

論文 高強度コンクリート SRC 柱の曲げ性状に関する研究

宮内 靖昌*1・東端 泰夫*2・西村 泰志*3・南 宏一*4

要旨：設計基準強度 $F_c=450 \sim 630 \text{ kgf/cm}^2$ の高強度コンクリートを用いた十字形鉄骨内蔵SRC柱の曲げ破壊性状を実験的に検討した。実験変数は、コンクリート強度、軸力比、帯筋比と帯筋の降伏応力度である。実験結果に基づき、初期剛性、曲げひび割れ発生荷重、終局曲げ耐力および復元力特性などを求める算定式を提案し、その適用性を明らかにした。

キーワード：SRC柱、高強度コンクリート、高強度帯筋、終局曲げ耐力、変形性能

1. はじめに

日本建築学会：鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（1987年）[1] において適用される材料は、鉄骨の材質は SM520 以下、コンクリートの設計基準強度は $F_c=360 \text{ kgf/cm}^2$ 以下とされている。しかしながら、近年コンクリート系建物のより高層化、大スパン化、あるいは部材断面の縮小化等を図るために、高強度材料を用いた鉄骨鉄筋コンクリート（以下、SRCと略す）構造に関する研究が行われている。本論は、鉄骨および主筋は普通強度とし、コンクリートを $F_c=450 \sim 630 \text{ kgf/cm}^2$ の高強度としたSRC柱の曲げ耐力および曲げ破壊性状を実験的に検討した結果について報告するものである [2] [3]。

2. 実験方法

2.1 試験体

表-1 に試験体の一覧を示す。実験は2つのシリーズからなる。実験変数は、コンクリート強度 (F_c)、軸力比 (n)、帯筋比 (P_w) および帯筋の降伏応力度 ($w\sigma_y$) であり、帯筋比と帯筋の降伏応力度を変えることにより、それらの積 $P_w \cdot w\sigma_y$ (本論では、帯筋量と称す) を3種類に変化させた。試験体数は合計 14 体である。図-1 に試験体の断面・形状および柱部分の配筋状況を示す。試験体は、片持ち柱の形状であり、柱断面は

表-1 試験体一覧

シリーズ	試験体	コンクリート強度		(8) 軸力比 n	帯筋比 P_w (%)	帯筋の降伏 応力度 $w\sigma_y$ (kgf/cm^2)	(7) $P_w \cdot w\sigma_y$ (kgf/cm^2)		
		F_c (1)	σ_B (2)						
I	MN36-275 MN36-277	270	260	0.5	0.36 (3)	(6) 3000	11.8		
	0.7								
	MN36-453 MN36-455 MN36-457	450	414	0.3	0.36				
	0.5								
	0.7								
	MN36-633 MN36-635 MN36-637	630	566	0.3	0.36				
0.5									
0.7									
II	MU45-277	270	286	0.7	0.45 (4)	13000	63.3		
	MU45-455 MU45-457	450	496	0.5	0.45				
	0.7								
	MU45-635 MU70-635 MU70-637	630	636	0.5	0.45			13000	98.5
	0.5								
	0.7								

(1) 設計基準強度 (kgf/cm^2) (2) コンクリートの実強度 (kgf/cm^2)

(3) 2-4.5 ϕ @35 (135° フック) (4) 2-5 ϕ @35 (スパイラル)

(5) 2-5 ϕ @22.5 (スパイラル)

(6) 帯筋の降伏応力度の規格値 (7) 帯筋の実降伏応力度を用いて求めた値

(8) $n = N / N_u$, $N_u = cN_u + rN_u + sN_u$

ここで、 N ; 載荷軸力 (tonf), N_u ; SRC柱の終局圧縮耐力の計算値 (tonf)

cN_u, rN_u, sN_u ; コンクリート、主筋、鉄骨の終局圧縮耐力の計算値 (tonf)

$cN_u = A_c \cdot \sigma_B$ (A_c : コンクリートの断面積)

$rN_u = A_r \cdot r\sigma_y$ ($A_r, r\sigma_y$: 主筋の断面積, 降伏応力度)

$sN_u = A_f \cdot s\sigma_y + A_w \cdot s_w\sigma_y$ ($A_f, s\sigma_y$: フランジの断面積, 降伏応力度,

