

構造物—電車線柱一体モデルによる地震応答特性の評価

加藤 尚* 坂井 公俊* 室野 剛隆*

Evaluation of the Seismic Response by the Model of the Structure and the Power Pole

Takashi KATO Kimitoshi SAKAI Yoshitaka MURONO

In the present design of the power poles on railway structures, seismic response of power poles is calculated using only horizontal response of structures as input force. The results of detailed analyses show that the response of the power poles can be affected by rotational response of structures in addition to the horizontal response. This paper proposed a new analytical method, which can consider the rotational response of structures on the seismic response of power poles. Finally, we verified the validity of the proposed method by some validation analyses.

キーワード：土木構造物上の電車線柱，一体モデル，分離モデル，回転振動

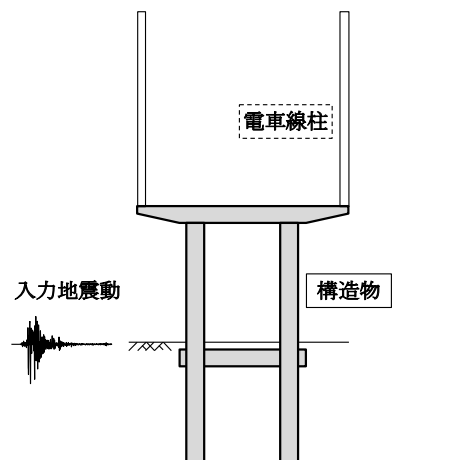
1. はじめに

地震による高架橋上の電車線柱の被害が着目されたのは、1978年の宮城県沖地震であった¹⁾。その後も、千葉県東方沖地震や北海道南西沖地震、兵庫県南部地震などにおいて、小規模であるものの電車線柱の地震被害が報告されている^{例えば2)}。また、2011年の東北地方太平洋沖地震では、多数の電車線柱で傾斜や折損等の被害が発生し、その復旧には多くの時間を要した³⁾。以上のことから、鉄道システム全体の地震に対する安全性、復旧性を向上させるためには、土木構造物のみならず電車線柱等の付帯設備に関しても、その応答特性を適切に把握しておくことが重要である。

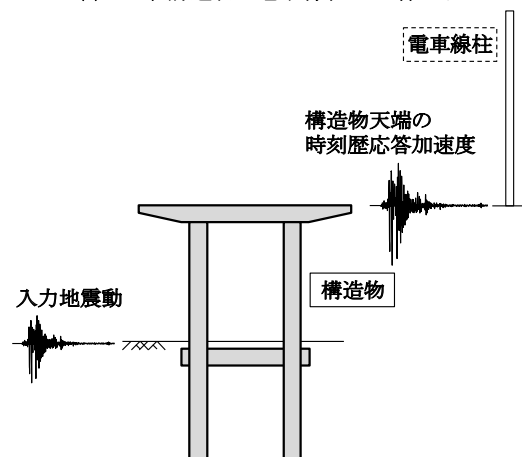
土木構造物上に建植されている電車線柱の地震時の挙動は、土木構造物との相互作用の結果として現れるものである。よって、図1(a)に示すような土木構造物—電車線柱系を一体としてモデル化(以下、一体モデル)し、電車線柱の応答値を算定することが望ましい。しかし、土木構造物と電車線柱の設計は、実務上、それぞれが独立して実施されているのが一般的である。そのため、現在の電車線柱の耐震設計⁴⁾では、図1(b)に示すように土木構造物と電車線柱を分離し、土木構造物天端の応答を電車線柱の基部へ入力し、電車線柱の応答値を算定するという手法(以下、分離モデル)が用いられている。

これまでの電車線柱の耐震設計指針では、電車線柱へ入力する土木構造物天端の時刻歴応答加速度として、水平成分のみが考慮されていた。しかし、今村ら⁵⁾は、分離モデルで検討を行う際、土木構造物天端に発生する水平振動のほか、土木構造物の回転振動が電車線柱へ想定以上の影響を及ぼすことを報告している。以上に鑑み、

