

(40) 高張力鋼を用いたSRC構造骨組の耐力と変形性状

STRENGTH AND BEHAVIOR OF SRC FRAMES USING HIGH-STRENGTH STEEL

松井千秋・ 堺 純一

Chiaki MATSUI, Junich SAKAI

This paper presents the results of an experimental work of SRC and bare-steel cruciform frames using high strength steel under a constant axial compressive load on the column and cyclic beam loads. The strength and behavior of SRC cruciform frames are discussed on the bases of the test results. It is clarified that the ultimate shear strength of SRC connection panel with high strength steel can be fairly well estimated by the strength formulae specified by Architectural Institute of Japan, and the ductility of SRC frames with high strength steel is not inferior to one with mild steel.

1. 緒言

建築における鉄骨鉄筋コンクリート構造（以下SRC構造）は従来50キロ鋼までが使われてきたが、最近60キロ鋼の使用が望まれている。この論文では、多層多スパンラーメンの一部をモデル化した十字型骨組の実験を行い、60キロ鋼（降伏比Y（降伏応力度 σ_y /引張強さ σ_b ）が0.8と0.9）を用いた場合の、

①柱はり接合部パネルのせん断耐力、②SRC骨組の耐力と変形性状について検討する。

①では、50キロ鋼までに適用されている建築学会のSRC標準の柱はり接合部パネルのせん断耐力式の有効性を調べる。

鋼材の降伏比が高くなると、鉄骨構造（以下S構造）でははりの材長方向に広がる塑性域は短くなり、スカラップによって断面欠損している材端の溶接部あるいは溶接熱影響部で脆性的に破断しやすくなる。しかし、SRC構造では鉄筋コンクリート部分の存在によって、応力状態はS構造とは異なってくると考えられる。そこで、②に関しては、エネルギー吸収能力の点で有利になるように、はりの曲げ破壊と柱はり接合部パネルのせん断破壊とが同時に起こるように設計されたSRC構造とS構造の骨組の実験から、両構造の性状を比較し、高張力鋼のSRC構造への適用性について検討する。また、降伏比が0.9の鋼材を用いたSRC構造については前述のはり・パネル同時崩壊形式の他に、はり接合部のせん断破壊先行型およびはり材の曲げ破壊先行型の骨組の実験を行い、崩壊形式の違いが骨組の変形能力とエネルギー吸収能力におよぼす影響についても検討する。

*: 工博 九州大学教授 工学部建築学科

**: 工修 九州大学助手 工学部建築学科

2. 実験計画

2つのシリーズの実験を行った。シリーズⅠの実験では、柱はり接合部パネルのせん断耐力と変形状を調べることを計画した。シリーズⅡの実験では、SRC骨組とS骨組の変形状の違い、SRC骨組の崩壊形式の違いが変形状やエネルギー吸収能力に及ぼす影響を調べることを計画した。実験変数として鋼材種を選び、60キロ鋼の他、比較のため40キロ鋼、80キロ鋼（シリーズⅠのみ）を加え、(47)、(68)、(69)、(89)の4種類を用いた（鋼材種(47)とは鉄骨の引張強さ σ_b が40kg/mm²で降伏比Yが0.7の鋼材を示す）。また、シリーズⅡの鋼材種(69)を用いたSRC骨組の実験変数として崩壊形式を選び、はりの曲げ破壊と柱はり接合部パネルのせん断破壊が同時に起こる型（はり・パネル同時崩壊型）、柱はり接合部パネルのせん断破壊先行型（パネル崩壊型）、はりの曲げ破壊先行型（はり崩壊型）の3種類を計画した（表1参照）。