$A_w, s_w\sigma_y$: ウェブの断面積, 降伏応力度)

* 1 (株) 竹中工務店 技術研究所 生産研究開発部 (正会員)

* 2 (株) 竹中工務店 技術研究所 生産研究開発部 主席研究員 (正会員)

* 3 大阪工業大学助教授 工学部建築学科, 博士 (工学) (正会員)

* 4 福山大学教授 工学部建築学科, 工博 (正会員)

B x D=25 x 25 cm (B:柱幅, D:柱せい), 試験部分の柱長さは h=90cm であり, せん断スパン比を M/QD=3.6 とした。鉄骨 (SM490A材) は所定のプレートを溶接組立した十字形であり, 断面は H-150 x 80 x 6 x 12 (断面積 53.2 cm²) である。柱主筋は 12-D10 (引張鉄筋比 Pt = 0.68%) とした。帯筋の配筋は 3 種類であり, (a) 2-4.5 φ @35 (Pw = 0.36%, 135° フック), (b) 2-5 φ @35 (Pw = 0.45%, スパイラル) および (c) 2-5 φ @22.5 (Pw = 0.70%, スパイラル) とした。

2.2 使用材料

コンクリートは, 最大粗骨材径13mmの普通コンクリートである。表-2に実験時におけるコンクリート (現場封かん養生) の力学的性質を示す。また, 表-3に鋼材の引張試験結果を示す。

2.3 加力および計測方法

図-2に加力装置の概要を示す。所定の圧縮軸力を載荷し, 軸力を一定に保持した後, L字形の載荷フレームを介して柱に正負くり返しのせん断力を加えた。加力サイクルは, 柱脚に対する加力点の水平変位 (δ) を柱長さ (h=90cm) で除した変形部材角 R ($=\delta/h$) による変位制御とした。

3. 実験結果

3.1 破壊経過

図-3に最大耐力時におけるひび割れ状況の一例を示す。コンクリート強度および帯筋量による各試験体の破壊経過の違いは明確ではなく, 軸力比による影響が大きかった。軸力比 n=0.3の試験体は,

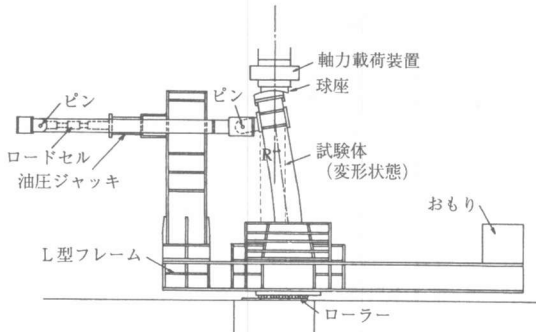


図-2 加力方法

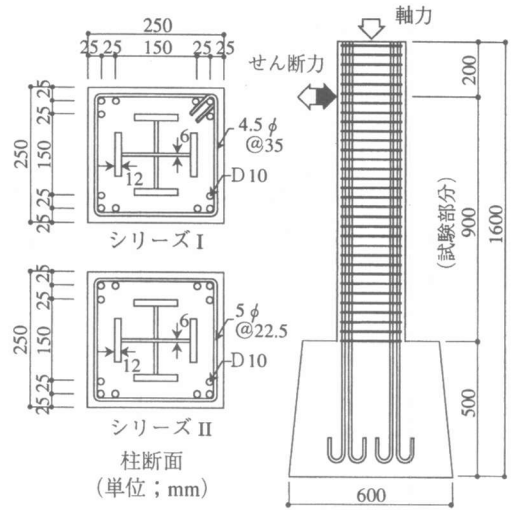


図-1 試験体の断面・形状および配筋

表-2 コンクリートの力学的性質

シリーズ	圧縮強度 (kgf/cm ²)	ヤング係数 (kgf/cm ²)	割裂強度 (kgf/cm ²)
I	260	2.13 x 10 ⁵	23.9
	414	2.73 x 10 ⁵	29.5
	566	3.07 x 10 ⁵	41.2
II	286	2.76 x 10 ⁵	21.7
	496	3.06 x 10 ⁵	33.7
	636	3.29 x 10 ⁵	44.8

