

SD490, 685N/mm², 785N/mm²級横補強筋を用いた高圧縮軸力下のRC長方形断面柱の曲げ変形性能

FLEXURAL DUCTILITY OF R/C RECTANGULAR COLUMNS UNDER HIGH COMPRESSIVE AXIAL FORCE USING SD490, 685N/mm², 785N/mm² CLASS TRANSVERSE REINFORCEMENT

益尾 潔 ——— * 1

Kiyoshi MASUO ——— * 1

キーワード:
 長方形断面柱, 高圧縮軸力, 曲げ変形性能, 横補強筋, 横拘束効果

Keywords:
 Rectangular column, High compressive axial force, Flexural ductility, Transverse reinforcement, Confining effect

The author proposed the formulas for estimating the flexural ductility of R/C square columns and rectangular columns. However, the calculated values by the formulas of rectangular columns are not verified with tests result. In this study, tests of R/C rectangular columns with SD490, 685N/mm² and 785N/mm² class transverse reinforcement have been conducted under high compressive axial force. Based on these tests result, the accuracy of estimated ultimate strength and flexural ductility of R/C rectangular columns is clarified.

1. はじめに

筆者¹⁾は、高圧縮軸力を受けるRC正方形断面柱について、拘束コンクリートの圧縮靱性を考慮することで、曲げ降伏後の限界部材角を精度良く評価できることを明らかにした。一方、実建物では、桁行方向が純ラーメン架構、張間方向が耐震壁架構の板状共同住宅などの場合、柱せいは、桁行方向が大きく、張間方向が小さく、横補強筋比も桁行方向と張間方向で異なる。このような長方形断面柱の終局耐力および変形性能に及ぼす横補強筋量の影響は未解明であり、設計の取扱い方法も不明確である。これらより、筆者は、文献1)の拘束コンクリートの圧縮強度の算定式を基に、高圧縮軸力を受ける長方形断面柱の設計限界部材角を試算した²⁾。

一方、近年、高さ60m以下の中高層建物では、柱、梁の過密配筋防止のために、685N/mm²級以上の高強度横補強筋が多用されている。これらより、本論文では、SD490, 685N/mm²および785N/mm²級横補強筋を用いた高圧縮軸力下の長方形断面柱の終局耐力と変形性能を実験的に調べ、同実験値と文献2)提案の設計限界部材角計算値との関係を明らかにする。

2. 実験計画

(1) 実験系列および試験体

本実験は、表1に示すように、系列IとIIからなり、試験体数は計11体である。試験体の形状寸法および配筋を図1に示す。

系列Iでは、目標圧縮強度 $F_c=30\text{N/mm}^2$ 、系列IIでは、 $F_c=30, 60\text{N/mm}^2$ のコンクリートについて、それぞれ加力平行方向はすべて中子筋(2本)併用型とし、加力直交方向の横補強筋は中子筋なしおよび中子筋(1本, 2本)併用型とした。また、系列Iでは、横補強筋鋼種はSD490と785N/mm²級とし、それぞれ圧縮軸力比 $N/\sigma_{bD}=0.5$ とした。系列IIでは、横補強筋鋼種はいずれも685N/mm²級とし、 F_c30 試験体では

$N/\sigma_{bD}=0.5$ 、 F_c60 試験体では $N/\sigma_{bD}=0.35$ とした。 N は軸力、 σ_b はコンクリートの実圧縮強度、 b は柱幅、 D は柱せいを示す。

すなわち、 F_c30 試験体では、 $N/\sigma_{bD}=0.5$ で、SD490, 685N/mm²級、785N/mm²級について、 F_c60 試験体では、 $N/\sigma_{bD}=0.35$ で、685N/mm²級について、それぞれ加力直交方向横補強筋の配置方法の影響を調べる。各試験体の構造諸元は、柱内法高さ比 $H/D=3$ 、 F_c30 試験体では、荒川mean式によるせん断余裕度 Q_{su}/Q_{fu} を1.0~1.1程度、 F_c60 試験体では、 Q_{su}/Q_{fu} を0.9程度として決定した。

本実験のコンクリートおよび鉄筋の材料試験結果を表2に示す。

表1 実験計画

系列	試験体	F _c (N/mm ²)	N/ σ _b D	横補強筋				鋼種	
				配筋	p _{wx} (%)	p _{wy} (%)	ρ _s (%)		
I	KC490-4+2	30	0.5	4+2-D10@80	1.18	0.44	1.89	SD 490	
	KC490-4+3			4+3-D10@80		0.67	2.14		
	KC490-4+4			4+4-D10@80		0.89	2.39		
	KC785-4+2			4+2-D10@80		0.44	1.89		785 級
	KC785-4+3			4+3-D10@80		0.67	2.14		
	KC785-4+4			4+4-D10@80		0.89	2.39		
II	KC685-30-4+2	30	0.5	4+2-D10@80	1.18	0.44	1.89	685 級	
	KC685-30-4+3			4+3-D10@80		0.67	2.14		
	KC685-30-4+4			4+2-D10@80		0.89	2.39		
	KC685-60-4+2	60	0.35	4+2-D10@80		0.44	1.89		
	KC685-60-4+3			4+3-D10@80		0.67	2.14		
	KC685-60-4+4			4+2-D10@80		0.89	2.39		

