

## 損傷後に補修および補強されたPC圧着柱の構造性能に関する実験的検討

(独) 建築研究所 正会員 博(工) ○谷 昌典  
 神戸大学大学院 中藺 佑介  
 神戸大学大学院 金尾 優  
 神戸大学大学院 工博 孫 玉平

### 1. はじめに

PC柱では、建築物の自重にプレストレス力が加わることによって高い軸力を負担しており、コンクリート圧縮域の損傷が大きくなることから、PC柱が地震で損傷を受け、断面修復等の補修を必要とする状況も想定される。著者らは文献1)において、予め損傷を与えた後にポリマーセメントモルタル(以下、PCM)による断面修復を行ったPC圧着柱に対して実施した載荷実験について報告した。実験では、PCM補修部が早期に剥離し、特に、限界変形を経験した損傷の大きな試験体で、初期剛性および曲げ耐力といった耐震性能を十分に回復できなかった。そこで本研究では、拘束効果による補修部剥離の抑制に期待し、断面修復に加えて鋼管巻き立てを行った試験体に対する載荷実験を実施するとともに、断面修復のみの文献1)の実験結果との比較も行い、構造性能回復の検証を行った。

### 2. 実験概要

#### 2.1 試験体概要

試験体の詳細図を図-1に示す。試験体は、断面250mm×250mm、高さ590mmの柱部分と、断面350mm×450mm、長さ1100mmのスタブ部分を別々に打設し、20mm厚の目地モルタルを介して、両者をプレストレス力によって一体化した片持ち形式のPC圧着柱である。また、プレストレス導入後にシーす内にグラウトを注入した。せん断スパン $a$ は500mmで、 $a/D$ は2.0である。実験変数は一次載荷での最大変形レベル(限界変形、最大耐力)として、同一詳細のものを2体製作した。

PC鋼材にはφ13丸鋼を用い、深さ65mmの位置に4本を均等に配置した。目標緊張力は規格降伏強度

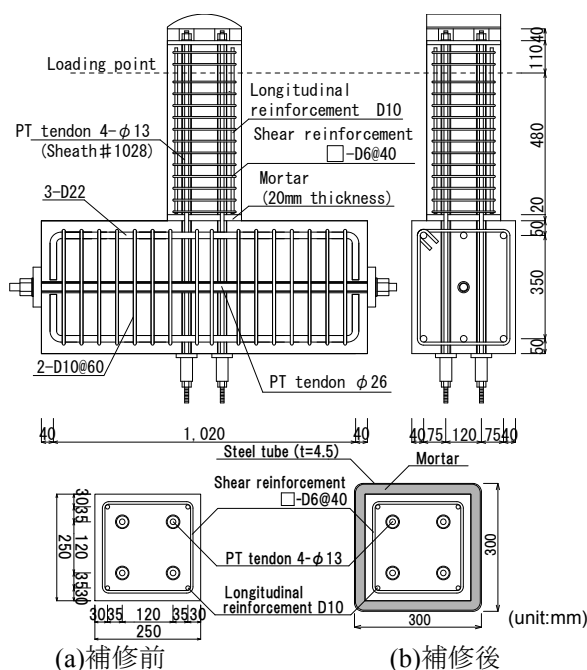


図-1 試験体詳細図

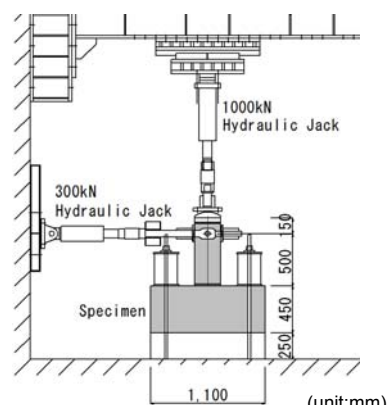


図-2 載荷装置

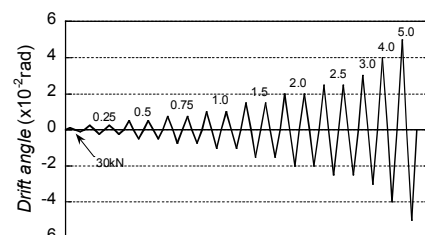


図-3 載荷履歴

の0.8倍に相当する98.7kN/本とした。軸筋およびせん断補強筋には、それぞれD10およびD6の普通強度異形鉄筋を用いた。軸筋は目地部分でカットオフされており、端部で引張力を負担しない。

