

損傷した耐震補強柱の再補強後の変形性能

The Deformability of Re-retrofitted Columns that Exhibited Large Hysteretic Deformation

中村敏晴* 三澤孝史*

要 旨

耐震補強した柱が地震により損傷を受けた場合、再補強が必要となる。しかし、大きな損傷を受けた柱の再補強後の挙動に関する研究は少なく、大規模地震発生後の対策として課題が残されている。そこで、まず、せん断破壊先行型の鉄道鉄筋コンクリートラーメン高架橋柱の縮小試験体を耐震補強して交番載荷試験を行い、補強効果の確認を行った。次に、コンクリートのひび割れや、軸方向鉄筋の座屈等の大きな変形履歴を受けた同試験体を補修・再補強し、再度交番載荷試験を行った。これらの結果より、補修・再補強後の耐震補強柱の変形性能について検討した。

キーワード：鉄筋コンクリートラーメン高架橋、交番載荷試験、耐震補強、再補強、変形性能

1. まえがき

著者らは、これまで既設の鉄道鉄筋コンクリート（以下「RC」と記す）ラーメン高架橋柱の耐震補強工法として、「APAT 工法」（Aseismic reinforcements by Precastblocks and Additional Tendons、以下「APAT 工法」と記す）¹⁾を開発してきた。これは、矩形断面の柱の側面に、ポリマーセメントモルタルを介し、楕形のプレキャストコンクリートブロック（以下「セグメント」と記す）を張り付け、その外周にスパイラル状に加工した亜鉛めっき鋼より線（以下「鋼より線」と記す）を巻立て補強する工法である（図-1 参照）。

APAT 工法の利点としては、

- i. 柱の損傷状況を柱四隅のセグメントの無い部分から直接目視確認でき、セグメント表面に生じるひび割れを介しても柱の損傷状況を推定できる^{1),2)}ことから、復旧時の臨時点検を迅速かつ容易に行える
- ii. 鋼板巻立て工法と同等以上の変形性能を有し、人力で容易に施工できる
- iii. セグメントと鋼より線が柱コンクリートを効果的に拘束することにより、せん断耐力の向上と優れた変形性能を発揮する

などが挙げられる。

耐震補強された柱が地震により大きな損傷を受けた場合、部材の損傷状況を的確に把握し、再使用可能か否かの判断を行い、損傷の程度に応じた適切な補修や再補強を加える必要がある。しかし、地震により大きな変形履歴を受けた耐震補強柱の再補強後の挙動に関する研究は

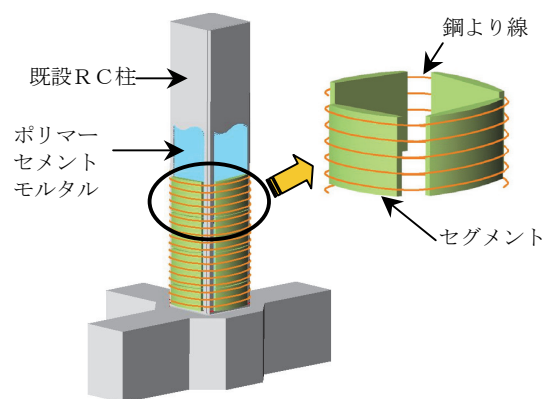


図-1 APAT 工法概念図

少ない^{3),4)}。

本研究は、初めに、APAT 工法で耐震補強された柱の試験体（以下「補強試験体」と記す）に対し交番載荷試験を行い、次に、軸方向鉄筋の座屈等の大きな損傷を与えた同試験体を再度 APAT 工法で耐震補強して（以下「再補強試験体」と記す）交番載荷試験を行うことにより、再補強試験体の挙動や変形性能等について検討したものである。

2. 補強試験体の概要

試験体は、既設鉄道 RC ラーメン高架橋柱の断面寸法を 5/8 に縮小したもの（断面寸法は 50×50cm）で、補強が施されない場合にはせん断破壊するもの（曲げせん断耐力比 0.68）である²⁾。