本報告では、土木構造物と電車線柱のモデル化の相違による電車線柱の応答値について再整理を行うとともに、土木構造物の構造形式の違いが電車線柱に与える影響について考察を行う。さらに、現在の電車線柱の耐震設計の体系や手法を大幅に変えることなく、土木構造物の回



(a) 土木構造物と電車線柱の一体モデル



(b) 土木構造物と電車線柱の分離モデル

図1 土木構造物と電車線柱のモデル化

* 構造物技術研究部 耐震構造研究室

特集：構造物技術

転振動の影響を考慮した電車線柱の簡易応答値算定法を提案するとともに、その妥当性の確認を行う。

2. 地震時の土木構造物挙動が電車線柱へ与える影響

2.1 一体モデルと分離モデルが電車線柱へ及ぼす影響

土木構造物上に建植されている電車線柱の地震時挙動について把握するため、図1に示すような土木構造物（ラーメン高架橋）および電車線柱（座板付鋼管柱）を対象に、線路直角方向について動的解析を実施した。土木構造物への入力地震波には、鉄道構造物の耐震標準⁶⁾で用いられているL2地震動スペクトルII（G3地盤）を用いた。解析に用いた土木構造物—電車線柱系のモデルは、自動的に土木構造物と電車線柱の相互作用を取り入れることが可能な一体モデルと、土木構造物と電車線柱を分離して土木構造物天端の応答を電車線柱へ入力する分離モデルとし、電車線柱の地震時挙動について比較検討を行った。ここで、分離モデルにおいては現在の電車線柱の設計指針⁴⁾の考え方に従い、電車線柱の基部への入力には図2(a)に示すような土木構造物天端の水平応答加速度とした。また、ここでは土木構造物の地震時挙動が電車線柱へ与える影響についての基本的な把握を目的としているため、土木構造物、電車線柱ともに線形モデルとして扱った。

土木構造物天端の水平方向の時刻歴応答加速度を図3(a)に、電車線柱上端の水平方向の時刻歴応答加速度を図3(b)に示す。図3(a)より、土木構造物天端の応答は、一体モデル、分離モデルでほとんど差が無いことが確認できる。つまり、土木構造物—電車線柱の相互作用によって土木構造物が受ける電車線柱からの影響は限定的であると考えられる。

一方で、図3(b)の電車線柱上端の時刻歴応答加速度に着目すると、電車線柱上端の最大応答加速度は一体モデルにおいて3843galであるのに対し、分離モデルでは2484galと一体モデルの方が分離モデルよりも1.55倍程度大きいことが確認できる。また、時刻歴波形の形状で比較すると、位相は概ね一致しているものの、振幅は全時刻において一体モデルの方が大きくなっている。つまり、土木構造物天端の水平振動のみを電車線柱へ入力する従来の手法では、電車線柱の応答値を過小評価している可能性があることが確認された。

この原因については、前述しているように土木構造物の水平振動に加え、図2(b)に示すような土木構造物の回転振動が電車線柱の応答に影響を与えているということが今村ら⁵⁾により報告されている。そこで、分離モデルにおいて、図3(a)に示す土木構造物天端の水平振動に加え、図4に示す土木構造物天端の回転振動を電車線柱の基部へ入力し、再度、電車線柱の応答値を算定

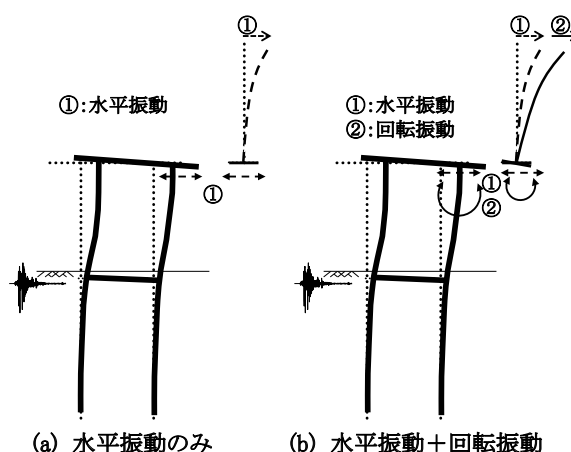
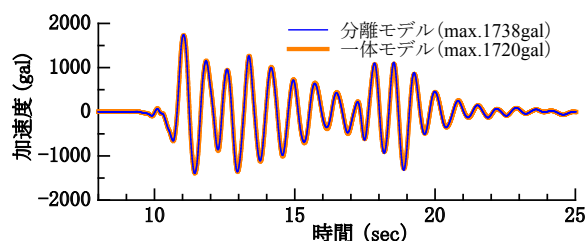
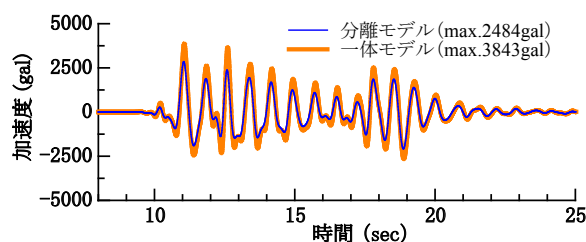


