

SRC 柱材のコンクリート 設計基準圧縮強度の検討

仲野 喜晴* 磯濱 千裕**南 宏一***

Some Consideration on Specified Design Compressive Strength of SRC columns

Yoshiharu NAKANO* Chihiro ISOHAMA**and Koichi MINAMI***

ABSTRACT

The following items have been considered in the evaluation of allowable compressive unit stress f_c in SRC column since the SRC standard this time of 1958.

- ① Decrease in concrete filling degree in internal steel skeleton.
- ② Loss of concrete section damp by built-in steel skeleton.
- ③ Securing of the factor of safety for fragility destruction of pillar near center compression
- ④ Because strength is discounted to handle the concrete material as a plasticity material to apply the accumulation strength rule, the plasticity ability of the looking multiplication is expected.

Concrete compressive strength is decreased in proportion to the amount of the steel skeleton and the experimental data concerning close yield strength is considered to agree to the calculation value. To improve a disadvantageous point of such a present standard type of SRC, it is to aim at the establishment of the assessment of reasonable concrete strength to which a concrete confined effect which the built-in steel skeleton configuration and shear reinforcement is taken.

キーワード: 鉄骨鉄筋コンクリート, 柱, コンクリート設計圧縮強度, 鉄骨比, 履歴特性, 拘束効果

keywords : Steel framed reinforced concrete structure, Columns,

Concrete strength, Ratio with steel, Hysteresis characteristic, Confined effect

1. はじめに

SRC 構造は、座屈が生じにくく靱性が大きいことや、剛性が高いなど鉄骨構造や RC 構造と比較し有利になる面が多い。しかしながら、1958 年の SRC 規準制定当時より SRC 柱材における許容圧縮応力度 f_c の評価においては以下の項目が考慮されている。

- ① 内蔵鉄骨におけるコンクリートの充填度の低下
- ② 内蔵鉄骨によってしめられるコンクリート断面の欠損
- ③ 中心圧縮に近い柱の脆性的破壊に対する安全率の確保

- ④ 累加強度則を適用するためにコンクリート材を塑性材として取り扱うために強度を割り引いて見掛けの塑性能力を期待する。

以上の①～④の観点から SRC 柱材においては鉄骨量に応じて式(1)に示すように許容圧縮応力度を低減するようになっている。また、同様に終局耐力の評価においても式(2)によって、コンクリート圧縮強度を鉄骨量に応じて低減し終局耐力に関する実験値と計算値が一致するように考慮されている。

$$f_c = f_{c0}(1 - 15s_{pc}) \quad \dots \dots \dots (1)$$

$$F_c = F_{c0}(0.85 - 2.5s_{pc}) \quad \dots \dots \dots (2)$$

ここに

$$s p_c = \frac{s a_c}{b D} : \text{圧縮側鉄骨比}$$

$s a_c$: 圧縮側鉄骨フランジ断面積

b : 柱幅

D : 柱成

このように鉄骨量において f_c' および F_c' を求める累加強度式において SRC 柱の耐力を求める考え方は当時の研究成果に基づいたもので工学的な判断としては極めて妥当なものと言える。しかしながら、今日においては RC 構造の設計法と比較検討した場合、RC 構造においては主筋量に応じて許容圧縮応力度あるいはコンクリート圧縮強度を低減することを考慮しておらず、この事は設計という観点から見れば SRC 構造は RC 構造に比して不利な点として受け取られがちになっている。一方、SRC 規定制定当時より、コンクリート強度および鉄骨強度は大きく変化しており、式 (1) 及び式 (2) が現在普及している建築材料を組み合わせた場合においても妥当なものであるのか検討する必要性が指摘されている。

SRC 構造では、負の要因のみが強調されているが CFT 構造のように鉄骨においてコンクリートの拘束が見込まれ、むしろ式 (1) 及び式 (2) よりも大きい値を採用することが可能である事の指摘がなされている。

そこで、筆者らは SRC 構造の合理的な設計法確立の観点から式 (1) 及び式 (2) における f_c' 及び F_c' の再検討をおこなう。すなわち、式 (1) 及び式 (2) において内蔵鉄骨形状及びせん断補強筋におけるコンクリートの拘束効果を取り入れた合理的なコンクリート強度の評価法の確立を目指すものである。

2. コンクリート設計圧縮基準強度 σ_B' に対する提案

コンクリート設計圧縮基準強度 σ_B' を低減係数 Λ を用いて表わすと式-3 が与えられる。

$$\sigma_B' = \Lambda \sigma_B \quad \dots \dots \dots (3)$$

$$\Lambda = \Lambda_1 + \Lambda_2 + \Lambda_3 \quad \dots \dots \dots (4)$$

ここに

$$\begin{aligned} \Lambda_1 &= s p_c \text{ を考慮したコンクリートの低減係数} \\ \Lambda_1 &= 0.85 - 2.5 s p_c \end{aligned} \quad \dots \dots \dots (5)$$

Λ_2 = 帯筋の拘束効果を考慮されたコンクリートの増加係数

$$\Lambda_2 = (2.05 \frac{w p' w \sigma_y}{F_c}) \frac{A_{co}}{A} \quad \dots \dots \dots (6)$$

Λ_3 = 十字形鉄骨ウェブの拘束効果を考慮されたコンクリートの増加係数

$$\Lambda_3 = (2.05 \frac{p_s' s \sigma_y}{F_c}) \frac{A_{Fo}}{A} \quad \dots \dots \dots (7)$$

$$p_s = \min(\frac{tw_1}{D}, \frac{tw_2}{b}) : \text{鉄骨ウェブにおける鉄骨比}$$

ここに

tw_1 : 一方向の鉄骨ウェブの厚さ

tw_2 : tw_1 と直交する鉄骨ウェブの厚さ

b : 柱幅

D : 柱せい

A_{co} : 帯筋で囲まれたコンクリートの断面積

A_{Fo} : 十字形鉄骨で囲まれたコンクリートの断面積

A : SRC 柱の断面積

と定義する。ただし、 Λ_3 に関しては十字形鉄骨を用いた場合のみに適用する。

提案式を整理すると以下ようになる。

十字形鉄骨内蔵の場合は

$$\begin{aligned} \Lambda &= \Lambda_1 + \Lambda_2 + \Lambda_3 = 0.85 - 2.5 s p_c + (2.05 \frac{w p' w \sigma_y}{F_c}) \frac{A_{co}}{A} \\ &\quad + (2.05 \frac{p_s' s \sigma_y}{F_c}) \frac{A_{Fo}}{A} \end{aligned} \quad \dots \dots \dots (8)$$

一方向 H 形鉄骨内蔵の場合は

$$\Lambda = \Lambda_1 + \Lambda_2 = 0.85 - 2.5 s p_c + (2.05 \frac{w p' w \sigma_y}{F_c}) \frac{A_{co}}{A} \quad \dots \dots \dots (9)$$

