

論文 在来線PC電柱の地震時挙動に関する一検討

伊東 佑香¹・小林 寿子²

¹正会員 JR東日本研究開発センター（〒331-8513 埼玉県さいたま市北区日進町二丁目479）

E-mail:yuka-ito@jreast.co.jp

²正会員 JR東日本研究開発センター（〒331-8513 埼玉県さいたま市北区日進町二丁目479）

E-mail:hisako-kobayashi@jreast.co.jp

在来線におけるPC電柱の耐震補強の実施に向け、土木構造物の中でも共振が懸念される橋脚および高架橋上に配置されたPC電柱の大規模地震時挙動を的確に把握することが求められている。本稿では、実験的検討として交番載荷試験により大変形時のPC電柱の損傷過程を確認した。次いで、解析的検討として実験的検討および実際の在来線装柱条件から、PC電柱とPC電柱を支持する橋脚および高架橋を質点系でモデル化し、L2地震動に対する動的解析を実施した結果を確認した。実験的検討から、在来線のPC電柱は微小変形の段階でひび割れが発生し、新幹線で用いられるPC電柱と比較し連続的な剛性低下がみられること、設計想定以上の曲げ耐力が期待できること、PC電柱のひび割れ以降の剛性低下を考慮した場合、橋脚上のPC電柱の応答が、PC電柱に弾性挙動を想定した場合よりも低減されることを確認した。

Key Words : PC pole, seismic diagnosis, resonance, plasticity

1. はじめに

東北地方太平洋沖地震でのプレストレストコンクリート電車線柱（以下、PC電柱）の折損・傾斜を受け、PC種々の耐震補強工法が検討・開発されている¹⁾²⁾。

開発された耐震補強工法のうち、圧壊先行の脆性的な破壊性状を示すPC電柱基部をRC構造とすることで変形性能を付与する高靱性補強工法は、JR東日本管内の新幹線PC電柱を中心に広く耐震補強に用いられている。また、高靱性補強工法の適用が困難な箇所に対しては、PC電柱の中空部分に芯材として鋼材を挿入し、その基部をモルタルで固定することで、大規模地震時にPC電柱が折損した場合でも芯材がPC電柱を支持し倒壊を防止する倒壊防止工法の適用が進められている³⁾。

これらの耐震補強工法の開発は、新幹線に用いられているPC電柱の規格を対象として行われている。今後は在来線PC電柱でも耐震補強が進められることとなるが、新幹線PC電柱と在来線PC柱では、大変形時の損傷過程が異なり、曲げひび割れの発生時期、曲げひび割れ発生以降の曲げ剛性低下挙動が異なることが考えられる。

PC電柱の曲げ剛性は、現行のPC電柱の設計指針である「電車線路設備耐震設計指針・同解説」（以降、指針と記載）⁴⁾において、応答加速度算定時の重要なパラメータである。指針で算定される応答加速度は、PC電柱が損傷しないことを前提に、PC電柱部材を線形部材と

仮定し、土木構造物との共振を考慮して算定されている。

実際に建植されている電柱のうち、鋼管柱については最大荷重までこの線形モデルに近い挙動を示すが、PC電柱については主に新幹線用に用いられる規格での載荷試験結果から設計荷重以上で曲げ剛性の低下を考慮する必要が示されている⁵⁾。指針では、PC電柱の曲げ剛性の低下が応答加速度の算定時に考慮されているが、補正の範囲内の最大値を取って設計されるため、実際にはPC電柱と土木構造物が共振しない場合であっても、共振時の応答加速度までを想定した設計が必要になる。逆に、在来線PC電柱で新幹線PC電柱よりも曲げ剛性の低下が大きいとすれば、指針で考慮している範囲外で実構造物の共振が起こる可能性も考えられる。

また、PC電柱部材を線形モデルとした場合、曲げ剛性低下に伴う応答加速度の頭打ちがないため、実構造物よりも応答加速度を過大評価する可能性が高い。

上記2点は、新設構造物のように応答加速度に対して部材を選定し耐力を設定できる場合は問題ないが、耐震診断および耐震補強においては、応答加速度が現実的な範囲に収まらないことが懸念される。

そこで本稿では、今後計画されている在来線PC電柱の耐震補強工法の確立に向け、在来線PC電柱の地震時挙動把握を目的とした検討結果について報告する。なお、以降で特記ない場合は、全て在来線のPC電柱に関する検討である。

2. 実構造物を想定した在来線PC電柱の性能把握

在来線PC電柱の地震時挙動のため、JR東日本管内の在来線における実際の土木構造物と在来線PC電柱の組み合わせに対し、交番載荷試験によるPC電柱の性能把握および質点系動的解析による地震時応答評価を行う。

検討対象とする土木構造物は、指針で電柱との共振が生じる可能性のある土木構造物とされる橋脚および高架橋から、図-1の壁式橋脚とラーメン高架橋を選定した。これは土木構造物の回転振動を考慮する際、構造形式を「橋脚タイプ」と「ラーメンタイプ」に分けてロッキング率を算定する点を考慮し選定した。なお、両土木構造物は近接しており、建設年も昭和55年で同一である。

