

# Super HRCシステム-超々高層RC住宅の開発 高強度材料を用いた超高層鉄筋コンクリート造建物に関する実験研究



菊田 繁美\*1

千葉 脩\*1 大井 貴之\*2  
羽鳥 敏明\*1 石川 勝美\*2  
山内 茂一\*1 和泉 信之\*2  
竹中 啓之\*1 濱田 聡\*2

## 概 要

超高層鉄筋コンクリート造集合住宅の下層部および中層部を対象に、高強度コンクリートおよび高強度鉄筋を用いた鋼管巻き柱、プレキャスト柱、プレキャスト梁柱部分架構および制震柱の耐震性能の把握を目的として、模型試験体による一連の水平加力実験を実施した。本報告は、これらの実験結果を取りまとめたものである。

試験体は縮尺約 1/3～1/2 で、コンクリートの設計基準強度 ( $F_c$ ) は  $42\text{N/mm}^2 \sim 100\text{N/mm}^2$  (柱は  $48\text{N/mm}^2$  以上)、鉄筋は主筋に SD490、USD685、せん断補強筋に USD685、USD785 を用いた。制震柱は、柱中央部の低降伏点鋼 (LY235) を用いた制震パネル部、上下は鉄筋コンクリート部 ( $F_c27$ 、SD390) で構成されている。

加力実験結果を解析・検討することにより、本建物で計画した架構や部材の耐震性能および耐震安全余裕を確認した。

## DEVELOPMENT OF “*Super HRC SYSTEM*” EXPERIMENTAL STUDY ON BEHAVIOR OF SUPER-HIGH RISE REINFORCED CONCRETE STRUCTURES USING HIGH-STRENGTH MATERIALS

Shigemichi KIKUTA \*1 Takayuki OHI \*2  
Osamu CHIBA \*1 Kastumi ISHIKAWA \*2  
Toshiaki HATORI\*1 Nobuyuki IZUMI \*2  
Shigekazu YAMAUCHI\*1 Satoshi HAMADA \*2  
Hiroyuki TAKENAKA \*1

This paper introduces the outline of the experimental study on the column members covered with steel plate, the precast column members, the sub-assemblages used the high strength concrete and reinforcement, and the hybrid-damping column at the middle and lower stories of the super-high rise reinforced concrete structures.

The specimens employed in this study were about 1/3~1/2 reduced scales. They consisted of the concrete of specified design strength( $F_c$ )  $42\text{N/mm}^2 \sim 100\text{N/mm}^2$  (the column were  $48\text{N/mm}^2$  or more) and the longitudinal reinforcement of SD490 and USD685, and the shear reinforcement of USD685 and USD785. The specimen of the hybrid-damping column was composed of the low yield point steel panel (LYP235) at the center part of the specimen and the reinforced concrete column at the top and bottom of the specimen ( $F_c27$  and SD390).

It is confirmed that the structural performance and safety of the sub-assemblages and members of the super-high rise reinforced concrete structures are well due to evaluation of the lateral loading test results as well.

\*1 技術研究所 \*2 設計部

\*1 Technical Research Institute \*2 Architectural Design Dept.

# Super HRCシステム-超々高層RC住宅の開発

## 高強度材料を用いた超高層鉄筋コンクリート造建物に関する実験研究

菊田 繁美\*1 千葉 脩\*1 羽鳥 敏明\*1  
山内 茂一\*1 竹中 啓之\*1 大井 貴之\*2  
石川 勝美\*2 和泉 信之\*2 濱田 聡\*2

### 1. はじめに

本報告は54階と45階建ての超高層鉄筋コンクリート造集合住宅の耐震性能を評価・確認するために行った一連の実験結果をとりまとめたものである。実験対象部位を図-1の立面図の中に示す。実験対象部位は、①最下層の柱部材、②中層階のプレキャスト柱部材、③下層階の中柱梁部分架構（十型架構）および最下層の外柱梁部分架構（ト型架構）、④制震柱である。

最下層の柱部材はコンクリートの設計基準強度( $F_c$ )が $100\text{N/mm}^2$ と $80\text{N/mm}^2$ であり、せん断耐力および耐火性能の向上を目的に薄肉鋼板巻き柱として設計されている。既報<sup>1)</sup>では鋼板を巻くことによりせん断耐力及び曲げ耐力が上昇し、変形性能が改善されることを示した。本報では既報に比べて鋼板をより薄くし、適切な鋼材量とすることを目的として実験を行った。

中層階のプレキャスト柱はコンクリートの設計基準強度が $70\text{N/mm}^2$ と既報<sup>2)</sup>の範囲を超えるため、高強度の鉄筋およびコンクリートを用いたプレキャスト部材の耐力及び変形性能の把握を目的として実験を行った。

下層階の中柱梁部分架構（十型架構）は、太径の梁主筋が柱梁接合部内で機械式継ぎ手を用いて接合されていることから、接合部のせん断及び梁主筋の付着性能を確認し、復元力特性を把握する目的で実験を行った。最下層の外柱梁部分架構（ト型架構）は、大きな変動軸力により引張軸力が生じることから、圧縮及び引張の変動軸力下における復元力特性を把握する目的で実験を行った。

制震柱は変動軸力が作用するため引張軸力が生じる。引張軸力時においても制震部材に変形が集中し、十分な制震効果が得られることを確認するために実験を行った。

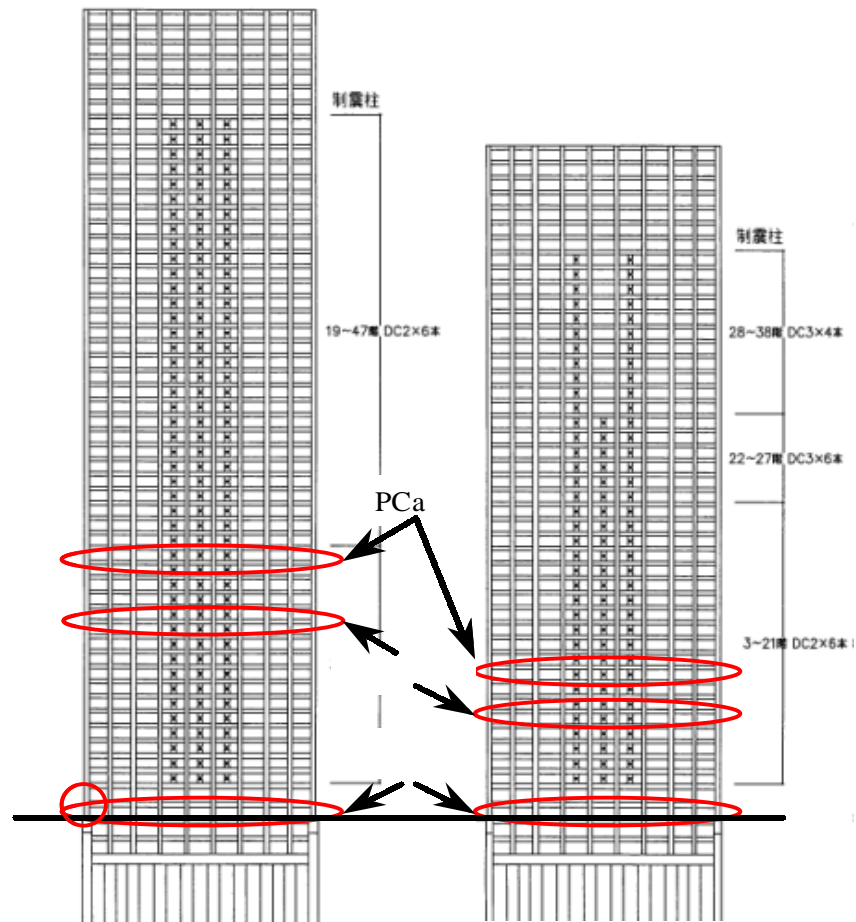


図-1 実験対象部位

\*1 技術研究所

\*2 設計部

## 2. 最下層の柱部材

### 2.1 試験体

試験体の一覧および試験体形状を表-1、図-2に示す。①試験体は1階中柱を対象としたUHRC07、09、1階外柱を対象としたUHRC08、10、11の合計5体であり、コンクリートの設計基準強度はFc100およびFc80の2種類である。いずれの試験体とも縮尺は約1/3で断面は30cm×30cm、せん断スパン比はUHRC07～10試験体が2.0、UHRC11が1.5とした。UHRC07～10試験体の柱脚部のスタブは基礎梁を想定して幅が60cm、せいが35cm、コンクリート強度がFc60の梁型とした。Fc100を対象としたUHRC07、08試験体は柱頭柱頭を4.5mmで中央部を2.3mmの鋼板巻きとし、Fc80を対象としたUHRC09、10試験体は柱脚柱頭を3.2mm、中央部を2.3mmの鋼板巻きとした。尚、柱頭、柱脚部の端部2cmの範囲は鋼板を巻いていない。各試験体ともせん断補強筋をUSD785でPw=0.99とした。

材料試験結果を表-2に示す。

表-1 試験体一覧

試験体名	$\sigma_B$ (N/mm <sup>2</sup> )	主筋		せん断補強筋			M/QD	軸力比
		材種	Pg(%)	材種	Pw(%)			
UHRC07	101.4	14-D16	3.10	4-S6@55	USD785	0.99	2.0	-0.29
UHRC08	101.4	14+4-D16	3.98					
UHRC09	74.8	14-D16	3.10					
UHRC10	78.8	14+4-D19	3.98					
UHRC11	79.3	12-D16	2.65					

