

鉄道高架橋の境界部の地震時相対変位の簡易推定手法

(公財) 鉄道総合技術研究所 正会員 ○成田顕次 徳永宗正 曾我部正道

1. はじめに

鉄道高架橋の境界部では地震時に図-1に示すように、目違いや角折れといった不同変位が発生し、列車走行安全に大きな影響を及ぼす。現行の不同変位の調査ではL1地震動までの構造物の線形挙動の範囲に限定している手法（以下、「変位標準法」）を用いる。建設年代の古い鉄道高架橋においては耐震震度が低く、L1地震動の場合でも非線形化の可能性があるが、非線形化の影響を考慮した推定手法は確立されていない。建築分野においても地震時に隣接建物間の衝突問題を対象として、建物間の相対変位を簡易に評価する手法（以下、「既存法」）の提案がされているが、構造物の特定の履歴モデルに限定した手法であるため、構造物の形式によっては適応できない課題がある。

本研究では、履歴モデルに依存しない地震時の構造物の相対変位の推定法の構築を目的に、数値解析に基づく検討を行った。

2. 検討方法

図-2に構造物の力学モデルを示す。鉄道構造物は一般的に標準設計によるものが多く、その挙動は1自由度系モデルで表現できることが多い。実現象を考えた場合、構造物間の連成や支承回りなどを考慮したモデル化が必要であるが、実設計においても、1自由度系に基づく非線形応答スペクトル法により、地震時応答を推定するのが一般的であるため、実構造物の骨格曲線の調査結果⁴をもとに、構造物はトリリニア型の骨格曲線、標準型の履歴特性を持つ1自由度系でモデル化し、実際の構造物の非線形性を反映したモデルを用いる。骨格曲線は、降伏震度 k_{hy} 、最大震度 k_{hmax} 、等価固有周期 T_{eq} 、構造物の単位長さ重量 w_s をパラメータとして設定し、2次勾配を1次勾配の1/10、3次勾配は1次勾配の1/1000とした粘性減衰($=h_0$)として、構造物の各モードに対して5%のモード減衰比 ξ として与えた。隣接構造物に対して同一の地震動を入力し、各構造物の時刻歴応答波形の差分から隣接構造物との相対変位を算出する。入力地震動は、鉄道設計標準の設計地震動20波を用いた。G0地盤～G7地盤用のL1地震動と、G0地盤～G5地盤用のL2スペクトルI地震動、G0地盤～G5地盤用のL2スペクトルII地震動を対象とし、図-3に入力地震動の応答スペクトルの一部を示す。地震動入力に対する時刻歴応答解析では構造物の初期剛性に対応する等価固有周期 T_{eq} を0.3秒～2.0秒の範囲で5分割、降伏震度を1000とした線形応答、非線形化の影響が顕著とされる0.3としたケースで実施し、各提案法と比較を行う。

3. 提案する推定式と結果

式(1)に相対変位の推定式 d_{ij}^{max} を示す。式(1)はモード間の相関を考慮した応答スペクトル法として提案されており、入力スペクトルをホワイト・ノイズと仮定した時の理論解である。各構造物の最大変位 $d_i^{max}(k=i,j)$ 及び、構造物間の相関係数 ρ を用いて示す。

$$d_{ij}^{max} = \sqrt{d_i^{max} + d_j^{max} - 2\rho_{ij} d_i^{max} d_j^{max}} \quad (1)$$

$$\rho_{ij} = \frac{8\sqrt{h_i h_j} (h_j + \beta h_i) \beta^{1.5}}{(1 - \beta^2)^2 + 4h_i h_j (1 + \beta^2) \beta + 4(h_j^2 + h_i^2) \beta^2} \quad (2)$$

ρ は、式(2)のように示すことができる。ここで、 $\beta(T_i/T_j)$ は隣接構造物との周期比、 T_k は構造物の等価周期、構造物単体の減衰定数 h_k で示す。添え字の i は応答変位が大きい方の構造物、 j は応答変位が小さい方の構造物を示す。

