

剛性低下型バイリニア履歴特性における残留変位に関する検討

尾山靖史¹・矢部正明²

¹正会員 株式会社 長大（〒305-0821 茨城県つくば市春日3-22-6）

²正会員 株式会社 長大（〒305-0821 茨城県つくば市春日3-22-6）

1. はじめに

兵庫県南部地震は、橋梁構造物に様々な形態の被害を生じさせた。その被害形態の中に、兵庫県南部地震以後の橋梁の耐震設計法に大きな影響を及ぼしたのものとして、橋脚の残留変位がある。例えば、兵庫県南部地震での被災およびその後の研究成果を踏まえて改訂された道路橋示方書では、地震時保有水平耐力法による耐震設計における安全性の判定項目として、地震後の残留変位が許容残留変位以下となることを確認することが規定されている¹⁾。道路橋示方書では、川島らによって提案された残留変位応答スペクトル²⁾によって地震後の残留変位を評価している。川島らの研究は、兵庫県南部地震が起こる前に発表されたものであり、大地震の作用により橋脚が非線形域に入る場合に、耐震設計で許容することができる塑性率を、地震後の残留変位の観点から検討した研究としては先駆的な研究である。川島らの研究に用いられた履歴モデルは、剛性低下を伴わない標準型のバイリニアモデルであり、このような単純な履歴モデルであっても、鉄筋コンクリート橋脚、鋼製橋脚とも、橋脚に生じる塑性率が過度に大きくならない場合は、非線形応答特性をある程度表すことができる²⁾。しかし、鉄筋コンクリート橋脚は、その損傷の程度に応じて剛性が低下することが知られており、兵庫県南部地震以後の耐震設計では、橋脚に大きな塑性変形を許容している点³⁾を考えると、その剛性低下の程度も決して小さくないと考えられる。

本報告は、川島らの研究を参考に、橋脚の応答塑性率をコントロールしながら非線形動的解析を行い、履歴モデルとして標準型バイリニアモデルを用いた場合と、剛性低下を伴うTakeda型モデルを用いた場合で、残留変位にどのような差が生じるかを検討したものである。ここでは、履歴モデルの違いが残留変位に与える影響のみに着目しており、より一般性のある結論を得るためには、ここで用いた入力地震動よりも多くの地震動と、構造特性に関するパラメータを用いた検討が必要である。

2. 解析モデルと解析条件

図-1に、解析モデルを示す。解析モデルは、橋脚を等価重量と橋脚の剛性からなる1自由度系モデルとした。減衰定数は、0.02とし、減衰マトリックスは、1自由度系の1次剛性 k_1 に定数を乗じた剛性比例型とした。

橋脚の剛性は、図-1に示すように降伏変位 δ_y で1次剛性から2次剛性へと変化するバイリニアの骨格曲線を有する非線形せん断バネでモデル化した。1次剛性（降伏剛性） k_1 は、降伏耐力 P_y を降伏変位 δ_y で除したものである。ここでは、系の固有周期を、0.1秒、0.5秒、1.0秒、2.0秒の4種類とした。降伏後の2次剛性 k_2 は、式(1)に示すように橋脚の1次剛性と2次剛性の比 γ （以下、剛性比とする）が0.0と0.05となるように定めた。

$$\gamma = \frac{k_2}{k_1} \dots\dots\dots (1)$$

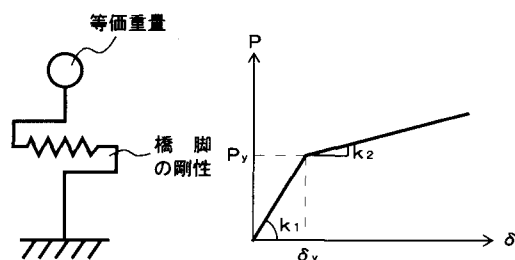


図-1 解析モデル

解析では、図-2に示すように非線形動的解析より得られる系の最大応答塑性率 μ_m （最大応答変位 δ_m を降伏変位 δ_y で除した値）が目標とした塑性率と等しくなるまで1次剛性 k_1 を固定しながら、降伏耐力 P_y を繰り返して変化させた。目標とした塑性率は2，4，6，8の4種類である。

