

論文 超高強度 RC 柱のかぶりコンクリート圧縮破壊に関する解析的研究

熊谷 仁志^{*1}

要旨：設計基準強度が 120N/mm^2 以上の超高強度コンクリートを用いた RC 柱について、圧縮軸力下で曲げ実験を行った場合、かぶりコンクリートが圧縮破壊して剥落し、荷重が一時的に低下する現象が認められている。しかしながら、既往の研究では実際の建物を模擬して実験が行われているため、こうした現象が発生する条件については不明な点が多い。本研究では、平面保持を仮定した断面解析および 3 次元 FEM 解析を実施し、超高強度 RC 柱のかぶりコンクリート圧縮破壊に対するコンクリート強度、軸力比、かぶり厚さなどの影響について明らかにした。

キーワード：超高強度コンクリート、柱、かぶりコンクリート、圧縮破壊

1. はじめに

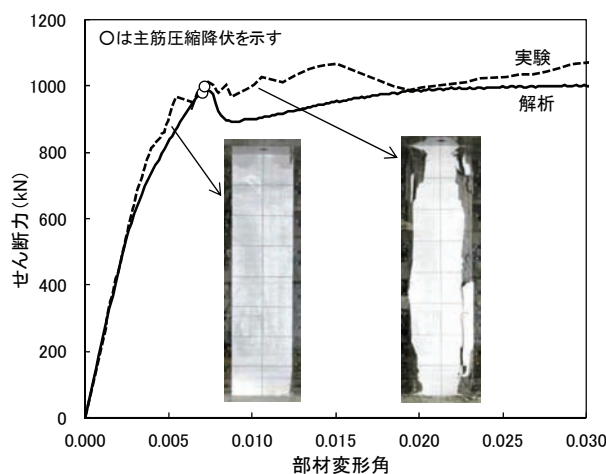
超高層集合住宅への超高強度コンクリートの適用は今や必須となっており、 $200\sim 300\text{N/mm}^2$ クラスの超高強度コンクリートも試験的に適用されるようになってきている。設計基準強度 (F_c) が 120N/mm^2 以上の超高強度コンクリートを用いた RC 柱について、圧縮軸力下で曲げ実験を行った場合、かぶりコンクリートが圧縮破壊して剥落し、荷重が一時的に低下する現象が認められている。コアコンクリートをせん断補強筋で十分に横拘束すれば、その後荷重を回復して靱性を確保することができるが、このような荷重低下現象が発生する条件について明らかにすることは重要である。

本研究では、コンクリート強度、軸力比、かぶり厚さをパラメータとして、平面保持を仮定した断面解析および 3 次元 FEM 解析を実施し、超高強度コンクリート RC 柱のかぶりコンクリート圧縮破壊による一時的な荷重低下が発生する条件について検討している。

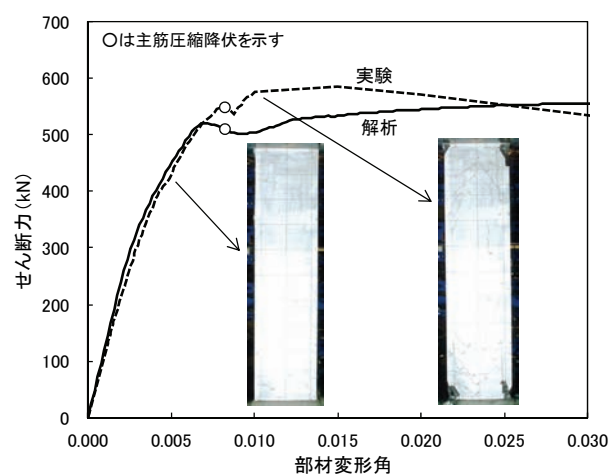
2. 既往の研究

図-1 は遠藤ら¹⁾および筆者ら²⁾が行った超高強度コンクリート RC 柱の曲げせん断実験結果の一例である。前者は F_{c180} (実強度 193N/mm^2)、後者は F_{c120} (実強度 120N/mm^2) を用いたものであり、コンクリート強度以外の条件 (せん断スパン比 2.0, 軸力比 0.3 など) は同等な試験体である。図中に部材変形角 $R=0.5\%$ および 1% 時の破壊状況を合わせて示している。 F_{c180} では $R=0.5\%$ を超えてから断続的にかぶりコンクリートの圧縮破壊が生じ、ノコギリ状のせん断力-変形角関係になっている。 $R=1\%$ ではコーナー部コンクリートの剥落が顕著である。 F_{c120} でもかぶりコンクリートの圧縮破壊に伴う荷重低下が認められたが、 $R=1\%$ では柱脚部の剥落にとどまっている。このようにコンクリート強度によって、かぶりコンクリートの圧縮破壊の程度が異なることが確認されている。

