

超高強度コンクリートを用いたRC柱の開発

- 圧縮実験と水平加力実験 -

小坂 英生・今井 和正・渡辺 英義・小室 努^{*1}・是永 健好・川端 一三

Keywords : high strength concrete, reinforced concrete column, confining effect, stress-strain relationship, high axial load, deformation capacity

高強度コンクリート, RC柱, 拘束効果, 応力 - ひずみ関係, 高軸力, 変形性能

1. はじめに

鉄筋コンクリート(以下、RCと称す)造建物の高層化、大スパン化に対応するための技術として、当社は圧縮強度が100N/mm²を超える超高強度コンクリートを用いたRC柱の開発を行っている。その一環として、これまでに150N/mm²級のコンクリートを用いた柱の曲げせん断実験を行い、優れた耐震性能を確認している¹⁾。これに引き続き、圧縮性状および地震時高軸力下の耐震性状に関するより詳細なデータを取得する目的で構造実験を行った。2章では圧縮実験の結果得られた拘束コンクリートの応力 - ひずみ関係について述べ、3章では曲げせん断実験で得られた高軸力下の性状について報告する。

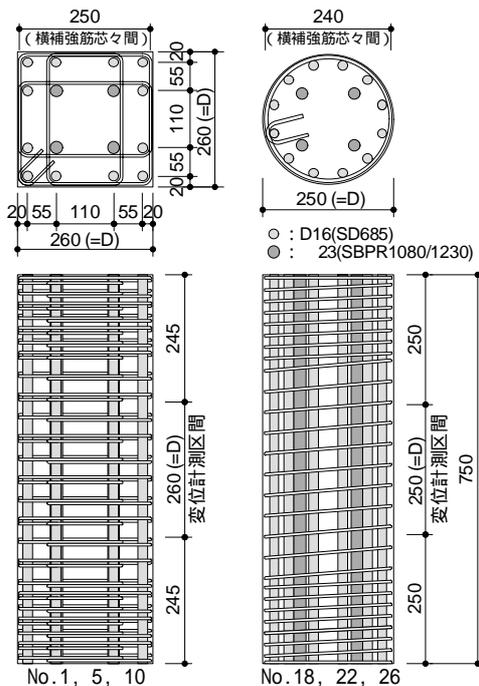


図-1 試験体形状
Specimen

2. 圧縮実験

2.1 実験概要

試験体は表-1および図-1に示すように正方形断面と円形断面とし、主筋にSD685を、横補強筋に異形PC鋼棒を用いた。コンクリートの目標強度を100、150、180N/mm²の3水準として、それぞれにつき横補強筋の量を変数とした。これらは全てかぶりのない形状となっている。無補

表-1 試験体一覧

List of Specimen

試験体番号	断面形状	目標強度 N/mm ²	p _w %	s %	横補強筋	
No.1	正方形 260×260 (想定かぶりを含む断面: 300×300)	100	0.7	2.0	U5.1 - ④ - @40	
No.2			1.0	2.9	U5.1 - ④ - @27	
No.3					U6.4 - ④ - @40	
No.4		150	1.5	4.4	U6.4 - ④ - @27	
No.5				0.7	2.0	U5.1 - ④ - @40
No.6				1.0	2.9	U5.1 - ④ - @27
No.7					U6.4 - ④ - @40	
No.8			1.5	4.4		U6.4 - ④ - @27
No.9*						
No.10		180	0.7	2.0	U5.1 - ④ - @40	
No.11				1.0	2.9	U5.1 - ④ - @27
No.12						U6.4 - ④ - @40
No.13			1.5	4.4	U6.4 - ④ - @27	
No.14*						
No.15	100					
No.16*	150	1.0	2.9	U5.1 - ④ - @27		
No.17*	180					
No.18	円形 250 (想定かぶりを含む断面: 290)	100	0.3	0.8	U5.1 - - @40	
No.19			0.5	1.2	U5.1 - - @27	
No.20					U6.4 - - @40	
No.21		0.7	1.8		U6.4 - - @27	
No.22						
No.23		150	0.3	0.8	U5.1 - - @40	
No.24				0.5	1.2	U5.1 - - @27
No.25						U6.4 - - @40
No.26		180	0.7	1.8	U6.4 - - @27	
No.27						
No.28			0.3	0.8	U5.1 - - @40	
No.29	0.5				1.2	U5.1 - - @27
No.29				U6.4 - - @40		
PL100	円形 150	100				
PL150		150	0	0		
PL180		180				

主筋 No.1 - 14 : 12-D16(SD685) (p_g=2.65%) , 4- 23PC鋼棒
 No.15 - 17 : 16-D16(SD685) (p_g=3.54%)
 No.18 - 29 : 12-D16(SD685) (p_g=3.62%) , 4- 23PC鋼棒
 p_g : 想定かぶりを含む断面で求めた主筋比
 横補強筋 p_w : 想定かぶりを含む断面で求めた横補強筋比
 s : コア断面で求めた体積比
 載荷方法 *印: 繰り返し載荷, 無印: 単調載荷

* 1 設計本部

強コンクリートの性状はφ150×H300のシリンダー試験体(PL100、PL150、PL180)により把握する計画とした。

コンクリートの調合を表-2に示す。粗骨材は最大粒径20mmの砕石を用いた。目標強度180N/mm²の試験体には打設後に高温養生を施した。コンクリートおよび鉄筋の試験結果を表-3に示す。

加力は、当社所有の20MN圧縮試験機を用いて、試験体上下の載荷板間の相対変位を制御することにより行った。変位は高さ中央の1D(D:試験体のせいまたは直径)区間について計測した。無補強試験体の加力では、急激な耐力低下によって加力が続行不能となるのを防ぐ目的で、試験体周囲に配置したPC鋼棒(6-φ40)に荷重の大部分を負担させるよう計画した。これと同じ目的で、No.1~14およびNo.18~29の断面中心部にPC鋼棒(4-φ23)を配置した。

2.2 実験結果

実験で得られたコンクリートの軸方向応力σ_cとひずみε_cの関係を図-2に示す。図の印は文献3)の定義による曲げ圧縮限界時(矩形ストレスブロック係数k₁,k₃が最大となるとき)を、印は横補強筋の降伏時をそれぞれ示している。

