論文 主筋比及び軸力比が超高強度鉄筋を主筋に用いた RC 柱の耐震性能 に及ぼす影響

仲井 士門*1·橘高 将義*2·谷 昌典*3·孫 玉平*4

要旨:異形鉄筋と丸鋼の中間的な付着性状を有する超高強度鉄筋を主筋に用いた RC 柱部材の耐震性能を把 握することを目的とし、軸力比及び主筋比を実験変数とした 4 体の縮小試験体に対する一定軸力下における 繰り返し載荷実験を行った。全ての試験体で、残留変位の小さい原点指向型の履歴性状を示し、残留ひび割 れ幅も小さく抑えることができた。また、主筋とコンクリート間の付着ーすべり関係を考慮できる分割要素 解析による挙動予測を行い、解析結果は実験結果を良好な精度で予測できることを示した。 キーワード: RC 柱、残留変位、残留ひび割れ幅、付着、分割要素解析

1. はじめに

近年発生した大地震による被害状況を受けて,高い原 点指向性を有する構造体にダンパー等のエネルギー吸 収機構を組み合わせることで, 地震後の建物機能の早期 復旧を可能とする構造システムが提案されるようにな りつつある。著者らは文献1),2)において、丸鋼表面に スパイラル溝加工を施すことで、通常の異形鉄筋と丸鋼 との中間的な付着性状を有し、規格降伏強度が 1275N/mm²の超高強度鉄筋を主筋に用いた高強度 RC 柱 に関する実験的研究を行い,大変形領域まで残留変位や 残留ひび割れ幅を抑制できることを示した。しかし、既 往の研究では、主に柱のせん断スパン比を実験変数とし ており、他の構造因子による影響について検討されてい なかった。そこで、本論は既往の研究の続きとして、柱 に作用する軸力の大きさと主筋量が超高強度鉄筋を用 いた RC 柱の耐震性能に及ぼす影響を実験的に検討する ことを目的とする。また,既往の研究^{1),2)}では,最大耐 力時における主筋の引張応力が降伏強度の 1/3 程度しか 発生していなかったことを踏まえ、超高強度鉄筋を用い た RC 柱の履歴挙動を適切に評価する手法として,主筋 とコンクリート間の付着-すべり関係を考慮できる分

割要素解析法を提案し,実験結果との比較により,提案 手法の妥当性を検証する。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

本実験で用いた試験体の一覧を表-1 に,試験体の寸 法及び配筋詳細を図-1 と図-2 にそれぞれ示す。試験 体は縮尺 1/3 程度の曲げ先行型片持ち RC 柱で,柱断面 は 250mm の正方形断面である。軸力比(0.15,0.33)及 び主筋比(1.6%,2.4%)を実験変数とし,計4 体の試験 体を作成した。

柱の主筋は、規格降伏強度が 1275N/mm²の超高強度鉄 筋(SBPDN1275/1420)で、丸鋼にスパイラル溝加工し た異形鉄筋である。主筋として、RB12.6 異形鉄筋 8 本ま たは 12 本をかぶり厚 30mm の位置に断面周辺に均等配 置した。柱のせん断スパン比は 2.5 で、柱最下端部から 水平力載荷位置までの距離は 625mm である。横補強筋 には D6 異形鉄筋(SD295A)を使用し、図-1 と図-2 に示すように、すべての柱に同じく 30mm 間隔で配筋し た。表-2 に鉄筋の材料試験結果を示す。

試験体のコンクリート設計基準強度 F_cは 40N/mm² で

Specimen	f_c (N/mm ²)	Ν	<i>p</i> _g (%)	Transverse reinforcement			a/D	Q_{exp}	R _{exp}
		(kN)		Confinguration	$p_{w}(\%)$	$\rho_h(\%)$	u/D	(kN)	(x10 ⁻² rad)
HHC-M16N15	40.3	378	1.6	- □-D6@30	0.85	2.05	2.5	147	2.00
HHC-M24N15		(0.15)	2.4					187	2.68
HHC-M16N33		835	1.6					173	1.48
HHC-M24N33		(0.33)	2.4					213	2.97