F_c: コンクリートの目標圧縮強度, σ_b: コンクリートの実圧縮強度, N: 軸力
 p_{wx}, p_{wy}: 加力平行方向および直交方向の横補強筋比, ρ_s: 横補強筋体積比
 (全試験体共通) 柱断面b×D=300×400mm, 内法高さH=1200mm(H/D=3)
 柱主筋: 14-D19 (SD345), 主筋比p_g=3.35%, b: 柱幅, D: 柱せい

(2) 実験方法

載荷方法は、図1に示すように、建研式加力装置を用いた一定軸力下での逆対称載荷とした¹⁾。載荷履歴は、目標部材角 $R=(5, 10, 15, 20, 30, 40) \times 10^{-3}\text{rad}$ で2サイクルずつの正負繰返し載荷後、正加力方向への単調載荷とした。ただし、正加力方向の目標部材角時せん断力が最大耐力の80%以下に低下した場合、その後の正負繰返し載荷を行わず、正加力方向への単調載荷とした。

本稿の一部は文献7)で発表したものである。

¹⁾ (一社) 建築構造技術支援機構 代表理事・工博
 (〒564-0052 大阪府吹田市広芝町3-29)

¹⁾ Supporting Association for Building Structural Technology, Dr. Eng.

【直交中子筋 0 本】 【直交中子筋 1 本】 【直交中子筋 2 本】

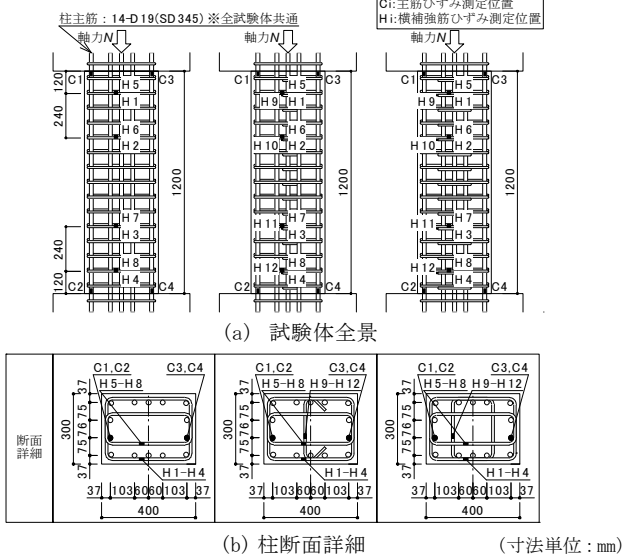


図1 試験体の形状寸法および配筋

表2 材料試験結果

(a) コンクリート

系列	F_c (N/mm^2)	σ_B (N/mm^2)	ϵ_{co} ($\times 10^{-3}$)	E_c (kN/mm^2)	σ_t (N/mm^2)
I	30	35.7	2.24	27.5	2.9
	30	27.6	1.99	26.2	2.5
II	60	66.5	2.71	35.2	4.8

F_c : 目標圧縮強度, σ_B : 実圧縮強度, ϵ_{co} : σ_B 時ひずみ
 E_c : ヤング係数, σ_t : 割裂強度

(b) 鉄筋

系列	使用部位	鋼種	呼び名	σ_y (N/mm^2)	σ_u (N/mm^2)	伸び (%)
I	柱主筋	SD345	D19	384	560	22
	横補強筋	SD490	D10	552	779	18
		785級	D10	839	1036	11
II	柱主筋	SD345	D19	382	555	21
	横補強筋	685級	D10	784	936	17

