

論文 局所的にかぶり欠損した RC 柱の構造性能

八十島 章*1・安田 卓*2

要旨：経年劣化による RC 柱の構造性能低下を評価するために、局所的なかぶりコンクリートの剥落を模擬した RC 柱の曲げせん断実験を行った。実験結果より、局所的にかぶり欠損した柱の破壊性状、最大耐力、変形割合を把握した。かぶり欠損した柱は、曲げ降伏後にかぶり欠損付近にせん断ひび割れが発生し、損傷が集中してせん断破壊に至ることを示した。曲げ強度は、かぶり欠損を考慮した平面保持に基づく断面解析で評価できることを示し、荷重変形関係のポストピーク挙動はかぶり欠損に影響されることを明らかにした。

キーワード：経年劣化、変状、かぶり、曲げ強度、断面解析、せん断破壊

1. はじめに

数多くの既存 RC 造建物は、高度経済成長期に建設され、竣工後 50 年ほど経過しているため、近い将来、コンクリートの変状や構造的劣化が顕在化することが危惧される。また、1981 年以降の新耐震設計法で建設され、耐震診断が行われていない RC 造建物も、竣工後 30 年以上経過してきているため、経年劣化による部材単体の構造性能劣化を的確に考慮できる耐震診断法が必要である。そのため、コンクリート表面に生じた変状・構造的欠陥と構造性能を関連付け、経年劣化による RC 柱の構造性能劣化を評価することが重要である。

本研究では、かぶりコンクリートの剥落による曲げ柱の構造性能劣化に着目し、局所的なかぶり欠損を模擬した RC 柱の曲げせん断実験を行い、破壊性状や最大耐力を把握するとともに、かぶり欠損の位置および量が柱の構造性能低下に与える影響を検討する。

2. 実験概要

2.1 試験体

試験体諸元を表-1 に、試験体の配筋およびかぶりコンクリートの欠損寸法を図-1 に示す。試験体は、実大

の 1/2 スケールで断面 300mm×300mm、内法高さ 1200mm で、曲げ降伏先行型の柱部材（せん断余裕度 1.2 程度）とし、配筋は主筋 12-D13（主筋比 1.69%）、横補強筋 2-D6@100（横補強筋比 0.21%）である。

本研究で対象としたかぶりコンクリートの経年劣化レベルは、震災建築物の被災度区分判定基準¹⁾に準ずる損傷度 IV 程度のコンクリート剥離・剥落とした。かぶりコンクリートの剥落再現方法は、押出発泡ポリスチレンを型枠に貼り付けて打設し、脱型時に取り除くことでかぶり欠損させた。かぶり欠損の位置は、曲げ柱のヒンジ領域での局所の変状を目論み、柱端部から 1D 区間（D：柱せい）に集中させた。変動因子は、かぶりコンクリートの欠損位置およびその量とし、試験体数は 5 体である。

試験体 No.1 は、かぶり欠損のない健全試験体である。試験体 No.2 は、柱端から 0.5D 区間のかぶりコンクリートを対角面において半分欠損させた試験体である。試験体 No.3 はかぶり欠損の位置を柱端から 150mm ずらした試験体であり、試験体 No.4 は上下柱端のかぶり欠損を片面のみとした。試験体 No.5 は、上下柱端から 0.5D 区間のかぶりコンクリートを対角面ですべて欠損させた試験体である。かぶりコンクリートを欠損させた面積を元の