- ・実験開始日, 終了日の平均値
- ・ヤング係数は, 1/3強度時の割線剛性

表-3 鋼材の力学的性質

シリーズ	種類	使用箇所	降伏応力度 (kgf/cm ²)	ヤング係数 (kgf/cm ²)
I	PL12	フランジ	3347	2.04 x 10 ⁶
	PL6	ウェブ	4160	2.01 x 10 ⁶
	D10	主筋	4059	1.86 x 10 ⁶
	4.5 φ	帯筋	3282	1.97 x 10 ⁶
II	PL12	フランジ	3634	2.00 x 10 ⁶
	PL6	ウェブ	3819	1.92 x 10 ⁶
	D10	主筋	3790	1.85 x 10 ⁶
	5 φ	帯筋	14073 (1)	1.95 x 10 ⁶

(1) 0.2%のオフセット法により求めた

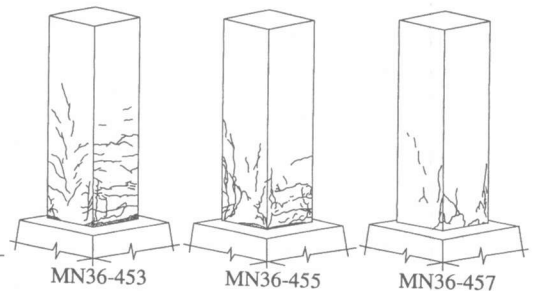


図-3 ひび割れ状況 (最大耐力時)

部材角 $R=0.5/100\text{rad.}$ の加力サイクル時に曲げひび割れが発生し、その後せん断ひび割れ、主筋に沿った縦ひび割れが順次発生し、 $R=1/100\text{rad.}$ 付近でコンクリートの圧壊が開始した。 $R=1.5/100\text{rad.}$ で最大荷重に達した後、柱脚部のコンクリートの圧壊、はく落が進行し、最終的には柱脚部で曲げ圧縮破壊した。これに対して、軸力比 $n=0.5$ の試験体は、 $R=0.5\sim 1/100\text{rad.}$ で曲げひび割れおよびコンクリートの圧壊がほぼ同時期に発生した。軸力比 $n=0.7$ の試験体は、 $R=0.5/100\text{rad.}$ の加力サイクル時にまずコンクリートの圧壊が発生し、明確な曲げひび割れは観察されなかった。その後、軸力比 $n=0.5$ 、 $n=0.7$ の試験体はともに主筋および弱軸フランジに沿った縦ひび割れが顕著になり、最終的には曲げ圧縮破壊した。

3.2 荷重－変位関係

図-4に各試験体の荷重－変位曲線を（シリーズIIの試験体は包絡線を破線で示す）、図-5に包絡線の比較と上下加力スタブの相対鉛直変位から求めた柱の軸縮みの推移状況をあわせて示す。縦軸は柱に作用したせん断力 $Q(\text{tf})$ あるいは軸ひずみ $\epsilon_v(\%)$ を、横軸は柱の部材角 $R(1/100\text{rad.})$ を示す。

- (1) 同一軸力比の試験体において、コンクリート強度が大きくなるほど最大耐力は増大した。しかしながら、最大耐力後の耐力低下は大きくなり、変形性能は小さくなった。これは、軸力比は同じでもコンクリート強度が大きいほど軸力が大きく、コンクリートの曲げ圧壊の進行により鉄骨への軸力負担が大きくなったためであると考えられる。
- (2) 従来の普通強度の帯筋を配筋した試験体に対して、高強度帯筋を用いた試験体は最大耐力が増大し、変形性能も向上した。従って、高軸力を受ける高強度コンクリートSRC柱の耐震性能を向上させるために、高強度帯筋を用いて帯筋量 $P_w \cdot w \cdot \sigma_y$ を増大させることは有効である。
- (3) 各試験体とも最大耐力の発揮後軸ひずみが増大しており、耐力低下と軸ひずみの急増には関連があるが、高強度帯筋を用いた試験体は、従来の帯筋を用いた試験体に比べて軸縮みが小さくなった。