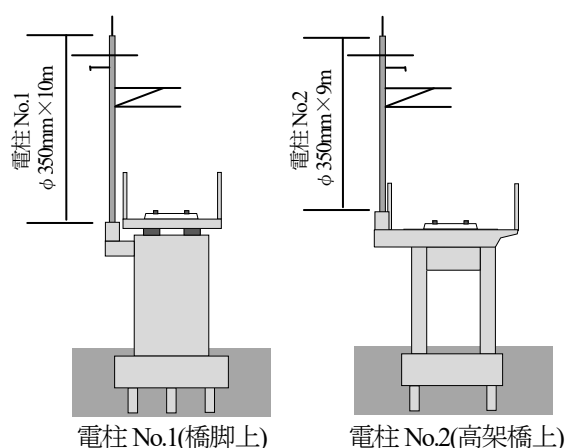


図-1 検討構造物の概要

土木構造物およびPC電柱の諸元と、指針に基づき算定したPC電柱の固有周期を表-1に示す。

表-1 検討構造物の諸元

	電柱No. 1	電柱No. 2
土木構造物降伏震度	0.68	0.71
土木構造物固有周期	0.46sec	0.76sec
PC電柱規格	N7.5	N6.5
PC電柱高さ	10.0m	9.0m
PC電柱固有周期	0.44sec	0.36sec

本稿で選定した土木構造物とPC電柱の組み合わせに対して、後述する添架物を考慮して指針に基づき耐震診断を行った場合、設計応答加速度の最大値は電柱No.1で4.06G、電柱No.2で3.02Gとなった。またPC電柱基部に発生する地際の曲げモーメントは、電柱No.1で600.4kN・m、電柱No.2で310.9kN・mであった。この値はそれぞれの在来線PC電柱の曲げ耐力に対して4.0倍および2.4倍となっており、応答値が非常に大きくなっていることがわかる。

3. 実験的検討によるPC電柱の部材性能把握

実験的検討では、実構造物と同規格のPC電柱を新規製作し、交番載荷試験を実施することで、破壊までの挙動を確認し、曲げ剛性の変化と曲げ耐力を求めた。

(1) 試験体諸元および試験方法

電柱No.1およびNo.2の試験体諸元を図-2に示す。

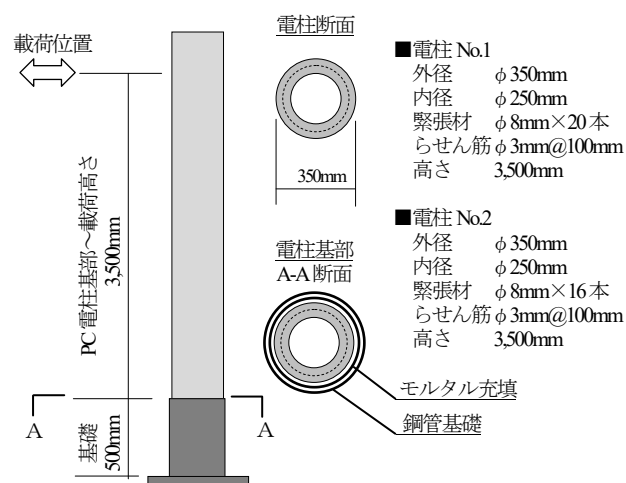


図-2 検討構造物の概要

本稿で対象とするPC電柱は外径350mm、内径250mmのプレテンション遠心成型柱であり、高さ方向に緊張材φ8が電柱No.1で20本、電柱No.2で16本、緊張材の外周にらせん鉄筋φ3が100mm間隔で配置されている。本稿の条件では壁式橋脚に支持される電柱No.1が、ラーメン高架橋に支持される電柱No.2よりも曲げ耐力の大きい規格となっている。曲げ耐力は、鉄道に関する技術上の基準を定める省令等の解釈基準から、設計曲げモーメントの2倍以上と定められており、指針でも設計曲げモーメントの2倍の値を設計曲げ耐力としている。なお、PC電柱は規格品のため設計曲げモーメントの値のみが指定されており、コンクリートおよび鋼材の規格は確認できない。

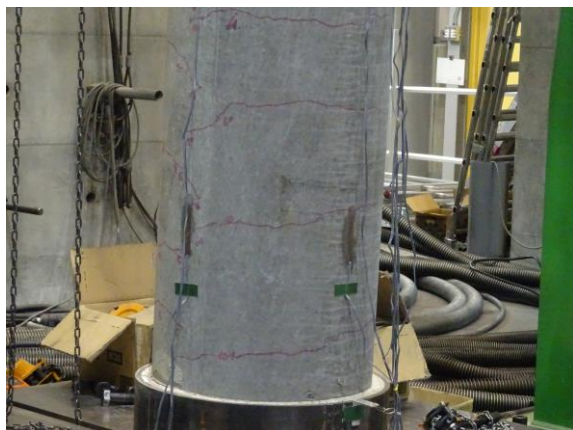
試験体は、電柱基礎を想定し高さ500mm、φ406.4mmの鋼管内に根入れした。PC電柱と鋼管の間隙は高強度無収縮モルタルを充填した。鋼管寸法は、無収縮モルタルの厚さが実際と同様10mm程度となるように設定した。

載荷は、変位制御0.01mm/秒にて実施した。PC電柱は規格品で予めみずみゲージを仕込んでおけないため、鉄筋の降伏ひずみによって試験体の降伏変位を確認できない。そのため載荷ステップは正負に5、10、20、40mmの順で載荷し、曲げ剛性低減が計測値の荷重-変位関係から明らかに確認できる箇所でそれぞれの試験体毎に変位サイクルが細くなるよう変更して載荷を行った。

