

# 論文 超高強度鋼繊維コンクリートを用いたRC柱の高軸力下における力学性状

木村 秀樹<sup>\*1</sup>・石川 裕次<sup>\*1</sup>・上林 厚志<sup>\*2</sup>・高津 比呂人<sup>\*3</sup>

**要旨**：実圧縮強度が 200[N/mm<sup>2</sup>](f'c200)を超えるコンクリートに鋼繊維(Steel Fiber : SF)を混入した超高強度鋼繊維コンクリートを用いた柱部材 (超高強度 SFRC 柱) の高軸力下における曲げせん断実験を実施した。実験変数を 1) 鋼繊維の有無, 2)横補強筋比, 3)軸力載荷方法とし, 最大耐力, 限界変形および等価粘性減衰定数などに関する検討を行った。SF を混入した場合, 最大耐力はコンクリートの拘束効果を考慮した断面分割法による曲げ解析により安全側に評価でき, 靱性部材として必要な変形性能を発揮した。一方, SF 無混入の最大耐力(実験値)は, 断面分割法による曲げ解析, NZS3101 式によって評価することが可能である。

**キーワード**：鉄筋コンクリート, 柱, 高強度コンクリート, 鋼繊維, 等価粘性減衰定数

## 1. はじめに

著者らは, これまでに f'c100 から f'c160 までの高強度 RC 柱, SFRC 柱の構造性能に関する研究(例えば 1), 2)を進めてきた。その結果, SF (Steel Fiber) の混入によって, 最大耐力および変形性能を増大させ, かぶりコンクリートの剥落・飛散を低減する効果があることを確認した。ここでは, さらなる高強度化を図った超高強度鋼繊維コンクリート (f'c200) を用いた場合の超高層 RC 造建物の下層階柱を想定した曲げせん断実験を実施し, その力学性状を検討した。

## 2. 実験概要

### 2.1 試験体・実験変数

試験体諸元一覧を表-1 に, 試験体図を図-1 に示す。試験体は約 1/4 スケールの 4 体であり, 何れもシアスパン比 (M/QD) 2.0 である。

Unit600(プレーン)には f'c198 の SF 無混入コンクリート(Unit601 と同配筋) を用い, Unit601, Unit602, Unit603 には鋼繊維(径: 0.38mm, 長さ 30mm, JIS G 3521 相当品)を, 体積比 1.0% 混入した f'c207 のコンクリートを使用した。

表-1 試験体諸元一覧

試験体(Unit) [キーワード]	600	601	602	603	
	プレーン	SF200	pw09	一定	
コンクリート:Fc	200				
水結合材比:W/(C+SF)	[13.0%]				
鋼繊維(φ0.38, L=30mm)	無	有(体積比1%)			
コンクリート実圧縮強度 :f'c [N/mm <sup>2</sup> ]	197.8	206.8			
(E <sub>c</sub> × 10 <sup>4</sup> [N/mm <sup>2</sup> ])	(4.24)	(4.21)			
B × D [mm]	250 × 250				
柱主筋(種別)[Pg] 降伏強度, ヤング係数	12-D13(USD685) [2.43%] f <sub>y</sub> =729[N/mm <sup>2</sup> ] E <sub>s</sub> =1.87 × 10 <sup>5</sup> [N/mm <sup>2</sup> ]				
横補強筋*1 (SBPD1275/1420)	配筋	4-U6.4	4-U6.4	4-U5.1	4-U6.4
	間隔	@40	@40	@35	@40
pw[%]	1.20	1.20	0.90	1.20	
最大軸力比 : η <sub>c</sub> =N <sub>max</sub> /(BDf'c)	0.60	0.60	0.60	0.60	
最小軸力比 : η <sub>t</sub> =N <sub>min</sub> /(BDP <sub>gf</sub> y)	0.80	0.80	0.80	---	

\*1 横補強筋降伏強度, ヤング係数, 伸び

U6.4: f<sub>yh</sub>=1403, E<sub>s</sub>=2.03 × 10<sup>5</sup>[N/mm<sup>2</sup>], EL=11.1%

U5.1: f<sub>yh</sub>=1409, E<sub>s</sub>=2.03 × 10<sup>5</sup>[N/mm<sup>2</sup>], EL=10.2%