(1) 材料および試験体

SRC試験体およびS試験体の全体図を図1に示す。鉄骨断面の公称寸法を表2に示す。全ての試験体において、鉄骨は柱を通し材とし、はりを柱に溶接接合している。部材は全て溶接H形鋼である。柱はり接合部パネルをせん断破壊させるシリーズⅠの全試験体およびシリーズⅡのSRC試験体7-3(69)以外は、パネル部が鋼板でせん断補強されている（図2参照）。はり・パネル同時崩壊型の試験体については板厚4.5mm（鋼材種(47)を用いた試験体）、5mm（鋼材種(68)、(69)を用いた試験体）の鋼板で、また、はり崩壊型の試験体では9mmの鋼板でせん断補強されている。SRC試験体のコンクリート断面はすべて柱30cm×30cm、はり20cm×30cmである。図3にSRC試験体を示す。柱はり接合部のコンクリートパネル部にはせん断補強筋が入っていない。表3（a）に鋼材、同図（b）にコンクリートの機械的性質を示す。表4に各試験体のはり、柱、柱はり接合部パネルのSRC規準の設計式によるそれぞれの終局耐力をはり材端荷重Pに換算した値を示す。この計算では、断面寸法は実測値を、材料強度は表3の値を用いている。部材の終局曲げ耐力はコンクリートの圧縮強度F_cを用い、一般化累加強度を与えるSRC規準(115)式で計算した。柱はり接合部パネルの終局せん断耐力についてはSRC規準(128)式によった。

(2) 载荷方法および測定方法

図4に加力装置と加力方法を示している。全試験体とも、柱に所定の鉛直荷重を加え、一定に保持した状態で、地震時に対応する応力が骨組各部に生じるようにはりの両端に正負交番の集中荷重を2台のジャッキで加えた。鉛直荷重は実際の建物の柱で使われる上限に近い状態を考え、柱の圧縮耐力N₀の30%とした。はりへの载荷は、シリーズⅠでは接合部パネルのせん断変形角で0.005(rad)を単位の振幅として、各振幅において正負2回の繰返しを行い、0.03~0.05(rad)まで漸増させた。この段階でせん断変形角の計測が不能になったので、あとははり加力点の変位で制御した。シリーズⅡでは、はり加力点の変位で5mm（柱およびはり部材角Rに換算して1/200）を単位振幅として、各振幅で正負2回の繰返し加力を行った。

全試験体とも、はりの加力点の加力方向への変位と鉄骨接合部パネル部の対角線2方向の変位を変位計を

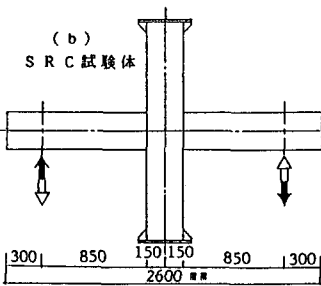
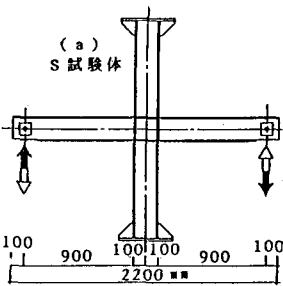


図1. 全体図

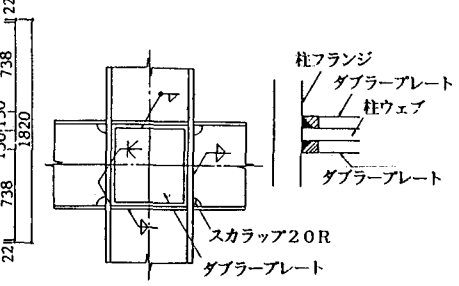


図2. シリーズⅡの仕口パネルの補強方法

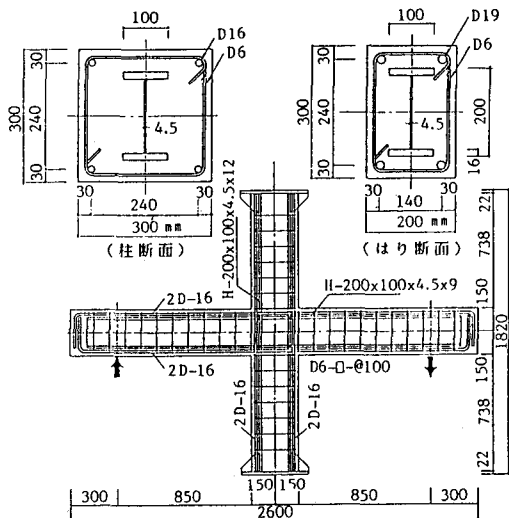


図3. SRC試験体図

表2 鉄骨断面

シリーズ	鋼材種	鉄骨断面	
		はり	柱
I	(47)	BH-200-100-4.5-16	
	(68)	BH-200-100-4.5-16	
	(69)	BH-200-100-5.0-16	
	(89)	BH-200-100-5.0-16	
II	(47)	BH-200-100-4.5-9	BH-200-100-4.5-12
	(68)	BH-200-100-4.5-9	BH-200-100-4.5-12
	(69)	BH-200-100-5.0-9	BH-200-100-4.5-12
	(69)	BH-200-100-5.0-9	BH-200-100-4.5-12

