

等価 1 自由度モデルを用いた鉄道高架橋の地震時挙動評価時の骨格曲線の高度化

名波 健吾¹・坂井 公俊²

¹正会員 (公財) 鉄道総合技術研究所 鉄道地震工学研究センター
(〒185-8540 東京都国分寺市光町 2-8-38)

E-mail: nanami.kengo.88@rtri.or.jp (Corresponding Author)

²正会員 (公財) 鉄道総合技術研究所 鉄道地震工学研究センター
(〒185-8540 東京都国分寺市光町 2-8-38)

E-mail: sakai.kimitoshi.36@rtri.or.jp

鉄道橋りょう・高架橋の耐震設計時の地震応答値の算定法としては、構造物の骨格曲線をバイリニア型で表現した等価 1 自由度モデルによる動的解析を用いる場合が多い。このバイリニア型の骨格曲線はプッシュオーバー解析から得られた荷重-変位関係を必ずしも正確には再現できておらず、特に中小規模の地震を対象とした場合には、詳細モデルによる応答値とは乖離が見られる。本検討では、構造物の荷重-変位関係をより適切に表現可能な骨格曲線の設定方法を提案した。具体的には、一般的なトリリニア型に楕円関数を加えることで、簡易かつ適切に構造物の荷重-変位関係を表現可能とした。提案法を用いて地震応答値を算定した結果、バイリニア型を用いた応答値と比較して詳細モデルに近い時刻歴応答を再現できることを確認した。

Key Words: *Sismic design, Single degree of freedom, Nonlinear response, Bi-linear type skeleton curve, Load-displacement relationship*

1. はじめに

土木構造物の耐震設計では、設計地震動を入力して地震応答値を算定し、この結果から要求性能を満足することを照査する場合が多い。構造物の地震応答値を算出する際には、詳細な解析モデルを用いて動的解析を実施する方法が考えられるが、地震時挙動を適切に評価できる場合には等価 1 自由度モデルに置換して応答値を算出することもできる^{1,2)}。この時の等価 1 自由度モデルに付与する骨格曲線は、構造物のプッシュオーバー解析から得られる荷重-変位関係に適合するように設定することが一般的である。

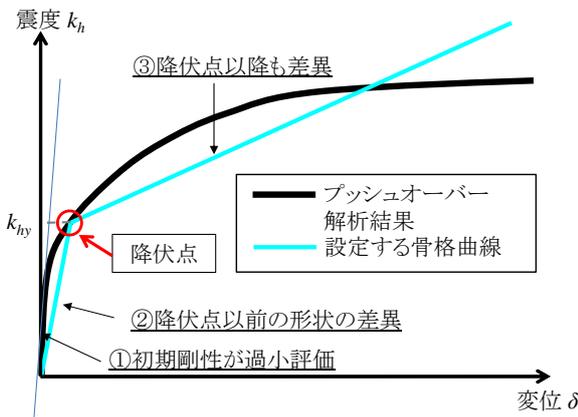
このとき、例えば鉄道構造物の耐震設計では、L2 地震動の作用時に部材の損傷を許容する設計体系となっており、等価 1 自由度モデルに与える骨格曲線としてはバイリニア型が用いられている¹⁾。バイリニア型の骨格曲線を用いた等価 1 自由度モデルによる地震応答値の評価は、鉄道分野に留まらず多数存在する³⁾⁻⁶⁾。そしてこのバイリニア型を用いた等価 1 自由度モデルによる地震応答値の算定法は、骨格の設定が容易であるとともに、構

造物の非線形化が顕著な状態を対象とした場合の地震応答値を簡易かつ適切に評価できるという利点がある。

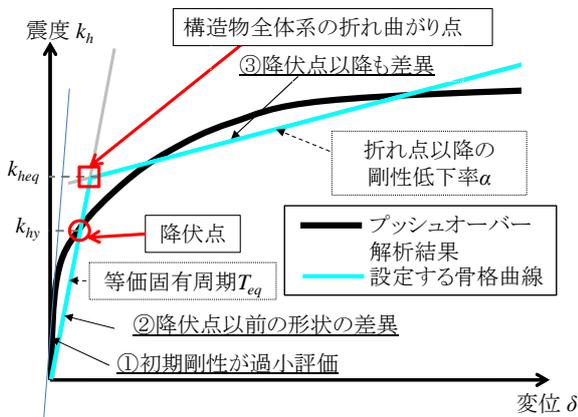
その一方で、バイリニア型の骨格曲線は構造物の荷重-変位関係を 2 本の直線で表現することから、部材が徐々に塑性化するような構造物を対象とした場合には、降伏点前後の領域で本来の荷重-変位関係との乖離が大きくなるケースがある。このような場合には、線形～弱非線形領域における構造物の挙動評価に関して、詳細モデルによる結果とは乖離が大きくなると考えられる。

近年、2018 年大阪府北部地震に代表されるように鉄道構造物の応答が降伏点付近となる規模の地震が一定の頻度で発生しており、鉄道の早期復旧という観点からは、このような地震に対する構造物の応答値についても簡易かつ適切に評価可能な手法が望まれる。

以上を踏まえ本稿では、構造物の荷重-変位関係により適合する等価 1 自由度モデルの骨格曲線の設定方法に関する検討を行う。さらに、提案手法に基づく等価 1 自由度モデルを用いて非線形動的解析を実施することで、提案法の有効性や従来のバイリニアモデルとの相違点等について確認を行う。



