曲げせん断を受けるH形鋼SRC柱の弾塑性変形並びに 崩壊性状に関する研究

——一方向載荷実験および変形解析——

RESEARCH ON THE ELASTO-PLASTIC DEFORMATION AND FRACTURE BEHAVIOURS OF WIDE FLANGE STEEL ENCASED REINFORCED CONCRETE COLUMNS SUBJECTED TO BENDING AND SHEAR

——Monotonic loading and deformation analysis——

山田 稔*, 河村 廣**, 谷 明勲***, 張 富明****

Minoru YAMADA, Hiroshi KAWAMURA, Akinori TANI and Fuming ZHANG

The purpose of this paper is to make clear the elasto-plastic deformation and fracture behaviours of wide flange steel encased reinforced concrete (SRC) columns subjected to combined bending and shear under constant compressive axial force.

Firstly, monotonic tests are carried out to clarify the effects of shear span ratios and b/t ratios of encased steel. Then, a macro-model is developed for deformation analysis, and the interactions between R/C part and Steel part are discussed. The validity of proposed analysis is verified by comparing with the test results.

Keywords : shear, bending, shear span ratio, deformation, fracture, macro-model

1. 序

鉄骨鉄筋コンクリート (SRC) 構造, 特に充腹形の SRC 構造は近年, 中高層建築に広く用いられている。その理由の一つは, 曲げせん断を受ける場合, SRC 柱部材は鉄筋コンクリート (RC) 柱部材より耐震性能が優れているとされていることによる。この曲げせん断を受ける SRC 柱について, 既に幾つかの実験的な研究が行われているが^{1)~3)}, いずれも弾塑性変形と履歴性状に重点を置いたものである。しかし, 柱のせん断スパン比が短くなるにつれて, その変形能力, エネルギー吸収能力が激減し, 履歴性状よりも崩壊に至る破壊領域あるいは崩壊の時点を重要視すべきだと考えられる。すなわち, 長柱の終局変形を変形の限界とした場合, 同一層にある短柱は既に劣化域あるいは崩壊状態にあると考えられるため, 曲げせん断を受ける SRC 柱の一方向載荷状況下の弾塑性変形並びに崩壊性状をまず明らかにする必要があると考えられる。

曲げせん断を受ける場合, 柱は多軸応力状態にあり, 有限要素法を用いることによる変形解析も不可能ではないが, 解析の煩雑さに加えてコンクリートの構成則も未解明の部分が多い。一方, 力の流れと変形状態をマクロ的にとらえ, いわゆるマクロ解析モデルを用いることにより, 最大耐力を含め崩壊に至るまでの弾塑性変形性状を大局的に, かつ簡潔に明らかにすることも重要な研究課題と考えられる。しかし, このような解析的な研究は, 最大耐力^{4), 5)}, あるいは弾塑性変形^{6)~8)}に関し, わずかしが行われておらず, 現状ではきわめて不十分である。さらに, SRC 柱の RC 部分と鉄骨部分の間に相互作用が存在し, その一つは両部分の変形の適合条件によるものと考えられる。すなわち, 鉄骨とコンクリートの付着が期待できないとしても, 鉄骨は横方向に RC 部分に拘束され, 力のやりとりが存在するはずである。したがって, RC 部分と鉄骨部分の変形の適合条件に関する考察は, 弾塑性変形性状の解明はいうまでもなく, 曲げせん

本論文の一部は, 文献 9), 10) に発表したものである。

* 神戸大学 教授・工博

** 神戸大学 助教授・工博

*** 神戸大学 助手・工修

**** 神戸大学 大学院生・工修

Professor of Kobe Univ., Dr. Eng.

Associate Professor of Kobe Univ., Dr. Eng.

Research Associate of Kobe Univ., M. Eng.

Graduate Student of Graduate School of Kobe Univ., M. Eng.

断耐力の評価に対しても重要な意味を持つと思われる。

本報では、まず H 形鋼 SRC 柱について、柱の供試スパン H と断面せい D の比 H/D 、鉄骨フランジ幅厚比 b/t を主なパラメータとし、一定軸圧の下に複曲率曲げせん断一方向載荷実験を行い、崩壊に至るまでの弾塑性変形性状を実験的に明らかにする⁹⁾。ついで、マクロ解析モデルを用いた変形解析を行うことにより、崩壊に至るまでの弾塑性変形性状、特に RC 部分と鉄骨部分の拘束状況と抵抗の配分などを解析的に明らかにする¹⁰⁾。

2. 実験

2-1 供試体および実験系列

供試体の断面は $b \times D = 125 \text{ mm} \times 125 \text{ mm}$ (b : 断面幅, D : 断面せい) の正方形とし、その断面と配筋を Fig.1 に示す。内蔵 H 形鉄骨は材質 SS 41 の板材を built-up 溶接したものを用いる。主筋は異形鉄筋 4-D10、帯筋は溶接型で丸鋼 $\phi 3 @ 50$ を用いる。鋼材量およびその力学的性質を Table 1 に示す。セメントは早強ポルトランドセメント、コンクリートの配合は 1 : 2.55 : 3.34, $W/C = 65\%$ 、粗骨材は最大粒径 10 mm 以下の川砂利を使用した。コンクリートの打設は、鉄骨フランジ幅厚比 $b/t = 20$ の各供試体は縦で、他の供試体は横で行い、その力学的性質を Table 2 に示す。

実験系列を Table 2 に併せて示す。実験変数を鉄骨フランジ幅厚比 b/t ($=20, 15, 10, 9, 0$) と柱長さ H と断面せい D の比 H/D ($=1, 2, 3, 5$) とし、軸力 N は断面中心軸圧縮耐力 N_{0c} の $1/3$ で一定とする。Fig.1 には b/t ごとに各々の断面図を示す。ただし、 $b/t = 15$, $H/D = 2, 5$ の SRC 柱については、軸圧比 $N/N_{0c} =$

