

# 建設費および地震被害の補修費を考慮した 免震橋梁システムの最小コスト設計法

大久保禎二<sup>1</sup>・田中賢太<sup>2</sup>・門田圭司<sup>3</sup>

<sup>1</sup>フェロー会員 工博 愛媛大学名誉教授 (前 愛媛大学教授 工学部環境建設工学科)

(〒791-0212 愛媛県温泉郡重信町田窪1954-55)

<sup>2</sup>正会員 工修 (株)長大 大阪支社 第一構造技術部門 (〒550-0013 大阪市西区新町二丁目20-6)

<sup>3</sup>正会員 工修 愛媛県庁建設部 (〒790-8570 松山市一番町四丁目4-2)

本研究は、各構造要素における最大応答水平変位の制約条件のもとで、免震橋梁システムの初期建設費と大規模地震により生じる損傷の補修費の和を最小にする各構造要素の断面諸元(非線形剛性特性)を、理論的に正確に、かつ効率的に決定できる最適設計法を提案している。各構造要素の初期建設費の最小値と設計変数の関係式を Suboptimization の手法により導入し、損傷の補修費と設計変数の関係式を損傷度、補修コスト係数、初期建設費を用いて導入している。また各構造要素における非線形最大応答水平変位と設計変数の関係式を実験計画法により効率的かつ正確に求め、これらの関係式を用いて、凸近似双対法により実際規模の橋梁の各構造要素の断面諸元の最適値を効率的に決定できることを明らかにしている。

**Key Words :** seismic-isolation bridge system, minimum total society-loss, repair cost, experimental design method, suboptimization

## 1. 緒言

平成8年に改訂された道路橋示方書<sup>1)</sup>では、橋の供用期間中に発生する確率が高い地震動に対して降伏状態をこえるような損傷を生じさせないことを目標とした震度法による耐震設計を行うとともに、橋の供用期間中に発生する確率は低いが大きな強度をもつ地震動に対しても限定された損傷にとどめ、補修して再び使用に供することを目標とした地震時保有水平耐力法により耐震設計を行うことが要求されている。この耐震基準に従って実際の橋梁システムを設計する場合、ある程度の損傷を許容する地震時保有水平耐力法により、支承、橋脚、基礎構造などの断面諸元が決定される場合が多くなる傾向となっている<sup>2),3)</sup>。

地震時保有水平耐力法で目標とする耐震性能を確保するためには、各構造要素や橋梁システム全体としての限界状態、すなわち許容できる損傷の程度を明確にする必要がある。道路橋示方書<sup>1)</sup>においても、支承、橋脚、基礎構造についてそれぞれの終局状態に対する安全係数を用いて限界状態を設定する方法が示されている。

ところで大規模地震を受ける橋梁システムの各構造

要素の大規模地震による非線形応答値は各構造要素の剛性の配分により大きく影響を受け、それに伴い各要素の損傷度も変化する。したがって橋梁システム全体の中で各構造要素の損傷度を力学的観点から最適に配分するためには、設計対象とする橋梁システムの大規模地震による非線形性を考慮した解析を行い、その挙動の特性を検討しつつ各構造要素の剛性配分を決定することが重要となる。

また近年、我が国の社会資本整備のための資源が極めて限られた状況にあり、投資した資源により最大の社会的便益(効果)が得られるように社会資本の整備をすることが求められている。このような観点から、橋梁の建設に関しては、建設費をできる限り節約した少数主桁橋<sup>4)</sup>など種々の型式の橋梁の開発が行われるようになってきている。さらに、建設後も最小限の維持管理費の負担で最大限の長寿命化をはかるミニマムメンテナンス橋<sup>5),6)</sup>の考え方が提案されるなど、橋梁をより長期にわたり有効に利用し、その社会的投資による効果を高めるための方策も種々検討されている。

このような状況の中で、本研究では、橋梁システムの建設における社会的投資の尺度として、単に初期建設費のみならず、兵庫県南部地震クラスの大きな強度

をもった地震動により各構造要素が損傷を受けた場合にも、橋としての機能を速やかに回復できるように補修するための費用をも考慮し、これらの費用の総和を最小とるように橋梁システムの各構造要素の剛性配分を合理的かつ容易に決定できる最適設計法を提案するものである。

このような大規模地震による損傷を考慮した設計法に関する研究としては、力学的な視点に立って橋脚と基礎の損傷の配分を検討した土岐<sup>7)</sup>の研究がある。橋脚と基礎の大規模地震動による非線形応答値(損傷度)を各構造要素の履歴吸収エネルギーと最大弾性ひずみエネルギーとの比に着目して評価し、橋脚と基礎の剛度の配分は、互いの連成振動解析を行うことにより合理的に決定すべきであることを指摘している。また庄司ら<sup>8)</sup>は、兵庫県南部地震による被害データを整理して免震支承、橋脚、杭基礎の損傷度と補修コストとの関係を定量化するとともに、各構造要素の降伏震度に対応する建設コストを調査により求め、高架橋システムの建設コストと補修コストの和が最小となる損傷配分を単柱モデルの非線形動的応答解析の結果を用いて試算している。

ところで、著者らはこれまでに非線形時刻歴応答解析で得られる各構造要素の最大応答水平変位、および損傷度と最大応答水平変位に関する制約条件のもとで、橋梁システムの建設費を最小にする各構造要素の最適な断面諸元を理論的に正確に、かつ効率的に決定できる最適設計法を提案している<sup>9),10)</sup>。本研究は、この最適設計法の最適化過程を基本として用いるとともに、さらに各構造要素のSuboptimizationによる初期建設費の最小値と設計変数の関係式、各構造要素の損傷の補修費と設計変数の関係式を導入し、これらの関係式を用いて、橋梁システムの初期建設費と大規模地震により生じる各構造要素の損傷の補修費の和を最小にする、橋梁の耐震・免震設計の立場からのライフサイクルコストを最小にする最小コスト設計法について研究を行ったものである。

設計例として、免震支承を有する実橋規模の5径間連続橋の種々の変位制約条件における最適設計例について述べ、本論文で提案している最適設計法により、理論的に正確に、かつきわめて効率的に各構造要素の断面諸元(非線形剛性特性)の最適解を決定することができることを明らかにしている。さらに、現行の道路橋示方書に規定されている橋梁システムの各構造要素の水平変位に関する制約条件が、橋梁システムの初期建設費および地震による損傷の補修費の総和に与える影響について考察するとともに、本論文で提案する最適設計法が、各構造要素の水平変位に関する設計Codeの最適化にも有効に利用できることを述べている。

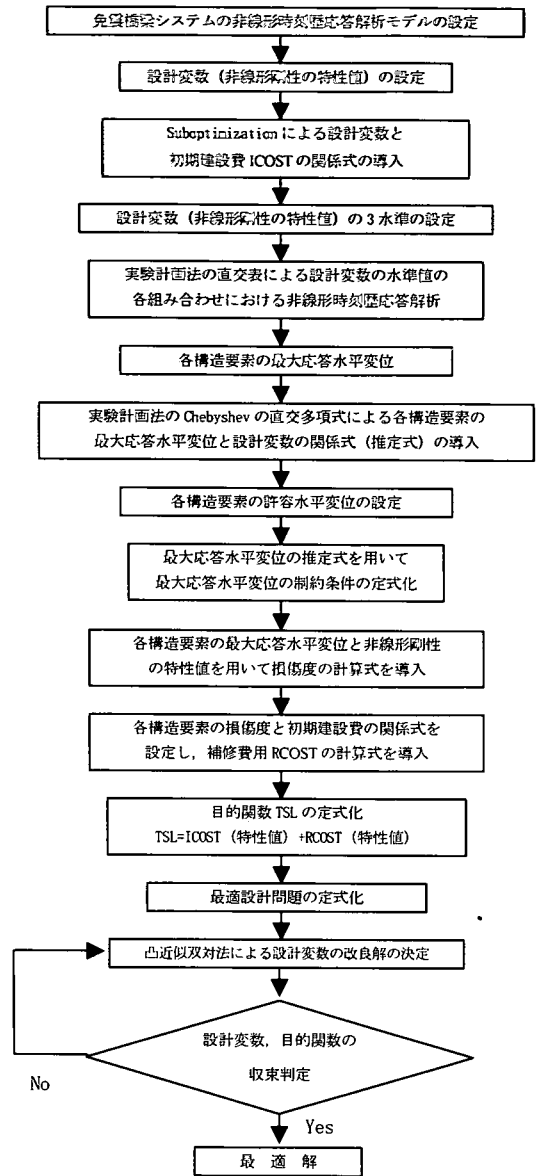


図-1 初期建設費と補修費の和を考慮した免震橋梁システムの最適化過程

## 2. 最適設計法および最適設計過程の概要

本研究の目的は、橋梁システム全体の上部構造、免震支承、橋脚、基礎構造を一つの動的構造システムとして捉え、各構造要素の最大応答水平変位に関する制約条件のもとで、免震支承および下部構造の初期建設費 ICOST と補修費 RCOST との和 TSL を最小にする各構造要素の最適な非線形剛性特性(断面諸元)を、論理的に正確に、かつ効率的に決定できる最適設計法を確立することである。

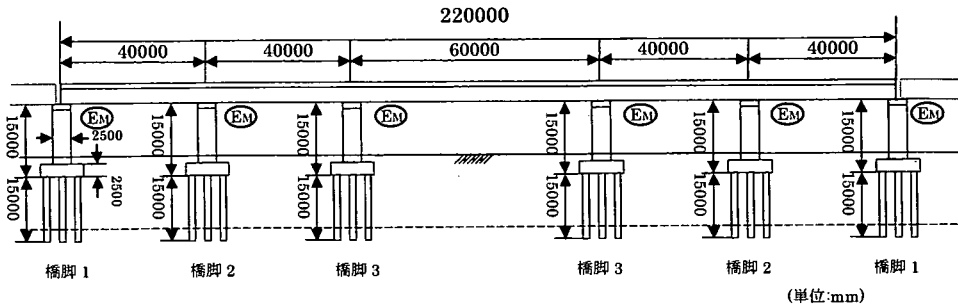


図-2(a) 対象とする免震橋梁システム

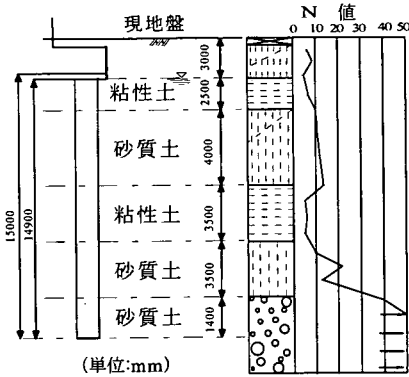


図-2(b) 杭基礎の地盤条件

この目的に対して、本研究では、まず橋梁システムの免震支承、鉄筋コンクリート橋脚、杭基礎構造の非線形剛性特性を表す設計変数として、免震支承の降伏荷重  $Qdi$  ( $i=1, \dots, n$ ) と二次剛性  $K2i$  ( $i=1, \dots, n$ )、鉄筋コンクリート橋脚の降伏曲げモーメント  $Myi$  ( $i=1, \dots, n$ )、基礎構造の回転バネ定数  $K\theta i$  ( $i=1, \dots, n$ ) を考慮し、Suboptimizationの考え方<sup>11)~13)</sup>を用いて各構造要素の設計変数と最小の初期建設費の関係式を導入した。ここに  $i$  は橋脚番号、 $n$  は橋脚の総数である。また各構造要素の終局変位、降伏変位および地震動による最大応答水平変位を用いて損傷度を定義し、この損傷度と実際の大規模地震被害の補修費の実績および各構造要素の最小初期建設費を用いて、補修費と設計変数の関係式を導入した。また、橋梁システムの各構造要素の地震動による最大応答水平変位の推定式を、統計学的手法である実験計画法<sup>14), 15)</sup>の手法により数少ない解析結果を用いて効率的かつ正確に導入した。

