論文　降伏震度が異なるRC高架橋境界部の地震時相対変位の推定手法

成田　顕次*1・徳永　宗正*2・池田　学*3

要旨：鉄道高架橋境界部で地震時に発生する相対変位は，列車走行安全性に大きな影響を及ぼすが，非線形時の境界部に適用可能な相対変位の推定手法が確立されていない。本論文では一般的な RC 高架橋を対象に境界部で降伏震度が異なる場合の相対変位の推定手法を構築することを目的とし，非線形解析に基づく検討を行った。まず，境界部で固有周期が等しい場合でも降伏震度が異なることで最大相対変位は完全逆位相時の 50%程度となる。次に相対変位の推定に必要な非線形時のパラメータである有効周期，相対変位係数，有効減衰の算出法を提案し，推定精度の検証を行った結果，応答解析の結果に対して±35%程度で推定できる。

キーワード：鉄道 RC 高架橋，動的応答解析，相対変位，地震時応答解析，無次元相対変位

1. はじめに

近年の大規模地震により，鉄道の脱線現象が生じている [1]。鉄道高架橋の設計においては，鉄道構造物等設計標準・同解説 [2]（変位制限）（以下,「変位標準」と示す。）において，軌道面に発生する変位を一定以下に制限することで高架橋が保有すべき地震時走行安全性を担保している。具体的には，高架橋が橋軸直角方向に振動することで車両を加振する振動変位，および連続する高架橋が位相差をもって挙動することにより高架橋境界に発生する不同変位の両方を照査する体系となっている。

不同変位には，隣接高架橋の種類に応じて，目違い，平行移動，折れ込みの三種類に対して照査するが，対象としている地震動が鉄道構造物等設計標準・同解説 [3]（耐震設計）（以下,「耐震設計」と示す。）の L1 地震動までの高架橋の線形挙動の範囲に限定した上で地盤特性等を考慮する必要がある。また，新設高架橋を対象としており, 建設年代が古い既設高架橋は低降伏震度であるため，非線形化しやすく，適用できない課題が挙げられる。さらに妥当性も十分に検証されていない。この課題に対して，既往の研究においては鉄道 RC 高架橋が非線形化した場合の不同変位の推定手法の検討が行われている [4]。そこでは不同変位の目違い，角折れの共通の量である高架橋境界部の相対変位に着目し，低降伏震度において，等価固有周期比βと無次元相対変位 D_{RD} は相関が高く，地震動の周期特性の違いの影響を受けにくい指標であることを評価した。また，簡易なパラメータを用いて，D_{RD} の推定誤差が最小となるような提案手法を行っている。一方で実線区における，降伏震度の点在状況を鑑みると [4]，高架橋境界部での降伏震度の違いに関しても考慮した推定手法の構築が必要であると考える。

以上から，本論文では鉄道 RC 高架橋を対象として高架橋境界部での降伏震度の違いも考慮した相対変位を推定できる手法を構築することを目的とする。

まず，2 章で理論に基づく高架橋境界部の無次元相対変位の算出手法について定式化すると共に，推定手法の精度を検証するモデルについて記述する。3 章においては，非線形化した際の推定手法に必要な各パラメータの導出過程について記述する。4 章では，降伏震度が異なる際の等価固有周期比βと無次元相対変位 D_{RD} の関係について検討し，2 章で定式化した式の推定精度について評価を行う。

2. 相対変位の推定理論解と検証モデル

2.1 不規則振動論に基づく最大相対変位

式(1)に，1 自由度系に定常ホワイトノイズ地震動$\ddot{d}_g$とした時の高架橋 i および j の運動方程式を示す [5)6)]。

$$\ddot{d_k} + 2h_k\omega_k\dot{d_k} + \omega_k{}^2 d_k = -\ddot{d_g}(t) \tag{1}$$

ここでの，d_k(k=i,j)は応答変位，ω_k(k=i,j)は固有振動数，h_k(k=i,j)は減衰定数を示す。応答解は，t=0 からの応答を考え，インパルス応答 $h(t)$とすれば，i と j の変位応答は以下の式(2)で示すことができる。

$$d_k(t) = \int_0^t h(t-\lambda_k)\ddot{d_g}(\lambda_k)d\lambda_k \tag{2}$$

ここでの$\lambda_k(k = i,j)$は，入力の時刻差を示す。式(3)に，高架橋 i，j の相対変位d_{ij}をd_i，d_jの差分で示す。

$$E[d_{ij}(t)] = E[d_i(t) - d_j(t)] \tag{3}$$

式(4)は，式(3)の左辺，右辺を二乗した式になる。

$$\begin{aligned} E[d_{ij}(t)^2] = E[d_i(t)^2] + E[d_j(t)^2] \\ - 2E[d_i(t)d_j(t)] \end{aligned} \tag{4}$$

