

高強度低降伏比の鋼材を用いた SRC 柱の弾塑性挙動に関する実験的研究

仲野 喜晴*¹ 藤澤 一善*² 難波 隆行*³ 堺 純一*⁴ 南 宏一*⁵

Experimental Study on Elastic-Plastic Behavior of SRC Columns
with High Strength Steel

Yoshiharu NAKANO*¹, Kazuyoshi FUJISAWA*²,

Takayuki NANBA*³, Junichi SAKAI*⁴ and Koichi MINAMI*⁵

ABSTRACT

The demand to use high strength and high performance material because of large span and high rise of building in recent years. As to use of high-strength steel in composite steel and reinforced concrete structures, it remains to be clarified whether the ductile behavior can be ensured, especially when the high-strength steel is used in combination with High-strength concrete. This paper describes the test results on the elasto-plastic behavior of SRC column using high strength steel, and discusses the maximum strength and the deformation capacity, with the investigation on the applicability of the concept of superposed strength. Experiment and analysis revealed that the behavior of SRC column with high-strength steel was stable. Ultimate shear strength of SRC column was well predicted by using the technique of the plastic analysis

キーワード: SRC, 終局せん断耐力, 高強度低降伏比の鋼材, 高強度コンクリート, 弾塑性挙動

keywords: Steel Reinforced Concrete Structures, Ultimate Shear Strength,
High Strength Steel, High Strength Concrete, Elastic-plastic Behavior

1. はじめに

鉄骨鉄筋コンクリート(以下 SRC と称す)構造は、関東大震災で耐震性・耐火性が認められ、それ以来、高層建築に適した構造として発展し、今日まで数多くの研究開発がなされている。建築分野で使用される SRC 構造の鋼材には、従来 400kN 級と 500kN 級の鋼材が用いられてきたが、近年の建築物の高層化、大スパン

化に伴い、より高強度の鋼材を使用し、合成構造の分野において高強度材料を用いる要望が強くなっている。

SRC 構造は純鉄骨造に比べて、座屈が生じにくく、じん性が大きいことや、剛性が高いなど SRC 構造が鉄骨構造や RC と比べて有利になる面が多いが、高張力鋼を用いた SRC 構造の開発研究に関して⁽¹⁾ その問題

*¹ 福山大学大学院建築学専攻 *² JFE スチール株式会社 *³ JFE 技研株式会社 *⁴ 九州共立大学建築学科 *⁵ 福山大学建築学科

点が指摘されている。しかしながら、図-1 に示す高強度かつ低降伏比の高強度低降伏比の鋼材を用いた場合、鉄骨が鉄筋コンクリート部分と一体となりどのように働くか否かなど、その利用に関して解明しておくべき点もある。

高強度低降伏比の鋼材は、高強度であるために鉄骨断面形状の削減や重量軽減などのメリットがあるが、本研究に用いる高強度かつ低降伏比の鋼材は塑性変形性能に優れているため、優れた耐震性能必要とされる構造物に適している。塑性変形能力に優れた構造部材は、地震エネルギーを構造部材の塑性変形により吸収する事により地震に対する変形能力が大きくなる。

本研究は、SRC 構造へ高強度低降伏比の鋼材を適用することが研究開発の目的である。高強度低降伏比の鋼材を SRC 構造に適用するときの問題点を以下に二つ上げる。

- ① 高強度低降伏比の鋼材は、降伏ひずみが大きくなるため、鉄骨部分の強度が十分に発揮しないうちに鉄筋コンクリート部分の耐力が低下して、両者が一体的にならないと言うこと。
- ② 高軸力下で繰り返し曲げモーメント、せん断力を受ける柱では、鋼材のひずみ硬化によって耐力低下を免れることが多いが、ひずみ硬化の大きい高強度低降伏比の鋼材を用いた場合に耐力低下がどのように影響するかが不明であると言うこと。

これまでの研究により、高強度低降伏比の鋼材と普通コンクリートを組み合わせた SRC 柱の力学特性に関しては、高強度低降伏比の鋼材を用いた SRC 柱の弾塑性挙動に関する実験的研究⁽²⁾⁽³⁾に示されているが、高強度低降伏比の鋼材と高強度コンクリート、高強度せん断補強筋を組み合わせた場合、単純に鋼材の特性を組み合わせたものではなく、極めて複雑でありどのような耐力や変形性能に影響されるかが明らかにされていない。

そこで、高強度低降伏比の鋼材を用いた SRC 部材の耐力評価に関して SRC 規準⁽⁴⁾の終局曲げ耐力及び終局せん断耐力の算定式を適用する際の問題点の有無を検討し、高強度低降伏比の鋼材を SRC 柱に適用する是非について検討をする。

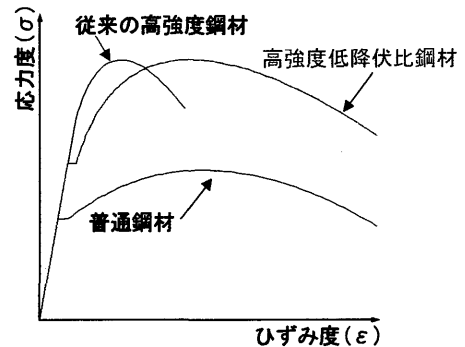


図-1 鋼材の位置付け

2. 実験計画

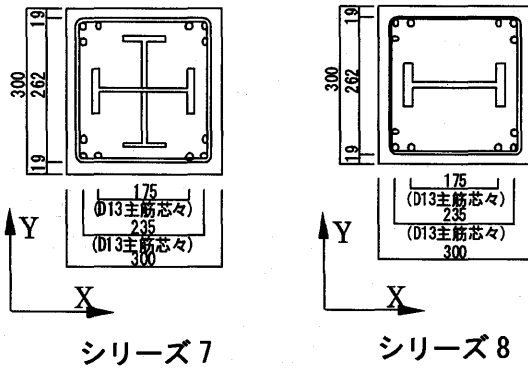
2.1 試験体形状

本研究では、SRC 柱に高強度コンクリートと高強度せん断補強筋の影響について比較検討を行なうために、前回までのシリーズ⁽²⁾⁽³⁾に関連づけ、表-1 の示す 2 シリーズ 8 体の共通断面寸法の試験体を計画し製作し実験を実施した。シリーズ 7 試験体は、H-200×80×9×16 と H-200×80×9×9 を十字形に組み合わせた十字形鉄骨内蔵の SRC 試験体を 5 体、シリーズ 8 試験体は、H-200×80×9×16 の H 形鉄骨を強軸方向に内蔵の SRC 試験体を 3 体計画した。

実験変数としては、内蔵鉄骨形状(降伏点強度 385N/mm², 引張強度 550N/mm²), 柱長さ(900mm, 1200mm), せん断補強筋比(pw=0.16, 0.96), せん断補強筋強度(SGB B 295, SD295A, RB785), コンクリート強度 60N/mm²の用いる。試験体寸法, 主筋の配筋は全て共通なものを製作し図-2 の示す。

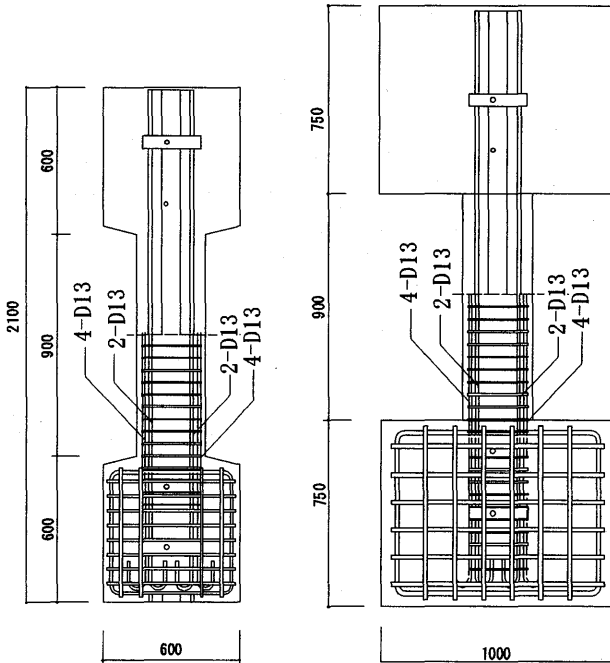
表-1 試験体概要一覧

	試験体名	鉄骨断面形状	X方向鉄骨断面 mm	Y方向鉄骨断面 mm	主筋	帯筋	鉄骨比 ps	鉄筋比 pr	帯筋比 pw	軸力比 src ⁰
シリーズ7	SRC-C11		200×80×9×16	200×80×9×9	12-D13 (SD295A)	φ4@50 (SGB B295)	7.22	0.84	0.16	0.3
	D10@50 (SD295A)									
	D10@50 (RB785)					0.96			0.6	
シリーズ8	SRC-H7		200×80×9×16	-		φ4@50 (SGB B295)	4.83		0.16	0.3
	SRC-H8					D10@50 (SD295A)				
	SRC-H9									



