

# 論文 スパイラル溝を有する超高強度鉄筋を用いた RC 柱部材の耐震挙動に関する実験的研究

仲井 士門\*1・孫 玉平\*2・竹内 崇\*3・藤永 隆\*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、軸力比及び超高強度主筋の表面形状を実験変数とした 4 体の縮小試験体について一定軸力下における繰り返し載荷実験を行い、軸力比や主筋表面形状の影響を明らかにした。また、端部定着が不確実であった昨年の実験結果と比較した結果、端部定着を確実にを行うことで、柱は大変形時にも水平耐力を維持できることが明らかになった。

**キーワード：**RC 柱, 残留変位, 残留ひび割れ幅, 付着すべり, 超高強度鉄筋

## 1. はじめに

近年発生した大地震を受け、構造設計においては地震時に大破または崩壊しないという安全性に加え、地震後の継続使用性または使用可能な状態への復旧性も重要視されるようになってきている。これまで著者らは、高い復元性を有する RC 柱の開発を目的として、スパイラル溝を有する超高強度鉄筋を主筋に用いた RC 柱の耐震挙動に関する実験的研究を行い、柱は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報告してきた<sup>1)~3)</sup>。

これまで主に軸力比0.33以下での実験を行ってきたが、本柱部材は大きな変動軸力が作用する超高層建物の低層部での使用を想定しており、より高い軸力下での耐震挙動を確認する必要がある。また、本柱部材の高い復元性能は主筋の付着性状によるところが大きいと考えられるが、既往の研究<sup>1), 3)</sup>においては、主筋折り曲げ定着部の滑り出し等により主筋への応力伝達が大変形域では確実に続かなかつたことが明らかとなり、主筋の付着性状及び端部定着の影響を明らかにする必要がある。

そこで本研究では、主筋端部を機械式で定着し、軸力の大きさと主筋の表面形状の違いが超高強度鉄筋を用いた RC 柱の耐震挙動に及ぼす影響を明らかにすることを目的とする。また、既往の実験との比較により主筋端部定着による影響も検討する。

## 2. 実験概要

### 2.1 試験体概要

本実験の試験体の一覧を表-1 に、試験体の寸法及び配筋詳細を図-1 に示す。試験体は縮尺 1/3 程度の曲げ型破壊先行の片持ち RC 柱で、柱断面が 250mm の正方形断面である。軸力比及び主筋表面形状の違いを実験変数とし、計 4 体の試験体を作成した。

柱の主筋として、規格降伏強度が 1275N/mm<sup>2</sup> の SBPDN1275/1420 超高強度鉄筋 (以下 SBPDN 鉄筋) 及び既存の製品を焼入れして高強度化した超高強度鉄筋 (以下 USD 鉄筋) を用いている。SBPDN 鉄筋は丸鋼にスパイラル溝加工した異形鉄筋、USD 鉄筋は表面にネジ状の節を持つ異形鉄筋である。表面形状の異なる超高強度鉄筋を用いたのは、鉄筋の付着特性が柱の履歴性状に及ぼす影響を調べるためである。公称直径 12.6 の SBPDN 鉄筋あるいは D13 の USD 鉄筋を主筋の芯々間距離が 190mm となるように断面周辺に沿って均等に 12 本配置した。柱のせん断スパン比は 2.5 で、柱脚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 の異形鉄筋 (SD295A) を使用し、30mm 間隔で配筋した。表-2 に鉄筋の材料試験結果を示す。

コンクリート設計基準強度  $F_c$  は 40N/mm<sup>2</sup> で、レディーミクストコンクリートを使用した。粗骨材の最大粒径

表-1 試験体一覧

Specimen	主筋種別	$f'_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	$n(N)$	$p_s$ (%)	hoop		$a/D$	$Q_{exp}$ (kN)	$R_{exp}$ (x10 <sup>-2</sup> rad.)
					$p_w$ (%)	$\rho_h$ (%)			
HHC-N15-U	SBPDN 鉄筋	42.1	0.15(395kN)	2.4	0.84	1.99	2.5	236	3.99
HHC-N33-U			0.33(868kN)					229	3.51
HHC-N50-U			0.50(1316kN)					211	1.50
HHC-N33-USD	USD 鉄筋		0.33(868kN)					253	2.50

ここに、 $f'_c$ : コンクリートシリンダー強度、 $n$ : 軸力比(= $N/bDf'_c$ )、 $N$ : 軸力、 $p_s$ : 主筋比、 $p_w$ : 横補強筋比、

