

◆ 報 文 ◆

等価線形化法による地震応答変位の推定

西田秀明* 運上茂樹**

1. はじめに

大規模地震時に構造物が非線形挙動する際の耐震性能や構造部材の損傷度は、力よりも変位に依存する^{1), 2)}。よって、地震時の損傷を制御するという観点では、従来用いられてきた荷重を基本指標とした「荷重ベース設計法」よりも、地震力が作用した時に構造物に生じる変位を設定し、地震時の応答変位が設定した変位と等しくなるように設計する「変位ベース設計法」の方がより合理的である。さらに、現在の構造物の設計においては損傷や変形性能に基づく性能設計が主流となってきたことから、今後は耐震性能との対応がより明確となる変位ベース設計法の導入が有効になると考えられる。

変位ベース設計では、設定変位と応答変位が等しくなるように断面設計をするため、非線形挙動する構造物に対してこの差が収束するまで繰り返し非線形動的解析を行うことが必要とされる。しかし、非線形動的解析を何度も行うことは設計実務の観点からみると効率的ではない。そのため、地震時の最大応答変位をより簡便に推定できる手法が必要とされ、その一つとして等価線形化法に基づいた応答計算法がある。

等価線形化法は、その最大応答変位が非線形動的解析法による最大応答変位と等しくなるように、非線形挙動する構造物を等価な線形モデルに置き換える方法であり、この際の剛性と減衰を適切に設定することが最も重要となる³⁾。

本文では、橋脚を変位ベース設計法に基づいて設計する際に等価線形化法を適用することを想定し、多数の強震記録を用いて等価線形化法と非線形動的解析により求めた最大応答変位を比較し、等価線形化法による最大応答変位の推定精度を向上させるための等価剛性 k_{eq} と等価減衰定数 h_{eq} の設定法について検討した。

2. 解析方法

2.1 解析モデルと入力地震動

解析モデルは、鉄筋コンクリート (RC) 橋脚、コンクリート充填鋼製橋脚および鋼製橋脚を想定したバイリニア型の非線形特性を有する1質点系とし、二次剛性比 β 、履歴特性および構造減衰定数 h_0 を表-1のように設定した。二次剛性比の大きさは、実験データに基づき、RC橋脚は $\beta=0$ (解析上は十分小さな値として 10^{-5} としている)、コンクリート充填鋼製橋脚は $\beta=0.05$ 、鋼製橋脚は $\beta=0.2$ とした⁴⁾。履歴モデルについては、RC橋脚は武田モデル、コンクリート充填鋼製橋脚および鋼製橋脚はバイリニアモデルとした (図-1)。なお、比較のためバイリニアモデルに対して $\beta=0$ を仮定した解析も行った。また、設計変位に相当する目標塑性率 μ と初期剛性から求められる初期固有周期 T_0 を表-2のように設定した。

入力地震動としては、1963年から1980年までに地盤上に設置した地震計で観測され建設省土木研究所および運輸省港湾技術研究所が数値化したマグニチュード6.5以上の地震63成分の強震記録⁵⁾に、各機関により観測された1995年兵庫県南部地震および2000年鳥取県西部地震をはじめとする38成分の強震記録を加えた101成分を対象とした。対象地震動を地震動タイプおよび地盤種別で示すと、タイプⅠ地震動のⅠ種地盤19成分、Ⅱ種地盤41成分、Ⅲ種地盤14成分、タイプⅡ地震動のⅠ種地盤15成分、Ⅱ種地盤9成分、Ⅲ種地盤3成分となる。このうち、3.で述べる等価減衰定数の補正に関する検討では、表-3に示す、地盤種別毎にSI値の大きい順に選定したタイプ。地震動で5波、タイプⅡ地震動で2~4波を対象とした。