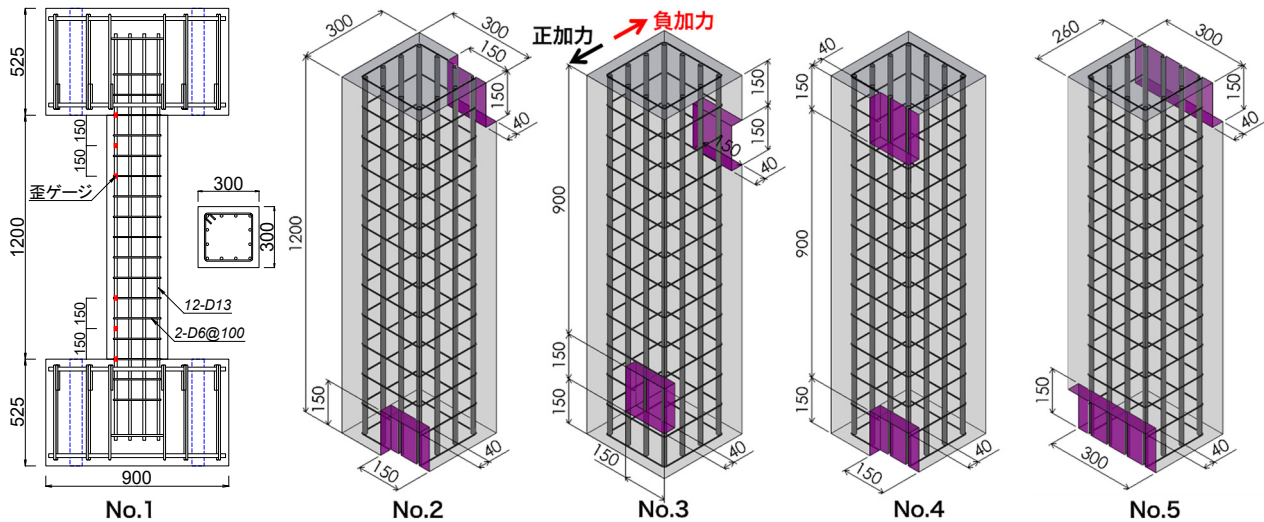
表-1 試験体諸元

試験体名	かぶり欠損位置	かぶり欠損率* (%)	コンクリート目標強度 F_c	断面 $b \times D$	内法高さ h_o	主筋 (p_g)	横補強筋 (p_w)	軸力比
No.1	—	0	13.5MPa	300mm × 300mm	1200mm	12-D13 (1.69%)	2-D6@100 (0.21%)	0.1
No.2	上下柱端 対角面	6.7						
No.3	柱頭柱脚部 対角面	6.7						
No.4	上下柱端 片面	6.7						
No.5	上下柱端 対角面	13.3						

*かぶりコンクリートの欠損面積／元の柱断面積

*1 筑波大学 システム情報系構造エネルギー工学域 准教授 博士(工学) (正会員)

*2 筑波大学大学院 システム情報工学研究科 (学生会員)



図一 試験体の配筋およびかぶりコンクリートの欠損寸法

柱断面積で除した値（以下、かぶり欠損率）は、試験体 No.2～4 では 6.7%，試験体 No.5 では 13.3%である。

2.2 使用材料

使用したコンクリートの調合計画および材料試験結果を表-2 に、鉄筋の引張試験結果を表-3 に示す。コンクリートは、耐震診断基準の適用下限値を考慮し、目標圧縮強度 13.5MPa、水セメント比 99%とし、現場封緘養生の 100φ×200mm テストピースで材料試験を行った。

2.3 加力・計測方法

加力装置を図-2 に示す。加力は、鉛直アクチュエータにより軸力比 0.1 の一定軸力を加えた状態で、加力フレーム上部に設置された左右のオイルジャッキで平行を保持し、加力梁を面外拘束させながら、反力壁に固定された水平アクチュエータで変位制御による逆対称曲げモーメントの正負交番漸増繰り返し繰り返し荷重を行った。加力サイクルは、部材角 $R = \pm 1/400, \pm 1/200, \pm 1/100, \pm 1/50, \pm 1/33, \pm 1/25 \text{rad}$ を各 2 回、 $R = \pm 1/20 \text{rad}$ を 1 回荷重することを原則とした。なお、荷重途中で軸力保持能力が喪失して崩壊した試験体もあった。計測項目は、せん断力、軸力、上下スタブ間の相対水平変位および鉛直変位、局部曲げせん断変形、主筋および横補強筋の歪である。局部変形の計測状況および変位計位置を図-3 に示す。

表-2 コンクリートの調合および材料試験結果

目標強度	水セメント比 (%)	細骨材率 (%)	圧縮強度 (MPa)	割裂強度 (MPa)	弾性係数 (GPa)
Fc13.5	99	55	13.6	1.62	19.1

表-3 鉄筋の引張試験結果

鉄筋種別	降伏強度 (MPa)	弾性係数 (GPa)	降伏歪 (%)	引張強度 (MPa)	伸び (%)
D13	348	190	0.183	484	28.5
D6	418	203	0.206	551	23.4

