# 100N/mm<sup>2</sup>級高強度コンクリートを用いたRC造短柱の 耐震性能に関する実験的研究

佐藤幸博 佐々木仁 高森直樹 林 和也 寺岡 勝

概 要

本稿は、地上 60 階程度の超高層鉄筋コンクリート(RC)造集合住宅の下層階に用いる設計基準強度 100N/mm<sup>2</sup> の高強度コンクリートを用いたRC造柱部材の設計に必要な資料を得ることを目的として行った曲げせん断加力実験 についての報告である。実験は、せん断補強筋比、軸力比、軸筋比を変数とし、クリアスパン比 2.33 の短柱 6 体につ いて行った。

実験結果および若干の考察から、以下の知見が得られた。

- (1) せん断力~部材角履歴曲線は,破壊モードに関わらず大変形時まで比較的安定していた。
- (2) 初期剛性は,弾性剛性計算値と概ね良好に対応した。
- (3) ひび割れ耐力に関し、コンクリートの割裂引張強度を用いた計算値よりも、コンクリートの収縮応力の影響を考慮して低減した引張強度を用いた計算値の方が実験値と良好に対応した。
- (4) 横補強筋量は、せん断ひび割れの拡幅低減、および一体性確保のためのせん断ひび割れ面におけるずれ低減の両方を考慮して定める必要がある。

# Experimental Study on Earthquake Resistance of Short Reinforced Concrete Columns using 100N/mm<sup>2</sup> Class High-Strength Concrete

# Abstract

Experimental studies were conducted on short span R/C columns with a design strength of 100N/mm<sup>2</sup> in order to estimate seismic performance of super-high-rise condominium buildings (approximately 60 stories). Tests were conducted using six specimens of the short columns with a span to depth ratio of 2.33. The parameters tested were shear reinforcement ratio, axial force ratio and longitudinal reinforcement ratio.

From the results obtained, the following conclusions were drawn:

- 1) The shear force to deformation angle relationships was stabilized from small deformation to large deformation in this test.
- 2) The initial stiffness was closely estimated by the elastic stiffness expression.
- 3) With respect to cracking capacity, the experimental values more closely corresponded to the calculated valued obtained from the reduced tensile strength due to shrinkage stress rather than the calculated valued obtained from split tensile strength.
- 4) The amount of lateral reinforcement should be calculated considering the reduction's effects caused from both the shear crack width and slippages in shear crack plane.

キーワード: 超高層 RC 造, 高強度材料, 短柱, せん断ひび割れ

#### §1. はじめに

本報告は、地上 60 階程度の超高層鉄筋コンクリート (以下, RC)造集合住宅に用いる設計基準強度(F<sub>c</sub>) 100N/mm<sup>2</sup>の高強度コンクリートを用いた柱部材の開発 のために実施したRC短柱の曲げせん断加力実験につい て述べるものである。

このような高強度コンクリートを用いたRC柱部材に関す る実験研究は、近年多数実施されている。しかし、そこで 用いられている試験体は、反曲点高さがクリアスパン長の 約7割となる下層階の柱にシアスパン比(*M/QD*)を合わ せ、かつ逆対称モーメントを与えるよう加力しているため、 クリアスパン比(*L/D*)が3.0以上のものがほとんどである<sup>1)</sup>。 これに対し、今回対象とした超高層RC造集合住宅の下 層階の柱は*L/D*≦2.4程度であり、また側柱の場合には、 地震力により軸力とともに反曲点高さも変動する。

ー方, このクラスの高強度コンクリートを用いた $L/D \leq 2.4$ のRC造短柱は, 安定した履歴性状を得ることが困難であることを既報において示した。すなわち, 正負繰り返し加力の比較的初期の段階から正負で剛性やひび割れ状況が異なること, 正負の最大耐力に顕著な差を生じる場合があること, 部材角 (R)=1/100rad.程度で軸破壊を生じ軸力保持不能となる場合があること, またこのような不安定な挙動は, コンクリート強度が大きいものほど, せん断補強筋比 ( $p_w$ )やL/Dの小さいものほど, より顕著に見られることなどを示した<sup>2)3)</sup>。