$$\mu_m = \frac{\delta_m}{\delta_y} \dots\dots\dots (2)$$

橋脚の履歴モデルは、前述したように標準型バイリニアモデルと剛性低下を伴うTakeda型モデルとした。

入力地震動は、道路橋示方書に規定された地震時保有水平耐力法に用いるタイプⅡ地震の標準波形3波（Ⅱ-I-1、Ⅱ-II-1、Ⅱ-III-1）である。

総解析ケースは、192ケースとなる。

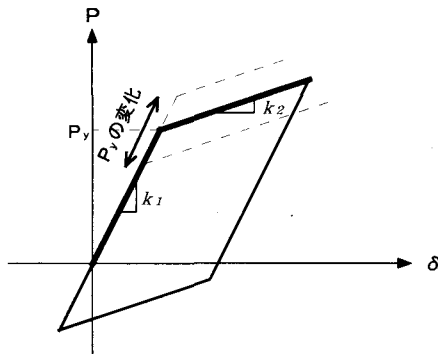


図-2 繰り返し計算による目標塑性率の設定

3. 残留変位の算出方法

橋脚の残留変位は、非線形動的解析より得られた橋脚の応答変位波形より求めた。残留変位は、地震動の入力が終わった後、系の自由振動が一定値に収まった時の応答変位 δ_R と定義する²⁾。解析では、地震動終了後、十分に継続時間の長い零の加速度を入力することによって、系の自由振動が一定値に収まる時の応答変位を求めた。

図-3と図-4は、ここで用いた履歴モデルの標準型バイリニアモデルとひび割れ点を無視したTakeda型バイリニアモデルの最大応答変位 δ_m と、系に生じ得る最大残留変位量 δ_{Rmax} （以下、可能最大残留変位とする）の関係を示したものである。両図より、可能最大残留変位量 δ_{Rmax} は、式(3)と式(4)によって示される。

$$\delta_{Rmax} = \begin{cases} (\mu_m - 1)(1 - r)\delta_y & r(\mu_m - 1) < 1 \text{ の場合} \\ \{(1 - r)/r\}\delta_y & r(\mu_m - 1) \geq 1 \text{ の場合} \end{cases} \quad (3)$$

$$\delta_{Rmax} = \left\{ -\gamma\mu_m^{\alpha+1} + (\gamma - 1)\mu_m^{\alpha} + \mu_m \right\} \delta_y \dots\dots (4)$$

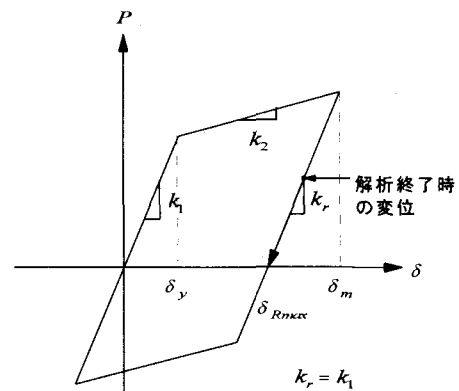
式(3)は、図-3に示した剛性低下を伴わない標準型バイリニアモデルを用いた場合の可能最大残留変位量 δ_{Rmax} である。これは、最大変位 δ_m より求めた最大応答塑性率 μ_m と橋脚の剛性比 γ により求まる。

式(4)は、図-4に示した剛性低下を伴うTakeda型モデルを用いた場合の可能最大残留変位量 δ_{Rmax} である。これは、最大応答塑性率 μ_m 、橋脚の剛性比 γ と除荷時剛性低下指数 α により求まる。ひびわれを無視した場合のTakeda型モデルの除荷時剛性 k_r と除荷時剛性低下指数 α との関係は、式(5)のようになる。なお、除荷時剛性低下指数 α は0.5とした⁴⁾。

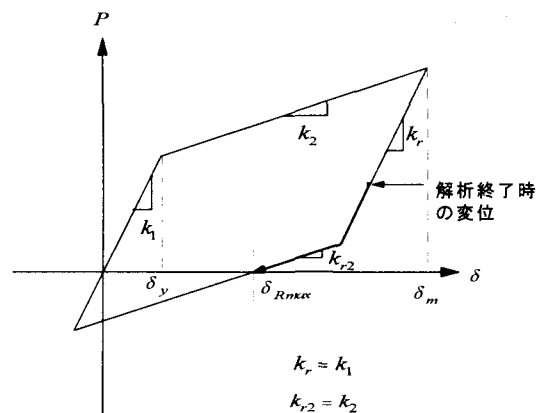
$$k_r = k_1 \left| \frac{\delta_m}{\delta_y} \right|^{-\alpha} = k_1 \mu_m^{-\alpha} \dots\dots (5)$$