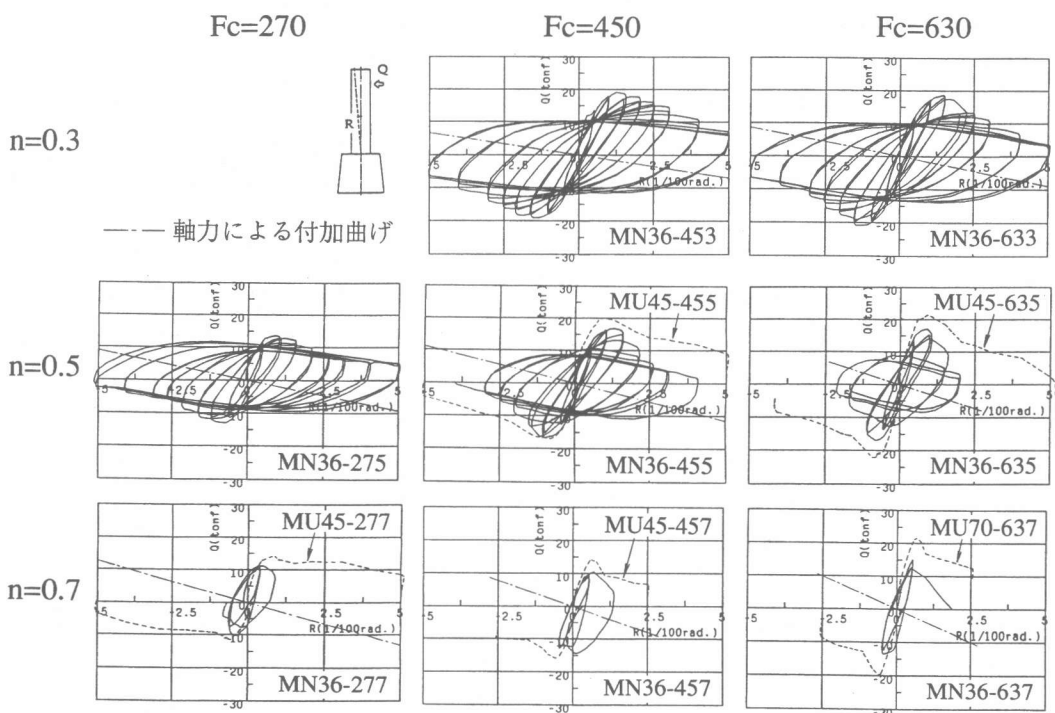


図-4 荷重－変位曲線

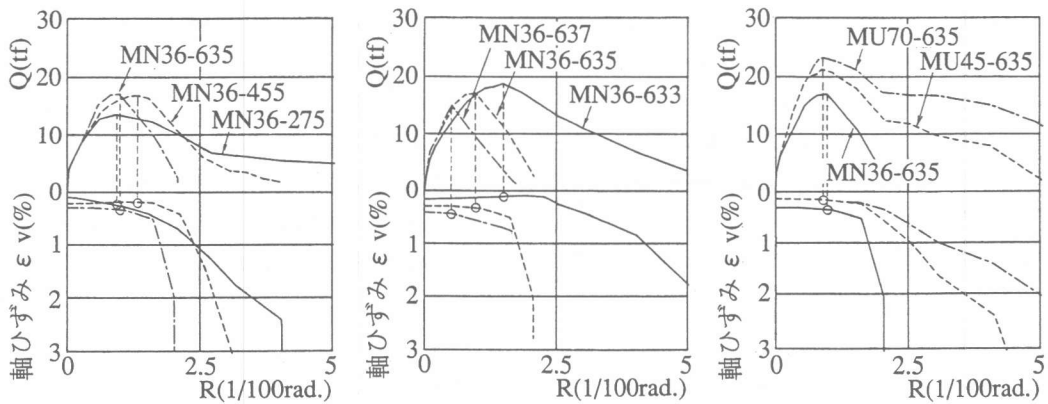


図-5 荷重-変位曲線の包絡線の比較および軸縮みの推移状況

3.3 帯筋のひずみ状況

図-6に $F_c=630$ の試験体の帯筋のひずみ推移状況を示す(柱脚より1Dの位置, D:柱せい)。縦軸はひずみ ϵ を, 横軸は部材角 R (1/100 rad.) を示し, 図中には普通強度および高強度の帯筋の降伏ひずみ度 ϵ_{y1} , ϵ_{y2} をそれぞれ示す。最大耐力時に帯筋は降伏ひずみ度に達していない。しかしながら, 高強度帯筋のひずみは, 最大耐力後も変形の増大に伴い徐々に増大しており, 内部コンクリートへの拘束効果を発揮しているものと思われる。