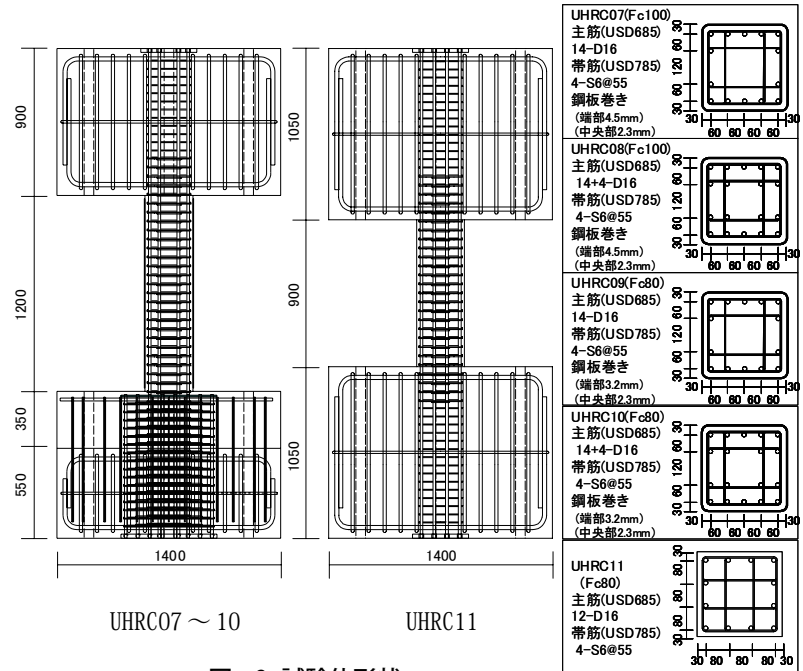


図-2 試験体形状

### 2.2 加力方法

水平力の加力方法は、試験体中央部を反曲点とする逆対称繰り返し加力である。加力スケジュールを図-3に示す。UHRC07,09試験体は軸力比(N/(BD<sub>c</sub>σ<sub>B</sub>))約0.3の一定圧縮軸力を作用させ、UHRC08,10,11試験体は図-4に示すような水平力の1次関数とした変動軸力を作用させた。

表-2 材料試験結果

鉄筋鋼材	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	コンクリート	部位	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	割線剛性 (N/mm <sup>2</sup> )	割裂強度 (N/mm <sup>2</sup> )
D16(USD685)	692	191000	856	UHRC07	柱	101.4	42700	5.40
D6 <sup>*</sup> (USD785)	1056	179000	1207		梁	87.1	40400	5.43
PL23	222	214000	334	UHRC08	柱	101.4	42700	5.40
PL32 <sup>*</sup>	304	203000	434		梁	75.3	38100	4.52
PL45	213	209000	309	UHRC09	柱	74.8	37700	5.10
					梁	58.5	36300	3.62
				UHRC10	柱	78.8	38700	4.90
					梁	58.5	38300	4.32
				UHRC11	柱	79.3	40600	3.30

※0.2%オフセット

### 2.3 実験経過

UHRC11試験体の部材角1/200,1/100および1/50におけるひび割れ発生状況を図-5、各試験体の荷重-変形関係を図-6に示す。

UHRC07～10試験体では、部材角1/150から1/100の間で柱頭柱脚部に圧壊が発生したが、実験終了時まで特に変化は見られなかった。UHRC07,09試験体は1/100近傍で主筋が圧縮降伏し、UHRC08,10試験体は1/150近傍で主筋が圧縮降伏した。基礎梁については縦方向に幅0.06mm以下のひび割れが数本発生した程度で、圧壊は発生しなかった。一定軸力のUHRC07,09試験体は部材角1/20に至るまで耐力低下の少ない紡錘形の安定した履歴性状を示した。変動軸力のUHRC08,10試験体は、圧縮軸力時においては部材角1/33に至るまで耐力低下の少ない安定した

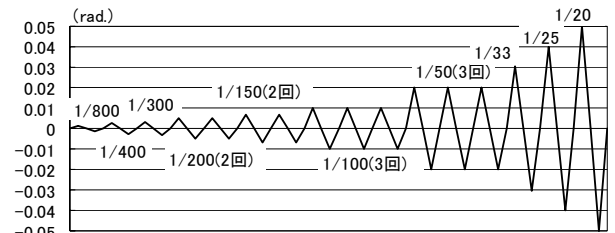


図-3 加力スケジュール

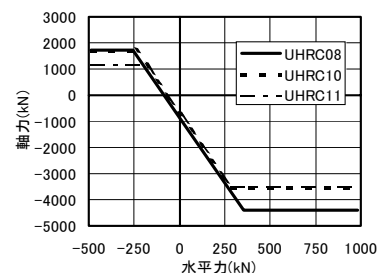
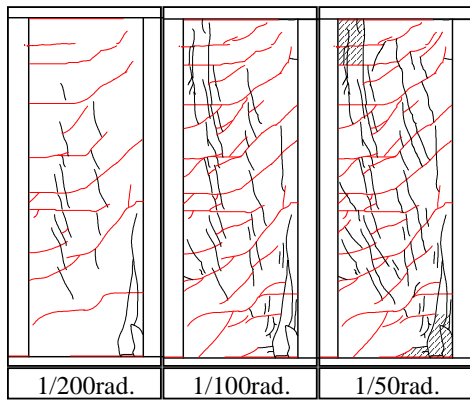


図-4 変動軸力



UHRC11

図 - 5 ひび割れ発生状況

履歴性状を示し、引張軸力時においては部材角 1/20 に至るまで耐力が上昇し続ける安定した履歴性状を示した。

UHRC11 試験体では、部材角 1/800 の引張軸力時に柱頭柱脚部に曲げひび割れが発生し、1/200 で 45° 方向のせん断ひび割れが発生した。圧壊は 1/200 で柱脚部、1/150 で柱頭部に発生した。1/150 で試験体全面にせん断ひび割れが発生し、柱頭柱脚部の主筋が圧縮降伏した。1/50 以降は柱頭柱脚部の圧壊が進展し、最終的には側面かぶりコンクリートが剥落して付着割裂破壊の様相を呈した。圧縮軸力時においては部材角 1/50 に至る途中で最大耐力を示し、その後耐力低下した。引張軸力時においては部材角 1/20 に至るまで耐力が上昇し続ける安定した履歴性状を示した。

## 2.4 実験結果

柱試験体の諸強度に関する実験値と計算値の比較を表 3 に示す。断面分割法において、コアコンクリートおよび鋼板内コンクリートは NewRC<sup>3)</sup> で提案されたコンファインドコンクリートとした。UHRC11 試験体の曲げひび割

表 - 3 実験値と計算値の比較

	UHRC07	UHRC08	UHRC09	UHRC10	UHRC11
曲げひび割れ強度 Qc(kN)	---	---	---	---	69*1 (76)*1
せん断ひび割れ強度 Qsc(kN)	---	---	---	---	458 (623)
主筋圧縮降伏強度 Qy(kN)	柱頭 (713)	707 (718)	550 (650)	570 (659)	551 (660)
	柱脚 (713)	740 (718)	637 (650)	570 (659)	551 (660)
圧壊強度 Qcc(kN)	柱頭 (654)	707 (640)	472 (594)	515 (599)	572 (662)
	柱脚 (654)	616 (640)	452 (594)	515 (599)	340 (662)
最大耐力 Qu(kN)	圧縮 (757)	834 (825)	682 (672)	727 (773)	663 (662)
	引張	357 (265)		344 (271)	306 (207)

( ) 内は計算値

$Q_c = (1.8 \sqrt{c} \sigma_B Z_e + ND/6) / (h_o/2)$   $h_o$ : 内法高さ

$Q_{sc} = (1 + \sigma_o / 150) (0.085 k_c (500 + c \sigma_B) / (M / (Qd) + 1.7)) b_j$

Qy, Qcc, Qu: 断面分割法による。

コアコンクリートを NewRC で提案されたコンファインドコンクリートとした。

\* 1: 引張軸力時

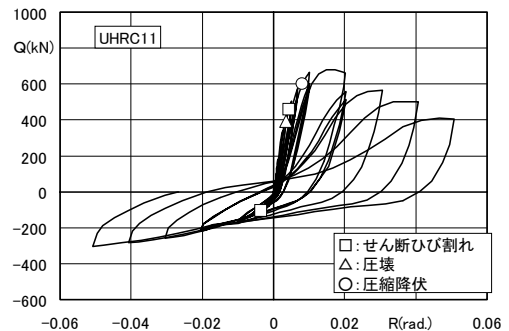
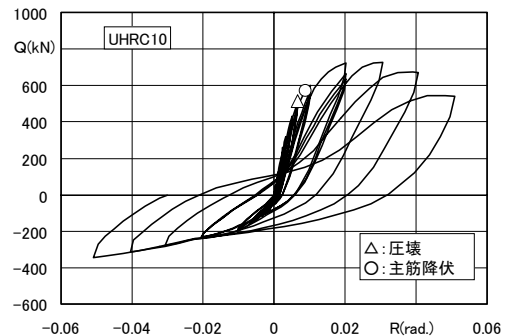
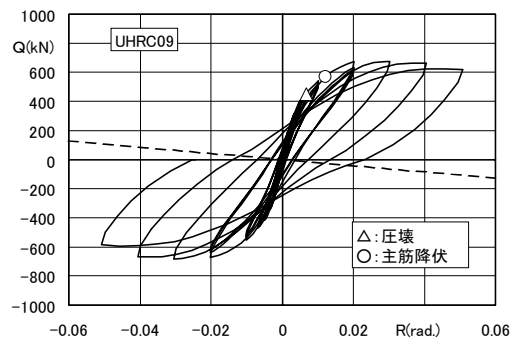
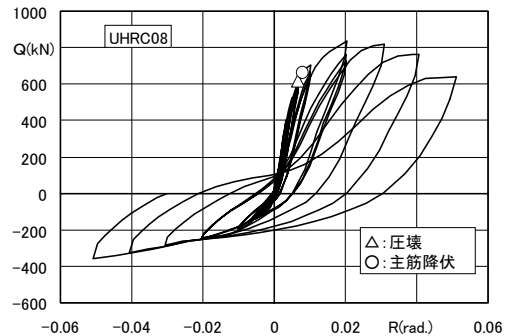
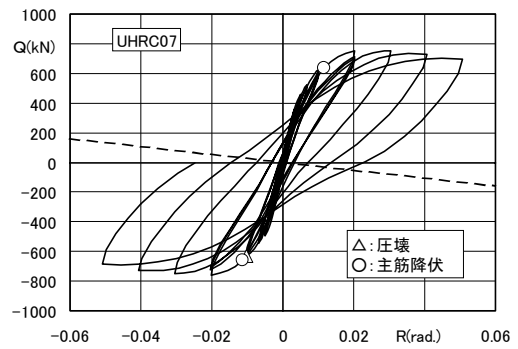