Bayrak らは $56\sim 112\text{N/mm}^2$ の高強度コンクリートを用



試験体 No.1¹⁾ コンクリート強度 F_{c180}



試験体 C4²⁾ コンクリート強度 F_{c120}

図-1 既往の実験結果 (せん断力-変形角関係包絡線および $R=0.5\sim 1\%$ 時の破壊状況)

^{*1} 清水建設(株)技術研究所 主任研究員 博士(工学) (正会員)

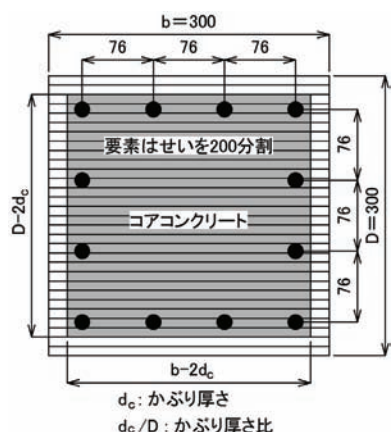


図-2 断面要素分割

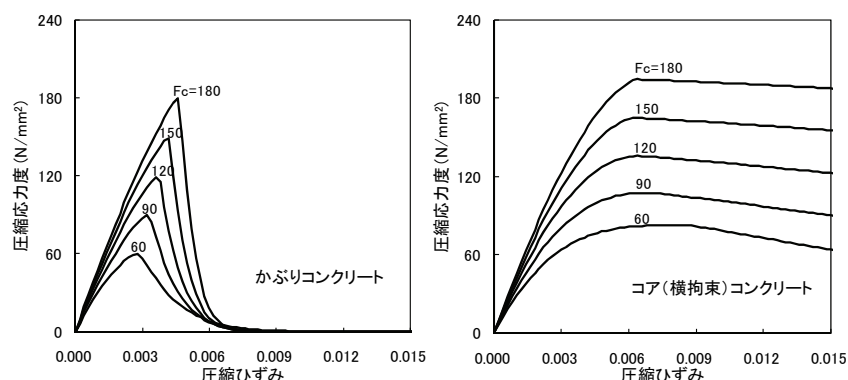


図-3 解析に用いた応力度-ひずみ関係

いた RC 柱の実験を行い、かぶりコンクリートの圧縮破壊による早期荷重低下現象を報告している。文献 3) ではそれらの実験結果を整理し、ACI ストレスブロック法により曲げ圧縮耐力を算定する場合、早期荷重低下を考慮して 0.25% の圧縮縁ひずみを用いるべきである（通常は 0.3%）と提案している。一方、筆者らは²⁾、コンクリート強度が高くなるほど圧縮強度時ひずみが（絶対値として）大きくなるため、0.5% 程度が適切であると報告しており、上記と反するものになっている。Hognestad は偏心圧縮試験の結果から⁴⁾、断面にひずみ勾配がある場合の圧縮強度時ひずみは、応力再配分などの影響により一軸圧縮試験の結果と異なる可能性があるとして指摘している。村松らは⁵⁾、Fc150 クラスの超高強度コンクリートを用いた RC 柱の実験結果から、かぶりコンクリートが圧縮破壊する荷重を 1 次ピーク、その後コアコンクリートが圧縮破壊する荷重を 2 次ピークと称し、それぞれの算定方法を示している。また木村らは⁶⁾、Fc150 クラスの超高強度コンクリートを用いた場合でも、鋼繊維を混入することによってかぶりコンクリートの圧縮破壊による荷重低下を防ぐことができると報告している。このように超高強度 RC 柱のかぶりコンクリート圧縮破壊に関して多くの検討がされているが、実建物の設計条件に応じた実験が実施されているため未解明の点が多い。

3. 平面保持を仮定した断面解析による検討

図-2 に示すモデルを用いて平面保持を仮定した断面解析を行う。断面は図-1 の試験体 No.1 をベースにしたもので、幅 (b) × せい (D) = 300mm × 300mm、主筋は 12-D16、せん断スパン比は 2.0 である。解析パラメータは、コンクリート強度 (Fc) として 60, 90, 120, 150, 180N/mm² の 5 水準、軸力比 (n=N/bDFc, N は圧縮軸力) として 0.1, 0.2, 0.3, 0.4 の 4 水準、かぶり厚さ比 (dc/D, dc はかぶり厚さ) として 0.06, 0.08 の 2 水準を設定した。主筋（パイリニアでモデル化）の降伏強度は、上記の条

