

# 大規模地震時の電車線柱の 応答値算定のための非線形特性のモデル化

坂井 公俊<sup>1</sup>・加藤 尚<sup>2</sup>・室野 剛隆<sup>1</sup>・  
原田 智<sup>3</sup>・清水 政利<sup>3</sup>・青木 佑輔<sup>4</sup>

<sup>1</sup>正会員鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 (〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38)

E-mail:ksakai@rtri.or.jp

<sup>2</sup>正会員 JR九州コンサルタンツ技術本部 (〒812-0013 福岡県福岡市博多区博多駅東1-1-14)

<sup>3</sup>鉄道総合技術研究所 電力技術研究部 (〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38)

<sup>4</sup>正会員日建設計シビル 技術開発部 (〒541-8528 大阪府大阪市中央区高麗橋4-6-2)

従来の電車線柱の設計は主に線形領域のみで議論がされており、非線形特性の評価とその妥当性について検討を行った例は殆どない。そこで本検討では、実大の電車線柱を用いた振動台実験を対象とした動的解析を実施することで、非線形特性のモデル化方法について行った。その結果、PC製電車線柱の非線形特性として、骨格曲線は鉄道標準に示されるPHC杭を準用し、履歴特性は逆行型を組み合わせることで、鋼製電車線柱では、骨格曲線は鉄道標準に示される鋼管杭を準用し、履歴特性は標準型を用いることで、振動台実験結果を概ね説明出来る。さらに、地震時の電車線柱の減衰定数として、PC電車線柱は2~3%程度、鋼製電車線柱は1~6%程度を設定することで、振動台実験結果を適切に再現出来ることが分かった。

**Key Words :** power pole, non-linear characteristic, seismic response analysis, shaking table test

## 1. はじめに

2011年の東北地方太平洋沖地震では、新幹線の高架橋上に建設された多数の電車線柱に傾斜や折損等の被害が発生<sup>1)</sup>し、その復旧には多くの時間を要した<sup>2)</sup>。また、過去には千葉県東方沖地震<sup>3)</sup>や北海道南西沖地震<sup>4)</sup>等においても電車線柱の損傷被害が発生しており、今後想定される中~大規模地震において、たとえ土木構造物に損傷が発生していない場合にも電車線柱の被害が発生する可能性が大いに考えられる。当然ではあるが、鉄道の地震に対する安全性、復旧性を向上させるためには、土木構造物の耐震性能を評価するだけでなく、鉄道システム全体の耐震性能をバランスよく向上させる必要がある<sup>5)</sup>。

現在の鉄道用電車線柱の耐震設計<sup>6)</sup>は、基本的には柱部材を線形弾性体として扱って応答値の算定、性能の照査を行っている。一方で大規模地震発生時の電車線柱の性能を適切に把握するためには、土木構造物等と同様に、非線形領域に立ち入った議論を行うことが望ましい。しかしながら、電車線柱の非線形特性の評価とその妥当性について検討を行った例はこれまでほとんどない。

そこで本検討では、実物のPC製電車線柱および鋼製電車線柱を用いた振動台実験の結果を対象として、非線形動的解析を実施し、これら電車線柱の非線形特性のモデル化の方法について検討する。なお、モデル化を行う際の基本的な考え方としては、鉄道土木構造物の非線形特性のモデル化方法を採用することを基本とし、これに振動台実験の結果を踏まえて微修正を行うこととした。

最後に、今回モデル化を行った電車線柱の非線形特性を用いて、地震動条件、構造物条件を多数変化させた応答解析を実施することで、電車線柱の損傷が発生する可能性の高い条件の抽出を試みる。

## 2. 振動台実験の概要

### (1) 検討対象

振動台実験は、実際の鉄道用電車線柱を対象に実施する。用いた電車線柱の概要を表-1に示すが、PC製の電車線柱を2種、鋼製の電車線柱を2種の計4種を振動台上に同時に設置し、加振を行った。なお、振動台に固定する

表-1 検討で用いる電車線柱の諸元

種類	呼び名	断面諸元[mm]			強度[N/mm <sup>2</sup> ]	
		外径	内径	肉厚	f <sub>ck</sub>	f <sub>suk</sub>
PC柱1	10-40-N11B	400	280	60	63.7	—
PC柱2	10-40-N20B	400	240	80	78.5	—
鋼管柱1	STK500・35・9-6.4	356	343	6.4	—	500
鋼管柱2	STK540・40・9-6.4	406	394	6.4	—	540

(各電車線柱いずれも中詰め無し)

表-2 同定された固有振動数, 減衰定数

	固有振動数(Hz)			減衰定数 (%)
	1次	2次	3次	
PC柱1	3.07	20.25	50.68	0.79
PC柱2	2.99	20.25	48.43	0.78
鋼管柱1	2.75	21.47	55.48	0.16
鋼管柱2	3.26	24.99	62.54	0.11

表-3 代表的な加振ケース一覧

加振ケース	地震波形名称	最大加速度 (gal)	高架橋条件	地表面地震動
EQ2-1	EQ2	291	f=2.76Hz h=5% 弾性	L2spcII(G3)
EQ1-1	EQ1	1247		L2spcI(G3)
EQ1-2	EQ1	2003		
EQ1-3	EQ1	2825		

