

地盤一構造物を非線形 2 自由度系に置換した 橋りょう・高架橋の地震時挙動評価の有効性

坂井 公俊¹・小野寺 周²

¹正会員 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 (Corresponding Author)

²正会員 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: onodera.meguru.58@rtri.or.jp

鉄道橋りょう・高架橋の地震応答値を算定する手法として、地盤一構造物を 2 質点系に置換した非線形動的解析に関する検討を行った。提案手法では地盤、構造物の静的非線形解析をそれぞれ実施し、この結果から両者を 1 自由度系に置換するとともに、これを結合することで 2 自由度系による非線形動的解析を実施可能とした。提案法を柱高さ 8m の鉄道 RC 橋脚に適用し、詳細な動的解析結果と比較することで、提案手法の有効性を確認した。さらに鉄道構造物の地震応答値を簡易に評価する際の非線形応答スペクトル法を高精度化するための手法の検討も行った。提案手法では、地盤と構造物の周期特性、強度特性を簡易かつ適切に考慮した上での挙動評価を可能としているため、耐震設計における地震応答値の算定手法として活用が期待される。

Key Words : nonlinear 2DOF system, railway bridge, nonlinear dynamic analysis method

1. はじめに

土木構造物の地震時挙動を評価する際には一般的に数値解析モデルを用いた動的解析法が用いられるが、この時のモデル化方法としては様々な方法が考えられる。このうち耐震設計、耐震診断等の実務におけるモデル化方法を考える場合には、地震時の挙動や損傷を工学的な許容範囲内で表現可能な中で可能な限り簡略化したモデルを用いることが望ましく^{例えば 1)}、このようなモデル化方法を採用することで、対象施設の地震時挙動特性を正しく理解した上での適切な対応や配慮を行うことも容易に実施可能となる。

このような中で、鉄道橋りょう・高架橋の地震応答値を実用的に評価する際には、構造物単体のプッシュオーバー解析^{例えば 2)}により得られる荷重-変位関係をもとに、等価な 1 自由度系に置換する方法が以前から採用されている³⁾。そして等価 1 自由度モデルという簡易なモデル化方法によっても、詳細な多自由度モデルによって得られる地震挙動を適切に再現できることが確認されている⁴⁾とともに、非線形応答スペクトル法⁵⁾を用いることで、構造物のプッシュオーバー解析により得られる等価固有周期 T_a と降伏震度 k_{hy} のみから動的解析を実施することなく、適切な応答を簡易に評価できるという利点も有し

ている。このような簡易なモデル化方法は、鉄道橋りょう・高架橋に限らず道路橋⁶⁾や建築構造物⁷⁾、盛土構造物⁸⁾等を対象として以前から検討されている。

この時の入力地震動は地表面位置で定義する場合がほとんどであり、この時の表層地盤の挙動は地震応答解析によって評価する場合^{例えば 9)}や、地盤特性の違いによって簡易に分類する場合もある。前者によって地表面地震動を評価する際には、地盤を多自由度でモデル化する必要があり、上述した構造物のモデル化と比較すると自由度が大きくなる。また後者によって地盤を分類する場合の情報としては主に地盤の固有周期が用いられる^{例えば 30)}。地盤の固有周期は当然ながら地盤の弾性状態の情報に基づくものであるが、地盤は比較的小さなひずみレベルから非線形挙動を示すため、大規模地震時の地表面地震動を評価する場合には、弾性時の固有周期だけでなく、非線形挙動の程度を適切に考慮することも重要である。このように、地盤一構造物の地震時挙動を評価する際の地盤挙動については、構造物よりも複雑なモデルを使用するか、逆に非常に簡素化したモデルを使用するか、という手法が採用されている。

こうした中で近年筆者らは、表層地盤の非線形挙動を等価な 1 自由度モデルによって簡易かつ適切な手法を提案している¹⁰⁾。この方法では、表層地盤に対して静的非

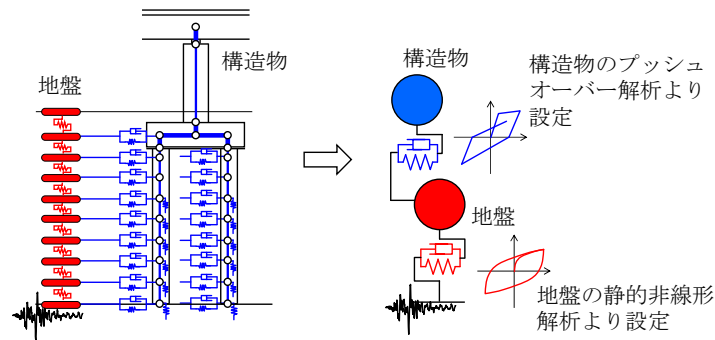


図-1 地盤－構造物の2自由度非線形解析モデルの構築イメージ

線形解析を実施することで、表層地盤を一つの系とみなした時の地盤の剛性低下、減衰増大の傾向を把握する。そしてこの傾向を表現可能な非線形特性を設定することで、1自由度系による挙動評価を実現している。さらにこの結果から表層地盤の強度に関する指標を提案¹¹⁾¹²⁾し、地盤の固有周期と強度を指標とすることで、大規模地震時の地表面地震動という観点で適切な地盤分類が可能であることを検証している¹³⁾。この手法を活用することで、地盤と構造物をそれぞれ1自由度系に置換した地震時挙動評価が可能となると考えられる。さらに構造物の地震応答値を非線形応答スペクトル法によって評価する際にも、地盤の強度に関する指標を用いることで、従来の地盤分類に基づく手法よりもばらつきを低減できる可能性があり、結果として応答値算定法の合理化も期待される。しかしながら現時点でこれら有効性に関して、現時点で実施されていない。

そこで本検討では、鉄道橋りょう・高架橋の地震応答値の簡易かつ適切な評価手法を実現するための検討を行う。具体的には、2章において地盤－構造物を2自由度系に置換した地震応答解析法を整理するとともに、この方法の有効性を確認する。続いて3章ではこの方法による地震応答値評価をさらに簡易に実施可能とするために、地表面地震動を予め網羅的に評価しておきこの結果に基づいて非線形応答スペクトルを評価する手法の有効性を確認する。

2. 地盤－構造物を2自由度系に置換した地震応答値の評価手法

(1) 地震応答値の算定手法の提案

地盤と構造物をそれぞれ1自由度系に置換した2自由度モデルによる地震応答値の算定手法を提案する。2自由度解析モデルの具体的な構築手順と地震応答値の算定手順を以下に示す。

[1] 構造物の1自由度モデルの構築

対象とする構造物のプッシュオーバー解析を実施することで、構造物全体系の荷重－変位関係を把握する。この荷重－変位関係を適切に表現する等価1自由度モデルを構築する^(例えば3)。

[2] 地盤の1自由度モデルの構築

構造物周辺の表層地盤の静的非線形解析を実施することで、表層地盤の変位－剛性低下、変位－履歴減衰増大の関係を把握する¹⁰⁾。この静的非線形解析の結果を適切に表現する等価1自由度モデルを構築する。

[3] 地盤－構造物の2自由度モデルの構築、地震応答値の算定

上記[2]の地盤1自由度モデル、上記[1]の構造物1自由度モデルを結合することで、地盤－構造物の2自由度モデルを構築する(図-1)。なおこの時の地盤の等価1自由度モデルに付与する質量は、構造物の質量と比較して十分大きな値を設定する必要がある。この2自由度非線形モデルを用いた動的解析によって、地盤、構造物それぞれの地震応答値の評価を行う。

(2) 提案手法の有効性の確認

a) 対象構造物、地震動の条件

上記(1)で提案した地盤－構造物の2自由度系を用いた非線形動的解析手法の有効性を確認するための解析を行う。対象構造物の概形を図-2に示すが、今回は柱高さ8m、杭長19mの杭基礎RC橋脚¹⁴⁾を対象とした。検討方向は線路直角方向とする。対象とする地盤は図-2に示すように基盤($V_s=400\text{m/s}$, N値50程度の地盤)までの深度が20.8mであり、杭基礎が1m埋め込まれていると考えた。この地盤の弾性固有周期は $T_g=0.55\text{s}$ であり、鉄道標準の地盤種別³⁾に基づく、G4地盤(普通地盤)に分類される。

