

(26) 鋼・コンクリート合成構造骨組の耐力と変形性能に関する実験的研究

Strength and Deformation Capacity of Steel-Concrete Composite Frames

藤永 隆*, 三谷 勲**, 大谷恭弘***, 内田直樹**, 長谷川正雄****

Takashi Fujinaga, Isao Mitani, Yasuhiro Ohtani, Naoki Uchida and Masao Hasegawa

* 工修, 神戸大学助手, 工学部建設学科 (〒657-8501 神戸市灘区六甲台町1-1)

** 工博, 神戸大学教授, 工学部建設学科 (〒657-8501 神戸市灘区六甲台町1-1)

*** Ph.D., 神戸大学助教授, 工学部建設学科 (〒657-8501 神戸市灘区六甲台町1-1)

**** 神戸大学大学院生, 自然科学研究科 (〒657-8501 神戸市灘区六甲台町1-1)

An Experimental study was performed on SRC (Steel Reinforced Concrete) frames and CFT (Concrete Filled steel Tube) frames. The specimens were subjected to cyclic horizontal load under a constant vertical load. The column length to section depth ratio of the column and axial load ratio were selected as the experimental parameters. From the test results, measured strength and the AIJ standard strength were compared. The experimental behavior is discussed and investigated.

Keyword: Steel-Concrete Composite Frame, Hysteresis Roop, Design Formula, Deformation Capacity

1. 序

近年, アトリウムや吹き抜け, 高階高の建物等において長柱が適用される例が増えてきている. 合成長柱に関する現在の設計法は, 2001年のSRC規準¹⁾の改定により終局耐力の設計式が示されたが, 変形性能評価については明確には示されていない. 現在, 設計法が従来の強度型に加えて性能指向型も取り入れられており, 合成部材の変形性能を評価し, 骨組に関して復元力特性の定式化をすることが急がれる.

合成構造の変形性能評価を行う基本資料としては, 単一柱材の実験的研究はみられるが, 骨組の挙動に関する研究, またSRC柱の内蔵鉄骨を弱軸配置しているものを対象とした研究は資料が乏しい^{2)~5)}.

以上より, 柱崩壊型の合成構造骨組の耐力および変形性能を明らかにすることを目的として, 骨組の最も基本的な構造要素として1層1スパン骨組を取り出し, 一定鉛直荷重下で繰返し水平荷重を受ける合成構造骨組実験を, クリアスパン断面せい比, 軸力をパラメータとしてSRC骨組8体, CFT骨組2体を行った.

2. 実験

2.1 実験計画

本実験では, 一定軸力下において繰返し水平荷重を受ける鋼・コンクリート合成構造骨組の復元力特性がどのように変化するかを比較検討するために, SRC骨組8体, CFT骨組2体の計10体の試験体を製作した. 試験体概要

一覧を表-1に示す.

柱の載荷軸力は, SRC骨組に関しては, コンクリートの軸圧縮耐力に対する軸力比 $n'=0.1, 0.3, 0.5, 0.6$ の4種類を採用し, CFT骨組に関しては, 柱の軸圧縮耐力に対する軸力比 $n=0.25$ を採用した.

$$n' = N_c / N_c, \quad N_c = A_c \cdot F_c \quad (1-1)$$

$$n = N / N_0, \quad N_0 = A_s \cdot F_c + A_s \cdot \sigma_y \quad (1-2)$$

N : 導入軸力, N_c : コンクリートの中心圧縮耐力, A_c : コンクリート部分の断面積 ($A_c = b \cdot D$), F_c : コンクリートの圧縮強度, A_s : 鉄骨部分の断面積, σ_y : 鋼材の降伏応力度

2.2 試験体

試験体の断面構成, 形状寸法, 配筋を図-1に示す.

SRC骨組試験体の柱断面の外形寸法は150x150mmである. 内蔵H形鋼は, 強軸配置の試験体では溶接組立H-100x50x6x6(SS400)を使用し, 弱軸配置の試験体では圧延H-100x50x5x7(SS400)を使用した. 柱断面の主筋はD6(SD295A)を主筋間距離110mmで, 帯筋は4φを100mm間隔に配置した. 梁断面は150x160mmで, 主筋はD10(SD295A)を主筋間距離120mmで, 肋筋は4φを50mm間隔に配置した. 主筋はエンドプレートに溶接されており, 柱崩壊の骨組とするために梁の主筋量を多く配筋している. また, 内蔵H形鋼弱軸配置の試験体で梁主筋が柱鉄骨ウェブにあたる部分には孔を開けている. 鉄骨接合部は柱貫通形式とし, フランジを突合せ溶接, ウェブをすみ肉溶接としている. コンクリートは横打ちで打設を行った.