$\rho_h$ : 横補強筋体積比、 $a/D$ : せん断スパン比、 $Q_{exp}$ : 最大水平力実験値、 $R_{exp}$ :  $Q_{exp}$  時部材角

\*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 教授 工博 (正会員)

\*3 神戸大学大学院 工学研究科建築学専攻 助教 博士 (工学) (正会員)

\*4 神戸大学 都市安全研究センター 准教授 博士 (工学) (正会員)

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。スラブは平均 20.5cm であった。実験時材令におけるシリンダー強度を表-1 に示す。

既往の研究<sup>2)</sup>において、本実験で使用した SBPDN 鉄筋と同種類の鉄筋の引抜試験を行った結果、本鉄筋は通常のフック定着では定着端で容易に抜け出すことが報告されたため、本実験では SBPDN 鉄筋は両端に切削ねじ加工を行い、スタブ下部と柱頭で主筋を定着用鉄板に開けた孔に貫通させ、両側からナットで締め付けることで定着させた。一方、USD 鉄筋は定着板付きナットを鉄筋端部に用いることで定着させた(図-1 を参照)。

軸力比 0.5 の試験体 HHC-N50-U に関しては、1000kN 油圧ジャッキのみでは所定の圧縮軸力を加えることができないため、部材中央に配した内径 30mm、外径 36mm の塩ビ管に呼び名 26 の PC 鋼棒を通し、初期導入張力を約 370kN 加えることによって所定の圧縮軸力を確保した。

また、HHC-N50-U 以外の試験体は水平力载荷時に加力スタブにひびが入ることを防止する目的で、加力スタブに PC 鋼棒によって圧縮力を導入している。

## 2.2 载荷方法及び測定方法

図-2 に载荷装置及び測定方法を示す。リニアスライダーを介した 1000kN 油圧ジャッキで所定の圧縮軸力を加えた状態で、300kN 油圧ジャッキで水平力を作用させた。また、軸力と水平力の载荷点が一様になるように試験体上部にかまぼこ型球座を設置している。図-3 に示す载荷履歴に従い、部材角制御による正負交番繰返し载荷を行った。なお、部材角  $R$  は、载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载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载荷点位置に設置した変位計により計測した値を用いた。また主筋及び横補強筋にひずみゲ