式(4)の左辺は相対変位の二乗平均和の期待値，右辺の 1 項目および 2 項目は i と j の二乗平均和の期待値, 3 項目は i と j の自己相関関数の期待値を表す。式(5)に，i と j

*1 公益財団法人鉄道総合技術研究所　構造力学研究室　研究員　工修　(正会員)
*2 公益財団法人鉄道総合技術研究所　構造力学研究室　副主任研究員　工博　(正会員)
*3 公益財団法人鉄道総合技術研究所　構造力学研究室　研究室長　工博　(正会員)

の変位の自己相関関数を示す。

$$E\left[d_i(t)d_j(t)\right] = \int_0^t \int_0^t h(t-\lambda_i)h(t-\lambda_j) \cdot E\left[\ddot{u_g}(\lambda_i)\ddot{u_g}(\lambda_j)\right]d\lambda_j d\lambda_j \tag{5}$$

パワースペクトル密度を$S_0(\omega)$とすると，定常地震動の自己相関関数の期待値は式(6)で示すことができる。

$$E\left[\ddot{u_g}(\lambda_i)\ddot{u_g}(\lambda_j)\right] = \int_{-\infty}^{\infty} S_0(\omega)e^{i\omega(\lambda_i-\lambda_j)}d\omega \tag{6}$$

式(6)を式(5)に代入すると，式(7)に示すことができる。

$$E\left[d_i(t)d_j(t)\right] = \int_{-\infty}^{\infty} H_i(\omega)H_j(\omega)S_0(\omega)e^{i\omega(\lambda_i-\lambda_j)}d\omega \tag{7}$$

ここでの，$H(i\omega)$は式(1)における変位の伝達関数を示し，以下の式で得ることができる。

$$H_k(\omega) = \frac{1}{\omega_k^2 - \omega^2 + 2Ih_k\omega_k\omega} \tag{8}$$

ここでの I は虚数を示す。式(8)を，式(7)に代入すると式(9)が得られる。

$$E\left[d_i(t)d_j(t)\right] = \frac{2\pi S_0(\omega)}{K_{AB}} 2(h_i\omega_i + h_j\omega_j) \tag{9}$$

ここでのK_{AB}は以下のように示す。

$$K_{AB} = ({\omega_i}^2 - {\omega_j}^2)^2 + 4h_ih_j\omega_i\omega_j({\omega_i}^2 + {\omega_j}^2) + 4({h_i}^2 + {h_j}^2){\omega_i}^2{\omega_j}^2 \tag{10}$$

また，式(5)は$d_i(t)$，$d_j(t)$の相関係数ρ_{ij}を用いて式(11)のように示すことができる。

$$\rho_{ij} = \frac{E\left[d_i(t)d_j(t)\right]}{\sqrt{E\left[d_i\ (t)^2\right]}\sqrt{E\left[d_j(t)^2\right]}} \tag{11}$$

式(11)の分母である変位応答の 2 乗平均和は留数積分を用いて，式(12)のように示すことができる。

$$E[d_k(t)^2] = \frac{\pi S_0(\omega)}{2h\omega_k^3} \tag{12}$$

式(9)，式(12)を式(11)に代入すると相関係数ρ_{ij}は以下の式になる。

$$\rho_{ij} = 8\sqrt{h_ih_j}(h_j + \beta h_i)\beta^{1.5} / \left\{(1-\beta^2)^2 + 4h_ih_j(1+\beta^2)\beta + 4({h_i}^2 + {h_j}^2)\beta^2\right\} \tag{13}$$

ここでの $\beta(=T_i/T_j)$は高架橋の固有振動数の逆数である固有周期比を示す。式(11)，(12)を包含した式(13)を式(4)に代入することで，高架橋境界部の相対変位の期待値を得ることができる。ここで，式(4)の相対変位の期待値$E\left[d_{ij}(t)\right]$を相対変位の最大値d_{ij}^{max}，$E\left[d_k(t)\right]$を高架橋の最大応答変位d_k^{max} (k=i,j)とすると式(4)は，式(14)に示すことができる。

$$d_{ij}^{max} = \sqrt{{d_i^{max}}^2 + {d_j^{max}}^2 - 2\rho_{ij}d_i^{max}d_j^{max}} \tag{14}$$