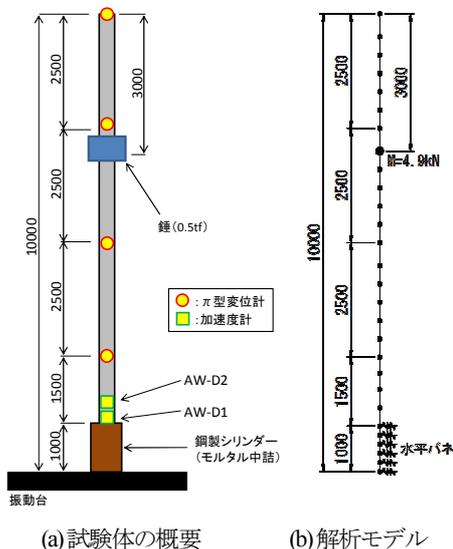


図-1 振動台実験で使用した電車線柱の概要

ために、柱下端1mを鋼製シリンダーで支持させている<sup>7)</sup>。なお、架線重量を模擬するために、高さ7mの位置に0.5tfの錘を設置した。

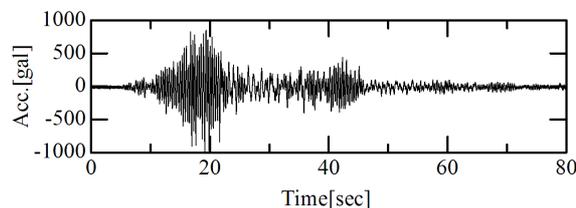
また、代表的な計測項目としては、加速度計を試験体上端を含めて2.5m間隔に4箇所、電車線柱下端の応答曲率算定用のπ型変位計をシリンダー上端付近に2箇所設置した。試験体の概要と計測器の設置状況を図-1(a)に示す。

## (2) 固有振動数, 減衰定数の同定

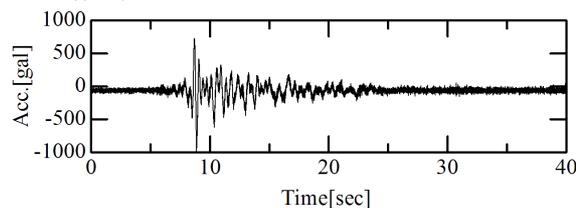
本加振を実施前するに、かけやによるインパクト加振, 微小レベルでのホワイトノイズ加振を実施している。このうち、ホワイトノイズ加振による電車線柱上端位置の伝達関数から各モード毎の固有振動数, インパクト加振の自由振動部分から減衰定数を同定した。得られた結果を表-2に示すが、各々の電車線柱の1次固有振動数は、2.8-3.3Hz程度と電車線柱の材質, 種類によらず比較的近接した結果となっている。また、減衰定数はいずれの電車線柱も1%に満たない非常に小さい値であった。特に鋼管柱は、0.1~0.2%程度と極端に小さな減衰を示している。

## (3) 加振ケース, 加振終了後の損傷状況

加振波形は、鉄道高架橋上端の応答波形を解析によって算定したものを振幅調整することで作成した。この時



(a) EQ1 (地表面入力: L2地震動スペクトルI)



(b) EQ2 (地表面入力: L2地震動スペクトルII)

図-2 加振波形 (最大加速度1000gal調整)

の高架橋の条件としては、固有振動数2.76Hz, 減衰定数5%, 線形弾性体とし、高架橋への入力地震動としては、鉄道構造物の耐震設計で標準的に用いられているL2地震動 (スペクトルI, スペクトルII)<sup>8)</sup>とした。地盤条件はG3地盤 (普通地盤) を想定している。なお、高架橋の固有振動数を2.76Hzとした理由は、各電車線柱の減衰が非常に小さく、電車線柱と想定する高架橋の振動数が大きく異なった場合には、思うような加振が出来ない可能性があったため、対象とする4本の電車線柱のうち最も振動数の低い鋼管柱1の固有振動数と同一の値を設定している。なお、高架橋にスペクトルIを入力した場合の応答波形をEQ1, スペクトルIIを入力した場合をEQ2と呼ぶこととする。代表的な加振ケースを表-3に示す。実際は各地震波形とも、より小さなレベルでの加振も実施しているが、今回はこの4つの加振のみを対象として検討を行っている。加振波形EQ1・EQ2の経時特性を図-2に示す。ただし、これらの波形は最大加速度を1000galに規準化して示している。



(a)PC柱1 (b)PC柱2



(a)鋼管柱1 (b)鋼管柱2

写真-1 加振 (EQ1-3) 後の各電車線柱の状況

また、表-3の加振ケースEQ1-3が終了した後の各電車線柱の損傷状況を写真-1に示す。加振EQ1-3終了時に、PC柱1では下端部に大きな損傷が発生し、かぶりコンクリートの剥落が見られた。一方で、耐力のより大きなPC柱で2は多少のクラックが発生した程度であった。鋼管柱では、両者とも柱の基部において多少の膨らみが見られたものの、外観的には大きな損傷は見られなかった。また、電車線柱基部のシリンダーと電車線柱の間を間詰めるモルタルには、多少の浮きが見られたが、目立った変化は見られていない。

