

免震橋梁の設計手法における計算精度の向上に関する考察

A STUDY ON THE IMPROVEMENT OF THE ACCURACY
OF DESIGN METHOD FOR A SEISMIC-ISOLATED BRIDGE

林亜紀夫* 成田 信之** 前田 研一***

Akio HAYASHI, Nobuyuki NARITA and Ken-ichi MAEDA

* パシフィックコンサルタンツ株式会社 首席研究員 総合研究所 (〒206 東京都多摩市関戸1丁目7番地)

** 工博 東京都立大学教授 工学部土木工学科 (〒192-03 東京都八王子市南大沢一丁目一番地)

*** 工博 東京都立大学助教授 工学部土木工学科 (〒192-03 東京都八王子市南大沢一丁目一番地)

The interaction between a plastic deformation of seismic-isolation device and a plastic hinge which may occur on basal part of a bridge pier column must be examined carefully when the strong earthquake is established for design condition. Although non-linear time history response analysis is the most adequate one for this purpose, some simplified method in which response spectra is applied to design condition is required for practical design procedure. i.e. a method in which equivalent linear restoring characteristics are applied and a method in which matching of energy dissipation is considered.

In this paper, the authors propose the way to improve the accuracy of simplified method by combining the above mentioned methods. An evaluation of accuracy of simplified methods was carried out by comparison between the results from the above mentioned simplified methods and the results from the non-linear time history response analysis. One of proposed method gave good consistency.

Key Words: Seismic-Isolation, Earthquake Protective Design, Strong Earthquake, Plastic Deformation

1. 緒言

免震装置の多くは非線形の復元力特性を持ち、塑性化後の柔軟性を利用して挙動を長周期化する効果と、履歴減衰などの減衰性能を付与する効果とを利用して、地震時に発生する慣性力を低減する。

設計地震動について触れると、道路橋示方書V耐震設計編¹⁾には、震度法による設計と地震時保有水平耐力法による照査が規定されており、震度法では使用限界状態設計法に用いる地震動を、地震時保有水平耐力法では終局限界状態設計法に用いる地震動をそれぞれ規定している。これ以降は、前者をL1地震動、後者をL2地震動と呼ぶことにする。

免震によらない一般の橋梁であっても、L2地震動を受けた際には、下部構造部材の塑性化によって長周期化、履歴減衰などの効果が発生し、慣性力の値はL1と比べて比例的には増大しないことが知られている。これに対して、免震による橋梁においては、免震装置と下部構造の2箇所に塑性化が発生することになるが、免震装置が適切に設計されている場合には、下部構造の塑性化を抑制する。この点を考えると、L2地震動に対する免震装置の働き方は単純に慣性力を低減すると考えるより、下部構造に発生する塑性化を肩代わりすると考える方が適

切である。

非線形の復元力特性を有する部材が構造系内部に複数ある場合の研究例として文献2)があり、ここでは橋脚柱と基礎の2箇所に発生する塑性化を検討している。

免震の橋梁において塑性化が顕著なのは免震装置であり、一方で橋脚柱の塑性化は構造の安定に直接関与する要素であることから、本論文では、免震装置と橋脚柱の2箇所に発生する塑性化が相互に影響を与え合う点に着目した。部材の塑性化域における復元力の機構を厳密に反映するという点では、非線形時刻歴応答解析が理想であるが、次に述べる事情から、ある程度簡易な手法をとらざるを得ない。非線形時刻歴応答解析は入力地震動として特定の加速度波形を用いるものであり、加速度波形は包絡形状などの重要な情報を含むものではあるが、周期特性としては包括的な性格を持ちにくい。これを解決するものとして応答スペクトルを設計条件とすることが考えられるが、その場合には等価線形法^{3) 4)}、等価エネルギー法⁵⁾などの仮定を用い、応答スペクトルを入力地震動とするモーダル法によることになる。その場合、部材非線形の効果を反映するには別途に工夫が必要とされる。本論文では、応答スペクトルを入力地震動とし、時刻歴応答解析によらない計算法を簡易計算法と呼ぶことにする。

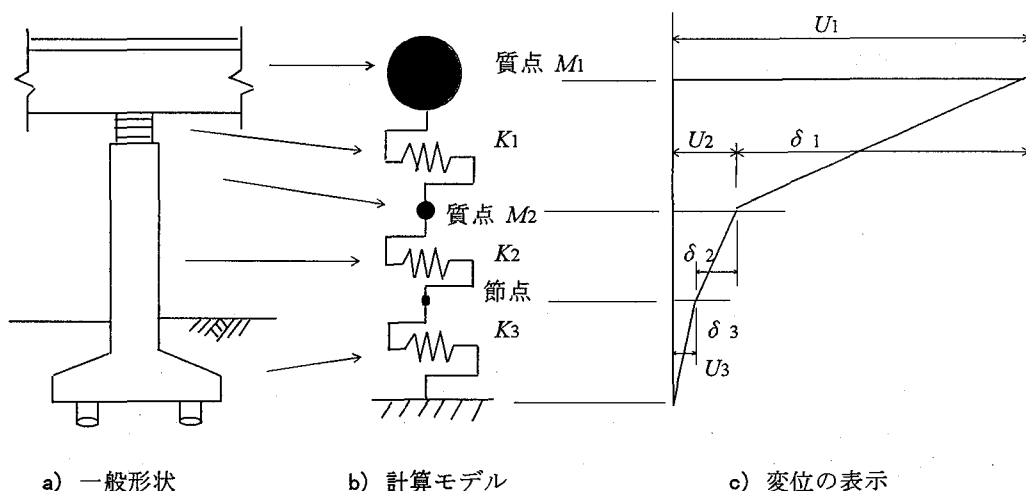


図-1 計算モデルと変位の表示

また、免震装置の特性値を、固有周期と降伏荷重比の組み合わせで設定した際に、等価線形法の仮定を用いて、具体的な免震装置の復元力特性値に変換することができる^{6) 7)}。

免震設計の方法を定めた既往の文献「道路橋の免震設計法マニュアル(案)」⁸⁾では、主要構造部材だけでなく、支承である免震装置も、L1地震動とL2地震動の両方に耐えるように設計することが提案されている。免震装置の耐荷力安定にとって支配的となるのは、L2地震動による免震装置の変位であり、設計の初期段階には簡易な方法で精度良く免震装置の変位を知ることが欠かせない。これらの点を考えると、等価線形法、等価エネルギー法などの簡易計算法が、免震装置と下部構造の2箇所に発生する塑性化をどの程度適切に評価し得るかを確認することが必要とされる。特定の加速度波形を入力地震動として、等価線形時刻歴解析と非線形時刻歴応答解析を比較することは既に行われている。

