

橋梁・高架橋上の電車線柱の 地震応答値即時推定手法の提案

坂井 公俊¹・田中 浩平¹・原田 智²・田中 駿³

¹正会員 博士（工学） 鉄道総合技術研究所（〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38）

²正会員 修士（工学） 鉄道総合技術研究所（〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38）

³正会員 修士（農学） 中央開発（〒169-8612 東京都新宿区西早稲田3-13-5）

1. はじめに

鉄道路線全体を対象とした地震時性能を効率的に上昇させるためには、地震時の弱点箇所を適切に抽出するとともに、このような地点から優先的に対策していく方法が考えられる（例えば¹⁾）。この時の地震時弱点箇所を抽出する方法としては、全構造物を詳細にモデル化し、この詳細モデルを用いて地震応答値、損傷程度を個別に評価するのではなく、何らかの簡易な手法を用いて効率的に判定する方法を用いる方が現実的である場合が多い。例えば鉄道構造物の地震時弱点箇所を簡易に抽出するには、地表面地震動を距離減衰式²⁾や地盤増幅率³⁾を用いて算定するとともに、鉄道橋梁・高架橋の応答値を被害推定ノモグラム^{4),5)}、鉄道盛土についても応答値の簡易算定手法⁶⁾を用いることで、各位置で任意の地震を対象とした応答値評価を比較的容易に実施することが可能である。

一方で、鉄道システムの耐震性を考えた場合には、当然のように土木構造物だけでなく、軌道、電化柱、その他付帯設備の性能も適切に評価する必要がある。たとえば、東北地方太平洋沖地震においては、高架橋上に建植された電化柱の折損被害が発生し、この取り換え作業が運行再開のボトルネックとなった⁷⁾が、全体の性能のバランスを見ながら、適切に耐震性能の向上をはかることが重要である。こうした中で、これら付帯設備については、地震応答値の簡易評価手法が存在しないという問題が残されている。

そこで本検討では、橋梁・高架橋上に建植された電化柱の地震応答値を簡易に推定する手法を構築することを目的とする。この時には、地震動、土木構

造物、電化柱の条件を多数変化させた非線形動的解析を多数実施するとともに、過去に筆者らが提案している橋梁・高架橋の被害推定ノモグラム⁵⁾によって応答解析の平均的な傾向を適切に表現できることを確認する。これにより、橋梁・高架橋の応答値算定と同様の手法によって、電化柱の応答加速度を簡易かつ適切に評価可能な方法を整理する。

2. 地震動、土木構造物、電化柱条件を変化させた地震応答解析

(1) 応答解析の条件

検討の条件としては、橋梁・高架橋の被害推定ノモグラム⁵⁾を作成する際に得られた高架橋天端位置の応答加速度波形を電化柱に入力した動的解析を実施する。具体的には、入力地震動として防災科学技術研究所K-NETにおいて1996年5月～2011年7月の間に発生した地震の観測記録のうち、三成分合計加速度で50gal以上を計測した記録の水平成分（NS、EW成分）の計16992記録を用いる。高架橋の条件としてはRC構造物を想定した等価1自由度モデルによる応答解析を実施する。等価固有周期 T_{eq} を0.1～10sまで対数軸で等間隔に40ケース変化させることとし、それぞれの地震動、構造物周期に対して応答塑性率 μ が1～10となるように降伏震度 k_{hy} を調整した。この時の非線形特性は、鉄道構造物の耐震設計標準⁸⁾に従って設定した。