図2 分離モデルにおける電車線柱へ入力される土木構造物天端の振動



(a) 土木構造物天端の時刻歴応答加速度（水平方向）



(b) 電車線柱上端の時刻歴応答加速度（水平方向）

図3 一体モデルと分離モデルによる応答加速度波形の比較

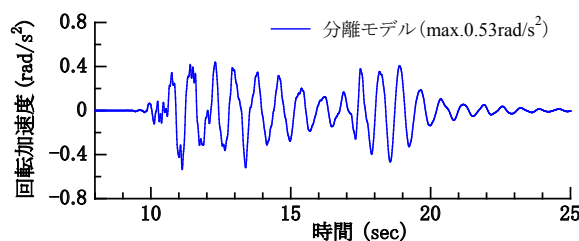


図4 土木構造物天端の時刻歴応答加速度（回転方向）

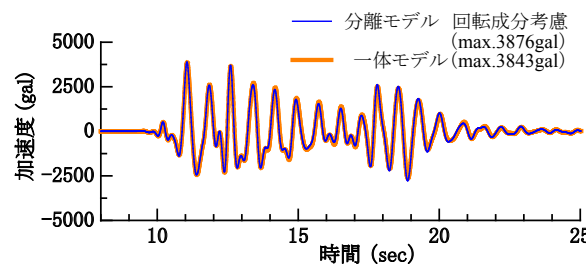


図5 土木構造物の回転成分を考慮した分離モデルにおける電車線柱上端の時刻歴応答加速度（水平方向）

表1 土木構造物の解析ケース

解析ケース	構造物種類	高さ [m]	基礎形式
ケース1	1層ラーメン	7.1	1柱1杭 (φ 1000)
ケース2	1層ラーメン	8.6	細径群杭 φ 350 (10 × 10)
ケース3	2層ラーメン	16.9	細径群杭 φ 350 (10 × 10)
ケース4	橋脚 (先行降伏部位：上部工)	8.0	太径群杭 φ 1000 (3-2-3)
ケース5	橋脚 (先行降伏部位：基礎)	8.0	太径群杭 φ 1000 (3-2-3)

した。その結果、得られた電車線柱上端の水平方向の時刻歴応答加速度を図5に示す。この結果を見ると、分離モデルにおいても土木構造物の回転振動を考慮することで、一体モデルの結果とほぼ同一の応答を得られることが確認できる。

以上の検討により、電車線柱は土木構造物の水平振動のほか、回転振動の影響を受けることが確認できた。よって、電車線柱の応答を適切に評価するには、これらの影響を自動的に考慮できる一体モデルを用いることが望ましい。

2.2 構造形式の相違が電車線柱の応答へ与える影響

鉄道構造物は、橋脚やラーメン高架橋など様々な構造物種類や基礎形式を有しており、土木構造物ごとに地震時の挙動は異なる。そのため、土木構造物の水平方向の応答と回転方向の応答の比率が異なり、土木構造物ごとに回転振動が電車線柱へ与える影響の大きさも異なることが考えられる。

そこで、表1に示すようないくつかの構造物種類・基礎形式を有する土木構造物を対象に検討を行い、土木構造物天端の回転振動が電車線柱へ及ぼす影響について比較検討を行った。また、電車線柱についても形式の違いによる影響も把握するため、固有周期の異なる鋼管柱(固有周期 T_p : 約 0.33sec) と PC 柱 (固有周期 T_p : 約 0.5sec) の2種類を解析対象として検討した。電車線柱の高さはいずれも 10m である。

