円形鋼板により耐震補強された角形 RC 柱の耐震性能に関する実験的研究

—鋼板板厚と軸力の大きさの影響—

EXPERIMENTAL STUDY ON SEISMIC PERFORMANCE OF RECTANGULAR R/C COLUMNS
RETROFITTED WITH CIRCULAR STEEL PLATE

—Effects of steel thickness and axial load—

王 俊 華*, 菊池 健児**, 黒木 正幸***

Junhua WANG, Kenji KIKUCHI and Masayuki KUROKI

In order to investigate the effects of steel thickness and axial load on the seismic performance of rectangular R/C columns retrofitted with circular steel jacket, a total of ten column specimens with and without circular steel jacket were constructed, and were tested under three different constant axial stresses of 5.6, 13.2 and 19.4MPa, and alternately repeated lateral forces. The seismic performance of three retrofit specimens with different steel thickness are similar under the axial stress of 13.2MPa. In case of the high axial stress of 19.4MPa, the seismic performance were improved with the increase in the steel thickness. The ultimate flexural strength of the circular steel jacket specimens can be predicted by considering confining effects given by the circular steel jacket and R/C stub.

Keywords: Seismic retrofit, Circular steel jacket, High axial compression

耐震補強, 円形鋼板補強, 高軸力

1. はじめに

筆者らは、既存の鉄筋コンクリート (RC) 造建物の角形断面柱を円形鋼板により横補強する耐震補強法の研究を行っている。この補強法は、円形鋼板で既存柱を被覆し内部にセメント系材料を充填する方法であるが、材端に非補強部を設けることにより、鋼板の局部座屈など補強部の水平部材との接触による破壊を避け、補強部を主に横補強に利用するものである。

Priestley らは、この補強法について道路橋脚を楕円鋼板により補強すると、角形鋼板の場合に比べて、塑性ヒンジ領域の曲げ圧縮側におけるコンクリートの膨張を拘束する効果が高いことを示した。また、曲げ引張側における基礎から立ち上がった鉄筋と橋脚主筋の重ね継手部の付着割裂破壊を抑止する効果も楕円鋼板補強の方が高いこと示した¹⁾。この圧縮側コンクリートの膨張を拘束する効果は曲げ破壊型柱の変形性能の向上をもたらすものと考えられるが、一方では材端の非補強部に曲げ変形が集中することによる曲げ引張側主筋の早期破断が危惧される。しかし、滝口・Abdullah らが鋼板、炭素繊維クロス、フェロセメントで補強した場合の効果の違いを検証するために実施した軸圧縮力比 0.1、せん断スパン比 2.5 の条件における実験によれば、円形鋼板による補強柱は曲げ降伏の後、実験を終了した部材角 $4.55 \times 10^{-2} \text{rad}$ まで主筋の破断は発生していない²⁾。

これら既往の研究成果より、本補強法は例えば地震時に軸力支持能力が著しく低下すると予想される複数の柱に梁を介して接続する柱や下階壁抜け層の柱^{3), 4)} など、地震時に高い軸力を受けることが予想される柱の補強にも有効であると考えられる。しかしながら、既往の研究は低圧縮軸力を受ける柱を対象としたものが主であり、高軸力下における補強効果の定量的な把握はなされていない。

本論では円形鋼板の板厚と軸力の大きさが補強柱の耐震性能に及ぼす影響について把握することを目的として行った実験の結果を示す。また、耐震補強設計では補強後の柱の曲げ耐力、せん断耐力、変形性能、軸力支持能力などを推定する必要があるが、本論ではこれらのうち曲げ耐力の推定法について検討を行う。

2. 試験体

試験体の形状・寸法および配筋状況を図 1 に示す。試験体は実在する 1973 年竣工の 9 階建事務所建物の 1 階長方形断面柱 (長期軸方向応力度: 5.6MPa) を、約 1/3 に縮小したモデルである。試験体の柱断面寸法は幅 $b \times$ せい $D = 210 \text{ mm} \times 245 \text{ mm}$ 、主筋は 8-D10 ($p_g = 1.10 \%$)、帯筋は D6@130 ($p_w = 0.23 \%$)、柱内法高さは 1,170mm である。柱およびスタブのコンクリートは縦打とした。円形補強部は半円に加工した鋼板を突合せ溶接して閉断面にした後、RC 柱との隙

* 大分大学大学院工学研究科環境工学専攻 大学院生・工修

** 大分大学工学部福祉環境工学科建築コース 教授・工博

*** 大分大学工学部福祉環境工学科建築コース 助手・工修

Graduate Student, Dept. of Environment Eng., Graduate School of Eng., Oita University, M. Eng.

Prof., Dept. of Architecture, Faculty of Eng., Oita University, Dr. Eng.

Research Assoc., Dept. of Architecture, Faculty of Eng., Oita University, M. Eng.