入力地震動は、鉄道構造物の耐震設計で一般的に用いられる標準L2地震動スペクトル Π^3 がモデル下端から入力されると考えて、地盤－構造物の挙動評価を行う。入力地震動の時刻歴波形、弾性加速度応答スペクトルを図-3に示す。

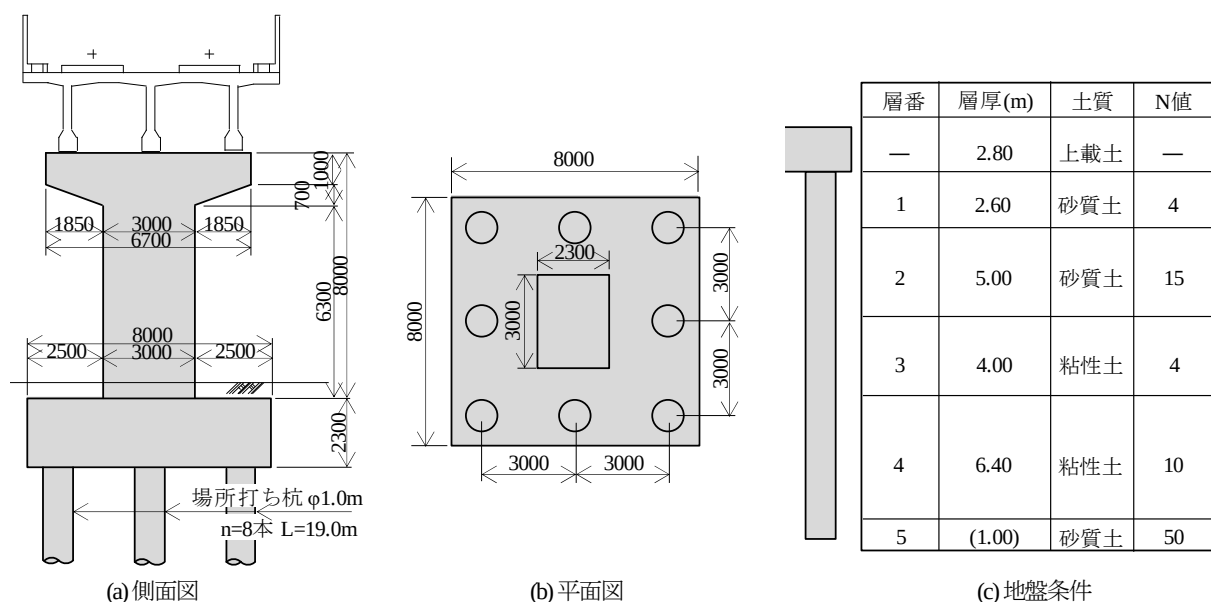


図-2 対象構造物の構造一般図，地盤条件の概要

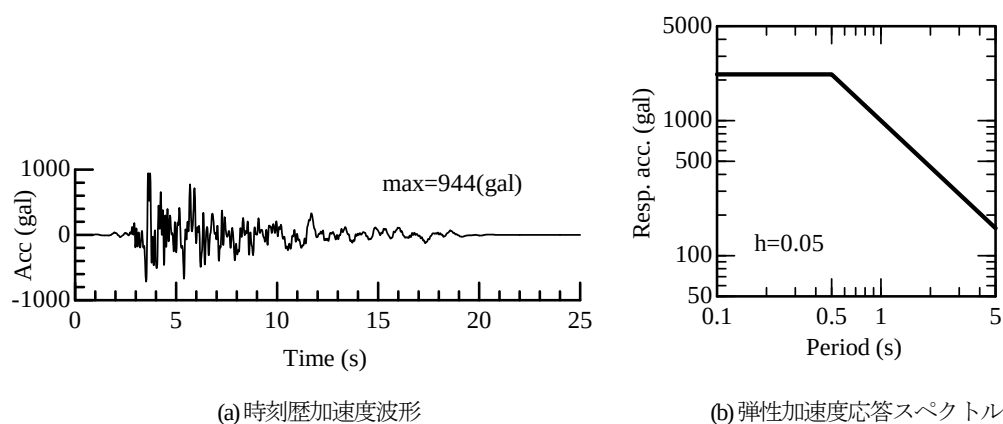


図-3 検討に用いた入力地震動

b) 地盤，構造物の詳細モデルの構築，固有値解析

解析を行う際のモデル化は，鉄道構造物の耐震設計を動的解析によって実施する際の一般的なモデル化手法である梁要素とばね要素による方法を用いた。この時に，構造物部材は全て線材でモデル化することとし，杭基礎と地盤の相互作用はバネ要素で表現する。各部材及びばねの非線形特性は全て鉄道構造物の設計基準³⁾に準拠して設定している。ただし部材剛性が負勾配となる部分については，解析の安定性を高めるために十分に小さな正の剛性を設定した。地盤は質点とせん断ばねによってモデル化することとし，ばねに与える非線形特性はGHE-Sモデル¹⁰⁾を設定する。各層の非線形パラメータは，土質区分や拘束圧に応じて提案されている平均的な特性¹⁷⁾¹⁸⁾を設定した。また，地盤に付与する質量は構造物振動の影響を受けないように，十分大きな領域（具体的にはフーチング底面積の100倍の範囲）をモデル化した。

地盤，構造物の基本的な振動特性を把握するため，構築した解析モデルを使用して固有値解析を実施した。こ

の時には地盤と構造物をそれぞれ取り出して実施した。固有値解析の結果を表-1（構造物），表-2（地盤），モード形状をまとめて図-4に示す。これより，構造物の水平1次固有振動数は1.43Hz，地盤の水平1次固有振動数は1.81Hzであり，刺激係数や有効質量比を見ても地盤，構造物ともに1次モードの寄与が大きいことが確認できる。

c) 地盤，構造物の静的非線形解析，等価1自由度モデルの構築

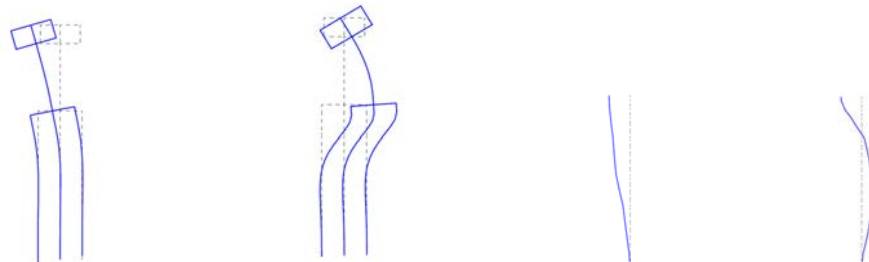
上記b)で構築した解析モデルを用いて静的非線形解析を実施することで，構造物，地盤それぞれの全体的な非線形特性を把握する。まず構造物は，各接点に震度相当の慣性力を水平方向に静的载荷するプッシュオーバー解析を行う。この時の慣性力増分は，最終震度 $kh=1.0$ となるような慣性力を1000ステップに分割($\Delta kh=0.001$)して設定した。地盤の静的非線形解析は，固有値解析と変位制御による载荷を繰り返すことで，変形の進行に伴う各要素の非線形化やモード形状の変化を適切に考慮可能

表-1 固有値解析結果（構造物）

次数	振動数 (Hz)	周期 (s)	刺激係数		有効質量比	
			水平方向	鉛直方向	水平方向	鉛直方向
1	1.427	0.701	-3.12E+01	-1.18E-10	0.731	0.000
2	7.092	0.141	-8.81E-10	3.64E+01	0.000	0.994
3	7.695	0.130	1.47E+01	1.94E-09	0.163	0.000
4	19.978	0.050	3.56E+00	-7.10E-11	0.010	0.000

表-2 固有値解析結果（地盤）

次数	振動数 (Hz)	周期 (s)	刺激係数		有効質量比	
			水平方向	鉛直方向	水平方向	鉛直方向
1	1.812	0.552	-4.23E+02	0.00E+00	0.753	0.000
2	5.101	0.196	1.43E+02	0.00E+00	0.086	0.000
3	7.560	0.132	-1.30E+02	0.00E+00	0.071	0.000
4	11.104	0.090	-5.47E+01	0.00E+00	0.013	0.000



(a) 構造物水平1次 (1.43Hz) (b) 構造物水平2次 (7.70Hz) (c) 地盤水平1次 (1.81Hz) (d) 地盤水平2次 (5.10Hz)

