

論文 十字鉄骨を内蔵したSRC柱材の構造性能評価法に関する研究

堺 純一*1 ・ 李 麗*2

要旨：十字鉄骨を内蔵した鉄骨鉄筋コンクリート (SRC) 柱材は、十字鉄骨によるコンクリートへの高い拘束効果が期待できるため、単一H形鋼を内蔵したSRC柱材に比べ、変形性能の点で優れた性状を示す。本研究では、十字鉄骨を内蔵したSRC柱材の弾塑性解析を行い、載荷実験結果と比較することにより、柱材の弾塑性変形性状の評価法について検討した。特に十字鉄骨を内蔵することによるコンクリートの拘束効果について検討するとともに、柱材のせん断スパン比が拘束効果に与える影響を検討し、その評価法を示した。

キーワード：SRC柱、弾塑性解析、載荷実験、弾塑性変形性状、コンクリートの拘束効果

1. はじめに

著者らは単一H形鋼を強軸に内蔵した鉄骨鉄筋コンクリート (以下SRC) 柱材を対象として、柱材の復元力特性について検討した^{1),2)}。SRC柱材の鉄骨には種々の断面形状の鉄骨が内蔵され、建築構造物の中柱にはH形鋼をクロスさせて製作した十字鉄骨が用いられる場合が多い(図-1の柱試験体断面参照)。十字鉄骨を内蔵したSRC柱材は、単一H形鋼内蔵SRC断面では期待できない、鉄骨によるコンクリートへの高い拘束効果が期待できる。しかしながら、その定量的な評価法は未だ明らかとされていないのが現状である。そこで、本研究では十字鉄骨を内蔵させたSRC柱材のコンクリートの拘束効果を考慮した弾塑性解析³⁾を行い、実験結果と比較することにより、柱材の構造性能評価法について検討する。

はSGDBの4φを使用しフレア溶接することにより閉鎖型フープとした。横補強筋比 p_w は0.31%である。試験体形状を図-1に示す。

実験変数には、せん断スパン比 L/D ($=2, 3, 4, 5, 6$ の5種類) と軸力比 $n = N/N_u$ ($=0.1, 0.3, 0.5$ の3種類) を選んだ(表-1参照)。ここで、 L は柱材長、 D は柱断面せい、 N は載荷軸力、 N_u は断面圧縮耐力で次式で算定している。

$$N_u = cA_c \sigma_B + sA_s \sigma_y + mA_m \sigma_y \quad (1)$$

上式中、 sA 、 mA 、 cA はそれぞれ、鉄骨、鉄筋およびコンクリートの断面積、 $c\sigma_B$ はコンクリートの圧縮強度(表-1参照)、 $s\sigma_y$ 、 $m\sigma_y$ はそれぞれ鉄骨および鉄筋の降伏点である(表-2参照)。

載荷装置を図-2に示す。実験は柱脚固定、柱

2. 実験概要

2.1 実験計画

地震時応力に対応する鉛直荷重と繰返し水平力を受けるSRC柱材の弾塑性変形性状を調べるために、柱試験体を7体製作し載荷実験を行った³⁾。

試験体の断面寸法は $200 \times 200 \text{ mm}$ で、内蔵鉄骨はロールH形鋼H-125 $\times$ 60 $\times$ 6 $\times$ 8を用いて溶接により製作した十字鉄骨である。主筋はSD345のD13を4本(主筋比1.32%)とし、横補強筋に

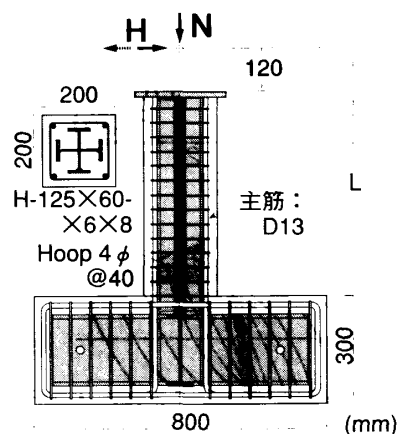


図-1 試験体

*1 九州共立大学 工学部建築学科教授 博士(工)(正会員)

