論文 軸方向鉄筋の内側に円形帯鉄筋を配置した鉄筋コンクリート柱の限 界変位に関する一考察

大澤 章吾*1・井口 重信*1・杉田 清隆*1・築嶋 大輔*2

要旨:鉄道鉄筋コンクリートラーメン高架橋は、塑性ヒンジの発生が想定される箇所に帯鉄筋を密に配置して、耐震性能を高めている。しかし、最大耐力以降においては、軸方向鉄筋の座屈、かぶりコンクリートの 剥落とともに急激な耐力低下を生じる。一方、鉄筋コンクリート柱の軸方向鉄筋の内側に円形スパイラル状 の鋼材を配置した場合、このスパイラル鋼材に囲まれたコンクリートの損傷が軽微となり、耐力低下後に再 び一定の耐力を保持し、大きく変形性能が向上する。今回、この軸方向鉄筋の内側に円形スパイラル状の鋼 材を配置した鉄筋コンクリート柱の軸方向鉄筋の破断に伴う限界変位の評価手法について考察した。 キーワード:内巻き帯鉄筋、鉄筋コンクリート柱、変形性能、低サイクル疲労、一様伸び、破断伸び

1. はじめに

鉄道ラーメン高架橋においては、一般に柱部材の軸方 向鉄筋の外側に帯鉄筋を密に配置することで地震時変形 性能を高めている。これは、外側の帯鉄筋(以下,外巻 き帯鉄筋)でせん断耐力を確保するとともに、軸方向鉄 筋および内部のコンクリートを拘束するためである。し かし、外巻き帯鉄筋を密に配置した鉄筋コンクリート(以 下,RC)柱は、軸方向鉄筋の座屈により外巻き帯鉄筋の フックが外れ、内部のコンクリートの拘束が維持できな くなることで耐荷力が急激に低下してしまう¹⁾。

一方,外巻き帯鉄筋に加え,軸方向鉄筋の内側に円形 スパイラル状の鋼材(以下,内巻き帯鉄筋)を部材端か ら高さ1D付近(D:柱断面高さ)の間に配置することで, 変形性能を飛躍的に向上させる方法(以下,内巻きスパ イラル工法)が提案されている²⁾(図-1)。これは軸方 向鉄筋の座屈により,外巻き帯鉄筋のフックが外れた後 も内巻き帯鉄筋により拘束された内側のコンクリート

(以下, コアコンクリートという)により断面内の圧縮 抵抗が維持されることで,一定の耐力を保持できるから である(図-2)。また,既往の研究³⁾では,内巻き帯鉄 筋を一定量以上配置した場合,コアコンクリートの欠損 はほとんど発生せず,大変形領域において耐力を保持し 続けるという知見が示されている。そのため,コアコン クリートが損傷せず一定の耐力を保持する場合の変位の 限界点は,軸方向鉄筋が破断することで耐力が低下する 時点と考えられる。

軸方向鉄筋の破断については,正負水平交番載荷試験 時に低サイクル疲労に起因するものが多く確認されてい る。しかし,過去の地震では,このような破壊形式があ まり確認されておらず,その可能性も小さいという指摘 ⁴⁾もあるため,低サイクル疲労による軸方向鉄筋の破断







図-2 耐荷機構の変化

が生じず,コアコンクリートが損傷しない場合は,軸方 向鉄筋は引張伸びにより破断すると考えられる。

そのため、本論では、内巻き帯鉄筋を配置した RC 柱 の軸方向鉄筋が破断する時点の変位について、低サイク ル疲労による破断および引張伸びによる破断の2点から 評価することを試みた。

2. 低サイクル疲労破断時の変位の評価

2.1 評価方法

低サイクル疲労による軸方向鉄筋の破断については, 既往の研究⁵)により提案されている鉄筋単体での低サイ

*2 東日本旅客鉄道(株)構造技術センター課長(正会員)