表-1 試験体一覧

*1 神戸大学大学院 工学研究科建築学専攻 大学院生 (正会員)

*2 神戸大学大学院 工学研究科建築学専攻 大学院生 (正会員)

*3 独立行政法人建築研究所 研究員・博士(工学) (正会員)

*4 神戸大学大学院 工学研究科建築学専攻 教授 工博 (正会員)

ある。粗骨材の最大粒径は20mmで、使用したセメント は普通ポルトランドセメントである。実験時の材令にお けるシリンダー強度を**表-1**に示す。

また既往の研究³⁾で,本実験で使用した主筋と同種類 の鉄筋端部を 90 度フック定着とした引抜試験より,鉄 筋は定着端を抜け出しやすいことが判明されたため,本 実験では柱脚、柱頭で主筋を穴を開けた鉄板に貫通させ, 鉄筋の周囲を鉄板に溶接して定着させた。

2.2 載荷方法及び測定方法

図-3に載荷装置を示す。1000kN油圧ジャッキで所定の圧縮軸力(軸力比0.15:378kN,軸力比0.33:835kN)

を加えた状態で,300kN油圧ジャッキで水平力を作用させた。図-4に示す載荷履歴に従い,部材角制御による 正負交番繰り返し載荷を行った。なお,部材角Rは,載 荷点位置に設置した変位計によって測定された水平変 位を柱のせん断スパン(625mm)で除することにより算出 した。水平変位はスタブに対する載荷点位置の相対水平 変位とし,スタブに固定した治具を介して載荷点位置に 設置した変位計により計測した値を用いた。

主筋及び横補強筋にはひずみゲージを貼付し,鉄筋の ひずみを測定した。主筋については,図-1と図-2の 断面図に示す2本に対して,柱最下端部から-215mm,



図-3 載荷装置

 $f_u: 引張強度, E_s: 弾性係数, YR: 降伏比$

-95mm, 25mm, 145mm, 265mm, 425mm, 585mm(上 向き正)の位置に貼付した。横補強筋については, 柱最 荷端部から 30mm, 150mm, 270mm(上向き正)に位置 する横補強筋に対して, 図-1の断面図に示す位置に貼 付した。いずれの計測箇所においても, ひずみゲージは 1か所につき1枚とし, 鉄筋の曲げ変形の影響が小さい 位置に貼付した。

3. 実験結果及び考察

3.1 破壊性状及び実験経過

破壊性状と実験経過については、主筋比の違いによる 明確な差異が見られなかったため、ここでは主筋比 2.4% である試験体 HHC-M24N15 と試験体 HHC-M24N33 を 例として示す。図-5 に R=0.03rad のサイクル 1 回目終 了時におけるひび割れ性状を示す。図中のグリッド間隔 は 50mm である。破壊性状については、軸力比が大きく なると、端部コンクリートの損傷が大きくなる傾向が見 られた。また、軸力の大きさに関係なく損傷は柱脚から 約 1.0D の範囲内に集中していたことが明らかである。

試験体 HHC-M24N15 は、水平力±40kN 付近で危険断 面から 250mm の範囲に曲げひび割れが発生し、その後、 部材角の増加に伴って曲げひび割れが進展し、本数が増 えた。R=±0.005rad のサイクル以降は、曲げひび割れが 斜め方向に進展し始めた。R=±0.015rad のサイクルにお いて圧縮側コンクリートの剥離および圧壊が見られ始 め、以降、部材角の増大とともに、圧壊が進行した。

一方,試験体 HHC-M24N33 は,水平力±70kN 付近で

2 3 4

5

1

Drift angle (x10⁻²rad)

0

Drift angle (x10⁻²rad)

1 2 3 4 5

HHC-M16N15

-4 -3 -2 -1 0

-4 -3

-2 -1

HHC-M16N33

-5

200

100

-100

-200

200

100

-100

-200

-5

0

ateral force (kN)