*2 熊本県立大学 環境共生学部居住環境学専攻助教授 博士(工)

頭ピン支持の境界条件で行い、所定の軸力を加え、一定に保持した状態で水平力 H を載荷した。

2.2 実験結果

軸力比が0.3の試験体はせん断スパン比に拘わらず部材角 $R=1.0\%$ 程度で曲げひび割れが生じ、その後 $R=2\%$ 前後でかぶりコンクリートの圧壊が始まり、 $R=4\%$ 程度でかぶりコンクリートのほとんどが剥落した。せん断スパン比4以下の試験体 (C23, C33 及び C43) は $R=5\%$ 前後で主筋の座

屈が目視により確認された。せん断スパン比が5および6の試験体 (C53 と C63) では実験終了まで主筋の座屈は認められなかった。内蔵鉄骨の座屈は確認できていないが、横補強筋に囲まれたコンクリートの損傷は激しくなく、内蔵鉄骨に座屈は生じていないと考えられる。軸力比0.1の試験体C31は早期に曲げひび割れが生じ始め $R=2\%$ 前後でかぶりコンクリートの圧壊が始まったが、 $R=6\%$ まで抵抗力が低下することなく安定した

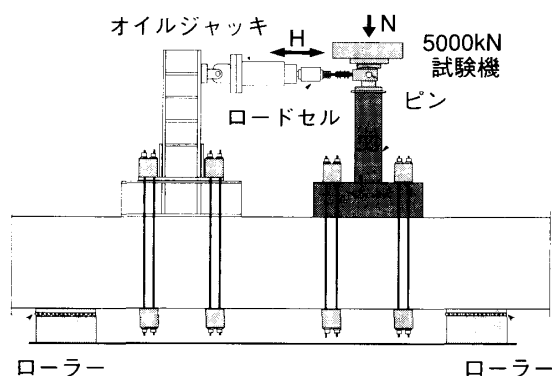
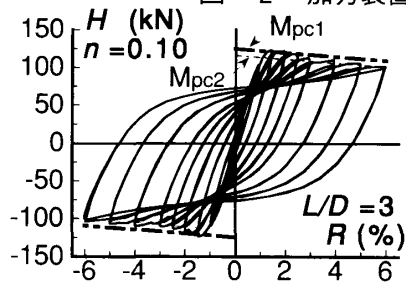
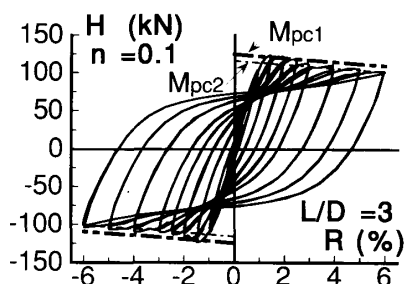