[表記] C+SF: シリカフェュームセメント

B: 柱巾 (=250[mm]), D: 柱せい (=250[mm])

f'c: コンクリート強度, P<sub>g</sub>: 主筋比, f<sub>y</sub>: 主筋強度

[キーワード] Unit600: プレーンコンクリートf'c200を使用

Unit601: SF混入のf'c200コンクリートを使用

Unit602: pw=0.90%(Unit601の0.75倍)

Unit603: 一定軸力載荷

\*1 株式会社 技術研究所建設技術開発部構造部門 主任研究員 工博 (正会員)

\*2 株式会社 技術研究所先端技術開発部アーバンテクノロジー部門 主任研究員 工修 (正会員)

\*3 株式会社 技術研究所建設技術開発部構造部門 研究員 工修 (正会員)

Unit601(SF200)は、横補強筋比( $p_w$ )を1.20%、軸力を変動軸力とした本実験の基準となる試験体である。Unit602( $p_w09$ )は、横補強筋比のみをUnit601の0.75倍( $p_w=0.90[\%]$ )とし、Unit603(一定)は、軸力を一定軸力とした試験体である(Unit601と同配筋)。

柱主筋には、D13のUSD685B<sup>3)</sup>を、横補強筋にはSBPD1275/1420を使用した。

なお、試験体は曲げ降伏先行型とし、せん断強度<sup>3)</sup>および付着強度<sup>4)</sup>を確保した。

## 2.2 加力方法・载荷履歴

加力は、**図-2**に示す建研式加力装置を用いて逆対称モーメント载荷を行った。引張軸力は、载荷梁を上方に押し上げることで载荷を行った。

変動軸力のUnit600~Unit602は、圧縮および引張軸力時の曲げ終局強度(計算値)<sup>5)</sup>時に、軸力が圧縮軸力比( $\eta_c$ )0.60および引張軸力比( $\eta_t$ )0.80に達するように軸力とせん断力の関係を定めて変動軸力の载荷を行った(**図-3**参照、実験は $\eta_c=0.20$ から開始)。この方法は建物の静的増分解析における下層階柱の外力条件に相当する。

Unit600では、部材角 $R=10 \times 10^{-3}[\text{rad}]$ (以下、部材角は「R+10」等として表示(数字が $\times 10^{-3}[\text{rad}]$ に相当。))時の耐力が想定値を著しく下回ったため、次サイクルR+15時にはR+10耐力時に $\eta_c=0.60$ となるように再設定した。

変位履歴は、部材角R=1, 2, 3.3, 5, (2), 7.5, 10, (5), 15, 20, (5), 30, 40, 50/1000[rad]を各2回繰返す変位漸増载荷とした。

## 3. 実験結果

### 3.1 試験経過およびせん断力-部材角関係

**図-4**, **図-6**, **図-8**, **図-10**にせん断力-部材角関係を示す。**図-5**, **図-7**, **図-9**, **図-11**に部材角R+5, R+10, R+20時および実験後に損傷コンクリートを除去した状況を示す。限界変形(実験値)は包絡線上で最大耐力の0.80倍以下に耐力が低下した時の変形(P- $\Delta$ 効果補正無)とした。