図-4 主要な振動モードのモード形状（構造物，地盤）

な手法¹⁰⁾によって実施した。この時の変位増分は最終変位 $\delta=50\text{cm}$ となるように5000ステップに分割 ($\Delta\delta=0.01\text{cm}$) して解析を行った。

以上の条件に基づいて構造物，地盤それぞれの静的非線形解析によって得られた結果を図-5（構造物天端位置の震度 - 変位関係），図-6（地盤変位の増加に伴う剛性，履歴減衰，刺激関数の変化の関係）に示す。まず図-5を見ると荷重の増加に伴う地盤ばね，各部材の非線形化が発生し，構造物全体系の剛性が徐々に低下していることが確認できる。また構造物部材の初降伏点を図-5に丸印で示しているが，水平震度 0.447 のタイミングで柱下端が降伏に至っており（降伏震度 $khy=0.447$ ），この点を境に急激に剛性が低下している。次に図-6を見ると，地盤変位の増大に伴う各要素の塑性化によって地盤全体系の剛性は徐々に低下するとともに，履歴減衰は徐々に大きくなっている。刺激関数は地盤変位の増加に伴って複雑に変化しているが，最終的には1に近づくように徐々に小さくなっている。これらの傾向は既往の多数地盤を対象とした静的非線形解析の結果¹⁰⁾と調和的な傾向を示している。

以上の構造物，地盤の静的非線形解析の結果をもとに，それぞれの等価1自由度モデルを構築する。まず構造物については，基本的に鉄道構造物の設計標準³⁾と同様の

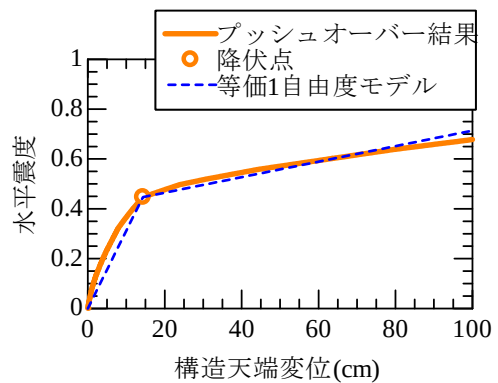


図-5 構造物の静的非線形解析結果

考え方に従って設定する。具体的には構造物の初降伏点（震度 0.447）を折れ曲がり点としたバイリニアモデルを用いるとともに，履歴特性は Clough モデル¹⁹⁾ ($\alpha=0.1$, $\beta=0.2$) によって表現する。地盤の等価1自由度モデルは，初期剛性を地盤の固有周期 ($T_g=0.552\text{s}$) から設定するとともに，非線形特性は土要素と同様に GHE-S モデルによって表現することとした。この時のパラメータは図-6で得られた G/G_0 - δ 関係を可能な限り再現するように表-3のように設定した。この等価1自由度モデルにより表現される構造物の荷重 - 変位関係を図-5に，変位の増大に伴う剛性，減衰の変化の関係を図-6にそれぞれ

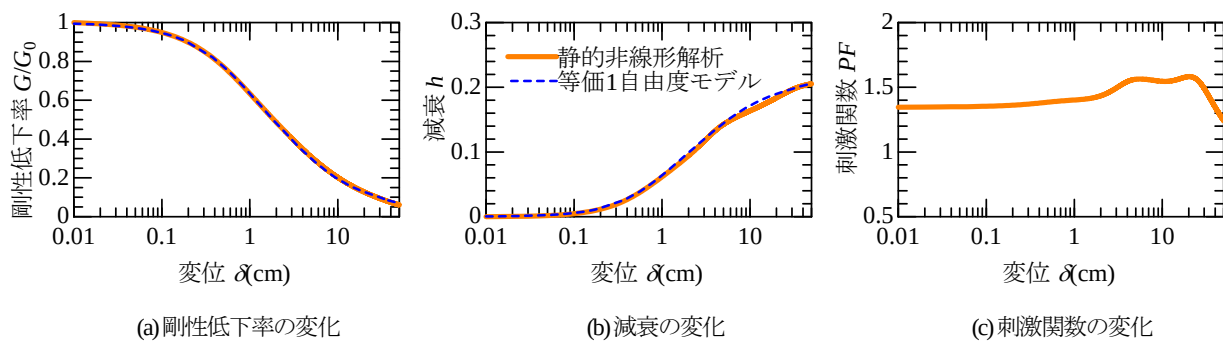


図-6 地盤の静的非線形解析結果

表-3 地盤の等価1自由度モデルに付与したパラメータ（静的非線形解析結果に適合させた場合）

T_0 (s)	δ (cm)	$C_1(0)$	$C_2(0)$	$C_1(\infty)$	$C_2(\infty)$	$C_1(1)$	$C_2(1)$	κ	$h_{\max}$
0.552	1.874	1.00	0.98	0.25	250	0.80	1.30	1.25	0.225

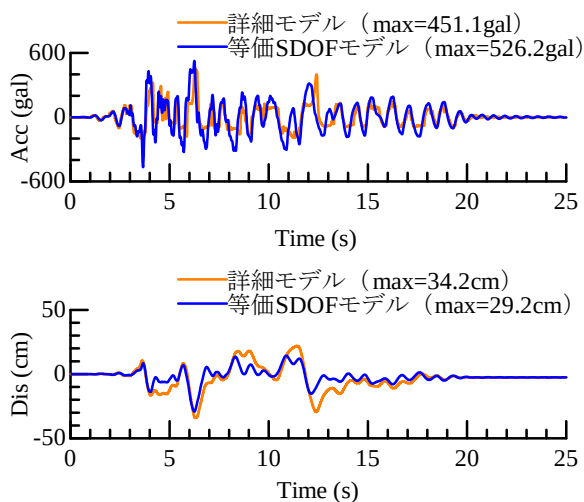


図-7 地表面位置の地震動評価結果

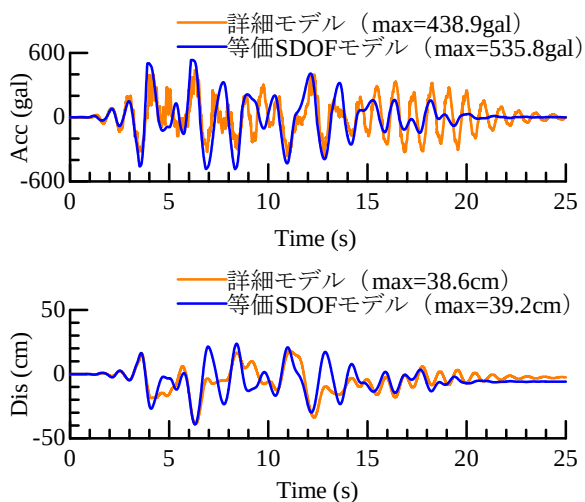


図-8 構造物の挙動評価結果

青点線で示すが、いずれも静的非線形解析結果を良好に表現できていることが確認できる。

d) 地盤、構造物の動的解析、等価1自由度モデルの有効性の確認

上記 b) で構築した地盤一構造物の詳細な解析モデル（以下、詳細モデル）を用いた非線形動的解析を実施するとともに、c) で構築した地盤、構造物をそれぞれ1自由度系でモデル化した簡易な動的解析の結果と比較する。この時の減衰は固有値解析結果をもとに、構造物の水平1次モード（1.43Hz）と水平2次モード（7.70Hz）で3%となるようなレイリー減衰を両モデルで共通して設定した。最終的に得られた地表面位置の挙動を図-7に、構造物天端位置の挙動を図-8に示す。

まず地盤挙動の評価結果（図-7）を見ると、地表面位置の加速度波形、変位波形ともに詳細モデルと等価1自由度モデルの結果は良好に一致していることが分かる。

これは、地盤の1次モードに着目した場合の剛性、減衰の変化を図-6のように幅広い変位レベルで適切に表現しているためである。その結果として簡易な1自由度モデルによっても応答波形の全体的な位相特性やピークの出現位置等を適切に再現できている。ただし、最大応答値については20%程度の差が見られるが、これは従来の多様な地盤を対象とした評価¹⁰⁾においても確認されている差であり、自由度を大幅に低下させたことに起因する誤差であると考えている。

