

(16) PC電化柱の耐震性能に関する実験的研究

東日本旅客鉄道(株) 建設工事事部 構造技術センター 正会員 ○海原 卓也  
 同 上 正会員 小林 薫  
 同 上 正会員 小林 将志  
 東日本旅客鉄道(株) 設備部 葉山 佳秀

1. はじめに

新幹線をはじめとする電車線路設備には、架空線等を支持する構造物として、軌道側方の施工基面外にプレストレストコンクリート電化柱(以下、PC電化柱という)が多く用いられている。このPC電化柱の支点部固定方法には主としてコンクリート造の電柱基礎を設けて電化柱を建て込み、隙間に砂を埋める方法やモルタルを埋める方法、もしくは電化柱基部に座金を取付けて、アンカーボルトによる固定方法を用いている。

これらのPC電化柱の中で、過去に発生した大地震により、橋りょうや高架橋上でモルタル埋め方式およびアンカー固定方式としたPC電化柱が損傷した事例が幾つか報告されている<sup>1)</sup>。しかしながら、現状ではPC電化柱の大地震時における耐震性能や、変形性能に関する試験および研究事例等は非常に少なく、その耐震性能が解明されているとは言い難い。

今回、PC電化柱の耐震性能を確認することを目的に、モルタル埋め方式およびアンカー固定方式を想定した縮小試験体および実物試験体を用いて正負交番載荷試験を行った。また、既設PC電化柱の地震時における応答を把握するためにラーメン高架橋上のPC電化柱について地震応答解析を行った。本文は、これらの試験結果および地震応答解析結果からPC電化柱の耐震性能について考察を行ったものである。

2. 試験概要

2. 1. 縮小試験<sup>2)</sup>

2. 1. 1. 試験体

試験体の形状の一例および試験体諸元を図-1、表-1にそれぞれ示す。本試験に使用したPC電化柱は、実物電化

表-1 縮小試験体諸元

No	D (mm)	t (mm)	TW		NTW		軸圧縮力 (kN/mm <sup>2</sup> )	Vyd (kN)	Mud (kN·m)	せん断耐力
			φ (mm)	本数	φ (mm)	本数				
ケース1	300.0	60.0	5.0	6	5.0	4	2.5	70.8	29.9	5.21
ケース2	300.0	60.0	7.0	6	7.4	6	4.2	83.0	65.3	2.80
ケース3	300.0	60.0	5.0	6	5.0	12	2.5	70.6	40.2	3.88
ケース4	300.0	60.0	7.0	6	7.4	12	4.1	82.5	84.1	2.16

表-2 材料試験結果

鋼材名	呼び名	径 φ (mm)	断面積 A (mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	弾性係数 (kN/mm <sup>2</sup> )	伸び (%)
TW	YPD1-NPC-	5.0	19.64	1828	214.0	6.7
	SWM-B	7.0	38.48	1665	209.0	7.4
NTW	NHQ	5.0	19.64	701	198.0	6.3
	SWM-B	7.4	40.00	1602	235.0	8.2
らせん鋼材	SWM-B	3.0	7.069	589	184.0	4.8

No	場所	圧縮強度(N/mm <sup>2</sup> )		弾性係数
		コンクリート	グラウト	
ケース1	柱本体	64.3		36.0
ケース2		90.9		37.0
ケース3		68.2		37.0
ケース4		68.8		37.0
	フーチング	81.6		