件に該当する柱の平均的な値として 490N/mm²（比較用として一部は 685N/mm²）、せん断補強筋の降伏強度は 785N/mm² を用いた。ここではコアコンクリートの圧縮破壊が先行しないように、横拘束は十分にあるものとして、せん断補強筋比は 1.2% とした。

無拘束の超高強度コンクリートの応力度-ひずみ関係を実験的に把握するのは困難であるため、圧縮応力度-ひずみ関係については、120N/mm² 程度まで適用性が確認されている図-3 の Fafitis らが提案するモデル⁷⁾を採用し、引張応力度は無視している。解析結果に影響を与えるかぶりコンクリートに注目すると、Fafitis らのモデルでは応力度が圧縮強度後にゼロに収束するひずみがコンクリート強度によらず一定であり、コンクリート強度が高くなるほど圧縮破壊後の応力低下が著しくなるのが特徴である。

既出の図-1 に、実験結果と解析結果を併せて示している。解析結果の曲率 ϕ から部材変形角 R を計算する際には、筆者らが文献 8) で提案している式(1)を用いている。

$$R = \frac{\phi L_a}{3} \left\{ 1 + 0.864 \left(\frac{L_a}{D} \right)^{-2} \right\} \quad (1)$$

L_a はせん断スパンを表し、割増率 $\{1 + 0.864(L_a/D)^{-2}\}$ は、せん断変形を考慮するためのものである。今回は圧縮軸力を受ける柱を対象としているので、主筋の抜け出しによる割増率は考慮していない。

実験結果と解析結果は良く一致しており、かぶりコンクリートの圧縮破壊によって荷重が一時的に低下する現象も表現できている。しかしながら平面保持を仮定しているため、Fc180 で生じるような断続的にかぶりコンクリートの圧縮破壊が生じる現象までは模擬できていない。

パラメータ解析結果を図-4 に示す。軸力比が 0.1 の場合、主筋引張降伏→かぶりコンクリート圧縮破壊→主筋圧縮降伏の順に破壊が進展している。軸力比が 0.3 の