(2) 試験結果

載荷試験では、電柱No.1およびNo.2ともに、変位の小さい範囲では最初にPC電柱と基礎の境界面に水平方向ひび割れが生じ、順次高さ方向に電柱外径程度の間隔で水平方向の曲げひび割れが生じ、ひび割れ先端は鉛直下方向に向かって進展した。以降、変位が大きくなるにつれて曲げひび割れ幅が拡幅していき、最終的には圧縮側のPC電柱基部でコンクリートの圧壊が生じ、その際に最大荷重を確認した。

載荷試験時の電柱No.1の損傷過程を写真-1に示す。



ひび割れ進展状況



基部圧壊

写真-1 試験体の損傷過程

いずれの写真も、載荷方向に対して45度の角度から撮影したものである。基部圧壊時に着目すると、最大荷重となった時点では、PC電柱基部の圧壊範囲は限定的であったが、以降逆方向も載荷した時点で載荷方向両側のコンクリートが圧壊し、PC鋼線が露出したため、載荷を終了している。

電柱No.1およびNo.2の載荷位置での荷重－変位関係を図-3および図-4に示す。

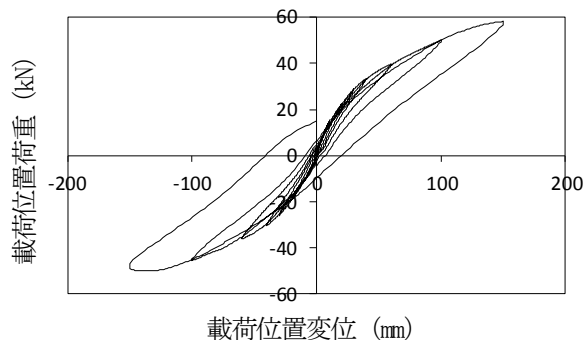


図-3 電柱 No. 1 荷重－変位関係

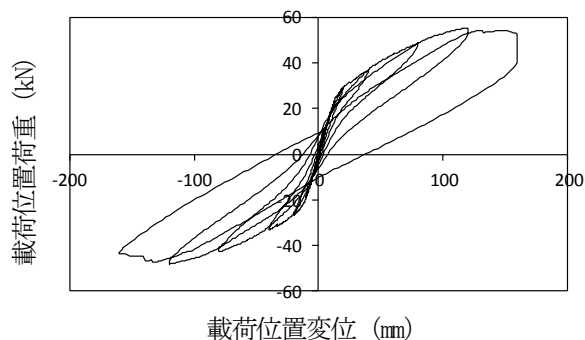


図-4 電柱 No. 2 荷重－変位関係

最大荷重はいずれも変位が正側最大値となった時点である。電柱No.1については最大変位と同時に最大荷重を示した。電柱No.2については基部圧壊後も試験機の制御上載荷を継続しており、圧壊後の荷重低下が確認できる。本稿の載荷試験では、最大荷重以降の挙動を確認するため、同変位量まで負側の載荷を行って実験を終了している。

上記の交番載荷試験結果から、後述する解析的検討に用いる骨格曲線は表-2および表-3のように設定した。

表-2 電柱 No. 1 の骨格曲線

	曲げ剛性	曲げモーメント
	Nm ²	kN・m
Pc1(ひび割れ発生)	2.46×10^7	30.1
Pc2(ひび割れ進展)	1.29×10^7	77.5
Pu (基部圧破)	3.81×10^6	203.6

表-3 電柱 No. 2 の骨格曲線

	曲げ剛性	曲げモーメント
	Nm ²	kN・m
Pc1(ひび割れ発生)	2.47×10^7	65.7
Pc2(ひび割れ進展)	1.45×10^7	101.2
Pu (基部圧破)	1.31×10^6	193.4

PC電柱の曲げ耐力に着目すると、電柱No.1の実験曲げ耐力は203.6kN・m、電柱No.2は193.4kN・mとなった。設計曲げ耐力である設計曲げモーメントの2倍と比較すると1.36倍、1.49倍であった。実際に新潟県内の在来線（羽越本線および信越本線）に建植されていたPC電柱を用いた残存曲げ耐力試験⁶⁾の結果においても、設計曲げ耐力に対して実験曲げ耐力が1.11～1.66倍の範囲となっている。ここから、本稿の実験結果は、一般的なPC電柱の実験曲げ耐力の範囲に収まっていると考えられる。また、現在新幹線に建植されている一般的なPC電柱規格である外径400mmのPC電柱の交番載荷試験⁷⁾でも、実験曲げ耐力は設計曲げ耐力の1.27倍であった。ここから、実際のPC電柱は、設計曲げ耐力に対して1.3倍近い曲げ耐力を有していると考えられる。

PC電柱の荷重－変位関係の傾きに注目すると、電柱No.1で変位5mm、電柱No.2で変位10mmの範囲までは、PC電柱が全断面有効であるとして算定した曲げ剛性を保持していることが確認された。この全断面有効な曲げ剛性を保持できる最大荷重Pc1をひび割れ発生点とする。また以降は、電柱No.1およびNo.2ともにひび割れ発生に伴い曲げ剛性が約1/2まで低下した状態で、概ねその値を維持している範囲があり、この範囲の最大荷重Pc2をひび割れ進展点とした。以降は変位が増加するに伴い、最大荷重まで曲げ剛性が順次低下していることが確認された。前述の新幹線PC電柱の交番載荷試験⁷⁾では、ひび割れ荷重が設計曲げモーメントの0.74倍であることがわかっている。本稿の実験でのひび割れ発生点の荷重は、電柱No.1で設計曲げモーメントの0.40倍、電柱No.2で設計曲げモーメントの1.01倍となった。ここから、電柱規格に関わらず、設計曲げモーメントの値よりも小さい荷重でひび割れが入り、曲げ剛性が低下する可能性が示された。また、新幹線PC電柱では、本稿の実験結果のように全断面有効とした曲げ剛性の1/2値を維持する段階がなく、バイリニアの骨格曲線を示している。ここから、在来線PC電柱は新幹線PC電柱よりも塑性化が連続的に生じていると考えられる。

