

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

Optimal performance-based design method for bridge systems assuring
damage and displacement requirements caused by a huge earthquake

田中賢太*, 大久保禎二**
Kenta TANAKA, Sadaji OHKUBO

* 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)

**工博 愛媛大学名誉教授 (前 工学部環境建設工学科教授) (〒791-0212 愛媛県温泉郡重信町田窪 1954-55)

This paper proposes a reliable and efficient optimal performance-based design method for seismic-isolation bridge systems which consist of seismic-isolation bearings, RC piers and RC pile foundations, and are subjected to huge earthquakes. The specific characteristic values expressing nonlinear dynamic hysteresis of structural elements are dealt with as the design variables, and the relationships between least construction cost of element and the corresponding design variable are introduced by using suboptimization processes. The relationships between maximum horizontal displacement and design variables at each segment are introduced effectively by the Experimental Design Method. The optimal performance-based design problem is formulated as a total construction cost minimization problem subject to maximum horizontal displacement and damage factor constraints. The proposed design method is applied to 5 span continuous bridge systems subject to various performance-based design conditions, and the rigorousness, efficiency of the design method are clarified.

Key Words: bridge system, optimal performance-based design, damage factor, experimental design method

キーワード: 橋梁システム, 最適性能設計法, 損傷度, 実験計画法

1. 緒言

1995年に発生した兵庫県南部地震以後、構造物の耐震設計法において、構造物が具備すべき耐震性能を明確に規定し、設計においてその性能を満足していることを照査する性能照査型設計法の考え方が取り入れられつつある。^{1), 2)} さらに近年、性能照査型耐震設計法へ向けての展開、課題などについて、国際的な設計基準体系との整合性も考慮しながら多くの議論がなされるようになってきている。^{3), 4)}

ところで、性能照査型の耐震設計を行う際に、大規模地震による橋梁システムの耐震性能を正確に評価するためには、設計対象とする橋梁システムの非線形性を考慮した動的応答解析を行い、各構造要素の動的挙動が設定した限界状態を超えていないことを確認する必要がある。しかしながら、各構造要素の非線形応答値は、各構造要素の非線形剛性の配分により大きな影響を受けるため、従来のように試行錯誤の方法により、設計において要求される耐震性能を満足するように橋梁システム全体の中で各構造要素の非線形剛性を力学的な観点から最適に配分する場合に

は極めて多くの労力を必要とし、橋梁システムの規模や複雑さによっては、実行不可能となる場合も生じる。

また近年、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、橋梁の建設においても、初期建設費をできる限り節約した橋梁構造物が要求されるとともに、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が種々検討されるようになってきている。⁵⁾ このような見地から橋梁の耐震設計を行う場合においても、設計対象とする橋梁が要求されている耐震性能を満足するとともに、経済性に優れた構造となっていることを検証することも極めて重要な課題となっている。

このような状況の中で、本論文では、免震支承を有する橋梁システムが大規模地震を受けた場合に要求される損傷度と最大応答水平変位に関する耐震性能を満足し、かつ橋梁システムの初期建設費を最小とするように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性能設計法を提案するものである。設計例として、免震支承を有する実橋規模の5径間連続橋について、各構造要素の地震による損傷度および変位量に関する制約条件のもとで最

適性能設計を行った結果について述べ、本論文で提案している設計法により、各構造要素の断面諸元(非線形剛性特性)の最適値を理論的に正確に、かつきわめて効率的に決定できることを明らかにしている。

2. 最適性能設計法および設計過程の概要

本研究の目的は、免震支承を有する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、各構造要素に要求される損傷度と変位に関する耐震性能を満足するとともに、免震支承、橋脚および基礎構造の建設費の総和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)を効率的に決定できる最適性能設計法を開発することである。

この目的に対して、本研究では、免震支承、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 Qd_i ($i=1,\dots,n$)と二次剛性 $K2_i$ ($i=1,\dots,n$)、橋脚の降伏曲げモーメント My_i ($i=1,\dots,n$)、基礎-地盤系の回転バネ定数 $K\theta_i$ ($i=1,\dots,n$)を考慮し、Suboptimizationの考え方^{6)~8)}を用いて各構造要素の設計変数と最小の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、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^{9),10)}の手法により数少ない非線形時刻歴応答解析の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建設費、最大応答水平変位 δ_{max} と設計変数との関係式および最大応答水平変位の推定式により計算できる損傷度 D を用いて、各構造要素の最大応答水平変位 δ_{max} および損傷度 D が、それぞれに設定された制限値 δ_a および D_a をこえないという耐震性能に関する制約条件のもとで、建設費を最小とする設計変数の最適値を決定する最適性能設計問題を定式化した。次に、凸近似を用いたラグランジュ双対法^{11)~14)}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した。本論文で提案している最適性能設計法の設計過程を図-1に示す。

3. 設計変数の設定

前章で本論文において提案している最適性能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橋軸方向地震動に着目した場合の最適性能設計法について具体的に記述することとする。