### 3. 解析モデルの構築

#### (1) モデル化の概要

本検討においては、電車線柱を線材に置換してモデル化することとする。今回設定した接点、要素分割の概略を図-1(b)に示すが、高さ10mの電車線柱を1要素1D(0.4m)程度の間隔で27分割し、各要素をM- $\phi$ 関係でモデル化することによって表現した。下端1mには、シリンダーと電車線柱の間を充填するモルタルによる固定を表現するため、間詰モルタルの圧縮剛性を考慮したバネ要素(PC柱:  $4.38 \times 10^8 \text{ kN/m}$ , 鋼管柱1:  $2.77 \times 10^8 \text{ kN/m}$ , 鋼管柱2:  $4.79 \times 10^8 \text{ kN/m}$ )を配置した。

なお、PC柱部材のヤング係数は、固有値解析による1次モード振動数が表-2の結果と概ね一致するように、設計値に対してPC柱1では1.35倍、PC柱2では1.40倍増加させている。鋼管柱のヤング係数は、後述するように設計値をそのまま用いた場合でも表-2の結果を概ね満足していたため、このような調整は実施していない。

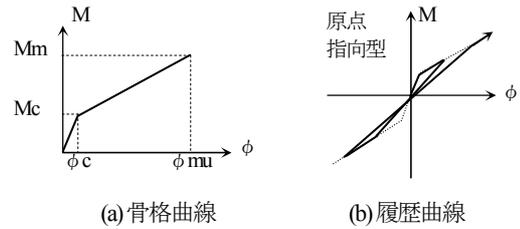


図-3 PC製電車線柱の非線形特性

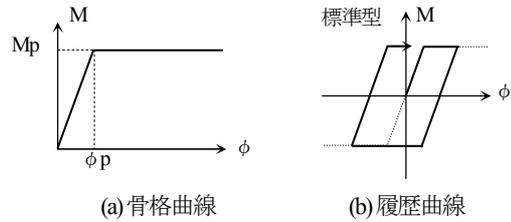


図-4 鋼製電車線柱の非線形特性

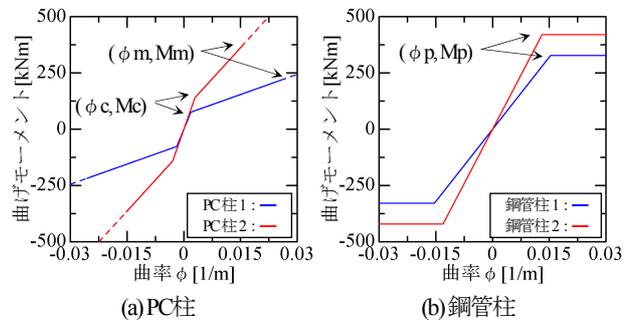


図-5 各電車線柱毎に設定された M- $\phi$  関係

#### (2) 非線形特性のモデル化

##### a) PC柱のモデル化

骨格曲線は、鉄道構造物の設計標準に示されるPHC杭部材のモデルを用いることとした(図-3(a))。ただし、My点の影響は無視することとし、Mc-Mmを結ぶバイリニア型とした。実際に算定された骨格曲線を図-5(a)に示す。なお、Mm以降の変形性能は、中詰めコンクリートが無い場合考慮出来ないが、解析上Mc-Mmを結ぶ勾配を維持するものとして設定した。履歴法則は、図-3(b)に示される原点指向型を用いることとしたが、後述するように最終的には振動台試験の結果を踏まえ、修正を行っている。

##### b) 鋼管柱のモデル化

骨格曲線は、鉄道構造物の設計標準に示される鋼管杭部材のモデルを用いることとした(図-4(a))。具体的には、完全バイリニア型の骨格曲線を採用し、折れ点は、全塑性モーメントMpに達する曲率 $\phi_p$ とした。実際に算定された骨格曲線を図-5(b)に示す。履歴法則は、図-4(b)に示されるMasing則を用いることとした。

表4 固有値解析結果と実験の比較

(a) PC柱

固有値[Hz]	PC柱1			PC柱2		
	1次	2次	3次	1次	2次	3次
実験結果	3.07	20.25	50.68	2.99	20.25	48.43
解析結果	3.10	21.00	54.80	3.00	20.50	53.80
誤差[%]	0.98	3.70	8.13	0.33	1.23	11.09

(b) 鋼管柱

固有値[Hz]	鋼管柱1			鋼管柱2		
	1次	2次	3次	1次	2次	3次
実験結果	2.75	21.47	55.48	3.26	24.99	62.54
解析結果	2.80	22.90	58.90	3.40	26.50	68.10
誤差[%]	1.82	6.66	6.16	4.29	6.04	8.89