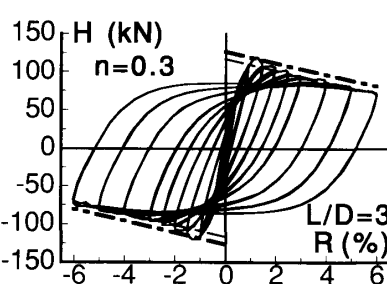
図-2 加力装置



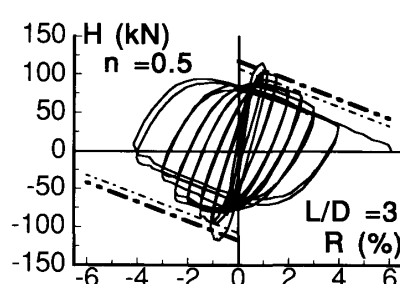
(a) C23



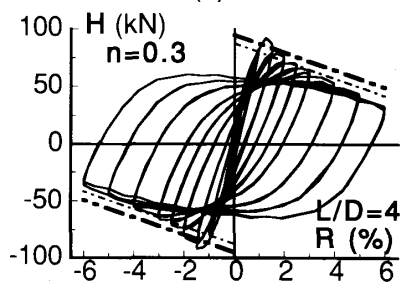
(b) C31



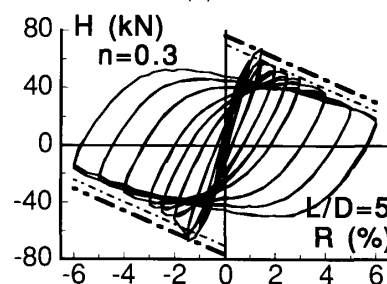
(c) C33



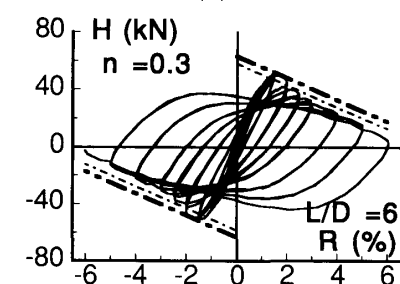
(d) C35



(e) C43



(f) C53



(g) C63

図-3 荷重変形関係

表-1 実験変数

試験体名	せん断スパン比	軸力比 n	載荷軸力 N (kN)	コンクリート強度 $c\sigma_B$ (N/mm ²)
C23	2	0.3	751	34.1
C31	3	0.1	254	35.1
C33		0.3	762	35.1
C35		0.5	1252	34.1
C43	4	0.3	763	35.3
C53	5	0.3	769	35.8
C63	6	0.3	761	35.1

表-2 鋼材の機械的性質

鋼材	規格	降伏点 σ_y (N/mm ²)	引張強度 σ_u (N/mm ²)	降伏比 $\frac{\sigma_y}{\sigma_u}$	伸び ϵ_B (%)	備考
H-120x60x6x8	SS400	327	464	0.70	32.2	フランジ
		349	470	0.74	34.5	ウェブ
D13	SD345	377	564	0.67	26.6	主筋
4φ	SGDB	377	477	0.79	22.0	横補強筋

挙動を示した。軸力比が0.5の試験体C35は $R = 1.0\%$ 前後でかぶりコンクリートが圧壊し始め、 $R = 3\%$ で主筋の座屈および横補強筋の母材の破断が目視により確認できた。その後、 $R = 4\%$ 前後でコンクリートの圧壊が激しくなり、鉄骨フランジが露見し、フランジの局部座屈が確認できた。

図-3に実験で得られた水平荷重 H と部材角 R の関係を示す。図中の一点鎖線は柱脚フェイス位置で、柱断面が計算曲げ耐力を発揮するときの水平耐力である。太線は、計算曲げ耐力として鋼材の降伏点とコンクリート圧縮強度 $c\sigma_B$ を用いて計算した一般化累加強度 M_{pc1} であり、細線は鋼材の降伏点とSRC規準⁴⁾に従いコンクリートの強度として $c\sigma_B$ に低減係数 $c\gamma_u (= 0.85 - 2.5s_{pc} : s_{pc})$ は引張側フランジ断面積のコンクリート面積に対する比)を乗じた強度を用いて計算した一般化累加強度 M_{pc2} である。いずれの試験体も柱脚フェイス位置で M_{pc1} を発揮していることがわかる。弱軸曲げのH形鋼は鋼材が断面の中心に位置するため鋼材が塑性化しにくく、鋼材が降伏したときにはコンクリートが圧壊し強度低下を起こすため、断面耐力は一般化累加強度 M_{pc1} を発揮しにくい状況にある⁵⁾。強軸H形鋼と弱軸H形鋼がある十字鉄骨を内蔵したSRC柱材が一般化累加強度 M_{pc1} を発揮できるのは、十字鉄骨によってコンクリートが拘束され、圧縮強度が上昇することによるものと考えられる。

