

減衰定数の違いによる所要降伏震度スペクトルの補正係数の提案と適用範囲の拡張

田中 浩平¹・室野 剛隆²

¹正会員 (公財)鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 (〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38)
E-mail:khtnk@jsce.ac.jp

¹正会員 (公財)鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 (〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38)
E-mail:murono@jsce.ac.jp

設計基準等に示される所要降伏震度スペクトルの作成においては、一般的な構造物が想定され、減衰定数や骨格曲線、履歴曲線といった構造物パラメータが決定される。よって、例えば、減衰定数が著しく小さい構造物に適用する際には、与えられた所要降伏震度スペクトルの適切な補正が必要となる。著者らは、すでに減衰定数の違いに応じた設計用所要降伏震度スペクトルの補正係数のモデル式を提案している。本論文では、用いた骨格曲線および履歴曲線の種類やそのパラメータ値の違いによる提案モデルの適用性について検討を実施し、その適用範囲の拡張を試みた。

Key Words : nonlinear spectrum ,structural design, equivalent linearization method, equivalent damping factor

1. はじめに

これまでは構造物の耐震性評価において、構造物の固有周期や降伏震度といった値が着目されてきた。しかし、東北地方太平洋沖地震の新幹線脱線事故の原因として、構造物と地盤の共振現象による増幅で発生した大きな線路直角方向変位が指摘されており¹⁾、減衰定数のようなパラメータについても十分に配慮する必要がある。

設計基準等²⁾に示される所要降伏震度スペクトルの作成においては、一般的な構造物が想定され、減衰定数や骨格曲線、履歴曲線といった構造物パラメータが決定される。よって、例えば、減衰定数が著しく小さい構造物には、与えられた所要降伏震度スペクトルの適切な補正が必要となる。特に、既設構造物の耐震性能評価を実施する場合には、初期減衰定数が必ずしも設計時の想定される値と同じとは限らない。現地計測等により、対象構造物の振動特性を十分に把握した上で、耐震性能評価を実施することが望ましいが、一般構造物と異なった特性をもつ場合には、適切な評価が実施できない。

著者らは、すでに減衰定数の違いに応じた設計所要降伏震度スペクトルの補正係数のモデル式を提案している³⁾。本論文では、用いた骨格曲線および履歴曲線の種類やそのパラメータ値の違いによる提案モデルの適用性に

ついて検討を実施し、その適用範囲の拡張を試みた。

提案手法では、構造物を弾塑性応答に等価な固有周期と減衰定数をもつ1自由度線形モデルに置換し(等価線形化)、弾性加速度応答スペクトルの補正係数を用いることで、減衰定数の異なる所要降伏震度スペクトルへの補正係数を評価する。等価線形化における等価減衰定数のモデル化において、初期減衰定数と弾性固有周期をパラメータとし、簡易かつ適用範囲の広い手法を提案した。

既報³⁾では、骨格曲線として初期剛性に対する降伏後剛性の比 $\gamma=0.1$ のバイリニアモデル、履歴曲線としてCloughモデルを想定し、等価減衰定数をモデル化した。本論文では、以下の2ケースの解析を新たに実施した。

- ① 降伏後剛性の比を $\gamma=0.01$ としたCloughモデル
- ② 継続時間の長い地震動を入力地震動とした解析

本提案手法は、等価減衰定数のモデル係数を変化させることによって、上述したような構造物モデルや地震動特性の違いによる補正係数の変化を簡便に検討できる。また、本論文における成果は、等価減衰定数の推定式という形でも活用可能である。

本論文の構成について述べる。2章では、提案する所要降伏震度スペクトルの補正方法について概説する。3章では上述の各解析ケースに対し、等価減衰定数のモデル化を行った。4章では、3章で行ったモデル化の妥当性

を検証するために、弾塑性応答解析と、等価減衰定数と等価周期を与えた弾性応答解析の最大塑性率の推定結果を比較した。5章では、3章の等価減衰定数モデルを用いた所要降伏震度スペクトルの補正係数の評価とその推定誤差の定量化を行った。6章では、実際の設計地震動を用いて、提案手法の検証を行った。

2. 提案手法の概要

提案手法では、加速度応答スペクトルの補正係数式に、弾塑性応答に等価な周期と減衰定数を代入し、所要降伏震度スペクトルの補正係数を導出する。

(1) 加速度応答スペクトルの補正係数

弾性応答スペクトルの減衰定数に応じた補正式が数多く提案されている。構造物の1次固有周期に対する地震動の継続時間の比 τ により加振初期段階における構造物の過渡応答を考慮したモデルに、初期減衰定数によるピークファクタの違いを取り込んだものとして、文献⁴⁾による(1)式がある。

$$\frac{S_A(T_0, h_0)}{S_A(T_0, 0\%)} = \sqrt{\frac{1 - e^{-4\pi h_0 \tau}}{4\pi h_0 \tau} \{0.424 + \log(4\pi h_0 \tau + 1.78)\}} \quad (1)$$