図 - 6 荷重-変形関係

れ強度は、実験値と計算値がほぼ一致し、せん断ひび割れ強度の実験値は計算値の約75%であった。柱主筋の圧縮降伏強度および圧壊強度については、実験値が計算値を下回る傾向にあった。圧縮軸力時の最大耐力については各試験体とも実験値と計算値はほぼ一致し、引張軸力時については実験値が計算値を大きく上回った。

## 2.5 軸歪度

一定圧縮軸力のUHRC07と変動軸力のUHRC08試験体について軸歪と部材角の関係を図-7に示す。軸歪は軸方向変形を試験体高さで除して求めた。圧縮軸力時の各サイクルピーク時における軸歪を比較すると、UHRC07は部材角の増大とともに伸び出し軸変形が大きくなったが、UHRC08は部材角の増大とともに圧縮軸変形が少し大きくなる程度であった。UHRC09はUHRC07、UHRC10,11はUHRC08と同様の傾向を示した。全試験体とも部材角1/20に至るまで急激な圧縮軸歪の増大は見られなかった。

## 2.6 せん断耐力

各試験体のせん断余裕度を表-4に示す。せん断耐力を靱性保証型耐震設計指針式<sup>4)</sup>で算出し、断面分割法による曲げ耐力および実験の最大耐力に対する割合としてせん断余裕度を求めた。鋼板はせん断補強筋に換算してせん断耐力式に適用した。試験体は断面分割法による曲げ耐力に比べて1.12~1.35倍のせん断耐力で設計された。UHRC08,09,10は $R_p=0.01$ ではせん断余裕度が1.0以下であったが、最大耐力以降1/20に至るまで著しい耐力低下を生じなかった。鋼板はトラス機構の引張要素として抵抗するだけでなく、せん断パネルとしても抵抗したため、靱性保証型耐震設計指針式に比べてせん断耐力が上昇したものと考えられる。

## 2.7 せん断補強筋および鋼板の歪度

変動軸力のUHRC08,10,11試験体について、各サイクルのピーク時における外周せん断補強筋および鋼板の歪度を図-8に示す。UHRC08に見られるように、柱脚部および柱頭部においては外周帯筋と鋼板の歪度はほぼ同程度であったが、高さ中央位置では外周帯筋に比べて鋼板の歪度が小さかった。この傾向は、すべての鋼板巻き試験体で

見られた。鋼板無しのUHRC11試験体のせん断補強筋は柱脚および柱頭に比べて高さ中央位置での歪度が大きかった。各試験体の帯筋および鋼板は、部材角1/20まで降伏( $\epsilon_y=5900\mu$ )しなかった。

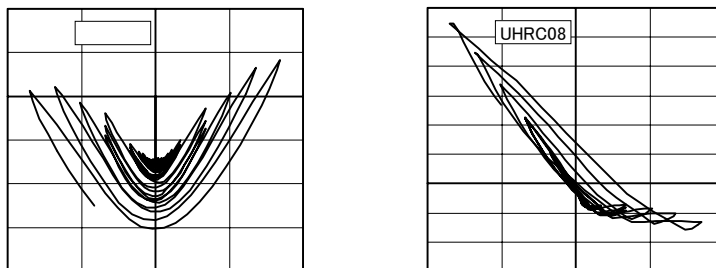


図-4 軸歪と部材角の関係

表-4 せん断余裕度

	UHRC07	UHRC08	UHRC09	UHRC10	UHRC11
せん断耐力 $sQuo(kN)$	1025	1025	838	865	793
せん断耐力 $sQu1(kN)$	820	820	670	692	677
曲げ耐力 $mQu(kN)$	757	825	672	773	662
実験最大値 $eQu(kN)$	763	834	682	727	663
$sQuo/mQu$	1.35	1.24	1.25	1.12	1.20
$sQu1/mQu$	1.08	0.99	1.00	0.90	1.02
$sQuo/eQu$	1.34	1.23	1.23	1.19	1.20
$sQu1/eQu$	1.07	0.98	0.98	0.95	1.02

$sQuo$ : 靱性保証型耐震設計指針式  $R_p=0$   
 $sQu1$ : 靱性保証型耐震設計指針式  $R_p=0.01$   
 $mQu=2Mu/h$   $h$ : 内法高さ  
 $Mu$ : 断面分割法による計算値

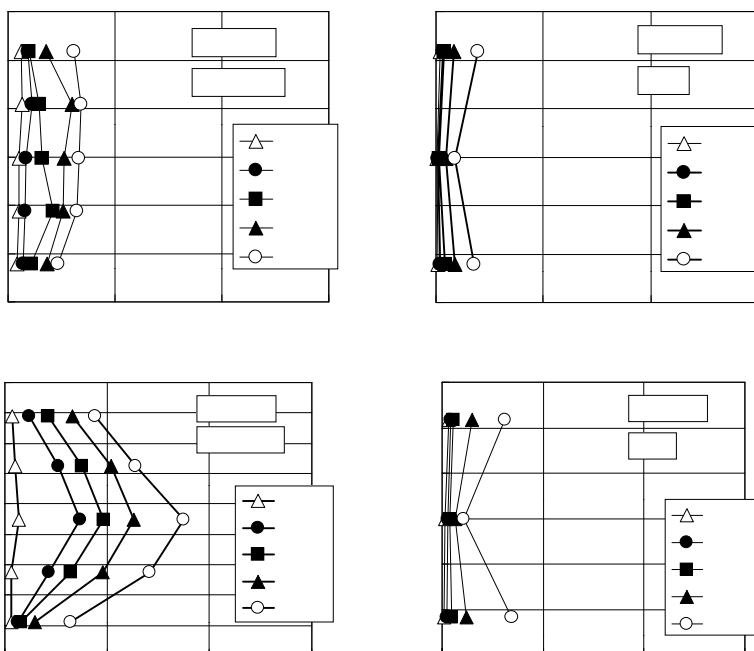


図-8 せん断補強筋および鋼板の歪度

## 2.8 まとめ

柱の実験を行い、以下のことが判明した。

- ①一定圧縮軸力の鋼板巻き試験体は紡錘形の履歴ループを示し、部材角1/20まで耐力低下の少ない優れた靱性を示した。変動軸力の鋼板巻き試験体は、圧縮軸力時においては部材角1/33に至るまで耐力低下の少ない安定した履歴性状を示し、引張軸力時においては部材角1/20に至るまで耐力が上昇し続ける安定した履歴性状を示した。
- ②最大耐力はコンクリートのコンファインド効果を考慮した断面分割法によって適切に評価することができた。
- ③全試験体とも部材角1/20に至るまで急激な圧縮軸歪の増大は見られなかった。
- ④鋼板はトラス機構の引張要素として抵抗するだけでなく、せん断パネルとしても抵抗するためせん断耐力を上昇させたものと考えられる。

## 3. プレキャスト柱

### 3.1 試験体

試験体の一覧および試験体形状を表-5、図-9に示す。試験体は超高層建物の中層階の中柱を対象とした3体(HRPCC7, 10, 11)と側柱を対象とした2体(HRPCC8, 9)の合計5体である。いずれの試験体とも縮尺は約1/2.5でせん断スパン比は1.5、断面は40cm×40cmとした。HRPCC7とHRPCC8がFc70のコンクリートとSD490の鉄筋を用いた基本試験体である。HRPCC9は主筋にUSD685を用い、HRPCC8と同程度の曲げ強度となるように主筋を減らした。HRPCC10はHRPCC7のコンクリートをFc48とした。HRPCC11はHRPCC7のコンクリートをFc100、主筋をUSD685とした。すべての試験体で柱脚部には機械式継ぎ手を用い、せん断補強筋にはUSD685を用いた。

材料試験結果を表-6に示す。実験時のコンクリート圧縮強度はFc48が47.9N/mm<sup>2</sup>、Fc70が65.2～66.3N/mm<sup>2</sup>、Fc100が103.3N/mm<sup>2</sup>であった。

### 3.2 加力方法

水平力の加力方法は、試験体中央部を反曲点とする逆対称繰り返し加力である。加力スケジュールを図-10に示す。中柱を対象としたHRPCC7, 10, 11試験体は軸力比(N/(BD<sub>c</sub>σ<sub>p</sub>))約0.3の一定圧縮軸力を作用させ、側柱を対象としたHRPCC8, 9試験体は図-11に示すような水平

表-5 試験体一覧

試験体名	cσ <sub>B</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	主筋		せん断補強筋		M/QD	軸力比	
		材種	P <sub>g</sub> (%)	材種	P <sub>w</sub> (%)			
HRPCC7	65.2	12-D19	SD490	2.15	4-D6@40	1.5	-0.32	
HRPCC8	65.7	16+4-D19		3.59	4-D6@30		-0.42~0.63	
HRPCC9	66.3	12-D19	USD685	2.15	USD685	1.07	-0.42~0.68	
HRPCC10	47.8		SD490		4-D6@40		0.8	-0.3
HRPCC11	103.3		USD685		4-D6@30		1.07	-0.27