間に無収縮モルタルを充填することにより製作した。突合せ溶接は南北面において行った。なお、実験中に円形補強部がスタブと接触することを避けるため、材端の長さ10mmの範囲は非補強部とした。

試験体数は表1に示すように、既存柱のモデルである基準試験体が3体（O-5.6、O-13.2、O-19.4）、鋼板で外側から円形補強した試験体（以下、補強試験体という）が7体の計10体である。試験体名の最初の文字Oは基準試験体であることを示し、SPは鋼板補強試験体であることを示している。次の数字（5.6、13.2、19.4）は一定の柱軸方向圧縮応力度 σ_0 （単位：MPa）を示し、最後の数字（1.6、2.3、4.5）は円形鋼板の板厚 t （単位：mm）を示している。なお、 σ_0 は柱軸力を長方形断面部分の断面積で除したものである。

設定した軸力の大きさを軸力比 n で表すと、 $\sigma_0 = 5.6\text{MPa}$ の場合が

$n = 0.27$ 程度、 $\sigma_0 = 13.2\text{MPa}$ の場合が $n = 0.59 \sim 0.68$ 、 $\sigma_0 = 19.4\text{MPa}$ の場合が $n = 0.76 \sim 0.93$ となる。また、鋼板補強量を体積比 $\rho_h (= 4t/D_c)$ 、 D_c ：既存柱と補強モルタルからなる円形断面の直径で、すなわち円形鋼板の内径）で表すと、 $t = 1.6\text{mm}$ の場合が $\rho_h = 1.8\%$ 、 $t = 2.3\text{mm}$ の場合が $\rho_h = 2.6\%$ 、 $t = 4.5\text{mm}$ の場合が $\rho_h = 5.1\%$ となる。ここで、コンクリートのシリンダー圧縮強度に匹敵するほどの高軸力レベルも設定した理由は、円形補強柱では高い軸耐力を期待できることから、複数本ごとに1本の柱を補強することも考えられるためである。具体的には、地震時に周辺の柱の破壊が先行し軸力支持能力が低下した場合に、その軸力を補強柱に伝達できる場合において補強柱が高い軸力を負担することを想定したものである。

各試験体のコンクリートと補強に用いた無収縮モルタルの圧縮強度を表1に示す。表2には鉄筋と鋼板の力学的性質を示す。実構造物では補強部に高流動コンクリートが充填されることも考えられるが、本論では圧縮強度が50～60MPaの無収縮モルタルを用いた。

3. 実験方法

実験に用いた加力装置と主な変位計の設置状況を図2に示す。図2(a)に示す鉛直方向の油圧ジャッキにより試験体に一定鉛直荷重を載荷し、水平方向の複動油圧ジャッキにより静的繰返し水平荷重を載荷した。水平荷重の加力点高さは柱の中央位置であり、せん断スパン比 MI/QD は2.4である。

試験体の変位測定項目は上下スタブ間の相対的な水平変位と鉛直変位であり、これらは図2(b)に示す変位計により測定した。

表2 鉄筋と鋼板の力学的性質

試験体名	種類	鉄筋				鋼板			
		降伏点強度 (MPa)	引張強度 (MPa)	硬化開始ひずみ (μ)	破断伸び (%)	厚さ (mm)	降伏点強度 (MPa)	引張強度 (MPa)	破断伸び (%)
O-5.6	D10	349	485	29000	24	1.6	238*	308	40
SP-5.6-1.6	D10								
SP-13.2-1.6	D10								
SP-13.2-2.3	D6	419*	517	---	18	2.3	251*	319	43
SP-19.4-1.6	D6								
SP-19.4-2.3	D6								
O-13.2	D10	360	502	28200	25	4.5	347*	472	36
SP-13.2-4.5	D6	387*	505	---	24				
O-19.4	D10	360	502	28200	25				
SP-19.4-4.5	D6	374*	506	---	30				

注) *: 0.2% オフセット法による

図1 試験体の形状・寸法と配筋状況

表1 試験体一覧

試験体名	鋼板補強の詳細			コンクリートの圧縮強度 f'_c (MPa)	無収縮モルタルの圧縮強度 f'_m (MPa)	柱軸方向圧縮応力度 σ_0 (MPa)
	板厚 t (mm)	ρ_h (%)	$\rho_h \cdot \sigma_{hy}$ (MPa)			
O-5.6	なし			21.0		5.6
SP-5.6-1.6	1.6	1.8	4.4	21.5	59.2	
O-13.2	なし			22.3		13.2
SP-13.2-1.6	1.6	1.8	4.4	19.5	50.6	
SP-13.2-2.3	2.3	2.6	6.6	19.5	50.9	
SP-13.2-4.5	4.5	5.1	17.8	20.1	53.1	
O-19.4	なし			25.6		19.4
SP-19.4-1.6	1.6	1.8	4.4	20.8	55.2	
SP-19.4-2.3	2.3	2.6	6.6	20.8	50.2	
SP-19.4-4.5	4.5	5.1	17.8	22.9	55.1	