本論文では、応答スペクトルを入力地震動とした簡易計算法の精度を向上させる目的で等価線形法、等価エネルギー法など従来から提案されている簡易計算法を適宜に組み合わせて、簡易計算法の試案を作成した。また、簡易計算法の結果と、応答スペクトルを一致させた模擬波を入力地震動とする非線形時刻歴応答解析の結果を比較して、計算精度に関する考察を行った。

2. 免震設計における応答解析の方法

この章では、従来から提案されている簡易計算法と、それらを組み合わせた簡易計算法試案、および非線形時刻歴応答解析の計算手順について述べる。解法の仮定から推察して、等価線形法は定常的な振動を良く表現し、等価エネルギー法は1～2サイクル程度の卓越する主要動がある場合に、塑性率の最大値を良く表現すると考え

られる。一般的には、免震装置の塑性化開始点の強度は、橋脚柱のそれと較べると小さいので、地震動開始の直後から定常的に非線形領域に達している。これに対して、橋脚柱が塑性化するのは地震動継続時間の内の極く一部の時間のみである⁹⁾。本論文で折衷法として説明する簡易計算法の試案では、以上の点を考え、免震装置の挙動を概略的に把握する段階では等価線形法が適しており、橋脚柱が塑性化する挙動を評価する段階で等価エネルギー法に切り替えることができれば良いと考えた。

2.1 計算モデルと入力地震動

本論文の2.2節～2.6節で述べる簡易計算法において用いる計算モデルと、変位の表示記号を図-1に示す。ここでは、上部構造質量と下部構造の剛性の比がほぼ一定の関係にある連続高架橋を想定し、その内の1橋脚部分を取り出して、橋脚と、それが支持する上部構造部分の質量 M_1 、および橋脚柱頂部の質量 M_2 の2質点を有するモデルとしている。文献8)では、免震設計に用いる計算モデルとして、免震装置部分をせん断ばねとし、構造部材を梁とする多質点系モデルを用いることが提案されているが、ここでは橋脚柱と基礎を等価の復元力特性を持つばねに置き換えた。橋脚柱頂部の質量 M_2 は、文献1)の規定を参考に、橋脚柱全体の質量の30%とした。復元力特性を表現するばねは、免震装置のばね K_1 、橋脚柱のばね K_2 、および、基礎と地盤の関係を表現するばね K_3 を持つので、自由度は3となるが、ばね K_2 とばね K_3 の間には質点を持たない節点を設けた。

一般的な免震橋では、免震装置のばね K_1 が十分に柔軟であり、上部構造質量 M_1 の慣性力が支配的であることから、本論文の2.2～2.6節に述べる簡易計算法では、1次モードに起因する応答を元に計算を進める。

免震装置の復元力特性は、鉛プラグ入りゴム支承を想定し、図-2に示すバイリニア型の履歴曲線を描くものとし、橋脚柱の復元力特性は図-3に示すトリリニア型の復

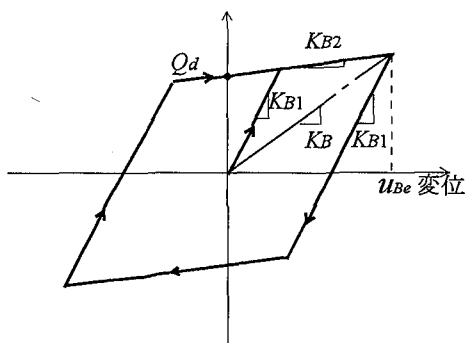


図-2 免震装置の復元力特性

元力特性¹⁰⁾を有するものとした。

基礎と地盤の関係を表現するばねは、免震装置や橋脚柱の特性に較べて滑らかな履歴曲線を描くものと考え、線形のばねと15%の粘性減衰を与えることにした。

入力地震動は、文献8)に規定される地震時保有水平耐力法の照査に用いる地震入力を参考に式(1)式(2)および図-4に示す応答スペクトルをL2地震動として用いる。

$$S_2 = C_z \cdot C_i \cdot C_D \cdot S_{20} \quad (1)$$

$$C_D = \frac{1.5}{40h + 1} + 0.5 \quad (2)$$

ここに、 S_2 はL2地震動として用いる加速度応答スペクトル強度、 C_z は地域別、 C_i は重要度別の補正係数であり、 C_D は、減衰定数を h として、式(2)によって求められる減衰定数別補正係数である。 S_{20} は、図-4に示される地震時保有水平耐力法の照査に用いる入力地震動の標準加速度応答スペクトルである。

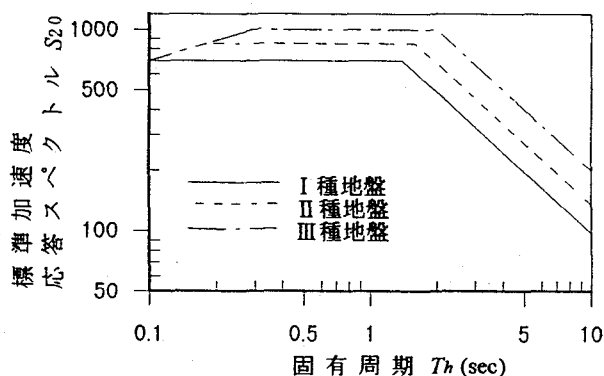


図-4 標準加速度応答スペクトル

2.2 等価線形法

等価線形法では、式(1)による応答スペクトルを入力とし、1次モードに起因する応答を求める。

計算モデルのばね K_1 には免震装置の復元力特性として、図-2に示すバイリニア型の復元力特性を式(3)による等価剛性 K_B 、および式(4)による等価減衰定数 h_B に置き換えて用いる。

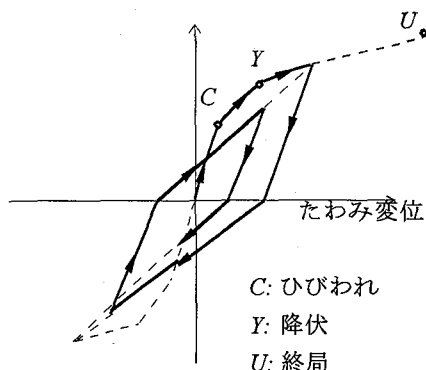


図-3 橋脚柱の復元力特性

$$K_B = \frac{Q_d}{U_{Be}} + K_2 \quad (3)$$

$$h_B = \frac{\Delta W}{4 \cdot \pi W} = \frac{2 \cdot Q_d (U_{Be} + Q_d / (K_2 - K_1))}{\pi \cdot U_{Be} (Q_d + U_{Be} \cdot K_2)} \quad (4)$$