シリーズ7

シリーズ8



(a)軸力比 $s_{rcn}=0.3$ の試験体 (b)軸力比 $s_{rcn}=0.6$ の試験体

図-2 試験体形状寸法・配筋図(単位 mm)

柱断面を $300\text{mm}\times 300\text{mm}$ 、柱長さを 900mm 、 1200mm 、定着部スタブを $600\text{mm}\times 600\text{mm}\times 400\text{mm}$ とする。

また、帯筋比 0.16 の試験体(SRC-C11, SRC-H7)は、せん断補強筋の下限値の検討をおこなうために計画されたものである。

2.2 載荷方法

軸力比 $s_{rcn}(=N/N_u, N: \text{作用せん断力 } N_u: \text{中心圧縮耐力})$ が 0.3 の試験体 4 体に関しては、図-3 に示す福山大学設置の建研式載荷装置を使用し、鉛直ジャッキに圧縮 4MN 、水平ジャッキに 2MN の油圧ジャッキを用いる。軸力比 s_{rcn} が 0.6 の試験体 4 体に関しては、図-4 に示す同大学設置の大型建研式載荷装置を使用し、鉛直ジャッキに圧縮 10MN 、水平ジャッキに 5MN の油圧ジャッキを用いる。載荷方法は両装置共に、L 型

フレームを介して柱脚部の柱長さの $1/2$ の点に水平荷重を作用させた。柱頭の変位制御とし、軸力 s_{rcn} の所定の圧縮軸力を載荷した後、軸力(N)を一定に保持しながら柱の部材角 $R(=\text{水平変位}/\text{柱長さ})$ を水平油圧ジャッキの引張側の載荷を正とし、 $0.25\% \text{rad.}$ を正負 1 サイクルずつ載荷をおこなった後、 $0.5\% \text{rad.}$ から正負の載荷方向に $0.5\% \text{rad.}$ を 1 サイクルずつ増加させ、 $5.0\% \text{rad.}$ まで繰り返し載荷をおこなう。また、載荷中に所定の軸力保持が不可能になった場合には、その段階で実験を終了とする。

軸力比 s_{rcn} について数式化すると次の式-1 が与えられる、さらに rcn についても数式化すると式-2 が与えられる。式-1、式-2 より s_{rcn} と rcn とでは、軸力比の定義が異なる。

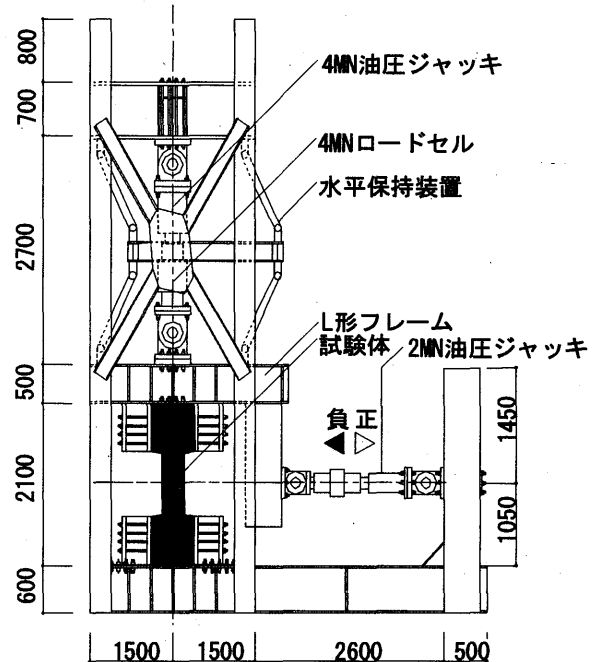


図-3 軸力比 $s_{rcn}=0.3$ の建研式載荷装置

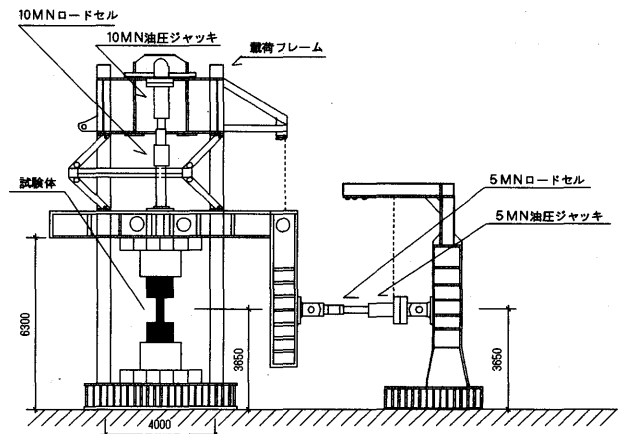


図-4 軸力比 $s_{rcn}=0.6$ の建研式載荷装置

$$SRCn = \frac{N}{N_u} \quad \text{-----} \quad (1)$$

ここに

N : 軸圧縮力
 Nu : 中心圧縮耐力
 (Ac · σ_B + As · σ_{sy} + Ar · σ_{ry})

$$RCn = \frac{N}{Ac \cdot \sigma_B} \quad \text{-----} \quad (2)$$

ここに

N : 軸圧縮力
 Ac : コンクリート断面積
 σ_B : コンクリートの圧縮応力度

2.2 材料特性

表-2 にコンクリートの材料試験結果を示す。4 週強度から実験開始時までのコンクリート強度の推移を示す。表-3 に鋼材の材料試験結果を示し、図-5 に高強度低降伏比の鋼材の応力-ひずみ関係を示す。材料実験では、コンクリートの圧縮試験、割裂試験、鉄筋引張試験共に 3 個試験を行いその平均値を用い示している。

表-2 コンクリート強度

	コンクリート強度		発生強度推移 (N/mm ²)	
	(N/mm ²)		4週強度	実験開始時
シリーズ7	60	圧縮強度	55.1	58.8
		割裂強度	3.3	3.7
シリーズ8	60	圧縮強度	54.5	61.4
		割裂強度	3.2	3.3

* 本学実験室による材料試験結果による

表-3 鋼材の材料強度

鋼材種	公称径 mm	降伏強度 N/mm ²	引張強度 N/mm ²	破断伸び %	降伏比
強軸フランジ	16.2	418	571	24	0.73
強軸ウェブ、弱軸フランジ・ウェブ	9.14	455	580	22	0.78
主筋D13 (SD295A)	12.47	350	503	20	0.80
帯筋φ4 (SGB B 295)	3.9	578	645	13	0.87
帯筋D10 (SD295A)	9.6	422	538	9	0.92
帯筋10 (RB785)	9.81	929	1110	6	0.94

* 主筋は本学実験室による材料試験結果による

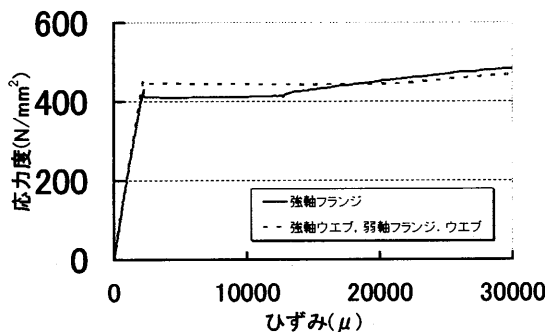


図-5 鉄骨の材料特性

3. 実験結果

3.1 破壊状況

最大耐力時の試験体の破壊状況を写真-1 に示し、終局時の試験体の破壊状況を写真-2 に示す。

黒線が正側載荷時に生じたひび割れを示し、赤線が負側載荷時に生じたひび割れを示す。実験開始から R=0.25%rad. までは柱脚部に曲げひび割れが生じ、その後せん段ひび割れ、内蔵鉄骨フランジ部分や主筋に沿って付着ひび割れなどが進行し、材端部の被りコンクリートに圧壊が生じた。実験最終段階では、せん断ひび割れが生じたものの柱頭、柱脚部に曲げ破壊が生じて破壊に至った。

終局時の破壊状況では、高軸力下の試験体においては、曲げ破壊が大きく進行した。

十字形鉄骨内蔵試験体では、被りコンクリートが剥落した。特に SRC-C11 試験体は内蔵鉄骨の弱軸フランジに沿って付着割裂ひび割れが進行し、コンクリートが剥落し柱頭部のせん断補強筋が破断し試験体が破壊に至った。