#### (1)Unit600(プレーン)試験体

Unit600は、負サイクルにおいて早期に曲げ

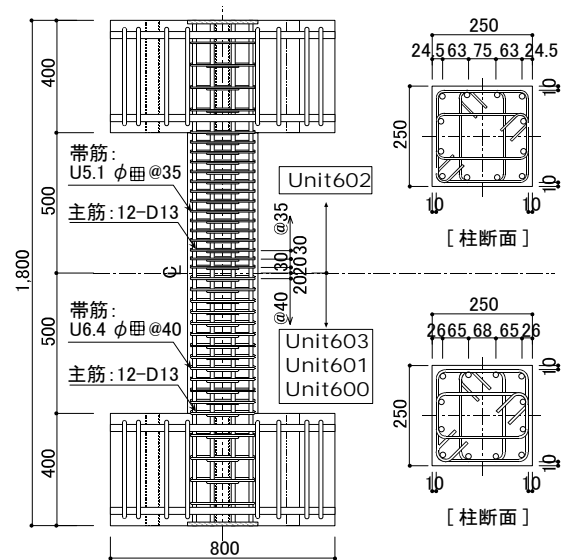


図-1 試験体図

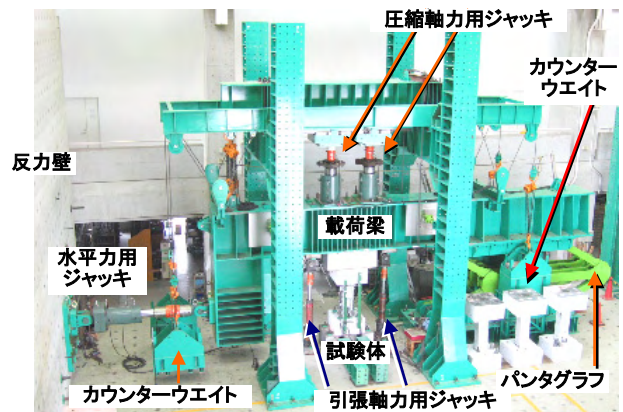


図-2 加力装置図

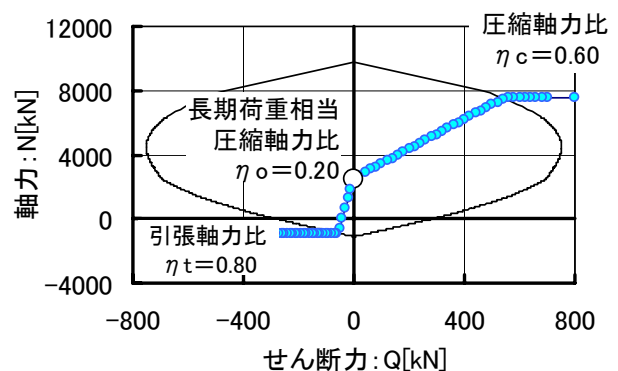


図-3 軸力の载荷履歴 (Unit601)

ひび割れが発生後に水平剛性が低下し、部材角R-5時に、主筋が引張降伏に至った。

ここでの特徴は、引張軸力時には主に鉄筋によって引張軸力および曲げモーメントを負担し、コンクリートには圧壊を伴う損傷を生じていない。そのため、軸力が0となるせん断力時には、部材角R0の位置に復元することである。この特徴は他の変動軸力試験体でも同様に見られた。

正サイクルでは、部材角 R+3.3 時に主筋が圧縮降伏し、圧縮側かぶりコンクリートの圧壊が見られ、部材角 R+10 時に最大耐力に達した。部材角 R+30 時には圧縮側コンクリートの圧壊現象が拡大し繰返し荷重時の2回目耐力は1回目の0.80倍となった。そして、部材角 R+40 サイクル中に主筋座屈に伴い軸力保持能力を失い耐力低下に至った。実験後に柱脚部(危険断面から D/2 位置, D:柱せい)において主筋の局部座屈に伴う破断を確認した。

#### (2)Unit601 (SF200) 試験体

負サイクル(引張軸力時)の損傷状況を、Unit600と比較すると、ひび割れが分散し、ひび割れ巾が著しく小さいと言える(3.4参照)。

正サイクルの損傷状況を、Unit600と比較すると、かぶりコンクリートの損傷は相対的に小さく、SF混入の効果によってかぶりコンクリートは最大耐力時までコア部と一体性を保持すると共に最大耐力がUnit600の1.47倍に達した(4.1参照, P-Δ効果補正後の比較値)。

一方、主筋圧縮降伏や限界変形時の破壊状況は、Unit600とほぼ同様であった。但し、Unit601では、限界変形時に横補強筋の降伏が確認された(3.3参照)。また、実験後に柱頭、柱脚部で各1箇所の主筋破断が確認された。

#### (3)Unit602 (pw09) 試験体

Unit602は、正サイクルの最大耐力がUnit601の0.91倍となり、横補強筋比の違いによる影響が見られた。また、限界変形時には主筋が局部座屈に伴う破断に至り、横補強筋の破断も確認された(但し、限界変形の値は同程度)。

#### (4)Unit603 (一定軸力) 試験体

Unit603は、一定軸力(圧縮軸力比:  $\eta_c=0.60$ )を、導入した時点で主筋が圧縮降伏すると共に、一部でコンクリート表面剥離が見られた。

Unit603の最大耐力は、部材角 R+15 で発生し、Unit601(変動軸力)の1.05倍となった。その後、部材角 R+20 には耐力が低下し、部材角 R-20 の2回目サイクル中に軸力保持能力を喪失すると共に耐力低下に至った。なお、主筋

