

論文 RC 柱のせん断性能に及ぼす軸力の影響に関する 3次元 FEM 解析

藤橋 裕太*1・柏崎 隆志*2・和泉 信之*3・野口 博*4

要旨: RC 柱試験体に対して軸力比が 0.6 を超えるような場合に軸力がせん断強度と変形性能に及ぼす影響を検討するために、せん断補強筋量と軸力をパラメータとする 3次元 FEM 解析を行った。まず既往の実験試験体(軸力比 0.0~0.6)の解析を行い、実験結果との対応を検討した。次に、軸力比を 0.0~0.9 まで 10 段階に変化させたパラメータ解析を行い、軸力の増加によるせん断耐力、変形性能、柱脚の中立軸位置、軸方向変形、ひび割れ幅等について考察した。その結果、高軸力が作用する柱に対してはせん断補強筋量がせん断強度及び変形性能へ与える影響は小さいが、軸変形を抑制できることが分かった。

キーワード: 鉄筋コンクリート柱, せん断性能, 軸力, 3次元 FEM 解析

1. はじめに

日本建築学会の終局強度型耐震設計指針¹⁾及び靱性保証型耐震設計指針²⁾では、トラス・アーチ機構を用いたせん断強度式が示されているが、軸力の影響を考慮していないため、横補強筋量が少ない場合に実際のせん断強度に対して過小評価を与えることが指摘されている³⁾。また、張ら⁴⁾は、RC 部材の設計や耐震診断等で広く用いられている修正荒川式⁵⁾による耐力評価を行い、せん断強度への軸力の影響が考慮されているが、軸力の影響を小さく評価することを指摘した。さらに、張らは横補強筋量の少ない柱に対して軸力比をパラメータとした 2次元 FEM 解析を行い、軸力の増加に伴いせん断強度は増加することを確認したが、その一方で軸力比が 0.6 を超えるような高圧縮軸力下では、逆にせん断強度が低下する現象があることを指摘した。高圧縮軸力を受ける柱は変形性能が乏しく、脆性的に破壊することがよく知られているために、作用軸力比が 0.6 を超えるような場合は設計範囲外になることが多いが、例えば超高層建物の下層階の隅柱などは地震時に変動軸力により大きな圧縮軸力を受けることが考えられる。軸力比が 0.6 を超えるような柱試験体を扱った実験は曲げ破壊先行型が多くを占めており、せん断破壊先行型の柱に関する実験は少ないのが現状である。これに対し、実験では取り扱われない高圧縮軸力をパラメータとした FEM 解析が今まで行われてきたが(例えば、瀬尾らの研究⁶⁾)、これらは荷重制御で解析を行っているためにせん断強度以前の性能評価だけにとどまっており、せん断強度後の変形性能については評価されていない。

そこで本研究では、まず黒正、林ら⁷⁾の実験試験体に対して 3次元 FEM 解析を行い解析の妥当性を検討する。

次に実験では行われていない高軸力比をパラメータとした解析を行い、高圧縮軸力が柱部材のせん断耐力、変形性能、中立軸位置、軸方向変形、ひび割れ状況等に及ぼす影響について考察した。

2. 実験試験体との比較解析概要

2.1 解析対象試験体

解析対象試験体は 1987 年に黒正、林らによる実験より、横補強筋のない試験体を除いた計 28 体とした。表-1 に試験体一覧、図-1 に試験体の配筋詳細を示す。コンクリート設計基準強度は Fc36、主筋は 862N/mm²の異形鉄筋 D13 を用いた。せん断補強筋は@73.6mm の角スパイラルとした。柱断面は 150×270mm、シアスパン比は 1.5 とした。パラメータは軸方向圧縮応力度 σ_0 とせん断補強筋量 $p_w\sigma_{wy}$ (p_w : せん断補強筋比, σ_{wy} : 降伏強度)である。試験体の呼び名は、例えば C02-32N ならば、02 は軸力比 0.2, 32N は 3.2φ 普通鉄筋を表す。(H は高強度鉄筋)。加力は、所定の軸力を載荷後、一方向の単調載荷が行われた。

2.2 解析モデル

本研究では、余・野口⁸⁾らにより開発され、洪・野口⁹⁾により改良された 3次元 FEM 解析プログラムを用いた。各材料モデルを以下に示す。コンクリートは 8 節点ソリッド要素を用い、コンクリートの構成則 Darwin-Pecknold の等価一軸ひずみに基づく直交異方性弾塑性モデルを 3次元に拡張したモデルを用いた。破壊曲面は Kupfer らの基礎実験データを使用し、Willam-Warneke の 5 パラメータモデルの曲面を定義した。応力-ひずみ関係は圧縮側の上昇域では Saenz 式、圧縮下降域は直線でモデル化した。コアコンクリートには横補強筋の拘束効果を考慮し、修

