

電車線柱への非線形応答スペクトル法の適用に関する基礎検討

J R九州コンサルタンツ（株）（当時、鉄道総研に出向中） 正会員 ○加藤 尚
（公財）鉄道総合技術研究所 正会員 室野 剛隆

1. はじめに

現在の電車線柱の耐震設計指針¹⁾（以下、電柱指針）は、土木構造物とは異なり、L2地震時においても電車線柱が塑性化しないことを前提とした設計体系である。しかしながら、高架橋の耐震設計²⁾において設計地震動の見直しが進められる中で、電車線柱の合理的設計を行うには、電車線柱の耐震設計においても土木構造物と同様、塑性領域に踏み入って安全性を照査する必要があるのではないか、という議論も進められている。そこで本研究では、電柱指針の設計手法を大きく変更することなく、非線形領域での照査を可能にすることを目的に、橋梁・高架橋の耐震設計のために提案された非線形応答スペクトル法³⁾を電車線柱の応答値算定に拡張するための基礎検討を行った。

2. 理論的背景

電車線柱に実際に作用する慣性力は、図1に示すような逆三角形に近い加速度分布と考えられる。一方、電柱指針では、図2に示すように1点に慣性力相当の集中荷重を地震作用として与え、設計の単純化を図っており、その作用位置は経験的に重心位置が採用されている。しかしながら、その理論的背景が確立されていないため、まず、理論的背景について整理する。図3に示すような断面積 A 、曲げ剛性 EI 、密度 ρ の一様な片持ちはりモデルを想定し、支点部に作用する地震動を z とすると、電車線柱高さ x の時刻 t における変位 $y(x,t)$ に関する振動方程式は式(1)で表される。

$$\rho A \left(\frac{\partial^2 y}{\partial t^2} \right) + EI \cdot \frac{\partial^4 y}{\partial x^4} = -\rho A \cdot \left(\frac{\partial^2 z}{\partial t^2} \right) \quad (1)$$

さらにモード展開を行い、1次モードのみを考慮すると変位 $y(x,t)$ は式(2)を得る。

$$y(x,t) \approx \beta_1 \cdot \varphi_{s=1,0} \cdot X_1(x) \quad (2)$$

ここで、 β_1 は1次モードの刺激係数であり理論的に $\beta_1=1.56$ と求まる。また、 $\varphi_{s=1,0}$ は固有円振動数 ω_s の1自由度系の地震応答変位、 $X_1(x)$ は図4に示すような1次モードの基準振動形である。さらに、 $\varphi_{s=1,0}$ の最大値は応答スペクトル $S_D(\omega)$ を用いて、式(3)で求めることができる。

$$\varphi_{s=1,0}(t) \Big|_{\max} = S_D(\omega = \omega_1) \quad (3)$$

以上を整理すると、1自由度系の応答スペクトルから求められる応答値と電車線柱上端で発生する応答値の関係は式(4)で示すことができる。

$$y(x=l,t) \Big|_{\max} = \beta_1 \times S_D(\omega_1) \quad (4)$$

つまり、応答スペクトルで得られた値を $\beta_1=1.56$ 倍すると、電車線柱上端の地震応答変位を求めることができる。逆に、応答スペクトルで求まる変位が電車線柱のどの高さに相当するかを求めるには、 $X_1(x)=1/1.56=0.64$ となる高さ x を求めればよく、数値計算で求めると約 $3/4l$ の高さに相当することになる。

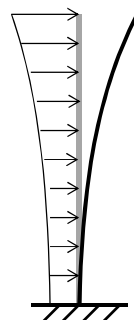


図1 実際の加速度分布

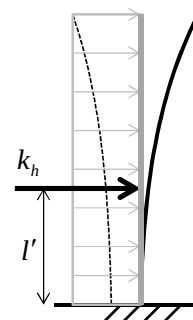
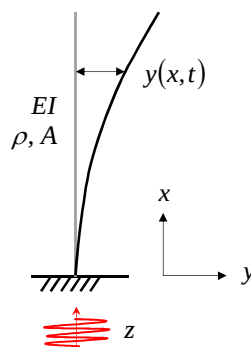
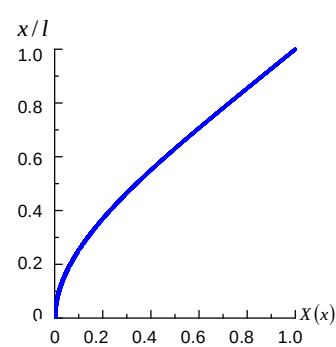


図2 設計における単純化

図3 電車線柱を模擬した
はりモデル図4 1次モードの基準
振動系

キーワード 電車線柱、非線形応答スペクトル法

連絡先 〒812-0013 福岡県福岡市博多区博多駅東 1-1-14 J R九州コンサルタンツ（株） 技術本部 TEL092-413-1035
〒185-8540 東京都国分寺市光町 2-8-38 （公財）鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 TEL042-572-7394