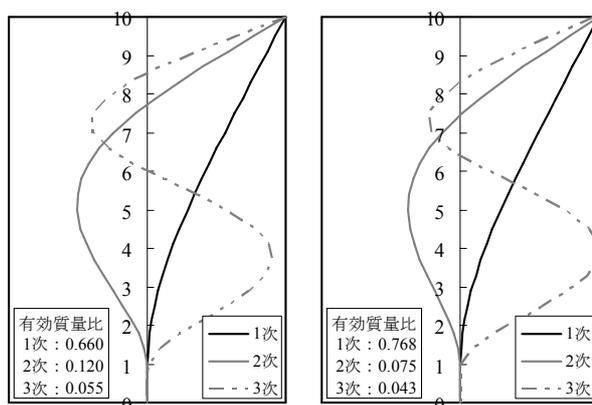
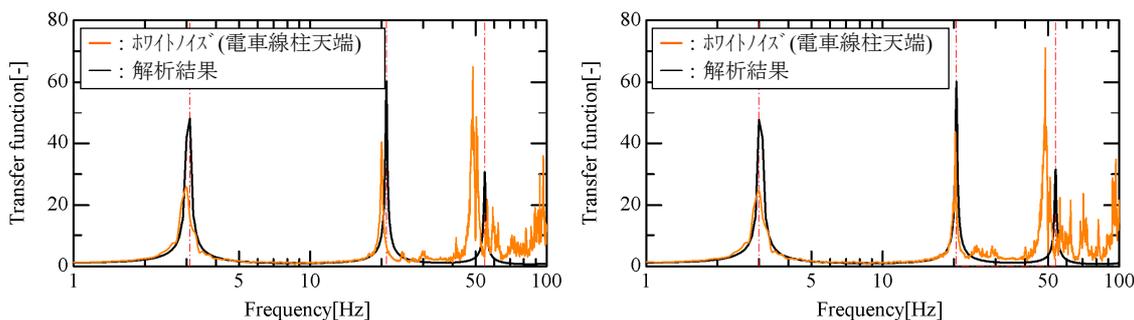
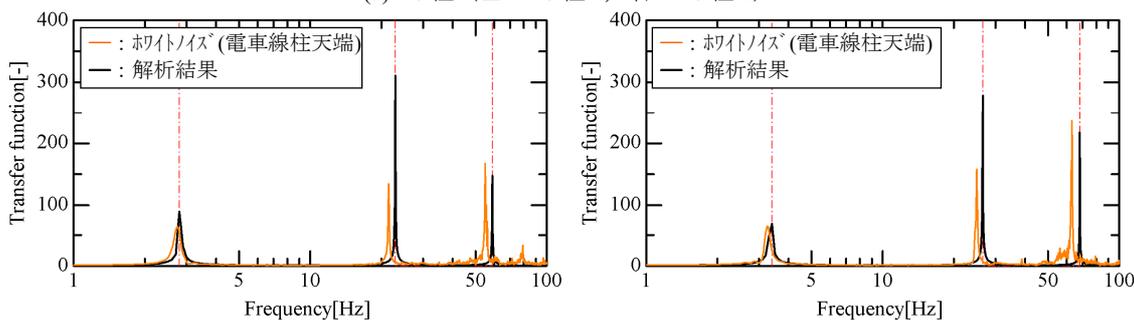


図6 振動モード形状 (左: PC柱1, 右: 鋼管柱1)



(a) PC柱 (左: PC柱1, 右: PC柱2)



(b) 鋼管柱 (左: 鋼管柱1, 右: 鋼管柱2)

図-7 伝達関数の比較

#### 4. 振動台実験の再現解析

##### (1) 固有値解析、周波数応答解析結果

固有値解析で得られた固有振動数とインパクト加振の比較結果を表4に示す。PC柱については、電車線柱の剛性を修正しているために、当然ではあるが1次モード振動数は試験結果とほぼ一致している。2次、3次モードについては実験値と多少のズレが見られるものの、大まかな傾向としては全ての電車線柱において一致していると言える。また、PC柱1、鋼管柱1の各振動モードのモード形状を図6に示す。今回対象とした電車線柱は、素柱の上部1箇所のみみ鉤が設置されているという非常にシンプルな諸元となっているため、それぞれの電車線柱でほぼ同様のモード形状を示している。また、各電車線柱とも1次モードの有効質量比が70%程度を占めており、1

次モードが支配的であることが分かる。

さらに、表2の減衰定数を用いた周波数応答解析を実施した。得られた周波数応答関数と、ホワイトノイズ加振による電車線柱上端/入力の一フーリエ振幅比の比較を、図7に示す。1次モードの応答倍率は、解析値の方がホワイトノイズ加振よりも大きくなっていることが分かる。つまり、加振時の減衰はインパクト試験によって得られた表2の減衰よりも大きな値を示す可能性があると言える。これについては後ほど考察を行う。

##### (2) 動的解析

###### a) 解析条件

動的解析の条件は、Newmark- $\beta$ 法による直接積分法 ( $\beta=1/4$ ) とする。振動台実験による各計測器のサンプリング周波数が200Hzであることを考慮し、積分時間間