以上より本実験では,柱の形状や反曲点高さについて 実状を考慮した上で,主に下記の項目についての検討 することを目的とした。

- 1) 正負繰り返し加力における正負での性状に顕著な差 を生じず、少なくとも R=1/100rad.程度まで安定した 履歴性状を得るための横補強筋量。
- 2)諸耐力や変形の実験値と既往の評価式による計算 値との対応。
- 3) 軸力とシアスパン比がともに変動する側柱の性状。
- 4)柱の構造性能に及ぼす軸圧縮クリープの影響。

なお,本実験結果の内,最終破壊状況および最大耐 力における実験値と計算値との対応などについては,既 に日本建築学会大会4に発表している。よって本稿では,

試験はタ	主筋		帯	窃	軸力比	シアスパン比
武殿仲石	配筋 p <sub>g</sub> (%)		配筋	p <sub>w</sub> (%)	$\eta = N/BD \sigma_B$	M/QD
HNO.16	8-D13 +8-D16	2.90 4.17	4-D6@55	0.78		1.17
HNO.17 HNO.18 HNO.19			4-D8@55	1.21	0.3	
			6-D8@60	1.67		
			4-D8@55		0.2	
HNO.20 <sup>*</sup>	8-D13			1.21	0.3	
HNO.21	+8-D16			1.21	$-0.75a_{g}\cdot\sigma_{y}$	1 17 - 2 20
	+4-D19				$\sim 0.59$	1.17~3.20
共通事項	$E \times D = 300 \times 300 \text{ (mm)}, L = 700 \text{ (mm)}, L/D = 2.33$					

表1 試験体一覧

※約4ヶ月間の長期持続軸圧縮載荷後にせん断加力実験実施

構造設計で層間変形角 1/100rad.程度を期待するRC骨 組において,柱の部材角(R)は 1/300rad.程度以下であ ることを考え合わせ,柱部材の構造設計において特に重 要と考えられる,軸力のみが作用した時の性状ならびにR $\leq$ 1/200rad.の範囲の性状を中心に報告する。

## §2. 実験概要

#### 2.1 試験体

試験体一覧を表1に、断面詳細を図1にそれぞれ示す。 試験体は実物の約 1/3.5 の模型試験体 6 体で、実験変 数は横補強筋比 ( $p_w$ )、軸力比 ( $\eta$ )、軸筋比 ( $p_g$ )、M/QDである。柱断面 ( $B \times D$ )=300×300 (mm)、クリアスパン長 (L)=700 (mm) でL/D=2.33 である。HNO.16~20 は中 柱を、HNO.21 は側柱を想定した試験体である。また、 HNO.20 は、曲げせん断加力実験実施以前に、約4 $\gamma$ 月 間の長期持続圧縮載荷を行うことでクリープひずみを生 じさせ、その影響について調べた。

軸筋にはUSD685, 横補強筋にはUSD785 の高強度 鉄筋をそれぞれ共通で用いた。横補強筋は,四角形と八 角形の帯筋を組み合わせた形状を基本とし,八角形帯筋 が四角形帯筋の内側に納まるようにして横補強筋の間隔 が狭くなりすぎないよう配慮した。 $p_w$ =1.67%のHNO.18 では,上記の帯筋に井形の横補強筋を更に追加した。 HNO.20, HNO.21 の芯鉄筋には,横補強筋として D6@110を配した。

#### 2.2 使用材料

使用した材料の力学的性質を表2に示す。試験体のコンクリートは平打ちとし、打設面を仕上げた後、湿布およびシートにより覆って急激な乾燥を防止した。また、脱型後もシートにより覆い加力実施日まで実験室内に放置した。コンクリートの粗骨材には最大径13mmの砕石を用いた。曲げせん断加力実験実施時のコンクリート材齢は、 HNO.20以外が91~121日、HNO.20が245日である。