ここでの d_{ij}^{max} は高架橋 i, j 間の相対変位，d_k^{max}(k=i,j)は高架橋の最大応答値を示す。式(14)から高架橋境界部の相対変位に必要なパラメータを整理すると，各高架橋の最大変位 d_k^{max}，固有振動数比β，減衰 h_k が必要であることがわかる。式(14)はホワイトノイズ地震動を入力とした際に得られる相対変位の線形理論解であるため，非線形時に適用するには，非線形時の高架橋のパラメータの推定が必要である。そこで，検証用のモデルを用いて，非線形時のパラメータの妥当性および相対変位の推定精度の評価を行う。

式(15)に高架橋の固有振動数の逆数である固有周期の比βを示す。また，式(16)に示す高架橋境界部の相対変位の度合いを表す指標，無次元相対変位 D_{RD} を示す。

$$\beta = T_{eq,i}/T_{eq,j} \tag{15}$$

$$D_{RD} = \frac{d_{ij}^{max}}{d_i^{max} + d_j^{max}} \tag{16}$$

既往の論文 [4])で，βと D_{RD} は地震動の周波数特性の影響を受けにくく，相対変位を評価するに適した指標であるため，本検討でもβ, および D_{RD} に着目して高架橋境界部の相対変位の評価を行う。

2.2 検証モデル

(1) 力学モデル

図－1 に構造物の力学モデルを示す。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 [3])。実設計においても，1 自由度系に基づく非線形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，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。また，最大震度は降伏震度の 1.4 倍とした。減衰は，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。隣接する高架橋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高架橋境界部の相対変位を算出する。

(2) 入力地震波

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～G7 地盤用の L1 地震動（以下，「L1(G0) ～L1(G7)」と示す。），G0～G5 地盤用の L2 スペクトル I 地震動（以下，「L2spe.I(G0) ～L2spe.I(G5)」と示す。），G0～G5 地盤用の L2 スペクトル II 地震動（以下，「L2spe.II(G0)～L2spe. II (G5)」と示す。）を対象とした。**図－2** に入力地震動の応答スペクトルを示す。

(3) 解析ケース

地震動入力に対する時刻歴応答解析では地震波 20 波を用いて，高架橋の初期剛性に対応する等価固有周数 T_{eq} を 0.3 秒～10 秒の範囲で 30 分割，降伏震度を 1000 とした線形応答，0.2～0.7 とした非線形応答とし，あらゆる組み合わせを考慮し，約十数万ケースの解析を実施した。なお，実高架橋の等価固有周期は既往の論文 4)によると 0.5 秒～2.0 秒程度に分布している。

効率的に数値解析を行うために高架橋のモーダル座標系上で運動方程式を，Newmark の平均加速度法により時間増分 Δt 単位に解いていく。ただし，運動方程式が非線形である事から，不釣り合いが十分小さくなるまで Δt 内で反復計算を行う。本研究では Δt=1.0×10^{-4}sec とした。

3. 非線形応答時の有効パラメータの検討

3.1 非線形応答時の有効周期の算出法

非線形応答時の卓越振動数を評価する際には，フーリエ変換等を活用した周波数分析が最も一般的である。しかし，フーリエ変換による卓越振動数の分析は若干煩雑な手順を踏む必要がある。

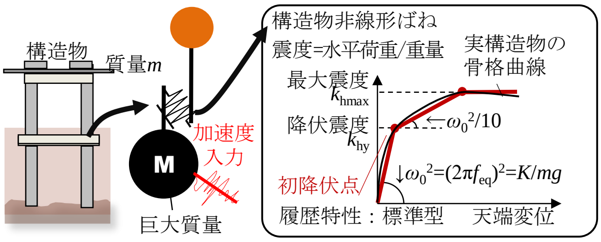
例えば，**図－3** に示す高架橋の履歴モデルから，非線形時の最大応答変位及び，最大震度を得ることができれば，割線剛性を用いて非線形時の有効周期を推定することができる。最大震度は，最大降伏震度および，最大加速度と相関が高いことから，高架橋の絶対応答加速度の最大値および，相対変位の最大値を用いて推定することができると仮定する。