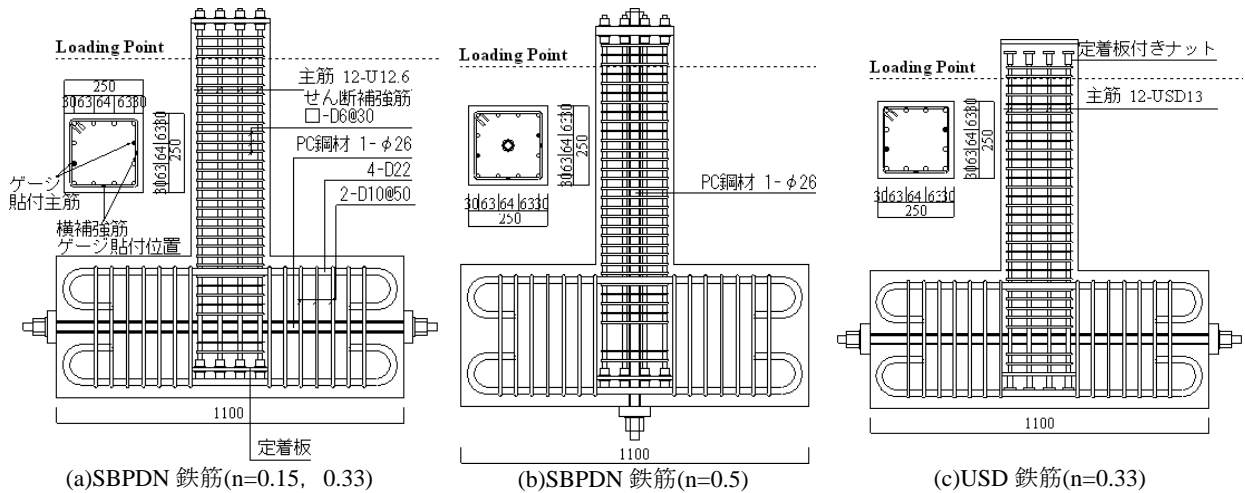


図-1 試験体寸法と配筋詳細

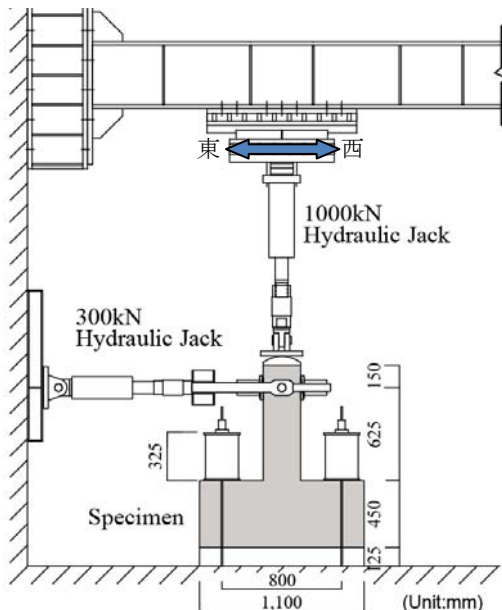


図-2 载荷および測定方法

表-2 鉄筋引張試験結果

鉄筋種別	$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\epsilon_y$ (%)	$f_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	$E_s$ ( $\times 10^3$ N/mm <sup>2</sup> )
SBPDN 鉄筋	1447	0.88	1512	213.1
USD 鉄筋	968	0.73	1037	182.5
横補強筋	311	0.36	508	185.0

ここに、 $f_y$ :降伏応力、 $\epsilon_y$ :降伏歪、 $f_u$ :引張強度、 $E_s$ :初期剛性 ( $f_y$  と  $\epsilon_y$  は 0.2% オフセット法による)

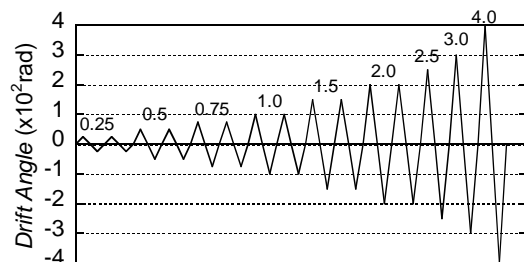


図-3 载荷履歴

ージを貼付し、鉄筋のひずみを測定した。主筋については、東西の2本に対して、柱脚から-215mm, 25mm, 145mm, 265mm, 425mm, 585mm(上向き正)の位置に計6枚貼付した。横補強筋については、柱脚から30mm, 150mm, 270mm(上向き正)に位置する横補強筋に対して、南側及び東側の断面幅中央付近に貼付した。

### 3. 実験結果及び考察

#### 3.1 実験経過及び破壊性状

実験経過と破壊性状については、軸力比及び主筋種別によって諸現象が生じる部材角には差異が見られたが、生じた主な諸現象に差異は見られなかったため、ここでは各試験体の荷重履歴途中の主な結果を表-3に示した上で、代表として軸力比が0.15でSBPDN鉄筋を主筋に用いた試験体HHC-N15-Uの実験経過について述べる。試験体HHC-N15-Uは、 $R=0.0025\text{rad}$ 。荷重サイクルにおいて、正側荷重時には水平力35kN付近で東面に、負側では水平力-50kN付近で南面にそれぞれ曲げひび割れを確認した。その後 $R=\pm 0.005\text{rad}$ 。荷重サイクルにおいて曲げひび割れが斜め下方向に進展し始めた。そして負側 $R=-0.0075\text{rad}$ 。付近と、正側 $R=0.01\text{rad}$ 。付近において圧縮側のコンクリート表面に主筋に沿う縦ひび割れが発生した。 $R=\pm 0.015\text{rad}$ 。サイクルの荷重では圧縮側コンクリートの剥離が見られ始め、以降、部材角の増大とともに顕著となっていったが、耐力は $R=\pm 0.04\text{rad}$ 。サイクルまで増え続けた。SBPDN鉄筋を主筋に用いた試験体に関しては、最終荷重サイクルまで主筋の降伏及び座屈は発生しなかった。一方、USD鉄筋を主筋に用いた試験体HHC-N33-USDは、 $R=0.03\text{rad}$ 。を超えた時点でせん断破壊し、主筋の座屈が確認された。

図-4に $R=0.03\text{rad}$ 。の荷重サイクル1回目終了時における各試験体のひび割れ状況を示す。破壊状況については、軸力比が大きくなると、カバーコンクリートの損傷が早期に発生し、その度合いも大きくなる傾向が見られた。軸力比が同等の場合では、付着強度が高いUSD鉄筋を用いた試験体HHC-N33-USDの方がより広い範囲にわたって曲げひび割れが観察されたほか、主筋位置に沿う縦方向のひび割れやせん断ひび割れも見られた。