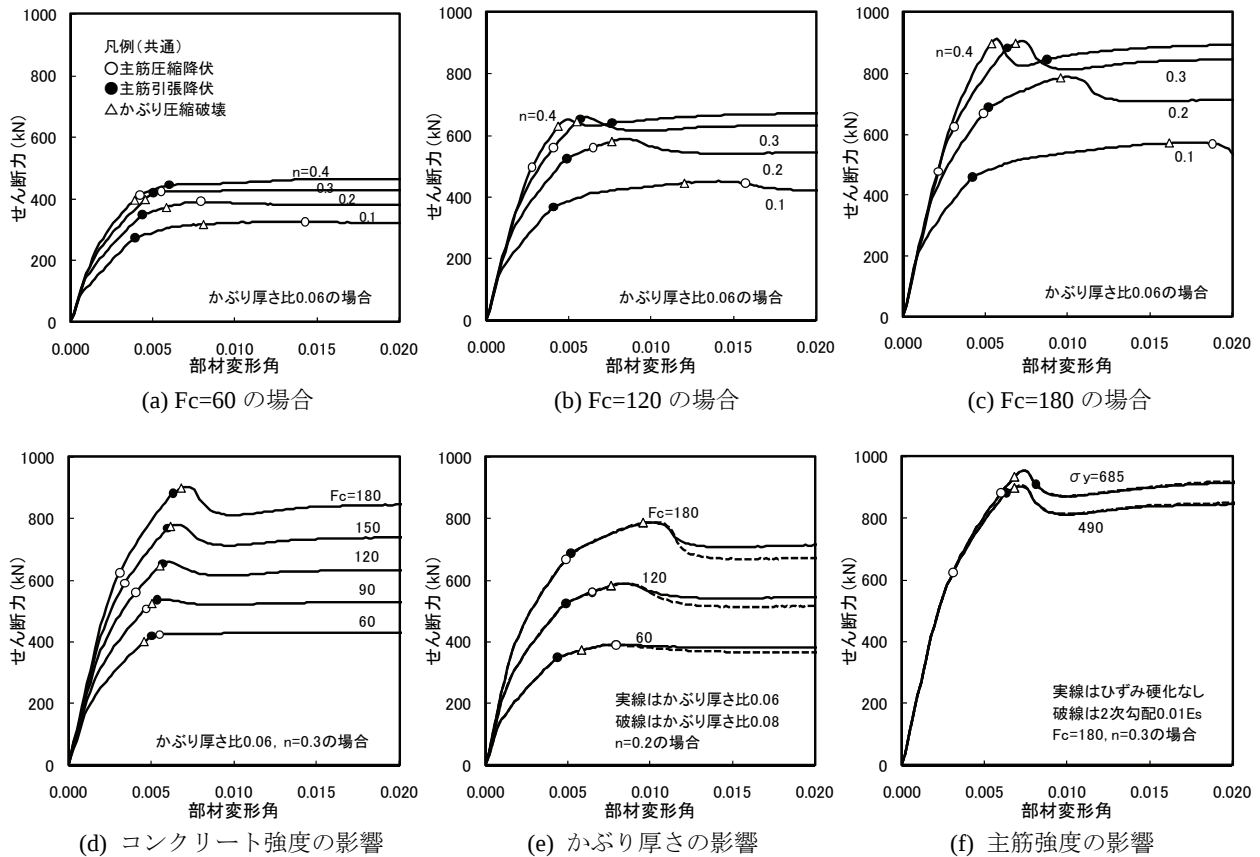


図-4 平面保持を仮定した断面解析結果

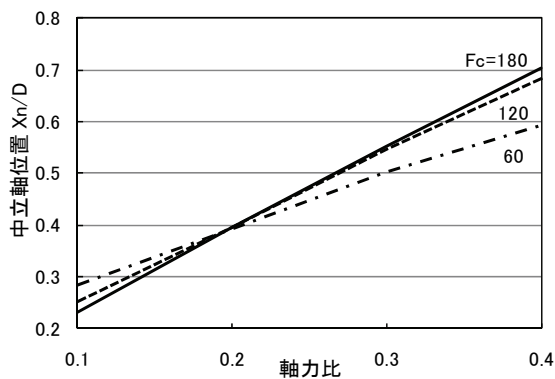


図-5 $R=2\%$ ／かぶり圧縮破壊耐力比

場合、主筋圧縮降伏→かぶりコンクリート圧縮破壊（主筋強度 490N/mm^2 では引張降伏とほぼ同時）の順に破壊が進展している。また、軸力比によらず、圧縮縁に圧縮破壊が発生して少し変形が進んだところで荷重のピークに達していることがわかる。軸力比 0.3 の場合に限れば、村松らが提案しているように⁵⁾、かぶりコンクリートの圧縮破壊で決まる 1 次ピーク、コアコンクリートの圧縮破壊で決まる 2 次ピークという二つの耐力が存在するという評価も可能であるが、実際の現象としては、圧縮軸力の増加に伴い、かぶりコンクリートの圧縮破壊によるピーク荷重の発生がより小さい変形角に移動する

と説明することができる。

コンクリート強度の影響について見ると、今回使用した Fafitis らのモデルが妥当であるとすれば、かぶりコンクリートの圧縮破壊によって荷重が一時的に低下する現象は $F_c=120\text{N/mm}^2$ 以上から顕著になっていることがわかる。図-5 は中立軸までの距離 (X_n) と軸力比の関係である。軸力比が 0.2 以上の場合、コンクリート強度が高くなるほど圧縮領域がむしろ大きくなっている。圧縮領域が広くなれば相対的にかぶりコンクリートの圧縮破壊による影響は小さくなる。したがって、コンクリート強度が高くなるほど荷重低下が顕著になるのは、圧縮応力度-ひずみ関係において圧縮破壊後の応力低下が著しくなることが原因であると考えられる。

主筋強度の影響について見ると、主筋強度が高くなると圧縮降伏および引張降伏が発生する変形角は大きくなるが、かぶりコンクリートの圧縮破壊に対しては、ほとんど影響が無かった。また、降伏後のひずみ硬化を弾性剛性の $1/100$ とした場合と降伏強度で一定とした場合の比較も行ったが、顕著な差は見られなかった。

図-6 はかぶりコンクリートの圧縮破壊で決まるピーク荷重に対する、部材変形角 $R=2\%$ 時の耐力の比率を示したものである。耐力比はコンクリート強度が高くなるほど小さくなっており、 F_c180 ではいずれの軸力比でも

