

矩形帯鉄筋を軸方向鉄筋の内側に配置した鉄筋コンクリート柱の正負水平交番載荷実験

石橋 忠良¹・小原 和宏²・菅野 貴浩³・小林 薫⁴・木野 淳一⁵

¹フェロー会員 工博 東日本旅客鉄道株式会社 建設工事業部 構造技術センター 所長
(〒151-8578 東京都渋谷区代々木 2-2-2)

²正会員 東日本旅客鉄道株式会社 東京工事業務所 東北 副課長
(〒151-8512 東京都渋谷区代々木 2-2-6)

³正会員 工修 東日本旅客鉄道株式会社 建設工事業部 構造技術センター 副課長
(〒151-8578 東京都渋谷区代々木 2-2-2)

⁴正会員 工博 東日本旅客鉄道株式会社 研究開発センター フロンティアサービス研究所 副課長
(〒331-8513 埼玉県さいたま市日進町 2-0)

⁵正会員 工修 東日本旅客鉄道株式会社 建設工事業部 構造技術センター
(〒151-8578 東京都渋谷区代々木 2-2-2)

鉄筋コンクリート柱の帯鉄筋は、地震時に塑性ヒンジとなる区間(柱の根元区間)に、軸方向鉄筋を取り囲むように一般に配置している。大地震に対応するために必要となる変形性能を保証するためには、多くの帯鉄筋を配置する必要がある。しかし、鉄筋コンクリート柱部材が大変形の繰り返し載荷を受けると、かぶりコンクリートの剥落以後で鉄筋コンクリート柱部材の耐力が急激に低下する傾向にある。本研究は、鉄筋コンクリート柱部材の柱基部付近に軸方向鉄筋の内側に矩形帯鉄筋を配置し、大変形においても急激な耐力低下を防止することを目指したものである。この配筋をした柱の正負水平交番載荷実験結果から、部材の変形性能と損傷程度について報告する。

Key Words : seismic resistant method, reversal cyclic loading, reinforced concrete column

1. はじめに

鉄筋コンクリート(以下「RC」という)の橋脚や柱部材の耐震性能を向上させるためには、降伏後の変形能力を向上させることが重要である。その目的でRC柱は塑性ヒンジとなる区間(柱の根元区間)等に、多くの帯鉄筋を軸方向鉄筋を取り囲むように配置している¹⁾。しかし、RC柱部材が大変形の繰り返し載荷を受けると、 δ_u (降伏荷重を下回らない最大載荷点変位)以降RC柱部材の耐力が急激に低下する傾向にある。そこで、鉄道用ラーメン高架橋のRC柱部材を対象とした、降伏時の載荷点変位の10倍以上の大変形においても急激な耐力低下の生じない帯鉄筋の配筋方法の開発に取り組んできた²⁾。これは、 δ_u 以降の耐力低下を緩やかとすることで、 δ_u 以降の性能も設計上考慮可能とすることを目指したものである。

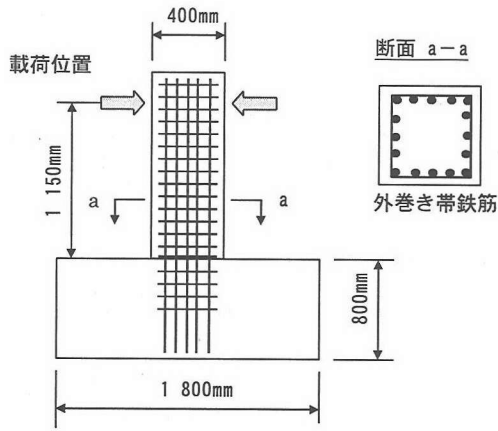
著者らは、軸方向鉄筋の内側に矩形帯鉄筋を配置することで、RC脚柱が大きな変形性能を示すことを見出した。本文では、軸方向鉄筋の外側に配置した外巻き帯鉄筋(以下外巻き帯鉄筋という)、軸方向鉄筋の内側に配置した内巻き帯鉄筋(以下内巻き帯

鉄筋という)、軸方向鉄筋の外側と内側の両方に配置した帯鉄筋について、これらの配筋を用いた柱脚模型の正負水平交番載荷実験を行ったのでその結果について報告する。

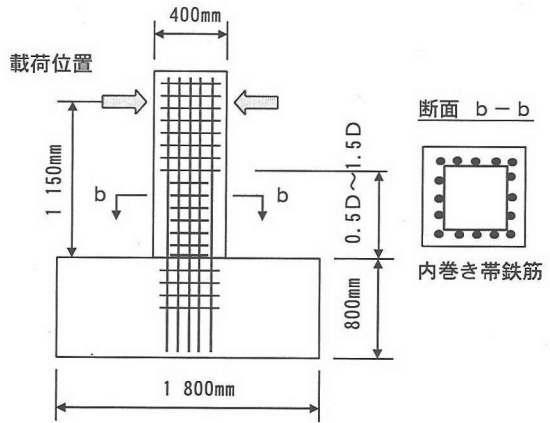
2. 実験概要

(1) 供試体形状および諸元

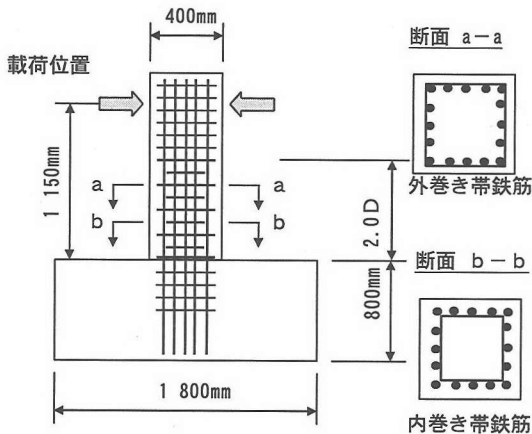
供試体諸元を表-1に示す。供試体形状と断面図を図-1に示す。供試体は、実物のラーメン高架橋の約1/2スケールである。断面寸法、有効高さ、せん断スパン比、軸方向鉄筋量は全供試体共通とした。着目した供試体のパラメータは、内巻き帯鉄筋の範囲(柱基部から0.5D~2.0D(Dは柱断面高さ)区間に配置した)、内巻き帯鉄筋比($p_{wi}=A_{si}/b/s_i$,ここに A_{si} :内巻き帯鉄筋の断面積、 b :柱断面幅、 s_i :内巻き帯鉄筋のピッチ)、および外巻き帯鉄筋比($p_{wo}=A_{so}/b/s_o$,ここに A_{so} :外巻き帯鉄筋の断面積、 b :柱断面幅、 s_o :外巻き帯鉄筋のピッチ)である。供試体の特徴を以下に述べる。



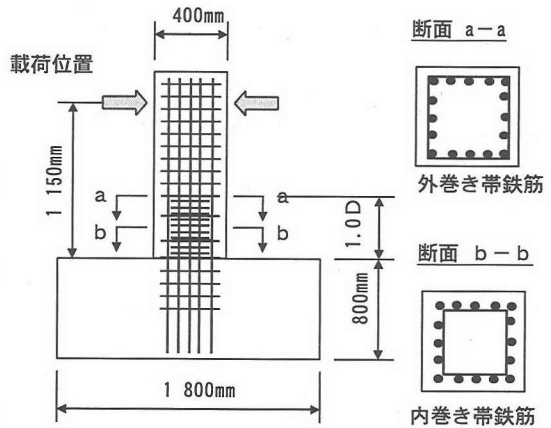
(a) Aシリーズ (全外巻き帯鉄筋)