コアコンクリート試験体の破壊過程は全試験体でほぼ共通しており、(a) σ_cの増加過程で表面コンクリートが剥落、(b) σ_cが最大値に到達、(c) σ_cが減少に転じた後に横補強筋が降伏し、(d) 横補強筋が破断して耐力を失った。

いずれのコンクリートを用いた試験体についても、無補強試験体では最大応力後に急激に応力低下したのに対し、横補強筋で拘束した試験体では応力低下が緩和されており、超高強度コンクリートであっても横補強筋(異形PC鋼棒)の拘束によって圧縮靱性の改善が期待できることを示している。また、横補強筋量が多い試験体ほど最大応力が高く、下降勾配が緩やかになるとともに曲げ圧縮限界ひずみが大きくなり、横補強筋の降伏、破断が

表-2 コンクリートの調合
Mix Design of Concrete

調合	目標強度 (N/mm ²)	水結合材 比 (%)	結合材 ¹ (kg/m ³)	水 (kg/m ³)	粗骨材 ² (kg/m ³)	細骨材 ³ (kg/m ³)
	100	33.0	485	160	871	863
	150,180	15.0	1000	150	871	463

*1 普通ポルトランドセメント:スラグ石膏:シリカf-H=7:2:1(質量比)
*2 安山岩系砕石 *3 安山岩系細砂

表-3 使用材料の試験結果
Test Results of Materials

a) コンクリート

目標強度 (N/mm ²)	圧縮強度 (N/mm ²)	割裂強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)	ポアソン比
100	100	5.6	42.7	0.25
150	144	7.5	47.1	0.24
180	176	7.3	53.9	0.25

b) 鉄筋

	降伏点 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)	伸び (%)
D16 (SD685)	730	944	191	9.6
U5.1 ^{*1}	1515	1515	202	8.6
U6.4 ^{*1}	1440	1498	205	8.1
23 ^{*2}	1219	1338	207	11.2

*1: SBPD1275/1420, *2: SBPR1080/1230

遅くなる傾向がある。

ここでは図示しないが、コンクリート強度、断面形状、繰り返し載荷の各々の影響についても実験的に把握している(文献2)参照)。

2.3 応力 - ひずみ関係のモデル化

圧縮強度100N/mm²程度までを対象とした応力 - ひずみ関係のモデルとして、これまでにNew RCモデル⁴⁾、六車・渡邊モデル⁵⁾⁶⁾などが提案されているが、これらのモデルでは本実験の結果を適切に評価できないことが判明した。本報では超高強度コンクリートに適用するための変更が容易な六車・渡邊モデル⁵⁾⁶⁾を基本として、その特性値を再設定することによりモデルを構築することとした。ここではその概要を述べる(詳細は文献3)参照)。

六車・渡邊モデル⁵⁾⁶⁾における応力 - ひずみ関係を図-3に

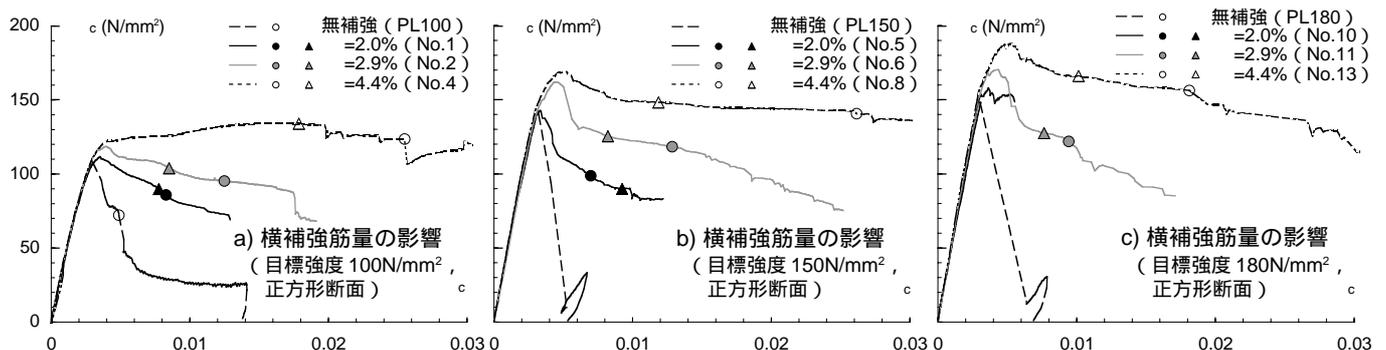


図-2 コンクリートの応力 ひずみ関係(実験結果)
Stress-Strain Relationship of Concrete (Test Results)

○: 曲げ圧縮限界時
●: 横補強筋降伏時

示す。点Bと点Dは、それぞれ無補強コンクリートと拘束コンクリートの曲げ圧縮限界ひずみに対応している。

無補強コンクリート(OAB間)については、六車・渡邊モデル⁵⁾と実験結果の整合が良好であったため、これと同じモデルを用いる。同モデルでは、拘束効果を表す係数 C_c を用いて、最大応力時の応力 σ_{cm} 、ひずみ ϵ_{cm} と曲げ圧縮限界時のひずみ ϵ_{cu} を与えている。曲げ圧縮限界時の応力 σ_{cu} は曲げ圧縮限界の定義により導かれる。

$$C_c = \rho_s \frac{\sqrt{f_y}}{f'_c} \left(1 - 0.5 \frac{s}{W} \right) \quad (1)$$

ρ_s, f_y : 横補強筋の体積比、降伏点(kgf/cm²)

f'_c : コンクリート圧縮強度(kgf/cm²)

s : 横補強筋の間隔(cm)、 W : コア断面最小寸法(cm)