となる。

3. 実験計画

3.1 試験体概要

本実験では、SRC 柱に内蔵される鉄骨形状と圧縮側鉄骨比、せん断補強筋量及び降伏強度の違いによる構造特性を検討するために表-1 に示す 2 シリーズ 12 体を計画し、共通断面寸法の片持ち梁形式の試験体を製作し構造実験を実施した。試験体断面構成を図-1 に示し、試験体形状寸法を図-2 に示し配筋状況を写真-1 に示す。試験体の実験変数を次の①～④に示す

- ① 内蔵鉄骨形状(十字形鉄骨、一方向 H 形鉄骨)
- ② 圧縮側鉄骨比($s p_c 1.0\%$, $s p_c 1.4\%$, $s p_c 2.0\%$)
- ③ せん断補強筋強度
($w \sigma_y = 345 \text{ N/mm}^2$, $w \sigma_y = 785 \text{ N/mm}^2$,)
- ④ せん断補強筋比($w p = 0.6\%$, $w p = 1.2\%$)

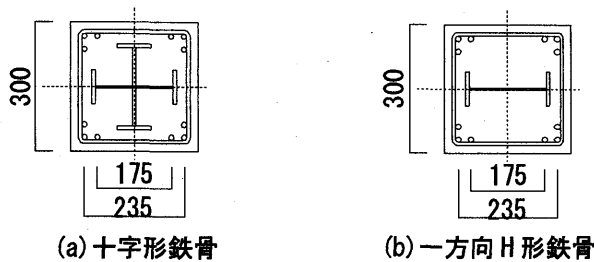


図-1 試験体断面構成 (単位:mm)

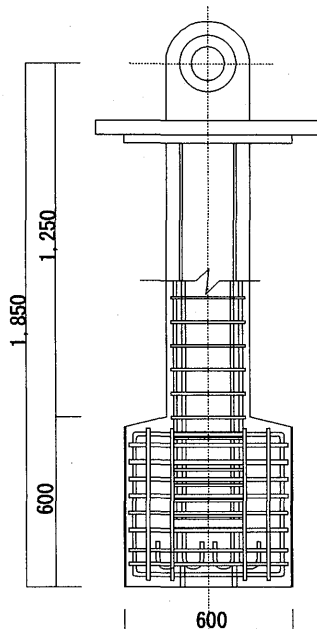


図-2 試験体形状寸法 (単位:mm)

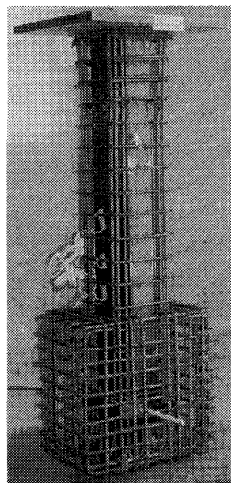


写真-1 試験体配筋状況一例 (SRC-C1)

3.2 実験装置及び荷重方法

実験装置として図-3 に示す建研式荷重装置(鉛直静的ジャッキ: 400kN, 水平静的ジャッキ: 200kN)を使用し構造実験を行った。

荷重方法は試験体の上下支持部を建研式荷重装置反床と L 型荷重フレームに取り付け、試験体スタブ部分両側を PC 鋼棒で固定し、L 型フレームを介して柱の反曲点位置に水平荷重を作用させる。

試験体の変位制御は、柱中央の水平変位制御として、所定の中心圧縮耐力 N_u の 30% の圧縮軸力を荷重した後、所定軸力を一定保持しながら変位部材角 R (=水平変位/柱長さ) を 0.0025rad を正負 1 サイクルずつ荷重した後、0.005rad から正負の 2 サイクルを 0.005rad ずつ増加させ 0.05rad まで正負繰返し荷重を行った。また、荷重中に所定の軸力保持が不可能となった場合は、その段階で実験を終了としている。

写真-2 に実験風景を示す。

式-10 に転倒モーメントの影響を考慮する付加せん断力 ΔQ の算定式を示し、転倒モーメントを考慮する際の付加せん断力を図-4 に示す。

$$Q = Q_0 + N \cdot \sin \theta + N \cdot \cos \theta \cdot \delta / H \quad \dots (10)$$

ここに

- Q : 付加せん断力を考慮した作用せん断力
- Q_0 : 水平力を作用させた時の計測せん断力
- N : 作用軸力
- δ : 柱頭部の水平変位量
- L : 鉛直荷重の荷重ジャッキ間の距離

$$\theta = \delta / L$$

表-1 試験体概要一覧

シリーズ名	試験体名	内蔵鉄骨形状			帯筋		主筋
		X 方向	Y 方向	鉄骨比	公称降伏 応力度	帯筋比	主筋比
		(mm)	(mm)	spc (%)	wσ _y (N/mm ²)	w _p (%)	pt(%)
シリーズ 1	SRC-C1	200x100x6x9	200x100x6x9	1.0	345	0.6	0.64
	SRC-C2				785		
	SRC-C3	200x100x6x12	200x100x6x12	1.4	345		
	SRC-C4				785		
	SRC-C5	200x100x6x19	200x100x6x19	2.0	345	1.2	
	SRC-C6				785		
	SRC-C7	200x100x6x9	200x100x6x9	1.0	345		
	SRC-C8				785		
シリーズ 2	SRC-H1	200x100x6x9	-	1.0	345	0.6	
	SRC-H2				785		
	SRC-H3	200x100x6x19	-	2.0	345		
	SRC-H4				785		

注) コンクリート強度 $F_c=30N/mm^2$, 主筋 12-D13(SD295A)

反曲点までの柱長さ 1250mm, 軸力比 $SRCR=0.3$ ($SRCR=N/N_u$ (N :作用軸力, N_u :中心圧縮耐力))