#### 2.3 加力方法および計測方法

加力装置を図2に, HNO.21の加力経路を図3に, 変 位計測方法を図4にそれぞれ示す。加力は大野式加力 により行い, HNO.16~20では一定軸力により,



HNO.21 では図 3 の加力経路に従い、軸力とともにシア スパン比を変動させて、それぞれせん断力を載荷した。

せん断力載荷は、柱クリアスパン両端の相対変位をクリ アスパン長で除した部材角(R)により制御する正負交番 漸増載荷とした。加力スケジュールは、R=1.25×10-3rad. を正負1回繰り返した後,正負での損傷の進行度合いを 均等にすることを意図し、R=2.5, 5.0, 7.5, 10×10<sup>-3</sup>rad. では正負 2.5 回の繰り返しとし, 所定回数繰り返し後に与 える新規部材角を正負交互とした。その後は、R=15,20、 30×10<sup>-3</sup>rad.を正負2回, R=40×10<sup>-3</sup>rad.を正負1回の繰 り返しとした。

## §3. 実験結果の概要

# 3.1 コンクリート打設直後から計測した鉄筋のひずみ

コンクリート打設終了後の約4時間後から計測した主筋 および横補強筋のひずみの推移を図5に示す。なお,ひ ずみ度は試験体中央高さ位置の主筋および横補強筋に 貼付されたひずみゲージによるものである。図より,鉄筋 には,コンクリートの収縮等により,曲げせん断加力実験 開始前に、100~200u程度の圧縮ひずみが生じていたこ とがわかる。また、これら圧縮ひずみは、コンクリート打設 終了後約2週間までにほとんど生じている。

#### 3.2 曲げせん断加力実験結果の概要

実験結果の一覧を表3に,各試験体の無次元化せん 断力~部材角(R')関係包絡線(正側)を図 6 にそれぞれ 示す。表 4 中には, 各現象の生じた部材角に関し, 加力 スタブに固定された治具に取り付けた変位計より求めた 部材角(R)と、試験区間内の埋込ボルトに取り付けた変 位計の内,上下端部 40mm 区間のものを除いて求めた

表 2	使用材料の力学的性質
	(a) コンクリート

割裂引張強度ポアソン比  $E縮強度 \sigma_{p}$ 圧縮強度時 ヤング係数<sup>※</sup>E。 適用 ひずみ度 ε" (m)  $(N/mm^2)$ σ. (N/mm<sup>2</sup> (x10<sup>4</sup>N/mm<sup>2</sup>) 122.0 3.99 0 201 HNO.16~HNO.18 3688 7.00 122.2 3652 4.11 7.23 0.225 HNO.19 132.5 3698 4.28 7.21 0.222 HNO.20 123.3 3629 4.07 6.53 0.195 HNO.21

注) [試験法] (圧縮) JIS A 1108, (割裂) JIS A 1113, Ø100x200シリンダー使用  $st \sigma_B/3$  压縮強度時 (1) b = b = b = b

			(b) 驮)	肋		
(1) (2) (2) (2) (2) (2) (2) (2) (2) (2) (2	降伏点 $\sigma_y$	ヤング係数 E <sub>s</sub>	降伏ひずみ度	引張強さ $\sigma_u$	伸び ε <sub>u</sub>	海田
任(招員)	(N/mm <sup>2</sup> )	(x10 <sup>5</sup> N/mm <sup>2</sup> )	$\varepsilon_v = \sigma_v / E_s$ (µ)	(N/mm <sup>2</sup> )	(%)	巡用
D13(USD685)	720.9	1.907	3780	931.2	9.6	计十位
D16(USD685)	751.6	2.473	3039	973.4	11.6	1111月77日
D19(USD685)	754.2 <sup>**</sup>	1.997	3777	946.9	9.7	HNO.20, HNO.21芯鉄筋
D6(USD785)	756.4 <sup>**</sup>	1.904	3973	931.6	9.7	HNO.16帯筋
D8(USD785)	793.9 <sup>**</sup>	2.039	3894	964.5	11.7	HNO.17~HNO.21帯筋
D6(SD295A)	329.3*	1.825	1804	505.8	23.3	HNO.20, HNO.21芯鉄筋帯筋
AND FRANKA MARK		and a part of the second second	1. 177			