0

ateral force (kN)

危険断面から 250mm の範囲内に曲げひび割れが発生し, その後,部材角の増加に伴って曲げひび割れが進展し, 本数が増加した。R=±0.0075rad のサイクルでは,曲げひ び割れが斜め方向に進展し,圧縮側コンクリートの剥離 および圧壊が見られ始めた。その後,部材角の増大とと もに,圧壊が進行した。試験体 HHC-M24N15 よりもコ ンクリートが早期に圧壊したのは,軸力が大きいためで あると考えられる。

3.2 水平力一部材角関係

図-6 に実験で得られた各試験体の水平力-部材角関 係を示す。図中,曲げひび割れが発生した点を▲印で, 水平力が最大となった点を●印でそれぞれ示す。また, 一点鎖線は軸力による P-Δ効果の影響を示す。いずれの 試験体も残留変位の小さな原点指向型のループを描い た。また,いずれの試験体においても,最終載荷サイク ルまで主筋の降伏,座屈は発生しなかった。横補強筋に ついては,試験体 HHC-M16N33 のみ, *R*=-0.03rad のサイ クルで横補強筋の降伏が確認された。



図-6 水平力-部材角関係

また, 試験体 HHC-M16N15 については, 設置時の不備により, 載荷開始前に *R*=-0.018rad 程度までの載荷を 経験してしまったため, 水平力-部材角関係のみを示し, 以後の考察は他の3体に限る。

3.3 残留部材角及び残留ひび割れ幅

図-7 に各載荷サイクルごとの残留部材角(載荷荷重 ゼロ時点での変位をせん断スパン比で除した値の正負 平均値)の推移を示す。いずれの試験体も,最大経験部 材角が 0.01rad 以下であれば,残留部材角は 0.001rad 以 下,最大経験部材角が 0.02rad 以下であれば,残留部材 角は 0.0025rad 以下に抑えられている。最大経験部材角 が 0.02rad 以下であれば,軸力比の違いによる,また, 0.03rad 以下であれば,主筋比の違いによる大きな差異は 見られなかった。

図-8に各載荷サイクル1回目における残留ひび割れ 幅(載荷荷重ゼロ時点でのひび割れ幅)の推移を示す。 図-8に示す値は、曲げひび割れの残留ひび割れ幅の最 大値で、クラックスケールによって計った値である。図 -8より分かるように、最大経験部材角が0.015radの場 合は、残留ひび割れ幅はおおむね0.2mm以下で、性能評 価指針⁴⁾の使用限界状態に相当する。また、部材角が大 きくなるとカバーコンクリートの圧壊が著しくなるた め、ひび割れ幅の測定値の信頼性は低くなるが、最大経 験部材角が0.03radでも、性能評価指針の修復限界Iに相 当する残留ひび割れ幅1.0mm以下に抑えられている。な お、本実験で設定した軸力比及び主筋比の範囲内では、 それらの違いによる大きな差異は見られなかった。

3.4 エネルギー吸収性能

各載荷サイクルのループにおける等価粘性減衰定数 h_{eq} を図-9に示す。R=0.02radのサイクルまでは、各載 荷サイクル2回目のループにおける h_{eq} は0.05~0.07で ほぼ一定であったが、部材角の増大に伴って h_{eq} が増加 する傾向が見られた。載荷終了まで主筋は未降伏であっ たため、コンクリートの圧壊によるエネルギー吸収が大 半を占めたと考えられる。

3.5 主筋ひずみ分布

図-10 に各載荷サイクル 1 回目の部材角反転点にお ける引張側主筋のひずみ分布を示す。主筋ひずみは最大 でも 0.45%程度で、いずれの試験体の主筋も弾性範囲内



図-9 等価粘性減衰定数



で挙動していたことが分かる。危険断面から 25mm~ 145mm の範囲では, *R*=0.0075rad の段階ですでに,他の 範囲と比べてひずみ分布の傾きが小さくなっており,主 筋が早期より付着応力が減少していることが分かる。