(a) 折れ点を初期降伏点とした場合



(b) 折れ点を構造物全体系の折れ曲がり点とした場合

図-1 従来法（バイリニア型）の骨格曲線設定方法

2. 荷重—変位関係により適合する骨格曲線の設定方法の提案

ここではまず、従来のバイリニア型の骨格曲線の設定方法について整理するとともに、今回提案する手法について説明する。

(1) 従来法：バイリニア型

構造物の等価1自由度モデルの応答解析を実施する際、バイリニア型の骨格曲線を用いる方法では折れ点を1つ設定することになる。この折れ点をプッシュオーバー解析の荷重—変位関係から得られる降伏点とする方法では、設定根拠が明確であり、単柱式の橋脚に代表される荷重—変位関係の折れ点が明瞭な構造物については、応答値を簡易かつ適切に算出できる。そのため、この方法は以前から用いられてきた^(例えば4)。

しかしながら、ラーメン高架橋のように不静定次数が高い構造物においては、プッシュオーバー解析による荷重—変位関係の初期降伏点と折れ曲がり点が一致しない

場合が多い(図-1(a))。このような場合には、応答値を適切に評価できない可能性がある。この問題を解消するために、室野・佐藤⁹⁾は構造物全体系の折れ曲がり点と第2勾配比を荷重—変位関係に適合するように設定することを提案している(図-1(b))。この方法は鉄道標準¹⁾においても用いられている。この設定方法を取り入れることにより、骨格曲線の折れ点が初期降伏点と一致しなくなるものの、明確な折れ曲がり点が見られない構造物についても、プッシュオーバー解析から得られた荷重—変位関係を適切に表現できる。そのため、大規模地震発生時などを対象とした場合の地震応答値の簡易算定手法として、有効な手法であると考えられる。

一方で、中小規模地震時の損傷程度の把握を目的としたとき、上記のようなバイリニア型の骨格曲線の設定法を用いた場合には、以下の3つの問題点が考えられる(図-1)。

- 1) 第1勾配区間を原点と初期降伏点を結ぶ直線で表現するため、構造物全体系の弾性周期に対して、初期剛性を過小に表現する。その結果、微小な地震動が作用した場合の地震応答の再現性が低くなる可能性がある。(図-1中の①)
- 2) 同じく第1勾配区間が直線で表現されるため、降伏点に至るまでの区間の荷重—変位関係の細かい変化を考慮できない。その結果、中小規模の地震動が作用した場合の地震応答の再現性が低くなる可能性がある。(図-1中の②)
- 3) 降伏点以降の勾配が一定となるため、降伏点以降の荷重—変位関係の再現性が低くなる場合がある。この時には、大規模地震時の地震応答の再現性についても低い可能性がある。(図-1中の③)

(2) 提案法：トリリニア型+楕円関数

中小規模の地震についても適切な地震応答値を算出するために、(1)で述べた3つの問題点を改善可能な骨格曲線の設定方法を提案する。提案法の等価1自由度モデルでは、2つのばね(図-2のばね1、ばね2)を組み合わせることで、構造物全体系の荷重—変位関係をより適切に表現することを目指す。

具体的には、ばね1をトリリニア型とすることで、降伏点以降の荷重—変位関係の適合度を向上させる。ばね2を楕円関数で表現することで、降伏点以前の荷重—変位関係の適合度を向上させる。両者を組み合わせることで、初期剛性～強非線形領域において、従来のバイリニア型よりも荷重—変位関係により適合させた上での地震時挙動評価を可能とする。ばね1、ばね2の具体的な設定方法を以降に示す。