表3 (b) コンクリートの機械的性質

試験体	F_c (kg/cm ²)
152	310
153	
154	
155	394
156	
157	
158	389
159	
7-1	
7-2	391
7-3	
7-4	
7-5	397
7-6	
7-7	
7-8	415
7-9	
7-10	

表3 (a) 鋼材の機械的性質

シリーズ	鋼材種	種類	σ_y ($\frac{t}{cm^2}$)	σ_b ($\frac{t}{cm^2}$)	降伏比 Y	ϵ_y (%)	ϵ_u (%)
I	47	フランジ	2.71	4.30	0.63	.275	21.63
		ウェブ	2.97	4.25	0.69	.280	20.87
	68	フランジ	4.08	5.51	0.74	.250	18.74
		ウェブ	5.93	6.64	0.89	.239	8.63
	69	フランジ	4.14	5.51	0.75	.265	18.74
		ウェブ	5.47	6.14	0.89	.290	8.61
	89	フランジ	8.32	8.90	0.93	.287	6.19
		ウェブ	7.13	7.78	0.92	.270	9.10
	はり主筋 柱主筋 フープ	D19	4.38	6.15	0.71	.208	20.9
		D16	4.31	6.32	0.68	.206	20.2
		D6	4.73	6.93	0.68	.225	14.9
II	47	フランジ	2.78	4.16	0.67	.134	25.70
		ウェブ	2.65	3.93	0.67	.135	24.41
	68	フランジ	4.60	5.66	0.81	.220	19.70
		ウェブ	5.93	6.64	0.89	.293	9.50
	69	フランジ	5.58	6.12	0.91	.266	8.60
		ウェブ	5.47	6.14	0.89	.280	9.50
	タブラープレート(47)		2.65	3.93	0.67	.135	24.41
			5.47	6.14	0.89	.280	9.50
	タブラープレート(69)* **		5.58	6.12	0.91	.266	8.60
			3.81	5.67	0.67	.181	19.62
	はり主筋 フープ	D16	3.06	5.28	0.58	.194	14.32
		D6					

表中シリーズIIについては、はりの鋼材のみを記す。*:5mm **:9mm

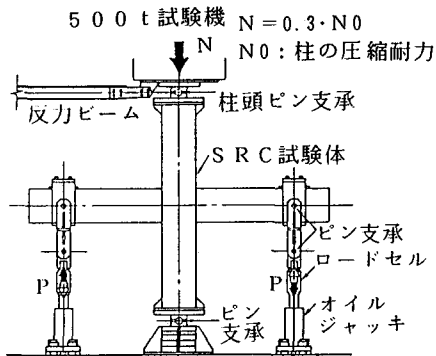


図4. 加力装置と加力方法

表1 実験計画

	試験体	鋼材種	構造	崩壊型
シリ	152	47	SRC	パネル崩壊
	153	68	SRC	パネル崩壊
	154	69	SRC	パネル崩壊
	155	89	SRC	パネル崩壊
	156	47	S	パネル崩壊
ズ	157	68	S	パネル崩壊
	158	69	S	パネル崩壊
	159	89	S	パネル崩壊
	7-1	47	SRC	はり・パネル同時崩壊
シリ	7-2	68	SRC	はり・パネル同時崩壊
	7-3	69	SRC	パネル崩壊
	7-4	69	SRC	はり・パネル同時崩壊
	7-5	69	SRC	はり崩壊
	7-6	47	S	はり・パネル同時崩壊
ズ	7-7	68	S	はり・パネル同時崩壊
	7-8	69	S	はり・パネル同時崩壊
	7-9	69	S	はり・パネル同時崩壊