3.2 ひび割れ発生状況

表-4 にひび割れ発生時の水平荷重と変位部材角の関係一覧を示す。曲げひび割れは柱側面の柱脚部に発生したひび割れを示し、せん断ひび割れは柱中央部と柱端部とで分けて示している。ひび割れの発生は、ひび割れ監視者目視確認で行い、実験終了後にひび割れ発生時のデータを検討し決定した。十字形鉄骨内蔵の試験体では H 形鉄骨内蔵試験体に比べ初期曲げひび割れ発生がやや遅かったが、その理由として、コンクリートの拘束の違いによるものと考えられる。軸力が小さいほどひび割れ発生強度が小さい傾向にあり、せん段ひび割れとほぼ同時にひび割れが生じる傾向が見られた。

ひび割れ発生状況及び終局時の破壊状況に関して以下に示す、

- 1) せん断補強筋比の違いによる初期せん断ひび割れの違いは見受けられない。

表-4 ひび割れ発生状況

試験体名		曲げひび割れ		端部斜めひび割れ		中央部斜めひび割れ	
		荷重(kN)	部材角(%rad)	荷重(kN)	部材角(%rad)	荷重(kN)	部材角(%rad)
SRC-C11	正	455	0.38	517	0.48	512	0.45
	負	-476	-0.48	-488	-0.50	-448	-0.42
SRC-C12	正	455	0.41	463	0.44	460	0.43
	負	-429	-0.33	-514	-0.48	-728	-0.93
SRC-C13	正	535	0.44	495	0.95	630	0.94
	負	-300	-0.38	-537	-0.77	-542	-0.71
SRC-C14	正	485	0.42	500	0.50	580	0.46
	負	-480	-0.50	-440	-0.45	-560	-0.53
SRC-C15	正	370	0.38	420	0.99	447	1.28
	負	-360	-0.50	-432	-0.52	-397	-1.50
SRC-H7	正	528	0.98	501	0.85	582	2.00
	負	-377	-0.50	-554	-0.99	-649	-1.38
SRC-H8	正	377	0.22	592	0.49	782	0.92
	負	-533	-0.42	-533	-0.42	-774	-0.94
SRC-H9	正	527	0.50	535	0.78	105	1.56
	負	-455	-0.24	-315	-1.71	-651	-0.57

- 2) SRC-C15 試験体は、内蔵鉄骨フランジや主筋に沿う付着ひび割れが多く発生した。
- 3) 全試験体で、強軸方向の鉄骨フランジに沿う付着ひび割れが進行し柱頭、柱脚部のコンクリートに剥離や剥落が生じた。
- 4) せん断補強筋比の大きい SRC-12, SRC-H8 試験体に関しては柱頭、柱脚部分における曲げ破壊による損傷が他の試験体に比して著しかった。

3.3 履歴曲線

図-5 に作用せん断力-変位曲線と鉛直変位の関係を示す。縦軸に作用せん断力 $Q(kN)$ 、横軸に部材角 $R(\%rad.)$ を示す。鉛直変位の関係では、作用せん断力 $Q(kN)$ -部材角 $R(\%rad.)$ 、作用せん断力 $Q(kN)$ -軸変位 $\delta v(mm)$ の関係を合わせて示す。また、圧縮軸力による縮みをマイナスとしている。高強度コンクリートを用いた SRC 柱では⁽²⁾ ⁽³⁾ 普通コンクリートを用いた SRC

写真-1 最大耐力時破壊状況

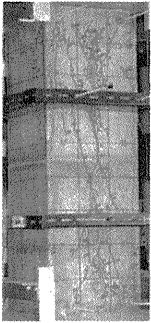
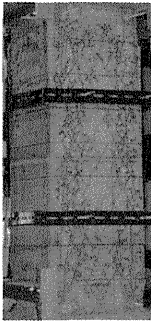
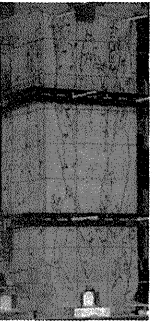
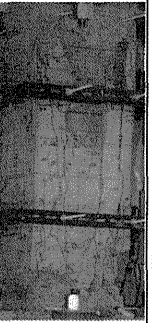

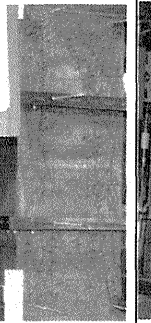
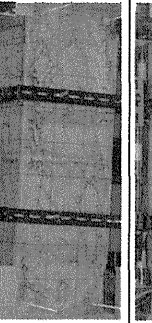
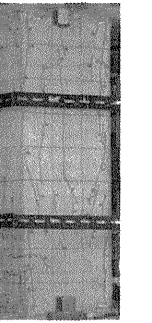

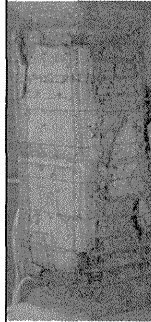
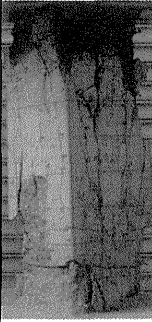
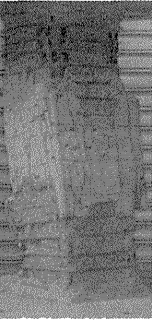

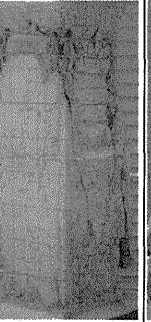
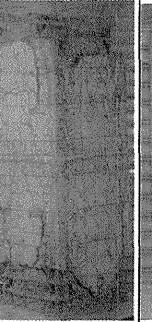
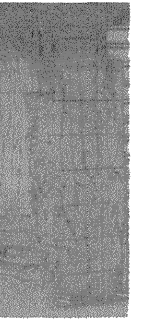
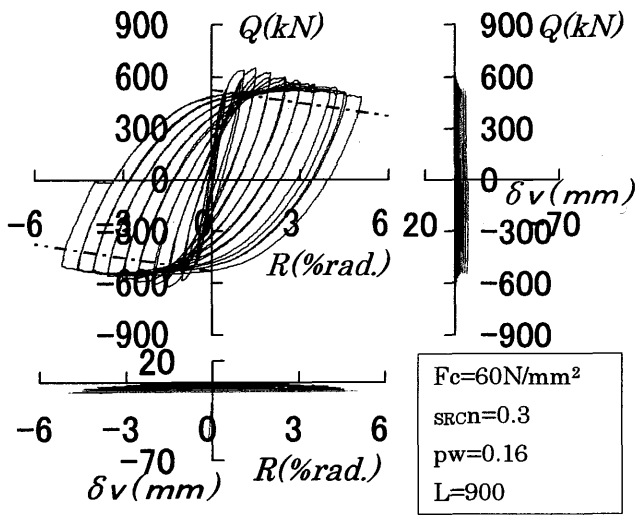
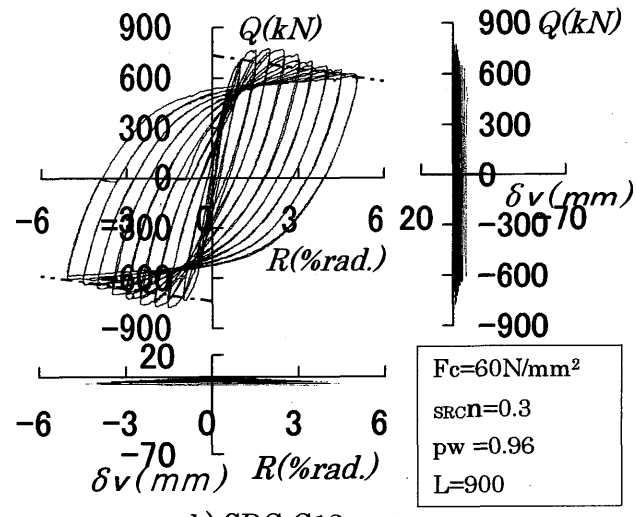
SRC-C11	SRC-C12	SRC-C13	SRC-C14	SRC-C15	SRC-H7	SRC-H8	SRC-H9
L=900				L=1200	L=900		
Fc=60N/mm ²				Fc=60N/mm ²			
pw=0.17	pw=0.96			pw=0.96	pw=0.16	pw=0.96	
SRC n=0.3		SRC n=0.6		SRC n=0.6	SRC n=0.3		SRC n=0.6
							