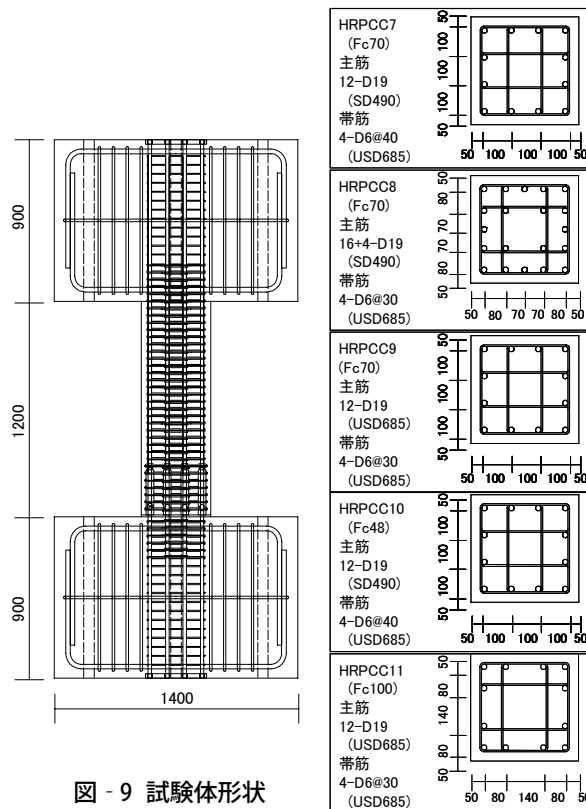


図-9 試験体形状

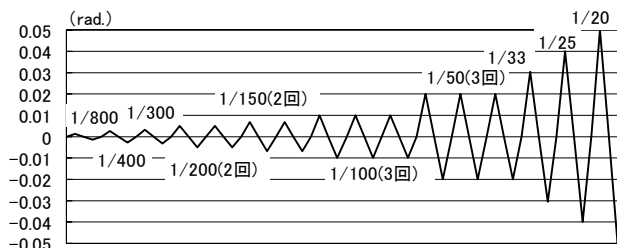


図-10 加力スケジュール

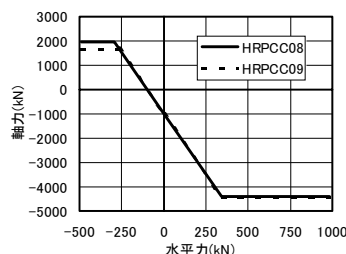


図-11 変動軸力

表-6 材料試験結果

鉄筋	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	コンクリート	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	割線剛性 (N/mm <sup>2</sup> )	割裂強度 (N/mm <sup>2</sup> )
D19(SD490)	542	183000	720	HRPCC7	65.2	37200	3.39
D19(USD685)	710	191000	897	HRPCC8	65.7	37500	4.06
D6*(USD685)	729	184000	840	HRPCC9	66.3	37700	4.32
				HRPCC10	47.9	35900	3.40
				HRPCC11	103.3	41100	3.80

※0.2%オフセット

力の1次関数とした変動軸力（軸力比0.4の圧縮軸力～0.7の引張軸力）を作用させた。

### 3.3 実験経過

HRPCC7,8,11 試験体について部材角 1/200,1/100,1/50 におけるひび割れ発生状況および荷重—変形関係を図 - 12, 13 に示す。軸力比を 0.3 とした一定軸力の HRPCC7、HRPCC10 および HRPCC11 試験体は、ほぼ同様のひび割れ発生状況を呈した。部材角 1/400 で柱頭柱脚両端部に曲げひび割れが発生した。1/200 のサイクルで曲げせん断ひび割れ、柱脚部の圧壊、および中央部に主筋に沿った角度が急なせん断ひび割れが発生した。1/150 で柱頭柱脚部の圧壊が顕著となった。1/100 で試験体全面のせん断ひび割れと柱側面に主筋に沿った縦ひび割れが発生し、柱頭柱脚部の主筋が圧縮降伏した。1/50 以降は柱頭部の圧壊が進展し、最終的には柱頭部の曲げ圧縮破壊の様相を呈した。HRPCC7 は部材角 1/100、HRPCC10 と HRPCC11 は部材角 1/50 で最大耐力を示した。各試験体とも部材角 1/25 に至るまで安定した紡錘形の履歴性状を示し、軸力を保持した。

変動軸力を作用させた HRPCC8 と HRPCC9 試験体は、ほぼ同様のひび割れ発生状況を示した。部材角 1/800 の引張軸力時に柱頭柱脚部に曲げひび割れが発生した。部材角 1/200 のサイクルの圧縮軸力時に柱脚部の圧壊、および中央部に角度が急なせん断ひび割れが発生した。その後、引張軸力時にはひび割れ幅が増大する程度であったが、圧縮軸力時には対角線方向のせん断ひび割れ幅が増大し、柱頭部の圧壊が拡大した。最終的には柱頭部の曲げ圧縮破壊の様相を呈した。両試験体とも部材角 1/50 で最大耐力を示し、部材角 1/25 に至るまで軸力を保持した。引張軸力時には耐力が上昇し続けた。

### 3.4 実験結果

試験体の諸強度に関する実験値と計算値の比較を表 - 7 に示す。主筋圧縮降伏強度、圧壊強度および最大耐力の計算値は、コアコンクリートを NewRC<sup>3</sup> で提案されたコンファイン

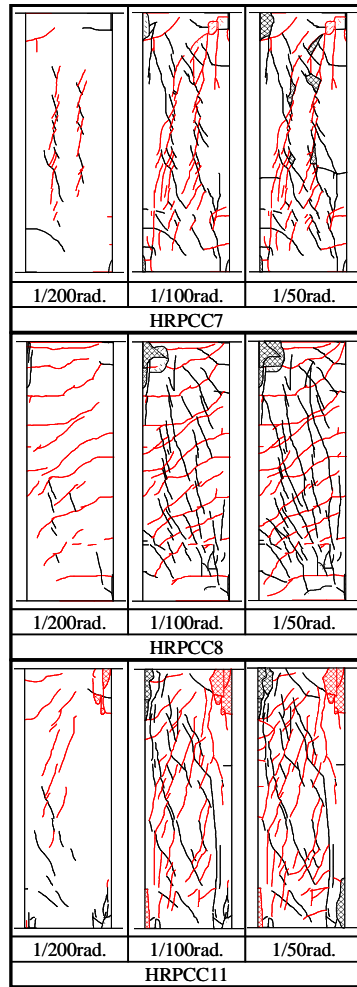


図 - 12 ひび割れ発生状況

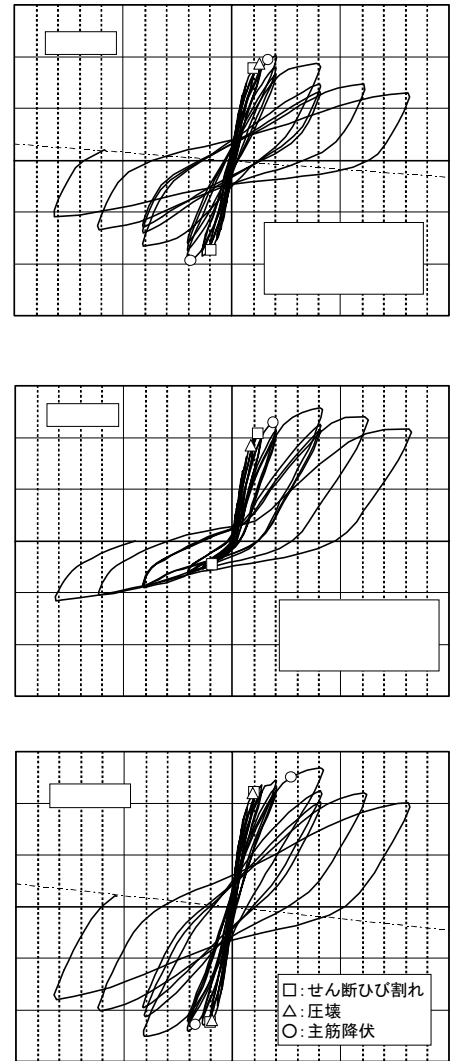


図 - 13 荷重—変形関係

表 - 7 実験値と計算値の比較

	HRPCC7	HRPCC8	HRPCC9	HRPCC10	HRPCC11
曲げひび割れ強度 Qc(kN)	624 (486)	814 (615)	815 (611)	489 (350)	690 (662)
せん断ひび割れ強度 Qsc(kN)	886 (687)	998 (855)	1001 (830)	757 (472)	1110 (1090)
主筋圧縮降伏強度 Qy(kN)	柱頭 966 (940)	1112 (1030)	1039 (1011)	761 (794)	1223 (1412)
	柱脚 966 (940)	1147 (1030)	1164 (1011)	893 (794)	1317 (1412)
圧壊強度 Qcc(kN)	柱頭 936 (945)	998 (976)	1001 (983)	739 (715)	1121 (1400)
	柱脚 936 (945)	998 (976)	1001 (983)	880 (715)	1110 (1400)
最大耐力 Qu(kN)	正方向 1010 (947)	1287 (1030)	1175 (1012)	933 (795)	1341 (1417)
	負方向 --- ---	580 (333)	340 (238)	---	---

( )内は計算値

$Q_c = (1.8 \sqrt{c} \sigma_B Z_e + ND/6) / (h_o/2)$   $h_o$ : 内法高さ

$Q_{sc} = (1 + \sigma_o/150)(0.085k_c(500 + c \sigma_B) / (M / (Q_d) + 1.7)) b_j$

$Q_y, Q_{cc}, Q_u$ : 断面分割法による。

コアコンクリートを NewRC で提案されたコンファインドコンクリートとした。

ドコンクリートとした断面分割法を用いて求めた。曲げひび割れ強度およびせん断ひび割れ強度については、実験値が計算値を上回った。柱主筋の圧縮降伏強度および圧壊強度については、実験値と計算値はほぼ一致した。最大耐力については、Fc100のHRPCC11を除いて、実験値が計算値を最大20%程度上回った。

表 - 8 せん断余裕度

	HRPCC7	HRPCC8	HRPCC9	HRPCC10	HRPCC11
せん断耐力 $sQuo$ (kN)	1079	1180	1185	911	1471
せん断耐力 $sQu1$ (kN)	914	1011	1014	779	1243
曲げ耐力 $mQu$ (kN)	947	1030	1012	795	1417
実験最大値 $eQu$ (kN)	1010	1287	1175	933	1341
$sQuo/mQu$	1.14	1.15	1.17	1.15	1.04
$sQu1/mQu$	0.96	0.98	1.00	0.98	0.88
$sQuo/eQu$	1.07	0.92	1.01	0.98	1.10
$sQu1/eQu$	0.90	0.79	0.86	0.83	0.93

$sQuo$ : 靱性保証型耐震設計指針式  $R_p=0$   
 $sQu1$ : 靱性保証型耐震設計指針式  $R_p=0.01$   
 $mQu=2Mu/h$   $h$ : 内法高さ  
 $Mu$ : 断面分割法による計算値

### 3.5 せん断耐力

各試験体のせん断余裕度を表-8に示す。せん断耐力を靱性保証型耐震設計指針式<sup>4)</sup>で算出し、断面分割法による曲げ耐力および実験の最大耐力に対する割合としてせん断余裕度を求めた。断面分割法による曲げ耐力に比べて1.04~1.17倍のせん断耐力で設計されたが、HRPCC8,10は曲げ耐力の上昇により $R_p=0$ のせん断耐力を上回るせん断力が作用した。各試験体とも $R_p=0.01$ ではせん断余裕度は1.0以下であったが、破壊モードは柱頭圧縮域でのコンクリートの曲げ圧縮破壊であり、最大耐力以降においても著しい耐力低下を生じなかった。

