角が大きく、実験結果と同様、拘束筋量の影



図－3 荷重－変形関係

響が示されたと考えられる。コンクリート強度が他の3体より低いNO.1はNO.2に比較して限界部材角が大きく、実験結果と同様の傾向が示された。NO.2はNO.1に対して最大耐力も低い、前述のように載荷軸力等の影響で脚部の回転が他の3体程度まで進む前に圧壊したためと考えられる。靱性に関してNO.1～4の解析結果を比較すると、全般に実験結果と同様な結果が得られ、コンクリート拘束効果の靱性に対する影響を表せたと考えられる。但し、剛性は全般に解析が高い。また、NO.4では、解析値の荷重の方が低い結果となっている。

(2) 曲率分布

図-4にNO.1の部材角5/1000における鉛直方向曲率分布を、図-5にNO.4の5/1000及び10/1000における鉛直方向曲率分布を実験結果と合わせて示す。実験における曲率は電気式変位計により測定した壁端部における鉛直方向各区間の変位量から求めたものである。また、解析のひずみは節点間の相対距離から求め、節点間の距離は実験における変位区間に合わせた。

NO.1, NO.4共、壁脚部付近の曲率が特に大きく、脚部に変形が集中しており、また、部材角の増大と共に脚部の曲率が増えている傾向が、解析と実験で一致している。但し、全体的に解析結果の方が実験結果よりも値が小さい傾向にある。

(3) 圧縮端部における鉛直方向応力分布

実験における、NO.1, NO.4の圧縮端部鉛直方向ひずみ分布を図-6, 図-7に示し、それぞれに対応する、解析による鉛直方向応力分布を図-8, 図-9に示す。NO.1では5/1000, NO.4では5/1000及び10/1000における分布を示している。実験におけるひずみは、上記(2)曲率分布の場合と同様、電気式変位計により測定した壁端部における鉛直方向各区間の変位量から求めたものである。解析における応力は、端部から18mm内側のガウス点における鉛直方向応力である。図中、ひずみ分布においては圧縮を負で、応力分布においては圧縮を正で表している。

ひずみ分布は、5/1000において、NO.1, NO.4共、脚部において大きな値を示している。NO.4の10/1000では、500mm程度以下の高さにおいて5/1000からのひずみの増加が顕著で、実験における圧壊領域とほぼ対応している。

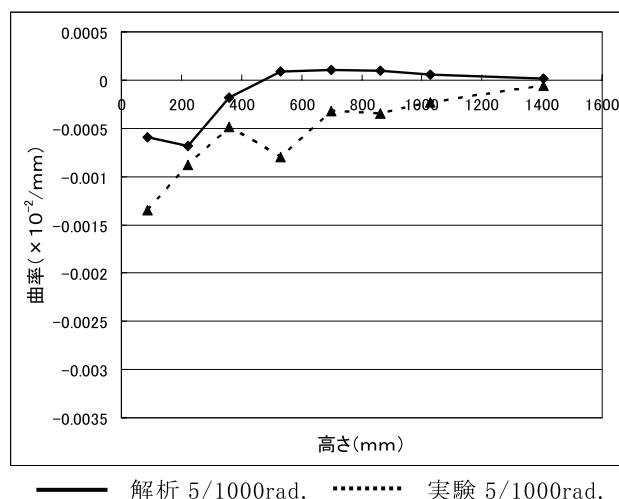


図-4 鉛直方向曲率分布 (NO.1)

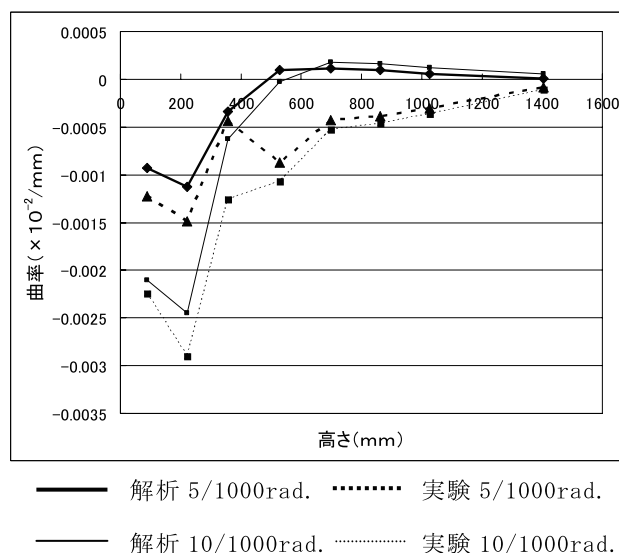


図-5 鉛直方向曲率分布 (NO.4)