また表-3に示す結果より、曲げひび割れは軸力比が大きいほど発生が遅く、圧縮側コンクリートの損傷による縦ひび割れは軸力比が大きいほど発生が早かった。更

に、軸力比が大きいほど耐力の発揮が早く、軸力の影響によりコンクリートの損傷が大きくなる傾向にあるが、 $R=0.03\text{rad}$ 。程度まではP- $\delta$ 効果以上の耐力低下は見られなかった。

#### 3.2 水平力一部材角関係

図-5に実験で得られた各試験体の水平力一部材角関係を示す。図中の破線は軸力によるP- $\delta$ 効果の影響を表す。なお、試験体HHC-N50-Uについては、PC鋼棒での初期導入軸力による柱脚モーメントは発生せずP- $\delta$ 効果を生じないため、P- $\delta$ 効果を表す破線は油圧ジャッキによる軸力の影響のみを示している。試験体HHC-N50-Uに導入した軸力比一部材角の関係を図-6に示す。PC鋼棒による軸力の値は部材角 $R=0.04\text{rad}$ 。になるまでに約100kN低くなったが、試験体に加わった総軸力は初期の90%以上を保っていた。

図-5より分かるように、試験体HHC-N15-U及びHHC-N33-Uは、いずれも $R=0.03\text{rad}$ 。荷重サイクル程度までは残留変位の小さな原点指向型のループを描き、耐力も伸び続ける傾向にあった。それに比べ高い軸力を受けると試験体HHC-N50-Uは、 $R=0.02\text{rad}$ 。から残留変位が大きくなり始めたが、耐力は伸び続け $R=0.03\text{rad}$ 。まで最大耐力の90%以上を保持できた。また、付着強度の異なる鉄筋を主筋に用いた試験体HHC-N33-UとHHC-N33-USDを比較すると、付着強度が高い方が水平耐力が大きい、耐力時部材角が小さかった。

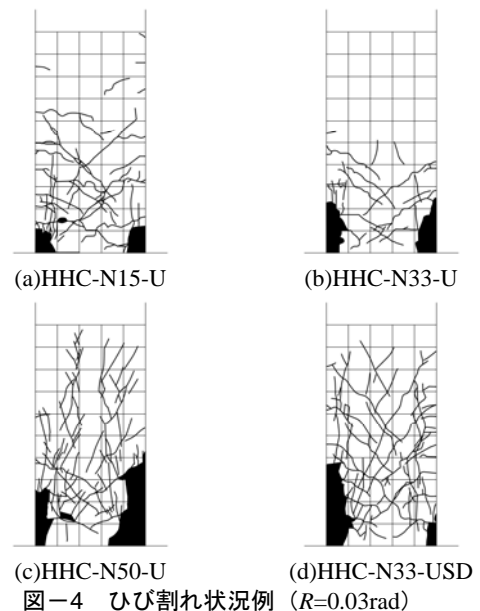


表-3 実験経過における主な実験結果一覧

試験体名	曲げひび割れ発生強度		縦ひび割れ発生部材角		最大耐力(発揮時部材角)	
	正側荷重	負側荷重	正側荷重	負側荷重	正側荷重	負側荷重
HHC-N15-U	35kN	-50kN	0.01rad.	-0.0075rad.	236kN(0.04rad.)	-228kN(-0.04rad.)
HHC-N33-U	60kN	-80kN	0.0075rad.	-0.0075rad.	223kN(0.04rad.)	-229kN(-0.035rad.)
HHC-N50-U	90kN	-90kN	0.005rad.	-0.0025rad.	211kN(0.015rad.)	-205kN(-0.015rad.)
HHC-N33-USD	90kN	-70kN	0.0075rad.	-0.0075rad.	253kN(0.025rad.)	-225kN(-0.02rad.)