本実験で得られたこれらの特性値と C_c の関係は図-4に示すとおりで、式(2)~式(9)に示す関係式が得られた。

正方形断面 :

$$\sigma_{cm} = (1 + 49C_c)f'_c \quad (2)$$

$$\epsilon_{cm} = (1 + 179C_c)\epsilon_m \quad (3)$$

$$\begin{cases} \epsilon_{cu} = \epsilon_u & (C_c < 0.0013) \\ \epsilon_{cu} = (-1.44 + 1890C_c)\epsilon_u & (C_c \geq 0.0013) \end{cases} \quad (4)$$

$$\epsilon_{cu} = (-1.44 + 1890C_c)\epsilon_u \quad (5)$$

円形断面 :

$$\sigma_{cm} = (1 + 75C_c)f'_c \quad (6)$$

$$\epsilon_{cm} = (1 + 250C_c)\epsilon_m \quad (7)$$

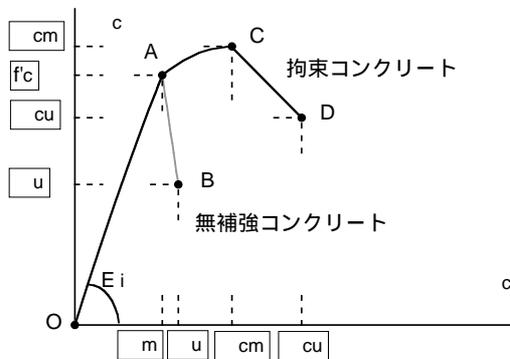
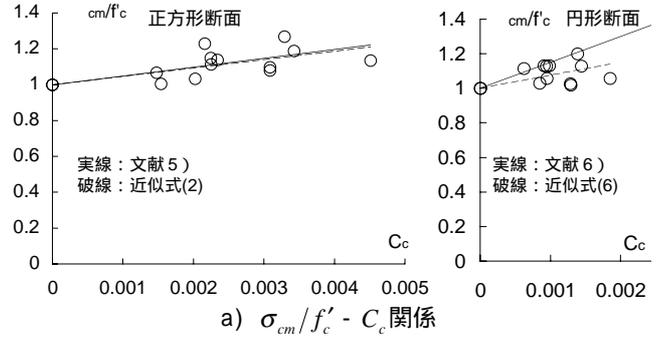


図-3 モデル化応力 - ひずみ関係⁵⁾
Stress-Strain Relationship⁵⁾

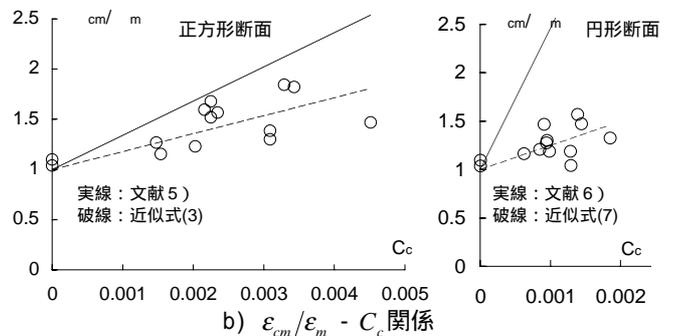
$$\begin{cases} \epsilon_{cu} = \epsilon_u & (C_c < 0.00041) \\ \epsilon_{cu} = (0.401 + 1460C_c)\epsilon_u & (C_c \geq 0.00041) \end{cases} \quad (8)$$

(記号は図-3参照)

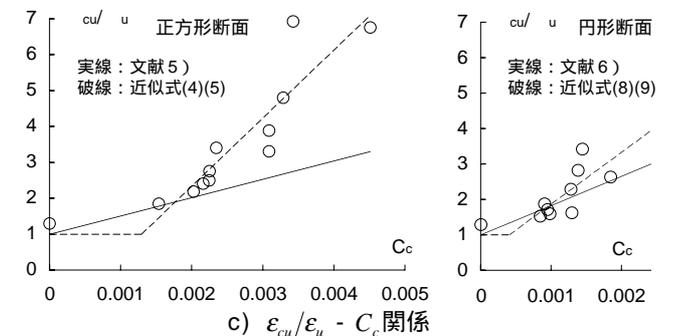
式(2)~式(9)から得られる σ_{cm} 、 ϵ_{cm} および ϵ_{cu} を用いて計算した応力 - ひずみ関係を図-5に示す。図の印は、曲げ圧縮限界時を示している。本モデルは実験で得られた傾向を定量的に評価できている。



a) $\sigma_{cm}/f'_c - C_c$ 関係



b) $\epsilon_{cm}/\epsilon_m - C_c$ 関係



c) $\epsilon_{cu}/\epsilon_u - C_c$ 関係

図-4 拘束コンクリートの特性値
Factors of Confined Concrete

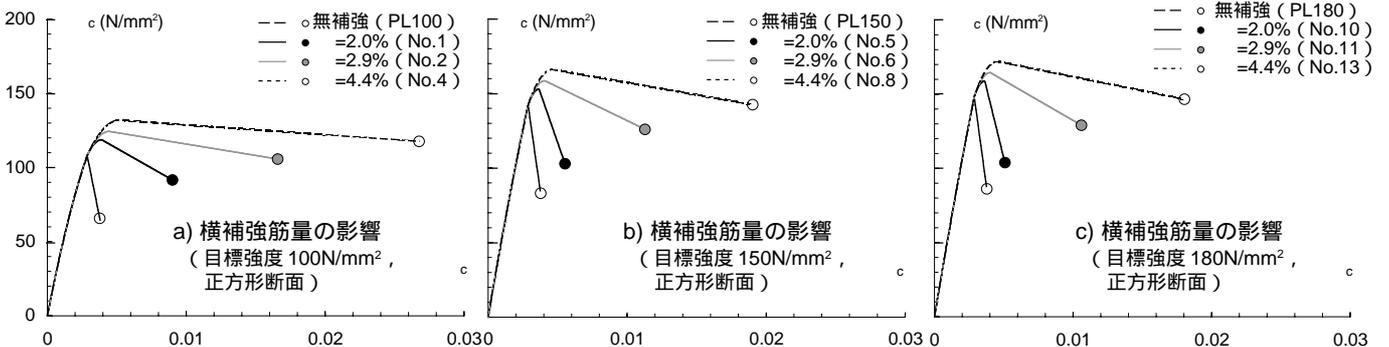


図-5 コンクリートの応力 ひずみ関係 (計算結果)
Stress-Strain Relationship of Concrete (Calculated Results)

