

論文 高強度低降伏比の鋼材を用いた SRC 柱の終局耐力と変形性能

穂田 智佳^{*1}・中村 信行^{*2}・南 宏一^{*3}

要旨：従来の高強度鋼材に比べ，変形能力に優れた高強度低降伏比の鋼材と普通コンクリートとの組み合わせによる SRC 柱の実験を行い，終局耐力と変形性能について検討を行った。せん断耐力の評価法に関しては更なる検討が必要であることを指摘し，かつ，高強度低降伏比鋼材を用いた SRC 柱の終局耐力は SRC 規準に準拠した一般化累加強度法によって 1.18 から 1.92 の安全率をもって評価できることが示されたが，一方，変形能力に関しては高強度低降伏比鋼材と普通コンクリートの組み合わせの SRC 柱では，せん断破壊が生じた場合でも，紡錘形の安定した履歴性状の変形性能を持つことを示した。

キーワード：SRC 柱，高強度低降伏比鋼材，一般化累加強度，終局耐力，弾塑性挙動

1. はじめに

鉄骨鉄筋コンクリート(以下 SRC と称す)構造の柱材は鉄骨と鉄筋コンクリートを合成した部材であるため，部材の弾塑性挙動に及ぼす影響因子が複雑であり，未だに明らかにされているとは言い難い点がある。建築分野で使用される SRC 構造には，従来 400 kN 級と 500 kN 級の鋼材が用いられてきたが，最近では建築物が高層化，大スパン化されてきたために，より高強度の鋼材を使用する要望が強くなってきている。

SRC 構造は鉄骨構造に比べて，座屈が生じにくいことや，剛性が高いなど，高強度鋼の使用に関して有利になる面が多いが，図-1 に示す様な力学特性をもつ高強度低降伏比鋼材を用いた鉄骨が RC 部分と一体に働くか否かなど，その利用に先立って解明しておくべき点も少なくない。

高張力鋼を用いた SRC 構造の開発研究については，文献 1) にその問題点が指摘されているが，高強度低降伏比鋼材を SRC 構造に使用する場合に問題となる点を以下に二つ上げる。

1) 高強度低降伏比鋼材の降伏ひずみ度が大きくなるため，鉄骨部分が十分強度を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，

両者の協働性が不十分にならないかということ。

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鋼材を使用した場合には耐力低下がどのような影響を与えるかが不明であること。

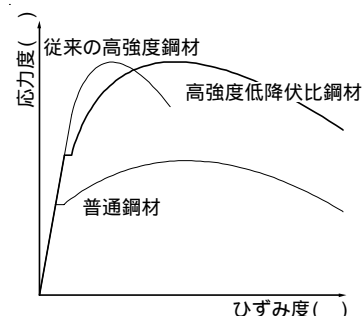


図-1 高強度低降伏比鋼材の力学特性

そこで SRC 規準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，一般化累加強度理論を適用する際の問題点について検討し，高強度低降伏比の鋼材を SRC 柱に適用する是非について考察する。なお，文献 2) に高強度材料を用いた SRC 柱の力学的性状について詳細に検討されている。

*1 福山大学大学院 工学研究科 建築学専攻 (正会員)

*2 JFE スチール株式会社 建材センター 建材技術部 建築技術室長 (正会員)

*3 福山大学 工学部建築学科教授 工博 (正会員)

2. 実験計画

2.1 実験概要

本研究では表-1 に示す 3 シリーズに分けて共通の試験体寸法で 8 試験体を製作し実験を行う。シリーズ 1 では H-200×80×9×16 の H 形鋼内蔵の SRC 柱 4 体、シリーズ 2 では 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鋼内蔵の SRC 柱 3 体、シリーズ 3 では H 形鉄骨のみの鉄骨柱 1 体の実験を行う、またシリーズ 1 では帯筋比、軸力比を実験変数とし、シリーズ 2 では軸力比のみを実験変数とする。試験体寸法、主筋の配筋はすべて共通なものを製作し図-2 示す。主筋、帯筋強度 295N/mm² で鉄骨の降伏点強度 385N/mm²、引張強度 550N/mm² 以上、コンクリート強度 30N/mm² の材料を用いて計画時の破壊モードは曲げ破壊とする。柱断面を 300mm×300mm、柱長さを 900mm とする。シリーズ 2 において、一般的には同一の H 形鋼