注) ρ_h ：鋼板体積比 ($4t/D_c$)、 D_c ：円形鋼板の内径 (=350mm)、 σ_{hy} ：鋼板の降伏点強度

(a) 加力装置 (b) 変位計設置状況
図2 加力装置と変位計設置状況

4. 実験結果

4. 1 水平荷重と柱部材角の関係

図3に実験により得られた全試験体の水平荷重 Q と柱部材角 R の関係を示す。水平荷重 Q には、鉛直荷重載荷用の油圧ジャッキが上部スタブの水平変位により傾斜することで生じる水平荷重が含まれている。図中の原点を通る斜めの実線は鉛直荷重による付加曲げモーメントにより生じる水平荷重を表す。実験では3種類の軸方向応力度 σ_0 を作用させている。以下にそれぞれ低軸力($\sigma_0=5.6\text{MPa}$)、中軸力($\sigma_0=13.2\text{MPa}$)および高軸力($\sigma_0=19.4\text{MPa}$)という。

低軸力および中軸力を受ける基準試験体(O-5.6, O-13.2)は、柱部材角 $R=+0.94, -1.04 (\times 10^{-2}\text{rad})$ および $R=+0.82, -0.72 (\times 10^{-2}\text{rad})$ で柱主筋の引張降伏を伴って水平荷重の最大値を示した。その後、低軸力を受ける基準試験体(O-5.6)では $R=-2.0 \times 10^{-2}\text{rad}$ に向かう途中の $R=-1.0 \times 10^{-2}\text{rad}$ 、中軸力を受ける基準試験体(O-13.2)では $R=+2.0 \times 10^{-2}\text{rad}$ に向かう途中の $R=+1.5 \times 10^{-2}\text{rad}$ 時に、写真1に示すように塑性ヒンジ領域のせん断破壊により急激に水平荷重が低下し、軸力も保持できなくなった。高軸力を受ける基準試験体(O-19.4)は、柱主筋が引張降伏することなく $R=+0.43, -0.37 (\times 10^{-2}\text{rad})$

で水平荷重の最大値を示し、その直後せん断破壊した。なお、3つの基準試験体とも柱頭部が破壊したのは、試験体のコンクリートが縦打であるため、骨材などの沈下により柱頭部コンクリートの強度が柱脚部より若干低くなる傾向にあることが影響したものと考えられる。

一方、すべての補強試験体では柱主筋が引張降伏し、実験を終了した $R=5.0 \times 10^{-2}\text{rad}$ まで顕著な耐力低下は見られなかった。また、柱材端の非補強部では曲げひび割れと断面周囲のコンクリートに深さ数mmの圧壊が見られた。その他に目立った損傷はなかった。

図4に正加力時と負加力時の平均値で評価した各試験体の水平荷重 Q と柱部材角 R の関係の包絡線を軸力別に示す。これらの図より、以下のことが理解できる。(1) 補強試験体の最大水平荷重は高軸力に至るまで軸力の増大に伴って単調に増大し、基準試験体に対する耐力増大は軸力が高いほど大きい。(2) 中軸力下の補強試験体では、鋼板板厚による水平荷重の違いはほとんど見られない。(3) 高軸力下の補強試験体では、鋼板板厚が1.6mmの試験体SP-19.4-1.6は他の2つ補強試験体(SP-19.4-2.3, SP-19.4-4.5)と比べ最大水平荷重が低い。鋼板板厚が2.3mmと4.5mmの補強試験体では、水平荷重の違いが $R=2.0 \times 10^{-2}\text{rad}$ 以後に見られる。

4. 2 鋼板のひずみ状況

補強試験体では上下の補強端から20mmの位置(図1参照)の東西南北4面に3軸ひずみゲージを貼付して鋼板表面のひずみを測定した。板厚が1.6mmの試験体について、図5に主ひずみの方向と大きさを示す。図によれば、補強端部の鋼板は横方向(水平方向)の一軸引張に近い状態となっている。図6には正加力時における鋼板柱頭部の横ひずみ ε -柱部材角 R 関係の包絡線を示す。図中に示す鋼板の降伏ひずみは、降伏点強度をヤング係数で除した値としている。図5, 6より、軸力が高い試験体ほど鋼板の横ひずみが大きい

図3 水平荷重 Q と柱部材角 R の関係

写真 1 基準試験体の最終損傷状況

(a) 低軸力 ($\sigma_0=5.6\text{MPa}$) (b) 中軸力 ($\sigma_0=13.2\text{MPa}$) (c) 高軸力 ($\sigma_0=19.4\text{MPa}$)

図 4 水平荷重 Q - 柱部材角 R 関係の包絡線

ことがわかる。また、曲げ圧縮側である北面の方が東西面よりも横ひずみが大きい傾向がある。しかしながら、北面のひずみは、 $R=1.0 \times 10^{-2}\text{rad}$ まで圧縮ひずみが増加しているもの（試験体 SP-13.2-2.3）や、高軸力下において最も薄い鋼板の横ひずみが厚い鋼板のそれよりも小さいなど、不自然な推移を示すものがある。これは、南北のひず

図 5 鋼板の主ひずみの方向と大きさ ($R=+2.0 \times 10^{-2}\text{rad}$ 時)