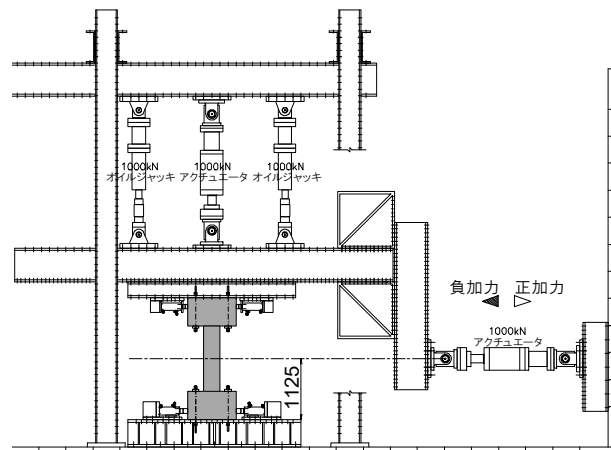


図-2 加力装置

3. 実験結果

3.1 荷重変形関係および破壊状況

各試験体のせん断力-部材角関係を図-4 に、破壊状況を図-5 に示す。試験体 No.1 は、部材角 1/400rad で柱頭および柱脚部に曲げひび割れが発生し、部材角 1/100rad 時に曲げせん断ひび割れが生じ、主筋が曲げ降伏した。部材角 1/50rad 加力時に最大荷重に達し、柱端部コンクリートの圧壊および試験体中央部のせん断ひび割れが確認された。部材角 1/33rad 加力時にせん断ひび割れの進展および主筋に沿った付着ひび割れが生じて荷重