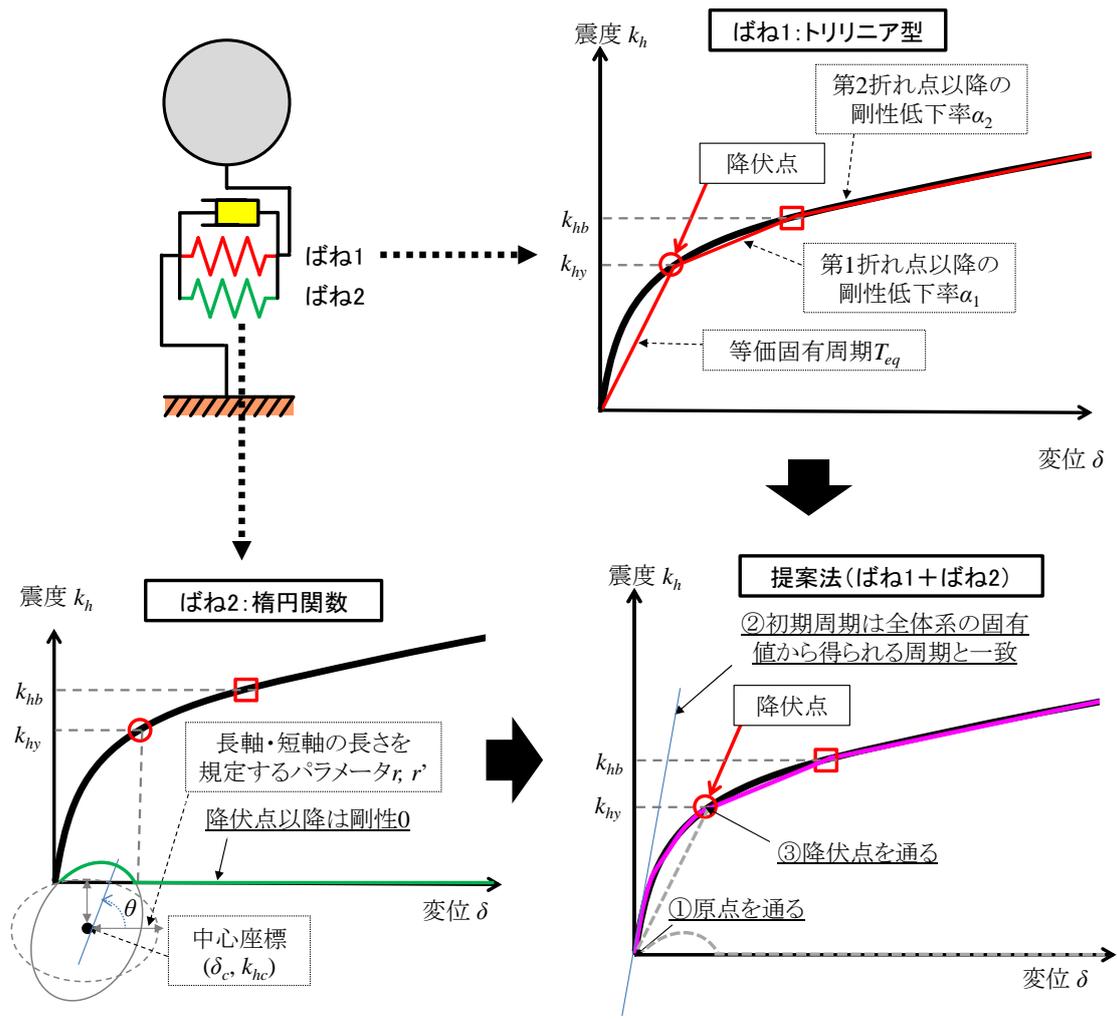


図-2 提案法の骨格曲線設定方法

a) ばね 1：トリリニア型のばね

詳細モデルの荷重－変位関係に適合するように、トリリニアの 2 つの折れ点を決定するが、1 つ目の折れ点は、部材の初期降伏点とする。2 つ目の折れ点は、詳細モデルの降伏点以降の荷重－変位関係を可能な限り再現するように設定するが、一般的には部材の最大耐力点で設定することを想定している。トリリニア型の設定方法を図-2 の上段右に示す。この時の履歴特性は、武田モデル¹⁰⁾とし、除荷時の剛性低下係数 $\beta=0.4$ とした。

b) ばね 2：楕円関数のばね

降伏点以前の荷重－変位関係の適合度を向上させるためのばねで、楕円関数で表現する(図-2 の下段左)。楕円関数は以下の 3 つの制約を満足したうえで、荷重－変位関係とトリリニア型の第 1 勾配区間の差を可能な限り表現するものとする。この時の各パラメータは、最小二乗法により決定できる。

- 1) 骨格曲線が原点を通る。
- 2) 初期周期が全体系の固有値から得られる周期と一致

する。

- 3) 骨格曲線が降伏点を通る。

本稿においては、設定した楕円関数は以下の式(1)および(2)のパラメータにより表現する。

$$\begin{cases} \delta = \delta' \cdot \cos \theta - k'_h \cdot \sin \theta \\ k_h = \delta' \cdot \sin \theta + k'_h \cdot \cos \theta \end{cases} \quad (1)$$

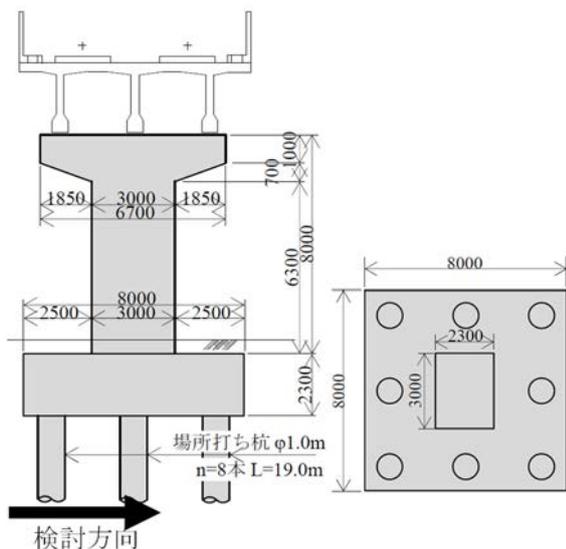
$$(\delta' - \delta_c)^2 + r'^2 \times (k'_h - k_{hc})^2 = r^2 \quad (2)$$

ただし、

- θ : 楕円の回転角
- δ', k'_h : 楕円の回転移動に関する媒介変数
- δ_c : 回転前の楕円中心の変位
- k_{hc} : 回転前の楕円中心の震度
- r, r' : 回転前の楕円の長軸および短軸の長さを規定するパラメータ

である。

この時の履歴特性について、降伏前は骨格曲線を動くものとした。また降伏点を超える変位を経験すると、それ以降はばね 1 のみが機能することとした。



1) 側面図 2) 平面図
図-3 検討対象構造物¹⁾

表-1 固有値解析結果

固有モード	振動数 (Hz)	刺激係数	有効質量比	モード減衰
1	2.132	-3.07×10^4	0.7891	0.0508
2	9.9782	1.55×10^4	0.1999	0.0587
3	26.0449	3.57×10^4	0.0107	0.0472

c) 提案法の骨格曲線 (ばね 1+ばね 2)