み測定位置の近傍に溶接箇所があったためと考えられる。具体的には、溶接時の熱により鋼板に局部的な凹凸ができたこと、裏当て金と充填モルタルとの噛み合わせが存在していたことによる影響が表れていると考えられる。東西面の横ひずみについて板厚の影響をみれば、中軸力下では板厚によるひずみの違いはあまりない。高軸力下では板厚 2.3, 4.5mm の試験体に比べて板厚 1.6mm の試験体のひずみが大きくなっている。

なお、実験では無鉛直荷重下で製作した試験体に対して鉛直荷重を載荷している。しかし、これは長期軸力下で補強が行われる実建物の場合とは条件が異なる。そこで、参考のため水平荷重載荷に先立つ鉛直荷重載荷において、軸方向応力度が 5.6MPa（実験計画で参考とした建物における長期軸力に相当）時の鋼板のひずみ測定を行った。その結果、補強端部の鋼板の横ひずみは板厚による違いは

図 6 鋼板柱頭部の横ひずみ ε - 柱部材角 R 関係の包絡線

図 7 柱の軸方向変形量 δ_v - 柱部材角 R 関係の包絡線

あまりなく概ね20μ弱であり、それほど大きなものではなかった。

4. 3 柱の軸方向変形量と柱部材角の関係

図7に正加力時における柱の軸方向変形量 δ_v —柱部材角 R 関係の包絡線を軸力別に示す。ここで、 δ_v は図2(b)に示す左右の変位計の伸縮量を平均することにより評価したものであり、伸びを正としている。実験結果をまとめると以下ようになる。(1) 低軸力と中軸力下の全ての補強試験体では、柱部材角 R の増大に伴い材軸方向の伸び量が大きくなっている。また、鋼板板厚の違いによる影響は見られない。(2) 高軸力下の補強試験体間で比較すると、鋼板板厚が1.6mmの補強試験体(SP-19.4-1.6)では柱部材角 R の増大に伴い材軸方向の縮み量が大きくなっているが、鋼板板厚が2.3mmと4.5mmの補強試験体(SP-19.4-2.3, SP-19.4-4.5)では $R = 1.5 \times 10^{-2}$ rad以降に縮み量が減少している。実験終了後の観察によれば、試験体SP-19.4-2.3, SP-19.4-4.5では柱材端の非補強部に全せいにわたる曲げひび割れが入っており、この部分が材軸方向に伸びたものと考えられる。

5. 曲げ耐力に関する検討

5. 1 検討の概要

本論の実験では、補強試験体はすべて曲げ破壊したので、ここでは、曲げ耐力について検討を行う。

表3に各試験体の最大材端曲げモーメントの実験値 M_{emax} と断面解析の結果に基づく最大材端曲げモーメントの計算値 M_{eu} を示す。ここで、実験値 M_{emax} は軸力による付加曲げモーメントを含めた材端曲げモーメントの最大値である。具体的には、正加力と負加力の同一部材角時における材端曲げモーメントの平均値を算出し、その最大値を M_{emax} としている。なお、補強試験体については、実験を終了した柱部材角 $R=5.0 \times 10^{-2}$ radまで材端曲げモーメントが増大しつづけたため、水平荷重がほぼ最大となった $R=2.0 \times 10^{-2}$ rad時の材端曲げモーメントを示している。 M_{eu1} はコンクリートの応力度とひずみ度の関係に円形鋼板やRCスタブの拘束効果を考慮しない場合、 M_{eu2} は円形鋼板の拘束効果を考慮した場合、 M_{eu3} は円形鋼板とRCスタブの拘束効果を考慮した場合(基準試験体ではRCスタブの拘束効果を考慮した場合)の計算値である。なお、柱材端の130mm(約 $D/2$ に相当)の範囲には帯筋がないため、計算値には帯筋による拘束効果は考慮していない。

本論の断面解析で用いた共通の仮定を以下に示す。

(1) 鉄筋の応力度—ひずみ度関係は完全弾塑性型とする。

表3 最大材端曲げモーメントの実験値と計算値

試験体名	実験値 M_{emax} (kN・m)	計算値			$\frac{M_{emax}}{M_{eu1}}$	$\frac{M_{emax}}{M_{eu2}}$	$\frac{M_{emax}}{M_{eu3}}$
		M_{eu1} (kN・m)	M_{eu2} (kN・m)	M_{eu3} (kN・m)			
O-5.6	47.2	39.9	45.0	45.0	1.18	1.05	1.05
SP-5.6-1.6	54.3 *	40.2	46.9	51.3	1.35	1.16	1.06
O-13.2	64.5	40.9	51.7	51.7	1.58	1.25	1.25
SP-13.2-1.6	83.9 *	34.0	62.0	86.0	2.47	1.35	0.98
SP-13.2-2.3	82.6 *	34.0	68.9	86.9	2.43	1.20	0.95
SP-13.2-4.5	84.1 *	35.8	82.8	90.1	2.35	1.02	0.93
O-19.4	54.0	35.0	45.3	45.3	1.54	1.19	1.19
SP-19.4-1.6	94.8 *	18.1	64.0	109.0	5.23	1.48	0.87
SP-19.4-2.3	104.8 *	18.1	74.0	110.7	5.79	1.42	0.95
SP-19.4-4.5	103.3 *	26.0	101.7	116.9	3.97	1.02	0.88

