

論文 芯鉄骨入りピロティー柱の構造性能

犬飼 瑞郎*1・野口 和也*2

要旨: 近年の地震被害では、ピロティーを用いた建築物に、1階柱の柱頭柱脚が曲げ破壊し、主筋が座屈する被害が多く見られた。このような破壊を防止するには、新築ピロティー建物の1階柱の柱頭柱脚が、地震時に曲げ降伏しても軸力を保持するように、その変形性能を向上させる必要がある。そのため、本研究では、RC柱に芯鉄骨を付加することにより、変形性能及び軸力保持能力を向上させる効果を実験的に検討した。

キーワード: 芯鉄骨, 鉄筋コンクリート柱, ピロティー, 軸力保持, 帯筋量

1. はじめに

近年のピロティー建築物の地震被害では、新耐震基準施行(1981年)以降に建築されていても、1階柱の柱頭柱脚が曲げ破壊し、主筋が座屈する状況が見られた。

このような破壊を防止するため、新築ピロティー建物の1階柱の柱頭柱脚が、地震時に曲げ降伏しても軸力を保持するように、その変形性能を向上させ、地震後も使用可能とする設計法が求められている。1階柱の柱頭柱脚が曲げ降伏した後も軸力を保持するためには、柱の水平方向の変形性能を向上させる必要がある。また、1階柱には、建物全体にかかる水平力による転倒モーメントが集中することから、軸力が大きくなることが考えられる。

そのため、本研究では、RC柱に芯鉄骨を付加することにより、変形性能及び軸力保持能力を向上させる効果を検討する実験を行う。

2. 試設計

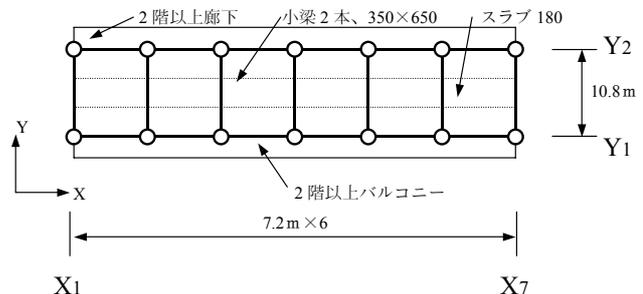
ピロティー建物の試設計において、兵庫県南部地震前及びその後改正された基準に基づいて設計を行った。改正後の基準では、ピロティー建物の1階が曲げ降伏しない崩壊形を設計することが求められ、表-1のように、軸力、

表-1 ピロティー柱の設計方針

	ケース①	ケース②
部材種別	・FA~FC	・同左
軸方向力	・ $-N_{UT} \leq N_m \leq 0.55N_{UC}$	・ $-0.75N_{UT} \leq N_m \leq 0.55N_{UC}$
曲げ	—	・引張柱は $M_u > 1.0M_m$ ・圧縮柱は $M_u \geq 1.2M_m$
せん断	・ $Q_{su} \geq 1.1Q_m$	・ $Q_{su} \geq 1.4Q_m$ かつ $Q_{su} \geq$ (柱頭・柱脚の最大曲げ耐力時のQ)

注) ケース①: 兵庫県南部地震前の基準
ケース②: 兵庫県南部地震後の基準

- N_{UT} : 終局引張軸耐力
- N_{UC} : 終局圧縮軸耐力
- N_m : 保有水平耐力時の軸応力
- M_u : 終局曲げ耐力
- M_m : 保有水平耐力時の曲げ応力
- Q_{su} : 終局せん断耐力
- Q_m : 保有水平耐力時のせん断力



注) ・1階は完全ピロティー、2階以上はEW壁とする。
・2階以上は廊下側1.7m、バルコニー側1.4mのキャンティスラブを置く。
・2階以上は、Y1通りとY2通りに雑壁120(完全スリット入り)をスパンの半分見込む。

図-1 モデル建物の平面図

*1 国土交通省国土技術政策総合研究所 総合技術政策研究センター 評価システム研究室 室長 (正会員)