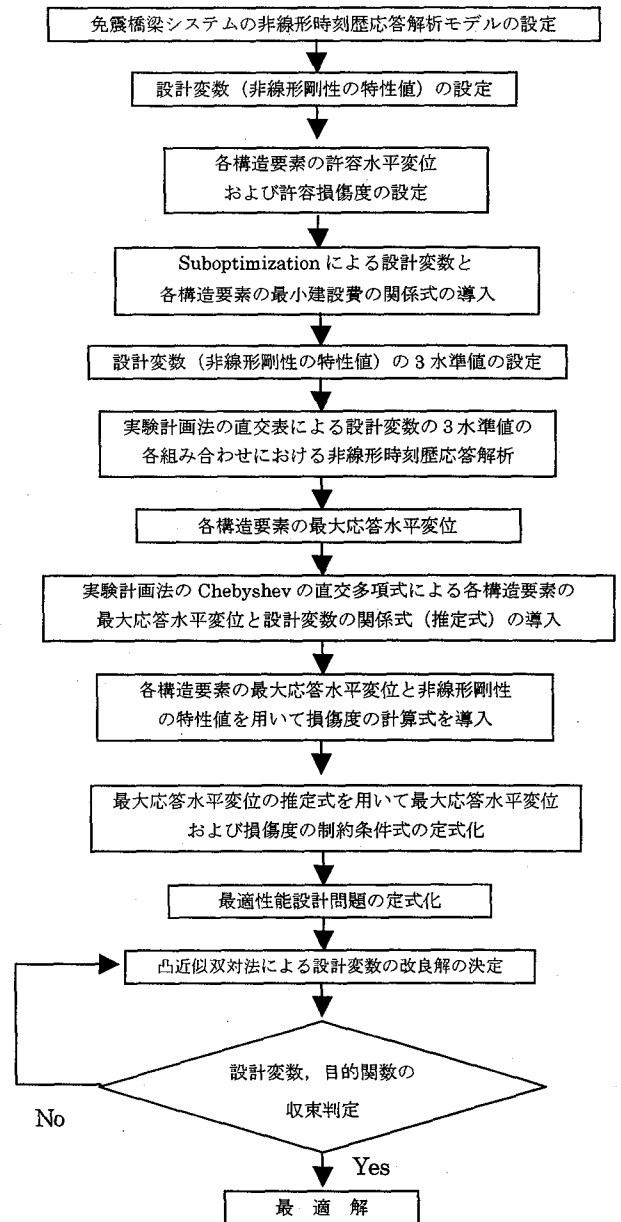


図-1 免震橋梁システムの最適性能設計法の設計過程

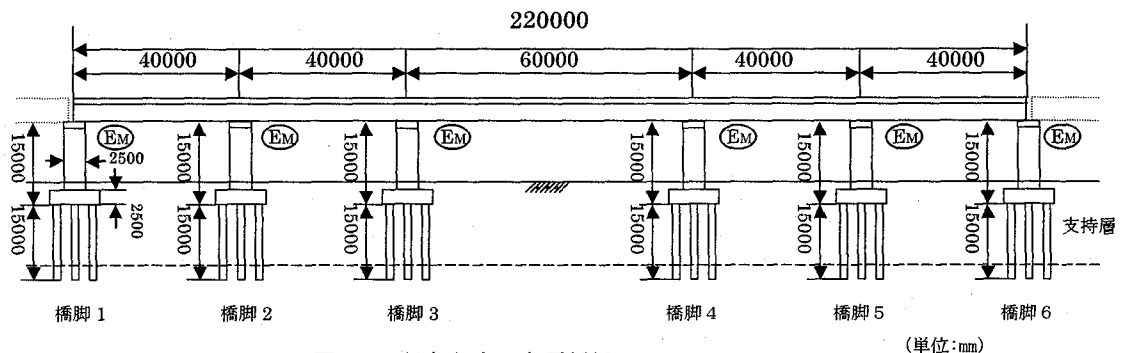


図-2 対象とする免震橋梁システム

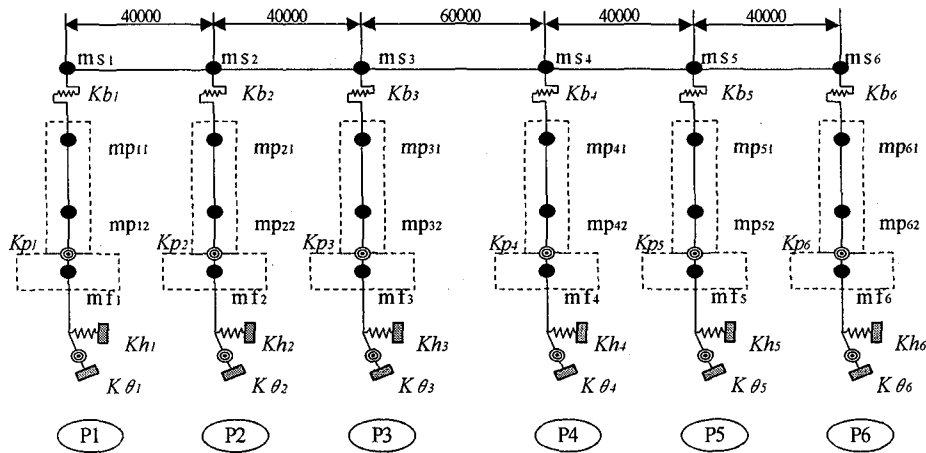


図-3 対象橋梁の非線形時刻歴応答解析モデル

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 径間連続鋼鈑桁橋であり、6 基の鉄筋コンクリート橋脚 ($i=1,2,\dots,6$) および場所打ち杭基礎 ($i=1,2,\dots,6$) で支持されている。また耐震設計上の地盤種別として、道路橋示方書¹⁾で規定しているⅡ種地盤 ($T_g=0.37s$) 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性能設計を行うこととした。

3.1 非線形時刻歴応答解析モデルの設定

本研究では、図-2 に示す免震橋梁システムの非線形時刻歴応答解析モデルを、橋軸方向の地震動に着目し、図-3 のようにモデル化した。

図-3 に示す各免震支承の非線形せん断バネ定数 K_b は、免震支承の履歴特性がバイリニアモデルで近似できるものと仮定した。各鉄筋コンクリート橋脚の非線形曲げ剛性 K_p については、動的荷重を受ける鉄筋コンクリート橋脚の曲げモーメントと回転角の履歴挙動が剛性低下型バイリニアモデルにより表されるものとし、このモデルを用いて算出するものとした。また各基礎構造の水平バネ定数 K_h および回転バネ定数 K_θ は、地盤の塑性化のみを考慮した線形バネ定数により表されるものとした。なお図-2 に示すような免震橋梁システムでは、一般に上部構造の断面諸元が地震動により決定されることは少ないため、上部構造の剛性および重量は一定値としている。

一般に最適設計問題の定式化においては、各構造要素の断面寸法、鉄筋量、杭径、杭間隔などの断面諸元を設計変数として考慮する場合が多い。しかしながら、断面寸法を設計変数として考慮した場合には、最適性能設計問題の定式化が複雑となり、かつ最適化のために必要となる計算量が膨大な量となるので、本研究では、これらの断面諸元を

直接設計変数としては考慮せず、上記の非線形時刻歴応答解析で用いる各構造要素の非線形剛性の特性値を設計変数として考慮することとした。以下に免震支承、橋脚、基礎構造の設計変数の設定について述べる。なお図-2 に示す免震橋梁システムは橋軸方向に対称形であるため、設計変数としては橋脚番号 1, 2, 3 における設計変数のみを独立な設計変数として考慮している。

3.2 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-4 に示すバイリニアモデルを考慮し、本研究では、1 次剛性 K_1 は一定値と仮定し、降伏荷重 Q_d と 2 次剛性 K_2 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 K_1 と 2 次剛性 K_2 の比はほぼ一定値となっているが、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を分離させた機能分離型免震支承¹⁵⁾においては、免震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_d および K_2 を設計変数として考慮することとした。