*技術研究所

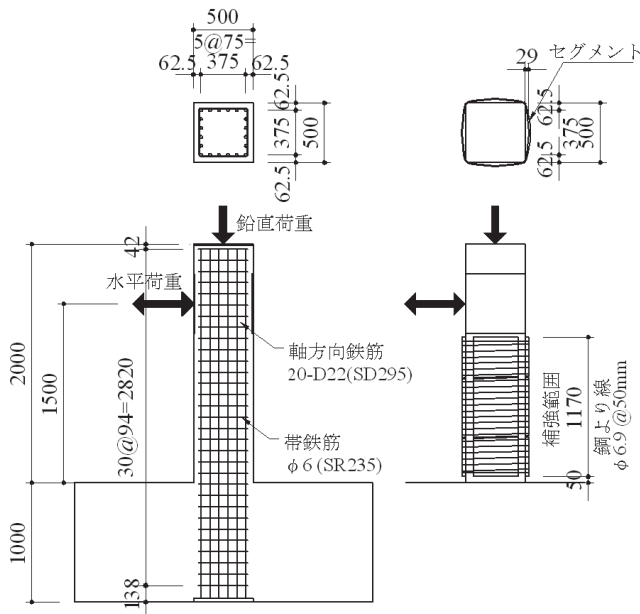


図-2 試験体の配筋と補強詳細図 (単位 mm)

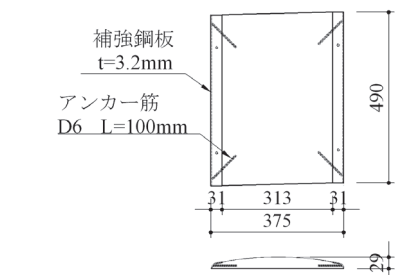


図-3 セグメント詳細図 (単位 mm)

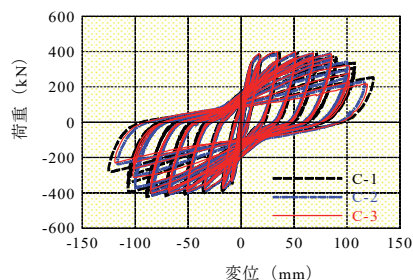


図-4 荷重-変位曲線

表-1 補強試験体の種類と諸元

試験体名		C-1	C-2	C-3
柱形状		断面寸法 50×50cm 有効高さ $d=44\text{cm}$ せん断スパン $a=150\text{cm}$ せん断スパン比 $a/d=3.4$		
鉄筋	軸方向鉄筋	D22 (SD295) 20 本		
	帯鉄筋	$\phi 6\text{mm}$ (SR235) @94mm 帯鉄筋比 0.12%		
コンクリート		設計基準強度 21 N/mm ²		
補強部材	鋼より線	亜鉛めっき鋼より線 2号(a)1種A級		
	補強筋比	$\phi 9.6\text{mm}$ @100mm	$\phi 6.9\text{mm}$ @50mm	$\phi 5.4\text{mm}$ @50mm
		0.23%		0.14%
セグメント	設計基準強度 40 N/mm ² 最大厚さ 29mm			

表-1 に補強試験体の種類と諸元、図-2 に試験体の配筋と補強詳細図、図-3 にセグメント詳細図を示す。交番載荷試験は、試験体頭部に一定の軸力(死荷重により既設鉄道 RC ラーメン高架橋柱が受ける圧縮応力度に相当する値: 1N/mm²)を加えた状態で正負交番の水平力を加えて行った。荷重ステップは、軸方向鉄筋の降伏で判定する降伏変位 Δ_y を基準に、変位制御で降伏変位の偶数倍の変位を各 3 サイクルずつ載荷した。以下、載荷点の水平荷重は「荷重」と記し、載荷点の水平変位は「変位」と記す。

いずれの補強試験体も図-4 に示すように、優れた変形性能を示し、履歴曲線は吸収エネルギーの大きい形状を示した。いずれも柱下端の軸方向鉄筋の座屈に伴うかぶりコンクリートのはらみ出しや、これによる最下段のセグメントのはらみ出しがあり、柱下端のコンクリ