写真-2 終局時破壊状況

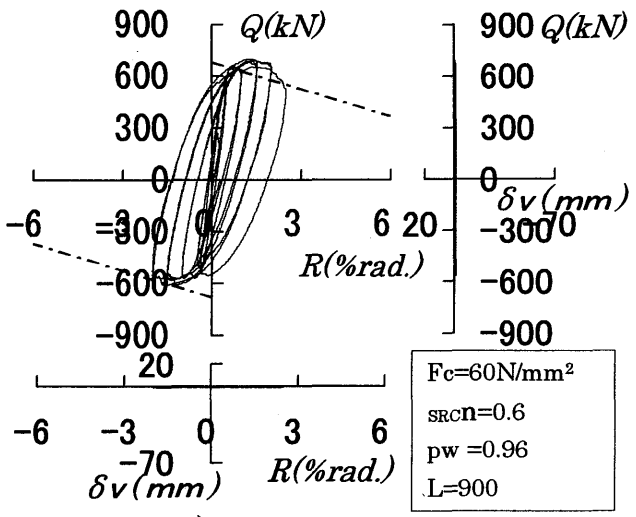
SRC-C11	SRC-C12	SRC-C13	SRC-C14	SRC-C15	SRC-H7	SRC-H8	SRC-H9
L=900				L=1200	L=900		
Fc=60N/mm ²				Fc=60N/mm ²			
pw=0.17	pw=0.96			pw=0.96	pw=0.16	pw=0.96	
SRC n=0.3		SRC n=0.6		SRC n=0.6	SRC n=0.3		SRC n=0.6
							



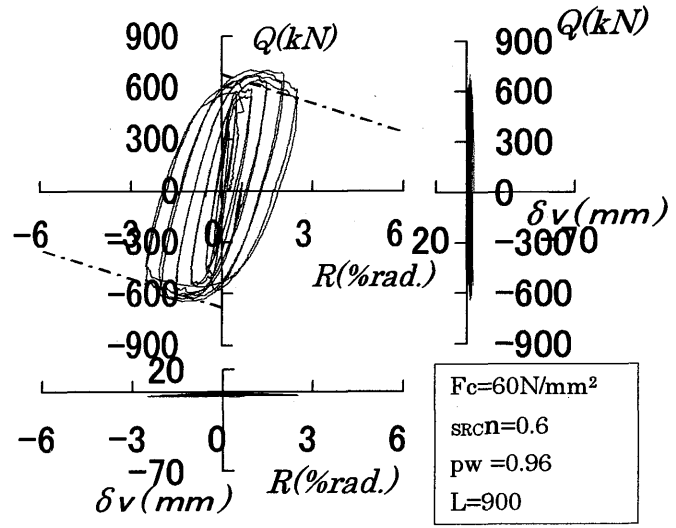
a) SRC-C11



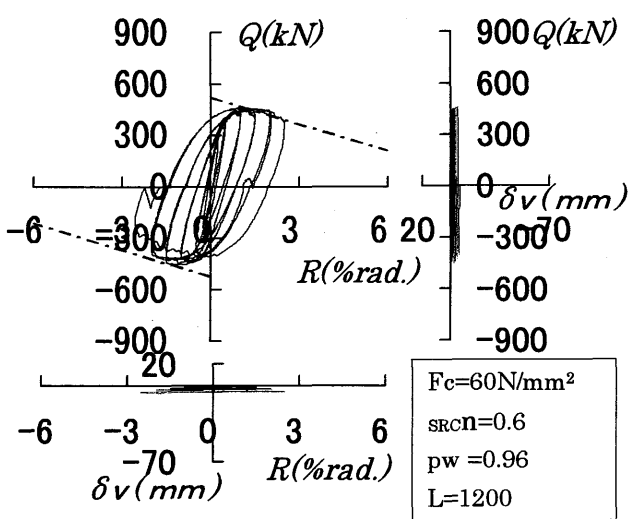
b) SRC-C12



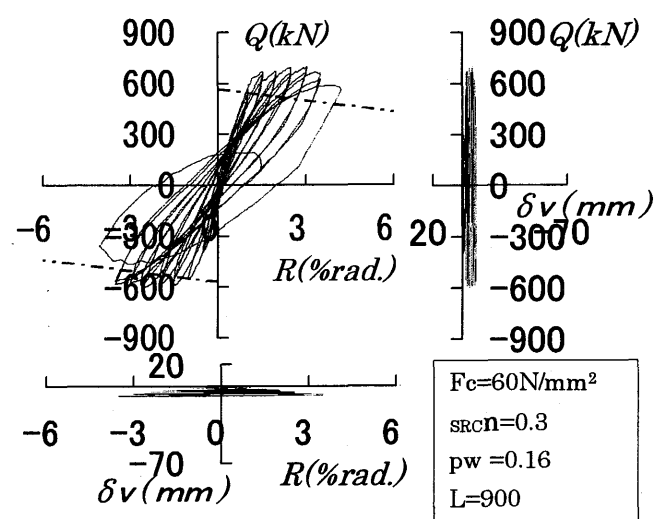
c) SRC-C13



d) SRC-C14



e) SRC-C15



f) SRC-H7

圖-5 履歴曲線

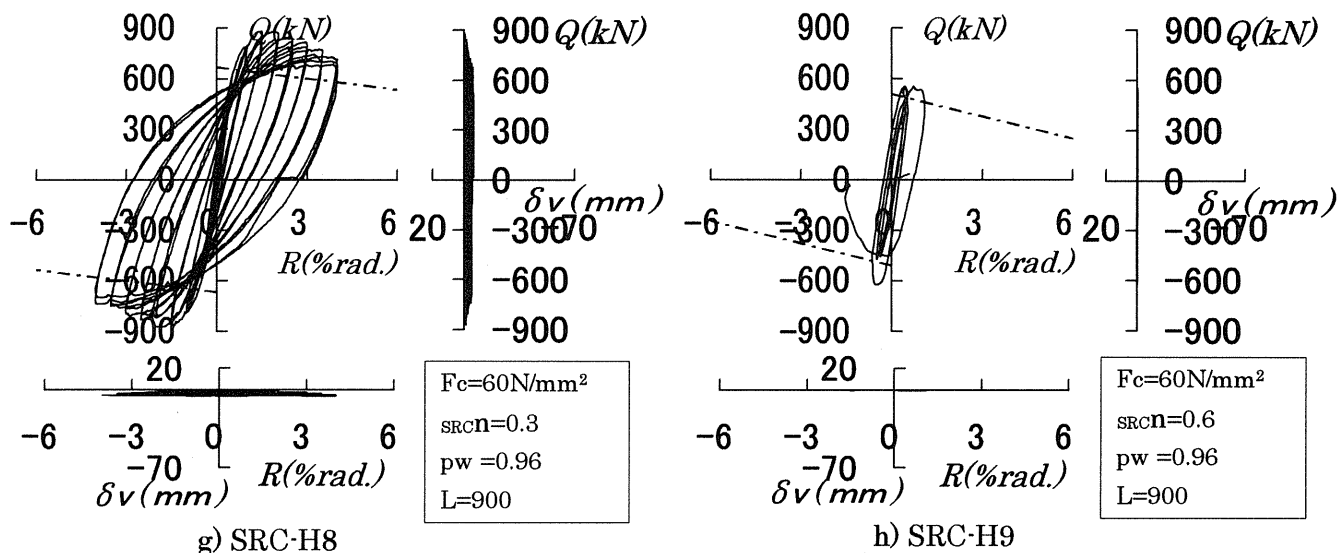


図-5 履歴曲線(続き)

柱と比較した場合、実験開始早期に最大耐力を示す傾向が見られる。

十字形鉄骨内蔵で軸力比 $srcn=0.3$ の全ての試験体 ($H=900mm$) で安定した紡錘形の履歴特性を示した。一方、軸力比 $srcn=0.6$ の試験体 ($H=900mm$) は、高強度せん断補強筋(RB785)を用いることにより変形性能が向上したが、せん断スパン比が 2.0 の試験体 ($H=1200mm$) では、他の試験体 ($H=900mm$) と比べた場合において、高強度せん断補強筋(RB785)を用いた場合でも変形性能に変化は生じなかった。

また、H 形鉄骨内蔵で軸力比 $srcn=0.3$ で、帯筋比 0.16 の試験体に関しては、最大点指向型の近い履歴特性を示したが、軸力比 $srcn=0.6$ の試験体に関しては、変形性能が乏しかった。なお、高強度コンクリートを用いた場合は内蔵鉄骨の形状による履歴特性の違いが生じた。昨年までの実験⁽¹⁾⁽²⁾及び今回のシリーズの全試験体を通して、塑性変形後の耐力低下が小さくなっている。これは、高強度かつ低降伏比であるために内蔵鉄骨のひずみ硬化により鉄骨部分の耐力上昇によって、塑性変形後の耐力低下が小さくなっているためである。

4. 実験結果の検討

4.1 累積変形能力の比較

図-6 に帯筋比の違いによる、エネルギー吸収量を各試験体の最大耐力で除した値(%)を示す。十字形鉄骨内蔵で $srcn=0.3$ の試験体では帯筋比に関係なエネルギー吸収能力が高くなるが、 $srcn=0.6$ のような高軸力下の試験体は帯筋比・帯筋鋼種の違いによりエネルギー吸収能力に差が生じることが明らかになりました。また、H 形鉄骨内蔵試験体では、十字形鉄骨内蔵試験体と比較すると、各試験体共に変形能力が乏しいが、帯筋量