このようにして導入した各構造要素の初期建設費  $ICOST$ 、補修費  $RCOST$  および最大応答水平変位  $\delta_{max}$  と設計変数との関係式を用いて、各構造要素の最大応答水平変位が、それぞれに設定された許容水平変位  $\delta_a$  をこえないという制約条件のもとで、橋梁システムの免震支承と下部構造の初期建設費と補修費の和を最小とする設計変数の最適値を決定する最適設計

問題を定式化し、凸近似の概念を用いたラグランジュ双対法<sup>16)~19)</sup>の手法を用いて設計変数の最適値を正確かつ効率的に決定できる最適設計法を提案している。本論文で提案している最適設計法の設計過程を図-1に示す。

### 3. 設計変数の設定

2章で本論文において提案している最適設計法の概要について述べたが、本章では各構造要素の設計変数の設定方法について述べ、4章~6章で各構造要素の最小初期建設費と設計変数の関係式の導入方法について述べる。なお説明を明確に行うため、以後、図-2に示す免震橋梁システムの最適設計問題について具体的に記述することとする。図-2に示す免震橋梁システムは、橋長 220m (40m+40m+60m+40m+40m)、全幅員 12.0mの5径間連続鋼板桁橋である。また耐震設計上の地盤種別としては、道路橋示方書<sup>1)</sup>で規定しているII種地盤 ( $Tg=0.37s$ ) を考慮している。

図-2に示すような免震橋梁システムでは、通常地震時に不安定なマルチヒンジ構造となることを防ぐ意味から、免震支承および橋脚に塑性変形を許し基礎構造は弾性限度内にとどめるという設計思想で設計が行われており、本研究においてもこの設計思想に従い最適設計を行うこととした。

#### (1) 免震支承の非線形履歴特性と設計変数の設定

免震支承の非線形履歴特性は、図-3に示すパイリニアモデルを考慮し、本研究では、1次剛性  $K1$  は一定値と仮定し、降伏荷重  $Qdi$  と2次剛性  $K2i$  の変化により免震支承の非線形履歴特性が表現できるものとした。従来、免震支承の設計においては1次剛性  $K1$  と2次剛性  $K2$  の比はほぼ一定値となっているが、本研究では、近年使用されるようになってきている平常時の荷重に対する機能と地震時の荷重に対する機能とを分離させた機能分離型免震支承<sup>20)</sup>においては、免震

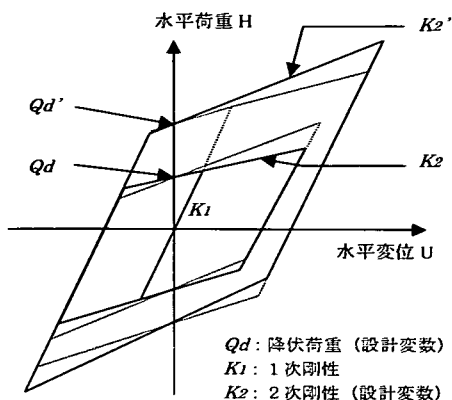


図-3 免震支承の非線形履歴特性と設計変数  $Q_d, K_1, K_2$

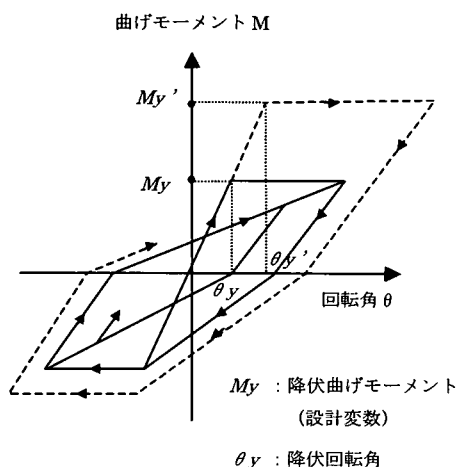


図-4 橋脚の非線形履歴特性と設計変数  $M_y$

支承の履歴特性をある程度自由に設定できることも考慮し、 $Q_{di}$  および  $K_{2i}$  を設計変数として考慮することとした。

### (2) 橋脚の非線形履歴特性と設計変数の設定

鉄筋コンクリート橋脚の非線形履歴特性としては、図-4 に示す剛性低下型の Takeda モデルを考慮し、その非線形動的特性を代表して示す降伏曲げモーメント  $M_{yi}$  を設計変数として考慮することとした。

### (3) 基礎構造の設計変数の設定

基礎構造の設計変数としては、道路橋示方書<sup>1)</sup>に示されている基礎-地盤系の動的な線形バネモデルを考慮し、回転バネ定数  $K_{\theta i}$  を設計変数として考慮することとした。

## 4. 免震支承の設計変数 $Q_d, K_2$ と初期製作費 $ICOST_b$ の関係式の導入

免震支承の設計変数  $Q_d, K_2$  と製作費  $ICOST_b$  の関係式は、免震支承の降伏荷重  $Q_d$  は金属材料（たとえば鉛柱）の断面積に支配され、二次剛性  $K_2$  は積層ゴムの支圧面積と高さの関数として求めることができるという仮定のもとで、既往の設計例および文献<sup>2)</sup>を参考に試設計を行った結果を用いて導入した。この場合、任意の  $K_2$  の値に対応する積層ゴムの支圧面積と高さの組み合わせは無数に考えられるが、高さを一定値とすることにより、支圧面積は一意的に決定することが可能となる。ところで免震支承の最小高さは、通常、各橋脚に作用する死荷重反力の大きさ、温度変化による水平方向の移動量から決定できる。そこで本研究では、図-2 に示す橋梁システムの各免震支承について試設計を行った結果から、免震支承の高さは 15.0cm で一定とし、二次剛性  $K_2$  は積層ゴムの支圧面積に支配されるものとした。このようにして導入した各橋脚 ( $i = 1, 2, 3$ ) の免震支承の降伏荷重  $Q_{di}$  (kN) および二次剛性  $K_{2i}$  (kN/m) と製作費  $ICOST_{bi}$  (千円) の関係式を以下に示す。

$$\begin{aligned} ICOST_{b1} &= 3.0Q_{d1} + 0.15K_{21} + 5000 \quad (i=1) \\ ICOST_{b2} &= 3.0Q_{d2} + 0.15K_{22} + 5500 \quad (i=2) \\ ICOST_{b3} &= 3.0Q_{d3} + 0.15K_{23} + 6000 \quad (i=3) \end{aligned} \quad (1)$$

なお式 (1) においては、機能分離型免震支承のように平常時の荷重に対する機能と地震時の荷重に対する機能を分離させた構造を想定し、設計変数に乗じる係数の値は各橋脚で同一の値とし、橋脚毎の鉛直荷重の変化に伴う製作費の変化は、定数項の値の変化 (5000, 5500, 6000) で表現することとした。

## 5. 橋脚の設計変数 $M_y$ と最小初期建設費 $ICOST_p$ の関係式の導入

橋脚の設計変数  $M_y$  と最小初期建設費  $ICOST_p$  の関係式は、Suboptimization の考え方を適用し、断面寸法および鉄筋量をパラメトリックに変化させ、橋脚の各降伏曲げモーメント  $M_y$  に対応する最小の初期建設費を求めることにより導入した。

すなわち本研究では橋軸方向の地震動に着目しているため、橋軸直角方向の柱幅は 5.0m で一定とし、橋軸方向の柱幅を 2.0m から 3.0m まで 0.25m ずつ変化させ、その初期建設費を検討することとした。

使用する鉄筋は、D19-2 段配筋、D22-2 段配筋、D25-2 段配筋、D29-2 段配筋、D32-2 段配筋、D35-2 段

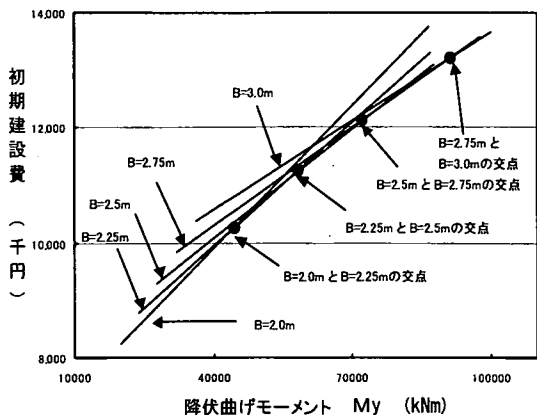


図-5 橋脚の降伏曲げモーメント  $M_y$  と初期建設費の関係

配筋およびD38-2段配筋の7種類とし、横拘束筋の使用鉄筋、間隔および有効長は全て一定とした。また初期建設費は、コンクリート工、型枠工、鉄筋工、足場工、支保工に要する費用の和とし、実際の設計に用いる積算基準、標準単価を参考にして算出した。

上記の各条件を用いて、道路橋示方書<sup>1)</sup>に示されている算出式により計算した橋脚の降伏曲げモーメント  $M_y$  と初期建設費  $ICOST_p$  との関係を図-5に示す。図-5から明らかなように、橋軸方向の柱幅が同一で鉄筋量のみを変化させた場合、降伏曲げモーメント  $M_y$  と初期建設費  $ICOST_p$  との関係は、それぞれ簡単な1次式で表され、降伏曲げモーメント  $M_y$  が増加するに伴い、初期建設費  $ICOST_p$  が直線的に増加することがわかる。また、異なる5つの柱幅 ( $B=2.0m, 2.25m, 2.5m, 2.75m, 3.0m$ ) に対して導入された1次直線は、4つの交点により交わっており、それらの交点を境として設計変数  $M_y$  が大きくなるにしたがい最も経済的となる柱幅が  $2.0m, 2.25m, 2.5m, 2.75m, 3.0m$  と逐次大きくなっている。

上記の関係から、各交点間で最も初期建設費の小さくなる降伏曲げモーメント  $M_y$  と初期建設費  $ICOST_p$  の関係式を選択することにより、橋脚の設計変数と最小初期建設費の関係式を導入することができる。このようにして導入した各橋脚 ( $i=1,2,3$ ) の降伏曲げモーメント  $M_{yi}(kNm)$  と最小初期建設費  $ICOST_{pi}$  (千円) の関係式を以下に示す。

$$\begin{aligned}
 ICOST_{pi} &= 0.0827M_{yi} + 6576.0 \quad (M_{yi} < 44282.0) \\
 ICOST_{pi} &= 0.0718M_{yi} + 7059.7 \quad (44282.0 \leq M_{yi} < 58087.0) \\
 ICOST_{pi} &= 0.0636M_{yi} + 7536.2 \quad (58087.0 \leq M_{yi} < 72088.0) \\
 ICOST_{pi} &= 0.0570M_{yi} + 8016.9 \quad (72088.0 \leq M_{yi} < 91250.0) \\
 ICOST_{pi} &= 0.0517M_{yi} + 8500.8 \quad (91250.0 \leq M_{yi}) \\
 &\quad (i=1,2,3) \quad (2)
 \end{aligned}$$