トが剥落して曲げ破壊した。軸方向鉄筋は、柱基部において座屈したが破断はしなかった。荷重-変位性状および損傷状況については、いずれの補強試験体も大差のないものであった²⁾。

3. 再補強試験体の概要

交番載荷試験が完了した補強試験体のその後の補修方法・補修材料、再補強方法および試験概要を表-2 に示す。

C-1 は柱基部の座屈部および柱上部からはり出した軸方向鉄筋の引張試験を行った。

C-2 は、損傷を受けてブロック状になったものを含む柱基部 1D (D: 柱断面高さ) 区間のコンクリートを、電動ピックおよび人力で全て取り除き、軸方向鉄筋は整形せずに座屈した形状のまま使用した。また、帯鉄筋も取り替えずに所定の位置に結束線で緊結して再使用した。この状態で、型枠を設置してコンクリートを打設することにより断面修復を行った。その際、柱基部 1D より上のひび割れ箇所は無補修とした。補修後、APAT 工法により再補強し、再補強試験体 C-2-R として交番載荷試験を行った。

C-3 は、柱基部から約 45cm 区間のコンクリートのうち、損傷を受けてブロック状になったものを人力で丁寧に取り除いた。残ったコンクリート形状は、せん断ひび割れに沿った角錐状のものとなった。軸方向鉄筋、帯鉄筋は C-2 同様の処置とした。断面修復はポリマーセメントモルタルで行った。柱基部約 45cm より上部に存在する幅 0.2mm 以上のひび割れには、エポキシ樹脂を注入した。補修後 APAT 工法により再補強し、再補強試験体

表-2 再補強試験体の概要

試験体名		C-2-R	C-3-R
軸方向鉄筋および帯鉄筋無整形			
補修方法		柱基部 1D 区間のコンクリートを除去 型枠設置 コンクリート打設による断面修復 ひび割れ箇所は補修なし	柱基部の塑性ヒンジ部の損傷コンクリートを除去 プライマーセメントモルタル充填による断面修復 ひび割れ箇所にエポキシ樹脂注入
補修材料	柱基部のコンクリート損傷部	断面修復 : コンクリート 設計基準強度 21 N/mm ²	プライマー : アクリル樹脂系 断面修復 : ポリマーセメントモルタル 圧縮強度 46.4N/mm ² 引張強度 11.7N/mm ² 材料試験による
	ひび割れ箇所	補修なし	注入 シーラ材 : エポキシ樹脂系パテ状シーラ材 注入材 : 低粘度エポキシ樹脂、比重 1.15 粘度 500mPa・s
再補強方法		本工法により補強 鋼より線 : 亜鉛めっき鋼より線 2 号(a)1 種 A 級 φ6.9mm@50mm、補強筋比 0.23% セグメント (表-1 と同じ仕様)	
C-1 は軸方向鉄筋をはつり出して引張試験を実施、C-2-R、C-3-R は補修・再補強を施し、再度の交番載荷試験を実施、その後、軸方向鉄筋をはつり出して引張試験を実施			