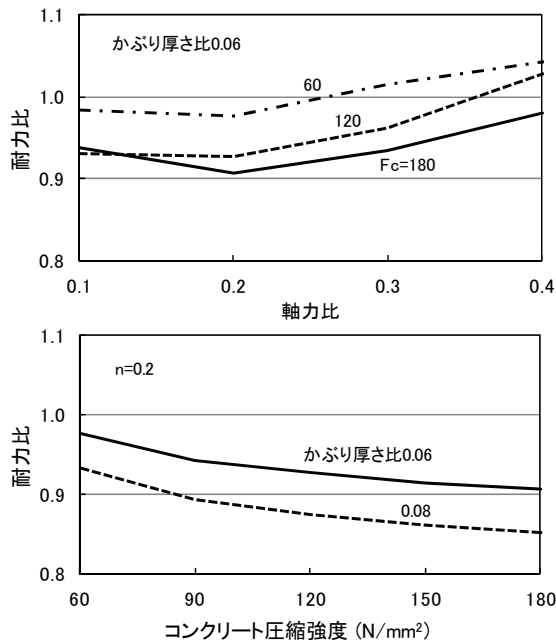


図-6 R=2%／かぶり圧縮破壊耐力比

1.0 を下回っている。また、軸力比が 0.2～0.3 の場合に耐力比が小さくなる傾向が見られる。コアコンクリートの横拘束を十分とした今回の解析では、耐力比は 0.8 を下回ることには無かった。最大耐力の 80% になった時点を限界変形角と定義すれば、限界変形角は 2% 以上あったことになる。超高層建物下層部の柱では、かぶり厚さは柱せいの 0.06 倍前後であることが多いが、縮小試験体ではコンクリートの充填性確保のため、かぶり厚さが 0.08 前後となる。図-5 および図-6 に示すように、かぶり厚さが変わってもピーク荷重までの破壊の進展には影響は無いが、その後の耐力低下は、かぶり厚さが大きくなるほど顕著になることがわかる。

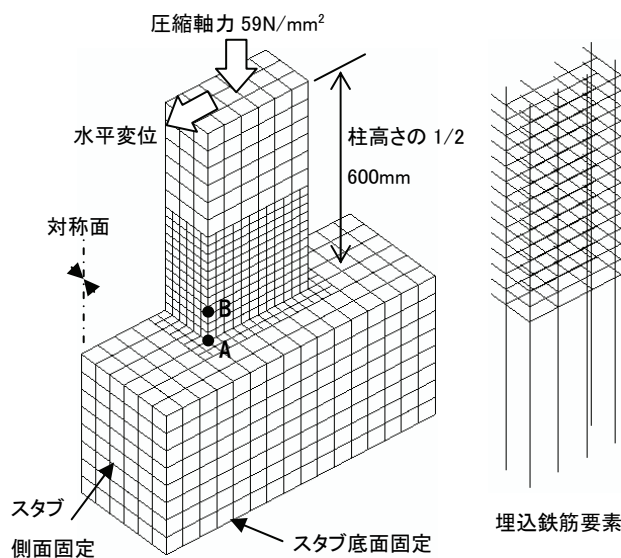


図-7 FEM 解析モデル

4. 3次元FEM解析による検討

平面保持を仮定した断面解析では、詳細な圧縮応力度分布を把握することは困難である。そこでソリッド要素を用いた 3 次元弾塑性 FEM 解析により、文献 1) の試験体 No.1 (既出図-1) に関するシミュレーション解析を実施した。解析コードは ATENA-3D を使用した。

解析モデルおよび加力・境界条件を図-7 に示す。解析モデルは試験体の対称性を考慮し、1/4 モデルとした。スタブ付きのモデルと、スタブ無しで柱脚を固定したモデルの 2 種類の解析を実施した。コンクリートは、8 節点アイソパラメトリック要素でモデル化した。要素分割寸法は破壊部位で 25mm を基本とした。要素分割寸法は破壊性状に影響を与える可能性があるが、今回はかぶりコンクリート領域と鉄筋で拘束された領域を明確に区分できることを条件として要素分割寸法を決定している。主筋およびせん断補強筋は埋込み式離散鉄筋で表した。曲げ圧縮破壊の解析であり、主筋の抜け出しによる影響は少ないと考えられるため、鉄筋とコンクリートは完全付着とした。柱の反曲点位置に圧縮軸力 59N/mm² を作用させた後、水平増分変位を与えた。