(b) Bシリーズ (全内巻き帯鉄筋)



(c) Cシリーズ (内巻き外巻き帯鉄筋)



(d) Dシリーズ (内巻き帯鉄筋を密に配置した
内巻き外巻き帯鉄筋)

図一 1 供試体形状と断面図

A 1 供試体は、全外巻き帯鉄筋で、D13-1 組、60mm ピッチ、外巻き帯鉄筋比 $p_{wo}=1.06\%$ の基準の供試体である。A 1 供試体では、外巻き帯鉄筋の端部を鋭角フックとした。

供試体 B 1 ~ B 3 は、内巻き帯鉄筋の配置範囲の影響を検討するための供試体である。内巻き帯鉄筋比を供試体 A 1 の外巻き帯鉄筋比と同じにして、内巻き帯鉄筋の範囲を変化させた。柱基部から内巻き帯鉄筋の範囲を 0.5D (供試体 B 1)、1.0D (供試体 B 2)、1.5D (供試体 B 3) の 3 種類とし、この区間は全て内巻き帯鉄筋とした。内巻き帯鉄筋の区間以外では、外巻き帯鉄筋を D13-1 組、60mm ピッチに配置した (耐力比 (せん断耐力/曲げ耐力をいう) 1.58 相当)。供試体 B 1 ~ B 3 では、外巻き帯鉄筋および内巻き帯鉄筋をともに鋭角フックとした。

供試体 C 1 ~ C 4 は、柱基部から 2.0D 区間に内

巻き帯鉄筋と外巻き帯鉄筋を配置し、内巻き帯鉄筋比、外巻き帯鉄筋比を変化させた。供試体 C 1 ~ C 3 は、内巻き帯鉄筋と外巻き帯鉄筋を互い違いに配置した。供試体 C 4 の外巻き帯鉄筋は内巻き帯鉄筋と重なるように配置した。供試体 C 1 は内巻き帯鉄筋と外巻き帯鉄筋の鉄筋比を同じにし、内巻き帯鉄筋比と外巻き帯鉄筋比の合計で基準の供試体 A 1 と同じ帯鉄筋比 ($p_{wa}=1.06\%$ 、ここに p_{wa} ; 内巻き帯鉄筋比と外巻き帯鉄筋比の合計) とした。供試体 C 2 は供試体 C 1 に比べ、内巻き帯鉄筋は同じ鉄筋比とし外巻き帯鉄筋比を 1/2 にした。供試体 C 3 は供試体 C 1 に比べ、内巻き帯鉄筋比を 1/2 とし外巻き帯鉄筋比も 1/2 にした。供試体 C 4 は、外巻き帯鉄筋と同じ位置に内巻き帯鉄筋を配置した。内巻き帯鉄筋の鉄筋比と外巻き帯鉄筋比を供試体 C 2 とほぼ同じにし、帯鉄筋径を小さくし、供試体 C 2

表-1 供試体諸元

10.5	断面寸法 B×H (mm)	有効高 d (mm)	せん断 スパン比 a/d	軸方向鉄筋		帯鉄筋						軸方向圧縮 応力度 σ'_{no} (N/mm ²)	
				(径)×(本)	軸方向 鉄筋比 (%)	フーチング～内巻き区間の帯鉄筋				内巻き区間以外の帯鉄筋			
						内巻き区間	内巻き帯鉄筋 (径)×(組)×(間隔) (ピッチ:mm)	帯鉄筋比 pw1 (%)	外巻き帯鉄筋 (径)×(組)×(間隔) (ピッチ:mm)	帯鉄筋 比 pw2 (%)	外巻き帯鉄筋 (径)×(組)×(間隔) (ピッチ:mm)		帯鉄筋比 pw3 (%)
A1	400×400	360	3.19	D19×16	2.87	0.5D区間内巻き	D13-1ctc60	1.06			D13-1ctc60	1.06	0.98
B1						1.0D区間内巻き	D13-1ctc60	1.06			D13-1ctc60	1.06	
B2						1.5D区間内巻き	D13-1ctc60	1.06			D13-1ctc60	1.06	
B3						2.0D区間内巻き	D13-1ctc120	0.53	D13-1ctc120	0.53	D13-1ctc100	0.63	
C1						2.0D区間内巻き	D13-1ctc120	0.53	D13-1ctc240	0.26	D13-1ctc100	0.63	
C2						2.0D区間内巻き	D13-1ctc240	0.26	D13-1ctc240	0.26	D13-1ctc100	0.63	
C3						2.0D区間内巻き	D10-1ctc60	0.59	D10-1ctc120	0.30	D13-1ctc100	0.63	
C4						1.0D区間内巻き	φ6-1ctc24	0.59	D13-1ctc200	0.32	D13-1ctc90	0.70	
D1						1.0D区間内巻き	φ6-1ctc10	1.41	D13-1ctc200	0.32	D13-1ctc90	0.70	
D2													

表-2 材料試験結果

試験体 No.	コンクリート強度(N/mm ²)		軸方向鉄筋(D19)			帯鉄筋(D13)			帯鉄筋(φ6)		
	柱	フーチング	降伏強度 fsyk (N/mm2)	降伏ひずみ εy (μ)	ヤング係数 Es (N/mm2)	降伏強度 fsyk (N/mm2)	降伏ひずみ εy (μ)	ヤング係数 Es (N/mm2)	降伏強度 fsyk (N/mm2)	降伏ひずみ εy (μ)	ヤング係数 Es (N/mm2)
A1	19.4	19.4	380	2064	1.84×10 ⁵	355	1886	1.88×10 ⁵			
B1	31.9	36.4	389	2107	1.85×10 ⁵	358	1983	1.80×10 ⁵			
B2	36.7	42.1	389	2107	1.85×10 ⁵	358	1983	1.80×10 ⁵			
B3	37.7	44.2	389	2107	1.85×10 ⁵	358	1983	1.80×10 ⁵			
C1	37.5	37.5	358	1947	1.84×10 ⁵	369	2021	1.83×10 ⁵			
C2	36.0	36.0	358	1947	1.84×10 ⁵	369	2021	1.83×10 ⁵			
C3	41.2	41.2	358	1947	1.84×10 ⁵	369	2021	1.83×10 ⁵			
C4	27.3	27.3	412	2100	1.96×10 ⁵	381	2085	1.83×10 ⁵	※381	※2126	※1.79×10 ⁵
D1	50.3	50.3	395	2005	1.97×10 ⁵	382	1980	1.93×10 ⁵	286	1343	2.13×10 ⁵
D2	53.4	53.4	395	2005	1.97×10 ⁵	382	1980	1.93×10 ⁵	286	1343	2.13×10 ⁵

※の値は、D10の値を示す。

と比べ内巻き帯鉄筋と外巻き帯鉄筋のピッチを小さくした。内巻き帯鉄筋と外巻き帯鉄筋の併用区間以外は外巻き帯鉄筋をD13-1組、100mmピッチに配置した(耐力比1.13相当)。供試体C1～C4では、外巻き帯鉄筋の定着は鋭角フックとし、内巻き帯鉄筋はフレア溶接とした。