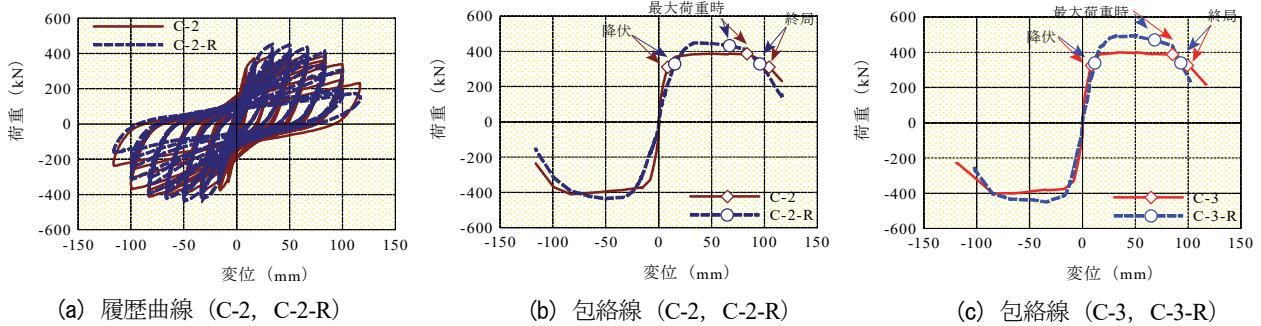


図-5 荷重-変位曲線

表-3 交番載荷試験結果

試験体名	C-2	C-2-R	C-2-R/C-2	C-3	C-3-R	C-3-R/C-3
降伏変位 δ_y (mm)	8.3	15.0 ^{*1}	1.81	8.5	11.4 ^{*1}	1.34
降伏荷重 (kN)	311	328	1.05	326	340	1.04
初期剛性 ^{*2} (kN/mm)	37.5	21.9	0.58	38.4	29.7	0.77
最大荷重時変位 (mm)	83.3	66.7	0.80	85.2	68.2	0.80
最大荷重 (kN)	387	431	1.11	388	470	1.21
終局変位 δ_u (mm)	104.3	95.6	0.92	99.1	92.9	0.94
じん性率 δ_u/δ_y	12.6	6.4	—	11.7	8.1	—

*1 再補強試験体の降伏変位：軸方向鉄筋のひずみが、C-1 の柱基部軸方向鉄筋の材料試験から得られた 0.2% 耐力を弾性係数で除した値に達した時点

*2 初期剛性：荷重-変位曲線の降伏変位における割線勾配

C-3-R として交番載荷試験を行った。

交番載荷試験後、C-2-R、C-3-R は、C-1 同様に、柱基部の座屈部および柱上部から軸方向鉄筋をはつり出し、引張試験を行った。

4. 再補強試験体の試験結果

4.1 交番載荷試験結果

再補強試験体の交番載荷試験は、再補強前後の比較を容易にするため、補強試験体の降伏変位 Δ_y を用いて変位制御により補強試験体と同様の方法で行った。

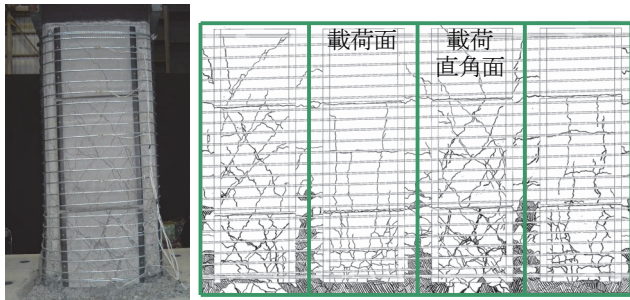
なお、荷重を制御した降伏変位は Δ_y と表し、変形

性能の検討に用いた降伏変位は、再補強試験体の軸方向鉄筋の 0.2% 耐力を弾性係数で除したひずみに達した時点以降の変位を降伏変位として再定義したため、 δ_y として表した。

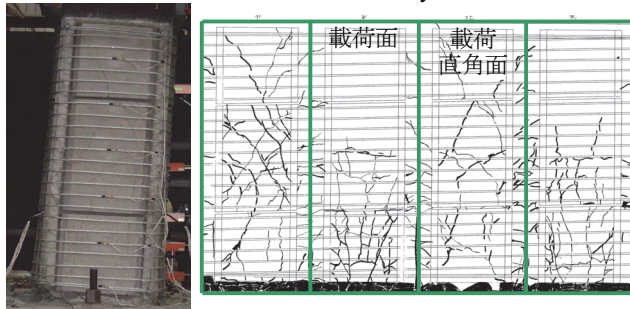
a. 荷重と変位の関係

図-5 には、荷重-変位曲線の一例として C-2、C-2-R のものを示す。C-2-R、C-3-R いずれも、C-2、C-3 と同様に優れた変形性能を示し、履歴曲線は吸収エネルギーの大きい形状を示した。

表-3 に交番載荷試験結果を示す。再補強試験体の降伏変位は、補強試験体に比べ大きく、C-3-R に比べ C-2-R の方が大きい。これを初期剛性（荷重-変位曲線の降伏変位における割線勾配）で見ると、再補強試験体の