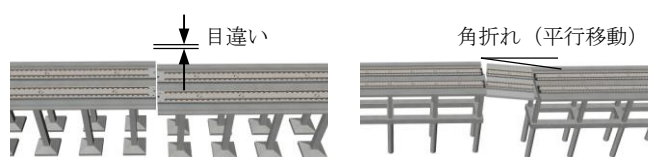


図-1 不同変位の概略図

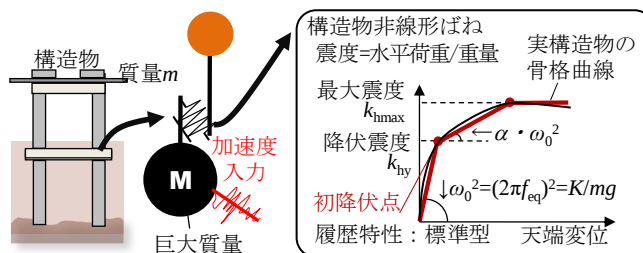


図-2 構造物の力学モデル

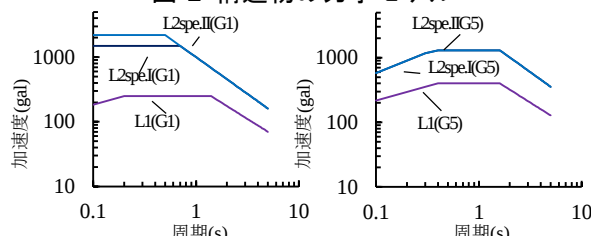


図-3 入力地震動の弾性加速度応答スペクトル

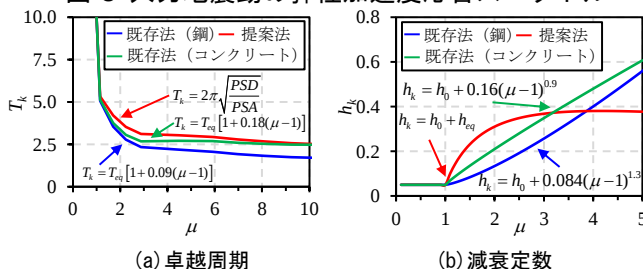


図-4 塑性率と卓越周期、減衰定数の関係

キーワード：鉄道高架橋、不同変位、非線形モデル、時刻歴応答解析

連絡先：〒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 TEL 042-573-7290

図-4 に既存法及び、提案法の周期比 β ，減衰定数 h_k と塑性率 μ の関係を示す。図から、既存法では塑性率が小さい範囲で適応できるが、塑性率の増加と共に等価粘性減衰も増加し、精度が低下する。提案法では、構造物の絶対加速度 PSA ，相対変位 PSD を用いて構造物の卓越周期を算出するもので非線形化した際の等価剛性を評価する。非線形化した際の減衰定数は、図-5 に示すように、履歴に対するエネルギー損失を考慮した等価粘性減衰定数 h_{eq} を算出し、初期の減衰定数に付加する。その際の塑性率は最大相対変位を示す時刻における、構造物単体の応答変位と最大変位の比となる相対変位率 $r_k (=d_k^{rel}/d_k^{max})$ を考慮した値とする。

図-6 に構造物単体の変位と相対変位の時刻歴応答の一例を示す。図から構造物単体の最大応答変位 d_i^{max} を示す時刻から、 $T_i/2$ 秒後に最大相対変位 d_{ij}^{max} を示す傾向が確認できる。そこで構造物間の相対変位が最大の時の構造物単体の応答変位 d_k^{rel} と、各構造物単体の最大応答変位 d_k^{max} を比較するために相対変位率 r_k を評価する。

図-7 に相対変位率 r_k のデータの分布を示す。図から、 r_i は1.0に近い領域で頻度が多く、 r_j は0.1~0.5の範囲で頻度が多いことが分かる。相対変位率 r_k の分布を踏まえ、等価粘性減衰定数を算出する際に安全側に推定するために変位の大きい構造物の塑性率 μ を100%、小さい構造物の塑性率 μ を50%と仮定し、相対変位の推定値を算出する。図-8 に全ての設計地震動を入力とし構造物が線形とした場合の最大相対変位の推定精度を示す。図の横軸は入力地震動を、縦軸は推定値と解析値の比を示す。また既存法、提案法、変位標準法の結果を示す。図から、線形時においては変位標準法では最大で $\pm 60\%$ 程度であったが、既存法及び提案法では $\pm 20\%$ 程度で、より高精度に推定できることが確認できる。

図-9 に全ての設計地震動を入力とし構造物が非線形($k_{hy}=0.3$)とした場合の推定法の精度を示す。変位標準法は線形応答を前提とした手法であるが参考として示す。変位標準法に比べて既存法、提案法は高精度で推定でき、既存法では最大で $\pm 30\%$ 程度、提案法も $\pm 30\%$ 程度で推定し、履歴モデルに依存しない提案法は一般性を高く維持しつつ、変位標準法よりも高精度で簡易に推定できることがわかる。