応力分布は、5/1000において、NO.1, NO.4共、高さ300mmから750mm程度の範囲において、ほぼ圧縮強度に達している。この範囲よりも上方及び下方では応力が減少しているが、上方は、コンクリートの応力-ひずみ関係における応力上昇域に対応しており、下方は応力下降域に対応している。すなわち、高さ250mm程度以下では、ひずみ分布から示されるように、コンクリートの圧縮強度時のひずみよりもさらに大きなひずみとなり、応力が減少し、特に最下端の高さ50mm程度以下では顕著である。

5/1000における応力分布をNO.1とNO.4で比較すると、高さ250mm程度以下の脚部における応力の減少は、NO.1のほうがより顕著である。これは、NO.1の方が拘束筋によるコンクリート拘束がなく、応力-ひずみ関係における最大応力以降の応力低下が急激であるのに対し、NO.4は拘束筋を有し、コンクリート拘束効果により、最大応力以降の応力低下が緩やかであるためと考えられる。

NO.4における応力分布を5/1000と10/1000で比較すると、高さ250mm程度以下の脚部における応力の減少は、10/1000の方がより進んでおり、これは、図-7において示した、脚部における5/1000から10/1000へのひずみの増加に対応している。

NO.4の最下端部(高さ18mm)における応力の圧縮強度に対する比率は、5/1000では0.80、10/1000では0.55である。一方、NO.1では5/1000において0.59である。実験におけるNO.1とNO.4の限界部材角はそれぞれ4.6/1000、9.6/1000であり、5/1000、10/1000はそれぞれNO.1、NO.4の限界部材角に近い部材角である。したがってNO.1とNO.4はいずれ

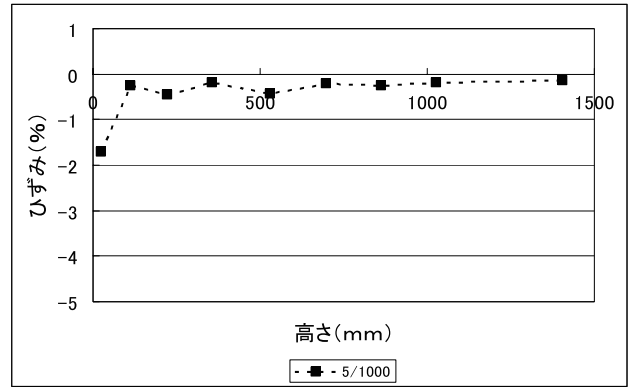


図-6 圧縮端部鉛直方向ひずみ分布 (NO. 1)

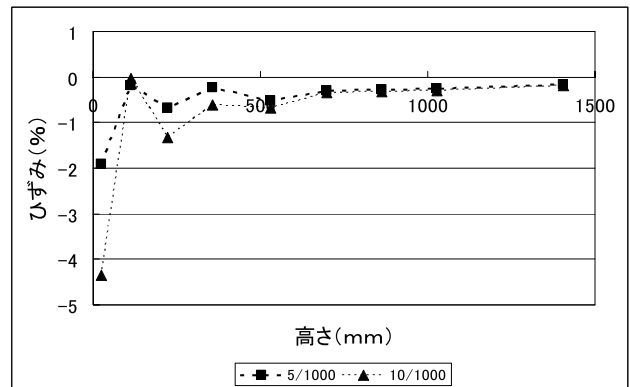


図-7 圧縮端部鉛直方向ひずみ分布 (NO. 4)

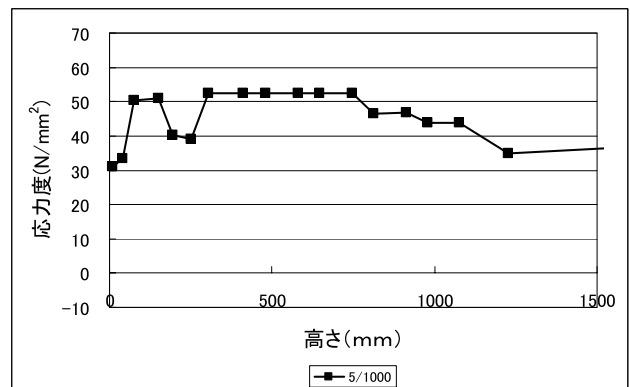


図-8 圧縮端部鉛直方向応力分布 (NO. 1)