ここに、 ΔW は免震装置の履歴曲線の1サイクル内における吸収エネルギー、 W はひずみエネルギー、 Q_d は降伏荷重で、図-2に示す免震装置の履歴曲線図の縦軸の切片であり、 K_1 は第1勾配剛性、 K_2 は第2勾配剛性である。 U_{Be} は免震装置の有効変位であり、等価線形の仮定を適用する場合には、応答の非定常性を考慮し、発生変位 U_B の70%をとるが、計算の初期には、この変位 U_B は未定であるから仮定値を用い、くり返し計算による必要がある。

計算モデルのばね K_2 には橋脚柱の復元力特性として、図-3に示すトリリニア型の復元力特性の内、塑性化後のループを図-5に示すように考え、式(5)による等価剛性 K_P 、式(6)による等価減衰定数 h_P に置き換えて用いる⁹⁾。

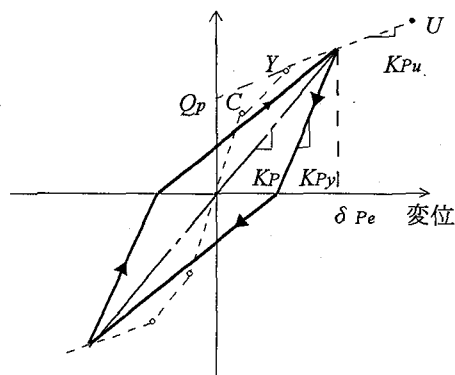


図-5 橋脚柱の履歴曲線

$$K_P = \frac{Q_P}{\delta_{Pe}} + K_{Pu} \quad (5)$$

$$h_P = \frac{\Delta W}{4 \cdot \pi W} = \frac{1}{\pi} \left(1 - \frac{Q_P + K_{Pu} \cdot \delta_{Pe}}{K_{Py} \cdot \delta_{Pe}} \right) \quad (6)$$

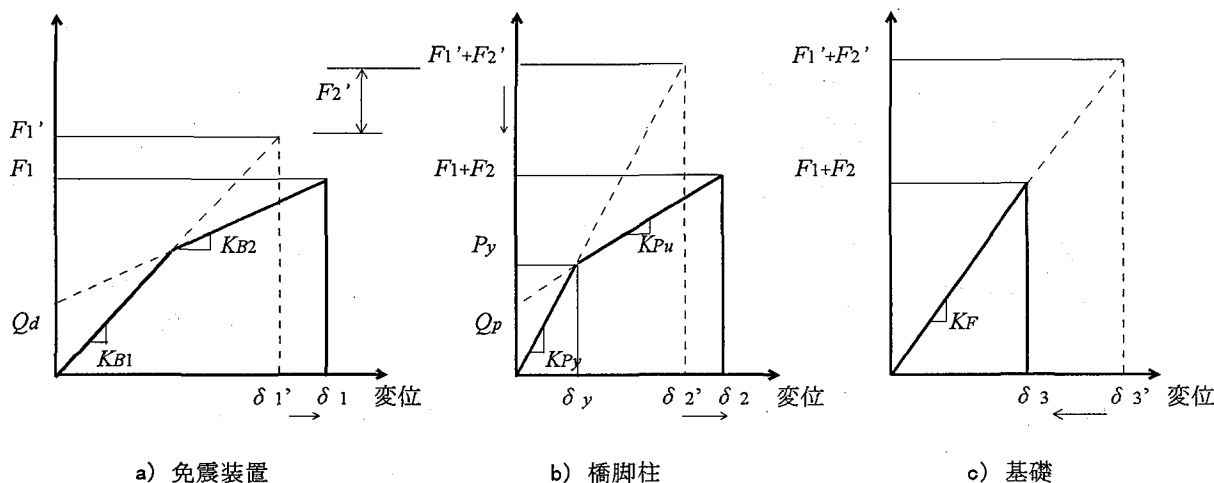


図-6 等価エネルギー法概念図

ここに、 Q_p は図-5に示す橋脚柱の履歴曲線の降伏後勾配を延長した線と荷重軸の交点、 K_{Py} は降伏点の割線勾配剛性、 K_{Pu} は降伏後の接線勾配剛性である。また、 δ_{Pe} は下部構造のたわみ変位の有効値であり、応答の非定常性を考慮して、発生変位 δ_P の70%をとる。

計算の初期には、下部構造の変位 δ_P は、免震装置の変位 u_B と同様に未定であるから仮定値を用いてくり返し計算による必要がある。

計算モデルのばね K_3 には基礎の復元力特性として、文献1)に従って求めた線形のばね定数 K_F と $h_F=15\%$ の減衰定数を用いる。

モデル全体の1次の減衰定数は、式(7)により、1次モードのひずみエネルギーに比例する配分を行った h_1 を用いる。

$$h_1 = \frac{h_B \cdot K_B \cdot u_B + h_P \cdot K_P \cdot \delta_P + h_F \cdot K_F \cdot \delta_F}{K_B \cdot u_B + K_P \cdot \delta_P + K_F \cdot \delta_F} \quad (7)$$

ここに、 δ_P は橋脚柱の剛性に関わる変位、 δ_F は基礎の剛性に関わる変位である。

免震装置の変位 u_B 、橋脚柱の剛性に関わる変位 δ_P 、および基礎の剛性に関わる変位 δ_F は計算の最初の段階では未定であり、くり返し計算による。

2.3 等価エネルギー法

等価エネルギー法では、2段階の計算を行う。第1段階では履歴減衰の影響を含まない線形解を求め、第2段階ではエネルギー一定則を適用するが、一般的なエネルギー一定則では塑性化の箇所および質点が単一の場合を想定しており、本論文で用いるモデルでは塑性化の箇所および質点が複数であることから、図-6に示した概念図および次に説明する工夫を加えた。図-6において、破線で示したのは第1段階で得られる線形解であり、実線で示したのは、第2段階でエネルギー一定則を適用した結果として得られる解である。

第1段階では、式(1)による応答スペクトルを入力とし、1次モードに起因する線形応答を求める。計算モデルのばね K_1 には免震装置の第1勾配剛性 K_{B1} 、ばね K_2 には橋脚柱の降伏時割線勾配剛性 K_{Py} 、ばね K_3 には基礎のばね定数 K_F を用いる。免震装置の減衰定数は $h_B=2\%$ 、橋脚柱の減衰定数は $h_P=5\%$ 、基礎の減衰定数は $h_F=15\%$ とし、式(7)により、ひずみエネルギーに比例する配分を行った h_1 をモデル全体の1次の減衰定数として用いる。