2.2 等価剛性と等価減衰定数の設定

等価剛性 k_{eq} は、基本的には非線形応答変位の最大値 δ_{max} と原点を結んだ割線剛性に基づいて定められる。しかし、地震応答の非定常性を考慮して最大応答の70%の応答変位と原点を結んだ割線剛性が用いられることも多いことから⁴⁾、等価

表-1 1質点系構造モデルの設定条件

橋脚形式	二次剛性比 β	履歴モデル	構造減衰定数 h_0
R C橋脚	$0(10^{-5})$	武田モデル	0.02
コンクリート充填鋼製橋脚	0.05	バイリニアモデル	0.01
鋼製橋脚 (比較用)	$0(10^{-5})$		

表-2 解析対象パラメータ

目標塑性率 μ	3, 5, 7
初期固有周期 T_0 (秒)	0.3, 0.5, 0.7, 1.0, 2.0

表-3 等価減衰定数の補正検討に用いた強震記録 (SI値の大きい順)

地盤種別	地震動タイプ	入力地震動	SI値
I	I	釧路気象台 (1993年釧路沖)	76
		七峰橋 (1983年日本海中部)	21
		開北橋 (1974年宮城県沖)	11
		幌満橋 (1968年東北東方沖)	6
		沼津変電所 (1978年大島近海)	6
	II	神戸海洋気象台、猪名川 (1995年兵庫県南部)	113,47
II	I	温根沼大橋 (1994年北海道東方沖)	54
		釧路港 (1973年根室半島沖)	36
		板島橋 (1968年愛媛県西部沿岸)	33
		平大橋 (1978年宮城県沖)	14
		細島港 (1970年宮城県沖)	12
	II	葦合、JR鷹取駅 (1995年兵庫県南部)	148,142
III	I	津軽大橋 (1983年日本海中部)	44
		高知港 (1968年日向灘)	14
		青森港 (1968年青森県東方沖)	11
		新岩田変電所 (1978年大島近海)	10
		衣浦港 (1969年岐阜県中部)	5
	II	東神戸大橋、ポートアイランド (1995年兵庫県南部)	76,71

剛性を最大応答変位の100%と70%とした時の割線剛性について検討した。初期剛性と等価剛性の関係を図-2に示す。この場合の等価剛性は、二次剛性比と塑性率および初期剛性 k_0 を用いて式(1)のように表すことができる。

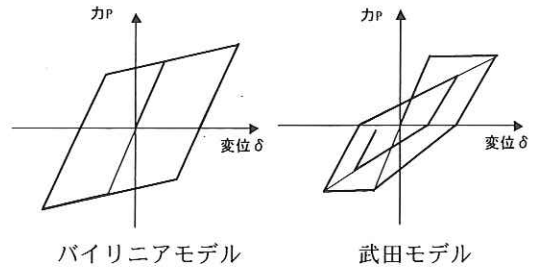


図-1 橋脚の履歴モデル

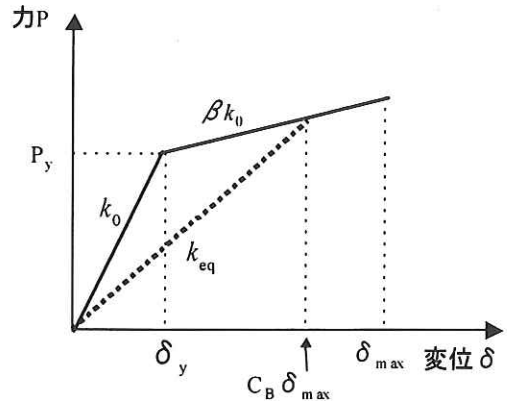


図-2 等価剛性の定義

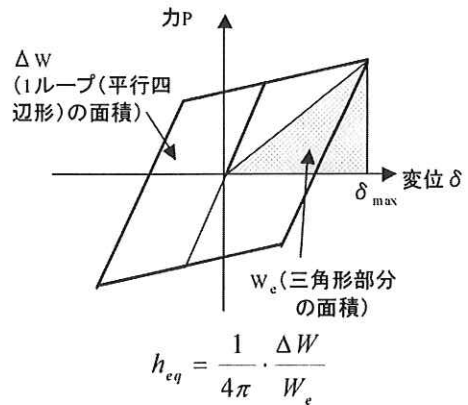


図-3 定常振動状態における等価減衰定数の定義

$$k_{eq} = \frac{1 + \beta (c_B \mu - 1)}{c_B \mu} k_0 \quad (1)$$

ここに、

c_B : 最大応答変位に乗じる係数

(1.0または0.7)