注) [試験法] JIS Z 2241, JIS 2201 2号試験片使用

※0.2%off set法による

部材角(R')の両方を表記した。図 6 において,部材角は 上記の後者(R')の値であり、無次元化せん断力はせん断 力を最大荷重時のそれで除した値である。

各試験体の破壊経過は概ね次の通りであった。 R=1.25×10<sup>-3</sup>rad.では、ひび割れの発生はほとんど無く、 R=2.5×10<sup>-3</sup>rad. 前後で曲げひび割れ, R=2.5~ 5.0×10<sup>-3</sup>rad.でせん断ひび割れおよび圧縮端における 僅かなコンクリートの圧壊がそれぞれ生じた。その後,曲 げ圧縮降伏が先行した試験体では、コンクリートの圧壊が 顕著となり,主筋が圧縮降伏して最大荷重に達し,せん 断圧縮破壊が先行した試験体では、せん断圧壊、せん 断ひび割れの拡幅,横補強筋の降伏により最大荷重に



日数(日) 70 84 98 28 56 42 ∃<sup>400</sup> ま 800 度 圧縮ひず 200 10 - HNO.16横補強筋 HNO.16主筋 HNO.18横補強筋 35 -- HNO.18主筋 <u></u>ο 30 巡道 2 1000 1500 2000 打設終了からの時間 (h) 図5 打設直後から計測した 鉄筋ひずみの推移

4040

휲

達した。最大荷重以降は、破壊モードに関わらず比較的 安定した履歴性状を示し、いずれの試験体も R=27×10<sup>-3</sup>rad.以上の大変形まで所定軸力を保持した。 今回の実験では、顕著な正負耐力差や急激な軸破壊を 生じる不安定な挙動は見られなかった。

#### 3.3 クリープ実験結果の概要

HNO.20 は、曲げせん断載荷を行う前に、約4ヶ月間 の長期持続圧縮載荷を行い、クリープひずみを生じさせ た。ただし、クリープひずみを約4ヶ月間で促進するため に、*η*=0.5~0.65 の高応力を作用させた。クリープによる 軸ひずみの推移の状況を図7に示す。なお、コンクリート のひずみは、試験体中央高さ位置の4面に貼付したひず みゲージによるものである。約4ヶ月間の持続圧縮載荷 の結果、コンクリートには約650µのクリープひずみが生じ、 主筋の圧縮ひずみ度は約800µ増加した。

# §4. 考察

## 4.1 軸力に対する挙動について

HNO.20 に関し、軸力導入時および長期持続圧縮載 荷時の軸ひずみの材軸方向分布を図 8 に、軸力~軸ひ ずみ関係を図 9 に、主筋のひずみ分布を図 10 に、横補 強筋のひずみ分布を図 11 にそれぞれ示す。なお、図 8 の軸ひずみは試験区間内の埋込ボルトに取り付けた変 位計による区間ごとの平均であり、図 9 のそれは試験体 上下端部を除いた区間の平均である。η=0.3 の軸力導入 時において、試験体中央高さ近辺のひずみ、初期軸力