試験体 No.	柱断面 寸法 (mm)	有効 高さ (mm)	せん断 スパン (mm)	軸方向鉄筋 (径×本数)	内巻き帯鉄筋 1D区間 (径@ピッチ)	外巻き帯鉄筋 1D区間 (径@ピッチ)	外巻き帯鉄筋 1D区間以外 (径@ピッチ)	軸方向 圧縮応力度 (N/mm ²)
S-3					φ6.2@10mm	D10@150mm	D10@00mm	
S-4				$D16 \times 16 \pm$	φ6.5@10mm	D10@150mm	Drowyonnin	
S-5	300×300	360	1000	10~104	φ6.2@10mm	D16@100mm	D16@70mm	1.0
S-6						D13@100mm	D13@70mm	
S-7				D13×16本		D10@150mm	D10@90mm	

表-1 試験体諸元

クル疲労破断回数評価式に,既往の研究^のにより提案されている曲率と軸方向鉄筋のひずみの関係式から求められる軸方向鉄筋のひずみ履歴を適用することで評価を行った。式(1)に低サイクル疲労の破断回数評価式を,式(2), (3)に曲率と軸方向鉄筋のひずみ関係式を示す。

$$N = \frac{1.5 \times 10^{-3} (\ell/r) + 1.0 \times 10^{-2}}{(\varepsilon_{\min} - \varepsilon_{\max})^2} + 1$$
(1)

ここで、N:破断までの繰り返し回数 ℓ :両端固定条件での座屈長さ r:鉄筋径 ε_{\min} :平均最小ひずみ ε_{\max} :平均最大ひずみ

$$\varepsilon_{rt} = \frac{\phi \cdot d}{1.2} \tag{2}$$

$$\varepsilon_{rc} = \frac{c - x}{d - x} \cdot \varepsilon_{rt} \tag{3}$$

- ここで、 ε_{rt} :引張鉄筋ひずみ ε_{rc} :圧縮鉄筋ひずみ

 - *d* : 断面有効高さ
 - x:コンクリート圧縮縁と中立軸の距離
 - c:かぶり

上記評価方法の内巻きスパイラル工法を用いた RC 柱 への適用については,以下のように考えた。

内巻きスパイラル工法を用いた RC 柱においては, 1D 区間に配置する外巻き帯鉄筋の定着を直角フックとし, かぶりコンクリートの剥落によって容易に外れるように しているため,軸方向鉄筋は 1D 区間でのみ座屈する²⁾。 実験で 1D 区間外のかぶりコンクリートの剥落が生じな いことから,鉄筋端部の境界条件は固定に近いものと考 え,計算に用いた鉄筋の座屈長さℓは 1D とした。また, 中立軸の距離の算定にあたっては,コアコンクリート内 のみ内巻き帯鉄筋の拘束効果を考慮した応カーひずみ曲 線を適用し,コアコンクリート内外の維ひずみは,平面 保持の仮定より中立軸からの距離に比例させている⁷⁾。 今回,上記の低サイクル疲労破断までの繰り返し回数



評価方法の内巻きスパイラル工法への適用性を,既往の 試験結果^のならびに今回新たに行った正負水平交番載荷 試験の結果を用いて検証した。

2.2 正負水平交番載荷試験

試験体の諸元を表-1に,試験体形状を図-3に示す。 試験体は、載荷装置へ固定するためのフーチングを有す る片持ち形式の柱部材とした。一般的な RC 柱の配筋方 法とは異なり、1D区間においては、外巻き帯鉄筋の定着 を直角フックとした。これは軸方向鉄筋の座屈長を長く することにより軸方向鉄筋座屈後の低サイクル疲労によ る鉄筋破断を生じにくくさせるためである。1D 区間以外 においてはせん断破壊を生じさせないだけの外巻き帯鉄 筋を配置し、曲げ破壊先行型の柱とした。コンクリート は一般的な鉄道 RC ラーメン高架橋の柱を想定して 26.4 ~37.1N/mm²の圧縮強度とした。軸方向鉄筋および外巻 き帯鉄筋には SD345 の異形鉄筋を,内巻き帯鉄筋には高 強度鉄筋を用いており, S-4 試験体は降伏点の規格が 490 N/mm²以上, それ以外の試験体には 1275 N/mm²以上を 用いた。なお、軸力は各試験体ともに軸方向圧縮応力度 σ_0 が 1.0 N/mm²となるように一定軸力を与えた。これは、 鉄道 RC ラーメン高架橋において常時状態の柱に発生す る σ_0 が一般に 1.0 N/mm²程度であることによる。