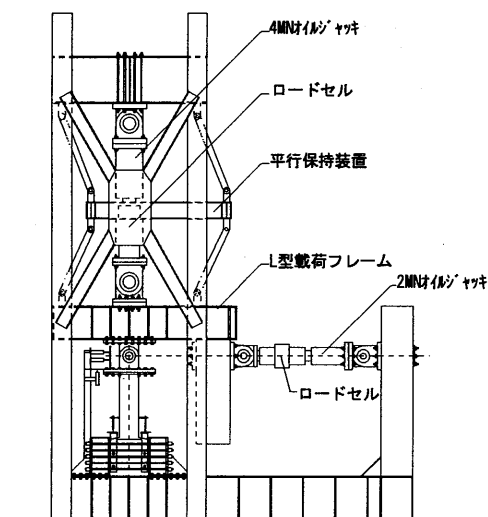


図-3 建研式載荷装置

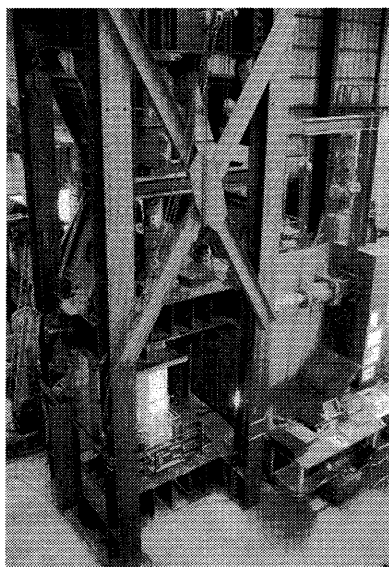


写真-2 実験風景

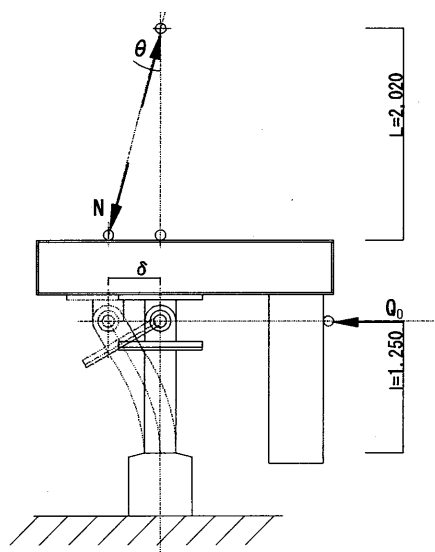


図-4 転倒モーメントによる付加せん断力の考慮

3.3 測定方法

写真-3 に変位計取り付け状況を示す。写真-3 の A 部は柱脚部の前面変位計取り付け状況を示している。前面変位計では柱脚部における軸方向変形、曲げ変形、せん断変形を計測している。変位計は全ネジボルトを介して試験体に取り付けられている。全ネジボルトは試験体コンクリート打設前に主筋の内側側面の位置の型枠にボルトで固定した。主筋、せん断補強筋、鉄骨フランジのひずみは、単軸ひずみゲージ(主筋、鉄骨フランジ：3mm、せん断補強筋：1mm)を使用し、鉄骨ウェブは、3 軸ゲージ(鉄骨ウェブ：3mm)を使用し計測をした。ゲージの貼り付けは、測定点 1 箇所に対して表裏 1 枚ずつ計 2 枚貼り付けた。

3.4 材料特性

コンクリートの調合設計は全試験体共通とし、セメントは普通ポルトランドセメントを使用し、細骨材は砕砂を用いており 5mm 以下を使用している。粗骨材は碎石を用いて最大寸法 15mm を用いている。水セメント比は 56%，スランプ 18cm とした。表-2、図-5 にコンクリート強度の材齢による強度発生推移を示す。ただし、コンクリート打設日が異なるために実験開始時にコンクリート強度が異なっている。

表-3 に使用鋼材の材料試験結果を示す。鉄骨の材料試験片は JIS B 7722 に規定されている 1 号試験片を用いている。

材料試験では、コンクリート圧縮試験、割裂試験、鋼材の引張試験共に 3 個の材料試験を実施しその平均値を採用している。

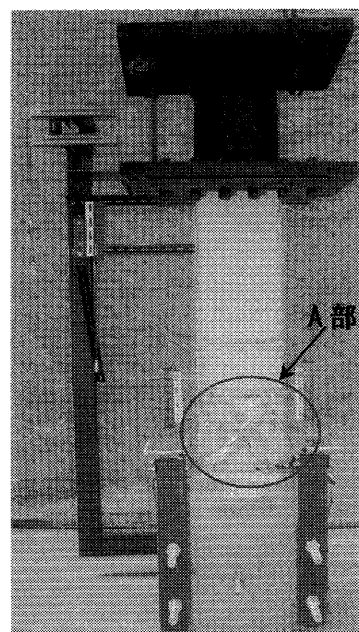


写真-3 変位計取り付け状況

4. 実験結果

4.1 破壊性状

写真-4 に終局時の破壊状況を示す。試験体の黒色の線は正荷重時に生じたひび割れを示し、赤色は負荷重時に生じたひび割れを示している。

実験開始から 0.0025rad までに柱脚部に曲げひび割れが生じた。その後、柱脚部に斜めひび割れ、内蔵鉄骨フランジに沿って付着ひび割れが進行し、試験体コーナー部の被りコンクリートに剥落が生じ、材端部のコンクリートに圧壊が生じた。

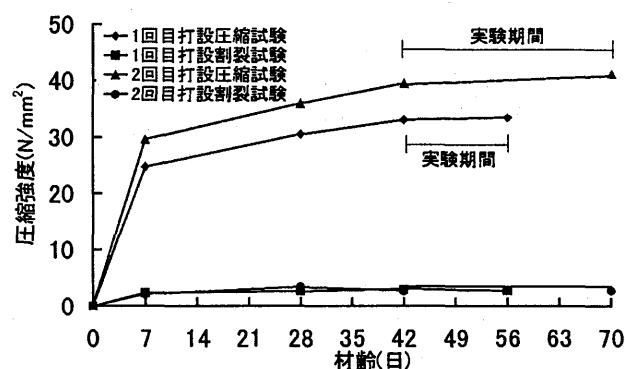


図-5 コンクリート強度発生推移

各試験体における終局時の破壊状況を以下に示す。

SRC-C1：柱端部より 150mm 程度上方の主筋の座屈が見受けられ、試験体正面では柱幅と同程度の被りコンクリートが剥落している。

SRC-C2：主筋の座屈は見受けられず、試験体正面における被りコンクリートの剥落は、柱隅部分は剥落しているが柱中央部の被りコンクリートは剥落していない。

SRC-C3：柱端部より 150mm 程度上方の主筋の座屈が見受けられ、内蔵鉄骨フランジが目視により確認できる。試験体正面における被りコンクリートは SRC-C2 試験体と同様に剥落しており、両側面に関しては柱端部より 200mm 程度上方まで剥落した。

SRC-C4：主筋の座屈は見受けられず、試験体正面における被りコンクリートは SRC-C2 試験体同様に剥落しており、両側面に関しては柱端部より 300mm 程度上方まで剥落した。

SRC-C5：試験体両側面の被りコンクリートは柱端部より 250mm 程度上方まで剥落した。

SRC-C6：試験体両側面の被りコンクリートは柱端部より 300mm 程度上方まで剥落しており、試験体正面における被りコンクリートは SRC-C2 試験体同様に剥落した。