μ : 塑性率 (= δ_{max} / δ_y)

δ_{max} : 非線形応答変位の最大値

δ_y : 降伏変位等価減衰定数 h_{eq} は、図-3に示すように一般に最大応答変位に相当する定常1ループ

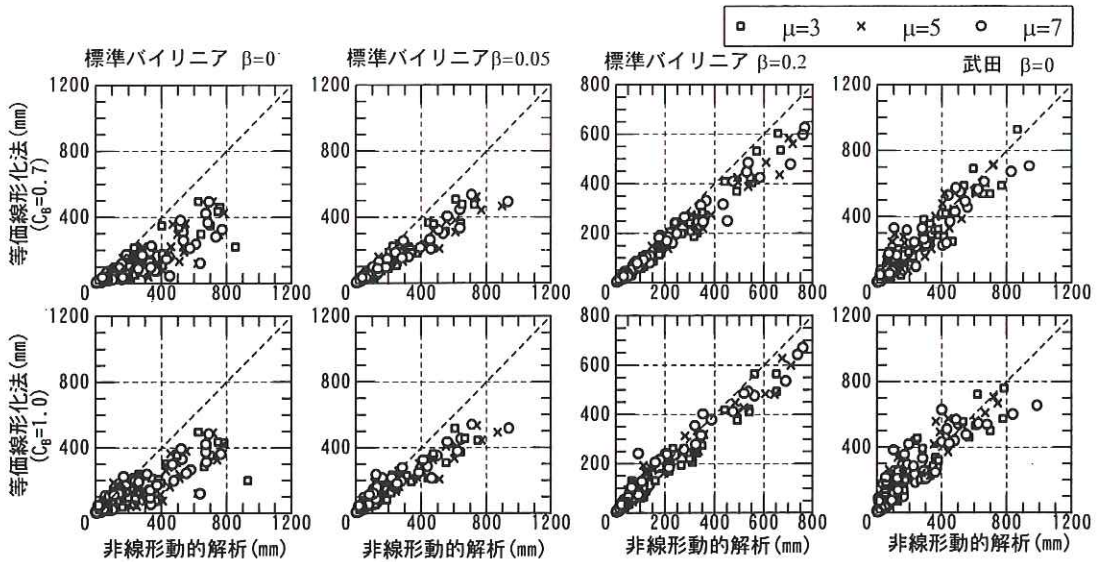


図-4 等価線形化法と非線形動的解析による最大応答変位の関係

の履歴吸収エネルギー量から求められる。この場合の等価減衰定数は、履歴特性、二次剛性比および塑性率を用いて式 (2)、(3) のように表すことができる。

バイリニアモデルの場合

$$h_{eq0} = \frac{2(1-\beta)\{1-(c_B\mu)^{-1}\}}{\pi c_B\{1+\beta(c_B\mu-1)\}} \quad (2)$$

武田モデルの場合

$$h_{eq0} = \frac{1}{\pi} \{1-(c_B\mu)^{-1}\} \quad (3)$$

α : 除荷剛性低下率 ($\alpha = 0.5$ と仮定)

2.3 解析方法と応答変位の精度の検討方法

目標塑性率 μ を既知とすると等価固有周期 T_{eq} と T_0 は式 (4) で表せる。

$$T_{eq} = \sqrt{\frac{c_B\mu}{\{1+\beta(c_B\mu-1)\}}} \cdot T_0 \quad (4)$$

式 (4) において二次剛性比 β を与え、 T_{eq} と T_0 の比が具体的に決まると、剛性が固有周期の⁻²乗に比例することから降伏変位 δ_y や降伏耐力 P_y を一義的に求めることができる。