表-3 コンクリートの構成則⁶⁾

$\frac{c\sigma}{c\sigma_{cB}} = \frac{A(c\varepsilon/c\varepsilon_0) + (D-1)(c\varepsilon/c\varepsilon_0)^2}{1 + (A-2)(c\varepsilon/c\varepsilon_0) + D(c\varepsilon/c\varepsilon_0)^2}$	(4)
$A = cE \cdot c\varepsilon_0 / c\sigma_{cB}$	(5)
$D = 1.50 - 1.68 \times 10^{-3} \cdot c\sigma_B + 0.75 \cdot \sigma_{re}^2$	(6)
$c\sigma_{cB} = c\sigma_B + k_e \cdot \sigma_{re}$	(7)
$\sigma_{re} = 0.5 \cdot \rho_h \sigma_{hs} (d''/C_i) (1 - s/(2D_c))$	(8)

ここで、 $c\sigma$ 、 $c\varepsilon$:コンクリートの応力と歪、 $c\sigma_{cB}$ 、 $c\varepsilon_0$:拘束されたコンクリートの圧縮強度と強度時の歪、 cE :コンクリートの始源剛性、 $c\sigma_B$:シリンダー強度、 k_e :拘束係数(=23)、 σ_{re} :有効側圧因子、 ρ_h :横補強材の体積比、 σ_{hs} :横補強材の降伏応力度、 d'' 、 C_i :横補強材の公称直径と有効支持長さ、 s 、 D_c :横補強材の間隔および外周横補強筋間距離である。

3. 弾塑性解析

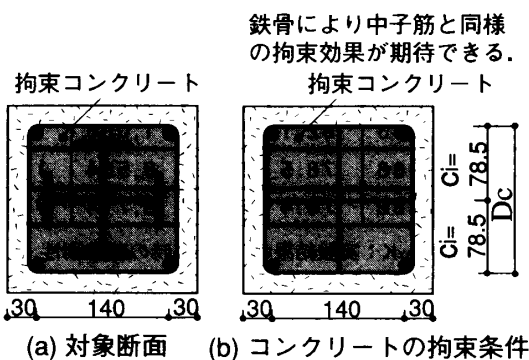
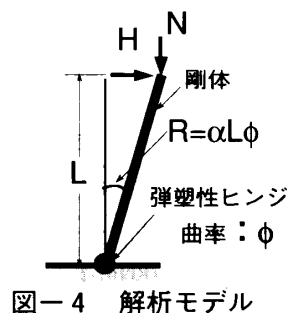
3.1 解析モデル

図-4に示す弾塑性ヒンジ部と剛体からなるモデルを用い解析を行った。弾塑性ヒンジ部のモーメント-曲率関係は平面保持の仮定のもとで断面区分法により求めた。解析に使用した鋼材の応力-歪関係を図-6に示す^{1), 2)}。コンクリートは包絡線に崎野・孫モデル⁶⁾(表-3参照)を、繰返し則に渡辺らのモデル⁷⁾を用いた(図-7(a)参照)。さらに、弾塑性ヒンジ部での曲率 ϕ と柱部材角 R の間には下式が成り立つものとしている。

$$R = \alpha \cdot L \cdot \phi \quad (2)$$

$$\alpha = 0.1 + 1.3 \frac{D}{L} \quad (3)$$

上式は、単一H形鋼を内蔵させたSRC柱材を対象とした弾塑性解析で、実験と解析の初期剛性を一致させることを目的として求めたものであり、大変形域までの実験挙動を精度よく解析で評価できている^{1), 2)}。コンクリート系部材では損傷が激しい材長方向の領域(塑性域)が柱脚から断面せい程度上がった部分に集中し、塑性域長さ(式(2)中の $\alpha \cdot L$ の値)は損傷に拘わらず材長方向に広がらないこと、弾性・弾塑性に拘わらず柱材の変形



(a) 対象断面 (b) コンクリートの拘束条件
図-5 解析断面

は材端での曲率が塑性域に対応する長さ内で一様に分布した状態での変形で表されるものと考えられるため、この仮定を用いた。十字鉄骨を内蔵した本実験に対する解析と実験の初期剛性を比較した結果を表-4に示している。十字鉄骨を用いた場合でも、両者の初期剛性はほぼ一致しており式(2),(3)の仮定が適用できることがわかる。