3. 非線形応答スペクトル法の適用方法

非線形応答スペクトル法は、プッシュ・オーバー解析により算定される降伏震度 k_{hy} と等価固有周期 T_{eq} をパラメータとし、所要降伏震度スペクトルを用いてある系の応答塑性率 μ を求め、応答変位を算定する方法である²⁾。本手法は、対象とする振動系の応答が1自由度系で表現可能であることが前提条件になる。橋梁・高架橋ではトップヘビーな系であり、1自由度系で表現可能であることは既に確認されているが³⁾、前述したように、応答スペクトルから算定される応答値は電車線柱の約 3/4 の高さに相当するため、若干の工夫が必要となる。

まず、1自由度系に必要な情報として、降伏震度 k_{hy} と等価固有周期 T_{eq} を以下により求める。プッシュ・オーバー解析を行う際、応答スペクトルより算定される応答値と同等の応答値を示す約 3/4 l の高さに集中荷重を与えるものとした。さらに、電車線柱基部の発生モーメントが等価になるような等価重量 W_{eq} を算定すると、全重量 W の 0.59 倍を等価重量 W_{eq} とするとよいことが求められる。

一方、電車線柱が有する周期特性は不変であるので、載荷位置における降伏変位 δ_y と降伏震度 k_{hy} を用いて、電車線柱の等価固有周期 T_{eq} は式(5)にて算定することが可能である。

$$T_{eq} = 2\sqrt{\delta_y / k_{hy}} \quad (5)$$

以上の流れにより算定される1自由度系モデルのパラメータを用いて時刻歴応答解析を実施し、応答塑性率 μ を算定すればよい。

4. 地震応答解析による検討

前述した非線形応答スペクトル法の適用方法を検証するため、非線形動的解析を実施し、1自由度系の応答値と多質点系（近似的に連続体と等価）より算定される応答値との比較検討を行った。対象とする電車線柱は、図5に示すような付加重量等を無視した 10m の PC 柱（単柱）であり、M- ϕ モデルで離散化した。図6には載荷点（3/4 l = 7.5m）におけるプッシュ・オーバー解析の結果を示す。一方、1自由度系の解析には、履歴モデルとしては Clough モデルを用いてモデル化し、プッシュ・オーバー解析結果より得られる表1に示すパラメータにて検討を行った。図7に、1自由度系と連続体モデルの高さ 3/4 l

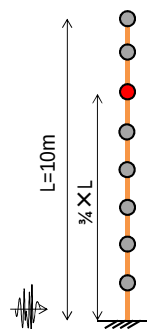


図5 対象モデル

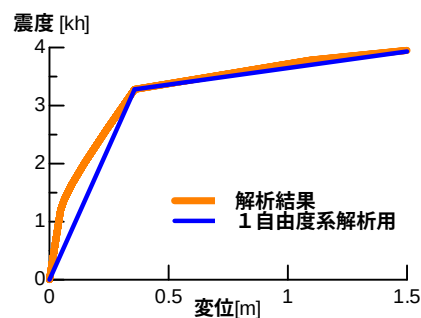


図6 プッシュ・オーバー解析結果

表1 1自由度系の解析に用いる諸元

降伏震度 k_{hy}	3.280
降伏変位 δ_y	35.7cm
等価固有周期 T_{eq}	0.660sec
第二勾配比 K_2/K_1	0.062
除荷剛性 β	0.2
減衰 h	5%

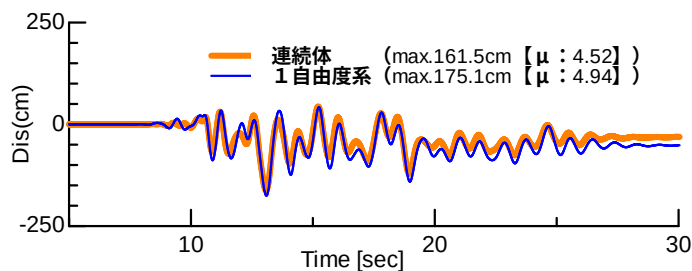


図7 時刻歴応答変位波形の比較

(7.5m)における時刻歴応答変位波形を示すが、応答塑性率 μ 、位相ともにほぼ同値が得られていることが確認できる。また、固有周期等が異なる他の電車線柱においても同様の検討を行っており、同じ傾向が得られた。

5. まとめ

本検討において、電柱指針の理論的背景を整理するとともに、非線形性を考慮した応答値算定法について検討した。その結果、プッシュ・オーバー解析に若干の工夫を加えることで、非線形応答スペクトル法が適用できることが明らかになった。今後、非線形応答スペクトル法に用いる所要降伏震度スペクトルの整備を行うとともに、さらなる妥当性の検証を進める予定である。

参考文献

1)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。2)（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，丸善，2012.9。3)室野，佐藤：構造物の損傷過程を考慮した非線形応答スペクトル法の適用，土木学会地震工学論文集Vol.29，pp.520-528，2007。