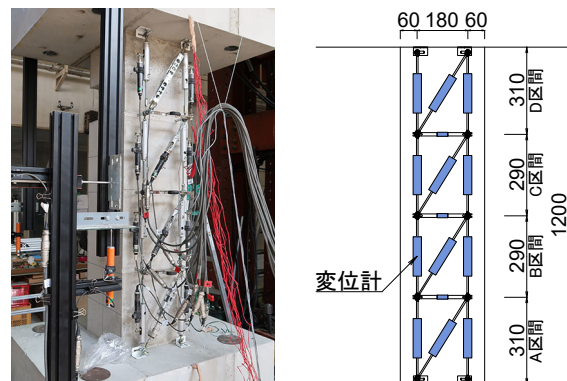


図-3 局部変形計測状況および変位計位置

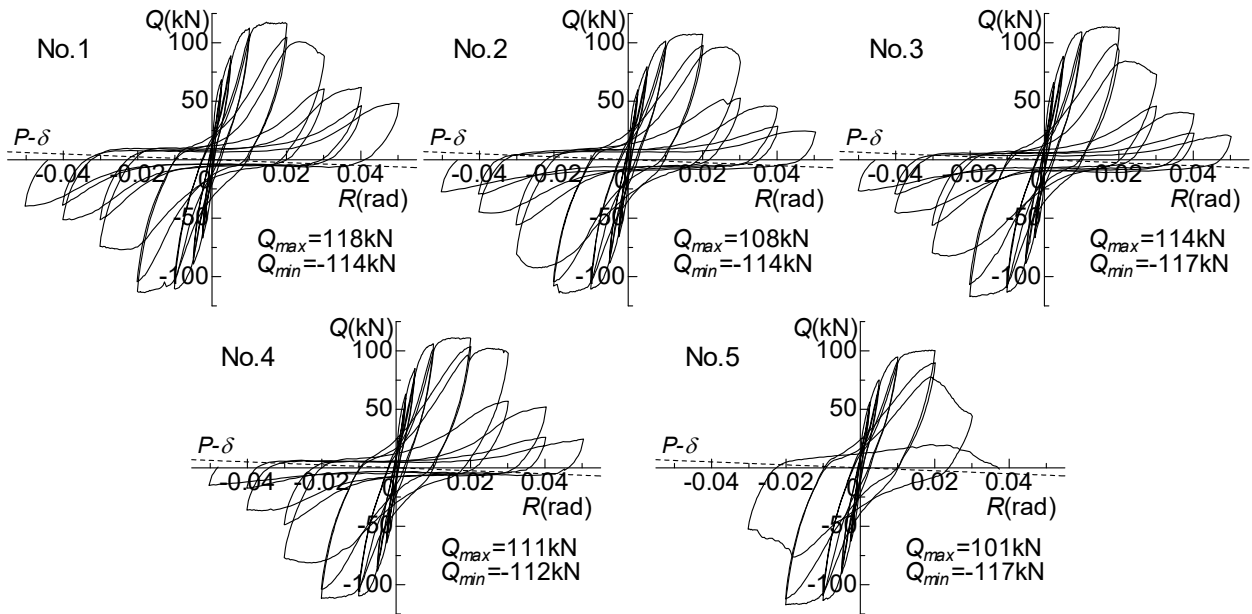


図-4 せん断力-部材角関係

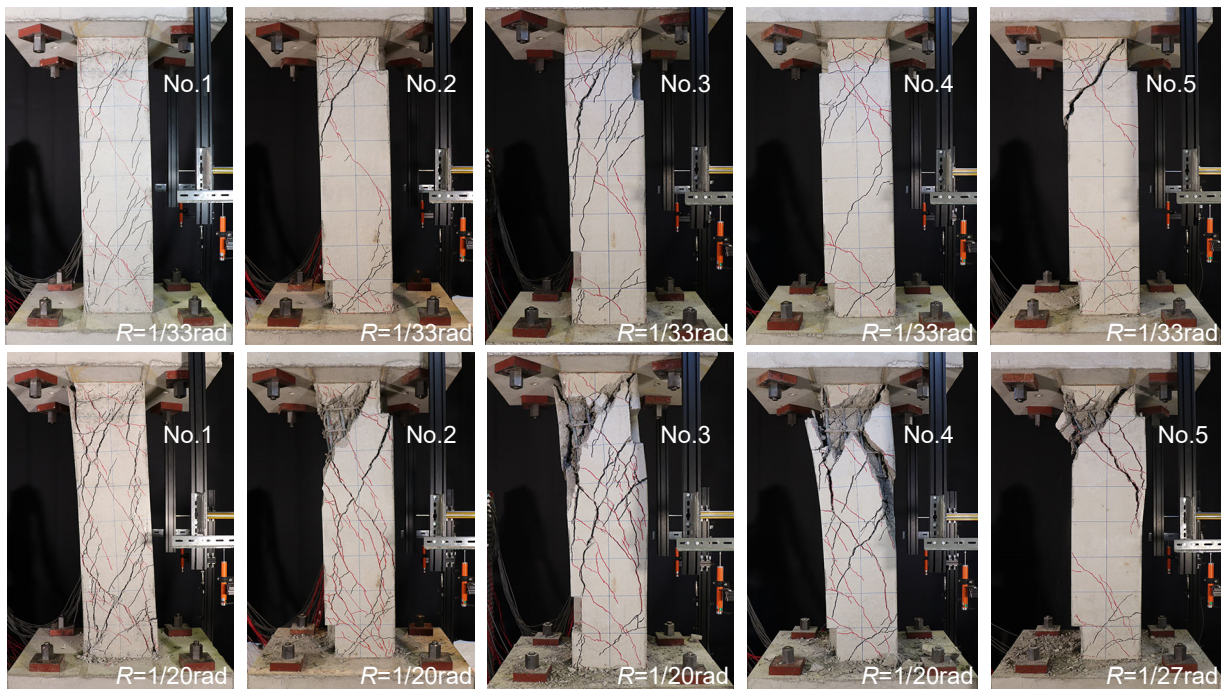


図-5 破壊状況

が低下した。それ以降、せん断ひび割れと付着ひび割れが拡幅し、ひび割れ損傷が部材全体に広がるとともに荷重が低下し、最終破壊に至った。

試験体 No.2 は、部材角 $1/400\text{rad}$ 時に曲げひび割れが発生し、部材角 $1/200\text{rad}$ 時にかぶり欠損部を起点とした曲げせん断ひび割れが生じ、部材角 $1/100\text{rad}$ で主筋が曲げ降伏した。部材角 $1/50\text{rad}$ 加力時にかぶり欠損付近のコンクリートの圧壊およびせん断ひび割れが生じ、最大荷重に達した。部材角 $1/33\text{rad}$ の正加力時に柱頭かぶり欠損部を起点としたせん断ひび割れが進展し、負加力時に試験体中央部に多数のせん断ひび割れが生じて荷重が低下した。部材角 $1/25\text{rad}$ 以降では、柱頭のせん断ひび割

れが拡幅するとともにかぶりコンクリートが剥落し、柱頭部に損傷が集中して曲げ降伏後のせん断破壊に至った。

試験体 No.3 は、部材角 $1/400\text{rad}$ 時にかぶり欠損部を起点とした曲げひび割れが発生し、部材角 $1/100\text{rad}$ 時に曲げせん断ひび割れが生じ、主筋が曲げ降伏した。部材角 $1/50\text{rad}$ 加力時に柱頭かぶり欠損部付近でコンクリートの圧壊およびせん断ひび割れが生じ、最大荷重に達した。部材角 $1/50\text{rad}$ 加力の 2 サイクル目には柱頭かぶり欠損下部を起点として試験体中央部にせん断ひび割れが生じた。それ以降、柱頭かぶり欠損部付近のせん断ひび割れが拡幅し、かぶりコンクリートの剥落を伴う損傷が柱頭に集中し、顕著に荷重低下して曲げ降伏後のせ