3.2 コンクリートの拘束効果

拘束されたコンクリートは鉄骨フランジを押し出すことにより、その結果ウェブに引張力が働くためウェブを図-5(b)に示す中子筋と同等の効果があると捉えることができる。このことより、直交ウェブがある十字鉄骨の場合、有効支持長さ C_i を外周横補強筋間距離 D_c の1/2に半減させる効果があると考えられる(表-3参照)。さらにウェブに働く引張力でコンクリートが拘束されることを考えると、表-3中の式(8)の横補強材の体積比

ρ_h にウェブ体積も含めることが可能と考えられる。図-7(b)は載荷実験を行った試験体に対してコンクリートの応力-歪関係文献(6)に従い算定したもので、十字鉄骨を内蔵した場合の応力-歪関係を実線で示している。 ρ_h にウェブ体積を全て含めた場合($R_w=100\%$)は、 $R_w=0$ に比べ、かなり大きな拘束効果が期待できることがわかる。

図-7(b)中の一点鎖線は中子筋がないもので、内蔵鉄骨によるコンクリートの拘束がない、単一H形鋼を内蔵したSRC断面に対応するものである。

3.3 解析結果

(1) 荷重-変形関係

図-7(b)に示すコンクリートの応力-歪関係を使用して解析を行った結果を図-8に示す。軸力比が0.3で、 L/D が3の試験体を図-8(a)と(b)に、 L/D が5の試験体を図-8(c)に示している。弾性から弾塑性状態までの解析結果と実験結果を比較

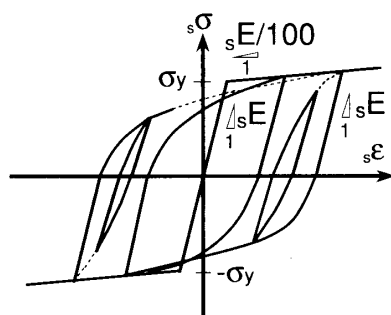
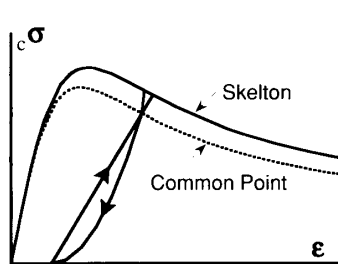
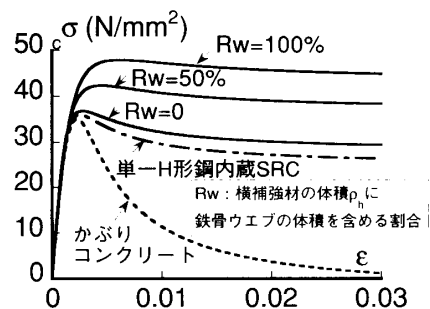


図-6 鋼材の応力-歪関係



(a) コンクリートのモデル



(b) 拘束効果による構成則の違い

図-7 コンクリートの応力-歪関係

表-4 実験結果と弾塑性解析の結果の比較

試験体名	実験値			弾塑性解析結果									
	初期剛性	最大耐力	R=4%耐力	初期剛性	剛性比	最大耐力	最大耐力比	R=4%耐力	4%時耐力比				
	exK=H/R (kN)	exMmax (kNm)	exMR4 (kNm)	anK=H/R (kN)	exK/anK	anM1 (kNm)	anM2 (kNm)	exMmax/anM1	exMmax/anM2	anMu1 (kNm)	anMu2 (kNm)	exMR4/anMu1	exMR4/anMu2
C23	24,761	74.3	72.8	24,332	1.02	68.0	70.0	1.09	1.06	56.8	66.5	1.28	1.09
C31	13,716	76.3	72.2	13,863	0.99	67.5	69.0	1.13	1.11	60.2	67.4	1.20	1.07
C33	16,259	77.5	71.6	15,525	1.05	69.1	70.8	1.12	1.09	57.8	67.4	1.24	1.06
C35	14,977	76.0	49.1	15,581	0.96	64.4	67.8	1.18	1.12	20.1	52.2	2.44	0.94
C43	12,053	82.1	67.7	11,098	1.09	69.3	69.8	1.18	1.16	58.4	64.3	1.16	1.05
C53	8,986	78.5	66.6	8,584	1.05	69.8	71.3	1.12	1.10	59.2	68.3	1.13	0.98
C63	6,288	76.4	63.4	6,714	0.94	69.1	70.8	1.11	1.08	59.7	68.3	1.06	0.93