式(17)に，有効周期の逆数である卓越振動数の推定式を示す。

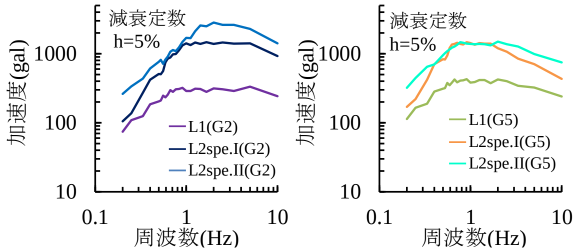
$$f_{s1} = \frac{1}{T_{eq}} = \frac{1}{2\pi}\sqrt{\frac{PSA}{PSD}} \tag{17}$$

ここで，PSA は高架橋の絶対加速度の最大値 (peak structure acceleration)，PSD は高架橋の相対変位の最大値 (peak structure displacement)を示す。

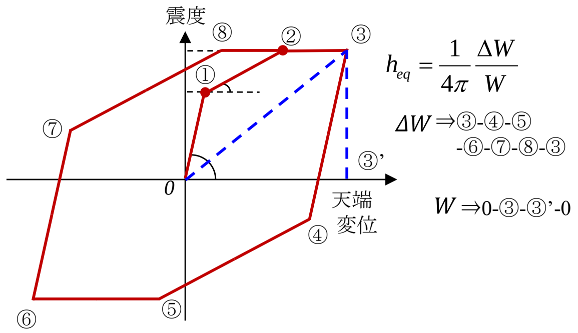
図－4 に，卓越振動数の評価手法の比較を示す。横軸は高架橋の応答加速度をフーリエ変換により周波数分析して，絶対値が最も大きくなる振動数を卓越振動数として直接算出した f_{s0} で，縦軸は式(17)により算出した推定値である。以降，f_{s0} が高架橋の地震時応答を支配する卓越振動数の正解値として扱う。図の L1 地震動の結果に着目すると，推定値は f_{s0} とよく一致を示していることが分かる。L1 地震動では，高架橋の応答が線形挙動であるため，推定式は正解値を精度よく推定していると思われる。L1 地震動時の f_{s0} と f_{s1} の比の平均値は 1.00 であり，変動係数が 0.10 である。一方，L2spe.I 地震動および，L2spe.II 地震動では L1 地震動に比べ，精度が低下している



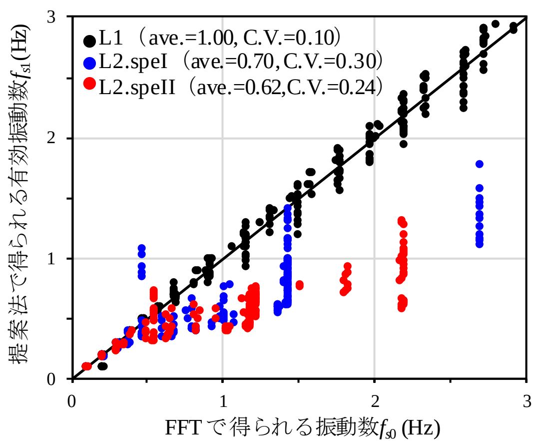
図－1　構造物の力学モデル



図－2　入力地震動の弾性加速度応答スペクトル



図－3　高架橋の履歴モデル



図－4　非線形時の有効周波数の推定

ることがわかる。f_{s0} と f_{s1} の比の平均値は L2spe.I 地震動で 0.7, L2spe.II で 0.62 と低下しており，L2 地震動では，高架橋が非線形化するために，推定値が f_{s0} を下回る傾向が確認できる。これは，最大応答を示す時刻前後の応答が正弦波単波により表現できる，という各式の仮定が成立しておらず，実際には複数の周波数成分が卓越するためと考えられる。この時，変動係数は L2spe.I 地震動で 0.3，L2spe.II で 0.24 である。

3.2 有効相対変位係数の算出法

図－5 に，高架橋単体の変位と高架橋境界部の相対変

位の時刻歴応答波形を示す。(a)は，高架橋の等価固有周期が 10 秒と 1.6 秒，(b)は，10 秒と 1.4 秒の組み合わせを示す。ここでの高架橋 i の最大変位は高架橋 j の最大変位よりも大きい。図から高架橋境界部の最大相対変位 d_{ij}^{max} は高架橋単体の最大変位 $d_k^{max}(k=i,j)$ と同時刻で観測されないことがわかる。また，一例ではあるが，図から，高架橋 i の最大変位を記録した時刻から T_i 及び $0.1T_i$ 秒後に相対変位が最大となることが確認できる。そこで，高架橋境界部の相対変位が最大の時に高架橋 i および高架橋 j の変位の応答がどの程度，相対変位に寄与するか，また，最大変位を記録した時刻から何秒後に相対変位が最大値になるのかを評価する。