土木構造物の耐震設計は、大規模な地震においては塑性化を許容するような弾塑性設計により、電車線柱の耐震設計は弾性設計によりそれぞれ実施されている。よって、本検討においてもその点を考慮し、土木構造物と電車線柱をともに線形モデルでモデル化した場合と、土木構造物の非線形性の影響を考慮し、土木構造物を非線形モデル、電車線柱を線形モデルとした場合の2ケースに対して、それぞれ検討を実施した。ここで、土木構造物の回転振動による電車線柱への影響の大きさを定量的に把握するため、土木構造物の水平振動と回転振動を自動

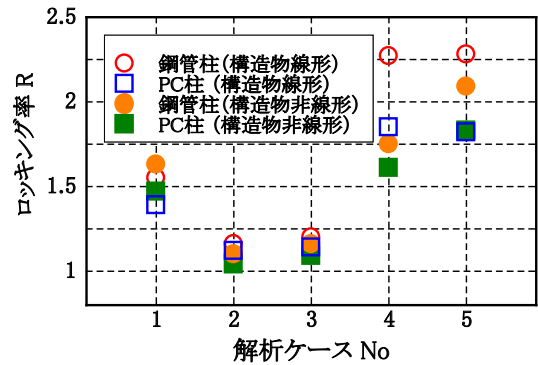


図6 各解析ケースのロッキング率 R

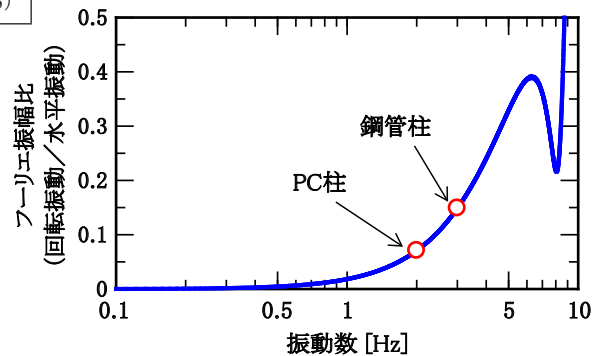


図7 土木構造物天端の応答加速度のフーリエ振幅比 (回転振動/水平振動)

的に考慮できる一体モデルにおける電車線柱上端の最大応答加速度を、土木構造物の水平振動のみを電車線柱へ入力して算定される電車線柱上端の最大応答加速度で除することで、ロッキング率 R と定義した。

各解析ケースのロッキング率 R を図6に示す。まず、土木構造物、電車線柱をいずれも線形でモデル化した場合のロッキング率 R に着目する。橋脚(ケース4, 5)によるロッキング率 R は、鋼管柱の場合には2.25程度であるのに対し、ラーメン高架橋(ケース1~3)によるロッキング率 R は1.15~1.55程度と、橋脚の方がラーメン高架橋よりも大きいことがわかる。また、基礎形式の違いに着目すると、同じラーメン高架橋でも1柱1杭形式(ケース1)の方が細径群杭形式(ケース2, 3)よりもロッキング率 R が大きいことも確認することができ、基礎形式の違いによってもロッキング率 R は異なっている。この理由として、ラーメン高架橋や細径群杭のように曲げ剛性が小さい構造では、回転運動に比べて水平運動が卓越し、橋脚や太径杭のように太く剛性が大きい構造では、剛体運動が生じ、水平運動に比べ回転運動が卓越しやすいことが原因ではないかと考えられる。

さらに、電車線柱の種類に着目すると、ロッキング率 R は鋼管柱の方がPC柱よりも大きな値を示していることがわかる。この原因として、電車線柱の有する固有周期 T_p の影響が考えられる。例えば、図7に、ケース