初期剛性 exK: 実験結果のR=0.5%時の割線剛性, anK: 解析結果のR=0.5%時の割線剛性

最大耐力 anM1: コンクリートの構成則で図7(b)においてRw=0として求めた弾塑性解析の最大耐力

最大耐力 anM2: コンクリートの構成則で図7(b)においてRw=100%あるいは50%として求めた弾塑性解析の最大耐力

R=4%耐力 anMu1: コンクリートの構成則で図7(b)においてRw=0として求めた弾塑性解析でR=4%時の耐力

R=4%耐力 anMu2: 図7(b)においてRw=100%あるいは50%として求めた弾塑性解析でR=4%時の耐力

し易いように解析結果では部材角 R が4%までを示している。軸力比が0.3で $L/D=3$ の試験体では、 ρ_h にウェブ体積を含めないコンクリートの構成則 (図-7 (b) 中の $R_w=0$) を用いた場合には、大変形時に解析結果は実験挙動を過小評価している (図-8 (a-1)) が、 ρ_h に全ウェブを含めた構成則 (図-7 (b) 中の $R_w=100\%$) を用いると、大変形まで実験挙動をよく評価できている (図-8 (a-2))。部材角 R が4%以降の解析ではコンクリートの損傷に伴う逆S字形の様相が大きくなって来るが、除荷点での耐力は実験結果をよく評価している。 $L/D=2$ の試験体も同様である。 $L/D=3$ で軸力比が0.5の試験体では部材角 R が3%で主筋に座屈が生じた後は実験結果と解析結果に違いが見られ

るが $R \leq 3\%$ では実験結果をよく評価している (図-8 (b) 参照)。

一方、 $L/D=5$ では、逆に ρ_h に全ウェブ体積を含めた構成則を用いて計算した解析結果は大変形域で実験挙動を過大評価することになり、ウェブの体積を考慮しない $R_w=0$ のときの構成則を用いた方が実験結果をよく評価している (図-8 (c-1) と (c-2) 参照)。 $L/D=6$ でも同様な結果となっている。以上のことより、コンクリートの拘束効果にはせん断スパン比 (L/D) の影響を考慮すべきであり、図-9 に示すようなウェブの有効寄与係数 R_w とせん断スパン比 L/D の関係が考えられる。この関係をもとに計算した $L/D=4$ の試験体の解析結果と実験結果の対応を図-8 (d) に示しているが、実