*1 (株) マイダスアイティジャパン (前千葉大学 大学院工学研究科 建築・都市科学専攻) 工修 (正会員)

*2 千葉大学 大学院工学研究科 建築・都市科学専攻 建築学コース 助教 工修 (正会員)

*3 千葉大学 大学院工学研究科 建築・都市科学専攻 建築学コース 教授 博(工) (正会員)

*4 工学院大学 教育開発センター 主幹・特任教授, 千葉大学 名誉教授 博(工) (正会員)

正 Kent-Park モデルを適用した。引張側下降域で Tension Stiffness 効果を考慮した白井式により定義した。ひび割れたコンクリートの圧縮強度低減には野口・濱田式、ひび割れ方向のせん断伝達特性には青柳・山田モデル、ひび割れモデルは固定ひび割れモデルを使用した。鉄筋は軸方向のみに剛性を有する 2 節点トラス要素を用いた。鉄筋の応力-ひずみ関係には、包絡線はバイリニアを仮定し、履歴特性は修正 Menegotto-Pinto モデルを用いた。鉄筋とコンクリート間の付着の応力-すべり関係には森田・角モデルを用いた。

図-2 に要素分割および境界条件を示す。実験ではせん

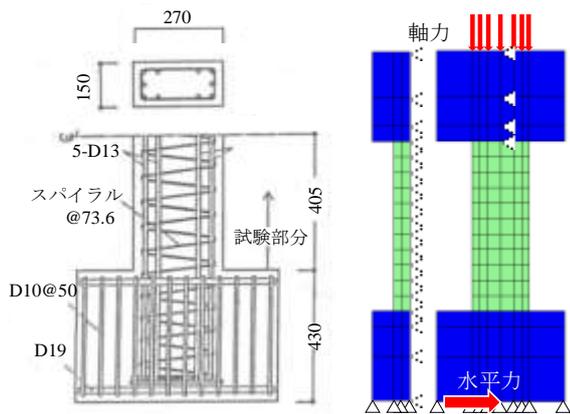
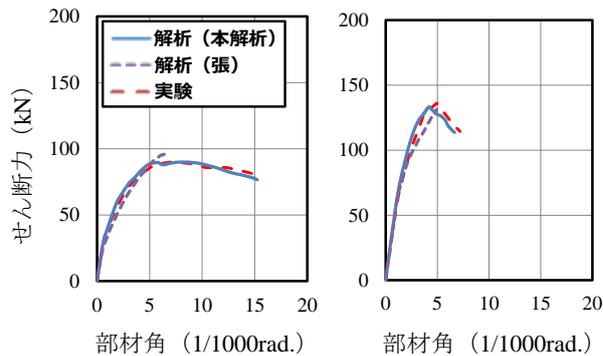
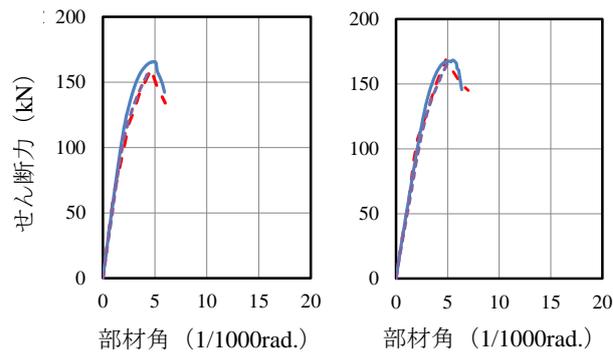


図-1 配筋詳細

図-2 要素分割および境界条件



(a) C00-32N (軸力比 0.0) (b) C02-32N (軸力比 0.2)



(c) C04-32N (軸力比 0.4) (d) C06-32N (軸力比 0.6)