水平荷重の載荷パターンは、最外縁の軸方向鉄筋のひ ずみが降伏する時の変位を δ_y とした上で、正負1サイク ルずつ載荷した。 $1\delta_y$ 以降は δ_v の偶数倍の変位を基本に 試験状況を勘案しながら載荷した。なお、今回の正負水 平交番載荷試験における δ_y は、7.3~8.9mm 程度であった。

2.3 試験結果

載荷試験の結果,得られた荷重-載荷点変位曲線の例 を図-4 に示す。図-4 より,最大耐力を保持した後に 荷重が一旦減少するが,内巻き帯鉄筋の効果により10δ_y 以降は一定荷重を保持することが確認できる。その後, 16δ_y 正側載荷まで荷重を保持しながら変形が進み,16δ_y 負側載荷時に軸方向鉄筋が低サイクル疲労の影響によっ て破断して荷重が急激に低下したため実験を終了した。 また,各試験体について,実験終了後に内巻き帯鉄筋内 のコアコンクリートの損傷状況を確認したところ,軽微 な損傷は見られたもののコアコンクリートに断面の欠損 は見られなかった。

2.4 評価方法の検証

低サイクル疲労による軸方向鉄筋の破断時期と変位の 計算結果と実験結果の比較を表-2 に示す。表の破断時 期については、軸方向鉄筋が低サイクル疲労により破断 した時の載荷サイクルを示している。破断変位について は、破断時点で直前の載荷サイクルの最大変位を超えて いる場合は、直前の載荷サイクルの最大値としている。 また,各計算値は材料試験結果を反映した値としている。 なお、試験体 S-7 については、188_y正側載荷時に低サイ クル疲労により軸方向鉄筋1本が破断した後、試験装置 の限界まで、そのまま正側単調載荷を行ったため、負側 載荷時の破断時期を確認することができなかった。表-2より、内巻きスパイラル工法を用いた RC 柱の正負交 番載荷試験においても、式(1)、(2)、(3)を用いた計算結果 は実験結果を評価できている。

3. 引張伸び破断時の変位の評価

3.1 破断伸びの算定方法

鉄筋の引張特性は、その機械的性質の中でも基本的な 性質の一つであり、一般に引張時の破断伸びは、一様伸 びと局部伸びの和で求められる。JIS⁸においては延性の 尺度として伸びが用いられているが、これは静的引張試 験前後の標点間のひずみをパーセント表示したものであ り、一様伸びと局部伸びの両方を含んでいるため、標点 間距離を超える長さの鉄筋の変形性能を評価するには適 用が困難である。

一方,既往の研究⁹により,降伏比をパラメータとした一様伸びの算定式が提案されている。式(4)に一様伸びの算定式を示す。kについては,文献(9)では ε_uの下限値を求める係数として 0.4 が与えられている。しかし,実験データは鋼板の引張試験によるものがほとんどであり, 異形鉄筋に適用する際には kの値が変わる可能性がある。



表-2 軸方向鉄筋の破断時期と破断変位

	存	波断時期		破断変位 (mm)		
試験体 No	扎佑	実験		社告	実験	
110.	可异	Ē	負	可异	띧	負
S-3	16ðy	18δy	16ðy	123.3	142.9	130.3
S-4	18δ _y	18δ _y	18δ _y	128.2	128.3	137.0
S-5	16δ _y	16δ _y	16δ _y	121.2	122.1	122.0
S-6	18δ _y	18δ _y	18δ _y	121.7	137.0	134.6
S-7	20δ _y	18δ _y	-	135.9	121.8	_

$$\varepsilon_u = k \times (1 - Y_R)$$
 (4)
ここで、 $\varepsilon_u : - 様伸び$
 $Y_R : 降伏比$