σ_y : 降伏点, σ_u : 引張強さ

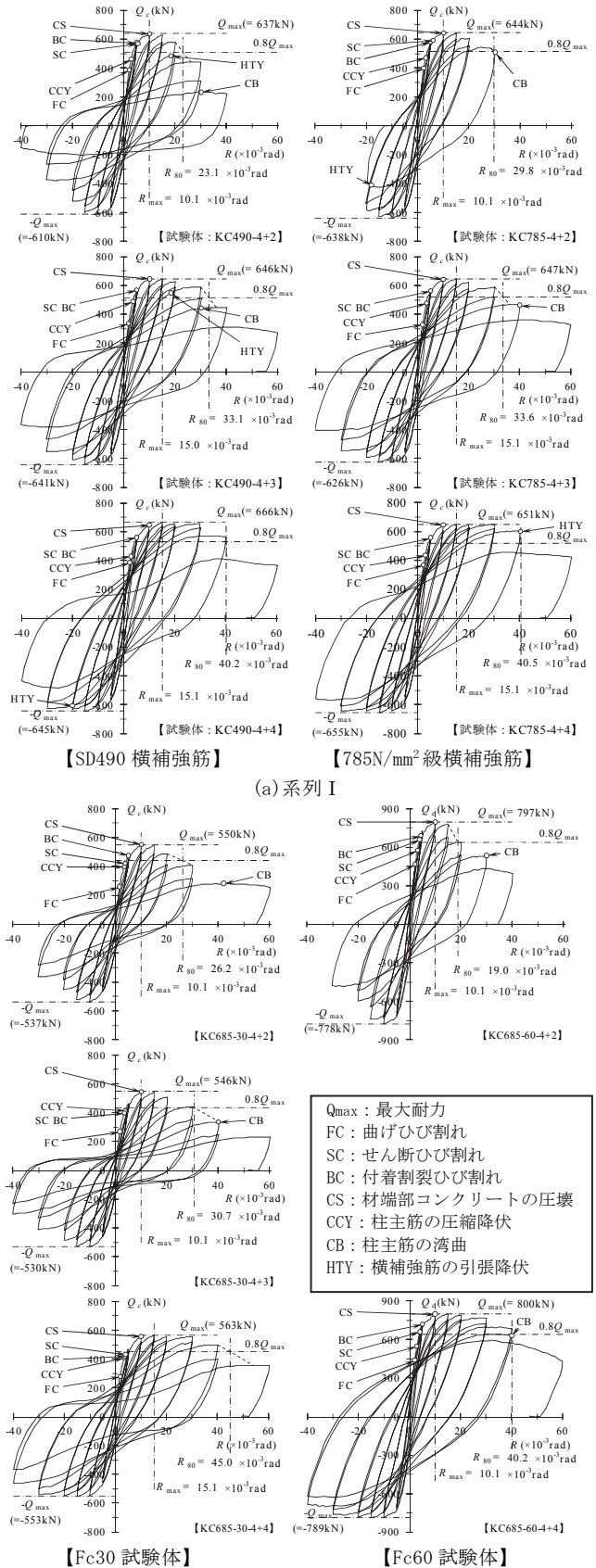
3. 実験結果

3.1 荷重-変形状態および破壊形式

各試験体の柱せん断力 Q_c -部材角 R 関係を図2, 実験因子ごとの $Q_c/Q_{fu}-R$ 関係正加力時包絡線を図3, 系列I 785N/mm² 級試験体の $R=30 \times 10^{-3}$ rad 時のひび割れ損傷状況を写真1に示す。図2中には, 最大耐力 Q_{max} , 限界部材角 R_{80} および主な発生現象を示し, 同図の Q_c-R 関係は $N-\delta$ 効果で補正していない。 R_{80} は, 包絡線上の耐力が Q_{max} の80%に低下した時の限界部材角実験値であり, Q_{fu} は平面保持仮定による曲げ終局耐力時せん断力である。

系列I 試験体では, $R=3 \times 10^{-3}$ rad 程度で柱主筋が圧縮降伏(CCY)し, せん断ひび割れ(SC)および柱中段筋に沿う付着割裂ひび割れ(BC)が発生した。 $R=10 \times 10^{-3}$ rad 時に材端部コンクリートの圧壊(CS)が発生し, 横補強筋鋼種 SD490, 785N/mm² 級に係わらず, 横補強筋配置 4+2 試験体では $R=10 \times 10^{-3}$ rad 時, 4+3 と 4+4 試験体では $R=15 \times 10^{-3}$ rad 時に, それぞれ最大耐力に達した。最大耐力以降, 材端部コンクリートの圧壊が進展し, 4+2, 4+3 試験体では材端部かぶりコンクリートの剥落に伴い, 横補強筋で拘束されない柱主筋が湾曲し始め, 4+4 試験体では, 実験終了まで材端部かぶりコンクリートの剥落は顕著に進展せず, 柱主筋の湾曲も観察されなかった。

系列I 試験体の限界部材角 R_{80} は, SD490 試験体では $23.1 \sim 40.2$

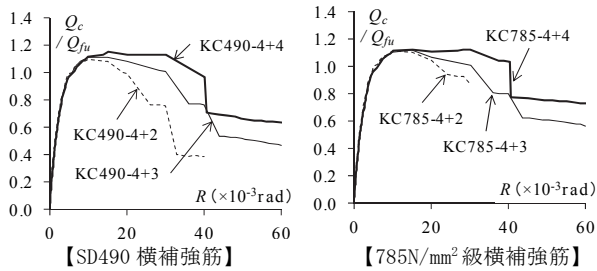


Q_{max} : 最大耐力
 FC: 曲げひび割れ
 SC: せん断ひび割れ
 BC: 付着割裂ひび割れ
 CS: 材端部コンクリートの圧壊
 CCY: 柱主筋の圧縮降伏
 CB: 柱主筋の湾曲
 HTY: 横補強筋の引張降伏