ここで、 h_0 は初期減衰定数、 τ は T_d/T_0 で評価され、 T_d は地震動の継続時間、 T_0 は構造物の固有周期を表す。また限界耐力設計法⁵⁾においては、補正式として(2)式が用いている。

$$\frac{S(h_0)}{S(5\%)} = \frac{1.5}{1 + 10h_0} \quad (2)$$

補正係数は(1)式に示したように、地震動の継続時間や構造物の固有周期に依存するが、(2)式では設計における簡便さを考慮して、周期に依存しない補正係数が用いられている。また地震動ごとのばらつきを考慮し、安全側の補正係数を採用している。本検討では、補正係数を安全側に設定する判断は、最後にまとめて行うこととし、各モデル式では平均値を推定する。よって、実地震動の平均的な補正係数を表現する(1)式を採用することとした。また、一般には、(3)式に示すように、補正係数は減衰定数5%のスペクトルを基準として評価される。

$$\frac{S_A(h_0)}{S_A(5\%)} = \frac{S_A(h_0)}{S_A(0\%)} \bigg/ \frac{S_A(5\%)}{S_A(0\%)} \quad (3)$$

(2) 等価減衰定数のモデル化

等価減衰定数 h_{eq} のモデル化は大きく分けて、2通りに分類される。1つ目に共振時の最大点剛性により算出される等価減衰定数である。例えば、完全弾塑性モデルの場合には、(4)式で表される。

$$h_{eq} = \frac{2}{\pi} \left(1 - \frac{1}{\mu} \right) + h_0 \quad (4)$$

ここで、 μ は塑性率を表す。

2つ目に柴田⁶⁾における等価減衰定数である。これは、地震動のなした仕事 E_s が、弾塑性質点系に等価な弾性質点系における減衰のなした仕事 E_{hs} に等しいと考え、(5)式から求めるものである。 E_s と E_{hs} はそれぞれ、(6)、(7)式から求められる。加振の全時間における平均的な等価減衰を求めていることから、平均等価減衰(h_s)と呼ばれる。

$$E_s = \int_0^t (-m\ddot{y}_0) \dot{y} dt \quad (5)$$

$$E_{hs} = \int_0^t c_e \dot{y}^2 dt \quad (c_e = 2h_s \omega_e m) \quad (6)$$

$$h_s = \frac{\int_0^t (-m\ddot{y}_0) \dot{y} dt}{2\omega_e \int_0^t \dot{y}^2 dt} \quad (7)$$

柴田⁶⁾では、 h_{eq} は(8)式によりモデル化される。

$$h_{eq} = h_s + h_0 = \alpha \left(1 - \frac{1}{\sqrt{\mu}} \right) + h_0 \quad (8)$$

文献⁶⁾ではRC構造物に $\alpha=0.2$ の値を用いている。

前者の方法は、定常共振状態の等価減衰を考えているために、完全弾塑性モデルの構造物に対し、やや減衰が大きめに評価されることが報告されている⁹⁾。よって、本検討における等価減衰定数は柴田らによる定義を用いて算出する。そして、弾性1次固有周期と初期減衰定数をパラメータとする係数 α を用いて、(9)式によりモデル化する。

$$h_{eq} = \alpha(T_0, h_0) \cdot \left(1 - \frac{1}{\sqrt{\mu}} \right) + h_0 \quad (9)$$

$\alpha(T_0, h_0)$ は後述するが、(10)式でモデル化される。

$$\alpha(T_0, h_0) = c_1 \cdot h_0 + c_2 \cdot \log(T_0) + c_3 \quad (10)$$

(3) 所要降伏震度スペクトルの補正係数

提案手法による所要降伏震度スペクトルの補正係数の評価フローを図-1に示す。はじめに、弾性1次固有周期 T_0 、初期減衰定数 h_0 、塑性率 μ から、(11)、(12)式を用いて等価周期 T_{eq} を、(9)、(10)式を用いて等価減衰定数 h_{eq} を求める。

$$K_{eq} = \frac{\{1 + \gamma(\mu - 1)\} k_0}{\mu} \quad (11)$$

$$T_{eq} = 2\pi \sqrt{\frac{K_{eq}}{m}} \quad (12)$$

ここで k_0 は初期剛性、 γ は骨格曲線における初期剛性に対する降伏後剛性の比を表す。

これらの結果を、(1)式の加速度応答スペクトル補正係数を修正した(13)式に代入することで、所要降伏震度スペクトルの補正係数が得られる。

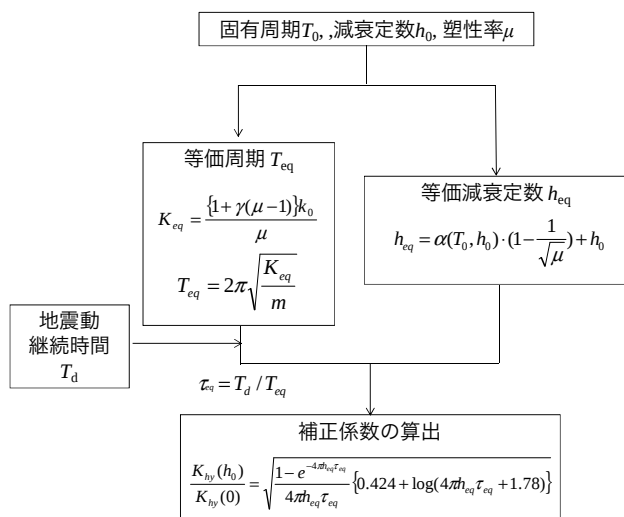


図-1 所要降伏震度スペクトルの補正係数の提案手法のフロー

$$\frac{K_{hy}(h_0)}{K_{hy}(0\%) } = \sqrt{\frac{1 - e^{-4\pi h_{eq} \tau_{eq}}}{4\pi h_{eq} \tau_{eq}} \{0.424 + \log(4\pi h_{eq} \tau_{eq} + 1.78)\}} \quad (13)$$