供試体D1、D2は、内巻き帯鉄筋比が変形性能に及ぼす影響を検討するための供試体である。柱基部から1.0D区間に内巻き帯鉄筋を配置したもので、内巻き帯鉄筋はφ6mmの丸鋼棒を用い端部を鋭角フックとした。供試体D1は、内巻き帯鉄筋を24mmピッチで配置し、内巻き帯鉄筋比を0.59%とした。供試体D2は内巻き帯鉄筋を10mmピッチで配置し、内巻き帯鉄筋比を1.41%とした。供試体D1、D2ともに、外巻き帯鉄筋は、内巻き帯鉄筋があるため鋭角フックは施工できないので、直角フックとして、D13の外巻き帯鉄筋を柱基部から100mm、300mm、500mmの位置に配置した(耐力比0.79相当)。内巻き帯鉄筋の配置範囲以外では外巻き帯鉄筋をD13-1組、90mmピッチに配置し(耐力比1.21相当)端部を鋭角フックとした。

使用材料の実験時の材料強度を表-2に示す。コ

ンクリートの配合は、設計基準強度 $f_{ck}=27\text{N/mm}^2$ とし、早強セメントを使用し、供試体A1～C4までの粗骨材の最大寸法を20mmとし、供試体D1、D2の粗骨材の最大寸法は13mmとした。鉄筋はSD345を用いており、各鉄筋種別毎に引張強度試験を行い、降伏強度、ひずみを計測し、ヤング係数および降伏ひずみを求めた。

供試体は、A1、B1～B3、C1～C3、C4、D1～D2毎に異なる時期に製作している。製作を依頼した工場が、打設数量の比較的少ない配合に不慣れであったため、製作時期の違いによりコンクリート強度の差が生じたと思われる。

(2)計測概要

正負水平交番載荷実験時における各供試体の計測項目は、ワイヤーストレインゲージによる軸方向鉄筋・帯鉄筋のひずみ、変位計によるフーチングから載荷点変位までの各高さでの載荷点変位、および載荷荷重である。

(3)交番載荷実験概要

正負水平交番載荷実験状況を図-2に示す。正負

表-3 実験値と計算値

試験体 No.	実験値			計算値			比較		
	降伏荷重 P_y (kN)	最大荷重 P_{max} (kN)	降伏変位 δ_y (mm)	降伏荷重 P_{yc} (kN)	最大荷重 P_{maxc} (kN)	降伏変位 δ_{yc} (mm)	P_y/P_{yc}	P_{max}/P_{maxc}	δ_y/δ_{yc}
A1	219	273	6.5	198	245	5.8	1.1	1.11	1.1
B1	239	310	6.7	210	267	5.9	1.1	1.16	1.1
B2	243	303	6.9	212	271	5.9	1.1	1.12	1.2
B3	242	302	7.0	213	272	5.8	1.1	1.11	1.2
C1	226	288	4.9	197	256	4.9	1.1	1.13	1.0
C2	220	279	4.7	197	254	4.6	1.1	1.10	1.0
C3	229	275	4.9	199	257	4.5	1.1	1.07	1.1
C4	244	292	6.4	218	274	4.5	1.1	1.07	1.4
D1	243	308	6.3	221	282	4.8	1.1	1.09	1.3
D2	230	310	5.4	222	283	4.8	1.0	1.09	1.1

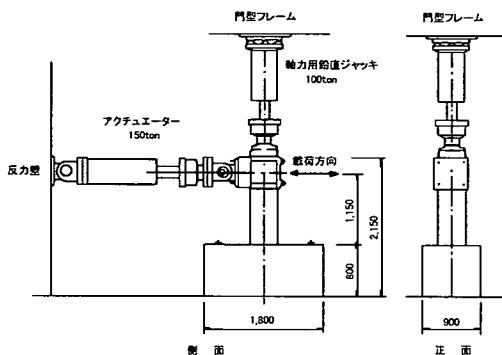


図-2 正負水平交番載荷実験

水平交番載荷実験は、供試体のフーチング部を4本のPC鋼棒で反力床に固定し、柱頭部に鉛直ジャッキで所定の軸力(軸方向圧縮応力度 $\sigma_0=0.98\text{N}/\text{mm}^2$)を一定載荷として、載荷点のアクチュエーターで静的に正負水平交番載荷を行った。

正負水平交番載荷時の降伏変位 δ_y は、柱の最外縁の軸方向鉄筋ひずみが材料の試験結果から定まる降伏ひずみに達したときの変位とした。1 δ_y までは、ひび割れ発生まで4.9 kN、その後は9.8kNきざみで荷重制御し、2 δ_y 以降は、降伏変位(δ_y)の整数倍の変位毎に変位制御で正負水平交番載荷を行った。

供試体A1からC4までの載荷パターンは、1 δ_y 終了後、2 δ_y 、3 δ_y ……と降伏変位の整数倍をそれぞれ1サイクルずつ載荷を行った。供試体D1とD2は、2 δ_y 以降、4 δ_y 、6 δ_y ……と降伏変位の偶数倍をそれぞれ1サイクルずつ載荷を行った。

当初、降伏変位(δ_y)の整数倍の載荷を行っていたが、大変形領域を対象とした正負水平交番載荷実験では繰返し回数が多くなり過ぎ、軸方向鉄筋が低サイクル疲労により破断することがあるため、構造物としての変形性能および損傷状態を評価すること

を目的として、降伏変位(δ_y)の偶数倍の載荷を行うこととした。載荷点の載荷速度は1 mm/secとし、1サイクルが120秒未満となる場合はひび割れの記録を考慮して120秒となるように載荷を行った。実験は、軸方向鉄筋の破断、または実験機器の能力(載荷点変位の限界)まで実験を行った。

3. 実験結果と考察

(1) 降伏荷重・最大荷重

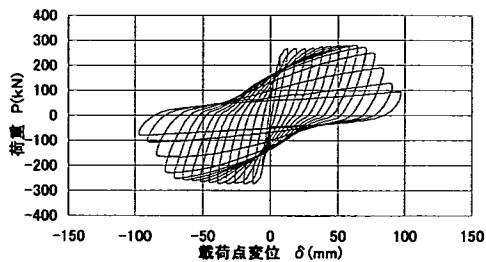
実験から得られた降伏荷重(P_y)および最大荷重(P_{max})を表-3の実験値の欄に示す。

実験値の降伏荷重(P_y)は、供試体が降伏変位に達した時の荷重に、軸力と変位による2次モーメントを柱高さで除した値を、2次モーメントの換算水平力として加えたものである。また、実験値の最大荷重(P_{max})は実験から得られた荷重の最大値に軸力と変位による2次モーメントの換算水平力を加えた値である。なお、 P_y 、 P_{max} ともに、正負それぞれで得られた荷重を平均した値とした。表-3には、計算から求めた降伏荷重(P_{yc})、最大荷重(P_{maxc})を計算値の欄に合わせて示す。ここで、降伏荷重、最大荷重の計算値 P_{yc} 、 P_{maxc} は、表-2に示す鉄筋およびコンクリートの材料試験値を用い鉄道構造物等設計標準・コンクリート構造物³⁾に基づき計算した。なお、最大荷重の計算においては、コンクリートの終局ひずみを0.0035として求めた。