ん断破壊に至った。

試験体 No.4 は、部材角 1/400rad 時に曲げひび割れが発生し、部材角 1/100rad 時に曲げせん断ひび割れが生じ、主筋が曲げ降伏した。部材角 1/50rad 加力時に最大荷重に達し、柱端部コンクリートの圧壊および柱頭かぶり欠損部付近を起点としたせん断ひび割れが確認された。部材角 1/33rad の正加力時に試験体中央のせん断ひび割れが発生し、負加力時に柱頭かぶり欠損付近を起点としたせん断ひび割れが試験体中央部まで延びて拡幅し、荷重が低下した。それ以降、柱頭部から試験体中央部まで延びたせん断ひび割れが拡幅し、せん断ひび割れ面周辺のコンクリートの損傷が進行してかぶりコンクリートの剥落を伴いながら曲げ降伏後のせん断破壊に至った。

試験体 No.5 は、部材角 1/400rad 時に曲げひび割れが発生し、部材角 1/200rad で曲げひび割れが進展した。部材角 1/100rad の正加力時に主筋が曲げ降伏し、負加力時にせん断ひび割れが発生した。部材角 1/50rad 加力時に最大荷重に達し、柱端部コンクリートの圧壊および柱頭のせん断ひび割れの進展が確認された。部材角 1/33rad 加力時に柱頭部のせん断ひび割れが顕著に拡大するとともに著しい荷重低下が生じ、かぶりコンクリートの剥落が確認された。部材角 1/25rad の正加力途中で柱頭のせん断ひび割れが急激に拡大し、軸力を保持できなくなり、曲げ降伏後のせん断破壊で崩壊に至った。

3.2 主筋の歪分布

各試験体における主筋の歪分布を図-6 に示す。主筋の歪値は図-1 に示される位置で計測し、部材角 1/400~1/50rad の正加力および負加力 1 サイクル目の値である。図中の一点鎖線は鉄筋引張試験結果より得られた降伏歪を示している。いずれの試験体も部材角 1/200rad までは同様の歪分布であり、局所的なかぶり欠損の影響は確認されなかった。部材角 1/100rad ですべての試験体の主筋が降伏したが、かぶり欠損による違いが見られた。かぶり欠損のない柱頭・柱脚では、ヒンジ領域の 1D 区間 (D: 柱せい) の歪値が増大したが、かぶり欠損のある場合は歪値の増大する領域が小さく、柱端部の歪値が顕著に増大していたことが確認された。部材角 1/50rad では、この傾向が顕著になり、かぶり欠損の影響により柱が剛体回転のような曲げ挙動であったことがうかがえる。

3.3 変形割合

正加力時の全体変形に対する曲げ変形成分の割合を図-7 に示す。柱の部材変形を、図-3 の計測方法で測定された局部変形に基づき、曲げ変形量とせん断変形量の変形成分に分離した。いずれの試験体も部材角 1/50rad までは曲げ変形成分が全体変形の 70%程度を占めており、かぶり欠損の有無によらず、曲げ降伏が先行する破壊であったことが確認された。部材角 1/33rad 以降において