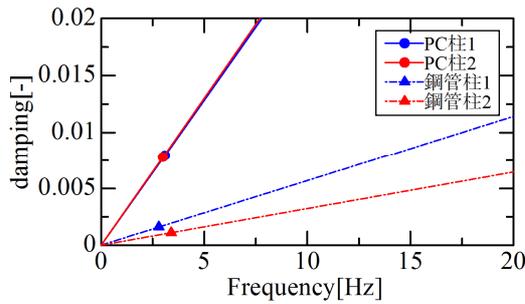


図-8 動的解析時の減衰（減衰調整なしの場合）

表-5 対象とする加振ケース

	弾性領域	非線形領域
PC柱 (1,2)	EQ2-1	EQ1-1
鋼管柱 (1,2)	EQ1-1	EQ1-2

表-6 解析ケース一覧

柱種類	検討 No.	履歴法則	減衰調整	減衰倍率(減衰定数)			
				柱1		柱2	
				弾性	非線形	弾性	非線形
PC柱	Case1	原点指向型	無	1倍(0.79%)	1倍(0.79%)	1倍(0.79%)	1倍(0.79%)
	Case2	逆行型	無	1倍(0.79%)	1倍(0.79%)	1倍(0.79%)	1倍(0.79%)
	Case3	逆行型	有	4倍(3.16%)	2倍(1.58%)	4倍(3.16%)	2倍(1.58%)
鋼管柱	Case1	標準ハイニア	無	1倍(0.16%)	1倍(0.16%)	1倍(0.11%)	1倍(0.11%)
	Case2	標準ハイニア	有	40倍(6.40%)	40倍(6.40%)	20倍(2.20%)	10倍(1.10%)

隔は  $dt=0.0025$  秒とした。減衰は、固有値解析により得られた1次の固有振動数に対して、表-2の減衰を満足するような剛性比例型の減衰を設定した(図-8)。

検討対象とする加振ケースは、電車線柱毎に弾性挙動を示していると考えられるケースと、非線形挙動を示していると考えられるケースとした。具体的には、各電車線柱毎に表-5に示すケースを対象とする。このうち、今回は部材が非線形挙動を示していると考えられる結果に限って結果を示す。

#### b) 解析結果(その1: 鉄道土木構造物の非線形特性をそのまま用いた場合)

上記の条件に基づき逐次非線形解析を実施した。解析の結果得られた電車線柱上端位置の応答加速度、電車線柱基部の曲率、モーメント-曲率関係を各電車線柱ごとにまとめて図-9～図-12に示す。なお、実験による曲率は電車線柱基部に設置された2つの変位計から算定した平均的な曲率を記載しており、モーメントは電車線柱の各位置に設置された加速度記録から算定した結果を示している。ただし、鋼管柱においては変位計での測定ができなかったために、解析との比較は実施していない。また、次項以降では実験結果を参考に、履歴特性や減衰特性等を工夫した検討を行うため、ここでの解析ケースをCase1と便宜的に記載している(表-6)。これらの結果より、PC柱においては時刻19秒程度までは比較的良好に実験結果を再現出来ているものの、20秒以降の時刻においては、解析結果の方が応答を過大評価してしまっている。一方で、鋼管柱の電車線柱上端の加速度波形に着目すると、鋼管柱1ではほぼ全時刻、鋼管柱2では時刻20秒以降で解析結果の方が大きな応答を示している。また、鋼管柱は解析においては大きな非線形挙動を示しており、実際の加振後に見られた損傷状況よりも大きな

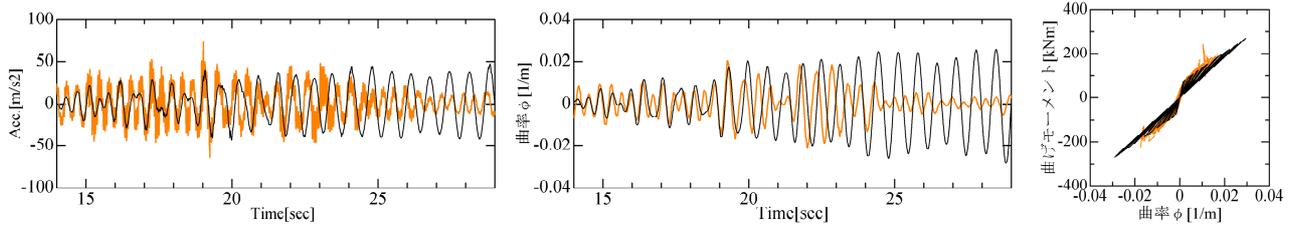
損傷を受けるようなとなっている。

#### c) 解析結果(その2: 振動台実験を踏まえて非線形特性を修正した場合)

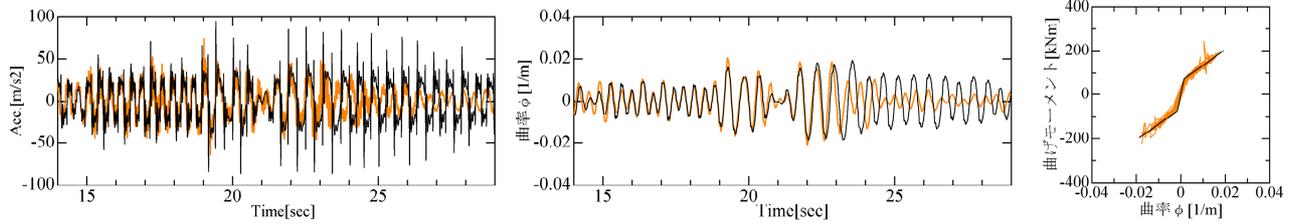
上記b)の解析と、振動台実験により得られたデータを踏まえ、履歴法則、減衰定数を修正することで、実験結果を可能な限り再現できるモデルの構築を行う。まず図-9、図-10のCase1で得られたPC柱のM- $\phi$ 関係は、解析で設定している原点指向型よりも実験の方がより小さなループを描いている。そこで、履歴則として逆行型を用いた検討を実施する(表-6のCase2)。さらに、より実験結果に整合させるために、減衰定数をインパクト加振の結果よりも大きな値を設定した場合についても検討を行う(表-6のCase3)。鋼管柱については、実験とのM- $\phi$ 関係の比較は不可能なため、加速度記録との比較から減衰定数の調整を行った(表-6のCase2)。以上の条件に基づいて解析を実施した結果得られる電車線柱の応答も図-9～図-12に示している。

