

# 論文 帯鉄筋を柱外周に配置した RC 柱の交番載荷試験

田附 伸一\*1・小林 将志\*2・津吉 毅\*3・石橋 忠良\*4

要旨：鉄筋コンクリート柱の効率的かつ効果的な耐震補強法として、帯鉄筋を柱外周に配置して隅角部で柱と定着させて補強する方法を提案し、地震時の変形性能を確認する目的で、模型試験体による正負水平交番載荷実験を行った。実験の結果、補強鉄筋が柱表面に接触・非接触と変化させても変形性能に与える影響は少なく、本工法による補強では耐力比 1.4 程度を確保すれば部材靱性率 10 以上確保でき、補強鉄筋を柱外周に配置することで効率よく変形性能の向上が図られることを確認した。

キーワード：耐震補強工法，帯鉄筋，変形性能，交番載荷試験

## 1. はじめに

現在、RC 高架橋柱の耐震補強が進められているが、高架下空間が店舗利用等の理由により、柱の鋼板巻き耐震補強の適用が難しい箇所がある。こういった箇所の効率的かつ効果的な耐震補強法として、柱外周に棒鋼を配置して隅角部で支持材（形鋼）と接合する簡易な補強方法を考案した<sup>1)</sup>。

今回、本工法による RC 柱の補強効果、地震時変形性能について確認するため、試験体寸法補強鉄筋の柱面への接触・非接触の影響を確認するための試験を行うとともに、RC 柱との変

形性能の違いについて検討したので報告する。

## 2. 試験体概要

### 2.1 試験体諸元

試験体形状を図-1 に、試験体諸元を表-1 に示す。一般的な RC ラーメン高架橋の柱を想定し、せん断スパン比  $a/d$  を 3.00 及び 3.19 とし、軸方向鉄筋比 ( $P = \Sigma A_s / b \cdot d$ ) が 2.58~3.58% の帯鉄筋がない試験体を製作した。柱外周に配置する補強鉄筋は、耐力比が 1.05~2.36 となるように鉄筋比 ( $P_s$ ) を 0.32~1.07% の範囲で配置した。また、軸方向圧縮応力度は  $0.98\text{N}/\text{mm}^2$  とした。

耐力比は、柱外周に配置した棒鋼を帯鉄筋として、RC 柱と同様の計算式<sup>2)</sup>で求めた。

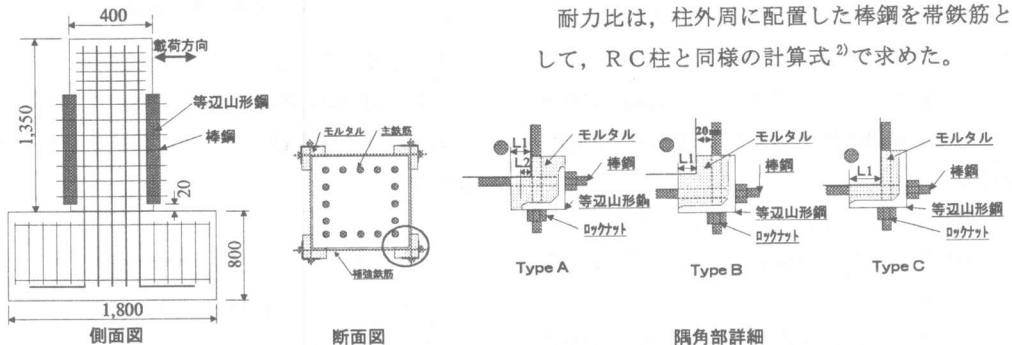


図-1 試験体形状

- \*1 東日本旅客鉄道(株)東京工事事務所工事管理室 課員 (正会員)
- \*2 東日本旅客鉄道(株)建設工事部構造技術センター 課員 工修 (正会員)
- \*3 東日本旅客鉄道(株)建設工事部構造技術センター 副課長 (正会員)
- \*4 東日本旅客鉄道(株)建設工事部担当部長 工博 (正会員)

