

電車線柱と橋梁の相互作用の簡易な耐震評価法の提案

鉄道総合技術研究所 正会員 坂井 公俊

鉄道総合技術研究所 正会員 室野 剛隆

中央復建コンサルタント 正会員 ○今村 年成

1. はじめに 現行の電車線柱の耐震設計¹⁾では、橋梁天端における地震時の水平応答加速度を算出し、それを電車線柱下端に入力することで電車線柱の地震応答を評価する解析手法が採用されている。しかしながら、電車線柱と橋梁を分離してモデル化（以下、非連成モデル）しているために、電車線柱と橋梁の動的相互作用を表現できていない。前報²⁾では、電車線柱と橋梁を一体としてモデル化する手法（以下、連成モデル）と非連成モデルのそれぞれに対して地震応答解析を実施し、①非連成モデルで得られる電車線柱天端での応答は連成モデルでの応答に比べて大きくなること、②その原因は橋梁のロッキング振動の影響であり、高架橋天端での応答加速度の水平成分 $\ddot{z}_h$ に、回転成分 $\ddot{\theta}$ を足し込んだ加速度波形 $\ddot{z}_{h+\theta} (= \ddot{z}_h + \ddot{\theta} \times H, H$: 電車線柱の高さ)を作成して、電車線柱単体モデルに入力することで表現できることを報告した。

本報では、ロッキング振動が橋梁の設計パラメータ（橋梁形式、電柱形式、橋梁高さ、降伏震度、地盤種別）や入力地震動の違いによってどのように変化するかを調べるとともに、相互作用の影響を簡便に取り入れた耐震評価法を提案した。また、地震被害を受けた橋梁に提案手法を適用し、その妥当性を確認した。

2. 橋梁の設計パラメータや入力地震動がロッキング振動成分に与える影響 種々の橋梁の設計パラメータに対して地震応答解析を実施し、電車線柱に入力される水平加速度と回転加速度の比率を算出した。解析ケースの一覧を表-1に、線形解析の結果を図-1に示す。ここに、

表-1 解析ケースの一覧

Case	形式	橋梁高さ	地盤種別	入力地震動
1	1層ラーメン高架橋 1柱1杭基礎	6m	普通	3波
2		10m	普通	3波
3		6m	軟弱	3波
4	1層ラーメン高架橋 細径群杭基礎	7.9m	—	1波
5	2層ラーメン高架橋 細径群杭基礎	16.2m	—	1波
6	橋脚 太径群杭基礎 (上部工先行降伏)	8m	—	1波
7	橋脚 太径群杭基礎 (基礎先行降伏)	8m	—	1波

※全ケースとも、電車線柱形式として鋼管柱・コンクリート柱を検討、線形解析・非線形解析を実施

回転加速度は電車線柱高さ $H=10m$ として算出したものである。なお、非線形解析についても同様の結果が得られている。

(1) 橋梁高さ、地盤種別、入力地震動の影響 構造形式が同一であるCase1～Case3の解析結果に着目する。Case1（橋梁高さ6m）とCase2（同10m）を比較すると、両者にほとんど差が見られない。これより橋梁高さが回転成分に与える影響は小さいことが確認できる。Case1（普通地盤）とCase3（軟弱地盤）を比較すると、地盤が軟弱なほど回転成分が卓越していることが分かる。また、Case1～Case3のいずれのケースにおいても複数の入力地震動に対するプロットが重なっており、回転成分への入力依存性はないことが分かる。

(2) 構造形式の影響 全ケースの結果を眺めると、上記のCase1～Case3といった地盤種別や構造高さによる影響は相対的に小さく、構造形式による影響が最も大きいことが分かる。構造形式毎に回転成分の大きさを比較すると、橋脚が最も回転成分が大きく、細径群杭のラーメン高架橋が最も小さい。この理由は2つ考えられる。上部構造の形式に着目すると、ラーメン高架橋のように柱が細い構造では、曲げ変形が生じてスウェイが卓越しやすいのに対して、橋脚のように剛性の高い構造では、剛体運動が生じてロッキングが卓越しやすいことが理由のひとつであると考えられる。もうひとつの

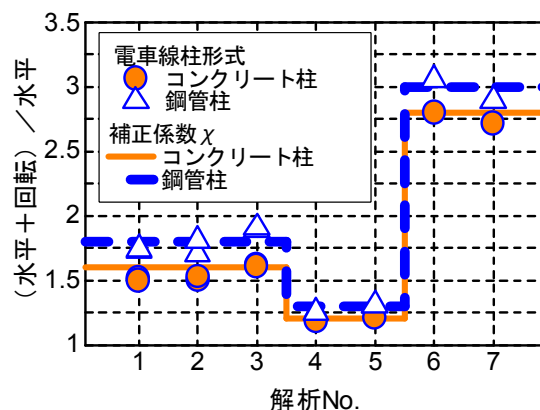


図-1 橋梁上端での回転、水平加速度の比率

キーワード 電車線柱、橋梁、動的相互作用、ロッキング振動、簡易評価手法、耐震設計

連絡先 〒160-0004 東京都新宿区四谷1丁目（外濠公園内） (社) 土木学会 全国大会係 TEL 03-3355-3442

理由としては、基礎構造の形式であり、細径群杭は1本当たりの杭の曲げ剛性が小さくスウェイが卓越しやすいのに対し、太径杭では剛体運動が生じてロッキングが卓越しやすいことが考えられる。