図-3 せん断力-部材角関係

表-1 試験体概要

試験体名	軸力比 n	軸応力度 σ_0 (N/mm ²)	コンクリート σ_B (N/mm ²)	せん断補強筋			せん断強度			せん断強度時変形	
				p_w (%)	σ_{wy} (N/mm ²)	$p_w \cdot \sigma_{wy}$ (N/mm ²)	V_{exp} (kN)	V_{FEM} (kN)	V_{exp}/V_{FEM}	δV_{exp} (mm)	δV_{FEM} (mm)
C00-32N	0	0.29	32.5	0.146	625	0.91	93.2	93.5	1.00	5.7	4.9
C02-32N	0.2	7.06	34.5	0.146	625	0.91	140.2	136.2	0.97	4.4	3.9
C04-32N	0.4	14.12	35.9	0.146	625	0.91	154.9	163.9	1.06	3.4	4.3
C06-32N	0.6(0.73)	21.18	28.9	0.146	625	0.91	168.7	170.8	1.01	3.9	4.3
C00-40N	0	0.29	32.5	0.228	611	1.39	116.7	113.0	0.97	8.8	9.3
C02-40N	0.2	7.06	34.5	0.228	611	1.39	158.9	156.7	0.99	7.0	4.9
C04-40N	0.4	14.12	35.9	0.228	611	1.39	163.5	165.0	1.01	3.8	4.5
C06-40N	0.73	21.18	28.9	0.228	611	1.39	173.6	175.1	1.01	4.0	4.1
C00-32H	0	0.29	32.5	0.146	1285	1.87	136.3	130.5	0.96	17.0	12.7
C02-32H	0.2	7.06	34.5	0.146	1285	1.87	155.9	156.3	1.00	6.3	5.2
C04-32H	0.4	14.12	35.9	0.146	1285	1.87	174.6	172.0	0.99	4.9	4.5
C06-32H	0.6(0.73)	21.18	28.9	0.146	1285	1.87	166.7	168.3	1.01	3.6	4.2
C00-40H	0	0.29	32.5	0.228	1275	2.90	154.9	147.5	0.95	20.2	12.8
C02-40H	0.2	7.06	34.5	0.228	1275	2.90	168.7	167.9	1.00	12.1	10.1
C04-40H	0.4	14.12	35.9	0.228	1275	2.90	171.6	180.0	1.05	10.4	6.5
C06-40H	0.6(0.73)	21.18	28.9	0.228	1275	2.90	159.8	172.8	1.08	7.1	4.7
C00-50H	0	0.29	34.6	0.356	1373	4.88	178.5	164.2	0.92	17.8	15.7
C02-50H	0.2	7.06	36.0	0.356	1373	4.88	183.4	166.0	0.91	13.3	9.1
C04-50H	0.4	14.12	33.9	0.356	1373	4.88	178.5	181.2	1.02	9.3	5.8
C06-50H	0.6(0.73)	21.18	35.1	0.356	1373	4.88	205.0	190.1	0.93	6.6	4.6
C00-60H	0	0.29	34.6	0.512	1393	7.13	191.2	180.2	0.94	17.9	12.1
C02-60H	0.2	7.06	36.0	0.512	1393	7.13	188.3	176.9	0.94	11.2	8.7
C04-60H	0.4	14.12	33.9	0.512	1393	7.13	184.4	189.4	1.03	11.0	8.8
C06-60H	0.6(0.73)	21.18	35.1	0.512	1393	7.13	192.2	190.6	0.99	6.8	6.2
C00-74H	0	0.29	34.6	0.724	1422	10.30	209.9	219.6	1.05	20.9	26.6
C02-74H	0.2	7.06	36.0	0.724	1422	10.30	204.0	196.8	0.96	15.9	12.4
C04-74H	0.4	14.12	33.9	0.724	1422	10.30	190.2	203.6	1.07	11.3	10.3
C06-74H	0.6(0.73)	21.18	35.1	0.724	1422	10.30	206.9	202.9	0.98	7.0	6.8

V_{exp} , V_{FEM} : 実験, 解析のせん断強度, δV_{exp} , δV_{FEM} : 実験, 解析のせん断強度時変形

断補強筋はスパイラル筋だが、本解析では簡単のために同鉄筋量のフープ筋とした。また、試験体の対称性を利用して半分を解析対象とし、対称面は面外拘束とした。

3. 比較解析結果による解析方法の検証

図-3に全試験体のうち、せん断補強筋量の少ない試験体 (C00-32N, C02-32N, C04-32N, C06-32N) のせん断力-部材角関係を示す。実験および解析についてはせん断強度より85%低下した部材角まで示す。参考として、張らの2次元解析についても合わせて示す。2次元解析は荷重増分のためせん断強度後の耐力低下は考慮されていない。張らの解析については文献4)を参照されたい。

いずれの試験体においても初期剛性は実験とよく対応している。C00-32N (軸力比0.0) は曲げひび割れ、せん断ひび割れの順に発生し1/200rad.時にせん断補強筋が降伏し、せん断強度に至った。せん断ひび割れが実験よりもやや高いせん断力で発生したために途中までは剛性が高いが、せん断強度時の強度と変形はよい対応を示している。C02-32N (軸力比0.2) はせん断補強筋が降伏すると同時に耐力を失い、実験と良く対応している。