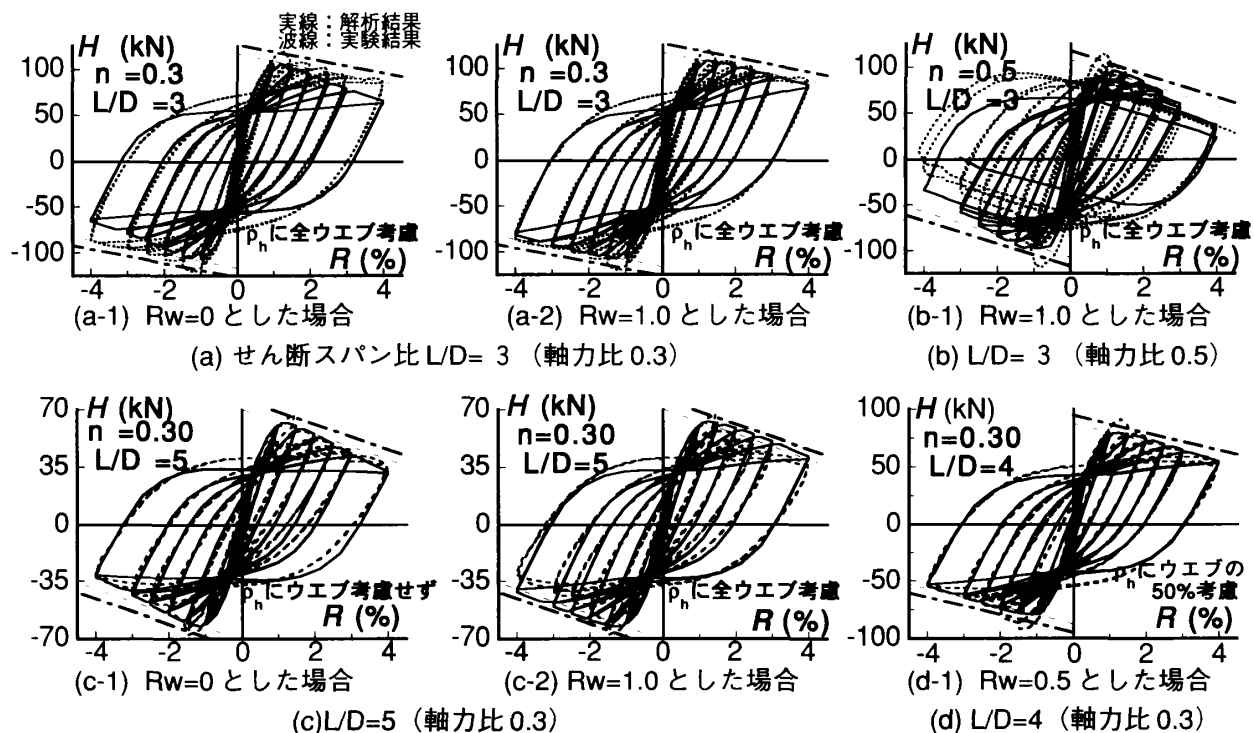


図-8 弾塑性挙動の解析結果と実験結果の比較

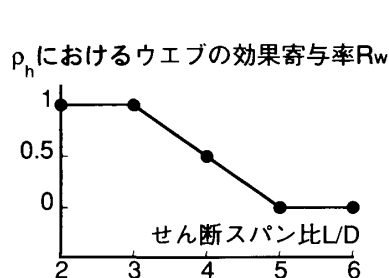


図-9 ウェブの拘束効果寄与率

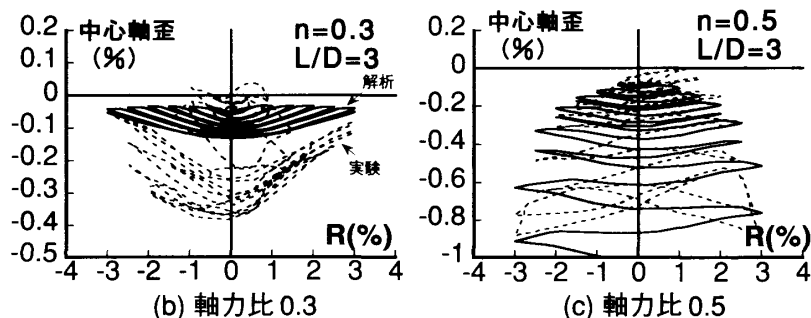


図-10 中心軸歪の解析結果と実験結果の比較 ($L/D=3$)