表-3 鋼材の機械的性質

鋼種	実測径板厚 および径 mm	降伏強度 N/mm ²	引張強度 N/mm ²	破断伸び %
ウェブ	6.23	323.3	439.3	23.9
フランジ	8.59	271.7	414.2	26.3
	11.96	293.3	454.5	23.6
	18.63	265.0	382.2	17.5
主筋	12.5	350	505.0	24.0
帯筋	9.42	425.0	586.0	17.3
	9.62	880.0	942.0	6.0

表-2 コンクリート強度発生推移(単位:N/mm²)


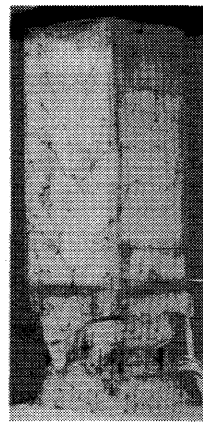
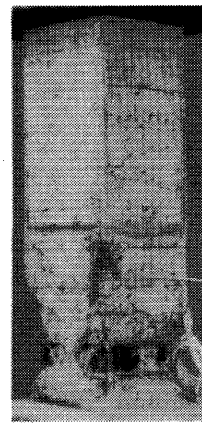
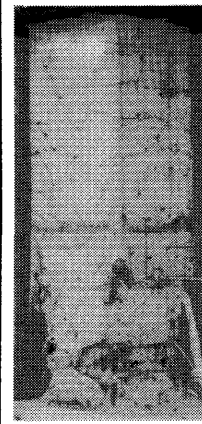
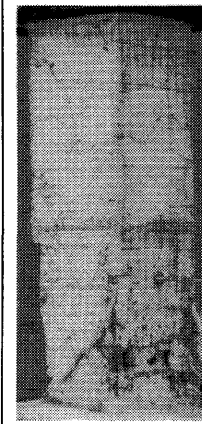
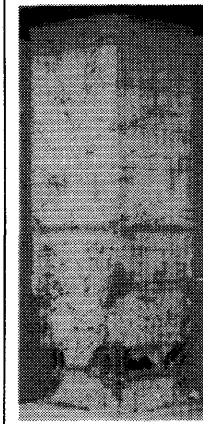
コンクリート設計強度			強度発生推移			
			1 週強度	4 週強度	実験開始時	実験終了時
SRC-C1~C6	30	圧縮強度	24.9	30.6	33.2	33.6
		割裂強度	2.31	2.57	2.97	2.71
SRC-C7,C8 SRC-H1~H4	30	圧縮強度	29.7	36.0	39.7	41.5
		割裂強度	2.05	3.36	2.67	2.81

SRC-C7：普通鋼のせん断補強筋を密に配筋している試験体であり，試験体両側面の被りコンクリートは柱端部より 250mm 程度上方まで剥落しているが，主筋の座屈が目視により確認できない。

SRC-C8：高強度せん断補強筋を密に配筋している試験体であり，試験体両側面の被りコンクリートは柱端部より 300mm 程度上方まで剥落しているが，主筋は座屈が目視により確認できない。

SRC-H1：柱端部より 150mm 程度上方の主筋の座屈や破断が見受けられ，試験体前面の被りコンクリートは柱端部より 400mm 程度上方まで剥落している。さらに，内蔵鉄骨フランジの座屈が目視により確認できた。

SRC-H2：柱端部より 150mm 程度上方の主筋の座屈が見受けられ，試験体正面の被りコンクリートは柱端部より 400mm 程度上方まで剥落し，両側面では 300mm 程度上方まで剥落している。

SRC-C1	SRC-C2	SRC-C3	SRC-C4	SRC-C5	SRC-C6
					
Ru:0.0122rad	Ru:0.0142rad	Ru:0.0120rad	Ru:0.0141rad	Ru:0.0158rad	Ru:0.0197rad
Qmax:245.8kN	Qmax:236.6kN	Qmax:244.6kN	Qmax:262.3kN	Qmax:295.2kN	Qmax:275.8kN

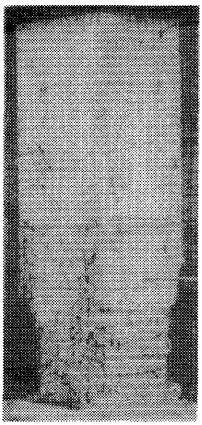
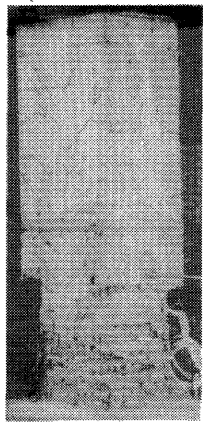
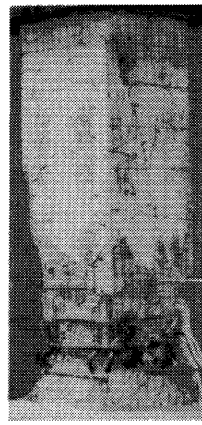
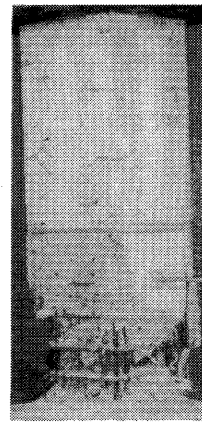
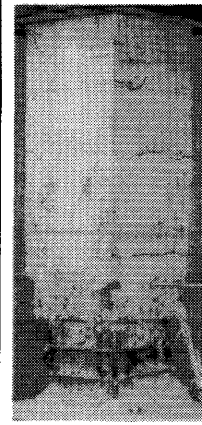
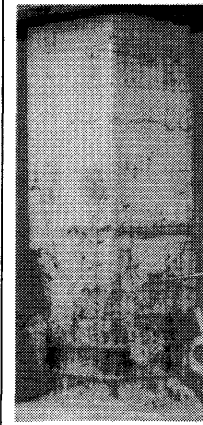
SRC-C7	SRC-C8	SRC-H1	SRC-H2	SRC-H3	SRC-H4
					
Ru:0.0139rad	Ru:0.0139rad	Ru:0.0135rad	Ru:0.043rad	Ru:0.0182rad	Ru:0.0146rad
Qmax:247.4kN	Qmax:250.6kN	Qmax:242.1kN	Qmax:239.1kN	Qmax:272.1kN	Qmax:282.8kN

写真-4 終局時の破壊状況

SRC-H3：柱端部より 150mm 程度上方の主筋の座屈や破断が見受けられ、試験体全面の被りコンクリートが柱端部より 200mm 程度上方まで剥落している。さらに、内蔵鉄骨フランジの局部座屈が目視により確認できた。