試験体 HHC-M24N33 以外については R=0.02rad サイク ル以降,主筋ひずみが頭打ちとなり,その後,減少に転 じており,柱は主筋ひずみが頭打ちとなったサイクルの 部材角で最大耐力を示した。主筋ひずみの減少について は、コンクリートの破壊によるものが一般的だが、定着 の溶接が破壊した可能性が考えられる。

また, 試験体 HHC-M16N33 が最大耐力に達した *R*=0.015rad 時の最大主筋ひずみは, 試験体 HHC-M24N33 の最大主筋ひずみ (*R*=0.015rad 時)の約 95%であり, その時の耐力は, 試験体 HHC-M16N33 の約 87%であった。このことから, 主筋比を小さくしても, 高強度鉄筋がより高い応力を発揮することは期待でき ないことが言える。







4. 付着すべりを考慮した解析検討

4.1 解析概要

著者らが文献 1), 2)で指摘した通り、本実験のような 付着強度の低い高強度鉄筋を主筋に用いた場合には、付 着滑りが生じるため、平面保持仮定の下での解析では柱 の曲げ耐力を危険側に評価する可能性が高い。そこで、 本論文では、鉄筋とコンクリート間の付着-すべり関係 を考慮できる分割要素解析 ⁵⁾を用い、高強度鉄筋を用い た柱の履歴挙動の予測を行う。

図-11 と図-12 に解析方法の概要を示す。柱の解析 モデルは塑性ヒンジ領域と付着バネ領域から構成され, 付着応力-すべり量関係を用いて得られた付着バネ領 域端部における鉄筋の抜け出し量から,塑性ヒンジ領域 内の鉄筋の応力を求め,塑性ヒンジ領域のコンクリート 断面に対してはファイバー法により *M-φ*解析を行う。解 析手法の詳細については文献 5)を参照されたい。なお, 解析仮定は以下の通りである。

- ① 部材の変形は材端のヒンジ領域に集中する。
- ヒンジ領域長さは1.0D(Dは断面せい)とする。
- ③ せん断変形を考慮しない。
- ④ コンクリートのみには平面保持仮定が成立する。
- ⑤ 塑性ヒンジ領域内で主筋応力が一定である。

解析に必要なコンクリートの応力-ひずみ関係は、崎野・孫式のによりその包絡線を定め、繰返しルールには 北島らによって提案されたモデル⁷⁷を、主筋の応力-ひ ずみ関係には、Menegotto-Pinto 式に基づく履歴モデル⁷⁷ を用いた。主筋とコンクリート間の付着-すべり量関係 には図-13 に示す多線形モデルにより包絡線を定め、 履歴ルールは多田ら⁸⁰によって提案されたモデルを用い た。包絡線のピーク点等の情報は、本実験に用いた鉄筋 を同強度のコンクリートに配置した引抜き試験³³より**表** -3 のように仮定した。なお、主筋の端部定着に関して は、両端とも固定端と仮定した。

4.2 解析結果と実験結果の比較

図-14に試験体 HHC-M24N15 と試験体 HHC-M24N33 の水平力-部材角関係の実験結果と解析結果の比較を 示す。部材角 R=0.03rad を超えた時点で,鉄筋の破断音 のような音がなったことから R=0.03rad までを比較対象 とした。参考のため,図-15に同試験体の水平力-部材 角関係の実験結果と,付着すべりの影響を無視した従前 の解析方法で求めた結果の比較を示す。

図-14より分かるように、付着すべりを考慮した解析 値は、いずれの試験体においても残留変形の小さな原点 指向型の履歴性状を適切に予測できている。軸力の小さ い試験体については、計算結果が *R*=0.03rad まで実験結 果の耐力を精度良く評価できたが、残留変形を実験値よ りも小さく評価する傾向が見られた。



図-14 実験結果と解析結果の比較(すべり考慮)