表-1 試験体概要

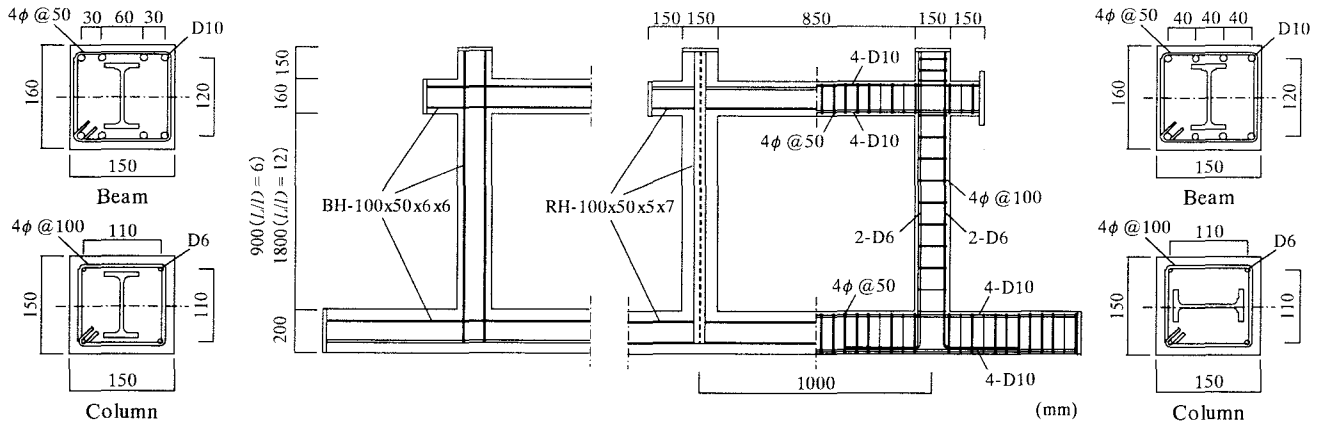
			b (mm)	D (mm)	mP (%)	sP (%)	cE (GPa)	$c\sigma_B$ (MPa)	N (kN)	n	n'	コンクリートの バッチ	L_k/D
SRC 強軸	SRC-S12-03	柱	153	151	0.48	4.64	20.5	20.7	286	0.16	0.3	B	13.5
		梁	152	163	1.99	4.33							
	SRC-S06-03	柱	152	151	0.48	4.67	23.0	23.7	326	0.17	0.3		7.4
		梁	154	164	1.94	4.23							
	SRC-S12-06	柱	152	150	0.49	4.69	23.5	23.6	644	0.34	0.6		13.5
		梁	153	163	1.98	4.30							
SRC 弱軸	SRC-W12-01	柱	157	150	0.47	4.50	24.1	35.4	182	0.07	0.1	A	13.4
		梁	149	159	2.19	4.45							
	SRC-W06-01	柱	152	150	0.49	4.65	26.1	40.5	182	0.07	0.1		7.3
		梁	148	160	2.20	4.48							
	SRC-W12-05	柱	153	151	0.48	4.60	21.8	24.5	564	0.29	0.5	B	13.3
		梁	152	163	1.98	4.26							
CFT	CFT-12-025	柱	151	151	-	10.8	29.1	39.3	890	0.25	0.56	C	14.1
	CFT-06-025	梁	153	164	1.96	4.22	29.5	37.8	870	0.25	0.57		7.7

b : 断面はば, D : 断面せい, mP : 主筋比, sP : 鉄骨比, cE : コンクリートのヤング係数, $c\sigma_B$: コンクリートの圧縮強度
 N : 導入軸力, n : 軸力比, n' : コンクリートの軸圧縮耐力に対する軸力比, L_k : 座屈長さ

CFT 骨組試験体の柱に用いた鋼管は□-150x150x4.5 (STKR400) で, 上梁には RH-200x100x5.5x8(SS400) を用いた. 柱梁接合部は通しダイヤフラム形式とし, ダイヤフラムに設けた孔より落とし込みによりコンクリートの打設を行った.

2.3 材料特性

コンクリートの設計基準強度は 27MPa, スランプは 18cm を目標として, 最大粗骨材粒径は 15mm とした. コンクリートは 3 バッチで打設されており, 使用したセメントはバッチ A, C においては早強ポルトランドセメン



(a) SRC強軸試験体

(b) SRC弱軸試験体

(c) CFT試験体

図-1 試験体形状

表-2 鉄骨の実測断面寸法

(a) H形鋼

	せい H (mm)	幅 B (mm)	フランジ厚 t_f (mm)	ウェブ厚 t_w (mm)
SRC強軸	101.3	49.6	5.68	5.61
SRC弱軸	99.0	49.4	6.57	4.77
CFT骨組梁	201.5	99.9	7.19	4.99

(b) 鋼管

	せい D (mm)	幅 B (mm)	板厚 t (mm)
CFT骨組柱	150.5	150.6	4.20

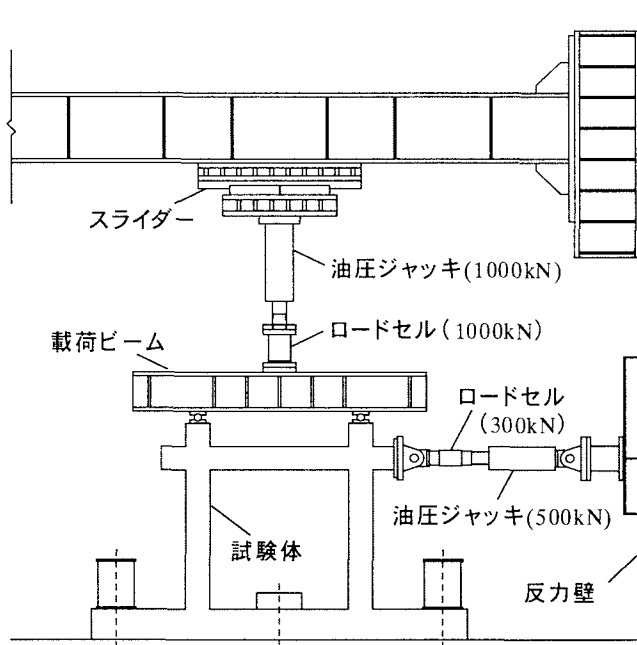


図-2 載荷装置

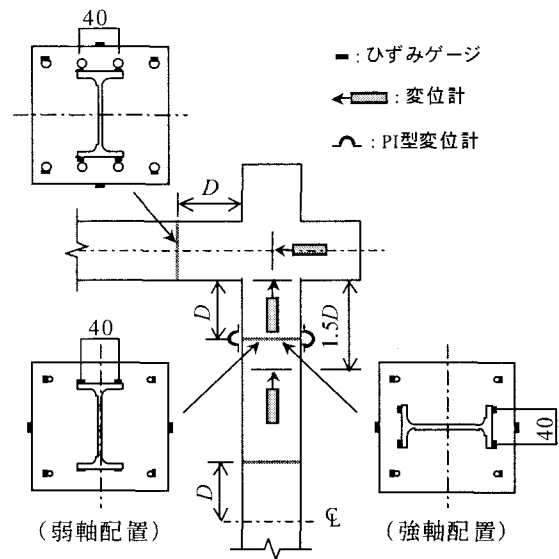


図-3 計測点位置

表-3 コンクリートの調合

バッチ	単位重量 (kg/m ³)					W/C	細骨材率 s/a (%)	設計基準 強度 F_c (N/mm ²)	最大粗骨材 粒径 G_{max} (mm)	スランプ (cm)
	セメント C	水 W	細骨材		粗骨材 G					
			S1 (海砂)	S2 (砕砂)	AE agency					
A	430	224	356	356	827	0.860	52.1	46.6	27	18.4
B	400	200	364	364	900	0.800	50.0	45.1	15	18.4
C	408	204	447	298	871	1.020	50.0	46.7		18.3