コンクリート設計基準強度は40N/mm<sup>2</sup>とし、粗骨材最大粒径20mmのレディーミクストコンクリートを使用した。目地モルタルには、プレミックス無収縮グラウト材と水をW/C比36%で配合したものを、グラウトには、普通ポルトランドセメントと水をW/C比45%で配合したものをそれぞれ使用した。一次載荷後の補修状況を写真-1に示す。コンクリートの浮きおよび脆弱部分等を除去し、PCMによる断面修復後、鋼管を設置し、柱との空隙に目地モルタルと同じ調合のモルタル（以下、充填モルタル）を充填した。鋼管は外径300mm×300mm、高さ365mmで、コ字型の厚さ4.5mmの鋼板2枚を溶接したものであり、柱脚との間には10mmの隙間を設けた。使用した材料の試験結果を表-1および表-2に示す。

2.2 載荷方法

載荷装置を図-2に示す。1000kN油圧ジャッキで所定の圧縮軸力を与えた状態で、300kN油圧ジャッキで水平力を作用させた。一次載荷時の軸力は、軸力載荷後のプレストレス比 $\eta_p (=P_e/bDf'_c)$ と軸力比 $\eta_N (=N/bDf'_c)$ の合計が、コンクリートの長期許容応力度の $1/3f'_c$ に相当する0.33となるよう決定し、二次載荷時の軸力は、一次載荷時と同じ軸力とした。一次載荷および二次載荷時の有効プレストレス力および軸力を表-3に示す。水平力の載荷は初サイクルのみ荷重制御(±30kN)で行い、それ以降は図-3に示す正負繰り返し漸増振幅載荷とした。ただし、一次載荷では、試験体RPC-U-PJは最大耐力( $M_u$ )経験後に曲げ耐力が $0.9M_u$ まで低下した点（以下、限界変形点）まで、試験体RPC-M-PJは最大耐力が確認できた点（以下、最大耐力点）までで載荷を終了し、二次載荷では、全ての試験体に対し

表-1 コンクリート、モルタル、グラウトおよびPCMの材料特性値

		文献 1)		
		RPC-U-PJ RPC-M-PJ	RPC-N33 -u	RPC-N33 -m
コンクリート	$f'_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	36.6 (36.9)	44.2 (45.2)	42.2 (45.2)
	$\epsilon_c$ (%)	0.22 (0.21)	0.22 (0.25)	0.22 (0.25)
	$E_c$ (kN/mm <sup>2</sup> )	28.5 (28.6)	30.7 (29.7)	30.0 (29.7)
目地モルタル	$f'_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	51.3 (36.5)	53.2 (53.9)	52.6 (53.9)
	$\epsilon_c$ (%)	0.34 (0.20)	0.28 (0.26)	0.27 (0.26)
	$E_c$ (kN/mm <sup>2</sup> )	22.4 (24.4)	25.9 (25.9)	27.2 (25.9)
グラウト	$f'_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	34.1 (40.2)	52.5 (48.8)	43.7 (48.8)
	$\epsilon_c$ (%)	0.29 (0.41)	0.48 (0.37)	0.39 (0.37)
	$E_c$ (kN/mm <sup>2</sup> )	12.1 (13.3)	15.5 (15.2)	15.2 (15.2)
PCM	$f'_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	32.5	55.0	
	$\epsilon_c$ (%)	0.22	0.36	
	$E_c$ (kN/mm <sup>2</sup> )	20.5	22.9	
充填モルタル	$f'_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	45.5		
	$\epsilon_c$ (%)	0.24		
	$E_c$ (kN/mm <sup>2</sup> )	25.5		

ここに、 $f'_c$ ：シリンダー圧縮強度、 $\epsilon_c$ ：圧縮強度時ひずみ、 $E_c$ ： $1/3f'_c$ 割線弾性係数（括弧内は二次載荷時の値）