前述したようにここでは、橋脚の履歴モデルの違いが非線形動的解析より得られる残留変位 δ_R に与える影響を検討した。さらに、非線形動的解析より得られる残留変位 δ_R と可能最大残留変位 δ_{Rmax} との関係を川島らの研究にならって、式(6)に示すように定義し、道路橋示方書に規定された残留変位補正係数 C_R と比較した。

$$C_R = \left| \frac{\delta_R}{\delta_{Rmax}} \right| \dots\dots (6)$$



(a) $\gamma(\mu - 1) < 1$



(b) $\gamma(\mu - 1) \geq 1$

図-3 標準型バイリニアモデルの可能最大残留変位

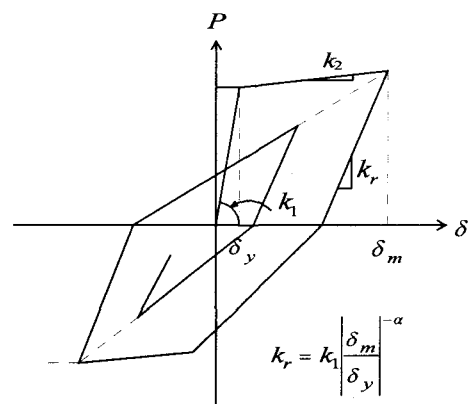


図-4 Takeda型モデルの可能最大残留変位

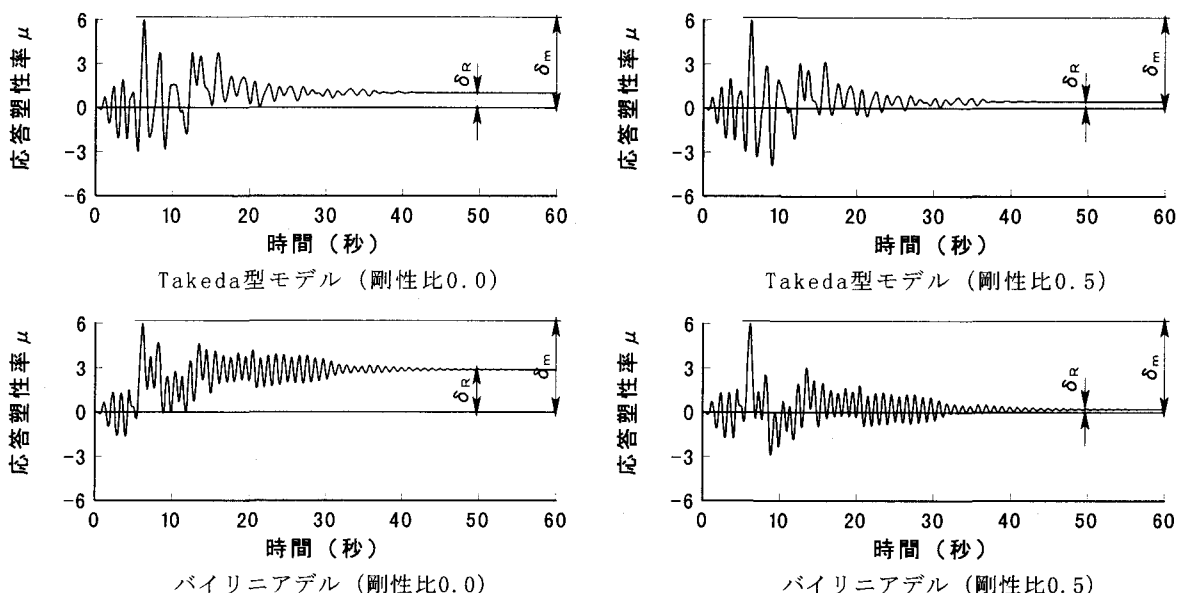


図-5 履歴特性の違いが非線形応答に与える影響

4. 履歴特性の違いが非線形応答に与える影響

図-5は、道路橋示方書標準波(Ⅱ種地盤、Ⅱ-Ⅱ-1)に対して、固有周期 $T=1.0$ 秒、目標塑性率を6.0としたときの系に生じる残留変位 δ_R を計算したものである。図中、上段はTakeda型モデルの剛性比 γ を0.0と0.05とした場合、下段は標準型バイリニアモデルの剛性比 γ を0.0と0.05とした場合である。図より、最大応答変位 δ_m は、いずれの履歴特性においても地震開始約7秒後に生じており、地震開始から最大応答変位が発生するまでの応答には履歴モデルの違いが顕著に現れていない。しかし、最大応答変位発生以後は、履歴特性の違いによる影響が現れている。例えば、Takeda型モデルでは、応答波形の周期が最大応答発生以前よりも、発生以後の方が長周期化しているのに対して、標準型バイリニアモデルでは、応答波形の周期は最大応答値の発生前後において変化していない。これは、Takeda型モデルでは、最大応答変位量に応じて剛性が低下するのに対して、標準型バイリニアモデルでは、剛性低下が生じないからである。さらに、剛性比 γ を0.0とした標準型バイリニアモデルでは、最大応答変位発生直後に応答波形に基線のズレが生じているのに対して、その他は地震動の主要動が終了する付近で基線のズレが生じている。残留変位量 δ_R を比較すると、剛性比 γ を0.0とした標準型バイリニアモデルが他に比べて極端に大きくなる傾向にあり、履歴モデルが同じ場合には剛性比 $\gamma=0.0$ とした場合が $\gamma=0.05$ とした場合よりも残留変位が大きくなる傾向にある。