等価減衰定数の推定において、固有周期及び減衰定数をパラメータとすることで、簡易で適用範囲の広い手法となっている。

3. 等価減衰定数のモデル化

様々なパラメータ(T_0 , h_0 , μ)の構造物に対し、弾塑性応答解析を実施し、塑性率ごとの等価減衰定数 h_{eq} を算出した。得られた結果に(9)式を回帰し、係数 α を算出した。最後に全ての地震動で得られた構造物ごとの α の平均値を求め、(10)式で回帰した。

(1) 入力地震動

入力地震動として、1996年8月～2011年7月までに観測された K-NET, KiK-net における記録を用いた。AVS30 が 400m/s 以上のサイトで観測された内陸地殻内地震による地震動で、最大加速度 (PGA) が 100gal 以上の 243 波形を入力地震動として用いた。また超継続時間地震動としては、K-NET における東北地方太平洋沖地震本震の観測波形を用いた。こちらも AVS30 が 400m/s 以上、PGA が 100gal 以上を条件とし、86 波形を選別した。

図-2、図-3 に M_w -震源距離分布、 M_w -継続時間分布を示す。継続時間は、地震動の累計パワーが全パワーの 5% に達する時刻から 95% に達する時刻までの時間を定義とする Trifunac and Brady⁹⁾ のものを用いた。内陸地殻内のデータセットにおける継続時間の平均値は 16.5sec、東北地方太平洋沖地震のデータセットにおける平均値は 68sec となっている。

(2) 構造物モデル

構造物として RC, SRC 系の橋梁および高架橋を想定

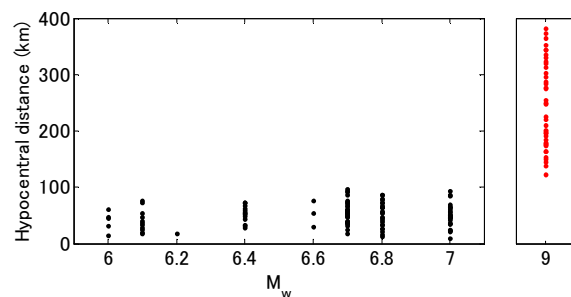


図-2 入力地震動の M_w -震源距離分布

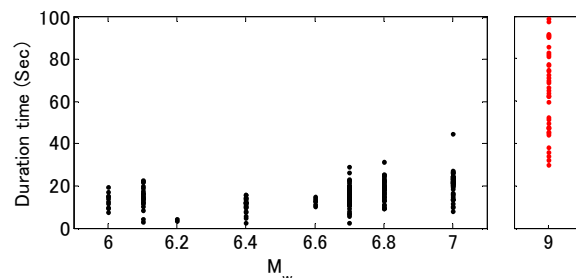


図-3 入力地震動の M_w -継続時間分布

表 1 解析ケース一覧

	α	入力地震動
Case1	0.1	内陸地殻内
Case2	0.01	内陸地殻内
Case3	0.1	超継続時間地震動

した。計算を実施した構造物の固有周期 T_0 は 0.2~2.0(秒) を 10 個に分割し、減衰定数 h_0 は 0.01~0.2 を 11 分割とした。これらのパラメータは、一般的な土木構造物が含まれるように設定した。

骨格曲線はバイリニアモデル、履歴曲線は Clough モデルとした。初期剛性に対する降伏後剛性の比 γ は 0.1, 0.01 の 2 ケースを実施し、除荷時剛性低下指数 β は 0.2 とした。計算を行う塑性率 μ は 1-10 の範囲に設定した。以上をまとめると、解析ケースは表-1 のようにまとめられる。

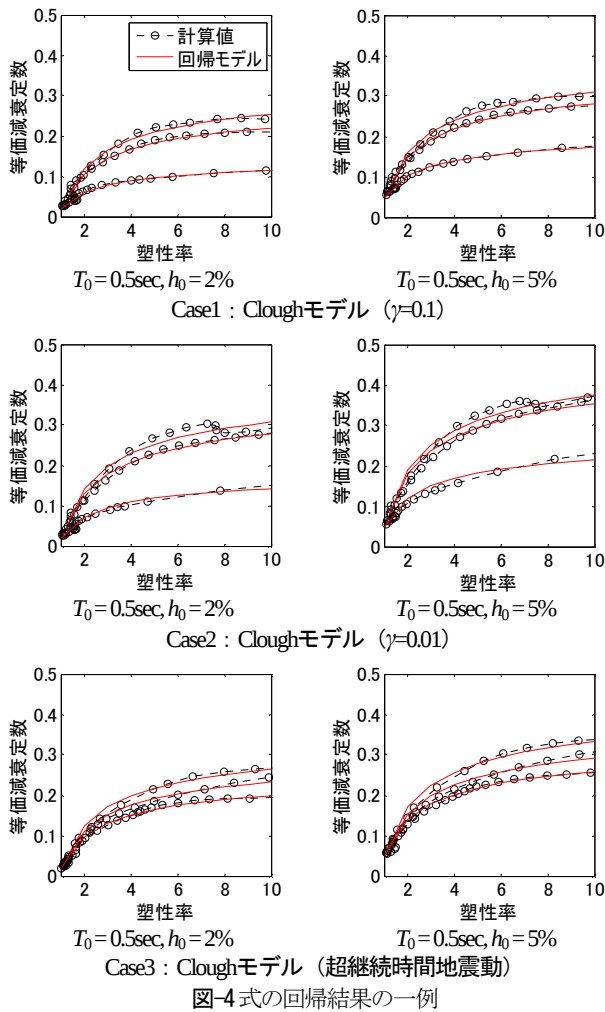
(3) 係数 α の評価結果

(9)式による回帰結果の一例を図-4に示す。いずれのケースにおいても、計算値によくフィッティングしている。Case1, Case2の例は、同じ地震動による結果であるが、降伏後剛性比の小さなCase2の方が大きな等価減衰定数となっていることがわかる。