を増化させ、帯筋比を高めることで、変形能力が改善されることが明らかになった。

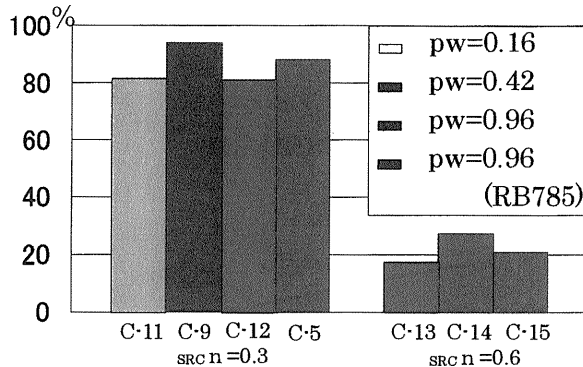


図-6(a) エネルギー吸収量(十字形鉄骨内蔵)

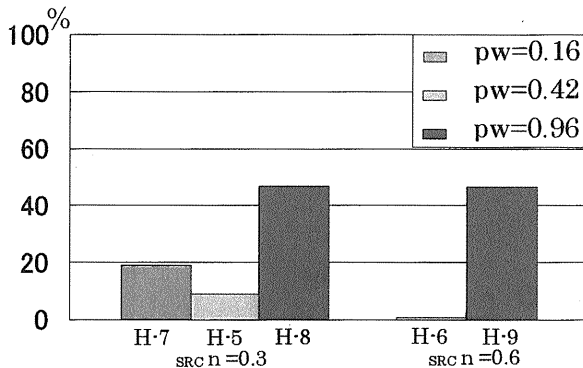


図-6(b) エネルギー吸収量(H形鉄骨内蔵)

註) C-5, C-9, H-5, H-6 試験体は前シリーズの実験結果による

4.2 終局せん断耐力

SRC 部材は、鉄骨部分と鉄筋コンクリート部分の付着強度は極めて小さいので、それぞれ別々に曲げモーメントとせん断力に抵抗するものとして終局せん断耐力 Q_u を算定する。このことについて数式化すると次の式-3 が得られる。

$$Q_u = rQ_u + sQ_u \quad \text{..... (3)}$$

ここに

- rQ_u : RC部分の終局耐力
- sQ_u : 鉄骨部分の終局耐力

ここに鉄骨部分、鉄筋コンクリート部分については、それぞれ曲げ耐力とせん断耐力のどちらか小さいほうの耐力を累加することにより、破壊形式を考慮した終局耐力が求められる。このことについて数式化すると次の式-4が得られる。

$$rQ_u = \min(rQ_{su}, rQ_{fu}) \quad \text{..... (4)}$$

$$sQ_u = \min(sQ_{su}, sQ_{fu})$$

ここに

- rQ_u : RC部分の終局耐力
- sQ_u : 鉄骨部分の終局耐力
- rQ_{fu} : RC部分の終曲げ耐力
- rQ_{su} : RC部分の終局せん断耐力
- sQ_{fu} : 鉄骨部分の終局曲げ耐力
- sQ_{su} : 鉄骨部分の終局せん断耐力

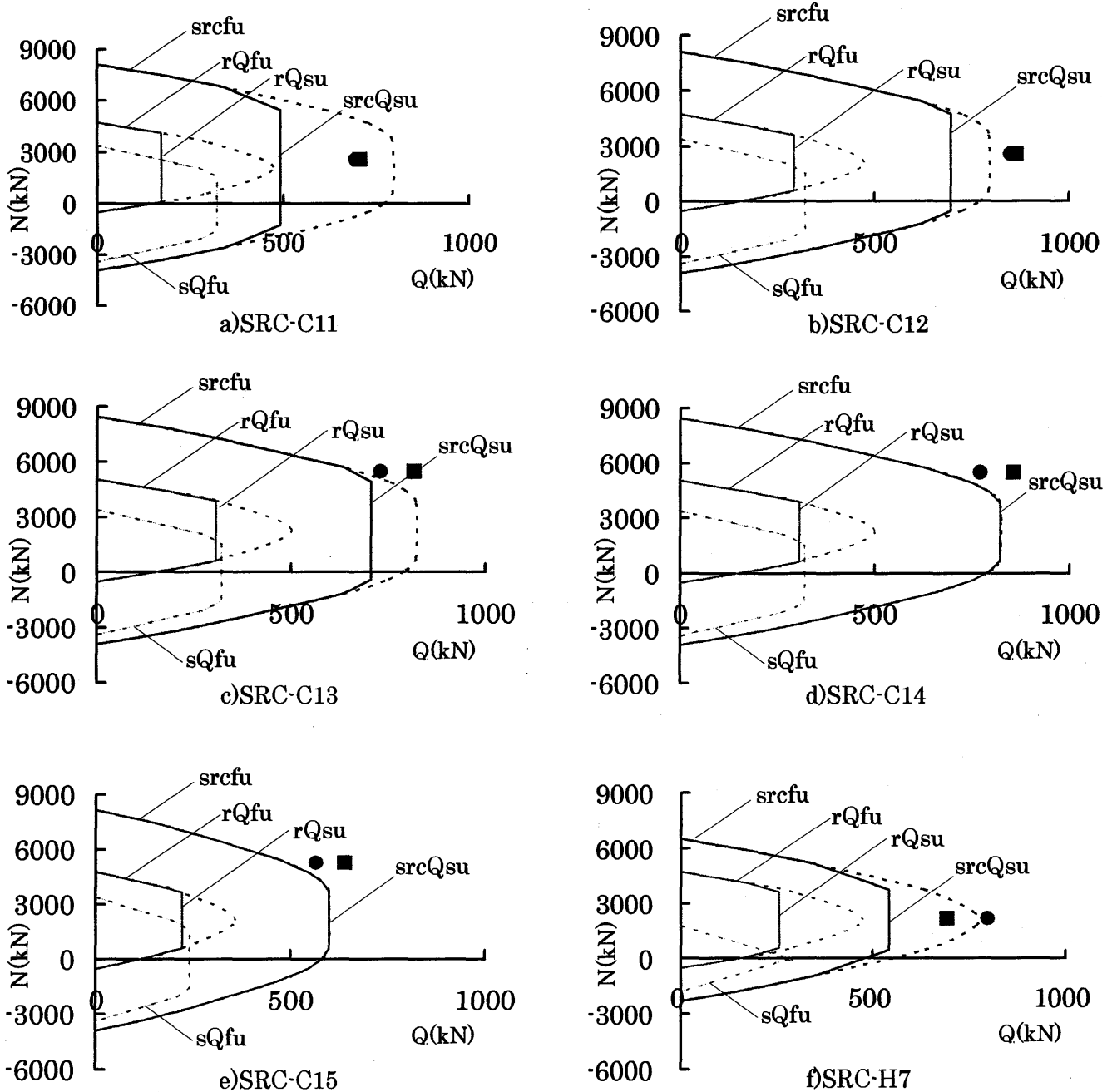
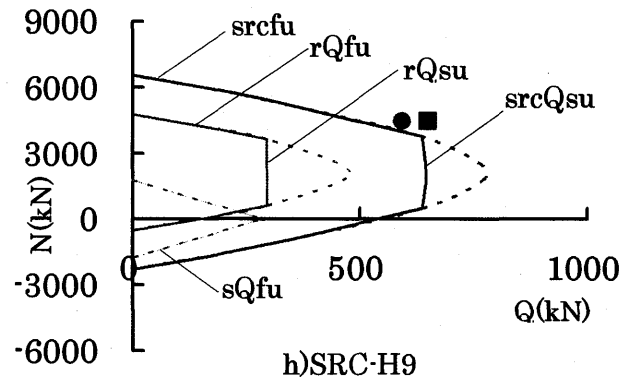
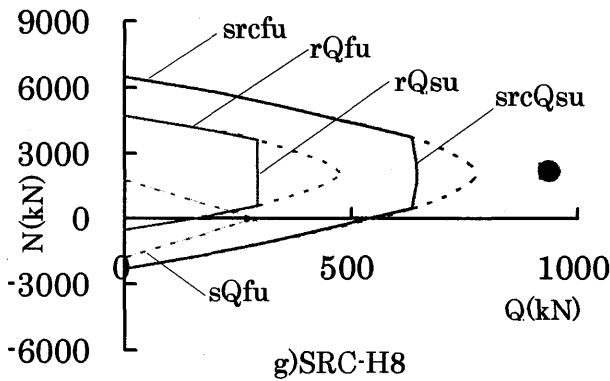


図-7 N-Q関係



● 実験値(正荷重) srcQbu : 終局曲げ耐力 rQbu : RC 部終局曲げ耐力 sQbu : S 部終局曲げ耐力
 ■ 実験値(負荷重) srcQsu : 終局せん断耐力 rQsu : RC 部終局せん断耐力 sQsu : S 部終局せん断耐力

図-7 N-Q 関係(続き)