4. 実験結果の検討

4.1 初期剛性の検討

図-7にひび割れ発生までの初期剛性の実験値と弾性剛性の計算値を比較して示す。縦軸は実験値 eK を, 横軸は計算値 cK を示す。弾性剛性の計算は次式を用いた。

$$cK = Q / \delta \quad (1)$$

$$\delta = \delta b + \delta s \quad (\text{柱の水平変位}) \quad (2)$$

$$\delta b = Q \cdot h^3 / 3 \cdot E_c \cdot I_e \quad (\text{曲げ変形}) \quad (3)$$

$$\delta s = \kappa \cdot Q \cdot h / G_c \cdot A_e \quad (\text{せん断変形}) \quad (4)$$

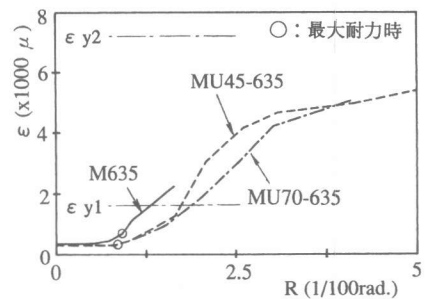
ここに, E_c : コンクリートのヤング係数 (kgf/cm²)

G_c : コンクリートのせん断弾性係数 (kgf/cm²)

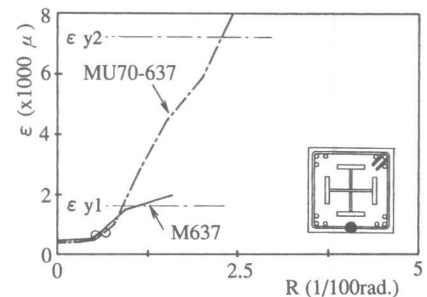
$$G_c = E_c / 2 (1 + \nu), \quad \nu: \text{ポアソン比 (1/6)}$$

h : 柱長さ ($h=90\text{cm}$)

計算値に対して, 実験値は0.8~1.2の範囲に約80% (11/14体) の試験体が含まれ (実験値/計算値の比の平均は1.16), 高強度コンクリートを用いたSRC柱の初期剛性は, 式(1)ではほぼ計算できることが明らかとなった。



(a) 軸力比 $n=0.5$



(b) 軸力比 $n=0.7$

図-6 帯筋のひずみ状況 ($F_c=630$)

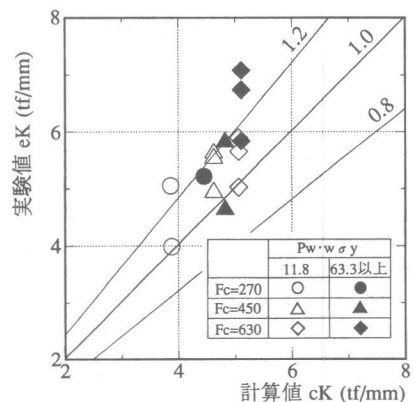


図-7 初期剛性と弾性剛性計算値との比較

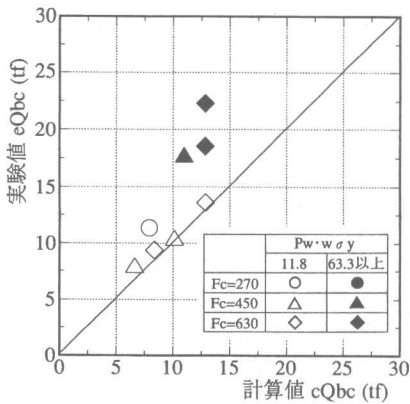


図-8 曲げひび割れ荷重の比較

表-4 最大耐力の検討

試験体	軸力 (tf)	最大耐力 (tf)			
		実験値(1)	計算値	実/計	
I	MN36-275	183.4	14.77	15.11	0.98
	MN36-277	255.3	11.84	10.58	1.12
	MN36-453	136.4	20.90	18.93	1.10
	MN36-455	227.4	19.40	18.18	1.07
	MN36-457	318.4	13.80	12.57	1.10
	MN36-633	173.0	22.38	21.73	1.03
II	MN36-635	288.4	19.56	20.32	0.96
	MN36-637	403.8	16.34	12.66	1.29
	MU45-277	267.7	14.27	10.19	1.40
	MU45-455	246.5	20.80	19.18	1.08
	MU45-457	344.7	17.21	13.23	1.30
	MU45-635	286.8	24.32	21.69	1.12
MU70-635	286.9	23.55	21.68	1.09	
MU70-637	404.5	23.29	14.60	1.60	