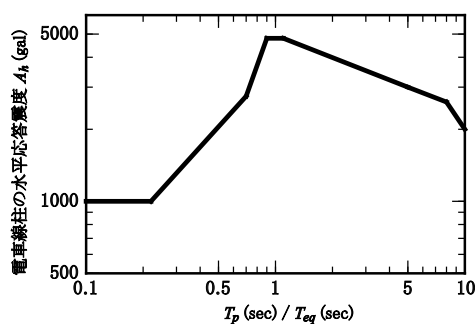


図8 電車線柱の応答スペクトルの一例

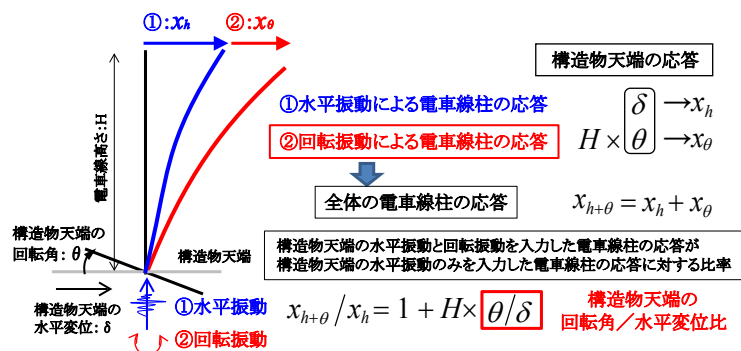


図9 ロッキング率 R 算定の概念図

1で線形解析を行った際の土木構造物天端の回転振動と水平振動のフーリエ振幅比を示すが、これより、高振動域ほど土木構造物の回転振動の影響が大きいことが分かる。以上のことから、PC柱(2Hz)に比べて高振動数を有する鋼管柱(3Hz)の方が、土木構造物の回転振動の影響を受けやすいことが原因と考えられる。

次に、土木構造物を非線形、電車線柱を線形でモデル化した場合のロッキング率 R に着目すると、土木構造物が線形モデルである場合と基本的には同様の傾向を示している。ただし、ケース1を除いては、ロッキング率 R は土木構造物が非線形である場合の方が線形である場合に比べ、若干ではあるが小さいことも確認できる。この原因として、前述したように土木構造物の回転振動の影響は高振動数成分ほど大きい、土木構造物が塑性化することによって主要な振動数が低振動数に移行し、全体としての回転の寄与度が小さくなるためであると考えられる。また、ケース4とケース5を比べると、土木構造物が線形である場合では、ロッキング率 R が鋼管柱では2.3程度、PC柱では1.8程度とほぼ同値である。一方で、土木構造物の非線形解析では、ロッキング率 R はケース4に比べ、ケース5の方が鋼管柱、PC柱ともに大きいことが確認できる。これは土木構造物の降伏位置の違い(ケース4：上部工から降伏、ケース5：基礎から降伏)によって生じていると考えられ、土木構造物が有する非線形性や降伏部位などの地震時挙動によっても、ロッキング率 R が異なることが分かった。

以上より、ロッキング率 R は各土木構造物の構造形式や基礎形式、地盤条件など様々な要因により変化するため、ある定数を用いて、一律に電車線柱へ影響を及ぼすロッキング率 R を設定することは困難であると考えられる。

3. 土木構造物の回転振動による影響を考慮した電車線柱の簡易応答評価法

3.1 現在の電車線柱の応答値算定法

土木構造物と電車線柱の現在の設計体系としては、土木構造物は土木側で、電車線柱は電力側で設計されて

いるため、土木構造物と電車線柱を一体化した一体モデルで動的解析を行い、電車線柱の応答値を算定することはほとんどないと考えられる。そのため、分離モデルを用いて土木構造物の水平振動と回転振動を評価することになる。動的解析法を用いて土木構造物の応答値を算定する場合は、土木構造物天端の水平振動と回転振動を直接、電車線柱基部へ入力し、電車線柱の応答値を算定することが可能である。しかし、土木構造物の設計実務では、静的解析法の一つである非線形応答スペクトル法⁷⁾を用いて応答値を算定するケースが多い。この手法における応答値算定のための動的解析は、土木構造物を1質点系にてモデル化しているために、回転振動を正確に評価することが不可能である。