表4. 試験体の設計耐力

構造	試験体 番号	鋼材種	設計耐力 P (ton)		
			はり σ_{Pu}	柱 c_{Pu}	パネル p_{Pu}
S	7-1	47	13.65 (1.00)	27.17 (1.99)	15.33 (1.12)
	7-2	68	20.83 (1.00)	33.83 (1.62)	22.92 (1.10)
	7-3	69	23.52 (1.00)	40.26 (1.71)	13.66 (0.58)
	7-4	69	22.55 (1.00)	40.46 (1.79)	23.78 (1.05)
C	7-5	69	22.58 (1.00)	38.56 (1.71)	30.66 (1.36)
	7-6	47	5.88 (1.00)	6.11 (1.04)	5.72 (0.97)
	7-7	68	10.92 (1.00)	11.80 (1.08)	12.98 (1.19)
	7-8	69	12.55 (1.00)	15.53 (1.24)	13.26 (1.06)

用いて測定した。パネル部の2方向の変位からその部分のせん断変形角を計算した。なお、パネル部の変位の測定は、鉄骨パネル部の柱フランジに溶接した4本の16mmのボルトに取り付けた2台の変位計によった。

3. 実験結果および考察

図5 (a) にシリーズⅠのはり荷重と柱はり接合部パネルのせん断変形角との関係、同図 (b) にシリーズⅡのはり荷重とはり加力点の変位との関係を示す。

(1) 接合部パネルのせん断耐力

同図 (a) からわかるように S R C 試験体では最大耐力にはせん断変形角 γ が 0.01 (rad) 程度で達し、以降、耐力は低下するが、緩やかである。 γ はパネルのコンクリートが圧壊して測定用ボルトに接触したため 0.03 (rad) 程度までしか計測できなかったが、部材角 R では 0.09 (rad) まで鋼材種に関係なく耐力の低下は大きくなく、安定していた。履歴ループの形状はコンクリートパネル部に発生するひび割れおよびコンクリートの剝離によって、逆 S 字形の要素が強い。S 試験体では、パネルに局部座屈が発生したが耐力低下はなく、履歴ループは紡錘形である。実験による最大耐力を S R C 規準の (128) 式、(129) 式による終局耐力と比較する。

$${}_j M_u = c V_e \cdot ({}_j F_s \cdot {}_j \delta + w_p \cdot w \sigma_y) + 1.2 / \sqrt{3} \cdot s V \cdot s \sigma_y \quad \cdots \text{規準(128)式}$$

$${}_j F_s = \min (0.12 \cdot F_c, 18 + 3.6 \cdot F_c / 100) \quad \cdots \text{規準(129)式}$$

S R C 規準のパネルの終局せん断耐力を表すパネルモーメント ${}_j M_u$ を次式によりはり材端荷重 ${}_s P$ に換算する。

$${}_s P = \frac{{}_j M_u}{2 \cdot l - m c d - l / h \cdot m b d}$$

S R C 規準による耐力と実験耐力の比較を表5に示す。なお、S 試験体の耐力は規準(128)式において、柱はり接合部コンクリート部分の有効体積 $c V_e = 0$ として求めた。また、同表にはシリーズⅡのパネル崩壊型の試験体 7-3 (69) の結果も示している。同表より、鋼材種に関係なく 80 キロ鋼まで S R C 規準式で接合部パネルの終局せん断耐力が安全側に評価できることがわかる。

コンクリートパネル部の耐力は同じせん断変形角に対する S R C 試験体の耐力と S 試験体の耐力の差から求められるが、その結果、鋼材種に関係なくコンクリートパネルの終局せん断耐力として $0.3 \cdot F_c$ が期待できることがわかった。