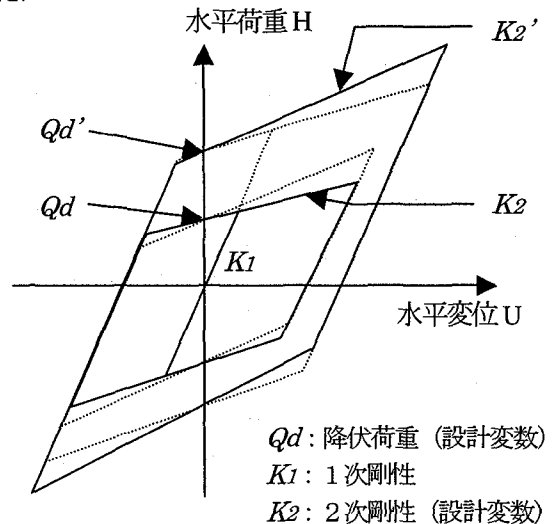


図-4 免震支承の非線形履歴特性と設計変数 Q_d, K_2

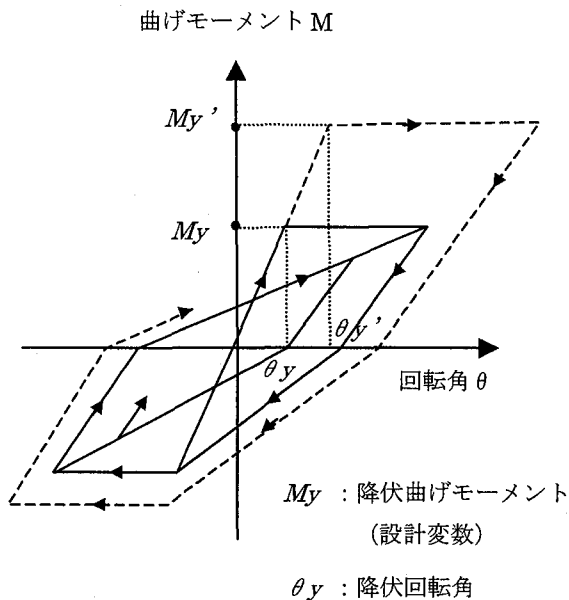


図-5 橋脚の非線形履歴特性と設計変数 M_y

3.3 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-5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_y を設計変数として考慮することとした。

3.4 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¹⁾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と製作費の関係式の導入

免震支承の設計変数 Q_d , K_2 と製作費 W_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 は積層ゴムの断面積に支配されるという仮定のもとで、既往の設計例および文献¹⁶⁾を参考に試設計を行った結果を用いて導入した。各橋脚 ($i=1,2,3$) の免震支承の降伏荷重 Q_{d_i} (kN) および二次剛性 K_{2_i} (kN/m) と製作費 W_{b_i} (千円) の関係式を以下に示す。

$$\begin{aligned} W_{b_i} &= 3.0Q_{d_i} + 0.15K_{2_i} + 5000 \quad (i=1) \\ W_{b_i} &= 3.0Q_{d_i} + 0.15K_{2_i} + 5500 \quad (i=2) \\ W_{b_i} &= 3.0Q_{d_i} + 0.15K_{2_i} + 6000 \quad (i=3) \end{aligned} \quad (1)$$

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。

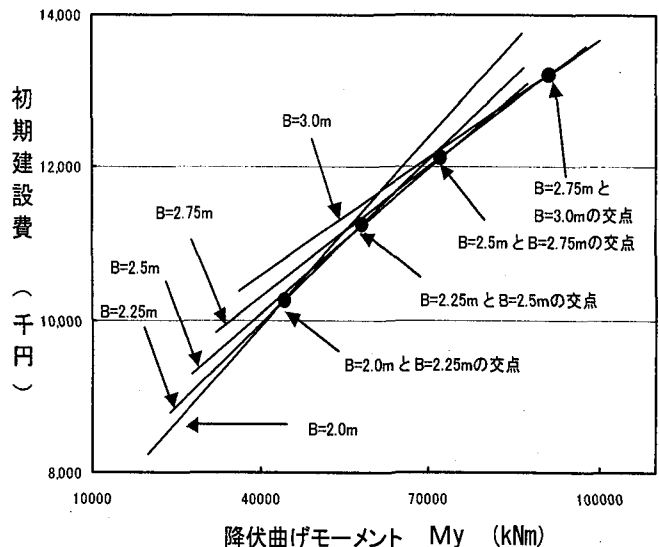


図-6 橋脚の降伏曲げモーメント M_y と建設費の関係

5. 橋脚の設計変数と最小建設費の関係式の導入

橋脚の設計変数 M_y と最小建設費 W_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 における最小の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。また建設費は実際の設計に用いる積算基準、標準単価などを用いて算出した。

上記の各条件を用いて、道路橋示方書¹⁾に示されている算出式により計算した降伏曲げモーメント M_y と建設費 W_p との関係を図-6 に示す。図-6 から、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 と建設費 W_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、建設費 W_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 ($B=2.0\text{m}, 2.25\text{m}, 2.5\text{m}, 2.75\text{m}, 3.0\text{m}$) により作成できる 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 に対応する最も経済的な柱幅が変化することがわかる。

上記の関係から、各交点間で最も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 W_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_{y_i} (kNm) と最小初期建設費 W_{p_i} (千円) の関係式を以下に示す。

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

6. 基礎構造の設計変数と最小建設費の関係式の導入

基礎構造の設計変数 $K\theta$ と最小建設費 W_f 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 $K\theta$ における最小の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 2.5ϕ (ϕ : 杭径) で配置するものとした。

また、杭径は $\phi=1000\text{mm} \sim 1500\text{mm}$ の範囲で 100mm ずつ変化させ、杭の本数は6本～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 0.5ϕ ずつ変化させ、それぞれの建設費を比較することとした。なお建設費はフーチングの建設費も含む費用とし、実際の設計に用いる積算基準、標準単価などを用いて算出した。上記の条件により道路橋示方書⁹⁾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 W_f の組み合わせの中で $K\theta$ に対して W_f 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-7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建設費と $K\theta$ の関係を一本の曲線で表している。

図-7 でプロットした各 $K\theta$ に対する最小建設費の値を、最小二乗法により二次曲線で近似することにより、各橋脚 ($i=1,2,3$) の基礎-地盤系の回転バネ定数 $K\theta_i$ (kNm/rad)