*2 国土交通省国土技術政策総合研究所 建築研究部 構造基準研究室

曲げ耐力及びせん断耐力に関する設計方針が推奨されている。

この設計方針により、図-1に示すモデル建物について試設計を行ったところ、14階建てピロティー建物では、1階柱の断面は表-2のようになった。改正後の基準により設計した場合は、改正前の基準の場合と比べて、断面、配筋ともに多く必要となり、また、材料の強度も高いものとなった。この時の軸力比は、改正前では、圧縮側が0.53、引張側が-0.89である。改正後では、圧縮側が0.40、引張側が-0.40である。部材種別は、改正前では、FCだったものが、改正後ではFBとなった。

3. 試験体

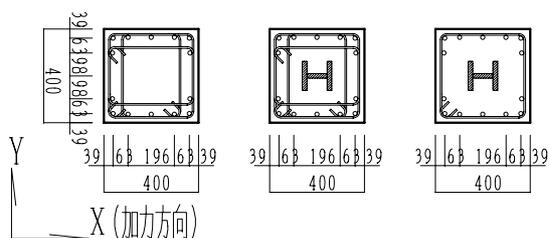
本実験の試験体は、前節の試設計における改正前の基準により設計された14階建ての1階柱を参照した。

試験体は、鉄筋コンクリート造のものが1体、それに芯鉄骨を付加した鉄骨鉄筋コンクリート造のもの1体、及び芯鉄骨を付加し帯筋を低減したもの1体の合計3体である(表-3)。

試験体の縮尺は、1/3とする。これは、保有水平耐力時の1階柱の最大軸力24,703kNを縮小して、加力装置容量4,000kNを下回るように設定した。

断面形状400×400、 $F_c=33$ 、主筋D16(SD390)は、3体とも共通である。表-3および図-2、図-3に示した試験体のX,Y方向は、図-1の試設計のX,Y方向と異なる。試験体の加力方向(図-3のX方向)と試設計の梁間方向(図-1のY方向)が一致する。

試験体3体のうち、RC造試験体1体について



(1)試験体 RC (2)試験体 SRC1 (3)試験体 SRC2

図-2 各試験体の断面図

表-2(1) 14階建てピロティー建物の1階柱(改正前)

階	断面	主筋配筋	帯筋
1	1,200×1,200	X10-D29/Y9-D29 Y方向の $p_t=0.42\%$	10/12-D13@100 $p_w=1.27\%$

注) $F_c=33$, D25(材種 SD390), D13(降伏強度 685N/mm²の異形鉄筋)

表-2(2) 14階建てピロティー建物の1階柱(改正後)

階	断面	主筋配筋	帯筋
1	1,300×1,300	X12-D32/Y13-D32 Y方向の $p_t=0.61\%$ + 芯鉄筋 8-D32	10/12-D13@100 $p_w=1.27\%$

注) $F_c=36$, D32(材種 SD390), D13(降伏強度 1,300N/mm²の異形鉄筋)

表-3 試験体概要

(14階建てピロティー建物の1階柱、縮尺1/3)

試験体	断面	主筋	帯筋
RC (改正前の基準による試設計)	400×400	X5-D16 $F_c=33$ / Y4-D16 SD390	4-UHD6@50 4-UHD6@50 SHD685
SRC1 (RCにH-125-125を追加)	"	"	"
SRC2 (SRC1のフープ筋を低減)	"	"	"

注) 1.UHD6とは、材種SHD685の径6mmの異形鉄筋。
2.SHD685とは、降伏強度685N/mm²の異形鉄筋。

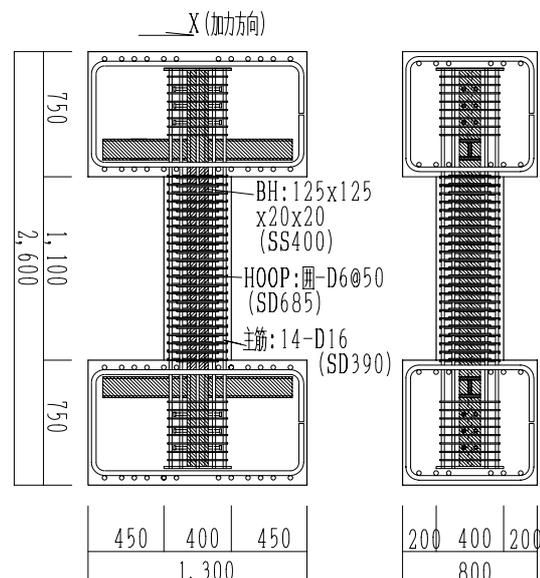


図-3 試験体 SRC1 の立面図

表-4 (1) 試験体設計時の終局強度(圧縮軸力時)