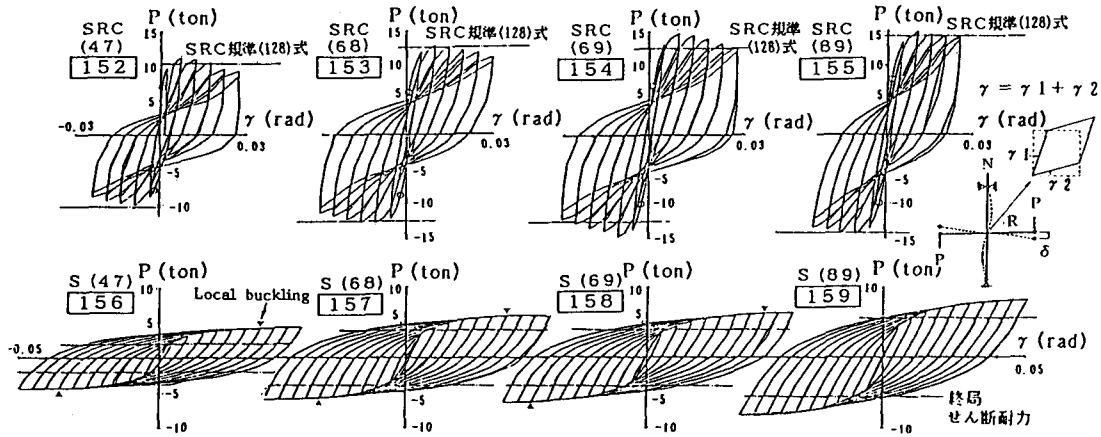


図5. 荷重-変形関係 (a) シリーズⅠのはり荷重-柱はり接合部パネルのせん断変形角関係

(2) 骨組の曲げ耐力

SRC試験体で、はり・パネル同時崩壊型の7-1(47)、7-2(68)、7-4(69)は、表4に示したようにはりの設計曲げ耐力の方がパネルの設計せん断耐力より小さい。また、はり崩壊型の7-5(69)は当然はりの耐力の方がパネルの耐力より小さい。S試験体でも、はりの耐力の方が小さい。従って、骨組の耐力ははりの曲げ耐力でまゐる。そこで、まず、骨組の耐力が下記のSRC標準の終局曲げ耐力式で評価できるかどうかを調べる。

- ① SRC標準(115)式 (コンクリートの強度はSRC標準(114)式から得られる低減されたコンクリート強度 F_c' を用いる。)

$$N_U = cN_U + mN_U + sN_U$$

… SRC標準(115)式 (一般化累加強度)

$$M_U = cM_U + mM_U + sM_U$$

$$F_c' = (0.85 - 2.5 \cdot s p c) \cdot F_c$$

… SRC標準(114)式

- ② SRC標準(115)式において、鋼材の σ_y の代わりに、 $0.7 \cdot \sigma_b < \sigma_y$ の場合には $0.7 \cdot \sigma_b$ を用いる。コンクリート強度は F_c' とする。

- ③ SRC標準(117)式

$$M_U = s Z p \cdot s \sigma_y + m a t \cdot m \sigma_y \cdot m d$$

… SRC標準(117)式 (単純累加強度式)

S試験体のはりの終局曲げ耐力は断面の全塑性モーメントを用いる。この場合、スカラップの影響を考慮する。表6、表7に上記の各累加耐力 P_U および実験耐力 P_{ex} とそれらの耐力との比 P_{ex}/P_U を示す。また、これらの耐力は図5に記入している。表6から、フランジの降伏応力度 σ_y が4.60、5.58t/cm²の(68)、(69)では、 σ_y と F_c' を用い(115)式で計算した一般化累加強度では多少危険側の評価になることがわかる。表7からわかるように、S試験体でも7-8(69)では σ_y で計算した全塑性モーメントに達しない。降伏比が1に近い鋼材では、通常使われる範囲の変形域で全塑性モーメントに達することは困難であるから、S試験体7-8(69)の実験結果は当然と思われる。したがって、SRC試験体でも、高降伏点で高降伏比の場合には、耐力を σ_y