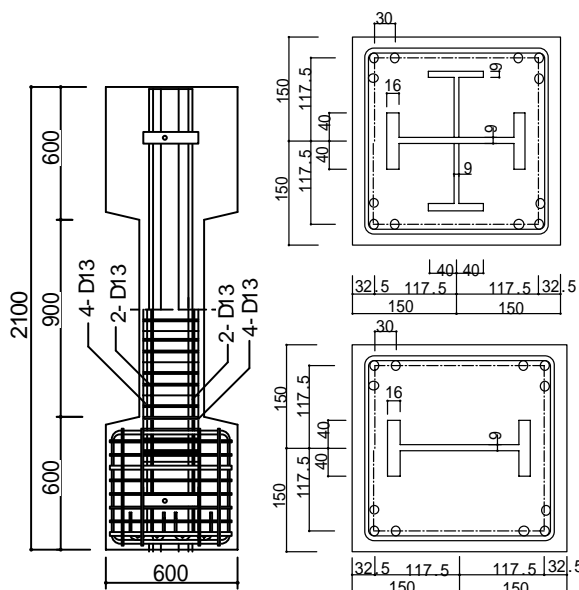


図-2 試験体寸法・配筋図(単位 mm)

を組み合わせた十字形鋼を用いるが、本実験では強軸と弱軸に厚みの異なるフランジを用いることでコンクリートの拘束効果の違いを考察する。さらに、シリーズ 3 において純鉄骨の実験を行い、高強度低降伏比鋼材単体の終局耐力、塑性変形後の影響を得ることを目的とする。

2.2 載荷方法

実験装置は図-3 に示す福山大学建研式載荷装置を使い、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。載荷は 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る。柱頭の水平変位制御とし、軸力比 $n(=N/N_u, N_u: \text{中心圧縮耐力})$ 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) を油圧ジャッキ引張側の載荷を正とし、0.25%rad. を 1 サイクル載荷したのち 0.5%rad. から正負の載荷方向に 0.5%rad. ずつ増加させ、5.0%rad. まで繰返し載荷を行う。また所定の軸力保持が不可能になった場合、その段階で実験を終了する。

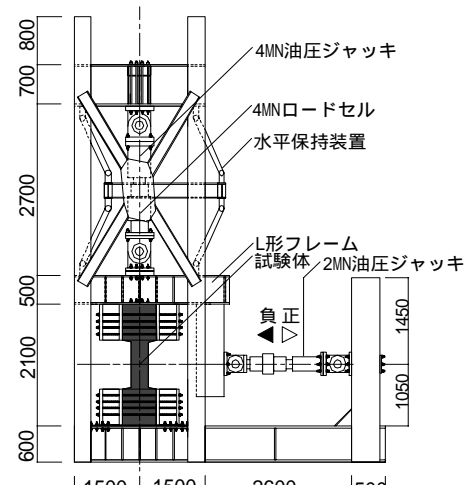


図-3 実験装置(単位 mm)

表-1 試験体諸元

	試験体名	X方向鉄骨断面	Y方向鉄骨断面	主筋	帯筋	断面形	鉄骨比 %	主筋比 p1%	帯筋比 pw%	軸力比
シリーズ1	SRC-H1	H-200x80x9x16	-	12-D13	D6@50	H形強軸	4.52	0.64	0.43	0
	SRC-H2									0.3
	SRC-H3									0.6
	SRC-H4									0.3
シリーズ2	SRC-C1	H-200x80x9x16	H-200x80x9x9	-	D6@50	H十字形	7.85	-	0.43	0
	SRC-C2									0.3
	SRC-C3									0.6
シリーズ3	SH-1	H-200x80x9x16	-	-	-	H形	-	-	-	0

2.3 材料特性

表-2 にコンクリート強度を示し、28 日強度と実験中間時の強度の推移を示す。表-3 に鋼材の材料強度を示す。材料試験ではコンクリートの圧縮試験、割裂試験、鉄筋引張試験のいずれにおいても 3 個の試験を行い、その平均値を用いた。図-4 に鉄骨の引張試験の応力度-ひずみ度関係を示す。鉄骨のウェブでは降伏棚があるが、フランジでは降伏棚は生じなかった。鉄骨の降伏比は従来の高強度鋼材と比べ低い値を示すことが確認でき、伸び率においても十分な性能を発揮している。