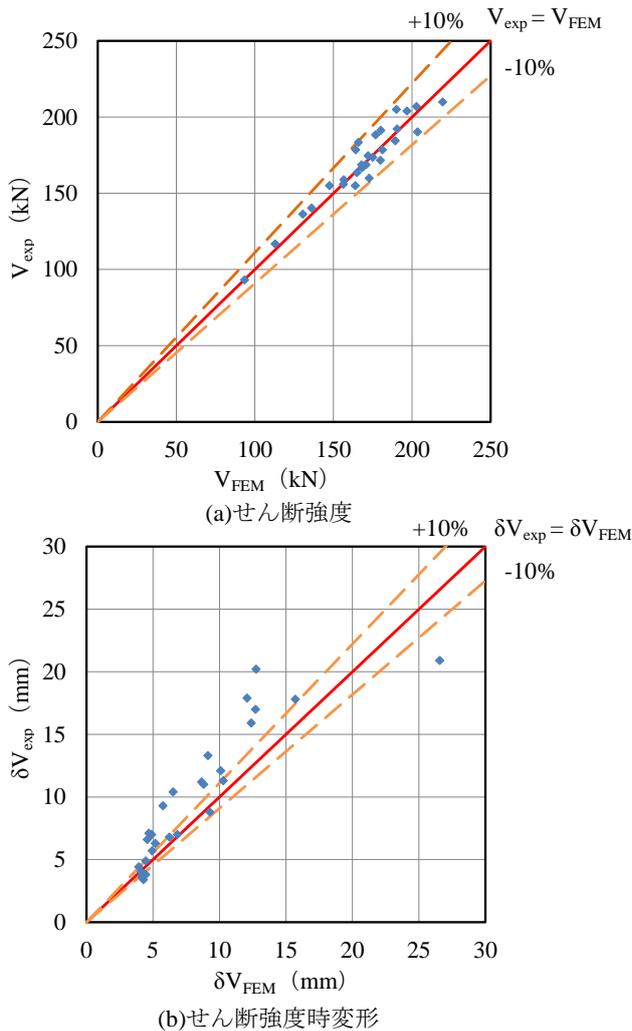


図-4 実験、解析の比較

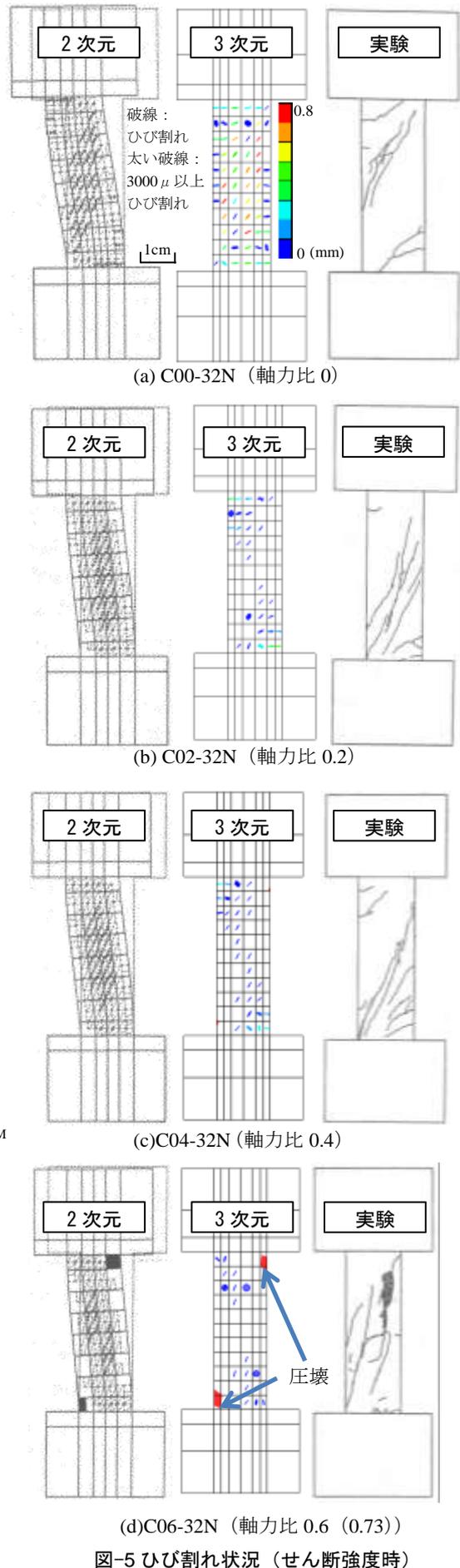


図-5 ひび割れ状況 (せん断強度時)