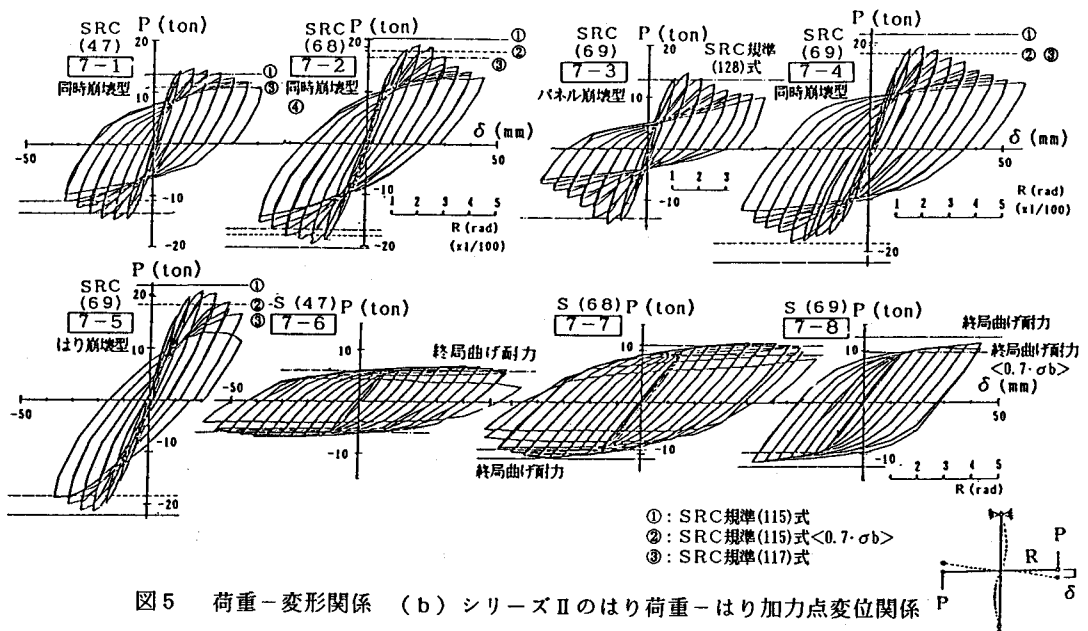
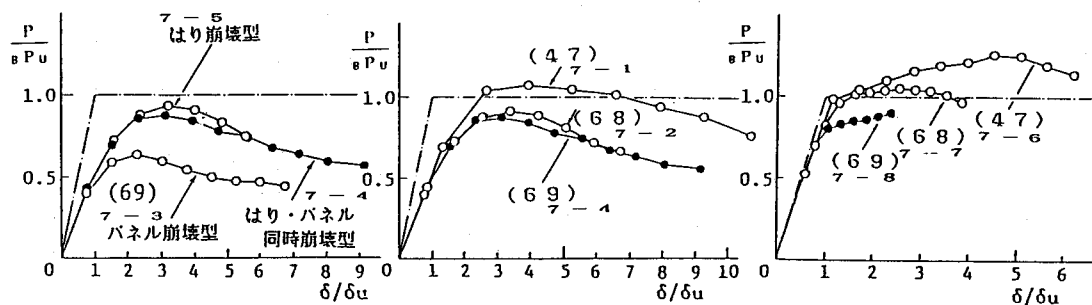


図5 荷重-変形関係 (b) シリーズⅡのはり荷重-はり加力点変位関係



(a) 崩壊形式の違いによる影響 (b) 鋼材種の違いによる影響 (c) 鋼材種の違いによる影響
 $\langle \text{SRC} \rangle$ $\langle \text{S} \rangle$

図6. 無次元化した荷重-変形関係

表5. パネル崩壊型の試験体の理論耐力と実験値との比較

構造	試験体番号	鋼材種	実験耐力 P_{ex} (ton)	理論耐力 P_u (ton)	P_{ex}/P_u
SRC	152	47	11.14	10.36	1.08
	153	68	12.86	12.63	1.02
	154	69	14.71	13.59	1.17
	155	89	14.97	14.32	1.05
	7-3	69	15.12	13.66	1.11
S	156	47	4.61	1.97	2.34
	157	68	6.17	3.95	1.56
	158	69	6.64	4.05	1.64
	159	89	8.43	5.65	1.49

表6. はり・パネル同時崩壊型およびはり崩壊型のSRC試験体の各理論耐力と実験耐力との比較

試験体 番号	鋼材種	実験 耐力 P_{ex} (ton)	一般化耐力		単純累加 耐力 P_{u2} (ton)
			(115)式		
			P_{u1} (ton)	P_{u2} (ton)	
7-1	47	14.80	13.37 (1.11)	—	10.97 (1.35)
7-2	68	19.81	20.46 (0.97)	18.05 (1.10)	16.85 (1.18)
7-4	69	19.90	22.18 (0.90)	18.48 (1.08)	18.57 (1.07)
7-5	69	21.50	22.21 (0.97)	18.51 (1.16)	18.45 (1.17)