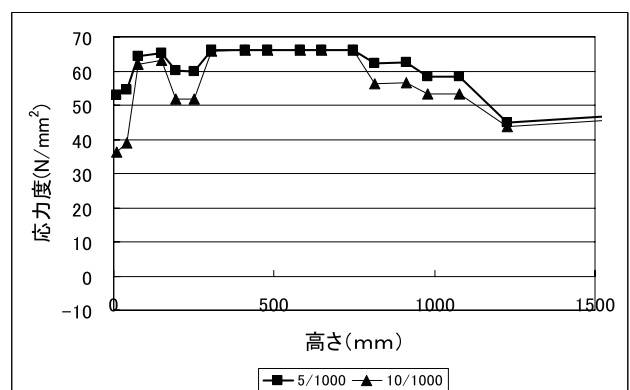


図-9 圧縮端部鉛直方向応力分布 (NO. 4)

れも最下端部の応力が圧縮強度の 60%を下回る程度において限界部材角となったと考えられる。また、拘束筋を有する NO.4 は、NO.1 の限界部材角付近である 5/1000 においては、最下端部における応力が圧縮強度に対してまだ 80%の応力を維持しているために破壊せず、10/1000 近くで 60%程度になって破壊したと考えられる。すなわち、拘束筋によるコンクリート拘束効果により、より大きな部材角まで高い応力を維持し、その結果、限界部材角が増大するものと考えられる。

(4) 脚部における水平方向応力分布

実験における、NO.1, NO.4 の脚部における鉛直ひずみの水平方向分布を図-10, 図-11 に示し、それぞれに対応する、解析による鉛直応力の水平方向分布を図-12, 図-13 に示す。NO.1 では 5/1000, NO.4 では 5/1000 及び 10/1000 における分布を示している。実験におけるひずみは、電気式変位計により測定した壁脚部における鉛直方向区間（検長 65mm）の変位量から求めたものである。解析における応力は、高さ 18mm における Gauss 点での鉛直方向応力である。

ひずみは NO.1, NO.4 いずれの場合も、引張端部から圧縮端部にかけて、全体的にはほぼ一定の割合で増加するが、圧縮端部（隅角部）付近においてひずみの増加が顕著である。NO.4 においては、5/1000 から 10/1000 にかけてひずみは増加し、特に圧縮端部付近で増加が顕著である。

応力分布は、NO.1, NO.4 いずれの場合も、隅角部から 450mm 付近、すなわち、壁長さ（900mm）の中央付近ではほぼ最大強度に達しており、それよりも隅角部側において、コンクリートの応力-ひずみ関係における応力下降域に入っている。

5/1000 における応力分布を NO.1 と NO.4 で比較すると、隅角部近傍における応力低下は NO.1

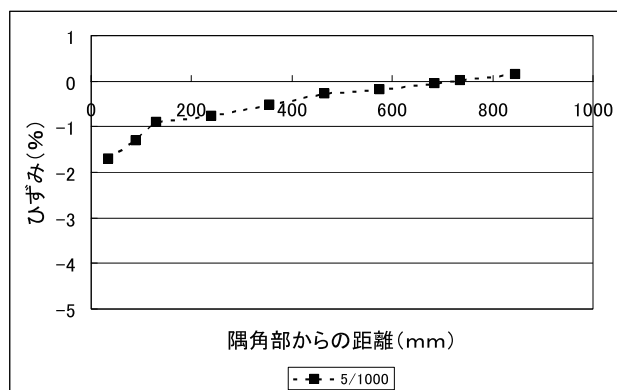


図-10 脚部水平方向ひずみ分布 (NO.1)

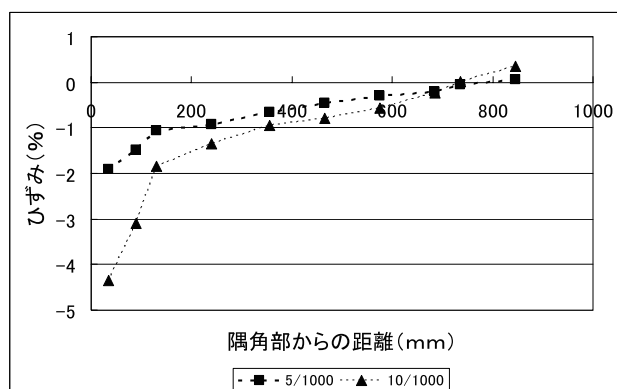


図-11 脚部水平方向ひずみ分布 (NO.4)