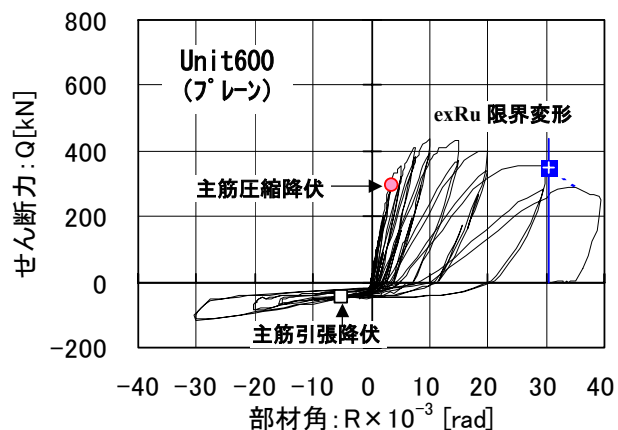
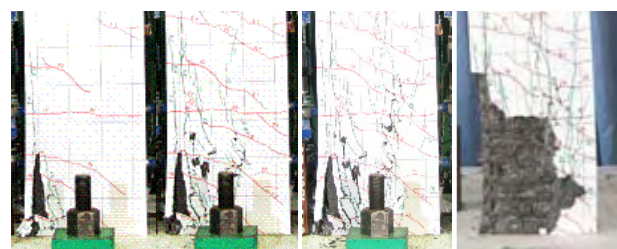


図-4 せん断力-部材角関係 (Unit600)



(R+5) (R+10) (R+20) (損傷部除去後)  
図-5 柱脚部の損傷状況 (Unit600)

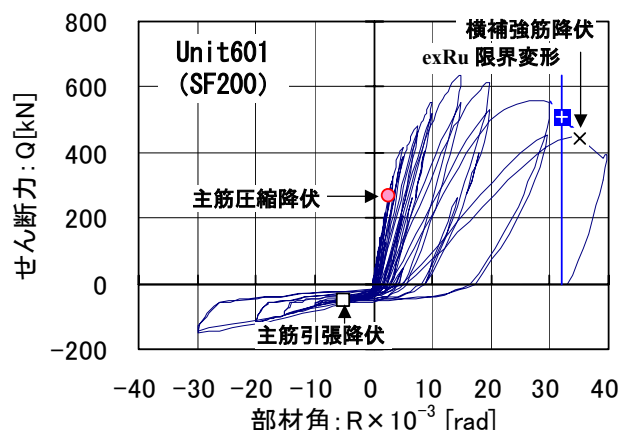
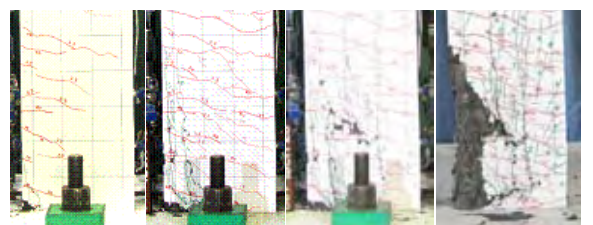


図-6 せん断力-部材角関係 (Unit601)



(R+5) (R+10) (R+20) (損傷部除去後)  
図-7 柱脚部の損傷状況 (Unit601)

は座屈に至ったが、破断は確認されなかった。

### 3.2 鉄筋降伏荷重

表-2に鉄筋降伏荷重一覧を示す。主筋圧縮降伏は、Unit603では軸力載荷時に生じ、他の試験体は R-3.3 前後で生じた。横補強筋降伏は何

れの試験体も限界変形に達した直後に確認された (Unit600 は測定不良により未確認)。

### 3.3 横補強筋歪み

図-12 に, Unit600 を除く試験体で最大耐力が発揮された R+15 における横補強筋歪み分布図を示す (図中 ↓ は加力方向の歪み, 横は加力直交方向の歪み)。R+15 時に最も歪みが小さい試験体は, Unit600(プレーン) である。これは, Unit600(プレーン)の耐力および軸力が相対的に小さいためと考えられる。