表-1 試験体諸元

試験体名	供試体寸法 b×D (mm)	有効高 d (mm)	せん断 スパン比 a/d	軸方向鉄筋	支持材 (形鋼)	L1 (mm)	L2 (mm)	補強鉄筋 (帯鉄筋)	隅角部形状
RC試験体	400×400	360	3.19	D19×16	—	—	—	SD345 D13 ctc80	—
N-13	400×400	360	3.19	D19×16	L 65×65×6	40	25	SD345 D13 ctc65	Type A
T-1	400×400	360	3.19	D19×16	L 65×65×6	40	25	SD345 D13 ctc150	Type A
T-2	400×400	360	3.19	D19×16	L 90×90×7	40	—	SD345 D13 ctc150	Type B
T-3	400×400	360	3.19	D19×20	L 90×90×7	40	—	SD345 D13 ctc200	Type B
T-4	600×600	550	3.00	D25×24	L 120×120×8	60	—	SD345 D22 ctc200	Type C
T-5	600×600	550	3.00	D25×24	L 120×120×8	60	—	SD345 D29 ctc200	Type C

注1:隅角部に使用するモルタルは、プレミックスタイプの無収縮モルタルを用いた。

試験体断面寸法は、400mm×400mmと600mm×600mm (T-4, T-5) の2つのサイズについて試験を行った。また、RC柱の外周に配置した棒鋼をRC柱に接触させた試験体 (N-13, T-1) と、20mm (試験体柱幅の1/20) 程度離れた試験体 (T-2, T-3) についても試験を行ない、その比較を行った。

隅角部の形状は、形鋼の柱隅角部への接触幅がD/10 (D:断面高さ) になるようにし、棒鋼の接触・非接触にあわせて、Type A, B, Cの3種類とした。なお、type A, Cは部材寸法、補強鉄筋径に応じて形鋼の大きさを変えたものである。

また、棒鋼と接合するロックナットはゆるみがない程度に手締めを行った。

## 2.2 試験方法

荷重方法は、一定軸方向応力 (0.98N/mm<sup>2</sup>) のもとで行い、水平力は400mm×400mmサイズでは試験体柱下端から1,150mm、600mm×600mmサイズでは試験体柱下端から1,650mmの位置に荷重した。

試験体は、降伏変位 (1δ<sub>y</sub>) まで荷重制御で荷重を行い、2δ<sub>y</sub> 以降は変位による制御で荷重を行った。

試験時の基準変位となる降伏変位は、最外縁の軸方向鉄筋のひずみが、鉄筋の材料試験の結果から求まる降伏ひずみに達したときの荷重点での水平変位とし、押し側荷重、引き側荷重の値の平均とした。荷重ステップは1δ<sub>y</sub> の整数倍に変位を増加させ、1δ<sub>y</sub>, -1δ<sub>y</sub>, 2, -2, 3, -3…

と増加させる変位制御により正負交番荷重試験を行い、1ステップ1サイクルの荷重回数とした。試験体の荷重回数を各ステップ1回ずつとしたのは、試験体の耐力比 (V<sub>y</sub>/V<sub>mu</sub>)<sup>2)</sup> が2.0以上に及ぶ試験体もあり、10δ<sub>y</sub> 以上の変形が予想される。そのため、低サイクル疲労により軸方向鉄筋が破断することで部材の破壊に至らないように配慮した<sup>3)</sup>ためである。