(1) 実験値は、軸力による負荷曲げを加えた正負荷重の平均値

4.2 曲げひび割れ発生荷重の検討

ひび割れが発生するまで平面保持が成立すると考え、曲げひび割れ発生荷重を次式により求めた。

$$Q_{bc} = M_{bc} / h \quad (5)$$

$$M_{bc} = 1.8 \sqrt{\sigma_B \cdot Z_e + N \cdot Z_e} / (B \cdot D) \quad (6)$$

ここに、 h ：試験部分の柱長さ ($h=90\text{cm}$)

N ：軸力 (kgf)

Z_e ：鋼材を考慮した等価断面係数 (cm^3)

図-8に軸力比 $n=0.3$ および 0.5 の試験体の曲げひび割れ発生荷重の実験値 (eQ_{bc}) と式(5)で求めた計算値 (cQ_{bc}) を比較して示す。従来の普通強度の帯筋を配筋したシリーズIの試験体の計算値に対する実験値の比(実/計)は $1.04 \sim 1.43$ となり、これに対して高強度帯筋を配筋したシリーズIIの試験体は $1.45 \sim 1.74$ となった。

4.3 終局曲げ耐力の検討

一般化累加強度式 [4] により求めた各試験体の最大耐力の計算値と実験値(軸力による付加曲げを加えた)を表-4に示す。また図-9に最大耐力の実験値と計算値の比較を、図-10にシリーズIの試験体の軸力-曲げモーメント相関曲線を示す。計算には、SRC規準に従いコンクリート強度を低減した($cru=0.81$)。従来の普通強度の帯筋を用いたシリーズIの試験体の計算値に対する実験値の比(実/計)は $0.96 \sim 1.29$ となり、高強度コンクリートを用いたSRC柱の終局曲げ耐力は、一般化累加強度式によりほぼ計算できることが明らかとなった。一方、高強度帯筋を用いたシリーズIIの試験体の実験値/計算値の比は $1.08 \sim 1.60$ となり、シリーズIより大きくなった。

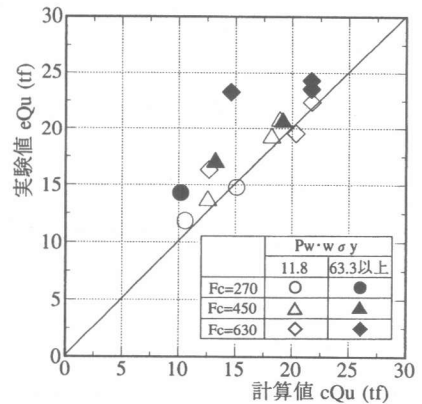


図-9 最大耐力の比較

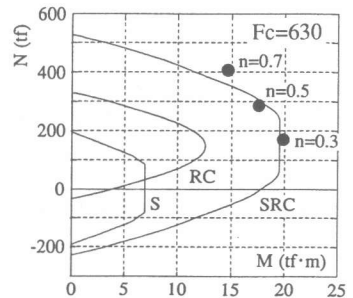
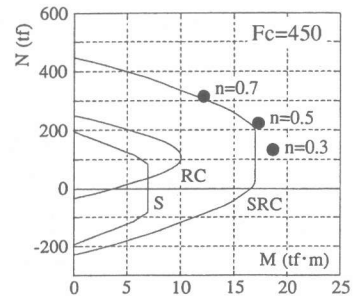


図-10 軸力-曲げモーメント相関曲線 (シリーズI)