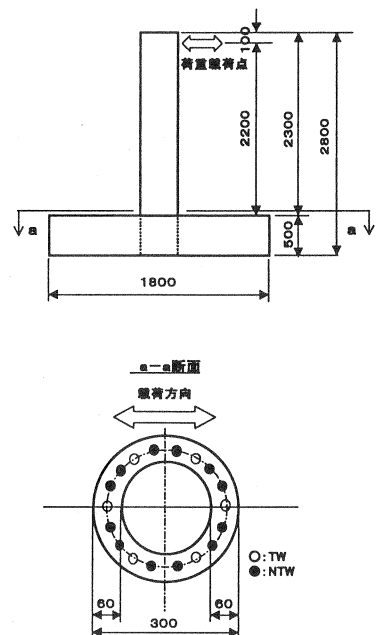


図-1 ケース4試験体形状

柱のせん断耐力比、 $V_{yd}/V_{mu}=2.2$  (電化柱の設計せん断耐力 $[V_{yd}]$ と、設計曲げ耐力に達するときのせん断耐力 $[V_{mu}]$ の比)をベースにし、せん断耐力比をパラメータとして、それぞれ 2.80、3.86、5.21 の縮小試験体とした。

試験体の形状は、中空円形断面で外径 (D) を 300mm、肉厚 (t) を 60mm とし、せん断スパン (荷重載荷点からフーチング上面までの距離) は 2.2m である。断面内には、部材軸方向にプレストレスを導入する TW (Tension Wire : 緊張鋼材)、および NTW (No Tension Wire : 非緊張鋼材) を配置している。また、せん断補強鋼材として  $\phi 3.0\text{mm}$  の普通鉄線を 50mm 間隔でらせん状に配置している。

試験体 (柱部分) の製作方法は JIS A 5309<sup>3)</sup> に規定される遠心力締め固め方法とし、遠心締め固め終了後は、室温 65°C の温度下で 24 時間蒸気養生を行い、続けて気中養生を行っている。柱部分の製作終了後に、別途製作したフーチング内に柱を埋め込み、柱とフーチングの間にはグラウトを充填した。なお、使用した各材料の材料試験結果を表-2 に示す。

2. 1. 2. 試験方法

交番載荷試験に使用した載荷装置を図-2 に示す。本試験では鉛直軸力を 0 とした。水平荷重は、図に示す荷重載荷点 (アクチュエーターの中心位置) における試験体の水平変位 (以下、載荷点変位という) による変位制御で行った。ケース1、2、4 試験体の荷重載荷ステップは、載荷点変位が 0~60mm の範囲では片振幅を 5.0mm 刻みで、これ以降は片振幅を 10.0mm 刻みに増加して正負各 1 サイクル行った。また、載荷装置の性能上、載荷点変位が 140mm を超える交番載荷が行えないことから、140mm の載荷が終了した時点で載荷装置の