注) *: 柱部材角 $R=2.0 \times 10^{-2}$ rad時の材端曲げモーメント M_e を示す。

(2) 断面は材のわん曲後も平面を保持するものとする。

(3) コンクリートは引張力を負担しない。

(4) コンクリートの応力度 σ_c —ひずみ度 ε_c 関係には既往の提案モデルを用いる。なお、本論の実験研究ではプレーンコンクリートの圧縮試験は実施していないので、 σ_c — ε_c 関係モデルのプレーンコンクリート強度 σ_p にはシリンダー強度 f'_c を用いる。

5. 2 補強試験体の最大材端曲げモーメント

5. 2. 1 円形鋼板とRCスタブの拘束効果を考慮しない場合

M_{eu1} は、円形鋼板とRCスタブの拘束効果を考慮しない場合の材端断面の最大曲げモーメントである。コンクリートの応力度 σ_c —ひずみ度 ε_c 関係には、六車・渡邊が提案するプレーンコンクリートのモデル⁵⁾を用いた。図8に各試験体の σ_c — ε_c 関係を示す。図中の黒丸印(●)は、最大曲げモーメント時の曲げ圧縮縁コンクリートの応力度とひずみ度を示す。

図9に材端曲げモーメント M_e —柱部材角 R 関係の実験値と最大材端曲げモーメントの計算値 M_{eu} を示す。また、表3には $R=2.0 \times 10^{-2}$ radにおける材端曲げモーメント実験値の M_{eu} に対する比を示す。鋼板やRCスタブの拘束効果を考慮しない場合の計算値(M_{eu1})は、軸力が高いほど実験値よりも低くなっている。

5. 2. 2 円形鋼板の拘束効果を考慮する場合

M_{eu2} は、円形鋼板の拘束効果を考慮した場合の材端断面の最大曲げモーメントである。コンクリートの σ_c — ε_c 関係には六車・渡邊が提案する円形横拘束コンクリートのモデル⁵⁾(式1～3)を用いた。

$$0 < \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c0} \text{ の場合: } \sigma_c = E_c \varepsilon_c + \frac{\sigma_p - E_c \varepsilon_{c0}}{\varepsilon_{c0}^2} \cdot \varepsilon_c^2 \quad (1)$$

$$\varepsilon_{c0} < \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cc} \text{ の場合: } \sigma_c = \frac{\sigma_p - \sigma_{cc}}{(\varepsilon_{c0} - \varepsilon_{cc})^2} \cdot (\varepsilon_c - \varepsilon_{cc})^2 + \sigma_{cc} \quad (2)$$

$$\varepsilon_{cc} < \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu} \text{ の場合: } \sigma_c = \frac{\sigma_{cu} - \sigma_{cc}}{\varepsilon_{cu} - \varepsilon_{cc}} \cdot (\varepsilon_c - \varepsilon_{cc}) + \sigma_{cc} \quad (3)$$

ここに、 σ_p はプレーンコンクリートの圧縮強度、 ε_{c0} はその時のひずみ $=0.0013(1+\sigma_p/1000)$ 、 E_c はコンクリートのヤング係数、 σ_{cc} は拘束コンクリートの圧縮強度 $= (1+150C_c)\sigma_p$ 、 ε_{cc} はその時のひずみ $= (1+1460C_c)\varepsilon_{c0}$ 、 ε_{cu} は拘束コンクリートの曲げ圧縮限界ひずみ $= (1+990C_c)\varepsilon_{cu0}$ 、 σ_{cu} はその時の応力度 $= 2(s' - \sigma_{cc}\varepsilon_{cc})/(\varepsilon_{cc} + \varepsilon_{cu}) + \sigma_{cc}$ である。また、 C_c は横拘束係数 $= \rho_h(\sqrt{\sigma_{hy}}/\sigma_p) \cdot (1-0.5 \cdot s/D')$ であり、横補強材の降伏点強度 σ_{hy} と σ_p の単位はkgf/cm²である。 ε_{cu0} はプレーンコンクリートの曲げ圧縮限界ひずみ $= 0.00413(1+\sigma_p/2000)$ 、 $s' = \int_0^{\varepsilon_{cc}} \sigma_c d\varepsilon_c$ である。なお、本論の試験体の横補強材は鋼板であるため、 C_c の評価において横補強材の間隔 s は零とした。図8に各試験体の σ_c — ε_c 関係を示し、最大曲げモーメント時の曲げ圧縮縁コンクリートの応力度とひずみ度を黒丸印(●)で示す。