次に、図-6の a)、b)、c)において、破線で囲まれた面積が示す線形解のひずみエネルギーの和が構造系に入力されたエネルギーの総量であると考え、モデルの質点および接点間で受け渡される水平力を平衡させながら、実線で示すようにエネルギー一定則を満足する解を求める。図中の記号 F_1 および F_2 は、第2段階で得られる質点1および質点2の慣性力であり、ダッシュを付した F_1' および F_2' は第1段階で得られる線形仮定の慣性力である。 δ_1 、 δ_2 、 δ_3 は、第2段階で得られる質点間の相対変位で、ダッシュを付した δ_1' 、 δ_2' 、 δ_3' は第1段階で得られる線形仮定の値である。図-1c)を参照すると、1～2質点間の相対変位 δ_1 は、式(8)に示すように、質点1の変位 U_1 と質点2の変位 U_2 の差として定義されており、質点2の変位 U_2 は式(9)に示すように、質点1と節点との相対変位 δ_2 と節点の変位 δ_3 の和と定義されている。

$$\delta_1 = U_1 - U_2 \quad (8)$$

$$U_2 = \delta_2 + \delta_3 \quad (9)$$

式(8)式(9)において、 U_1 と U_2 の比は未定であるが、式(10)に示すように仮に β で表現し、式(8)を代入すると、 δ_1 は式(11)に示すように β と U_2 で表現できる。

$$\beta = \frac{U_1}{U_2} \quad (10)$$

$$\delta_1 = (\beta - 1) \cdot U_2 \quad (11)$$

図-1 b) の、節点におけるばね K_2 とばね K_3 の水平力の受け渡しから式(12)が得られる。式(12)に式(9)を代入して δ_2 について整理すると式(13)が得られ、 δ_3 について整理すると式(14)が得られる。

$$F_1 + F_2 = Q_P + K_{Pu} \cdot \delta_2 = K_F \cdot \delta_3 \quad (12)$$

$$\delta_2 = \frac{K_F \cdot U_2 - Q_P}{K_F + K_{Pu}} \quad (13)$$

$$\delta_3 = \frac{K_{Pu} \cdot U_2 + Q_P}{K_F + K_{Pu}} \quad (14)$$

図-6において、破線に囲まれた面積が第1段階で得られたひずみエネルギーの総量であり、実線に囲まれた面積が第2段階の履歴による吸収エネルギーの総量であるが、これらが等しいとすると、式(15a~e)が得られる。

$$U_2 = \frac{-b + \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a} \quad (15a)$$

ここに、

$$a = K_{B2} \cdot (\beta - 1)^2 + K_F \cdot \gamma^2 \cdot K_{Pu} \cdot K_F + K_F \cdot \gamma^2 \cdot K_{Pu}^2 \quad (15b)$$

$$b = 2Q_d \cdot (\beta - 1) + \gamma K_F \{ (K_F \cdot \gamma \cdot Q_P + P_y) - K_{Pu}(\gamma \cdot Q_P + \delta_y) \} + 2K_F \cdot \gamma^2 \cdot K_{Pu} \cdot Q_P \quad (15c)$$

$$c = -Q_d - (K_F \cdot \gamma \cdot Q_P + P_y)(\gamma \cdot Q_P + \delta_y) + K_F \cdot \gamma^2 \cdot Q_P^2 + P_y \cdot \delta_y - F_1' \cdot \delta_1' - (F_1' + F_2')(\delta_2' + \delta_3') \quad (15d)$$

$$\gamma = \frac{1}{K_{Pu} + K_F} \quad (15e)$$

ここに、 δ_y は図-6b) に示す橋脚柱の履歴曲線の降伏変位、 P_y は降伏荷重である。

式(15a~e)においては、 U_2 と β の2変数が未知数として残る。そこで、質点1に働く慣性力 F_1 と質点2に働く慣性力 F_2 の比を式(16)のように仮定し、式(10)を代入して式(17)を作成し、式(15)と式(17)を同時に満足する解を求めることにした。式(16)式(17)では、各質点の慣性力は質量と加速度の積の比に等しいとし、1次モードに起因する応答にのみ着目しているため、各質点の加速度の比は変位 U_1 と変位 U_2 の比に等しいとした。

$$\frac{F_1}{F_2} = \frac{M_1 \cdot U_1}{M_2 \cdot U_2} \quad (16)$$

$$\beta = \frac{M_2}{M_1} \cdot \frac{F_1}{F_2} \quad (17)$$

β の値は、計算の初期には未定であり、次に説明する手順によるくり返し計算が必要である。

まず第1段階の線形解として得られた U_1 / U_2 を、くり返し計算における β 初期値とする。仮定した β を式(15)に代入して U_2 を求め、 U_2 を式(11)に代入して δ_1 を、式(13)に代入して δ_2 を、式(14)に代入して δ_3 を

求める。免震装置の反力から質点1の慣性力 F_1 が式(18)のように導かれ、基礎の反力と節点間の力の受け渡しから質点2の慣性力 F_2 が式(19)のように導かれる。

$$F_1 = Q_d + K_{B2} \cdot \delta_1 \quad (18)$$

$$F_2 = K_F \cdot \delta_3 - F_1 \quad (19)$$

δ_1 および δ_3 を式(18)式(19)に代入すると F_1 / F_2 が求められ、式(17)によって β が得られる。

ここで得られた β の値と先に仮定した β の値が一致するまでくり返し計算を行う。

2.4 折衷法その1 (等価エネルギー法+減衰)

折衷法その1では、前節に説明した等価エネルギー法と同様に、2段階の計算を行うが、地震動継続時間中の大部分で定常的に非線形領域に達し、履歴減衰の効果を発揮する免震装置の減衰効果を第1段階で反映することを考えた。

第1段階では、応答スペクトルを入力とし、1次モードに起因する線形応答を求める。その際、計算モデルのばね K_1 には免震装置の第1勾配剛性 K_{B1} 、ばね K_2 には橋脚柱の降伏時割線勾配剛性 K_{Py} 、ばね K_3 には基礎のばね定数 K_F を用いる。

免震装置の減衰定数は式(4)による等価減衰定数 h_B 、橋脚柱の減衰定数は $h_P=5\%$ 、基礎の減衰定数は $h_F=15\%$ とし、式(7)により、1次モードのひずみエネルギーに比例する配分を行った h_1 をモデル全体の1次の減衰定数として用いる。

第2段階では、等価エネルギー法で説明したと同様に、第1段階で得られた免震装置部分のひずみエネルギーと橋脚柱部分のひずみエネルギー、および基礎部分のひずみエネルギーの和が構造系に入力されたひずみエネルギーの総量であると考え、モデルの質点および接点間で受け渡される水平力を平衡させながらエネルギー一定則を満足する解を求める。