4.3 終局耐力の解析

SRC 部材の終局耐力は SRC 規準⁽⁴⁾に示されているように鉄骨部分と鉄筋コンクリート部分の曲げ耐力とせん断耐力のどちらか小さい方に値の累加によって求められる。一般累加強度理論を用いて得られる軸力とせん断力の関係に実験値を記した N-Q 関係を図-7 に示す。さらに、図-7 に鉄骨部分と鉄筋コンクリート部分の N-Q 関係を合わせて示す。実験値は転倒モーメントを考慮しているが、SRC 規準における終局せん断の計算においては材料強度上限の上限値の考慮はしていない。

高強度低降伏比の鋼材を用いた SRC 柱の実験結果と SRC 規準を用いた場合の解析値と実験値の比較を図-8(a)に示す。実験結果を比較するために塑性理論を適用した際のせん断耐力式⁽⁵⁾(以下塑性理論式と称す)により計算した解析値と実験値の比較を図-9(a)に示す。

さらに、図-8(b)、図-9(b)に実験値と理論値の比率を示す。ここで全試験体共に 1.0 を上回っており安全側に評価する事ができる。また、図-8(b)、図-9(b)の比率に関した比較をすると、SRC 規準式により評価される場合より塑性理論式により評価する場合の方が各試験体の比率にばらつきが生じにくい傾向が示された。両評価式により、各試験体の計算結果を比較すると SRC 規準を用いる場合より塑性理論式を用いた場合の方が実験値を精度よく評価する事が示された。

SRC 規準にせん断耐力の計算値は実験値に対して小さく評価することにより、両評価式による実験結果の比較に差が生じるが、高強度低降伏比の鋼材を内蔵した SRC 柱の終局耐力の評価は両評価式共に安全側に評価する事が示された。

塑性理論式による終局せん断耐力の算定式を数式化すると式-5 が与えられる。

$$r\mu'_w \leq \frac{2 \cdot r \mu'_t}{\eta}$$

$$Q_{su} = \left\{ \left[\frac{1}{2} \cdot \frac{2 \cdot r \mu'_w}{\eta} \right] \left(\sqrt{1 + \eta^2} \cdot \eta \right) + r \mu'_w \cdot r D_1 \right\} B' \cdot F_c$$

$$+ \sum \left[\frac{a B_1}{2} \left(\sqrt{a D_1^2 + \eta^2} \cdot \eta \right) B \cdot D \cdot F_c \right] +_s Q_u \dots \dots \dots (5-1)$$

$$r\mu'_w > \frac{2 \cdot r \mu'_t}{\eta}$$

$$Q_{su} = \left\{ \left[\frac{1}{2} \cdot \frac{2 \cdot r \mu'_w}{\eta} \right] \left(\sqrt{1 + \eta^2} \cdot \eta \right) + \frac{2 \cdot r \mu'_t \cdot r D_1}{\eta} \right\} B' \cdot D \cdot F_c$$

$$+ \sum \left[\frac{a B_1}{2} \left(\sqrt{a D_1^2 + \eta^2} \cdot \eta \right) B \cdot D \cdot F_c \right] +_s Q_u \dots \dots \dots (5-2)$$

ここに

$$r\mu'_t = \frac{r A_t \cdot r \sigma_y}{B' D \cdot F_c} \quad a B_1 = \frac{a B}{B}$$

$$r\mu'_w = \frac{r A_w \cdot w \sigma_y}{B \cdot s \cdot F_c} \quad a D_1 = \frac{a D}{D}$$

$$\eta = \frac{h}{D} \quad r D_1 = \frac{r D}{D}$$

- rA_t : 引張主筋断面積
- rA_w : 帯筋断面積
- aB : アーチ機構の幅
- s : 帯筋間隔
- D : 柱せい
- rσ_y : 主筋の降伏耐力
- wσ_y : 帯筋の降伏耐力
- aD : アーチ機構のせい
- rD : 主筋間距離
- h : 柱長さ
- B : 柱幅

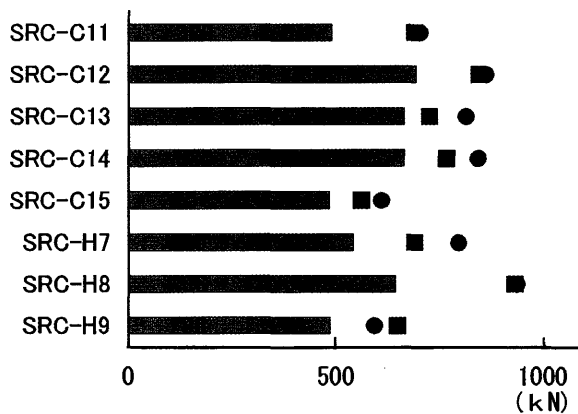


図-8 (a) 実験値と理論値の比較 (SRC 規準)

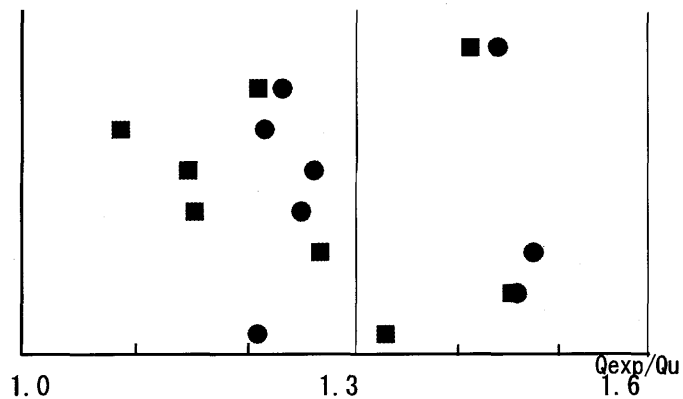


図-8 (b) 実験値と理論値の比率 (SRC 規準)

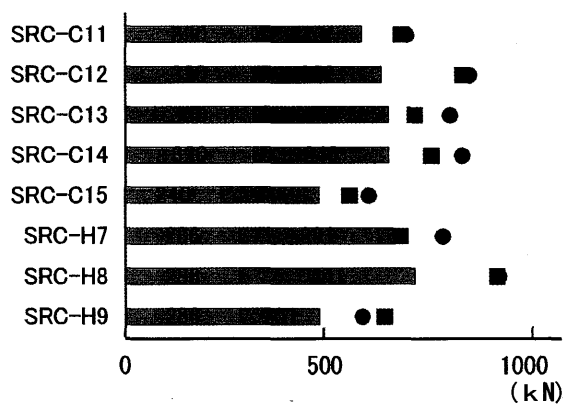


図-9 (a) 実験値と理論値の比較 (塑性理論式)

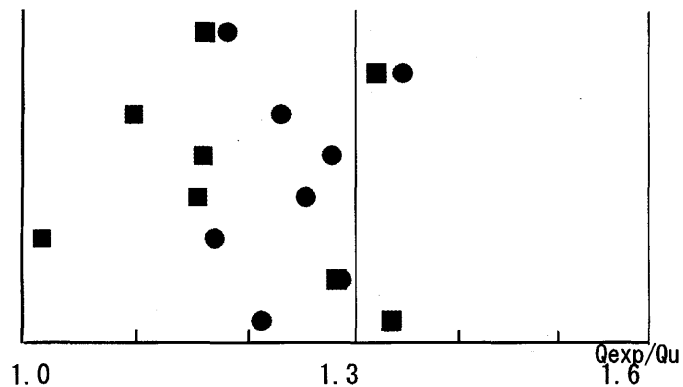
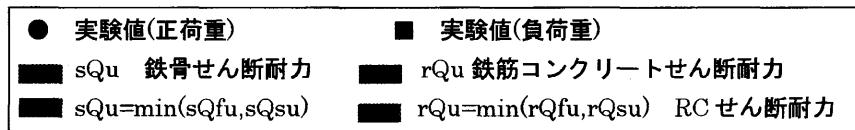


図-9 (b) 実験値と理論値の比率 (塑性理論式)



5. 考察

表-5 に実験値と理論値を示す。

軸力比の影響について軸力比のみが異なる同一実験因子の SRC-C12, SRC-C13 試験体で比較すると、高

軸力になると変形性能が乏しくなり最大耐力も低下するが SRC-C12 試験体とほぼ同程度安全側に評価する事ができる。

せん断補強筋比の影響を比較した場合、 $p_w=0.16$ と

表-5 実験値と理論値

シリーズ名	試験体名	軸力比	載荷軸力 (kN)	実験値		せん断耐力の計算値				終局耐力	実験値/計算値	
				Qexp (kN)		S部		RC部			Qu (kN)	Qexp/Qu
				正側(+)	負側(-)	sQfu (kN)	sQsu (kN)	rQfu (kN)	rQsu (kN)	正側		負側
シリーズ7	SRC-C11	0.3	2570	705	693	320	409	473	171	491	1.44	1.41
	SRC-C12	0.3	2570	863	848	320	409	473	375	696	1.24	1.22
	SRC-C13	0.6	5200	815	728	320	409	345	386	666	1.22	1.09
	SRC-C14	0.6	5600	845	769	320	409	345	564	666	1.27	1.15
	SRC-C15	0.6	5200	611	564	240	409	246	514	486	1.26	1.16
シリーズ8	SRC-H7	0.3	2200	797	692	280	402	480	257	543	1.47	1.27
	SRC-H8	0.3	2200	937	934	286	402	480	358	645	1.45	1.45
	SRC-H9	0.6	4400	594	651	286	402	201	360	488	1.22	1.33