このようにして得られた高架橋天端の応答波形を入力として電化柱の応答解析を実施する。電化柱は線形弾性体として取り扱うとともに、等価な1自由

度モデルによって表現する．固有周期 T_p を0.1~1.0sまで0.05s刻みで19パターン変化させた．また，電化柱の材質（鋼管柱とPC柱）によって減衰が異なること⁹⁾や，電化柱の耐震補強対策としてダンパーによる減衰付与¹⁰⁾等も検討されていることを勘案し，電化柱の減衰定数 h_p は，0.01~0.20まで複数パターン変化させることとした．以上の条件に従って網羅的な動的解析を実施することで，各地震動波形，高架橋条件，電化柱条件に対する電化柱の最大応答加速度を算出した．ここで，電化柱のような比較的単純な棒部材の天端応答を等価な1自由度モデルによって評価する場合には，適切な刺激係数を考慮する必要がある¹¹⁾が，ここでの結果はその影響を無視していることに注意を要する．そのため，今回の検討結果を用いて電化柱の被害推定を行う場合には，得られた応答加速度に刺激係数を乗じるとともに，電化柱の耐力と比較する流れとなる．

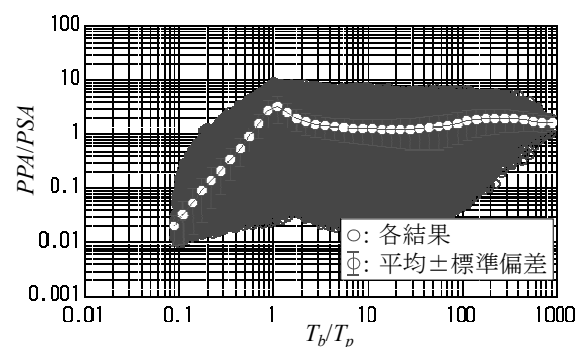
(2) 応答解析結果の概略

前述した条件により得られた電化柱の最大加速度のうち，高架橋を弾性（応答塑性率 $\mu=1$ ），非線形（ $\mu=3, 6$ の場合），電化柱の減衰定数 $h_p=0.05$ とした場合の結果を図-1に示す．この図における T_b は高架橋の振動卓越周期(s)で式(1)により算定する⁴⁾．

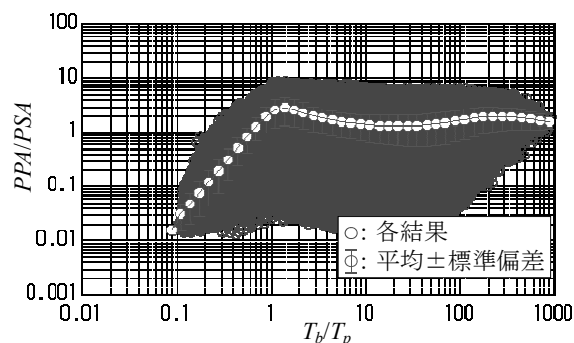
$$T_b = 2\pi \frac{PSV}{PSA} \quad (1)$$

T_p は電化柱の固有周期(s)， PPA は電化柱の最大加速度(gal)， PSA は高架橋天端の最大加速度(gal)， PSV は高架橋天端の最大速度(kine)である．そのため図-1の横軸は入力波と電化柱の周期比，縦軸は最大加速度の応答倍率を表している．

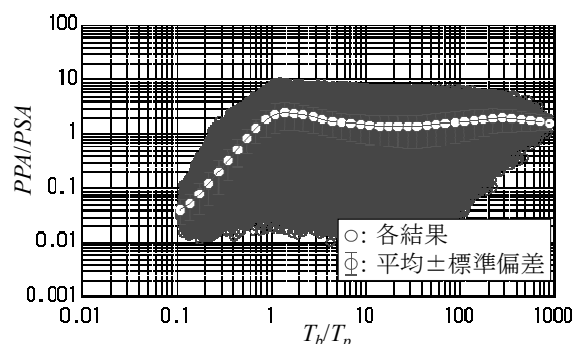
これらの結果を見ると，検討ケースが非常に膨大であるために，応答倍率は周期比や構造物の塑性化程度に依存せず0.01~10の範囲で大きくばらついているように見える．しかし，周期比毎の平均値，標準偏差を評価した結果も図-1に示しているが，平均的な傾向は，周期比 T_b/T_p に対して一定の傾向がみられる．具体的には $T_b/T_p=1.0$ 付近でピークを示し，それ以降では徐々に応答加速度の比が小さくなっている傾向がみられる．これは，電化柱の固有周期が高架橋の振動卓越周期に近いと，電化柱と高架橋が共振して，応答が局所的に増大することを反映した結果である．またこの大まかな傾向は，高架橋の応答塑性率によらず概ね同様であるとともに，従来の橋梁・高架橋に対して提案された被害推定ノモグラム⁹⁾と類似している．そのため，この被害推定ノモグラムと同様の表現によって電化柱の応答を簡易に推