評価された係数 α は、地震動ごとに大きく異なり、ばらつきは変動係数で 15-35% 程度となった。また変動係数は、初期減衰定数が小さいほど大きく、長周期ほど大きくなる傾向となった。

(4) 係数 α のモデル化

評価された係数 α を構造物パラメータごとに平均し、(10)式で回帰した結果を図-5に示す。いずれのケースに



おいても、係数 α は初期減衰定数と周期の対数に対し、比例関係を示した。よって、(10)式のようなモデル化を行った。回帰により得られた係数を表-2に示す。Case1とCase2の比較より、初期剛性に対する降伏後剛性の比 γ を0.01としたCase2の方が、等価粘性減衰が大きくなることが確認できる。同じ塑性率でも γ が小さいほど、大きな履歴ループを描く。よって、履歴消費エネルギーが大きくなり、相対的に等価減衰定数が大きくなると考えられる。

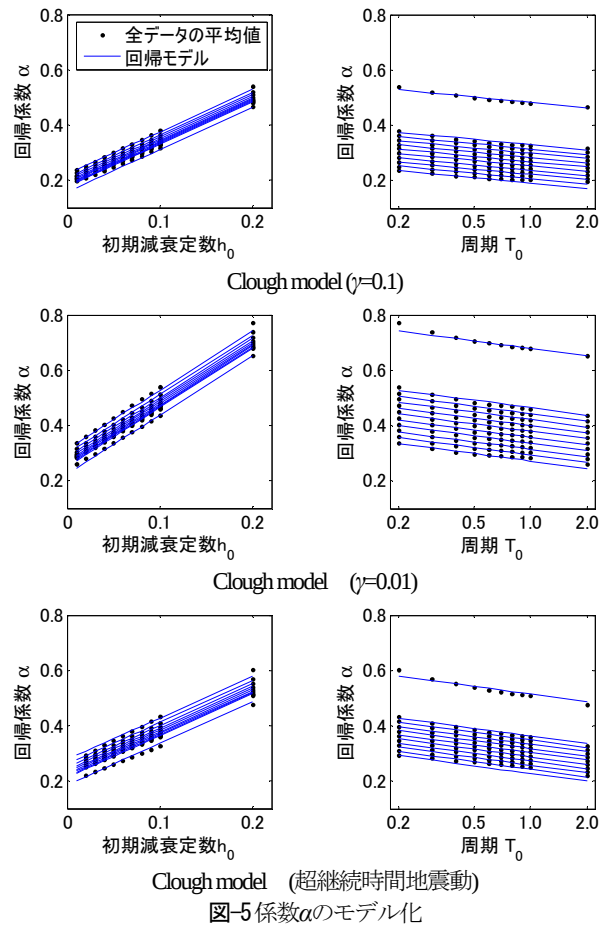
また、初期減衰定数を横軸とした時の直線の傾きが、Case2において大きくなっていることが確認できる。初期減衰定数が大きくなると、大きな履歴吸収エネルギーが発生する最大変位時の履歴ループが、その他の時刻の履歴ループに比べて、大きなものになることがひとつの原因と推察される。

Case1とCase3の比較から、継続時間の大きい地震動を入力とした場合の等価減衰定数が内陸地殻内の地震動と比べ、大きくなっていることが確認できる。

これは地震動の継続時間が長いことから、塑性化後の繰り返し振動により、履歴吸収エネルギーが大きくなることが原因と考えられる。

表-2 回帰係数 c_1, c_2, c_3

	c_1	c_2	c_3
Case1	1.53	-0.028	0.177
Case2	2.14	-0.039	0.251
Case3	1.51	-0.040	0.213



(5) 既往の等価減衰定数モデルとの比較

提案モデルを既往の等価減衰定数モデルと比較した結果を図-6に示す。 T_0 は0.5sec、 h_0 は5%と設定した。比較に用いたモデルは、モデルⅠ⁹⁾は道路橋の免震設計マニュアル(案)において採用されたモデルで、定常共振状態の等価減衰定数を低減させたものである。他のものに比べて評価される減衰は大きい。モデルⅡ¹⁰⁾は、Iwanらにより提案されたモデルである。モデルⅢ¹¹⁾はHwangらによって提案されたモデルで、28種類の固有周期に対して入力された20種類の地震動によって得られた最大応答変位と、等価線形化手法によって推定された変位の誤差が最小になるように得られたモデルである。また、選定においては、文献¹²⁾を参照した。図-6より、提案モデルは、(14)式に示すモデルⅢに近いことがわかる。

$$h_{eq} = \frac{2(1-\gamma)\left(1 - \frac{1}{\mu}\right)}{\pi\{1 + \gamma(\mu-1)\}} \cdot \frac{\mu^{0.58}}{6-10\gamma} + h_0 \quad (14)$$