図-13 に, Unit601(SF200)において歪みが最も大きかった箇所のせん断力-横補強筋歪み関係を示す。これは, 危険断面位置より 1.0D 離れた柱脚部断面における加力方向の中子筋中央位置の歪みである。限界変形に至った部材角 R+40 のサイクル中に耐力が低下した時に歪みが急増し, 降伏歪み付近で計測不良に至った。横補強筋はこの時点で降伏に至ったと考えられる。

### 3.4 ひび割れ巾

図-14 に SF 混入の効果を検討するために, Unit600(プレーン)と Unit601(SF200)の引張軸力時の曲げひび割れ巾の推移を示す。

Unit601 では R+10 までのピーク時ひび割れ巾が 0.04mm 程度であり, SF 混入の効果によってコンクリートのひび割れ分散によるひび割れ巾の低減効果が確認された。

### 3.5 軸歪み

図-15 に変動軸力の Unit601 と一定軸力の Unit603 の部材角-軸歪み関係を示す。

変動軸力の試験体は, 同様な特性を示した。一方, 一定軸力の Unit603 は, R-20(2 回目)に急激な耐力低下した時点に, 軸歪みも急増すると共に, 急激に軸力保持能力を喪失した。

## 4. 実験結果の検討

### 4.1 曲げ終局強度(最大耐力)

図-16 に著者らが提案する NSK 式<sup>6)</sup>により, 横補強筋の拘束効果を考慮したコンクリートの応力-歪み関係を用いた断面分割法による曲げ解析結果 (SF の効果は無考慮) と実験値 (P-

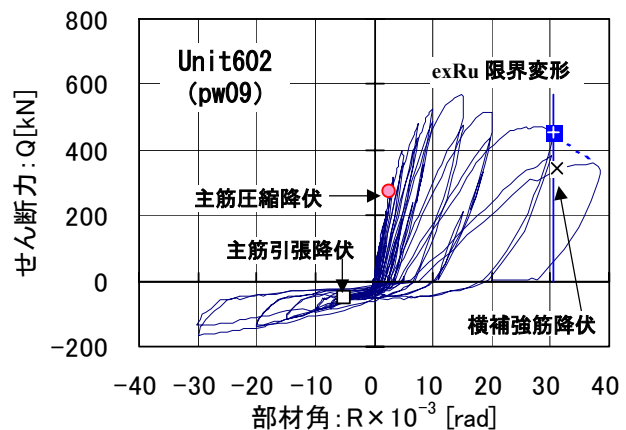


図-8 せん断力-部材角関係(Unit602)

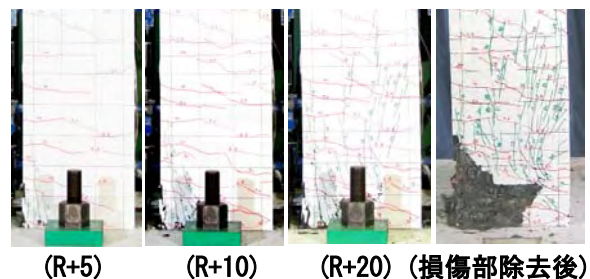


図-9 柱脚部の損傷状況 (Unit602)

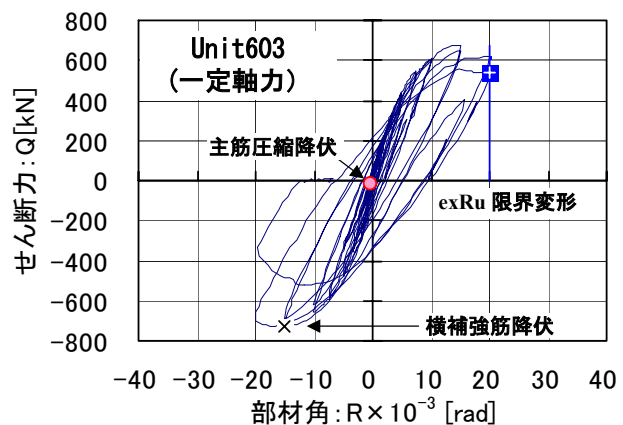


図-10 せん断力-部材角関係(Unit603)