： 曲げ圧縮限界時

3. 曲げせん断実験

3.1 実験概要

試験体一覧を表-4に、試験区間断面を図-6に示す。試験体は、断面 $b \times D=250 \times 250\text{mm}$ 、せん断スパン比 $M/QD=1.5$ を共通とした6体である。実験パラメータは軸力比とし、一定軸力および変動軸力とした。

長期軸力（軸力比 $=N/bD \sigma_B=0.33$ ）相当が作用する中柱を想定した基準試験体150-8に対して、150-9および150-10は、それぞれ軸力比を0.40、0.50とした一定軸力の試験体である。150-11、150-12および150-13は、最大圧縮軸力比をそれぞれ0.50、0.60、0.70とし、最大引張軸力を全主筋引張降伏時軸力の0.7倍とした変動軸力の試験体である。

加力方法を図-7に、変動軸力の載荷履歴を図-8に示す。変動軸力試験体では、作用軸力が水平せん断力に追従するように設定した。加力は水平力を変位制御で正負繰り返しに作用させ、部材角 $\pm 1/500$ を1回、 $\pm 1/200$ 、 $\pm 1/100$ 、 $\pm 1/50$ をそれぞれ3回、 $\pm 1/25$ を2回とした。

コンクリートの調合は前述の表-2中の調合 に示している。コンクリートの圧縮試験結果を表-5に示す。150-8~12は夏季に、150-13は冬季に打設したため、圧縮強度が多少異なっている。150-8~12の圧縮強度は、実験期間中に行った3回の材料試験結果の平均値である。主筋にはD13およびD16のSD685を、横補強筋には異形PC鋼棒（SBPD1275/1420）を使用した。鉄筋の材料特性を表-6に示す。

表-4 試験体一覧
List of Specimens

試験体	主筋比 pg (%)	圧縮強度 $\sigma_B(\text{N/mm}^2)$	横補強筋比 pw (%)	軸力比 η^{*1}
150-8	3.71 (12-D13 4-D16)	173	0.98	0.33
150-9				0.40
150-10				0.50
150-11				$\eta^{-*2} \sim 0.50$
150-12				$\eta^{-*2} \sim 0.60$
150-13				$\eta^{-*2} \sim 0.70$
		154	1.30	

*1 150-8~12は $F_c=170$ 、150-13は $F_c=145$ として計算

*2 $\eta = 0.70 \eta_t N_u / bD \sigma_B$, $\eta_t N_u = bD \sigma_y p_g$ (σ_y :主筋の降伏強度)

表-5 コンクリート圧縮試験結果
Test Results of Concrete

試験体	圧縮強度 (N/mm^2)	ヤング係数 (kN/mm^2)	ポアソン比
150-8~12	173	48.7	0.24
150-13	154	43.6	0.25

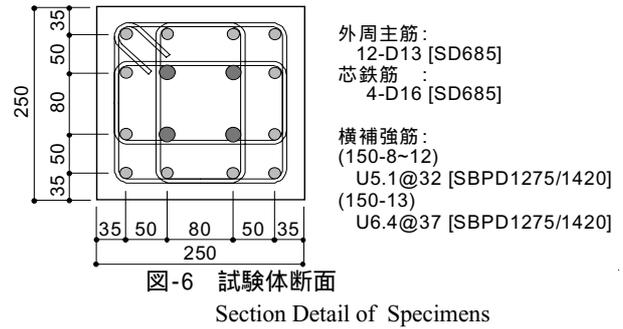


図-6 試験体断面
Section Detail of Specimens

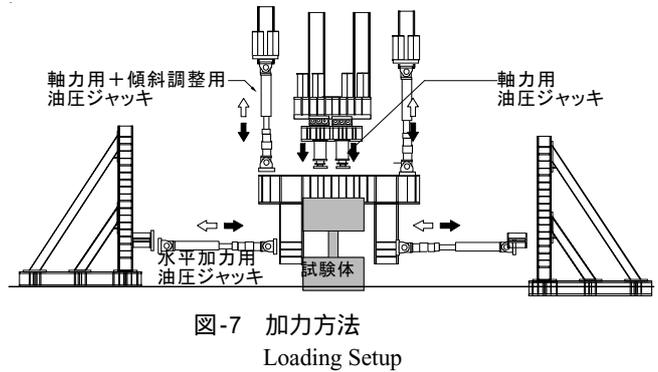


図-7 加力方法
Loading Setup

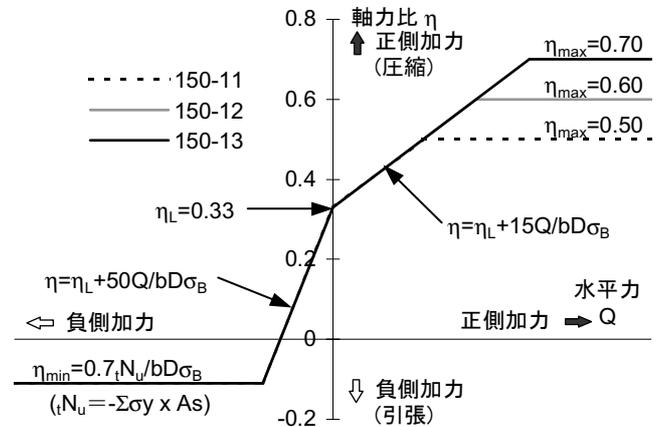


図-8 軸力載荷履歴
Shear Force - Axial Load Relations

表-6 鉄筋の材料特性
Mechanical Properties of Steel Reinforcement

鉄筋	降伏点 (N/mm^2)	引張強さ (N/mm^2)	ヤング係数 (kN/mm^2)	破断伸び (%)
D13	724	944	196	11.0
D16	730	944	191	9.6
U5.1	1455	1477	199	9.2
U6.4	1460	1482	206	8.4