・ () 内は理論耐力と実験の最大耐力との比を表す。
 ・ 表中 P_{u1} は、鋼材の降伏応力度を用いて計算した。
 ・ 表中 P_{u2} は、鋼材の引張強さの7割を用いて計算した。

表7. S試験体の理論耐力と実験耐力との比較

試験体番号	鋼材種	実験耐力 P_{ex} (ton)	終局耐力	
			P_{u1} (ton)	P_{u2} (ton)
7-6	47	7.60	5.88 (1.29)	—
7-7	68	11.66	10.92 (1.07)	9.28 (1.26)
7-8	69	11.58	12.55 (0.92)	9.67 (1.20)

・ () 内は、理論耐力と実験の最大耐力との比を表す。
 ・ 表中 P_{u1} は、鋼材の降伏応力度を用いて計算した。
 ・ 表中 P_{u2} は、鋼材の引張強さの7割を用いて計算した。

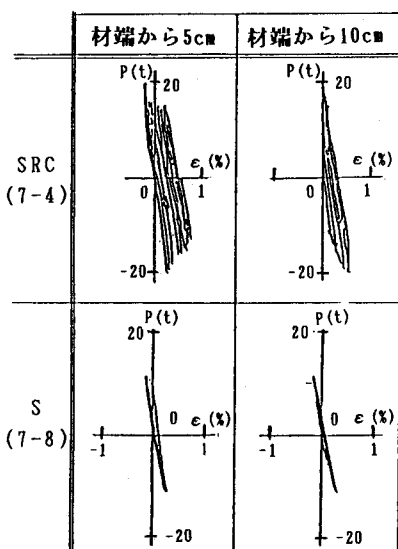


図7. はり荷重-ひずみ関係

で計算することは無理で、鉄骨断面内に弾性域が残っている状態での、全塑性モーメントより低い曲げ耐力をS断面の耐力評価に使うべきと思われる。そこで、 σ_y より低い $0.7\cdot\sigma_b$ と F_c' を用いてSRC規準(115)式で求めた一般化累加強度 $B P_{U2}$ で評価してみると、多少安全側過ぎるが、設計上はほぼ妥当な結果が得られる。 σ_y を用いて計算した単純累加強度 $B P_{U3}$ は安全側の評価を与える。この値は $B P_{U2}$ とほぼ等しい。

(3) 骨組の変形能力とエネルギー吸収能力

図6に各試験体の荷重-変形関係で各サイクルの除荷点を結んだ包絡線を示す。縦軸のPは σ_y 、 F_c を用いてSRC規準(115)式で計算したはりの終局曲げ耐力に対応するはり荷重 $B P_U$ で無次元化している。横軸の変位 δ は $B P_U$ の荷重に対応するはりの弾性変形量 δ_U で無次元化している。同図(a)より、鋼材種(69)の3つの崩壊形式の中で、はり・パネル同時崩壊型に設計された(7-4)が最も変形能力に優れていることがわかる。同図(b)、(c)は、はり・パネル同時崩壊型のSRCおよびS試験体の鋼材種の違いを比較したものであるが、S試験体では降伏点が高いほど、また降伏比が高いほど変形能力は劣るが、SRC試験体では、(47)の変形能力に比べ(68)、(69)がそれほど劣ることはなく、高張力鋼を用いたS試験体での変形能力低下の問題がかなり改善されていることがわかる。

降伏比が高い場合でも、SRC試験体では大きな変形能力が期待できる理由の一つは、SRCははり部材とSはり部材で材軸方向への塑性域の広がりには違いがあるためと考えられる。図7はSRC試験体7-4(69)およびS試験体7-8(69)の鉄骨はり材端のフランジの柱鉄骨フェイスから5cmおよび10cmの位置のひずみ挙動を示したものである。この図から、S試験体では材端から5cmの位置が降伏していないのに対し、SRC試験体では材端から10cmの位置でも降伏しており、SRC試験体の方が塑性域の広がりの方が大きいことがわかる。