ばね 1 とばね 2 の骨格曲線を組み合わせたものが、提案法の骨格曲線となる (図-2 の下段右)。この骨格を有する等価 1 自由度モデルは、初期の固有周期が対象とする構造物と一致する。また、従来のバイリニアモデルと比較して幅広い変位領域において構造物の荷重-変位関係を適切に再現できており、その結果として地震応答値の評価精度の向上が期待される。

3. 検討する構造物の概要、骨格の設定

(1) 対象構造物の概要

前章で提案した骨格曲線を用いた地震応答値算定の有効性を確認するために、具体的な構造物を想定した地震応答解析を実施する。対象とする構造物は、鉄道構造物等設計標準・同解説 (コンクリート構造物) の照査例¹⁾に記載された杭基礎 RC 橋脚とする。対象とした構造物の概略寸法を図-3 に示すが柱高さ 8m、杭長 19m となっており鉄道構造物としては比較的一般的な形状を有している。なお、解析方向は線路直角方向とする。

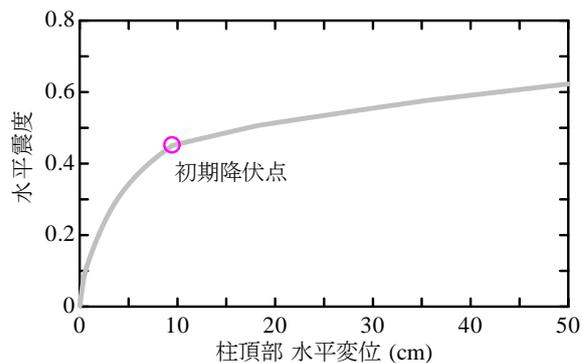


図-4 プッシュオーバー解析結果

表-2 従来法の骨格曲線のパラメータ

T_{eq}	0.919 (s)	α	0.100
k_{req}	0.452		

表-3 提案法の骨格曲線のパラメータ

T_{eq}	0.919 (s)	δ_c	3.10×10^7 (cm)
k_{by}	0.451	k_{bc}	-2.28×10^4
k_{bb}	0.476	r	3.10×10^7 (cm)
α_1	0.136	r'	4.00×10^5 (cm)
α_2	0.095	θ	-8.11×10^2 (rad)

(2) 解析モデルの構築、振動特性の評価

解析モデルは、部材は 2 次元の梁要素と質点でモデル化するとともに、地盤をばねでモデル化することとした²⁾。具体的には、橋脚く体および杭部材は C 点、Y 点および M 点を折れ点とするトリリニア型の曲げモーメント-曲率関係で設定している。地盤ばねは、水平ばね、周面摩擦ばね、先端ばねの 3 種類を考え、非線形特性は既往の設定方法¹²⁾に基づいて設定した。固有値解析を行う際の減衰は部材に 3%、地盤ばねに 10% を付与してひずみエネルギー比例減衰法により各モード減衰を算定した。解析は、3 次元骨組構造物非線形動的解析システム DYNA2E を用いて実施する。

まず、固有値解析の結果を表-1 に示す。これより 1 次モードは約 2.1Hz、2 次モードは約 10.0Hz であり、1 次モードと 2 次モードを合わせた有効質量は全体の約 98.8% となることが確認できる。

続いて、プッシュオーバー解析を実施し、橋脚天端位置の荷重-変位関係を評価した。その結果を図-4 に示す。対象構造物は変位 9.5cm で柱基部が最初に降伏した。

(3) 等価 1 自由度モデルの構築

(2) で評価した詳細な解析モデル (以降、詳細モデル) を用いた固有値解析結果、プッシュオーバー解析結果から、等価 1 自由度モデルの骨格曲線を設定する。この時

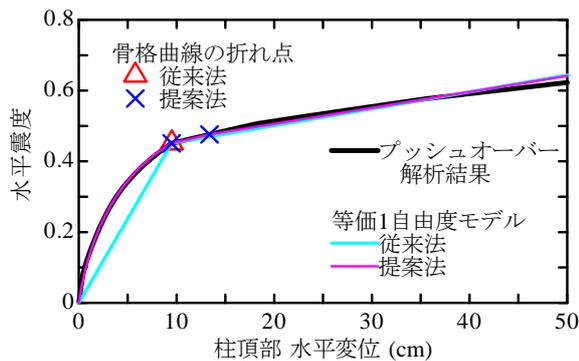


図-5 設定した骨格曲線

には比較のため従来型のバイリニアモデルによる非線形特性の設定も行った。最終的に設定したパラメータを表-2 (従来法), 表-3 (提案法) に, これにより得られる骨格曲線を図-5 に示す。

これを見ると, 両手法共に降伏点以降の関係は概ね一致している。その一方で, 降伏点以前の領域では提案法を用いることで, 詳細モデルの荷重-変位関係の再現性が大幅に向上していることが確認できる。

4. 動的解析に基づく提案法の有効性の検証

(1) 動的解析の条件

動的解析を行う際の減衰定数は, まず詳細モデルでは Rayleigh 減衰で設定することとし, 固有値解析による 1 次, 2 次のモード減衰に適合するように設定した (図-6)。また等価 1 自由度モデルの減衰定数は, 固有値解析による 1 次のモード減衰を設定した。等価 1 自由度モデルの骨格曲線は従来法と提案法の場合を想定する。

入力地震動は鉄道標準¹⁾の標準 L2 地震動スペクトル II (G3 地盤) (図-7) を 10gal-872gal まで振幅調整した波形を用いた。

(2) 入力加速度200galとした場合

最大応答変位が降伏変位の前後となる地震動として, 図-7の波形の最大加速度を200galに調整して非線形動的解析を実施した。その結果得られた応答加速度と応答変位の時刻歴, および応答加速度と応答変位の関係を図-8 に示す。