続いて構造物天端の挙動評価結果（図-8）を見ると、詳細モデルと等価1自由度モデルの挙動の傾向は、応答変位波形について振幅や位相特性は良好に一致している。その一方で、加速度波形においては両者の応答に多少の差が見られる。この要因としては、地盤挙動を簡易に評価したために生じる地表面地震動が異なる影響も含まれるとともに、構造物の等価1自由度モデルは図-5の静的

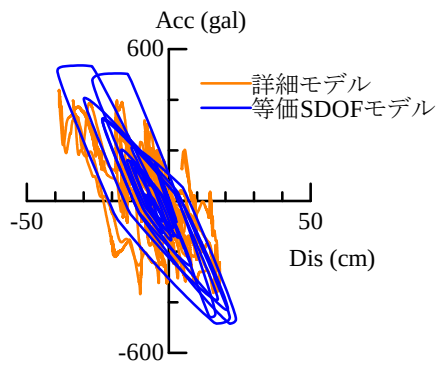


図-9 構造物天端の加速度－変位関係

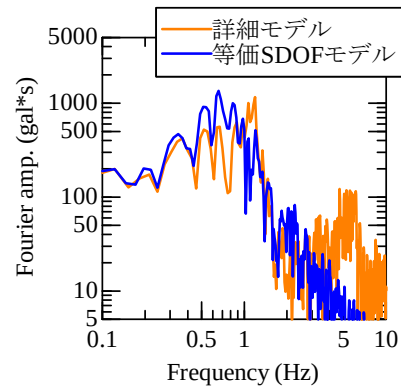


図-10 構造物天端応答のフーリエ振幅スペクトル

非線形解析の結果を単純なバイリニアモデルによって表現していること、高次モードの影響等が考えられる。特に今回の地震動、地盤、構造物を考えた場合に、構造物の応答塑性率は $\mu=2.7$ 程度であり、極端に大きな塑性化を示しているとは言えず、降伏以前の骨格曲線が詳細モデルと異なっている影響も無視できないと考えられる。これについては、筆者らが提案している構造物の等価 1 自由度モデルに用いる詳細な骨格特性²⁰⁾を用いることで結果が改善される可能性もあるが、本検討では構造物の損傷程度と関係の深い応答変位を可能な限り簡易に評価することに主眼を置いているため、この検討は実施していない。また、構造物挙動の高次モードの影響を確認するために、構造物天端の応答加速度－応答変位関係を図-9 に、応答加速度のフーリエ振幅スペクトルを図-10 に示す。これを見ると、2Hz 以下の応答や構造物全体としての加速度－変位関係の大まかな特性は両モデルで良好に一致しているものの、5Hz 程度で詳細モデルにのみ応答のピークが見られ、これが構造物の高次モードの影響であると考えられる。しかしながらこれも前述したように構造物の応答変位に与える影響は限定的であるとともに、比較的大きな地震を対象とした時の構造物の等価 1 自由度モデルの適用性は別途確認されているため^{例えば 4)}、今回の目的を勘案した場合には加速度波形の差異について、これ以上の改良は行わないこととした。

以上を総括すると、今回提案を行った地盤と構造物をそれぞれ 1 質点系に置換した等価な 2 自由度モデルによる非線形挙動評価は、構造物の応答加速度の詳細を把握するためには改善の余地があるものの、地表面地震動の特徴や構造物の応答変位等を簡易に把握する手法として一定の信頼性を有していると考えられる。鉄道橋りょう・高架橋を耐震設計する際の損傷程度は、構造物の最大応答変位に基づいて整理されることが一般的³⁾であるため、このような観点で今回提案を行った挙動評価手法は鉄道橋りょう・高架橋の耐震設計時の解析モデルとし

て一定の有効性を有していると言える。

(3) 地盤と構造物の周期、強度のみを指標とした地震応答値の評価

上記(2)の検討より、地盤と構造物のそれぞれに対して静的非線形解析を実施するとともに、この結果を適切に再現する等価な 2 質点系によって概ね良好な地震応答値を評価可能であることが確認できた。この時に、構造物の等価 1 自由度モデルはプッシュオーバー解析の結果(図-5)をもとに、等価固有周期 T_a と降伏震度 k_{hy} のみを指標とした簡易な等価 1 自由度モデルを用いている。これは鉄道構造物の耐震設計において一般的に用いられているモデル化方法³⁾であり、構造物の周期と降伏震度という限られた情報のみからモデル構築、地震応答値の算定が可能であるため、設計の便を考えると非常に有効な手法であると考えられる。

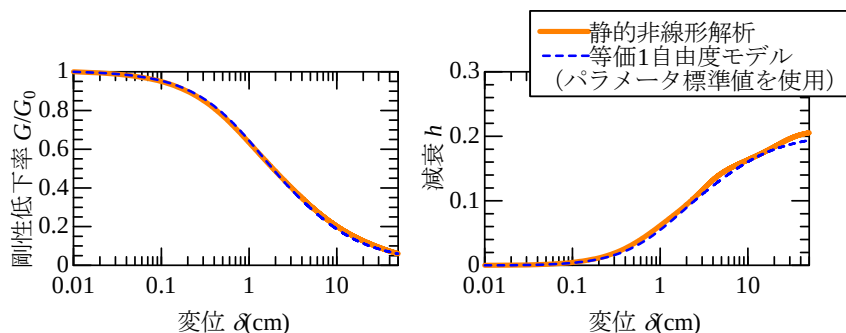
これに対して地盤の等価 1 自由度モデルに与える非線形特性は、静的非線形解析の結果(図-6)を可能な限り再現する非線形パラメータを試行錯誤により設定した。こうすることで、等価 1 自由度モデルによる地表面地震動の再現性は向上することが期待される一方で、上述した構造物の非線形特性の設定方法のような実務設計における取扱いの簡便さは失われてしまう。そこで本節では、地盤の挙動評価に関しても周期と強度特性のみを指標とした等価 1 自由度モデルを用いることを試みる。

この時に、地盤の周期特性は固有値解析に基づく弾性固有周期 T_0 を用いるとともに、強度特性については筆者らが過去に提案した地盤上限震度 $K_l^{12)}$ を用いることとした。この地盤上限震度は、地盤の静的非線形解析結果から算定される指標であり、構造物の降伏震度と同一の単位系で表現できるという取扱いの利便性を有している。今回対象とした地盤に対して周期、強度を評価した結果、固有周期 $T_0=0.552s$ 、地盤上限震度 $K_l=2.46$ が得られる。

続いて非線形構成則は、地盤各要素で設定したものと

表-4 地盤の等価1自由度モデルに付与したパラメータ (対象地盤の周期, 強度のみを考慮した場合)

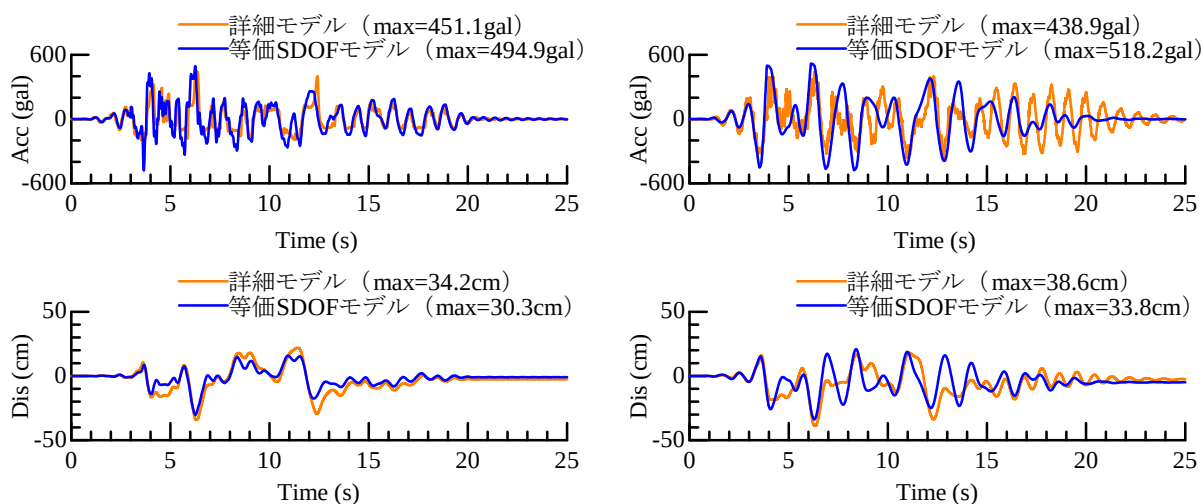
$T_d(s)$	$\delta(cm)$	$C_1(0)$	$C_2(0)$	$C_1(\infty)$	$C_2(\infty)$	$C_1(1)$	$C_2(1)$	κ	h_{max}
0.552	1.874	1.00	1.00	0.15	2.50	0.87	1.15	1.30	0.21