(g) 配筋図

Fig.1 供試体

Table 1 鋼材の力学的性質と鋼材量

	σ_y	σ_{max}	構成	鋼材量
主筋	3810	6150	4-D10	$t_p = 0.92\%$
鉄骨	20	2540	3630	H-80x80x2.0x2.0 $s_p = 3.02\%$
	15			H-80x60x2.0x2.0 $s_p = 2.51\%$
	10	2700	3470	H-80x40x2.0x2.0 $s_p = 2.00\%$
	9	2900	4500	H-50x60x3.2x3.2 $s_p = 2.51\%$
帯筋	2970	3750	$\phi 3 - 50$	$w_p = 0.23\%$

σ : kg/cm²

t_p : 引張鉄筋比

s_p : 鉄骨比

Table 2 H 形鋼 SRC 柱および RC 断面柱の一方向載荷実験結果並びに最大耐力の解析値

供 試 体				コンクリート強度 (kg/cm ²)		軸力N (ton)	せん断ひび割れ		曲げひび割れ		最大耐力時		最大耐力 (解析値)		崩壊時		破壊 モード
No.	b/t	N/Noc	H/D	Fc	Ft		Q(ton)	R(%)	Q(ton)	R(%)	Qe(ton)	R(%)	Qc(ton)	Qc/Qe	Q(ton)	R(%)	
1	20	1/3	1.0	292	24.6	22.0	8.00	0.54			13.30	1.39	13.05	0.98	12.90	1.94	D T
2			2.0	266	24.8	20.8	5.00	0.19	8.91	1.41	9.15	2.07	9.45	1.03	0.92	13.94	D T
3			3.0	339	22.9	24.5	4.40	0.22	6.40	1.28	6.80	0.99	8.32	1.22	0.50	13.30	S T
4			5.0	439	27.0	29.4	4.80	0.81	4.80	0.81	5.27	1.44	5.01	0.95	0.08	13.12	B T
5	15	1/6	2.0	326	25.0	12.1	4.02	0.35	1.59	0.10	9.94	2.40	8.66	0.87	1.91	18.77	D T
6			5.0				4.22	0.81	2.70	0.39	5.71	2.08	4.52	0.79	0.17	31.20	B T
7		1/3	1.0	280	20.5	21.7	7.50	0.37	12.60	1.16	13.00	1.60	13.05	1.00	12.70	2.16	D T
8			2.0	298	23.1	23.1	7.70	0.64	6.50	0.35	8.84	1.32	9.45	1.07	2.78	8.00	D T
9			3.0	280	20.5	21.7	5.42	0.39	4.60	0.28	7.78	1.47	7.90	1.02	0.07	13.25	S T
10			5.0				5.37	0.99	3.00	0.24	5.71	1.50	4.72	0.83	0.02	13.10	B T
11		2/3	2.0	316	21.0	48.3	7.50	0.37	9.19	0.64	9.81	0.92	6.26	0.64	6.51	2.96	D T
12			5.0				5.04	0.61	4.39	0.48	5.59	1.09	3.05	0.55	0.14	3.84	B C
13	10	1/3	1.0	261	21.0	20.0	7.00	0.21	8.50	0.29	12.69	1.24	13.05	1.03	7.34	1.60	D T
14			2.0	298	23.1	22.4	7.00	0.41	6.00	0.29	9.30	1.20	9.45	1.02	5.60	5.10	D T
15			3.0	261	21.0	20.0	6.82	0.64	4.00	0.22	7.86	1.33	7.46	0.95	0.02	12.90	S T
16			5.0				3.77	0.50	2.81	0.18	5.00	1.49	4.44	0.89	0.00	12.20	B T
17	9	1/3	1.0	290	18.4	20.4	7.00	0.38	9.00	0.62	11.97	1.28	13.05	1.09	4.06	13.60	D T
18			2.0				6.00	0.26	5.00	0.18	9.10	0.88	9.45	1.04	0.52	14.00	D T
19			3.0	328	19.2	22.3	4.80	0.33	3.00	0.14	6.92	1.23	7.76	1.12	0.04	15.70	S T
20			5.0				5.30	0.98	2.60	0.17	5.49	1.34	4.62	0.84	0.00	12.80	B T
21	0 (RC)	1/3	1.0	252	24.9	17.1	8.50	0.35	4.00	0.06	10.00	0.78	10.55	1.06	10.00	0.78	D T
22			2.0				7.00	0.66	3.50	0.12	8.08	1.27	6.95	0.86	8.08	1.27	D T
23			3.0				4.90	0.61	3.00	0.14	6.55	1.55	5.67	0.87	2.20	6.40	S T
24			5.0				3.80	0.69	1.80	0.09	4.40	1.28	3.89	0.84	1.23	13.10	B T

1/6, 2/3 の実験も行った。軸力を Table 2 に示す。なお、 $b/t=0$ の供試体は RC 柱を表し、 $b/t=9$ の SRC 柱の鉄骨断面は、 $b/t=15$ の鉄骨断面と同一曲げせん断抵抗を持つように設定された。

2-2 実験方法

実験はすべての供試体について単調載荷で行った。その載荷方法は、Fig. 2 に示す複曲率曲げせん断載荷装置に供試体を PC 鋼棒で固定し、所定の軸圧縮力 N を 200 ton 試験機より載荷した後、一定軸力に保持しながら、手動ジャッキで横力を加え、崩壊まで実験を続ける。崩壊は一定軸力が保持不能或は水平抵抗の喪失（せん断力 $Q=0$ ）と定義する。また、水平変形 δ などを精度

Fig. 2 載荷装置

Fig. 3 せん断力-変形角関係 (実験結果)

1/100 mm の Dial Gauge により測定する。

2-3 実験経過および実験結果

Fig. 3 に、柱のせん断力と層間変形角の Q - R 関係を b/t ごとに示す。各供試体の曲げひび割れ、せん断ひび割れ、並びに最大耐力および崩壊時の水平荷重 Q と層間変形角 R を Tabel 2 に示す。