コンクリートの材料特性には、実験時の材料試験データを用いている（一軸圧縮強度 193N/mm²、弾性係数 45500N/mm²）。ただし、ポアソン比はひずみレベルによらず 0.2 で一定とした。固定ひび割れモデルを用い、ひびわれ後の引張軟化領域では CEB-FIP MODEL CODE(1990)⁹⁾ に基づき破壊エネルギー G_F を設定した。ひび割れたコンクリートのせん断剛性は Kolmar 式を用いて低減している。圧縮軟化領域についても、適切な破壊エネルギーを設定すべきとの見解もあるが、3 章の平面保持を仮定した断面解析との比較検討のため、図-3 に

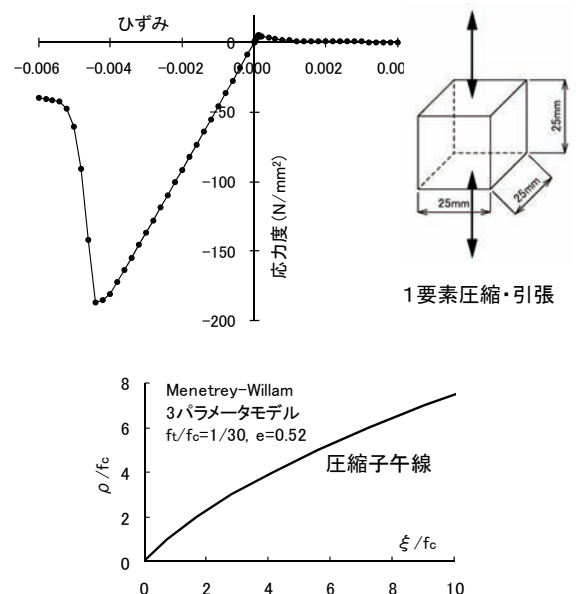


図-8 コンクリートの一軸特性および破壊曲面

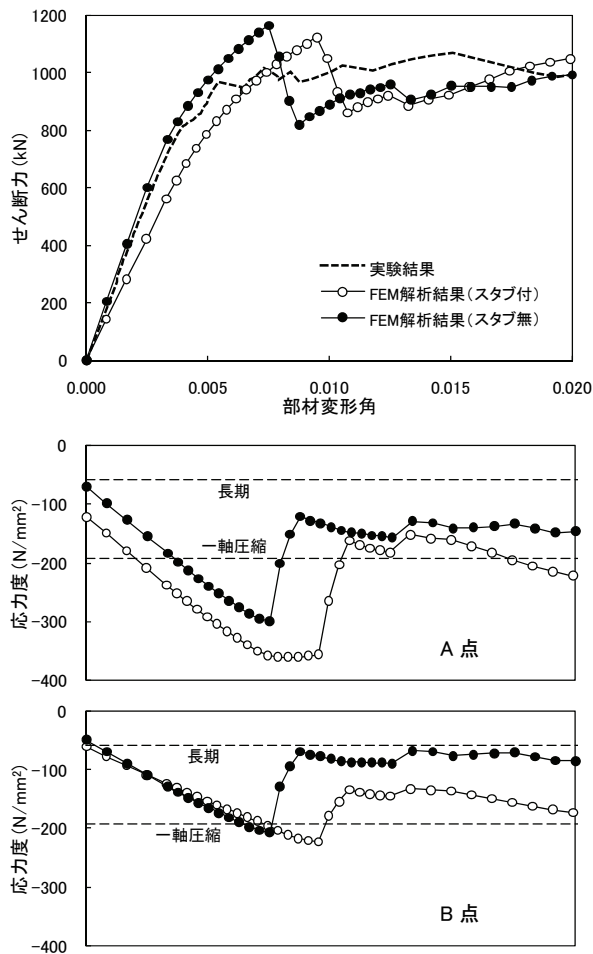


図-9 FEM 解析結果

示した Fafitis らのモデルと同等となるように破壊エネルギーを設定している。柱脚かぶりコンクリート部分の 1 要素を取り出して一軸圧縮・引張解析を行った結果は図-8 のとおりである。3 軸応力下での破壊基準は、引張領域における Rankin の破壊基準、圧縮領域における Menetrey-Willam の降伏基準を組み合わせた破壊・塑性モデルを用いている¹⁰⁾。例として破壊曲面の圧縮子午線を図-8 に示している。