これらの結果を見ると、まずPC柱においては、履歴則として逆行型を用いた影響で、天端加速度波形にパルス的な波が発生してしまっている。しかしながら、電車線柱基部の変位波形にはこの影響は見られず、電車線柱の損傷を評価することを目的とした場合には、大きな問題とはならないと考えられる。また、電車線柱基部の変位波形は、Case2ではPC柱1で23秒程度、PC柱2で21秒程度まで良好に実験結果を再現出来ており、Case1と比較すると一致度が向上している。しかしながら、23秒程度以降では依然として再現性が低い。一方で、Case2のモデルに加えて減衰を調整したCase3は全時刻において実験結果を良好に再現出来ている。

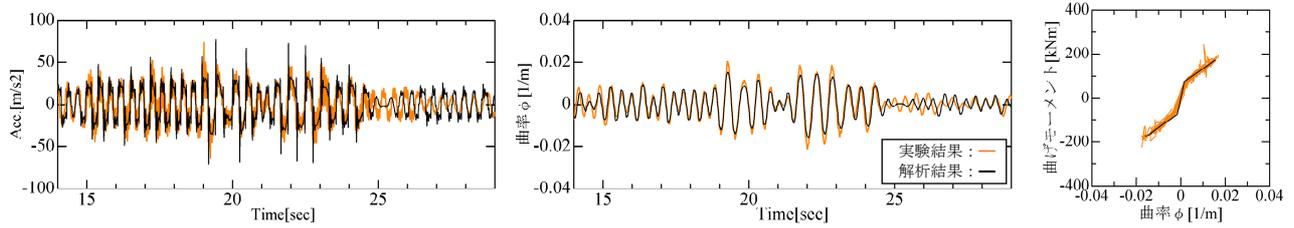
鋼管柱の天端応答加速度は、Case1のモデルに対して減衰を調整することで、鋼管柱2の18秒～20秒程度を