註) 軸力比については SRC n を示す

pw=0.96 の試験体とでは終局時に大きな違いが生じ、他の試験体と比較した場合最大耐力に差が生じる事が示された。

さらに、内蔵鉄骨形状の違いについて同一形状の試験体で比較した場合、十字形鉄骨内蔵、H形鉄骨内蔵の試験体とでは、最大耐力に大きな差が生じない事が示された。これは、十字形鉄骨を内蔵しているためにRC部分のせん断の有効断面の減少によってせん断力の影響を受けやすくなっていると考えられる。

6. 結論

シリーズ 7 及びシリーズ 8 の全試験体の実験値は SRC 規準式を用いて計算した理論値を上回っており、SRC 柱に高強度低降伏比の鋼材を組み合わせた場合においても SRC 規準の算定式を適用できることが明らかになった。

適切にせん断補強筋が配筋されている場合の試験体に関しては、せん断破壊が生じた場合においても安定した紡錘形の履歴性状を示すことも明らかにされた。十字形鉄骨内蔵試験体と H 形鉄骨内蔵試験体とでは、内蔵鉄骨形状の違いによる履歴性状に大きな違いが示された。

また、高軸力下の実験では、最大耐力が累加強度理論による理論値より大きく上回ることが示された。このことは、圧縮軸力が大きくなることにより塑性ヒンジの形成位置が柱頭・柱脚部より内側に塑性ヒンジが形成されたことにより、最大耐力が大きく上回ると考えられる。

謝辞

本研究は、『高強度低降伏比の鋼材とコンクリート強度 60N/mm²を用いた SRC 柱に弾塑性挙動に関する実験的研究』として、仲野喜晴の福山大学工学部建築学科、平成 17 年度の卒業研究の一環としておこなわれた成果をまとめたものである。

また、本実験で使用した高強度低降伏比の鋼材は、JFE スチール株式会社、JFE 技研株式会社より提供していただきました。ここに、感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 社団法人 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：高張力鋼を用いた SRC 構造の開発研究，1989 年
- 2) 穂田智佳，中村信行，形山忠輝，堺純一，南宏一：高強度低降伏比の鋼材を用いた SRC 柱の弾塑性挙動に関する実験的研究(その 1)～(その 3)，日本建築学会学術梗概集，pp.1047・1052，2003 年 9 月

- 3) 藤澤一善，藤沢清二，難波隆行，堺純一，南宏一：高強度低降伏比の鋼材を用いた SRC 柱の弾塑性挙動に関する実験的研究(その 5)～(その 7)，日本建築学会学術梗概集，pp.1047・1052，2005 年 9 月
- 4) 日本建築学会，鉄骨鉄筋コンクリート構造設計規準・同解説，2001 年改定
- 5) 宮内靖昌：高強度材料を用いた鉄骨鉄筋コンクリート柱の力学性状に関する研究，東北大学学位請求論文，2003 年 2 月
- 6) 藤澤一善，藤沢清二，難波隆行，仲野喜晴，堺純一，南宏一：高強度低降伏比の鋼材を用いた SRC 柱の弾塑性挙動に関する実験的研究(その 8)～(その 10)，日本建築学会学術梗概集，pp.1129・1134，2006 年 9 月
- 7) 吉川弘道：第 2 版 鉄筋コンクリートの解析と設計—限界状態設計法と性能設計法—，平成 16 年 2 月 25 日
- 8) 穂田智佳：高強度低降伏比の鋼材を用いた SRC 柱の弾塑性性状に関する基礎的研究，福山大学大学院修士課程修士論文，平成 17 年 2 月
- 9) 林真弘，木下拓也，南宏一 他：高強度せん断補強筋を用いた RC 柱の曲げ破壊性状に関する実験的研究(その 4)(その 5)，日本建築学会学術梗概集，pp.347・350，2006 年 9 月
- 10) 若林實，高田周三，斉藤光：建築構造学体系 19 鉄骨鉄筋コンクリート構造，昭和 50 年 10 月 20 日
- 11) 若林實：鉄骨鉄筋コンクリートに関する実験的研究，東京大学生産技術研究所報告，第 6 巻，第 2 号，昭和 31 年 12 月

付録 算定式

本論に用いた算定式を示す

付-1 SRC 部材の終局せん断耐力の算定式

$$Q_{su} = rQ_u + sQ_u \quad \text{----- (A)}$$

ここに

$$\begin{aligned} rQ_u &: \text{RC部のせん断耐力} \\ sQ_u &: \text{鉄骨部のせん断耐力} \end{aligned}$$

RC 部分のせん断耐力 rQ_u の算定式を以下に示す

$$rQ_u = \min(rQ_{su1}, rQ_{su2}) \quad \text{----- (B)}$$

$$rQ_{fu} = \frac{rM_u}{a}$$

$$rQ_{su} = \min(rQ_{su1}, rQ_{su2})$$

$$rQ_{su1} = B \cdot rj \cdot (0.5 \cdot F_s \cdot ra + 0.5 \cdot pw \cdot w_{oy})$$

$$rQ_{su2} = B \cdot rj \left(F_s \cdot \frac{B'}{B} + pw \cdot w_{oy} \right)$$

$$F_s = \min \left(0.15 \cdot F_c, 2.25 + 4.5 \frac{F_c}{100} \right)$$

rQfu, rQsu: RC部分の曲げ又はせん断で決まる耐力
 a: せん断スパンの長さ(mm)
 b': コンクリートの有効幅
 rj: RC部分の応力中心間距離
 pw: 帯筋比
 $w\sigma_y$: せん断補強筋の降伏応力度
 rMu: RC部の終局曲げ耐力
 Fc: コンクリートのせん断強度
 Fc: コンクリートの圧縮強度
 ra: RC部分の $\frac{rM}{Q \cdot rd}$ による係数
 rQsu: RC部分の終局せん断耐力

鉄骨部分のせん断耐力 sQu の算定式を以下に示す

$$sQu = \min(sQfu, sQsu) \quad \text{----- (c)}$$

$$sQfu = \frac{sMu}{a}$$

$$sQsu = tw \cdot dw \cdot \frac{sw\sigma_y}{\sqrt{3}}$$

ここに

sQfu, sQsu: 鉄骨部分の曲げ又はせん断で決まる耐力
 pw: 帯筋比
 sMu: 鉄骨部分の曲げ耐力
 tw: 鉄骨ウェブの厚さ
 dw: 鉄骨ウェブのせい
 $sw\sigma_y$: 鉄骨ウェブの降伏応力度
 sQu: 鉄骨部分の終局せん断耐力
 sQfu: 鉄骨部分の終局曲げ耐力
 sQsu: 鉄骨部分の終局せん断耐力

付-2 十字形鉄骨内蔵 SRC 部材の終局曲げ耐力の算定式

(1) $n_{10} \leq n \leq n_{11}$
 $m = \left\{ n + 2(2 \cdot \mu_f + \mu_t) \right\} \cdot \frac{1}{2} \left[1 - \frac{1}{k_3} \left\{ n + 2(2 \cdot \mu_f + \mu_w + \mu_t) \right\} \right]$

(2) $n_{11} \leq n \leq n_{12}$
 $m = \frac{k_3}{8} (1 \cdot D_1^2) + \mu_t \cdot r \cdot D_1 \left[1 + \frac{1}{2 \cdot \mu_t} \left\{ n - \frac{k_3}{2} (1 \cdot r \cdot D_1) \right\} + 2(2 \cdot \mu_f + \mu_w) \right]$

(3) $n_{12} \leq n \leq n_{13}$
 $m = \left\{ n + 2(2 \cdot \mu_f + \mu_w) \right\} \cdot \frac{1}{2} \left[1 - \frac{1}{k_3} \left\{ n + 2(2 \cdot \mu_f + \mu_w) \right\} \right] + \mu_t \cdot r \cdot D_1$

(4) $n_{13} \leq n \leq n_{14}$
 $m = \frac{k_3}{8} (1 \cdot D_1^2) + \mu_t \cdot r \cdot D_1 \left[1 + \frac{1}{2 \cdot \mu_t} \left\{ n - \frac{k_3}{2} (1 \cdot r \cdot D_1) \right\} + 2(2 \cdot \mu_f + \mu_w) \right]$