式(18)に，有効相対変位係数r_kを示す。

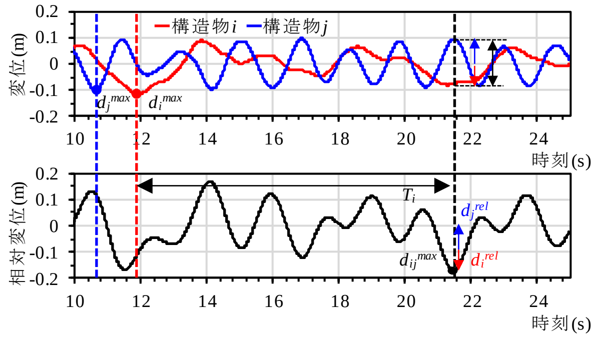
$$r_k = \frac{d_k^{rel}}{d_k^{max}}, (k = i, j) \tag{18}$$

ここでのd_k^{rel}は相対変位が最大時の高架橋単体の変位である。式(18)は，相対変位が最大の時の高架橋単体の変位を高架橋の最大変位で除している。

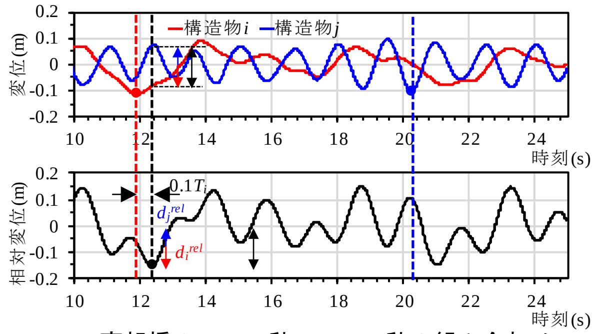
図－6 に，線形，非線形時の相対変位係数のデータの分布を示す。図から，線形時では変位応答の大きい高架橋 i では r_i が 1.0 に近い値での分布が多く，変位応答の小さい高架橋 j では 0.1～0.5 の範囲での分布が多いことがわかる。一方，非線形時では変位応答の大きい高架橋 i では r_i が 1.0 に近い値での分布が多く，変位応答の小さい高架橋 j では 0.1～0.5 の範囲での分布が線形時と同様に多いが，0.6～0.9 の範囲の分布が線形時に比べると多くなっていることが確認できる。

図－7 に，高架橋 i，j の変位の最大値が観測された時刻 T_i^{max}，T_j^{max} から相対変位の最大値が観測された時刻 T_{ij}^{max} と高架橋 i，j の卓越周期 T_i^d ，T_j^d を比較した結果を示す。高架橋の最大変位が大きい i の結果に着目すると，最大相対変位が観測される時刻の$|T_{ij}^{max} - T_i^{max}| / T_i^d$ は 0 に近い値での分布が多く確認できる。これは，高架橋 i が最大応答値を示した直後に，相対変位が最大になっている結果を示していると解釈できる。線形，非線形時も同様な結果であり**図－5** で確認できた変位応答の大きい高架橋 i で r_i が 1.0 に近い値の多くは最大変位が観測された時刻に近いと考える。一方，高架橋 j の結果に着目すると，$|T_{ij}^{max} - T_j^{max}| / T_j^d$ は 0～0.1 の範囲での分布が i 側に比べると小さいことが分かる。つまり，高架橋 i の確率密度と比べると，高架橋 j 側は振幅が最大の時から-2π，2π 以上経過しており，最大変位時に比べ，変位量が小さく，j 側の最大値は相対変位に与える影響が小さいことがわかる。**図－6** で示す，相対変位係数が 1.0 よりも小さい値での分布が多いことと一致する。