### 3.6 主筋の歪度

HRPCC8 試験体の圧縮軸力時における主筋の歪度分布を図-14に示す。全試験体とも圧縮軸力時には同様の傾向を示した。左側の主筋は中央位置から上下に離れるに従い圧縮および引張歪度も大きくなったが、右側主筋は柱脚部の機械式継ぎ手上部で圧縮歪度が大きくなった。機械式継ぎ手部は圧縮剛性が高いため、直上部に圧縮歪が集中したものと考えられる。

### 3.7 軸方向変形

HRPCC7,8,10,11 試験体について軸歪と部材角の関係を図-15に示す。軸歪は軸方向変形を試験体高さ(120cm)で除して求めた。軸力比が0.3とほぼ同じでコンクリート強度が異なるHRPCC7、HRPCC10、HRPCC11を比較すると、HRPCC10に比べてHRPCC7、HRPCC11は1/50以降に軸圧縮歪が大きく増大し、最大で約4000 $\mu$ に達した。一方、変動軸力のHRPCC8の圧縮軸力比は一定軸力のHRPCC7に比べて約1.3倍と大きかったが、圧縮軸歪は最大でも約2500 $\mu$ と小さかった。

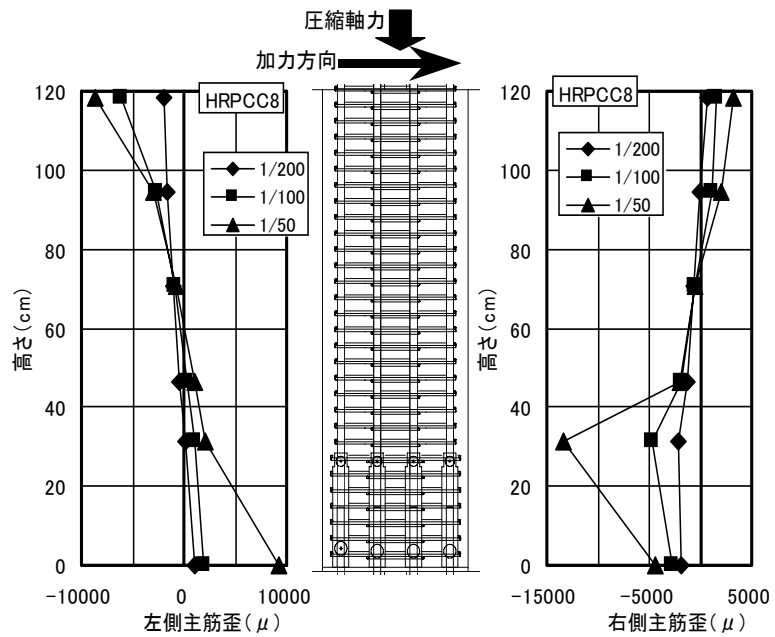


図 - 14 主筋の歪度分布

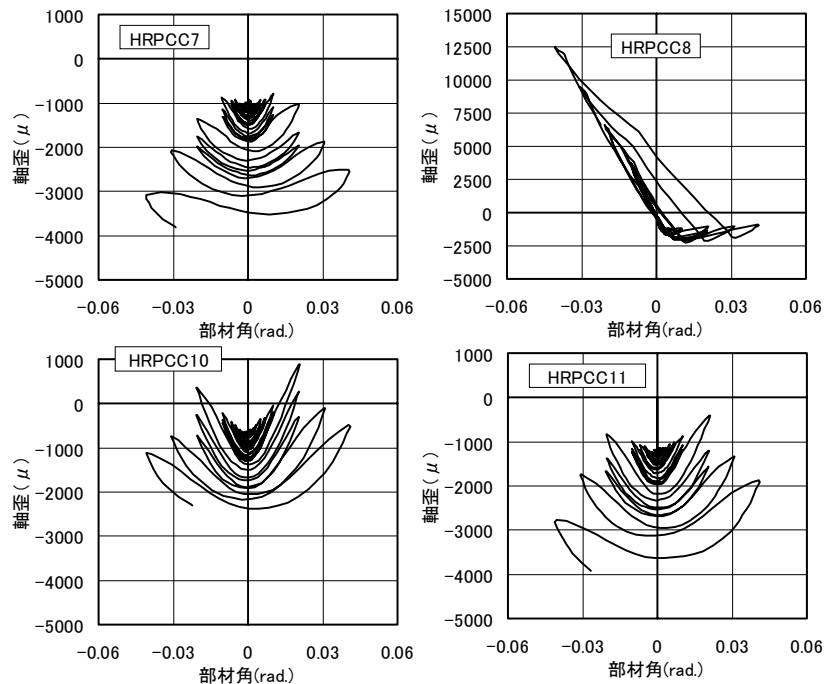


図 - 15 軸方向変形



### 3.8 まとめ

プレキャスト柱の実験から、以下のことが判明した。

- ①各試験体とも部材角 1/25 に至るまで 安定した良好な履歴性状を示し、軸力を保持した。
- ② Fc100 の試験体を除いて、断面分割法により実験の最大耐力の下限値を評価することができた。
- ③各試験体とも  $R_p=0.01$  ではせん断余裕度は 1.0 以下であったが、破壊モードは曲げ圧縮破壊であった。
- ④機械式継ぎ手部は圧縮剛性が高いため、継ぎ手直上部に圧縮歪が集中した。

## 4. 柱梁部分架構

### 4.1 試験体

下層階および最下層の柱梁部分架構試験体の一覧および試験体形状を表-9、図-16に示す。試験体は4体(HRPC18~20、HRPCT3)で、HRPC18~20が中柱梁架構、HRPCT3が外柱梁架構を対象とした縮尺約 1/2 の模型試験体である。

柱梁部分架構試験体は、いずれの試験体とも、柱、梁

のプレキャスト部、および現場施工部（柱梁接合部、梁上部、スラブ）のコンクリートをそれぞれ分離して打設した。柱主筋は柱脚部において無機グラウト継ぎ手を用いて接合し、梁主筋は柱梁接合部内の中央部に有機グラウト継ぎ手を用いて接合した。柱および柱梁接合部のコンクリート強度は HRPC18,19 が Fc80、HRPC20 が Fc54、HRPCT3 が Fc100 である。梁上部およびスラブは HRPC18,19,T3 が Fc60、HRPC20 が Fc54 であり、梁のプレキャスト部は HRPC18,19,T3 が Fc48、HRPC20 が Fc42 である。柱および梁の主筋は SD490、せん断補強筋は USD685 である。各試験体とも片側梁に柱面から梁せり離れた位置に開口部を設けた。HRPC18~20 には厚さ 150mm のスラブを設け、HRPCT3 には直交梁を片側に設けた。柱の反曲点間距離は、160cm、梁の反曲点間距離は、HRPC18,19,T3 が 275cm、HRPC20 が 237.5cm である。

材料試験結果を表-10に示す。

### 4.2 加力方法

柱梁部分架構は柱脚をピン支持、梁の支点をピンロー

表-9 試験体の一覧

試験体名	HRPC18	HRPC19	HRPC20	HRPCT3	
柱	B×D cm	56×49	49×48	46×49	42.5×42.5
	主筋	14-D22	16-D22	12-D22	22-D22
	Pg %	1.97	2.63	2.06	4.71
	帯筋	4-D6@50	4-D6@50	4-D6@50	4-D6@50
	Pw %	0.46	0.52	0.56	0.6
梁	B×D cm	32×45	38×42.5	32×42.5	32×40
	上一段筋	5-D22	6-D22	5-D22	5-D22
	上二段筋	2-D22	1-D22	1-D22	---
	Pt %	2.17	1.92	1.96	1.7
	下一段筋	5-D22	6-D22	5-D22	5-D22
	下二段筋	2-D22	1-D22	1-D22	---
	Pt %	2.17	1.92	1.96	1.70
接合部	帯筋	4-D6×4	4-D6×3	4-D6×3	4-D6×3
	Pw %	0.28	0.25	0.26	0.29
	肋筋	4-D6@50	4-D6@50	4-D6@38.5	4-D6@65
直交梁	B×D cm	---	---	---	30×40
	上一段筋	---	---	---	4-D22
	下一段筋	---	---	---	4-D22
	肋筋	---	---	---	4-D6@75
スラブ	厚さ cm	15	15	15	---
	縦筋	D6@100	D6@100	D6@100	---
	横筋	D6@100	D6@100	D6@100	---
軸力 kN	-4410	-3690	-2360	-4410~1960	
軸力比	-0.22	-0.2	-0.21	-0.23~0.55	

表-10 材料試験結果

コンクリート	部位	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	割線剛性 (N/mm <sup>2</sup> )	割裂強度 (N/mm <sup>2</sup> )
HRPC18	PCa柱	78.6	41100	4.60
	PCa梁	52.2	34200	3.71
	接合部	75.6	37100	4.78
	梁上端・スラブ	58.7	36600	4.36
HRPC19	PCa柱	81.2	40400	3.52
	PCa梁	55.8	34300	3.93
	接合部	81.6	40600	3.95
	梁上端・スラブ	59.4	37800	3.48
HRPC20	PCa柱	56.5	37400	3.48
	PCa梁	42.4	32500	2.94
	接合部	51.5	33500	3.19
	梁上端・スラブ	51.5	33500	3.19
HRPCT3	PCa柱	110.1	43500	4.50
	PCa梁	54.7	33800	4.15
	接合部	111.9	46500	4.94
	梁上端・スラブ	65.1	38500	3.19

鉄筋	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )
D22(SD490)	523	189000	740
D6*(USD685)	729	184000	840
D6(SD295A)	355	178200	517