以上により定めた骨格曲線と履歴特性を有する1質点系に対して、対象とする地震動を入力して非線形動的解析を行う。ここで、非線形動的解析は、初期剛性時の減衰定数を表-1に示す構造減衰

定数とした初期剛性比例型粘性減衰とし、直接積分法による時刻歴応答解析を行った。非線形動的解析の結果と等価線形化法による最大応答変位 $\mu\delta_y$ を比較し等価線形化法による最大応答変位の推定精度を検討した。

3. 最大応答変位の推定値とその補正の検討

3.1 各要因が推定精度に及ぼす影響

等価線形化法と非線形解析により求めた最大応答変位の比較を図-4に示す。なお、目標塑性率、地震動タイプ、地盤種別については有意な差がみられなかったので、ここでは、等価剛性、履歴モデル、二次剛性比の影響について述べる。

等価剛性 k_{eq} の設定の違いについて比較すると、最大応答値そのままの場合 ($c_B = 1.0$) より最大応答値の70%に対応する剛性を用いた場合 ($c_B = 0.7$) の方が、等価線形化法による最大応答値が若干大きくなった。その結果、全体的な分布が等価線形化法と非線形動的解析の最大応答変位が等しくなる45度線 (図-4の点線) に若干近づき、等価線形化法による最大応答変位の推定精度が向上した。

履歴特性および二次剛性比 β について比較する。バイリニアモデルでは、二次剛性比が大きくなるにつれて推定精度が向上し、かつばらつきも小さくなった。また、特に二次剛性比が小さい場合に、等価線形化法による最大応答値がある程度の値よ