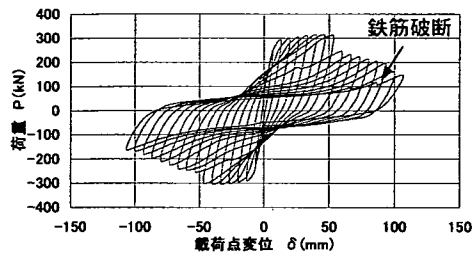
(2) 荷重-載荷点変位関係

正負水平交番載荷実験から得られた荷重-載荷点変位曲線を図-3(a)~(j)に示す。ここでの荷重はアクチュエータの水平力に軸力と変位による2次モーメントの換算水平力を加えた値である。処女載荷側は荷重-載荷点変位とも負側となっている。

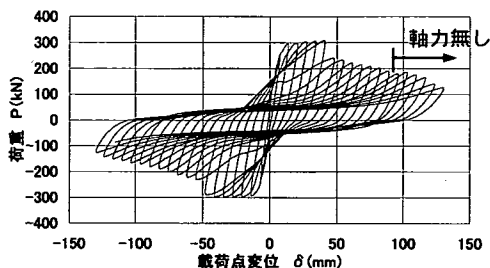
正負水平交番載荷実験中に、供試体B1は16 δ_y 、供試体C3は15 δ_y 、D1は20 δ_y 、D2は22 δ_y



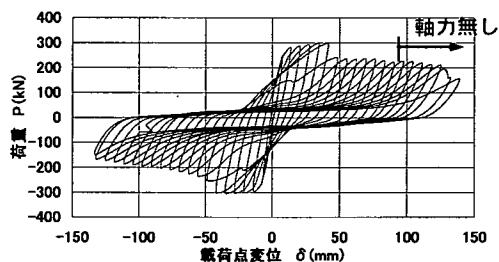
(a) A 1



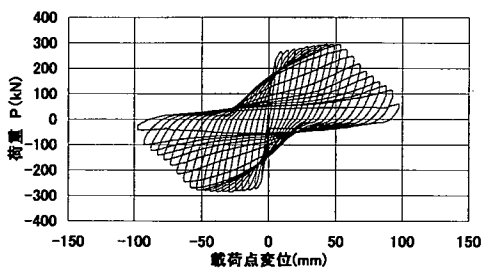
(b) B 1



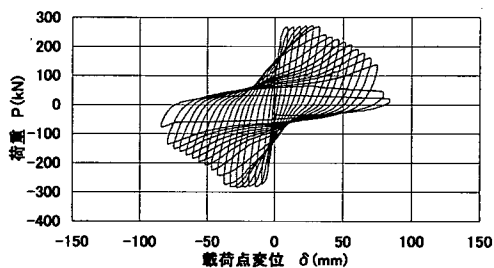
(c) B 2



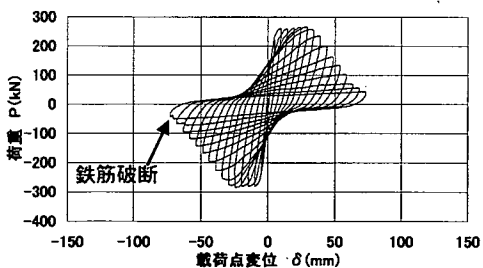
(d) B 3



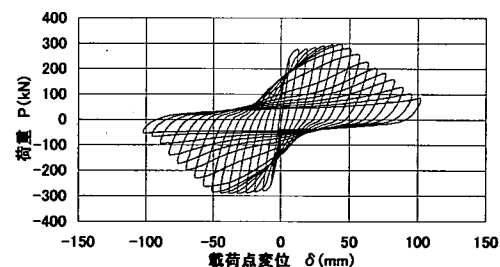
(e) C 1



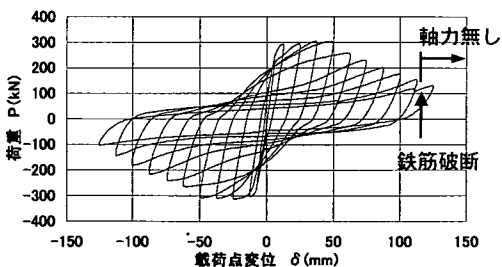
(f) C 2



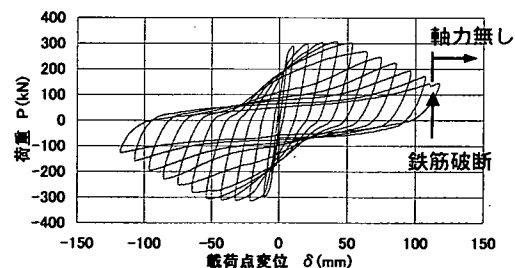
(g) C 3



(h) C 4



(i) D 1



(j) D 2

图-3 荷重-載荷点変位曲線

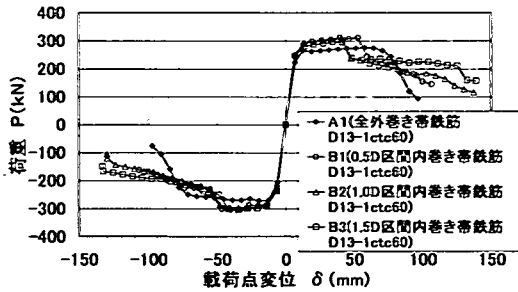


図-4 荷重-載荷点変位曲線の包絡線
(外巻き帯鉄筋と内巻き帯鉄筋の配置範囲の影響)

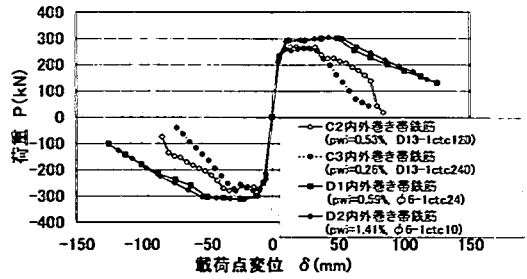


図-5 荷重-載荷点変位曲線の包絡線
(内巻き帯鉄筋比の影響)

の荷重中に鉄筋が破断した。また、供試体 B 2, B 3, D 1, D 2 においては、鉛直ジャッキの水平移動の能力を超えたため、供試体 B 2 は $15\delta_y$ から、供試体 B 3 は $14\delta_y$ から、供試体 D 1 は $20\delta_y$ を、供試体 D 2 は $22\delta_y$ を、軸力を除荷して正負水平交番荷重を実施した。

以下にパラメータ毎に、荷重-載荷点変位関係に関する特徴を述べる。ここで、供試体の製作時期の違いにより供試体のコンクリート強度の差が見られるが、既往の研究^{4),5)}より荷重-載荷点変位曲線の包絡線の形状にコンクリート強度が与える影響は小さいと言えるので、実験結果は生データで整理し、比較を行った。

a) 外巻き帯鉄筋と内巻き帯鉄筋および配置範囲の影響

RC 柱部材の荷重-載荷点変位曲線に与える内巻き帯鉄筋と外巻き帯鉄筋の影響の検討を行う。対象の供試体は、全外巻き帯鉄筋とした基準供試体 A 1 と全内巻き帯鉄筋とし、その配置範囲を 0.5D から 1.5D に変化させた 3 体の供試体 (B 1, B 2, B 3) である。供試体 A 1 の外巻き帯鉄筋と供試体 B 1 ~ B 3 の内巻き帯鉄筋の帯鉄筋比は 1.06% に合わせた。4 体の供試体 (A 1, B 1, B 2, B 3) の荷重-載荷点変位曲線の包絡線 (以下包絡線という) を図-4 に示す。