### 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1回目の残留部材角の推移(正負平均)を示す。最大経験部材角  $R=0.015\text{rad}$ までは試験体による差異はほとんど見られず残留部材角は非常に小さいが、最大経験部材角が大きくなるに従い、高軸力下の試験体 HHC-N50-U と USD 鉄筋を用いた試験体 HHC-N33-USD の残留部材角が大きくなる傾向が見られる。これは、試験体 HHC-N50-U は高軸力の影響により端部コンクリートの破壊が進行したためであり、また試験体 HHC-N33-USD は、 $R=0.03\text{rad}$ 時においてせん断破壊を生じ始めたためであると考えられる。

図-8に各載荷サイクル1回目における残留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測した値である。最大経験部材角が  $0.01\text{rad}$ では、残留ひび割れ幅はおおむね  $0.2\text{mm}$ 以下で、性能評価指針<sup>5)</sup>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  $0.03\text{rad}$ でも、残留ひび割れ幅は性能評価指針の修復限界 I に相当する  $1.0\text{mm}$ 以下に抑えられている。

### 3.4 主筋の表面形状の違いによる比較

図-9に試験体 HHC-N33-U と HHC-N33-USD の水平力一部材角関係の包絡線の比較を、図-10に柱脚から  $145\text{mm}$ 離れた箇所での主筋歪一部材角関係の比較を示す。部材角  $R=0.0025\text{rad}$ 時の水平耐力を水平変位で除して算出した初期剛性は試験体 HHC-N33-U が約  $65.7\text{kN/mm}$ 、HHC-N33-USD が約  $69.6\text{kN/mm}$ と、主筋の付着強度が高い試験体の方が初期剛性が若干高い。また、 $R=0.01\text{rad}$ 時の水平耐力は、正側載荷では試験体 HHC-N33-USDの方が HHC-N33-Uよりも約  $10\%$ 高いが、負側ではほぼ同等の値となっている。一方で、試験体 HHC-N33-USD は  $R=0.03\text{rad}$ 程度で耐力が頭打ちとなっているが、HHC-N33-U は  $R=0.04\text{rad}$ まで耐力が伸び続けた。ま