SRC-H4：柱端部より 150mm 程度上方の主筋の座屈が見受けられ、試験体全面の被りコンクリートが柱端部より 300mm 程度上方まで剥落した。

全試験体の終局破壊状況から以下のことが確認できた。

- ① 十字形鉄骨内蔵試験体で普通鋼のせん断補強筋では、柱端部より 150mm 上方で主筋が座屈しているが、高強度せん断補強筋を用いた試験体では主筋の座屈は目視により確認できなかった。
- ② 一方向 H 形鉄骨内蔵試験体では、柱端部より 150mm 上方で主筋が座屈し、SRC-H1 試験体では内蔵鉄骨フランジが座屈した。
- ③ 全試験体で、被りコンクリートの剥落は柱端部より 200mm～400mm 程度上方まで剥落した。

4.2 履歴特性

図-6 に履歴曲線を示す。縦軸に作用せん断力 $Q(kN)$ 、横軸に変位部材角 $R(10^{-2}rad)$ を示す。鉛直変位関係では、縦軸を作用せん断力 $Q(kN)$ 、横軸方向の平均ひずみ鉛直変位 (ϵ_y) の関係をあわせて示す。尚、鉛直方向の平均ひずみは柱長さに対して求められ、試験体の縮みをプラスとしている。尚、作用せん断力は転倒モーメン

トによる付加せん断力を考慮している。図-6 の破線は SRC 規準により求めた終局耐力 $Q_u(kN)$ を示している。

各試験体の終局耐力に関する実験値を表-4 に示す。表-4 は、転倒モーメントの影響を考慮して求められたせん断力 Q_{Exp} をあわせて示している。

各試験体共に変位部材角が $0.015rad$ 付近で試験体隔部分の被りコンクリートの剥落が生じ、それに伴い最大耐力を示す傾向が見られた。

十字形鉄骨内蔵試験体では、各シリーズで補強筋強度の違いによる差違が示されなかったが、一方向 H 形鉄骨内蔵試験体では、各シリーズで補強筋強度の違いにおける差違が示されている。

4.3 せん断補強筋ひずみ状況

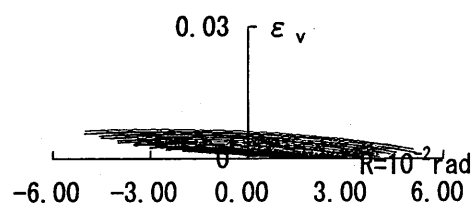
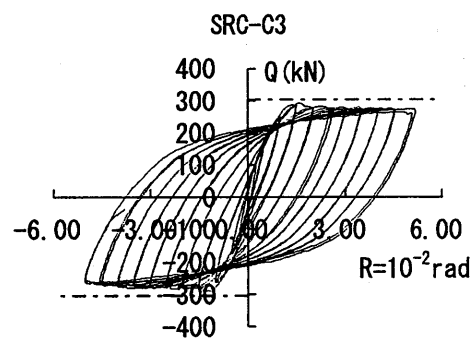
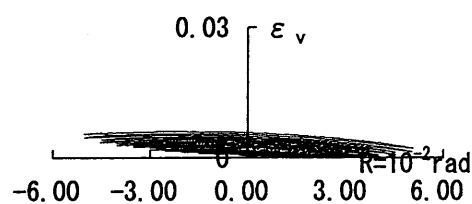
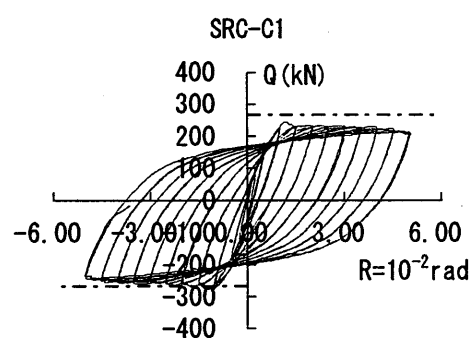
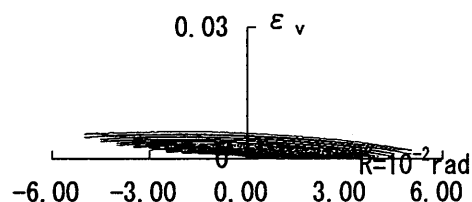
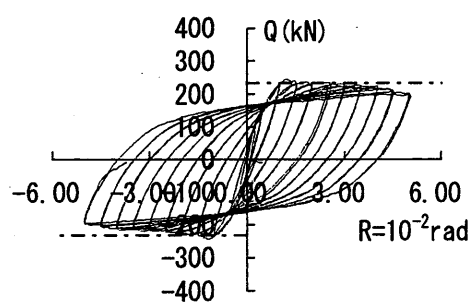
図-7 に全試験体における最大耐力時のせん断補強筋ひずみ状況を示す。図中の●は ϵ_1 のひずみを示し、■は ϵ_2 のひずみを示している。また、点線は降伏ひずみ ϵ_y を示す。

図-7 に示すように普通鋼及び高強度せん断補強筋を用いた場合においても最大耐力時にせん断補強筋が降伏ひずみに達していな事が示されている。このような性状は、十字形鉄骨を内蔵することにより鉄骨ウェブとフランジにより囲まれたコンクリートが拘束されていることを示している。普通鋼のせん断補強筋と高強度せん断補強筋が同程度のひずみになっており、高強度せん断補強筋がコンクリートの拘束に対して十分發揮されていないことがわかる。

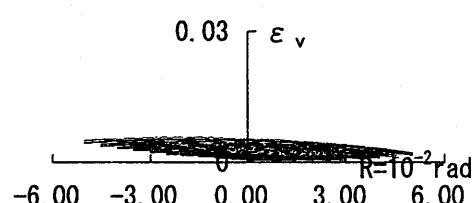
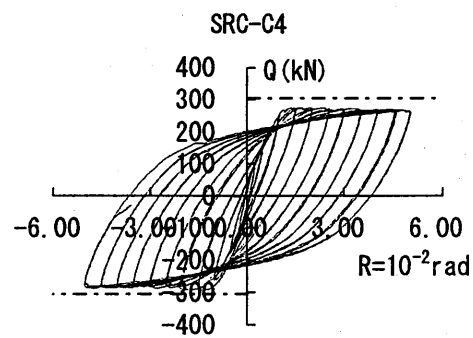
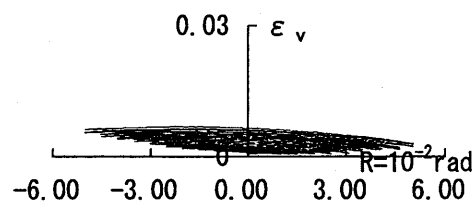
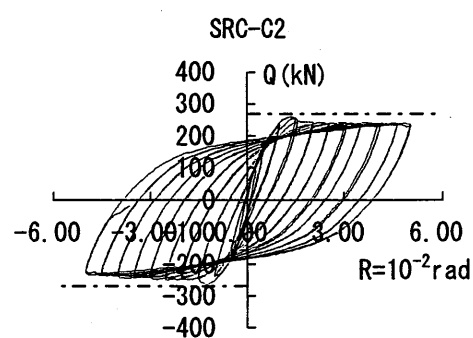
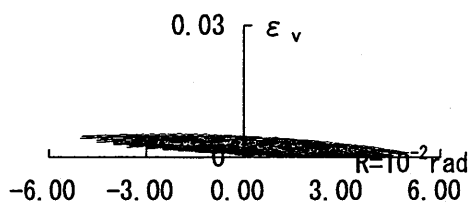
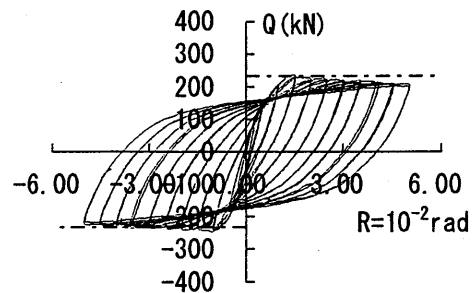
表-4 計測作用せん断力及び転倒モーメントを考慮した作用せん断力 (単位: kN)