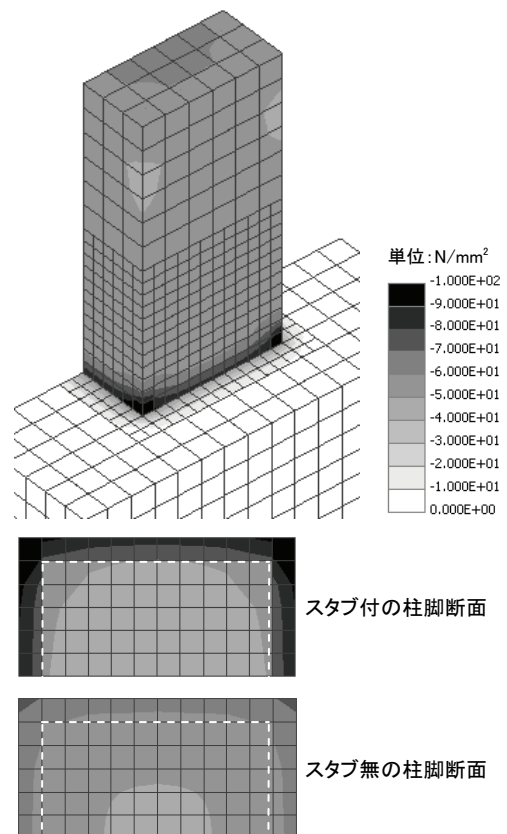
解析結果を図-9 に示す。上側の図は柱のせん断力と部材変形角の関係である。部材変形角はスタブ付きの場合は加力点とスタブ上面の相対変位を 600mm で除した値であり、スタブ無しの場合は加力点変位を 600mm で除して求めた。下側の 2 つの図は図-7 に示した A, B 点の材軸方向応力度の推移について上側の図と横軸を合わせて示したものである。

スタブ付きの場合のせん断力-変形角関係は、スタブ無しの場合と概ね同等であったが、実験結果に比較して剛性が低くなっている。スタブを固定している PC 鋼棒や支圧板を厳密にはモデル化できていないため、スタブの変形を大きめに評価したものと考えられる。柱コーナー部 (A, B 点) の圧縮破壊発生時とせん断力-変形角関

係のピークは対応しており、かぶりコンクリートの圧縮破壊によって荷重が低下する現象を FEM 解析によって表すことができています。

図-10 に軸力載荷時の最小主応力度分布を、図-11 にかぶりコンクリートが圧縮破壊する前後の最小主応力度分布を示す。軸力載荷時には、柱脚部以外は載荷軸力に相当する均一な圧縮応力度が生じているが、柱脚部ではかぶりコンクリート部分に高い圧縮応力度が生じていることが分かる。柱脚断面における応力度分布を見ると、スタブ付きの場合はスタブのめりこみ変形の影響により、平均応力度の 2 倍程度の圧縮応力度がかぶりコンクリート部分に生じているが、スタブ無しの場合は顕著な応力集中は見られない。図-9 に示したスタブ付きの場合の A 点の圧縮応力度が高くなっているのもこのためである。図-11 によれば、圧縮破壊によってコーナー部の柱脚から 50~100mm 上がった部位 (B 点近傍) の圧縮応力度が著しく低下していることがわかる。これは図-1 で示した実験のかぶりコンクリート剥落状況と一致しており、この直前に図-9 に示す B 点の圧縮応力度は一軸圧縮強度に達している。

2 章でも述べたように、Bayrak らはストレスブロック法を用いて曲げ圧縮耐力を算定する場合、一軸圧縮試験で得られた圧縮破壊時ひずみよりも (絶対値として) 小