表-2 コンクリート強度

コンクリート設計強度 (N/mm ²)	発生強度推移 (N/mm ²)		
	28日強度	実験中間時	
30	圧縮強度	26.6	27.9
	割裂強度	3.3	3.7

表-3 鋼材の材料強度

採取位置	降伏点 (N/mm ²)	引張強度 N/mm ²	破断伸び %	降伏比 %
	下 σ 0.2%			
t16フランジ平均	463	652	40.8	71.0
H形鉄骨ウェブ	409	555	36.0	75.9
t9フランジ平均	426	549	35.7	77.3
D13主筋	314	474	21.0	56.2
D10帯筋	402	570	22.9	70.5
D6帯筋	312	471	22.3	66.2

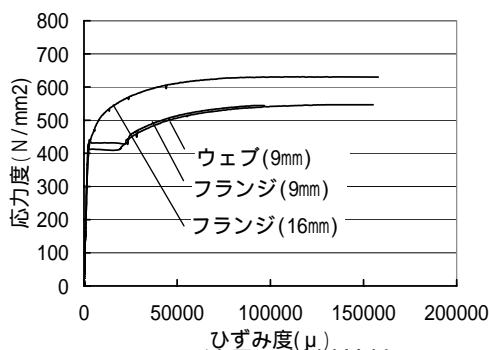


図-4 鉄骨の材料特性

ンジ部分に沿って付着割裂ひび割れなどが進行し、材端部のかぶりコンクリートに圧壊が生じた。文献 3)の鉄筋コンクリート柱の曲げ圧縮性状の指摘と同様に高圧縮力を受ける試験体では、塑性ヒンジは材端部より内側に形成される様相を呈した。十字形鉄骨内蔵の試験体はコンクリートが大きく剥離し、SRC-C3 の試験体ではさらに弱軸方向のフランジに沿って付着割裂ひび割れが進行し、大きくコンクリートが剥落した。軸力が 0 の試験体では曲げひび割れを生じ、かつせん断ひび割れが大きく進行した。