全外巻き帯鉄筋とした基準供試体 A 1 は、 $11\delta_y$ (約 72mm) までの大変形に対しても十分な耐力を維持しているが、 $12\delta_y$ (約 78mm) 以降では急激な耐力低下がみられる。この急激な耐力低下時には、軸方向鉄筋のはらみ出しにより外巻き帯鉄筋のフックが外れ内部コンクリートにくさび状の損傷が見られた。

一方、内巻き帯鉄筋を配置した供試体 (B 1, B 2, B 3) は、 $6\sim 8\delta_y$ (約 40~56mm) にかぶりコンクリートの剥落による耐力低下が見られる。これは軸方向鉄筋のはらみ出しによりかぶりコンクリートの剥落があったためである。それ以降は幾分か

の低下はあるが急激な耐力低下はみられない。内巻き帯鉄筋で囲まれた内部コンクリートには斜めひび割れが入らず、曲げひび割れのみが生じた。曲げひび割れは生じるが内巻き帯鉄筋に囲まれたコンクリートの損傷は正負水平交番荷重によってあまり進展しない。また、供試体 B 3 は供試体 B 1 より内巻き帯鉄筋範囲が広く、外巻き帯鉄筋で拘束していない範囲が広い。供試体 B 3 は供試体 B 1 よりもかぶりコンクリートの剥落が早期に発生している。しかし、内巻き帯鉄筋範囲が大きい供試体 B 3 のほうが、小さい供試体 B 1 に比べかぶりコンクリートの剥落後の荷重低下が緩やかである。また、図-3の(b)~(d)から外巻き帯鉄筋のない内巻き帯鉄筋の範囲を増やすにつれて履歴性状は、スリップ型となりエネルギー吸収が乏しい形になることがわかる。

b) 外巻き帯鉄筋比を同じにし、内巻き帯鉄筋比(ピッチ)を変えた影響

外巻き帯鉄筋と内巻き帯鉄筋を併用した場合の検討を行う。外巻き帯鉄筋比を同じにし、内巻き帯鉄筋比を変化させた RC 柱部材の包絡線について記す。(内巻き帯鉄筋のピッチが大きい場合)

対象供試体は、外巻き帯鉄筋の鉄筋比($p_{wo}=0.26\%$, D13-1ctc240)を同じにした供試体 C 2 と C 3 である。供試体 C 2 は内巻き帯鉄筋の配置を D13-1ctc120 ($p_{wi}=0.53\%$)としたもので、供試体 C 3 は内巻き帯鉄筋の配置を D13-1ctc240 ($p_{wi}=0.26\%$)としたものである。

供試体 C 2, C 3 の荷重-載荷点変位曲線の包絡線を図-5 に示す。

供試体 C 2, C 3 とともに、内巻き帯鉄筋間に貫通した斜めひび割れがくさび状に発生し、いずれも比較的急激な荷重低下を示した。なお、内巻き帯鉄筋比が多い供試体 C 2 の方が荷重の低下が幾分緩やかである。また、最大荷重付近を維持する載荷点変位量については、ほぼ同様の値を示した。内巻き帯鉄筋のピッチが 120~240mm と大きい場合は、内巻き帯鉄筋比が大きい方が最大荷重以降の荷重低下が

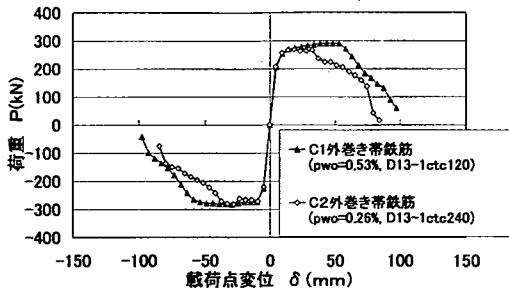


図-6 荷重-載荷点変位曲線の包絡線
(外巻き帯鉄筋比の影響)

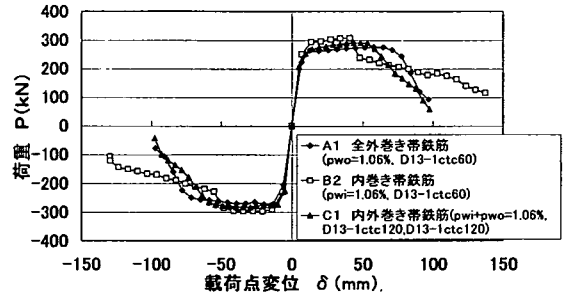


図-7 荷重-載荷点変位曲線の包絡線
(帯鉄筋の外巻き, 内巻き, 内外巻きの影響)

幾分少ないものの、荷重低下は比較的急である。

(内巻き帯鉄筋のピッチが小さい場合)

対象供試体は、外巻き帯鉄筋の鉄筋比($p_{wo}=0.32\%$, D13-1ctc200)を同じにし、内巻き帯鉄筋を $\phi 6$ -1ctc24($p_{wi}=0.59\%$)とした供試体D1と、内巻き帯鉄筋を $\phi 6$ -1ctc10($p_{wi}=1.41\%$)とした供試体D2である。

供試体(D1, D2)の荷重-載荷点変位曲線の包絡線を図-5に示す。

供試体D1, D2ともに、内巻き帯鉄筋で囲まれた内部コンクリートに斜めひび割れは生じず、最大荷重以降の荷重低下は緩やかで、荷重-載荷点変位曲線に顕著な差は見られなかった。内巻き帯鉄筋のピッチが24mm以下と小さい場合は、最大荷重以降の荷重低下は緩やかで、内巻き帯鉄筋比の大小による荷重低下の割合に有意差は見られない。

c) 内巻き帯鉄筋比を同じにし、外巻き帯鉄筋比を変えた影響

内巻き帯鉄筋比を同じにし、外巻き帯鉄筋比を変化させると荷重-載荷点変位曲線にどう影響するかを検討を行う。対象供試体は、内巻き帯鉄筋の鉄筋比($p_{wi}=0.53\%$, D13-1ctc120)を同じにした供試体C1とC2である。供試体C1は外巻き帯鉄筋の配置をD13-1ctc120($p_{wo}=0.53\%$)としたもので、供試体C2は外巻き帯鉄筋の配置をD13-1ctc240($p_{wo}=0.26\%$)としたものである。2体の供試体(C1, C2)の包絡線を図-6に示す。

包絡線の比較から、外巻き帯鉄筋比が多い供試体C1では最大荷重付近を維持する載荷点変位が大きい。

d) 帯鉄筋の外巻き, 内巻き, 内外巻きの影響

帯鉄筋を外巻き, 内巻き, 内外巻きと混在した場合、RC柱部材の包絡線にどう影響するかを検討を行う。3体の供試体は、全帯鉄筋比をほぼ同じにしたものである。供試体A1はD13を60mmピッチで軸方向鉄筋の外側に全高さに配置したもので、供試体B2は60mmピッチで軸方向鉄筋の内側に1D区間配置したもので、供試体C1はD13を60mmピ