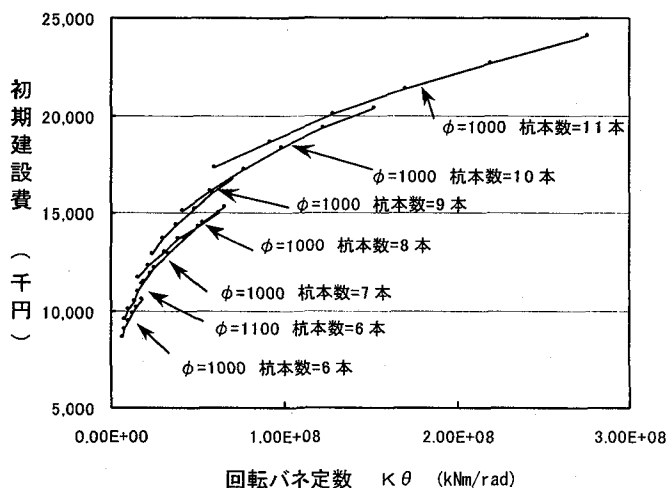


図-7 基礎-地盤系の回転バネ定数 $K\theta$ と最小建設費の関係

と建設費 W_{f_i} (千円) の関係式を次のように導入することができる。

$$\begin{aligned}
W_{f_i} &= (-1.792 \times 10^{-13}) K\theta_i^2 \\
&\quad + (1.079 \times 10^{-4}) K\theta_i + 8403.1 \quad (i=1,2,3) \quad (3)
\end{aligned}$$

7. 目的関数 W の定式化

式(1), (2), (3)で導入した Qd_i , K_2 と W_b の関係式, My と W_p の関係式および $K\theta$ と W_f 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建設費 W の算定式を次式のように導入することができる。

$$\begin{aligned}
W &= 2 \sum_{i=1}^3 W_{b_i}(Qd_i, K_{2_i}) \\
&\quad + 2 \sum_{i=1}^3 W_{p_i}(My_i) + 2 \sum_{i=1}^3 W_{f_i}(K\theta_i) \quad (4)
\end{aligned}$$

ここに、
 W_{b_i} : 橋脚 i の免震支承の製作費
 W_{p_i} : 橋脚 i の最小建設費
 W_{f_i} : 橋脚 i の基礎構造の最小建設費

8. 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10章で述べる各構造要素の最大応答水平変位および損傷度に関する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。この非線形動的応答解析問題を能率的に解くため、本研究では実験計画法^{9),10)}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。

図-2に示す免震橋梁システムの12個の設計変数 $Qd_1 \sim Qd_3$, $K_{2_1} \sim K_{2_3}$, $My_1 \sim My_3$, $K\theta_1 \sim K\theta_3$ 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、それらの各因子(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(実験)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各構造要素の $\delta_{\max}$ の推定式を導入した。

表-1 $L_{27}(3^{13})$ 直交表

実験 NO.	各設計変数の水準レベル												
	Qd ₁	Qd ₂	Qd ₃	K2 ₁	K2 ₂	K2 ₃	My ₁	My ₂	My ₃	Kθ ₁	Kθ ₂	Kθ ₃	
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	

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

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 $(A_k - \bar{A}_k)^2$ の 2 次項に乗ずる係数

なお実験計画法の手法においては, 設計変数が 4 個 (4 因子 3 水準型実験) までの場合には, $L_9(3^4)$ 直交表⁹⁾ における 9 通りの解析で推定式を導入することができ, 設計変数が 13 個 (13 因子 3 水準型実験) までの場合には, 本研究における最適性能設計例のように 27 通りの解析で推定式を導入することができる。

本研究では, 図-2 に示す免震橋梁システムの各設計変数 $Qd_1 \sim Qd_3$, $K2_1 \sim K2_3$, $My_1 \sim My_3$, $K\theta_1 \sim K\theta_3$ の第 1, 第 2, 第 3 水準値を, 既往の設計例を参考として表-2 に示すように設定し, それぞれの水準値を用いて表-1 の直交表に示す 27 通りの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, 各構造要素の最大応答水

表-2 各設計変数の水準値

		設計変数の各水準レベルの値		
		第1水準値	第2水準値	第3水準値
因子	Qd1 (kN)	200	2100	4000
	Qd2 (kN)	200	2100	4000
	Qd3 (kN)	200	2100	4000
	K21 (kN/m)	0	8000	16000
	K22 (kN/m)	0	8000	16000
	K23 (kN/m)	0	8000	16000
	My1 (kNm)	7000	67000	127000
	My2 (kNm)	7000	67000	127000
	My3 (kNm)	7000	67000	127000
	Kθ1 (kNm/rad)	6.600E+06	1.050E+08	2.034E+08
	Kθ2 (kNm/rad)	6.600E+06	1.050E+08	2.034E+08
	Kθ3 (kNm/rad)	6.600E+06	1.050E+08	2.034E+08

表-3 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 (%)

平変位を求めた。

なお本論文の最適性能設計例においては, 道路橋示方書に示されているように 3 波形の平均応答値を用いて耐震性能を照査することとし, 入力地震動としてタイプ II の標準加速度波形 (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。また非線形時刻歴応答解析における積分方法は Newmark-β法を用い, $\beta=1/4$, 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-3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

9.1 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 δ_{max} を降伏変位 δ_y で除した値である最大応答塑性率 μ_{max} が用いられている。しかしながら、最大応答塑性率 μ_{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 δ_u をも考慮して、次式により定義することとした。¹⁷⁾

$$D = \frac{\delta_{max} - \delta_y}{\delta_u - \delta_y} \tag{6}$$

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、構造要素は崩壊しているため $D=1$ 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。