シリーズ名	試験体名	載荷軸力	Q_{0Exp}		R		ΔQ		Q_{Exp}	
			正荷重	負荷重	正荷重	負荷重	正荷重	負荷重	正荷重	負荷重
シリーズ 1	SRC-C1	1355	221.8	218.8	1.22	1.20	24.0	24.3	245.8	243.1
	SRC-C2		208.8	224.8	1.42	1.06	27.8	21.2	236.6	246.0
	SRC-C3	1460	219.8	254.7	1.20	1.13	24.8	24.3	244.6	279.0
	SRC-C4		232.8	233.8	1.41	1.30	29.5	26.9	262.3	260.7
	SRC-C5	1590	258.7	263.7	1.58	1.13	36.5	26.1	295.2	289.8
	SRC-C6		230.7	260.7	1.97	1.42	45.1	32.0	275.8	292.7
	SRC-C7	1490	218.8	231.8	1.39	1.26	28.6	25.9	247.4	257.7
	SRC-C8		220.8	227.8	1.39	1.26	29.8	28.1	250.6	255.9
シリーズ 2	SRC-H1	1250	216.8	214.8	1.35	1.33	25.3	25.2	242.1	240.0
	SRC-H2		212.8	214.8	1.43	1.41	26.3	26.7	239.1	241.5
	SRC-H3	1350	235.8	237.8	1.82	1.49	36.3	28.1	272.1	265.9
	SRC-H4		255.7	238.8	1.46	1.41	44.0	17.4	282.8	256.2

注) Q_{0Exp} : 水平ジャッキによる計測せん断力
R : Q_{Exp} を求める時の変位部材角 ($10^{-2}rad$)
 ΔQ : 転倒モーメントによる付加せん断力
 Q_{Exp} : 転倒モーメントによる付加せん断力を考慮したせん断力

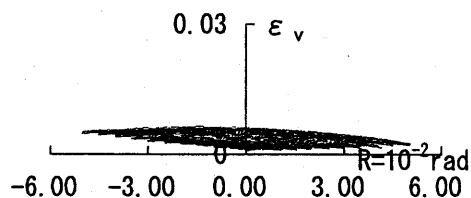
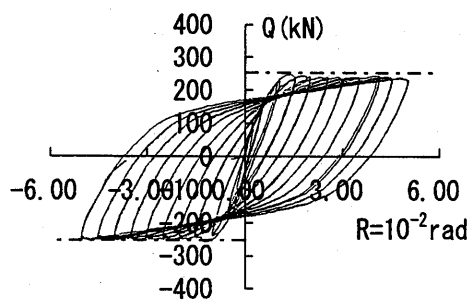


SRC-C5

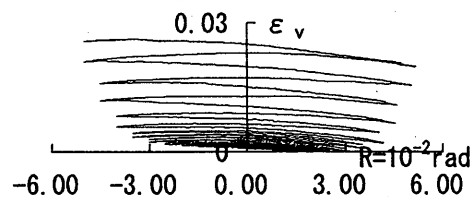
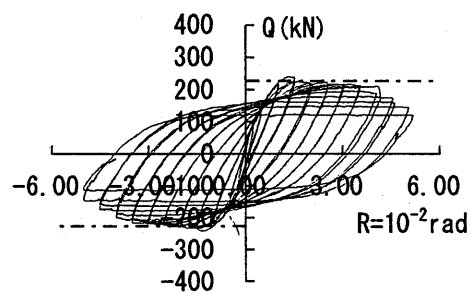


SRC-C6

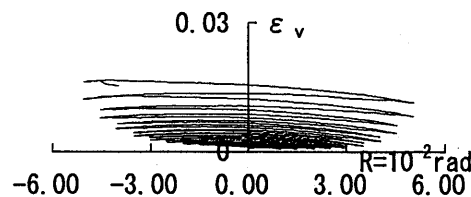
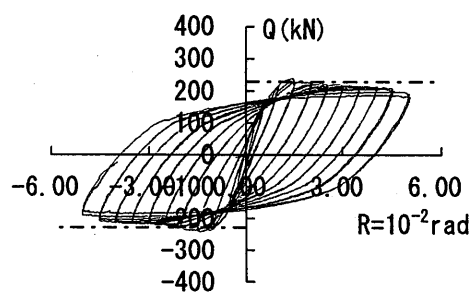
圖-6 履歴曲線



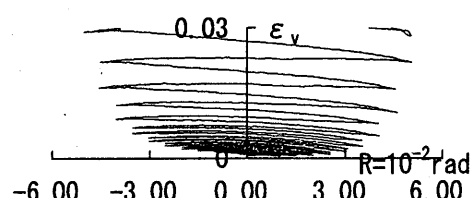
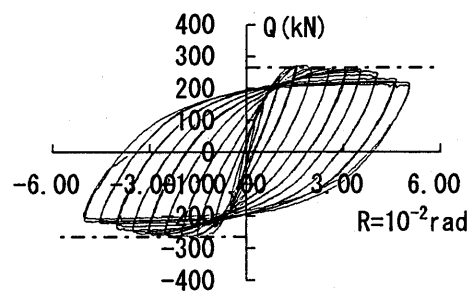
SRC-C7



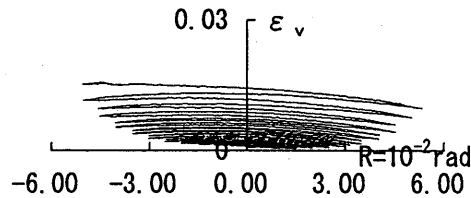
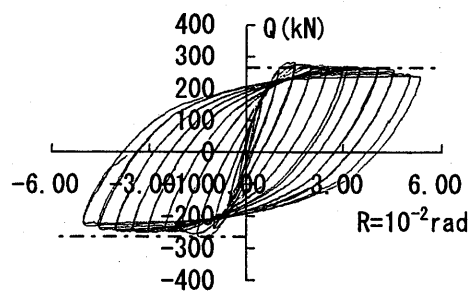
SRC-C8