図-6に、剛性比 γ を0.0としたときの標準型バイリニアモデルとTakeda型モデルの降伏耐力の比を示す。図より、Takeda型モデルと標準型バイリニアモデルの降伏耐

力の比は、約0.5~1.7の間にばらついて分布しているが、全般的にTakeda型モデルの方が標準型バイリニアモデルよりも大きな降伏耐力が必要となることがわかる。これは、Takeda型モデルと標準型バイリニアの履歴特性に従って橋脚が塑性化した場合、橋脚の塑性化の状況が異なるからと考えられるが、これに関してはより詳細な検討が必要である。

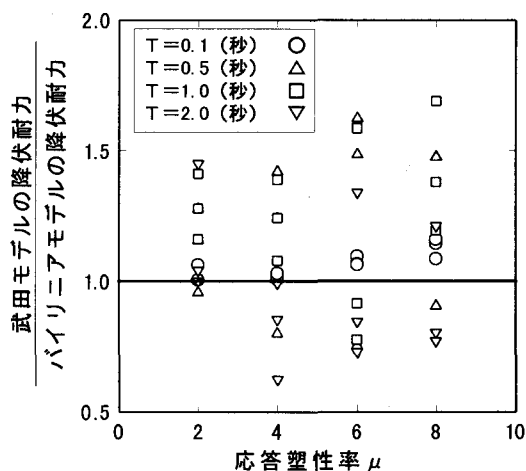


図-6 降伏耐力の比較

5. 履歴特性の違いが残留変位に与える影響

図-7は、非線形動的解析より得られたTakeda型モデルの残留変位 δ_R と標準型バイリニアモデルの残留変位 δ_R を比較したものである。図では、横軸に系の固有周期、縦軸にTakeda型モデルの残留変位を標準型バイリニアモデルの残留変位で除した値を示してある。図の左側は、Takeda型モデルと標準型バイリニアモデルの剛性比 γ を