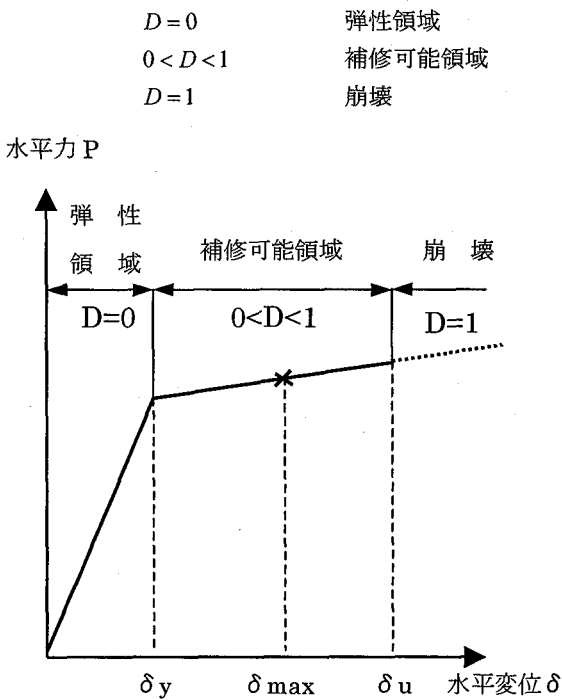


図-8 損傷度D

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 α 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 α と損傷度Dの関係を示すと次のようになる。

$$\begin{aligned} \alpha = 1.5 &\Leftrightarrow D = 2/3 && \text{(通常の橋梁の場合)} \\ \alpha = 3.0 &\Leftrightarrow D = 1/3 && \text{(免震橋梁の場合)} \end{aligned}$$

9.2 免震支承の損傷度Dbの算定式

免震支承の損傷度 Db_i の算出式において、降伏変位 δ_{y_i} は免震支承の非線形特性値である Qd_i 、 $K2_i$ （設計変数）および1次剛性 $K1_i$ 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 $K1_i$ は一定値と仮定しているので、 δ_{y_i} は Qd_i および $K2_i$ の関数として表すことができる。また最大応答水平変位 $\delta b_{i,max}$ は、8章で述べた方法により、各構造要素の設計変数（ Qd 、 $K2$ 、 My 、 $K\theta$ ）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 δu_i は、ゴムの破断ひずみを500%として算出することとした。¹⁶⁾ 本研究では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ので、免震支承の終局変位は $\delta u_i = 0.75m$ 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 Db_i は次式により計算することができる。

$$Db_i = \frac{\delta b_{i,max}(Qd,K2,My,K\theta) - \delta_{y_i}(Qd_i,K2_i)}{\delta u_i - \delta_{y_i}(Qd_i,K2_i)} \tag{7}$$

(i=1,2,3)

ここに、
 $\delta b_{i,max}$: 橋脚iの免震支承の最大応答水平変位(m)
 δ_{y_i} : 橋脚iの免震支承の降伏変位(m)
 δu_i : 橋脚iの免震支承の終局変位(m) (=0.75m)

9.3 橋脚の損傷度Dpの算定式

橋脚の設計変数 My_i の各値における降伏変位 δ_{y_i} および終局変位 δu_i は、5章で述べたSuboptimizationの過程により決定された My_i 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 $\delta p_{i,max}$ は、免震支承の場合と同様に、各構造要素の設計変数（ Qd 、 $K2$ 、 My 、 $K\theta$ ）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 Dp_i は次式により計算することができる。

$$Dp_i = \frac{\delta p_{i,max}(Qd,K2,My,K\theta) - \delta_{y_i}(My_i)}{\delta u_i(My_i) - \delta_{y_i}(My_i)} \tag{8}$$

(i=1,2,3)

ここに,

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

10. 最適性能設計問題の定式化および最適化手法

8章で述べた免震支承, 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 $\delta b_i, \delta p_i, \delta f_i, \delta s$, および9章で述べた損傷度 Db_i, Dp_i に関する制約条件のもとで, 7章で導入した目的関数 W を最小にする設計変数 $Qd_i, K2_i, My_i, K\theta_i$ を決定する最適性能設計問題を次のように定式化する.

$$\begin{aligned} &\text{find} \quad Qd_i, K2_i, My_i, K\theta_i \quad (i=1,2,3) \\ &\text{minimize} \quad W = 2 \sum_{i=1}^3 W_{b_i}(Qd_i, K2_i) \\ &\quad + 2 \sum_{i=1}^3 W_{p_i}(My_i) + 2 \sum_{i=1}^3 W_{f_i}(K\theta_i) \\ &\text{subject to} \quad (9) \\ &\quad g\delta b_i = \delta b_i(Qd, K2, My, K\theta) - \delta ba \leq 0 \\ &\quad g\delta p_i = \delta p_i(Qd, K2, My, K\theta) - \delta pa \leq 0 \\ &\quad g\delta f_i = \delta f_i(Qd, K2, My, K\theta) - \delta fa \leq 0 \\ &\quad g\delta s = \delta s(Qd, K2, My, K\theta) - \delta sa \leq 0 \\ &\quad gDb_i = Db_i(Qd, K2, My, K\theta) - Dba \leq 0 \\ &\quad gDp_i = Dp_i(Qd, K2, My, K\theta) - Dpa \leq 0 \\ &\quad (i=1,2,3) \end{aligned}$$

本研究では, 式(9)の最適性能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^{11)~14)}を用い, 設計変数 $Qd_i, K2_i, My_i, K\theta_i$ ($i=1,2,3$) の改良を繰り返すことによりその最適値を決定した.

11. 最適性能設計例

本章では, 図-2 に示す免震橋梁システムが, 道路橋示方書¹⁾で規定されている3種類のタイプII標準加速度波形の地震動を受けた場合の最大応答水平変位の平均値および平均損傷度に関して要求される性能を満足するとともに, 橋梁システムの建設費を最小にする最適性能設計を行った例について述べる. 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)を30%に設定している.

11.1 許容変位量を一定とし, 許容損傷度を変化させた場合の最適解の比較

本節では各構造要素の許容水平変位を道路橋示方書の規定を参考にして一定値に設定し, 各構造要素の許容損傷度を種々変化させ最適性能設計を行った場合の結果について述べる. ここで道路橋示方書の規定に基づく各構造要素の許容水平変位として, 免震支承の許容水平変位 δba は許容せん断ひずみを250%として $\delta ba=37.5\text{cm}$ に設定した. また橋脚の許容水平変位 δpa は免震橋梁の安全係数 $\alpha=3$ ($D=1/3$) 程度を目安として $\delta pa=14.0\text{cm}$ に設定し, 基礎構造の許容水平変位 δfa は震度法における許容値の2倍, すなわち $\delta fa=3.0\text{cm}$ に設定した. 上部構造の許容水平変位 δsa はそれらの和として $\delta sa=55.0\text{cm}$ に設定している.

また免震支承および橋脚の許容損傷度としては, 構造物に要求される耐震性能として以下の3段階を考慮し, 各要求性能に対する許容損傷度を設定した.