ト、バッチBにおいては普通ポルトランドセメントである。コンクリートの調合の詳細を表-3に示す。表-1に実験時のコンクリート圧縮強度の平均値を示している。試験体に使用したH形鋼のフランジとウェブ、および鋼管からJIS5号引張試験片を各3片採取し、主筋(D10,D6)、帯筋(4φ)からJIS2号引張試験片をそれぞれ3本採取した。引張試験結果を表-4に示す。

2.4 実験方法

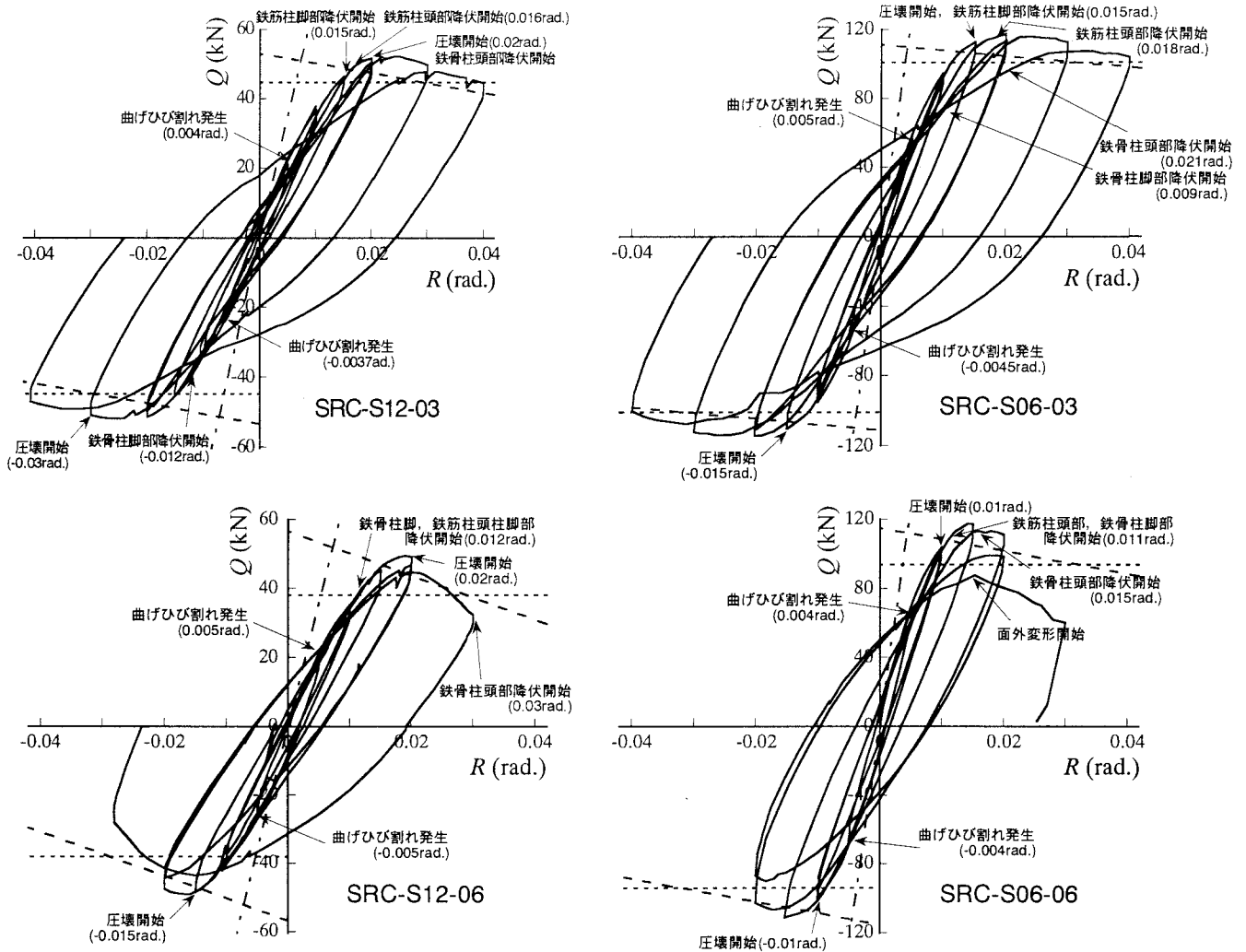
載荷装置を図-2に示す。鉛直荷重は載荷ビームを介して所定の値を導入し一定に保持した後、繰返し水平力

の載荷を行った。載荷プログラムは $R(\delta/L)=0.005\text{rad}$ 。刻みの漸増繰返し載荷とした。柱材が鉛直力を保持できないか、水平耐力が急激に低下するまで加力を行った。

図-3にひずみゲージ貼付位置と変位計位置を示す。荷重の測定は油圧ジャッキと試験体の間に挿入したロードセルによって測定した。水平変位の測定を両柱頭の梁中央部で、材長の変化を知るために鉛直変位を柱頭部及び柱頭から $1.5D$ (D :断面せい)の位置に変位計を設置し測定した。変位測定は載荷床版を基準としている。また、ひずみゲージは柱頭、柱脚及び梁それぞれの直交部材のフェイスから D の位置、柱の中央部から上下に D の位置