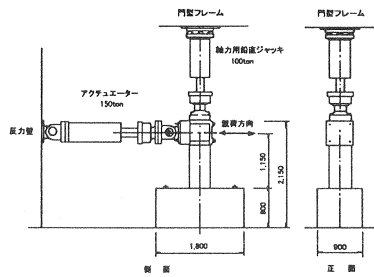


図-2 交番載荷装置

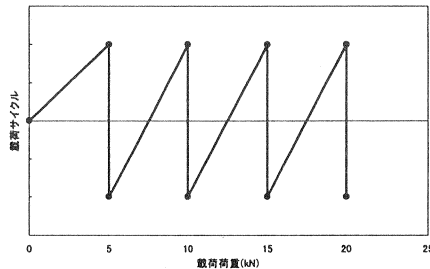


図-3 ケース3試験体載荷ステップ

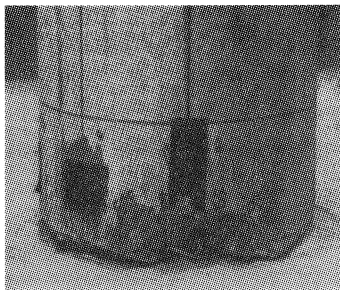


写真-1 ケース1試験体

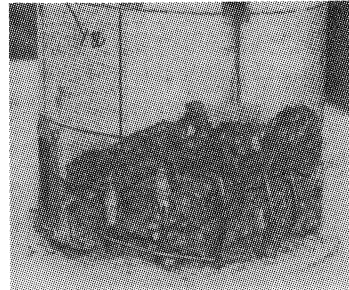


写真-2 ケース2試験体

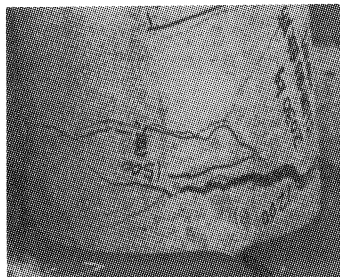


写真-3 ケース3試験体

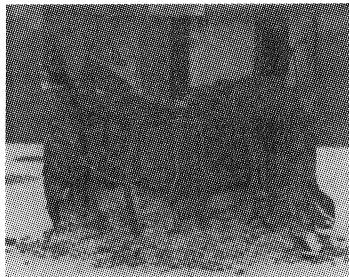


写真-4 ケース4試験体

道具を変更して、これ以降は試験体が破壊するまで片振幅で載荷を行った。

なお、ケース3試験体については、交番載荷の載荷ステップを変更して試験を行った。図-3に示すように1ステップの載荷点変位を大きくなるように設定して、荷重制御による交番載荷を行っている。

### 2. 1. 3. 試験結果

ケース1試験体の損傷状況は載荷点変位が45mmのときにかぶりコンクリートの剥離等、圧壊の兆候が現われ、載荷点変位が190mmを超えた段階でNTWの破断が生じて耐力が徐々に低下していった。ケース2試験体の損傷状況は載荷点変移が50mmのときにかぶりコンクリートの剥離等、圧壊の兆候が現われ、その後交番載荷を継続する毎に圧壊の範囲が広がっていった。載荷点変位が180mmに達した時点でNTWが破断、240mmのときにNTWが座屈して耐力が低下していった。ケース4試験体の損傷状況は、載荷点変位が50mmで圧壊の兆候が発生し、その後交番載荷を継続する毎に圧壊の範囲が広がっていった。載荷点変位が200mmに達するとかぶりコンクリートが大きく剥落し、その直後にらせん鋼材が破断、NTWが座屈して耐力が急激に低下した。また、載荷ステップを変更したケース3試験体の破壊性状は、耐力の低下が見られないような、比較的急激な圧縮破壊であった。各試験体の交番載荷試験終了時の状態を写真1~4に示す。

### 2. 1. 4. 荷重変位曲線および変形性能

図-4に各試験体の荷重変位曲線の包絡線をまとめて示す。図に示す通りせん断耐力比の最も大きいケース1試験体は、最大荷重以降の荷重低下はあるものの、比較的安定して荷重を保持し続ける傾向を示した。またせん断耐力比の小さい、ケース2および4試験体は、最大荷重に達するときの載荷点変位や、最大荷重以降の荷重低下等、包絡線の形状がほぼ同様であることが分る。一方、載荷ステップを減少させたケース3試験体は、破壊に至るまで緩やかに荷重が増加しており、載荷荷重が低下することの無い状態で、急激に破壊していることが分る。

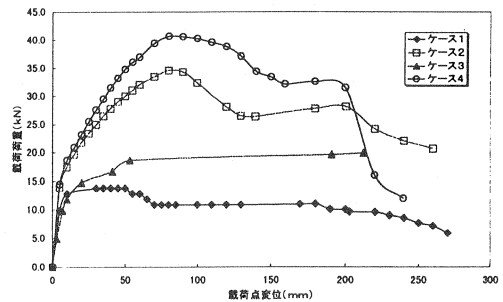


図-4 荷重変位曲線の包絡線

表-3 部材変形角

	$\theta_y$	$\theta_u$
ケース1試験体	1/236	1/36
ケース2試験体	1/40	1/21
ケース3試験体	1/45	1/10
ケース4試験体	1/38	1/17