(a) 高架橋の応答塑性率 $\mu=1$ の場合



(b) 高架橋の応答塑性率 $\mu=3$ の場合



(c) 高架橋の応答塑性率 $\mu=6$ の場合

図-1 電化柱の加速度応答倍率（ $h_p=0.05$ の場合）

定できる可能性があると言える．

続いて，高架橋の非線形化が電化柱の応答に与える影響を詳細に把握するために，高架橋の応答塑性率 $\mu=1\sim10$ のそれぞれの計算結果に対して加速度比 PPA/PSA の周期比毎の平均値と標準偏差をプロットした結果を図-2に示す．これを見ると，横軸を周期比 T_b/T_p ，縦軸を加速度比 PPA/PSA に取って整理することで，高架橋の応答塑性率によらずほぼ同一の応答倍率となることが確認できる．

また電化柱の減衰が変化した場合の応答倍率の変化の傾向を把握するために，高架橋の応答塑性率 $\mu=3$ に固定した場合の周期比毎の平均値と標準偏差をプロットした結果を図-3に示す．これより，減衰が大きくなると応答倍率が全体的に小さくなるものの，基本的な傾向は変わらないことが確認できる．

3. 電化柱の応答値推定手法の提案

前章の検討から、電化柱の加速度応答倍率は、電化柱の固有周期と高架橋の振動卓越周期の比率 T_b/T_p で整理することで、高架橋の損傷程度や地震動の特性によらず適切な評価が可能であることを確認した。またこの傾向は、橋梁・高架橋を対象として作成された被害推定ノモグラム⁵⁾と同様の傾向を示しており、これをそのまま適用できる可能性もある。そこで本章では、橋梁・高架橋の被害推定ノモグラムによる応答値評価結果と今回の解析結果を比較することで、電化柱の応答値簡易推定法について検討を行う。

まず、減衰定数を5%とした場合の橋梁・高架橋の被害推定ノモグラムは、次式で表現される。

$$A_r = k_3 \times \frac{\sqrt{\left(1 - \left(\frac{T_r}{k_1}\right)^2\right)^2 + 4k_2^2 \left(\frac{T_r}{k_1}\right)^2}}{\left(\frac{T_r}{k_1}\right)^2} \quad (2)$$

ここで、 A_r は地表面地震動の最大加速度と高架橋の降伏震度×980の比率を表している。これはつまり高架橋の加速度応答倍率の逆数を表しており、今回の線形仮定の電化柱において考える場合は PPA/PSA の逆数を表している。また T_r は、地震動の卓越周期と高架橋の等価固有周期の比率であるが、今回の電化柱を対象とした場合は、高架橋と電化柱の周期比 T_b/T_p である。また k_1, k_2, k_3 は回帰係数で、高架橋の被害推定ノモグラムでは式(3)と表-1によって応答塑性率 μ 毎に算定される。

$$k_i = \sum_{n=0}^3 x_{n,i} \cdot \mu^n \quad (3)$$

ここで、 k_i ：式(3)の回帰係数 ($i=1, 2, 3$)、 μ ：応答塑性率 ($1 \leq \mu \leq 10$)、 $x_{n,i}$ ： k_i を表現するための係数 ($n=0, 1, 2, 3$) である。今回の線形仮定の電化柱を対象とした場合は応答塑性率 $\mu=1$ であるので、この k_{i1} は $k_1=0.757, k_2=0.491, k_3=0.586$ となる。