表-4 鋼材の引張試験結果

		ヤング係数 E (GPa)	ϕ (mm)	降伏応力 σ_Y (MPa)	引張強さ σ_u (MPa)	降伏ひずみ $\epsilon_Y (= \sigma_Y / E)$	降伏比 σ_Y / σ_u	ひずみ硬化 開始時ひずみ ϵ_{st}	伸び率 (%)
SRC強軸	flange	188	-	364	496	0.00193	0.734	0.022	36.5
	web	189	-	301	439	0.00159	0.687	0.021	42.9
SRC弱軸	flange	206	-	345	470	0.00168	0.733	0.033	38.2
	web	206	-	340	468	0.00165	0.726	0.027	34.6
D10	A	203	9.10	396	544	0.00194	0.727	0.036	19.1
	B	189	8.84	472	620	0.00250	0.761	0.023	20.3
D6	-	214	5.93	473	582	0.00221	0.813	0.015	18.4
4φ	A	205	3.95	592	608	0.00289	0.974	-	15.4
	B	202	3.97	589	597	0.00291	0.987	-	13.4
CFT	柱鋼管	185	-	388	476	0.00209	0.815	0.013	35.3
	梁flange	205	-	349	457	0.00170	0.763	0.026	38.7
	梁web	205	-	361	465	0.00176	0.776	0.034	37.1



(a) SRC試験体（内蔵鉄骨強軸配置）

図-4 水平荷重-部材角関係（つづく）

の各部に貼付した。さらに反力壁側の柱の柱頭、柱脚でPI型変位計により変位の測定を行った。PI型変位計の評点距離は50mmである。

2.5 座屈長さの算定

純ラーメン骨組の柱の座屈長さは一般に節点間距離より長くなるので、鋼構造塑性設計指針⁶⁾に示されている近似法により座屈長さを算定した。座屈長さ断面せい比は $L/D=12$ の試験体で13.3～14.1、 $L/D=6$ の試験体で7.3～7.7となる（表-1参照）。算定において、柱脚部は下梁上端面を固定端として $G_A=0.1$ とした。

3. 実験結果

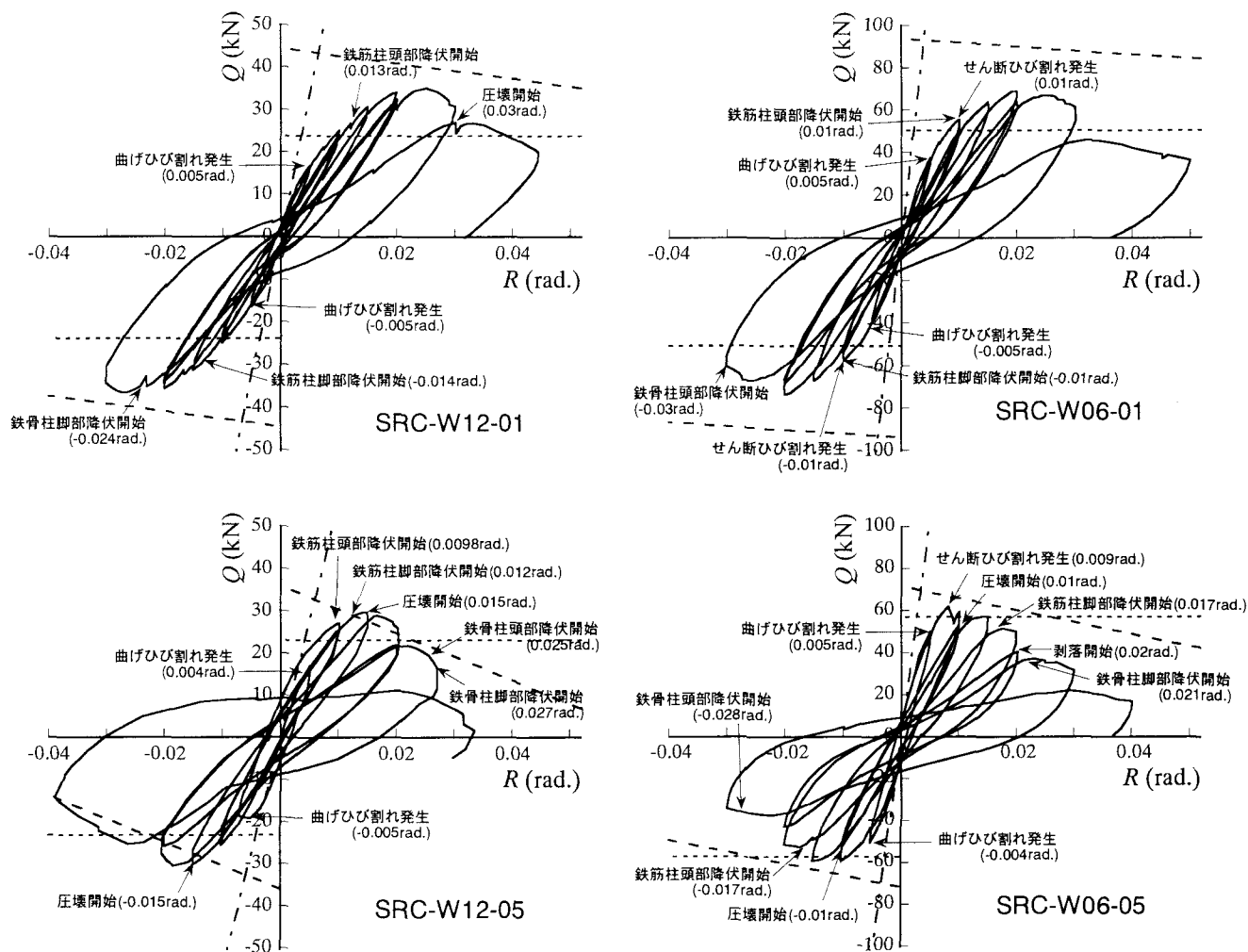
3.1 水平荷重-部材角関係

図-4に実験より得られた水平荷重-部材角関係を示す。図中一点鎖線は計算初期剛性、破線は塑性崩壊機構直線、点線はSRC規準による終局曲げ耐力値を表している。計算初期剛性は、下梁上端面を固定端とし、剛域を無視した線形フレームモデルにより算定したものであ