※0.2%オフセット

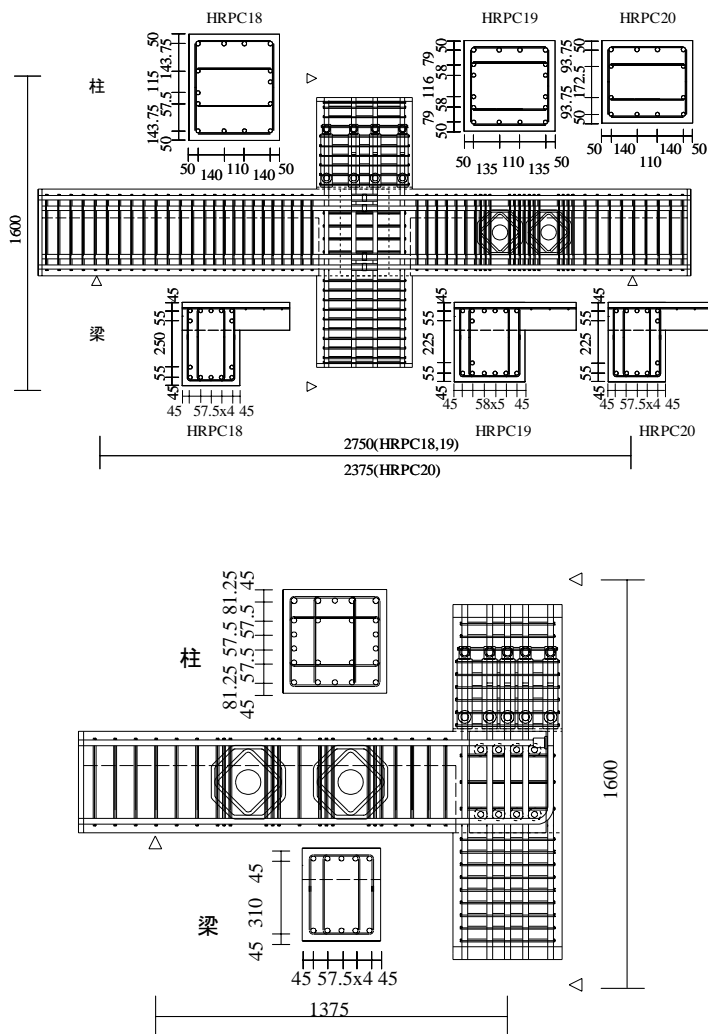


図-16 柱梁部分架構試験体形状

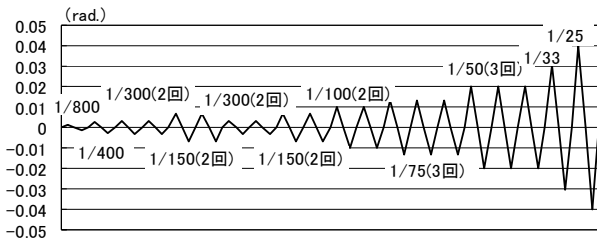


図 - 17 加力スケジュール

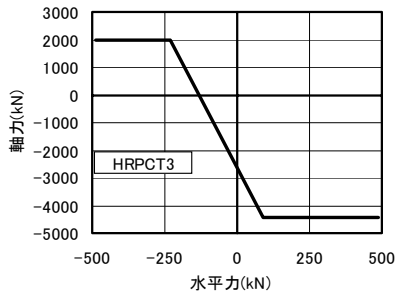


図 - 18 変動軸力

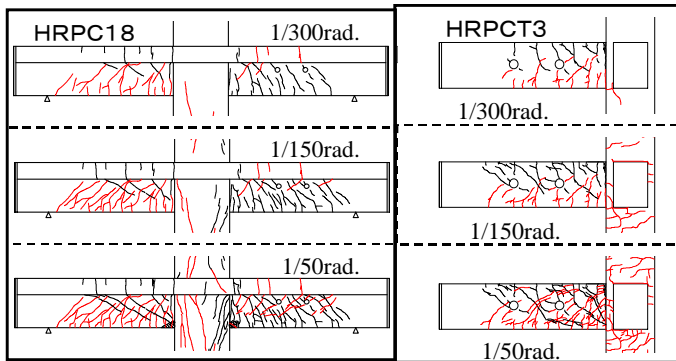


図 - 19 ひび割れ発生状況

ラー支持とし、柱に軸力を作用させ柱頭に正負繰り返し漸増加力を行った。加力スケジュールを図-17に示す。軸応力度としては柱梁接合部のコンクリート強度に対してHRPC18～20で約 $0.2\sigma_c$ の圧縮応力度を作用させた。HRPCT3は図-18に示すような軸力を水平力の1次関数とし、 $0.23\sigma_c \sim 0.55\sigma_y$ の範囲での変動軸力とした。

### 4.3 実験経過

柱梁部分架構試験体の変形角1/300,1/150,1/50におけるひび割れ発生状況、荷重－変形関係を図-19、20に示す。

各試験体ともほぼ同様のひび割れ発生状況を呈した。1/800で梁下面およびスラブ上面に曲げひび割れが発生し、1/100のサイクルで梁下端および梁上端が圧壊した。ただし、HRPCT3においては梁上端の圧壊は生じなかった。柱梁接合部には1/150でひび割れが発生したが、実験終了時においてもコンクリートの圧壊は発生しなかった。HRPCT3試験体の柱梁接合部にはひび割れの発生は確認されなかった。梁主筋の引張降伏時期は、下端において一段および二段筋とも1/100のサイクル、上端においてHRPC18～HRPC20が一段および二段筋とも1/75のサイク

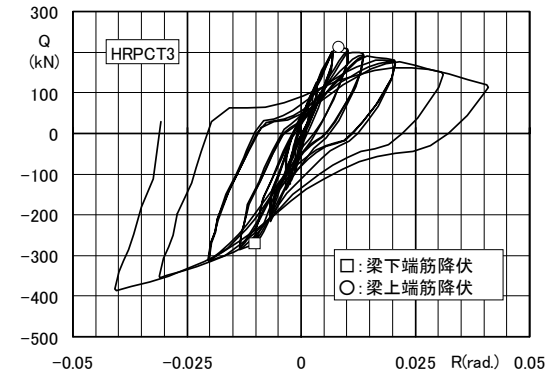
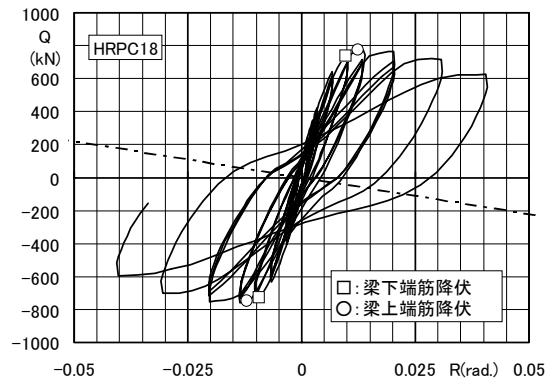


図 - 20 荷重－変形関係

表 - 11 実験値と計算値の比較

		HRPC18	HRPC19	HRPC20	HRPCT3	
梁主筋降伏強度	上端 kN	一段筋	442 (419)	443 (425)	426 (432)	290 (276)
		二段筋	466 (440)	446 (434)	426 (445)	---
	下端 kN	一段筋	478 (434)	449 (435)	458 (447)	281 (274)
		二段筋	492 (453)	472 (446)	484 (460)	---
梁圧壊強度*1	上端	492 (473)	454 (440)	473 ---	---	
	下端	492 (449)	470 (448)	484 ---	293 (281)	
最大耐力*2		775 (792)	751 (764)	653 (676)	209 (236) -391 (256)	

( )内は断面分割法による計算値  
 コアコンクリートをNewRCで提案された  
 コンファインドコンクリートとした。  
 \*1: 梁のせん断力 \*2: 柱のせん断力

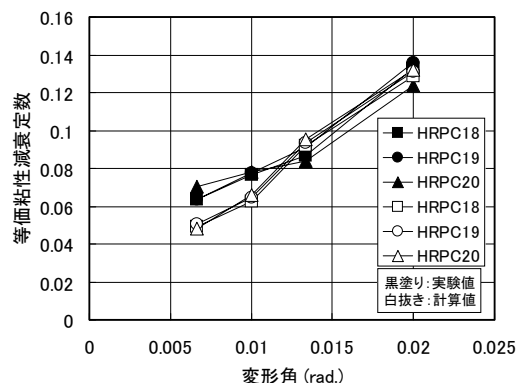


図 - 21 等価粘性減衰定数

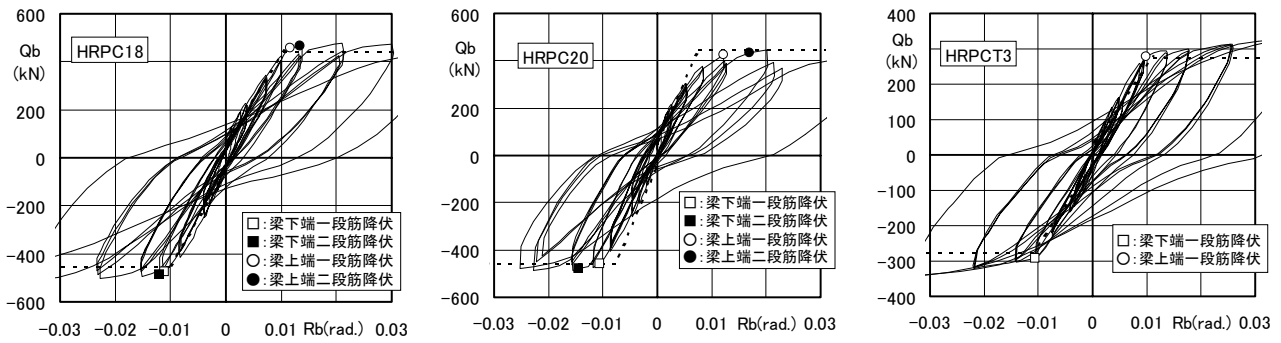


図 - 22 梁のせん断力-部材角関係

ル、HRPCT3は1/100のサイクルであった。HRPC18～HRPC20試験体とも梁の曲げ降伏によりメカニズムを形成し、1/25の変形角に至るまで耐力低下の少ない靱性に富む紡錘形の履歴性状を示した。HRPCT3試験体は変動軸力の影響で正負で異なる履歴性状を示したが、1/25の変形角に至るまで安定した履歴性状を示した。