C04-32N (軸力比 0.4) はせん断補強筋の降伏とコンクリートの圧壊がほぼ同時に発生しせん断強度に至り、その時の強度と変形が実験よりもやや大きくなった。C06-32N (軸力比 0.73) はコンクリートの圧壊が進展し耐力を失った。せん断強度およびせん断強度時変形は実験と良い対応を示した。軸力のない C00-32N や軸力比の小さい C02-32N ではせん断強度後の耐力低下は実験とよく対応したが、軸力比の大きい C04-32N および C06-32N では、実験よりも耐力低下が著しい。なお、すべての試験体において主筋は降伏せず、実験と対応した。

表-1 に全試験体の解析結果 (せん断強度, せん断強度時変形), 図-4 に実験結果と解析結果の比較をそれぞれ示す。せん断強度はいずれの試験体においても精度よく評価できたが、軸力の小さい試験体では実験よりもやや小さくなる傾向がある。文献 5) の 3 次元解析においても同様の傾向を示しているが、Kupfer の破壊基準では F_c の上限が 1.2 倍が上限値であるためにせん断補強量の増加に伴うせん断拘束を過小評価することが原因であると考えられ、今後解析モデルの改善が必要である。せん断強度時の変形は全体的に実験よりも小さくなった。

図-5 に、各試験体のせん断強度時のひび割れ状況をコンクリートの圧壊状況と併せて示す。参考として張らの解析結果も示す。本解析では、コンクリートのひび割れは最大主ひずみが引張強度時ひずみを超えた時に生じたと仮定した。円の色がひび割れ幅の大きさを示し、円の傾きがひび割れの方向を示す。コンクリートの引張強度時ひずみについては、各要素における積分点での値の平均値を用いた。コンクリートの圧壊は最小主ひずみが圧縮強度時ひずみを超えた領域で発生すると仮定した。

いずれの試験体においても実験および解析で柱部材対角方向に斜めのせん断ひび割れが発生していることがわかる。軸力比の大きい C06-32N において、実験ではかぶりコンクリートの剥落が確認できるが、解析では再現されていない。C00-32N では、柱部材の広い範囲にひび割れが広がっている。この時のひび割れの角度は部材の対角方向よりも 45 度に近い。一方、軸力が作用する他の試験体 3 体では、部材中央のひび割れ幅は抑制され、ひび割れ方向は部材の対角線方向に近くなり、角度が大きくなる。この傾向は実験と対応している。

また、作用する軸力が大きい C06-32N では、柱部材圧縮側隅角部においてコンクリートの圧壊が進行していることがわかる。

4. パラメータ解析

C0432N のコンクリート材料定数を基準としたパラメータ解析を行う。パラメータはせん断補強筋量 ($p_w \sigma_{wy} = 0.91 \sim 10.3 \text{ N/mm}^2$) 7 種類に対して作用する軸力

を 10 段階 (軸力比 0~0.9) 変化させ、計 70 体とした。

4.1 せん断強度

図-6 に、パラメータ解析により得られたせん断強度-軸力比関係を示す。せん断補強筋量が小さい場合 ($p_w \sigma_{wy} = 0.91 \text{ N/mm}^2$) では、軸力比が 0~0.6 までは軸力比が大きくなるにつれてせん断強度も大きくなるが、それ以降は小さくなる。そして、 $p_w \sigma_{wy}$ が大きくなると、軸力が小さい場合においてもせん断強度時までにはせん断補強筋の降伏が確認されず、破壊形式がせん断引張破壊からせん断圧縮破壊に変わり、せん断強度がしだいに上昇した。せん断補強筋が最も多い試験 ($p_w \sigma_{wy} = 10.30 \text{ N/mm}^2$) では、軸力比 0~0.3 の低軸力の試験体のほうが軸力比 0.6~0.9 の高軸力の試験体よりもせん断強度が大きくな