ッチで軸方向鉄筋の内側外側に互い違いに配置したものである。3体の供試体(A1, B2, C1)の包絡線を図-7に示す。

包絡線の比較からは、供試体A1の外巻き帯鉄筋のみとした柱では最大荷重付近を維持する載荷点変位は大きい、それ以降は荷重の低下が他の供試体に比べ大きい。供試体B2の内巻き帯鉄筋のみの柱では最大荷重付近を維持する載荷点変位は小さい、それ以降は荷重の低下割合が他の供試体に比べ小さい。供試体C1の内外巻き帯鉄筋柱では最大荷重付近を維持する載荷点変位および最大荷重以降の耐力低下の割合は、前2者の供試体の中間的傾向にある。

以上の結果から、最大荷重付近を維持するためには、外巻き帯鉄筋が有効であり、大変形領域での荷重の緩やかな低下を図るには内巻き帯鉄筋が有効であることがわかる。

(3) 供試体損傷状況

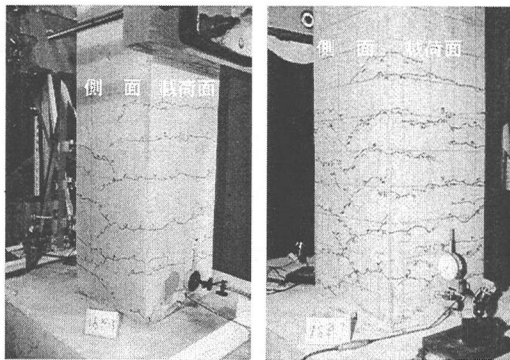
正負水平交番載荷時に発生した供試体損傷状況について代表的な4体について述べる。4体の供試体は帯鉄筋比がほぼ同じで、帯鉄筋を軸方向鉄筋の外側に配置した供試体A1, 帯鉄筋を軸方向鉄筋の内側に1D配置した供試体B2, 帯鉄筋を内側と外側に互い違いに配置した供試体C1, そして外側に帯鉄筋を内側にピッチが小さい帯鉄筋を配置した供試体D1である。

a) 降伏変位時

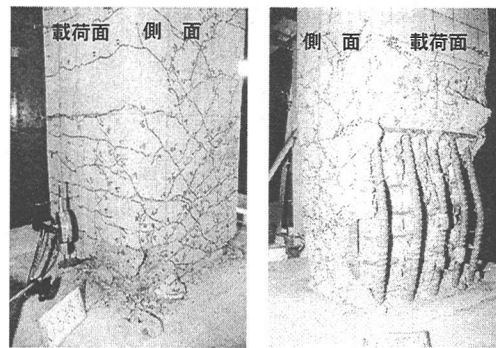
供試体4体の降伏変位1 δ_y 終了後のひび割れ発生状況を写真-1(a)~(d)に示す。

供試体の載荷面に生じた曲げひび割れは、柱基部から載荷点近傍までに供試体A1が780mm, 供試体B2が770mm, 供試体C1が650mm, 供試体D1が800mmの高さまで発生した。曲げひび割れの発生間隔は60~150mm程度で、供試体B2と供試体D1は供試体A1と供試体C1とを比較すると若干曲げひび割れの本数が多く発生している。

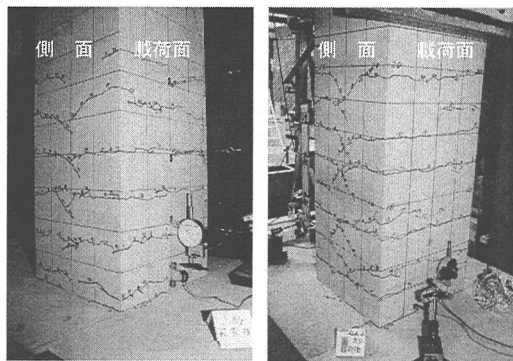
供試体の柱側面に生じた斜めひび割れは、曲げひ



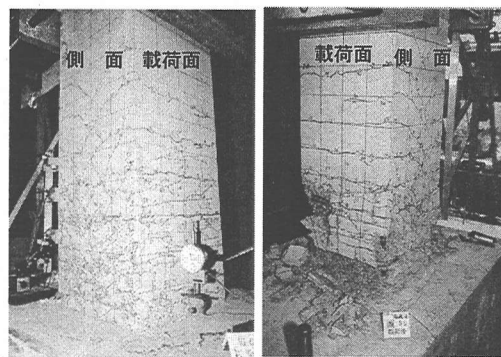
(a) A1 (10 δ_y) (b) B2 (10 δ_y)



(a) A1 (100 δ_y) (b) B2 (100 δ_y)



(c) C1 (10 δ_y) (d) D1 (10 δ_y)



(c) C1 (100 δ_y) (d) D1 (100 δ_y)

写真-1 降伏変位時の損傷状況

写真-2 100 δ_y 変位終了時の損傷状況

び割れの延長から部材断面の圧縮側に向かって進展したが、その先端は圧縮縁まで到達していない。供試体A1と供試体C1の押し側と引き側の斜めひび割れの先端は交差するが、供試体B2と供試体D1は交差後突き抜けていた。

b) 100 δ_y 変位時

100 δ_y 変位終了時の状況を写真-2(a)~(d)に示す。

供試体A1の載荷面は、柱基部に圧壊が生じ、曲げひび割れは柱基部から200mm付近の曲げひび割れ幅が拡大した。供試体B2は、軸方向鉄筋のはらみ出しにより載荷面のかぶりコンクリートが柱基部から570mm程度まで剥落した。内巻き帯鉄筋に囲まれた内部コンクリートは健全である。供試体C1は、柱基部から50mm程度まで圧壊が生じ、400mmまでの範囲に曲げひび割れが集中的に発生した。縦ひび割れも柱基部から500mmまで発生した。供試体D1の載荷面は、柱基部から1D区間までかぶりコンクリートの剥離、剥落が進展した。

供試体A1の斜めひび割れは、柱基部から200mm付近に曲げひび割れの延長から斜めひび割れが進展し、ひび割れ幅も拡大した。供試体B2は、斜め

ひび割れはさらに進展しひび割れ幅も拡大した。

供試体C1は、柱基部から400mmの範囲に集中的に斜めひび割れが発生した。供試体D1の斜めひび割れは2.5D区間まで発生しているが特に1D区間に集中している。

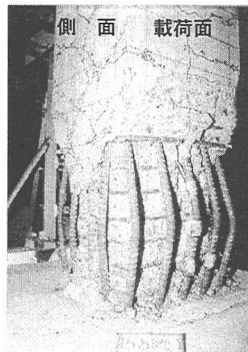
c) 150 δ_y 変位時

150 δ_y 変位終了時の状況を写真-3(a)~(d)に示す。

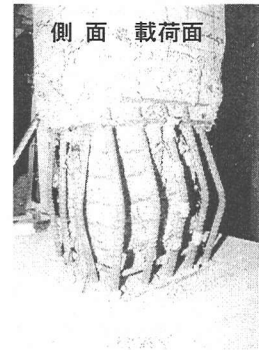
供試体A1の損傷状況は、軸方向鉄筋が外側に向かってはらみ出し、その影響で外巻き帯鉄筋が広がりフックが外れ、載荷面および側面で柱基部から300mmまでコンクリートの剥離・剥落が進展した。内部コンクリートは柱基部圧縮縁と柱基部から1D付近を結ぶ斜めひび割れにより内部コンクリートが分断されて、複数の外巻き帯鉄筋に渡ってくさび状の損傷が発生した。供試体B2の載荷面は、柱基部から60mmから120mmの間の曲げひび割れが進展し、内部コンクリートが粉碎した。供試体C1の載荷面は、柱基部から500mm程度までかぶりコンクリートが剥落した。載荷面のはらみ出し範囲は400mmで、四隅の軸方向鉄筋は内側に曲げられた。側面は柱基部から50mm、170mmの高さでひび割れ