#### 4.4 実験値と計算値の比較

諸強度に関する実験値と計算値の比較を表-11に示す。計算値はコンクリートのコンファインド効果を考慮して断面分割法により求めた。各試験体とも、梁主筋の曲げ降伏強度については実験値と計算値がほぼ一致した。HRPC20試験体の計算では圧壊が生じなかったが、実験では圧壊が確認された。最大耐力についてはHRPC18～20で実験値と計算値がほぼ一致した。HRPCT3では引張軸力時にP- $\delta$ 効果の影響で実験値が解析値を大きく上回った。

各変形角において2サイクル目の等価粘性減衰定数について実験値と計算値の比較を図-21に示す。計算において柱と梁を武田モデルとした。各試験体とも1/100までは実験値が計算値を上回り、1/75以降は実験値と計算値はほぼ一致した。1/50における等価粘性減衰定数は12～14%であった。

#### 4.5 梁部材の荷重-変形関係

HRPC18,20,T3試験体について、梁のせん断力と部材角の関係を図-22に示す。図中の計算値の第2折れ点は、断面分割法で二段筋が降伏した耐力と菅野式による剛性低下率( $\alpha_y$ )を用いた部材角である。本試験体は部分プレキャスト梁であるため、上端および下端引張時の剛性低下率( $\alpha_y$ )の計算において、それぞれ圧縮側コンクリートのヤング係数を用いた。HRPC18、T3の降伏位置については実験値と計算値は良く一致した。HRPC20の降伏部材角は実験値が計算値よりも大きかった。

#### 4.6 梁主筋の歪分布

HRPC18とHRPC20試験体について、各サイクルピーク時における梁上端および下端一段筋の歪分布を図-23に示す。両試験体とも変形角1/100で上端筋と下端筋が引張降伏した。両試験体とも引張降伏位置は柱面位置であった。上端筋の圧縮側の歪を比較するとHRPC20は

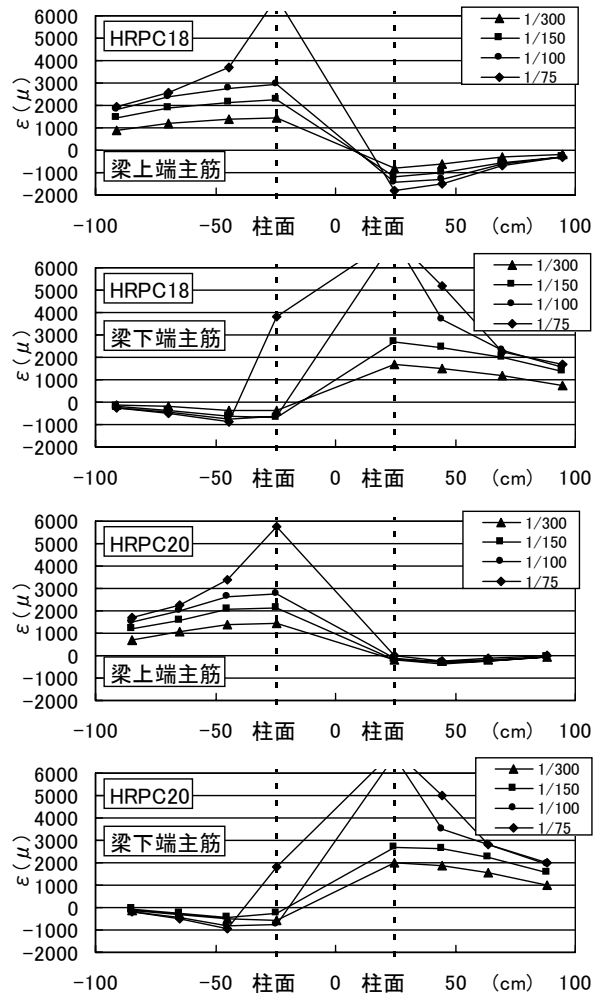


図 - 23 梁主筋の歪分布

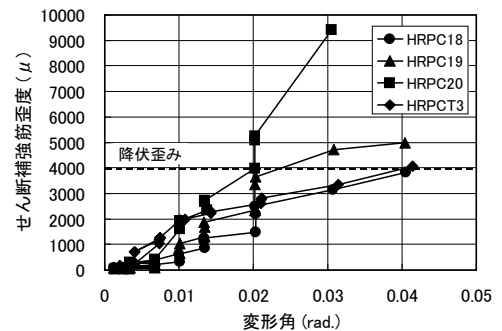


図 - 24 柱梁接合部内せん断補強筋の歪度

HRPC18に比べて圧縮歪が小さくなっており、接合部内で付着劣化を生じているものと考えられる。この影響で先に示した梁のせん断力と部材角の関係において、HRPC20の降伏部材角は実験値の方が計算値よりも大きくなったものと考えられる。

#### 4.7 接合部内せん断補強筋

各試験体について、柱梁接合部内中央部におけるせん断補強筋の歪度と変形角の関係を図-24に示す。HRPC18およびHRPCT3試験体は1/33においても降伏しなかった。HRPC19は1/33で、HRPC20は1/50で降伏した。

#### 4.8 接合部のせん断および付着余裕度

HRPC18,19,20試験体について接合部せん断強度の設計用せん断力に対する割合及び接合部付着強度の設計用付着応力度に対する割合を表-12に示す。せん断及び付着に対してHRPC20が最も厳しく、付着余裕度( $\tau_u/\tau_j$ )は1.0以下であった。これらは、先に示したようにHRPC20は柱梁接合部内梁主筋が付着劣化し、せん断補強筋の降伏が1/50と最も早かったことに適合している。

#### 4.9 まとめ

柱梁部分架構の実験を行い以下のことが判明した。

- ①各試験体とも梁の曲げ降伏によりメカニズムを形成し、1/25の変形角に至るまで耐力低下の少ない靱性に富む履歴性状を示した。
- ②梁主筋の曲げ降伏強度、梁コンクリートの圧壊強度および最大耐力は、コンクリートのコンファインド効果を考慮した断面分割法によって適切に評価することができた。
- ③柱梁接合部内で梁主筋が付着劣化しなかった梁部材の荷重変形関係の包絡線は、二段筋を考慮した降伏耐力と $\alpha_y$ を用いて適切に評価することができた。
- ④靱性保証型耐震設計指針式による柱梁接合部のせん断及び付着余裕度は実験結果によく適合した。

### 5. 制震柱

#### 5.1 試験体

制震柱試験体の概要を図-25～27に示す。制震柱は柱中央部の低降伏点鋼を用いた制震パネルと上下のRC部で構成されている。制震パネルのせん断板にはPL6(200×400)の低降伏点鋼(降伏強度235N/mm<sup>2</sup>級)を用い、横に2枚並べ、高さ方向の中間両面にリブ(PL6,SM490,幅50mm)を溶接した。低降伏点鋼せん断板はPL12,16のフランジ板(SM490)およびPL19のベース板(SM490)で囲まれている。RC部主筋端部の定着ナットと制震パネルベース板下面の頭付きスタッド( $\phi$ 19,長さ150)及びベース板にフレア溶接したU字筋(D25)により、制震パネルとRC部の一体化を図った。制震パネルとRC部の接合面近傍はコンクリートの拘束を高めるため帯筋を4-D16(SD295)とし、その他

表-12 柱梁接合部のせん断及び付着余裕度

	HRPC18	HRPC19	HRPC20
接合部せん断強度 $V_{ju}$ (kN)	3028	3093	2051
設計用せん断力 $V_j$ (kN)	2066	2077	1757
$V_{ju}/V_j$	1.47	1.49	1.17
接合部付着強度 $\tau_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	15.2	15.7	11.7
設計用付着応力度 $\tau_j$ (N/mm <sup>2</sup> )	11.7	12.0	11.7
$\tau_u/\tau_j$	1.29	1.31	0.99

鉄筋コンクリート造建築物の靱性保証型耐震設計指針式による  
 $V_{ju} = \kappa \phi F_{bj} D_j$   
 $V_j = T + T' - V_c$   
 $\tau_u = 0.7(1 + \sigma_o / \sigma_B) \sigma_B^{2/3}$   
 $\tau_j = (1 + \gamma) \sigma_{yu,db} / (4D)$

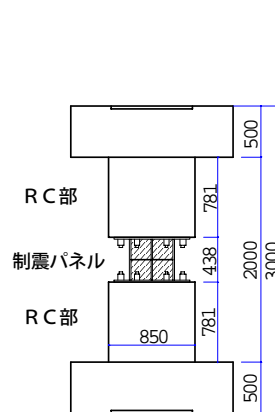


図-25 制震柱試験体 (Unit: mm)

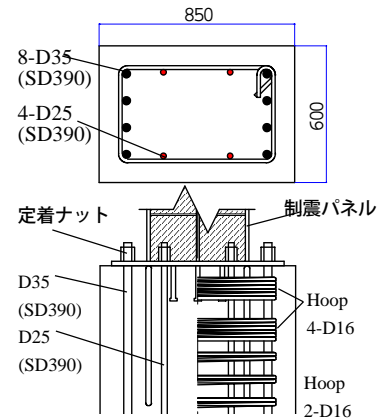


図-26 RC部詳細 (Unit: mm)

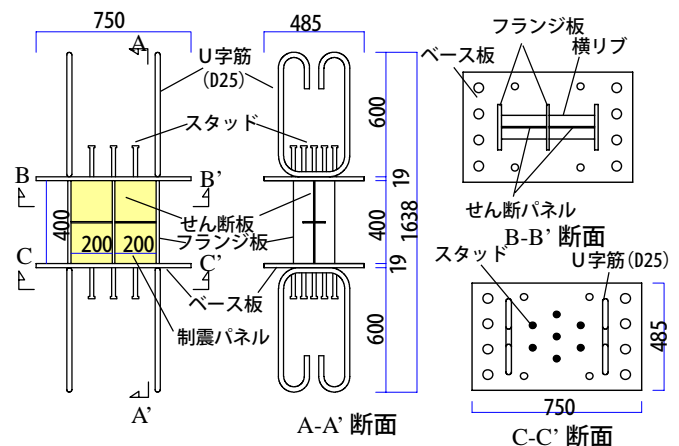


図-27 制震パネル詳細 (Unit: mm)