なお、図-2に示す橋梁システムでは、上部構造からの死荷重反力の差による各橋脚の  $M_{yi}$  と  $ICOST_{pi}$  の関係式にほとんど違いが認められなかったため、本研究においては、すべての橋脚に対して式(2)に示す  $M_{yi}$  と  $ICOST_{pi}$  の関係式を用いることとした。ただし橋梁システムが山間地の峡谷を跨いで建設される場合などのように、各橋脚の高さ、橋軸直角方向の柱幅、支間長などがそれぞれ異なる場合には、各橋脚ごとに  $M_{yi}$  と  $ICOST_{pi}$  の関係式を導入する必要がある。しかし、これらの関係式は、上記の Suboptimization の方法により、各橋脚断面の  $M_{yi}$  と初期建設費の比較のみの作業により、きわめて単純かつ容易に求めることができる。したがって、設計条件の違いによる各橋脚の  $M_{yi}$  と  $ICOST_{pi}$  の関係式の導入に要する時間と労力はきわめて少ないものである。

## 6. 基礎構造の設計変数 $K\theta$ と最小初期建設費 $ICOST_r$ の関係式の導入

基礎構造の設計変数  $K\theta$  と最小初期建設費  $ICOST_r$  の関係式は、橋脚の場合と同様に Suboptimization の考え方を適用し、杭の直径、本数および配置をパラメトリックに変化させ、各回転バネ定数  $K\theta$  に対応する最小の初期建設費を求めることにより導入した。

すなわち、本研究では橋軸方向の地震動に着目しているため、橋軸直角方向の杭の列数は3列とし、杭間隔は最小間隔  $2.5\phi$  ( $\phi$ : 杭径) で配置するものとした。

杭径は  $\phi=1000mm \sim 1500mm$  の範囲で  $100mm$  ずつ変化させ、杭の本数は6本  $\sim$  12本の範囲で、また橋軸方向の杭間隔は  $2.5\phi \sim 5.0\phi$  の範囲で  $0.5\phi$  ずつ変化させ、それぞれの初期建設費を比較することとした。また初期建設費は、フーチング部のコンクリート工、鉄筋工、型枠工、足場工、均しコンクリート工、基礎砕石工および場所打ち杭工に要する費用の和とし、実際の設計に用いる積算基準、標準単価を参考にして算出した。上記の条件により道路橋示方書<sup>1)</sup>に示されている算出式により計算した回転バネ定数  $K\theta$  と初期建設費  $ICOST_r$  の組み合わせの中で  $K\theta$  に対して  $ICOST_r$  が最小となる組み合わせを選択しプロットしたものを図-6に示す。この図では同一の杭径および杭本数に対して橋軸方向の杭間隔のみを変化させて得られた初期建設費と  $K\theta$  の関係を一本の曲線で表している。

図-6でプロットした各  $K\theta$  に対する最小初期建設費の値を、最小二乗法により二次曲線で近似することにより、図-7に示すように各橋脚 ( $i=1,2,3$ ) の基礎構造の回転バネ定数  $K\theta_i$  ( $kNm/rad$ ) と初期建設費  $ICOST_{ri}$  (千円) の関係式を次のように導入することができる。

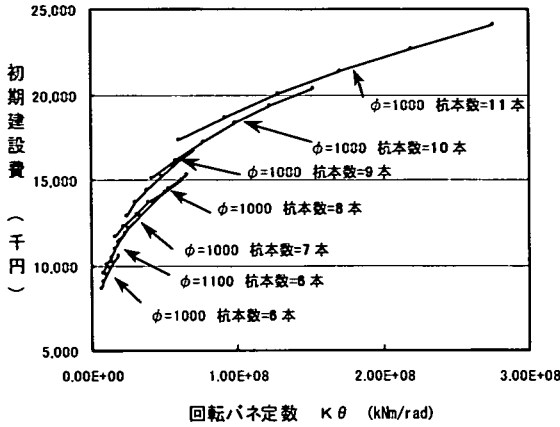


図-6 基礎構造の回転バネ定数  $K\theta$  と最小初期建設費の関係

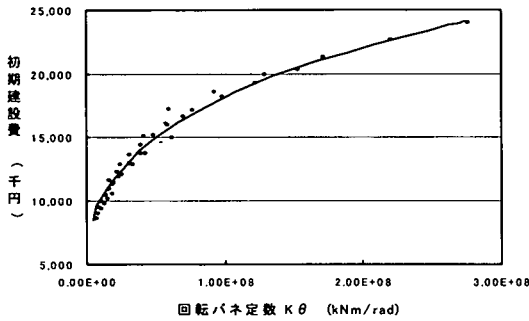


図-7 基礎構造の回転バネ定数  $K\theta$  と最小初期建設費の近似曲線

$$ICOST_{ji} = (-1.792 \times 10^{-13}) K\theta_i^2 + (1.079 \times 10^{-4}) K\theta_i + 8403 \quad (3) \quad (i = 1, 2, 3)$$

なお、図-2に示す橋梁システムの各橋脚の基礎構造について求めた  $K\theta_i$  と  $ICOST_{ji}$  の関係式にほとんど違いが認められなかったため、本研究ではすべての橋脚の基礎構造に対して式(3)に示す  $K\theta_i$  と  $ICOST_{ji}$  の関係式を用いることとした。ただし橋梁システムの各橋脚の地層の状態や杭の長さ(支持層までの深さ)が異なる場合には、各橋脚の基礎構造ごとに  $K\theta_i$  と  $ICOST_{ji}$  の関係式を導入する必要がある。しかし、これらの関係式は、上記のSuboptimizationの方法により、きわめて単純な  $K\theta_i$  と初期建設費の比較のみの作業により、わずかの時間と労力で容易に導入することができる。

## 7. 橋梁システム全体の免震支承および下部構造の最小初期建設費 ICOST の算定式

式(1)で導入した免震支承の設計変数  $Qd$ ,  $K_2$  と初期建設費  $ICOST_b$  の関係式、式(2)で導入した橋脚の設計変数  $My$  と最小初期建設費  $ICOST_p$  の関係式および式(3)で導入した基礎構造の設計変数  $K\theta$  と最小初期建設費  $ICOST_r$  の関係式を用いて、橋梁システムの免震支承を含む全下部工の最小初期建設費  $ICOST$  の算定式を次式のように導入することができる。

$$ICOST = 2 \sum_{i=1}^3 ICOST_{bi}(Qd_i, K_{2i}) + 2 \sum_{i=1}^3 ICOST_{pi}(My_i) + 2 \sum_{i=1}^3 ICOST_{ri}(K\theta_i) \quad (4)$$

ここに、

$ICOST_{bi}$  : 橋脚  $i$  の免震支承の初期製作費

$ICOST_{pi}$  : 橋脚  $i$  の最小初期建設費

$ICOST_{ri}$  : 橋脚  $i$  の基礎構造の最小初期建設費

## 8. 橋梁システムの各構造要素の最大応答水平変位の推定式の導入

9章で述べる橋梁システムの各構造要素の損傷度  $D_i$  を計算する場合には、任意の設計変数の値に応じた免震支承および橋脚の最大応答水平変位を求める必要が生じる。また後ほど12章で述べる各構造要素の変位の制約条件のもとで設計変数の最適値を求める過程においても、設計変数の値の変化に応じて各構造要素の地震動による最大応答水平変位を求めることが頻繁に生じる。この最大応答水平変位を能率的に求めるため、本研究では実験計画法の方法を用いて、各構造要素の最大応答水平変位と設計変数の関数(推定式)を導入することにより、動的応答解析の量を激減させ、効率的に最適設計を行うこととした。以下、この最大応答水平変位の推定式の導入方法について、その概要を述べる。なお、この方法の詳細については文献(9)で述べているので参照していただきたい。

図-2に示す免震橋梁システムの各設計変数  $Qd_1 \sim Qd_3$ ,  $K_{21} \sim K_{23}$ ,  $My_1 \sim My_3$ ,  $K\theta_1 \sim K\theta_3$  を実験計画法の因子として考慮し、それぞれの3個の離散的な水準値(第1水準, 第2水準, 第3水準)を設定する。次に、それらの各設計変数の水準値を用いて表-1の  $L_{27}(3^{13})$  直交表に示す27通りの各組み合わせについて橋梁システムの非線形時刻歴応答解析を行い、上部構造、免震支承、橋脚および基礎構造の地震動による

表-1  $L_{27}(3^{13})$ 直交表

実験 NO.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
	Qd1	Qd2	Qd3	K21	K22	K23	My1	My2	My3	Kθ1	Kθ2	Kθ3
1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
2	1	1	1	1	2	2	2	2	2	2	2	2
3	1	1	1	1	3	3	3	3	3	3	3	3
4	1	2	2	2	1	1	1	2	2	2	3	3
5	1	2	2	2	2	2	2	3	3	3	1	1
6	1	2	2	2	3	3	3	1	1	1	2	2
7	1	3	3	3	1	1	1	3	3	3	2	2
8	1	3	3	3	2	2	2	1	1	1	3	3
9	1	3	3	3	3	3	3	2	2	2	1	1
10	2	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2
11	2	1	2	3	2	3	1	2	3	1	2	3
12	2	1	2	3	3	1	2	3	1	2	3	1
13	2	2	3	1	1	2	3	2	3	1	3	1
14	2	2	3	1	2	3	1	3	1	2	1	2
15	2	2	3	1	3	1	2	1	2	3	2	3
16	2	3	1	2	1	2	3	3	1	2	2	3
17	2	3	1	2	2	3	1	1	2	3	3	1
18	2	3	1	2	3	1	2	2	3	1	1	2
19	3	1	3	2	1	3	2	1	3	2	1	3
20	3	1	3	2	2	1	3	2	1	3	2	1
21	3	1	3	2	3	2	1	3	2	1	3	2
22	3	2	1	3	1	3	2	2	1	3	3	2
23	3	2	1	3	2	1	3	3	2	1	1	3
24	3	2	1	3	3	2	1	1	3	2	2	1
25	3	3	2	1	1	3	2	3	2	1	2	1
26	3	3	2	1	2	1	3	1	3	2	3	2
27	3	3	2	1	3	2	1	2	1	3	1	3

最大応答水平変位を求める。このようにして得られた 27 通りの各構造要素の最大応答水平変位を用いて、次の式(5)に示す Chebyshev の直交多項式により  $\delta_{max}$  の推定式を導入する。

$$y_j = b_{0j} + \sum_{k=1}^{12} b_{1jk} (A_k - \bar{A}_k) + \sum_{k=1}^{12} b_{2jk} \left\{ (A_k - \bar{A}_k)^2 - (a^2 - 1) h_k^2 / 12 \right\} \quad (5)$$

ここに、

- $y_j$  : 着目点  $j$  の最大応答水平変位の推定値
- $A_k$  : 因子  $k$  (設計変数  $k$ )
- $\bar{A}_k$  : 因子  $k$  (設計変数  $k$ ) の水準平均値
- $a$  : 水準数
- $h_k$  : 因子  $k$  (設計変数  $k$ ) の水準間隔
- $b_{0j}$  : 27 通りの解析により得られた着目点  $j$  の最大応答水平変位の平均
- $b_{1jk}$  :  $y_j$  に関する  $(A_k - \bar{A}_k)$  の 1 次項に乗ずる係数
- $b_{2jk}$  :  $y_j$  に関する  $(A_k - \bar{A}_k)$  の 2 次項に乗ずる係数

本研究では、図-2 の橋梁システムへの入力地震動として道路橋示方書に規定されているタイプ II の標準加速度波形 (II 種地盤用 - 3 波形) を用いて非線形時刻歴応答解析を行い、その 3 波形の平均応答値を用いて  $\delta_{max}$  の推定式を導入した。なお非線形時刻歴応答解析における積分方法は Newmark- $\beta$ 法を用い、 $\beta$