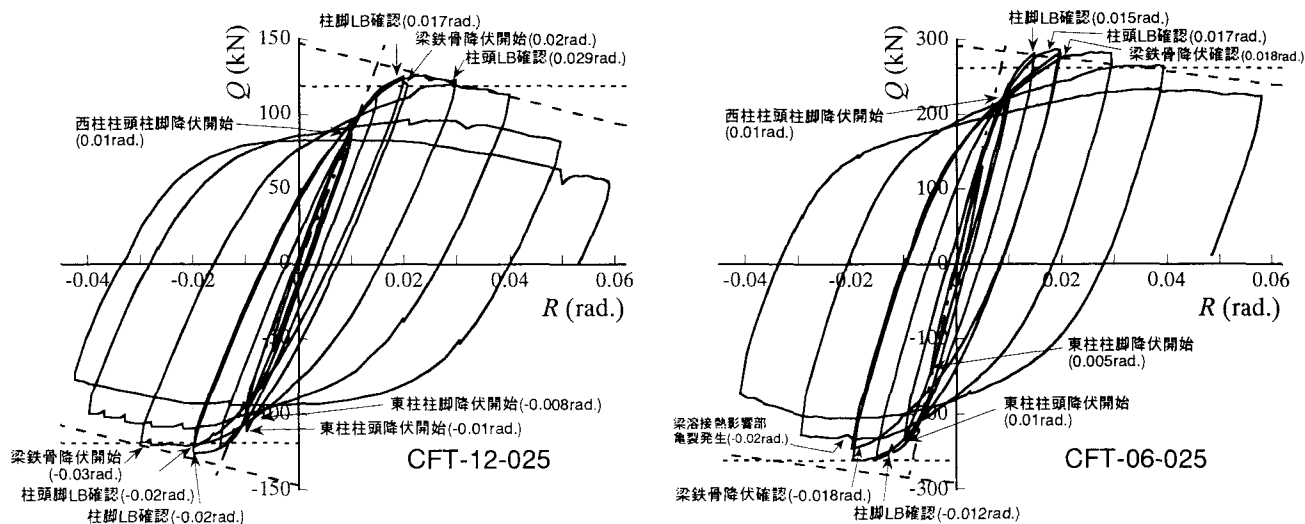
る。コンクリートは全断面有効とし、せん断変形は無視した。塑性崩壊機構直線は柱のヒンジ形成点を梁フェイスとして算定している。SRC規準による終局曲げ耐力は、 $L/D=12$ 以上の場合を長柱として算定することになっているが、ここでは $L/D=12, 6$ の両方とも長柱として算定した耐力を示している。また、図中に試験体の破壊過程をあわせて示している。

SRC試験体で内蔵鉄骨を強軸配置した試験体においては、導入軸力の小さいSRC-S12-03, SRC-S06-03は、最大耐力に達した後、塑性崩壊機構直線に沿った安定した挙動が見られたが、導入軸力の大きいSRC-S12-06, SRC-S06-06は、最大耐力に達した後、塑性崩壊機構直線の勾配よりも大きな耐力低下が見られた。また、部材角0.01rad.時には繰返しによる耐力の低下は観察されないが、0.02rad.時には耐力の低下が顕著に認められる。破壊モードは、長柱に相当する $L/D=12$ ($L/D=13.5$)の試験体、短柱に相当する $L/D=6$ ($L/D=7.4$)の試験体の両シリーズとも曲げ破壊であった。

SRC試験体で内蔵鉄骨を弱軸配置した試験体においては、いずれの試験体もSRC規準の終局曲げ耐力に達して



(b) SRC試験体 (内蔵鉄骨弱軸配置)



(c) CFT試験体

図-4 水平荷重-部材角関係 (つづき)

いるが、SRC-W12-05を除く3体では、塑性崩壊機構直線に達していない。最大耐力後は、全試験体とも塑性崩壊機構直線の勾配より急な耐力の低下を示している。破壊モードは、 $L/D=12$ ($L_p/D=13.4$)の試験体では曲げ破壊となり、 $L/D=6$ ($L_p/D=7.3$)の試験体では、鉄骨フランジ幅に

沿って斜めひび割れの進展するせん断付着破壊となった。いずれの試験体も実験終了直前まで鉄骨の降伏はWSGで確認されなかった。内蔵鉄骨弱軸配置の試験体においては、SRC標準の柱の終局耐力式は0.01rad.時の実験耐力の値とよい対応を示している。