(a) C-3 (最終 14 Δy)



(b) C-3-R (最終 12 Δy)

図-6 損傷状況

初期剛性は、補強試験体より低下しており、両者の比をとった初期剛性比（再補強試験体／補強試験体）からわかるように C-3-R に比べ C-2-R の方が大きく低下した。なお、C-2-R と C-3-R の降伏は、軸方向鉄筋のひずみが、C-1 の柱基部軸方向鉄筋の材料試験から得られた 0.2% 耐力を弾性係数で除した値に達した時点とした。

また、最大荷重（繰返し荷重により耐力低下が顕著にならない最大水平変位を示す時点の荷重）⁵⁾ は、再補強試験体の方が補強試験体より大きく、C-2-R に比べ C-3-R の方が大きくなった。一方、最大荷重時変位は、再補強試験体の方が小さくなり、C-2-R と C-3-R はほぼ同等で、最大荷重時変位比（再補強試験体／補強試験体）も同程度となった。

終局変位は、荷重-変位曲線の包絡線で、水平荷重が降伏荷重を下回らない最大の水平変位とした⁵⁾。この終局変位は、再補強試験体の方が補強試験体より小さく、C-2-R と C-3-R はほぼ同等で、終局変位比（再補強試験体／補強試験体）も同程度となった。

再補強試験体の最大荷重が補強試験体より大きくなったのは、再補強試験体断面修復部のコンクリートおよびポリマーセメントモルタル強度が、補強試験体のコンクリート強度より大きいことによるものと考えられる。C-2-R に比べ C-3-R の最大荷重が大きくなったのは、再補強試験体断面修復部のコンクリートおよびポリマーセメントモルタル強度の差と考えられる。

b. 損傷状況

C-2-R、C-3-R は、いずれも 6 Δy で柱基部のコンクリートが圧壊し、10 Δy で下部のセグメントのはらみ出しが大きくなり、12 Δy で軸方向鉄筋の一部が破断して

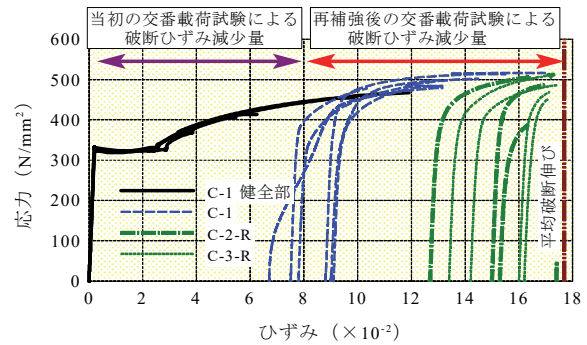


図-7 健全部の平均破断伸びを基準とした軸方向鉄筋引張試験結果

水平荷重が大きく低下した。

図-6 に交番載荷試験終了時の損傷状況の写真とひび割れスケッチ展開図を C-3、C-3-R について示す。いずれの試験体も、載荷面に平行な面にはコンクリートのはらみ出しによる縦方向のひび割れがあり、載荷面に直角な面にはせん断ひび割れが発生した。

座屈変位の測定を交番載荷試験終了後に行った。軸方向鉄筋の座屈状況は、いずれの試験体もほぼ同様であり、座屈長は二度にわたる交番載荷試験でほぼ同一、座屈変位は増加した。補強試験体での座屈変位／座屈長は 0.06 程度、再補強試験体では 0.09 程度であった。なお、柱基部最外縁の軸方向鉄筋は C-2-R で 7 本、C-3-R で 6 本が柱基部で破断していた。

4.2 鉄筋引張試験

図-7 に軸方向鉄筋引張試験で得られた応力-ひずみ曲線を示す。図は、C-1 健全部（柱上部載荷点付近）の平均破断伸びの値を基準として、C-1、C-2-R、C-3-R の柱基部最外縁の座屈した軸方向鉄筋の応力-ひずみ関係を表示したものである。柱基部の鉄筋は、いずれも明瞭な降伏点を示さなかった。また、弾性係数は、一部に座屈による初期不整のため見かけ上小さいものもあるが、健全部とほぼ同等であった。C-1 最外縁の軸方向鉄筋の破断伸びは、柱基部で平均 9.6%、健全部で 17.0% であり、柱基部は健全部に比べひずみで 7.4% 減少している。C-2-R、C-3-R の軸方向鉄筋の破断伸びの減少量は、ひずみで 8.1~10.9% であったと想定できる。