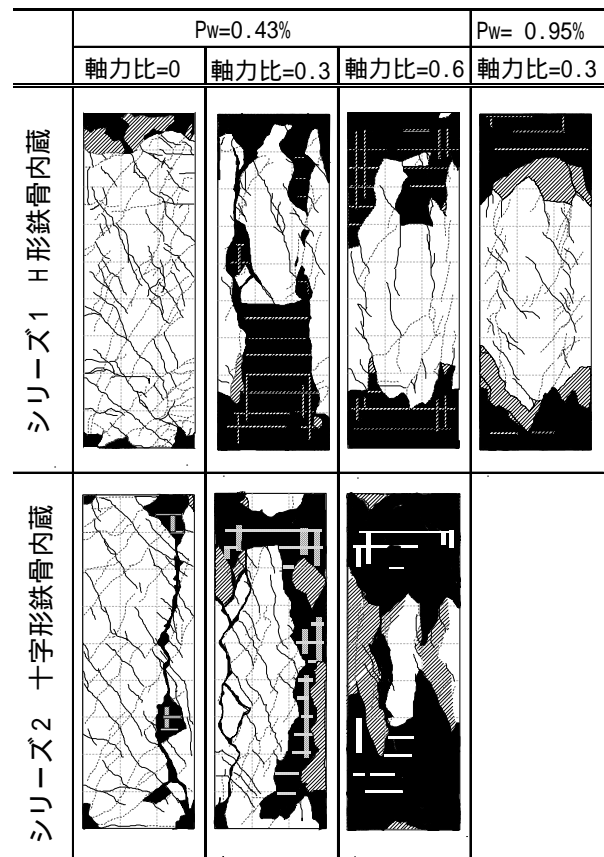


図-5 破壊状況図

3. 実験結果

3.1 破壊状況

終局時の破壊状況を図-5 に示す。実線が正側載荷時に生じたひび割れを示し、点線が負側載荷に生じたひび割れを示す。またコンクリートのはく離部分は塗りつぶしで示す。

実験開始 $R=0.25\%$ rad.までに曲げひび割れが生じ、その後せん断ひび割れ、内蔵鉄骨のフラ

3.2 履歴曲線

図-6 に履歴曲線示す。荷重変形曲線では、縦軸を水平荷重 Q (kN)、横軸を部材角 R (%rad.)を示す。破線は軸力による転倒モーメントを考慮した終局耐力 Q_u (kN)を示している。鉛直変位の関係では縦軸を荷重(kN)、横軸を鉛直変位(v)と縦軸を鉛直変位(v)、横軸に荷重(kN)とを共に示し、圧縮軸力による縮みをマイナスとした。

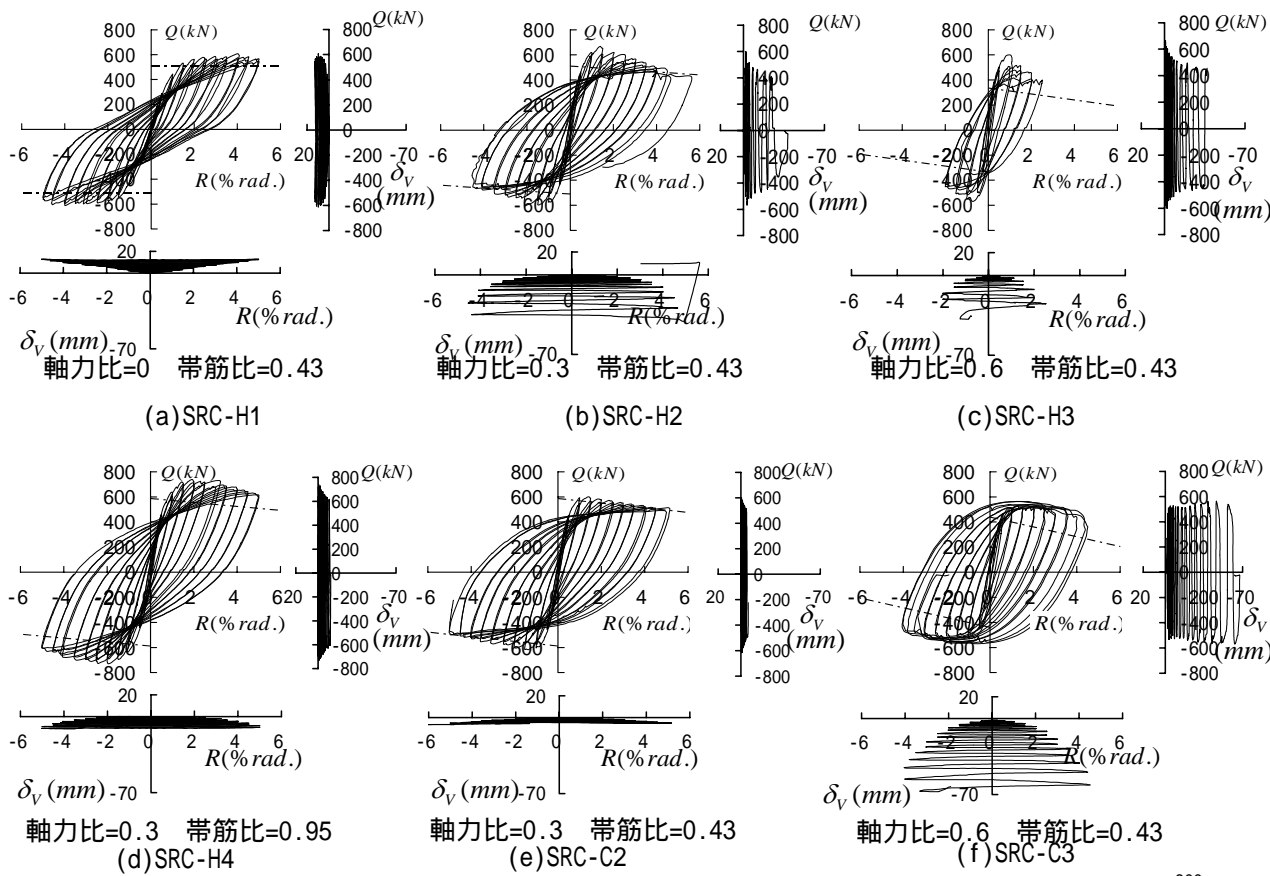


図-6 履歴曲線

また図-6 の履歴曲線において同一の軸力比の SRC-H2 と SRC-H4 を比較すると帯筋量が多い SRC-H4 が SRC-H2 に比して、終局耐力、変形能力およびエネルギー吸収能力のいずれにおいても優れた性能を示しているのが認められる。