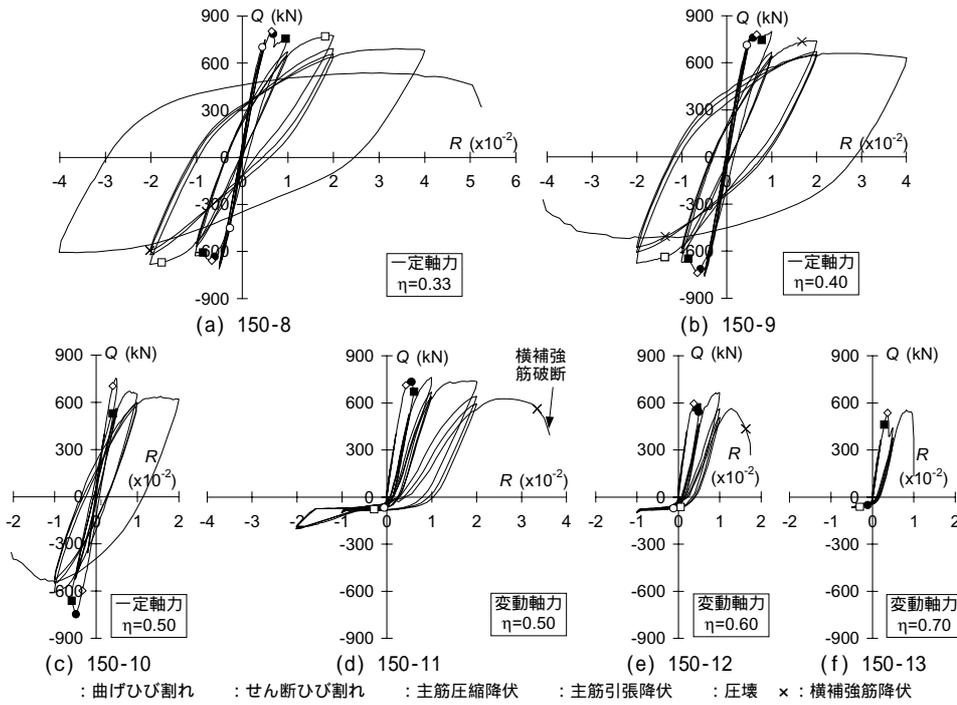


図-9 せん断力-部材角関係 (P - 効果考慮)
Shear Force - Drift Angle Relationships

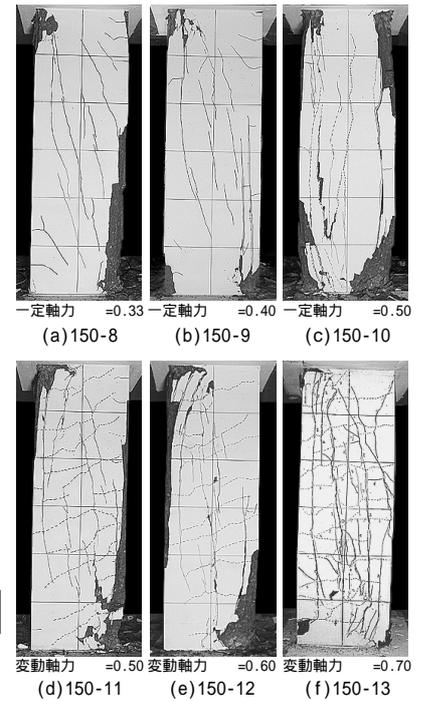


写真-1 ひび割れ発生状況
Crack Patterns

3.2 実験結果

3.2.1 実験結果概要

P - 効果を考慮したせん断力Q - 部材角R関係を図-9に、各試験体のR=1/100ピーク時のひび割れ発生状況を写真-1に示す。

写真-1よりR= 1/100ピーク時では、全ての試験体においてせん断ひび割れと材端部かぶりコンクリートの圧壊が発生している。また、変動軸力の試験体では、引張軸力による影響で輪切り状のひび割れが発生している。各試験体を比較すると、軸力比が大きいほどせん断ひび割れが縦方向に発生する傾向がみられた。

各試験体の実験状況を以下に示す。

(1) 150-8 (一定軸力 =0.33)

R=1/500ではひび割れは観察されず、R=1/200の加力中に曲げひび割れが発生した。R=1/200のピーク時のせん断応力度 (Q/bD) は12N/mm²と非常に大きいレベルであるにもかかわらず、せん断ひび割れは発生しなかった。R=1/100の加力中にかぶりコンクリートの圧壊とせん断ひび割れが発生し、耐力低下とほぼ同時に圧縮側主筋が降伏した。その後は、R=1/25の1回目の加力までエネルギー吸収能力の高い安定した履歴性状を示し、R=1/25の正側2回目加力中に軸方向ひずみが増大したためそのまま押し切りとした。R=1/20で耐力が低下し、軸力保持能力を喪失したため実験を終了した。

(2) 150-9 (一定軸力 =0.40)

150-8とほぼ同様の破壊経過となったが、R=1/25の負側

1回目ピーク時に軸方向ひずみが大きく進展し、耐力低下が顕著となったため実験を終了した。

(3) 150-10 (一定軸力 =0.50)

R=1/500ではひび割れは観察されず、R=1/200の負側1回目ピーク時にかぶりコンクリートが圧壊し、耐力低下とほぼ同時に圧縮側主筋が降伏した。R=1/50の負側1回目ピーク時に軸方向ひずみが増大したため実験を終了した。

(4) 150-11 (変動軸力 =0.50)

R=1/500の正側ではひび割れは観察されなかったが、負側では早期に曲げせん断ひび割れが発生した。R=1/200の正側加力では150-10と同様、ピーク時にかぶりコンクリートの圧壊、せん断ひび割れ、圧縮側主筋の降伏が発生した。負側の加力では引張軸力の影響による輪切り状のひび割れが発生した。R=1/50の3回目加力まで安定した履歴性状を示したが、R=1/25の正側1回目加力中に耐力が低下し、横補強筋が破断して軸力を保持できなくなり実験を終了した。

(5) 150-12 (変動軸力 =0.60)

R=1/100までは150-11とほぼ同様の破壊経過であったが、R=1/50の正側1回目加力中に耐力が著しく低下し、軸力保持能力を喪失したため実験を終了した。

(6) 150-13 (変動軸力 =0.70)