図-2に荷重試験の概要を示す。

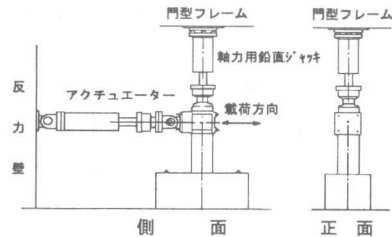


図-2 試験装置の概要

## 3. 試験結果

### 3.1 試験体包絡線

試験体包絡線を図-3に、試験結果を表-2に示す。

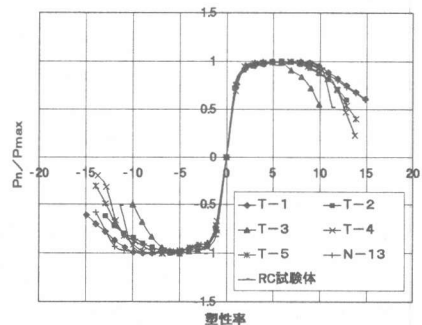


図-3 試験体包絡線

表-2 試験結果

試験体名	材料試験値 (N/mm <sup>2</sup> )				計算値			実験値	記事
	f'ck (柱)	f'ck (丸鉄)	f <sub>sy</sub> (主鉄筋)	f <sub>sy</sub> (帯鉄筋)	せん断耐力 V <sub>y</sub> (KN)	V <sub>mu</sub> (KN)	耐力比 V <sub>y</sub> /V <sub>mu</sub>	じん性率 $\mu$	
RC試験体	26.4	—	378	358	522	255	2.05	10.5	曲げ破壊
N-13	20.1	47.5	381	359	585	247	2.36	12.1	曲げ破壊
T-1	35.6	61.8	382	368	373	268	1.39	13.6	曲げ破壊
T-2	32.4	55.5	382	368	367	265	1.39	12.6	曲げ破壊
T-3	31.7	45.3	382	368	331	316	1.05	7.9	曲げ降伏後せん断破壊
T-4	27.5	51.2	370	367	1,037	692	1.50	11.2	曲げ破壊
T-5	20.1	47.5	381	390	1,541	708	2.18	12.4	曲げ破壊

注1：曲げ耐力は、柱基部断面にて算出した。

表のじん性率は試験結果の押し側載荷の値から求めた。

図-3は縦軸に P<sub>n</sub>/P<sub>max</sub> (各  $\delta y$  毎の水平力を最大水平力で除した値)、横軸に塑性率 (載荷ステップ毎の変位を降伏変位で除した値) をとったものである。

試験結果から、耐力比1.4程度に設定したT-1、T-2 でじん性率は10以上確保できており、今回の試験条件では、耐力比が1.4程度~2.4程度 (N-13) の範囲で変形性能にあまり差はなかった。

補強鉄筋を柱表面から20mm程度離れた試験体T-2と接触させた試験体T-1の包絡線の比較を図-4に示す。

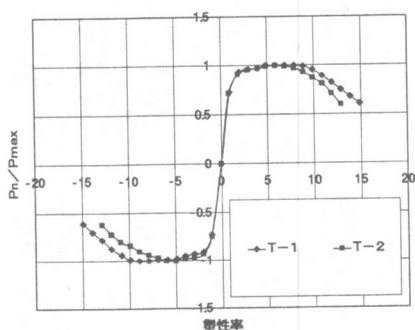


図-4 T-1とT-2の比較

変形性能では、T-1がT-2よりもじん性率の低下が緩やかで、約1 $\delta y$ 程度大きくなるが、どちらもじん性率が10以上得られており、大きく傾向が異なるものではなかった。この結果、柱表面の隙間は20mm程度 (試験体柱幅の1/20)

の範囲であれば、1 $\delta y$ 程度のじん性率の低下に止まり、変形性能への影響は小さいと言える。

このことから、補強鉄筋を柱表面に接触させたことによる耐震性向上効果は少なく、補強鉄筋は隅角部に配置した形鋼に固定していれば、十分に補強効果が得られるものと考えられる。