試験体	Qmu (kN)	Qsu,min (kN)	Qsu,min / Qmu	Qmu 時の τ (N/mm ²)	試験設計の保有水平耐力時の τ (N/mm ²)
RC(改正前の基準による試験設計)	513	600	1.17	3.21	3.99
SRC1(RCにH-125-125を追加)	648	743	1.15	4.05	
SRC2(SRC1のフープ筋を低減)	648	658	1.01	4.05	

注)

試験体 RC に用いた終局強度計算式¹⁾

Qmu を求めた時の曲げ終局強度式

$$M_u = \{0.5a_g \cdot \sigma_y \cdot g_r \cdot D + 0.024(1 + g_1)(3.6 - g_1)b \cdot D^2 \cdot F_c\} \left(\frac{N_{max} - N}{N_{max} - N_b} \right)$$

Qsu,min を求めた時のせん断終局強度式

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.053 p_t^{0.23} (F_c + 18)}{M / (Q \cdot d) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy}} \right\} b \cdot j$$

表-4 (2) 試験体設計時の終局強度(引張軸力時)

試験体	Qmu (kN)	Qsu,min (kN)	Qsu,min / Qmu	Qmu 時の τ (N/mm ²)	試験設計の保有水平耐力時の τ (N/mm ²)
RC(改正前の基準による試験設計)	35	317	9.08	0.22	0.25
SRC1(RCにH-125-125を追加)	77	743	9.65	0.48	
SRC2(SRC1のフープ筋を低減)	77	658	8.55	0.48	

試験体 SRC1 及び SRC2 に用いた終局強度計算式²⁾

Qmu を求めた時に用いた曲げ終局強度式

$$s \cdot M_U = s \cdot Z_p \cdot \sigma_y$$

$$r \cdot M_U = m \cdot a_r \cdot m \cdot \sigma_y \cdot m \cdot d + \frac{r \cdot N_U \cdot D}{2} \left(1 - \frac{r \cdot N_U}{c \cdot r \cdot F_c \cdot b \cdot D} \right)$$

Qsu,min を求めた時に用いたせん断終局強度式

$$r \cdot Q_{sU1} = b \cdot r \cdot j (0.5 F_s \cdot r \cdot \alpha + 0.5 w \cdot D \cdot w \cdot \sigma_y)$$

$$r \cdot Q_{sU2} = b \cdot r \cdot j (F_s \cdot \frac{b}{b} + w \cdot D \cdot w \cdot \sigma_y)$$

建築物の構造関係技術基準解説書¹⁾, SRC 造試験体 2 体について鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説²⁾により RC 部分と鉄骨部分の累加強度として、曲げ終局強度、せん断終局強度を求めた(表-4, 表-5)。試験体の破壊形式は、全て曲げ破壊とした。RC 造試験体は、水平変形の増大時に、せん断破壊しやすくするため、試験設計における帯筋比 pw=1.27%を 0.654%に低減させた。

芯鉄骨は、柱断面の 1/3 程度の大きさとし、BH-125×125×20×20 のビルドアップである。軸力に対する芯鉄骨の軸耐力の比が小さ過ぎると軸力保持能力が低下することから、断面積を大きくし、芯鉄骨の材種は SS400 とした。この場合、鉄骨比(柱断面積に対する芯鉄骨断面積の比)は 4.19%、鉄骨のみの軸耐力比(鉄骨軸耐力に対する軸力の比)は圧縮軸力時に 1.74、引張軸力時に-0.59 である。既往の芯鉄骨を用いた鉄筋コンクリート造柱の実験³⁾と比較すると、鉄骨比は十分大きい、鉄骨のみの軸耐力比も大きいので、大変形時に軸力を保持できない可能性もある。