3.3 圧縮ひずみの累積状況

図-7 は除荷時に生じている圧縮ひずみ度と載荷サイクル回数との関係をプロットしたものである。この図の圧縮ひずみ度は柱の鉛直変位を柱長さで除した値である。

これによると、軸力比が $n=0.1$ 以下の試験体では伸びを生じるが、 $n=0.3$ 以上のなると圧縮ひずみ度は大きくなる。しかしながら、十字形鉄骨内蔵のものと、帯筋量増加させるものは、繰り返し載荷に対する圧縮ひずみの蓄積は小さくなる事が認められた。また、高軸力を受ける柱では帯筋が破断し、主筋、鉄骨が座屈すると急激に圧縮ひずみが進行するが、SRC-C3 の試験体では圧壊現象は進んでも SRC-H2 と同等の軸力保持の性能を発揮することが考案された。また SRC

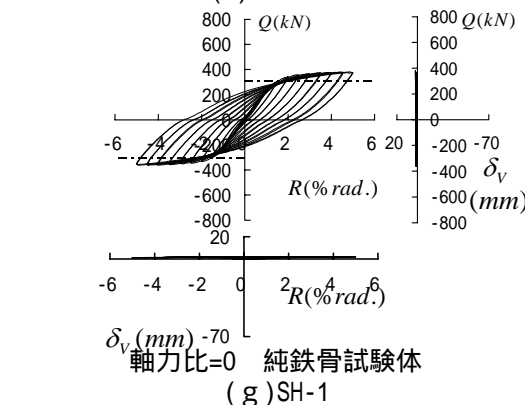


図-7 圧縮ひずみの累積状況

-H4 の履歴曲線で耐力劣化が見られないのは圧縮ひずみが進行し、柱頭、柱脚の塑性ヒンジが圧縮によって縮んでも、帯筋量が 0.95% であるた

めにコンクリートの圧縮ひずみが増大したことよると考えられる。

4. 終局耐力に関する解析

SRC 部材では鉄骨部分と RC 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耐力に抵抗する。これを文献 4)、5)にもとづいて数式化して表すと、

$$Q_u = rQ_u + sQ_u \quad (1)$$

ここで鉄骨部分、RC 部分の耐力は、破壊モードを考慮して求められ、それぞれ曲げ耐力とせん断耐力のいずれか小さい方の耐力の累化によって求められる。

$$\left. \begin{aligned} rQ_u &= \min(rQ_{su}, rQ_{bu}) \\ sQ_u &= \min(sQ_{su}, sQ_{bu}) \end{aligned} \right\} (2)$$

ここに rQ_u : RC 部分の終局耐力

rQ_{bu} : RC 部分の終局曲げ耐力

rQ_{su} : RC 部分の終局せん断耐力

sQ_u : 鉄骨部分の終局耐力

sQ_{bu} : 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

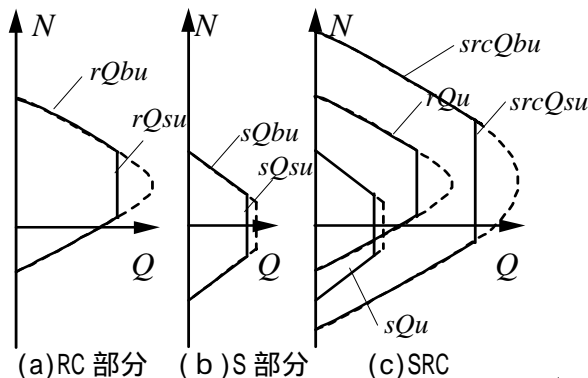


図-8 SRC 規準による曲げとせん断を考慮した終局耐力の算定

上式の累加強度式の意味を図示した例を、図-8 にしめす。この図は、圧縮力と終局せん断耐力の関係を示したものである。RC 部分、S 部分においてそれぞれ曲げで決まる耐力と、せん断で決まる耐力のいずれか小さいほうの耐力を求めて、それぞれの耐力の累加することを表している。