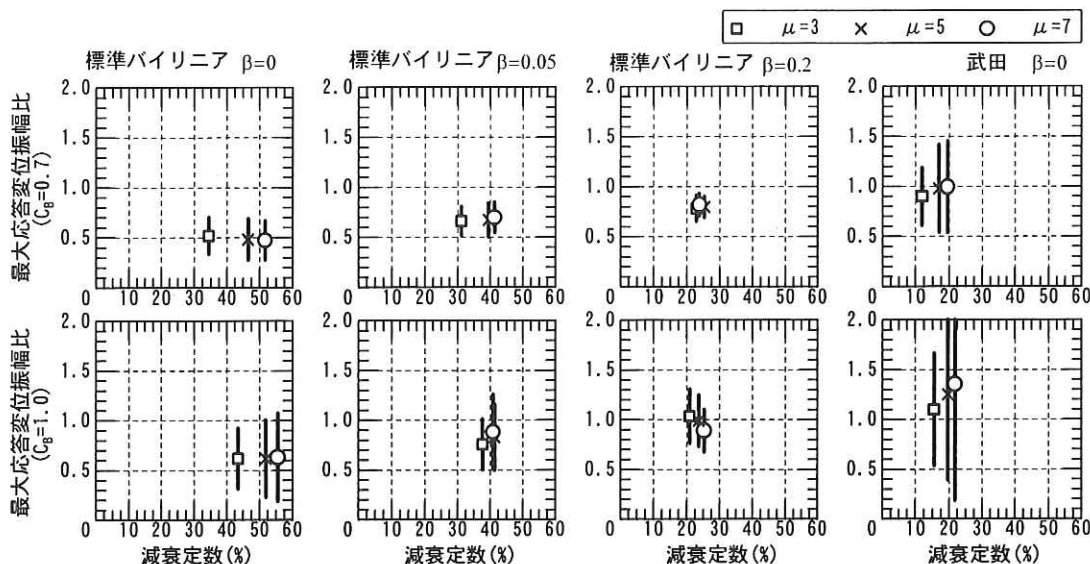


図-5 最大応答変位振幅比の平均および標準偏差 ($\pm 1\sigma$) と減衰定数の関係

り増加しなくなる傾向が見られた。この理由は、二次剛性比が小さいほど1ループの面積が大きいため履歴減衰も大きくなるが、減衰定数が大きい場合の変位応答スペクトルは特に長周期帯域において平滑化されるため固有周期の違いによる差が小さくなるためと考えられる。また、二次剛性比が同じで履歴特性が異なる場合、武田モデルの方が除荷時に剛性低下し1ループの面積が小さいため上記と同じ理由により推定精度が高くなった。

最大応答変位振幅比 (等価線形化法による最大応答変位を非線形動的解析による最大応答変位で除したもの、以下「振幅比」と呼ぶ) と減衰定数の関係を図-5に示す。ある目標塑性率および二次剛性比に対し、系の初期固有周期および入力地震動を変えることで多数の振幅比が算出されるが、ここでは算出した振幅比の平均値と、振幅比のばらつきが正規分布していると仮定した場合の 1σ 分のばらつき範囲を示している。バイリニアモデルでは、二次剛性比が0.2のケースを除き減衰定数が30%を超えている。また、減衰定数20%付近では振幅比が1に近いが、30%より大きい場合では平均値でみると振幅比は0.5~0.8程度まで低下している。これに対し、武田モデルでは減衰定数は最大でも20%強程度と二次剛性比が同じバイリニアモデルのケースの半分程度であり、さらに最大応答変位に乗じる係数 c_b が0.7の場合で振幅比が1に近い値になっている。これらのことから、

等価線形化法で用いる減衰定数が20%程度より大きくなる場合、減衰効果を大きく見込みすぎることとなり、結果として最大応答変位が非線形動的解析による最大応答変位ほど大きくならないと考えられる。

また、対象とした強震記録の変位応答スペクトルの一部には、減衰定数に関わらず固有周期4秒以上ではほぼ一定値となっているものがあった。これは、SMAC型アナログ式強震計で得られた記録のデジタル化の際に計器特性等を考慮して行った補正の影響が現れているためである⁵⁾。今回の試算ケースでは、初期固有周期が2.0秒で二次剛性比0.05未満かつ目標塑性率5、7のケースでこの影響が含まれている。また、I種地盤上の強震記録のように、もともと長周期の応答変位に寄与する成分が含まれていない場合もある。以上のことから、等価固有周期が長くなる場合の結果の解釈には注意が必要である。

3.2 等価減衰定数補正係数 γ の設定

地震動は非定常な入力であるため、構造物の応答も定常とはならない。また、最大応答変位に相当する履歴吸収エネルギーは全体の中で最も大きなエネルギー量をもつループであるため、定常1ループの履歴吸収エネルギー量から求めた等価減衰定数を用いると減衰効果を大きく見込むこととなる。この結果、等価線形化法により推定した最大応答変位は小さくなると考えられる。そこで式

(2)、(3) をもとに、等価減衰定数に式 (5) に示す等価減衰定数補正係数 γ を導入し、 γ を 0 から 1 まで 0.1 刻みで変化させて、等価減衰定数補正係数と最大応答変位の推定精度との関係を検討した。

$$h_{eq} = \gamma \cdot h_{eq0} \quad (5)$$

γ : 等価減衰定数補正係数

それぞれの γ に対する振幅比の平均と 1σ のばらつきを求めた結果、いずれの場合も等価減衰定数補正係数が大きくなるにつれ、つまり減衰効果を大きく見込むにつれて振幅比が小さくなる傾向があった。この結果から、等価線形化法による推定値が非線形動的解析とほぼ同じ値となることを示す振幅比の平均が 1 を超えた時の値を求めたものを表-4 に示す。ここで、設計実務上の観点から考えると、安全余裕度を見込むためにばらつきも考慮したうえで振幅比が平均よりやや大きめの値とすることが望ましいと考えられるが、今回は推定精度の向上に主眼をおいていることから、平均が 1 を超えた時の値に着目した。また、等価線形化法と非線形動的解析による最大応答値の相関係数は、表に示す γ の時に最も大きくなるとは限らない。これは、 γ の選択方法と同様、等価線形化法による推定値が非線形動的解析による応答値と同じになる時、つまり回帰式の傾きを 1 と固定した場合を対象としているためである。