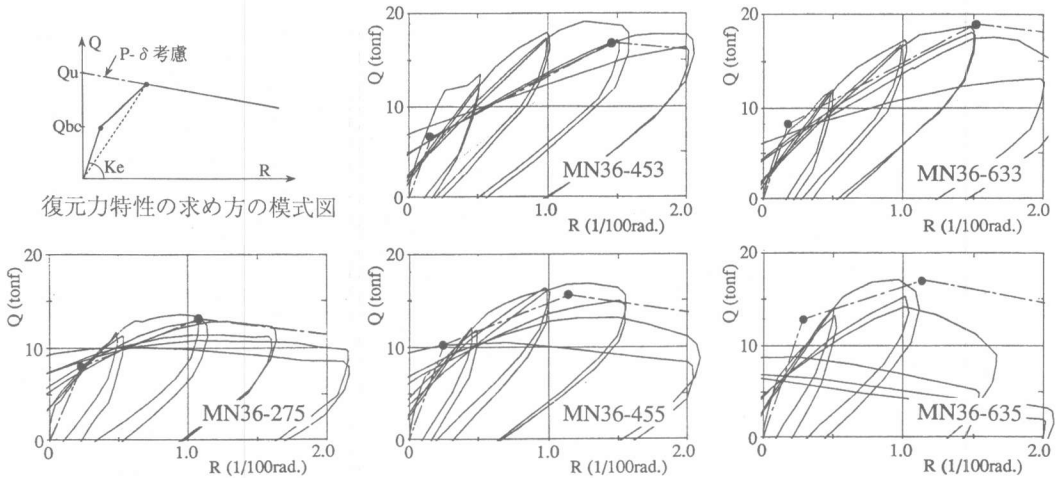


図-11 復元力特性の比較 (シリーズI)

4.4 復元力特性

図-11 にシリーズ I の試験体の復元力特性のモデル (一点鎖線) と荷重-変位曲線 (正荷重) を比較して示す。復元力特性のモデルは、図中の模式図に示すように、(1) ひび割れ発生まで弾性剛性とする、(2) ひび割れ発生後の剛性は、日本建築学会RC規準に従い、菅野式によりRC部分の剛性を低下させることにより求めた。なお、RC部分の負担軸力は、鉄骨とRCの終局圧縮耐力計算値の比に従い軸荷軸力を振り分けて求めた。図より、復元力特性のモデルは実験結果をおおよそ追従することが明らかとなった。

5. まとめ

高強度コンクリート ($F_c=450\sim 630 \text{ kgf/cm}^2$) および高強度帯筋 (降伏応力度 $w\sigma_y=13000 \text{ kgf/cm}^2$) を用いた十字形鉄骨内蔵SRC柱の曲げ破壊性状を検討した結果、以下の結論が得られた。

- (1) コンクリート強度が大きくなるに従い、最大曲げ耐力は増大した。その耐力は日本建築学会SRC規準に従い、一般化累加強度式によりほぼ安全側に算定できることが明らかとなった。
- (2) 設計用軸圧縮力に対し、鋼材の材質はそのままでも、コンクリート強度を大きくして軸力比を小さくすることにより、SRC柱の耐震性を向上させることができる。しかしながら、同一軸力比でも、コンクリート強度が大きくなるに従い、最大耐力後の耐力低下が大きくなり、変形性能は低下した。
- (3) 高強度帯筋を用いて帯筋量 $P_w \cdot w\sigma_y$ (P_w ; 帯筋比, $w\sigma_y$; 降伏応力度) を大きくすることにより、高軸力下においても変形性能を改善できることが明らかとなった。

参考文献

- 1) 日本建築学会：鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 (第4版), 1987.6
- 2) 西岡雅明, 宮内靖昌, 木村衛, 南宏一：高強度コンクリートを用いたSRC柱の終局曲げ耐力と変形性能, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.12-2, pp.455-460, 1990
- 3) 宮内靖昌, 木村衛, 東端泰夫他：高強度コンクリートを用いたSRC柱の力学性状に関する研究 (その5~7), 日本建築学会大会, pp.1721-1726, 1992.8
- 4) 鋼材倶楽部：SRC構造用H形鋼デザインマニュアル, pp.287-292, 1984

謝辞

本研究の遂行に際して、(株)竹中工務店 東京本店設計部の田中幸雄氏、沢村牧人氏、山本正幸氏、技術研究所の木村衛氏、長嶋俊雄氏の御指導をいただきました。また実験の実施には、西岡雅明氏をはじめ、当時大阪工業大学卒業研究生のご協力をいただきました。