表-2 上部構造の最大応答水平変位  $\delta_{max}$  の推定値と解析 (実験) 値の比較

実験 No.	推定値 (cm)	解析値 (cm)	相対誤差* (%)
1	90.69	92.13	1.57
2	62.38	61.33	1.71
3	64.73	64.33	0.62
4	58.66	58.27	0.68
5	58.69	60.13	2.41
6	64.28	63.23	1.66
7	45.25	44.20	2.37
8	67.00	66.60	0.60
9	60.99	62.43	2.32
10	49.20	48.80	0.81
11	57.32	58.77	2.46
12	57.95	56.90	1.84
13	51.52	50.47	2.08
14	58.90	58.50	0.68
15	51.19	52.63	2.75
16	40.69	42.13	3.43
17	67.68	66.63	1.57
18	58.06	57.67	0.69
19	46.62	45.57	2.30
20	53.83	53.43	0.74
21	58.99	60.43	2.39
22	53.95	55.40	2.61
23	61.15	60.10	1.75
24	63.60	63.20	0.63
25	46.23	45.83	0.87
26	47.72	49.17	2.94
27	63.38	62.33	1.68

\* 相対誤差 = |(推定値 - 解析値) / 解析値| × 100 (%)

= 1/4, 積分時間間隔は 0.01 秒, 収束誤差は 0.0001 以下としている。

表-2 は、表-1 に示す 27 通りの各組み合わせにおける上部構造の最大応答水平変位の解析 (実験) 値と式 (5) の推定式より得られた推定値を比較したものである。解析値と推定値との相対誤差は、いずれの場合も 3.5% 以下の相対誤差となっており、本章で述べた実験計画法の方法により、各構造要素の地震動による最大応答水平変位をきわめて精度よく推定できることが明らかとなった。

## 9. 橋梁システムの各構造要素の損傷度 D の設定

一般に橋梁システムが損傷したことにより社会がこうむる被害は、単に橋梁の損傷部分を修復する費用、あるいは被害の程度によっては橋梁を撤去する費用にとどまらず、橋梁の機能が停止することにより社会および経済活動が停滞することによる損失をも考慮して評価すべきである<sup>22), 23)</sup>。しかし本研究では、橋梁システムが兵庫県南部地震クラスの大きな強度を持った地震動により各構造要素が損傷を受けた場合でも、ただちに補修することにより、橋としての機能を速やかに回復し、再度使用に供することを前提として設計して

水平力 P

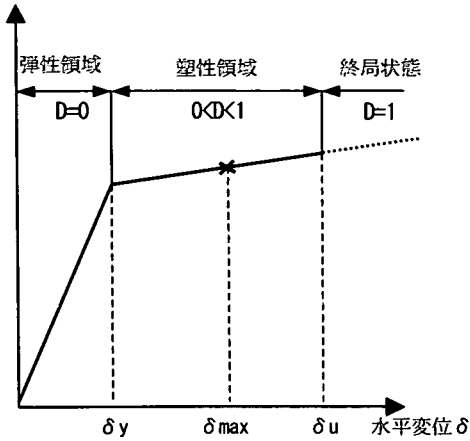


図-8 水平変位  $\delta$  と損傷度  $D$  の関係

るので、大規模地震動による補修費の算定においては各構造要素の損傷度のみに着目し、その補修に要する直接的な費用を補修費用  $RCOST$  として考慮することとした。

### (1) 免震支承と橋脚の損傷度の定義

一般に橋脚などの損傷を表す指標としては、最大応答変位  $\delta_{max}$  を降伏変位  $\delta_y$  で除した値である最大応答塑性率  $\mu_{max}$  が用いられている。しかしながら、最大応答塑性率  $\mu_{max}$  は構造要素が弾性域をどの程度超えているかを表す指標であり、構造要素の終局状態との関係は考慮されていない。従って本研究では、免震支承と橋脚の損傷度  $D$  を、終局変位  $\delta_u$  をも考慮して、次式により定義することとした<sup>24)</sup>。

$$D = \frac{\delta_{max} - \delta_y}{\delta_u - \delta_y} \quad (6)$$

式(6)において、 $D \leq 0$  の場合は、構造要素は弾性領域にあるため損傷度  $D = 0$  とし、 $D \geq 1$  の場合は、構造要素が終局状態に至ったものとし、 $D = 1$  とする。したがって、式(6)で得られる損傷度  $D$  の値は、図-8に示すように以下の領域を意味する値となる。

$D = 0$	弾性領域
$0 < D < 1$	塑性領域
$D = 1$	終局状態

なお、式(6)の損傷度  $D$  は、道路橋示方書に示されている橋脚の許容塑性率の算出に用いる安全係数  $\alpha$  の逆数に相当する値となる。例として道路橋示方書に規定されているタイプIIの地震動に対する安全係数  $\alpha$  と損傷度  $D$  の関係を示すと次のようになる。

$\alpha = 1.5 \Leftrightarrow D = 2/3$  (通常の橋梁の場合)

$\alpha = 3.0 \Leftrightarrow D = 1/3$  (免震橋梁の場合)

### (2) 免震支承の損傷度 $D_{bi}$ の算定式

免震支承の損傷度  $D_{bi}$  の算出式において、降伏変位  $\delta_{yi}$  は免震支承の非線形特性値である  $Q_{di}$ 、 $K_{2i}$  (設計変数) および1次剛性  $K_{1i}$  を用いて容易に求めることができる。本論文では免震支承の  $K_{1i}$  は一定値と仮定しているため、 $\delta_{yi}$  は  $Q_{di}$  および  $K_{2i}$  の関数として表すことができる。また最大応答水平変位  $\delta_{bi_{max}}$  は、8章で述べた方法により、各構造要素の設計変数 ( $Q_d$ 、 $K_2$ 、 $M_y$ 、 $K_\theta$ ) を因子として導入した推定式により、きわめて精度よく推定することができる。また免震支承の終局変位  $\delta_{ui}$  は、ゴムの破断ひずみを500%として算出することとした<sup>20)</sup>。本研究では4章で述べたように免震支承のゴム厚を15.0cmで一定とし、金属材料の断面積およびゴムの支圧面積を変化させることにより支承の非線形履歴特性を変化させることとしているため、免震支承の終局変位は  $\delta_{ui} = 0.75m$  で一定値としている。以上のことより、橋脚  $i$  の免震支承の損傷度  $D_{bi}$  は次式により計算することができる。

$$D_{bi} = \frac{\delta_{bi_{max}}(Q_d, K_2, M_y, K_\theta) - \delta_{yi}(Q_{di}, K_{2i})}{\delta_{ui} - \delta_{yi}(Q_{di}, K_{2i})} \quad (7)$$

$(i = 1, 2, 3)$

ここに、

$\delta_{bi_{max}}$  : 橋脚  $i$  の免震支承の最大応答水平変位(m)

$\delta_{yi}$  : 橋脚  $i$  の免震支承の降伏変位(m)

$\delta_{ui}$  : 橋脚  $i$  の免震支承の終局変位(m)  
(=0.75m)

### (3) 橋脚の損傷度 $D_{pi}$ の算定式

橋脚の設計変数  $M_{yi}$  の各値における降伏変位  $\delta_{yi}$  および終局変位  $\delta_{ui}$  は、5章で述べたSuboptimizationの過程により決定された  $M_{yi}$  の各値における最適な断面寸法および鉄筋量を用いて道路橋示方書に規定されている地震時保有水平耐力法の算定式により容易に求めることができる。また最大応答水平変位  $\delta_{pi_{max}}$  は、免震支承の場合と同様に、各構造要素の設計変数 ( $Q_d$ 、 $K_2$ 、 $M_y$ 、 $K_\theta$ ) の関数として8章で導入した推定式により容易に求めることができる。したがって、橋脚  $i$  の損傷度  $D_{pi}$  は次式により計算することができる。

$$D_{pi} = \frac{\delta_{pi_{max}}(Q_d, K_2, M_y, K_\theta) - \delta_{yi}(M_{yi})}{\delta_{ui}(M_{yi}) - \delta_{yi}(M_{yi})} \quad (8)$$

$(i = 1, 2, 3)$

ここに、



- $\delta p_{i \max}$  : 橋脚  $i$  の最大応答水平変位(m)
- $\delta y_i$  : 橋脚  $i$  の降伏変位(m)
- $\delta u_i$  : 橋脚  $i$  の終局変位(m)

### 10. 補修費 RCOST の算定式の導入

大規模地震により損傷した免震支承および橋脚の補修コストは、損傷度が同じ値であっても、その構造要素の初期建設費が大きいほど補修費も大きくなる。そこで本研究では、各構造要素の補修費  $RCOST_i$  は4章および5章で導入した初期建設費  $ICOST_i$  に比例するものとし、兵庫県南部地震による損傷状況と補修方法および費用の関係を参考にして導入した免震支承および橋脚の補修コスト係数  $C_{bi}$  および  $C_{pi}$  を用いて、次式により補修費  $RCOST$  を計算することとした。ただし3章で述べたように、本研究では大規模な地震を受けた場合でも基礎構造の変形は弾性限度内にとどめるように設計を行っているので、基礎構造の補修費については考慮していない。

$$RCOST = RCOST_h + RCOST_p \quad (9)$$

$$RCOST_h = 2 \sum_{i=1}^3 [C_{bi} \times ICOST_{hi}(Qd_i, K_{2i})] \quad (10)$$

$$RCOST_p = 2 \sum_{i=1}^3 [C_{pi} \times ICOST_{pi}(My_i)] \quad (11)$$

ここに、

- $RCOST_h$  : 免震支承の補修コスト
- $RCOST_p$  : 橋脚の補修コスト
- $C_{bi}$  : 橋脚  $i$  の免震支承の補修コスト係数
- $C_{pi}$  : 橋脚  $i$  の補修コスト係数
- $ICOST_{hi}$  : 橋脚  $i$  の免震支承の初期建設費
- $ICOST_{pi}$  : 橋脚  $i$  の最小初期建設費

式(10)、(11)における免震支承および橋脚の補修コスト係数  $C_{bi}$  および  $C_{pi}$  は、兵庫県南部地震に際して用いられた損傷状況と補修方法の関係<sup>25)</sup>を参考にして、各構造要素の損傷度を3つのレベルに分け算出することとした。具体的に橋脚を例にとると、損傷レベル1（小規模な損傷状況）は0.5mm以下のクラックが発生した状況を示し、補修方法としては樹脂注入などによる小規模な補修で対応可能なレベルである。損傷レベル2（中規模な損傷状況）は0.5mm以上のクラックが発生するとともに、被りコンクリートの剥離が発生し始める状況を示し、補修方法も鉄筋コンクリートあるいは鋼板巻き立て補強などの大規模な補修が実施されるレベルである。また損傷レベル3（大規模な損