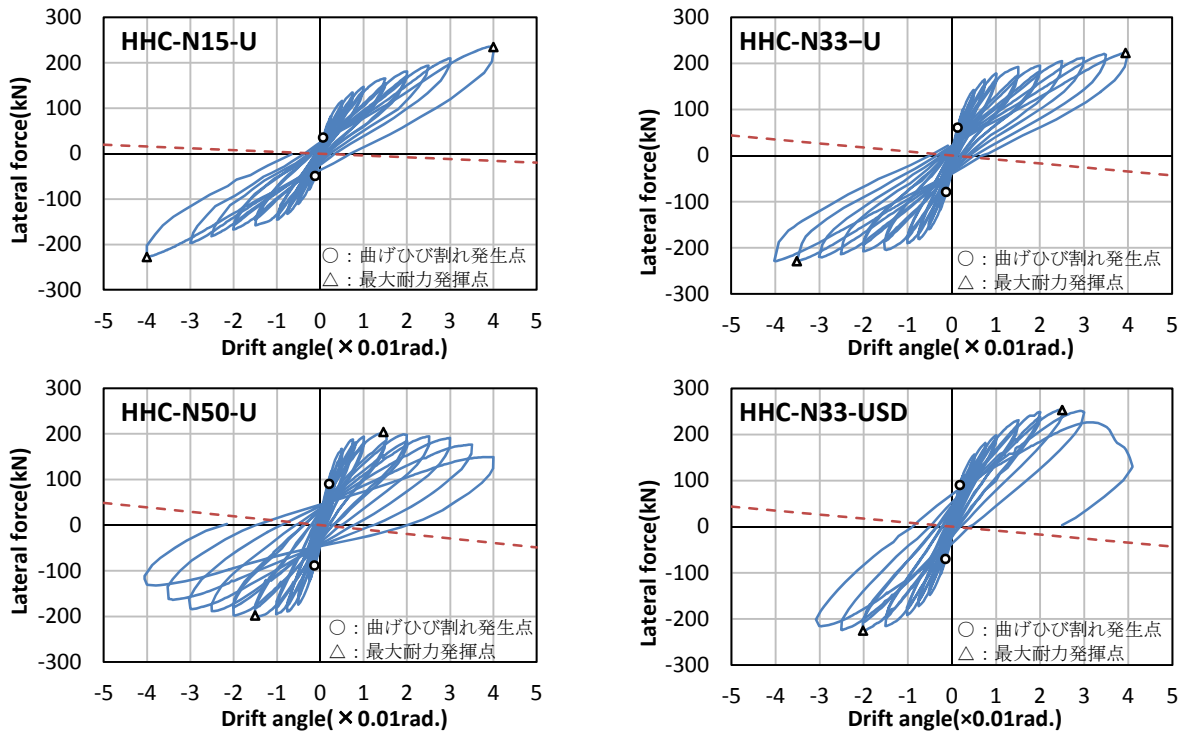


図-5 水平力一部材角関係

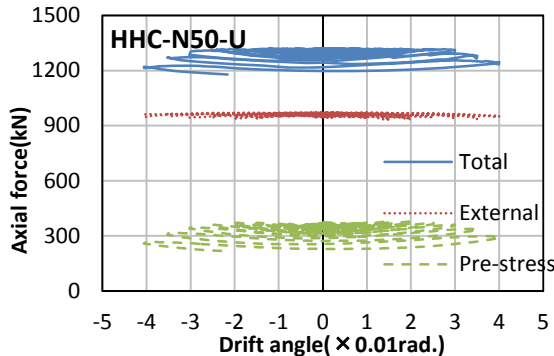


図-6 軸力一部材角関係 (HHC-N50-U)

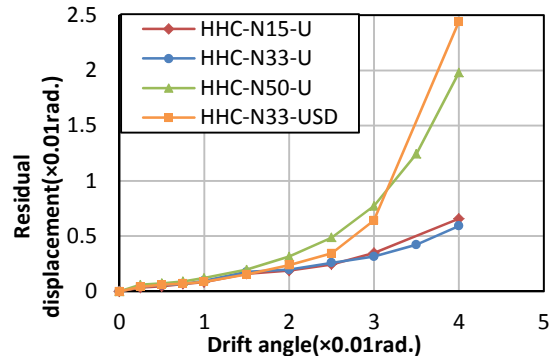


図-7 残留部材角

た、主筋の引張歪も試験体 HHC-N33-USD の方が早期に高い値を示しているが、せん断破壊とともに主筋の引張歪も低下した。以上のことから、付着強度が比較的低い超高強度鉄筋を主筋に用いた RC 柱は、通常の異形鉄筋と同等の付着性状を有する超高強度鉄筋を用いた RC 柱と比較して、大変形時(本論では  $R=0.04\text{rad.}$ )まで水平耐力が伸び続け、非常に安定した履歴性状を示すという特徴を有していることが伺える。

### 3.5 主筋の定着方法の違いによる比較

図-11 に試験体 HHC-N33-U, HHC-N15-U と既往の試験体<sup>1)</sup>である HHC-M24N33, HHC-M24N15 の水平力-部材角関係の正加力側の包絡線の比較を、図-12 に主筋歪-部材角関係の比較を示す。

既報の試験体と本試験体の主な違いは主筋端部の定着方法のみである。既報の試験体は主筋を鉄板に開けた孔に貫通させ、その周囲を溶接することによって定着を図ったのに対し、本試験体は主筋端部に切割ねじ加工を行い、鉄板に開けた孔に貫通させ、その両側からナットで締め付けることで定着を図った。既報の試験体の詳細については文献 1) を参照されたい。

試験体 HHC-N33-U と HHC-M24N33 の水平力-部材角関係は、試験体 HHC-M24N33 の方が水平耐力が若干大きく見られるが、正負加力側の平均をとると、両者の間にほとんど差はなかった。一方、試験体 HHC-N15-U と HHC-M24N15 の水平力-部材角関係は、部材角  $R=0.025\text{rad.}$  程度まではほぼ同等の履歴を辿っているが、試験体 HHC-M24N15 はその時点で水平耐力が頭打ちと

なるのに対して、HHC-N15-U は部材角  $R=0.04\text{rad.}$  まで水平耐力が伸び続けた。また、主筋歪-部材角関係については定着方法の違いによる影響が顕著で、試験体 HHC-M24N33 及び HHC-M24N15 はそれぞれ部材角  $R=0.03\text{rad.}$  と  $R=0.025\text{rad.}$  で主筋歪が最大となっており、これは水平耐力が最大となった部材角に一致している。一方、試験体 HHC-N33-U 及び HHC-N15-U は部材角  $R=0.04\text{rad.}$  まで主筋歪が伸び続けており、部材角  $R=0.04\text{rad.}$  まで水平耐力が伸び続けていることと一致する。主筋歪の進展におけるこのような違いは定着方法の違いに起因するもので、文献 1) では、主筋端部の溶接定着箇所によって主筋に応力が伝達されなくなったと推測されている。本実験のようにナット等の機械式定着を用いることで、大変形時においても応力が主筋に伝達され、高い水平耐力を発揮できることが分かる。

### 4.まとめ

本論では、軸力比及び超高強度主筋の表面形状の違いを実験変数に取り、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载荷実験を実施した結果、以下の知見が得られた。