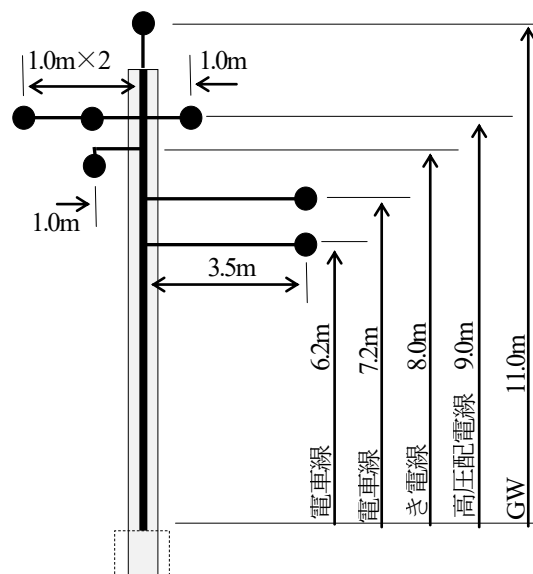
PC電柱の荷重－変位関係によるエネルギー吸収能に着目すると、ひび割れ進展点であるPc2未満ではほぼ線形的に挙動しており、履歴によるエネルギー吸収が期待できないと考えられるが、それ以降ではPC棒部材の一般的な履歴復元力特性である原点志向型の挙動となった。前述の新幹線PC電柱の交番載荷試験⁷⁾の結果と比較すると、履歴によるエネルギー吸収能が期待できる。新幹線PC電柱の場合は最大荷重以降急激な荷重低下が確認されているが、本稿のPC電柱の条件では圧壊が発生しても大幅な荷重低下には至らず、最大荷重以降の逆方向への載荷でも荷重の大幅低下はなく、比較的緩やかに耐力が低下していることが確認できる。

4. 解析的検討による地震時挙動把握

解析的検討では、交番載荷試験結果に基づきPC電柱モデルを作成、壁式橋脚およびラーメン高架橋に支持されたPC電柱の大規模地震時の挙動確認を行った。

(1) PC電柱のモデル化

PC電柱は、実際の装柱条件から図-5、表-4および表-5に示すようにPC電柱の自重および添架物の自重および作用位置を設定した。



電柱 No.1(橋脚上)の装柱条件

※No.2 では、き電線が電車線側になる

図-5 PC電柱の装柱条件

表-4 電柱 No. 1 の添架物荷重

	質量	鉛直方向	水平方向
	kg	m	m
PC電柱	153.0kg/m	-	-
架空地線 GW	69.0	11.0	0.0
高圧配電線	232.2	9.0	-0.7
き電線	170.1	8.0	-1.0
電車線	119.5	7.2	3.5
電車線	147.1	6.2	3.5
ブラケット	250.0	7.5	2.0

表-5 電柱 No. 2 の添架物荷重

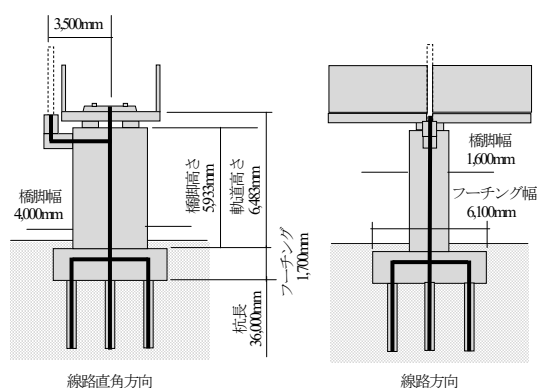
	質量	鉛直方向	水平方向
	kg	m	m
PC電柱	150.0kg/m	-	-
架空地線 GW	65.8	10.0	0.0
高圧配電線	218.7	8.0	-0.7
き電線	150.3	7.0	1.0
電車線	88.7	6.2	3.5
電車線	104.2	5.2	3.5
ブラケット	250.0	6.5	2.0

PC電柱の非線形特性は、実験結果から得られた骨格曲線を用い、要素はPC電柱全長に対してM- ϕ 関係にてモデル化した。添架物を支える各部材は弾性部材を仮定した。PC電柱の履歴復元力特性は、大規模地震時の挙動把握が目的のため、ひび割れ進展以降の履歴に近い形として原点指向型で履歴減衰を考慮した。