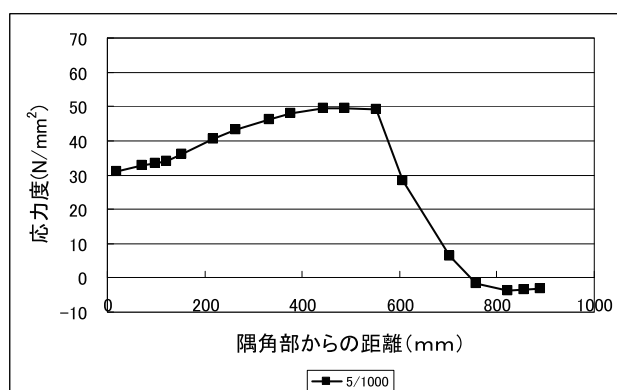


図-12 脚部水平方向応力分布 (NO.1)

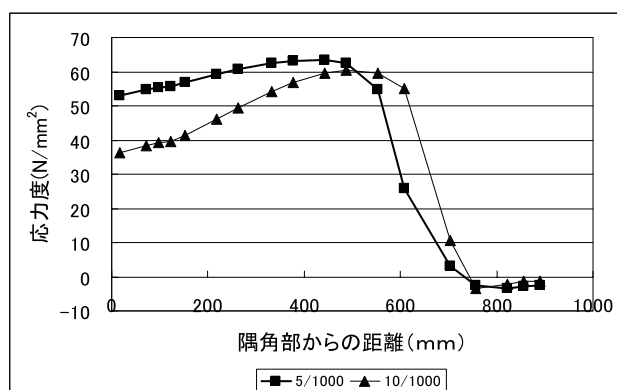


図-13 脚部水平方向応力分布 (NO.4)

の方が大きく、圧縮強度に対する圧縮端部での応力の比率は、(3)圧縮端部における鉛直方向応力分布、で述べた通り、N0.1では0.59、N0.4では0.80である。応力が最大値を示す位置は、N0.1が隅角部から487mmであるのに対し、N0.4では443mmであり、N0.1の方が、より中立軸寄りとなっている。これは、N0.1の方が、圧縮端部側での圧縮応力負担の減少が大きく、その分、より中立軸側寄りのコンクリートの圧縮応力負担が増したためと考えられる。

N0.4における応力分布を5/1000と10/1000と比較すると、10/1000の方が、隅角部近傍における応力低下が大きく、また、応力が最大値を示す位置がより中立軸寄りとなり、隅角部からの距離が487mmである。この位置は、N0.1の5/1000における位置と同じであり、応力の分布形もN0.1の5/1000の場合に近いものとなっている。すなわち、N0.4は、拘束筋のコンクリート拘束効果により、より大きな部材角でN0.1の限界部材角時の応力分布形になったと言える。

4. まとめ

鉄筋コンクリート造コア壁の3次元FEM解析を行い、先に行われた実験結果と比較検討し、以下の結論が得られた。

(1) コンクリート要素に拘束効果を考慮することで、荷重－変形関係より、拘束効果がコア壁の靱性に及ぼす影響を表すことができた。すなわち、拘束領域、拘束筋量の大きいものほど、限界部材角が増大する傾向が、実験結果の場合と同様に示された。

(2) 曲率分布では、変形が壁脚部に集中し、脚部の変形の増大によりコア壁全体の部材角が増える傾向が、実験結果と同様に解析でも示された。但し、全般に解析値の方が小さい値となった。

(3) 圧縮端部における鉛直方向応力分布より、拘束筋によるコンクリート拘束によって、圧縮端部の脚部における応力低下が少なくなり、限界部材角が増大することが示された。

(4) 脚部における水平方向応力分布より、拘束筋によるコンクリート拘束によって、圧縮端部側における応力低下が少なくなり、限界部材角が増大することが示された。

謝辞 本研究を実施するにあたり、平成21年度福井工業大学特別研究費のご支援をいただきました。深く感謝いたします。

参考文献

- 1) 仲地唯治ほか：コア壁の靱性確保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. 17，No. 2，pp. 499－504，1995
- 2) 竹田史朗ほか：中央コア壁を有する超高層RC造建物の開発(その2 L型断面耐震壁の曲げせん断実験概要)，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp. 389-390，2005. 9
- 3) 成川将人ほか：制震耐震壁の構造性能に関する研究(その3 RC造L型断面耐震壁の3次元非線形有限要素解析)，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp. 599-600，2001. 9
- 4) 加藤恒樹ほか：斜め方向加力を受けるRC造L型断面立体耐震壁の3次元FEM解析，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp. 371-372，2005. 9
- 5) 日本建築学会編：建築耐震設計における保有耐力と変形性能，1981
- 6) 土木学会編：新体系土木工学 29，1981

(平成22年3月31日受理)