2-4 実験結果に関する考察

せん断力-水平変形関係

Fig. 3 に示すように、同一断面の供試体に対して、 H/D が大きくなるにつれ、柱の初期剛性、最大せん断耐力は小さくなる。RC 柱については、 $H/D=1, 2$, SRC 柱については、 $H/D=1$ の場合、最大耐力時あるいはその直後に崩壊に至るが、鉄骨断面を小さくした $b/t=9$ の供試体ではこのようなせん断爆裂破壊を生じなかった。せん断爆裂破壊を生じなかった各柱は同一軸圧比に対しほぼ同じ変形角で最大耐力に達するが、 H/D の増大に従って、最大耐力以後の劣化勾配は小さくなり、崩壊時の変形角は大きくなる。しかし、 $b/t=9$ の各供試体の破壊時の変形角は H/D とは関係なく、

ほぼ一定の値となる。ただし、上記の各図における水平変形は変形角で表しており、当然ながら、絶対変位 δ で言えば、 H/D が大きくなるにつれて、柱の初期剛性と劣化勾配は著しく小さくなり、最大耐力時と崩壊時の変位は著しく大きくなる。

また、 $b/t=15$ の柱では、軸力の増大につれ ($N/N_{oc}=1/6, 1/3, 2/3$)、初期剛性と最大耐力以後の劣化勾配は大きくなるが、最大耐力時並びに崩壊時の変形角は小さくなる。

Fig. 4 に示すように、 $H/D=3$ の場合、RC 柱は SRC 柱より劣化勾配が大きい、 $H/D=5$ の場合、逆に RC 柱は SRC 柱より劣化勾配が小さい。また、内蔵鉄骨のフランジ幅厚比 $b/t=20, 15, 10$ の各供試体はほぼ等しい初期剛性、最大耐力、劣化勾配を有し、鉄骨フランジ幅厚比（あるいは鉄骨フランジ幅）の影響は見られない。

ひび割れおよび崩壊状況

Fig. 5 には典型的な最大耐力時のひび割れ状況および最終崩壊状況を示す。破壊モードは以下のように分類す

Fig. 4 せん断力-変形角関係 (b/t の影響)

Fig. 5 ひび割れおよび破壊状況

る。

斜張力破壊 (DT) : $H/D=1, 2$ の場合, いずれの供試体も柱の対角線方向にせん断ひび割れが卓越し, 斜張力破壊をした。 $H/D=1$ の SRC 柱と $H/D=1, 2$ の RC 柱は, せん断ひび割れが柱の対角線上につながると, 最大耐力に到達し, この時点で柱は崩壊する。 $H/D=2$ の SRC 柱は, 内蔵鉄骨の影響で, 対角線上に破壊ゾーンを生じ, 最大耐力の後に劣化域を経て崩壊に至る。

せん断引張破壊 (ST) : $H/D=3$ の場合, SRC 柱, RC 柱を問わず, いずれの供試体も, せん断ひび割れと主筋の付着ひび割れが成長し, 最大耐力到達後, 変形が進むにつれて断面幅の両側にあるかぶりコンクリートのはく離が顕著となり, 主筋と帯筋が露出する。主筋座屈と帯筋破断などの不安定現象が見られるものもあった。

曲げ引張破壊 (BT) : $H/D=5, N/N_{0c}=1/6, 1/3$ の場合, いずれの供試体も, 柱頭と柱脚部に曲げ引張ひび割れが先行し, せん断ひび割れも生じるが, 大きな成長が見られない。主筋の付着ひび割れ, コンクリートの圧壊の進行に伴い, 最大耐力に到達する。以後, 柱端部の圧縮側のコンクリートが圧壊し, 主筋外側のコンクリートが崩落してゆき, 主筋と帯筋が露出し, やがて $P-\Delta$ 効果の影響もあって水平抵抗がほぼ 0 となる時点で一定軸力保持不能により柱が崩壊する。最終状況から見ると,

Fig. 6 ひび割れ耐力

Fig. 7 せん断耐力

変形が柱端部に集中的に生じ, 曲げ引張破壊型と言える。

曲げ圧縮破壊 (BC) : $H/D=5, N/N_{0c}=2/3$ の SRC 柱は, 曲げひび割れ, せん断ひび割れ, 付着ひび割れを生じるがあまり成長せず, 柱端部の圧縮側のコンクリートの圧壊並びに $P-\Delta$ 効果の影響より柱が崩壊する。

以上, 本実験において, 柱の破壊モードを 4 種類に分類した。主筋の付着破壊を生じるものが多かったが, 鉄骨のフランジ沿いには付着割裂破壊は生じなかった。

ひび割れ耐力および最大耐力

Fig. 6 には, $N/N_{0c}=1/3$ の各供試体のせん断ひび割れ耐力を示す。 H/D の増大とともに, ひび割れ耐力は減少するが, ひび割れ耐力と内蔵鉄骨の幅厚比および寸法の間には明瞭な関係は見られない。

Fig. 7 には, 軸圧比 $N/N_{0c}=1/3$ の各供試体の最大耐力を示す。 H/D の増大とともに, 最大耐力は減少するが, 最大耐力は内蔵鉄骨の幅厚比および寸法とは無関係に, 同一 H/D に対してほぼ一定の値となる。したがって, 主筋の付着破壊を生じて, フランジ沿いの付着割裂破壊²⁾を生じない限り, せん断耐力はフランジ幅に影響されない⁴⁾。また, Fig. 3 に示すように, $H/D=2, 5$, 軸圧比 $N/N_{0c}=1/6, 1/3, 2/3$ の範囲内では, 最大耐力は軸力に影響されない。