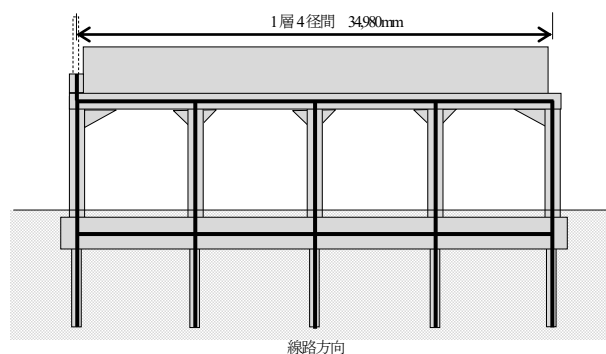
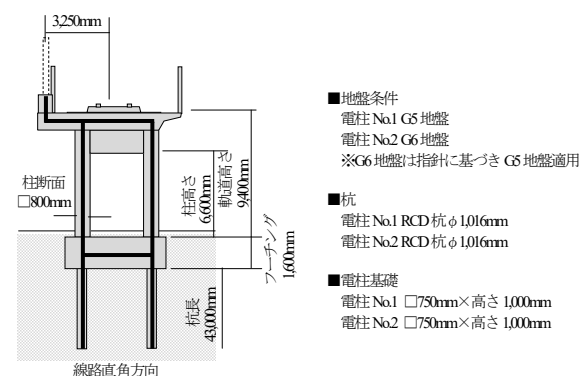
添架物は、実構造物ブラケットおよび高圧配電線、電線、電車線、GWとした。なお、本稿では解析対象となるPC電柱の架線についてはモデル化していない。

(2) 壁式橋脚・ラーメン高架橋のモデル化

壁式橋脚およびラーメン高架橋は、鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造物）⁸⁾および（基礎構造物）⁹⁾に基づき図-6のとおりモデル化を行った。



電柱 No.1(橋脚上)



電柱 No.2(高架橋上)

図-6 壁式橋脚・ラーメン高架橋のモデル化

本稿では解析モデル作成時各種の安全係数は1.0として算定した。ここで、電柱No.1の壁式橋脚の杭は、実際の土木構造物に準拠して壁式橋脚直下に1本と、1辺6,100mmの矩形フーチングに対して1辺2,000mmの四角形の頂点位置に杭を3次元的に計3本モデル化した。PC電柱は壁式橋脚から線路直角方向に軌道中心から3,500mm張り出した横梁上に配置した。電柱No.2のラーメン高架橋も図-6の通り、線路直角方向は1層1径間、線路方向は1層4径間のラーメン高架橋を、柱直下に杭を配置して3次元的にモデル化した。現地の装柱条件に合わせて最も起点側の横梁にPC電柱を配置した。

質点系でのモデル化は、壁式橋脚およびラーメン高架橋柱、フーチング、杭、電柱受梁および電柱基礎に対して行った。上部工は、壁式橋脚については桁の自重のみを考慮し、桁の剛性等は考慮しないものとした。また、ラーメン高架橋はスラブを板要素としてモデル化し、両端の桁は自重のみ考慮した。列車荷重はEA-17荷重を考慮し、壁式橋脚の天端に桁自重と同様に集中荷重として作用させ、ラーメン高架橋では、スラブ中心への線路方向の線荷重およびラーメン高架橋の起終点天端に桁自重と同様に集中荷重として作用させた。

部材の非線形特性は、壁式橋脚、ラーメン高架橋柱および杭のばねに対して考慮し、その他の部材は線形を仮定した。壁式橋脚およびラーメン高架橋柱の骨格曲線は、ひび割れを考慮したトリリニア型とし、最大荷重以降の剛性低下は考慮していない。履歴復元力特性は、変位に伴い剛性が低減する剛性低減型⁸⁾を用いた。地盤ばねは、杭先端鉛直ばね、杭周面の鉛直ばねおよび水平ばねを考慮し、いずれも骨格曲線はバイリニア型として配置している。

(3) 解析手法

入力地震動は、鉄道構造物等設計標準（耐震設計）¹⁰⁾より、対象構造物の位置するG5地盤のL2地震動（スペクトルⅠおよびⅡ）を、線路直角方向のみに作用させた。これは、PC電柱の添架物が線路直角方向に偏心して配置されており、ラーメン高架橋上のPC電柱の振動特性の把握を目的とした余震観測記録から、線路直角方向の振動振幅が線路方向の10倍強強く振動することが確認されていることから設定した¹¹⁾。入力した地震動波形の最大加速度はスペクトルⅠが445.0gal、スペクトルⅡが664.6galである。

動的解析は、ニューマークの β 法（ $\beta=1/4$ ）、積分間隔は $t=0.001$ 秒で実施した。減衰条件は、部材別剛性比例型とし、既往の研究¹²⁾から、減衰定数は壁式橋脚およびラーメン高架橋の躯体は5.0%、地盤ばねは10.0%とした。PC電柱の減衰定数は、既往の研究⁷⁾における実物大加振試験結果から2.0%に設定した。

(4) 解析結果

各解析モデルの固有値解析結果から、弾性固有周期は電柱No.1の一次モードがPC電柱の線路直角方向挙動で弾性固有周期は0.65sec、二次モードがPC電柱一壁式橋脚全体系の線路直角方向挙動で弾性固有周期は0.49secであった。耐震診断時のPC電柱固有周期は0.44sec、壁式橋脚の等価固有周期は0.46secであったことから、PC電柱については固有周期が0.19sec近く伸びており、一方で壁式橋脚では解析時の弾性固有周期と耐震診断時の等価固有周期の比較であるが、0.03secと大きな違いがないことが確認された。PC電柱の固有周期が大幅に異なるのは、指針の応答加速度算定時に用いる固有周期では支持物の影響が考慮されていないことが大きいと考えられる。添架物については、指針において添架物の影響を考慮する固有周期補正乗率 α_w が定められており、コンクリート柱の場合、その値は1.1倍である。本稿の条件では乗率を考慮した値よりも弾性固有周期が長い結果となった。ここで、壁式橋脚の固有周期も若干伸びているが、これは本稿の耐震診断では列車荷重を考慮しておらず、解析モデル作成時は列車荷重を考慮しているため、その影響と考えられる。指針において設計スペクトル値を算定する際の固有周期比（PC電柱固有周期／土木構造物の等価固有周期）で比較すると、耐震診断時は添架物を考慮した場合に共振する1.0に近づき1.07であったが、解析モデルでは1.33であった。