以上から，高架橋境界部に最大相対変位が発生する時刻において応答変位が大きい側の高架橋は最大変位を示

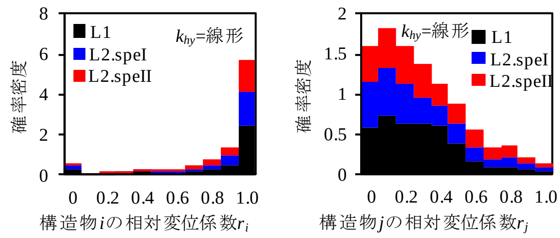


(a)　高架橋の $T_{eq,i}$10 秒- $T_{eq,j}$ 1.6 秒の組み合わせ

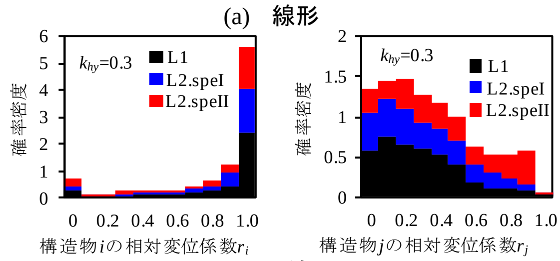


(b)　高架橋の $T_{eq,i}$10 秒- $T_{eq,j}$ 1.4 秒の組み合わせ

図－5　高架橋と境界部の相対変位の時刻歴応答波形

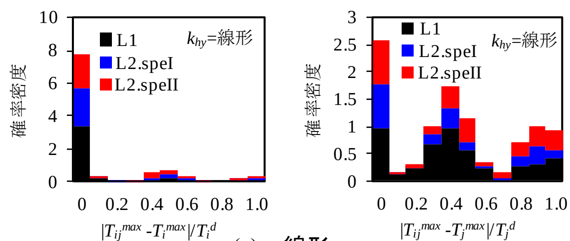


(a)　線形

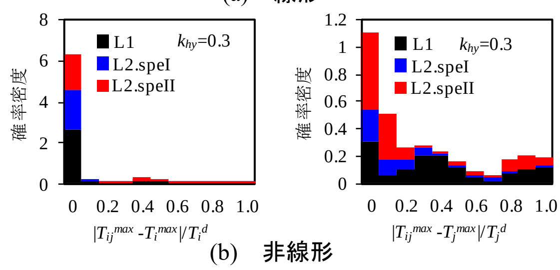


(b)　非線形

図－6　構造物の相対変位係数の確率密度



(a)　線形



(b)　非線形

図－7　無次元位相遅れの確率密度

す傾向にある一方，応答変位が小さい側の高架橋は相対変位が最大の時刻から 2π以上経過している場合が多いため，最大変位の 10%~50%程度の値を示す傾向にある。

3.3 非線形時の有効減衰の算出法

文献 7)では，高架橋に用いられる材料の履歴特性により非線形時の等価減衰の経験式を同定している。**図－8** に，経験式に基づく，塑性率と減衰の関係を示す。経験式を用いて等価粘性減衰を算出する場合，塑性率の増加と共に等価粘性減衰も増加し，減衰を過大に評価する傾向がある。経験式に基づく手法では，特定の材料以外の場合，適用できないことから，ここでは幾何学的な理論に基づき，非線形時の有効減衰を算出する。

式(19)に，**図－3** に示す，標準型の履歴モデルから，幾何学的な理論に基づく有効減衰の算出式を示す。

$$h_{eq} = \begin{cases} 2\dfrac{(\mu-1)(1-\beta)}{\pi\mu(1+\beta\mu-\beta)}, & (Y点からM点) \\ 2\dfrac{\mu b-\left(2b-1+\dfrac{(b-1)^2}{a}\right)}{\pi\mu b}, & (M点以降) \end{cases} \tag{19}$$

ここで，a は履歴モデルの第二勾配と第一勾配の比，$b(=k_{hy}^{max} / k_{hy})$は最大降伏震度と降伏震度の比で示す。また，相対変位係数を用いて最大相対変位時の高架橋境界部の応答値を分析した結果から，減衰を算出する際には高架橋の応答が小さい側の変位に対し，0.5 倍かけた値として減衰を考慮することとした。

4. 相対変位の推定手法の検証

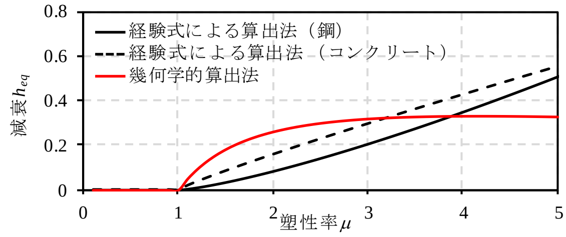
4.1 降伏震度の影響評価

検討した非線形時の各パラメータの算出手法を用いて，まず降伏震度の異なる場合の固有周期比βと D_{RD} の関係について検討を行う。

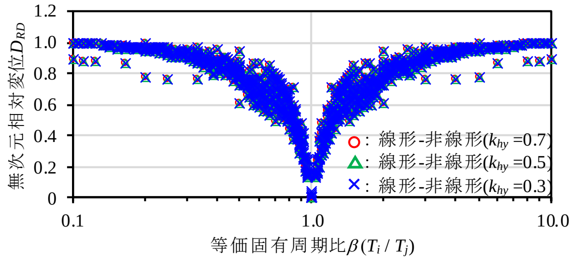
図－9 (a)に，L1 地震動が入力した際の固有周期比βと無次元相対変位 D_{RD} の関係を示す。横軸は卓越固有周期比β, 縦軸は無次元相対変位 D_{RD} を示し，高架橋 i が線形挙動，高架橋 j の降伏震度 k_{hy} を 0.7，0.5，0.3 とし，非線形挙動をする際の D_{RD} の結果を示す。