次に試験体の変形性能を部材変形角（載荷点変位/せん断スパン）で表わしたものを表-3に示す。一般的に鉄筋コンクリート柱の降伏時変形角を算出する際には、部材の引張側軸方向鉄筋が降伏したときの載荷点変位を用いて降伏時と定義する。しかし、本試験で用いたようなPC柱では、PC鋼材の応力ひずみ曲線に明確な降伏点が存在しないため、部材の降伏をどの様に定義するかが問題となる。今回、部材の降伏を既往の研究<sup>4)</sup>で提案されている、交番載荷試験時の最大荷重90%として降伏時変形角を算出した。また、図-4に示す荷重変位曲線の包絡線が、降伏荷重を下回らないときの最大変位を用いて終局時変形角を算出した。

表に示す降伏時変形角では、せん断耐力比の大きいケース1試験体が最も変形角が小さく、逆にせん断耐力比の小さいケース4試験体が最も変形角が大きくなっている。次に終局時変形角ではケース3試験体が最も大きな値を示しているが、これは1ステップの変位を大きくしたことで、繰り返し荷重による劣化が減少し、他の試験体に比べて比較の変形性能が高くなっているものと思われる。

表に示す降伏時変形角では、せん断耐力比の大きいケース1試験体が最も変形角が小さく、逆にせん断耐力比の小さいケース4試験体が最も変形角が大きくなっている。次に終局時変形角ではケース3試験体が最も大きな値を示しているが、これは1ステップの変位を大きくしたことで、繰り返し荷重による劣化が減少し、他の試験体に比べて比較の変形性能が高くなっているものと思われる。

## 2. 2. 実物試験

### 2. 2. 1. 試験体

実物試験に用いた試験体の諸元は、実際に使用されているPC電化柱と同様としている。諸元は表-4

に、材料試験結果は表-5に示す通りである。

2. 2. 2. 試験方法

本試験では2. 1. 2章で述べた変位制御による交番載荷試験を行っているが、試験設備が大規模になるため、載荷ステップを図-6のように変更している。

2. 2. 3. 試験結果

試験体の破壊性状は、初期の載荷から曲げひび割れが発生し、徐々にひび割れ範囲が拡大し、最終的には圧縮側コンクリートの圧壊による急激な曲げ破壊となることが確認された。なお、破壊した位置は柱基部であり、終局に至るまでに斜めひび割れは発生していなかった。

2. 2. 4. 荷重変位曲線および変形性能

試験体の重心位置に設置した糸式変位計による、交番載荷試験の荷重変位曲線を図-7に示す。

図に示す通り、本試験では縮小試験のケース3試験体とほぼ同様に、載荷荷重の低下がないまま試験体の破壊に達している。これは試験設備の制約上、1ステップの載荷点変位を比較的大きく刻んだため、載荷ステップが似ているケース3試験体と同様に、破壊が急激に発生したためと思われる。また、変形性能については図中に示す通り終局時変形角が1/13となり、この値もケース3試験体の終局時変形角と概ね一致することが分った。

2. 2. 5. 換算弾性応答加速度 (Pe)

PC電化柱の耐震性能を表わす指標として換算弾性応答加速度を用いる。ここで換算弾性応答加速度の計算方法は以下の式<sup>5)</sup>による。

$$Pe = \sqrt{2\mu - 1} \times Py \times 980 \quad \dots\dots(1)$$

ここで、Pe：換算弾性応答加速度 (gal)

$\mu$ ：じん性率 ( $\theta u / \theta y$ )

Py：降伏時水平震度

今回の試験で得られた結果を上式に代入すると、PC電化柱の換算弾性応答加速度は概ね2400galとなる。

表-4 実物試験体諸元

	D (mm)	t (mm)	TW		NTW		軸圧縮応力 (kN/mm <sup>2</sup> )	Vyd (kN)	Mud (kNm)	せん断耐力比
			$\phi$ (mm)	本数	$\phi$ (mm)	本数				
実物試験体	400.0	80.0	9.0	30	9.2	20	11.0	237.9	411.1	2.89