3. 解析

Fig. 1 に示す強軸方向に曲げせん断を受ける SRC 柱に対し, 次の無次元化量を用いる (Fig. 10~11 を参照)。

$$n = \frac{N}{b \cdot D \cdot F_c}, \quad m = \frac{M}{b \cdot D^2 \cdot F_c}, \quad q = \frac{Q}{b \cdot D \cdot F_c}$$

$$r_n = \frac{rN}{b \cdot D \cdot F_c}, \quad r_m = \frac{rM}{b \cdot D^2 \cdot F_c}, \quad r_q = \frac{rQ}{b \cdot D \cdot F_c}$$

$$s_n = \frac{sN}{b \cdot D \cdot F_c}, \quad s_m = \frac{sM}{b \cdot D^2 \cdot F_c}, \quad s_q = \frac{sQ}{b \cdot D \cdot F_c}$$

$$\Phi = i p \frac{r \sigma_y}{F_c}, \quad \Psi = w p \frac{h \sigma_y}{F_c}, \quad P_w = s a_w \frac{s \sigma_y}{b \cdot D \cdot F_c}$$

$$P_f = s a_f \frac{s \sigma_y}{b \cdot D \cdot F_c}, \quad \Lambda = H/D, \quad \lambda = H/d$$

$$d_1 = d/D, \quad d_2 = s d/D$$

ただし, ここでは,

$i p$: 引張鉄筋比

$w p$: フープ筋比

$s a_w$: 鉄骨ウェブ面積

$s a_f$: 片側フランジ面積

$r \sigma_y, h \sigma_y, s \sigma_y$: 主筋, フープ筋, 鉄骨の降伏応力

したがって, 中心圧縮耐力 $N_{0c} = (1 + 2 \Phi + 2 P_f + P_w) b \cdot D \cdot F_c$ となる。

2 章の実験結果により, 一方向載荷の場合, SRC 柱の最大耐力, 弾塑性変形性状は鉄骨フランジ幅 (幅厚比) とはほとんど関係がないことが分かった。したがって, まず RC 部分と鉄骨部分に対し, 各々の変形解析モデルを構築し, 両者の間に変形の適合条件を満足させることにより, SRC 柱の変形解析を行うことが可能となる。

Fig. 8 RC 柱の抵抗機構

3-1 RC 柱の変形解析マクロモデル

RC 短柱のせん断抵抗に関する考察、並びに曲げせん断を受ける RC 柱の変形解析マクロモデルの構築に関し、文献 14) に詳細に記述しているが、その概要を以下に要約する。

変形解析マクロモデルの構築方法

本報では、まずせん断抵抗機構を考慮して軸力とせん断力を受ける場合の N - Q マクロ解析モデルを構築し、その後、軸力と曲げモーメントを受ける場合の断面の N - M 質点モデルと結合することにより曲げせん断を受ける場合の N - M - Q マクロ解析モデルを構築する。

せん断抵抗機構

Fig. 8 に示すように、曲げを考慮せず、軸力とせん断力を受けるかぶりのない RC 柱を考える。コンクリートは圧力場を形成しているとし、圧力場をハッチ部に示す直接圧力場 (D.C.F.) と残りの間接圧力場 (I.C.F.) に分ける。直接圧力場は独立に力を柱の一端から他端に伝達し、いわゆるアーチ機構に対応している。間接圧力場は主筋とフープ筋を介して力を伝達し、いわゆるトラス機構に対応している。圧力場の角度 θ により、柱のせん断抵抗機構は下記 2 つのケースに分けられる。

- a) $\tan \theta \leq \lambda$ の場合: Truss+D.C.F. 機構
- b) $\tan \theta > \lambda$ の場合: Truss 機構

N - Q マクロ解析モデル

Fig. 9 に示すように、圧力場、主筋およびフープ筋の力を各々合力の形で線材より表す。さらに、変形解析モデルとして、軸圧を受ける場合に偏心状態を生じず繰返し載荷にも応用できるように、負側載荷に対する圧力場

Fig. 9 RC 柱の N - Q モデル

(その合力を太い破線で表す) も対称に存在するものとする。このモデルは、[1] 中心軸圧縮耐力と柱断面の圧縮耐力との等価条件、[2] フープ筋と間接圧力場との釣合条件、の 2 つの基本条件により決定するものとし、フープ筋は降伏していると仮定する。

直接圧力場の幅を断面幅 b 、柱端部での高さを $k \cdot D$ ($0 \leq k \leq 1$)、間接圧力場の幅を $\beta \cdot b$ ($0 \leq \beta \leq 1$)、柱端部での高さを $(1-k) \cdot D$ 、直接圧力場の応力度をコンクリート強度 F_c とすれば、以下の解が得られる。

(a) Truss+D.C.F. の場合: $\Psi \leq 0.5/\lambda^2$

幾何学的条件により

$$\tan \theta = \lambda / (1 - k) \quad \dots \dots \dots (1)$$

フープ筋と I.C.F. との釣合条件並びに式 (1) により

$$\Psi = \beta \cos^2 \theta \quad \dots \dots \dots (2)$$

中心軸圧縮耐力との等価条件により

$$2[k + \beta(1 - k)] \sin^2 \theta = 1 \quad \dots \dots \dots (3)$$

上記の 3 つの式より

$$2\Psi \cdot \lambda \cdot \tan^3 \theta + \tan^2 \theta - 2\lambda(1 - \Psi) \tan \theta - 1 = 0 \quad \dots \dots \dots (4)$$

$\Psi = 0$ の場合、 $\tan \theta = \sqrt{\lambda^2 + 1} + \lambda$ 、これは軸力が中程度 ($0.5 - 2\Phi \leq n \leq 0.5 + 2\Phi$) の場合、塑性理論による下界解析^{5), 10), 14)}と同じである。

(b) Truss の場合: $\Psi \geq 0.5/\lambda^2$

中心軸圧縮耐力との等価条件により

$$2\beta \cdot \sin^2 \theta = 1 \quad \dots \dots \dots (5)$$

式 (2) と (5) により

$$\tan \theta = 1 / \sqrt{2\Psi} \quad \dots \dots \dots (6)$$

一般的に、抵抗機構は軸力の関数であるが、断面コンクリートの負担軸力が変形につれて常に変化するし、多軸応力状態を一軸に近似する以上、圧力場の傾きを固定化することが望ましい。本論では、上記の抵抗機構には