図から，βが増加と共に D_{RD} は増加し，βが 1.25 まで，D_{RD} は急激に増加し，βが 1.25 以上で D_{RD} が完全逆位相状態である 1.0 に漸近することがわかる 4)。

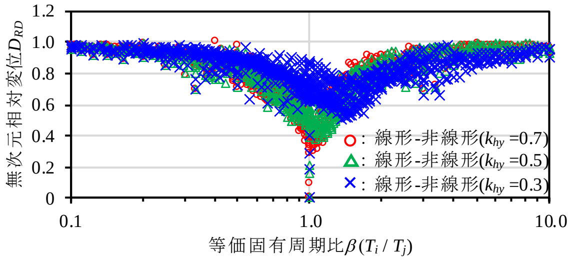
図の降伏震度の違いに着目すると，降伏震度が異なったとしても，D_{RD} は同じ傾向であることが分かる。L1 地震動では高架橋の降伏震度が低い値であっても，L1 地震動に対する高架橋の応答が線形領域であるため D_{RD} の結果が同じであることが考えられる。また，等価固有周期比βが 1.0 を中心線として D_{RD} の結果が左右対称であることからも，L1 地震動を受けた場合，有効周期は等価固有周期と同じであることが分かり，高架橋の応答は線形領域にあることが考えられる。



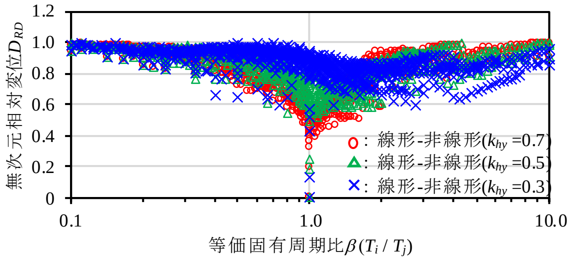
図－8 各算出法による塑性率と減衰の関係



(a) L1 地震動



(b) L2 地震動スペクトル I



(c) L2 地震動スペクトル II

図－9 地震動毎によるβ と D_{RD}の関係

4.2 非線形応答時の精度

図－9 (b)，(c)に L2 地震動が入力した際の固有周期比βと無次元相対変位 D_{RD} の関係を示す。横軸は固有周期比β, 縦軸は無次元相対変位 D_{RD} を示す。βが増加すると共に D_{RD} は増加し，完全逆位相になる時の値に近づくが，降伏震度の差が大きいと，βが 1.0 に近い場合，D_{RD} が 0.5 以上の値を示す傾向がある。**図－9** (a)の L1 地震動時の結果と比較すると等価固有周期比βが 1.0 を境界に D_{RD} の結果が左右対称ではないこと，更には線形時の D_{RD} 中心線が，βが大きい方に移動していることがわかる。L2 地震動では高架橋が非線形化し，降伏震度の低い側の周期が大きくなることで，等価固有周期比が見かけ上大きくなったと考えられる。

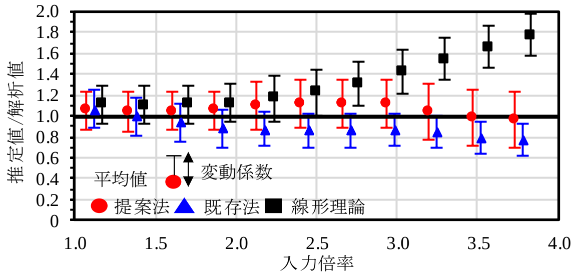
降伏震度が大きく異なることは，高架橋が非線形化するタイミングが大きく異なること示し，一方の高架橋が非線形化して応答変位が大きくなるが，もう一方の高架橋の応答変位は線形領域であるために，βが 1.0 に近い値

でも D_{RD} が大きくなると考えられる。また線形時に比べて，D_{RD} は β が 1.25 以下であっても緩やかに増加する傾向がある。以上から，等価固有周期が同じ場合でも少なくとも D_{RD} は 0.5 以上を考える必要がある。