表-5 材料試験結果

鋼材名	呼び名	径 $\phi$ (mm)	断面積 A (mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	弾性係数 (kN/mm <sup>2</sup> )	伸び (%)
TW	SWPD1-NPC-EB	9.0	63.60	1500	209.0	6.8
NTW	NHQ	9.2	66.50	1430	235.0	9.3
らせん鋼材	SWM-B	3.0	7.069	589	184.0	4.6

No	場所	圧縮強度(N/mm <sup>2</sup> )	
		コンクリート	コンクリート
実物試験体	柱く体	102.1	40.0

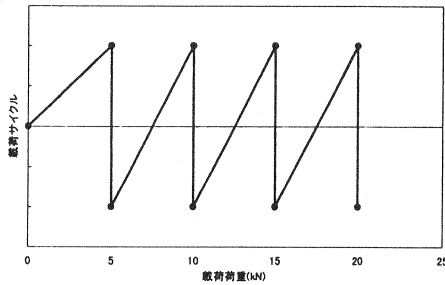


図-6 実物試験体載荷ステップ

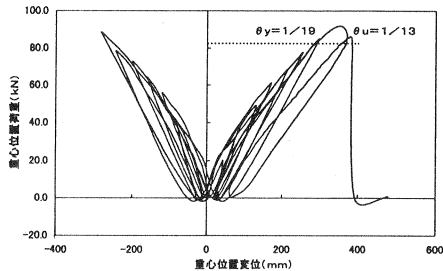


図-7 実物試験体荷重変位曲線

3. 地震応答解析

3. 1. 解析モデルおよび地震波

既設電化柱の地震時における応答を解析的に把握するため、図-8に示すラーメン高架橋をモデルとして地震応答解析を行った。図に示すように、モデルとした高架橋は電柱基礎を有するRC1層ラーメン構造

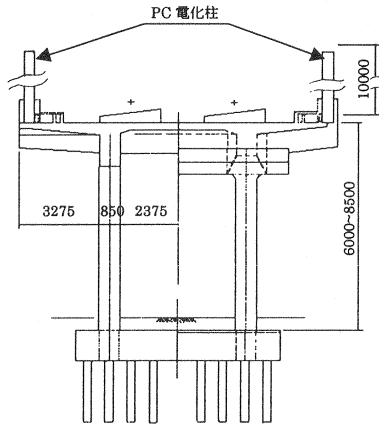


図-8 解析モデル

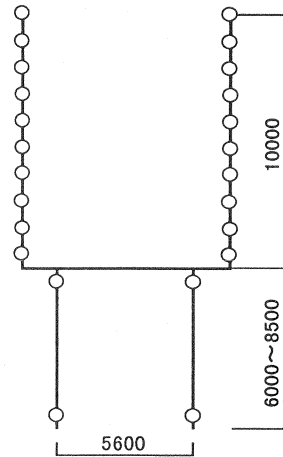


図-9 スケルトン

であり、フーチング上面からスラブ面までの高さを 6.0~8.5m で変化させ、それぞれ橋軸直角方向に対して解析している。解析モデルのスケルトンは図-9の通りであり、柱下端はフーチング上面で固定とし、PC 電化柱は高架橋モデルに固定している。なお、地震応答解析に当たっては部材レベルの復元力特性を考慮しており、高架橋柱部材には、曲げモーメントと軸方向力の相関を考慮した TAKEDA 型の履歴ループを用い、スケルトンカーブはトリリニア型としている。PC 電化柱の復元力特性については、交番載荷試験における荷重変位曲線から原点指向型の履歴ループを用いている。

表-6 解析に用いた地震波

地震波	元波形の最大加速度	地震名称
八戸波NS	225gal	1968年十勝沖地震
開北橋B	271gal	1978年宮城県沖地震
新菊川波	74gal	1978年伊豆大島近海地震
神戸海洋気象台NS	818gal	1995年兵庫県南部地震
JR鷹取駅EW	660gal	1995年兵庫県南部地震