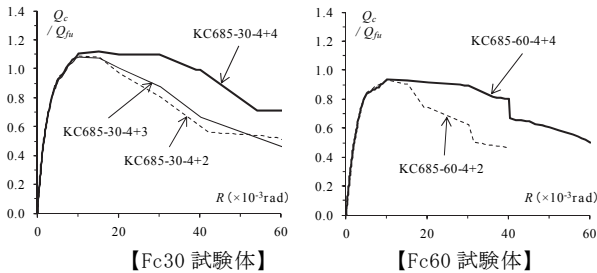
(b) 系列 II (685N/mm² 級横補強筋)

図2 各試験体の Q_c-R 関係

$\times 10^{-3}$ rad, 785 N/mm² 級試験体では $29.8 \sim 40.5 \times 10^{-3}$ rad であり, それぞれ加力直交方向の中子筋本数の増加に伴い増加した。また, 横



(a) 系列 I



(b) 系列 II (685N/mm² 級横補強筋)

図3 実験因子ごとの Q_c/Q_{fu} - R 関係正加力時包絡線

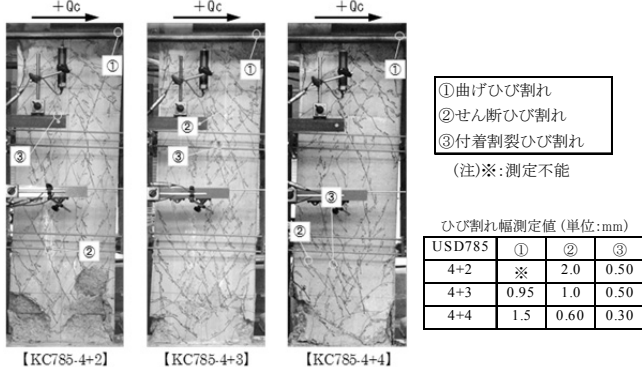


写真1 系列 I 785N/mm² 級試験体のひび割れ状況 ($R=30 \times 10^{-3}$ rad 時)

補強筋の降伏 (HTY) は、SD490 試験体では、いずれも $\pm 20 \times 10^{-3}$ rad の繰返し載荷時に、785N/mm² 級試験体では、KC785-4+3 試験体を除き、限界部材角 R_{80} の前後で発生した。

系列 II 試験体も、最大耐力までの発生現象および最大耐力以降の材端部コンクリートの損傷状況は、系列 I 試験体と同様であった。

以上より、系列 I、系列 II 試験体ともに、破壊形式は、いずれも材端部曲げ圧縮破壊型と判別された。

ただし、図 3(b) に示すように、系列 II の場合、最大耐力 Q_{max} は、Fc30 試験体では曲げ終局耐力時せん断力 Q_{fu} を上回り、Fc60 試験体では Q_{fu} をやや下回った。これは、Fc60 試験体の場合、荒川 mean 式³⁾によるせん断余裕度 Q_{su}/Q_{fu} が 0.9 程度であったので、せん断力の条件が Fc30 試験体よりも厳しいことに起因すると考えられる。同試験体でも柱主筋の圧縮降伏 (CCY) が先行したので、軸力比 $N/\sigma_{bb}D$ が 0.35 以上の RC 柱の場合、せん断余裕度 Q_{su}/Q_{fu} を 1 以上とすれば、破壊形式は材端部曲げ圧縮破壊型になると考えられる。

3.2 材端部 1D 区間の圧縮主筋位置の平均圧縮ひずみ ϵ_c

文献 1) と同様、図 4 に示すように、材端部 1D 区間の変位量測定値を用いて材端部・圧縮主筋位置の平均圧縮ひずみ ϵ_c を求め、その推移を図 5 に示す。D は柱せいであり、同図中には、最大耐力 Q_{max} 時を破線で示し、限界部材角 R_{80} 時を黒塗りで示した。ただし、系列 II の Fc30 試験体の横補強筋配置 4+4 の場合、 $R_{80}=45 \times 10^{-3}$ rad 時

であるので、同図中に R_{80} 時は現れない。

系列 I 試験体の場合、図 5(a) に示すように、材端部 1D 区間の圧縮主筋位置の平均圧縮ひずみ ϵ_c は、 $R=20 \times 10^{-3}$ rad. 近傍までは同様に推移し、それ以降、加力直交方向の中子筋本数の増加に伴い減少する傾向がある。

系列 II 試験体の場合、図 5(b) に示すように、Fc30 試験体、Fc60 試験体ともに、平均圧縮ひずみ ϵ_c は、中子筋本数に係わらず同様に推移し、中子筋本数の違いによる明瞭な差異はみられなかった。