5. 再補強柱の変形性能評価

5.1 変形性能評価式

APAT工法の変形性能評価式¹⁾を用いて再補強試験体の変形性能を評価することを試みた。変形性能評価式は、設計標準⁶⁾ および渡邊らの研究⁵⁾ に基づき、柱の曲げ耐力と変形との関係において検討を加え、塑性ヒンジ部の曲げ変形による変位の算定に、セグメントや鋼より線による拘束効果を見込んだものである。

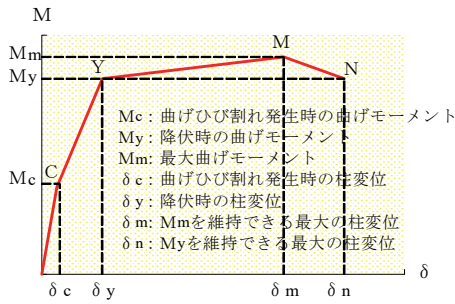


図-8 部材端部の曲げモーメントと柱変位の関係

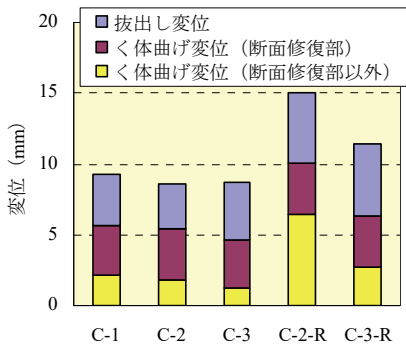


図-9 Y点変位の実験値の内訳

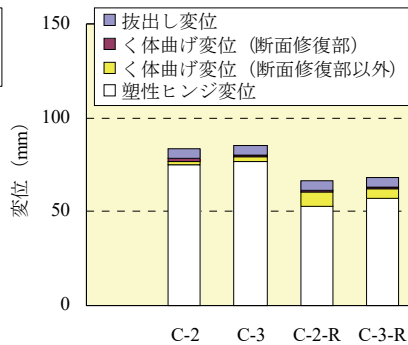


図-10 M点変位の実験値の内訳

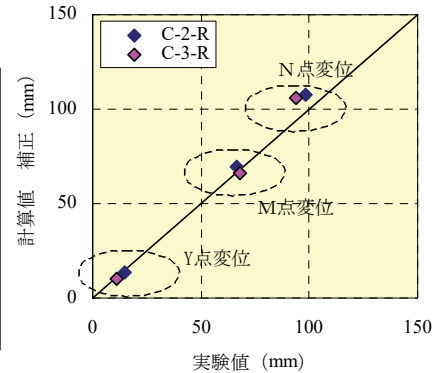


図-11 変位の計算値(補正後)と実験値との比較

表-4 Y点変位の実験値の増加率

	抜出し変位	く体曲げ変位 (断面修復部以外)
C-2-R/C-2	1.3	3.5
C-3-R/C-3	1.5	2.2

表-5 塑性ヒンジ変位低下率

	M点	N点
C-2-R/C-2	0.71	0.89
C-3-R/C-3	0.75	0.93

設計標準⁶⁾では、鉄筋コンクリート部材における曲げ破壊モードの棒部材の部材端部の曲げモーメントMと、変位 δ (=せん断スパン L_a ×部材角 θ)の関係を図-8のように与えている。Y点は、軸方向鉄筋が引張降伏するときの曲げモーメント M_y と δ_y で与えられる点である。 δ_y は、軸方向鉄筋降伏時におけるく体変形による変位(以下「く体曲げ変位」と記す)とベース内からの軸方向鉄筋の抜出しによる回転変位(以下「抜出し変位」と記す)の和で算定する⁹⁾。M点は、コンクリートの最外縁に生じる圧縮ひずみが $\epsilon_c = 0.0035$ となるときの曲げモーメント M_m と δ_m で与えられる点である。 δ_m は、M点における塑性ヒンジ部以外のく体曲げ変位と塑性ヒンジ部の曲げ変形による変位で、セグメントや鋼より線による拘束効果を考慮したもの(以下「塑性ヒンジ変位」と記す)と抜出し変位の和で算定する¹⁾。N点は、降伏荷重を維持できる最大変位と定義される。曲げモーメント M_n は M_y で評価する。 δ_n は、M点と同様に、N点における塑性ヒンジ部以外のく体曲げ変位と塑性ヒンジ変位と抜出し変位の和で算定する。

5.2 変形性能評価

図には示さなかったが、Y点およびM点の荷重は、計算値と実験値が対応した。これは、断面修復時に軸方向鉄筋が大きく座屈していても、再補強試験体の曲げ耐力に与える影響が少ないことを示している。