この橋梁・高架橋の被害推定ノモグラムを電化柱の減衰定数 $h_p=0.05$ とした全解析結果の周期比毎の平均値と比較した結果を図-4に示す。この結果を見ると、被害推定ノモグラムによる結果は全体の平均的な傾向を概ね表現できており、高架橋を対象として作成されたノモグラムをそのまま適用しても問題ないことが確認できる。

また、橋梁・高架橋の被害推定ノモグラム⁵⁾では、高架橋の減衰定数が変化した場合のノモグラム補正手法も提案しており、今回の問題に対しては電化柱

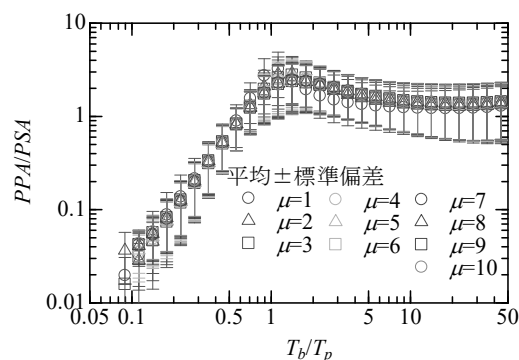


図-2 高架橋の応答塑性率 μ の違いによる電化柱の応答倍率の変化の比較 ($h_p=0.05$ の場合)

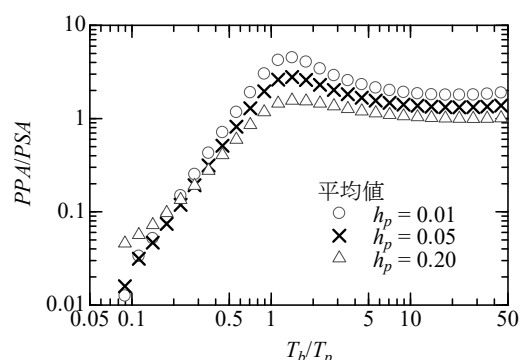


図-3 電化柱の減衰 h_p の違いによる電化柱の応答倍率の変化の比較 (高架橋応答塑性率 $\mu=3$ の場合)

表-1 式(3)の回帰係数 $x_{n,i}$ の評価結果 (平均を対象)

	$n=3$	$n=2$	$n=1$	$n=0$
k_1	1.77E-04	-9.02E-03	1.64E-01	6.02E-01
k_2	1.20E-03	-2.71E-02	2.18E-01	2.99E-01
k_3	2.13E-03	-4.37E-02	3.54E-01	2.74E-01

の減衰定数の変化による応答の変化にそのまま適用できる可能性が高い。ノモグラム補正手法の詳細は文献5)によるが、今回の問題（電化柱は線形弾性体）に特化した場合の補正手法を以下に示す。

Step1 式(2)により、電化柱の減衰 $h_p=0.05$ の場合の加速度応答倍率 ($PPA/PSA=1/A_r$) を算定する。

Step2 式(4)に電化柱の減衰定数 h_p を代入することで、補正係数 $R(h_p)$ を算定する。

$$R(h_p) = 1.884 \sqrt{\frac{1 - \exp(-66\pi h_p)}{66\pi h_p} \{0.424 + \ln(66\pi h_p + 1.78)\}} \quad (4)$$

Step3 上記Step1の応答倍率にStep2の補正係数 $R(h_p)$ を乗ずる。

この減衰定数の補正手法を電化柱の減衰定数 $h_p=0.03, 0.15$ に対して適用した結果を、前章の数値解析の平均値と比較した結果を図-5に示す。減衰が大きくなるにしたがって応答倍率が低下する傾向は、