本論文では、4.2.2 項で後述するように、限界部材角 R_{80} 時の平均圧縮ひずみ ϵ_c をコアコンクリートの限界圧縮ひずみ ϵ_{cu} とした。

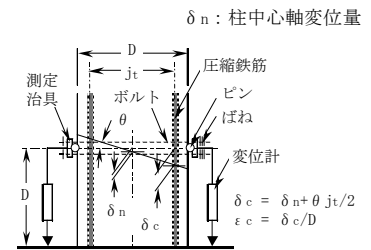
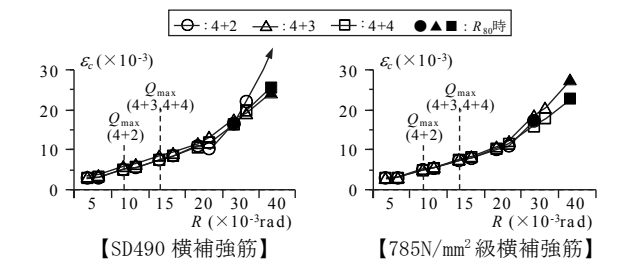
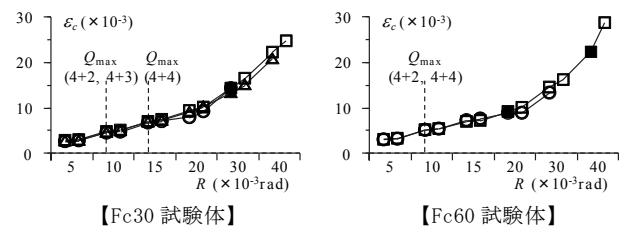


図4 材端部変位量の測定方法



(a) 系列 I



(b) 系列 II (685N/mm² 級横補強筋)

図5 材端部 1D 区間の圧縮主筋位置の平均圧縮ひずみ ϵ_c の推移

3.3 横補強筋ひずみ ϵ_{H1}

本実験では、図 1 に示すように、柱脚側と柱頭側の材端部フェイスから 1 段目 120mm (0.3D)、2 段目 360mm (0.9D) で、外周筋および加力平行方向と加力直交方向中子筋のひずみを測定した (D: 柱せい)。

系列 I、系列 II の横補強筋配置 4+4 試験体の柱脚側 1 段目と 2 段目の横補強筋ひずみ ϵ_{H1} の推移を図 6 に示す。同図中には、最大耐力 Q_{max} 時を破線で示し、限界部材角 R_{80} 時を黒塗りで示した。ただし、系列 II の Fc30 試験体の横補強筋配置 4+4 の場合、 $R_{80}=45 \times 10^{-3}$ rad 時であるので、図 5 と同様、図 6 中に R_{80} 時は現れない。

図 6 によると、SD490、685N/mm² 級、785N/mm² 級横補強筋ともに、加力直交方向中子筋ひずみは、材端部近傍 (1 段目) では、加力平行方向中子筋ひずみと同程度で推移し、材端部フェイスから 1D 程度離れた 2 段目では、外周筋および加力平行方向中子筋ひずみの半分程度で推移した。すなわち、1 段目はヒンジ領域内のため、曲げ圧縮力の影響により、外周筋と加力直交方向中子筋ひずみが同程度となり、2 段目はヒンジ領域外のため、せん断力の影響により、外周筋および加力平行方向中子筋ひずみが卓越したと考えられる。

○:外周筋 △:中子筋(加力平行方向) □:中子筋(加力直交方向)
 - - -:降伏ひずみ ●▲■:R80時

【1 段目横補強筋】

【2 段目横補強筋】

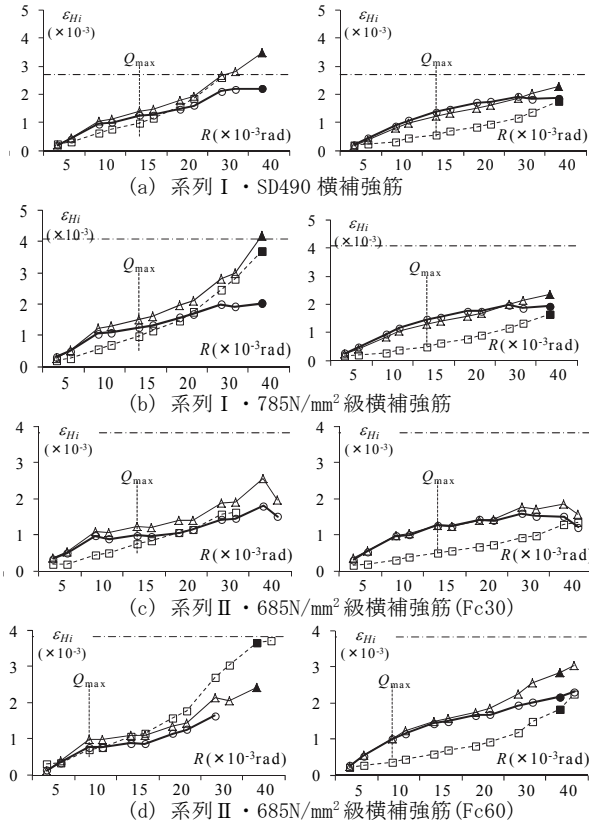


図6 横補強筋配置 4+4 試験体の横補強筋ひずみ ϵ_{Hi} の推移

4. 終局耐力および曲げ変形性能の検討

4.1 終局耐力

本実験各試験体の終局耐力計算値と実験結果一覧を表3に示す。同表中、 Q_{fu} は平面保持仮定による曲げ終局耐力時せん断力、 Q_{su} は荒川mean式³⁾によるせん断終局耐力、 Q_{max} は最大耐力実験値である。