また、モデルⅢは図-6に示すように、 γ を0.01とした場合

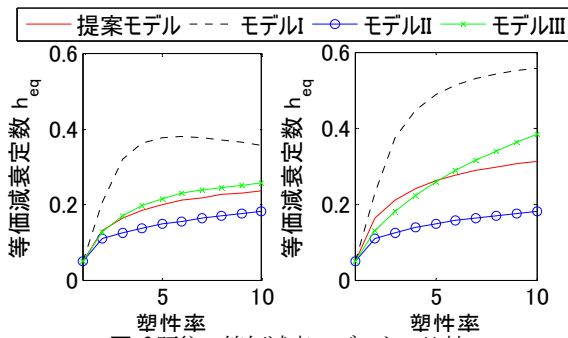


図-6 既往の等価減衰モデルとの比較

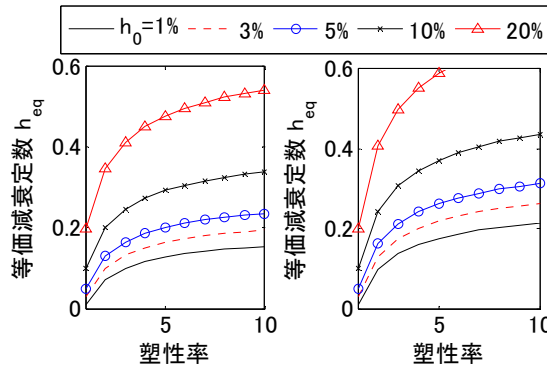


図-7 提案した等価減衰モデル

には、他のモデルとは異なった勾配を有する。文献⁷⁾では、Iwanらのモデルが、等価線形化における最大変位の推定精度が高いと指摘しているが、このとき、 h_0 を2%と設定している。図-7に h_0 を変化させた場合の提案モデルの等価減衰定数を示す。 h_0 が小さいときは、図-6のIwanらのモデルに概ね一致する結果となっている。以上から、提案モデルが広い適用範囲で、既往式と調和的に判断できる。

4. 提案された等価減衰定数の検証

提案された等価減衰定数モデルの検証を行う。弾塑性応答解析の結果得られた最大塑性率と、等価線形化法により推定される最大塑性率を比較する。

入力地震動として、平成24年鉄道構造物耐震標準²⁾における標準スペクトルI, IIを用いた。結果を図-8に示す。比較には、3章(5)におけるモデルIIIを用いている。提案した等価減衰定数を用いた等価線形化法では、最大塑性率が精度よく推定されていることがわかる。モデルIIIと比較して、同程度以上の精度を有することが確認できる。

5. 所要降伏震度スペクトルの補正係数

3章で得られた等価減衰定数モデルを用いて、図-1に示したフローに従い所要降伏震度スペクトルの補正係数を評価する。補正係数については、その平均値と標準偏差が評価される。