SRC試験体とS試験体のはり部材の塑性域の長さを解析で求めてみる。図8に示すように材端が鉄骨の引張強さ $s\sigma_b$ できまる終局モーメント M_U に達した状態で、材の中間部での $s\sigma_y$ からきまる全塑性モーメント M_P の位置までを塑性域 ℓ_p とする。 M_U の計算は、鉄筋についても引張強さ $m\sigma_b$ 、コンクリートは F_c で、応力は長方形分布とする。なお、スカラップによる欠損を考慮する。 M_P は、 $s\sigma_y$ の他、 $m\sigma_y$ 、 F_c を用いる。 $\ell_p = (1 - M_P / M_U) \cdot \ell$ の関係より ℓ_p を計算すると表8のようになる。これからわかるように、SRC試験体の方が塑性域は広がり、特に、(69)でその差は著しい。実験では、はり部材の耐力は M_U には達していないが、降伏比の高い鋼材を用いたSRC部材ではS部材に比べ、破断しにくい一つの傾向を示していると思われる。

図9にSRC試験体の荷重-変形関係のループの面積から求めた累積エネルギー量と部材角の関係を示している。同図より崩壊形式としては、はり・パネル同時崩壊型がエネルギー的に有利であることがわかる。

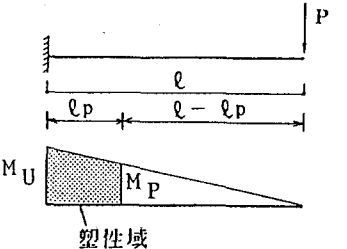


図8 塑性域の材長方向への長さ

表8. 塑性域の広がり ℓ_p (cm)

鋼材種	SRC	S
(47)	25.2	25.2
(68)	13.5	9.0
(69)	9.0	1.8

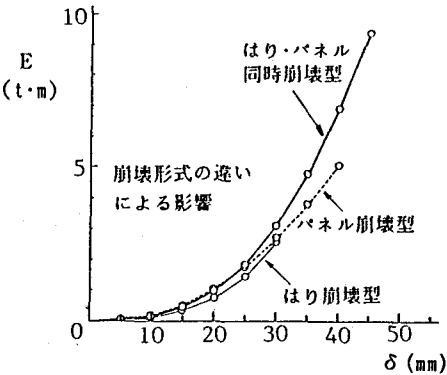


図9 エネルギー吸収能力

4. 結論

高張力鋼を用いたSRC構造の十字型骨組の実験を行うことにより、以下のことが明かとなった。

- 1) 降伏比が0.9の60キロ鋼、80キロ鋼の鋼材を用いたSRC構造柱はり接合部パネルのせん断耐力については鋼材の降伏強度が発揮される。
- 2) 建築学会SRC規準に示されたパネルのせん断耐力式は60キロ鋼、80キロ鋼の鋼材を用いても安全側の評価を与える。また、鋼材種に関わらず、コンクリート部分のせん断耐力としては $0.3 \cdot F_c$ が期待できる。
- 3) 高張力鋼を用いた純鉄骨の接合部の場合、材長方向に塑性域が広がらないため、溶接熱影響部に亀裂が生じ、変形能力が十分でなかったが、SRCとした場合は塑性域が材長方向に広がるため、ひずみの集中が緩和されて変形能力が確保できることが、実験ならびに解析で確かめられた。
- 4) はり・パネル同時崩壊型の場合、はり崩壊先行型やパネル崩壊先行型に比較して、エネルギー吸収能力が大きいことが確かめられた。

<謝辞>

本実験を行うに当たり、浜尾新（昭和60年度九大修士、現熊谷組）、浮島達也（昭和61年度九大修士、現大成建設）の両氏の協力を得ました。ここに心より感謝の意を表します。また、本実験は（社）鋼材倶楽部「SRC造への高張力鋼適用に関する調査研究委員会」（委員長 若林實）の研究の一部として行われたものである。

<記号>

cV_e : 柱はり接合部コンクリート部分の有効体積
 sV : 柱はり接合部の鉄骨のウェブの体積
 JF_s : 柱はり接合部のコンクリートのせん断強度
 $J\delta$: 柱はり接合部の形状による係数
 w_p : 柱はり接合部の帯筋比
 l : 柱フェイスからはり加力点までの距離
 h : はりフェイスから柱頭ピンまでの距離
 mcd : 柱の左右の主筋間距離
 mbd : はりの上下の主筋間距離
 spc : 圧縮側鉄骨比
他の記号は略、SRC規準参照。

<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、1987.6