- 1) スパイラル溝を有する超高強度鉄筋(SBPDN 鉄筋)を主筋に用いた RC 柱は、軸力比が 0.5 と高い軸力下においても  $R=0.02\text{rad.}$  まで、残留変位の少ない原点指向型の履歴性状を示した。
- 2) 異形鉄筋と同等の付着強度を持つ超高強度鉄筋(USD 鉄筋)を主筋に用いた RC 柱は、強度の発現が

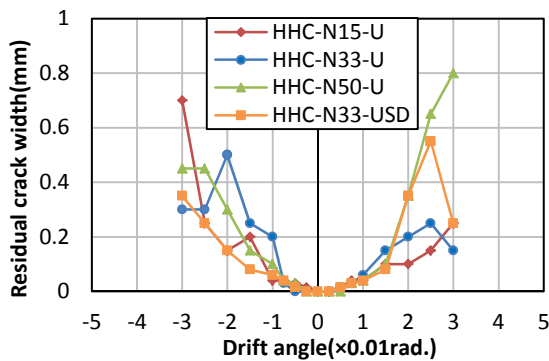


図-8 残留ひび割れ幅

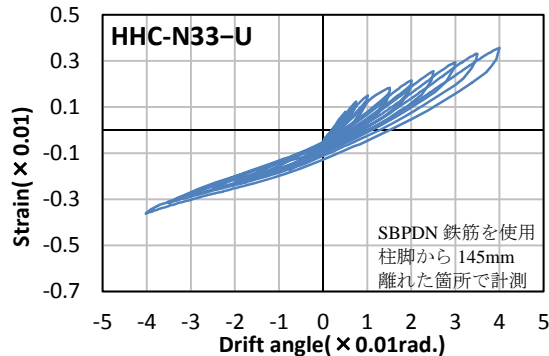


図-10 主筋歪-部材角関係の比較

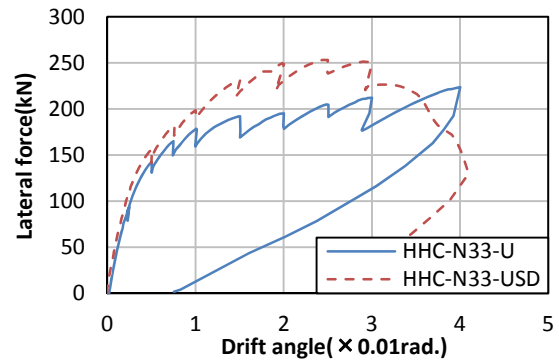
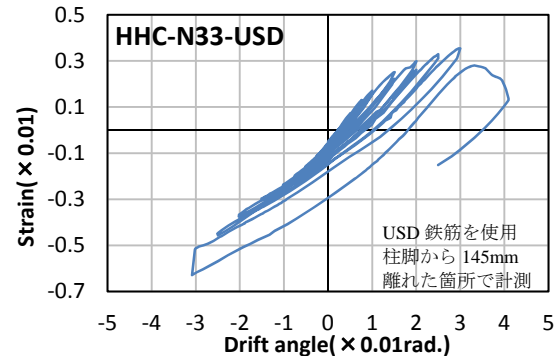


図-9 水平力-部材角関係の比較(主筋表面形状)



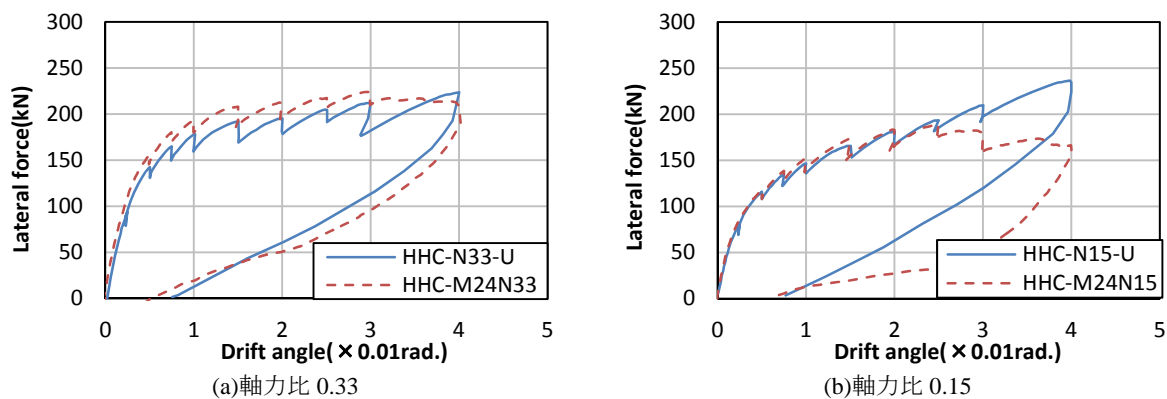


図-11 水平力-部材角関係の比較(端部定着方法)