また,局部伸びについては,既往の研究¹⁰により,塑 性変形の体積一定条件と断面収縮率を考慮し,一様伸び と標点間の局部伸びの和として破断伸びを与える式(5) が提案されている。ただし,断面収縮率には実験値が採 用されており,JIS⁸⁾にも規定値が定められていない。

$$\varepsilon_f = \varepsilon_u + \varepsilon_n \tag{5}$$

ここで,

$$\varepsilon_n = 1.5 \cdot \beta \cdot (1 - \varepsilon_u) \frac{\sqrt{A_0}}{L_0}$$
 $\alpha = \frac{\sqrt{1 - \varphi}}{1 - 0.5\varepsilon_u}, \quad \beta = \frac{2 - \alpha - \alpha^2}{1 + \alpha + \alpha^2}, \quad \varphi = \frac{A_0 - A_f}{A_0}$
 $\varepsilon_f: 破断伸び$
 $\varepsilon_n : 局部伸び$
 $A_0 : 平行部原断面積$
 $A_f: 破断面の面積$
 $L_0 : 標点間距離$
 $\varphi : 断面収縮率$

式(4), (5)を内巻きスパイラル工法を用いた RC 柱に適

用するためには、新たに異形鉄筋の一様伸びを算定する のに適用する k の値と異形鉄筋の局部伸び算定に用いる 断面収縮率 φ が必要となる。そこで、今回、異形鉄筋の 引張試験を行い、異形鉄筋 k および φ を求めた。

3.2 鉄筋引張試験

試験片の諸元を表-3に示す。鋼種は、SD345、SD390, SD490 の 3 種類とし、鉄筋径は D13, D16, D19, D29, D32, D35 の 6 種類とした。試験には、2000kN 引張・圧 縮試験を使用し, 掴み代は試験片の両端 200mm とした。 また, 試験片は掴み代以外を約 10mm 程度の間隔に罫書 き, 試験片が破断した後, これを測定することで各部に おける伸び量を求めた。また, 破断面の直交 2 方向の径 を測定し, その結果を用いて断面収縮率を求めた。

3.3 試験結果

試験結果を表-4 に示す。表より、一様伸びおよび断 面収縮率ともに鋼種および呼び径ごとに大きな違いはな いことがわかる。

3.4 破断伸び量の評価

降伏比と一様伸びの関係を図-5に示す。図-5には, 式(4)より,実験値の上限および下限となるようにkの値 を求めた計算値も併せて示す。実験値の上限は,kの値 が0.6の場合であり,実験値の下限はkの値が0.4の場合 である。また,実験値と計算値の残差二乗和が最小とな るkの値は0.47であるため,kの値を0.47と設定して一 様伸びを算出した。図-5には,kの値を0.47とした場 合の計算値も示している。

局部伸びの算定に必要な断面収縮率については, 鋼種 ごとの平均値を用いることとした。

上記の一様伸びと局部伸びの算出方法から得た破断時 伸び量の算出式を式(6)に示す。なお、降伏比の算出につ いては、JIS⁸⁾に規定されている降伏強度の下限値と引張 強度の下限値を用いた。

$$L_f = \varepsilon_u \cdot L + \varepsilon_n \cdot L_0$$

$$=\varepsilon_u \cdot L + 1.5 \cdot \beta \cdot (1 - \varepsilon_u) \sqrt{A_0} \tag{6}$$

$$\begin{aligned} z & z & \mathfrak{S}, \\ \varepsilon_u &= 0.47 \times (1 - Y_R) , \\ \alpha &= \frac{\sqrt{1 - \varphi}}{1 - 0.5\varepsilon_u} , \quad \beta &= \frac{2 - \alpha - \alpha^2}{1 + \alpha + \alpha^2} , \quad \varphi &= \frac{A_0 - A_f}{A_0} \end{aligned}$$

L_f: 破断伸び量

L:引張前の鉄筋長

引張試験により得られた破断時伸び量の実験値と式 (6)により求めた計算値を表-5に示す。また、今回得ら れた破断時伸び量の実験値と計算値の比較を図-6に示 す。図-6には、実験値/計算値が1となる直線も併せて