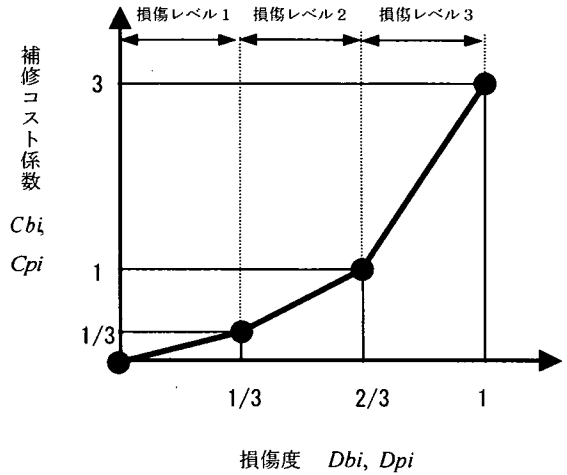


図-9 免震支承および橋脚の損傷度  $D_i$  と補修コスト係数  $C_i$  の関係

傷状況)は、主鉄筋がはらみだし半倒壊もしくは倒壊している状況を示し、橋脚の再構築が必要となるレベルである。

上記の内容を考慮し、本研究では補修コスト係数  $C_i$  と損傷度  $D_i$  の関係は、損傷レベルが大きくなるにしたがい  $C_i$  が二次関数的に大きくなるように設定し、構造物が崩壊した場合の補修コスト係数は、初期建設費の3倍<sup>6)</sup>となるようにした。このようにして設定した免震支承および橋脚の損傷度  $D_i$  と補修コスト係数  $C_i$  との関係式を図-9および式(12)～(14)に示す。

$$C_i = D_i \quad \left(0 \leq D_i \leq \frac{1}{3}\right) \quad (12)$$

$$C_i = \frac{1}{3} + 2 \left(D_i - \frac{1}{3}\right) \quad \left(\frac{1}{3} < D_i \leq \frac{2}{3}\right) \quad (13)$$

$$C_i = 1 + 6 \left(D_i - \frac{2}{3}\right) \quad \left(\frac{2}{3} < D_i \leq 1\right) \quad (14)$$

( $i = 1, 2, 3$ )

式(12)～(14)で設定した補修コスト係数と損傷度との関係式に、式(7)の免震支承の損傷度の算定式および式(8)の橋脚の損傷度の算定式を代入することにより、式(9)～(11)の補修費  $RCOST$  の算定式を次式のように表現することができる。

$$RCOST = 2 \sum_{i=1}^3 [C_{bi}(Qd, K_2, My, K\theta) \times ICOST_{hi}(Qd_i, K_{2i})] + 2 \sum_{i=1}^3 [C_{pi}(Qd, K_2, My, K\theta) \times ICOST_{pi}(My_i)] \quad (15)$$

## 11. 橋梁システム全体の免震支承および下部構造の初期建設費と補修費を考慮した目的関数 TSL の定式化

本研究では橋梁システム全体の免震支承および下部構造の初期建設費と補修費との和を最小にする最適設計問題を対象としている。このような設計問題においては、大規模地震による各構造要素の損傷の発生現象は、本質的には確率事象としてとらえる必要があり、かつ構造物の社会的な重要度  $W$  をも考慮して取り扱うべきものとなる。このことから、大規模地震による各構造要素の損傷の補修に必要な費用は、想定する大規模地震動が橋の供用期間に発生する確率  $P_{EQ}$  および構造物の社会的な重要度  $W$  の両者を考慮して決定される係数  $\gamma(P_{EQ}, W)$  を乗じて取り扱う必要がある。

式(4)および式(15)から明らかのように、初期建設費  $ICOST$  と補修費用  $RCOST$  は、いずれも各構造要素の設計変数の関数として定式化できるため、目的関数すなわち大規模地震による損傷の補修費用をも考慮した橋梁システムの全社会的損失費用  $TSL$  は、次式で表すことができる。

$$TSL = ICOST(Qd, Kz, My, K\theta) + \gamma(P_{EQ}, W) \cdot RCOST(Qd, Kz, My, K\theta) \quad (16)$$

ここに、

$$\gamma(P_{EQ}, W) = P_{EQ} \times W$$

$P_{EQ}$  : 橋梁システムの想定(期待)供用期間(80年程度以上)中に大規模地震動が発生する確率 ( $P_{EQ} = 0.0 \sim 1.0$ )

$W$  : 橋梁システムの社会的な重要度 ( $W = 0.0 \sim 1.0$ )

ところで本研究では、対象としている図-2に示す免震橋梁システムが、大都市環境の中で極めて重要な幹線道路ネットワークを形成しており、かつ80年程度以上の非常に長期にわたり使用に耐え得ることを期待されている橋梁システムであるとの仮定のもとに、橋梁の供用期間中に大規模地震が一度は発生し、それによる損傷の補修を完全に行う必要があるものとし、式(16)における  $\gamma(P_{EQ}, W)$  の値を 1.0 と仮定した。

## 12. 最適設計問題の定式化および最適化手法

免震支承、橋脚、基礎構造および上部構造の地震動による最大応答水平変位  $\delta bi$ ,  $\delta pi$ ,  $\delta fi$ ,  $\delta s$  に関する制約条件のもとで、11章で導入した目的関数  $TSL$  を最小にする設計変数  $Qdi, Kzi, Myi, K\theta i$  を決定する最適設計問題を次のように定式化する。

$$\begin{aligned} \text{find} \quad & Qdi, Kzi, Myi, K\theta i \quad (i = 1, 2, 3) \\ \text{minimize} \quad & TSL = ICOST(Qd, Kz, My, K\theta) \\ & + \gamma(P_{EQ}, W) \cdot RCOST(Qd, Kz, My, K\theta) \\ \text{subject to} \quad & (17) \\ & g\delta bi = \delta bi(Qd, Kz, My, K\theta) - \delta ba \leq 0 \\ & g\delta pi = \delta pi(Qd, Kz, My, K\theta) - \delta pa \leq 0 \\ & g\delta fi = \delta fi(Qd, Kz, My, K\theta) - \delta fa \leq 0 \\ & g\delta s = \delta s(Qd, Kz, My, K\theta) - \delta sa \leq 0 \end{aligned} \quad (i = 1, 2, 3)$$

本研究では、式(17)の最適設計問題を解く方法として、凸近似の概念およびラグランジュ双対理論に基づく最適化アルゴリズム<sup>16)~19)</sup>を用い、設計変数  $Qdi, Kzi, Myi, K\theta i$  ( $i = 1, 2, 3$ )の改良を繰り返すことによりその最適値を決定した。

## 13. 最適設計例

3章~12章で述べた最適設計問題の定式化および最適設計過程により、図-2に示す免震橋梁システムが道路橋示方書<sup>1)</sup>で規定されているタイプIIの3個の標準加速度波形の地震動を受けた場合の3波形の平均応答値が、設定した許容水平変位を超えないという制約条件のもとで最適設計を行った結果について述べる。なお凸近似ラグランジュ双対法による最適化過程では、各設計変数の初期値として第2水準値を用い、設計変数の1回の改良における改良限度 (move limit) は30%に設定している。

表-3に  $\delta ba = 25.0\text{cm}$ ,  $\delta pa = 5.0\text{cm}$ ,  $\delta fa = 1.5\text{cm}$ ,  $\delta sa = 40.0\text{cm}$ とした場合(設計例①),  $\delta ba = 30.0\text{cm}$ ,  $\delta pa = 10.0\text{cm}$ ,  $\delta fa = 3.0\text{cm}$ ,  $\delta sa = 50.0\text{cm}$ とした場合(設計例②),  $\delta ba = 35.0\text{cm}$ ,  $\delta pa = 15.0\text{cm}$ ,  $\delta fa = 4.5\text{cm}$ ,  $\delta sa = 60.0\text{cm}$ とした場合(設計例③)のそれぞれについて、式(17)の  $TSL$  最小化問題に対する設計変数の最適値、最適値における各構造要素の最大応答水平変位、最適解における目的関数値、最適解を得るために要した設計変数の反復改良回数などを示す。また最適値における最大応答水平変位が許容水平変位の90%以上の値となっている構造要素については、その構造要素の最大応答水平変位に下線を引いている。

表-3から明らかのように、いずれの設計例においても各構造要素の設計変数(非線形剛性の特性値)の最適値が最大24回以内の繰り返し改良により効率的に求められている。またアクティブな制約条件としては、設計例①では、ほとんど全ての許容水平変位に関

表-3  $\delta ba = 25.0 \sim 35.0$  cm,  $\delta pa = 5.0 \sim 15.0$  cm,  $\delta fa = 1.5 \sim 4.5$  cm,  $\delta sa = 40.0 \sim 60.0$  cm とした場合の最適解の比較

設計例		①			②			③		
各構造要素の許容水平変位		$\delta ba = 25.0$ cm $\delta pa = 5.0$ cm $\delta fa = 1.5$ cm $\delta sa = 40.0$ cm			$\delta ba = 30.0$ cm $\delta pa = 10.0$ cm $\delta fa = 3.0$ cm $\delta sa = 50.0$ cm			$\delta ba = 35.0$ cm $\delta pa = 15.0$ cm $\delta fa = 4.5$ cm $\delta sa = 60.0$ cm		
構造要素	設計変数	最適値	最大水平 <sup>1)</sup> 変位 (cm)	許容水平変位 (cm)	最適値	最大水平 <sup>1)</sup> 変位 (cm)	許容水平変位 (cm)	最適値	最大水平 <sup>1)</sup> 変位 (cm)	許容水平変位 (cm)
免震支承 B1	Qd <sub>1</sub> (kN)	2308	<u>25.0</u>	25.0	1900	<u>30.0</u>	30.0	1856	<u>32.71</u>	35.0
	K2 <sub>1</sub> (kN/m)	11240			9167			7949		
免震支承 B2	Qd <sub>2</sub> (kN)	1007	<u>25.0</u>	25.0	950	<u>30.0</u>	30.0	1670	<u>32.33</u>	35.0
	K2 <sub>2</sub> (kN/m)	3879			4210			4082		
免震支承 B3	Qd <sub>3</sub> (kN)	2202	<u>23.97</u>	25.0	1727	<u>28.63</u>	30.0	1727	22.21	35.0
	K2 <sub>3</sub> (kN/m)	5199			8869			8259		
橋脚 P1	My <sub>1</sub> (kNm)	106840	<u>5.0</u>	5.0	87824	6.44	10.0	93206	3.75	15.0
橋脚 P2	My <sub>2</sub> (kNm)	66871	4.29	5.0	70085	5.08	10.0	80582	3.64	15.0
橋脚 P3	My <sub>3</sub> (kNm)	83811	3.47	5.0	86103	4.55	10.0	63876	10.33	15.0
基礎 F1	K $\theta$ <sub>1</sub> (kNm/rad)	1.053E+08	<u>1.5</u>	1.5	5.268E+07	<u>2.85</u>	3.0	4.688E+07	3.95	4.5
基礎 F2	K $\theta$ <sub>2</sub> (kNm/rad)	9.155E+07	<u>1.5</u>	1.5	5.408E+07	<u>2.92</u>	3.0	4.823E+07	3.96	4.5
基礎 F3	K $\theta$ <sub>3</sub> (kNm/rad)	1.221E+08	<u>1.5</u>	1.5	8.294E+07	<u>2.93</u>	3.0	5.795E+07	<u>4.07</u>	4.5
上部構造			<u>37.71</u>	40.0		<u>45.11</u>	50.0		46.93	60.0
ICOST (千円)		256,329			229,870			226,284		
RCOST (千円)		22,587			30,799			33,139		
RCOST/ICOST×100(%)		8.8			13.4			14.6		
T S L (千円)		278,916			260,669			259,423		
TSL②,③/TSL①×100(%)		-			93.5			93.0		
ITE <sup>2)</sup> (回)		12			24			23		

1) 数値の下線は(最大水平変位/許容水平変位)×100 (%) ≥ 90%となっていることを示す。

2) 最適解を得るために要した設計変数の反復改良回数

する制約条件がアクティブとなっているのに対して、設計例②では $\delta b$ ,  $\delta f$ ,  $\delta s$ に関する制約条件、設計例③では橋脚1および2の $\delta b$ および橋脚3の $\delta f$ に関する制約条件のみがアクティブとなっており、各構造要素に設定する許容水平変位の値によって、アクティブとなる変位の設計条件が大きく異なっている。