Fig. 10 RC柱のN-M-Qマクロモデル

軸力の影響を考慮しないこととする。また、かぶりがあるRC柱にも式(4)、(6)を近似的に適用することとする。

なお、式(4)は3次式であるため、計算は若干複雑になっている。文献10)、14)では略算式も提示しているが、本報では、上記の3次式を用いることとする。

以上で提案した抵抗機構は従来のもの^{4),5)}と同じようにアーチ機構とトラス機構を用いてはいるが、次の2点で異なる。すなわち、[1]両機構は断面幅方向ではなく断面高さ方向に分けられること；[2]フープ筋の増加あるいはH/Dの増大にしたがって、圧力場の傾きが小さくなり、抵抗機構はD.C.F.+TrussからTrussのみへと連続的に変化していく。

N-M-Q解析モデル(トラスモデル)

Fig. 10に示すように、柱端部に変形が集中し、長さが L_h の曲げせん断塑性ヒンジを形成することとする。すなわち、主筋を2本の鉛直材(R1とR2)、断面コンクリートを4本の斜材(せん断抵抗に対し、正載荷側C1とC2、負載荷側C3とC4)とする。コンクリート斜材の傾きは式(4)、(6)で与えられ、また、その面積の配分は柱端部に三等分になるように式(7)で与えられれば、Fig. 10のN-M-Qモデルのせん断抵抗はN-Qモデルと等しくなり、また、曲げ抵抗は断面の三質点モデル¹¹⁾と等しくなる。

$$\left. \begin{aligned} A_{C1} &= A_{C2} = \frac{b \cdot D}{3 \sin \theta} \\ A_{C3} &= A_{C4} = \frac{b \cdot D}{6 \sin \theta} \\ A_{R1} &= A_{R2} = \frac{1}{2} p \cdot b \cdot D \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (7)$$

Fig. 11 鉄骨柱のマクロモデル

塑性ヒンジ長さに影響する因子は多いが、ここでは断面せいと仮定する。ただし、H/Dが2以下の場合には変形は柱全長にわたって生じるため剛体ヒンジモデルの剛体部分はなくなり、ヒンジ長さはH/2と仮定する。

従って、塑性ヒンジ長さ L_h は断面せいDで無次元化して次式より与えられる。

$$l_h = L_h / D = \begin{cases} 1 & (\Lambda > 2) \\ \Lambda / 2 & (\Lambda \leq 2) \end{cases} \dots\dots\dots (8)$$

3-2 鉄骨柱の変形解析マクロモデル

鉄骨柱については、Fig. 11(a)に示すように、ウェブを腹斜材に置換し、トラスモデルを用いる。また、Fig. 11(b)に示すように、鉄骨ウェブの曲げ抵抗を無視し、Von Misesの降伏条件を直線に近似することにより、腹斜材の傾きと断面積は次式より与えられる。また、鉄骨フランジはそのまま鉛直材に対応させる。

$$\left. \begin{aligned} \tan \theta_s &= \sqrt{3} \\ A_{S3} &= A_{S4} = s a_w / \sqrt{3} \\ A_{S1} &= A_{S2} = s a_f \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (9)$$

ここでは、鉄骨部分の曲げせん断塑性ヒンジの長さはRC部分と同様、式(8)より与えられると仮定する。

3-3 塑性ヒンジにおける釣合条件および適合条件

Fig. 12にはヒンジ領域の変形成分を示す。RC部分と鉄骨部分のヒンジにおける軸歪、曲率およびせん断ひずみを各々 $r\epsilon$ 、 $r\phi$ 、 $r\gamma$ と $s\epsilon$ 、 $s\phi$ 、 $s\gamma$ とし、線材の応力度を σ とすると、(10)~(13)式に示す釣合条件と適合条件が得られる。ただし、柱端の断面図心に位置するコンクリート斜材C2とC3、および鉄骨ウェブ腹材S3とS4の曲げ抵抗並びに曲げ変形によるひずみ変形はここでは考慮しないものとする。

Fig. 12 塑性ヒンジにおける変形成分

RC 部分

$$\begin{Bmatrix} rn \\ rm \\ rq \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{3} & \frac{1}{6} & \frac{1}{6} & \frac{1}{3} & \Phi & \Phi \\ \frac{d_1}{6} & 0 & 0 & -\frac{d_1}{6} & \frac{d_1}{2} \Phi & -\frac{d_1}{2} \Phi \\ \frac{c}{3s} & \frac{c}{6s} & -\frac{c}{6s} & -\frac{c}{3s} & 0 & 0 \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \sigma_{C1}/F_c \\ \sigma_{C2}/F_c \\ \sigma_{C3}/F_c \\ \sigma_{C4}/F_c \\ \sigma_{R1}/r\sigma_y \\ \sigma_{R2}/r\sigma_y \end{Bmatrix} \quad (10)$$

$$\begin{Bmatrix} \epsilon_{C1} \\ \epsilon_{C2} \\ \epsilon_{C3} \\ \epsilon_{C4} \\ \epsilon_{R1} \\ \epsilon_{R2} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} s^2 & y \cdot s^2/2 & s \cdot c \\ s^2 & 0 & s \cdot c \\ s^2 & 0 & -s \cdot c \\ s^2 & -y \cdot s^2/2 & -s \cdot c \\ 1 & d_1/(2l_h) & 0 \\ 1 & -d_1/(2l_h) & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} r\epsilon \\ r\phi \\ r\gamma \end{Bmatrix} \quad (11)$$

ただし, $s = \sin \theta$, $c = \cos \theta$, $y = (d_1/l_h - c/s)$.