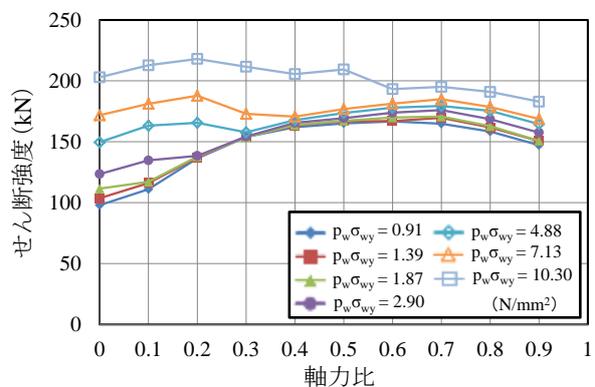


図-6 せん断強度-軸力比関係

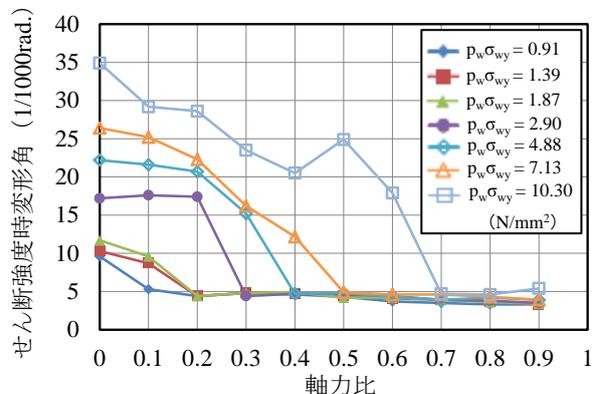


図-7 せん断強度時変形角-軸力比関係

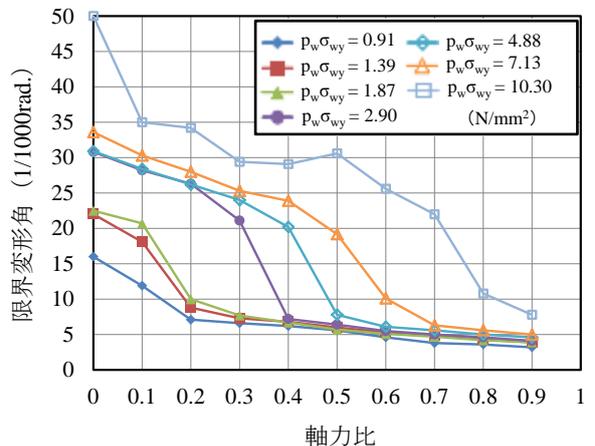


図-8 限界変形角-軸力比関係

った。高軸力が作用する試験体ではせん断補強筋量にかかわらず軸力の増加に伴いせん断強度は低下し、せん断補強筋による効果は低軸力の場合よりも小さい。

4.2 変形性能

図-7 にせん断強度時変形角-軸力比関係、図-8 に限界変形角-軸力比関係を示す。ここで、限界変形角はせん断力-部材角関係での荷重がせん断強度の85%に低下した時の変形角と定義する。

せん断強度時変形角と同様に、軸力比0.6までの試験体はせん断補強筋量が大きくなるにつれて限界変形角の改善が顕著に見られるが、軸力比が0.7を超えるような高軸力の試験体においてはせん断補強筋量のせん断強度時および限界変形角への影響が小さく、変形性能の改善はあまり見られない。

4.3 中立軸距離

図-9 に中立軸距離-軸力比関係を示す。横補強筋が少なくせん断強度時変形角が小さい試験体に合わせて部材角5/1000rad.について検討した。5/1000rad.より大きい部材角やせん断強度時についての検討は今後の課題とする。中立軸距離とは柱脚の圧縮縁から中立軸までの距離とした。中立軸距離は柱脚の軸方向ひずみ分布から求めた。

軸力が大きくなるにつれて中立軸距離は大きくなり、その増加量は軸力比にほぼ比例する。軸力比0.3~0.4のときに最も部材せいの半分の値に近づく。終局強度型耐震設計指針及び靱性保証型耐震設計指針におけるトラス・アーチ機構を用いたせん断強度式では、アーチ機構の見付け幅を柱せいの1/2としているが、図-8の中立軸位置が見つけ幅に相当すると考えると、このように軸力の変化により見つけ幅も変化するため、せん断強度も変化すると考えられる。この傾向は久田・林らの実験³⁾においても確認された。

4.4 軸方向ひずみ

図-10 に $p_w \sigma_{wy}=0.91, 2.90, 10.30\text{N/mm}^2$ の場合について軸方向変形-部材角関係を示す。軸方向変形は伸びを正、縮みを負とした。

$p_w \sigma_{wy}=0.91\text{N/mm}^2$ の場合、軸力比が小さい場合は最初にひび割れが広がり伸び変形をしたあと軸縮みが進展するが、高軸力の場合は5/1000rad. 付近まで軸変形を維持した後、柱端部の圧壊が進展し、軸縮みが急激に進展する。特に軸力比0.9の試験体では5/1000rad. より前に、せん断強度を迎えるとともに軸耐力を失い、破壊に至った。 $p_w \sigma_{wy}=2.90\text{N/mm}^2$ では $p_w \sigma_{wy}=0.91\text{N/mm}^2$ の場合よりもやや軸変形が抑えられるがその程度はあまり大きくはない。しかし $p_w \sigma_{wy}=10.30\text{N/mm}^2$ までせん断補強筋量を増やすと軸変形は抑えられ、軸力比0.9の試験体では15/1000rad. 時に-3%程度まで軸変形が抑制できる。これは横補強筋の拘束効果によるものと考えられる。