(1) 補正係数の平均値

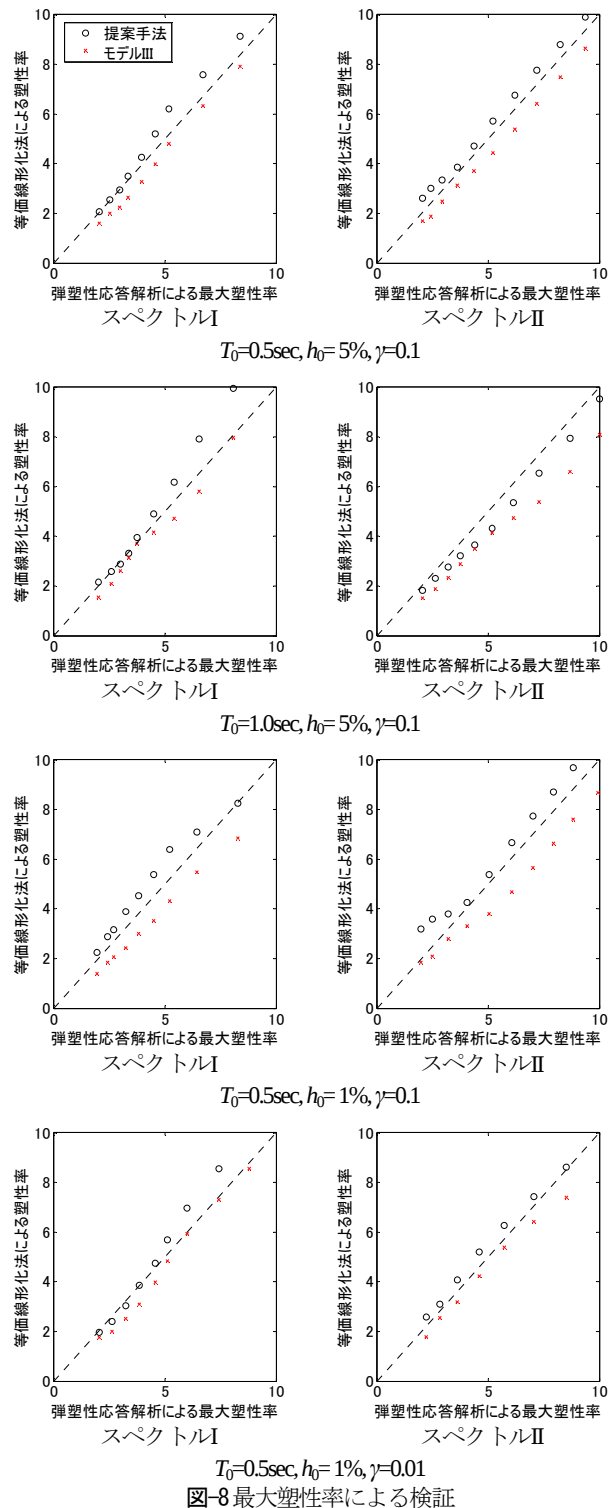


図-8 最大塑性率による検証

提案手法によって評価される所要降伏震度スペクトルの補正係数を図-10に示す。 $T_0=0.1, 0.5$ 秒, $\gamma=0.1, 0.01$ の4ケースについて評価を行った。

補正係数は、固有周期や2次勾配比 γ が変化しても大きく変わらない。また、塑性率についても $\mu=2.0$ 以上ではほとんど違いがない。これは、図-4でみたように塑性率が2以上となると、急激に等価減衰定数が大きくなるため、補正係数に違いが見られなくなるからである。また、

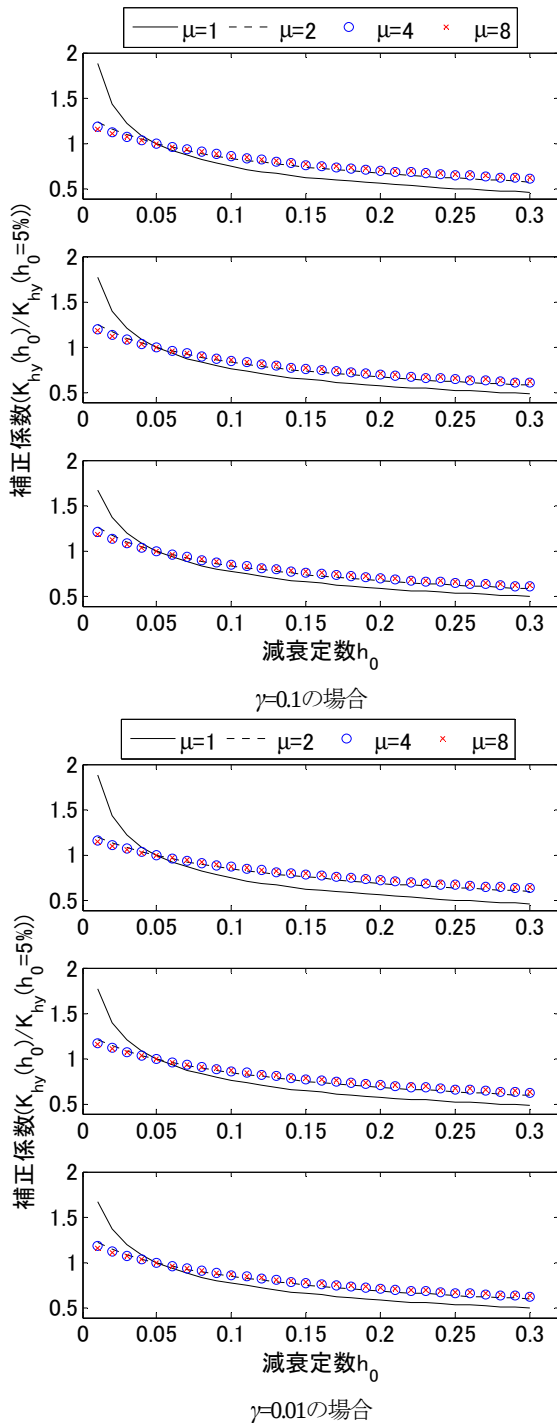


図-10 所要降伏震度スペクトルの補正係数

超継続時間地震動を用いた場合についても同様の傾向が得られた。

(2)補正係数のばらつき

補正係数の標準偏差を図-11に示す。標準偏差は、減衰定数5%を基準として評価されており、この値から離れるほど大きくなる。減衰定数1%, 7%, 10%, 20%では、 $T_0=0.5$ 秒の構造物で、塑性率2の場合には、それぞれ0.12, 0.05, 0.06, 0.1程度の標準偏差となっている。また塑性率が大きくなるにつれて、補正係数の標準偏差は、小さく