図-8(a), (b)において, 詳細モデルと従来法の時刻歴応答の差異が比較的大きいことが確認できる。これに対して提案法による等価1自由度モデルによる評価結果は, 詳細法を良好に再現していることが確認できる。

また図-8(c)を見ると, 従来法は詳細モデルと比較して応答変位-応答加速度の関係の勾配が緩やかになってい

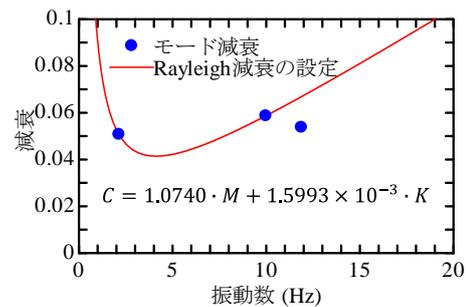


図-6 各モードの減衰と Rayleigh 減衰の設定

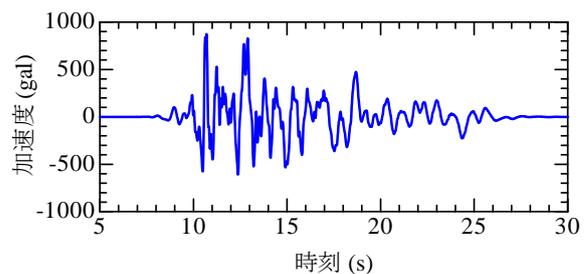


図-7 入力地震動 (振幅調整前)

ることが確認できる。これは, 構造物の初期周期 (0.469秒) に対して従来法では等価固有周期 (0.919秒) という長めの値を設定しているためである。その一方で, 提案法では初期周期を詳細モデルと一致させることが可能であるため, 加速度-変位関係の勾配は詳細モデルにより近くなっている。

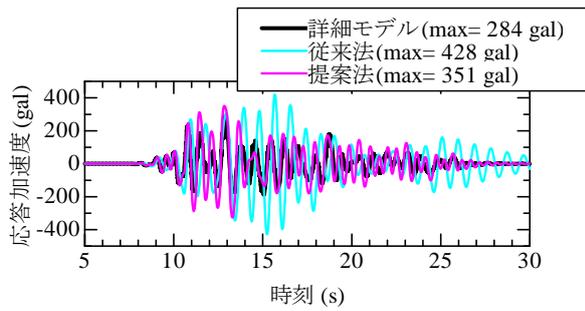
また今回は骨格の設定方法について主に着目しているが, 履歴特性については提案法と詳細モデルの間で, 多少の乖離が見られる。これについては今回設定したばね 2 の楕円モデルが履歴を描かないような設定としているためであるが, これについては例えば Masing 則等を採用することで, より詳細モデルとの適合度が向上することも期待される。

以上より提案法を用いることで, 中小地震に相当する地震動に対して, 従来法と比較して詳細モデルにより適合した応答値が得られることを確認した。

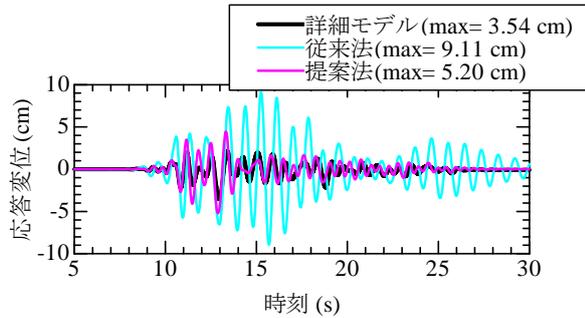
(3) 入力加速度800galとした場合

設計で想定するレベルに近い地震動として, 図-7の波形の最大加速度を800galに調整して入力して非線形動的解析を実施した。得られた結果を図-9に示す。

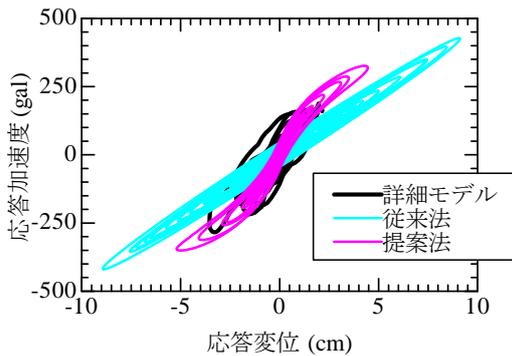
図-9(a), (b)より, 等価1自由度モデルによって得られる応答値は従来法, 提案法によらず位相特性, 振幅特性ともに詳細モデルによる結果を良好に再現できていることが確認できる。また図-9(c)を見ても, 従来法と提案法の加速度-変位関係には顕著な差異は確認されないことが