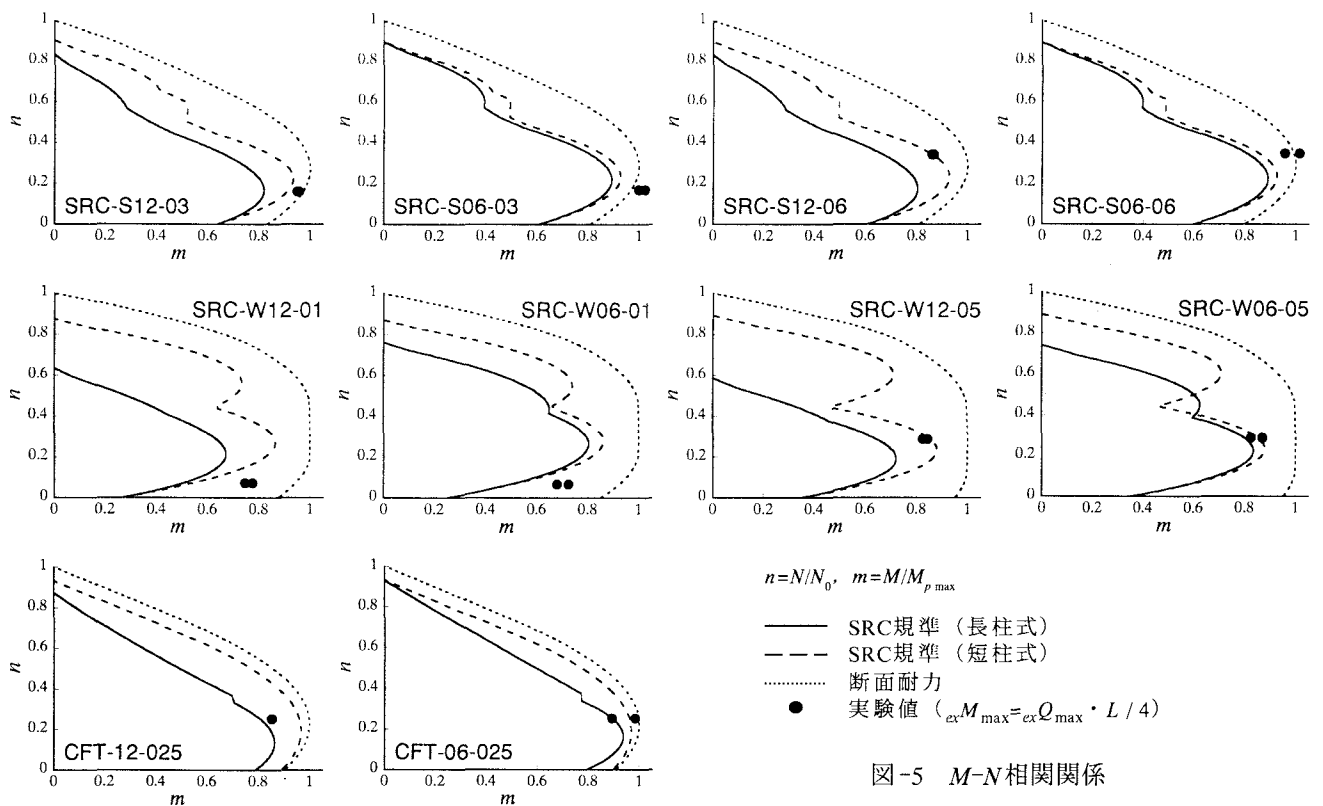


図-5 M-N相関関係

SRC試験体では、梁の鉄骨鉄筋ともにWSGで降伏は確認されず弾性範囲内であった。

CFT試験体においては、いずれの試験体もSRC規準の終局曲げ耐力に達した後、0.02rad.で最大耐力となり、その後、塑性崩壊機構直線に沿った安定した挙動が見られた。CFT-06-025においては、0.03rad.のサイクルの0.02rad.時にダイヤフラムと梁フランジの溶接熱影響部より亀裂が発生し、载荷に伴い亀裂がダイヤフラム内へと進展した。CFT試験体では、両試験体とも0.02rad.時にWSGで梁鉄骨の降伏が確認された。

3.2 耐力の比較

図-5に各試験体のM-N相関関係を示す。図中実線は長柱に用いるSRC規準終局曲げ耐力曲線を、破線は短柱に用いるSRC規準終局曲げ耐力曲線を、点線は全塑性曲

げ耐力を示している。●印は正側負側における実験最大耐力値である。

表-5に正側の実験値とSRC規準の終局曲げ耐力計算値、およびその比較を示す。

SRC試験体で内蔵鉄骨を強軸配置した試験体においては、実験値は計算耐力を13～30%上回った。

SRC試験体で内蔵鉄骨を弱軸配置した試験体においては、実験値はおおむねSRC規準での終局曲げ耐力に達している。内蔵鉄骨弱軸配置の場合、SRC規準式は単純累加耐力に基づいているため、軸力の小さい部分では実験値を小さめに評価する。そのために実験値との比が1.34、1.48と大きめの値となっている。L/D=6の試験体で、せん断付着耐力計算値は、曲げおよびせん断耐力計算値を上回るが、実験において破壊モードはせん断付着破壊であり、計算値は実験値を過大評価している(表-6参照)。

SRC試験体では、弱軸配置で軸力比の小さなW12-01とW06-01を除くと、SRC規準の長柱の算定式によると実験値に対する計算値の耐力比が1.09～1.30となり、短柱の算定式によると

表-5 耐力の比較

	$ex M_{max}$ (kNm)	M_p (kNm)	SRC規準 $cal M_U$ (kNm)		$ex M_{max} / cal M_U$	
			長柱	短柱	長柱	短柱
SRC-S12-03	23.5	23.9	20.2	22.4	1.17	1.05
SRC-S06-03	26.4	25.0	22.7	23.4	1.16	1.13
SRC-S12-06	22.2	25.5	17.1	22.1	1.30	1.01
SRC-S06-06	26.5	25.9	21.1	22.4	1.25	1.18
SRC-W12-01	15.9	20.1	10.7	11.5	1.48	1.37
SRC-W06-01	15.5	21.1	11.4	11.6	1.36	1.34
SRC-W12-05	13.4	16.2	10.4	13.8	1.28	0.97
SRC-W06-05	14.0	16.1	12.8	13.7	1.09	1.02
CFT-12-025	56.7	66.3	53.6	63.8	1.06	0.89
CFT-06-025	64.8	65.8	58.9	63.3	1.10	1.02

$ex M_{max} = Q_{ex} \cdot L/4$, Q_{ex} : 実験最大水平耐力, M_p : 全塑性モーメント,
 $cal M_U$: SRC規準終局曲げ耐力

表-6 せん断耐力の比較

	$ex M_{max}$ (kNm)	$cal M_S$ (kNm)	$cal M_B$ (kNm)
SRC-W06-01	15.5	11.6	21.2
SRC-W06-05	14.0	13.7	19.3