					表 3	実験結果	未一覧								
試験 体名	正負		曲げ ひび割れ	せん断 ひび割れ	コンクリート 圧壊	主筋 初降伏 <sup>※</sup>	帯筋 初降伏	最大 荷重時	限界 変形	軸力保持 限界	破壊 モード				
HNO.16 正 負	तः	Q	567.2	685.2	757.2	893.5	893.5	893.5							
	TE.	<i>R</i> , <i>R</i> ′	2.26 1.05	3.03 1.90	3.76 2.58	7.64 6.21	7.64 6.21	7.64 6.21	15.03	-	SC				
	白	Q	488.3	708.7	846.2	729.6	-	846.2							
	д	<i>R</i> , <i>R</i> ′	2.01 1.02	3.74 1.86	5.19 2.68	5.54 3.32		5.19 2.68	9.96	27.00					
π	교	Q	632.6	684.9	861.5	900.0	-	991.9							
<b>UNO 17</b>	ш.	<i>R</i> , <i>R</i> ′	2.49 1.18	2.91 1.71	4.77 3.18	7.60 5.62		7.53 5.28	20.04	-	FC→SC				
HNO.17	白	Q	554.6	741.9	928.8	886.7	805.1	954.5							
	д	<i>R</i> , <i>R</i> ′	2.23 1.14	3.66 1.83	6.76 3.84	8.30 5.31	10.09 6.87	7.51 4.48	20.01	41.41					
	7	Q	545.1	873.1	889.4	1016.2	-	1145.0							
LINO 18	TE.	<i>R</i> , <i>R</i> ′	2.50 1.26	5.00 2.89	4.83 2.68	7.56 4.68		15.13 10.77	30.16	87.26	FC				
HNO.16	白	Q	633.0	866.1	897.3	1036.7	929.8	1098.3			гС				
	١ <u>Ļ</u>	<i>R</i> , <i>R</i> ′	2.49 1.44	4.20 2.39	4.53 2.61	7.77 5.11	8.96 5.47	15.06 10.48	30.03						
	7	Q	416.9	643.4	787.9	927.9	984.0	998.9							
UNO 10	TE.	<i>R</i> , <i>R</i> ′	1.51 0.58	3.00 1.43	5.47 3.34	9.79 6.53	14.99 10.99	14.71 10.60	20.09		EC-S				
HNO.19	白	Q	319.3	676.7	790.4	882.5	-	985.2			TC /SC				
	д	<i>R</i> , <i>R</i> ′	1.24 0.82	3.87 2.16	5.74 3.88	9.50 6.67		15.19 10.55	20.04	66.83					
	교	TF Q	547.4	839.3	921.0	405.8	1013.3	1082.8							
HNO 20	ш.	<i>R</i> , <i>R</i> ′	1.91 1.13	3.99 2.57	5.00 3.49	1.27 0.77	12.86 13.05	7.50 5.58	20.06	51.61	FC→S(				
1110.20	伯	Q	480.3	866.0	843.4	1032.0	_	1036.8			10.30				
	Ŗ	<i>R</i> , <i>R</i> ′	1.83 1.03	4.99 3.09	4.97 3.18	9.04 6.26		10.07 7.02	20.06	1					
	I	Q	336.8	-	265.9	269.1	387.9	389.4							
							R,R'	7.43 4.40		3.31 1.90	3.46 1.98	14.37 9.23	15.10 9.78	27.29	68.41
正		$\eta = 0.59$ ,		$\eta = 0.55$ ,	$\eta = 0.56$ ,	$\eta = 0.59$ ,	$\eta = 0.59$ ,	$\eta = 0.59$ ,	$\eta = 0.49$ ,	FC					
			$M_B/QD$	-	$M_B/QD$	$M_B/QD$	$M_B/QD$	$M_B/QD$	$M_B/QD$	$M_B/QD$					
HNO 21	HNO 21		=3.15		=2.67	=2.70	=3.12	=3.20	=2.94	=1.57					
1110.21		Q	90.6	111.7	-	176.7	-	>436.9							
		<i>R</i> , <i>R</i> ′	1.06 0.47	2.53 1.29		9.47 3.98		>40.20 >11.95	—						
	負		$\eta = 0.02$ ,	$\eta = -0.02$ ,		$\eta = -0.12$ ,		$\eta = -0.19$ ,			FT				
			$M_B/QD$	$M_B/QD$	-	$M_B/QD$	-	$M_B/QD$	-	-					
			=1.50	=1.52		=1.41		=1.17							

導入時の軸剛性は弾性計算値と,試験体中央高さ付近 の横補強筋のひずみはコンクリートのポアソン比を用いた 計算値と,それぞれ概ね対応した。これに対し,主筋のひ ずみ度は2割程度大きい値となった。

図 9 において, 試験体の柱頭, 柱脚近傍では, 軸ひず みは他の部分に比較して大きくなっている(図 9)が, 主筋 のひずみはそのようになっていない(図 10)。これらより, 試験区間端部では, 主筋との付着が発揮される以前のコ ンクリートの収縮により内部に潜在的なひび割れが生じ, これにより軸剛性が低下したと推察される。