表-4 振幅比の平均が 1 を超える時の等価減衰定数補正係数

二次剛性比 β	最大応答変位に 乗じる係数 c_B	等価減衰定数 補正係数 γ	
		バイリニア	武田
0	1.0	0.4	0.9
	0.7	0.3	0.7
0.05	1.0	0.7	
	0.7	0.5	
0.2	1.0	0.9	
	0.7	0.7	

4. 最大応答変位の推定精度の検証

以上で求めた等価減衰定数補正係数を用い、2.1 で示した全 101 波を対象として最大応答変位の推定精度の検証を行った。ここでは初期固有周期が 0.1、1.5、3.0 秒の場合についても解析に含めた。

最大応答変位の相関を図-6 に示す。なお、地震動タイプ、地盤種別による区別はしていない。一部では前述の理由により等価線形化法による推定値が増加しなくなる傾向が見られるものの、いずれの場合も等価減衰定数補正係数を用いる前に比べ 45 度線 (振幅比 1 に対応) の近くにある割合が増えており、相関係数もバイリニアの二次剛性比 0 のケースを除き 0.95 程度以上と推定精度が向上していることがわかる。バイリニアモデルで比べ

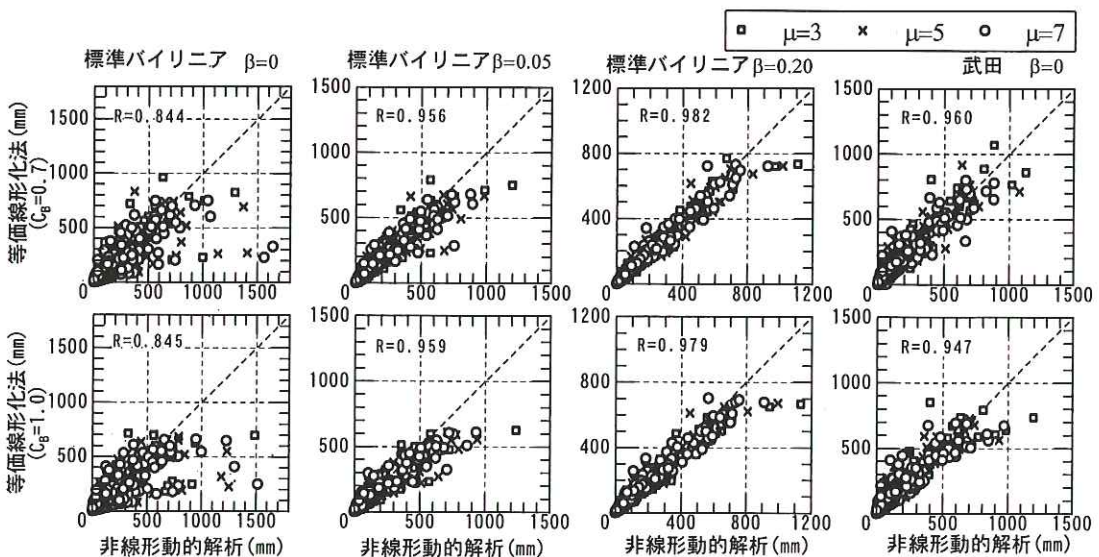


図-6 等価減衰定数補正係数を用いた場合の最大応答変位の相関 (R は相関係数)