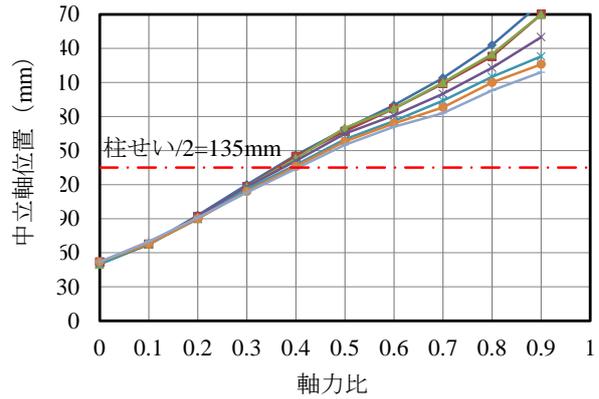
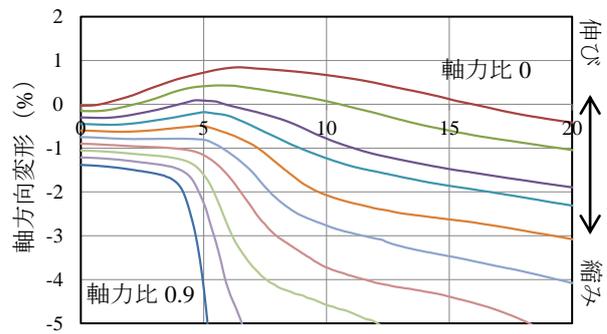
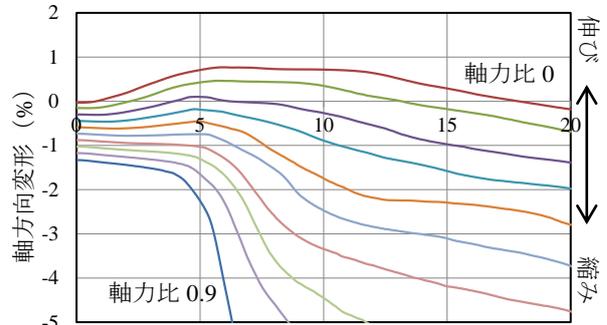


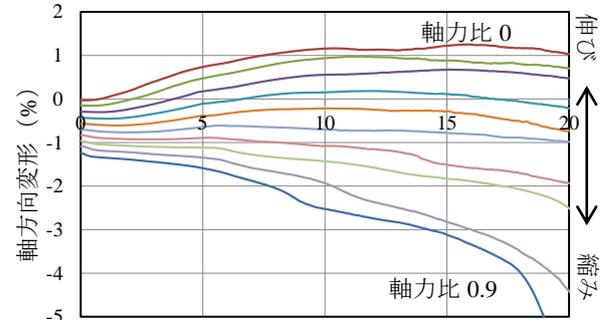
図-9 中立軸距離-軸力比関係



(a) $p_w \sigma_{wy}=0.91\text{N/mm}^2$



(b) $p_w \sigma_{wy}=2.90\text{N/mm}^2$



(c) $p_w \sigma_{wy}=10.3\text{N/mm}^2$

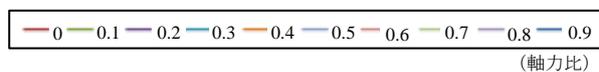


図-10 軸方向ひずみ-部材角関係

4.5 ひび割れ幅

図-11 に柱高さ方向中央におけるひび割れ幅測定位置を、図-12 にひび割れ幅を $p_w \sigma_{wy}=0.91, 2.90, 10.30\text{N/mm}^2$ の場合について示す。中立軸位置と同様、部材角 $5/1000\text{rad}$ について検討した。ひび割れ幅は各要素の等価長さに引張主ひずみを掛けたものとした。柱中央部と柱表面のひび割れ幅に大きな違いは見られなかった。また、低軸力ではひび割れが発生するが、軸力比が大きくなるとひび割れはほとんど発生しないことがわかる。

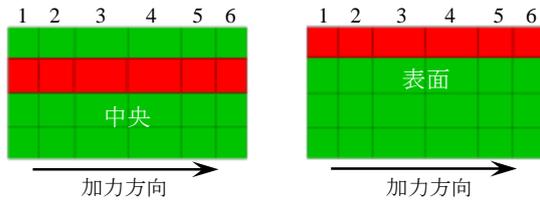


図-11 ひび割れ幅測定位置 (柱断面)