R=1/500の負側1回目でせん断ひび割れが発生し、R=1/200の正側1回目でかぶりコンクリートの圧壊が生じた。曲げひび割れと正側のせん断ひび割れは観察されなかった。R=1/100の正側1回目で縦ひび割れが広範囲に発生

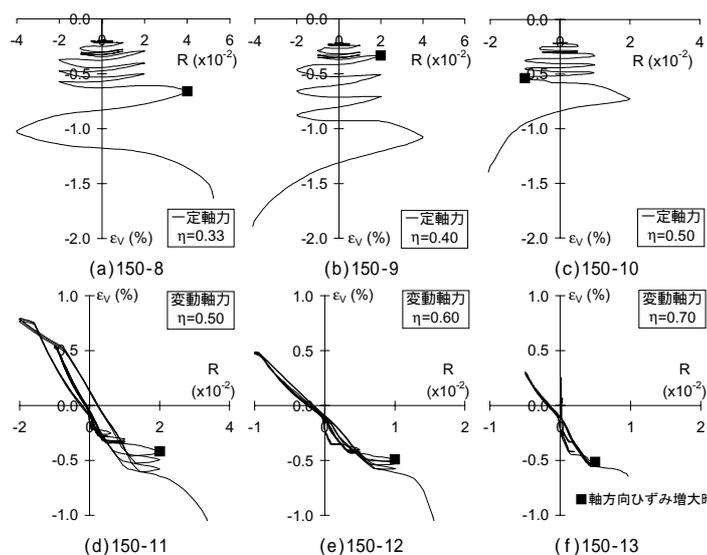


図-10 軸方向ひずみ - 部材角関係
Vertical Strain - Drift Angle Relationships

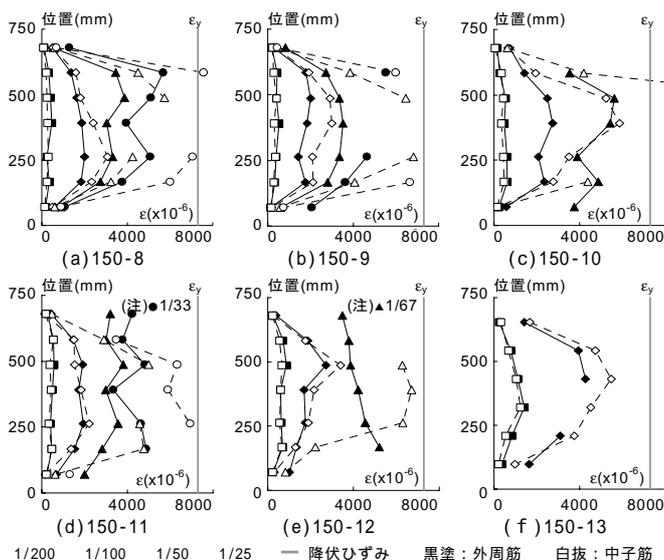


図-11 横補強筋のひずみ分布
Strain Distributions of Lateral Reinforcement

し、軸力を保持できなくなり実験を終了した。

3.2.2 軸方向ひずみ

各試験体の軸方向ひずみ - 部材角関係を図-10に示す。軸方向ひずみは柱芯位置の上下スタブ間で測定した変位を試験区間高さで除したものである。なお、図の印は3.3.3節にて後述する軸方向ひずみ増大時を示している。一定軸力の基準試験体150-8と比較して、150-9、150-10と軸力比が大きくなるほど同一変形時の軸方向ひずみは増大しており、変動軸力の試験体においても同様の傾向がみられた。また、軸力比が大きいほど、実験終了時あるいは軸力保持限界時の軸方向ひずみは小さくなる傾向にあった。150-10（一定軸力： $\eta=0.50$ ）と比較して、150-11（変動軸力： $\max=0.50$ ）の同一変形時の軸方向ひずみは小さい。

3.2.3 横補強筋のひずみ

試験区間内の横補強筋ひずみ分布（正側1回目加力ピーク時）を図-11に示す。いずれの試験体ともせん断ひび割れ発生以降、中子筋のひずみが外周筋よりも大きくなっており、その傾向は部材中央部で特に顕著であった。一定軸力、変動軸力によらず、軸力比が大きいほど同一変形時の横補強筋ひずみは大きくなっている。150-10（一定軸力： $\eta=0.50$ ）と比較して、150-11（変動軸力： $\max=0.50$ ）の同一変形時の横補強筋ひずみは小さくなっている。

大きな軸力が作用する変動軸力試験体は、材端部の外周筋のひずみが増大する傾向にある。150-13を除く5体の試

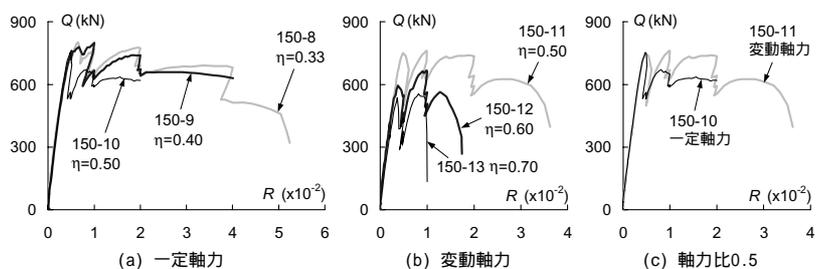


図-12 せん断力 - 部材角関係の包絡線
Shear Force - Drift Angle Envelopes

験体では、実験終了時に横補強筋はほぼ降伏ひずみに達していたが、150-13では降伏ひずみに達していなかった。

3.3 実験結果の検討

3.3.1 包絡線の比較

P - 効果を考慮したせん断力 - 部材角関係の包絡線を実験因子毎に比較して図-12に示す。

図-12(a)には一定軸力試験体の比較を示しているが、軸力比が大きいほど変形能力は劣る傾向にある。150-8と150-9の最大耐力はほぼ同じであったが、150-10の最大耐力は150-8、9と比較して6%程度低くなっている。図-12(b)には変動軸力試験体の比較を示しているが、変動軸力においても、一定軸力と同様に軸力比が大きいほど変形能力が劣る傾向にある。また、軸力比が大きくなるほど最大耐力は小さくなっている。