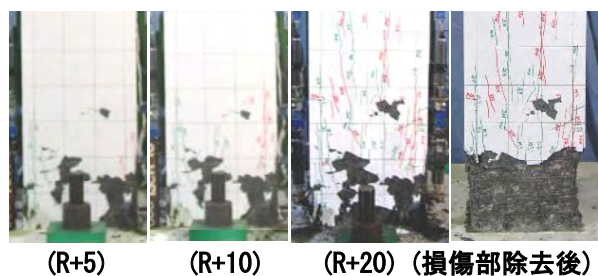


図-11 柱脚部の損傷状況 (Unit603)

表-2 鉄筋降伏荷重一覧

試験体(Unit:)		600	601	602	603
項目	記号 単位	プレーン	SF200	pw09	一定
主筋圧縮降伏	exQcy [kN]	297	265	271	0
	R × 10 <sup>-3</sup> [rad]	3.5	2.6	2.7	0.0
主筋引張降伏	exQty [kN]	-49	-52	-53	---
	R × 10 <sup>-3</sup> [rad]	-5.0	-5.0	-5.1	---
横補強筋降伏	exQwy [kN]	---	444	343	-728
	R × 10 <sup>-3</sup> [rad]	---	35.2	31.2	-15.0

Δ効果補正後) との比較を示す。図中には NSK 式<sup>6)</sup>による断面分割法, 既往の設計式 ACI 式<sup>7)</sup>, NZS 式<sup>8)</sup>, AIJ 式<sup>9)</sup>による NM 相関と実験データ(最大耐力)をプロットした(計算値: Unit601 を想定)。

表-3 に実験値と各計算値の比較を示す。各試験体の最大耐力を比較すると, 鋼繊維(体積比 1%)により最大耐力は 1.47 倍に増加し, SFRC 柱の横補強筋比を 0.90[%]から 1.20[%]とすると, 最大耐力が 1.09 倍増加し, 一定軸力の最大耐力は, 変動軸力の 1.05 倍となった。

SF 混入試験体(Unit601, Unit602, Unit603 :  $f'c207$ )の最大耐力は, 何れの式でも安全側に推定可能であった。

また, SF 無混入試験 (Unit600 :  $f'c198$ ) の最大耐力は, ACI 式, AIJ 式では実験値を過大評価する傾向が見られたが, NSK 式および NZS 式の計算値は, 実験データと良い適合を示した。

#### 4.2 限界変形

表-4 に著者らが提案する高強度 RC 柱(～ $f'c160$ )を対象とする限界変形評価式<sup>10)</sup>による検討結果を示す (SF の効果は無視して評価)。

$f'c200$  の超高強度 RC 柱, SFRC 柱(変動軸力試験体および一定軸力)の試験体に対して実験値/計算値=0.93～1.07 の精度であった。

#### 4.3 等価粘性減衰定数

2 回目繰返し载荷データの等価粘性減衰定数(以下,  $heq$ )と部材角の関係を図-17 に示す。

図上段には, SF の有無による比較として Unit600 と Unit601 の比較を示した。ほぼ同様な  $heq$  の推移を示した。

図中段には, 一定軸力の Unit603 と変動軸力の Unit601 の比較を示した。正サイクルでの両者の等価粘性減衰定数は, ほぼ 2 : 1 の関係にありコンクリートの損傷状況との関連が見られた。

図下段には,  $f'c198$  の Unit600 と同様な载荷を行った  $f'c126$  の Unit102<sup>1),11)</sup> との比較を示した。コンクリート強度の違いによる  $heq$  への明確な影響は見られなかった。

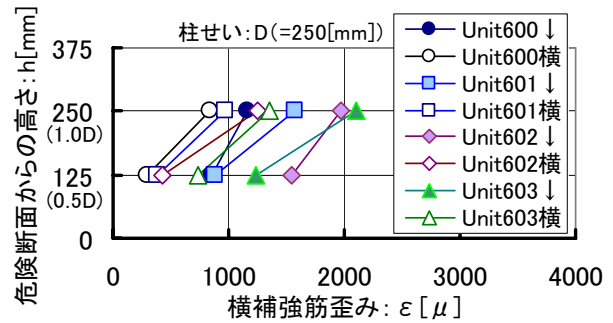
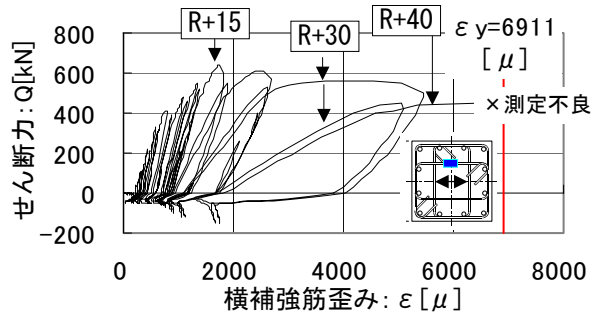