帯筋については、SRC 試験体と比較するため、改正前の基準による RC 試験体で 4-UHD6@50 (SHD685)とし、SRC 試験体で 4-UHD6@50 (SHD685)または 2-UHD6@40 (SHD685)とした。これは、SRC 規準²⁾で、帯筋比の上限を 0.6%と

表-5 (1) 試験体設計時の軸耐力(圧縮軸力時)

試験体	軸耐力 (kN)	軸力 (kN)	軸力 / 軸耐力	軸力 / 鉄骨のみの軸耐力	試験設計の保有水平耐力時の軸力 / 軸耐力
RC(改正前の基準による試験設計)	5178	2745	0.53	—	0.53
SRC1(RCにBH-125-125を追加)	6755		0.41	1.74	
SRC2(SRC1のフープ筋を低減)	6755		0.41	1.74	

表-5 (2) 試験体設計時の軸耐力(引張軸力時)

試験体	軸耐力 (kN)	軸力 (kN)	軸力 / 軸耐力	軸力 / 鉄骨のみの軸耐力	試験設計の保有水平耐力時の軸力 / 軸耐力
RC(改正前の基準による試験設計)	-1093	-933	-0.85	—	-0.89
SRC1(RCにBH-125-125を追加)	-2670		-0.35	-0.59	
SRC2(SRC1のフープ筋を低減)	-2670		-0.35	-0.59	

表-6 コンクリートの材料特性

種類	σ_c	E _c	ϵ_c
Fc33 (早強コンクリート)	43.6	3.06	2,167

注) σ_c : 圧縮強度(N/mm²)

E_c: ヤング係数×10⁴(N/mm²)

ϵ_c : 圧縮強度時の歪×10⁻⁶(mm/mm)

表-7 鉄筋及び鋼材の材料特性

種類	σ_t	E _s	ϵ_s	σ_o
鉄筋D6(SHD685A)	683	1.87	3,663	872
鉄筋D16(SD395)	466	1.55	3,011	636
鋼材(SS400) 板厚200、幅400	277	2.061	1,341	423

注) σ_t : 降伏強度(N/mm²)

E_s: ヤング係数×10⁵(N/mm²)

ϵ_s : 降伏強度時の歪×10⁻⁶(mm/mm)

σ_o : 引張強度(N/mm²)

しているため、0.6%を下回るまで小さくした配筋である。

材料特性を表-6、表-7に示す。

4. 加力方法及び測定方法

加力は、図-4に示す装置により、水平方向に逆対称正負繰り返し水平力を、鉛直方向に変動軸力を加えた。

水平力は、水平方向の部材角が1/1600, 1/800, 1/400, 1/200, 1/133, 1/100, 1/67, 1/50, 1/33, 1/20(rad.)をピークとなるように加え、それぞれの部材角において正負を繰り返した。部材角1/800(rad.)以降は、正負を2回ずつ繰り返した。

軸力は、試設計時に行った解析を参照して、部材角0(rad.)の時に、長期軸力911kNとし、部材角1/50(rad.)の時に、保有水平耐力時の1階柱にかかる軸力 $24,703\text{kN}/9=2,745\text{kN}$ を最大および $-8,397\text{kN}/9=-933\text{kN}$ を最小として、水平変形に比例して変動させた(図-5)。

しかし、この軸力を試験体RCにかけて水平加力した時に、せん断破壊が生じなかったため、試験体SRC1及び試験体SRC2では、軸力を設計時の軸耐力比に相当する値に引き上げて水平加力を行った。したがって、試験体SRC1及び試験体SRC2の軸力は、部材角0(rad.)の時に、長期軸力比0.14(1,176kN)とし、部材角1/50(rad.)の時に、保有水平耐力時の1階柱にかかる軸力比0.41(3,577kN)を最大および-0.30(-931kN)を最小として、水平変形に比例して変動させた。さらに、部材角1/20(rad.)時に破壊するように、2回目の正負繰り返し時に軸力を最大軸力で一定とした。