表-3 試験片諸元

種類の記号	鉄筋呼び径	本数	長さ (mm)
	16	3	800
SD345	19	3	700
50545	29	3	700
	32	3	700
	19	3	800
SD390	29	3	800
	32	3	800
SD490	13	1	800
55470	35	3	800

表-4 試験結果

	種類の 記号	鉄筋 呼び径	試験片 No.	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	一様伸び (%)	断面収縮率 (%)
			No.1	394.97	586.72	16.74	64.57
		16	No.2	393.27	585.69	14.29	59.30
			No.3	393.05	584.98	16.23	59.80
			No.1	375.80	588.08	16.09	61.86
		19	No.2	379.68	563.20	18.26	59.70
	CD245		No.3	380.20	593.11	14.71	63.46
	5D343	,	No.1	406.32	606.76	18.83	57.20
		29	No.2	403.41	606.09	16.58	57.36
			No.3	406.40	607.64	17.44	61.24
			No.1	368.40	581.29	15.44	58.80
		32	No.2	371.08	582.22	15.98	62.61
			No.3	371.61	582.78	15.31	55.93
			No.1	425.58	621.61	13.90	58.96
		19	No.2	418.72	619.13	14.10	55.99
			No.3	411.94	606.29	15.10	50.81
			No.1	434.65	637.00	14.03	50.53
	SD390	29	No.2	434.71	637.62	15.65	52.72
			No.3	435.09	637.48	13.96	54.44
			No.1	409.48	617.26	15.45	50.80
		32	No.2	407.96	616.10	13.90	47.02
			No.3	413.36	614.51	14.35	51.42
		13	No.1	595.58	756.94	8.89	63.01
	60400		No.1	511.72	680.34	14.51	51.22
	SD490	35	No.2	516.32	680.44	12.83	56.07
			No.3	516.23	679.73	13.38	50.76
30						SD345-D16	
		and the second					SD345-D19
	25 —						SD345-D29 SD345-D32
				Sec. 1			SD390-D19 SD390-D29
	20					→ ↓	SD390-D32
°			and the second		1.1.1		SD490-D35
モット	⊃15 — ±				×. *	<u></u>	-к=0.6 - k=0.4
型1	¥ 10				*		-k=0.47
	10						1. A.
	5					1.00	



70

80

90

示す。表-5、図-6より、計算値は実験値より過少評価 の傾向があるものの、実験値/計算値の平均値は1.11、変 動係数は8.05%であり、式(6)を用いることで異形鉄筋の 破断伸び量の算定は可能であるといえる。

3.5 引張伸び破断時の変位の評価方法

60

内巻きスパイラル工法を用いた RC 柱の場合,変形が

大きくなると、内巻き帯鉄筋より外側のコンクリートは 剥落し、コアコンクリートと軸方向鉄筋のみで軸力や水 平力を負担する耐荷機構へと変化する。また、既往の実 験結果⁷⁾から、コアコンクリートの損傷が軽微な場合、 大変形領域においては、1D区間が塑性ヒンジ長として変 形しているのではなく、コアコンクリートとフーチング の界面が目開きすることによって、コアコンクリートの 下端で回転することが確認されている。

そのため、内巻きスパイラル工法を用いた RC 柱の塑 性ヒンジ部は、下端で軸方向鉄筋の伸び分だけ回転する ものと考えられる。軸方向鉄筋の引張伸び破断時の回転 角の概念図を図-7 に示す。図-7 より、幾何学的に回 転角 θ は、式(7)で表される。

$$\theta = \frac{L_f}{(D+\Phi)/2 - c - x} \tag{7}$$

一方,通常の RC 柱における変位は,鉄道構造物等設 計標準・コンクリート構造物¹¹⁾により,塑性ヒンジ部以 外のく体変形による変位 δ_b ,塑性ヒンジ部の回転による 変位 δ_p ,軸方向鉄筋の伸出しのよる部材端部の回転によ る変位 δ_1 の和で算出される。今回,同様の考え方を用い て,引張伸び破断時の変位を式(8)により表すこととした。

$$\delta_k = \delta_{kb} + \delta_{kp} + \delta_{k1} \tag{8}$$

ここで、 δ_k :引張伸び破断時の変位 δ_{kb} :塑性ヒンジ部以外のく体変形による変位 δ_{kp} :塑性ヒンジ部の回転による変位 δ_{k1} :軸方向鉄筋の伸出しによる部材端部の回 転による変位