- (1) 要求性能Ⅰ: 大規模地震後にも橋脚は健全性を損なわず, 免震支承のみの小規模な補修により橋としての機能を保持できるよう, 免震支承および橋脚の許容損傷度 Dba および Dpa は次の値以下であること.
(設計例①) $Dba=1/3, Dpa=0.0$
- (2) 要求性能Ⅱ: 大規模地震後に免震支承および橋脚の小規模な補修を必要とするが, 早期に橋としての機能が回復できるよう, 免震支承および橋脚の許容損傷度 Dba および Dpa は次の値以下であること.
(設計例②) $Dba=1/3, Dpa=1/3$
- (3) 要求性能Ⅲ: 大規模地震後に免震支承および橋脚に比較的長期の補修を必要とするが, 補修後は橋としての機能を回復できるよう, 免震支承および橋脚の許容損傷度 Dba および Dpa は次の値以下であること.

(設計例③) $Dba=1/2, Dpa=1/2$

表-4 に各構造要素の許容水平変位を $\delta ba=37.5\text{cm}$, $\delta pa=14.0\text{cm}$, $\delta fa=3.0\text{cm}$, $\delta sa=55.0\text{cm}$ とし, 免震支承の許容損傷度 Dba および橋脚の許容損傷度 Dpa を上記のように設定して得られた設計例①, ②, ③の設計変数の最適値, 最適値における各構造要素の最大応答水平変位および損傷度, 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-5 に各設計例で得られた橋脚および基礎構造の最適な構造諸元を示す. なお表-4 の最適値における最大応答水平変位あるいは損傷度が設定した許容値の90%以上の値となっている場合には, その許容値に関する制約条件がアクティブあるいはほぼアクティブな制約条件となっていると判断し, その値に下線を引いている.

表-4から明らかなように, いずれの設計例においても設計変数(非線形剛性の特性値)の最適値が, 最大18回以内の繰り返し改良により効率的に求められている. またアクティブあるいはほぼアクティブとなっている制約条件は, 設計例①では, 免震支承と橋脚の損傷度 D および基礎構造の δ に関する制約条件, 設計例②では免震支承と橋脚の

表-4 δba , δpa , δfa , δsa を一定とし、許容損傷度 Da を変化させた場合の最適解の比較

各構造要素の 許容水平変位		$\delta ba = 37.5 \text{ cm}, \quad \delta pa = 14.0 \text{ cm}$ $\delta fa = 3.0 \text{ cm}, \quad \delta sa = 55.0 \text{ cm}$								
設 計 例		①			②			③		
各構造要素の 許容損傷度		$Db a = 1/3$ $Dpa = 0$			$Db a = 1/3$ $Dpa = 1/3$			$Db a = 1/2$ $Dpa = 1/2$		
構造要素	設計変数	最 適 値	最大水平 ¹⁾ 変位 (cm)	損傷度 ²⁾	最 適 値	最大水平 ¹⁾ 変位 (cm)	損傷度 ²⁾	最 適 値	最大水平 ¹⁾ 変位 (cm)	損傷度 ²⁾
免震支承 B1	Qd1 (kN)	2230	28.41	<u>0.333</u>	1972	27.92	<u>0.333</u>	1774	<u>37.38</u>	<u>0.469</u>
	K21 (kN/m)	10357			9185			11302		
免震支承 B2	Qd2 (kN)	1325	26.82	<u>0.333</u>	1405	26.87	<u>0.333</u>	473	<u>37.36</u>	<u>0.492</u>
	K22 (kN/m)	5386			4378			3253		
免震支承 B3	Qd3 (kN)	1792	25.96	<u>0.312</u>	1658	25.45	<u>0.307</u>	1356	<u>36.33</u>	<u>0.464</u>
	K23 (kN/m)	5943			6680			7408		
橋脚 P1	My1 (kNm)	101788	3.20	<u>0.0</u>	68555	<u>13.68</u>	<u>0.330</u>	67651	<u>13.98</u>	0.339
橋脚 P2	My2 (kNm)	73638	4.34	<u>0.0</u>	53501	<u>13.90</u>	<u>0.333</u>	51670	<u>14.00</u>	0.337
橋脚 P3	My3 (kNm)	81710	3.85	<u>0.0</u>	56576	<u>13.48</u>	<u>0.318</u>	62870	12.48	0.281
基礎 F1	$K\theta_1$ (kNm/rad)	6.667E+07	<u>3.00</u>	—	5.471E+07	<u>2.89</u>	—	3.271E+07	<u>3.00</u>	—
基礎 F2	$K\theta_2$ (kNm/rad)	6.793E+07	<u>3.00</u>	—	5.297E+07	<u>3.00</u>	—	2.908E+07	<u>2.92</u>	—
基礎 F3	$K\theta_3$ (kNm/rad)	8.135E+07	<u>2.87</u>	—	6.654E+07	<u>3.00</u>	—	4.860E+07	<u>3.00</u>	—
上 部 構 造		—	42.67	—	—	48.71	—	—	<u>54.96</u>	—
W (千円)		240, 292			221, 472			202, 200		
W①, ②, ③/W①×100 (%)		1.00			0.92			0.84		
ITE ³⁾ (回)		18			7			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) 数値の下線は (損傷度/許容損傷度) × 100 (%) ≥ 90% となっていることを示す。

3) 最適解を得るために要した設計変数の反復改良回数

表-5 設計例 ①, ②, ③における橋脚および基礎構造の最適な構造緒元

設計例	構造要素	橋脚の最適構造緒元		構造要素	基礎構造の最適構造緒元		
		橋軸方向幅 (m)	使用鉄筋		杭 径 (mm)	杭本数 (本)	杭間隔
①	橋脚 P1	B = 3.00	D38 2 段配筋	基礎 F1	$\phi=1000$	n=10	3.2 ϕ
	橋脚 P2	B = 2.75	D35 2 段配筋	基礎 F2	$\phi=1000$	n=10	3.2 ϕ
	橋脚 P3	B = 2.75	D38 2 段配筋	基礎 F3	$\phi=1000$	n=10	3.6 ϕ
②	橋脚 P1	B = 2.50	D35 2 段配筋	基礎 F1	$\phi=1000$	n=10	2.8 ϕ
	橋脚 P2	B = 2.25	D35 2 段配筋	基礎 F2	$\phi=1000$	n=10	2.8 ϕ
	橋脚 P3	B = 2.25	D35 2 段配筋	基礎 F3	$\phi=1000$	n=10	3.2 ϕ
③	橋脚 P1	B = 2.50	D35 2 段配筋	基礎 F1	$\phi=1000$	n=9	3.2 ϕ
	橋脚 P2	B = 2.25	D32 2 段配筋	基礎 F2	$\phi=1000$	n=9	2.9 ϕ
	橋脚 P3	B = 2.50	D32 2 段配筋	基礎 F3	$\phi=1000$	n=10	2.6 ϕ