図-9には、Y点変位の実験値の内訳を示す。図では変位を、抜出し変位とく体曲げ変位(断面修復部)およびく体曲げ変位(断面修復部以外)に区分して示した。

抜出し変位は、く体の変形を3次曲線で近似し、柱基部での接線から算定した。く体曲げ変位(断面修復部)は、いずれの試験体も柱基部から45cm区間として変形性能評価式の方法を用いて算定した。く体曲げ変位(断面修復部以外)は、Y点変位の実験値から抜出し変位とく体曲げ変位(断面修復部)を差し引いて算定した。C-2、C-3には断面修復部は無いが、比較のために45cm区間の変位を断面修復部として示した。

抜出し変位およびく体曲げ変位(断面修復部以外)の実験値について、C-2-R/C-2のようにそれぞれの比をとることで、抜出し変位およびく体曲げ変位(断面修復部以外)の増加率を算定して表-4に示す。抜出し変位の増加は、当初の交番載荷試験の影響でベース内の軸方向鉄筋の付着が弱くなった状態のまま再補強試験体の交番載荷試験を行ったためと考えられる。再補強試験体の抜出し変位の増加率は、表-4に示したように、C-2、C-3に比べそれぞれ1.3倍、1.5倍の値であり、変形性能評価式を用いて算定したC-2、C-3のY点からN点への抜出し変位の計算値の増加率約1.5とほぼ同等であった。したがって、再補強試験体のY点の抜出し変位の評価においては、補強試験体のN点の抜出し変位の評価式を用いてもよいと考えられる。

また、図-9より、ひび割れ箇所の補修が施されていないC-2-Rのく体曲げ変位(断面修復部以外)が突出して大きいことがわかる。Y点のく体曲げ変位(断面修復部以外)の増加は、ひび割れ注入の補修を施しても変形は増加し、注入を施さない場合はさらに大きく変形する

ことを示している。

図-10 には、M 点変位の実験値の内訳を示す。ここで、拔出し変位の実験値は、C-2-R、C-3-R の Y 点の拔出し変位の実験値で評価した。M 点の拔出し変位は、Y 点の拔出し変位より増加すると考えられるが、変形性能評価式において、M 点の全体変位に占める拔出し変位の割合は約 4%前後と小さいことから、Y 点の抜け出し変位と同程度と見なしても影響は小さいと考えた。

図-10 のく体曲げ変位の実験値は、く体曲げ変位を断面修復部と断面修復部以外に区分して示した。く体曲げ変位（断面修復部）は、いずれの試験体も（柱基部から 45cm-塑性ヒンジ長）区間として変形性能評価式の方法を用いて算定し、く体曲げ変位（断面修復部以外）は変形性能評価式の方法を用いて算定した。ただし、C-2-R、C-3-R の断面修復部以外のく体曲げ変位は、表-4 に示した Y 点で得られたく体曲げ変位増加率を乗じて算定した。C-2、C-3 には断面修復部は無いが、比較のために（柱基部から 45cm-塑性ヒンジ長）区間の変位を断面修復部として示した。