長期持続圧縮載荷による材軸方向および主筋のひず みの増加は,載荷後約3日間までが大きく,その後は小





1000 コンクリート(四面平均) 主筋(四隅平均) ∃ 800 n=0.65ΨK η=0.5 it i 600 ቝ 11°C--400 5 200 0.001 0.01 0.1 1000 10 100 載荷日数(日) 4000 ○---〇コンクリート(四面平均) 3500 ●●主筋(四隅平均) € €3000 **赵** 2500 ま や 2000 曲げせん断加力開始時 ろ 貫 1500  $N/(BD\sigma_{\rm o})=0.28$ 室 計 1000 軸ひずみ度(1658µ) <sup>\*</sup>前のN/(BD<sub>のB</sub>)=0.3時 500 –ויל 軸ひずみ度(907μ) Ĭ20 140 160 180 200 220 240 260 材齢(F) 図7 クリープひずみの推移

注) [単位] Q: せん断力 (kN), R,R': 部材角 (x10 <sup>-3</sup> rad.), [破壊モード] 「SC」: せん断圧縮破壊, 「FC→SC」: 曲げ圧縮降伏後のせん断圧
縮破壊,「FC」:曲げ圧縮破壊,「FT」:曲げ引張降伏,「限界変形」は最大荷重の80%を安定して保持できる最大部材角,「-」はそれぞ
れの現象が生じなかったことを示す, 「限界変形」と「軸力保持限界」についてはRのみ示す
※ HNO.21負のみ引張降伏, ほかは圧縮降伏

さくなる傾向を示している。この傾向は、横補強筋の場合 にはあまり顕著ではない。なお、横補強筋のひずみは、 部材の圧縮クリープにより100~150µ増加している。

HNO.20 は、n=0.5~0.65 で圧縮クリープひずみを生 じさせた後、η=0.28 まで軸力を減少させて曲げせん断載 荷を行った。η=0.28 での加力開始時におけるひずみ度 は、コンクリート表面で約 1700µ, 主筋で約 1800µ, 横補 強筋で約350µであった。なお、曲げせん断実験の結果、 HNO.20は主筋の圧縮降伏がごく初期に生じ、最大耐力 以降の耐力低下が若干大きいといった違いが見られた。

### 4.2 曲げせん断加力初期の特性点について

前出の図6中には弾性剛性計算値を併記したが、いず れの試験体も、Q~R'関係の初期剛性と弾性剛性計算値 は概ね対応した。

曲げおよびせん断ひび割れ耐力に関する実験値と計 算値との対応を図 12 に示す。なお、曲げひび割れ耐力 の計算は弾性計算により, せん断ひび割れ耐力のそれは 主応力度式により行い,それぞれコンクリートの引張強度 に割裂引張強度を用いた場合と  $0.313\sqrt{\sigma_{B}}$  を用いた場 合を比較した。特にせん断ひび割れ耐力において,計算 値は,割裂引張強度よりも低い  $0.313\sqrt{\sigma_B}$ をコンクリート



の引張強度として用いた場合の方が実験値に近づく傾向 が見られた。これより、コンクリートの収縮等による内部応 力の影響により、コンクリートの見かけの引張強度が低下 したと推察される。

各現象の生じた部材角(R')と各因子との関係を図 13 に示す。各現象の発生部材角は、概ね、曲げひび割れ がR'=0.1%, せん断ひび割れがR'=0.2~0.3%, コンクリ ート圧壊がR'=0.3%となっている。ただし、曲げひび割れ およびコンクリート圧壊発生時のR'はηに大きく影響を受 け、また、せん断ひび割れ発生時のR'はp,の増加とともに 大きくなる傾向が見られる。

図 6 において、いずれの試験体も、最大荷重に達する 以前の「0/最大荷重」が 0.75 程度の時に、コンクリートの 圧壊, せん断ひび割れを生じ, この近辺での剛性低下が 著しい。そこで,この点の割線剛性を弾性剛性で除した 比とηとの関係をプロットすると図 14 のようになり、この剛 性低下率とηとの間に強い相関が見られた。

# 4.3 初せん断ひび割れ発生から R=1/200rad.までの 挙動について

ここでは、HNO.17を例にとり、初せん断ひび割れの発 生から R=1/200rad.の繰り返し時の挙動について考察す る。せん断ひび割れの発生状況,対応する横補強筋のひ