各設計例の最適解における初期建設費 ICOST、補修費 RCOST および全社会的損失費用 TSL の値は、各構造要素の許容水平変位が大きくなるにしたがい(設計例①→②→③) ICOST が減少するのに対し、RCOST は逆に増加しており、その和である目的関数値 TSL は減少している。設計例①, ②, ③における RCOST と ICOST の比(%)は、それぞれ8.8%, 13.4%, 14.6%となっている。この設計例の比較から明らかのように、各構造要素の許容水平変位をある程

度大きく設定した場合には、いくつかの構造要素の塑性変形を大きくさせ、その要素の補修費を高くすることにより初期建設費を小さくさせることができ、全体として TSL を減少させ得ることが明らかとなった。すなわち、各構造要素の許容水平変位を大きくすることにより、いくつかの構造要素の塑性変形を大きくさせ補修費を増加させても、初期建設費を小さくすることにより TSL を最小化できることを示している。

#### 14. 全社会的損失費用 TSL 最小化による最適解と初期建設費 ICOST 最小化による最適解の比較

13章では橋梁システムの初期建設費および補修費を加え合わせた全社会的損失費用 TSL を目的関数とし

表-4 TSL最小化による最適解と ICOST最小化による最適解の比較

設計例		④				⑤			
各構造要素の許容水平変位		$\delta ba = 35.0 \text{ cm}$ $\delta pa = 15.0 \text{ cm}$ $\delta fa = 4.5 \text{ cm}$ $\delta sa = 60.0 \text{ cm}$				$\delta ba = 40.0 \text{ cm}$ $\delta pa = 20.0 \text{ cm}$ $\delta fa = 4.5 \text{ cm}$ $\delta sa = 70.0 \text{ cm}$			
最適設計問題における目的関数		TSL 初期建設費 + 補修費		ICOST 初期建設費		TSL 初期建設費 + 補修費		ICOST 初期建設費	
構造要素	設計変数	最適値	最大水平 <sup>1)</sup> 変位 (cm)	最適値	最大水平 <sup>1)</sup> 変位 (cm)	最適値	最大水平 <sup>1)</sup> 変位 (cm)	最適値	最大水平 <sup>1)</sup> 変位 (cm)
免震支承 B1	Qd <sub>1</sub> (kN)	1856	<u>32.71</u>	<u>1819</u>	<u>35.0</u>	<u>1736</u>	35.84	<u>1679</u>	<u>40.0</u>
	K <sub>21</sub> (kN/m)	7949		10902		9388		11068	
免震支承 B2	Qd <sub>2</sub> (kN)	1670	<u>32.33</u>	<u>1056</u>	<u>35.0</u>	<u>1002</u>	35.99	<u>718</u>	<u>40.0</u>
	K <sub>22</sub> (kN/m)	4082		4414		4114		4253	
免震支承 B3	Qd <sub>3</sub> (kN)	1727	22.21	<u>1348</u>	<u>35.0</u>	<u>1629</u>	32.62	<u>1195</u>	<u>40.0</u>
	K <sub>23</sub> (kN/m)	8259		8657		8510		8501	
橋脚 P1	My <sub>1</sub> (kNm)	93206	3.75	65122	<u>15.0</u>	86093	4.84	53917	<u>20.0</u>
橋脚 P2	My <sub>2</sub> (kNm)	80582	3.64	55669	<u>15.0</u>	74049	4.71	46864	<u>20.0</u>
橋脚 P3	My <sub>3</sub> (kNm)	63876	10.33	62903	12.53	84073	4.83	53217	17.69
基礎 F1	$K\theta_1$ (kNm/rad)	4.688E+07	3.95	2.028E+07	<u>4.5</u>	2.982E+07	<u>4.13</u>	9.961E+06	<u>4.5</u>
基礎 F2	$K\theta_2$ (kNm/rad)	4.823E+07	3.96	1.922E+07	<u>4.5</u>	3.888E+07	3.79	8.580E+06	<u>4.5</u>
基礎 F3	$K\theta_3$ (kNm/rad)	5.795E+07	<u>4.07</u>	3.606E+07	<u>4.5</u>	5.645E+07	3.97	2.332E+07	<u>4.5</u>
上部構造			46.93		<u>58.01</u>		49.96		<u>64.40</u>
ICOST (千円)		226,284		200,045		217,177		185,370	
RCOST <sup>2)</sup> (千円)		33,139		(61,612)		38,140		(89,931)	
T S L <sup>2)</sup> (千円)		259,423		(261,657)		255,317		(275,301)	
T S Lの比		1.00		1.01		1.00		1.08	
ITE <sup>3)</sup> (回)		23		9		24		14	

1) 数値の下線は (最大水平変位/許容水平変位) × 100 (%) ≥ 90% となっていることを示す。

2) ( ) 内の値は、ICOST最小化問題に対する設計変数の最適値および最適値における最大応答水平変位を用いて算出。

3) 最適解を得るために要した設計変数の反復改良回数

て考慮した最適設計例の結果について述べたが、本章では、目的関数として橋梁システムの初期建設費 ICOST のみを考慮し最適化を行った場合の最適解との比較を行った。

初期建設費 ICOST のみを目的関数とした最適設計問題では、各要素の地震動による最大応答水平変位に関する制約条件のもとで、目的関数 ICOST (式(4)) を最小にする設計変数  $Qd_i, K_{2i}, My_i, K\theta_i$  ( $i=1, \dots, n$ ) を決定する最適設計問題として次式のように定式化している。

$$\text{find } Qd_i, K_{2i}, My_i, K\theta_i \quad (i=1,2,3)$$

$$\begin{aligned} \text{minimize } ICOST &= 2 \sum_{i=1}^3 ICOST_{bi}(Qd_i, K_{2i}) \\ &+ 2 \sum_{i=1}^3 ICOST_{pi}(My_i) \\ &+ 2 \sum_{i=1}^3 ICOST_{\theta i}(K\theta_i) \\ \text{subject to} & \\ g\delta bi &= \delta bi(Qd, K_2, My, K\theta) - \delta ba \leq 0 \\ g\delta pi &= \delta pi(Qd, K_2, My, K\theta) - \delta pa \leq 0 \\ g\delta fi &= \delta fi(Qd, K_2, My, K\theta) - \delta fa \leq 0 \\ g\delta si &= \delta si(Qd, K_2, My, K\theta) - \delta sa \leq 0 \end{aligned} \quad (18)$$

式(18)の最適設計問題を解く方法としては、全社会的損失費用  $TSL$  を目的関数として考慮した最適設計法と同様に、凸近似の概念およびラグランジュ 2 対理論に基づく最適化アルゴリズムを用いている。また各設計変数の初期値として第 2 水準値を用い、設計変数の 1 回の改良における改良限度 (move limit) を 30% としている。

表-4 に  $\delta ba = 35.0\text{cm}$ ,  $\delta pa = 15.0\text{cm}$ ,  $\delta fa = 4.5\text{cm}$ ,  $\delta sa = 60.0\text{cm}$  と設定した場合 (設計例④), および  $\delta ba = 40.0\text{cm}$ ,  $\delta pa = 20.0\text{cm}$ ,  $\delta fa = 4.5\text{cm}$ ,  $\delta sa = 70.0\text{cm}$  と設定した場合 (設計例⑤) について、式(17)の  $TSL$  最小化問題に対する設計変数の最適値, 式(18)の  $ICOST$  の最小化問題に対する設計変数の最適値, それぞれの最適値における各構造要素の最大応答水平変位, 最適解における目的関数値, 最適解を得るために要した設計変数の反復改良回数などを示す。なお表-4 の  $ICOST$  最小化問題における補修費  $RCOST$  (( )内の数値)の値は,  $ICOST$  最小化問題における設計変数の最適値および最適値における最大応答水平変位を用いて, 9章および 10 章で述べた方法により補修費  $RCOST$  を算出した値であり, 全社会的損失費用  $TSL$  (( )内に示す数値)は,  $ICOST$  の最適値に上記の  $RCOST$  の値を加えた値である。

表-4から明らかなように,  $ICOST$  のみを目的関数として考慮し最適化を行った場合についても, 14回以内の繰り返し改良により各構造要素の設計変数の最適値が得られており,  $TSL$  を目的関数として考慮した場合と同様に効率的に最適値が得られている。

$TSL$  を最小化した場合および  $ICOST$  のみを最小化した場合の設計変数の最適値を比較すると, いずれの設計例においても  $ICOST$  最小化問題における  $Qdi$ ,  $M_{yi}$  および  $K\theta_i$  の最適値は  $TSL$  最小化問題の最適値よりも小さな値となっており, これに伴い  $ICOST$  最小化問題においては, 10個の制約条件のうち, 8個の制約条件が完全にアクティブとなっている。これに対して  $TSL$  最小化問題においては, 完全にアクティブな制約条件は皆無となっている。また,  $TSL$  最小化問題および  $ICOST$  最小化問題において得られた  $ICOST$  の値を比較すると, いずれの設計例においても  $ICOST$  最小化問題において得られた  $ICOST$  の値の方が小さくなっている。一方  $RCOST$  および  $TSL$  の値は, いずれも  $TSL$  最小化問題で得られた値の方が小さくなっており, 本論文で提案している最適設計法により, 極めて正確かつ効率的に  $TSL$  最小化問題および  $ICOST$  最小化問題の最適解を決定できることが明らかとなった。

## 15. 現行示方書の変位の制約条件が $TSL$ 最小化問題の最適解に与える影響の検討

### (1) 変位制約がアクティブとならない場合および道路橋示方書の変位制約により設計した場合の最適解の比較

これまでに述べてきた最適設計例①, ②, ③, ④, ⑤から明らかなように,  $TSL$  あるいは  $ICOST$  最小化問題の目的関数の値は, 各構造要素の許容変位の設定値の大きさにより大きく影響を受ける。勿論, すべての変位の制約条件がアクティブとならないように許容変位の値を大きく設定し設計した場合には, 最も小さな  $TSL$  が得られることとなる。

そこで本章では,

- 1) 変位の制約条件がアクティブとならないように各構造要素の許容水平変位を大きく設定した場合 (設計例⑥)
- 2) 道路橋示方書の規定により各構造要素の許容水平変位を設定した場合 (設計例⑦)
- 3) 道路橋示方書の規定により, 隣接橋への影響をも考慮し, 各構造要素の許容水平変位を設定した場合 (設計例⑧)

の 3 種類の最適設計問題を解き, 道路橋示方書に規定する変位の制約条件が最適解に及ぼす影響について考察することとした。

ここで, 制約条件がアクティブとならないように設定した許容水平変位として  $\delta ba = 50.0\text{cm}$ ,  $\delta pa = 50.0\text{cm}$ ,  $\delta fa = 50.0\text{cm}$ ,  $\delta sa = 100.0\text{cm}$  を設定した。また道路橋示方書の規定による許容水平変位は  $\delta ba = 37.5\text{cm}$ ,  $\delta pa = 12.0\text{cm}$ ,  $\delta fa = 3.0\text{cm}$ ,  $\delta sa = 50.0\text{cm}$  であり, さらに隣接橋への影響を考慮した場合の許容水平変位は  $\delta ba = 20.0\text{cm}$ ,  $\delta pa = 12.0\text{cm}$ ,  $\delta fa = 3.0\text{cm}$ ,  $\delta sa = 50.0\text{cm}$  に設定している。具体的には, 道路橋示方書の規定による免震支承の許容水平変位  $\delta ba$  は許容せん断ひずみを 250%として設定し, 橋脚の許容水平変位  $\delta pa$  は免震橋梁の安全係数  $\alpha = 3$  を用いて設定し, 基礎構造の許容水平変位  $\delta fa$  は基礎構造の耐力が橋脚の耐力の 1.1 倍を確保できる範囲となるように設定している。また隣接橋への影響を考慮した許容水平変位は道路橋示方書の規定による許容水平変位を満足し, かつ隣接橋との桁衝突の影響, 伸縮装置の施工性などを考慮し, 免震支承の許容水平変位  $\delta ba$  を 20.0cm と小さく設定している。