(a) 剛性低下率の変化

(b) 減衰の変化

図-11 地盤の等価1自由度モデルの設定結果 (周期, 強度のみを使用した場合)



(a) 地表面位置の地震動評価結果

(b) 構造物の挙動評価結果

図-12 地盤, 構造物の周期, 強度のみを用いた挙動評価結果

同様の GHE-S モデルとし, 剛性低下や減衰増大の傾向を表現する各パラメータは, 既往の多数地盤を対象とした静的非線形解析に基づいて提案している標準値¹⁰⁾を設定した. 最終的に設定した各パラメータを表-4に, これにより得られる非線形特性を図-11に示す. これを見ると, パラメータをフィッティングさせた結果(図-6)と比較すると特に変位の大きな領域で静的非線形解析の結果との差が多少見られるが, 全体的な傾向については今回の等価1自由度モデルによっても表現できていることが分かる. これは従来の多様な地盤を対象とした静的非線形解析¹⁰⁾の結果からも, 地盤の強度を評価する際に必要な規準変位 δ (地盤全体系の剛性低下率 $G/G_0=0.5$ となるときの変位) で正規化することで, 地盤の剛性低下, 減衰増大の傾向が概ね類似していることを把握しており, この δ を静的非線形解析の結果を用いて適切に評価して

いるためである.

以上の検討によって, 地盤, 構造物それぞれに対して周期, 強度のみを指標とした等価1自由度モデルの非線形特性が設定された. そこで, この2自由度非線形モデルを用いた動的解析を実施することで, それぞれの挙動評価を実施した. この時の解析条件等は全て上記(2)で実施した条件と同一である. これにより得られた地表面地震動, 構造物挙動の評価結果を図-12に示す. これらの応答波形を見ると, 基本的な傾向は上記(2)で得られた結果と同様であるが, 地盤, 構造物ともに最大応答値は多少変化していることが分かる. これは, 地盤の非線形特性として表-4に示したように, 上記(2)でものとは異なるパラメータを設定したことに起因するものであるが, 全体的な非線形特性としては図-11に示した通りそれほど大きく変化していないためである.

この地盤－構造物の2自由度モデルは、両者の静的非線形解析の結果から、それぞれの周期、強度のみ（具体的には、地盤：固有周期 T_g と地盤上限震度 K_f 、構造物：等価固有周期 T_{eq} と降伏震度 khy ）を指標として構築したものであり、計4つの情報が存在すればモデル構築、挙動評価のみを簡易に実施可能であるという特徴を有している。またこれらの情報についての簡易な推定方法もそれぞれ提案している^{10,20)}ため、場合によっては静的非線形解析を実施することなくモデル構築が可能であると考えられ、延長の長い路線全体の地盤、構造物の地震時挙動評価を行う際の手法としても活用が期待できる。

3. 地盤と構造物の固有周期と強度を考慮した簡易な構造物応答の評価

(1) 検討目的、検討条件

前章で検討を行った通り、地盤、構造物の周期と強度の情報を用いた2自由度非線形モデルによる動的解析を実施することで、両者の地震時挙動を簡易かつ適切に推定可能であることを確認した。この時に、現状の鉄道構造物の耐震設計においては、地盤の条件を固有周期 T_g に応じていくつかに分類するとともに、各地盤分類において予め用意された所要降伏震度スペクトルを用いることで、構造物の T_{eq}, khy のみから動的解析を実施せずに応答変位を推定するという非線形応答スペクトル法⁹⁾が一般的に用いられている。この非線形応答スペクトル法では、地盤の強度の情報は考慮していないが、上述した結果を勘案すると、地盤の周期と強度を指標として地盤を分類し、構造物の周期と降伏震度を指標とした所要降伏震度スペクトルから応答値を算定することで、より簡易かつ適切な挙動評価が実現される可能性が考えられる。

ここで筆者らの近年の検討の結果、この地盤分類を行う際にも地盤の強度に関する指標の大小を考慮することで、地盤の塑性化のしやすさを考慮した分類が可能となり、結果として各分類における地表面地震動が有するバラツキを低減できることを確認している^{13,22)}。これらの検討は地表面地震動の最大値や弾性応答スペクトルに限定されており、構造物の非線形挙動を評価する際に重要な所要降伏震度スペクトルにおける有効性は未確認である。当然のように構造物の非線形挙動は地震動の非定常性の影響を強く受ける^{例えば 29)}ため、かりに同一の弾性応答値を示すような地震動であっても非線形応答値は大きく異なるような状況も想定される。

そこで本章では、従来の地盤固有周期 T_g のみを指標とした地盤分類法³⁾と、これに地盤全体系の強度に関する指標を考慮した手法¹³⁾を用いてそれぞれ地表面地震動を算定するとともに、この地表面地震動から所要降伏震度

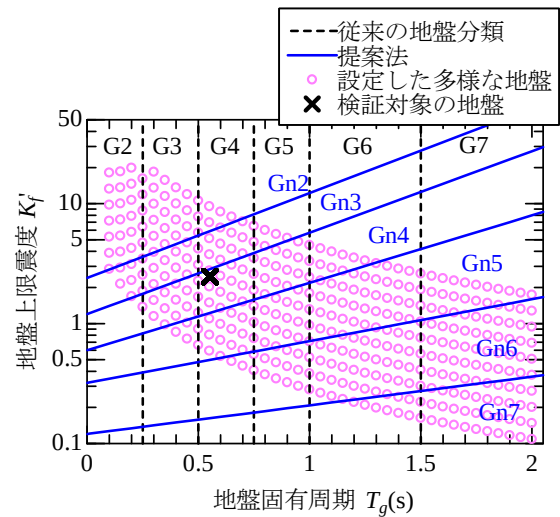


図-13 計算を行った地盤条件、地盤の分類

スペクトルを算定することで、各地盤分類における構造物応答の変動を比較する。これとともに、各地盤分類ごとの変動を概ね包含するように設定した所要降伏震度スペクトルを用いた構造物の挙動評価を行うことで、地盤分類を行う際に強度を考慮する有効性を確認する。

検討を行う際には、まず幅広い固有周期 T_g と地盤上限震度 K_f を有する多数の地盤を設定し、それぞれの地盤等価1自由度モデルを構築する。この時の地盤の条件としては、以前の地表面位置の地盤分類の検討と同様¹³⁾に、次式で示される地盤強度比 K_f^{11} と地盤固有周期 T_g の平均的な関係^{10,11)}に実地盤をもとにした変動（0.25~4倍）を考慮した多数の地盤条件を設定した。

$$K_f = \frac{1}{T_g^2} \times \delta_r \quad (1)$$

$$\log \delta_r = 1.45 - \left(\frac{1}{T_g} \right)^{0.3} \quad (2)$$

その他の非線形パラメータは前章と同様に、多層地盤を対象とした網羅的な静的非線形解析の結果に基づいて提案された平均的な値¹⁰⁾を設定した。この時に表-4で示した通り GHE モデルのパラメータ $C_2(\infty)=2.5$ としているため、地盤上限震度 K_f と地盤強度比 K_f の間には次式が成り立つ。

$$K'_f = \frac{1}{2.5} \cdot K_f \quad (3)$$

最終的には、地盤固有周期 $T_g=0.1\sim2$ 秒、地盤上限震度 $K_f=0.1\sim20$ の範囲で全383地盤を構築した。各地盤の地盤固有周期 T_g 、地盤上限震度 K_f の関係を図-13に○印で示す。この図には、現在の鉄道構造物における地盤分類⁹⁾を点線で、過去に地表面地震動の弾性加速度応答スペクトルに基づいて提案を行った地盤分類¹³⁾を実線で示しているが、それぞれ G2 地盤～G7 地盤（提案した地盤分類