図9と表3より、鋼板の拘束効果を考慮すると最大材端曲げモーメントの計算値(M_{eu2})は実験値に近づいたが、それでも計算値は実験値を過小評価する傾向がある。

5. 2. 3 円形鋼板とRCスタブの拘束効果を考慮する場合

M_{eu3} は円形鋼板とRCスタブの拘束効果を考慮した場合の最大材端曲げモーメントの計算値である。既往の研究により、スタブからの付加拘束の影響により軸力が高いほど材端断面の曲げ強度の増大が顕著となることが指摘されており、それを推定する実験式もいく

図8 断面解析に用いたコンクリートの応力度 σ_c - ひずみ度 ε_c 関係

図9 材端曲げモーメント M_e - 柱部材角 R 関係の実験値と M_{eu}

つか提案されている例え6)。また、今井らはスタブによる拘束領域とその領域のコンクリートの応力度-ひずみ度関係に基づいて危険断面位置と材端曲げモーメントを算定する方法を提案している⁷⁾。本論の補強柱は材端近傍で断面が急変しており既往の実験式の適用範囲外であると考えられるため、本論では今井らの考え方を適用する。すなわち、スタブの拘束を受ける領域は文献7)に従い、スタブと柱脚部の界面を底面とし各底角 $\pi/3$ を有する四角錐部分とする(図10(a)参照)。一方、円形鋼板の拘束を受ける領域は、簡単のため非補強部でも圧縮域全体とする。このようにスタブによる拘束領域が柱材軸方向に変化することを仮定すると、危険断面位置は断面の曲げ強度と材軸方向の曲げモーメント分布の関数に依存するが、補強部は円形で断面積増大が大きいため、危険断面は円形補強の端部(図10(a)の断面A)に存在すると仮定する。以下に M_{eu3} の算定手順を示す。

(1) 図10(b)に示す断面Aの解析を行う。鋼板とスタブの拘束を受ける領域②は図10(a)に示す材端断面の中立軸深さ x_{nB} に依存するため、順次仮定した x_{nB} に対応する断面Aの最大曲げモーメント M_{uA} を求める。図10(c)に示す材軸方向の曲げモーメント勾配から柱材端の曲げモーメント $M_{uA}(h_0/h_1)$ を求めて、 $M_{uA}(h_0/h_1) - x_{nB}$ 関係を得る。計算結果の一例(試験体SP-19.4-1.6)を図10(d)に破線で示す。 x_{nB} が大きくなると曲げモーメントが一定となっている。ここでは、断面Aの中立軸は領域②内に存在し、引張鉄筋、圧縮鉄筋、中段筋は全て降伏している。すなわち、 x_{nB} が異なっても断面Aの最大曲げモーメント時における応力分布は変わらない。

図10 円形鋼板とRCスタブの拘束を考慮した場合の最大材端曲げモーメント M_{eu3} 算定に関する説明

(2) 図10(a)に示す柱の材端断面(断面B)の解析を行い、曲げモーメント M_B - 中立軸深さ x_{NB} 関係を得る。計算結果の一例を図10(d)に実線で示す。

(3) $M_{uA}(h_0/h_1) - x_{NB}$ 関係と $M_B - x_{NB}$ 関係の交点(図10(d)の○印)の曲げモーメントを M_{eu3} とする。

ここで、危険断面(断面A)の圧縮力を受けるコンクリートは、図10(b)に示すように①、③の鋼板の拘束を受ける領域と、②の鋼板とスタブの拘束を受ける領域に分かれている。実験時に非補強部では断面周囲の数ミリの深さでコンクリートの剥落が見られたので、 M_{uA} の算定では、鋼板の拘束を受ける領域①、③のうち、領域③のコンクリートの応力度は零とした。鋼板の拘束を受ける領域①のコンクリートの $\sigma_c - \varepsilon_c$ 関係には式1~3を用いた。鋼板とスタブの拘束を受ける領域②の $\sigma_c - \varepsilon_c$ 関係には、今井らが提案する端面拘束を受けるコンクリートのモデル⁷⁾を準用した。今井らは六車・渡邊モデル(式1~3)において $C_c = 0.46/\sigma_p$, $\varepsilon_{cc} = (1+370C_c)\varepsilon_{c0}$, $\varepsilon_{cu} = (1+170C_c)\varepsilon_{c0}$ とすることにより、端面拘束を受けるコンクリートの $\sigma_c - \varepsilon_c$ 関係を定めている。ここに、 σ_p の単位はMPaである。このモデルを鋼板とスタブの拘束を受ける領域②に適用するが、横拘束係数 C_c は鋼板の拘束によるものと端面拘束によるものを累加した。これは鋼板とスタブの拘束の影響を考慮するための一つの試みであり、その妥当性については計算結果と実験結果の対応により検討する。なお、 ε_{c0} は文献⁷⁾のグラフから読み取って $0.005(1+\sigma_p/2000)$ とした。ここに、 σ_p の単位はkgf/cm²である。図8に各試験体の $\sigma_c - \varepsilon_c$ 関係を示し、最大曲げモーメント時の曲げ圧縮縁コンクリートの応力度とひずみ度を黒丸印(●)で示す。