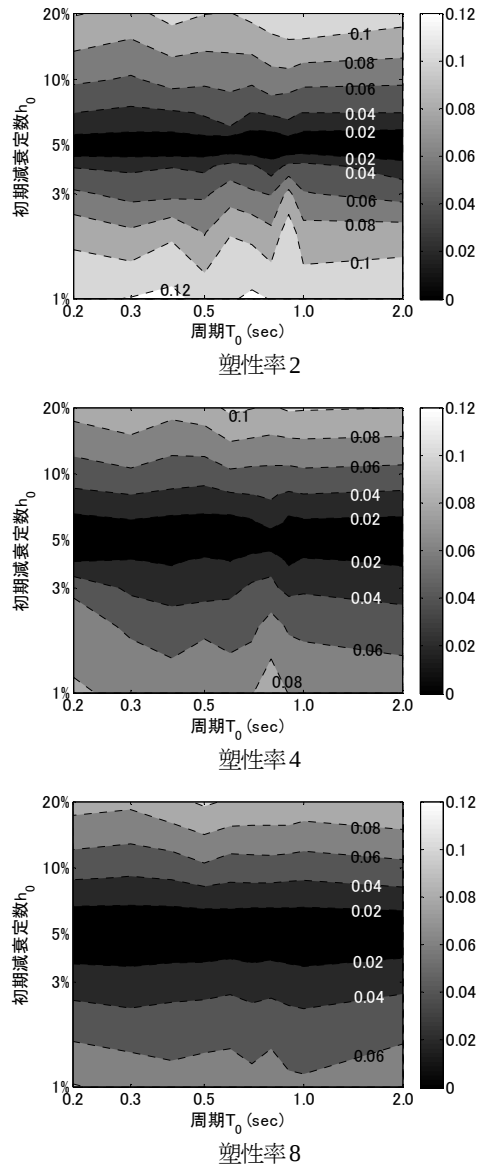


図-11 所要降伏震度スペクトルの補正係数の標準偏差

なることが確認できる。

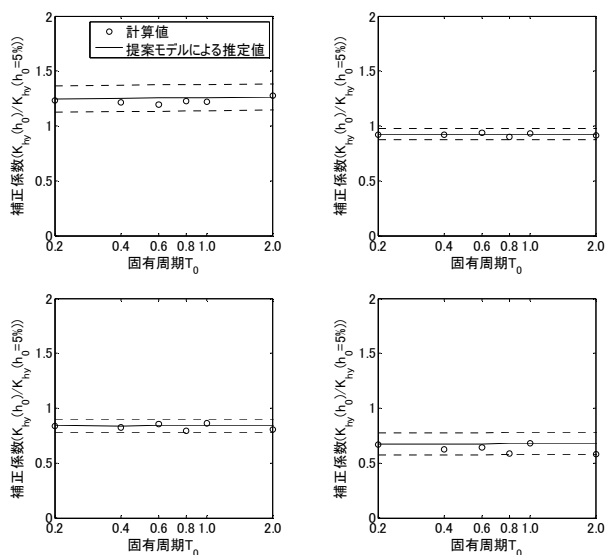
(3)補正係数に関するまとめ

所要降伏震度スペクトルの補正係数は、想定する構造物パラメータ(例えば固有周期 T_0 、降伏後剛性比 γ 、塑性率 μ)の違いによる感度が、低いことがわかった。一方、個々の地震動ごとのばらつきは大きく、実用上は補正の際に、 1σ の値を用いるといった安全側の配慮が必要と考えられる。

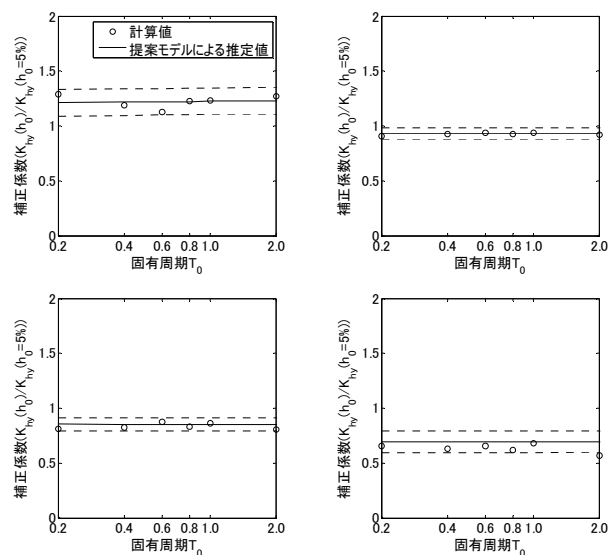
6. 提案手法の検証

提案手法を平成24年度耐震標準におけるスペクトルI,IIに適用し、妥当性を検証した。結果を図-12, 13に示す。 $T_0=0.5$ sec, 塑性率2と設定した。なお、図内点線は、補正値の $\pm 1\sigma$ の範囲を示している。