この第2段階での計算手順は、等価エネルギー法で説明したと同様に、式(8)~式(19)によるものであり、式中の β および U_2 の値はくり返し計算によって求める。

2.5 折衷法その2 (文献8)に示される方法)

折衷法その2は、文献8)に提案されている方法と基本的に同じであり、第1段階では図-1のモデルを用い、第2段階では橋脚柱のみをモデルとする等価エネルギー法を適用する。

第1段階では、応答スペクトルを入力とし、1次モードに起因する線形応答を求める。その際、計算モデルのばね K_1 には式(3)による免震装置の等価剛性 K_B 、ばね K_2 には橋脚柱の降伏時割線勾配剛性 K_{Py} 、ばね K_3 には基礎のばね定数 K_F を用いる。

免震装置の減衰定数は式(4)による等価減衰定数 h_B 、橋脚柱の減衰定数は $h_P=5\%$ 、基礎の減衰定数は $h_F=15\%$

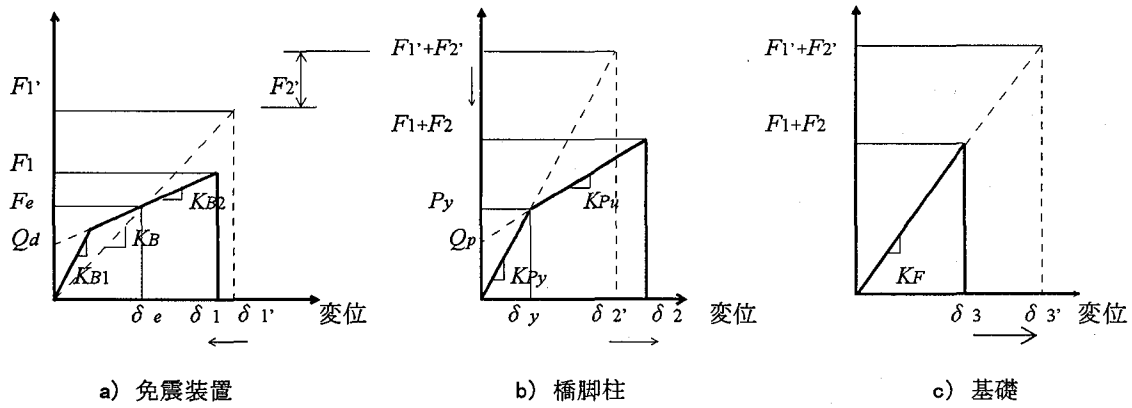


図-7 折衷法その3概念図

とし、式(7)により、1次モードのひずみエネルギーに比例する配分を行った h_1 をモデル全体の1次の減衰定数として用いる。

第1段階では免震装置の変位が得られたとし、続いて第2段階では、橋脚柱のみをモデル化した等価エネルギー法を適用して、橋脚柱に発生する塑性率を求める。

文献8)では、第1段階で得られた水平力を塑性化を考慮した等価の慣性力に置き換えて橋脚柱の地震時保有水平耐力と較べているが、ここでは、本論文の他の簡易計算法による塑性率と比較するために式(20)によって塑性率 μ を求める。式(20)は、1段階で得られた橋脚柱のひずみエネルギーが、履歴による吸収エネルギーと等しいとする等価エネルギー法の仮定によるものである。

$$\mu = \frac{-K_{Py} + \sqrt{K_{Py}^2 + K_{Py} \cdot K_{Pu} \cdot (\mu' - 1) + 1}}{K_{Pu}} \quad (20)$$

ここに、 μ' は第1段階の計算による橋脚柱の弾性たわみ変位を降伏時変位 δ_y で除して得られる値である。

2.6 折衷法その3 (改良エネルギー法)

折衷法その3でも2段階の計算を行うが、地震動継続時間中の大部分で定常的に非線形領域にある免震装置について、履歴減衰の効果を反映するだけでなく、長周期化の効果をも第1段階で反映することを考えた。

第1段階では、応答スペクトルを入力とし、1次モードに起因する線形応答を求める。橋脚柱が塑性化する場合には、反力は降伏荷重 P_y を大きく上回ることはなく、したがって免震装置の反力も同様であると考え、免震装置の反力 F_e が橋脚柱の降伏荷重 P_y と等しくなる時の等価剛性 K_B と等価減衰定数 h_B を用いることにした。計算モデルのばね K_1 には式(3)による免震装置の等価剛性 K_B 、ばね K_2 には橋脚柱の降伏時割線勾配剛性 K_{Py} 、ばね K_3 には基礎のばね定数 K_F を用いる。

免震装置の減衰定数は式(4)による免震装置の等価減衰定数 h_B 、橋脚柱の減衰定数は $h_P=5\%$ 、基礎の減衰定

数は $h_F=15\%$ とし、式(7)により、1次モードのひずみエネルギーに比例する配分を行った h_1 をモデル全体の1次の減衰定数として用いる。

第2段階における計算の手順を図-7および、以下に説明する。図-7において、破線で示したのは第1段階で得られる線形解であり、実線で示したのは、第2段階でエネルギー一定則を適用した結果として得られる解である。第1段階で得られた免震装置部分のひずみエネルギーと橋脚柱部分のひずみエネルギー、および基礎部分のひずみエネルギーの和が構造系に入力されたひずみエネルギーの総量であると考え、モデルの質点および接点間で受け渡される水平力を平衡させながらエネルギー一定則を満足する解を求める。この段階での計算手順は、等価エネルギー法で説明したと同様であるが、図-7に示すように第1段階では免震装置の等価剛性を用いるので、図-7a)に破線で囲まれた面積として示す免震装置ひずみエネルギーが図-6a)とは異なるため、式(15a~e)は式(21a~e)に置き換えられる。

$$U_2 = \frac{-b + \sqrt{b^2 - 4 \cdot a \cdot c}}{2 \cdot a} \quad (21a)$$

ここに、

$$a = K_{B2} \cdot (\beta - 1)^2 + K_F \cdot \gamma^2 \cdot K_{Pu} \cdot K_F + K_F \cdot \gamma^2 \cdot K_{Pu}^2 \quad (21b)$$

$$b = (P_y + Q_d - K_{B2} \cdot \delta_e) \cdot (\beta - 1) + \gamma K_F \{ (K_F \cdot \gamma \cdot Q_p + P_y) - K_{Pu} (\gamma \cdot Q_p + \delta_y) \} + 2K_F \cdot \gamma^2 \cdot K_{Pu} \cdot Q_p \quad (21c)$$

$$c = -Q_d \cdot \delta_e - (K_F \cdot \gamma \cdot Q_p + P_y) (\gamma \cdot Q_p + \delta_y) + K_F \cdot \gamma^2 \cdot Q_p^2 + P_y \cdot \delta_y - F_1' \cdot \delta_1' - (F_1' + F_2') \cdot (\delta_2' + \delta_3') \quad (21d)$$

$$\gamma = \frac{1}{K_{Pu} + K_F} \quad (21e)$$

式中の記号は、式(15a~e)と共通であり、 δ_e は免震装置の反力が橋脚柱の降伏荷重 P_y と等しくなる時の免震装置の変位である。

2.7 非線形時刻歴応答解析

免震装置と橋脚柱の非線形の復元力特性を最も忠実に反映する解析方法として、図-2に示す免震装置のバイリニア型の特性と図-3に示す橋脚柱のトリリニア型の復元力特性とをそのまま用いる非線形時刻歴応答解析を行った。非線形時刻歴応答解析による計算結果を仮に真値と考へて、2.2節～2.6節に述べる簡易計算法の結果と比較することにした。