同表によると、系列I、IIのFc30試験体の場合、 Q_{max} は Q_{fu} および Q_{su} を上回った。同試験体のせん断余裕度 Q_{su}/Q_{fu} は1.0~1.1程度である。一方、系列IIのFc60試験体の場合、 Q_{max} は Q_{su} を上回ったが、 Q_{fu} に達しなかった。同試験体の場合、 Q_{su}/Q_{fu} は0.9程度であり、破壊形式は材端部曲げ圧縮破壊型と判別されたが、最大耐力はせん断終局耐力の影響を受けたと考えられる。

図7に、既往実験^{1),6)}の正方形断面柱48体と本実験の長方形断面柱11体の $Q_{max}/Q_{fu}-Q_{su}/Q_{fu}$ 関係を示す。既往実験^{1),6)}の正方形断面柱試験体は、表4に示すように、柱内法高さ比 $H/D=3.5\sim 4.8$ 、せん断余裕度 $Q_{su}/Q_{fu}=0.94\sim 1.73$ 、軸力比 $N/\sigma_{bb}D=0.2\sim 0.6$ 、柱断面寸法 $=300\times 300\text{mm}\sim 350\times 350\text{mm}$ である。

同図に示すように、本実験の長方形断面柱の Q_{max}/Q_{fu} は、概ね、既往実験の正方形断面柱と同範囲に入る。

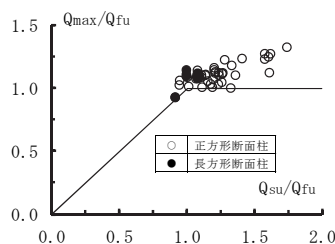


図7 $Q_{max}/Q_{fu}-Q_{su}/Q_{fu}$ 関係

表3 終局耐力計算値と実験結果一覧

系列	試験体	曲げ		荒川mean式				実験値	
		Q_{fu} (kN)	Q_{su} (kN)	Q_{su}/Q_{fu}	Q_{max} (kN)	R80 ($\times 10^{-3}$)	Q_{max}/Q_{fu}	Q_{max}/Q_{su}	
I	KC490-4+2	575	0.99	637	23.1	1.10	1.11		
	KC490-4+3			646	33.1	1.11	1.12		
	KC490-4+4			666	40.2	1.15	1.16		
	KC785-4+2			644	29.8	1.11	1.03		
	KC785-4+3			623	647	33.6	1.12	1.04	
	KC785-4+4			651	40.5	1.12	1.05		
II	KC685-30-4+2	504	544	1.08	550	26.2	1.09	1.01	
	KC685-30-4+3				546	30.7	1.08	1.00	
	KC685-30-4+4				563	45.0	1.12	1.03	
	KC685-60-4+2				797	19.0	0.93	1.02	
	KC685-60-4+4				800	40.2	0.93	1.03	

Q_{fu} : 曲げ耐力時せん断力、 Q_{su} : 荒川mean式によるせん断終局耐力
 Q_{max} : 最大耐力実験値、R80: Q_{max} の80%低下時層間変形角実験値

表4 検討試験体の構造諸元一覧

柱断面	文献	横補強筋鋼種	試験体数	σ_B N/mm ²	Q_{su}/Q_{fu}	N/ $\sigma_{bb}D$	H/D
正方形断面柱	1)	785級	18	17.8~61.0	1.00~1.61	0.20~0.61	3.7~4.8
		1275級	18	38.3~45.5	1.07~1.73	0.29~0.60	4.0~4.8
正方形断面柱	6)	SD490	6	33.5	0.94~1.17	0.24, 0.49	3.5
		785級	6	28.9, 64.4	0.94~1.10	0.5	3.5
長方形断面柱	本実験	SD490	3	35.7	1.07	0.5	3.0
		785級	3	35.7	0.99	0.5	3.0
		685級	5	27.6, 66.5	0.91, 4.08	0.35, 0.5	3.0

(記号) σ_B : コンクリートの実圧縮強度、 Q_{su} : 荒川mean式によるせん断終局耐力
 Q_{fu} : 曲げ終局耐力時せん断力、N: 軸力、b: 柱幅、D: 柱せい、H: 柱内法高さ
 (柱断面寸法) 文献1): $300\times 300\text{mm}\sim 317\times 317\text{mm}$ 、文献6): $350\times 350\text{mm}$