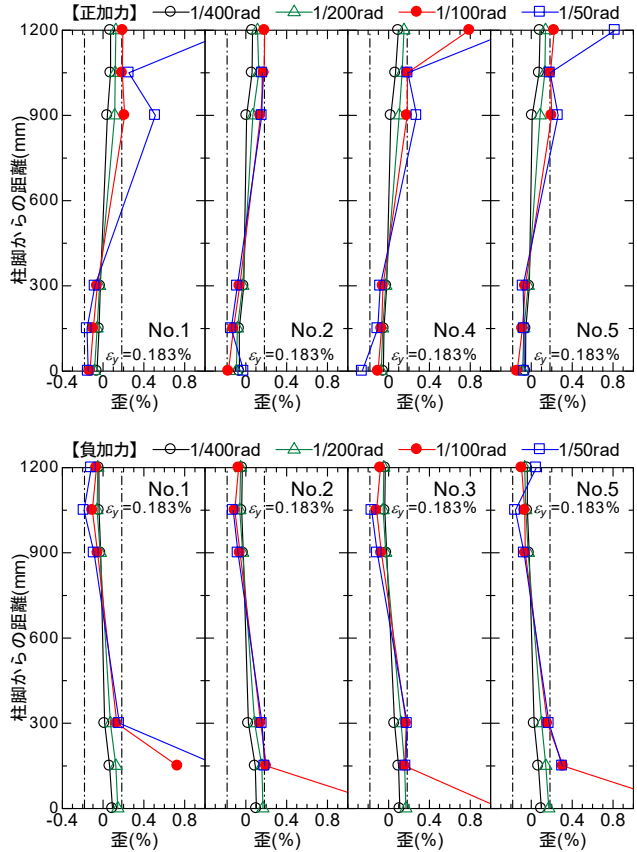


図-6 主筋の歪分布

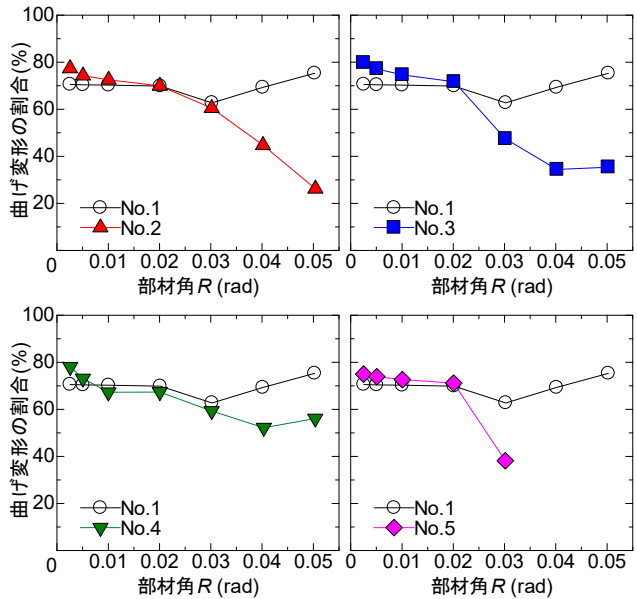


図-7 変形割合の推移

は、かぶり欠損の量・位置によって成分割合の推移に違いが見られた。健全試験体 No.1 およびかぶり欠損率が小さく柱端部欠損の試験体 No.2 と No.4 は、部材角 1/33rad 時の曲げ変形成分が 60%程度であったが、試験体 No.3 と No.5 は曲げ変形成分が 50%以下になり、せん断変形が支配的になった。健全試験体 No.1 は、部材角 1/33rad から付着ひび割れの損傷が部材全体に広がりせん断変形割合

が減少したため、部材角 1/20rad においても曲げ変形成分が 70%程度であった。試験体 No.2 はせん断ひび割れの進展後、柱頭部に損傷が集中したために部材角 1/25rad で曲げ変形成分が 40%程度になったが、試験体 No.4 は柱頭部から中央部までのせん断ひび割れが拡幅して破壊したために部材角 1/20rad においても曲げ変形成分が 50%以上であった。

4. かぶり欠損が柱の構造性能に与える影響

4.1 曲げ強度

試験体 No.2, No.5 のモーメントー曲率関係とかぶり欠損を考慮した平面保持に基づく断面解析の結果を図-8 に示す。試験体 No.2 および No.5 の曲率は、図-3 の柱端部で測定された局部変形から算出した。断面解析に使用した構成則は、コンクリートの応力-歪関係に Kent-Park モデル²⁾を用い、鉄筋の応力-歪関係に完全弾塑性モデルを用い、いずれも材料試験結果に基づく値とした。試験体 No.2 および No.5 の正加力の断面解析は、実験と同様に圧縮側かぶりコンクリートを欠損させて解析を行い、負加力では引張側かぶりコンクリートを欠損させて解析を行った。かぶり欠損を考慮した断面解析の結果は、いずれの試験体も正加力および負加力において実験結果と良く対応しており、局所的にかぶり欠損した柱の曲げ強度は平面保持を仮定した断面解析によって評価できることが確認された。

かぶり欠損率の曲げ強度に与える影響を検討するために、試験体 No.1 と同配筋の柱に対して圧縮側コンクリートの断面積の欠損率をパラメータとした断面解析を行った。ただし、圧縮側コンクリートの断面欠損は、柱幅に渡って欠損させ、欠損率に応じて柱せいを小さくし、断面欠損率は欠損させた断面積を元の柱断面積で除した値と定義した。また、断面解析に用いた構成則および材料強度は実験の場合と同一である。曲げ強度と圧縮側断面欠損率の関係を図-9 に示す。なお、図中には断面欠損率（かぶり欠損率）に対応する実験結果も示している。曲げ強度の計算値は、断面欠損率の増大に伴って線形的に減少しており、強度の低下割合はほぼ一定で、その傾きは-1.15 であった。また、断面解析の計算値は実験結果