電柱No.2の一次モードはPC電柱－ラーメン高架橋全体系の線路直角方向挙動で弾性固有周期は0.65sec、二次モードはPC電柱の線路直角方向挙動で弾性固有周期は0.60secであった。耐震診断時のPC電柱固有周期は0.36sec、ラーメン高架橋の固有周期は0.76secであったことから、電柱No.1と同様に、PC電柱については固有周期が0.24sec近く伸びており、一方でラーメン高架橋では0.09secと耐震診断と解析モデルで大きな違いがないことが確認された。こちらも固有周期比を比較すると、耐震診断時にはPC電柱の剛性低下を考慮した場合に0.79であったが、解析モデルでは0.92であった。

解析モデルの固有値解析の結果より、耐震診断で共振しやすいと評価された電柱No.1よりも、電柱No.2において共振しやすい可能性が示された。この原因は両解析モデルともにPC電柱の添架物を固有値解析時に考慮したかどうかに伴うものであり、在来線の条件で設計応答加速度を求める場合には、添架物による長周期化の影響を指針よりも大きくする必要性が示された。

固有値解析の結果を踏まえ、電柱No.1およびNo.2について、PC電柱を弾性挙動とした場合と、PC電柱を交番荷重試験結果から得られた非線形特性を付与した弾塑性挙動として動的解析を行った結果について、各PC電柱の天端の応答加速度の結果を図-7～10に示す。