また,軸力が高くなると解析値が実験値を全体的に下 回る結果となった。それは,曲げ破壊する RC 柱の曲げ 終局耐力に,柱端部にある剛なるスタブの付加拘束の影 響⁹⁾を解析では考慮しなかったためと思われる。

一方,主筋の付着すべりを無視した解析結果は,いず れの試験体においても,実験結果を30%~40%程度過大 評価していることが図-15より分かる。このことは,超 高強度鉄筋を主筋に用いた RC 柱の曲げ終局強度を的確 に算定するには,主筋の付着すべりを考慮にいれること の必要性を示唆している。

5.まとめ

本論では、軸力比及び主筋比を実験変数に取り、超高 強度鉄筋を主筋に用いた RC 柱試験体 4 体に対する繰り 返し載荷実験を実施した結果、以下の知見が得られた。

- 超高強度鉄筋を主筋に用いた RC 柱はいずれも,残 留変位の少ない原点指向型の履歴性状を示した。ま た,部材角 R=0.02rad までは,柱の等価粘性減衰定 数 h_{eq}は 0.05~0.07 程度で一定値を示し,柱は極め て強い復元特性が期待できる。
- 2) 異形鉄筋と丸鋼の中間的な付着性状を有する超高 強度鉄筋を主筋に用いた RC 柱部材においては、主 筋比を小さくしても、主筋により高い応力を発揮さ せることはあまり期待できない。
- 3) 付着すべりの影響を考慮に入れた分割要素解析を 用いれば,残留変形の小さな原点指向型の履歴性状 を精度良く予測することができる。また,今回の実 験で使用したような,付着強度の低い超高強度鉄筋 を用いた RC 柱の終局曲げ耐力の算定には主筋の付 着すべりを考慮しなければ,危険側の評価になる。



図-15 実験結果と解析結果の比較(すべり無視)

謝辞

本研究を進めるにあたり,神戸大学准教授の藤永隆氏, 同技術職員の金尾優氏,同大学院生の船戸佑樹氏から多 大な協力を得た。また,本実験に使用した高強度鉄筋は JFE テクノワイヤ株式会社より御提供頂いた。ここに記 して謝意を表します。

参考文献

- 橘高将義,他:超高強度鉄筋を主筋に用いた RC 柱 部材の曲げせん断性状に関する研究,コンクリート 工学年次論文集, Vol.32, No.2, pp.79-84, 2010.7
- 谷昌典,他:高復元性を有する高強度 RC 柱部材に 関する実験的研究,コンクリート工学年次論文集, Vol.31, No.2, pp.565-570, 2009.7
- 3) 船戸佑樹,他:高復元性を有する高強度 RC 柱部材の付着すべりを考慮した履歴性状の解析,第9回日中構造技術交流会論文集,pp.953-962,2010.9
- 日本建築学会:鉄筋コンクリート造建物の耐震性能 評価指針(案)・同解説, pp.169-194, 2004
- 5) 孫玉平,他:付着すべりの影響を考慮した高強度 RC 柱の履歴性状の解析,コンクリート工学年次論文集, Vol.28, No.2, pp.619-624, 2006
- 6) 崎野健治,他:直線型横補強材により拘束されたコンクリートの応力-ひずみ関係,日本建築学会構造系論文集,第461号,pp.95-104,1994.7
- 北島英樹,他:高強度 RC 柱部材の耐震性能評価法の提案(その1 材料の繰り返し応力-歪関係のモデル化),日本建築学会九州支部研究報告,第 44 号, pp.349-352,2005.3
- 8) 多田利正,他:鉄筋コンクリート部材における付着 劣化過程の解析的研究(その1 解析モデル,解析手 法,解析例),日本建築学会構造系論文報告集,第 351号,pp.22-30,1985.5
- 孫玉平,他: Flexural behavior of High-Strength RC Columns Confined by Rectilinear Reinforcement,日本 建築学会構造系論文報告集,第486号, p.95, 1996.8