図-12 横補強筋歪み分布 (R+15)



測定位置: 危険断面から 1.0D 位置の柱脚部断面  
せん断力作用方向の中子筋中央位置

図-13 せん断力-横補強筋歪み関係 (Unit601)

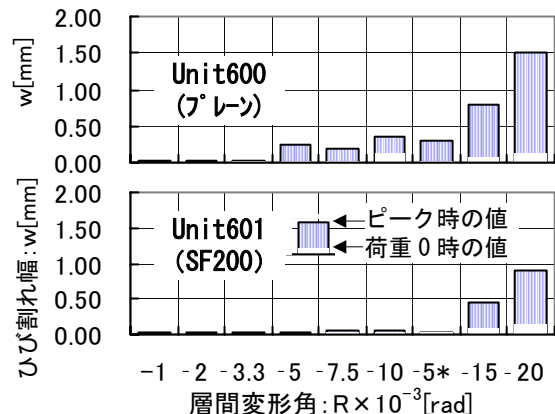


図-14 ひび割れ巾の推移 (引張軸力時)

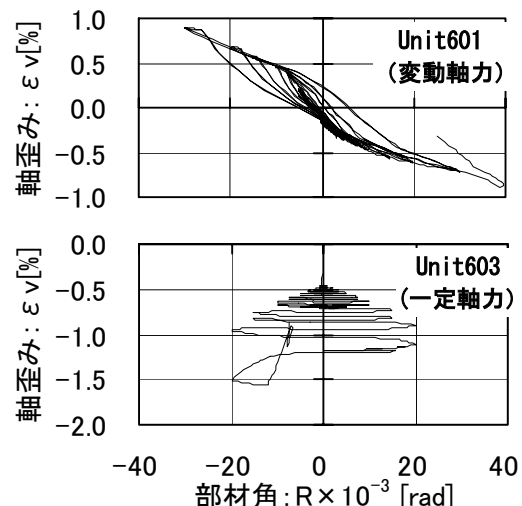


図-15 軸歪み-部材角関係 (圧縮歪み: -)

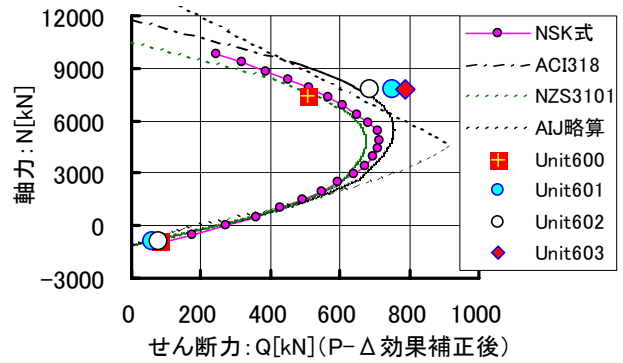
## 5. まとめ

コンクリート強度  $f'_c200$  の超高強度コンクリート柱部材に関する以下の知見が得られた。

- 1) SF を混入した  $f'_c200$  SFRC 柱の曲げ終局強度は、無混入の試験体に対し 1.47 倍に増加した。
- 2) SF 無混入の  $f'_c200$  RC 柱の曲げ終局強度は、既往の曲げ解析(NSK式)およびNZS式によって評価することが可能である。
- 3) SF を混入した  $f'_c200$ SFRC 柱は高軸力 (圧縮軸力比  $\eta_c \leq 0.6$ ) 時においても靱性部材として変形性能を確保することが可能である。