内巻きスパイラル工法を用いた RC 柱において、 δ_{kb} は 内巻き帯鉄筋を配置した 1D 区間以外の一般区間での変 位に相当し、外巻き帯鉄筋のみを配置した従来の RC 部 材の場合と同様と考えられる。また、 δ_{k1} については、既 往の研究^{12,13}により、軸方向鉄筋の伸出し量およびそれ に伴う回転変位は、最大耐力時以降、頭打ちまたは微減 する傾向にあることから、文献(11)における δ_{m1} と同様と した。 δ_{kp} については、式(7)で表される回転角 θ を、塑性 ヒンジ部の回転角 θ_{pk} の限界値として適用した。

3.6 引張伸び破断時の変位の評価方法の検証

式(6),(7),(8)により求めた引張伸び破断時の変位と正 負交番載荷試験による載荷点変位を比較することで,引 張伸び破断時の変位の評価方法を検証した。対象とした 試験体は S-7 である。これは,試験体 S-7 については, 18&,正側載荷時に低サイクル疲労により軸方向鉄筋1本 が破断した後,そのまま正側単調載荷を行い,耐荷力を 維持したまま試験装置の限界まで変位が計測されている ためである。ただし,実験では残りの軸方向鉄筋の伸び

表-5 破断時伸び量の比較

種類の	鉄筋	試験片	実験値	計算値	中齡は/計算は
記号	呼び径	No.	破断時伸	夫駛旭/計昇旭	
		No.1	75.67	63.18	1.20
	16	No.2	66.53	63.42	1.05
		No.3	72.66	63.31	1.15
		No.1	56.68	50.72	1.12
	19	No.2	61.46	50.36	1.22
SD245		No.3	53.53	50.77	1.05
5D545		No.1	67.03	55.46	1.21
	29	No.2	64.44	55.68	1.16
		No.3	66.01	55.22	1.20
	32	No.1	61.99	57.44	1.08
		No.2	65.43	57.18	1.14
		No.3	60.56	57.55	1.05
	19	No.1	65.39	63.07	1.04
		No.2	64.69	63.51	1.02
		No.3	65.81	63.57	1.04
		No.1	65.94	67.47	0.98
SD390	29	No.2	73.33	67.26	1.09
		No.3	68.51	67.52	1.01
		No.1	74.46	68.58	1.09
	32	No.2	68.54	69.40	0.99
		No.3	74.43	68.45	1.09
	13	No.1	42.10	44.56	0.94
SD400		No.1	70.74	55.16	1.28
51)490	35	No.2	65.89	55.09	1.20
		No.3	68.56	55.14	1.24





図-7 引張伸び破断時の概念図

破断には至っていない。

試験体 S-7 における荷重−載荷点変位曲線を図−8 に 示す。図−8 には、引張伸び破断時の変位の計算値も併 せて示す。なお、内巻きスパイラル工法を用いた RC 柱 においては、前述したように、1D 区間に配置する外巻き



帯鉄筋の定着を直角フックとし、1D 区間のかぶりコンク リートが剥落しやすいようにしているため、式(6)におけ る引張前の鉄筋長 L は 1D としている。また、計算値は 材料試験結果を反映した値としている。

図-8 より,引張伸び破断時の変位の計算値は 318.2mmとなり,試験体 S-7 の最大変位 299.5mm を上回 る結果となったが,実験の最大変位は計算値の 94%とな っており,引張伸び破断に近い状態だったと推察される。 また,実際の引張伸び破断時の変位がさらに大きくなっ た場合は計算値が安全側となることから,今後のさらな る検証が必要ではあるが,前述の 3.5 で示した評価方法 で求めた引張伸び破断時の変位を設計上の限界変位とし て適用できる可能性がある。