図-5に耐力比の異なるT-2とT-3の包絡線を示す。

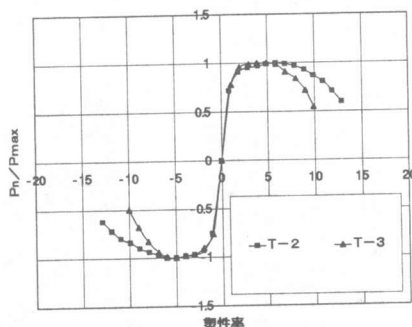


図-5 T-2とT-3の比較

試験体T-2とT-3を比較すると、耐力比の向上に伴い、じん性率の向上が図られ、耐力比が大きいほうが最大荷重後の耐力の低下が緩やかになることがわかる。

試験体T-2は曲げ破壊により耐力が低下しているが、T-3は主鉄筋が曲げ降伏した後のせん断破壊により耐力が低下しており、破壊形態が異なる結果となっている。

### 3.2 破壊性状

代表的な試験体の破壊性状を写真-1に示す。

#### (1) RC試験体


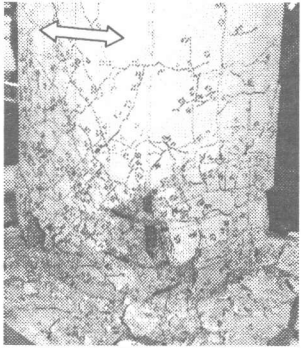
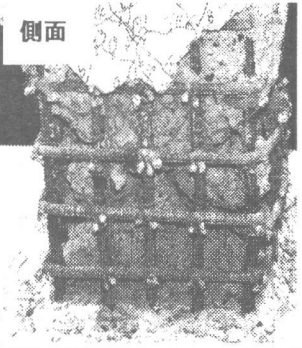

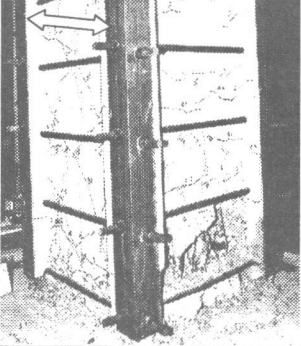
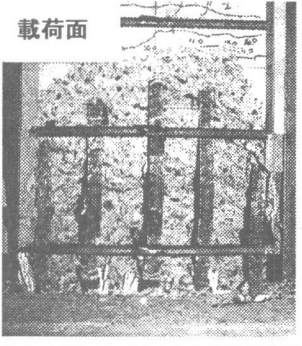
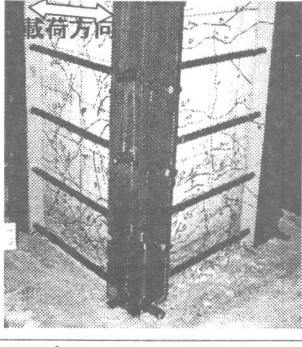
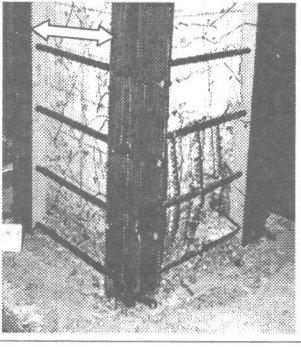
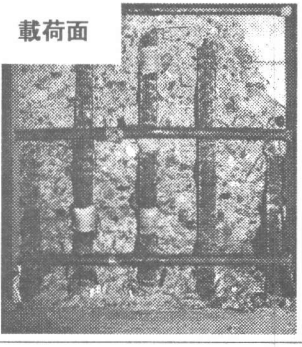
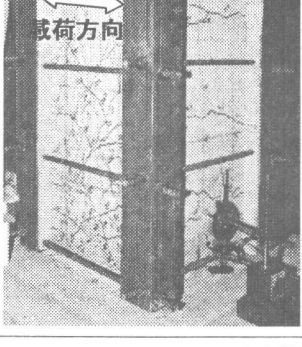
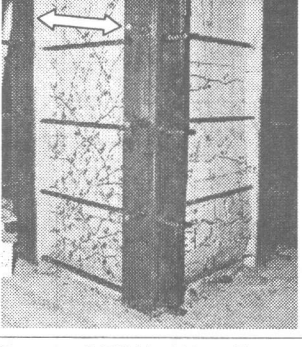
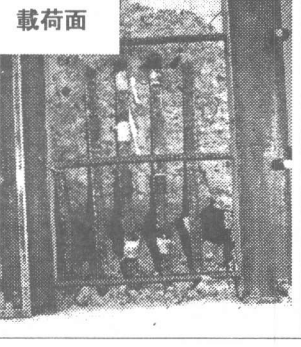
	最大荷重付近	終局変位付近	試験終了後
R C 試験体			
T   1			
T   2			
T   3			