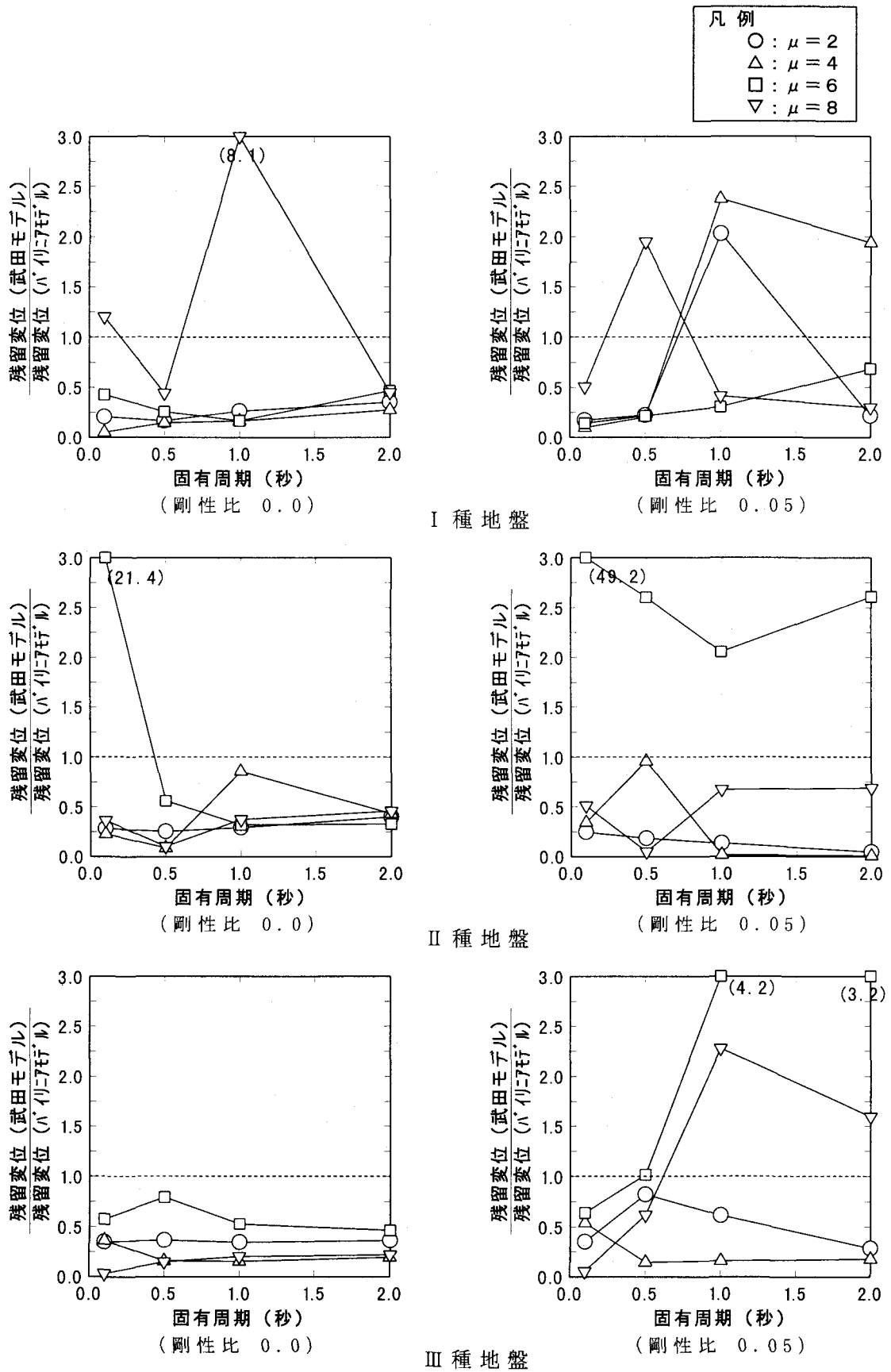


図-7 履歴特性の違いが残留変位に与える影響 (標準型バイリニアモデルとTakeda型モデルの比較)

0.0とした場合であり、図の右側は剛性比 γ を0.05とした場合である。

図より、Takeda型モデルの残留変位を標準型バイリニアモデルの残留変位で除した値は、剛性比 γ を0.0とした場合で解析ケースの約94%（45ケース／48ケース）、剛性比 γ を0.05とした場合で約75%が1.0以下となっており、全般的に標準型バイリニアモデルの方がTakeda型モデルに比較して残留変位が大きくなる傾向にある。この理由としては、標準型バイリニアモデルとTakeda型モデルの剛性低下の有無の違いによる影響が考えられる。標準型バイリニアモデルの除荷時剛性 k_r は、最大応答変位に関係なく $k_r = k_1$ （降伏剛性）であるのに対して、Takeda型モデルの除荷時剛性 k_r は、式(5)に示すように $k_r = k_1 (\delta_m / \delta_y)^{-0.5}$ となっており、応答変位が大きくなるに従って低下する。さらに、再載荷の場合も、標準型バイリニアモデルでは、再載荷時の剛性も1次剛性 k_1 に等しいのに対して、Takeda型モデルでは、過去の最大応答変位を目指すために、再載荷時の剛性は1次剛性 k_1 よりも低下している。このような履歴モデルの剛性低下の違いによって、Takeda型モデルの残留変位は標準型バイリニアモデルの残留変位に比較して小さくなる傾向が生じると考えられる。

図-8は、剛性比 γ の違いが標準型バイリニアモデルとTakeda型モデルの残留変位にどのような影響を与えるかを示したものである。図では、横軸に系の固有周期、縦軸に剛性比 $\gamma=0.05$ の残留変位を剛性比 $\gamma=0.0$ の残留変位で除した値を示している。図の左側は、Takeda型モデルとした場合であり、図の右側は、標準型バイリニアモデルとした場合である。

図より、剛性比 $\gamma=0.05$ の残留変位を剛性比 $\gamma=0.0$ の残留変位で除した値は、Takeda型モデルとした場合で解析ケースの約99%（47ケース／48ケース）、標準型バイリニアモデルとした場合で約90%が1.0以下となっており、全般的に剛性比 $\gamma=0.0$ の方が剛性比 $\gamma=0.05$ に比較して残留変位が大きくなる傾向にある。

6. 道路橋示方書における残留変位推定方法との比較

図-9は、非線形動的解析より得られる残留変位 δ_R と可能最大残留変位 δ_{Rmax} との関係から、式(5)に従って残留変位補正係数 C_R を求めて、道路橋示方書に規定された残留変位補正係数 C_R と比較したものである。図では、横軸に系の目標応答塑性率、縦軸に非線形動的解析より得られる残留変位 δ_R と可能最大残留変位 δ_{Rmax} との関係から得られた残留変位補正係数 C_R を示している。

図の左側は、標準型バイリニアモデルの剛性比 γ を0.0とした場合、図の右側は、標準型バイリニアモデルの剛性を0.05とした場合である。また、道路橋示方書では、残留変位補正係数 C_R を剛性比 γ と関係づけて次のように与えている。

$$C_R = \begin{cases} 0.60 & (\text{剛性比 } \gamma = 0.0 \text{ の場合}) \\ 0.35 & (\text{剛性比 } \gamma = 0.05 \text{ の場合}) \end{cases} \dots (7)$$