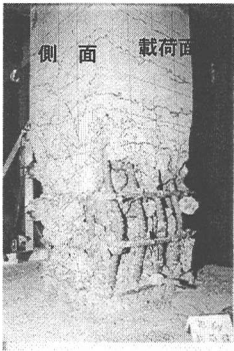
(a) A1 (15 δ_y)



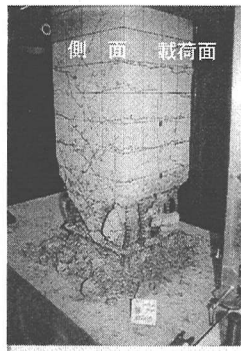
(b) B2 (15 δ_y)



(b) B2 (20 δ_y)

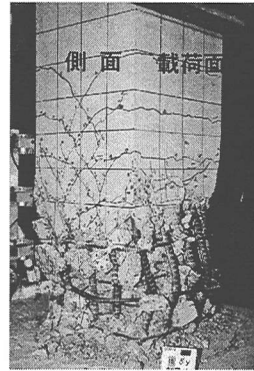


(c) C1 (15 δ_y)

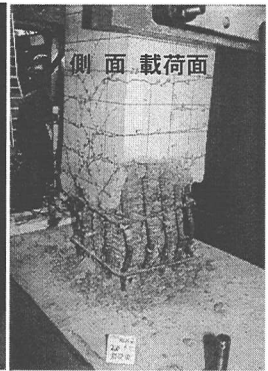


(d) D1 (14 δ_y)

写真-3 15 δ_y 変位終了時の損傷状況



(c) C1 (20 δ_y)



(d) D1 (20 δ_y)

写真-4 20 δ_y 変位終了時の損傷状況

が横に広がった。供試体D1の載荷面は、1D区間のかぶりコンクリートが剥落した。側面は四隅の軸方向鉄筋のはらみ出しにより、かぶりコンクリートが剥落した。

d) 20 δ_y 変位時

供試体B2, C1, D1の20 δ_y 変位終了時の状況を写真-4 (b)~(c)に示す(供試体A1は15 δ_y で実験終了)。

供試体B2では、1D区間までかぶりコンクリートが剥離し、内巻き帯鉄筋が露出した。また、内部コンクリートは柱基部付近の内巻き帯鉄筋と内巻き帯鉄筋のあきで小さなくさび状の損傷がみられた。それ以外の高さでは内巻き帯鉄筋により内部コンクリートが拘束され健全であった。供試体C1は、載荷面のかぶりコンクリートが1.25Dの高さまで剥落し、柱基部から180mmと300mmに配置した外巻き帯鉄筋の位置でくさび状に内部コンクリートが損傷し、内部コンクリートの剥落が進展した。また、四隅の軸方向鉄筋は内側に曲げられた。供試体D1は、載荷面および側面で柱基部から1.0Dまでかぶりコンクリートの剥離が進展したが、内部コンクリ

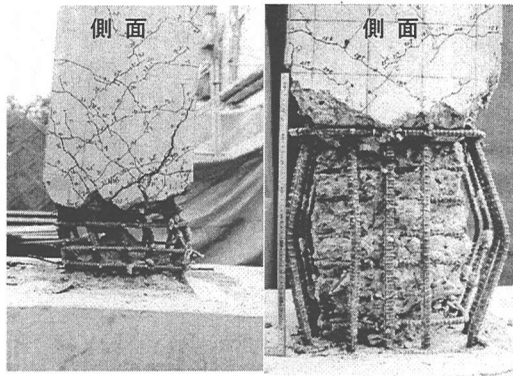
ートは健全であった。

e) 実験終了時

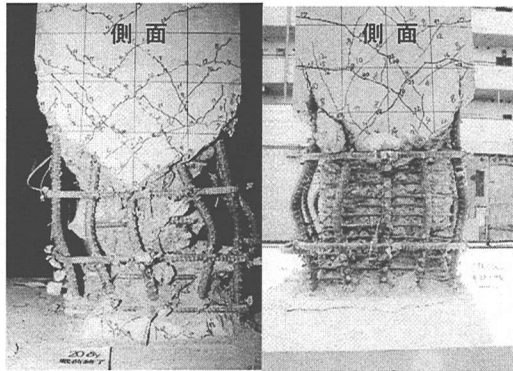
実験終了時の状況を写真-5 (a)~(d)に示す。

供試体は、実験終了時に剥離、細粒化したコンクリート、浮いているコンクリートを取り除いて健全なコンクリートだけを残した状態にして損傷状況を調べた。

帯鉄筋をすべて軸方向鉄筋の外側に配置した供試体A1の損傷状況は、柱基部圧縮縁と柱基部から1D付近を結ぶ斜めひび割れにより内部コンクリートが分断されて、幅広い領域でくさび状に粉砕されていた。一方、内巻き帯鉄筋を配置した供試体であるB2, C1, D1は、いずれも外巻き帯鉄筋の位置および柱基部付近で曲げひび割れ部の損傷が見られた。内巻き帯鉄筋のピッチが120mmの供試体C1は、内巻き帯鉄筋間で貫通した斜めひび割れがくさび状に発生し、それを中心に横滑りが生じていた。なお、内巻き帯鉄筋のピッチが240mmの供試体C3もC1と同様であった。内巻き帯鉄筋のピッチが60mmの供試体B2は、柱基部付近の内巻き帯鉄筋間でコンクリート間に小さなくさび状の損傷が見られ、そ



(a) A1 (15 δ_y) (b) B2 (20 δ_y)



(c) C1 (20 δ_y) (d) D1 (20 δ_y)

写真-5 実験終了時の損傷状況

の部分でコンクリートが細粒化していたが、その他の内巻き帯鉄筋で拘束された内部コンクリートは健全な状態であった。内巻き帯鉄筋のピッチが24mmの供試体D1は、最下段の外巻き帯鉄筋と柱基部間の曲げひび割れ部で細粒化が進んでいたが、貫通した斜めひび割れが生じず、20 δ_y 程度の変位においても、内巻き帯鉄筋を配置した範囲の内部コンクリ

ートは健全であった。なお、内巻き帯鉄筋のピッチが10mmの供試体D2もD1と同様であった。

耐力の低下原因をみると、全外巻き帯鉄筋柱は軸方向鉄筋のはらみ出しにより、外に押し出されフックが外れ、内部コンクリートの補強としての役割を失い、耐力が急激に低下するのに対し、内巻き帯鉄筋を高密度に配置した供試体は軸方向鉄筋のはらみ出しによる影響を受けず内部コンクリートを拘束し、内部コンクリートに斜めひび割れは生じず、隣り合う内巻き帯鉄筋間に生じた曲げひび割れ部が、正負水平交番載荷時に圧縮部分で細粒化が起こり徐々に耐力が低下していく。