鉄骨部分

$$\begin{Bmatrix} sn \\ sm \\ sq \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} P_f & P_f & P_w/2 & P_w/2 \\ \frac{P_f \cdot d_2}{2} & -\frac{P_f \cdot d_2}{2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{P_w}{2\sqrt{3}} & -\frac{P_w}{2\sqrt{3}} \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \sigma_{S1}/s\sigma_y \\ \sigma_{S2}/s\sigma_y \\ \sigma_{S3}/s\sigma_y \\ \sigma_{S4}/s\sigma_y \end{Bmatrix} \quad (12)$$

$$\begin{Bmatrix} \epsilon_{S1} \\ \epsilon_{S2} \\ \epsilon_{S3} \\ \epsilon_{S4} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & d_2/(2l_h) & 0 \\ 1 & -d_2/(2l_h) & 0 \\ 3/4 & 0 & \sqrt{3}/4 \\ 3/4 & 0 & -\sqrt{3}/4 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} s\epsilon \\ s\phi \\ s\gamma \end{Bmatrix} \quad (13)$$

Fig. 13 RC部分と鉄骨部分の適合条件

3-4 SRC柱の釣合条件と適合条件

SRC柱はRC部分と鉄骨部分により共同して外力に抵抗するため、釣合条件は次式より与えられる。

$$\begin{Bmatrix} n \\ m \\ q \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} rn \\ rm \\ rq \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} sn \\ sm \\ sq \end{Bmatrix} \quad (14)$$

曲げモーメントとせん断力の関係は、载荷条件の中に軸力 N の $P-\Delta$ 効果を考慮し、次式より与えられる。

$$m = (q \cdot \Lambda + n \cdot R) / 2 \quad (15)$$

本報では、SRC柱をRC部分と鉄骨部分に分け、別々に変形解析のマクロモデルを構築した。しかし、鉄骨とコンクリートの間の付着が切れても、鉄骨部分はRC部分に横方向で拘束され、両者の間には力のやりとりが存在するはずである。ここでは、RC部分と鉄骨部分の間に変形の適合条件を満足させ、両者の間の力のやりとりを考慮する。変形の適合条件は、種々考えられるが、本報では、次の2つの場合を考える。

完全拘束の場合

Fig. 13(a)に示すように、RC部分と鉄骨部分ともに中央部を変形しない剛体とする。軸変形、層間変形並びに柱中央部における両部分の適合条件は次式となる。

$$\left. \begin{aligned} 2l_h \cdot r\epsilon &= 2l_h \cdot s\epsilon \\ \Lambda \cdot R &= 2l_h \cdot r\gamma + (\Lambda - l_h) \cdot r\phi \\ &= 2l_h \cdot s\gamma + (\Lambda - l_h) \cdot s\phi \\ \Lambda \cdot R_h &= l_h \cdot r\gamma + l_h \cdot r\phi/2 \\ &= l_h \cdot s\gamma + l_h \cdot s\phi/2 \end{aligned} \right\} \quad (16a)$$

上式によると

$$\begin{Bmatrix} s\epsilon \\ s\phi \\ s\gamma \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} r\epsilon \\ r\phi \\ r\gamma \end{Bmatrix} \quad (16b)$$

ただし、 $\Lambda \leq 2$ の場合、式(8)より、 $\Lambda = 2l_h$ であるため、(16a)式は一義的に決められないが、ここでは、同様にヒンジ領域の変形成分が等しいものとする。

完全独立の場合

Fig. 13(b)に示すように、RC部分と鉄骨部分が完全

に独立して外力に抵抗する。すなわち柱中央部分において両者の変形が完全独立の場合を考える。RC 部分と鉄骨部分ともに中央部を変形しない剛体とする。曲げモーメントとせん断力の関係、すなわち荷重条件は、軸力の $P-\Delta$ 効果を考慮することにより、次式より与えられる。

$$\left. \begin{aligned} r_m &= (r_q \cdot \Delta + r_n \cdot R) / 2 \\ s_m &= (s_q \cdot \Delta + s_n \cdot R) / 2 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (17)$$

軸変形と層間変形に対する RC 部分と鉄骨部分の適合条件は次式となる。

$$\left. \begin{aligned} 2 l_h \cdot r \epsilon &= 2 l_h \cdot s \epsilon \\ \Delta \cdot R &= 2 l_h \cdot r \gamma + (\Delta - l_h) r \phi \\ &= 2 l_h \cdot s \gamma + (\Delta - l_h) s \phi \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (18)$$

3-5 変形解析

素材の応力-ひずみ関係の仮定

鋼材とコンクリートの応力-ひずみ関係を Fig. 14 のように仮定する。コンクリートの引張抵抗は無視し、終局ひずみは $\epsilon_u = 16 \epsilon_c$ とする。また、鋼材とコンクリートのヤング係数は各々 $E_s = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$, $E_c = 2.1 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ とする。

コンクリートの応力-ひずみ関係を Fig. 14 に示すように仮定したため、その弾性剛性は通常の初期剛性の

Fig. 14 素材の応力-ひずみ関係の仮定

1/2, すなわち $E_c/2$ とした。コンクリートの応力-ひずみ関係、特に劣化勾配などは解析結果に大きく影響を与えるが、本論では、実験結果との同定で決定した。

解析に用いる諸定数

ここでは、鋼材の降伏応力 (単位: kg/cm^2) は、 $r \cdot \sigma_y = 3800$, $s \cdot \sigma_y = 3000$, $s \cdot \sigma_y = 2800$, コンクリート強度は全供試体の平均値 $F_c = 300$ を用いる。

解析方法

コンクリート斜材の傾き $\tan \theta$ は式 (4), (6) より算出し、ヒンジの長さは式 (8) より与えられる。

式 (10)~(13) に示す曲げせん断塑性ヒンジにおける釣合条件と適合条件、式 (14)~(18) に示す柱の釣合条件と RC 部分と鉄骨部分の適合条件、並びに Fig. 14 に示す材料の応力-ひずみ関係に基づき、ひずみ度境界点法¹²⁾を用い、増分の形で変形解析を行う。ひずみ度境界点の間にはこれらの式は線形であるため、反復計算は必要ない。また、解析は柱が崩壊に至るまで続け、崩壊の定義は実験と同じく軸抵抗保持不能と水平抵抗の喪失の2通りがあるが、解析の場合、軸抵抗保持不能は上記の諸式 (10)~(18) を同時に満足できなくなる時点と定義する。