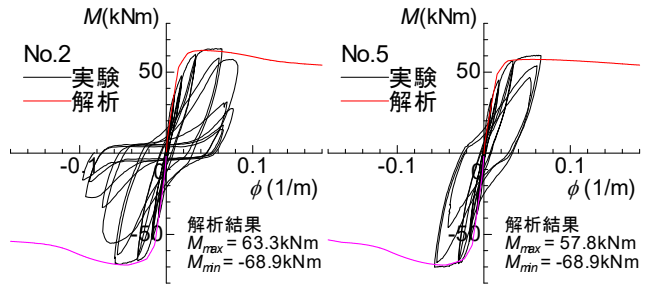


図-8 モーメントー曲率関係

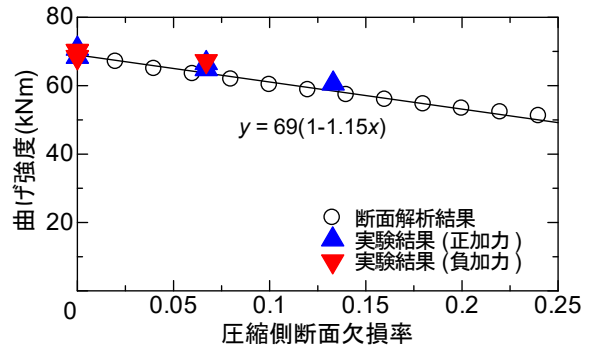


図-9 曲げ強度ー圧縮側断面欠損率の関係

と良い対応をしており、圧縮側の断面欠損率によって簡易的に局所的かぶり欠損した柱の曲げ強度を算定できることがうかがえる。

4.2 荷重変形関係の包絡線

せん断力-部材角関係の包絡線について、局所的にかぶり欠損させた試験体 No.2~No.5 と健全試験体 No.1 の比較を図-10 に示す。図中には最大荷重の 80%に低下した時点の限界変形角も示している。かぶり欠損率が增大すると、最大荷重後のポストピーク挙動における荷重低下が急激になり、早期に軸力保限界に至ったため、かぶり欠損率は柱の残存耐震性能に少なからず影響を与えることが確認された。かぶり欠損の位置による影響については、柱端部よりも少し柱中央よりの柱頭・柱脚部のかぶり欠損のほうが最大荷重後の荷重低下挙動に与える影響が大きく、片面のみの場合と対角面の場合ではポストピークにあまり違いはなかった。なお、限界変形角は、健全試験体とかぶり欠損の試験体で大きな違いはなく、局所的なかぶり欠損の位置および量による明確な影響は確認されなかった。

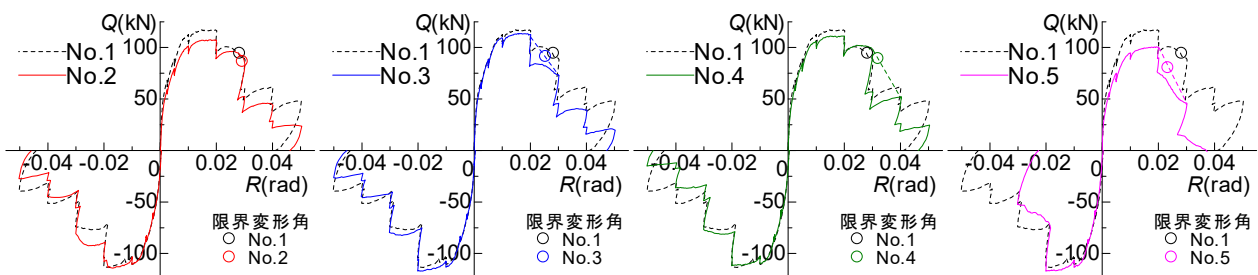


図-10 荷重変形関係の包絡線

4.3 等価粘性減衰定数

すべての試験体の等価粘性減衰定数と部材角の関係を図-11に示す。部材角 1/50rad までは、すべての試験体は同等の等価粘性減衰定数であり、曲げ降伏後の最大荷重まではかぶり欠損の影響はほとんどないことが確認された。その後の部材角では、かぶり欠損させた試験体が健全試験体 No.1 よりも大きくなっており、部材角 1/25rad の2回目サイクルでは、かぶり欠損率の小さい試験体は約 20%であったが、健全試験体 No.1 は 15%程度で 5%ほどの差が生じた。健全試験体 No.1 は、部材角 1/33rad 以降において、付着ひび割れとせん断ひび割れが部材全体に進展し、他の試験体よりも荷重低下が緩やかで、逆 S 字型の履歴特性が顕著になったために等価粘性減衰定数が低下したと判断できる。かぶり欠損させた試験体の等価粘性減衰定数は、いずれの部材角でもほとんど差がないため、局所的なかぶり欠損の位置および量はあまり影響しないと考えられる。