軸力は、水平荷重が0kNの時に変更し、水平方向の部材角がピークに達し、除荷後、水平荷重が0kNに戻るまで一定とした。

加力用ジャッキは、水平方向に油圧式を2台、鉛直方向にアクチュエーターを4台設置した。水平方向の2台の油圧式ジャッキは、試験体の中間の高さに設置され、電動ポンプにより変形が同じになるように制御した。鉛直方向のアク

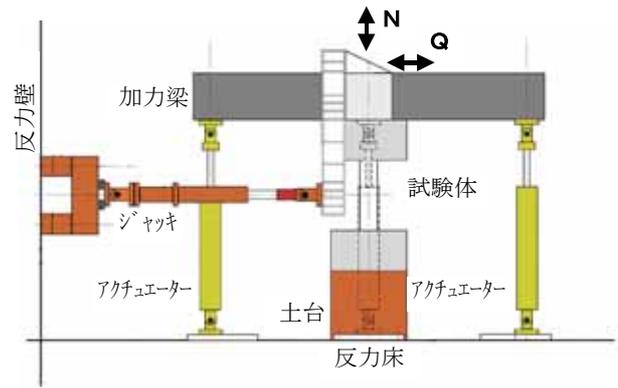


図-4 加力装置の立面図

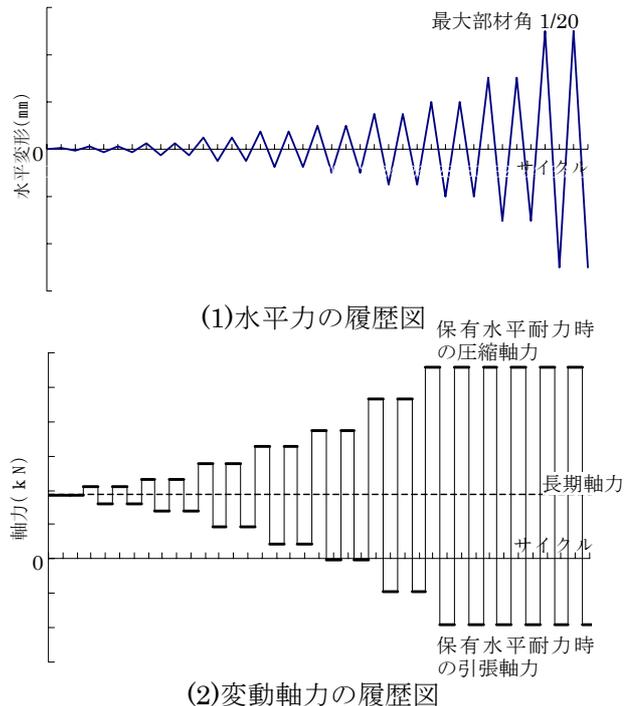


図-5 加力履歴図

チュエーター4台は、試験体の周囲に設置され、試験体の柱頭が水平になるように、更に、軸力が一定になるように、制御した。

測定は、コンクリート表面の変形を計測する変位計および鉄筋および鉄骨の歪を計測する歪ゲージにより行った。

5. 実験結果

各試験体の水平荷重-水平変形関係を図-6に示す。

試験体3体とも、部材角1/50(rad.)まで軸力を保持した。試験体RCは、芯鉄骨が無くても、軸力比が小さいため、部材角1/20(rad.)まで軸力を

保持した。試験体 SRC1 は、芯鉄骨を内蔵することにより、最大軸力を大きくしても、部材角 $1/20(\text{rad.})$ まで軸力を保持した。しかし、試験体 SRC2 は、帯筋を減らしたため、部材角 $1/20(\text{rad.})$ までは軸力を保持できなかった。

以下に、各試験体の詳細な性状を示す。

(1) 試験体 RC

部材角 $1/133(\text{rad.})$ に、柱頭および柱脚の危険断面の外側において、主筋が降伏し、部材角 $1/100 \sim 1/67(\text{rad.})$ に、中段の主筋が降伏した。部材角 $1/20(\text{rad.})$ まで軸力を保持した。