また、塑性ヒンジ変位の実験値は、M 点変位の実験値から上述した拔出し変位の実験値およびく体曲げ変位の実験値を差し引いて算定した。

同様の方法で、N 点変位実験値の内訳についても算定した。

実験での塑性ヒンジ変位について C-2-R/C-2 のようにそれぞれの比をとることで、M 点、N 点での塑性ヒンジ変位低下率を算定して表-5 に示す。M 点の塑性ヒンジ変位低下率は、座屈した軸方向鉄筋の無整形の影響によるものと考えられ、N 点の塑性ヒンジ変位低下率は、座屈した軸方向鉄筋の無整形の影響および応力履歴による伸び余力減少の影響によるものと考えられる。

前項で示した変形性能評価式において、再補強試験体の拔出し変位を補強試験体の N 点の拔出し変位の値とし、さらに、表-4、5 で得られた補正等を考慮して算定した再補強試験体の Y 点、M 点、N 点変位の計算値（補正後）と実験値の比較を図-11 に示す。図より、計算値（補正後）は実験値を良好に表現できるように補正できたことがわかる。

6. まとめ

耐震補強を行った RC ラーメン高架橋柱が大規模地震の影響を受けた場合の復旧に関する知見の蓄積を目的に、曲げ破壊した補強試験体に対し、補修方法を変えた再補強試験体を作成し正負交番載荷試験を行った。その結果、本実験の範囲において、以下のことが明らかになった。

- i. 軸方向鉄筋が座屈した状態のまま補修を行い再度耐震補強した場合でも、補強試験体と同様に優れた変形性能を示し、履歴曲線は吸収エネルギーの大

きい形状を示し、変形性能は、補強試験体の交番載荷試験結果に比べ終局変位比で 0.93 程度を確保することができ、補修方法による終局変位の違いは顕著ではない

- ii. 再補強試験体の初期剛性は、補修法の違いが顕著に現れた。ひび割れ箇所に注入を施さない試験体の初期剛性は、補強試験体の初期剛性の 58%程度に低下するが、ひび割れ箇所に注入を施した試験体の初期剛性は 77%の低下にとどまった
- iii. 断面修復時に軸方向鉄筋が、座屈変位/座屈長で 0.06 程度と大きく座屈していても、再補強試験体の曲げ耐力に与える影響は少ない
- iv. 交番載荷試験による損傷を受けた軸方向鉄筋の引張試験結果から、鉄筋の伸び能力は、当初の交番載荷試験で終局変位に至るまでにひずみで 7.4%減少し、同様に再補強後の交番載荷試験で 8.1~10.9%減少した
- v. 再補強試験体の変形性能は、既提案の APAT 工法の変形性能評価式に、軸方向鉄筋のベース内での付着劣化の影響およびく体のひび割れによるく体曲げ変位増加の影響、さらには、軸方向鉄筋の座屈と応力履歴の影響等を考慮に入れば、ほぼ妥当に評価することができる可能性を示した

なお、本研究は西日本旅客鉄道(株)、大鉄工業(株)と(株)奥村組の共同研究によるものである。

【参考文献】

- 1) 松田好史、中村敏晴、宮川豊章、「コンクリートセグメントと鋼より線を用いた既設 RC 柱の耐震補強」、土木学会論文集、No.763/VI-63、pp.185-203、2004
- 2) 松田好史、中村敏晴、北後征雄、樺田正人、宮川豊章、「改良型セグメントと鋼より線を用いた既設 RC 柱の耐震補強効果」、コンクリート構造物の補修、補強、アップグレードシンポジウム論文報告集、第 5 巻、pp.85-92、2005
- 3) 石橋忠良、津吉 毅、小林 薫、小林将志、「大変形正負交番載荷を受ける RC 柱の損傷状況及び補修効果に関する実験的研究」、土木学会論文集、No.648/V-47、pp.55-69、2000
- 4) 稲熊弘、関 雅樹、「大損傷を受けた RC 柱のエポキシ樹脂モルタルによる補修効果確認実験」、土木学会第 58 回年次学術講演会、V-344、pp.687-688、2003
- 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、No.683/V-52、pp.31-45、2001
- 6) 国土交通省鉄道局監修、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、2004