※点線はかぶりとコアコンクリートの境界

図-10 軸力載荷時の最小主応力度分布

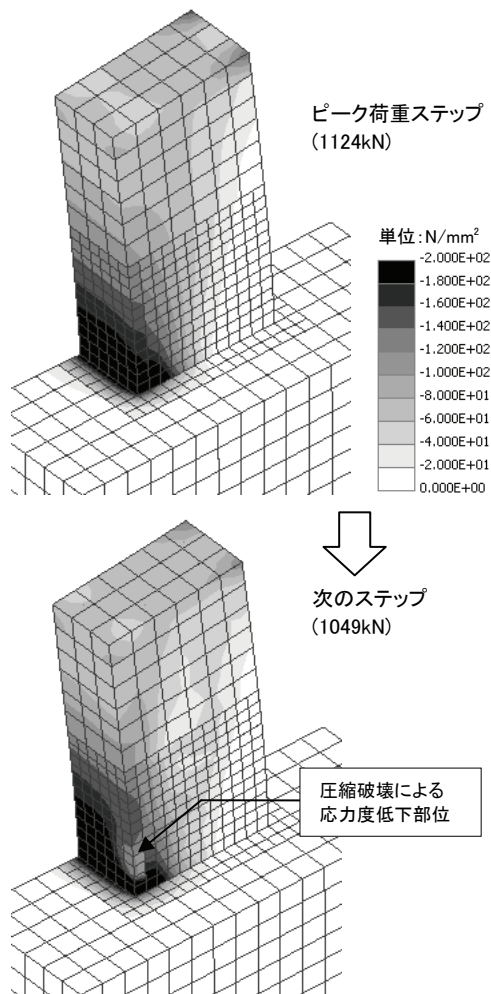


図-11 圧縮破壊前後の最小主応力度分布

さい圧縮縁ひずみを用いるべきであるとしている。軸力載荷時のかぶりコンクリートへの応力集中により、局部的には早期にかぶりコンクリートが圧縮破壊する可能性は示された。一方で、スタブによる拘束によって圧縮強度および圧縮破壊時ひずみが増加する可能性もあり、定量的な評価にまでは至らなかった。また、FEM解析によって、平面保持を仮定した断面解析では表すことができない断続的な圧縮破壊を評価することを目標としていたが、これについても完全には模擬することはできなかった。3軸圧縮状態となる超高強度コンクリートの柱脚部コンクリートの破壊条件については、今後も検討する必要がある。

5. まとめ

本研究では、平面保持を仮定した断面解析および3次元FEM解析を実施し、超高強度RC柱のかぶりコンクリート圧縮破壊に対するコンクリート強度、軸力比、かぶり厚さなどの影響について明らかにした。その結果を以下に要約する。

- (1) かぶりコンクリートの圧縮破壊によって荷重が一時的に低下する現象は、コンクリート強度が 120N/mm^2 以上かつ圧縮軸力比が $0.2\sim 0.3$ の場合に顕著になる。
- (2) コンクリート強度が高くなるほどかぶりコンクリートの圧縮破壊による荷重低下が顕著になるのは、圧縮応力度-ひずみ関係において圧縮破壊後の応力低下が著しくなることが原因であると考えられる。
- (3) コアコンクリートの横拘束が十分であれば、荷重低下後も耐力を保持し、 $R=2\%$ 程度の変形能力を得ることは可能である。
- (4) 長期軸力下でかぶりコンクリートの圧縮応力度が平均応力度よりも高くなり、早期にかぶりコンクリートの局部的な圧縮破壊が発生する可能性もあるが、今回は定量的な評価にまでは至っておらず、今後の研究課題である。

参考文献

- 1) 遠藤芳雄, 山野辺宏治, 神野靖夫, 熊谷仁志, 小澤貴史: 超高強度鉄筋コンクリート構造 ($F_c=180\text{N/mm}^2$) の開発, 日本建築学会大会学術講演梗概集, Vol.C-2, pp.611-614, 2008.9
- 2) 熊谷仁志: 超高強度鉄筋コンクリート柱の構造性能, コンクリート工学, Vol.39, No.3, pp.44-50, 2001.3
- 3) Bae, S. and Bayrak, O.: Early Cover Spalling in High Strength Concrete Columns, Journal of Structural Engineering ASCE, Vol.129, No.3, pp.315-323, Mar.2003
- 4) Hognestad, E.: Confirmation of Inelastic Stress Distribution in Concrete, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.83, No.ST2, Paper 1189, Mar.1957
- 5) 村松晃次, 小室勉, 今井和正, 是永健好, 西山峰広: 超高強度鉄筋コンクリート柱の曲げ耐力算定用ストレスブロック係数, 日本建築学会構造系論文集, No.604, pp.127-134, 2006.6
- 6) 木村秀樹, 石川裕次: 鋼繊維混入高強度コンクリートRC柱の曲げせん断実験, コンクリート工学年次論文集, Vol.23, No.3, pp.211-216, 2001.6
- 7) Fafitis, A. and Shah, S. P.: Lateral Reinforcement for High Strength Concrete Columns, ACI SP-87, pp.213-232, 1985
- 8) 熊谷仁志, 中澤春生: 高強度材料を用いたRC部材の曲げ降伏変形, コンクリート工学, Vol.46, No.12, pp.28-34, 2008.12
- 9) Thomas Telford: CEB-FIP Model Code (1990), published in Mar.1993
- 10) 日本建築学会: コンクリート系構造の部材解析モデルと設計への応用, pp.259-268, 2008