また、電車線柱の耐震設計は、土木構造物の設計パラメータを参考に、土木構造物天端で得られた水平振動を入力波として、電車線柱を1質点系にてモデル化して応答スペクトルを作成している。この電車線柱の応答スペクトルの一例を図8に示す。ここで、横軸は電車線柱の固有周期 T_p と土木構造物の等価固有周期 T_{eq} の周期比 T_p/T_{eq} を、縦軸にはその周期比 T_p/T_{eq} における電車線柱の水平応答震度 A_h を表しており、土木構造物と電車線柱の周期がわかれば、電車線柱の応答震度が算定されるという手法である。

つまり、現在の電車線柱の耐震設計では、土木構造物の回転振動の影響が考慮されていない。以上のことを背景に、現行の設計体系を大幅に変更することなく、土木構造物の回転振動の影響を考慮し得る手法を開発した。次節にて、その提案手法の概略を記述する。

3.2 新しい電車線柱の応答評価法の概略

現在の電車線柱の算定法より求められる電車線柱の応答値に、ロッキング率 R を割増すことで、現在の設計体系を大きく変更せずに、土木構造物の回転振動の影響を考慮できると考えられる。そのためには、ロッキング率 R を適切に評価することが必要となる。

現在の土木構造物の耐震設計は、非線形応答スペクトル法を用いて設計されることが多く、この手法ではプ

シュ・オーバー解析を行っている。プッシュ・オーバー解析では、ある震度における土木構造物天端の水平変位および回転角が算出されており、これらの値は直接的ではないものの、土木構造物天端の水平振動と回転振動を表現している。これらの値を用いて、図9に示すような考え方により、ロッキング率 R を土木構造物天端の回転角/水平変位比に電車線柱の高さ H を乗ずることで表現した。ただし、土木構造物天端の回転角/水平変位比は、震度ごとに値が異なることが確認されており、どの震度の回転角/水平変位比を用いてロッキング率 R とみなすかが重要となる。

2.2で行った動的線形解析・動的非線形解析の検討結果より、非線形解析（塑性域）でのロッキング率 R は、線形解析（弾性域）でのロッキング率 R よりも小さくなる傾向にあることを確認した。また、土木構造物の降伏点までの弾性域での挙動は、一般的に荷重と変位の関係が一对一であることを考慮すると、土木構造物の降伏点の応答値を用いてロッキング率 R を算定してもよいと考えられる。

さらに、室野ら⁸⁾は土木構造物と電車線柱が共振すると、土木構造物が塑性化しないような入力レベルの地震動でも、L2地震動のような大きな地震動よりも土木構造物上の電車線柱は応答が大きくなる可能性を指摘している。よって、ロッキング率 R をL2地震時の応答値から算定することは、土木構造物上の電車線柱にとって必ずしも安全側の設計とは限らない可能性がある。

以上のことを考慮し、ロッキング率 R は土木構造物のプッシュ・オーバー解析により求められる降伏点の情報を用いて算定することがよいと判断した。

3.3 新しい電車線柱の応答評価法の流れ

前述した新しい電車線柱の応答評価法の具体的な手法の流れについて、図10および以下に記述する。

- ① 土木構造物のプッシュ・オーバー解析を行う。
- ② ①の段階で、土木構造物が降伏したときの電車線柱下端の構造物の変位 δ_y (m) (以下、降伏変位)、回転角 θ_y (rad) (以下、降伏回転角) を算定する。
- ③ 降伏変位 δ_y (m)、降伏回転角 θ_y (rad) を用いて、回転振動による影響を考慮した補正係数 k_θ を式(1)により算定する。

$$k_\theta = \theta_y / \delta_y \quad (1)$$

- ④ 電車線柱の応答スペクトルを用いて、土木構造物の等価固有周期 T_{eq} と電車線柱の固有周期 T_p から、電車線柱の水平応答震度 A_h を算定する。
- ⑤ 上記④の応答震度 A_h と、式(2)を用いて、土木構造物の水平振動と回転振動を考慮した電車線柱の水平応答震度 A_h' を算定する。

$$A_h' = A_h \times (1 + k_\theta \times H) \quad (2)$$

ここで、 k_θ ：式(1)より算定される補正係数、 H ：電車線柱の高さ(m)である。

3.4 妥当性の検証

表1に示す5種類の土木構造物を対象に、提案手法を用いて電車線柱の応答値を算定し、提案手法の妥当性を確認する。

各土木構造物のプッシュ・オーバー解析により算定される土木構造物の降伏震度 k_{hy} 、降伏変位 δ_y 、降伏回転角 θ_y を表2に示す。さらに、提案法より算定される補正係数 k_θ と、電車線柱の高さ H (ここでは10m) を考