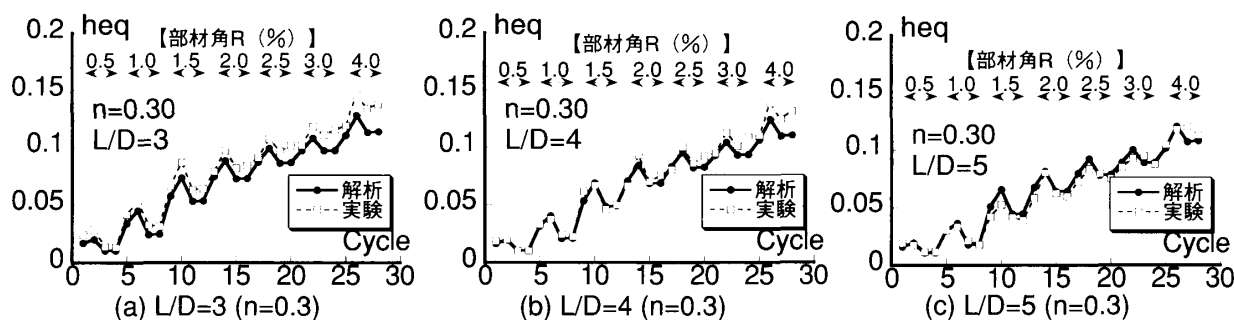


図-11 等価減衰定数

験挙動をよく評価しているものと考えられる(この試験体では、 $R_w=100\%$ および0では実験結果をそれぞれ、過大評価、過小評価している)(表-4参照)。せん断スパン比の増大と共にウェブの拘束寄与率が低下する理由は、短柱では材端拘束の影響を大きく受け、材長が長くなるに連れてこの影響が小さくなることによる要因が考えられる。

(2) 中心軸歪

図-9に示す関係を用いてコンクリートの構成則を考慮した場合の中心軸歪の解析結果と実験結果を比較した例を図-10に示す(せん断スパン比3の試験体)。実験の中心軸歪は柱脚フェイス位置における内蔵鉄骨断面の中心軸歪であり、強軸H形鋼の両フランジ表面に貼付した歪ゲージの平均値として求めた。実験結果と解析結果に乖離が見られる試験体もあるが、解析結果は中心軸歪の挙動の傾向をほぼ評価しているといえる。

(3) 等価減衰定数

図-9の関係を用いてコンクリートの構成則を考慮した場合の解析結果と実験結果のそれぞれの等価減衰定数を算定した結果の例を図-11に示す。他の試験体もこの結果とほぼ同様に、解析結果と実験結果は大変形までほぼ一致している。

4. 結論

十字鉄骨を内蔵したSRC柱材の鉄骨によるコンクリートの拘束効果を考慮して、柱材の弾塑性解析を行い、SRC柱材の構造性能評価法について検討した結果、以下の知見が得られた。

- 1) 十字鉄骨によるコンクリートへの大きな拘束効果が期待でき、この効果を考慮することに

よって、大変形域までの柱材の弾塑性挙動を精度よく評価できることを示した。

- 2) コンクリートの拘束効果に寄与する横補強材にウェブの効果を考慮することが妥当であるが、せん断スパン比が大きくなるにつれて、この拘束効果は小さくなる。本実験結果と解析を比較した限りでは、ウェブの拘束効果の寄与率は図-9に示す関係で評価できる。

参考文献

- 1) 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, 第534号, pp.183-190, 2000.8
- 2) 堺純一, 松井千秋: 鉄骨鉄筋コンクリート柱材の復元力特性, コンクリート工学, Vol.40, No.3, pp.28-35, 2002.3
- 3) 犬丸啓一郎, 李麗, 堺純一, 松井千秋: 鉄骨鉄筋コンクリート柱材の弾塑性挙動に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造III, pp.1079-1080, 2000.9
- 4) 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, 2001.8
- 5) 松井千秋, 堺純一, 土肥謙治: 高性能鋼を用いたSRC柱部材の終局耐力に関する研究, 構造工学論文集, Vol.40B, pp.385-390, 1994.3
- 6) 崎野健治, 孫玉平: 直線型横補強材により拘束されたコンクリートの応力-歪関係, 日本建築学会構造系論文集, 第461号, pp.95-104, 1994.7
- 7) 渡辺史夫, 六車熙ほか: 各種強度の鉄筋混使用によるRC断面曲げ性能の制御, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造II,B, pp.505-506, 1991.9

謝辞

本研究は九州大学卒業生の藤崎亮介氏(現鉄建建設)のご協力を頂いた。