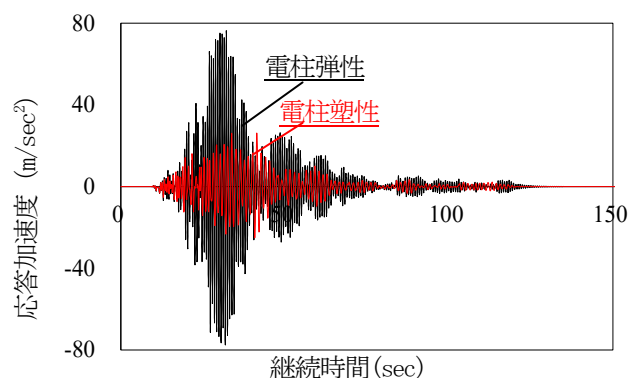


図-7 電柱 No. 1 天端スペクトルⅠ最大加速度比較

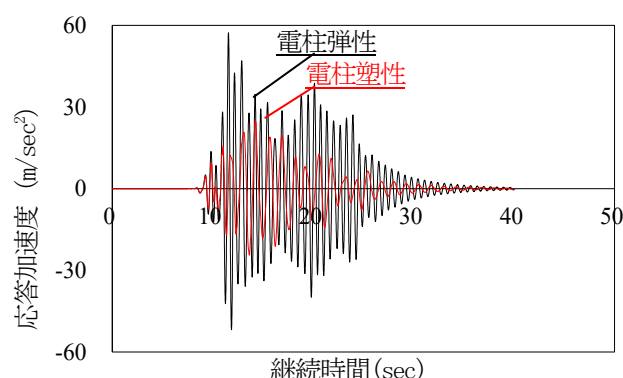


図-8 電柱 No. 1 天端スペクトルⅡ最大加速度比較

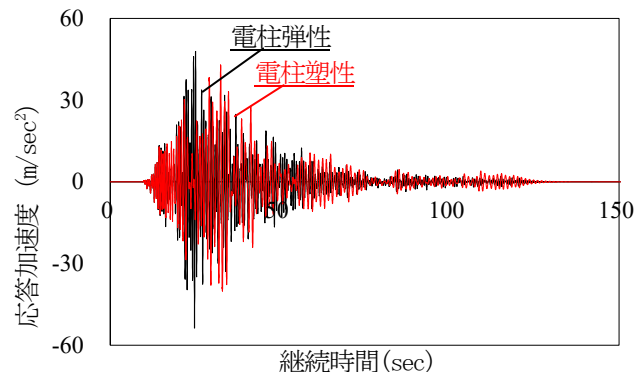


図-9 電柱 No. 2 天端スペクトルⅠ最大加速度比較

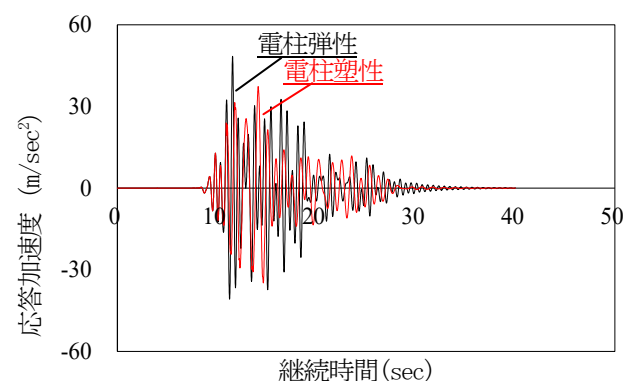


図-10 電柱 No. 2 天端スペクトルⅡ最大加速度比較

各解析モデルの大規模地震時の挙動について確認した結果、電柱No.1の壁式橋脚は、スペクトルⅠおよびⅡの両地震動において降伏しなかった。一方で、電柱No.1のPC電柱については塑性化が確認された。PC電柱に弾性挙動を仮定した場合と比較すると、図-7よりスペクトルⅠ地震動では加振開始から20秒付近、図-8よりスペクトルⅡ地震動では12秒付近から非線形特性の差が出始め、応答加速度に着目すると、両地震動ともに1G付近から非線形特性の影響が顕著になった。以降、弾性挙動では応答加速度が増幅し、弾塑性挙動の場合は応答加速度が頭打ちとなった。弾性挙動の場合は最大応答加速度がスペクトルⅠ地震動で7.98G、スペクトルⅡ地震動で5.73G、弾塑性挙動の場合はスペクトルⅠ地震動で2.62G、スペクトルⅡ地震動で2.50Gとなった。ここで、指針により算定された設計応答加速度は4.06Gであり、この設計値で基準化すると、弾性挙動とした場合にスペクトルⅠ地震動で1.97倍、スペクトルⅡ地震動で1.41倍、弾塑性挙動とした場合にスペクトルⅠ地震動で0.65倍、スペクトルⅡ地震動で0.62倍となった。

電柱No.2のラーメン高架橋は、スペクトルⅠおよびⅡの両地震動において降伏した。電柱No.2のPC電柱については、電柱No.1と同様に塑性化が確認された。PC電柱に弾性挙動を仮定した場合と比較すると、図-9よりスペクトルⅠ地震動では加振開始から20秒付近、図-10よりスペクトルⅡ地震動では12秒付近から非線形特性の差が出始め、応答加速度に着目すると、両地震動ともに2G付近から非線形特性の影響が顕著になった。以降、弾性挙動では応答加速度が増幅し、弾塑性挙動の場合は応答加速度が頭打ちとなった。弾性挙動の場合は最大応答加速度がスペクトルⅠ地震動で5.38G、スペクトルⅡ地震動で4.84G、弾塑性挙動の場合はスペクトルⅠ地震動で4.29G、スペクトルⅡ地震動で3.73Gとなった。ここで、指針により算定された設計応答加速度は3.06Gであり、弾性挙動とした場合にスペクトルⅠ地震動で1.73倍、スペクトルⅡ地震動で1.58倍、弾塑性挙動とした場合にスペクトルⅠ地震動で1.40倍、スペクトルⅡ地震動で1.22倍となった。

指針の応答加速度に対して、電柱No.1では、地震動のスペクトル種別に関わらず、弾性挙動の場合は指針の値を上回り、弾塑性挙動の場合は指針の値を下回っていた。指針の応答加速度と比較して、本稿で弾性挙動の場合を想定した解析モデルの結果が大きくなっている。これは指針の応答加速度算定時、PC電柱の減衰定数に5.0%を想定しているためと考えられる。また、弾塑性の場合を想定した解析モデルでは、上記の弾性挙動と同様に減衰定数に指針よりも小さな値を用いているが、応答加速度が小さくなっている。ここから、PC電柱の弾塑性挙動を考慮することで、指針よりも耐震診断時の応答加速度

を低減できる可能性が示された。

一方で、電柱No.2では、地震動のスペクトル種別に関わらず、かつ弾性挙動および弾塑性挙動の場合で指針の値を上回っていた。これは、先行して実施した固有値解析結果から、指針で想定したよりも解析モデルで詳細に荷重条件を考慮した場合には共振の可能性が大きくなっており、その影響が出たものと考えられる。