損傷度 D および橋脚と基礎構造の δ に関する制約条件、設計例③では免震支承の損傷度 D および全構造要素の δ に関する制約条件であり、各構造要素に設定する許容損傷度の値によってアクティブあるいはほぼアクティブとなる設計条件が異なっていることがわかる。

各設計例の最適解における最小建設費 W の値は、各構造要素の許容損傷度が大きくなるに従い（設計例①→②→③）減少しており、設計例①の建設費 W に対して、設計例②の W は92%、設計例③の W は84%の比率となっている。また各構造要素の設計変数の最適値も、各構造要素の許容損傷度が大きくなるに従い一般的に小さくなる傾向となっているが、その傾向は設計例①と設計例②における橋脚の M_y の最適値、設計例②と設計例③の免震支承の Q_d の最適値で顕著に現れている。さらに損傷を許容していない基礎構造の $K\theta_i$ の最適値についても、許容水平変位 $\delta_{fa}=3.0\text{cm}$ で一定値に設定しているにも拘わらず、各構造要素の許容損傷度が大きくなるに従い大きく減少している。

表-6は、表-4で示した最適解の精度を確認するために、各設計例の最適解における免震支承の最大応答水平変位の推定値と、各設計変数の最適値を用いて非線形時刻歴応答解析を行い得られる最大応答水平変位との比較を行った結果である。

この表から明らかなように、最大応答水平変位の推定値と解析値との相対誤差は、設計例①および②の δ_{b3} において10.0%を超える誤差もみられるが、それ以外はほぼ6%以下の相対誤差となっており、非線形性を考慮した動的解析および統計的手法による推定式の導入であることを考慮すれば、8章で述べた実験計画法の方法により、精度よく最大応答水平変位を推定できていると判断することができる。

表-6 設計例①、②、③の最適解における免震支承の $\delta_{\max}$ の推定値と解析値との比較

設計例	着目要素	推定値 ¹⁾ (cm)	解析値 ²⁾ (cm)	相対誤差 ³⁾ (%)
①	δ_{b1}	28.41	29.95	5.1
	δ_{b2}	26.82	28.68	6.5
	δ_{b3}	25.96	29.66	12.5
②	δ_{b1}	27.92	28.32	1.4
	δ_{b2}	26.87	28.48	5.7
	δ_{b3}	25.45	28.29	10.0
③	δ_{b1}	37.38	37.85	1.2
	δ_{b2}	37.36	39.44	5.3
	δ_{b3}	36.33	39.04	6.9

1) 表-4に示す各設計例の最適解における最大応答水平変位
2) 表-4に示す各設計変数の最適値を用いて非線形時刻歴応答解析を行い得られた最大応答水平変位
3) 相対誤差 = | (推定値 - 解析値) / 解析値 | × 100 (%)

11.2 許容損傷度を一定とし、許容水平変位を変化させた場合の最適解の比較

前節では、各構造要素の許容変位量を一定とし、許容損傷度を要求される耐震性能レベルに応じて変化させた場合の最適性能設計例を示したが、本節では、各構造要素の許容損傷度は一定値で与えられるものとし、許容水平変位を種々に変化させる必要が生じた場合を想定し最適性能設計を行った結果について述べる。

この節で述べる設計例における各構造要素の許容損傷度として

「要求性能IV：大規模地震により構造物が崩壊せず、長期間の補修を施せば橋としての機能が回復できる状態」

を想定し、 $Db_a=2/3$ 、 $Dp_a=2/3$ と設定している。また各構造要素の許容水平変位は、種々の技術的な側面から要求される構造物の耐震性能として、以下の3段階を設定した。

(1) 要求性能A：隣接橋への影響、伸縮装置の施工性などを考慮し、各構造要素に大きな変位を生じさせないように、許容変位は次の値以下であること。

(設計例④) $\delta_{ba}=22.5\text{cm}$ 、 $\delta_{pa}=8.0\text{cm}$ 、
 $\delta_{fa}=3.0\text{cm}$ 、 $\delta_{sa}=45.0\text{cm}$

(2) 要求性能B：施工面などからの特別の制約は無く、道路橋示方書の規定を満足する範囲で最大限の変位を許容することとし、許容変位は次の値以下であること。

(設計例⑤) $\delta_{ba}=37.5\text{cm}$ 、 $\delta_{pa}=14.0\text{cm}$ 、
 $\delta_{fa}=3.0\text{cm}$ 、 $\delta_{sa}=55.0\text{cm}$

(3) 要求性能C：基礎構造以外の構造要素には特に変位に対する制限を設けず、構造物が崩壊しない範囲で可能な限りの変形を許すこととする。基礎構造以外の構造要素の許容変位として次のような大きな値を設定する。

(設計例⑥) $\delta_{ba}=100.0\text{cm}$ 、 $\delta_{pa}=50.0\text{cm}$ 、
 $\delta_{fa}=3.0\text{cm}$ 、 $\delta_{sa}=100.0\text{cm}$

表-7に免震支承の許容損傷度 $Db_a=2/3$ 、橋脚の許容損傷度 $Dp_a=2/3$ で一定値とし、各構造要素の許容水平変位を上記のように3段階に変化させて最適性能設計を行い得られた設計変数の最適値、最適値における各構造要素の最大応答水平変位および損傷度、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。なお最適値における最大応答水平変位と損傷度が設定した許容値の90%以上の値となっている場合には、その値に下線を引いている。

表-7から明らかなように、いずれの設計例においても設計変数の最適値が、最大14回以内の繰り返し改良により効率的に求められている。アクティブあるいはほぼアクティブな制約条件としては、設計例④および設計例⑤では、各構造要素の最大応答水平変位 δ に関する制約条件、設計例⑥では、免震支承と橋脚の損傷度 D および基礎構造の最大応答水平変位 δ に関する制約条件がアクティブとなつ