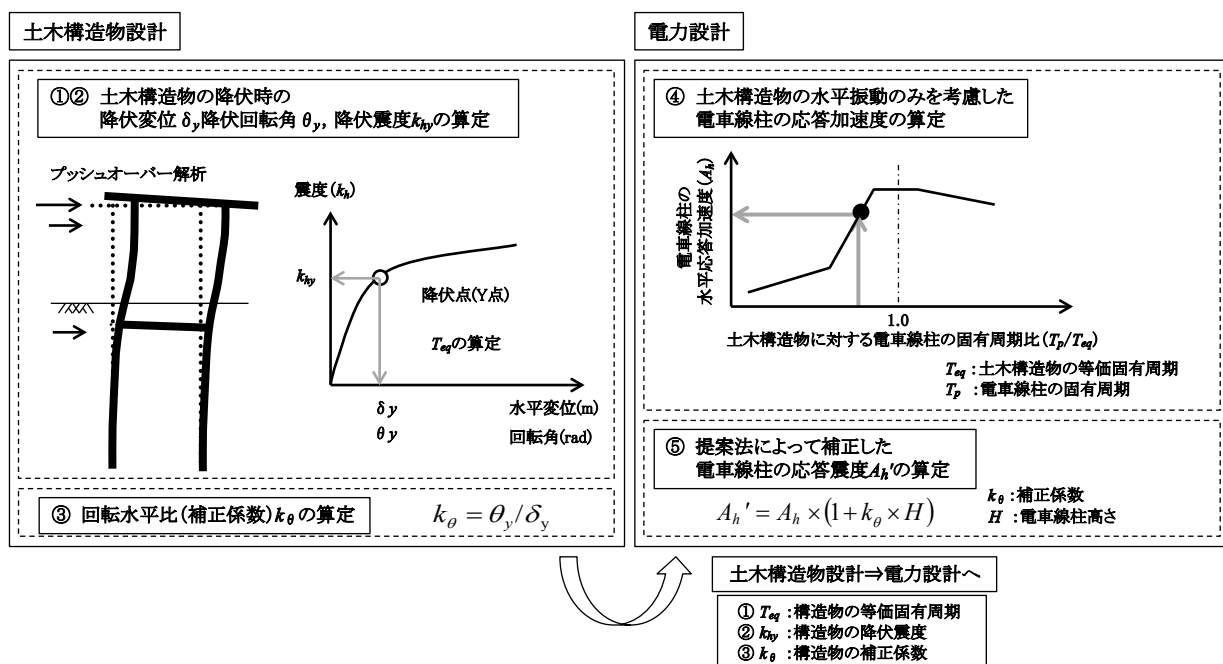


図10 提案法の流れ

表2 提案法と動的非線形解析結果により算定されるロッキング率 R の比較

解析 ケース	降伏震度 k_{hy}	降伏変位 δ_y (m)	降伏回転角 θ_y (rad)	提案手法より算定		動的非線形解析 (2章) により 算定されるロッキング率 R	
				補正係数 k_θ ($=\theta_y/\delta_y$)	ロッキング率 R ($1+k_\theta \times H$)	鋼管柱	PC柱
ケース 1	0.611	0.068	0.00357	0.0528	1.53	1.63	1.47
ケース 2	0.419	0.024	0.00084	0.0354	1.35	1.10	1.04
ケース 3	0.427	0.064	0.00106	0.0166	1.17	1.16	1.09
ケース 4	0.717	0.183	0.01318	0.0719	1.72	1.75	1.61
ケース 5	0.571	0.165	0.00991	0.0602	1.60	2.09	1.83