4.2 曲げ変形性能

4.2.1 限界部材角の算定式

(1) 基本式

本論文では、正方形断面柱¹⁾と同様、両材端部にヒンジ領域が形成され、部材角 R はヒンジ領域の回転角 θ に等しいとし、限界部材角 R_u を式(1)で算定し、同式中のヒンジ領域長さ l_p を式(2)⁴⁾で算定する。

$$R_u = \theta_u = \Phi_u \cdot l_p \quad (1)$$

$$l_p = 0.5(M/QD) \cdot d, \quad 1.5 \leq M/QD \leq 3 \quad (2)$$

ここに、 θ_u, Φ_u : ヒンジ領域の限界回転角および限界曲率

M/QD : せん断スパン比、 d : 柱の有効せい

ただし、逆対称加力実験では $2M/QD=H/D$ となる(H : 柱内法高さ)。

(2) 限界曲率の算定式

ヒンジ領域の限界曲率 Φ_u は、コアコンクリート最外縁の限界圧縮ひずみ ϵ_{cu} 到達時と定義され、平面保持仮定に基づく理論解に対する近似解である下式で求められる¹⁾。

$$n \geq \alpha_c \text{ の時、 } j_t \cdot \Phi_u = \{2[1+(s\mu_g)c - \alpha_c] \cdot \epsilon_{cu} \cdot (\epsilon_{cu}-1)\} / \{n \cdot (\epsilon_{cu}+1) + [1+(s\mu_g)c] \cdot (\epsilon_{cu}-1) - 2\alpha_c \cdot \epsilon_{cu}\} \quad (3)$$

$$n < \alpha_c \text{ の時、 } j_t \cdot \Phi_u = 2\alpha_c \cdot \epsilon_{cu}/n \quad (4)$$

ここに、 $n=N/(f_{cc} \cdot Acc)$ 、 N : 軸力、 j_t : 最外縁主筋の中心間距離

$\alpha_c=0.25$: コンクリート質点の断面積比

f_{cc} : コアコンクリートの圧縮強度

$Acc=b_e \cdot d_c$: コアコンクリートの断面積

$(s\mu_g)c = (a_g/Acc) \cdot (\sigma_{sy}/f_{cc})$, $\epsilon_{cu} = \epsilon_{cu}/\epsilon_{co}$

a_g : 主筋の全断面積、 σ_{sy} : 主筋の降伏強度

ϵ_{co} : プレーンコンクリートの圧縮強度 f_{co} 時ひずみ

(3) コアコンクリートの圧縮強度 f_{cc}

コアコンクリートの圧縮強度 f_{cc} は、正方形断面柱¹⁾と同様、式(5)で算定する²⁾。

$$f_{cc} = f_{co} = 1 + 8.42 \xi_w \cdot (1-s/2bc) \cdot (1-s/2dc) \cdot \sqrt{\rho_s \cdot \sigma_{wy}} / f_{co} \quad (5)$$

$$\xi_w = 1 - (nb \cdot C_b^2 + nd \cdot C_d^2) / (5.5bc \cdot dc) \quad (6)$$

ここに、 S_c ：横拘束係数、 f_{cc} 、 f_{co} ：コアコンクリートおよびプレーンコンクリートの圧縮強度

b_c 、 d_c ：コアコンクリートの幅およびせい

(外周筋の中心間距離)

$$\rho_s = (n_{bo} \cdot d_c + n_{do} \cdot b_c) \cdot A_w / (b_c \cdot d_c \cdot s) \quad (7)$$

：コアコンクリートに対する横補強筋体積比(図8参照)

A_w ：横補強筋1本の断面積、 s ：横補強筋の間隔

$n_{d1}=2(n_{do}-1)$ 、 $n_{b1}=2(n_{bo}-1)$ ：柱断面XY各方向の横補強筋で拘束された主筋間アーチ部の個数

n_{do} 、 n_{bo} ：柱断面XY各方向に掛け渡された横補強筋本数

C_d 、 C_b ：XY各方向に掛け渡された横補強筋で拘束された主筋間距離、 σ_{wy} ：横補強筋の降伏強度

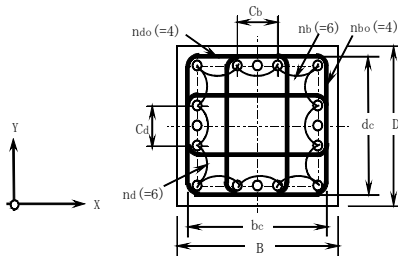


図8 RC柱コア断面のモデル¹⁾

(4) プレーンコンクリートの圧縮強度時ひずみ ϵ_{co}

式(3)中のプレーンコンクリートの圧縮強度 f_{co} 時ひずみ ϵ_{co} は、

文献5)提案の式(8)で算定する。同式の計算値は、図9に示すように、本実験および既往実験^{1),6)}に供したコンクリートの材料試験値 $(\epsilon_{co})_{test}$ とよく対応する。

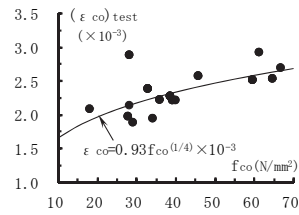


図9 $(\epsilon_{co})_{test} - f_{co}$ 関係

$$\epsilon_{co} = 0.93 f_{co}^{(1/4)} \times 10^{-3} \quad (8)$$

4.2.2 限界圧縮ひずみ ϵ_{cu}

3.2節による平均圧縮ひずみ ϵ_c の限界部材角 R_{80} 時の値を限界圧縮ひずみ実験値 $(\epsilon_{cu})_{test}$ とし、 $(\epsilon_{cu})_{test} - \Delta S_c$ 関係を図10に示す。