表-2 鋼材の材料特性値

		文献 1)	
		本実験	
D6 (SD 295A)	$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	470	449
	$\epsilon_y$ (%)	0.28	0.24
	$f_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	550	533
	$E_s$ (kN/mm <sup>2</sup> )	171	184
D10 (SD 295A)	$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	356	369
	$\epsilon_y$ (%)	0.21	0.19
	$f_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	498	521
	$E_s$ (kN/mm <sup>2</sup> )	172	193
φ13 (C種 1号)	$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	1075	1078
	$\epsilon_y$ (%)	0.57	0.57
	$f_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	1142	1126
	$E_s$ (kN/mm <sup>2</sup> )	191	200
PL4.5	$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	246	
	$\epsilon_y$ (%)	0.34	
	$f_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	350	
	$E_s$ (kN/mm <sup>2</sup> )	182	

ここに、 $f_y$ ：降伏強度、 $\epsilon_y$ ：降伏強度時ひずみ、 $f_u$ ：引張強度、 $E_s$ ：弾性係数

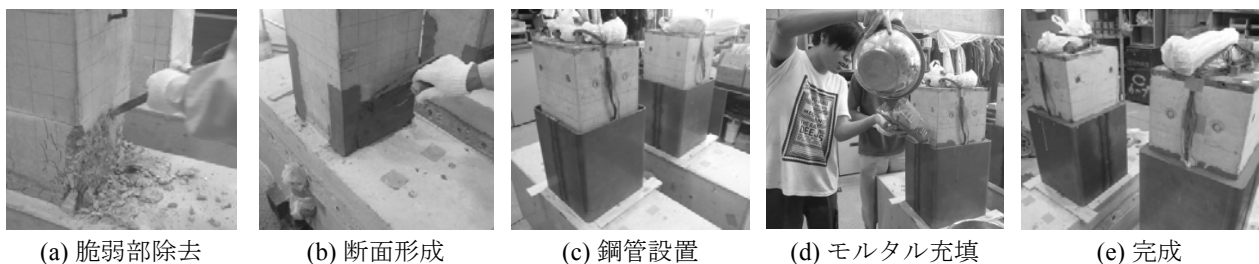


写真-1 補修状況

表-3 有効プレストレス力および軸力

試験体	$P_e$ (kN)		$P_e f'_c b D$		$N$ (kN)	$N/f'_c b D$
	軸力載荷前	軸力載荷後	軸力載荷前	軸力載荷後		
RPC-U-PJ	371 (168)	356 (149)	0.16 (0.07)	0.16 (0.06)	404	0.18 (0.18)
RPC-M-PJ	380 (310)	365 (258)	0.17 (0.13)	0.16 (0.11)	395	0.17 (0.17)
RPC-N33-u <sup>1)</sup>	378 (288)	355 (262)	0.14 (0.10)	0.13 (0.09)	565	0.21 (0.20)
RPC-N33-m <sup>1)</sup>	372 (363)	351 (335)	0.14 (0.13)	0.13 (0.12)	527*	0.20 (0.19)

ここで、 $P_e$ :プレストレス力、 $f'_c$ :コンクリート圧縮強度、 $b$ :柱断面幅、 $D$ :柱断面せい、 $N$ :軸力 (括弧内は二次載荷時の値) \* 制御ミスにより二次載荷時の値は569kN

て最後まで載荷を行った。部材角 $R$ はスタブに対する水平相対変位をせん断スパンで除して算出した。

### 3. 実験結果

#### 3.1 履歴性状および破壊状況

柱脚曲げモーメント-部材角関係を図-4に示す。□点は目視で柱脚部の離間を確認した点、○点は最大耐力点、△点は普通強度鉄筋が圧縮降伏した点、▽点はPCMの圧縮ひずみが最大値を示した点をそれぞれ示す。一次載荷では、文献1)と同様に柱脚コンクリートに損傷が集中し、RPC-U-PJではPC鋼材の降伏も確認された。断面修復の際には、柱脚から150~200mmの範囲において、RPC-U-PJでは表面から深さ30mm程度、RPC-M-PJでは表面から深さ22mm程度の脆弱部を除去した。