(a) Case1 履歴特性として原点指向型を用いた場合（鉄道土木構造物における一般的なモデル）



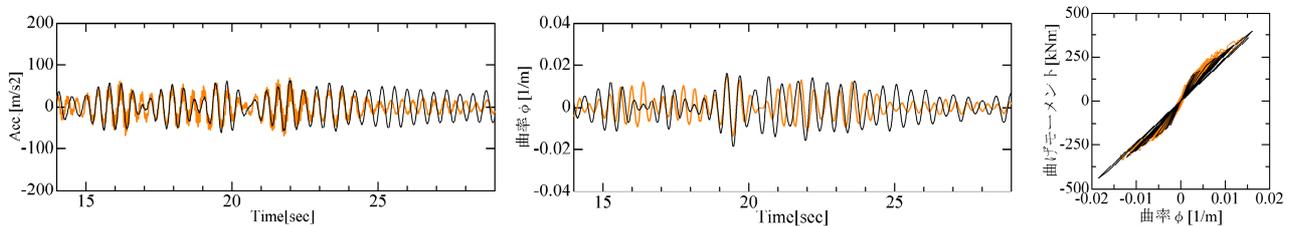
(b) Case2 履歴特性として逆行型を用いた場合



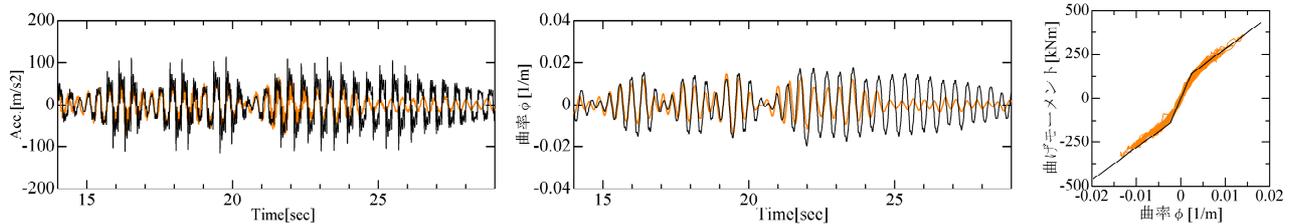
(c) Case3 履歴特性として逆行型を用い、減衰定数を調整した場合

図-9 応答解析結果と実験結果との比較（PC柱1）

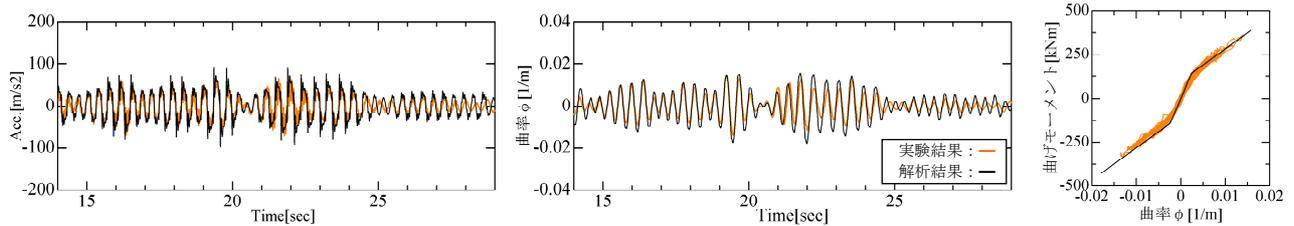
（左：電車線柱上端の応答加速度，中：電車線柱基部の曲率，右：M-φ履歴）



(a) Case1 履歴特性として原点指向型を用いた場合（鉄道土木構造物における一般的なモデル）



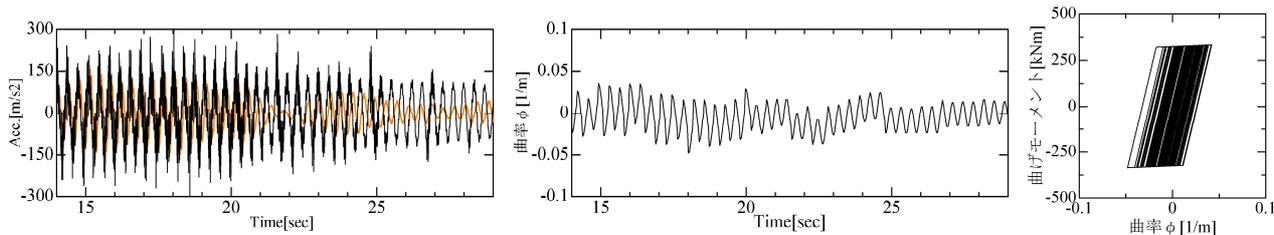
(b) Case2 履歴特性として逆行型を用いた場合



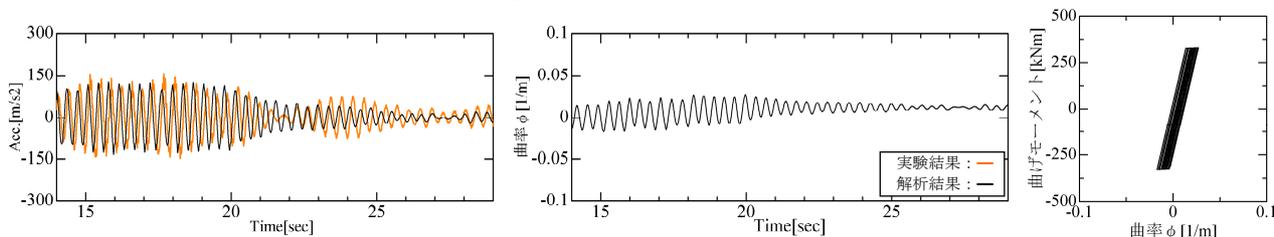
(c) Case3 履歴特性として逆行型を用い、減衰定数を調整した場合

図-10 応答解析結果と実験結果との比較（PC柱2）

（左：電車線柱上端の応答加速度，中：電車線柱基部の曲率，右：M-φ履歴）



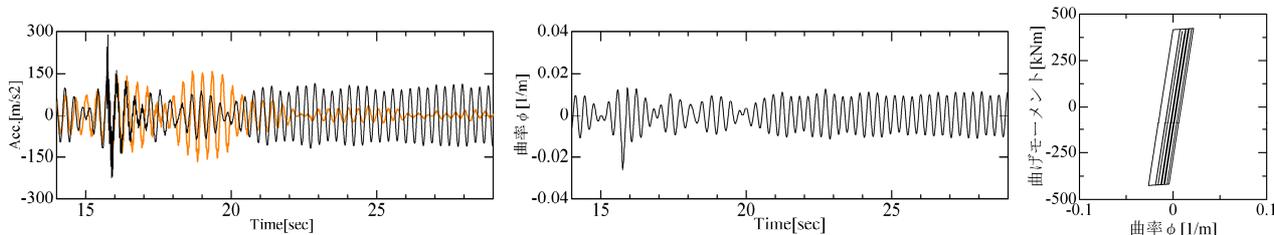
(a) Case1 履歴特性として標準型 (Masing則) を用いた場合 (鉄道土木構造物における一般的なモデル)