(5) $n_{14} \leq n \leq n_{15}$
 $m = \left(n + 2 \cdot \mu_f + \frac{3}{2} \cdot \mu_t \right) \cdot \frac{1}{2} \left[1 - \frac{1}{k_3} \left\{ n + 2 \cdot \mu_f + \mu_w \right\} \right] + \mu_t \cdot r \cdot D_1 + \left(\mu_f + \frac{\mu_w}{4} \right) \cdot D_1$

(6) $n_{15} \leq n \leq n_{16}$
 $m = \frac{k_3}{8} \left\{ \omega \cdot D_1^2 \right\} + \mu_t \cdot r \cdot D_1 \cdot \left(\mu_f + \frac{\mu_w}{4} \right) + D_1 + \omega \cdot \mu_f \cdot D_1 \left[1 + \frac{1}{2 \cdot \mu_t} \left\{ n - \frac{k_3}{2} (1 \cdot \omega \cdot D_1) + \frac{2}{3} \cdot \mu_w \right\} \right]$

(7) $n_{16} \leq n \leq n_{17}$
 $m = \left(n + 2 \cdot \mu_f + \frac{3}{2} \cdot \mu_t \right) \cdot \frac{1}{2} \left[1 - \frac{1}{k_3} \left\{ n + 2 \cdot \mu_f + \frac{3}{2} \cdot \mu_w \right\} \right] + \mu_t \cdot r \cdot D_1 + \left\{ \mu_f \left(1 + \frac{\omega}{2} \right) + \frac{\mu_w}{4} \right\} \cdot D_1$

(8) $n_{17} \leq n \leq n_{18}$
 $m = \frac{k_3}{8} + \mu_t \cdot r \cdot D_1 + \left\{ \mu_f \left(1 + \frac{\omega}{2} + \frac{\mu_w}{4} \right) \right\} \cdot D_1$

(9) $n_{18} \leq n \leq n_{19}$
 $m = \left(n + 2 \cdot \mu_f + \frac{3}{2} \cdot \mu_t \right) \cdot \frac{1}{2} \left[1 - \frac{1}{k_3} \left\{ n - \mu_f - \frac{3}{2} \cdot \mu_w \right\} \right] + \mu_t \cdot r \cdot D_1 + \left\{ \mu_f \left(1 + \frac{\omega}{2} \right) + \frac{\mu_w}{4} \right\} \cdot D_1$

(10) $n_{19} \leq n \leq n_{20}$
 $m = \frac{k_3}{8} \left\{ 1 - (\omega \cdot D_1^2) \right\} + \mu_t \cdot r \cdot D_1 + \left(\mu_f + \frac{\mu_w}{4} \right) \cdot D_1 + \omega \cdot \mu_f \cdot D_1 \left[1 + \frac{1}{2 \cdot \mu_t} \left\{ n - \frac{k_3}{2} (1 + \omega \cdot D_1) - \frac{2}{3} \cdot \mu_w \right\} \right]$

(11) $n_{10} \leq n \leq n_{11}$
 $m = \left\{ n - \left(2 \cdot \mu_f + \frac{3}{2} \cdot \mu_t \right) \right\} \cdot \frac{1}{2} \left[1 - \frac{1}{k_3} \left\{ n - \mu_f - \frac{3}{2} \cdot \mu_w \right\} \right] + \mu_t \cdot r \cdot D_1 + \left(\mu_f + \frac{\mu_w}{4} \right) \cdot D_1$

(12) $n_{11} \leq n \leq n_{12}$
 $m = \frac{k_3}{8} (1 \cdot D_1^2) + \mu_t \cdot r \cdot D_1 \cdot \mu_f \cdot D_1 \left[1 - \frac{1}{2 \cdot \mu_t} \left\{ n - \frac{k_3}{2} (1 + r \cdot D_1) - 2(2 \cdot \mu_f + \mu_w) \right\} \right]$

(13) $n_{12} \leq n \leq n_{13}$
 $m = \left\{ n - 2(2 \cdot \mu_f + \mu_w) \right\} \cdot \frac{1}{2} \left[1 - \frac{1}{k_3} \left\{ n - 2(2 \cdot \mu_f + \mu_w) \right\} \right] + \mu_t \cdot r \cdot D_1$

(14) $n_{13} \leq n \leq n_{14}$
 $m = \frac{k_3}{8} (1 \cdot D_1^2) + \mu_t \cdot r \cdot D_1 \left[1 - \frac{1}{2 \cdot \mu_t} \left\{ n - \frac{k_3}{2} (1 \cdot r \cdot D_1) - 2(2 \cdot \mu_f + \mu_w) \right\} \right]$

(15) $n_{14} \leq n \leq n_{15}$
 $m = \left\{ n - 2(2 \cdot \mu_f + \mu_w + \mu_t) \right\} \cdot \frac{1}{2} \left[1 - \frac{1}{k_3} \left\{ n - 2(2 \cdot \mu_f + \mu_w + \mu_t) \right\} \right]$

ここに

$$n_0 = -2(2 \cdot \mu_f + \mu_w + \mu_t)$$

$$n_1 = -2(2 \cdot \mu_f + \mu_w + \mu_t) + \frac{k_3}{2} (1 - r \cdot D_1)$$

$$n_2 = -2(2 \cdot \mu_f + \mu_w) + \frac{k_3}{2} (1 - r \cdot D_1)$$

$$n_3 = -2(2 \cdot \mu_f + \mu_w) + \frac{k_3}{2} (1 - r \cdot D_1)$$

$$n_4 = -2 \left(2 \cdot \mu_f + \frac{3}{2} \cdot \mu_t \right) + \frac{k_3}{2} (1 - r \cdot D_1)$$

$$n_5 = -2 \left(2 \cdot \mu_f + \frac{3}{2} \cdot \mu_t \right) + \frac{k_3}{2} (1 - \omega \cdot D_1)$$

$$n_6 = - \left(\mu_f + \frac{3}{2} \cdot \mu_t \right) + \frac{k_3}{2} (1 - \omega \cdot D_1)$$

$$n_7 = - \left(\mu_f + \frac{3}{2} \cdot \mu_t \right) + \frac{k_3}{2}$$

$$n_8 = \mu_f + \frac{3}{2} \cdot \mu_t + \frac{k_3}{2}$$

$$n_9 = \mu_f + \frac{3}{2} \cdot \mu_t + \frac{k_3}{2} (1 + \omega \cdot D_1)$$

$$n_{10} = 2 \cdot \mu_f + \frac{3}{2} \cdot \mu_t + \frac{k_3}{2} (1 + \omega \cdot D_1)$$

$$n_{11} = 2 \cdot \mu_f + \frac{3}{2} \cdot \mu_t + \frac{k_3}{2} (1 + r \cdot D_1)$$

$$n_{12} = 2(2 \cdot \mu_f + \mu_w) + \frac{k_3}{2} (1 + r \cdot D_1)$$

$$n_{13} = 2(2 \cdot \mu_f + \mu_w) + \frac{k_3}{2} (1 + r \cdot D_1)$$

$$n_{14} = 2(2 \cdot \mu_f + \mu_w + \mu_t) + \frac{k_3}{2} (1 + r \cdot D_1)$$

$$n_{15} = 2(2 \cdot \mu_f + \mu_w + \mu_t) + k_3$$

ここに

$s\mu_f$ = 鉄骨フランジ係数 $\left(\frac{s a_f \cdot r \sigma_y}{b D F_c} \right)$
 $s\mu_w$ = 鉄骨ウェブ係数 $\left(\frac{s a_w \cdot sw \sigma_y}{b D F_c} \right)$
 $r\mu_t$ = 引張主筋係数 $\left(\frac{r a_t \cdot r \sigma_y}{b D F_c} \right)$
 $s a_f$ = 鉄骨フランジ断面積
 $s a_w$ = 鉄骨ウェブ断面積
 $s a_t$ = 引張鉄筋断面積
 b = 柱幅
 D = 柱せい
 F_c = コンクリート圧縮強度
 $r \sigma_y$ = 主筋の降伏応力度
 $s f \sigma_y$ = 鉄骨フランジの降伏応力度
 $s w \sigma_y$ = 鉄骨ウェブの降伏応力度
 $s M_u$ = 鉄骨部の曲げ耐力
 tw = 鉄骨ウェブの厚さ
 dw = 鉄骨ウェブのせい
 $r \cdot D_1$ = 柱せいに対する柱主筋間距離の比
 $s \cdot D_1$ = 柱せいに対する鉄骨せいの比
 k_3 = 鉄骨比によって決まるコンクリートの F_c の低減係数
 ω = フランジの幅比
 $m = \frac{M}{b D^2 F_c}$
 $n = \frac{N}{b D F_c}$