図より、非線形動的解析より得られた残留変位補正係数 C_R の値は、道路橋示方書の残留変位補正係数 C_R に比較して大きくなっている。この傾向は、標準型バイリニアモデルの剛性比 γ を0.0とした場合において顕著である。

図-10は、標準型バイリニアモデルと同様にTakeda型モデルの残留変位を整理したものである。図より、非線形動的解析より得られる残留変位補正係数 C_R は、剛性比 γ を0.0とした場合が0.5程度、剛性 γ を0.05とした場合が0.3程度となっており、全般的に道路橋示方書の残留変位補正係数 C_R に比較して小さくなっていることがわかる。

7. まとめ

ここで対象とした橋脚と入力地震動の数は少ないが、橋脚の履歴特性の違いが非線形動的解析より得られる橋脚の残留変位にどのような影響を及ぼすかに関する基本的な傾向を得ることができた。さらに、非線形動的解析より得られる残留変位より残留変位補正係数 C_R を算出し、道路橋示方書に規定された残留変位補正係数 C_R と比較した。本解析の範囲で得られた結果を以下に示す。

- 1) 標準型バイリニアモデルを用いた非線形動的解析より得られる残留変位は、Takeda型モデルを用いた場合に比べて大きくなる傾向にある。
- 2) Takeda型モデル（剛性比 $\gamma=0.0$ ）を用いた非線形動的解析より得られる残留変位を用いて残留変位補正係数 C_R を計算すると約0.5の値が得られた。このことから、道路橋示方書で用いられている残留変位補正係数 C_R （=0.6）の値を考えると、道路橋示方書の規定による残留変位の照査が多少安全側の評価を行っているものと考えられる。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書V耐震設計編，1996.12
- 2) 川島一彦，Gregory A. MacRae，星隈順一，長屋和宏：残留変位応答スペクトルの提案とその適用，土木学会論文集，No. 501，I-29，pp. 183-192，1994.10
- 3) 日本道路協会：「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様」の準用に関する参考資料(案)，平成7年6月
- 4) 土木学会：橋梁の耐震設計法に関する講習会テキスト，1998.9