本論文の2.2節～2.6節に述べる簡易計算法では図-1に示したモデルを用いるが、非線形時刻歴応答解析では線形加速度法による計算の都合から節点の部分に第3の質点を仮に設け、質点1の質量の1/10の質量を与えた。減衰マトリクス[C]はレーリーの比例減衰によることにし、免震装置の減衰は無視、橋脚柱の減衰は5%、基礎の減衰は15%とした上で、ひずみエネルギーに比例する配分を行った1次の減衰定数と2次の減衰定数に合致する減衰マトリクス[C]を作成した。免震装置と橋脚柱の非線形の履歴特性による減衰の効果は、履歴減衰として反映される。

この解析において用いる加速度時刻歴波形は、その応答スペクトルが2.1節に説明したL2地震動の応答スペクトルと一致する必要がある。目標とするL2地震動の応答スペクトルに一致する加速度時刻歴波形を、文献1)の参考資料「設計地震入力に関する資料」に示される方法で作成した。この方法は、素材とする地震動観測加速度波形のフーリエ位相に地震動の包絡形状の情報が含まれるとしてこれを固定し、フーリエ振幅を調整することによって目標とする応答スペクトルに近づけるものである。

3. 各解法の比較

本論文で着目するのは、免震装置と下部構造の2箇所に発生する塑性化が互いに影響を与え合う様相を知ること、簡易計算法によって各々の箇所の塑性率をどの程度適切に評価できるかを知ることである。これらの点を確認する目的で、2.2節～2.6節に説明した各簡易計算法による結果を2.7節に説明した非線形時刻歴応答解析と比較した。

3.1 比較に用いた橋梁モデル

先ず下部構造については、非免震仮定による固有周期など7種類の指標値で表現できるとして⁷⁾、地盤種にしたがって3種類の下部構造モデルを作成した。続いて免震装置の特性値と、地盤種毎に規定された入力地震動とを組み合わせ、合計7ケースの橋梁モデルを用意した。

下部構造の指標値としては、先ず、橋脚柱および基礎を含む下部構造を全体として見た時の剛性を特定する目的で、式(22)式(23)から得られる非免震仮定時の固有周

$$T_N = 2\pi \sqrt{\frac{M_1 + M_2}{K_N}} \quad (22)$$

$$K_N = \frac{1}{\frac{1}{K_{Pe}} + \frac{1}{K_f}} \quad (23)$$

期 T_N を用いる。

ここに、 M_1 は上部構造の質量、 M_2 は橋脚柱頂部の質量、 K_N は橋脚柱および基礎を含む下部構造全体の剛性である。

次に、橋脚柱の復元力特性を特定するために、下記に説明する指標値を用いた。これらの指標値を設定することによって橋脚柱の履歴曲線を特定することができる。

K_{Pe}/K_N : 橋脚柱の全断面を有効として求めた剛性 K_{Pe}

と下部構造全体の剛性 K_N の比

(各ケースにおいて設定した値を表-1に示す)

K_{Py}/K_{Pe} : 橋脚柱の降伏時割線勾配剛性 K_{Py} と全断面を有効として求めた剛性 K_{Pe} の比 (表-1を参照)

P_y/W : 橋脚柱の降伏時水平力 P_y と上部構造重量 W の比 (表-1を参照)

K_{Pc}/K_{Pe} : 橋脚柱のひびわれ発生時剛性 K_{Pc} と全断面を有効として求めた剛性 K_{Pe} の比 (1.1とした)

K_{Pu}/K_{Py} : 橋脚柱の終局時接線剛性 K_{Pu} と降伏時割線勾配剛性 K_{Py} の比 (0.1とした)

μ_c : 橋脚柱のひびわれ発生時塑性率 (0.1とした)

表-1 橋梁モデルの特性

	K_{Pe}/K_N	K_{Py}/K_{Pe}	P_y/W
I 種地盤	1.84	0.45	0.47
II 種地盤	1.61	0.46	0.77
III 種地盤	1.32	0.49	1.67

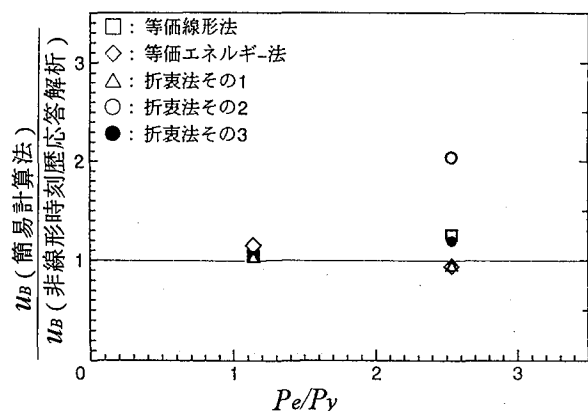
表-1に示した値は、免震設計を適用することによる利点が多いと考えられる一般的な橋梁の下部構造形式の例として鉄筋コンクリート単柱張り出し形式を選び、試設計を行った結果から選んだものである。試設計では、橋脚高さを20mとし、基礎構造は鉄筋コンクリート現場打杭基礎として、文献1)の規定に従って設計を行った。

基礎の復元力特性は、式(24)によって設定した。

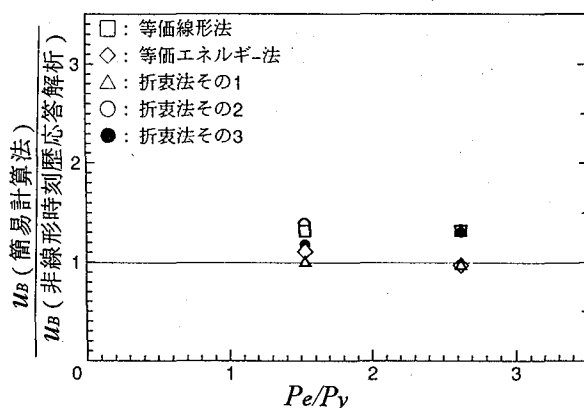
$$K_f = \frac{1}{\frac{1}{K_N} - \frac{1}{K_{Pe}}} \quad (24)$$