解析に用いた地震波は表-6に示す通り、兵庫県南部地震を想定して最大加速度を 800gal に振幅調整した5種類の地震波とした。地震波の継続時間は主揺動部分の15秒間としている。

### 3. 2. 解析結果

PC 電化柱の応答塑性率に着目した解析結果を表-7に示す。ラーメン高架橋の高さが 8.5m の場合は、八戸波 NS 成分による PC 電化柱の応答が卓越してい

表-7 解析結果 (応答塑性率)

	高架橋高さ	八戸波NS	開北橋B	新菊川波	神戸海洋気象台NS	JR鷹取駅EW
応答塑性率	h=8.5m	0.679	0.452	0.426	0.488	0.375
	h=7.0m	0.853	0.903	1.562	0.995	0.965
	h=6.0m	7.663	0.582	0.949	2.143	7.092

るが、塑性率は概ね 0.7 程度であった。2.2.5 節で述べた換算弾性応答加速度で比較すると 1200gal 程度となり、今回の試験結果に対しては十分安全であると言える。また、高架橋の高さが 7.0m の場合では新菊川波による応答塑性率が約 1.6 で、換算弾性応答加速度では約 1450gal となり、試験結果を若干上回っている。高架橋の高さが 6.0m の場合では、八戸波 NS 成分、神戸海洋気象台 NS 成分、JR 鷹取波 EW 成分による応答塑性率が高く、最大 7.7 程度で、換算弾性応答加速度では約 3700gal まで達しており、試験結果に対して大きく上回る結果となった。

以上の解析結果から考えられることは、比較的高さが低く固有周期の短いラーメン高架橋では、地震力によって柱が損傷し、徐々に固有周期が伸びてきたときにPC電化柱の固有周期と一致し、高架橋とPC電化柱の共振現象が発生する。その結果PC電化柱に大きな水平力が作用するため、応答塑性率が高くなるものと思われる。

#### 4. まとめ

今回、PC電化柱の耐震性能を実験的に確認することを目的に、PC電化柱の縮小試験体および実物試験体による正負交番載荷試験を行った。この結果、今回の試験で得られた範囲内では概ね以下のことが確認された。

(1) 縮小試験体の交番載荷試験結果から、PC電化柱のせん断耐力比が2.2以上の場合、部材の破壊性状は圧縮側コンクリートの圧壊に伴う曲げ破壊となる。

(2) 縮小試験体と実物試験体では、交番載荷荷重の載荷ステップをほぼ同様とすることで、破壊形態や終局時変形角が概ね一致する。

(3) 荷重変位曲線の包絡線において、PC電化柱の降伏を最大荷重の90%と定義すると、耐震性能としての換算弾性応答加速度は概ね2400galとなる。

(4) PC電化柱が建植されている構造物としてRC1層ラーメン高架橋で橋軸直角方向について解析した結果、最大加速度が800gal程度の地震力では高架橋の高さが8.5mの場合、PC電化柱は十分安全であるが、高架橋の高さが6.0~7.0mの場合は、高架橋とPC電化柱の共振により応答塑性率が高くなる。

#### 【参考文献】

- 1) 阪神・淡路大震災鉄道復興記録編集委員会：よみがえる鉄路—阪神・淡路大震災鉄道復興の記録、山海堂、1996.3
- 2) 太田ら：中空円形断面を有するPC柱の交番載荷試験結果について、第25回土木学会関東支部技術発表会講演概要集、土木学会関東支部、1998.2
- 3) 日本規格協会：JISA5309 遠心力プレストレストコンクリートポール、JISハンドブック、26 土木、1995
- 4) 本岡ら：プレストレストコンクリート梁の平均プレストレスがその靱性に及ぼす影響、プレストレストコンクリート、Vol27、No2、PP.55~65、1985.3
- 5) 石橋ら：鉄筋コンクリート高架橋の地震被害程度と設計上の耐震性能に関する検討、土木学会論文集No.563/I-39、95-103、1997.4