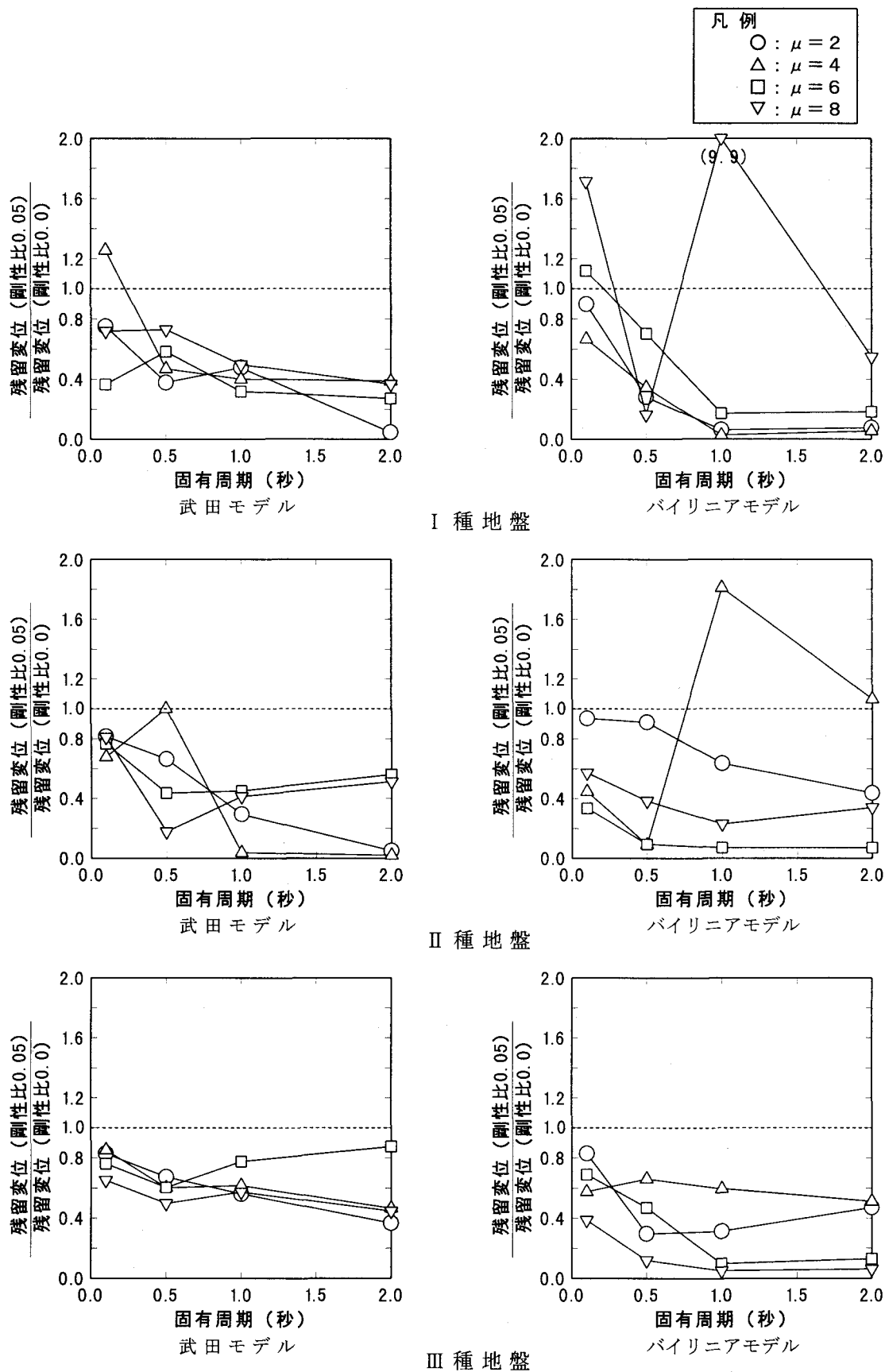


図-8 履歴特性の違いが残留変位に与える影響 (剛性比 $\gamma=0.0$ と剛性比 $\gamma=0.05$ の比較)

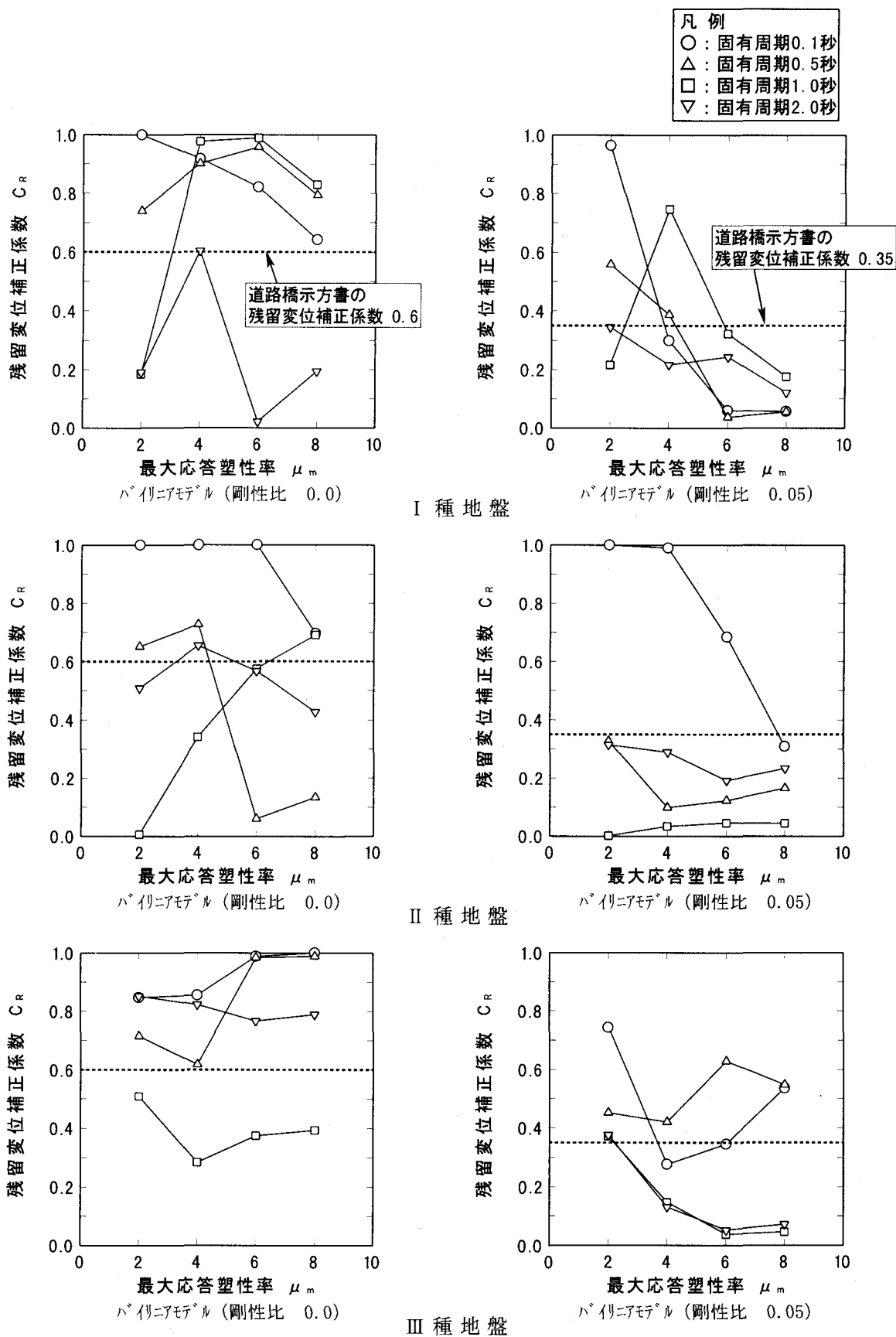


図-9 道路橋示方書における残留変位推定方法との比較 (標準型バイリニアモデルを用いた場合)