ると、二次剛性比が大きくなるにつれ推定精度が向上し、かつばらつきも小さくなっている。二次剛性比が0のバイリニアモデルと武田モデルと比較すると、武田モデルでの推定精度が良い。これはもともと武田モデルの方が γ の値が1に近いことからわかるように履歴減衰の効果をあまり大きく見込んでいないためである。また、等価剛性の取り方の違いによる推定精度の差はそれほど生じていない。これは等価剛性の取り方の違いによる履歴減衰の違いが、等価減衰定数補正係数をかけることでうち消されるためと考えられる。

ただし、いずれの履歴モデルや二次剛性比の場合も平均的に見ると等価減衰定数補正係数を用いる前に比べ推定精度は向上しているものの、等価線形化法による推定値と非線形動的解析による応答値の分布はある程度のばらつきがある。よって等価線形化法により推定した最大応答変位を設計実務に反映させる際は、平均と共にばらつきも評価し安全係数（部分係数）を別途設定することが必要であると考えられる。

5. まとめ

変位ベース設計法導入の際に必要なとなる非線形系の最大応答変位を、等価線形化法を用いて推定する場合の推定精度について検証した。その結果をまとめると以下ようになる。

- 1) 目標塑性率、地盤種別、地震動タイプによる推定精度の違いは顕著ではない。
- 2) バイリニアモデルで二次剛性比が小さい場合、等価減衰定数を大きく見積もるため等価線形化法により求めた最大応答変位の推定精度が低い。
- 3) 二次剛性比が0の場合、バイリニアモデルに比べて、武田モデルの特に等価剛性に乗じる係数が0.7の場合で推定精度が高い。
- 4) 最大変位応答振幅比は、等価減衰定数が20%付近から1を下回り、30%付近では0.5~0.8程度まで低下する。
- 5) 表-4で示した等価減衰補正係数を用いて、減衰効果を補正した結果、二次剛性比0のバイリニアモデルの場合を除き、相関係数は0.95程度以上、かつ非線形動的解析と等価線形化法による最大応答変位の値が45度線上（振幅比1）を中心として分布し、推定精度が向上した。ただし、同一固有周期に対する最大応答変位振幅比のばらつき自体はある程度生じている

ので、等価線形化法により推定した最大応答変位を設計実務に反映させる際は、平均と共にばらつきも評価し安全係数（部分係数）を別途設定することが必要である。

謝辞

解析の際には、独立行政法人防災科学技術研究所のK-netおよびKik-net、気象庁、大阪ガス、JR西日本をはじめとした各機関により観測された強震記録を使わせていただきました。ここに記して厚くお礼申し上げます。

参考文献

- 1) 星隈順一：変位ベース設計法，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—地震時保有耐力法に基づく耐震設計法の開発に関する研究小委員会研究報告書—：土木学会地震工学委員会地震時保有耐力法に基づく耐震設計法に関する研究小委員会，pp. 10-17, 2001.
- 2) M. J. N. Priestley, F. Seible, G. M. Calvi : Seismic Design and Retrofit of Bridges, Wiley-Interscience, 1996.
- 3) 矢部正明：等価線形化法による非線形応答の簡易推定，第3回橋梁構造等の耐震設計法に関する講習会，土木学会地震工学委員会地震時保有耐力法に基づく耐震設計法に関する研究小委員会，pp. 141-170, 2000.
- 4) 道路橋示方書・同解説・耐震設計編，2002.
- 5) 建設省土木研究所：最大地震動および地震応答スペクトルの推定法（その3）—最大加速度，速度，変位および加速度応答スペクトルの距離減衰式の開発—，土木研究所資料第1864号，1982.
- 6) 川島一彦，長谷川金二，長島博之：免震支承をバイリニア型非線形モデルで表した場合の免震橋の地震応答特性，土木技術資料34-5，pp. 46-53, 1992.

西田秀明*



独立行政法人土木研究所
耐震研究グループ耐震チ
ーム研究員
Hideaki NISHIDA

運上茂樹**



同 耐震研究グループ
耐震チーム上席研究員，工
博
Dr. Shigeki UNJOH