5. 考察

本実験による実験値と計算値の比較を N-Q 相関曲線によって示した結果を図-9 に示す。また、各試験体の実験値と計算値の比較を表-4 に示す。いずれの試験体も計算値よりも実験値が安全側に評価されることがわかる。SRC-H2 と SRC-H4 を荷重-変位曲線を比較すると塑性域での耐力低下が SRC-H2 のほうが大きい。これは SRC-H4 の試験体では帯筋比が大きい為に、SRC としてのせん断耐力の余裕度が大きく、その差分だけ SRC-H4 の耐力が大きくなった。また破壊状況も SRC-H4 の RC 部分のせん断耐力が大きくなるため、せん断破壊の影響も小さく曲げ破壊の様相が卓越していた。また、シリーズ 1 に比して、シリーズ 2 の実験値が大きく示されなかった理由として、鉄骨部分は曲げ耐力で決まるが、RC 部分の耐力は、せん断破壊で決定されるので、RC 部分のせん断耐力はシリーズ 1 の値よりも小さいことがあげられる。シリーズ 3 の純鉄骨試験体では、鉄骨部分の終局曲げ耐力よりも安全側に実験値が示しており、これにより SRC への適用に十分な結果を示した。

高軸力を与えた試験体(SRC-H3,SRC-C3)では、RC 部の軸力負担が大きくなり、より RC 部の曲

表-4 終局耐力の評価

試験体名	軸力比	圧縮力 (kN)	実験値	曲げ耐力	せん断耐力の計算値					終局耐力	実験値/計算値	理論値の破壊モード
					RC部		S部		せん断耐力			
					Q_{exp} (kN)	Q_{bu} (kN)	rQ_{bu} (kN)	rQ_{su} (kN)				
SRC-H1	0	0	603	515	210	205	306	355	511	511	1.18	せん断
SRC-H2	0.3	1580	689	588	282	205	306	355	511	511	1.35	せん断
SRC-H3	0.6	3160	643	335	29	205	306	355	335	335	1.92	曲げ
SRC-H4	0.3	1580	783	588	282	305	306	355	588	588	1.33	曲げ
SRC-C1	0	0	673	628	293	158	335	355	493	493	1.37	せん断
SRC-C2	0.3	1950	643	628	293	158	335	355	493	493	1.30	せん断
SRC-C3	0.6	3900	608	436	101	158	335	355	436	436	1.39	曲げ
SH-1	0	0	387	335	-	-	306	355	335	335	1.16	-

げ耐力で決まる形を取るため、破壊状況においては付着割裂ひび割れは生じたものの曲げ圧縮破壊が進行する形で終局に至り、かつ塑性ヒンジは材端部より内側に形成される様相を呈した。

鉄骨部分の負担せん断力は普通鋼材を用いた場合であれば、SRC 柱としての最大耐力時にほぼ SRC 部材としての最大耐力到達後以降に鉄骨の最大耐力に達する。高強度低降伏比鋼材を用い

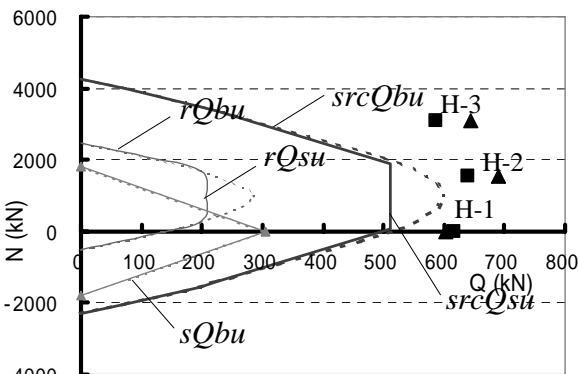
た場合では、ほとんどの試験体が SH-1 の降伏耐力(2.0%rad.)以前で最大耐力に達する。したがって、耐力上昇があるため、塑性変形後の耐力減少が小さくなり大きな変形性能を発揮する。以上のことから、変形能力に関しては高強度低降伏比鋼材と普通コンクリートの組み合わせの SRC 柱では、せん断破壊が生じた場合でも、紡錘形の安定した履歴性状の変形性能を持つことを示した。