$\Delta S_c = S_c - 1$ 、 S_c は式(5)の

横拘束係数であり、同図中には、図7と同じ試験体の本実験値と既往実験値^{1),6)}を示した。

同図によると、式(9)の限界圧縮ひずみ計算値は、正方形断面柱と同様、長方形断面柱の限界圧縮ひずみ実験値 $(\epsilon_{cu})_{test}$ の概ね下限となる。

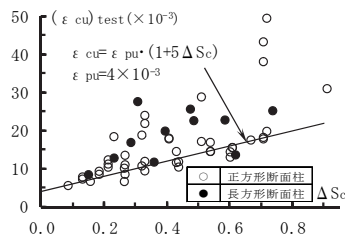


図10 $(\epsilon_{cu})_{test} - \Delta S_c$ 関係

$$\epsilon_{cu} = \epsilon_{pu} \cdot (1 + 5 \Delta S_c) \quad (9)$$

ここに、 $\epsilon_{pu} = 4 \times 10^{-3}$ ：プレーンコンクリートの限界圧縮ひずみ

4.2.3 限界部材角の実験値と計算値

$(R_u)_{test} - (R_u)_{cal}$ 関係を図11に示す。 $(R_u)_{test}$ は3.1節で定義した限界部材角実験値 R_{80} と同じであり、 $(R_u)_{cal}$ は式(1)の限界部材角計算値である。同図中には、図7と同じ試験体の本実験値および既往実験値^{1),6)}を示した。

同図に示すように、長方形断面柱の限界部材角実験値 $(R_u)_{test}$ は、正方形断面柱と同様、計算値 $(R_u)_{cal}$ の1倍~2倍程度となる。すなわち、式(1)による長方形断面柱の限界部材角計算値 $(R_u)_{cal}$ は、正方形断面柱と同様、実験値に対して安全側に評価される。

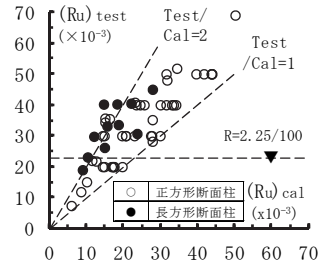


図11 $(R_u)_{test} - (R_u)_{cal}$ 関係

5. まとめ

本論文では、SD490、685N/mm²および785N/mm²級横補強筋を用いた高圧縮軸力下の長方形断面柱について、以下の知見を得た。

- 1) 軸力比 $N/\sigma_{bd}D$ が0.35以上の場合、荒川mean式³⁾によるせん断余裕度 Q_{su}/Q_{fu} を1以上とすれば、破壊形式は材端部曲げ圧縮破壊型となり、限界部材角実験値 R_{80} は、加力直交方向の中子筋本数の増加に伴い増加する。
- 2) 加力直交方向中子筋ひずみは、材端部近傍では、加力平行方向中子筋ひずみと同程度で推移し、材端部フェイスから1D程度の位置では、外周筋および加力平行方向中子筋ひずみの半分程度で推移した。
- 3) 正方形断面柱¹⁾と同様、式(9)の限界圧縮ひずみ計算値は、長方形断面柱の限界圧縮ひずみ実験値 $(\epsilon_{cu})_{test}$ の概ね下限となり、式(1)による長方形断面柱の限界部材角計算値 $(R_u)_{cal}$ は、実験値に対して安全側に評価される。

謝辞

本実験は、共英製鋼(株)、岸和田金属(株)の開発実験として、(一財)日本建築総合試験所で行われたものであり、関係者の皆様に謝意を表す。

参考文献

- 1) 益尾潔：曲げ降伏先行型鉄筋コンクリート柱の限界部材角の評価，日本建築学会構造系論文報告集，第447号，pp.119-128，1993.5
- 2) 益尾潔：RC長方形断面柱の横拘束靱性能の評価，日本建築学会技術報告集，第19巻，第43号，pp.923-926，2013.10
- 3) 日本建築防災協会，日本建築センター編集：2007年度版 建築物の構造関係技術基準解説書，pp.355-361，2007
- 4) 吉岡研三，岡田恒男，武田寿一：鉄筋コンクリート柱の変形性能向上に関する研究 第2報，日本建築学会論文報告集，第282号，pp.37-45，1979.8
- 5) 加藤大介，芝譲，松田壮史：変動軸力を考慮したRC柱の変形性能の評価法，日本建築学会構造系論文集，第506号，pp.155-161，1998.4
- 6) 市岡有香子，田川浩之，足立将人，益尾潔：SD490および785N/mm²級横補強筋を用いたRC柱の構造性能，GBRC Vol.135, No.3, pp.16-23, 2010.7
- 7) 益尾潔，堂下航，足立将人：SD490および785N/mm²級横補強筋を用いた高圧縮軸力下のRC長方形断面柱の曲げ靱性能に関する実験研究(その1)，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造IV，pp.308-309，2014.9

[2014年9月26日原稿受理 2015年2月16日採用決定]