免震装置の特性は図-2に示す免震装置の履歴曲線の荷重軸切片 Q_d と上部構造重量 W の比である Q_d/W と、図-1に示すモデルの1次の固有周期 T_h を指標値とする。

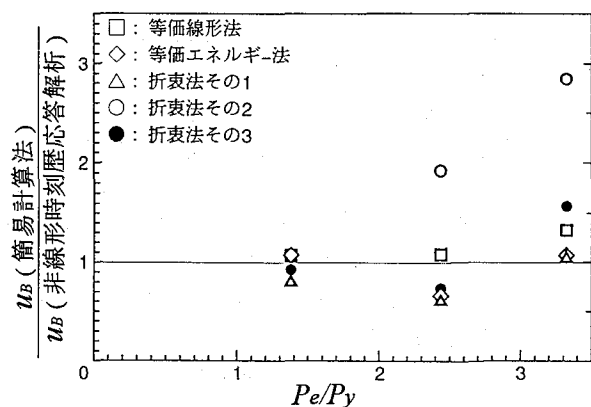
固有周期は、L1による場合とL2による場合で異なる値となるが、ここではL2による固有周期で表現する



(a) I 種地盤



(b) II 種地盤



(c) III 種地盤

図-8 各簡易計算法による結果の比較 (免震装置の変位)

表-2 非線形時刻歴応答解析による結果

		T_h (sec)	Q_d/W (%)	P_e/P_y	U_B (cm)	μ
I 種地盤	①	2.3	5.0	1.15	34.5	1.11
	②	1.4	2.0	2.54	9.19	4.78
II 種地盤	①	1.9	9.0	1.53	27.3	1.97
	②	1.6	2.0	2.62	17.6	2.97
III 種地盤	①	2.5	15.0	1.38	76.7	3.76
	②	1.7	13.0	2.44	25.2	4.51
	③	2.0	3.0	3.32	38.5	4.29

ことにし、添え字 h を付けて T_h と表記した。

3.2 非線形時刻歴応答解析による結果との比較

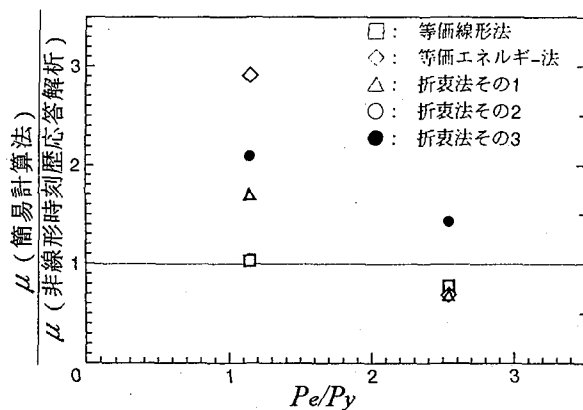
2.2節～2.6節に説明した各簡易計算法によって得られた結果を、2.7節に説明した非線形時刻歴応答解析と比較したものを図-8および図-9に、非線形時刻歴応答解析によって得られた結果を表-2に示す。

図-8、図-9では、非線形時刻歴応答解析による結果を仮に真値と考え、簡易計算法によって得られた値を非線形時刻歴応答解析による結果で除した値を縦軸にとっている。横軸には、折衷法その2の第1段階において、橋脚柱の剛性を降伏時割線勾配剛性 K_{Py} とし、免震装置の復元力特性のみを等価線形化して求めた水平力 P_e を橋脚柱の降伏強度 P_y で除した値 P_e/P_y をとっている。分子の P_e は、橋脚柱の塑性化の影響を考慮しない、入力地震動と免震装置の特性のみの影響を表現しており、分母の P_y は、橋脚柱の降伏強度である。したがって、横軸として選んだ P_e/P_y は、免震橋梁の設計計算において、橋脚柱の塑性化が応答に影響を与える程度を表現するパラメータとなり得ると考えた。横軸として P_e/P_y を選ん

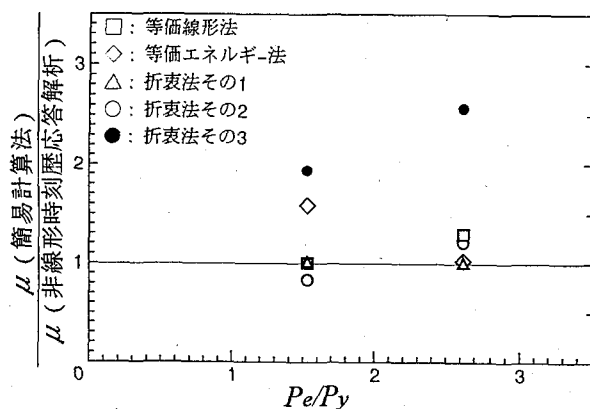
だ理由は次の通りである。

一般的には、免震装置の降伏荷重比 Q_d/W は、橋脚柱の降伏時水平力 P_y と上部構造重量 W の比 P_y/W に較べて小さく、前者は後者の 1/2 以下であることが多い。このことによって免震装置は、橋脚柱に発生する塑性化を肩代わりすることになる。本論文で取り上げた簡易計算法の多くは第1段階において免震装置の塑性化のみを反映して計算を行っており、第1段階の計算において P_e/P_y の値が 1.0 を著しく越えない場合には、免震装置と下部構造の2箇所に発生する塑性化が互いに影響を与え合うことが少なく、簡易計算法の計算精度が良いと推測される。反対に、 P_e/P_y の値が 1.0 を著しく越える場合には、簡易計算法で橋脚柱の塑性化の程度を過小評価する可能性があり、この点について確認する必要があると考えた。

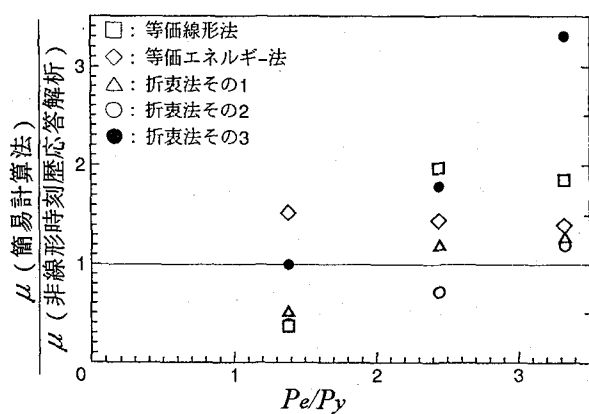
比較ケースの免震装置特性値 Q_d/W 、および固有周期 T_h を設定する際には、免震装置による慣性力低減の効果が高く、 P_e/P_y が 1.0 に近くなる場合と、逆に P_e/P_y が 1.0 を著しく越える場合の2ケースを選んだ。その際に、実際の橋梁設計で選択の対象となり得る範囲でケースを