二次載荷では、RPC-M-PJは変形の増加に伴って耐力が上昇した一方で、RPC-U-PJでは、 $R=0.5\%rad.$ から $1.0\%rad.$ まで耐力の上昇は見られず、 $R=1.5\%rad.$ から再び緩やかに耐力が上昇し始めた。その後、変形が大きくなるにつれて損傷が大きくなり、いずれの試験体も $R=4.0\%rad.$ サイクルで最大耐力を示し、大変形時まで高い原点指向性を示した。最大耐力時の鋼管の圧縮縁ひずみ (柱脚から192.5mmの位置、正負平均) は、RPC-M-PJでは縦方向、横方向ともに $0.01\%$ 、RPC-U-PJでは縦方向 $0.01\%$ 、横方向 $0.02\%$ であった。柱脚から50mmの位置における補修部モルタル圧縮縁ひずみの最大値 (正負平均) は、RPC-M-PJで $-0.07\%$ 、RPC-U-PJで $-0.04\%$ と、圧縮強度時ひずみ ( $=-0.24\%$ ) に比べて極めて小さい値であった。いずれの試験体でも、 $R=0.25\%$ 又は $0.5\%rad.$ 付近でひずみが大幅に減少した。 $R=0.5\%rad.$ 付近でひずみが減少した理由は、補修部が剥離したことが原因と考えられる。

#### 3.2 既往の研究との比較

本実験と文献1)のモーメント-部材角関係を図-5に示す。なお、表-2に示す通り、各試験体のコンクリート圧縮強度が大きく異なるため、曲げモーメントを $f'_c b D^2$ で除して無次元化して比較する。図-5より、限界変形点まで載荷した試験体では、補修方法の違いで履歴性状に大きな差は見られなかったが、最大耐力点まで載荷した試験体では、RPC-M-PJの方が変形の増加に伴ってより大きな耐力を發揮する傾向を示し、残留変形も小さくなった。これは、鋼管巻き立てによる断面増大や拘束効果の影響と考えられる。

各試験体の剛性を表-4に示す。 $eK_1$ および $eK_2$ は一次および二次載荷における $R=0.25\%rad.$ サイクル時の $\pm 30kN$ までの接線剛性、 $eK_{1,fin}$ は一次載荷最終サイクル時の $\pm 30kN$ までの接線剛性である。 $eK_{1,fin}$ と $eK_2$

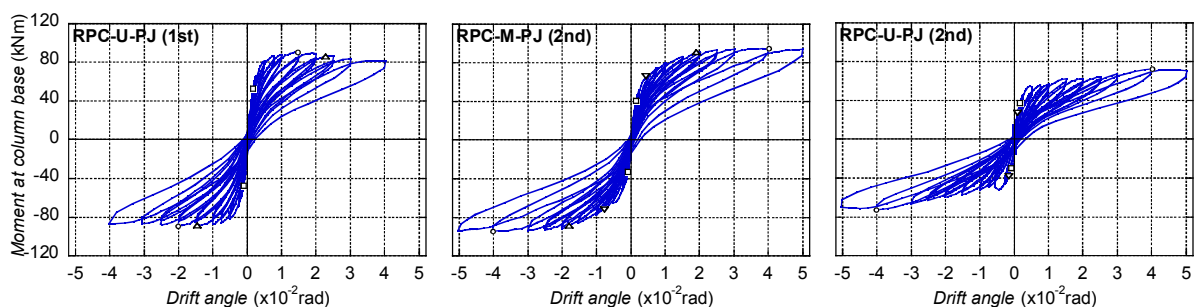


図-4 モーメント-部材角関係

を比較すると、断面修復と鋼管巻き立てによって大幅に剛性が回復したことが分かる。また、鋼管巻き立てによって部分的に断面二次モーメントが大きくなることから、計算値 $eK_1$ 、 $eK_2$ 、 $eK_2'$ に示すように本年度試験体の方が大幅に剛性が回復すると予想されたが、最大耐力点まで載荷したRPC-M-PJこそ、RPC-N33-mに比べてより大幅に剛性が回復したものの、限界変形点まで載荷したRPC-N33-uとRPC-U-PJでは有意な差は確認できなかった。鋼管とスタブの間にスリットを設けたために巻き立て部が全断面有効とならないことや、一次載荷における最大経験変形が同じ限界変形点であっても、コンクリートの損傷状況が全く同一ではなかった可能性が考えられることから、今後更なる検証が必要であろう。