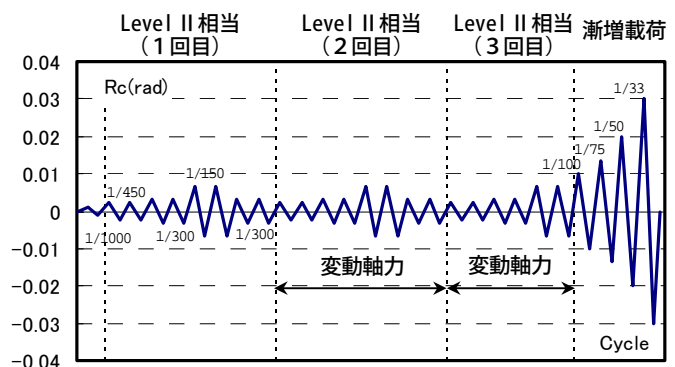


図-28 加力スケジュール

の部分は2-D16とした。材料試験結果を表-13に示す。

表-13 材料試験結果

鋼材				
使用部位	使用材料	ヤング係数 ( $\times 10^5$ N/mm <sup>2</sup> )	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )
せん断板	PL6(LYP235)	1.99	221	303
横リブ	PL6(SM490)	2.03	410	559
内フランジ板	PL12(SM490)	2.08	402	541
外フランジ板	PL16(SM490)	2.09	363	528
ベース板	PL19(SM490)	2.08	335	523
主筋	D35(SD390)	1.78	458	668
主筋	D25(SD390)	1.91	438	622
U字筋	D25(SD390)	1.80	432	606
帯筋	D16(SD295)	1.81	346	510

コンクリート				
使用部位	使用材料	割線剛性 ( $\times 10^6$ N/mm <sup>2</sup> )	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	割裂強度 (N/mm <sup>2</sup> )
RC部	Fc27	0.292	27.0	2.56

## 5.2 実験方法

水平加力は、逆対称载荷とした。加力スケジュールを図-28に示す。制震柱水平変形角(Rc)で1/1000を正負1回繰り返した後、レベルII相当の地震動を想定した1/450, 1/300, 1/150, 1/300の変形を各2回ずつ繰り返す一連の载荷を3回繰り返した後、正負交番繰り返す漸増载荷とした。レベルII相当の2回目および3回目载荷時に、柱水平せん断力(Qc)と(1)式の関係を持つ引張および圧縮変動軸力(Nc)を柱に加えた。

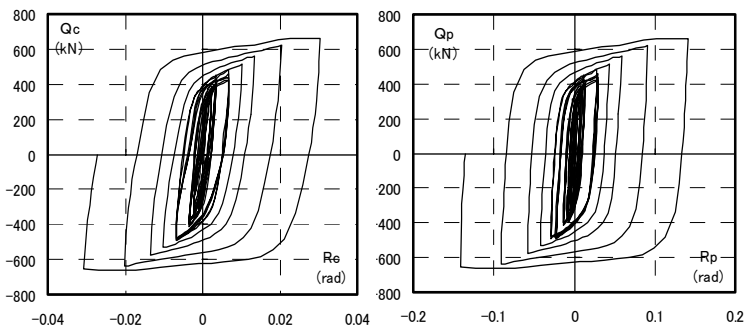
$$N_c = 785 \text{ (kN)} \quad (Q_c < -280 \text{ kN})$$

$$N_c = -27.46 Q_c \quad (-280 \text{ kN} \leq Q_c \leq 526 \text{ kN}) \quad (1)$$

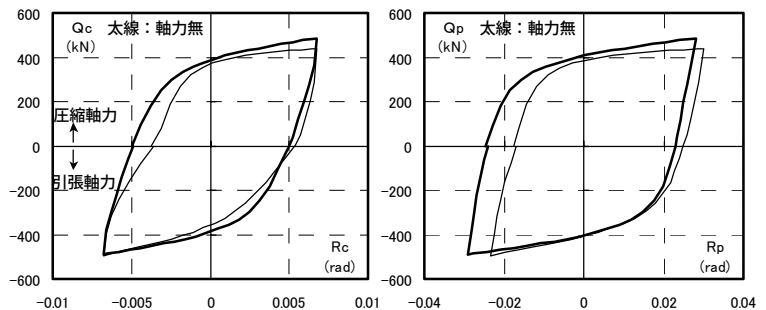
$$N_c = -1471 \text{ (kN)} \quad (Q_c > 526 \text{ kN})$$

## 5.3 履歴ループ

制震柱のせん断力(Qc)ー水平変形角(Rc)関係および制震パネルのせん断力(Qp)ーせん断変形角(Rp)関係を図-29に示す。制震柱および制震パネル共にレベルII相当の3回の繰り返してから漸増载荷に至るまで耐力を保持した。また、Rc=1/150時のQcーRc関係とQpーRp関係を、変動軸力の有無で比較して図-30に示す。変動軸力の履歴ループに及ぼす影響は、制震柱では引張変動軸力側での载荷および除荷時において剛性低下がみられ、制震パネルでは作用軸力の水平変形に及ぼす影響で圧縮変動軸力時にはピークの変形が増大し、引張変動軸力時には減少した。これらの履歴ループにおける差異を履歴吸収エネルギーで比較すると、制震柱および制震パネルともに本実験で想定した変動軸力の影響(主に引張側)や繰り返し载荷によるRC部のひび割れ等の影響により1割程度のエネルギー吸収量の低下が生じた。



(1) Qc-Rc 関係 (制震柱) (2) Qp-Rp 関係 (制震パネル)  
図-29 せん断力ーせん断変形角関係



(1) 制震柱 (2) 制震パネル  
図-30 せん断力ーせん断変形角関係 (Rc=1/150時)

## 5.4 損傷状況

実験終了時のひび割れ発生状況を図-31に示す。レベルII 1回目の加力でRC部中央に曲げひび割れが発生した。Rc=1/150で最大ひび割れ幅は0.08mm程度であったが、残留ひび割れ幅はすべての場所で0.04mm以下となった。レベルII 2回目の加力で、引張軸力時に曲げせん断ひび割れが発生した。レベルII 3回目及び漸増载荷時は、若干ひび割れが進展した程度であり、最大耐力時のひび割れ幅は0.2mm程度、残留ひび割れ幅は最大0.04mm程度と小さく、RC部の損傷は非常に軽微なものであった。制震パネルせん断板はレベルII 1回目Rc=1/450で降伏したが、レベルII相当の3回の繰り返す加力を終えても面外変形等は発生しなかった。漸増载荷時Rc=1/75でせん断板に面外変形が発生し、以降徐々に大きくなったが、Rc=1/33 (Rp=1/7)でも制震パネルに亀裂等は見られず、耐力低下も生じなかった。

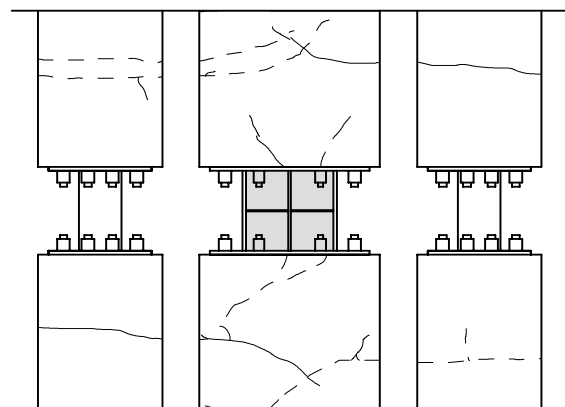


図-31 ひび割れ発生状況

## 5.5 鉄筋等のひずみ

各加力段階におけるひずみの最大値を表 - 14 に示す。変動軸力時の最大ひずみは引張側で発生した。また、実験終了時まですべての鉄筋は降伏に至らなかった。

## 5.6 まとめ

制震柱の実験を行い、以下のことが判明した。

- ①制震柱はレベルII相当の3回の繰り返しから漸増载荷に至るまで、RC部、制震パネル及びRC部と制震パネルの接合部の損傷は非常に軽微である。
- ②制震柱に変動軸力（主に引張軸力）が作用するような平面配置を計画する場合、軸力の大きさによっては軸力が作用しない場合に比べて履歴吸収エネルギー量がやや低下する可能性がある。

### 【参考文献】

- 1) 稲永他：超高強度材料を用いた鉄筋コンクリート造柱部材に関する実験研究（その3、4）、日本建築学会大会学術講演梗概集2000.9
- 2) 山内他：プレキャスト鉄筋コンクリート造柱部材に関する実験研究（その1、2）、日本建築学会大会学術講演梗概集1994.9
- 3) 平成4年度「構造性能分科会報告書」（財）国土開発技術研究センター
- 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（案）・同解説、1997年
- 5) 山内他「低降伏点鋼を用いた制震部材に関する実験研究（その1）～（その4）」：日本建築学会大会学術講演梗概集（九州）、1998年9月
- 6) 岡本他「低降伏点鋼を用いた制震部材に関する実験研究（その5）～（その6）」：日本建築学会大会学術講演梗概集（広島）、1998年9月
- 7) 和泉他「低降伏点鋼パネルを組み込んだRC柱の耐震性能に関する実験的研究」：コンクリート工学年次論文集Vol.22、2000年6月

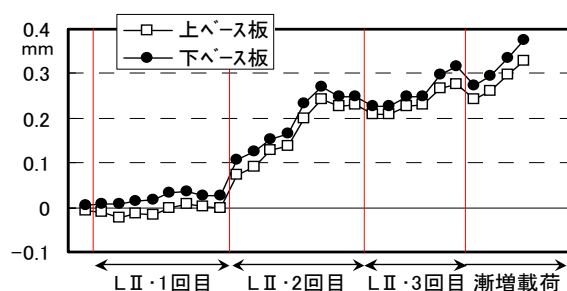


図 - 32 制震パネルとRC部のずれ変形

表 - 14 最大ひずみ（単位： $\mu$ ）

部位	L2・1回目 (変動軸力無)	L2・2回目 (変動軸力有)	L2・3回目 (変動軸力有)	漸増载荷
主筋	+971	+1366	+1379	+1361
U字筋	+260	+761	+774	+497
スタッド	+175	+516	+441	+172
帯筋	+42	+521	+563	+487