図9に M_{eu3} を示す。破線は M_{eu3} の計算において危険断面の中段主筋が引張降伏した時点、すなわち断面内の全主筋の降伏が完了し断面に作用する垂直力の大きさが曲率によらず一定となった時点の材端曲げモーメントを示す。図より、低軸力と中軸力の試験体の材端曲げモーメント実験値はほぼ最大に達しており、その大きさは M_{eu3} により概ね評価できている。高軸力の試験体についてみると、鋼板厚さが2.3mmの試験体SP-19.4-2.3では M_{eu3} より実験値を概ね評価できている。しかしながら、鋼板厚さが1.6mmの試験体SP-19.4-1.6では計算値の方が高めである。一方、鋼板厚さが4.5mmの試験体SP-19.4-4.5では実験値は増大しつづけており、計算値の方が低い。以上は、仮定したコンクリートの $\sigma_c - \varepsilon_c$ 関係は概ね妥当なものであるが、鋼板の拘束効果の評価は十分ではないことを示唆している。

表3に示すように、水平荷重が最大となった柱部材角 $R=2.0 \times 10^{-2}$ rad 時の材端曲げモーメント実験値と M_{eu3} を比較すると、軸力が高いほど M_{eu3} は実験値よりも高い傾向がある。

表4に危険断面の領域②と中立軸の深さを示す。中立軸は、試験

表4 危険断面の領域②(拘束領域)と中立軸の深さ(補強試験体)

試験体	d_2/D	x_{NA}/D
SP-5.6-1.6	0.12	0.13
SP-13.2-1.6	0.24	0.22
SP-13.2-2.3	0.23	0.21
SP-13.2-4.5	0.19	0.18
SP-19.4-1.6	0.33	0.31
SP-19.4-2.3	0.31	0.29
SP-19.4-4.5	0.26	0.24

d_2 : 領域②の深さ $= x_{NB} - h_{cr} \cot(\pi/3)$

体SP-5.6-1.6を除いて、領域②の端部よりもわずかに浅い位置にある。また、高軸力の試験体間で比較すると、図7に示したように柱部材角の増大に伴って材軸方向の縮み量が増大した試験体SP-19.4-1.6の中立軸深さが、試験体SP-19.4-2.3のそれとあまり変わらない。これは、鋼板厚さが1.6mmの場合は、仮定したコンクリートの $\sigma_c - \varepsilon_c$ 関係が強めであったことを示唆している。

5.3 基準試験体の最大材端曲げモーメント

表3より、基準試験体(O-5.6, O-13.2, O-19.4)では、最大材端曲げモーメント実験値とプレーンコンクリートの $\sigma_c - \varepsilon_c$ 関係⁵⁾を用いた場合の材端断面の最大曲げモーメント計算値との比 M_{emax}/M_{eu1} は1.18から1.58となっており、計算値は実験値より低い。

そこで、スタブの拘束を考慮して、最大材端曲げモーメントを算定する。その手順は、5.2.3に示した M_{eu3} の場合と同様であるが、危険断面位置は未知であるため、柱脚から上方へ適宜危険断面を仮定する必要がある。断面解析では全断面を有効とし、スタブの拘束を受ける領域の $\sigma_c - \varepsilon_c$ 関係には今井らの端面拘束を受けるコンクリートのモデル⁷⁾を用いた。無拘束領域の $\sigma_c - \varepsilon_c$ 関係には六車・渡邊のプレーンコンクリートのモデル⁵⁾を用いた。

算定結果の一例(試験体O-19.4)を図11に示す。破線が危険断面高さ h_{cr} を40mm~140mmまで10mm間隔で仮定した場合の各断面の最大曲げモーメント M_u から得られる材端曲げモーメント $M_u(h_0/h_1)$ と材端断面の中立軸深さ x_{NB} の関係を示す。実線は材端断面の曲げモーメント M_B と x_{NB} の関係を示す。 $M_u(h_0/h_1) - x_{NB}$ 関係と $M_B - x_{NB}$ 関係の交点の曲げモーメントのうち最小のものが基準試験体の M_{eu3} である。図に示す計算例では危険断面高さ h_{cr} が材端から120mmまでは h_{cr} が大きいほど交点の曲げモーメントが小さくなっているが、 h_{cr} が130mmの場合は曲げモーメントが一転して大きくなっている。これより、この計算例の場合は h_{cr} が120mmの断面が危険断面であ

図11 基準試験体の最大材端曲げモーメント M_{eu3} の算定図

図12 断面耐力と最大材端曲げモーメント M_{eu3} (基準試験体)

図13 危険断面の位置とコンクリート応力分布（基準試験体）

り、その $M_u(h_0/h_1) - x_{NB}$ 関係と $M_B - x_{NB}$ 関係の交点の曲げモーメントが最大材端曲げモーメントの計算値 M_{eu3} となる。

図12は図11の計算結果から得られる断面耐力と最大材端曲げモーメントの関係を全試験体について図示したものである。図13(a)は危険断面の位置を示す。図のように、危険断面高さ h_{cr} はスタブの拘束を受ける領域内にある。図13(b)には危険断面の中立軸深さ x_n とコンクリートの応力分布を示す。