写真-1 試験体破壊形状

耐力比を 2 程度に設定した RC 試験体では、最大荷重付近で柱基部の表面コンクリートが若干損傷した。終局変位付近で柱隅角部において、フーチング面から  $3D/4$  の範囲でかぶりコンクリートが剥離した。載荷面、側面ともフーチング面から  $D/2$  の範囲で鉄筋が露出し、帯鉄筋の周辺でコンクリートの粉体化を確認した。試験終了後、載荷面の軸方向鉄筋が  $3D/4$  の範囲で外側にはらみ出し、柱基部に達する対角線状のひび割れ幅が大きくなることにより、コンクリートが損傷しているのを確認した。

### (2) Type A, C (補強鉄筋が柱表面に接触)

断面寸法  $400\text{mm} \times 400\text{mm}$  の試験体 N-13, T-1 (耐力比 2.36, 1.39) および断面寸法  $600\text{mm} \times 600\text{mm}$  の試験体 T-4, T-5 (耐力比 1.50, 2.17) は、全て曲げ破壊の性状を示した。以下に破壊性状を示す。

最大荷重付近で隅角部の基部コンクリートが若干損傷し、載荷面においてフーチング面から  $D/2 \sim 3D/4$  の範囲で、かぶりコンクリートの剥離が発生した。終局変位付近で、載荷面のかぶりコンクリートの剥離が進み、フーチング面より  $D/2 \sim 3D/4$  の範囲で主鉄筋が外側にはらみ出し、それに押される形で補強鉄筋の変形してかぶりコンクリートが剥離した。主鉄筋が露出した範囲ではコンクリートの粉体化を確認した。試験終了後、載荷面においてフーチング面から  $D/2 \sim 1D$  の範囲でかぶりコンクリートが剥落して、主鉄筋内部のコンクリートが  $D/2$  の高さでひび割れて損傷しているのを確認した。

定着部のモルタルは、柱基部付近で若干の損傷が確認されたが、形鋼には変形等の損傷はみられなかった。

### (3) Type B (補強鉄筋が柱表面に非接触)

補強鉄筋を柱表面から 20mm 程度離れた試験体 T-2 では、最大荷重付近で載荷面において、フーチング面から  $D/2$  の範囲で、かぶりコンクリートが剥離した。終局変位付近で載荷面の主鉄筋がフーチング面から  $1D$  の範囲で外側にはらみ出し、それに押される形で補強鉄筋の変

形を確認した。載荷面のかぶりコンクリートが、フーチング面から  $5D/4$  の範囲まで剥落し、主鉄筋が露出した。試験終了後、主鉄筋内部のコンクリートに T-1 と同じ  $D/2$  の高さでひび割れによる損傷を確認した。

試験体 T-1 と T-2 とを比較すると、T-2 は主鉄筋のはらみ出しによるかぶりコンクリートの剥落が早い段階で生じ、その剥落した範囲も大きかったが、柱外側に配置した補強鉄筋を柱表面に非接触としたことにより、変形量は少ない結果であった。