表一7 Db_a , Dpa を一定とし, 許容水平変位 δa を変化させた場合の最適解の比較

各構造要素の 許容損傷度		$Db_a = 2/3$ $Dpa = 2/3$								
設 計 例		④			⑤			⑥		
各構造要素の 許容水平変位		$\delta ba = 22.5\text{ cm}$ $\delta pa = 8.0\text{ cm}$ $\delta fa = 3.0\text{ cm}$ $\delta sa = 45.0\text{ cm}$			$\delta ba = 37.5\text{ cm}$ $\delta pa = 14.0\text{ cm}$ $\delta fa = 3.0\text{ cm}$ $\delta sa = 55.0\text{ cm}$			$\delta ba = 100.0\text{ cm}$ $\delta pa = 50.0\text{ cm}$ $\delta fa = 3.0\text{ cm}$ $\delta sa = 100.0\text{ cm}$		
構造要素	設計変数	最 適 値	最大水平 ¹⁾ 変位 (cm)	損傷度 ²⁾	最 適 値	最大水平 ¹⁾ 変位 (cm)	損傷度 ²⁾	最 適 値	最大水平 ¹⁾ 変位 (cm)	損傷度 ²⁾
免震支承 B1	Qd1 (kN)	2094	<u>22.49</u>	0.251	1775	<u>37.38</u>	0.469	1451	51.07	<u>0.666</u>
	K21 (kN/m)	10690			11304			9238		
免震支承 B2	Qd2 (kN)	1781	<u>22.48</u>	0.264	472	<u>37.36</u>	0.492	200	50.06	<u>0.666</u>
	K22 (kN/m)	4557			3255			2337		
免震支承 B3	Qd3 (kN)	1836	<u>20.25</u>	0.229	1356	<u>36.34</u>	0.464	895	49.01	<u>0.645</u>
	K23 (kN/m)	7584			7397			4026		
橋脚 P1	My1 (kNm)	87703	<u>8.00</u>	0.154	67645	<u>13.97</u>	0.339	46318	22.69	<u>0.665</u>
橋脚 P2	My2 (kNm)	68136	<u>8.00</u>	0.118	51667	<u>14.00</u>	0.337	35870	22.75	<u>0.666</u>
橋脚 P3	My3 (kNm)	71448	<u>7.91</u>	0.125	62874	12.48	0.281	36684	22.73	<u>0.666</u>
基礎 F1	$K\theta_1$ (kNm/rad)	6.859E+07	<u>3.00</u>	—	3.271E+07	<u>3.00</u>	—	1.770E+07	<u>3.00</u>	—
基礎 F2	$K\theta_2$ (kNm/rad)	6.959E+07	<u>3.00</u>	—	2.909E+07	<u>2.92</u>	—	8.381E+06	<u>2.99</u>	—
基礎 F3	$K\theta_3$ (kNm/rad)	8.942E+07	<u>3.00</u>	—	4.857E+07	<u>3.00</u>	—	1.505E+07	<u>3.00</u>	—
上 部 構 造		—	<u>42.22</u>	—	—	<u>54.96</u>	—	—	67.95	—
W (千円)		241, 293			202, 200			171, 110		
W④, ⑤, ⑥/W④×100 (%)		1.00			0.84			0.71		
ITE ³⁾ (回)		4			12			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) 数値の下線は (損傷度/許容損傷度) × 100 (%) ≥ 90% となっていることを示す。

3) 最適解を得るために要した設計変数の反復改良回数

ている。なお設計例⑤の最適解と前節で示した設計例③の最適解が完全に一致した値となっているが、これはいずれの設計例も許容損傷度に関する制約条件がアクティブとならず、道路橋示方書に基づき設定した許容水平変位に関する制約条件により最適解が決定されているためである。

各設計例の最適解における建設費 W の値は、各構造要素の許容水平変位が大きくなるに従い (設計例④→⑤→⑥) 減少しており、設計例④の建設費 W に対して、設計例⑤の W は84%、設計例⑥の W は71%の比率となっている。また各構造要素の設計変数の最適値も、各構造要素の許容水平変位が大きくなるに従い小さな値となっている。

橋梁システムの各構造要素において生じる大規模地震による最大応答水平変位 δ および損傷度 D は、各構造要素の非線形剛性特性値 (設計変数の値) の分布により複雑

に変化し、一般的に行われている試行錯誤の方法により各構造要素の最良の設計変数値を決定することは極めて困難であるが、11.1 および 11.2 の各設計例で示したように、本研究で提案している最適性能設計法により、耐震設計上要求される最大応答水平変位および損傷度に関する性能を確実に保証するとともに、建設費を最小にする橋梁システムの設計を極めて正確に、確実に、かつ効率的に行うことができることが明らかとなった。

12. 結 論

本論文において、大規模地震を受けた場合に要求される橋梁システムの耐震性能を満足し、かつ建設費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適性能設計法を提案し、免震支承を有する5径間連続橋の最適性能設計例を示した。

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適性能設計法により、大規模地震を受けた場合に橋梁システムに要求される最大応答水平変位および損傷度に関する性能を確実に保証するとともに、建設費を最小にする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、確実に、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径間連続橋で独立な設計変数が12個の場合、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導入することができる。また計算例で示した推定式の精度は、時には10%を超える場合もあるが、全体としては最大6%程度以下の相対誤差であり、精度よく推定できることが明らかとなった。
- (3) 各構造要素の最大応答水平変位 $\delta_{\max}$ の推定式を変位および損傷度の制約条件式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もなう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。
- (4) 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_θ を設計変数として考慮し、Suboptimizationの手法を用いて橋脚の最小建設費と M_y の関係式、および基礎構造の最小建設費と K_θ の関係式を導入することにより、最適化を効率的に行うことができる。また、得られた M_y および K_θ 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。

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) 運輸省鉄道局 監修，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，丸善株式会社，1999.10.
- 3) 堺孝司：性能照査型設計法のゆくえ，橋梁と基礎，Vol.31, No.8, pp.73-83, 1997.
- 4) 岡村甫：性能照査型基準についてー耐震設計ー，コンクリート工学，Vol.35, No.11, pp.6-7, 1997.
- 5) たとえば 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.
- 6) 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.
- 7) 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.
- 8) 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.
- 9) 田口玄一：実験計画法 第3版，丸善株式会社，1976.
- 10) 柏村孝義，白鳥正樹，于強：実験計画法による非線形問題の最適化ー統計的設計支援システムー，朝倉書店，1998.
- 11) S. Ohkubo and K. Asai : 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.
- 12) 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.
- 13) 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.
- 14) 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.
- 15) 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.
- 16) 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.
- 17) 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.

(2001年9月14日受付)