400 600

ひずみ度(山)

軸わ

14 に示す。初せん断ひび割れは R=-1/200rad. 1000 を目標とする加力において発生した。せん断ひ Ŷ 500 0 び割れの発生により,柱中央高さの横補強筋ひ せん断力 ずみは約 800μ急増して約 1100μに達し,この時 -500 のせん断ひび割れ幅は 0.06mm である。その後 -1000 の R=-1/200rad.ピーク時にはせん断ひび割れ は増加, 拡幅し, 横補強筋ひずみ度は約 2000µ, せん断ひび割れ幅は 0.08mm に達している。そ の後の除荷時でも、横補強筋ひずみ度は約 900uまでし か減少せず、ひび割れ幅も0.04mm以下と僅かではある が残存している。その後の正加力時には、せん断ひび割 れは完全に閉じることなくひび割れ面に沿ってずれるよう に挙動している。そのため横補強筋ひずみは正加力側初 せん断ひび割れ発生以前でも漸増し, R=+1/200rad.ピ ーク時の横補強筋ひずみは負側の時に比べて大きい。こ れらより、横補強筋はせん断ひび割れの拡幅低減のみな らず, せん断ひび割れ面でのずれに対する抵抗にも寄与 していることがわかる。また、後で発生した正加力側せん 断ひび割れは、負加力側せん断ひび割れの影響を受け、 材軸に対する角度が大きく、ひび割れ長さが短く、さらに、 耐力も小さい。以上より、横補強筋量はひび割れ幅の低 減のみならず, せん断ひび割れ発生後の一体性確保と いう点も考慮して定める必要があると言える。

#### §5. まとめ

60 階程度の超高層RC造集合住宅の下層階に用いる F<sub>c</sub>=100N/mm<sup>2</sup>の高強度コンクリートと高強度鉄筋を用い たRC造短柱に関し,曲げせん断加力実験および考察の 結果,主に以下の知見が得られた。

- 1) せん断力~部材角履歴曲線は,破壊モードに関わ らず,大変形時まで比較的安定していた。
- 2) 初期剛性は, 弾性剛性計算値と概ね対応した。
- 3)ひび割れ耐力に関し、コンクリートの収縮応力の影響を考慮し低減したコンクリートの引張強度を用いた計算値は、コンクリートの割裂引張強度を用いたそれに比べ実験値と良好に対応した。
- 4)横補強筋量は、せん断ひび割れの拡幅低減とせん 断ひび割れ面でのずれ低減による一体性確保の両 方を考慮して定める必要がある。

謝辞本実験を行うにあたり,京都大学大学院渡邉史 夫教授にご指導,ご助言を戴きました。また,試験体製作 には西田浩和主任研究員,片寄哲務主任にご協力戴き ました。ここに記して深謝致します。



#### 参 考 文 献

- 1)例えば、渡辺英義、小坂英生、小室努、是永健好、川端一三、渡 邉史夫:超高強度コンクリートを用いた RC 柱の高軸力下における 構造性能、日本建築学会大会学術講演梗概集(東海)、構造IV, pp.151-154, 2003.9
- 2) 寺岡勝, 高森直樹, 佐藤幸博, 佐々木仁:鉄筋コンクリート構造の 耐震設計と部材性能評価についてのいくつかの疑問,コンクリート 工学, Vol.41, No.4, 2003.4
- 3) 佐藤幸博, 佐々木仁, 高森直樹, 寺岡勝, 内田和弘: 超高強度 材料を用いた RC 短柱の耐震性能に関する実験的研究, 日本建 築学会大会学術講演梗概集(北海道), 構造IV, pp.481-484, 2004.8
- 4) 佐藤幸博, 佐々木仁, 高森直樹, 林和也, 寺岡勝, 渡邉史夫:超 高強度材料を用いた RC 短柱の耐震性能に関する実験的研究 (その 5), 日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿), 構造Ⅳ, 2005.9(投稿中)



# ひとこと

超高層 RC 造集合住宅の需要は,今 後更に拡大すると思われます。高強度 材料を用いた部材の構造性能を明らか にし,安全な超高層建物が建設できるよ う努力していきたいと思います。