解析結果

Fig. 15 には、変形の拘束効果を検討するために、 $b/t = 15$ の SRC 柱について、 $N/N_{oc} = 1/3$ の場合、「完全拘束」と「完全独立」の2通りの解析によるせん断力と変形角の $Q-R$ 関係、鉄骨のせん断力と変形角の $s\bar{q}-R$ 関係並びに負担軸力と変形角の $s\bar{n}-R$ 関係を示す。ただし、 $s\bar{q}$ と $s\bar{n}$ は各々鉄骨の降伏せん断耐力と圧縮降伏耐力より無次元化したものである。太線は「完全拘束」、細線は「完全独立」の解析結果を各々表す。

Fig. 15 RC 部分の拘束効果

Fig. 16 解析と実験の比較

Fig. 16 には、鉄骨フランジ幅厚比 $b/t=15$ と $b/t=9$ の SRC 柱並びに RC 柱に対する変形解析によるせん断力と変形角の $q-R$ 関係 (破線) を示す。また、実験結果 (実線) も同図に示す。ただし、解析は「完全拘束」の場合の結果である。また、それによる最大耐力の解析値も Table 2 に示す。

3-6 考 察

鉄骨部分の臨界せん断スパン比

鉄骨部分の最大せん断耐力 $s q_0$ と最大曲げ耐力 $s m_0$ により、その臨界せん断スパン比は次式より求められる。

$$s A_{cr} = \frac{2 s m_0}{s q_0} = 2 \sqrt{3} \frac{P_f}{P_w} d_2 \dots \dots \dots (19)$$

$b/t=15$, 9 の場合、 $s A_{cr}=2.22$ となる。鉄骨のみを考える場合、 $s A_{cr}$ は曲げ破壊とせん断破壊の境界を与える。

鉄骨に対する RC 部分の拘束効果

Fig. 15 に示すように、 $H/D=1, 2, 5$ の場合、2 通りの解析より、柱の全体性状 (せん断力-変形角関係) はほとんど差がみられない。しかし、 $H/D=3$ の場合、変形の拘束を考慮しない「完全独立」の場合、鉄骨のせん断抵抗はおおよそ半分しか発揮できず、変形能力も小さ

くなる。したがって、鉄骨と RC 両部分共にせん断破壊あるいは共に曲げ破壊する場合、変形の拘束効果はないが、両部分の破壊モードが異なる場合、変形の拘束効果により、耐力は十分に発揮でき、拘束を考慮しない場合よりせん断耐力と変形能力は高くなる。

内部鉄骨の抵抗機構

Fig. 15 に示すように、鉄骨のせん断抵抗に関し、「完全拘束」の場合、 $H/D=3$ の場合においても、鉄骨は最大耐力以後に降伏し続け、高いせん断耐力と変形能力を示す。一方、「完全独立」の解析は、 $H/D=2 (< s A_{cr})$ の場合においても、変形解析により、鉄骨ウェブが降伏しない場合がある。

さらに、鉄骨の軸力負担については、2 通りの解析はほぼ同様な傾向を示す。ひび割れを生じた後 (コンクリート斜材の引張破断)、鉄骨の負担軸力が減少し、最大耐力以後抵抗の劣化域においてはほとんど変化せず、破壊の進行に伴い、鉄骨の負担軸力は逆に増加に転じ、水平抵抗も急激な低下を生じて柱は崩壊に至る。

実験結果と解析結果の比較

Fig. 13(b) に示すように、RC 部分と鉄骨部分の破壊モードが異なる場合、大変形時鉄骨は RC 部分の外側

にはみ出してしまふことになる。このような状況は付着割裂破壊を生じてもあり得ない。したがって、実際には、RC部分のなんらかの拘束が存在するものと考えられる。拘束は必ずしも「完全拘束」とはならない、より詳細な検討を重ねる必要があると思われる。ここでは、「完全拘束」と仮定した場合の解析結果と実験結果を比較する。

Fig. 16に示すように、本解析法は曲げせん断を受けるSRC柱、RC柱のせん断耐力を適切に評価できており、荷重-変形関係に関しても、せん断爆裂を生じた柱を除き、初期剛性・劣化勾配など柱の弾塑性変形と崩壊性状をほぼ追跡している。特に、SRC柱の場合、解析結果は実験結果と良好な一致が得られた。ただし、Table 2に示すように、一定軸圧比 $N/N_{0c}=2/3$ の場合、解析による耐力は実験よりかなり低くなっており、これは累加強度理論などを用いる場合にも見られる傾向であり¹³⁾、今後更に検討する必要がある。

本解析においては、変形の拘束効果がさほど大きくないが、鉄骨量の増加に伴い変形の拘束効果は顕著になるう。

4. 結

本報では、一方向曲げせん断を受けるH形鋼SRC柱について、崩壊に至るまでの弾塑性変形性状を究明するために、実験と解析を行い、以下の結論を得た。

1) 曲げせん断を受けるH形鋼SRC柱の最大耐力、崩壊に至るまでの弾塑性変形性状はせん断スパン比 H/D 並びに軸圧比に強く影響され、鉄骨フランジ幅厚比(或はフランジ幅)にはほとんど影響されない。また、 H/D の減少につれ、崩壊時の変形能力が減少するが、水平変形を層間変形角で表すと、せん断爆裂破壊を生じない限り、 H/D の値と関係なく、ほぼ同様な荷重-変形関係を示す。

2) SRC柱の諸性状は鉄骨フランジ幅に影響されないため、SRC柱の変形解析に際し、RC部分と鉄骨部分に対して、各々の変形解析モデルを構築し、鉄骨部分に対するRC部分の横方向の拘束(すなわち両者の間の変形の適合条件)を考慮に入れば、SRC柱の変形解析が可能となる。