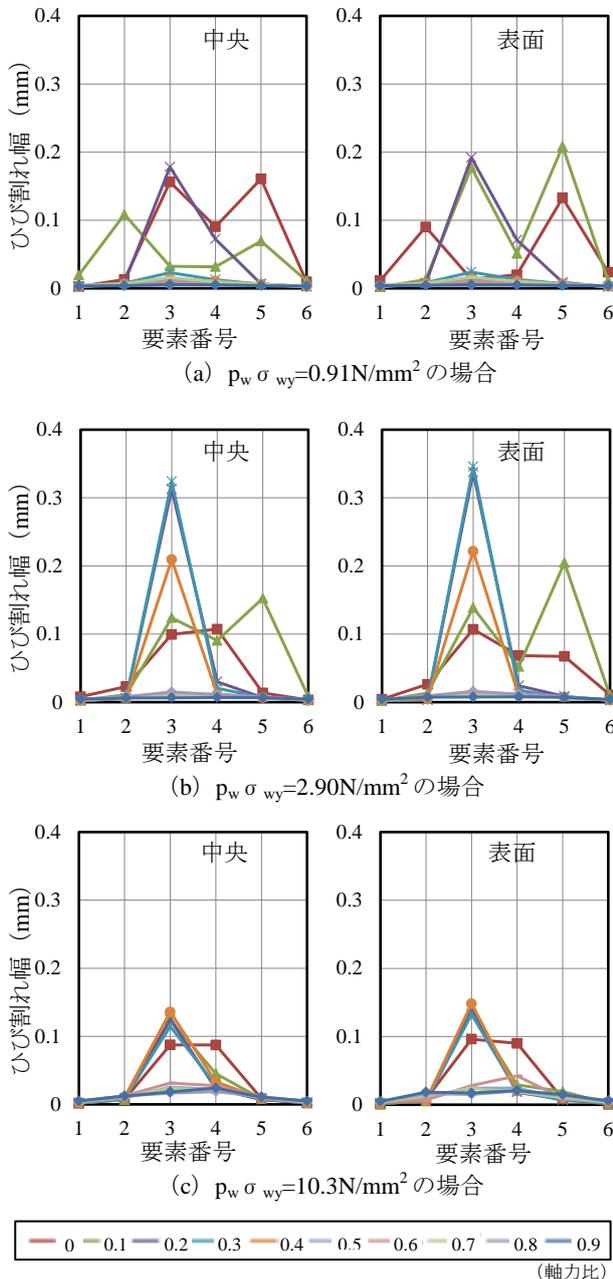


図-12 ひび割れ幅

5. まとめ

RC 柱のせん断性能について、せん断補強筋量と軸力に着目して 3 次元 FEM 解析を行った。本解析の範囲内であるが、以下の知見が得られた。

- (1) 既往の実験と比較し、せん断強度時の変形が小さかったものの、せん断強度と破壊形式については実験と良い対応を示した。
- (2) 低軸力が作用する柱ではせん断補強筋量によるせん断強度、変形性能への影響は大きく、逆に高軸力が作用する柱ではせん断補強筋量によるせん断強度、変形性能への影響は小さい。
- (3) 柱脚部の中立軸距離は軸力比に比例して大きくなり、これによりアーチ機構が負担するせん断強度が変化すると思われる。
- (4) 高軸力が作用する柱の軸変形はせん断補強筋量を増やし、拘束効果を高めることで抑制できる。

参考文献

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説, 1990
- 2) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説, 1999
- 3) 久田昌典, 日比野陽, 藤原保二, 林静雄：横補強筋が少ない RC 造柱のせん断性能に及ぼす軸力の影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.33, No.2, pp.115-120, 2011
- 4) 張愛暉, 野口博：RC 造柱のせん断終局強度に及ぼす軸力の影響に関する解析的研究, コンクリート工学年次論文報告集, 12-2, pp.329-332, 1990
- 5) 広沢雅也, 後藤哲郎：軸力を受ける鉄筋コンクリート部材の強度とねばり (その 2), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.819-820, 1971
- 6) 瀬尾正幸, 柏崎隆志, 野口博：高強度材料を用いた RC 短柱のせん断性状に関する解析的研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.17, No.2, pp.399-404, 1995
- 7) 黒正清治, 松崎育弘, 林静雄, 小李克己他：高強度せん断補強筋を用いた RC 柱に関する実験研究 (その 1), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.483-484, 1987.10
- 8) 余勇, 柏崎隆志, 野口博：繰返し載荷時の RC 柱部材の性能評価に関する 3 次元 FEM 解析, コンクリート工学年次論文集, Vol.27, No.2, pp.157-162, 2005.6
- 9) 洪杰, 柏崎隆志, 野口博：3 次元 FEM 解析による RC 造柱・梁接合部のせん断強度に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.31, No.2, pp.301-306, 2009.7