図-12(c)に軸力比0.5の試験体の比較を示す。かぶりコンクリートの圧壊までは150-10と150-11の間に差はみられないものの、 $R=1/100$ 以降では150-11は150-10のせん断力を上回る結果となり、軸力比が同じであるにもかかわらず変動軸力の試験体は一定軸力の試験体よりも変形能力が

優れていた。

3.3.2 曲げ耐力の検討

曲げ耐力の算定は、既往の評価法および断面解析により行った。既往の評価法は、コンクリート圧縮応力分布を等価なストレスブロックに置換し、平面保持を仮定することにより行った。圧縮縁の終局ひずみとストレスブロックの設定はACI318⁷⁾およびNewRC⁴⁾の方法を用いた。断面解析による算定はファイバーモデルによって行い、かぶりコンクリート部分とコアコンクリート部分を個別に考慮できるモデルとした。材料の応力 - ひずみ関係は、コンクリートについては文献8)に示されている六車・渡邊モデルを、鉄筋については完全弾塑性モデルを用いた。各評価法によって算出した曲げ耐力と軸力との関係を実験結果と併せて図13に示す。図中の実験結果はP- 効果を考慮したものである。

図13より、ACIの方法による曲げ耐力は全試験体において多少大きめの評価となり、NewRC全断面考慮の場合は更に大きめの評価となった。NewRCコア断面のみ考慮の場合は、実験値に比較的近く安全側の評価となった。断面解析による曲げ耐力は、実験の最大耐力とほぼ一致している。

150N/mm²以上の超高強度RC柱の曲げ耐力算定において、ACIの方法を用いる場合は文献1)に示されているようにストレスブロック係数 1を 1 0.5と仮定するなどの方策が必要であるが、応力 - ひずみ関係を適切にモデル化した断面解析による場合は精度良く評価できると考えられる。

3.3.3 限界部材角の検討

(1) 既往の評価法による検討

限界部材角（以下、 R_u ）の検討は、NewRCおよび文献9)に示されている稲井・平石らの方法によって行った。各々の計算結果と実験値との比較を図14に示す。 R_u の実験値はせん断力が最大耐力の95%に低下した時の部材角とし、P- 効果の取扱いは各々の方法に準じて、NewRCでは無視、稲井・平石らの方法では考慮とした。また、図14と後述の図15には文献1)の試験体も併せてプロットしている。

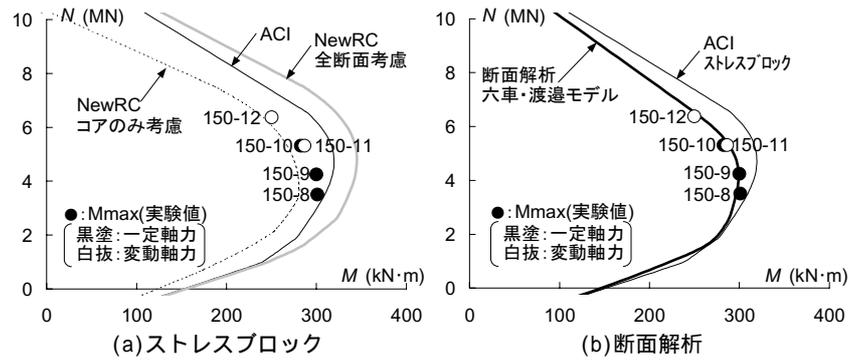


図-13 軸力 - 曲げ耐力関係

Axial Load - Moment Interaction Relationships

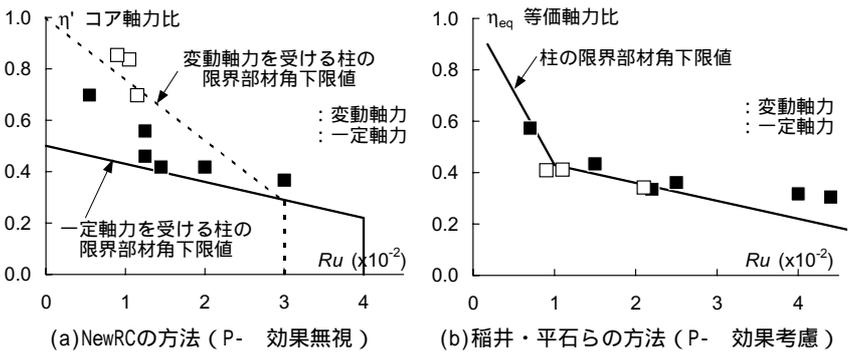


図-14 限界部材角の計算値と実験値の比較

Comparison between calculated and tested deformation Capacity

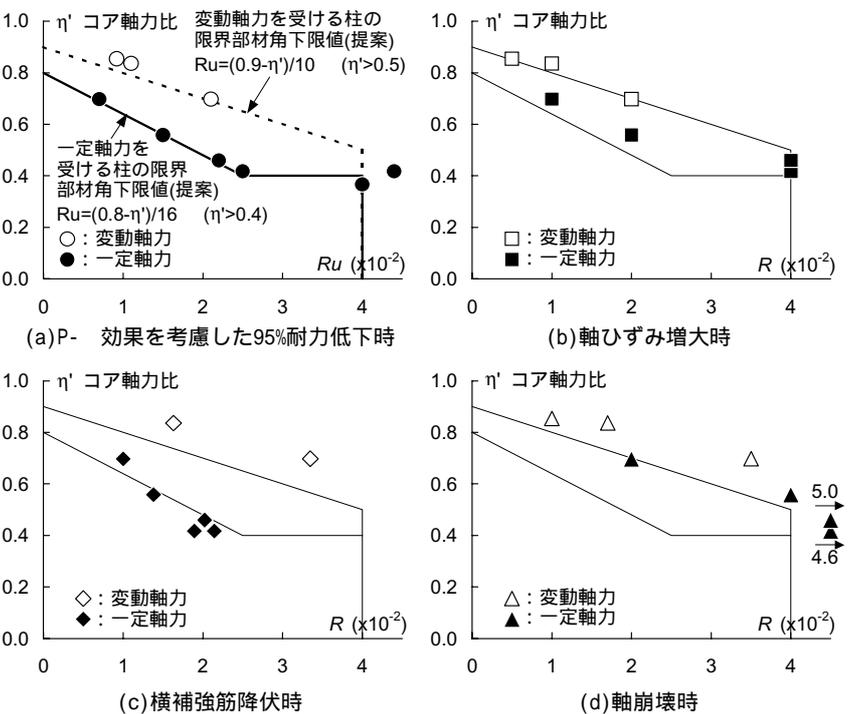


図-15 各現象発生時の部材角の比較

Comparison between Drift Angles Occured Each Physical Phenomenon

NewRCの方法はコア軸力比（以下、 η' ）と R_u の関係を評価するものであり、稲井・平石らの方法は等価軸力比（以下、 η_{eq} ）と R_u の関係を評価するものである。NewRCの η' は横補強筋による拘束効果を考慮した軸力比であ