$cal M_S$: SRC規準終局せん断耐力,
 $cal M_B$: SRC規準終局せん断付着耐力

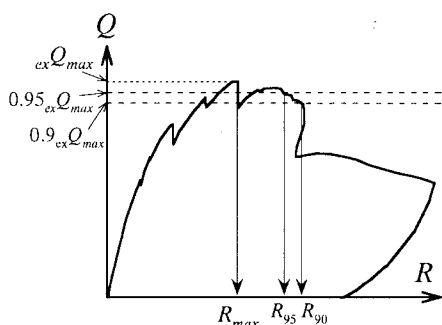


図-6 限界部材角の定義

0.97～1.18となる。強軸配置，弱軸配置試験体ともに， $L/D=12$ の試験体では，短柱に用いるSRC規準終局曲げ耐力式の計算耐力とよい対応を示している。

CFT試験体においては，実験値とSRC規準の終局曲げ耐力との比が1.02，1.06であり，SRC規準の終局耐力で実験最大耐力を良好に評価している。

4. 変形性能評価

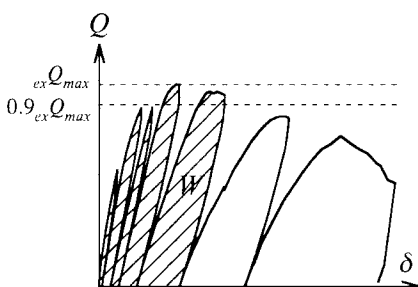
4.1 包絡線による限界部材角

実験により得られた荷重-部材角関係において，包絡線上で，耐力が実験最大水平耐力 Q_{max} に達する時の部材角を最大水平耐力時部材角 R_{max} ，最大水平耐力の95%，90%に低下したときの部材角をそれぞれ限界部材角 R_{95} ， R_{90} と定義する（図-6参照）。

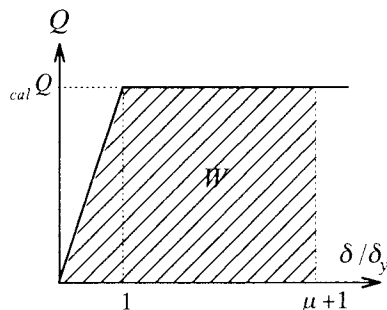
限界部材角の比較を図-7に示す。 $L/D=12$ の試験体のほうが限界部材角が大きい傾向がある。内蔵鉄骨弱軸配置の試験体では，最大耐力以後は同サイクルか次のサイクルで限界耐力まで低下するため，いずれの試験体においても最大耐力時部材角と限界部材角に大きな差は見られなかった。内蔵鉄骨強軸配置の試験体は最大耐力時以降も安定した挙動を示すが，軸力の大きな試験体では最大耐力後すぐに耐力が限界耐力まで低下した。CFT試験体では最大耐力後も安定した挙動を示し，限界部材角も大きい。

4.2 累積塑性変形倍率

図-8に示すように，正側の履歴曲線を順次つなぎ合



(a) 累積エネルギー吸収量



(b) 等価エネルギー吸収量

図-8 塑性変形能力の定義

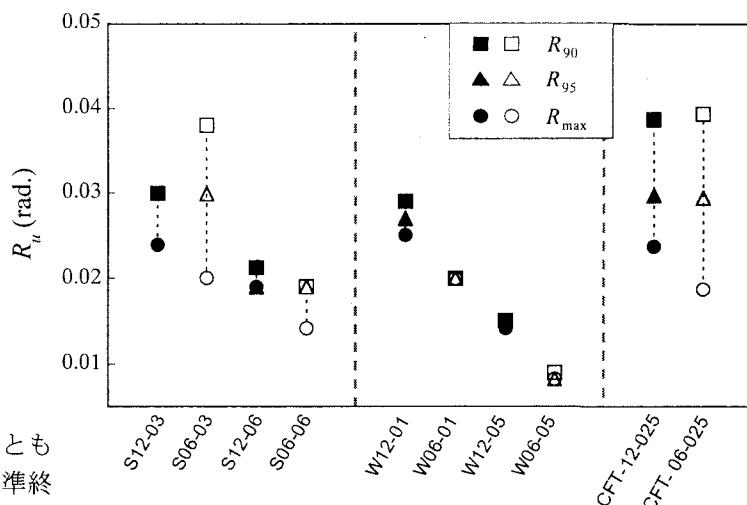


図-7 限界部材角

わせて作成した荷重-累積変形関係において，各履歴ループの耐力が正側の最大水平耐力の95%，90%に低下するまでの各ループの面積の和を累積エネルギー吸収量 W （図-8のハッチ部分）とし，この曲線を完全弾塑性型に置き換えた時の面積が等しくなるような μ を求めて，累積塑性変形倍率を決定した。弾性剛性 $_{cal}K$ は，座屈たわみ角法により算定した。 $_{cal}Q$ はSRC規準¹⁾に示されている終局曲げ耐力を用いて算定した計算水平耐力である。

$$\mu = \frac{W}{_{cal}Q \cdot \delta_y}, \quad \delta_y = \frac{_{cal}Q}{_{cal}K} \quad (2)$$

実験結果より求めた累積塑性変形倍率 μ を用いて，式(3)により合成柱のみでエネルギーを吸収する架構の構造特性係数 D_s の値を求めた⁷⁾。

$$D_s = \frac{1}{\sqrt{1+2\mu}} \quad (3)$$

図-9に各試験体の塑性変形能力 μ と構造特性係数 D_s 値の比較を示す。

内蔵鉄骨が弱軸配置で高軸力を受ける試験体を除いては塑性変形倍率が大きくエネルギー吸収能力が高い。SRC-S12-03で小さめの塑性変形能力の値を示しているが，今回定義した限界部材角においては，試験体は塑性崩壊機構の耐力を保持しており変形能力は算定した数値以上である。塑性崩壊機構直線を下回る点までの累積塑性変形倍率を算定すると $\mu=10.2$ であった。