部材角 $1/20(\text{rad.})$ には柱頭および柱脚のコンクリートが圧壊したが、斜めひび割れは進展しなかった。帯筋の歪を 5 箇所で計測したが、いずれも降伏しなかった。

(2) 試験体 SRC1

部材角 $1/133(\text{rad.})$ に、柱頭及び柱脚の危険断面の外側において、主筋が降伏した。芯鉄骨も降伏した。部材角 $1/67(\text{rad.})$ に、中段の主筋が降伏し。部材角 $1/33(\text{rad.})$ に、帯筋の歪を計測している 5 箇所のうち中段の 3 箇所、帯筋が降伏した。

部材角 $1/20(\text{rad.})$ の正負両側の水平加力まで軸力を保持した。そのため、2 回目の負側の水平加力時に、軸力を正側と同じ $3,577\text{kN}$ のまま水平加力したところ、軸力は保持しているが、ほとんどのかぶりコンクリートが剥落したので、加力を終了した。柱頭及び柱脚の危険断面で計測した芯鉄骨の歪は、最大で約 0.01mm/mm 以下と小さかった。

(3) 試験体 SRC2

部材角 $1/133(\text{rad.})$ に、柱脚の危険断面の外側に

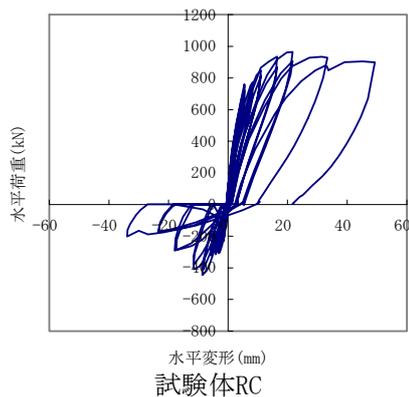


図-6 (1) 水平荷重-水平変形関係



写真-1 (1) ひび割れ状況(試験体 RC)

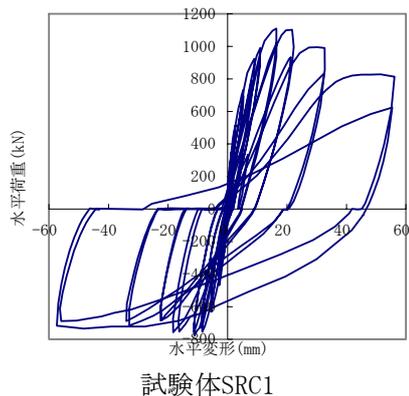


図-6 (2) 水平荷重-水平変形関係



写真-1 (2) ひび割れ状況(試験体 SRC1)

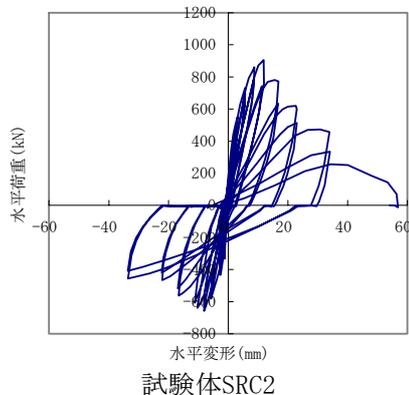


図-6 (3) 水平荷重-水平変形関係



写真-1 (3) ひび割れ状況(試験体 SRC2)

において、主筋が降伏した。芯鉄骨も降伏した。

部材角 $1/133 \sim 1/100(\text{rad.})$ に、帯筋の歪を計測している 5 箇所のうち中段の 3 箇所、帯筋が降伏した。

部材角 $1/20(\text{rad.})$ の 1 回目の正側の水平加力時に、コアコンクリートが帯筋を押し広げ、帯筋端部の 135° フックが主筋からはずれることにより、軸力を保持できなくなったので、加力を終了した。なお、帯筋端部の 135° フックには、通常どおり、余長 $6d$ (d は、鉄筋径)を確保して

表－8 (1) 終局強度の計算値との比較(圧縮軸力時)