表-5 に上記の設計例⑥, ⑦, ⑧の  $TSL$  最小化問題に対する設計変数の最適値, 最適値における各構造要素の最大応答水平変位, 最適解における目的関数値, 最適解を得るために要した設計変数の反復改良回数などを示し, 表-6 および表-7 に道路橋示方書に基づき許

表-5 最大応答水平変位に関する制約条件がアクティブとにならないように許容水平変位を設定した場合⑥、道路橋示方書に基づき許容水平変位を設定した場合⑦、および隣接橋への影響を考慮し許容水平変位を設定した場合⑧の最適解の比較

設計例		⑥			⑦			⑧		
最大応答水平変位に関する制約条件		変位制約がアクティブとにならないように許容水平変位を設定			道路橋示方書の規定により許容水平変位を設定			隣接橋への影響を考慮し許容水平変位を設定		
各構造要素の許容水平変位		$\delta ba = 50.0$ cm $\delta pa = 50.0$ cm $\delta fa = 50.0$ cm $\delta sa = 100.0$ cm			$\delta ba = 37.5$ cm $\delta pa = 12.0$ cm $\delta fa = 3.0$ cm $\delta sa = 50.0$ cm			$\delta ba = 20.0$ cm $\delta pa = 12.0$ cm $\delta fa = 3.0$ cm $\delta sa = 50.0$ cm		
構造要素	設計変数	最適値	最大水平 <sup>1)</sup> 変位 (cm)	許容水平変位 (cm)	最適値	最大水平 <sup>1)</sup> 変位 (cm)	許容水平変位 (cm)	最適値	最大水平 <sup>1)</sup> 変位 (cm)	許容水平変位 (cm)
免震支承 B1	Qd <sub>1</sub> (kN)	1647	39.28	50.0	1860	34.32	37.5	2016	19.30	20.0
	K2 <sub>1</sub> (kN/m)	9867			9931			9739		
免震支承 B2	Qd <sub>2</sub> (kN)	1627	40.63	50.0	638	35.87	37.5	2542	20.0	20.0
	K2 <sub>2</sub> (kN/m)	3833			3345			2364		
免震支承 B3	Qd <sub>3</sub> (kN)	1623	34.00	50.0	1562	27.68	37.5	1901	17.27	20.0
	K2 <sub>3</sub> (kN/m)	10016			8540			6910		
橋脚 P1	My <sub>1</sub> (kNm)	87333	5.13	50.0	89427	7.02	12.0	77204	11.43	12.0
橋脚 P2	My <sub>2</sub> (kNm)	89356	4.30	50.0	70584	4.37	12.0	64454	10.53	12.0
橋脚 P3	My <sub>3</sub> (kNm)	84003	3.39	50.0	69767	9.60	12.0	62259	10.70	12.0
基礎 F1	K $\theta$ <sub>1</sub> (kNm/rad)	1.094E+07	6.12	50.0	5.460E+07	2.48	3.0	7.214E+07	2.87	3.0
基礎 F2	K $\theta$ <sub>2</sub> (kNm/rad)	1.408E+07	5.91	50.0	4.725E+07	2.69	3.0	6.572E+07	2.87	3.0
基礎 F3	K $\theta$ <sub>3</sub> (kNm/rad)	9.131E+06	7.17	50.0	6.888E+07	2.72	3.0	9.586E+07	2.87	3.0
上部構造			56.52	100.0		47.10	50.0		40.51	50.0
ICOST (千円)		204,963			221,818			242,703		
RCOST (千円)		45,567			37,850			32,024		
T S L (千円)		250,530 (1.00) <sup>3)</sup>			259,668 (1.04) <sup>3)</sup>			274,727 (1.10) <sup>3)</sup>		
ITE <sup>2)</sup> (回)		46			16			12		

1) 数値の下線は (最大水平変位/許容水平変位) × 100 (%) ≥ 90% となっていることを示す。

2) 最適解を得るために要した設計変数の反復改良回数

3) ( ) 内の数値は、それぞれ TSL⑥/TSL⑥、TSL⑦/TSL⑥、TSL⑧/TSL⑥ の値を示す。

表-6 道路橋示方書に基づき許容水平変位を設定した場合(設計例⑦)の各橋脚の最適な構造諸元

構造要素	最適構造諸元	
	橋軸方向幅 (m)	使用鉄筋
橋脚 P1	B = 2.75	D38 2段配筋
橋脚 P2	B = 2.50	D35 2段配筋
橋脚 P3	B = 2.50	D35 2段配筋

表-7 道路橋示方書に基づき許容水平変位を設定した場合(設計例⑦)の各基礎構造の最適な構造諸元

構造要素	最適構造諸元		
	杭径 (mm)	杭本数 (本)	杭間隔
基礎 F1	φ=1000	n=10	3.0φ
基礎 F2	φ=1000	n=10	2.7φ
基礎 F3	φ=1000	n=10	3.3φ

表-8 表-5に示す各設計例における免震支承と橋脚の損傷度 D および安全係数 α

設計例	⑥		⑦		⑧	
	損傷度 D	安全係数 α	損傷度 D	安全係数 α	損傷度 D	安全係数 α
免震支承 B1	0.499	2.00	0.425	2.35	0.209	4.78
免震支承 B2	0.521	1.92	0.469	2.13	0.215	4.65
免震支承 B3	0.425	2.35	0.339	2.95	0.186	5.38
橋脚 P1	0.053	18.87	0.122	8.20	0.264	3.79
橋脚 P2	0.027	37.04	0.000	—	0.208	4.81
橋脚 P3	0.000	—	0.182	5.49	0.214	4.67

容水平変位を設定した場合（設計例⑦）に得られた橋脚および基礎構造の最適な構造諸元を示す。

表-5から明らかなように、いずれの設計例においても各構造要素の最適値が最大46回以内の繰り返し改良により効率的に求められている。また道路橋示方書の規定により許容水平変位を設定した場合（設計例⑦）には $\delta_b$ 、 $\delta_f$ 、 $\delta_s$ に関する制約条件がほぼアクティブとなっており、隣接橋への影響をも考慮し許容水平変位を設定した場合（設計例⑧）においては $\delta_b$ 、 $\delta_p$ 、 $\delta_f$ に関する制約条件がほぼアクティブとなっている。

各設計例の最適解における初期建設費  $ICOST$ 、補修費  $RCOST$  および全社会的損失費用  $TSL$  の変化は、各構造要素の許容水平変位が小さくなるにしたがい（設計例⑥→⑦→⑧）、 $ICOST$  は増加し、 $RCOST$  は減少しており、その和である目的関数値  $TSL$  は増加する傾向があることがわかる。目的関数値  $TSL$  の増加量は、制約条件がアクティブとならない場合（設計例⑥）と比較して、道路橋示方書の規定により許容水平変位を設定した場合（設計例⑦）では4%の増加、隣接橋への影響を考慮し許容水平変位を設定した場合（設計例⑧）では10%の増加となっており、水平変位の制約条件がきびしくなるにしたがい  $TSL$  は増加している。

表-8 に各設計例⑥、⑦、⑧における免震支承および橋脚の最適解における損傷度  $D$  およびその逆数である安全係数  $\alpha$  の値を示す。一般的に、各免震支承の損傷度  $D$  は設計例⑥→⑦→⑧の順に小さく（安全係数  $\alpha$  は大きく）なっているのに対して、橋脚の損傷度  $D$  は逆に大きく（安全係数  $\alpha$  は小さく）なっていることは興味深いことである。

表-8より、図-2に示す免震橋梁システムでは、制約条件がアクティブとならない場合（設計例⑥）には、免震支承に損傷度  $D=0.425\sim 0.521$  程度の主たる損傷を許し、橋脚には  $D=0.000\sim 0.053$  程度と、ほとんど損傷を生じさせないように各構造要素の非線形剛度を配分することにより、初期建設費と補修費用の和を最小にする橋梁システムを設計することができることが明らかとなった。また道路橋示方書の水平変位に関する規定に基づく場合（設計例⑦）には、免震支承に損傷度  $D=0.339\sim 0.469$  程度の主たる損傷を許し、橋脚には損傷度  $D=0.000\sim 0.182$  程度の軽微な損傷を許すように各構造要素の非線形剛度を配分することにより、 $TSL$  を最小にする橋梁システムを設計することができることが明らかとなった。一方、隣接橋への影響を考慮し、免震支承の許容水平変位を設計例⑦の約1/2に小さく設定した場合（設計例⑧）には、免震支承に損傷度  $D=0.186\sim 0.215$  程度、橋脚に損傷度  $D=$

0.208~0.264程度と、損傷度が同程度となるように非線形剛度を配分することにより、 $TSL$  を最小にする橋梁システムを設計できることが明らかとなった。

## (2) 水平変位に関する設計 Code の最適化への応用

前節 15. (1) で述べた3種類の設計例⑥、⑦、⑧における最適解の比較、およびこれまでに述べた①~⑤の最適設計例から明らかなように、橋梁システムの各構成要素に設定される水平変位の許容値の大きさに応じて、各構造要素の最適な非線形剛性特性値の分布、最適な損傷度（安全率）の分布および目的関数である  $TSL$  あるいは  $ICOST$  の最小値は大きく変化する。表-5に示す最適設計例⑥、⑦、⑧の比較からも明らかなように、各構造要素に対する許容水平変位の設定値が異なることにより、10%程度の  $TSL$  の差が生じている。さらに、いくつかの構成要素の水平変位がきびしく制限される場合には、さらに大きな  $TSL$  の増加が予想される。したがって、設計に用いる各構造要素の許容水平変位量を決定する場合には、橋梁システムの大規模地震による非線形動的最大応答値や、製作、架設、使用時の快適性、維持管理、全社会的損失費用  $TSL$  等の幅広い見地から検討を加え、可能であれば、できる限り大きな許容変位量を設定することにより、 $TSL$  の小さな経済的な橋梁システムを設計することができる。明確な理由もなく、いたずらにきびしい変位制約を規定することは、橋梁システムの  $TSL$  を著しく増加させることにつながるため、できる限り避けなければならない。

このような橋梁システムの各構造要素の大規模地震動に対する許容水平変位を論理的に、かつ設計に対してできる限り有利となるように決定する方法として、本論文で提案している  $TSL$  最小化設計法、あるいは  $ICOST$  最小化設計法は極めて強力な方法となる。

すなわち、実際の製作・架設・使用時の快適性・維持管理等において考慮すべき技術的な側面から要求される各構造要素の水平変位の最大許容量を、基本的な許容変位量の上限值として考慮し、本論文で提案している最適設計法および実験計画法を用いて、これらの基本的な変位制約量を満足するとともに、最も小さな  $TSL$  あるいは  $ICOST$  を与える各構造要素の許容水平変位の値を迅速かつ容易に決定することができる。また、上記の技術的な側面から要求される基本的な許容変位量の上限值が必ずしも厳密な一定値ではなく、多少は妥協し得る値である場合には、その許容変位量を多少増加させることにより得られる  $TSL$  あるいは  $ICOST$  の減少量と、他の技術的なデメリットとを比較検討し、橋梁システムの設計全体が改良される方向