にはnを付けている)まで6種類に分割を行っている。

各地盤に入力する基盤地震動は前章と同様に、鉄道構造物の耐震設計で一般的に用いられている標準 L2 地震動スペクトルⅡ (G1地盤)をそのまま用いることとし、各地盤に対して非線形動的解析を実施することで、地表面地震動を算定した。この地表面地震動を用いて構造物の非線形動的解析を網羅的に実施することで、所要降伏震度スペクトルを評価する。この時の構造物の条件も前章と同様に、骨格をバイリニアモデル、履歴をCloughモデル ($\alpha=0.1, \beta=0.2$)で設定し、固有周期 T_{eq} は0.1~5秒の範囲で75分割して設定した。構造物の降伏震度 k_{hy} は、応答塑性率 μ が1, 2, ..., 10となるように、収束計算によって算定した。

以上の解析条件に基づいて、網羅的な解析を実施することで、各地盤毎の所要降伏震度スペクトル ($\mu=1\sim10$) を算定した。得られた各結果を図-10 に示した地盤分類ごとに従来法と提案法の2分類でそれぞれ分割するとともに、各地盤分類での平均値、標準偏差等を算定した。

(2) 解析結果

上記(1)で整理を行った地盤、地震動を用いて地表面地震動の評価、所要降伏震度スペクトルの評価を行った。最終的に得られた地盤分類ごとの所要降伏震度スペクトルの平均値を図-14に、変動係数を図-15に示す。

まず図-14 のスペクトル平均値の算定結果を見ると、

G2~G4地盤辺りでは全体的な傾向として周期の短い領域で従来法の方が所要降伏震度が大きくなる一方で、長周期側では提案法の方が大きくなっている。これは例えばG2地盤のような比較的地盤の強度が大きな場合には地盤の弾性時の特性が重要な指標となっているため、周期0~0.25秒の地盤のみを抽出した従来のG2地盤ではこの周期周辺の応答が大きくなる一方で、これよりも長周期側では応答がそれほど大きくならない。その一方で提案法のG2地盤ではこれよりも長周期の地盤も含んでいるため、長周期成分の応答が大きくなったものと捉えることができる。これとは異なり、G5~G7地盤ではほぼ全ての周期帯において従来法よりも提案法の方が所要降伏震度の平均値が小さくなっている。このような地盤は比較的軟弱であるために強度が小さく、今回対象とした地震動においては地盤の非線形挙動が顕著になるため、応答の大小が地盤上限震度に強く影響を受けていると想定される。その結果として、従来法では固有周期が同一であるが強度が大きな地盤も含まれるため全体の応答が大きくなる一方で、提案法では概ね同程度の強度を有する地盤のみが集約されるために所要降伏震度も徐々に小さくなったものと考えられる。

これと同様の傾向は図-15 の変動係数においてもみられる。具体的には地盤の非線形挙動の影響が相対的に小さなG2地盤では強度の影響を無視した従来法の方がばらつきが小さくなる周期帯も存在する一方で、G3地盤