4. おわりに

本検討では、履歴モデルに依存しない地震時の構造物の相対変位の推定法の構築を目的に、数値解析に基づく検討を行い、以下の結果を得た。その結果、①構造物間の相対変位は、応答変位が大きい構造物では相対変位率が1.0に近く、応答変位が小さい構造物では分布が0.1~0.5の範囲となる場合に最大になることが多い。②非線形化した場合の卓越周期、および応答変位が大きい側で100%、小さい側で50%の相対変位率を考慮した等価粘性減衰定数を用いて、履歴モデルに依存しない手法を提案した。③提案法は変位標準法よりも高精度で、 $\pm 30\%$ 程度で非線形時の構造物間の相対変位を推定できる。

参考文献 1)鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等耐震標準・同解説（変位制限），丸善，2006。2)Kazuhiko KASAI Anli R. Jagiasi, Van Jeng：Inelastic Vibration Phase Theory For Seismic Pounding Mitigation, Journal of Structural Engineering, ASCE, 122(10), 1136-1146, 1996 3)鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等耐震標準・同解説（耐震設計），丸善，2012。4)徳永宗正，曾我部正道，渡辺勉，山東徹生，玉井真一：鉄道構造物上防音壁の地震応答特性および耐震設計法，構造工学論文集 Vol.62A, 291-302, 2016

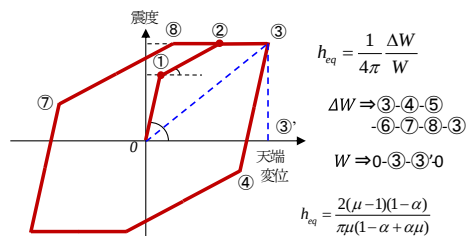


図-5 バイリニア型の履歴曲線

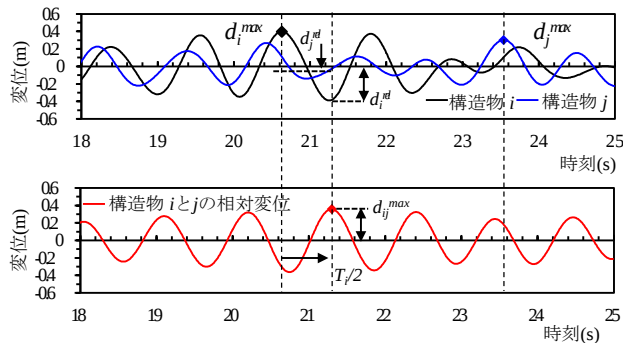


図-6 構造物単体の変位と相対変位の時刻歴応答

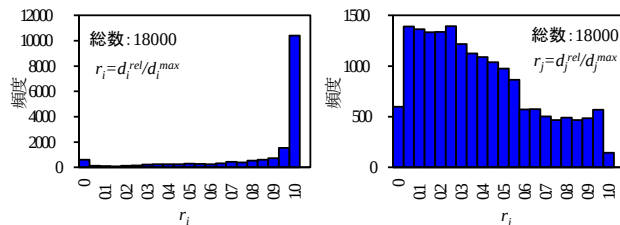


図-7 相対変位率のデータ分布 ($k_{hy}=0.3$)

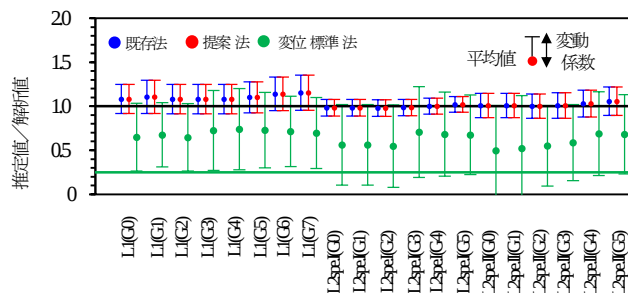


図-8 推定法の精度（線形）

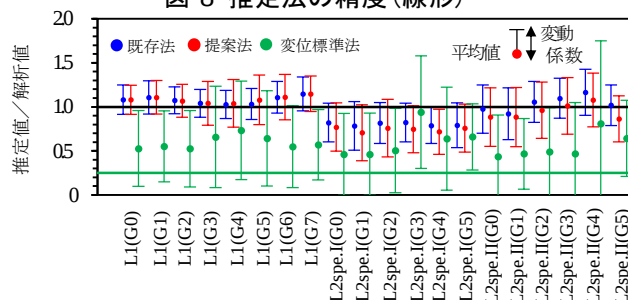


図-9 推定法の精度 ($k_{hy}=0.3$)