電柱No.1およびNo.2について、動的解析から得られた最大曲げモーメントの比較を図-11および図-12に示す。

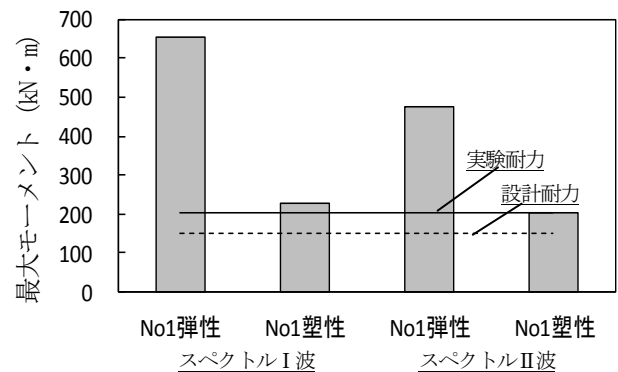


図-11 電柱 No. 1 最大曲げモーメント比較

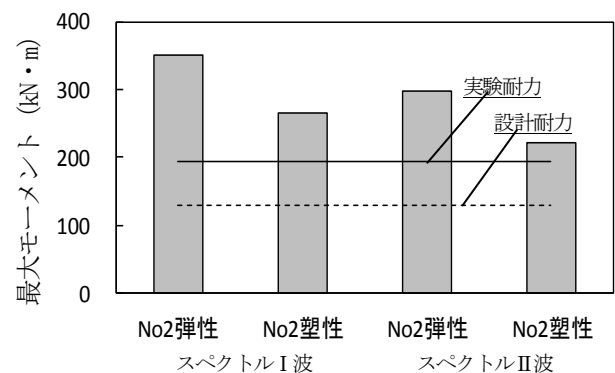


図-12 電柱 No. 2 最大曲げモーメント比較

最大曲げモーメントにおいても、応答加速度と同様にPC電柱を弾塑性挙動とした場合には弾性挙動とした場合と比較して応答値が小さくなることが確認された。弾性挙動および弾塑性挙動とした場合の応答値の差については電柱No.1およびNo.2で結果が異なっており、電柱No.1が弾塑性挙動の場合で大幅に最大曲げモーメント値が小さくなっているのとは異なり、電柱No.2では最大曲げモーメント値が電柱No.1ほどは小さくなっていない。これは、電柱No.1およびNo.2では土木構造物の状態が降伏前後で異なること、電柱No.2の方がより共振範囲に入っている点が影響したものと考えられる。

5. まとめ

在来線における壁式橋脚およびラーメン高架橋上のPC電柱の地震時挙動の把握に向けて、実際に建植されているPC電柱およびそれを支持する土木構造物諸元を用いて、指針による耐震診断結果と、実験的検討および解析的検討に基づく地震時挙動の比較を行った結果を以下に示す。

- PC電柱との共振が懸念される土木構造物として壁式橋脚およびラーメン高架橋を選定し、実際の装柱条件から指針に基づく耐震診断を実施し、耐震性能を満足しないことを確認した。
- 実際に建植されているPC電柱を想定した交番載荷試験を行い、PC電柱の曲げ剛性および曲げ耐力を求めた。その結果、在来線に用いられているPC電柱の規格のうち本稿の条件においては、曲げ剛性が新幹線の規格と比較して早い段階でひび割れ発生により低下することが確認された。また、曲げ耐力については、設計で想定される値を1.3倍程度上回ることが確認された。
- 実験的検討で得られたPC電柱の非線形特性を用いて、実際の装柱条件に対する解析モデルを構築した。モデルの固有値解析により、実際の添架物の影響を考慮することで指針で求められる共振条件とは異なる条件で共振が発生する可能性があることを確認した。大規模地震時を想定した動的解析結果から、PC電柱に弾塑性挙動を考慮することで、応答加速度および最大曲げモーメントの値が小さくなる可能性が示された。

以上の結果から、在来線PC電柱の弾塑性挙動を考慮した耐震診断スペクトル等を設定することで、より合理的で現実的な耐震診断が可能になると考えられる。一方で、本稿は限定的な条件に対する検討に留まっており、地盤条件、土木構造物諸元およびPC電柱諸元について今後検討範囲を広げ、また実際に建植されているPC電柱の固有周期等との整合についても検討していく必要がある。

参考文献

- 1) 築嶋大輔, 佐々木崇人, 草野英明: 高架橋上の PC 電化柱に対する耐震補強, コンクリート工学年次論文集, Vol.38, No.2, pp.1087-1092, 2016.7
- 2) 佐々木崇人, 築嶋大輔, 草野英明: コンクリート柱 (電車線用) 耐震補強工法の実物大試験, SED, No.43, pp.8-13, 2014.5
- 3) 佐々木崇人, 築嶋大輔, 松田康紀: コンクリート柱 (電車線路用) の実物大振動台試験, SED, No.45, pp.20-27, 2015.5
- 4) 公益財団法人鉄道総合技術研究所: 電車線路設備耐震設計指針・同解説, 2013.3
- 5) 清水政利, 原田智, 室野剛隆, 坂井公俊: 電車線路設備耐震設計指針の改訂, 鉄道総研報告, Vol.28, No.10, 2014.10, pp.47-52
- 6) 吉田匡志, 小原俊祐, 多胡正章: コンクリート柱のメンテナンスに関する研究, JR EAST Technical Review, No.17, pp.39-43, 2006
- 7) 原田智, 酒井大央, 坂井公俊, 室野剛隆: 大規模地震時の電車線柱挙動解析モデルと被害低減手法, 鉄道総研報告, Vol.28, No.10, pp.41-46, 2014.10
- 8) 公益財団法人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), 2004.4
- 9) 公益財団法人鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計・同解説 (基礎構造物), 2012.1
- 10) 公益財団法人鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計・同解説 (耐震設計), 2012.9
- 11) 草野英明・岩田道敏・菅野一位・三上淳・羽矢洋: ラーメン高架橋上電化柱の地震時振動特性に関する調査, SED, No.40, pp.28-35, 2012.11
- 12) 横山英彰, 中島章典: 高架橋における減衰定数設定法が橋梁全体系のモード減衰定数に及ぼす影響, 構造工学論集, Vol.56A, pp.315-323, 2010.3

(2018.4.6 受付)

A STUDY ON SEISMIC BEHAVIOR OF CONVENTIONAL LINE PC POLES ON BRIDGES

Yuka ITO and Hisako KOBAYASHI

In order to unravel earthquake-resistant performance of conventional line PC poles on bridges, we have examined actual pole characteristics in static experiments and constructed nonlinear dynamic analysis model of poles. From the experiments result, it turn out that the conventional line PC poles earthquake-resistant performance are more susceptible to cracks than Shinkansen PC poles. PC poles reduce bending stiffness and increase energy absorption capacity when cracks occur, it is suggested that the PC poles response during the earthquake may be reduced by this effect.