SRC-H1



SRC-H2



SRC-H3

SRC-H4

4.4 終局耐力の解析

SRC 部材は鉄骨部分と RC 部分の付着は極めて小さいとされているので、それぞれ別々に曲げモーメントとせん断力に抵抗する。これを数式化すると次式(12)が与えられる。

$$Q_u = rQ_u + sQ_u \quad \dots \dots (12)$$

$$\left. \begin{array}{l} rQ_u = \min(rQ_{su}, rQ_{fu}) \\ sQ_u = \min(sQ_{su}, sQ_{fu}) \end{array} \right\} \quad \dots \dots (13)$$

ここに

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

式-12 および式-13 より, SRC 部材の終局耐力は SRC 規準に準拠して, 鉄骨部分と RC 部分の曲げ耐力とせん断耐力のどちらか小さい方の値の累加によって求めた。上記の評価方法により求めた実験値と計算値の比較を表-5 に示し, 図-8 に実験値と計算値の $SRCQ_{v2}$ の比較を示す。図-8 において各試験体の上段, 中段, 下段の値はそれぞれコンクリート強度を σ_B , $\sigma_B \cdot \Lambda_1$ 及び $\sigma_B \cdot \Lambda$ とした場合の計算値を示している。

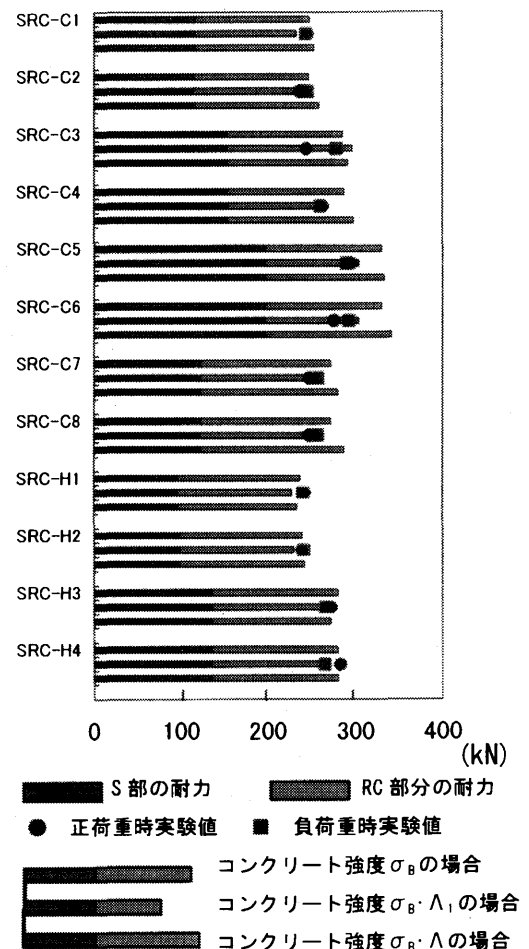


図-8 実験値と理論値の比較

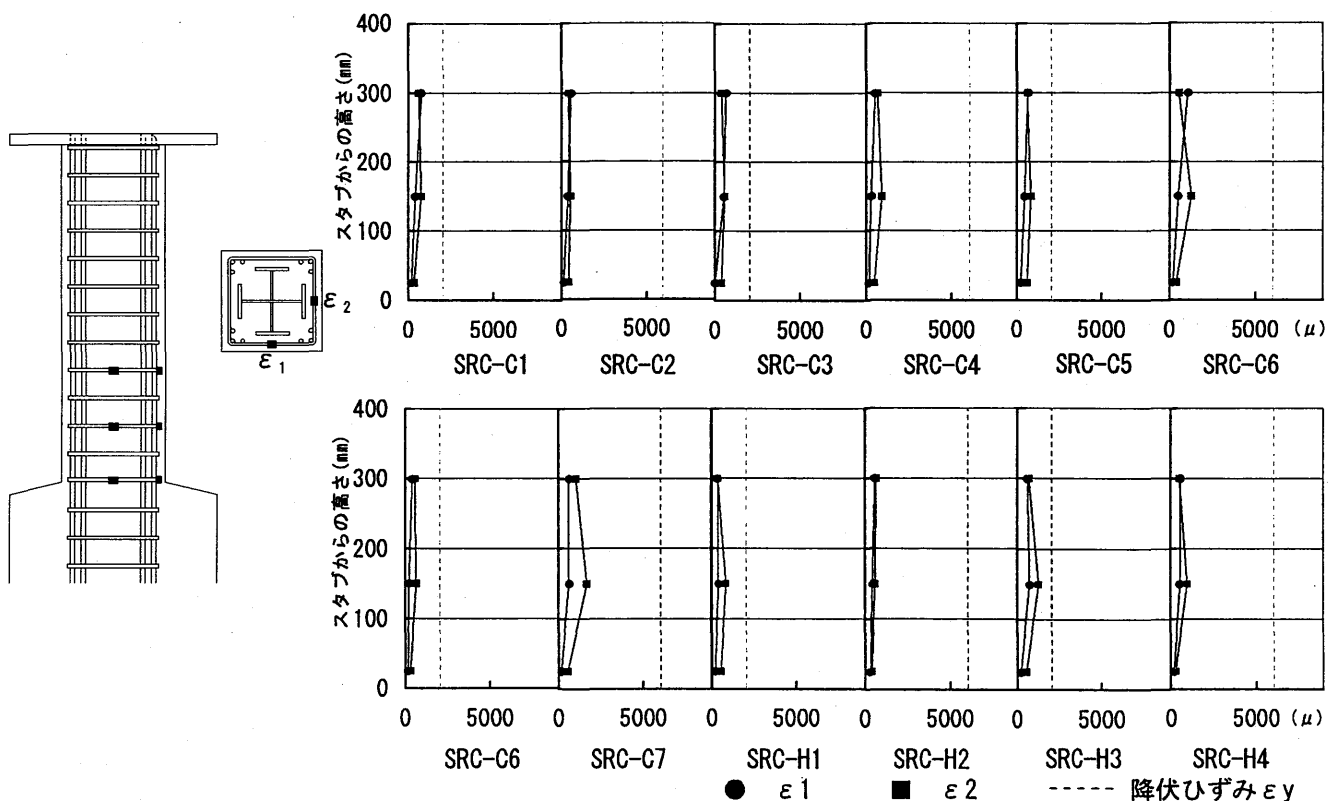


図-7 最大耐力時のせん断補強筋ひずみ状況

表-5 実験値と計算値の比較 (単位: kN)