3) RC部分と鉄骨部分のせん断抵抗並びに断面の曲げ抵抗を同時に考慮した変形解析マクロモデルを用い、両者の間の変形の適合条件も考慮し、柱の崩壊に至るまでの弾塑性変形性状、内部鉄骨の抵抗機構を解析的に明らかにした。また、鉄骨部分はRC部分に完全拘束されていると仮定した解析結果は実験と良好な一致がみられた。

4) 鉄骨のみの場合曲げ破壊型であっても、RC部分の変形の拘束効果により、鉄骨はせん断降伏することもあり、したがって、拘束を考慮しない場合より柱のせん断耐力と変形能力は高くなる。

り、したがって、拘束を考慮しない場合より柱のせん断耐力と変形能力は高くなる。

RC部分と鉄骨部分の変形の適合条件は、解析モデルなどにより種々考えられ、必ずしも本論に示す「完全拘束」とはならない。また、本報で用いた塑性ヒンジモデルについて、そのヒンジ長さの決定(RC部分と鉄骨部分のヒンジ長さの違いを含む)、並びにコンクリートの応力-ひずみ関係なども解析結果に影響を与えられ、今後より詳細な検討を重ねる必要があると思われる。

謝 辞

実験の一部に御協力を頂いた卒業生、角谷嘉泰(現：奥村組)、飯田 剛(現：構造計画研究所)、竹田 晃(現：JR西日本)の諸氏に感謝致します。また、実験資材の一部を御提供賜りました新日本製鉄、神戸製鋼、大阪セメントの各社にお礼申し上げます。

文 献

- 1) 若林 実, 南 宏一, 中村 武: 繰返しせん断力を受ける鉄骨鉄筋コンクリート柱の履歴特性に関する実験的研究, 京大防災研究所, 第15号B, pp. 69~97, 1972. 4.
- 2) 若林 実, 南 宏一: 一定軸力と確定的な繰返し曲げせん断力を受ける鉄骨鉄筋コンクリート柱のせん断強度に関する実験的研究, コンクリート工学, Vol. 13, pp. 1~17, 1975. 3.
- 3) 仲 威雄, 海野三蔵, 森田耕次, 立花正彦: 鉄骨鉄筋コンクリート柱のせん断耐力に関する研究, 日本建築学会大会梗概, pp. 1359~1360, 1974. 10, 同(その2), pp. 1213~1214, 1975. 10, 同(その3), pp. 1525~1526, 1976. 10.
- 4) 加藤 勉, 称原良一: 鉄骨鉄筋コンクリート部材の耐力, 日本建築学会論文報告集, No. 266, pp. 19~29, 1978. 4.
- 5) 若林 実, 南 宏一: コンクリート系構造部材のせん断強度について, 京大防災研究所, 第24号B-1, pp. 245~264, 1981. 4.
- 6) 山田 稔, 河村 廣, 谷田雅廣: 軸圧を受ける鉄骨鉄筋コンクリート柱のせん断変形性状に関する研究(VI), 日本建築学会大会梗概, pp. 1361~1362, 1974. 10.
- 7) 山田 稔, 河村 廣, 中島宗一: 軸圧を受ける角形鋼管コンクリート部材の交番繰返しせん断変形性状に関する研究(IV), 日本建築学会, 近畿支部研報, pp. 341~344, 1981. 6.
- 8) 若林 実, 藤原悌三, 中村 武, 中野 尚: 鉄骨鉄筋コンクリート柱の復元力特性と動的応答に関する実験的研究, 日本建築学会大会梗概, pp. 1367~1368, 1985. 10.
- 9) 山田 稔, 河村 廣, 谷 明勲, 張 富明: 複曲率曲げせん断を受けるH形鋼SRC柱の弾塑性変形並びに疲労崩壊性状に関する研究, 日本建築学会近畿支部, — (II), pp. 121~124, 1987. 5.
—, 角谷嘉泰:(IV), pp. 149~152, 1988. 5.
—, 飯田 剛:(VII), pp. 477~480, 1989. 5.
— (VIII), pp. 481~484, 1989. 5.
—, 竹田 晃:(X), pp. 117~120, 1990. 5.

- 10) 山田 稔, 河村 廣, 谷 明勲, 張 富明: 複曲率曲げせん断を受ける H 形鋼 SRC 柱の弾塑性変形並びに疲労崩壊性状に関する研究, 日本建築学会, (V), 近畿支部, pp. 153~156, 1988. 5.
(VI), 大会梗概, pp. 1283~1284, 1988. 10.
(IX), 大会梗概, pp. 1471~1472, 1989. 10.
(XI), 近畿支部, pp. 121~124, 1990. 5.
- 11) 山田 稔, 河村 廣: 軸圧を受ける鉄筋コンクリート部材の弾塑性曲げ変形性状に関する研究 (Ⅲ) (交番繰返し曲げ: 曲げモーメント-曲率関係), 日本建築学会論文報告集, No. 136, pp. 11~20, 1967. 6.
- 12) 山田 稔, 河村 廣: 軸圧を受ける鉄筋コンクリート部材の弾塑性曲げ変形性状に関する研究 (Ⅱ) (一方曲げ: 荷重-たわみ関係), 日本建築学会論文報告集, No. 124, pp. 11~16, 1966. 6.
- 13) 山田 稔, 河村 廣, 谷 明勲: 軸力を受ける鉄骨鉄筋コンクリート部材の弾塑性曲げ変形並びに崩壊性状に関する研究 (Ⅰ. 充腹十字型断面部材, 定変位振幅交番繰返し曲げ実験), 日本建築学会論文報告集, No. 382, pp. 40~49, 1987. 12.
- 14) 山田 稔, 河村 廣, 谷 明勲, 張 富明: 曲げせん断を受ける鉄筋コンクリート柱の耐力, 弾塑性変形並びに崩壊性状に関する研究, 日本建築学会論文報告集, No. 415, pp. 75~87, 1990. 9.

(1990 年 6 月 10 日原稿受理, 1990 年 11 月 22 日採用決定)