内蔵鉄骨弱軸配置で高軸力を受ける試験体では最大耐力以降急激に耐力が低下するため塑性変形能力は小さい。また軸力の小さな試験体では $\mu=10$ 程度の評価をしているが計算

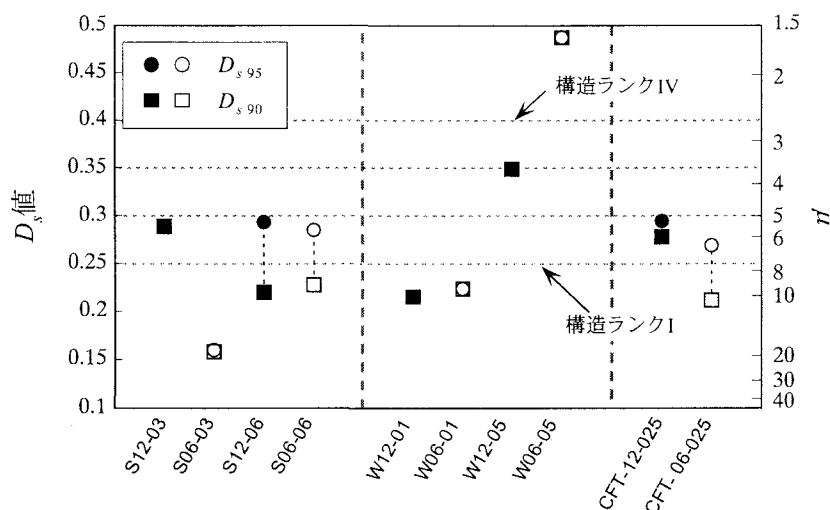


図-9 D_s 値の比較

曲げ耐力が実験値を過少評価しているため、塑性変形能力は大きめに評価されている。

SRC骨組で内蔵鉄骨が強軸配置の試験体および、弱軸配置で軸力の小さい試験体ではSRC構造剛接架構において構造ランクIに相当する $D_s=0.25$ の値がとれることがわかる。

SRC骨組で内蔵鉄骨が弱軸配置で軸力の大きな試験体は、構造ランクIVに相当する D_s 値0.40もしくはそれ以上の数値とするのが妥当である⁸⁾。

CFT骨組では、両試験体とも0.04rad.まで塑性崩壊機構の耐力を保持した安定した挙動をしており、 $L/D=12$ ($L_k/D=16.0$) の試験体では構造ランクIIに、 $L/D=6$ ($L_k/D=8.7$) の試験体では構造ランクIに相当する。

5. まとめ

合成長柱骨組の耐力と変形能力評価を目的として、一定軸力と繰返し水平力を受ける合成骨組の実験を行った。実験結果より得られた知見を以下に示す。

- 1) いずれの試験体も、最大耐力に達するまで安定した履歴性状を示した。内蔵鉄骨を強軸配置したSRC試験体で導入軸力の小さなもの、及びCFT試験体では、最大耐力に達した後塑性崩壊機構直線に沿った安定した挙動が見られ、内蔵鉄骨を強軸配置したSRC試験体で導入軸力の大きい試験体及び内蔵鉄骨を弱軸配置したSRC試験体では、最大耐力に達した後、塑性崩壊機構直線の勾配よりも大きな耐力低下が見られた。
- 2) SRC規準では、座屈長さ・断面せい比が12を超える柱材は長柱として耐力を算定するが、SRC試験体で長柱に相当する $L/D=12$ では、短柱としての耐力評価がよい対応を示した。

3) SRC規準に基づけば、全試験体でせん断付着耐力は曲げ、せん断耐力を上回るが、内蔵鉄骨を弱軸配置したSRC試験体 $L/D=6$ ($L_k/D=8.2$) の2体はせん断付着破壊となった。これより、内蔵H形鋼弱軸配置の場合、SRC規準のせん断付着耐力式については更なる検討が必要である。

4) CFT試験体では、SRC規準の終局曲げ耐力式で実験値を良好に評価している。

5) 限界部材角、塑性変形能力より構造性能を検討した結果、内蔵鉄骨を強軸配置したSRC試験体及びCFT試験体は、変形性能に優れており、概ね

構造ランクIが期待できる。内蔵鉄骨を弱軸配置したSRC試験体で導入軸力の大きなものでは変形能力が乏しく、合成柱のみでエネルギーを吸収する架構の場合、構造ランクIVに相当する D_s 値もしくはそれ以上の数値とするのが妥当である。

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，2001年1月
- 2) 立花正彦，児島千里，森田耕次，中野清司：任意繰返し載荷の鉄骨鉄筋コンクリート部材の履歴挙動に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.34B，1988年3月
- 3) 土井希祐：鉄骨鉄筋コンクリート部材の荷重-変位履歴特性モデルに関する研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.17，No.2，pp.1143-1148，1995年
- 4) 堺純一，松井千秋：鉄骨鉄筋コンクリート柱部材の復元力特性に関する研究—単一H形鋼を内蔵したSRC柱の骨格曲線の定式化—，日本建築学会構造系論文集，No.534，pp.183-190，2000年8月
- 5) 松井千秋，三谷勲，松村和雄：鉄骨鉄筋コンクリート骨組の繰返し水平加力実験，九大工学集報，第49巻，第5号，pp.619-626，1976年10月
- 6) 日本建築学会：鋼構造塑性設計指針，1975年11月
- 7) 日本建築学会：建築耐震設計における保有耐力と変形性能（1990），1981年6月
- 8) 日本建築センター：2001年版建築物の構造関係技術基準解説書，2001年3月

謝辞

実験に際しましては、神戸大学の張瑩氏、成原正人氏のご協力を得ました。ここに記して感謝の意を表します。