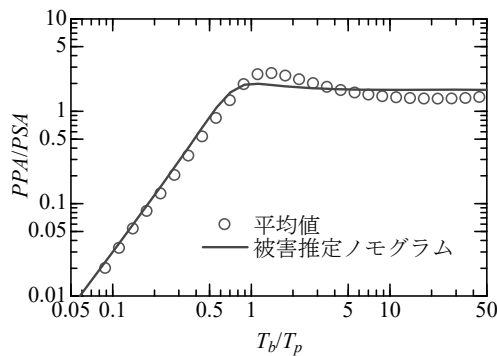


図-4 被害推定ノモグラムの評価結果
($h_p=0.05$ の場合)

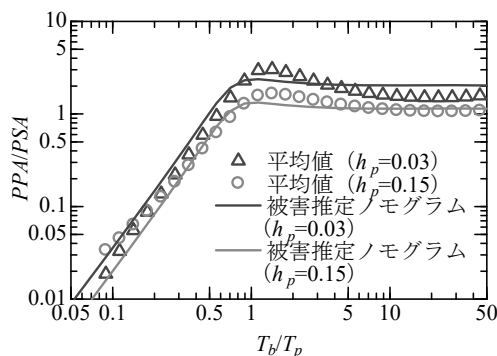


図-5 被害推定ノモグラムの評価結果
($h_p=0.03$, $h_p=0.15$ の場合)

提案手法によって適切に表現できており、任意の電化柱に対して本手法は有効であると考えられる。

5. まとめ

本検討では、高架橋上に建植された電化柱の地震応答値を簡易に推定する手法の検討を行った。具体的には、地震動条件、高架橋の条件、電化柱の条件を多数変化させた地震応答解析を実施するとともに、過去に橋梁・高架橋を対象として作成された被害推定ノモグラムの適用性を確認した。その結果、被害推定ノモグラムを用いることで、電化柱の応答を適切に推定できることを確認した。

提案法に必要なパラメータは、電化柱の振動特性（固有周期 T_p 、減衰定数 h_p ）と高架橋天端の応答値、振動特性（最大加速度 PSA 、振動卓越周期 T_b ）のみである。このうち電化柱の振動特性は、使用する型式等から比較的容易に推定できると考えられるとともに、高架橋の応答特性は、入力地震動と橋梁・高架橋の被害推定ノモグラムを用いることで評価可能

である。そのため、距離減衰式等と今回の結果を組み合わせることで、地表面地震動、高架橋応答、電化柱応答を簡易に評価可能であり、地震発生後の被害発生有無を即時的に推定する手法として活用が期待される。

謝辞：本検討の一部は、国土交通省の鉄道技術開発費補助金を受けて実施した。

参考文献

- 1) 佐藤忠信，吉田郁政，増本みどり，金治英貞：ライフサイクルコストを考慮した道路橋の補強戦略，土木学会論文集，No.784/VI-66，pp.125-138，2005.
- 2) 司宏俊，翠川三郎：断層タイプ及び地盤条件を考慮した最大加速度・最大速度の距離減衰式，日本建築学会構造系論文集，Vol. 523，pp. 63-70，1990.
- 3) 野上雄太，坂井公俊，室野剛隆，盛川仁：表層地盤と入力波の周期特性を考慮した表層地盤での地震増幅率の評価，土木学会論文集A1（構造・地震工学），Vol.68，No.1，pp.191-201，2012.
- 4) 室野剛隆，野上雄太，宮本岳史：簡易な指標を用いた構造物および走行車両の地震被害予測法の提案，土木学会論文集A，Vol.66，No.3，pp.535-546，2010.
- 5) 坂井公俊，室野剛隆：地震動の最大加速度と最大速度を用いた土木構造物の地震被害推定ノモグラムの改良，土木工学会論文集A1（構造・地震工学），Vol.71，No.4，（地震工学論文集第34巻），I_32 - I_39，2015.
- 6) 坂井公俊，室野剛隆，京野光男：鉄道盛土の地震被害簡易推定手法の提案，土木学会論文集A1（構造・地震工学），Vol.68，No.3，pp.542-552，2012.
- 7) 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.
- 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) （公財）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.
- 10) 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，Vol.57A，2011.
- 11) 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回土木学会地震工学研究発表会講演論文集，2011.