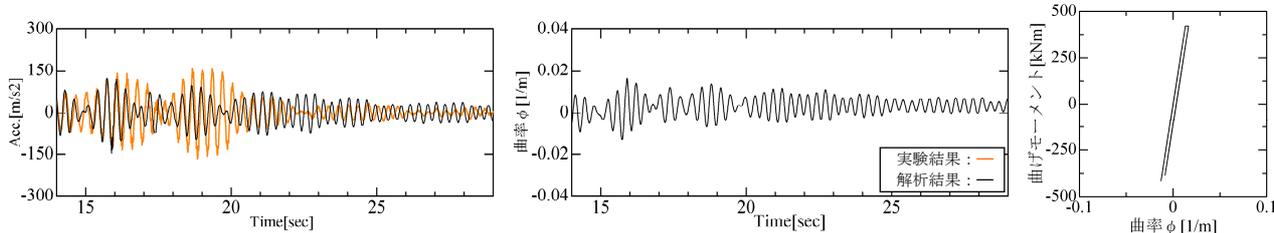
(b) Case2 履歴特性として標準型 (Masing則) を用い、減衰定数を調整した場合

図-11 応答解析結果と実験結果との比較 (鋼管柱1)

(左: 電車線柱上端の応答加速度, 中: 電車線柱基部の曲率, 右: M-φ履歴)



(a) Case1 履歴特性として標準型 (Masing則) を用いた場合 (鉄道土木構造物における一般的なモデル)



(b) Case2履歴特性として標準型 (Masing則) を用い、減衰定数を調整した場合

図-12 応答解析結果と実験結果との比較 (鋼管柱2)

(左: 電車線柱上端の応答加速度, 中: 電車線柱基部の曲率, 右: M-φ履歴)

除けば、鋼管柱 1, 2 ともに概ね実験結果を表現出来ており、一致度が向上している。また基部の曲率はわずかに塑性化をした程度であり、実験後の状況と整合している。

ここで、各電車線柱の実験結果を良好に再現可能な減衰定数について再度整理する。いずれの電車線柱も、インパクト加振によって得られた微小ひずみ時の減衰である 1%未満の微小な値ではなく、PC 柱は表-6 の Case3 における 2%~3%程度、鋼管柱は表-6 の Case2 における 1%~6%程度の値を設定することで、振動台実験結果を概ね再現出来る。これは、加振時に電車線柱下端のシリンダー部に若干の隙間が発生し、微小ひずみ時よりもエネルギーが逸散した影響などが原因として考えられる。実際の高架橋上の電車線柱は今回と概ね同様の条件で固

定がされているため、地震時の応答を算定する際には、減衰定数として今回得られた値を用いることで、妥当な結果が得られるものと考えられる。

## 5. まとめ

本検討では、実大のPC製電車線柱および鋼製電車線柱を用いた振動台実験の結果を対象として、非線形動的解析を実施することで、PCおよび鋼製電車線柱の非線形特性の適切なモデル化について検討した。この結果得られた知見を以下にまとめる

- (1) 電車線柱の骨格曲線として、PC 柱では鉄道構造物の PHC 杭、鋼管柱では鉄道構造物の鋼管杭のモデ

ルを用いることで、振動台実験の結果適切に再現できる。

- (2) 電車線柱の履歴特性としては、PC 柱については逆行型、鋼管柱ではバイリニア型の標準的な履歴を用いることで、実験結果を概ね説明可能である。
- (3) 地震時の電車線柱の減衰定数としては、PC 柱は 2%～3%程度、鋼管柱は 1%～6%程度を用いることで、実験結果を適切に再現できる。この値はインパクト加振により算定される減衰定数よりも数倍程度大きな値となっている。

なお、今回の振動台実験、動的解析では高架橋上の応答波形のうち水平成分のみを入力として取り扱ったが、実際には高架橋の回転応答の影響も無視できないことが指摘されており<sup>9)</sup>、最終的にはこの効果も含んだ上での応答値算定、性能照査を行う必要がある。

**謝辞：**本研究の一部は、国土交通省補助金を受けて実施した。

#### 参考文献

- 1) 水野光靖, 野澤伸一郎：JR 東日本の鉄道施設における地震被害と復旧状況, 土木学会誌, Vol.96, No.7,

pp.13-16, 2011.

- 2) 土木学会・日本都市計画学会・地盤工学会 東日本大震災第一次総合調査団：東日本大震災第一次総合調査団中間とりまとめ(案), 2011.
- 3) 水深高架橋被害調査委員会：千葉県東方沖地震による水部高架橋被害調査, 1988.
- 4) 庄司次男：南西沖地震の電車線路復旧概要, 鉄道電気, 9, pp.2-4, 1994.
- 5) 坂井公俊, 室野剛隆, 佐藤勉：ライフサイクルコストを用いた鉄道施設の耐震対策優先度判定法, 鉄道総研報告, Vol.25, No.2, pp.5-10, 2011.
- 6) (公財)鉄道総合技術研究所 鉄道技術推進センター：電車線路設備耐震設計指針・同解説, 2013.
- 7) 豊岡亮洋, 坂井公俊, 室野剛隆, 江尻譲嗣, 田中剛, 横川英彰：鉄道電車線柱用制震ダンパーの開発と振動台実験による検証, 構造工学論文集 A, Vol.57, pp.542-550, 2011.
- 8) (公財)鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計, 2012.
- 9) 加藤尚, 坂井公俊, 室野剛隆：構造物－電車線柱一体モデルによる地震応答特性の評価, 鉄道総研報告, Vol.26, No.11, pp.17-22, 2012.