(a) I 種地盤



(b) II 種地盤



(c) III 種地盤

図-9 各簡易計算法による結果の比較 (橋脚柱の塑性率)

設定することも必要である。過度の周期伸長を行った場合には免震装置の変位 u_B が大きくなり過ぎることを考慮し、 u_B が 40cm を越えないことを条件とした。ただし、III 種地盤の入力地震動を用いたケースでは、この条件下では P_e/P_y が 1.0 に近くなるケースが得られないので条件を緩和し、 $u_B=76.7\text{cm}$ 、 $P_e/P_y=1.4$ となるケースを参考として追加している。各々の簡易計算法による結果を比較してわかることは、次の通りである。

[橋脚柱の塑性率]

- ①折衷法その1 (等価エネルギー法+減衰) は、図-9(c) III 種地盤の入力地震動を用いた $P_e/P_y=1.4$ のケースを除き、非線形時刻歴応答解析による結果にほぼ近い値を示している。
- ②簡易計算法による値が非線形時刻歴応答解析による結果に較べて小さい値を算出することは、設計上の判断を危険側に導くので避けなければならないが、III 種地盤の入力地震動を用いた $P_e/P_y=1.4$ のケースでは、等価線形法、折衷法その1 (等価エネルギー法+減衰)、折衷法その2 (文献 8) に示される方法) がこれに相当

する。ただし、このケースは先に説明したように免震装置の変位が大きく、現実の設計では選ばれにくい参考のケースである。

[免震装置の変位]

- ③簡易計算法による値は、図-8 c) III 種地盤の入力地震動を用いたケースの折衷法その2を除き、非線形時刻歴応答解析による結果にほぼ近い値を示している。折衷法その2が大きめの値を算出するのは、免震装置の変位を計算する段階で、橋脚柱の塑性化を反映していないことによる。

[P_e/P_y の値と簡易計算法の精度の関係]

- ④図-8および図-9の P_e/P_y の値が大きいケースと、1.0 に近いケースを比較して見ると、図-8では、a) および c) の折衷法その2を除き、必ずしも前者のケースが後者のケースに較べて精度が悪いと云う傾向は見られない。また、図-9では、全体的に P_e/P_y の値と精度の相関は見られない。

免震装置の塑性化と橋脚柱の塑性化は、互いに影響を与え合うが、簡易計算法では、橋脚柱の塑性化が著しい、すなわち P_e/P_y の値が大きい場合にこのことが問題となると危惧されたが、その傾向はなかった。むしろ、免震装置の変位の計算精度に較べて、橋脚柱の塑性率の計算精度が良くないと云う傾向が見られる。このことは、簡易計算法で1次モードの応答を基本としていること、橋脚柱変位については2次以降のモードの影響があることに起因すると考えられる。

4. 結論

免震設計における応答解析は免震装置と下部構造の2箇所に発生する塑性化を適切に評価し得るものであること、構造系の固有周期と入力地震動の周期特性の関係に

について包括的な検討が可能であること、の2点が重要であると考え、5種類の簡易計算法について検討を行った。検討の結果わかったことは次の通りである。

- ①橋脚柱の塑性化について、検討を行った簡易計算法の内では、折衷法その1（等価エネルギー法+減衰）が、最も精度良く評価する。
- ②免震装置の変位について、検討を行った簡易計算法の内では、等価線形法が最も精度良く評価し、折衷法その1（等価エネルギー法+減衰）がこれに続いて精度が良い。
- ③本論文で述べた5種類の簡易計算法の内では、折衷法その1（等価エネルギー法+減衰）が、免震装置の変位と橋脚柱の塑性率について比較的バランス良く精度が得られ、設計の初期段階に用いる計算方法として有用と考えられる。

非線形の復元力特性を厳密に反映する解析方法は非線形時刻歴応答解析であって、設計上の安全性判断を簡易計算法のみに頼ることは避けなければならないが、設計の初期段階において免震装置の特性値を選ぶ際には、簡易計算法が有効な情報を提供する。構造各部の非線形の復元力特性をさらに詳細にモデル化すること、簡易計算法に自由度数の多いモデルを用いた定式化を行うこと、などが必要であり、今後の課題と考える。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書V耐震設計編,1990.
- 2) 笹田修司, 平尾潔, 沢田勉, 成行義文, 三上卓: 基礎

との相互作用が強震時RC橋脚の所要降伏強度比に及ぼす影響, 構造工学論文集 Vol.42A, pp.615-626

- 3) Paul C. Jennings: Equivalent Viscous Damping for Yielding Structures, Proceeding of the American Society of Civil Engineers, pp.103-116, February, 1968.
- 4) 井嶋克志, 後藤茂夫, 和田忠治: バイリニア型免震支承の合理的特性値の決定と実設計, 土木学会論文集 No.465/ I -23, pp.117-126, 1993.4.
- 5) Veletos, A.S., N.M. Newmark and C.V. Chelapati: Deformation Spectra for Elastic and Elasto-Plastic System Subjected to Ground Shock and Earthquake Motions, Proc. of the 3rd WCEE, pp. II 663-680, 1965.
- 6) 林亜紀夫, 北川常夫, 成田信之, 前田研一: 橋梁用免震装置の特性値探索手法, 第9回日本地震工学シンポジウム No.299, pp.1789-1794, 1994.
- 7) 林亜紀夫, 成田信之, 前田研一, 岩崎 興治: 橋梁用免震装置鉛プラグ入り積層ゴム支承の最適特性値探索, 土木学会論文集, No.565/ VI -33, pp.-117-128, 1996.
- 8) 建設省土木研究所他 28 社: 官民連帯共同研究道路橋の免震構造システムの開発報告書「道路橋の免震設計法マニュアル(案)」, 1992.
- 9) 林亜紀夫, 成田信之, 前田研一: 大地震時における免震橋梁の下部構造塑性化評価手法, 第9回日本地震工学シンポジウム No.313, pp.1873-1878, 1994.
- 10) Takeda, T., M.A. Sozen and N.N. Nielsen: Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, 第3回日本地震工学シンポジウム講演集 pp.357 ~ 364, 1970.
(1996.8.6 受付)