(a) 応答加速度の時刻歴

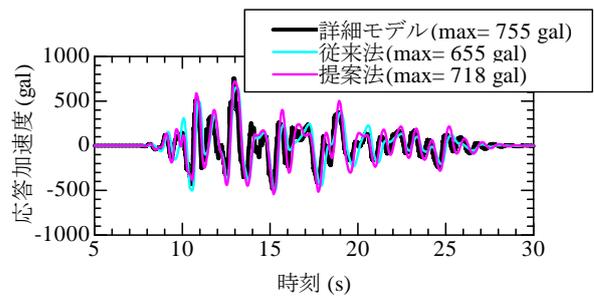


(b) 応答変位の時刻歴

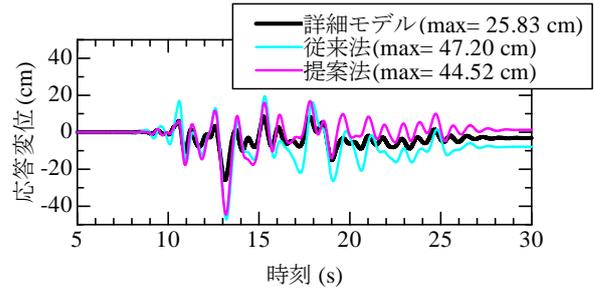


(c) 応答加速度—応答変位関係

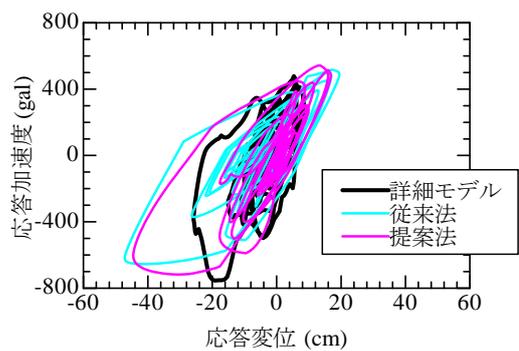
図-8 中程度の地震動(Max=200gal)の動的解析結果の比較



(a) 応答加速度の時刻歴



(b) 応答変位の時刻歴



(c) 応答加速度—応答変位関係

図-9 振幅が大きい地震動(Max=800gal)の動的解析結果の比較

わかる。これは、図-5の骨格曲線において変位20cm以上の領域では従来法と提案法の差異が僅かであり、意図した通りの骨格の制御が行えているためである。

以上から、入力地震動がレベル2相当の地震動の場合には、従来法と提案法では概ね同等の応答値が算定されることが確認された。

(4) 入力レベルを様々に変更した場合の解析結果

続いて、入力レベルを多様に变化させた場合の考察を行う。具体的な入力波の振幅レベルとして、最大加速度250galまでは10gal刻み、250gal以上は50gal刻みで、872gal(振幅調整しない場合の最大加速度)まで地震動の振幅を逐次調整して非線形動的解析を行い、各入力レベルに対する最大応答変位を算出した。従来法、提案法

の最大応答変位を詳細モデルによる変位で正規化した結果を図-10に示す。この結果より、従来法と比較して提案法の応答変位比が1に近く、提案法を用いることで応答値の推定精度が向上することがわかる。また従来法と提案法の差は地震動レベルの小さな領域で顕著になっており、中小規模地震を対象とした場合の提案手法の優位性が確認される結果である。

5. 従来法との比較に基づく提案法の特徴の把握

(1) 降伏点以前の荷重—変位関係が変化した場合

ここでは、降伏点以前の骨格曲線の形状が異なる構造物を模擬した動的解析を実施することで、提案法の特徴

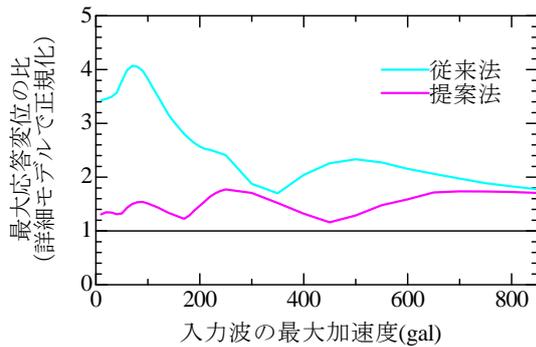


図-10 入力波の最大加速度と最大応答変位の関係

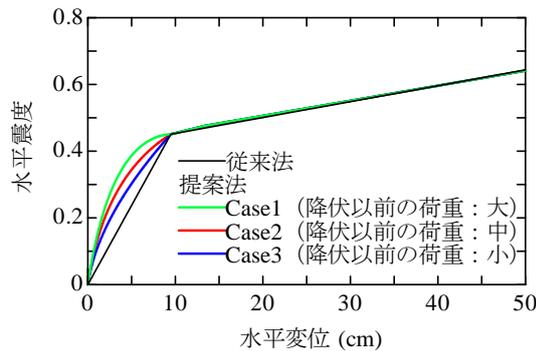


図-11 楕円関数を調整した骨格曲線

や従来法との差異を考察する．具体的には図-11 に示すように，前章で対象とした構造物の荷重－変位関係 (Case2) に対して，降伏以前の荷重を全体的に大きくした場合 (Case1) と小さくした場合 (Case3) を設定するとともに，それぞれに対して提案法に基づく非線形特性を設定した．また当然ではあるが従来法では降伏点以前の荷重－変位関係の差異は無視しているため，Case1~Case3 いずれの場合においても同一のバイリニアモデルが設定される．このとき，Case1 において設定した提案法のパラメータを表-4 に，Case3 のパラメータを表-5 に示す．

以上の4ケース (提案法の Case1~Case3，従来法) に対してそれぞれ非線形動的解析を実施することで応答値を算出し，結果の比較を行う．この時の入力地震動は前章と同様に，L2 地震動スペクトル II (図-7) とした．入力地震動の最大加速度も前章と同様に 10gal~872gal の範囲で多数設定した．