## 参考文献

- 1) 石川裕次, 木村秀樹, 沢村牧人, 上田忠男: 高強度コンクリート・高強度鉄筋を用いた柱の高軸力下における力学性状, コンクリート工学年次論文集, Vol.22, No.3, pp943-948, 2000.6
- 2) 高津比呂人, 木村秀樹, 石川裕次, 三井健郎, 武田浩: 鋼繊維を混入した超高強度鉄筋コンクリート柱部材に関する実験的研究, 竹中技術研究報告, No.58, 2002.12
- 3) (財)国土開発技術センター: 建設省総合技術開発プロジェクト「鉄筋コンクリート建築物の超軽量・超高層化技術の開発研究成果報告書 H.5.3,1993.3
- 4) 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, 1999.8
- 5) 石川裕次: 高強度材料を用いた柱部材の復元力特性, 東京大学学位論文, 2002.11
- 6) 木村秀樹, 菅野俊介, 長嶋俊雄: 高強度コンクリートを用いた RC 柱の強度と変形能力に関する研究, 竹中技術研究報告, 第 51 号,161-177, 1995.11
- 7) Building Code Requirements for Structural Concrete (318-02) and Commentary (318R-02), American Concrete Institute, 2002
- 8) Standards Association of New Zealand: Concrete Design Standards, NZS3101: 1995
- 9) 建築耐震設計における保有耐力と変形性能 (1990): 日本建築学会,丸善,1990.10
- 10) 石川裕次, 木村秀樹: 高強度材料を用いた RC 柱部材の限界変形に関する研究, コンクリート工学論文集, Vol.15, No.1, 2005.1
- 11) 石川裕次, 木村秀樹, 山本正幸: 高強度材料を用いた柱部材の引張軸力時の復元力特性に関する研究, 構造工学論文集, Vol. 50B, pp 47-58, 2004.4



(計算値のコンクリート強度は, Unit601-603 の値を使用)  
**図-16 曲げ終局強度の実験値と計算値の比較**

**表-3 曲げ終局強度の実験値/計算値の一覧**

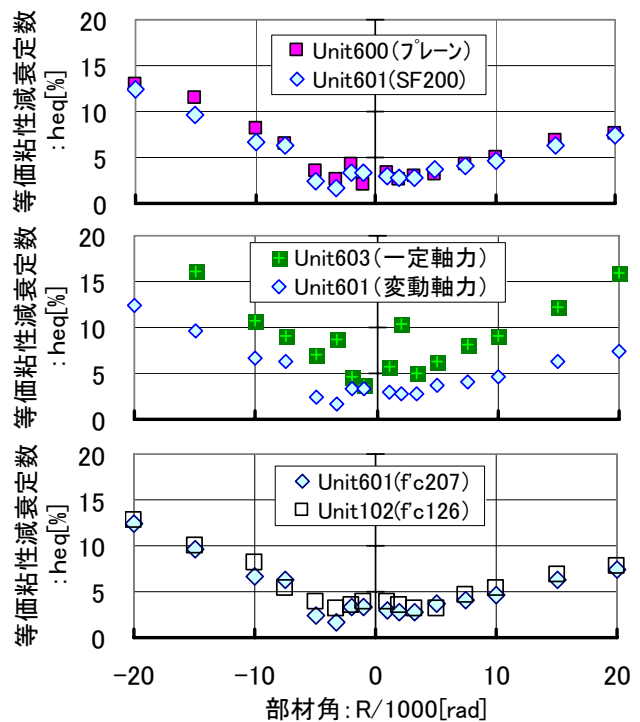
Unit	$ex Q_{mu}$ [kN]	NSK式	ACI式	NZS式	AIJ式
600	507	0.97	0.80	1.05	0.85
601	750	1.34	1.14	1.50	1.21
602	685	1.22	1.04	1.37	1.11
603	788	1.41	1.19	1.58	1.28

\* $ex Q_{mu}$ はP- $\Delta$ 効果補正後の値

**表-4 限界変形の実験値と計算値の比較**

試験体		Unit600	Unit601	Unit602	Unit603
限界変形	記号	フレーション	SF200	pw09	一定
実験値	$ex Ru$	30.4	32.1	30.5	20.1
計算値(7)	$cal Ru$	32.8	31.5	31.5	18.4
$ex Ru / cal Ru$		0.93	1.02	0.97	1.09

[表記] 限界変形: 復元力特性(包絡線, P- $\Delta$ 効果未補正)において最大耐力の80%まで耐力低下時の変形(単位:  $\times 10^{-3}$ rad)



**図-17 等価粘性減衰定数の検討**