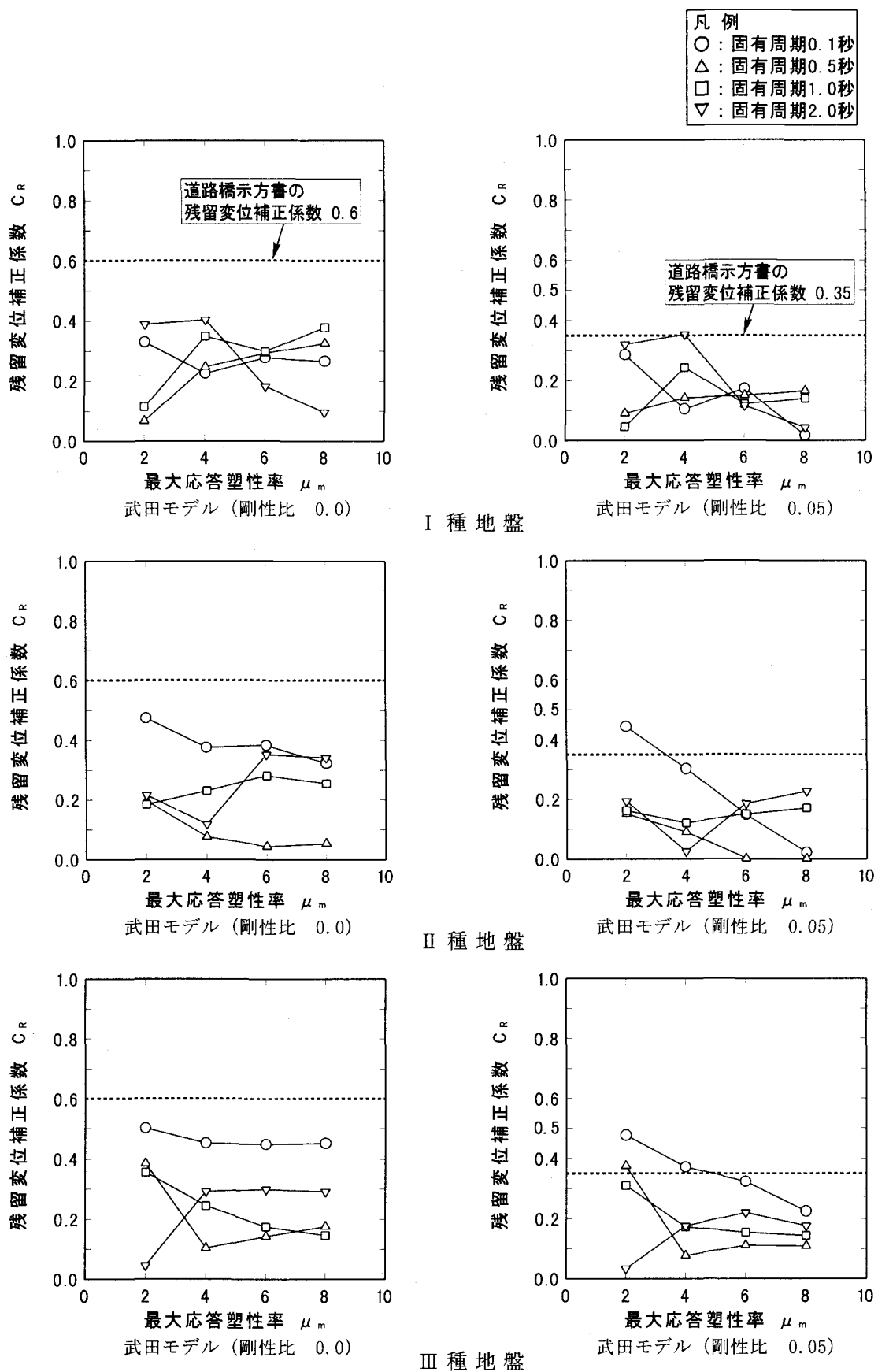


図-10 道路橋示方書における残留変位推定方法との比較 (武田型モデルを用いた場合)