表3より、基準試験体の最大材端曲げモーメントの実験値と計算値の比 M_{emax}/M_{eu3} は、低軸力の試験体では1.05、中軸力の試験体では1.25となり、計算値と実験値はスタブの拘束を考慮しない場合に比べるとかなり近づいた。なお、高軸力の試験体の M_{emax}/M_{eu3} は1.19であるが、実験ではせん断破壊が先行しているため参考値である。

6. まとめ

本論では、円形鋼板により補強された角形RC柱の耐震性能について、鋼板の板厚と軸力の大きさを変動因子とした実験的研究を行った。用いた柱試験体のせん断スパン比は2.4であり、設定した鋼板補強量は体積比にして1.8、2.6、5.1%であった。また、軸方向応力度は5.6、13.2、19.4MPaで、軸力比で表すとそれぞれ0.27程度、0.59～0.68、0.76～0.93である。得られた結果をまとめると、以下のようなになる。

- 1) 全ての補強試験体は曲げ破壊が先行した。その後、軸力比にして0.93の高軸力を受け体積比が1.8%と厚手の鋼板を用いた場合でも、実験を終了した部材角 5.0×10^{-2} radまで脆性的な破壊は起こらなかった。
- 2) 柱軸方向応力度が13.2MPaの条件では、補強効果に鋼板補強量による顕著な違いはなかった。
- 3) 柱軸方向応力度が19.4MPaの条件では鋼板補強量により補強効

果に違いがみられ、最大水平荷重は鋼板体積比が1.8%の場合に比べてそれが2.6、5.1%の方が高かった。また、鋼板体積比が1.8%の場合は繰返し水平荷重載荷により柱材軸方向の縮み量が增大したが、体積比が2.6、5.1%の場合は材軸方向の縮み量の増大はなかった。

- 4) 補強柱の曲げ耐力は、高軸力に至るまで軸力の増大に伴って単調に増大した。これは、円形補強部とRCスタブの拘束により既存柱のコンクリートの圧縮性状が改善されたためと考えられる。
- 5) 補強柱の最大材端曲げモーメントの実験値は、円形鋼板とRCスタブによる拘束の効果を考慮し、危険断面が円形補強部の端部に存在することを仮定した断面解析に基づく結果により概ね評価することができた。しかしながら、軸方向応力度が19.4MPaの条件では鋼板厚さの違いにより評価精度が異なり、仮定したコンクリートの応力度-ひずみ関係が十分ではないことを示唆していた。

本論で示した実験結果は両端がRCスタブで支持された柱試験体によるものである。最大材端曲げモーメントの検討結果によれば、スタブからの付加拘束が実験結果に大きく影響していると考えられる。実際の柱が接続するのは柱梁接合部であり、そこからの付加拘束と試験体スタブからのそれとの差異については本実験では明らかでない。これについては、純RC柱で軸力比が0.3の条件下において明確な差異がないという実験結果⁸⁾もあるが、高軸力の場合で特に曲げ圧縮側に梁がない外柱の場合には柱梁接合部に破壊が起こる可能性もあるため、今後検討が必要であると考えられる。

謝辞

本研究は、故吉村浩二先生（元大分大学教授）の指導のもとで行った。本研究を行うに当たり、大分構造・保全計画事務所所長甲斐武久氏には多大の協力を受けた。また、実験に際し大分大学技官平松強氏をはじめ同大学院学生・卒業研究の学生諸氏に協力と援助を頂いた。ここに記して深甚の謝意を表します。

参考文献

- 1) M. J. N. Priestley, F. Seible and G. M. Calvi: Seismic Design and Retrofit of Bridges, John Wiley & Sons Inc., Chapter 8., pp.585～653, 1996
- 2) Abdullah, 瀧口克己, 関根信幸, 平井慶一: 既存RC柱の耐震補強工法に関する研究(その1)～(その2), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp.859～862, 1999. 9
- 3) 日本建築防災協会: 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説, 2001改訂版, pp.2～3, 2001. 10
- 4) 文部科学省: 学校施設の耐震補強マニュアル・RC造校舎編, 2003年改訂版, pp.47～55, 2003. 7
- 5) 日本建築学会鉄筋コンクリート構造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する最新の研究成果), pp.20～21, 1992. 8
- 6) 吉岡智和, 孫玉平, 崎野健治: 高強度鉄筋コンクリート柱の曲げ終局強度(その1)～(その2), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp.387～390, 1994. 9
- 7) 今井和正, 是永健好, 瀧口克己: RC部材端部におけるコンクリートの圧縮特性と曲げ耐力, 日本建築学会構造系論文集, 第587号, pp. 189～196, 2005. 1
- 8) 堀田久人, 香川賢次, 瀧口克己: 実構造物を模した端部境界条件を有するRC造柱の曲げ強度及び変形性能に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第559号, pp. 197～203, 2002. 9

(2006年5月10日原稿受理, 2006年10月16日採用決定)