(4) 変形性能

降伏時の載荷点変位 (δ_y) の増加に伴う降伏荷重の1/2となる載荷点変位 (δ_x) の比率 (δ_x / δ_y) を表-4に示す。

これは内巻き帯鉄筋を配置すると降伏荷重 (P_y) の1/2付近においても急激に荷重の低下が生じないことや、内巻き帯鉄筋で囲まれた内部コンクリートが健全であり作用軸力が保持されていることから、降伏荷重の1/2となる載荷点変位 (δ_x) の比較を行ったものである。

供試体B1, B3, D1, D2の4体は、1/2 P_y まで荷重が低下する前に実験を終了している。

なお、供試体B2, B3, D1, D2は鉛直ジャッキの水平移動能力を超えたので、それ以降鉛直力を除荷して実験を続けた。2次モーメントの補正をしていること、および軸力が小さいことから、軸力除荷の影響はあまり大きくないと考え、これらのデータも一緒に取り扱うこととした。

供試体C4と供試体A1の1/2の帯鉄筋量とした供試体C3を除けば、内巻き帯鉄筋を配置した供試体は全外巻き帯鉄筋を配置した供試体A1 (14.48) と比べ δ_x / δ_y の比率が上回っている。内巻き帯鉄筋の範囲を変化させた供試体B1~B3で

表-4 降伏荷重の1/2となる載荷点変位 (δ_x) の比率

試験体 No.	降伏荷重 P_y (kN)	降伏時の変位 δ_y (mm)	1/2 P_y の荷重 P_x (kN)	1/2 P_y の変位 δ_x (mm)	δ_x / δ_y	備考
A1	219	6.5	110	94.1	14.5	
B1	239	6.7	※ 167	※ 100.5	15.0	実験終了値 0.70 P_y
B2	243	6.9	121	134.4	19.5	
B3	242	7.0	※ 152	※ 140.0	20.0	実験終了値 0.63 P_y
C1	226	4.9	113	91.9	18.8	
C2	220	4.7	110	76.5	16.3	
C3	229	4.9	114	58.0	11.8	
C4	244	6.4	122	88.2	13.8	
D1	243	6.3	※ 150	※ 113.4	18.0	実験終了値 0.62 P_y
D2	230	5.4	※ 166	※ 108.0	20.0	実験終了値 0.72 P_y

※は実験終了時の荷重, 変位を示す。

は、範囲を広げるほど降伏時の載荷点変位に対する δ_x/δ_y の比率が大きい。内巻き帯鉄筋と外巻き帯鉄筋を交互に配置した供試体 C 1～C 3 は、帯鉄筋量が少なくなるほど δ_x/δ_y が小さくなる。供試体 B 3 および供試体 D 2 は 0.6 P_y 程度でも δ_x/δ_y が 20 を超えている。

δ_x/δ_y 比率から、内巻き帯鉄筋比が大きいもののほうが変形性能が向上できることが確認された。

4. まとめ

本研究は、鉄道用ラーメン高架橋柱を対象とした RC 柱部材の柱基部付近に内巻き帯鉄筋を配置し、大変形においても急激な耐力低下を防止することを目指したものである。今回の実験範囲（コンクリート設計基準強度=19.4～53.4N/mm²，軸方向鉄筋降伏強度=358～412N/mm²，帯鉄筋降伏強度=355～382N/mm²，せん断スパン比=3.19，軸方向鉄筋比=2.87%，軸圧縮応力度=0.98N/mm²）における鉄道ラーメン高架橋柱を対象とした実物の約 1/2 の供試体での RC 柱の正負水平交番載荷実験結果から、得られた主な点を以下にまとめる。

（変形性能について）

- (1) 帯鉄筋を軸方向鉄筋の内側に配置することは、大変形領域での柱の急激な耐力低下をなくす効果が認められた。最大荷重付近を維持するためには、外巻き帯鉄筋が有効であり、最大荷重を維持する載荷点変位よりも大きな載荷点変位では荷重の緩やかな低下に内巻き帯鉄筋が有効である。
- (2) 外巻き帯鉄筋を配置しない内巻き帯鉄筋の範囲を広げるに従い 1.5D までの範囲では、載荷点変位増加に伴う荷重の低下が緩やかになったが、履歴性状がスリップ型に移行してきた。
- (3) 内巻き帯鉄筋のピッチが 120～240mm と大きい場合は、内巻き帯鉄筋比が増加すると最大荷重以降の荷重低下が幾分小さくなる傾向にあるが、その荷重低下の割合は比較的急である。一方、内巻き帯鉄筋のピッチが 24mm 以下と小さい場合は、内巻き帯鉄筋比が 0.59～1.41% であれば、最大荷重以降の荷重低下は緩やかで、その荷重低下の割合は内巻き帯鉄筋比によらずほぼ同様である。
- (4) 内巻き帯鉄筋比が同じであれば、外巻き帯鉄筋比を大きくした供試体ほど最大荷重付近を維持する載荷点変位が大きくなる傾向

にある。

（損傷状況について）

- (5) 実験終了時では、全外巻き帯鉄筋柱の内部コンクリートは柱基部圧縮縁と柱基部から 1D 付近の対角を結ぶせん断ひび割れにより内部コンクリートが分断されて、くさび状に粉碎されていた。内巻き帯鉄筋柱は内巻き帯鉄筋のピッチが 120mm 以上であれば内巻き帯鉄筋間で貫通した斜めひび割れがくさび状に発生するが、内巻き帯鉄筋のピッチが 24mm 以下であれば、内部コンクリートに斜めひび割れは生じず、柱基部付近の曲げひび割れ部に細粒化の損傷が生じるだけである。
- (6) 外巻き帯鉄筋は、軸方向鉄筋のはらみ出しを抑える働きがあり、かぶりコンクリートの剥離・剥落を抑え、最大荷重付近での変位量を大きくする効果がある。一方、内巻き帯鉄筋は、大変形領域において内部コンクリートの損傷を防ぐ機能が大きい。
- (7) 内巻き帯鉄筋比 p_{wi} =0.59～1.41%，内巻き帯鉄筋のピッチが 24mm 以下であれば、20 δ_y 程度の変位においても内部コンクリートの損傷が小さい。

参考文献

- 1) 土木学会：コンクリート標準示方書（耐震設計編），1996 年制定。
- 2) 津吉毅，小林将志，石橋忠良：正負交番載荷を受ける RC 柱の損傷状況，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.21, No.3, 1999.7.
- 3) 運輸省鉄道局監修，鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物，丸善株式会社，1992.10.
- 4) 石橋忠良，吉野伸一：鉄筋コンクリート橋脚の地震時変形能力に関する研究，土木学会論文集，第 390 号 IV-8，p p.57～66，1988.2.
- 5) 渡邊忠朋，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，第 683 号 IV-52，p p.31～45，2001.8.

(2002. 1. 10 受付)

REVERSAL CYCLIC LOADING TEST OF RC COLUMNS LOCATING HOOP REINFORCEMENT INSIDE AXIAL REINFORCEMENT

Tadayoshi ISHIBASHI, Kazuhiro OBARA, Takahiro KANNO, Kaoru KOBAYASHI and
Junichi KINO

When RC columns receive cyclic loading with large transformation, the bearing capacity of RC columns tends to decline suddenly after flaking cover concrete. The purpose of this study is to prevent sudden decline of the bearing capacity even in large transformation, by locating hoop reinforcement inside axial reinforcement nearby the base of the RC column. We report about the ductility and extent of damage, from the result of reversal cyclic loading test to the column that is reinforced in this way.