試験体	計算値			実験値		実験値/計算値
	Qmu (kN)	Qsu,min (kN)	Qsu,min / Qmu	最大耐力 Qexpc(kN)	Qexpc 時の部材角(rad.)	
RC(改正前の基準による試設計)	818	637	0.78	964	1/51	1.51
SRC1(RCにBH-125-125を追加)	834	813	0.97	1110	1/67	1.37
SRC2(SRC1のフープ筋を低減)	834	729	0.87	905	1/93	1.24

表－8 (2) 終局強度の計算値との比較(引張軸力時)

試験体	計算値			実験値		実験値/計算値
	Qmu (kN)	Qsu,min (kN)	Qsu,min / Qmu	最大耐力 Qexpt(kN)	Qexpt 時の部材角(rad.)	
RC(改正前の基準による試設計)	-80	-354	4.45	-446	1/128	5.60
SRC1(RCにBH-125-125を追加)	-106	-813	7.67	-779	1/99	7.35
SRC2(SRC1のフープ筋を低減)	-106	-729	6.88	-659	1/136	6.22

いた。

柱頭及び柱脚の危険断面で計測した芯鉄骨の歪は、最大で約 0.01mm/mm 以下と小さかった。

6. 考察

試験体の最大耐力と限界変形について、既往の研究の計算値と比較した。

表－8 に、最大耐力とその時の部材角と計算値との比較を示す。圧縮軸力時の最大耐力については、実験値が、せん断終局強度の計算値の 1.2～1.5 倍程度大きな値となり、既往の設計式と良く対応した。引張軸力時の最大耐力は、曲げ終局強度の計算値を大きく上回った。

表－9 に、限界変形の計算値と実験値の比較を示す。限界変形の計算値 Ru は、曲げ破壊型鉄筋コンクリート造柱に関する文献⁴⁾により求め、その時に用いるコアコンクリートの圧縮強度 f'c は文献⁵⁾により増加させた。

$$Ru = \begin{cases} (1 - \eta eq) / 57 & (Ru \leq 0.01 \text{ の場合}) \\ (1 - 2 \eta eq) / 14 & (0.01 \leq Ru \leq 0.06 \text{ の場合}) \end{cases}$$

ηeq : 軸力変動を考慮した鉛直荷重時のコンクリートの軸力比⁴⁾

表－9 より、試験体 RC および試験体 SRC1 では、限界変形の実験値が計算値と良く対応したが、試験体 SRC2 では、実験値が計算値を下回った。これは、試験体 SRC2 のコアコンクリートが帯筋を押し広げることが原因と考えられる。

表－9 限界変形の計算値との比較(圧縮軸力時)

試験体	計算値	実験値
	部材角 Ru (rad.)	部材角 Rexp ⁽¹⁾ (rad.)
RC(改正前の基準による試設計)	1/30	1/20
SRC1(RCにBH-125-125を追加)	1/40	1/33
SRC2(SRC1のフープ筋を低減)	1/47	1/67

注) (1) 部材角 Rexp は、耐力が最大耐力の 80% まで低下した時の部材角とした。

7. まとめ

以上の試設計、実験により、以下の知見が得られた。

- (1) 鉄筋コンクリート造柱に芯鉄骨を内蔵させることにより、水平変形能力を向上させることが出来る。
- (2) 芯鉄骨入り鉄筋コンクリート造柱の水平変形能力および軸力保持能力の向上を図るためには、十分な帯鉄筋を配置する必要がある。

参考文献

- 1) 2001 年版 建築物の構造関係技術基準解説書, (財)日本建築センター等, 平成 13 年, pp.520-523
- 2) 鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, (社)日本建築学会, 2001 年, pp.28-29
- 3) 南 宏一等: 芯鉄骨合成柱の耐震性能に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文集第 526 号, (社)日本建築学会, 1999 年 12 月, pp.201-208
- 4) 稲井 栄一, 平石 久廣: 軸力変動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 年 7 月
- 5) 崎野 健治, 孫 玉平: 直線型横補強材により拘束されたコンクリートの応力—ひずみ関係, 日本建築学会構造系論文集, 第 461 号, pp.95-104, 1994 年 7 月