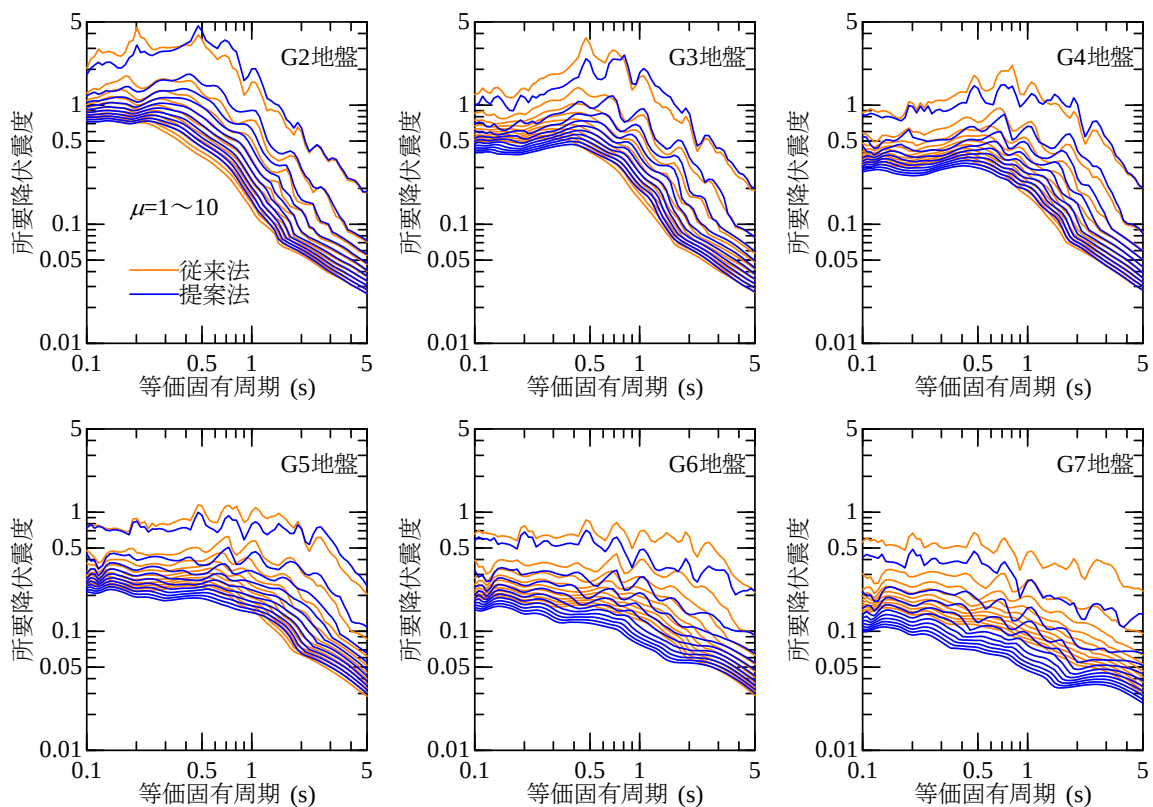


図-14 各地盤分類における所要降伏震度スペクトルの平均値

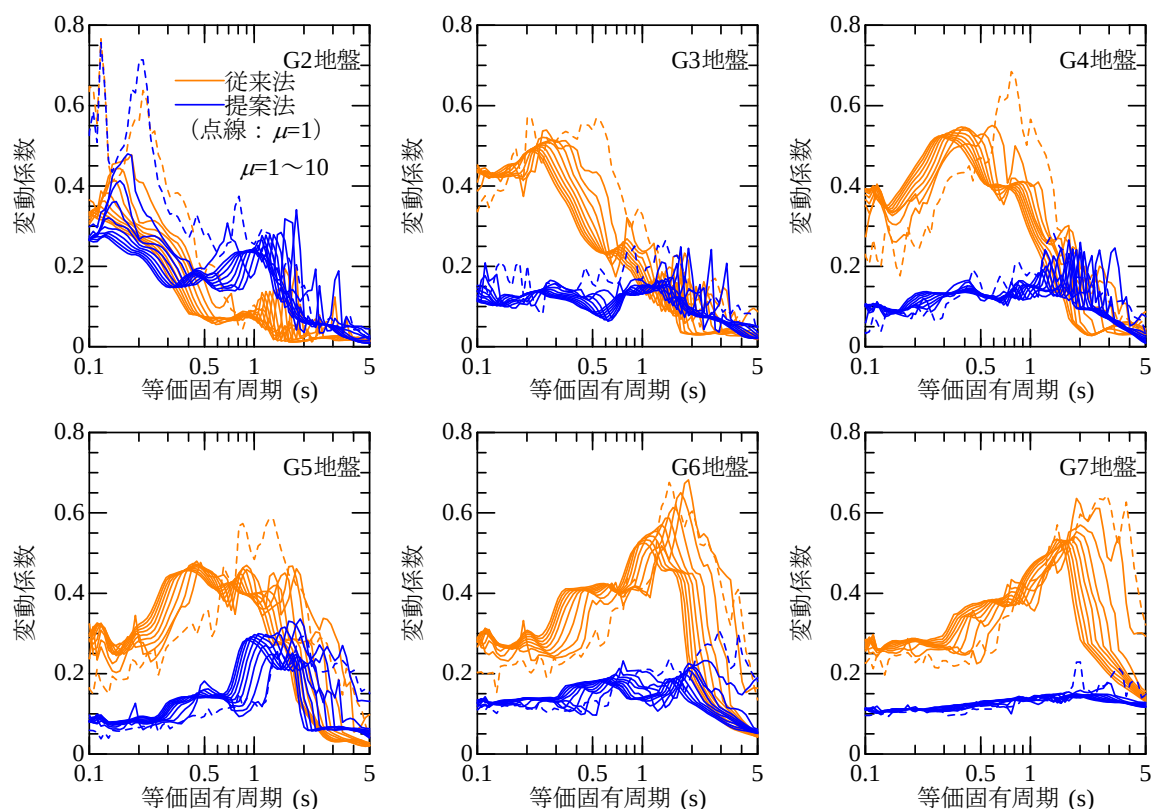


図-15 各地盤分類における所要降伏震度スペクトルの変動係数

以降になると地盤の非線形挙動の影響が徐々に顕著になるために、地盤の強度で分類を行った提案法の方が変動係数が大幅に小さくなっていることが確認できる。また従来法による地盤分類では地盤が軟弱になるに従って変動係数が大きくなる周期帯域が徐々に長周期側に移行しているもののその最大値については地盤の硬軟に関わらず概ね同一であることも確認される。そのため、地盤が比較的良好で非線形挙動の影響がそれほど顕著ではない地盤においては、周期を指標として分類を行うことの有効性が確認されたとともに、地盤の塑性化が大きくなる軟弱地盤では地盤分類を周期のみで実施することは不十分であり、強度を指標として加えることでそのばらつきが大幅に低減できるため、今回提案を行った地盤の固有周期 T_g と地盤上限震度 K_f を考慮することの有効性が確認された。

次に設計において最終的な構造物応答を算定する場合には、各地盤分類における応答のばらつきを適切に考慮した上での評価が必要となる。現在の鉄道構造物の設計地震動は、同一規模、距離の地震を想定した場合の構造物応答のバラツキを非超過確率 90% で包含するようなスペクトルをもとに設定されている²⁴⁾。そこで、今回算定した所要降伏震度スペクトルの平均値、標準偏差をもとに非超過確率 90% の所要降伏震度スペクトルを算定した。得られた結果を図-16 に示す。これまで整理した傾向に

基づいて、G2 地盤では提案法の方が周期の長い領域で所要降伏震度が大きくなる一方で、地盤が軟弱になるに従って提案法の方が所要降伏震度が徐々に小さくなっている。そのため、今回対象としたような比較的大きな地震動レベルを想定した場合の構造物挙動を適切に把握するためには、地盤の非線形挙動の影響を適切に把握することが重要であり、地盤分類としても地盤上限震度 K_f を考慮することが適切であることが確認できる。その結果として、軟弱地盤では同一の応答塑性率となる時の構造物の降伏震度を大幅に低下させることが可能となり、提案法に基づいて構造物の挙動を評価することで設計の合理化も期待される。

(3) 所要降伏震度スペクトルに基づく構造物挙動の評価

上記(2)の検討より、大規模地震時の地盤分類を行う場合に地盤全体系の強度を考慮することで応答値が合理的に算定される可能性があることを確認した。そこで図-16の結果を設計スペクトルと捉えて、2章で試算を行った地盤一構造物に対して構造物応答値の算定を行う。

まず地盤条件は2章で実施した地盤単体の固有値解析、静的非線形解析の結果から、弾性固有周期 $T_g=0.552$ s、地盤上限震度 $K_f=2.46$ となる。この地盤条件を図-13に×印でプロットしているが、今回の地盤は従来法、提案法の

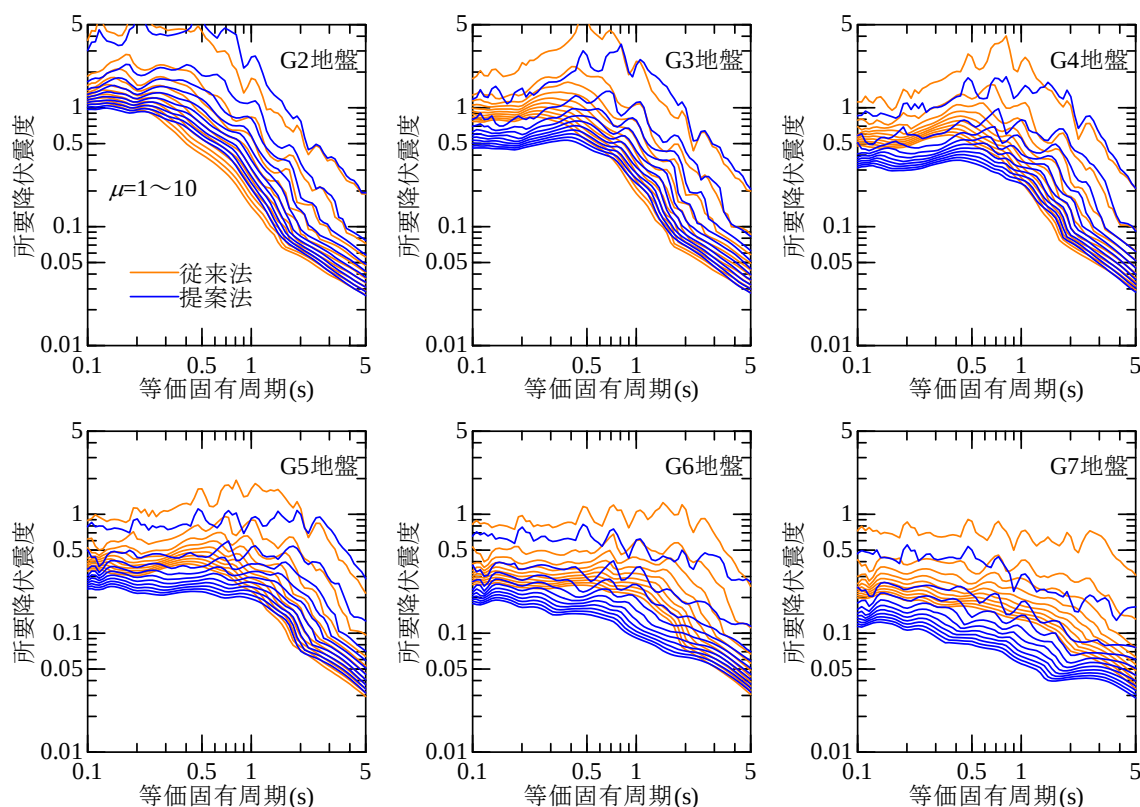


図-16 各地盤分類における非超過確率 90%の所要降伏震度スペクトル

いずれを用いた場合にも G4 地盤に相当する。これより、当該地盤で使用する所要降伏震度スペクトルは図-16 の G4 地盤のスペクトルが抽出される。

次に構造物条件は構造物のプッシュオーバー解析結果より、等価固有周期 $T_{eq}=1.136s$ 、降伏震度 $k_{hy}=0.447$ が得られている。この時の応答塑性率 μ を図-16 の所要降伏震度スペクトルから読み取ると、従来法に基づく所要降伏震度スペクトルでは $\mu=3.95$ 、提案法では $\mu=2.96$ が得られた。この応答変位を構造物のプッシュオーバーにより得られる荷重-変位関係にプロットした結果を図-17 に示す。この図には、詳細モデルを用いた非線形動的解析による最大応答変位、地盤-構造物の 2 自由度モデルによる応答変位もプロットしている。

この結果より提案法に基づく地盤種別を用いた構造物応答値は、従来法と比較してより小さな応答となっているとともに、詳細モデルにもより近い結果が得られている。これは上記(2)でも述べた通り、提案法では地盤の強度を考慮した地盤分類を実施しているため、特に非線形化が顕著な軟弱地盤における応答のばらつきを低減している。その結果として設計スペクトルの合理化を実現しており、今回対象とした G4 地盤においてもその効果が得られたものと考えている。