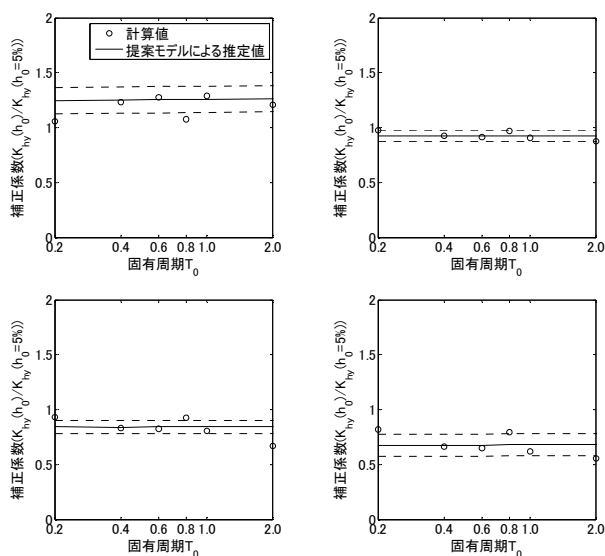
いずれの地震動、減衰定数においても、補正値の平均



標準スペクトルI

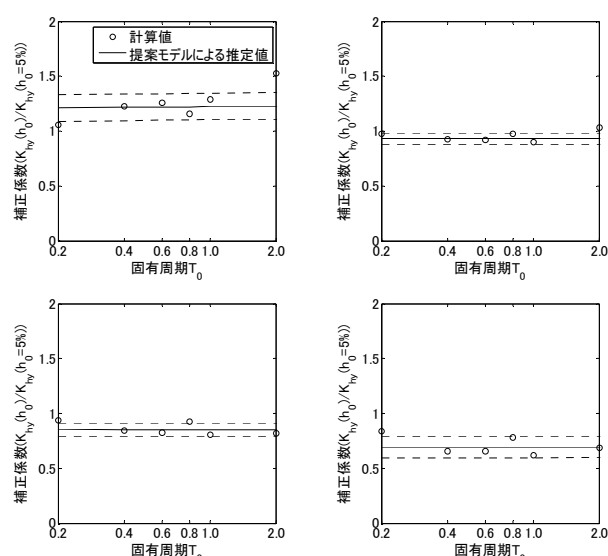


標準スペクトルII



標準スペクトルII

図-12 補正係数の推定結果 ($\gamma=0.1$)



標準スペクトルII

図-13 補正係数の推定結果 ($\gamma=0.01$)

特性は精度良く推定されている。周期ごとの補正係数のばらつきは大きいですが、これらも補正係数の1 σ に概ね収まっている。これらの傾向は、 $\gamma=0.1$ 、0.01のいずれにおいても同様である。また本論には示していないが、塑性率2以外の場合にも、概ね同様の推定精度があることが確認できた。

7. まとめ

本論文では、減衰定数による所要降伏震度スペクトルの補正係数を提案し、以下に示す知見を得た。

1. 得られた補正係数は、塑性率（2以上）や骨格曲線が異なっても概ね同様の値となり、構造物パラメータの違いによる感度は低い。
2. 提案された手法を標準スペクトルI,IIに適用し、検証された。周期ごとの補正係数のばらつきは大きいですが、概ね1 σ に収まる。

3. 2次勾配比を0.01とした場合の等価減衰定数モデルを提案し、0.1とした場合に比べ、等価減衰定数が大きくなることがわかった。
4. 東北地方太平洋沖地震本震における超継続時間地震動を入力とする等価減衰定数を評価し、継続時間の比較的短い内陸地殻内地震のものに比べ、大きくなることがわかった。

既設構造物の耐震性評価においては、初期減衰定数は構造物上での微動測定や列車振動測定による方法がある。一方、新設構造物については、現状では、減衰定数は応答解析における調整パラメータに近い役割をもっており、設計構造物ごとに個別に考えることは稀である。しかし、1章の冒頭で述べたように、構造物パラメータとして減衰定数を特定することは重要であり、将来の課題として残されている。

謝辞：本検討では、防災科学技術研究所のK-NET, KiK-netにおける観測記録を活用しました。ここに深謝致します。

参考文献

- 1) 運輸安全委員会：鉄道事故調査報告書 I 東日本旅客鉄道株式会社 東北新幹線 仙台駅構内 列車脱線事故, RA2013-1, 2013.2.22
- 2) 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計, 丸善, 2012.9
- 3) 田中浩平, 室野剛隆：減衰定数の違いによる所要降伏震度スペクトルの補正係数, 第68回年次学術講演会, 2013.9
- 4) Rosenblueth, E. and Bustamante, J. I. : Distribution of structural response to earthquakes, Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, EM3, pp.75-106, 1962.6
- 5) 平石久廣：限界耐力計算の基本的な考え方, 建築雑誌, No.614, pp.104-107, 2001.4
- 6) 柴田明徳：最新 耐震構造解析 第2版, 森北出版, 2003.5
- 7) 中島正愛, 稲岡真也：全体崩壊型鋼構造ラーメン部材の必要塑性変形性能(その1 既往の最大変位予測法の評価), 日本建築学会大会学術講演梗概集(中国), pp.903-904, 1999.9
- 8) Trifunac, M. D. and A. G. Brady : A study on the duration of strong earthquake ground motion, Bull. Seism. Soc. Am., 65, 581-626, 1975.
- 9) 建設省：道路橋の免震設計法マニュアル(案), 財団法人土木研究センター, 1992
- 10) Iwan, W. D.: Estimating inelastic response spectra from elastic spectra, Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.8, pp.375-388, 1980
- 11) Hwang, J. S.: Evaluating of equivalent linear analysis methods of bridge isolation, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.122, No.8, pp.972-976, 1995
- 12) 土木学会地震工学委員会耐震基準小委員会：地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造物の耐震設計法の開発 第1回~第3回橋梁構造物等の耐震設計法に関する講習会テキスト, pp.709-738, 2001, <http://www.jsce.or.jp/library/eq10/book/49126/0709.pdf> (2013.6.24参照)

THE CORRECTION COEFFICIENT OF NONLINEAR RESPONSE SPECTRUM CORRESPONDING TO THE DIFFERENCE OF THE INITIAL DAMPING FACTOR

Kohei TANAKA, Yoshitaka MURONO

The nonlinear response spectrum method has been used for seismic design of railway structure. Nonlinear spectra in design standards are evaluated based on dynamic characteristics of common railway structures. Therefore, when the design structure has a greatly different initial damping factor from common structures, these spectra should be corrected. In this report, a method for evaluating the correction coefficient of nonlinear response spectrum corresponding to the difference of the initial damping factor is proposed. It is evaluated from the correction coefficient of the linear response spectrum calculated from the damping factor and the period estimated by the equivalent linearization method. Finally, the validity of the proposed method was verified through its application to the design ground motions in railway design standards.