シリーズ名	試験体名	載荷軸力	S 部の終局耐力	RC 部の曲げ耐力	RC 部のせん断耐力			RC 部分の終局耐力	SRC の終局耐力
		kN	sQ_u	rQ_{fu1} rQ_{fu2} rQ_{fu3}	rQ_{su1}	rQ_{su2}	rQ_{su}	rQ_{u1} rQ_{u2} rQ_{u3}	$_{SRC}Q_{u1}$ $_{SRC}Q_{u2}$ $_{SRC}Q_{u3}$
シリーズ 1	SRC-C1	1355	116	132	214	286	214	132	248
				117				117	233
				137				137	253
	SRC-C2	1460	115	132	339	486	339	132	247
				117				117	232
				144				144	259
	SRC-C3	1590	153	133	259	323	259	133	286
				144				144	267
シリーズ 2	SRC-C4	1490	154	133	399	483	399	133	287
				114				114	268
				144				144	298
	SRC-C5	1250	197	133	250	307	250	133	330
				107				107	304
				136				136	333
	SRC-C6	1350	197	133	338	482	338	133	330
				107				107	304
シリーズ 2				145				145	342
	SRC-C7	1250	119	149	364	518	364	149	268
				134				134	253
				157				157	276
	SRC-C8	1350	119	149	451	699	451	149	268
				134				134	253
				164				164	283
	SRC-H1	1250	96	141	276	425	276	141	237
シリーズ 2				131				131	227
				137				137	233
	SRC-H2	1350	98	141	366	601	366	141	239
				131				131	229
				144				144	242
	SRC-H3	1250	135	145	271	414	271	145	280
				130				130	265
				137				137	272
シリーズ 2	SRC-H4	1350	135	145	364	591	364	145	280
				130				130	265
				146				146	281

注) 軸力比は $_{SRC}n=0.3$

- sQ_u : 鉄骨部分の終局耐力
- rQ_{fu1} : コンクリート強度 σ_B の場合の RC 部分の終局曲げ耐力
- rQ_{fu2} : コンクリート強度 $\sigma_B \cdot \Lambda_1$ の場合の RC 部分の終局曲げ耐力
- rQ_{fu3} : コンクリート強度 $\sigma_B \cdot \Lambda$ の場合の RC 部分の終局曲げ耐力
- rQ_{su} : RC 部の終局せん断耐力
- rQ_{u1} : コンクリート強度 σ_B の場合の RC 部分の終局耐力
- rQ_{u2} : コンクリート強度 $\sigma_B \cdot \Lambda_1$ の場合の終局耐力
- rQ_{u3} : コンクリート強度 $\sigma_B \cdot \Lambda$ の場合の終局耐力
- $_{SRC}Q_{u1}$: コンクリート強度 σ_B の場合の終局耐力
- $_{SRC}Q_{u2}$: コンクリート強度 $\sigma_B \cdot \Lambda_1$ の場合の終局耐力
- $_{SRC}Q_{u3}$: コンクリート強度 $\sigma_B \cdot \Lambda$ の場合の終局耐力

なお、付録-1 に (5), (6), (7) 式によって求めたせん断補強筋、鉄骨ウェブにおけるコンクリートの拘束効果が考慮されたコンクリート強度の増加係数及びコンクリート強度を参考のために示す。

本論で提案をしている、式 (8) 及び式 (9) を用いてコンクリートの設計強度を評価するのは妥当ではない。特に帯筋によるコンクリートの拘束効果によるコンクリート圧縮強度の増加は期待できない結果になっている。

5. まとめ

SRC 柱の片持ち梁形式の試験体を用いた構造実験を実施以下のことが得られた。

- 1) 一方向 H 形鉄骨を用いた SRC 柱材より十字形鉄骨を用いた方が拘束効果を考慮したコンクリート強度をより高く評価できることがわかった。
- 2) 帯筋によるコンクリートの拘束におけるコンクリートの圧縮強度増加は期待できない結果を示している。

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：高張力鋼を用いた SRC 構造の開発研究，1989 年

- 2) 若林實，高田周三，斉藤光：建築構造学大系 19 鉄骨鉄筋コンクリート構造，昭和 50 年 10 月 20 日
- 3) 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
- 4) 河本裕行・堺純一・松原佳毅：横補強鋼管を用いた鉄骨コンクリート柱材の中心圧縮実験，コンクリート工学年次論文集，Vol.29, No.3, 2007, pp.97-102
- 5) 三輪真弘・堺純一：十字形鉄骨を内蔵した鉄骨鉄筋コンクリート柱材の構造性能評価法に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.29, No.3, 2007, pp.1345-1350
- 6) 土井希祐・尹航：単純圧縮力を受ける SRC 柱における鉄骨のコンクリート拘束効果，第 7 回複合構造の活用に関するシンポジウム，CD-R，2007 年 11 月

謝辞

本研究は、社団法人 日本鉄鋼連盟 鋼とコンクリート複合化研究会の研究の一部として行われたものである。また、本実験実施にあたって、平成 19 年度南・寺井研究室生にご尽力を頂きました。ここに記して謝意を表します。

付録-1 コンクリートの強度増加係数及びコンクリート強度

シリーズ名	試験体名	コンクリート強度						
		σ_B	Λ_1	Λ_2	Λ_3	Λ	$\Lambda_1 \cdot \sigma_B$	$\Lambda \cdot \sigma_B$
		N/mm ²	-	-	-	-	N/mm ²	N/mm ²
シリーズ 1	SRC-C1	33.4	0.83	0.15	0.11	1.08	27.6	36.1
	SRC-C2		0.83	0.25	0.11	1.19		39.7
	SRC-C3		0.82	0.15	0.11	1.08	27.3	35.9
	SRC-C4		0.82	0.25	0.11	1.16		39.2
	SRC-C5		0.80	0.15	0.09	1.04	26.8	38.8
	SRC-C6		0.80	0.25	0.09	1.14		45.7
	SRC-C7	40.6	0.83	0.22	0.09	1.14	33.6	46.3
	SRC-C8		0.83	0.35	0.09	1.27		51.6
シリーズ 2	SRC-H1	40.6	0.83	0.09	-	0.92	33.6	37.8
	SRC-H2		0.83	0.22	-	1.05		41.0
	SRC-H3		0.80	0.09	-	0.89	32.4	36.5
	SRC-H4		0.80	0.22	-	1.02		39.7

- 注) σ_B : 円筒形標準試験体による圧縮強度
 Λ_1 : SRC 基準による低減係数 (5 式)
 Λ_2 : せん断補強筋の拘束効果が考慮された増加係数 (6 式)
 Λ_3 : 鉄骨ウェブの拘束効果が考慮された増加係数 (7 式)
 σ_{B1} : σ_{Bc} におけるコンクリート強度の低減係数
 σ_B : 拘束効果を含んだコンクリート設計規準強度 (3 式)