6. 結論

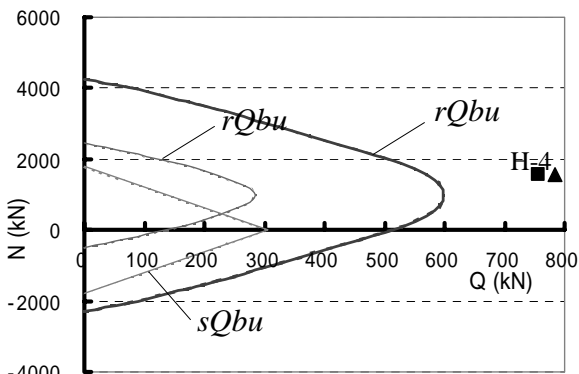
全試験体の実験値は SRC 規準の算定式で求めた計算値を上回っており、高強度低降伏比の鋼材を用いた SRC 柱の SRC 規準の算定式を適用してよいことが明らかになった。またシリーズ 1 とシリーズ 2 を比較して、内蔵鉄骨を十字形にしても H 形鉄骨内蔵の試験体と最大耐力が大きく変わらないのは、十字形鉄骨を内蔵しているために RC 部分のせん断の有効断面の減少によってせん断力の影響を受けやすいためである。また、高軸力下での実験において最大耐力が、一般化累加強度理論による理論値より大きくなることは、圧縮力が大きくなることにより塑性ヒンジの形成の位置が材端部より内側に移動し、最大耐力が増大する一因と考えられる。変形性能を増大させるには、鉄筋コンクリート部分の耐力低下を小さくするのがよく、そのため帯筋によるコンクリート拘束効果を図り、コンクリートと高強度低降伏比鋼材の協同性についても更なる検討が必要である。

参考文献

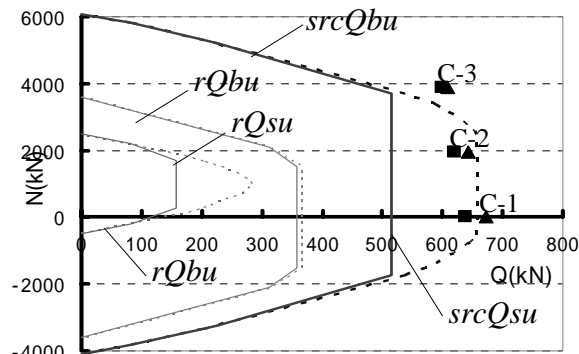
- 1) 社団法人 鋼材倶楽部 SRC 造への高張力鋼適用に関する調査研究委員会：鋼材倶楽部高張力鋼を用いた SRC 構造の開発研究，1989 年
- 2) 宮内靖昌：高強度材料を用いた鉄骨鉄筋コンクリート柱の力学性状に関する研究，東北大学学位請求論文，平成 14 年 2 月
- 3) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造物の靱性保証型耐震設計指針(案)同解説，第 5 章曲げと軸力に対する設計，pp91-137，1997 年
- 4) 日本建築学会：鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規規準・同解説-5 章 保有水平耐力の検討 2001 改定(第 4 次)pp175-180，2001 年 3 月
- 5) 若林實，南宏一，谷資信，平野道勝：新建築学大系 42 合成構造の設計 4 章鉄骨鉄筋コンクリートの設計，pp83-209，1986 年 8 月



(a) シリーズ 1(H 形鋼内蔵, $P_w=0.43$)



(b) シリーズ 1(H 形鋼内蔵, $P_w=0.95$)



(c) シリーズ 2(十字形鋼内蔵, $P_w=0.43$)

実験値(正) 実験値(負)

$srcQ_{bu}$: SRC 終局曲げ耐力 $srcQ_{su}$: SRC 終局せん断耐力

rQ_{bu} : RC 終局曲げ耐力 rQ_{su} : RC 終局せん断耐力

sQ_{bu} : S 部終局曲げ耐力 sQ_{su} : S 部終局せん断耐力

図-9 N-Q 相関曲線