(3) 電車線柱形式の影響 全ケースに共通することであるが、回転成分の大きさが電車線柱の形式によって異なることも興味深い。この原因について検討を行うため、Case1による水平+回転加速度と水平加速度のスペクトル比を調べた(図-2 参照)。同図より、回転成分の大きさは短周期側ほど大きくなっていることが分かる。これは、橋梁が2次モード(8.9Hz)でロッキング振動を生じているためと考えられる。同図にコンクリート柱と鋼管柱の1次固有周期も示しているが、鋼管柱は周期が相対的に短い(1次周期約3Hz)ために回転成分が大きくなっている。これに対して、コンクリート柱(同約2Hz)の周期では、回転成分の影響が小さいために、応答としても相対的に小さくなったと考えられる。

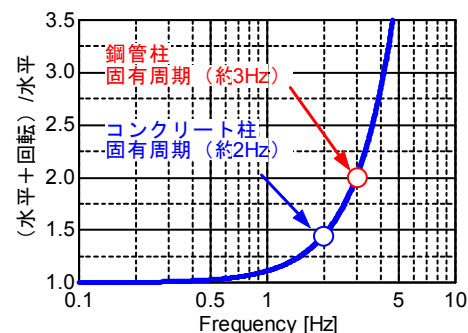


図-2 回転、水平加速度のスペクトル比

表-2 相互作用考慮のための補正係数 χ

補正係数 χ	コンクリート柱	鋼管柱
ラーメン (杭本数多)	1.2	1.3
ラーメン (杭本数少)	1.6	1.8
橋脚	2.8	3.0

3. 相互作用を考慮した耐震評価法 橋梁のロッキング振動が電車線柱に与える影響を評価するには、橋梁と電車線柱を連成系でモデル化した地震応答解析を行えばよい。しかしながら、このような方法は、橋梁は土木が、電車線柱は電車線路設備がそれぞれ担当して設計作業を進めることを考えると、設計実務では作業が煩雑になる。そこで、現行の耐震設計法である非連成モデルを基本とし、既に整理されている電車線柱の地震応答スペクトルに連成振動の影響を考慮するための補正係数 χ を乗じることで、ロッキング振動の影響を評価する手法を提案する。前節の検討を踏まえ、回転の影響を考慮する補正係数は、橋梁、電車線柱の構造形式によって変化させるものとする。補正係数 χ の具体的な値を図-1 および表-2 に示す。

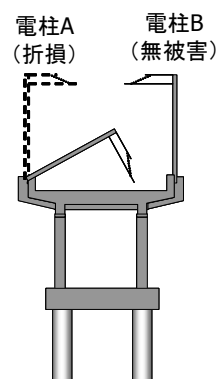


図-4 被害を受けた橋脚

4. 評価法の妥当性確認 提案手法の妥当性を検証するため、実際に地震被害が生じた電車線柱を対象に本手法を適用する。1987年12月17日発生の千葉県東方沖地震(M6.7)の際に、高架橋に建植された電車線柱(コンクリート柱)が折損する被害が発生した³⁾。折損被害を受けた高架橋には2本の電車線柱が建植されているが(図-4 参照)、そのうち一方(電柱A, 固有周期2.83Hz)のみが折損し、他方(電柱B, 固有周期2.66Hz)は無被害であった。この電車線柱に対して提案手法を適用する。対象地点の地表面地震動は、既往の研究^{3),4)}を参考に決定した。高架橋に地震動を入力し、高架橋上端での水平応答加速度を求める。得られた水平加速度より電車線柱に作用する地震荷重を算出し、補正係数 χ (=1.6) を乗ずる。得られた電車線柱のモーメントを図-5 に示す。同図より、従来の水平成分のみを考慮した手法では、電柱Aの応答加速度が電柱Bと比較して大きいという相対的な被害の差は表現できているものの、両者ともに破壊モーメントには至っていない。これに対し提案手法では、電柱Aは破壊モーメントを上回り、電柱Bでは制限内に収まっており、実被害と調和的な結果が得られた。よって、本手法を用いれば橋梁と電車線柱の相互作用を考慮した評価を簡便に行えることが確認できた。

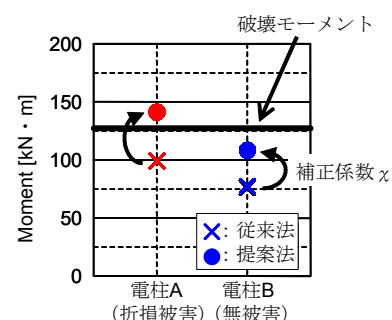


図-5 従来法と提案法の比較

図-5より、従来の水平成分のみを考慮した手法では、電柱Aの応答加速度が電柱Bと比較して大きいという相対的な被害の差は表現できているものの、両者ともに破壊モーメントには至っていない。これに対し提案手法では、電柱Aは破壊モーメントを上回り、電柱Bでは制限内に収まっており、実被害と調和的な結果が得られた。よって、本手法を用いれば橋梁と電車線柱の相互作用を考慮した評価を簡便に行えることが確認できた。

参考文献 1) 電力線路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) 今村, 室野, 坂井, 佐藤, 澤田:電車線柱と高架橋の動的相互作用に関する一検討, 土木学会第62回年次学術講演会, pp. 857-858, 2008. 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深高架橋被害調査, 1988. 4) 菊入崇, 室野剛隆, 永妻真治, 西村昭彦:局所的な地盤条件が鉄道高架橋の被害に与える影響について, 第24回地震工学研究発表会講演論文集, pp. 1105-1108, 1997.