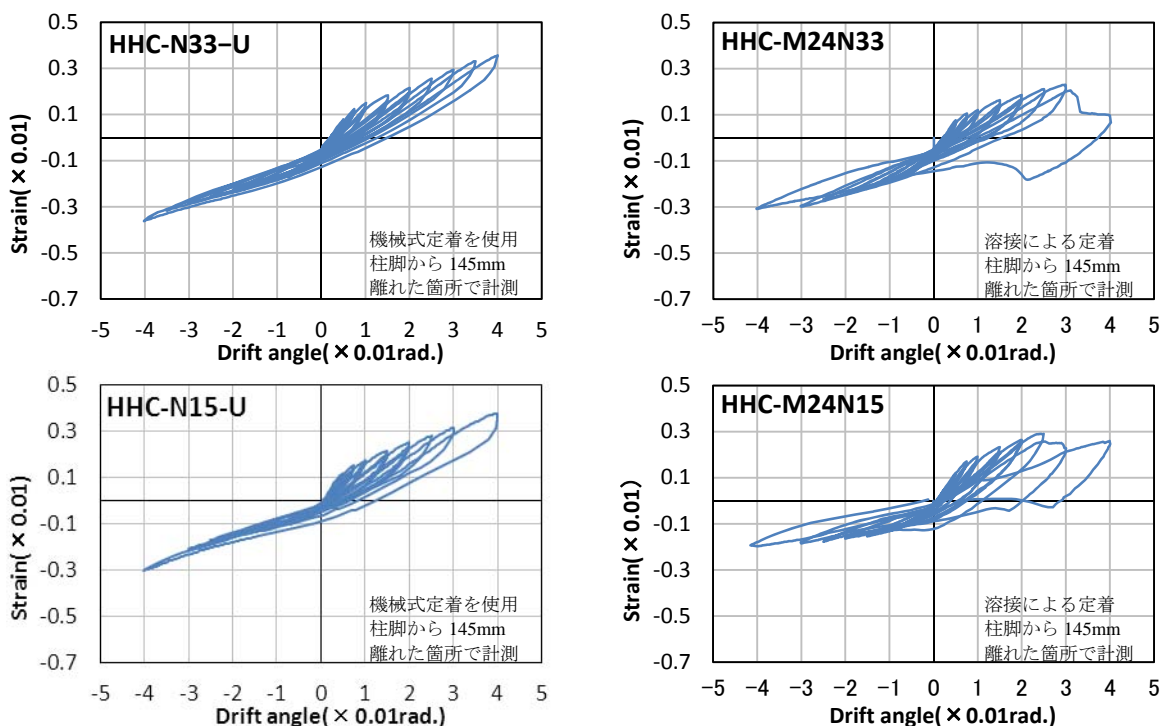


図-12 主筋歪一部材角関係の比較

早い、 $R=0.02\text{rad.}$ 以降からコンクリート表面の損傷がより顕著になる傾向にある。

- 3) 機械式定着等を用いて超高強度鉄筋の端部定着を行えば、主筋定着部が破断せず、大変形時まで応力が増え続け、柱は高い水平抵抗力を維持できる。

以上が本研究で得た結論である。超高強度鉄筋を用いた RC 柱は、大変形域まで高い水平抵抗力を維持できるが、部材角の増大とともに部材のせん断耐力が低下し、 $R=0.02\text{rad.}$ 以上の大変形域ではせん断破壊を起こす恐れがある。変形の増大に伴う柱のせん断耐力の低下を適切に評価することが今後の課題として挙げられる。

謝辞

本研究を進めるにあたり、神戸大学技術職員の金尾優氏、独立行政法人建築研究所谷昌典氏から多大な協力を得た。また、本実験に使用した超高強度鉄筋は高周波熱錬株式会社、東京鉄鋼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

- 1) 仲井士門, 他: 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, コンクリート工学年次論文集, Vol.33, No.2, pp.157-162, 2011.7
- 2) 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
- 3) 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
- 4) 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
- 5) 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