耐力比を 1 程度に設定した試験体 T-3 では、最大荷重付近で側面において、フーチング面から  $3D/2$  の範囲で斜めひび割れが増加した。終局変位付近で側面のひび割れ幅が増大し、載荷面において、フーチング面から  $D/2$  の範囲でかぶりコンクリートが剥離した。また、側面においてフーチング面から  $3D/4$  の高さから伸びる幅の広いせん断ひび割れからズレが生じ、せん断破壊の性状を示した。載荷面でフーチング面から  $1D$  の範囲において、かぶりコンクリートの剥落による主鉄筋の露出を確認した。試験終了後、主鉄筋内部のコンクリートが  $D/2$  の高さでひび割れを生じ、損傷しているのを確認した。また、T-1, 2 よりも内部コンクリートの損傷が大きかった。

定着部のモルタルは、柱基部付近で若干の損傷が確認されたが、形鋼には変形等の損傷はみられなかった。

今回、行った耐力比 1.4 程度以上の試験体は、全て部材靱性率 10 以上で曲げ破壊による破壊性状を示しており、試験体寸法の違いによる性状の違いは見られなかった (図-2 参照)。

## 4. 考察

### 4.1 補強鉄筋に発生するひずみ

図-6 は側面の補強鉄筋 (帯鉄筋) の配置とその鉄筋が降伏した塑性率変位、部材じん性率、耐力比を示している。補強鉄筋の降伏した順は、T-3 → RC 試験体 → T-2 であり、じん性率の順

もそれと同様であった。

本工法による補強はRC試験体と比較して、耐力比が小さくても変形性能及び補強鉄筋の降伏する変位が大きいことから、補強鋼材量が少なくても、変形性能が向上することを確認した。

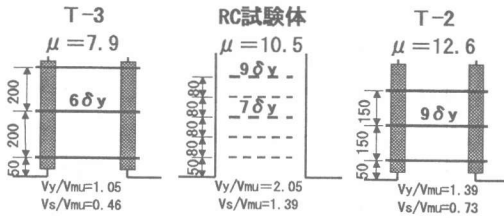


図-6 試験体側面略図

#### 4.2 耐力比と部材靱性率

本工法による補強（接触・非接触）の耐力比（ $V_y/V_{mu}$ ）と部材靱性率（ $\mu$ ）の関係を図-7に示す。

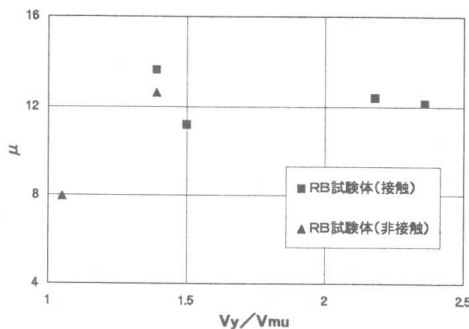


図-7 耐力比と部材靱性率

RC柱では、耐力比2.0以上で部材靱性率10以上得られることが確認されている<sup>4)</sup>。今回、行った補強試験体では耐力比1.4程度で部材靱性率10以上得られる結果となり、柱外周に配置する補強鉄筋が効率的かつ効果的に働いていると考えられる。

#### 5. まとめ

ラーメン高架橋柱を対象とした今回の試験結果をまとめると以下ようになる。

- ・ 帯鉄筋を柱外周に配置した補強法の場合、耐力比（ $V_y/V_{mu}$ ）を1.4以上確保すれば、部材靱性率（ $\mu$ ）が10以上得られる。

- ・ 柱外周に配置する補強鉄筋をコンクリート表面に接触させた試験体と、柱幅の1/20離れた試験体において損傷状況の違いはあるものの、変形性能への影響は少ない。
- ・ 今回行った試験体断面寸法400mm×400mmサイズと600mm×600mmサイズにおいて破壊形態、変形性能とも差異は確認されなかった。
- ・ 補強鉄筋を柱外周に配置することで、RC試験体より少ない補強鉄筋量で変形性能を向上させることができる。

#### 参考文献

- 1) 小林将志・津吉毅・石橋忠良：形鋼を棒鋼で接合したRC柱の交番載荷試験，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.20，No.3，pp.1099-1104，1998
- 2) 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，1993
- 3) 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
- 4) 土木学会：コンクリート標準示方書，耐震設計編，1997