に両者間でトレードオフを行うことにより、より妥当な許容変位量を決定することができる。

このようにして、本論文で提案している最適免震設計法を用いることにより、橋梁システムの設計において考慮すべき各構造要素の水平変位制約に関する設計Codeの最適化をも論理的に、かつきわめて容易に行うことができる。なおこの方法の詳細や具体的な例については、紙面の都合上、別の機会に発表する予定である。

## 16. 結 論

本論文において、橋梁システムの初期建設費と大規模地震による損傷の補修に要する費用の和を最小にするという観点から、各構造要素の最適な非線形剛性配分と、それに対応する最適な構造諸元を合理的かつ効率的に決定することができる最小コスト設計法を提案し、免震支承を有する5径間連続橋の最適設計例を示した。また現行の道路橋示方書に規定されている橋梁システムの各構造要素の水平変位に関する制約条件が、 $TSL$  最小化問題の最適解に与える影響を検討するとともに、本論文で提案している最適設計法を用いて、各構造要素の水平変位に関する設計Codeを最適化する方法についても述べた。

本研究で得られた主な結論は次の通りである。

- (1) 本論文で提案した最小コスト設計法により、初期建設費と大規模地震による損傷の補修に要する費用の和を最小にするという観点から、橋梁システムの各構造要素の非線形動的特性値の最適値およびそれに対応する構造諸元の最適値を、理論的に正確に、かつ効率的に決定することができることが明らかとなった。
- (2) 実験計画法の手法を用いることにより、大規模地震による橋梁システムの各構造要素の非線形最大応答水平変位  $\delta_{\max}$  と各構造要素の動的特性値との関係式(推定式)を、左右対称な5径間連続橋で27回程度と、わずかの非線形動的解析結果を用いて、容易に、かつ3.5%程度の誤差で正確に導入することができる。
- (3) 橋梁システムの各構造要素の最大応答水平変位  $\delta_{\max}$  の推定式を変位の制約条件式および損傷の補修費用の算定に用いることにより、最適設計問題の定式化を設計変数の陽な関数として明確かつ単純に表現できるとともに、各構造要素の設計変数の改良にとまらぬ最大水平変位の算定およびその損傷度の計算をきわめて迅速かつ

単純に行うことができる。このことは、橋梁システムの耐震設計を行う上で、非線形動的応答解析の量を激減させるとともに、設計変数の改良をきわめて単純に、容易に、かつきわめて迅速に行うことを可能とするものであり、本論文で提案している最適設計法の大きな特徴の一つである。

- (4) 大規模地震により免震支承および橋脚に発生する損傷の補修に要する費用を、損傷度  $D$ 、補修コスト係数  $C$  および初期建設費  $ICOST$  の関数として表現することにより、最適設計問題の目的関数として考慮している初期建設費と補修費の総和(全社会的損失費用  $TSL$ )を、橋梁システムの全ての設計変数の関数として明確に表現することができ、最適設計問題の目的関数  $TSL$  の最適値および全ての設計変数の最適値をきわめて容易に決定することができる。
- (5) 橋脚の非線形動的特性および基礎構造の線形動的特性を代表して示す特性値  $M_y$  および  $K\theta$  をそれぞれの構造要素の設計変数として考慮し、Suboptimizationの手法を用いて橋脚の最小初期建設費と  $M_y$  の関係式、および基礎構造の最小初期建設費と  $K\theta$  の関係式を導入することにより、最適設計問題の定式化をきわめて単純化することができる。さらに、最適化を効率的に行うことができる。さらに、得られた  $M_y$  および  $K\theta$  の最適値より、橋脚および杭基礎の最適な構造諸元を容易に決定することができる。
- (6) 5径間連続免震橋について、同一の水平変位の制約条件のもとで  $TSL$  最小化による最適解と  $ICOST$  最小化による最適解を比較した結果、設定する許容水平変位の値が大きい最適設計問題では、 $ICOST$  最小化により求めた  $TSL$  の方が、 $TSL$  最小化による  $TSL$  より8%程度大きくなっている。この場合、 $ICOST$  最小化により求めた  $TSL$  とは、 $ICOST$  のみを目的関数として考慮し、その最適解を決定した後、得られた設計変数の値を用いて式(15)より  $RCOST$  を求め、 $ICOST$  と  $RCOST$  を加え合わせた値である。

このことより、橋梁システムを初期建設費( $ICOST$ )および大規模地震による損傷の補修費用( $RCOST$ )をも加えた全社会的損失費用( $TSL$ )を最小化する観点に立って設計する場合には、本論文で提案しているように、初期建設費( $ICOST$ )および損傷度による補修費( $RCOST$ )いずれも設計変数の関数として明確に定式化し、これらの和を最小化することによ



り、与えられた変位の制約条件のもとでの全域的に最小な *TSL* を与える設計変数の値を決定することができる。

- (7) 橋梁システムの全社会的損失費用 *TSL* 最小化問題において、目的関数 *TSL* の最小値は、各構造要素に設定される許容変位の大きさにより大きな影響を受ける。全域的な *TSL* の最小値は、すべての変位の許容値を大きく設定し、すべての変位制約がアクティブとならないように設定した場合に得られる。

この *TSL* の値を基準値として考慮し、現行の道路橋示方書に規定されている各構造要素の許容水平変位を考慮して最適化した場合の *TSL*、および隣接橋への影響を考慮して免震支承の許容変位をさらに 1/2 程度に厳しく制約した場合の *TSL* を比較すると、前者では 4%、後者の場合には 10% *TSL* が増加することが明らかとなった。

したがって、設計に用いる各構造要素の許容水平変位量を決定する場合には、橋梁システムの非線形動的最大応答値や、製作、架設、使用時の快適性、維持管理、全社会的損失費用 *TSL* 等の幅広い見地から検討を加え、可能であれば、示方書や設計基準においてはできる限り大きな許容変位量を設定することにより、*TSL* の小さな橋梁システムを設計することができる。明確な理由もなく、きびしい変位制約を規定することは、*TSL* を著しく増加させることにつながるので、できる限り避けなければならない。

## 参考文献

- 1) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，1996.12.
- 2) (社) 日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料，1997.3.
- 3) (社) 日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料，-PC ラーメン橋・RC アーチ橋・PC 斜張橋・地中連続壁基礎・深礎基礎等の耐震設計計算例一，1998.1.
- 4) たとえば 高橋昭一，志村勉，橋吉宏，小西哲司：PC 床版 2 主桁橋「ホロナイ川橋」の設計および解析・試験検討，橋梁と基礎，Vol.30, No.2, pp.23-30, 1996.
- 5) 西川和廣：道路橋の寿命と維持管理，土木学会論文集，No.501/I-29, pp.1-10, 1994.10.
- 6) 西川和廣，村越潤，中嶋浩之：ミニマムメンテナンス橋に関する検討，土木技術資料，第 38 巻，第 9 号，pp.56-61, 1996.
- 7) 土岐憲三：構造物-基礎系における耐震安全性の配分，基礎工，Vol.21, No.12, pp.2-7, 1993.
- 8) 庄司学，藤野陽三，阿部雅人：高架道路橋システムにおける地震時損傷配分の最適化の試み，土木学会論文集，No.563/I-39, pp.79-94, 1997.4.
- 9) 大久保禎二，田中賢太，渡邊謙晶，好竹亮介：大規模地震を受ける免震橋梁システムの最適設計法に関する研究，土木学会論文集，No.703/I-59, pp.67-82, 2002.4.
- 10) 田中賢太，大久保禎二：大規模地震による損傷度および変位量を保証する橋梁システムの最適性能設計法，構造工学論文集，Vol.48A, 2002.3.
- 11) 大久保禎二：トラス構造物の最適設計法に関する研究，土木学会論文報告集，No.177, pp.9-19, 1970.5.
- 12) 大久保禎二，奥村敏恵：Suboptimization による鋼連続桁の最適設計，土木学会論文報告集，No.215, pp.1-14, 1973.
- 13) 大久保禎二，谷脇一弘：双対理論および部材の Suboptimization によるトラス構造物の最適設計法，土木学会論文集，No.350/I-2, pp.331-340, 1984.10.
- 14) 田口玄一：実験計画法 第 3 版，丸善株式会社，1976.
- 15) 柏村孝義，白鳥正樹，干強：実験計画法による非線形問題の最適化-統計的設計支援システム-，朝倉書店，1998.
- 16) Ohkubo, S. and Asai, K.: A Hybrid Optimal Synthesis Method for Truss Structures Considering Shape, Material and Sizing Variables, *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, Vol. 34, pp. 839-851, 1992.
- 17) Ohkubo, S. and Taniwaki, K.: Total optimal synthesis method for truss structures subject to static and frequency constraints, *Microcomputers in Civil Engineering*, Vol.10, pp.39-50, 1995.
- 18) Ohkubo, S. and Taniwaki, K.: Structural optimization dealing with shape, material and sizing variables subjected to static and seismic loads, *Proc. of the Tools and Methods for Concurrent Engineering*, TMCE'96, pp.59-74, 1996.
- 19) 大久保禎二，谷脇一弘：構造形状・部材の材種・断面寸法を設計変数としたトラス構造物の耐震最適設計法，土木学会論文集，No.570/I-40, pp.47-61, 1997.7.
- 20) 伊津野和行，袴田文雄，志村敦：機能分離型免震支承システムのすべり摩擦特性に関する研究，第 25 回地震工学研究発表会講演論文集，Vol.2, pp.729-732, 1999.7.
- 21) 建設省土木研究所：道路橋の免震設計法マニュアル（案），土木研究センター，1992.
- 22) 片山恒雄：地震防災問題における幾つかの社会経済的視点，地震災害予測研究会昭和 59 年度報告，pp.33-55, 1984.
- 23) 川島一彦，杉田秀樹，中島燈，佐藤貴志：都市型震災の波及構造モデルに基づく道路震災対策の重要度評価，第 9 回日本地震工学シンポジウム論文集，pp.2197-2202, 1994.

- 24) 徳永法夫, 深谷茂広, 沈赤, 田中賢太 : 複数箇所が塑性化する鋼製橋脚の耐震性に関する一考察, 構造工学論文集, Vol.47A, pp.819-829. 2001.3.
- 25) (社) 日本道路協会 : 道路震災対策便覧, 震災復旧編, 1988.2.

(2001. 8. 10 受付)

MINIMUM COST DESIGN METHOD FOR SEISMIC-ISOLATION BRIDGE SYSTEMS CONSIDERING INITIAL CONSTRUCTION COST AND REPAIR COST CAUSED BY A HUGE EARTHQUAKE

Sadaji OHKUBO, Kenta TANAKA and Keiji KADOTA

This paper proposes a rigorous, reliable and efficient minimum cost design method for substructures of seismic-isolation bridge systems considering initial construction cost and repair cost caused by a huge earthquake. The special characteristic values for nonlinear dynamic hysteresis of seismic-isolation bearings, piers and pile foundations are dealt with as the design variables. The relationships between least initial construction costs of rubber shoe, RC pier, RC pile foundation and the corresponding design variables are introduced by using suboptimization processes. The repair cost of each segment is evaluated by considering damage factor, repair cost factor and least initial construction cost of the segment. The estimation formula of maximum horizontal response displacement at each segment is introduced efficiently as the function of design variables by the Experimental Design Method. The cost minimization problems of bridge systems are solved quite efficiently by using a convex approximation concept and the Lagrangian Dual Method. The effects of the horizontal displacement constraints on the minimum cost of bridge systems are also investigated.