4.4 変形分布

試験体 No.1, No.2, No.3, No.5 の部材角 1/50rad 以降の正加力時について、柱の高さ方向における曲げ変形成分およびせん断変形成分の割合分布を図-12に示す。なお、曲げ変形およびせん断変形は、図-3の局部変形計測方法で測定された4区間で算出し、各々の変形成分は柱の全体変形に対する割合である。部材角 1/50rad 時は、すべての試験体で同様な傾向であり、柱頭・柱脚の曲げ変形割合が約 35%ずつ、柱頭・柱脚のせん断変形割合が約 15%ずつであった。健全試験体 No.1 は、部材角 1/33rad 以降の曲げ変形分布はほぼ変化せず、せん断変形分布は一様になり、せん断ひび割れ損傷が部材全体に広がったことが確かめられた。かぶり欠損の試験体は、部材角 1/33rad 以降で柱頭・柱脚の曲げ変形が減少し、柱頭のかぶり欠損付近のせん断変形が欠損率に応じて顕著に増大した。かぶり欠損の試験体は、部材角 1/50rad までに曲げ変形が端部に集中して曲げ抵抗による柱端部かぶりコンクリートの圧壊が生じ、それに伴って柱頭部のせん断強度が低下したため、部材角 1/33rad 以降では柱頭部のせん断ひび割れ幅の拡大およびせん断ひび割れ面周辺のコンクリートの損傷が発生してせん断破壊に至り、損傷が柱頭に集中したと考えられる。

5. まとめ

局所的なかぶりコンクリートの剥落を模擬した RC 柱の曲げせん断実験を行い、かぶり欠損が柱の構造性能に与える影響を検討した。以下に得られた知見を示す。

(1) 健全試験体は、曲げ降伏した後、せん断ひび割れと付着ひび割れが拡大し、ひび割れ損傷が部材全体に広がって最終破壊に至った。

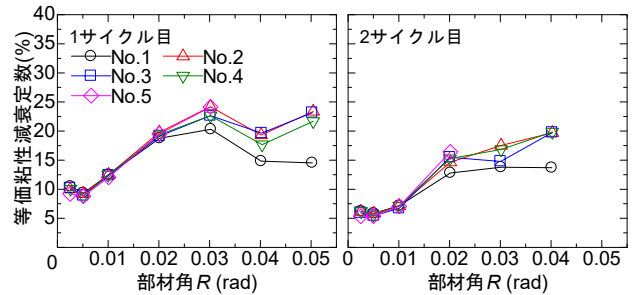


図-11 等価粘性減衰定数

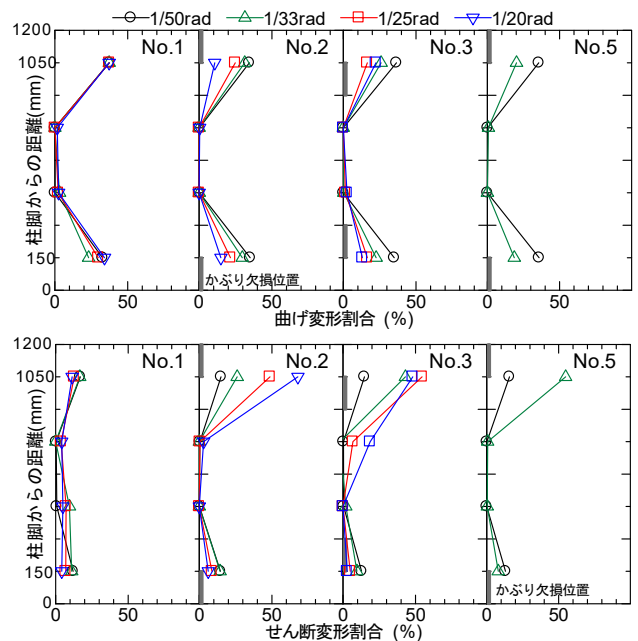


図-12 変形分布の比較

- (2) かぶり欠損の試験体は、曲げ降伏後に柱頭せん断ひび割れが発生し、柱頭部に損傷が集中して曲げ降伏後のせん断破壊に至った。
- (3) 局所的にかぶり欠損した柱の曲げ強度は、平面保持を仮定した断面解析で評価できることを示した。
- (4) かぶり欠損した柱のポストピーク挙動は、かぶり欠損の位置および量の影響を受けることを確認した。
- (5) 局所的にかぶり欠損した柱は、かぶり欠損付近のせん断変形が欠損率に応じて顕著に増大することを明らかにした。

謝辞

本研究は、JSPS 科学研究費助成事業（基盤研究（C）課題番号 18K04423）の助成を受けて実施した。

参考文献

- 1) 日本建築防災協会：震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針，pp.19-21，2001
- 2) Kent D.C. and Park R.：Flexural Members with Confined Concrete, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.97, No.ST7, pp.1969-1990, 1971.7