4. まとめ

内巻き帯鉄筋を配置した RC 柱の軸方向鉄筋が破断す る時点の変位について,低サイクル疲労による破断およ び引張伸びによる破断の2点から評価を行った。以下に, 今回の検討の結果,得られた知見を示す。

- (1) 内巻き帯鉄筋を配置した RC 柱部材において、軸方 向鉄筋の低サイクル疲労破断時の変位は、既往の研 究^{5),6)}を基に、座屈長を 1D に統一し、コアコンクリ ート内の応力-ひずみ曲線に内巻き帯鉄筋による 拘束効果を考慮することで、実験結果を妥当に評価 することが可能である。
- (2) 異形鉄筋の破断伸び量については、既往の研究^{9,10)} を基に、降伏比と一様伸びの関係式および塑性変形 の体積一定条件と断面収縮率を考慮した一様伸び と局部伸びの関係式を用いて、実験結果を妥当に評 価することが可能である。
- (3) 3.5 で示した引張伸び破断の変位の評価方法を,設計上の限界変位の評価方法として適用できる可能性があることが確認できた。

参考文献

- 中山弥須夫,石橋忠良,鎌田則夫,鬼柳雄一:帯鉄 筋を密に配置した RC 柱の変形性能,コンクリート 工学年次論文報告集, Vol.19, No.2, pp.783-788, 1997.7
- 2) 菅野貴浩,石橋忠良,木野淳一,小林薫:軸方向鉄筋の内側に円形帯鉄筋を配置した鉄筋コンクリート柱の地震時変形性能,コンクリート工学論文集, Vol.20, No.2, 2009.5
- 石橋忠良,菅野貴浩,木野淳一,小林薫,小原和宏: 軸方向鉄筋の内側に円形帯鉄筋を配置した鉄筋コ ンクリート柱の正負交番載荷実験,土木学会論文集, No.795/V-68, pp.95-110, 2005.8
- 日本コンクリート工学協会:「塑性域の繰り返し劣 化性状」に関するシンポジウム委員会報告, p.108, 1988.8
- 5) 土木学会コンクリート技術シリーズ48:コンクリー ト構造物の耐震性能照査技術-現状と将来展望-, pp.36-37, 2002.12
- 6) 瀧口将志,大塚久哲,池永貴史:RC部材の軸方向 鉄筋低サイクル疲労破断評価に用いる曲率-鉄筋 ひずみ関係,土木学会第 68 回年次学術講演会講演 概要集,V-096, pp.191-192, 2013.9
- 7) 山田章史,築嶋大輔,井口重信:軸方向鉄筋の内側 に円形帯鉄筋を配置した鉄筋コンクリート柱の耐 力に関する一考察,コンクリート工学年次論文集, Vol.36, No.2, pp.127-132, 2014.7
- (財)日本規格協会: JIS G 3112:2010 鉄筋コンク リート用棒鋼
- 9) 鈴木博之,堀川浩甫:構造用鋼材の一様伸びに関する二,三の考察,構造工学論文集,Vol.38A, pp.979-987, 1992.3
- 岩田善裕,石原直,向井昭義,西山功,青木博文: 鋼材の素材引張試験における一様伸びと破断伸び の関係,日本建築学会構造系論文集, Vol.78, No.683, pp.223-232, 2013.1
- 11) (財)鉄道総合技術研究所:鉄道構造物等設計標 準・同解説 コンクリート構造物,丸善,2004.4
- 渡邉忠朋,谷村幸裕,瀧口将志,佐藤勉:鉄筋コン クリート部材の損傷状況を考慮した変形性能算定 手法,土木学会論文集,No.683/V-52, pp.31-45, 2001.8
- 13) 菅野貴浩,木野淳一:円形帯鉄筋を軸方向鉄筋内側 に配置した RC 柱の交番載荷試験時における軸方向 鉄筋伸び出し挙動,土木学会第 58 回年次学術講演 会講演概要集,V-365, pp.729-730, 2003.9