以上の条件に基づいて得られた最大応答変位を抽出し，従来法による応答変位で正規化した結果をまとめて図-12 に示す．この図から，多くのケース，入力レベルにおいて，従来法との比率は 1 以下となっており，提案法を用いることで応答変位が低減される傾向があることが分かる．

表-4 提案法の骨格曲線のパラメータ (Case1)

T_{eq}	0.919 (s)	δ_c	1.90×10^3 (cm)
k_{bv}	0.451	k_{kc}	-6.86×10^1
k_{bb}	0.476	r	1.90×10^3 (cm)
α_1	0.136	r'	1.00×10^2 (cm)
α_2	0.095	θ	-1.40×10^1 (rad)

表-5 提案法の骨格曲線のパラメータ (Case3)

T_{eq}	0.919 (s)	δ_c	1.04×10^2 (cm)
k_{bv}	0.451	k_{kc}	-5.92×10^2
k_{bb}	0.476	r	1.04×10^2 (cm)
α_1	0.136	r'	1.00×10^2 (cm)
α_2	0.095	θ	-4.00×10^2 (rad)

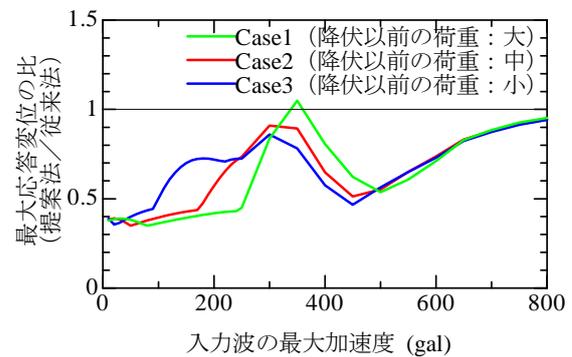


図-12 入力波の最大加速度と最大応答変位の関係

また，入力加速度が 500gal を超えるような比較的大きな地震動レベルでは Case1~3 の差はそれほど見られず，かつ徐々に従来法との比率も 1 に近づいている．そのため，比較的大きな地震動を対象とした場合には，降伏以前の骨格の設定はそれほど重要ではないといえる．

その一方で，入力加速度 200gal 以下の領域では詳細法 Case1~3 によっても応答変位が大きく変化しており，かつ全体的な傾向としては Case1 の荷重が大きなケースの方が応答変位が小さくなっていることが確認される．これは，降伏以前の構造物の剛性低下の傾向によって応答変位が変化することを示しており，中小規模地震を対象とした状況下での提案法の有効性を示す一つの結果であるといえる．

(2) 構造物の初期降伏点が変わった場合

続いて，構造物の初期降伏点が変わった場合の検討として，様々な振動特性 (等価固有周期，降伏震度) の構造物について非線形の応答値を算出し，従来法と提案法の応答値の関係を考察する．

ここで，想定する構造物の荷重－変位関係は図-4 の荷重－変位関係の形状を維持させることとし，変位方向および震度方向に定数倍させることで調整した．

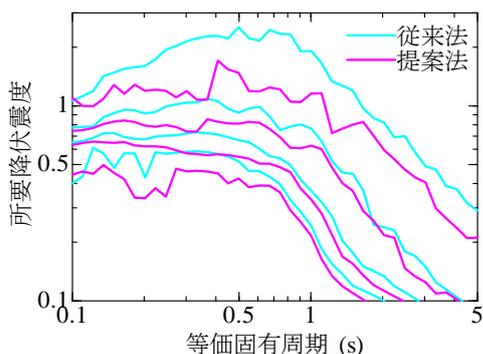


図-13 所要降伏震度スペクトル ($\mu=1,3,6,9$)

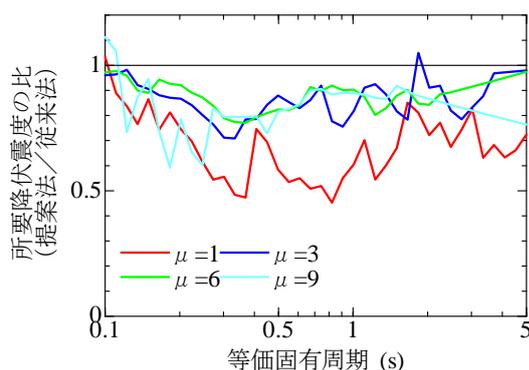


図-14 所要降伏震度の比 (提案法/従来法) ($\mu=1,3,6,9$)

入力地震動はこれまでと同様に L2 地震動スペクトル II とし、提案法に基づく等価 1 自由度モデルを用いた所要降伏震度スペクトルを算定することで、従来法による応答値との比較を行った。最終的に得られた所要降伏震度スペクトルを図-13 に、各応答塑性率の結果を従来法の所要降伏震度で正規化した結果を図-14 に示す。

図-13 から、同一の応答塑性率 μ において提案法による所要降伏震度は従来法よりも小さな値となっており、図-14 を見ても所要降伏震度の比がほぼ 1 以下となっていることが確認できる。したがって、提案法を用いることで、あらゆる周期、降伏震度を有する構造物であっても従来よりも合理的に応答値を算出できると考えられる。

また、図-14 より、所要降伏震度の比 (提案法/従来法) は応答塑性率 $\mu=1$ の場合に最も小さく、応答塑性率が大きくなると、所要降伏震度の比は大きくなり、1 に近づいている。応答塑性率 $\mu=1$ は最大応答が降伏点に一致する状況であり、図-5 の骨格曲線上において詳細モデルと従来法の差異が相対的に大きくなる領域である。そのため、中小規模地震のような構造物の被害有無を議論する場合には、提案法に基づく応答値評価を行うことで、簡易かつ合理的な評価が可能となると考えられる。