各試験体の最大曲げ耐力を表-5に示す。最大耐力点まで載荷した試験体を比較すると、 $M_{u2}/M_{u1}$ に大きな差はなかったが、二次載荷時最大曲げモーメント時部材角が約2倍になった。一方で、限界変形点まで載荷した試験体を比較すると、 $M_{u2}/M_{u1}$ 、二次載荷時最大曲げモーメント時部材角ともにほぼ同程度の値となった。よって、経験最大変形が最大耐力点程度であれば、損傷範囲も小さく、鋼管巻き立てによる拘束効果が発揮され、構造性能が十分に回復すると考えられる。しかし、限界変形を経験して損傷範囲が大きくなると、早期に剥離した補修部に対して十分な拘束効果を発揮するには至らず、断面修復のみと大差無い挙動を示したものと推察される。つまり、最大耐力点程度の変形を受けた場合であれば、このような断面補修や鋼管巻き立てなどの一般的な方法で構造性能回復を図ることが可能であるが、限界変形を経験した場合には、補修部に対して能動的に拘束できる方法を検討すべきであると考えられる。また、補修部の剥離が発生するメカニズムやその発生条件について検証する必要がある。

4. まとめ

本研究により得られた知見を以下にまとめる。

- 一次載荷で限界変形を経験した試験体では、補修部が早期に剥離し、その後も断面修復のみの場合と同様に十分な耐力の回復が見られず、鋼管巻き立てによる補強効果を得ることはできなかった。
- 一次載荷で最大耐力点まで載荷した試験体では、鋼管巻き立てにより初期剛性が大幅に回復したほか、耐力の増大、残留変形の低減が確認された。

謝辞 本研究は科学研究費補助金・若手(B) (課題番号：22760418) の助成を受けて行った。本研究の遂行にあたり、東畑建築事務所・長嶺安佐子氏 (元神戸大学大学院生) にご協力頂いた。また、京都大学・西山峰広教授、東京工業大学・河野進教授、京都大学・野村昌弘技術職員には、貴重なご助言を頂くとともに、実験機材を融通して頂いた。ここに記して謝意を示す。

参考文献 1) 谷昌典, 中蘆佑介, 長嶺安佐子, 孫玉平: PC圧着柱の補修前後における構造性能比較, 第20回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp.91-96, 2011.10

表-4 各試験体の剛性

試験体名	$eK_1$ (kN/mm <sup>2</sup> )	$eK_2$ (kN/mm <sup>2</sup> )	$eK_{1,fin}$ (kN/mm <sup>2</sup> )	$eK_1$ (kN/mm <sup>2</sup> )	$eK_2$ (kN/mm <sup>2</sup> )	$eK_2'$ (kN/mm <sup>2</sup> )	$eK_2/eK_1$
RPC-N33-u <sup>1)</sup>	161	105	15.1	258	237	—	0.65
RPC-N33-m <sup>1)</sup>	150	113	48.7	252	244	—	0.75
RPC-U-PJ	168	111	19.7	240	215	589	0.66
RPC-M-PJ	165	150	42.7	240	221	596	0.91

ここで、 $eK_1$ 、 $eK_2$ :一次、二次載荷時初期剛性実験値、 $eK_{1,fin}$ :一次載荷最終サイクル時初期剛性、 $eK_1$ :一次載荷時初期剛性計算値、 $eK_2$ :二次載荷時初期剛性計算値 (断面修復のみ、柱脚から150mmまで考慮)、 $eK_2'$ :二次載荷時初期剛性計算値 (鋼管巻き立て考慮)

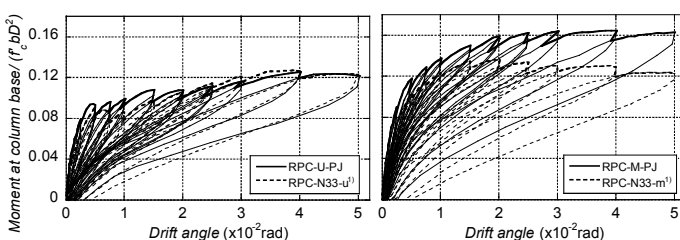


図-5 既往の研究との包絡線の比較

表-5 各試験体の最大曲げ耐力

試験体名	$M_{u1}$ (kNm)	$R_{u1}$ ( $\times 10^{-2}$ rad)	$M_{u2}$ (kNm)	$R_{u2}$ ( $\times 10^{-2}$ rad)
RPC-N33-u <sup>1)</sup>	95.6	1.34	92.1	3.90
RPC-N33-m <sup>1)</sup>	97.5	1.00	99.7	1.91
RPC-U-PJ	89.7	1.73	72.6	4.02
RPC-M-PJ	90.3	1.45	94.6	4.02