※電車線柱高さ H : 10m

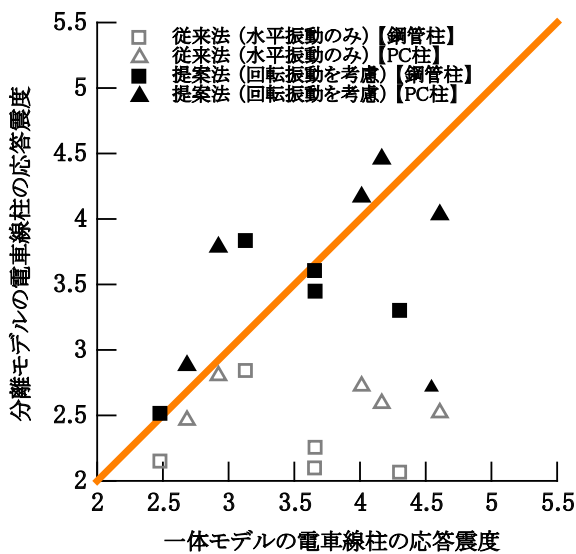


図 11 電車線柱の応答震度 (従来法と提案法) の比較

慮したロッキング率 R (提案法では、 $R = 1 + k_\theta \times H$) を算定し、前章で検討した土木構造物を非線形でモデル化した場合のロッキング率 R と比較する。また、図 11 には、分離モデルにおいて、従来法による電車線柱の応答震度と提案法による電車線柱の応答震度を、一体モデルの電車線柱の応答震度と比較した結果を示す。

これらの結果より、多少のバラツキはあるものの、従来の方法と比較して、提案手法を用いることで一体モデルの応答に近い結果を与えていることが分かる。提案手法は、設計に要する手間も従来法とほとんど変わらないため、土木構造物の回転振動の影響を簡易に取り込む手法として有効であると考えられる。

4. まとめ

本研究では、土木構造物上の電車線柱の地震時挙動を明らかにするための検討を行った。得られた知見を以下に示す。

- (1) 地震時の土木構造物上の電車線柱の挙動は、土木構造物天端に発生している水平振動のほか、回転振動に

より電車線柱の応答値が増幅することが分かった。これらの影響は、一体モデルを用いる場合は自動的に考慮できるが、分離モデルを用いる場合は、それぞれを適切に評価し、電車線柱基部へ入力する必要がある。

- (2) 電車線柱へ影響を及ぼす土木構造物天端の回転振動の大きさは、土木構造物の構造形式や電車線柱の種類など様々な要因により異なる。そのため、土木構造物ごとに回転振動を適切に算定する必要がある。
- (3) 現在の設計体系を考慮し、これまでの電車線柱の応答値算定法を大きく変えることなく、土木構造物天端の回転振動による影響を考慮可能な電車線柱応答値の簡易算定法を提案した。
- (4) 提案した手法を用いて電車線柱上端の応答値を算定し、その妥当性について確認した。

文 献

- 1) (社) 鉄道電化協会 (電車線路耐震性研究委員会) : 電車線路設備耐震設計の研究, pp.47-82, 1980
- 2) (社) 日本鉄道電気技術協会 : 鉄道電気設備の被害と復旧の記録 ~ 阪神・淡路大震災を乗り越えて~, 1996
- 3) 松尾伸二, 下山貴史 : 東北新幹線の被災状況と復旧, 建設マネジメント技術, 2011年10月号, pp.32-36, 2011
- 4) 電力設備耐震性調査研究委員会 : 電車線路設備耐震設計指針 (案)・同解説及びその適用例, 1997
- 5) 今村年成, 室野剛隆, 坂井公俊, 佐藤勉 : 電車線柱—高架橋連成系の地震応答特性, 土木学会地震工学論文集, pp.1182-1190, 2007
- 6) (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, 丸善, 1999
- 7) 西村昭彦, 室野剛隆 : 所要降伏震度スペクトルによる応答値の算定, 鉄道総研報告, Vol.13, No.2, 1999
- 8) 室野剛隆, 加藤尚, 豊岡亮洋 : 地震動の入力レベルが高架橋と電車線柱の共振現象に与える影響評価, 第 31 回地震工学研究発表会, 2011