6. 結論

本検討では、等価 1 自由度系モデルでの非線形動的解析に用いる骨格曲線について、既存のバイリニア型 (従来法) と比較して、中小規模地震に対してより適切に地震応答を評価可能な設定方法 (提案法) を提案した。さらに、提案法を用いて非線形動的解析を実施することで、提案手法の有効性を確認した。以下に本検討から得られた知見を示す。

- 1) 提案法では、トリリニア型の骨格曲線の第 1 勾配区間に楕円関数を付加することにより、プッシュオーバー解析から得られる荷重-変位関係に近い骨格曲線を設定する。
- 2) 単柱橋脚を対象とした試算を実施することで、提案法を用いることで特に中小規模の地震動に対して、従来法 (バイリニア型) と比較して高い精度で詳細モデルの応答変位を再現できることを確認した。また、提案法により算出される応答変位は従来法と比較して小さくなることから、提案法を用いることでより合理的に応答変位を評価できる可能性がある。
- 3) 上記 2) の傾向は、骨格曲線の降伏以前の荷重の大小によらず確認された。最大応答が降伏前後となる地震動が作用する場合、荷重の大小に応じて算出される応答値が変化するため、骨格曲線を適切に設定する必要があるといえる。
- 4) また 2) の傾向は幅広い降伏震度、等価固有周期の条件において確認された。特に応答塑性率が 1 前後の領域においては、提案法による応答値が従来法と比較して小さくなる傾向が強い。このことから、様々な振動特性を有する構造物の応答値算出に際して、特に最大応答が降伏点前後となる程度の中小規模地震作用時において、提案法を用いることでより合理的な地震応答値が評価される可能性が示唆された。

提案手法を用いることで、中小規模地震における構造物応答を簡易かつ適切に評価可能となるため、このような地震を対象とした場合の早期復旧等を議論する際に活用が期待される。

謝辞：本検討の一部は、国土交通省の鉄道技術研究費補助金を受けて実施した。

参考文献

- 1) 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)，丸善出版，2012。
- 2) 公益社団法人土木学会：道路橋示方書 (V 耐震設計編)・同解説，2017。
- 3) 松田泰治，大島康樹，鶴野禎史，兼子一弘，徳丸昂，内藤伸幸：バイリニア型 Double Target モデルを用いた免震橋の地震応答評価，土木学会論文集 A1 (構

- 造・地震工学) , Vol.72, No.4, pp.993-1004, 2016.
- 4) 古川愛子, 五十嵐晃, 清野純史: バイリニア型履歴を持つ 1 自由度系の地震時応答加速度より算出される等価固有周期及び等価減衰定数から最大応答塑性率を推定する試み, 土木学会論文集 A2 (応用力学), Vol.67, No.2, pp.801-812, 2011.
 - 5) 家村浩和, 三上卓: 目標耐震性能に必要な降伏強度と塑性率のスペクトル, 土木学会論文集, Vol.57, No.689, pp.333-342, 2001.
 - 6) 渡邊康介, 植村佳大, 高橋良和: 骨格曲線に負勾配を有する構造物の定常振動下での動的応答安定性の理論的考察, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.76, No.4, pp.301-309, 2020.
 - 7) 袴田文雄, 中村忠春, 志村敦: 骨格曲線を外生的に与えたときの非線形動的解析法に関する検討, 阪神高速道路公団技報, Vol.17, pp.97-104, 1999.
 - 8) 中田裕喜, 田所敏弥, 岡本大, 室野剛隆: せん断補強が困難な柱を有する RC ラーメン高架橋の耐震性能の評価法, 鉄道総研報告, Vol.33, No.9, 2019.
 - 9) 室野剛隆, 佐藤勉: 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, pp.520-528, 2007.
 - 10) Takeda, T., Sozen, M.A., and Nielsen, N.N: Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 96, No. ST15, pp.2557-2573, 1970.
 - 11) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説 (コンクリート構造物), 丸善出版, 2007.
 - 12) 伊藤公二, 佐名川太亮, 坂井公俊, 豊岡亮洋, 室野剛隆: 対象とする地震動レベルが変化した場合のバイリニア型の地盤-構造物相互作用ばねの有効性, 第 55 回地盤工学研究発表会論文集, 22-9-2-06, 2020.
 - 13) Clough, R. W. and Johnston, S. B.: Effect of stiffness degradation on earthquake ductility requirements, 第 2 回日本地震工学シンポジウム梗概集, pp. 227-232, 1966.

AN IMPROVED SKELETON CURVE OF RAILWAY BRIDGES FOR EQUIVALENT SINGLE-DEGREE-OF-FREEDOM SYSTEM

Kengo NANAMI and Kimitoshi SAKAI

A dynamic analysis employing the nonlinear single degree of freedom (SDOF) model is generally conducted in order to carry out a seismic design of railway bridge structures. A bi-linear type skeleton curve has been widely used to approximate the nonlinear behavior of the structure obtained from the pushover analysis. This backbone curve, however, does not necessarily express the true nonlinear behavior particularly if the damage level is small. In this study, the new skeleton curve employing the ellipse function was proposed to improve the precision of dynamic response in regions at around yielding. It was confirmed from non-linear analysis that the non-linear response estimated by the SDOF model with proposed curve showed good agreement with that from precise dynamic analysis.