また前章で検討を行った 2 自由度非線形モデルを用いた動的解析の結果は詳細モデルによる応答と良好に一致

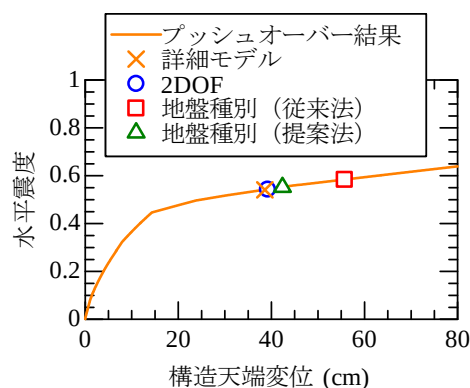


図-17 提案手法による構造物応答値の算定結果

しているとともに、これと地盤種別による結果を比較すると後者の方が大きな応答変位を算出している。これは地盤種別による方法ではある程度のばらつきを考慮しているためであり、地盤-構造物それぞれの静的非線形解析の結果をもとにそれぞれの等価 1 自由度モデルを用いることでより適切な応答値が算定されたものである。そのため実務設計において応答値を算定する際には、応答値算定の容易さと結果が有する余裕度を勘案して、適切な手法を選択することが重要である。

4. まとめ

本検討では、鉄道構造物の地震応答値を算定する手法として、地盤、構造物それぞれを等価な1自由度系に置換しそれを連結させた2自由度モデルによる非線形動的解析法に関する検討を行った。本検討で得られた知見を以下に示す。

- (1) 提案手法ではまず地盤、構造物のそれぞれに対して静的非線形解析を実施することで、それぞれの荷重－変位の関係を把握する。この結果をもとにそれぞれを等価な1質点系に置換し両者を結合することで、地盤－構造物の2自由度モデルを構築する。これにより、地盤と構造物のそれぞれを簡易なモデルに置換した上での非線形動的解析による挙動評価を可能としている。
- (2) 提案手法の有効性を確認するために、柱高さ8m、杭長19mの杭基礎RC橋脚を対象として詳細な多自由度モデルによる挙動評価と提案手法による2自由度モデルによる挙動評価の結果を比較した。その結果、地表面地震動については、等価1自由度モデルによって加速度、速度とも良好に詳細モデルによる結果を再現できた。構造物挙動については、高次モードの影響等によって加速度波形については再現性が十分ではなかったが、比較的低振動数成分の影響を強く受ける応答変位については詳細モデルを適切に再現できている。そのため、構造物の応答変位や応答塑性率等によって構造物の性能を照査する手法を用いる場合には、提案手法による挙動評価は有効であると考えられる。
- (3) 提案手法の特長であるモデル構築の簡便さをより増すために、地盤、構造物それぞれの周期と強度の情報のみを用いた2自由度モデルによる挙動評価法の整理を行い、結果の妥当性を確認した。さらにこの手法を拡張することで、非線形応答スペクトル法を適用する際に地盤の周期と強度を指標とした地盤分類の有効性も確認した。この方法では、地盤の固有周期 T_g と地盤上限震度 K_f 、構造物の等価固有周期 T_q と降伏震度 k_{hy} の4指標のみを情報としているが、これによってそれぞれの周期特性、強度特性を適切に考慮した挙動評価を実現しており、特に地盤が軟弱な場合に従来の地盤種別による非線形応答スペクトル法と比較して、各地盤における応答の変動を大幅に低減している。そのためこの方法は、構造物の耐震設計を行う際の簡易な評価手法として有効であると考えられる。

提案手法によって、地盤－構造物を2自由度に置換した簡易な挙動評価、非線形応答スペクトル法に基づくより簡易な応答値算定を可能としており、従来から用いられている実務的な耐震設計手法に代わる方法として有効であると考えられる。

参考文献

- 1) (公社) 土木学会：実務に役立つ耐震設計入門，2011。
- 2) Priestley, M. J. N., Seible, F. and Calvi, G. M. (川島一彦監訳)：橋梁の耐震設計と耐震補強，技報堂出版，1998。
- 3) (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），丸善出版，2012。
- 4) 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，第29巻，pp.520-528，2007。
- 5) 西村昭彦，室野剛隆：所要降伏震度スペクトルによる応答値の算定，鉄道総研報告，Vol.13，No.2，pp.47-50，1999。
- 6) (公社) 日本道路橋会：道路橋示方書・同解説（V耐震設計編），2017。
- 7) 倉本洋，勅使川原正臣，小鹿紀英，五十田博：多層建築物の等価1自由度系縮約法と地震応答予測精度，日本建築学会構造系論文集，No.546，pp.79-85，2001。
- 8) 古川愛子，水上輝，清野純史：道路盛土構造物の地震時安全性簡易評価手法に関する基礎的研究，土木学会論文集 A2（応用力学），Vol. 69，No. 2，pp. I_457-I_468，2013。
- 9) 吉田望：地盤の地震応答解析，鹿島出版会，2010。
- 10) 坂井公俊，室野剛隆：地盤の等価1自由度モデルを用いた非線形動的解析法の提案，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），Vol. 71，No. 3，pp. 341-351，2015。
- 11) 坂井公俊，井澤淳，室野剛隆，日野篤志：地盤全体系の強度指標の提案とその簡易推定法に関する検討，日本地震工学学会論文集，Vol. 15，No. 7，pp. 22-33，2015。
- 12) 坂井公俊，井澤淳：表層地盤の強度に関する指標を橋梁・高架橋の降伏震度と同一次元で表現する方法の提案，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），Vol. 76，No. 4（地震工学論文集第39巻），pp. I_290-I_300，2020。
- 13) 坂井公俊，井澤淳，室野剛隆：地盤全体系の強度と固有周期を用いた耐震設計のための地盤分類法，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），Vol. 73，No. 2，pp. 433-442，2017。
- 14) (公財) 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）照査例 鉄筋コンクリート橋脚（杭基礎），2007。
- 15) (公財) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説（基礎構造物），丸善出版，2012。
- 16) 室野剛隆，野上雄太：S字型の履歴曲線の形状を考慮した土の応力～ひずみ関係，第12回日本地震工学シンポジウム論文集，pp.494-497，2006。
- 17) 安田進，山口勇：種々の不攪乱土における動的変形特性，第20回土質工学研究発表会，pp.539-542，1985。
- 18) 野上雄太，室野剛隆：S字型履歴曲線を有する土の非線形モデルとその標準パラメータの設定，第30回土木学会地震工学研究発表会論文集，2009。
- 19) Clough, R. W. and S. B. Johnston：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。
- 20) 名波健吾，坂井公俊：等価1自由度モデルを用いた動的解析における骨格曲線の高度化のための試験検討，

- 第24回橋梁等の耐震設計シンポジウム講演論文集, pp.163-170, 2021.
- 21) 小野寺周, 和田一範, 坂井公俊, 室野剛隆: インベントリー法による橋りょう・高架橋の被害推定法, 鉄道総研報告, Vol. 33, No. 12, pp. 29-34, 2019.
- 22) 坂井公俊, 井澤淳, 石橋利倫: 地盤全体系の強度を考慮した地震時地盤変位量の簡易推定法, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol. 74, No. 4, pp. I_361-I_368, 2018.
- 23) 坂井公俊, 室野剛隆: 位相特性の変化が構造物の非線形応答に与える影響把握のための基礎的検討, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol. 68, No. 4 (地震工学論文集第 31-b 巻), pp. I_67-I_78, 2012.
- 24) 坂井公俊, 室野剛隆, 佐藤勉, 澤田純男: 深部地下構造を考慮した内陸活断層型地震の経験的評価, 土木学会地震工学論文集, Vol. 29, pp. 98-103, 2007.

EFFECTIVENESS OF SEISMIC RESPONSE ANALYSIS OF RAILWAY BRIDGE BY REPLACING GROUND AND STRUCTURE WITH NONLINEAR 2DOF SYSTEM

Kimitoshi SAKAI and Meguru ONODERA

Nonlinear dynamic analysis method is proposed to calculate the seismic response of a railway bridge, in which the ground and the structure are replaced by 2DOF system. In the proposed method, the push-over analysis of the ground and the structure is conducted respectively. Based on these results, the ground and the structure are replaced by SDOF system. By coupling the two SDOF systems, it is possible to conduct nonlinear dynamic analysis by using 2DOF system. The effectiveness of the proposed method was confirmed by applying it to a railroad pier and comparing the results with those of a dynamic analysis using MDOF system. In addition, a method to improve the accuracy of the nonlinear response spectrum method, which enables simple evaluation of seismic response values of railroad structures, was also investigated. This method is effective as a method for calculating seismic response values for seismic design because the evaluation takes into account the period and strength of the ground and the structure.