り、稲井・平石らの^{eq}は柱断面中間部の主筋の影響を考慮した上で一定軸力と変動軸力を等価に評価した軸力比である。図14よりいずれの方法によっても R_u を比較的精度良く評価している。しかし、 P -効果の取り扱いによって R_u の評価が異なること、稲井・平石らの方法において^{eq}の算出方法が複雑であること、などの問題点もある。

(2) 評価法の提案と検証

本報では、 R_u を稲井・平石らと同様に P -効果を考慮した95%耐力低下時の部材角とし、実施設計時の取り扱いが容易なコア軸力比 ρ' との関係に着目して変形能力の定量化を試みた。 R_u と ρ' の関係を図15(a)に示す。 R_u - ρ' 関係の定量化はNewRCと同様に一定軸力と変動軸力を個別に扱うこととし、実験結果を直線近似することにより行った。図15(a)中に示す近似式によって、超高強度コンクリートを用いたRC柱の R_u を簡易に評価できると考えられる。

本報の近似式および稲井・平石らの方法では、 R_u の実験値として、「 P -効果を考慮した95%耐力低下時の部材角」を採用している。この定義は柱部材の変形能力を評価する指標として用いられることが多いが、変形能力を支配する主要な要因と考えられる「軸ひずみの増大」や「横補強筋の降伏」といった物理現象との関連は明確には示されていない。以下、両現象発生時と P -効果を考慮した95%耐力低下時との対応について検討を行う。図15(b)~(c)に両現象発生時の部材角と前述の近似式との比較を示す。(b)の軸ひずみ増大時は図10にプロットして示している。軸ひずみ増大時、横補強筋降伏時の部材角は近似式とほぼ一致しており、 P -効果を考慮した95%耐力低下時が、軸ひずみの増大や横補強筋の降伏といった物理現象の発生時とほぼ対応していることがわかる。図15(d)には軸崩壊時について示しているが、軸崩壊時の部材角は近似式による R_u の1.5倍以上を確保している。

4. まとめ

超高強度コンクリートを用いたRC柱の構造実験を実施し、圧縮性状(1.)および地震時高軸力下の耐震性状(2.~4.)について以下の知見が得られた。

1. 圧縮強度が100~180N/mm²の超高強度コンクリートを用いたRC柱の圧縮実験を行い、異形PC鋼棒で適切に横補強することにより圧縮靱性を改善できることが確認された。また、100N/mm²程度までを対象とした六車・渡邊モデルにおける特性値を再評価し、超高強度コンクリートの応力-ひずみ関係を定式化した。

2. 軸力比の高い試験体において、一定軸力と変動軸力で変形性能に差がみられた。また、一定軸力 $\rho=0.40$ および変動軸力 $\rho=0.50$ の試験体は、部材角1/50に至るまで安定した履歴性状を示し、十分な変形性能を有していた。
3. ACIの方法による曲げ耐力は実験値を過大評価するが、適切な応力-ひずみ関係を仮定した断面解析によって曲げ耐力を精度よく評価できる。
4. P -効果を考慮した95%耐力低下時の部材角は、変形性能に影響を与えると考えられる物理現象の発生と関連が深く、限界部材角として妥当である。また、コア軸力比によってこの限界部材角を簡便に評価できると考えられる。

謝辞 実験計画の立案および結果の検討に際して、京都大学渡邊史夫教授の御指導を頂きました。ここに記して、感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 渡辺英義、是永健好、小室努、川端一三：150N/mm²級の超高強度コンクリートを用いたRC柱の構造性能、大成建設技術センター報 第35号、pp.8-1-6、2002.
- 2) 村松晃次、小室 努、今井和正、是永健好、川端一三、渡邊史夫：100~180N/mm²の超高強度コンクリートを用いたRC柱の圧縮特性(その1 実験の概要と結果)、日本建築学会大会学術講演梗概集C(東海)、pp.159-160、2003.
- 3) 小室 努、今井和正、村松晃次、是永健好、川端一三、渡邊史夫：100~180N/mm²の超高強度コンクリートを用いたRC柱の圧縮特性(その2 応力-ひずみ関係のモデル化)、日本建築学会大会学術講演梗概集C(東海)、pp.161-162、2003.
- 4) 建設省総合技術開発プロジェクト「鉄筋コンクリート造建築物の超軽量・超高層化技術の開発」平成4年度New RC研究開発概要報告書、pp.3.2.79-80、1993.
- 5) 六車 熙、渡邊史夫、岩清水隆、光枝 良：横補強による高強度コンクリートのじん性改善に関する研究、第5回コンクリート工学年次講演会講演論文集、pp.317-320、1983.
- 6) 建築学会RC運営委員会靱性設計小委員会：靱性設計小委員会報告書「終局強度型耐震設計法に関連する最新の研究成果」、pp.20-21、1992.
- 7) American Concrete Institute Building Code and Commentary ACI 318M-02、2002.
- 8) 渡邊史夫、西山峰広、六車熙：超高強度コンクリートを用いたRC柱の曲げ強度と靱性、日本建築学会構造系論文集、第446号、pp.99-106、1993.4
- 9) 稲井栄一、平石久廣：変動軸力を考慮した曲げ破壊する鉄筋コンクリート造柱の限界変形と設計用算定式、日本建築学会構造系論文集、第545号、pp.119-126、2001.7