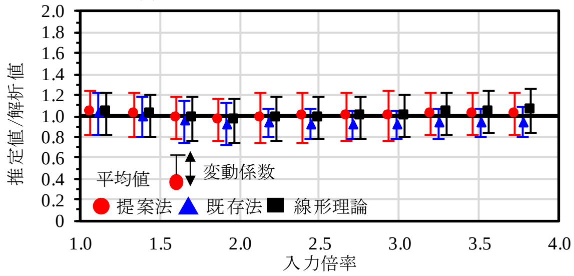
4.3 推定手法の精度

図－10(a)に，高架橋 i，j の降伏震度 k_{hy} が 0.3 の場合の推定手法による D_{RD} の推定値と解析値の関係を示す。図の横軸は，L1(G5)を入力とし，加速度振幅を 1.0～4.0 倍した倍率を示す。推定値は，式(14)を用いて算出した提案法，文献 [7]の経験式を用いた既存法，及び周期および減衰を非線形時も線形時と同じとした線形理論解による手法の結果を示している。図から，提案法は入力倍率が増加し，非線形化しても平均値を精度よく評価でき，±35%の範囲で推定できる。線形理論解では，入力倍率の増加と共に推定精度が低下する。また既存法では入力倍率の増加と共に平均値を過小評価する傾向となる。これは，既存法では大きく非線形し，塑性率が増加した場合に減衰を過大評価するため，相対変位が小さく推定され，平均値が小さくなったと考えられる。

図－10(b)に，高架橋の降伏震度 k_{hy} が 0.3-0.7 と異なる場合の L1(G5)が入力倍率と推定手法による D_{RD} の推定値，解析値の関係を示す。図から，降伏震度が異なる場合には，各手法による推定精度が大きく違いがないことが分かるが，提案法は他の手法に比べて高い精度で平均値を推定でき，±20%の範囲で推定できることがわかる。



(a) **非線形時(k_{hy}0.3-k_{hy}0.3)**



(b) **非線形時(k_{hy}0.3-k_{hy}0.7)**

図－10　各手法の推定精度

5. まとめ

本論文では，一般的な鉄道の RC 高架橋を対象に，大規模地震により高架橋が非線形化した場合の不同変位を推定する手法の構築を目的に，数値解析に基づく検討を行い，以下の結論を得た。

(1) 高架橋境界部で両高架橋の降伏震度が異なる場合，両者の等価固有周期が等しい場合でも，最大相対変位は完全逆位相となる場合の 50%程度以上となる。

(2) 高架橋境界部に最大相対変位が発生する時刻において，応答変位が大きい側の高架橋は最大変位を示す傾向にある一方，応答変位が小さい側の高架橋は最大変位の 10%~50%程度の値を示す傾向にある。

(3) 非線形応答時の境界部の相対変位を推定するために，線形理論解に線形パラメータを適用した場合，地震動の倍率の増加ともに推定精度が低下する。

(4) 簡易に入手可能な高架橋の非線形パラメータである有効周期，有効減衰，相対変位係数を線形理論解に適用する手法を提案した。履歴モデルを用いて，幾何学的な理論に基づき有効減衰を算出する際には，高架橋の応答の小さい側の最大応答変位の 50%を加味する必要がある。

(5) 線形理論解に基づき，提案した推定手法では非線形時でも±35%の範囲で推定でき，経験式に比べ，地震規模が大きくなる場合でも高精度で推定できる。

本研究では安全側の評価となることを勘案し高架橋境界部の連成，支承，ストッパー等の拘束の影響を無視し，設計振動単位毎の 1 自由度に基づく検討とした。これらの影響を加味した推定手法については今後の課題とする。

参考文献

1) 鉄道の地震時走行安全研究会：鉄道の地震時走行安全，鉄道工学シンポジウム論文集，No.16，pp.141-148，2012.

2) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説（変位制限），丸善，2006.

3) 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.

4) 成田顕次，徳永宗正，曽我部正道：非線形性を考慮した RC 高架橋の不同変位の地震時応答の推定手法，コンクリート工学年次論文集，Vol.41，No.2，pp.871-876，2019.

5) Der Kiureghian A.: A Response Spectrum Method For Random Vibrations, Report No, UCB/EERC-80/15, U. of Calif., Berkeley, 1980

6) Van Jeng, , Kazuhiko KASAI : Spectral Relative Motion of Two Structures Due To Seismic Travel Waves, Journal of Structural Engineering, ASCE, 122(10), 1128-1135, 1996

7) 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